

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA CENTRO

PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA

RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA – MANOPPELLO

LOTTO 2

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale

SCALA:

-

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

I A 9 7    0 0    R    2 9    G E    G E 0 0 0 6    0 0 1    A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE DEFINITIVA	P. Luciani 	Agosto 2021	L. Eboli 	Agosto 2021	T. Paoletti 	Agosto 2021	F. Arduini Agosto 2021
								ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dott. Ing. Fabrizio Arduini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 16302 del 4/11/01

File:IA9700R29GEGE0006001A.doc

n. Elab.: 4-1

## INDICE

1	INTRODUZIONE.....	5
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
2.1	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO E DI BASE .....	6
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO .....	6
2.3	BIBLIOGRAFIA.....	7
3	DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINI .....	12
4	QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO.....	15
4.1	DESCRIZIONE UNITÀ GEOLOGICHE .....	15
4.2	DESCRIZIONE UNITÀ GEOTECNICHE .....	15
5	PROFILO FREATICO .....	18
6	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	20
6.1	GENERALITÀ .....	20
6.2	INDIVIDUAZIONE DEL TIPO DI TERRENO DA PROVE CPT .....	20
6.3	TERRENI COESIVI .....	23
6.3.1	<i>Introduzione</i> .....	23
6.3.2	<i>Parametri fisici e Classificazione</i> .....	23
6.3.3	<i>Stato tensionale iniziale</i> .....	24
6.3.4	<i>Resistenza al taglio non drenata</i> .....	25
6.3.4.1	Prove di laboratorio .....	25
6.3.4.2	Valutazione di $c_u$ da parametri indice .....	25
6.3.4.3	Valutazione di $c_u$ da prove CPT .....	26
6.3.4.4	Valutazione di $c_u$ da prove SPT .....	27
6.3.4.5	Valutazione di $c_u$ da prove con Pocket Penetrometers .....	27
6.3.4.6	Valutazione di $c_u$ da prove dilatometriche e pressiometriche.....	27
6.3.5	<i>Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i> .....	27
6.3.6	<i>Caratteristiche di deformabilità</i> .....	28
6.3.6.1	Moduli elastici iniziali .....	28
6.3.6.2	Moduli elastici non drenati $E_u$ .....	29
6.3.6.3	Moduli elastici drenati .....	30
6.3.6.4	Coefficiente di reazione orizzontale.....	31

6.3.7	<i>Coefficienti di permeabilità</i> .....	32
6.3.8	<i>Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria</i> .....	32
6.4	TERRENI INCOERENTI .....	33
6.4.1	<i>Introduzione</i> .....	33
6.4.2	<i>Stato iniziale del deposito</i> .....	33
6.4.3	<i>Densità relativa</i> .....	34
6.4.3.1	Densità relativa dalle prove penetrometriche statiche CPT.....	34
6.4.3.2	Densità relativa dalle prove penetrometriche dinamiche SPT.....	35
6.4.4	<i>Angolo di resistenza al taglio</i> .....	37
6.4.4.1	Angolo di resistenza all taglio da prove SPT .....	37
6.4.4.2	Angolo di resistenza al taglio in funzione della densità relativa $D_R$ .....	38
6.4.5	<i>Caratteristiche di deformabilità</i> .....	40
6.4.5.1	Moduli elastici iniziali .....	40
6.4.5.2	Moduli elastici “operativi” .....	40
6.4.5.3	Moduli di reazione orizzontale .....	41
7	CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE .....	43
7.1	STRATIGRAFIE E NUMERO COLPI NSPT .....	43
7.2	NUMERO COLPI $N_{SPT}$ – TERRENI COESIVI .....	70
7.3	NUMERO COLPI $N_{SPT}$ – TERRENI INCOERENTI.....	76
7.4	RESISTENZA ALLA PUNTA DA POCKET PENETROMETERS .....	80
7.5	RESISTENZA ALLA PUNTA DA CPT .....	89
7.6	VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO DA MASW .....	116
7.7	GRANULOMETRIE E CARATTERISTICHE FISICHE .....	129
7.8	STATO TENSIONALE INIZIALE .....	139
7.9	CARATTERISTICHE DI RESISTENZA IN TERRENI COESIVI .....	142
7.9.1	<i>Resistenza al taglio non drenata</i> .....	142
7.9.1.1	Unità geotecnica LSA .....	142
7.9.1.2	Unità geotecnica AL .....	153
7.9.1.3	Unità geotecnica AM .....	158
7.9.2	<i>Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i> .....	163
7.9.2.1	Unità geotecnica LSA .....	163
7.9.2.2	Unità geotecnica AL .....	165
7.9.2.3	Unità geotecnica AM .....	166

7.10	CARATTERISTICHE DI RESISTENZA IN TERRENI INCOERENTI .....	167
7.10.1	<i>Densità relativa</i> .....	167
7.10.1.1	Unità geotecnica SL .....	167
7.10.1.2	Unità geotecnica G,S .....	170
7.10.2	<i>Angolo di resistenza al taglio</i> .....	172
7.10.2.1	Unità geotecnica SL .....	172
7.10.2.2	Unità geotecnica G,S .....	179
7.11	CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ IN TERRENI COESIVI .....	183
7.11.1	<i>Modulo elastico non drenato</i> .....	183
7.11.1.1	Unità geotecnica LSA .....	183
7.11.1.2	Unità geotecnica AL .....	188
7.11.1.3	Unità geotecnica AM .....	191
7.11.2	<i>Modulo elastico drenato</i> .....	196
7.11.2.1	Unità geotecnica LSA .....	196
7.11.2.2	Unità geotecnica AL .....	202
7.11.2.3	Unità geotecnica AM .....	207
7.11.3	<i>Parametri di compressibilità</i> .....	213
7.12	CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ IN TERRENI INCOERENTI .....	216
7.12.1	<i>Modulo elastico drenato</i> .....	216
7.12.1.1	Unità geotecnica SL .....	216
7.12.1.2	Unità geotecnica G,S .....	219
8	CARATTERISTICHE DI PERMEABILITÀ .....	225
8.1	COEFFICIENTI DI PERMEABILITÀ DI PROGETTO .....	230
8.2	COEFFICIENTI DI CONSOLIDAZIONE PRIMARIA E SECONDARIA .....	232
9	DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO .....	233
9.1	PARAMETRI GEOTECNICI ASSOCIATI ALLE UNITÀ GEOTECNICHE DEFINITE .....	235
10	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TRACCIATO .....	239
10.1	TRATTO 1 – DA PK 0+000 A PK 1+300 .....	240
10.2	TRATTO 2 – DA PK 1+300 A PK 2+850 .....	241
10.3	TRATTO 3 – DA PK 2+850 A PK 5+000 .....	242
10.4	TRATTO 4 – DA PK 5+000 A PK 7+894 .....	243
11	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE .....	244

11.1	PREMESSA.....	244
11.2	VITA NOMINALE DI PROGETTO CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO .....	245
11.3	STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO .....	246
11.4	ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO SU SUOLO RIGIDO .....	248
11.5	ACCELERAZIONE MASSIMA IN SUPERFICIE .....	250
12	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE .....	254
12.1	CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE.....	255
12.2	PERICOLOSITÀ SISMICA E MAGNITUDO .....	257
12.3	METODO NCEER (1996), YOUUD ET AL. (2001).....	258
	12.3.1 CRR da correlazioni su prove CPT.....	260
	12.3.2 CRR da correlazioni su prove SPT.....	262
	12.3.3 Fattore di correzione della Magnitudo .....	265
	12.3.4 Calcolo del fattore di sicurezza.....	265
12.4	RISULTATI DELLE VERIFICHE A LIQUEFAZIONE.....	266

## 1 INTRODUZIONE

Il presente documento definisce il modello geotecnico di sottosuolo da adottare per il Progetto di Fattibilità tecnico-economica (PFTE) del raddoppio ferroviario della tratta *Manoppello – Scafa (Lotto 2)*, realizzato nell'ambito della velocizzazione della linea Roma – Pescara.

Il modello è stato ricostruito a partire dai risultati delle campagne di indagine del 2021 (Marzo-Giugno).

Scopo del documento è la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, ai fini del calcolo geotecnico delle opere da realizzare nell'ambito del progetto.

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 6 di 289

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 Documentazione di progetto e di base

- [1] Progetto di fattibilità tecnica economica (PFTE) – Carta di ubicazione delle indagini – (Doc. Rif. IA9700R69G5GE0001001A);
- [2] Progetto di fattibilità tecnica economica (PFTE) – Carta geologica con elementi di geomorfologia e profilo geologico tav.1/2 e tav.2/2– (Doc. Rif. IA9700R69N5GE0001001\_2A);
- [3] Progetto di fattibilità tecnica economica (PFTE) – Relazione geologica – (Doc. Rif. IA9700R69RGGE0001001A);
- [4] Progetto di fattibilità tecnica economica (PFTE) – Rilevati e trincee ferroviari e stradali – Relazione di predimensionamento – Stabilità (ante e post operam) – (Doc. Rif. IA9700R29CLGE0006002A)
- [5] Progetto di fattibilità tecnica economica (PFTE) – Rilevati e ferroviari e stradali – Relazione di predimensionamento – Cedimenti (ante e post operam) – (Doc. Rif. IA9700R29CLGE0006001A)

### 2.2 Normativa e standard di riferimento

Si riporta di seguito l'elenco delle normative a cui si è fatto riferimento per la stesura della presente relazione:

- [6] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30.
- [7] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- [8] RFI DTC SI MA IFS 001 E del 31.12.2020- “Manuale Di Progettazione Delle Opere Civili”.
- [9] RFI DTC INC CS LG IFS 001 A del 21.12.2011 – “Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra”.
- [10] RFI DTC SI SP IFS 001 E del 31.12.2020- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi”– RFI.

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

- [11] 2008/217/CE - “Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo ad alta velocità (20/12/2007)”.
- [12] 2011/275/CE - “Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo convenzionale (26/04/2011)”.
- [13] UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [14] UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [15] AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- [16] AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida.

### 2.3 Bibliografia

- [17] Andrus, RD, NP Mohanan, P Piratheepan, BS Ellis, and TL Holzer (2007). Predicting shear-wave velocity from cone penetration resistance, Proc., 4th Inter. Conf. on Earthq. Geotech. Eng., Thessaloniki, Greece.
- [18] Baldi G., Jamiolkowski M., Lo Presti D.C.F., Manfredini G., Rix G.J. (1989) “Italian experiences in assessing shear wave velocity from CPT and SPT” Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. of Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, 12th Int. Conf. on S.M.F.E., Rio de Janeiro, Brasil, pp. 157-168.
- [19] Balmer G. (1952) “A general analytical solution for Mohr’s envelope” ASTM, 52.
- [20] Bolton (1986) “The strength and dilatancy of sands” Geotechnique 36 , n° 1.
- [21] Boulanger, R. W. and Idriss, I. M. (2004). State normalization of penetration resistances and the effect of overburden stress on liquefaction resistance, in Proceedings, 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, D. Doolin et al., eds., Stallion Press, Vol. 2, pp. 484–91.
- [22] Burland, J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. Géotechnique 40, n° 3, 329-378.
- [23] Clayton C.R.I. (1995) “The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use” CIRIA Report n° 143, 1995.

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b></p>					
<p><b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b></p>	<p>COMMESSA IA97</p>	<p>LOTTO 00R29</p>	<p>CODIFICA GE</p>	<p>DOCUMENTO GE0006 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 8 di 289</p>

- [24] Cubrinowski M., Ishihara K. (1999) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils" *Soils and Foundations*, vol. 39, n° 5, pp. 61-71.
- [25] Durgunoglu H.T., Mitchell J.K. (1975) "Static penetration resistance of soils, I -Analyses, II - Evaluation of the theory and interpretation for practice" *ASCE Specialty Conference on in Situ Measurements of Soil Properties*, Raleigh NC, V.I..
- [26] Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" *CIRIA Report 103*.
- [27] Fahey M. (1992) "Shear modulus of cohesionless soil: variation with stress and strain level" *Canadian Geotechnical Journal*, n°30.
- [28] Hegazy, YA and Mayne, PW. (1995) "Statistical correlations between VS and cone penetration data for different soil types," *Proc., International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT '95, Linkoping, Sweden, 2, Swedish Geotechnical Society, 173-178*.
- [29] Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2008), "Soil liquefaction during earthquakes", *MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA*.
- [30] Ishihara, K. and Yoshimine, M., (1992), *Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes: Soils and Foundations, 32(1), p.173-188*.
- [31] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" *Proceedings In-situ 2001, Bali*.
- [32] Iwasaki T., Tokida K., Tatsuoka F., Watanabe S., Yasuda S. and Sado H. (1982). "Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods", *Vol III, Proc. 3rd Intl. Conf. on Microzonation, Seattle, pp. 1319-1330*.
- [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] Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.100, n° 7*.
- [35] Ladd C.C., Foot R., Ishihara K., Schlosser F., Poulos H.G. (1977) "Stress deformation and strength characteristics" *S.O.A. Report, Proc. IX Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, Vol. 2*.

- [36] Lo Presti D.C.F. (1989) "Proprietà dinamiche dei terreni" Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, 14th Ciclo, Comportamento dei terreni e delle fondazioni in campo dinamico.
- [37] Marchetti S. (1985) "On the field determination of  $k_0$  in sand" Discussion Session 2A, 11th ICSMFE, S. Francisco.
- [38] Matlock, H., Reese, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, V.86, No.SM5, pp.63-91.
- [39] Mayne, P.W., G.J. Rix, (1995). Correlation between shear wave velocity and cone tip resistance in natural clays, Soils and Foundations, vol. 35, n. 2, 107-110.
- [40] Mayne, P. W., (2006), In-situ test calibrations for evaluating soil parameters, Overview paper, Characterization and Engineering Properties of Natural Soils II (Proc. Singapore Workshop), Taylor & Francis Group, London, United Kingdom.
- [41] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- [42] Rocchi G.F. (2003) "Correlazione empirica tra coefficiente di permeabilità, indice dei vuoti e caratteristiche di plasticità in argille e limi" Documento interno Studio Geotecnico Italiano.
- [43] Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971), "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 97(9), pp.1249-1273.
- [44] Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1982), "Ground motions and soil liquefaction during earthquakes", Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.
- [45] Seed, R.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., Chung, L.M. (1985), "The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111(12), pp.1425-1445.
- [46] Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" General Report, Proc. 7th ECSMFE, Brighton.
- [47] 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.
- [48] Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>						
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA IA97</td> <td>LOTTO 00R29</td> <td>CODIFICA GE</td> <td>DOCUMENTO GE0006 001</td> <td>REV. A</td> <td>FOGLIO 10 di 289</td> </tr> </table>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 10 di 289
COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 10 di 289		

- [49] Sonmez H. (2003), "Modification to the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction prone area (Inegol, Turekey)", Environ. Geology, vol 44, n° 7, pp. 862-871.
- [50] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
- [51] Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.
- [52] Sykora, D. E., Stokoe K. H. (1983). Correlations of in situ measurements in sands of shear wave velocity. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 20: 125 – 136.
- [53] Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content" Soils and Foundations 23, n° 4.
- [54] Vucetic M., Dobry R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response" Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
- [55] Yoshimine M., Nishizaki H., Amano K. and Hosono Y. (2006). "Flow deformation of liquefied sand under constant shear load and its application to analysis of flow slide in infinite slope". Soil dynamics and earthquake Eng., vol. 26, pp. 253-264.
- [56] Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523.
- [57] 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
- [58] Convenzione INGV-DPC 2004 – 2006, Progetto S1, Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi, Coordinatore: Carlo Meletti (INGV). Sito web: <http://esse1.mi.ingv.it/>.

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b></p>												
<p><b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b></p>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IA97</td> <td>00R29</td> <td>GE</td> <td>GE0006 001</td> <td>A</td> <td>11 di 289</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IA97	00R29	GE	GE0006 001	A	11 di 289
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IA97	00R29	GE	GE0006 001	A	11 di 289								

- [59] Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli B., Gasperini P. (eds), 2016. CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPTI15>. Sito web: <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>
- [60] Meletti C., Galadini F., Valensise G., Stucchi M., Basili R., Barba S., Vannucci G., Boschi E.; 2008. A seismic source model for the seismic hazard assessment of the Italian territory. *Tectonophysics*, 450(1), 85-108. DOI:10.1016/j.tecto.2008.01.003
- [61] Rovida, A., Camassi, R., Gasperini P. e Stucchi, M. (a cura di), 2011. CPTI11, la versione 2011 del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani. Milano, Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI>, DOI: 10.6092/INGV.IT-CPTI11.
- [62] Robertson P.K. and Wride C.E. (1998). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test". *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, 35(3), pp. 442-459.

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

### 3 DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINI

Nel presente capitolo viene fornita la sintesi delle indagini in sito e di laboratorio effettuate.

La campagna di indagini geognostiche è stata condotta da SONDEDILE s.r.l. per conto di Italferr nel periodo compreso tra marzo e luglio 2021. Sono stati eseguiti 26 sondaggi geognostici a carotaggio continuo con profondità comprese tra i 30 e i 55 metri dal piano campagna, 15 prove penetrometriche statiche con caratteristiche strumentali Pagani TG 73 (200kN) e 2 prove penetrometriche dinamiche DPSH. Lungo ogni verticale indagata sono state eseguite delle prove in situ (SPT, Pocket Penetrometer, Dilatometriche, Pressiometriche e di permeabilità tipo Lefranc) e prelevati campioni di terreno indisturbati e rimaneggiati da sottoporre a prove di laboratorio. Sono stati installati piezometri di tipo a tubo aperto e celle di Casagrande in numero totale di 24.

Nell'area in oggetto sono stati realizzati anche n.15 stendimenti di sismica per indagini MASW, n.6 prove Down-Hole e n.15 prove HVSR.

Sui campioni indisturbati e in alcuni casi rimaneggiati, sono state eseguite prove di classificazione (limiti di Atterberg e granulometria), prove di taglio diretto TD, prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL), prove triassiali UU e CIU, prove edometriche (EDO) e prove di colonna risonante (RC).

Di seguito si riportano i dettagli sulla campagna di indagine geognostica.

#### **Indagini in situ:**

- n.26 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino a profondità comprese tra 30 m e 55 m;
- n.333 prove penetrometriche di tipo SPT eseguite lungo i fori sondaggio;
- n.15 prove penetrometriche statiche di tipo CPT spinte fino a profondità comprese tra 2.0 m e 16.80 m;
- n.5 prove pressiometriche eseguite lungo i fori di sondaggio;
- n.33 prove dilatometriche eseguite lungo i fori di sondaggio;
- n.2 prove penetrometriche dinamiche super heavy (DPSH) spinte fino a profondità comprese tra 1.0 e 3.3 metri;
- n.58 prove di permeabilità di tipo Lefranc a carico variabile lungo i fori di sondaggio;

- n.15 prove geofisiche di tipo MASW, n.6 di tipo DOWNHOLE e n.15 di tipo HVSR.

**Prove di laboratorio:**

- prelievo di n.42 campioni indisturbati e n.8 campioni rimaneggiati/semidisturbati lungo perforazione, con l'esecuzione di:
  - analisi per la determinazione delle principali caratteristiche fisiche;
  - prove di classificazione;
  - n.17 prove di taglio diretto (TD);
  - n.28 prove di compressione triassiale, di cui n.7 consolidate non drenate (TX-CIU) e n.19 non consolidate non drenate (TX-UU);
  - n.4 prove di compressione uniassiale ad espansione laterale libera (ELL);
  - n.19 prove edometriche (EDO) di cui 4 ancora in corso;
  - n.6 prove di colonna risonante (RC).

Nelle seguenti Tabelle T1 e T2 si riporta l'elenco dei sondaggi e delle principali prove in situ eseguite.

*T 1. Prove CPT*

Prova	Quota (m s.l.m.)	da quota [m da p.c.]	a quota [m da p.c.]
CPT-A	70.940	3.20	16.80
CPT-B	61.316	0.00	2.00
CPT-i-4	74.406	1.20	3.60
CPT-i-5	93.710	1.80	7.20
CPT-i-6	94.670	0.00	7.20
CPT-i-7	90.479	1.20	5.80
CPT-i-9	79.220	1.20	12.00
CPT-J	71.140	1.80	3.20
CPT-N	77.449	1.20	5.00
CPT-O	80.725	1.20	5.20
CPT-R	97.398	1.20	12.60
CPT-U	105.247	1.20	10.00
CPT-vi-1	73.160	1.20	14.80
CPT-vi-2	68.300	1.20	3.40
CPT-vi-10	72.560	1.20	13.40

*T 2. Sondaggi e prove in situ della campagna di indagine*

Sondaggio	Quota (m s.l.m.)	Profondità (m)	SPT	Lefranc	Piezometro	Dilatometrica DRT	Pressiometrica MPT	Campioni indisturbati	Campioni rimaneggiati semidisturbati
S1	106.924	36	11	3	T.A. (36, 12÷30)	-	-	2	-
S2	98.613	55	14	2	-	2	1	1	-
S3	93.294	50	12	3	-	3	-	2	-
S4	94.213	40	12	4	-	2	-	1	-
S6	99.135	40	11	-	C.C. 14.0m	-	-	3	-
S6bis	95.076	35	14	4	-	-	-	1	1
S7	93.397	40	12	2	T.A. (24, 6÷24)	2	-	2	-
S9	89.719	30	12	3	T.A. (30, 3÷17.5)	-	-	1	3
S10	82.698	40	13	3	C.C. 18.0m	-	-	2	-
S11	79.109	40	14	1	T.A. (30, 3÷24)	2	-	2	-
S12	76.154	40	12	3	C.C. 25.0m	-	-	1	1
S12bis	76.340	45	12	3	T.A. (-, 3÷24)	3	-	1	-
S13	71.665	30	11	1	T.A. (30, 6÷18)	-	-	2	-
S16bis	64.327	50	13	-	T.A. (33, 3÷15)	-	-	-	-
S17ter	63.617	50	11	3	-	2	-	-	-
S18	62.949	35	14	3	T.A. (21, 3÷18)	-	-	-	-
S19		40	14	3	T.A. (31, 2÷28)	-	2	-	-
S20	64.932	40	14	-	T.A. (18, 3÷15)	-	-	1	-
S24	72.333	40	13	3	T.A. (30, 3÷18)	-	-	1	3
S25	66.437	40	13	3	T.A. (30, 9÷18)	1	1	3	-
S26	71.301	35	13	4	C.C. 18.5m	-	-	4	-
Svi-1	73.160	50	13	-	C.C. 12 e 21 m	2	1	3	-
Svi-2	73.345	50	13	3	T.A. (36, 3÷33)	3	-	3	-
Svi-3	67.938	50	14	1	-	4	-	2	-
Svi-4	66.651	50	14	1	-	4	-	2	-
Svi-5	68.011	50	14	2	-	3	-	2	-

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

## 4 QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

### 4.1 Descrizione unità geologiche

Con riferimento all'area in cui ricade il Lotto 2 i depositi affioranti corrispondono alla successione silicoclastica del Pliocene superiore - Pleistocene inferiore (Formazione di Mutignano), in concordanza al di sopra dei depositi del Pliocene medio-superiore.

Sulla base delle indicazioni stratigrafiche dei sondaggi realizzati nella campagna geognostica nel periodo Marzo-Luglio 2021, nell'area si intercettano prevalentemente depositi limoso-argillosi e limoso-sabbiosi, con intercalazioni di livelli sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi. Alla base, lungo tutta la tratta, si imposta un livello ghiaioso-sabbioso, tali litologie sono riconducibili in letteratura ai depositi alluvionali terrazzati Quaternari del Sintema Valle Majelama - Subintema di Chieti Scalo (sigla CARG "AVM", ISPRA 2010). I depositi alluvionali terrazzati raggiungono spessori massimi dell'ordine dei 20 m.

Alla base dei depositi continentali Quaternari si intercettano la presenza di litologie costituite principalmente da argille e argille marnose grigio - azzurre e argille siltose avana sottilmente stratificate con rari livelli e strati sabbiosi, appartenenti da bibliografia alla "Formazione di Mutignano" e alla "Formazione di Cellino".

### 4.2 Descrizione unità geotecniche

Considerando le unità geologiche di cui al paragrafo precedente, sulla base delle descrizioni stratigrafiche riportate nei certificati dei sondaggi, sulla base delle prove granulometriche eseguite e sulla base dei risultati delle altre indagini disponibili (in situ e di laboratorio) si sono raggruppate le seguenti principali unità geotecniche:

**Limi sabbiosi e Limi argilloso sabbiosi (LSA):** Limi argillosi, argilloso sabbiosi e sabbiosi, da umidi a molto umidi, da poco consistenti a consistenti, di colore marrone, nocciola e grigio-verdastro. La frazione fine (argilla e limo) è risultata mediamente compresa tra il 60 e l'80%. A luoghi si rinvengono passaggi di sabbie limose a struttura indistinta o debolmente laminata, con locali ghiaie poligeniche da sub-arrotondate ad arrotondate. Costituiscono quasi sistematicamente lo strato superficiale dei depositi alluvionali e si incontrano in media fino a profondità massime di circa 13÷15m con valori dei pocket penetrometers generalmente compresi tra 0.75 e 1.5 kg/cm<sup>2</sup>. Localmente si rinvengono strati con frazione sabbiosa più consistente e

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

presenza di ghiaie poligeniche da sub-arrotondate ad arrotondate con valori dei pocket penetrometers compresi mediamente tra 2.5 e 5 kg/cm<sup>2</sup>.

**Argille limose (AL):** Argille limose debolmente marnose, da mediamente consistenti a dure, di colore grigio con stratificazione orizzontale molto sottile. Presentano livelli da centimetrici a decimetrici debolmente sabbiosi. Costituiscono gli strati superficiali dei depositi alluvionali con spessori medi pari a circa 3÷5 m in alternanza all'unità LSA. In alcuni casi si rinvencono a profondità più elevate (circa 20 m dal p.c.) subito al di sopra del tetto del livello ghiaioso-sabbioso (G,S) o anche direttamente a contatto con le argille marnose di base (AM). Sono caratterizzati da valori dei pocket penetrometers compresi in media tra 3 e 5 kg/cm<sup>2</sup>, localmente si raggiungono valori superiori a 6 kg/cm<sup>2</sup>.

**Sabbie e Sabbie limose (SL):** Sabbie, sabbie limose di colore grigio, marrone e giallastro, a stratificazione indistinta o incrociata, da sub-arrotondate ad arrotondate, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, marrone e giallastro, da scarsa ad abbondante. Si presentano solo localmente lungo l'area del tracciato sia negli strati più superficiali con spessori compresi tra 1 e 5 m e con N<sub>SPT</sub> mediamente tra 5 e 10, sia più in profondità con spessori di circa 10 m fino a profondità di circa 20 in alternanza ad abbondanti ghiaie poligeniche da sub-arrotondate ed arrotondante; con N<sub>SPT</sub> molto elevati (compresi in media tra 30 e 60, *rif.* Sondaggi S7 e S6bis).

**Ghiaie e Ghiaie con sabbia (G,S):** Ghiaia con sabbia eterometrica, limosa e/o limoso argillosa, umida, da addensata a molto addensata, di colore avana, biancastra, grigio chiara e verdastra. Costituiscono in genere il tetto della formazione argilloso-marnosa di base. Sono caratterizzate da elevate resistenze ed in particolare affiorano nel tratto compreso tra la pk1+900 e la pk 2+600 con spessori variabili da 10 a 20 m circa (*rif.* Sondaggi Sv-i-3, Sv-i-4). Sono caratterizzate da elevate resistenze con valori di N<sub>SPT</sub> sempre superiori a 35 e che spesso vanno a rifiuto; si nota un tendenziale aumento all'aumentare della profondità dal p.c..

**Argille marnose (AM):** Argille limose da debolmente marnose a marnose di colore grigio-azzurro che costituiscono il substrato più consistente alla base dei depositi alluvionali. Appartenenti alla formazione di Cellino e di Mutignano sono caratterizzate da resistenze elevate con valori di c<sub>u</sub> mediamente compresi tra 250 e 450 kPa.

**Coltre:** Depositi continentali di versante e di alterazione del substrato, costituiti da una singola litofacies a composizione limoso sabbiosa e limoso argillosa. Poggiano in contatto stratigrafico discordante sulle unità più antiche e risultano parzialmente eteropici ai depositi alluvionali attuali/recenti e terrazzati. Si rinvencono

lungo il tracciato con spessori massimi di circa  $5 \pm 6$  m tra la pk 0+400 e la pk 1+000 e con spessore medio di circa 4 m lungo il pendio in corrispondenza della pk 1+600 dove l'Asse 2 della NV21 si sviluppa a mezza costa. Per tali materiali non si hanno sufficienti informazioni, dalla campagna di indagine eseguita, ai fini di una precisa caratterizzazione geotecnica. In questa sede per tali materiali saranno adottati i parametri geotecnici ricavati mediante back-analysis così come descritto nel Doc. Rif.[4] "Rilevati e trincee ferroviari e stradali – Relazione di predimensionamento – Stabilità (ante e post operam)".

L'orizzonte stratigrafico è stato suddiviso in strati la cui successione individuata a partire da piano campagna e riportata in Tabella T3, rappresenta un riferimento spesso variabile nell'area in oggetto. Le unità geotecniche così individuate sono alla base della definizione dei profili geotecnici di dettaglio.

*T 3. Successione stratigrafica di riferimento*

<b>Unità geotecnica</b>	<b>Materiale</b>	<b>Descrizione materiale</b>
<b>LSA</b>	L(A,S); L(S,A)	Limi sabbiosi e Limi argilloso-sabbiosi
<b>AL</b>	L(A); L,A	Limo argilloso o Limo e Argilla
<b>SL</b>	S(A,L), S(L,G)	Sabbia limoso argillosa a tratti ghiaiosa
<b>G,S</b>	G(S,L); G,S	Ghiaia sabbioso-limosa e Ghiaia con sabbia
<b>AM</b>	A(L); A(L,M)	Argilla limosa e Argilla limoso-marnosa

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 18 di 289

## 5 PROFILO FREATICO

L'inquadramento idrogeologico dell'area è descritto nella Relazione geologica, ideogeologica, geomorfologica e sismica.

In linea generale il livello di falda si attesta ad una profondità media compresa tra 15 e 18 m nel primo tratto (pk 0+000 ÷ 1+500) per poi risalire fino ad un minimo di 1.5m dal p.c. in corrispondenza della pk 2+500 dove il tracciato interseca il fiume Pescara. Nel tratto successivo e fino a quando il tracciato si sviluppa in adiacenza al fiume Pescara, il livello di falda si mantiene pressoché costante ad una profondità di circa 5÷7 m dal p.c.. Nel tratto finale il livello di falda tende a scendere fino a profondità massima di circa 20 m dal p.c..

Nella tabella T4 sono riassunte le quote piezometriche rilevate nel corso del monitoraggio nell'intervallo di tempo mediamente compreso tra marzo e luglio 2021. I valori dei livelli di falda sono espressi come soggiacenza della stessa in metri dal piano campagna. Le indicazioni sulle profondità della falda di progetto sono inserite esplicitamente nel profilo geotecnico.

*T 4. Dati monitoraggio piezometrico*

Sondaggio	Tipo Piezometro	Prof. da p.c. [m]	Tratto finestrato [m]	Valori da p.c. [m]	
				minimo	massimo
S1	Piezometro T.A. 2"	36.00	12.00 ÷ 30.00	18.75	20.87
S3a	Piezometro T.A. 2"	15.00	3.00 ÷ 15.00	6.50	9.25
S6	Cella Casagrande	14.00	-	assente	12.53
S7	Piezometro T.A. 2"	24.00	6.00 ÷ 24.00	15.40	15.52
S9	Piezometro T.A. 2"	30.00	3.00 ÷ 17.50	12.79	13.20
S10	Cella Casagrande	18.00	-	7.26	7.41
S11	Piezometro T.A. 2"	30.00	3.00 ÷ 24.00	8.10	8.96
S12bis	Piezometro T.A. 2"	-	3.00 ÷ 24.00	7.10	7.10
S12	Cella Casagrande	25.00	-	5.84	6.35
S12a	Cella Casagrande	3.50	-	assente	assente
S13	Piezometro T.A. 2"	30.00	6.00 ÷ 18.00	6.50	6.85
S16bis	Piezometro T.A. 2"	33.00	3.00 ÷ 15.00	3.30	3.49
Svi-5a	Piezometro T.A. 2"	18.00	3.00 ÷ 15.00	3.53	3.61
Svi-4a	Piezometro T.A. 2"	23.00	3.00 ÷ 15.00	3.12	3.55
Svi-3a	Piezometro T.A. 2"	36.00	3.00 ÷ 33.00	3.60	3.60
Svi-2	Piezometro T.A. 2"	36.00	3.00 ÷ 33.00	14.92	15.73
Svi-1a	Cella Casagrande	12.00	-	11.80	11.80
Svi-1b	Cella Casagrande	21.00	-	12.70	12.70
S19	Piezometro T.A. 2"	31.00	2.00 ÷ 28.00	10.00	12.27
S18	Piezometro T.A. 2"	21.00	2.00 ÷ 18.00	5.67	5.82
S20	Piezometro T.A. 2"	18.00	3.00 ÷ 15.00	8.03	8.06
S24	Piezometro T.A. 2"	30.00	3.00 ÷ 18.00	12.25	16.00
S25	Piezometro T.A. 2"	30.00	9.00 ÷ 18.00	11.34	12.01
S26	Cella Casagrande	18.50	-	17.00	17.22

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.</b> <b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO</b> <b>LOTTO 2</b> <b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

## 6 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 6.1 Generalità

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, di seguito descritti, tengono conto del fatto che lungo il tracciato in esame sono stati rinvenuti principalmente depositi limoso-argillosi e limoso-sabbiosi e materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie) oltre alla formazione di base argilloso-marnosa.

Dal punto di vista dei criteri di caratterizzazione geotecnica, si distinguono quindi due tipologie di materiale:

- materiali a grana fine (limi e argille più o meno sabbiose);
- materiali a grana grossa (sabbie o ghiaie più o meno limose e/o argillose);

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è fatta principalmente sulla base della descrizione stratigrafica dei sondaggi, delle prove penetrometriche statiche CPT / CPTU e delle prove di laboratorio sui campioni di terreno. Sono stati, inoltre, utilizzati i risultati ottenuti dalle prove  $N_{SPT}$  e DPSH e i risultati in termini di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) da prove geofisiche MASW, Down-Hole e HVSR.

Tutti i terreni sciolti, incontrati lungo il tracciato in cui è evidente la preponderanza della frazione grossa rispetto a quella fine, sono stati caratterizzati considerando correlazioni valide per terreni incoerenti in condizioni drenate.

### 6.2 Individuazione del tipo di terreno da prove CPT

Nell'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPT si farà riferimento alle seguenti grandezze:

$q_c$  = resistenza di punta;

$f_s$  = resistenza di attrito sul manicotto laterale;

Nel caso delle prove CPT, dove non viene misurata la pressione interstiziale; esistono numerosi sistemi di classificazione, per identificare i terreni attraversati, basati su parametri quali la resistenza alla punta  $q_c$  ed il rapporto delle resistenze  $FR=f_s/q_c$  (Friction Ratio) espresso in percentuale.

Per i penetrometri a punta elettrica sono state sviluppate in passato numerose correlazioni che a partire dai valori della resistenza alla punta  $q_c$  e del rapporto delle resistenze FR permettono di risalire al tipo di

materiale attraversato (vedi ad esempio Olsen & Farr, 1986; Olsen & Mitchell, 1997; Robertson & Campanella, 1995).

Attualmente la correlazione più utilizzata è quella proposta da Robertson (1990) riportata nelle figure F1 e F2 e basata sulle seguenti espressioni:

$$Q_T = \frac{q_T - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}$$

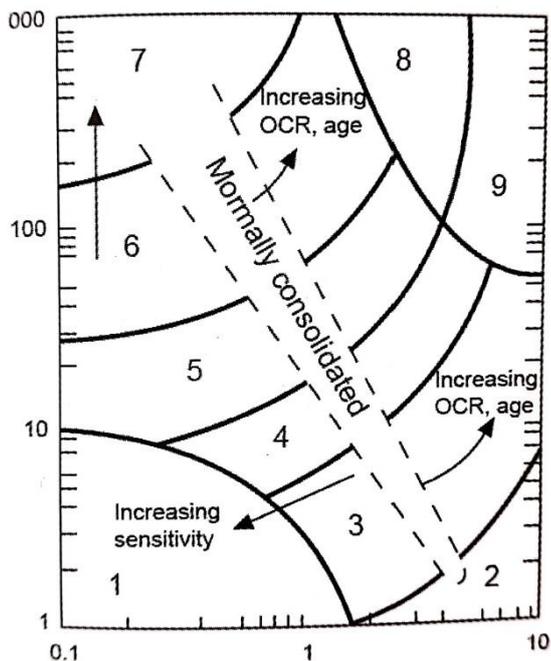
$$Fr = \frac{f_s}{q_T - \sigma_{vo}}$$

con:

$Q_T$  = resistenza alla punta normalizzata;

$Fr$  = resistenza di attrito normalizzata;

$\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace geostatica.



F 1. Diagramma di Robertson (1990)

Numero identificativo	Tipo di terreno
1	Sensitivi a grana fine
2	Terreni organici e torbe
3	Argille
4	Argille limose e limi argillosi
5	Limi sabbiosi e sabbie limose
6	Sabbie limose e sabbie
7	Sabbie e sabbie ghiaiose
8	Sabbie, sabbie argillose molto addensate
9	Terreno a grana fine sovraconsolidato o cementato

F2. Identificazione dei vari tipi di terreno secondo il diagramma di Robertson (1990)

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 23 di 289

## 6.3 Terreni coesivi

### 6.3.1 Introduzione

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine è stata eseguita utilizzando i risultati delle prove in situ e di laboratorio, in particolare nei successivi paragrafi sono riportati i metodi e le correlazioni utilizzate per determinarne le principali caratteristiche:

- parametri fisici e classificazione del terreno;
- stato tensionale iniziale;
- parametri di resistenza;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

### 6.3.2 Parametri fisici e Classificazione

La determinazione dei parametri fisici e classificazione dei terreni è stata effettuata facendo riferimento ai risultati alle prove di laboratorio in termini di:

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

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 24 di 289

### 6.3.3 Stato tensionale iniziale

La valutazione dello stato tensionale iniziale è stata eseguita sulla base:

- di quanto desumibile dagli studi di carattere geologico;
- dell'interpretazione delle prove edometriche di laboratorio;
- dall'interpretazione delle prove dilatometriche;

Il rapporto esistente tra la tensione orizzontale efficace e quella verticale efficace si esprime tramite il coefficiente di spinta a riposo  $k_0$ .

Per depositi di terreni coesivi normalconsolidati (NC) il coefficiente  $k_0$  può essere stimato in funzione dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$  nella forma semplificata:

$$k_0 \text{ (NC)} = 1 - \text{sen} \varphi'$$

In letteratura sono disponibili altre relazioni che legano il coefficiente  $k_0$  all'indice di plasticità  $I_p$ , come ad esempio quella proposta da Massarsch (1979):

$$k_0 = 0.44 + 0.42 \cdot (I_p/100)$$

Per depositi di terreni coesivi sovraconsolidati (OCR) il coefficiente  $k_0$  può essere calcolato secondo la seguente formula:

$$k_0 \text{ (OC)} = k_0 \text{ (NC)} \cdot \text{OCR}^\alpha$$

dove:

OCR = grado di sovraconsolidazione ( $\text{OCR} = \sigma'_{v\max} / \sigma'_{vo}$ ), dato dal rapporto tra la pressione di preconsolidazione  $\sigma'_{v\max}$  desumibile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande e la pressione verticale efficace geostatica  $\sigma'_{vo}$ .

con:

$\alpha$  = coefficiente che può essere assunto con buona approssimazione pari a 0.5.

Il coefficiente  $k_0$  può essere anche stimato in maniera diretta mediante le prove dilatometriche come rapporto tra la pressione laterale iniziale  $P_{0h}$  e la pressione verticale efficace geostatica  $\sigma'_{vo}$ .

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.</b> <b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO</b> <b>LOTTO 2</b> <b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

#### 6.3.4 Resistenza al taglio non drenata

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$  dei terreni a grana fine è stata valutata facendo riferimento principalmente ai risultati delle prove di laboratorio e all'interpretazione delle prove delle prove in situ (CPT e SPT).

Inoltre stime affidabili delle resistenze non drenate sono state ricavate dai risultati delle prove pressiometriche (MPT) e dilatometriche (DRT).

Ove appropriato, i risultati ottenuti saranno commentati anche sulla base del confronto con quelli ottenibili dagli indici di resistenza "pocket penetrometer" registrati sulle carote di sondaggio.

I valori ottenuti dalle prove in situ sono stati sempre confrontati con quelli acquisiti nelle prove di laboratorio.

Nella stima finale di  $c_u$  è stato dato un peso maggiore ai risultati ottenuti dalle prove di laboratorio rispetto a quelle ricavate dall'interpretazione delle prove in situ.

##### 6.3.4.1 Prove di laboratorio

Nella definizione della resistenza al taglio non drenata da prove di laboratorio si è fatto principalmente riferimento, a prove condotte su campioni indisturbati di buona qualità del tipo triassiali non consolidate-non drenate (TX-UU) e consolidate-non drenate (TX-CIU) eseguite con pressioni in cella maggiori di quelle verticali totali geostatiche. Si è fatto inoltre riferimento, laddove presenti, a prove di compressione uniassiale ad espansione laterale libera (ELL).

##### 6.3.4.2 Valutazione di $c_u$ da parametri indice

Di seguito si riportano le relazioni adottate per la stima della resistenza al taglio non drenata a partire dal parametro Indice di plasticità ( $I_p$ ) e dal grado di sovraconsolidazione (OCR).

$$c_u = \sigma'_{v'} \cdot (0.11 + 0.037 \cdot I_p) \quad (\text{Skempton, 1957});$$

$$c_u = \sigma'_{v'} \cdot (0.00435 \cdot I_p) \quad (\text{Wroth \& Houlsby, 1985});$$

$$c_u = \sigma'_{v'} \cdot 0.17 \cdot (\text{OCR})^{0.86} \quad (\text{Stewart, 1992}).$$

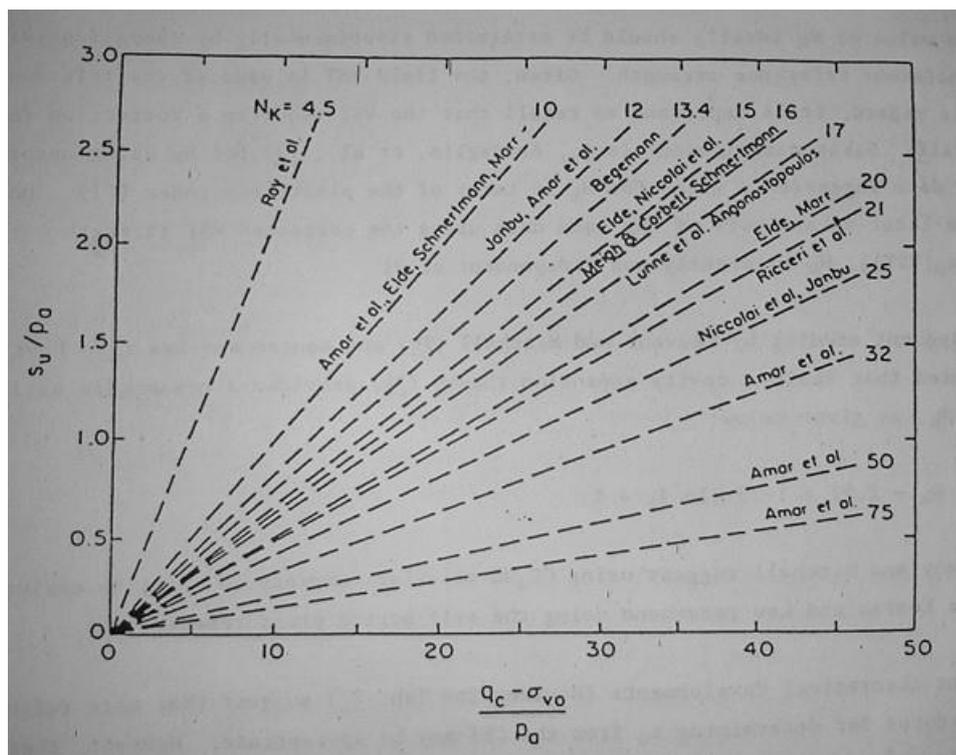
dove  $I_p$  è espresso in %.

### 6.3.4.3 Valutazione di $c_u$ da prove CPT

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$  è stata stimata da prove CPT sulla base della seguente espressione (vedi ad esempio Lunne et al., 1985).

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_K}$$

Con  $N_K$  fattore di portanza che dipende dalle caratteristiche geometriche della punta e può assumere valori variabili in un range molto ampio come illustrato nella figura F3.



F 3. Fattore di portanza  $N_K$  da vari autori (Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design, 1990)

Il valore di  $N_K$  è stato determinato empiricamente calibrando le resistenze alla punta con i valori di  $c_u$  misurati nelle prove di laboratorio.

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

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

La resistenza al taglio è stata stimata a partire dai risultati delle prove SPT adottando la correlazione empirica proposta da Stroud e Butler (1975) (vedi anche Clayton, 1995). In base a tale correlazione risulta quanto segue:

$$c_u = 4 \cdot N_{SPT} \div 6 \cdot N_{SPT} \quad \text{per } N_{SPT} > 5$$

$$c_u = 5 + 7.5 \cdot N_{SPT} \quad \text{per } N_{SPT} < 5$$

#### 6.3.4.5 Valutazione di $c_u$ da prove con Pocket Penetrometers

La resistenza al taglio non drenata è stata stimata dividendo per 2 la resistenza alla punta misurata in corso di perforazione. I risultati ottenuti da tale prova sono stati considerati solo dal punto di vista qualitativo.

#### 6.3.4.6 Valutazione di $c_u$ da prove dilatometriche e pressiometriche

La resistenza al taglio non drenata di materiali coesivi è stata stimata mediante correlazioni sperimentali riportati direttamente nei certificati di prova allegati al presente progetto ( Amar & Jezequel, 1972; Cassan, 1978, Johnson 1986).

#### 6.3.5 **Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci**

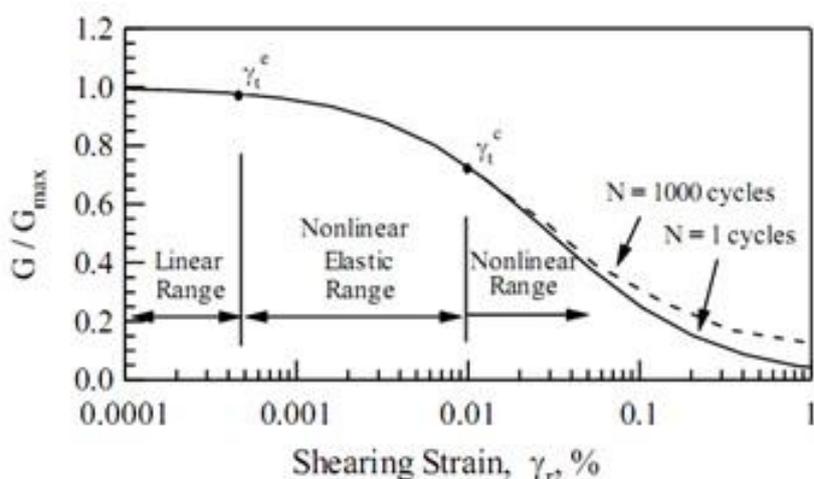
I parametri di resistenza di picco in termini di sforzi efficaci sono stati determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio disponibili: taglio diretto (TD) e triassiali consolidate non drenate TX-CIU.

### 6.3.6 Caratteristiche di deformabilità

#### 6.3.6.1 Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio ( $G_0$ ) e di Young ( $E_0$ ) sono stati ricavati, dove possibile, dalle prove di Colonna Risonante (RC) eseguite su campioni prelevati lungo i fori di sondaggio.

Dai diagrammi  $G - \log \gamma_{sa}$  e  $G/G_{max} - \log \gamma_{sa}$ , riportati nei certificati di laboratorio, sono stati distinti tre intervalli di analisi significative per le applicazioni in ingegneria. Questi intervalli sono: lineare, elastico non lineare, e non lineare come illustrato nella figura seguente.



F 4. Andamento tipico di riduzione del modulo di taglio normalizzato

Il confine tra lineare e non lineare elastico è caratterizzato dalla tensione di soglia elastica  $\gamma_{te}$  e il confine tra il non lineare elastico e il non lineare è caratterizzato dalla tensione di soglia ciclica  $\gamma_{tc}$ .

I valori di  $G_{max}$  possono essere considerati come moduli iniziali di taglio ( $G_0$ ) da cui poi ricavare i valori dei moduli iniziali di Young ( $E_0$ ) secondo la seguente espressione:

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

Una stima dei moduli iniziali di taglio ( $G_0$ ) e di Young ( $E_0$ ) è stata anche eseguita a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$ , ottenute direttamente dalle prove geofisiche (MASW, Down Hole e HVSR), utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \text{ kPa}$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu) \text{ kPa}$$

essendo:

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

$\nu$  = rapporto di Poisson del terreno;

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

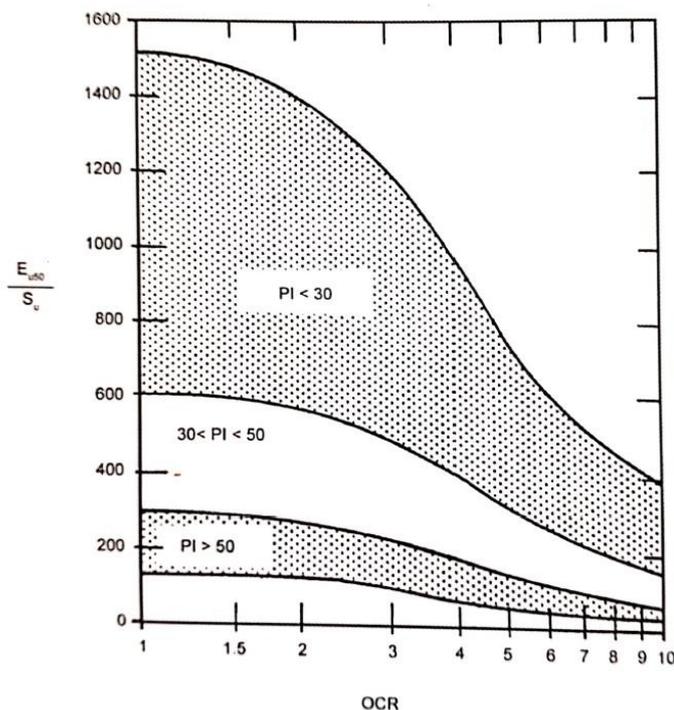
#### 6.3.6.2 Moduli elastici non drenati $E_u$

I moduli elastici in condizioni non drenate ( $E_u$ ) sono stati stimati con la correlazione di Duncan & Buchigani (1976) riportata in figura F4:

$$E_u = k \cdot c_u$$

dove  $c_u$  è la resistenza al taglio non drenata e  $k$  è un parametro adimensionale funzione del grado di sovraconsolidazione e dell'indice di plasticità.

Stime rappresentative dei moduli elastici non drenati sono stati ricavati dalle tabelle sforzi-deformazioni relativi alle prove di laboratorio di tipo triassiale non consolidate-non drenate (TX-UU) e consolidate-non drenate (TX-CIU) eseguite con pressioni in cella maggiori di quelle verticali totali geostatiche. In questo caso sono stati ricavati i moduli secanti al 25% e al 50% delle pressione di rottura ( $E_{u25}$ ,  $E_{u50}$ ).



F 5. Campi di validità  $E_u/c_u$  (Duncan & Buchigani, 1976)

### 6.3.6.3 Moduli elastici drenati

Il comportamento dei terreni a grana fine risulta non lineare; i moduli elastici risultano infatti funzione sia della pressione efficace media corrente sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio. Per cui la scelta dei moduli di deformazione da adottare nelle analisi dipende sostanzialmente dal metodo di calcolo adottato.

In questa sede sono utilizzati principalmente metodi di calcolo elastico-lineari e di conseguenza i moduli elastici drenati "operativi"  $E_{op}$  sono stati stimati secondo quanto segue:

- $E_{op(1,2)}$  pari a  $1/10 \div 1/20$  di  $E_0$ , con  $E_0$  stimato a partire dalle prove geofisiche e di colonna risonante;
- a partire dai valori dei moduli edometrici  $E_d$ , calcolati nell'intervallo di pressione 400÷800 kPa, secondo la seguente relazione:

$$E_{op2} = E_d \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

con  $E_{op2}=E_d/1.35$ , assumendo  $v=0.3$ ;

I valori stimati non sempre sono attendibili a causa del disturbo dei provini dovuto in genere alle operazioni di campionamento e fustellamento.

- a partire dai valori dei moduli non drenati  $E_U$  secondo la seguente relazione:

$$E_{op2} = \frac{2}{3} \cdot E_U \cdot (1 + v)$$

con  $E_{op2}=E_U/1.15$ , assumendo  $v=0.3$ .

Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati si possono utilizzare i moduli "operativi"  $E_{op2}$ . Nell'analisi di fondazioni profonde e dirette si possono utilizzare i moduli "operativi"  $E_{op1}$ , in considerazione del fatto che gli spostamenti totali e differenziali sono in genere molto contenuti e generalmente inferiori all'1% della dimensione minore dell'opera di fondazione.

Nel caso di opere con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell'opera (ad es. rilevati) si è fatto riferimento anche ai risultati delle prove edometriche ad incremento di carico in termini di indici di compressione ( $C_C$ ), di ricomprensione ( $C_r$ ) e di rigonfiamento ( $C_s$ ).

#### 6.3.6.4 Coefficiente di reazione orizzontale

Nel caso del progetto di pali di fondazione Broms (1964) ha suggerito di correlare il coefficiente di reazione orizzontale  $k_h$  al modulo secante  $E_{U50}$ , determinato in prove di compressione non drenate (TX-UU e TX-CIU), mediante la seguente espressione:

$$k_h = 1.67 \cdot \frac{E_{U50}}{d}$$

essendo:

$d$  = diametro del palo.

Altri autori suggeriscono relazioni più cautelative, in particolare Davisson (1970) propone di porre:

$$k_h = 67 \cdot \frac{c_U}{d}$$

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 32 di 289

### 6.3.7 Coefficienti di permeabilità

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si farà principalmente riferimento ai risultati:

- delle prove edometriche in corrispondenza di pressioni verticali efficaci pari a quelle geostatiche, ovvero in corrispondenza di indici dei vuoti pari a quelli iniziali  $e_0$ .
- delle prove di permeabilità tipo Lefranc in foro;

I valori ricavabili dalle prove edometriche si riferiscono a direzioni di flusso verticali, ovvero a coefficienti di permeabilità in direzione verticale  $k_v$ . Inoltre essi si riferiscono a volumi estremamente ridotti e quindi non completamente rappresentativi della permeabilità dei terreni in sito;

I valori ricavabili dalle prove in foro si riferiscono a direzioni di flusso verosimilmente più prossime a quelle orizzontali, ovvero a coefficienti di permeabilità in direzione orizzontale  $k_h$ .

### 6.3.8 Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria

I coefficienti di consolidazione primaria  $c_v$  utilizzabili nell'ambito di teorie di consolidazione convenzionali e a problemi di flusso principalmente nella direzione verticale, sono stati ricavati dalle prove edometriche.

Il coefficiente di consolidazione secondaria ( $c_\alpha$ ) è stato stimato con la correlazione proposta nel manuale NAVFAC-DM 7.1. (1971), che correla il coefficiente di consolidazione secondaria al contenuto naturale di acqua ( $W_n$ ).

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 33 di 289

## 6.4 Terreni incoerenti

### 6.4.1 Introduzione

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

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

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

- Terreni sopra falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori al 50%.
- Terreni sotto falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori al 35÷40%.

### 6.4.2 Stato iniziale del deposito

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) ogni analisi geotecnica richiede la conoscenza dello stato iniziale del deposito in termini di:

- Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale;
- Pressioni interstiziali;
- Macrostruttura;
- Indice dei vuoti iniziale  $e_0$  e densità relativa  $D_r$ .

Le tensioni geostatiche e la storia tensionale possono essere ricavate con una certa approssimazione dagli studi di carattere geologico.

Le pressioni interstiziali possono essere ricavate sulla base della strumentazione (piezometri) messa in opera e dagli studi di carattere idrogeologico.

La macro struttura del deposito può essere ricavata dall'analisi delle cassette catalogatrici e da osservazioni in sito su fronti di scavo, cave, etc..

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.</b> <b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO</b> <b>LOTTO 2</b> <b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

L'indice dei vuoti in sito ( $e_o$ ) e la densità relativa ( $D_R$ ) possono essere ricavate con una certa approssimazione dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche e dinamiche come riportato nei paragrafi successivi.

### 6.4.3 Densità relativa

#### 6.4.3.1 Densità relativa dalle prove penetrometriche statiche CPT

I risultati delle numerose prove eseguite in camera di calibrazione hanno dimostrato che la resistenza alla punta è fondamentalmente influenzata dalla densità relativa  $D_R$  e dalla tensione orizzontale efficace  $\sigma'_h$ , mentre il tipo di sabbia ed il grado di saturazione hanno un'influenza trascurabile. Baldi (1986) et al. (Garizio, 1997; Jamiolkowski, 1988) ricavano la seguente correlazione:

$$D_R = \frac{1}{C_2} \cdot \ln \left[ \frac{q_c}{C_0 \cdot (\sigma'_m)^{C_1}} \right]$$

$$\sigma'_m = \frac{1}{3} \cdot (\sigma'_v + 2\sigma'_h)$$

Dove i parametri in C sono coefficienti numerici del grado di sovraconsolidazione del terreno (vedi tabella T5).

*T 5. Valori dei coefficienti numerici C*

<b>Terreno</b>	<b>C<sub>0</sub></b>	<b>C<sub>1</sub></b>	<b>C<sub>2</sub></b>
Normalconsolidato	157	0.55	2.41
Sovraconsolidato	205	0.51	2.93

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.</b> <b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO</b> <b>LOTTO 2</b> <b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

#### 6.4.3.2 Densità relativa dalle prove penetrometriche dinamiche SPT

La densità relativa  $D_R$  di terreni incoerenti può essere valutata sulla base dei risultati forniti dalle prove SPT attraverso correlazioni empiriche diverse a seconda della tipologia di terreno. Di seguito si elencano le formulazioni utilizzate per la caratterizzazione geotecnica.

##### Terreni sabbiosi

In particolare, la densità relativa  $D_R$  di terreni costituiti principalmente da sabbia può essere valutata in base al valore ( $N_{SPT}$ ) secondo la seguente espressione (Skempton, 1986):

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{A + B \cdot \sigma'_{v0}}}$$

A, B = costanti empiriche legate alle dimensioni delle particelle ed al grado di consolidazione, come mostrato in tabella T6;

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (espressa in kg/cm<sup>2</sup>).

T 6. Costanti empiriche (Skempton, 1986)

Terreno	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27.5	27.5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43.3	21.7
Sabbie sovra consolidate	27,5÷43,3	$(21.7 \div 27.5) \cdot \frac{1 + 2 \cdot k_0(OC)}{1 + 2 \cdot k_0(NC)}$

$k_0(NC) = 1 - \sin\phi$  = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati;

$k_0(OC) = k_0(NC) \cdot (OCR)^{0.5}$  = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovra consolidati;

OCR = grado di sovra consolidazione.

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

Terreni costituiti principalmente da sabbie e ghiaie

Per terreni costituiti principalmente da sabbie e ghiaie, la densità relativa  $D_R$  può essere valutata sulla base delle relazioni proposte da Cubrinowski e Ishihara (1999). Gli autori partendo dall'analisi di misurazioni dirette della densità relativa su campioni indisturbati, prelevati con la tecnica del congelamento in diverse località giapponesi, hanno sviluppato la seguente correlazione tra  $N_{SPT}$  e densità relativa  $D_R$ :

$$C_D = \frac{(N_1)_{78\%}}{D_R^2}$$

Dove  $(N_1)_{78\%}$  è la resistenza alla penetrazione (numero di colpi) normalizzata per la pressione litostatica misurata in prove SPT eseguite con un rapporto di energia del 78%, tipico dei penetrometri giapponesi.

Il parametro adimensionale  $C_D$  è dato dall'espressione seguente:

$$C_D = \frac{9}{(e_{max} - e_{min})^{1.7}}$$

La differenza tra l'indice dei vuoti massimo e minimo è assunta variabile con il diametro medio dei grani  $D_{50}$  secondo la seguente espressione:

$$(e_{max} - e_{min}) = 0.23 + \frac{0.06}{D_{50}}$$

Rapportando l'energia trasferita alle aste dal 78% al 60% e introducendo un fattore correttivo  $C_{sg}$  per la granulometria del materiale (Tokimatsu e Yoshimi, 1983), l'espressione per la densità relativa è espressa come segue:

$$D_R = \left[ \frac{[(N_{SPT})_{60\%} \cdot \frac{60}{78} \cdot C_{sg}] \cdot \left(0.23 + \frac{0.06}{D_{50}}\right)^{1.7}}{9} \cdot \sqrt{\left(\frac{98}{\sigma'_v}\right)} \right]^{0.5}$$

Le analisi granulometriche hanno resituito un valore medio di  $D_{50}$  pari a 1.5 e di conseguenza si è assunto un valore di  $C_{sg}=0.6$ .

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

#### 6.4.4 Angolo di resistenza al taglio

##### 6.4.4.1 Angolo di resistenza all taglio da prove SPT

Per la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio di picco sono stati considerati due differenti approcci. In un primo approccio si utilizzano le correlazioni tra  $N_{SPT}$  e  $\varphi'_p$  proposte da Shioi e Fukuni (1982):

$$(Road Bridge Association) \quad \varphi'_p = 15 + \sqrt{15 \cdot N_{SPT}}$$

$$(Japanese National Railway) \quad \varphi'_p = 0.3 \cdot N_{SPT} + 27$$

In un secondo approccio si fa riferimento a correlazioni che esprimono  $\varphi'_p$  come funzione di  $N_{SPT}$  e della tensione verticale efficace litostatica, come quella proposta da Hatanaka e Uchida (1996):

$$\varphi'_p = 20 \cdot + \sqrt{15.4 \cdot N_{1(SPT)}}$$

in cui  $N_{1(SPT)}$  è il numero di colpi  $N_{SPT}$  normalizzato rispetto alla pressione atmosferica secondo la seguente espressione:

$$N_{1(SPT)} = C_N N_{SPT}$$

dove:

- $C_N$  è il fattore di normalizzazione della profondità legato alla tensione verticale efficace e, quindi, alla profondità di esecuzione della prova per tenere conto del confinamento crescente con la profondità;
- $N_{1(SPT)}$  è il numero di colpi normalizzato e corretto.

Per la valutazione del fattore  $C_N$  si è utilizzata la formulazione di Liao and Whitman (1986):

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_v}}$$

dove:

- $P_a$  è la pressione atmosferica, pari a 100 kPa;
- $\sigma'_v$  è la tensione verticale efficace alla profondità considerata.

Si è assunto un limite massimo per  $C_N$  pari a 1,7.

La stima dell'angolo di resistenza a taglio a volume costante è stata stimata partendo dal seguente legame:

$$\varphi'_{cv} = \varphi'_p - \Delta\varphi'$$

Per la stima di  $\Delta\varphi'$  si è fatto riferimento alla correlazione di Fleming et al. (1992) funzione della densità relativa  $D_R$ .

$$\Delta\varphi' = \frac{D_R - 20}{8}$$

con  $D_R$  espresso in %.

#### 6.4.4.2 Angolo di resistenza al taglio in funzione della densità relativa $D_R$

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

$$\varphi'_p = \varphi'_{cv} + m \cdot D_R \cdot [Q - \ln(1.4 \cdot \sigma'_{ff})] - 1$$

con:

- $\sigma'_{ff}$  = tensione efficace normale alla superficie di rottura = 272 kPa (Jamiokowski et al. 1988);
- $\varphi'_p$  = angolo di resistenza al taglio di picco riferito a pressioni  $\sigma'_{ff} = 272$  kPa
- Q = coefficiente che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle, pari a: 10 per sabbie quarzose; 8 per sabbie calcaree; 5 per sabbie calcarenitiche;
- m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura assunta pari a 3 (Bolton, 1986);
- $\varphi'_{cv}$  = angolo di resistenza al taglio a volume costante o di stato critico;
- $D_R$  = densità relativa.

I valori di  $D_R$  utilizzati per definire l'angolo di resistenza al taglio, sono quelli determinati dalle prove SPT.

I valori dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi_{cv}'$  sono ricavabili da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative  $\rho_r$ , in assenza di queste ultime, ipotizzabili in base a quanto indicato nella tabella T7 (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

T 7. Valori dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi_{cv}'$  per sabbie silicee Stroud (1988) e Youd (1972)

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

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

In questa sede l'interpretazione delle prove è stata effettuata in accordo al metodo di Bolton (1986), assumendo cautelativamente, in considerazione di una certa frazione di contenuto di fine (limi e argille), i seguenti valori:

- $\varphi_{cv}' = 30^\circ$  per le sabbie;
- $\varphi_{cv}' = 35^\circ$  per le ghiaie con sabbia;
- $m = 3$ .

Tali valori sono stati confrontati con i risultati delle prove di laboratorio laddove disponibili.

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 40 di 289

## 6.4.5 Caratteristiche di deformabilità

### 6.4.5.1 Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio ( $G_0$ ) e di Young ( $E_0$ ) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$ , ottenute direttamente dalle prove geofisiche (MASW, Down Hole e HVSR), utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \text{ kPa}$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu) \text{ kPa}$$

essendo:

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

$\nu$  = rapporto di Poisson del terreno;

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

### 6.4.5.2 Moduli elastici “operativi”

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

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

In questa sede sono utilizzati principalmente metodi di calcolo elastico-lineari e di conseguenza i moduli elastici “operativi”  $E_{op}$  sono stati stimati secondo quanto segue:

- Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young “operativi”  $E_{op2}$  possono essere assunti pari a circa  $1/15 \div 1/20$  di  $E_0$ .
- Nell’analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young “operativi”  $E_{op1}$  possono essere assunti pari a circa  $1/10$  di  $E_0$ , in considerazione del fatto che gli spostamenti totali e differenziali sono in genere molto contenuti e generalmente inferiori all’1% della dimensione minore dell’opera di fondazione.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO          LOTTO 2          PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

I valori così ricavati sono stati comunque confrontati ed eventualmente calibrati con i risultati ottenuti dalle prove pressiometriche (MPT) e dilatometriche (DMT).

#### Moduli elastici “operativi” $E_{op1}$ da prove CPT in sabbia

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) una stima dei moduli elastici “operativi” può essere fatta, per terreni sabbiosi, utilizzando i risultati delle prove CTP mediante le seguenti espressioni:

$$E'_{25} = E_{op1} = (3 - D_R) \cdot q_c \quad \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$E'_{25} = E_{op1} = (15 - 10 \cdot D_R) \cdot q_c \quad \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

essendo:

- $E'_{25}$  = modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%;
- $D_R$  = densità relativa espressa come frazione dell'unità;
- $q_c$  = resistenza di punta del penetrometro statico.

#### Moduli elastici “operativi” $E_{op1}$ da prove SPT in sabbia e ghiaia

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) per la stima dei moduli elastici operativi da prove SPT valgono le seguenti espressioni:

$$(E_{25}) = E_{op1} = (10.5 - 3.5 \cdot D_R) \cdot N_{SPT} / 10 \text{ [MPa]} \quad \text{- nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$(E_{25}) = E_{op1} = (52.5 - 35 \cdot D_R) \cdot N_{SPT} / 10 \text{ [MPa]} \quad \text{- nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

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

#### 6.4.5.3 Moduli di reazione orizzontale

Nel progetto delle fondazioni profonde su pali i moduli di reazione orizzontale ( $E_s$ ) necessari per definire l'andamento delle curve p-y, sono stati valutati in accordo alla seguente espressione:

$$E_s = k_h \cdot d \text{ [kPa]}$$

essendo:

$k_h$  = coefficiente di reazione orizzontale;

$d$  = diametro del palo.

Dal punto di vista applicativo per terreni incoerenti si assume  $k_h$  linearmente crescente con la profondità secondo l'espressione generalmente associata a Matlock & Reese (1956):

$$k_h = n_h \frac{z}{d}$$

$z$  = profondità dal piano campagna originario.

con  $n_h$  che assume i valori orientativi riportati in tabella T8.

T 8. Valori orientativi di  $n_h$  (Viggiani, Fondazioni, 2000)

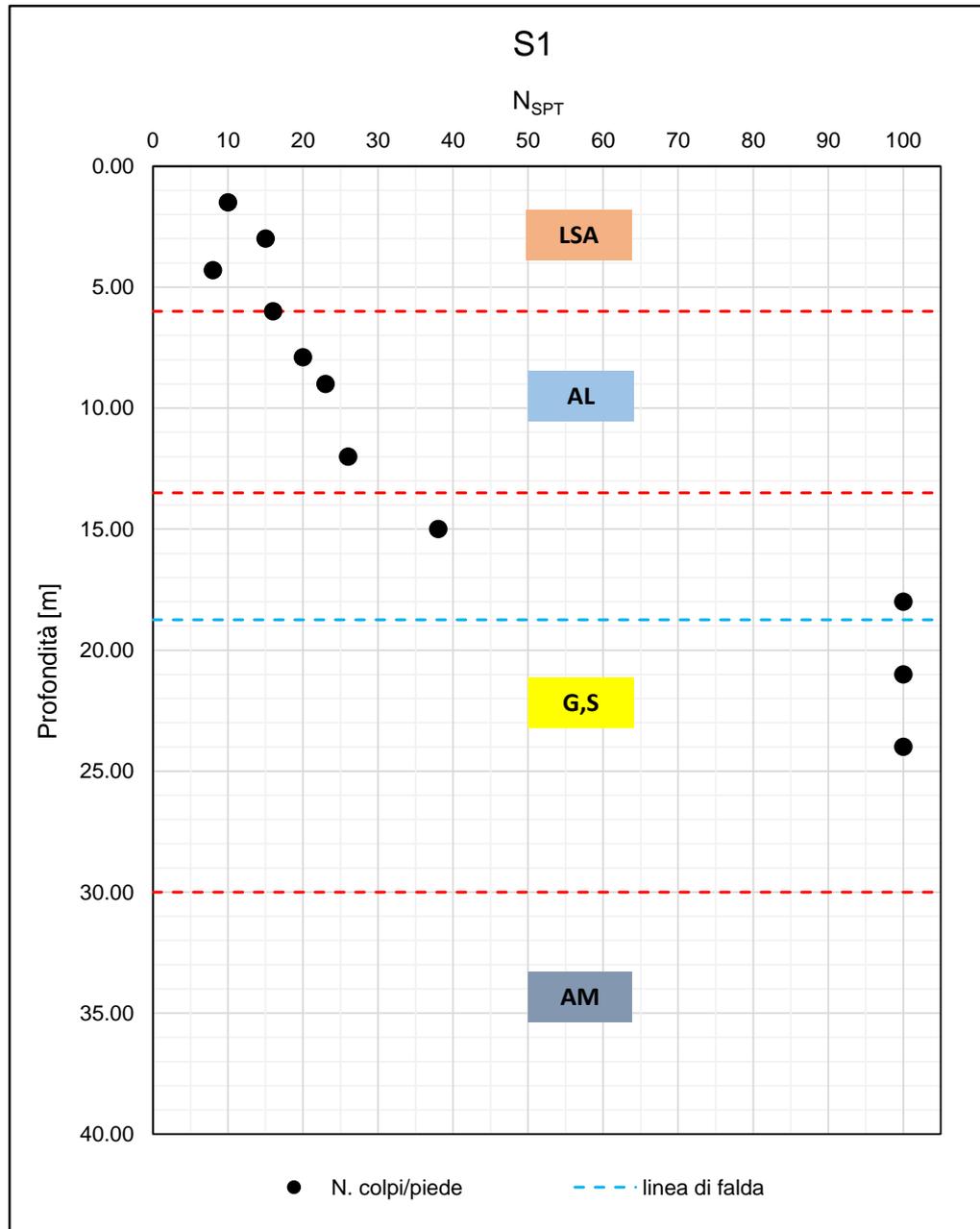
$D_R$ (%) / stato di addensamento	$n_h$ [kN/m <sup>3</sup> ] – sopra falda	$n_h$ [kN/m <sup>3</sup> ] – sotto falda
35% / (sciolto)	2000 ÷ 5000	1000 ÷ 3000
50% / (medio)	5000 ÷ 10000	3000 ÷ 6000
70% / (denso)	10000 ÷ 25000	6000 ÷ 15000

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 43 di 289

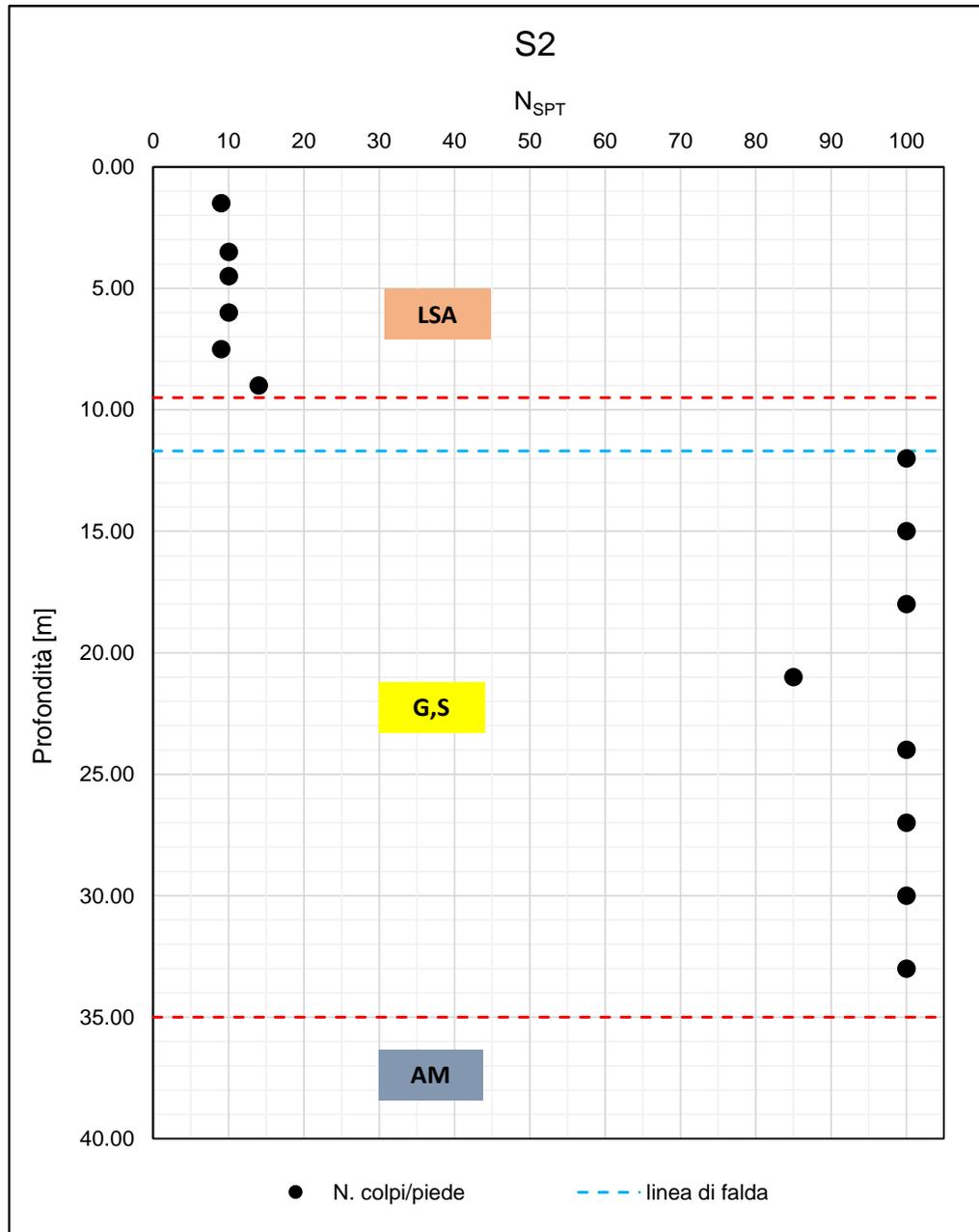
## 7 CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE

### 7.1 Stratigrafie e numero colpi NSPT

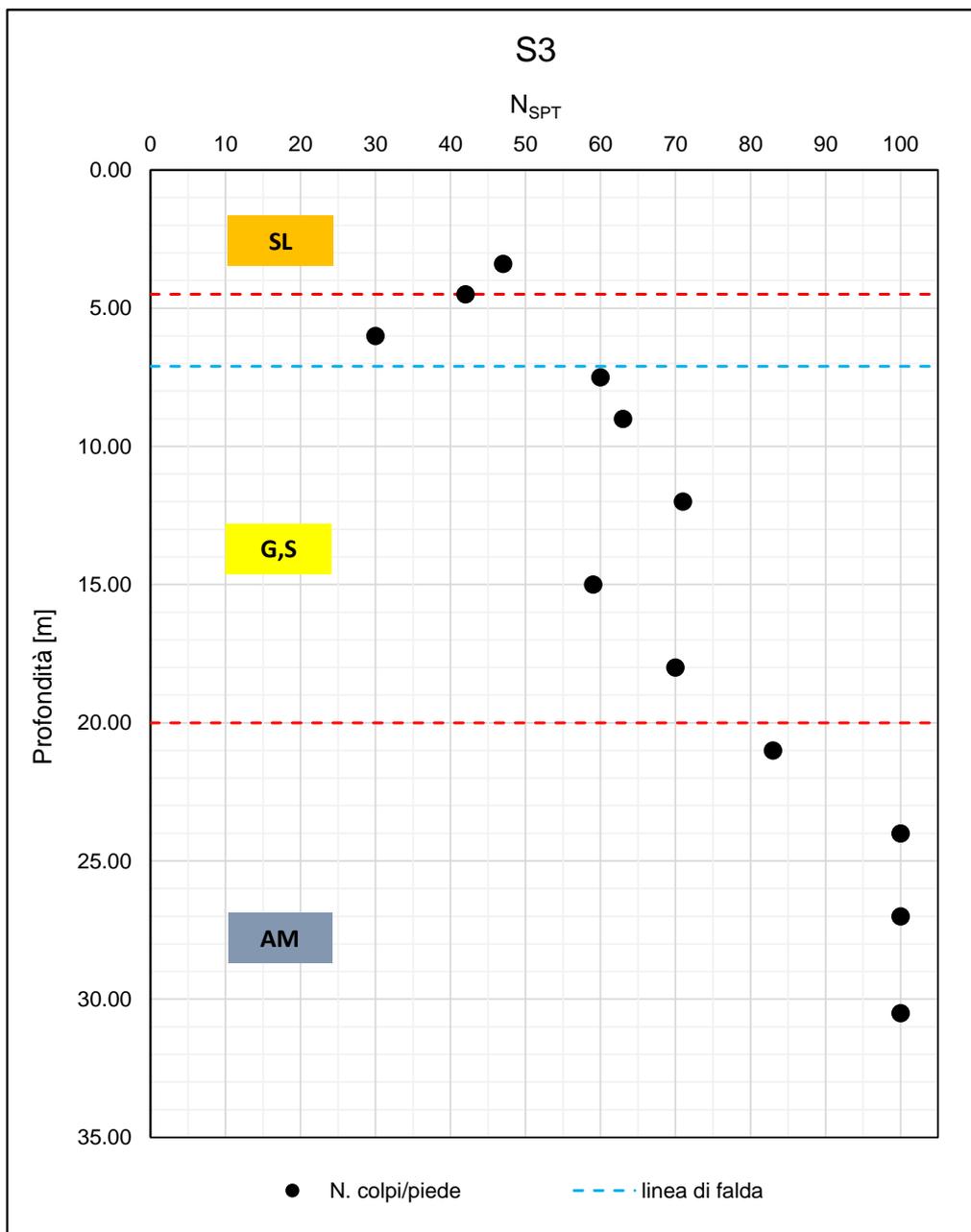
Nelle successive figure è riportato l'andamento del numero di colpi  $N_{SPT}$  in funzione della profondità per ogni singola verticale indagata. Nelle figure è inoltre riportata la stratigrafia di riferimento ottenuta sulla base delle informazioni ottenute dall'intera campagna di indagine. E' stato assunto convenzionalmente un valore di  $N_{SPT}=100$  in caso di rifiuto.



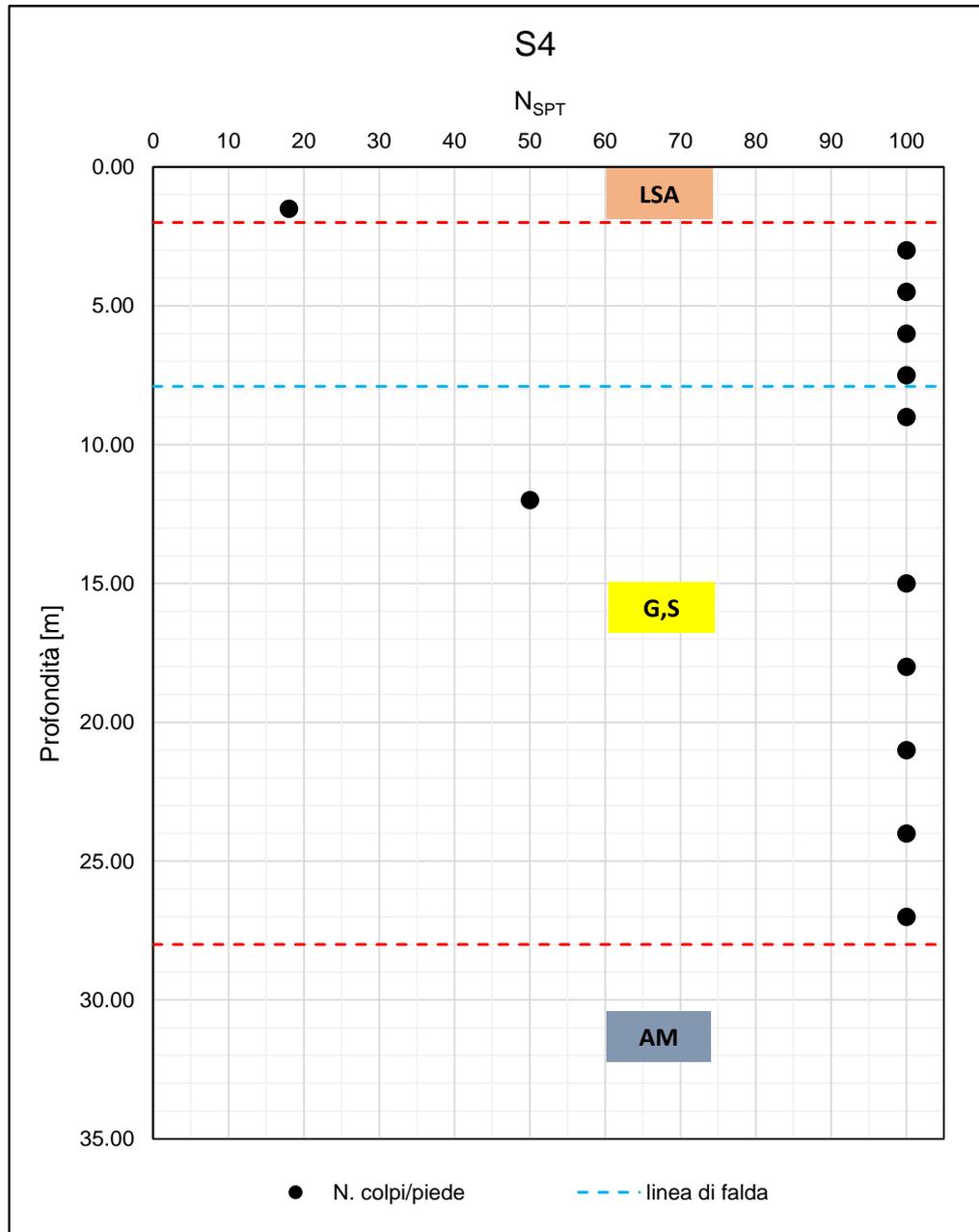
F 6.  $N_{SPT}$  da S1



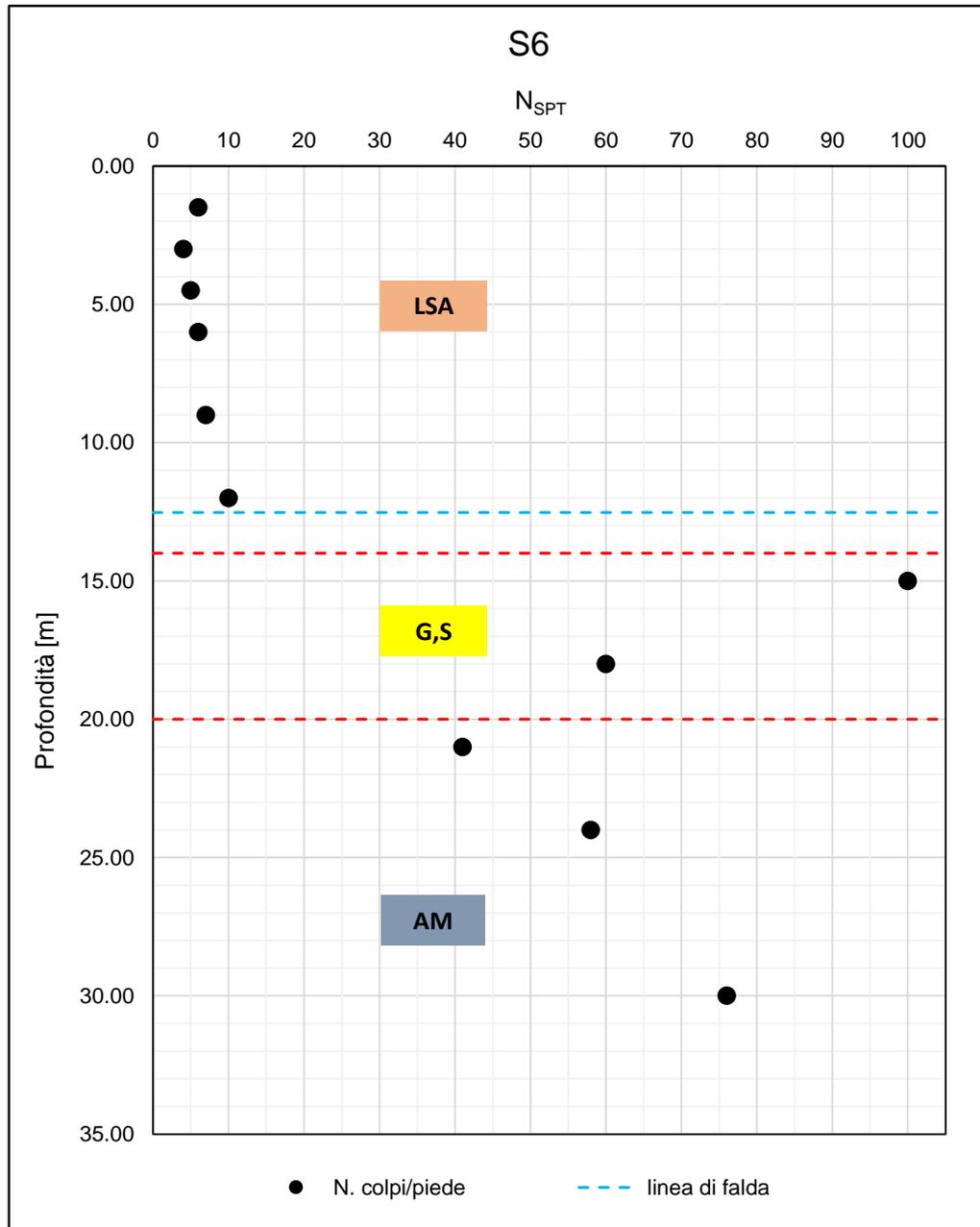
F 7.  $N_{SPT}$  da S2



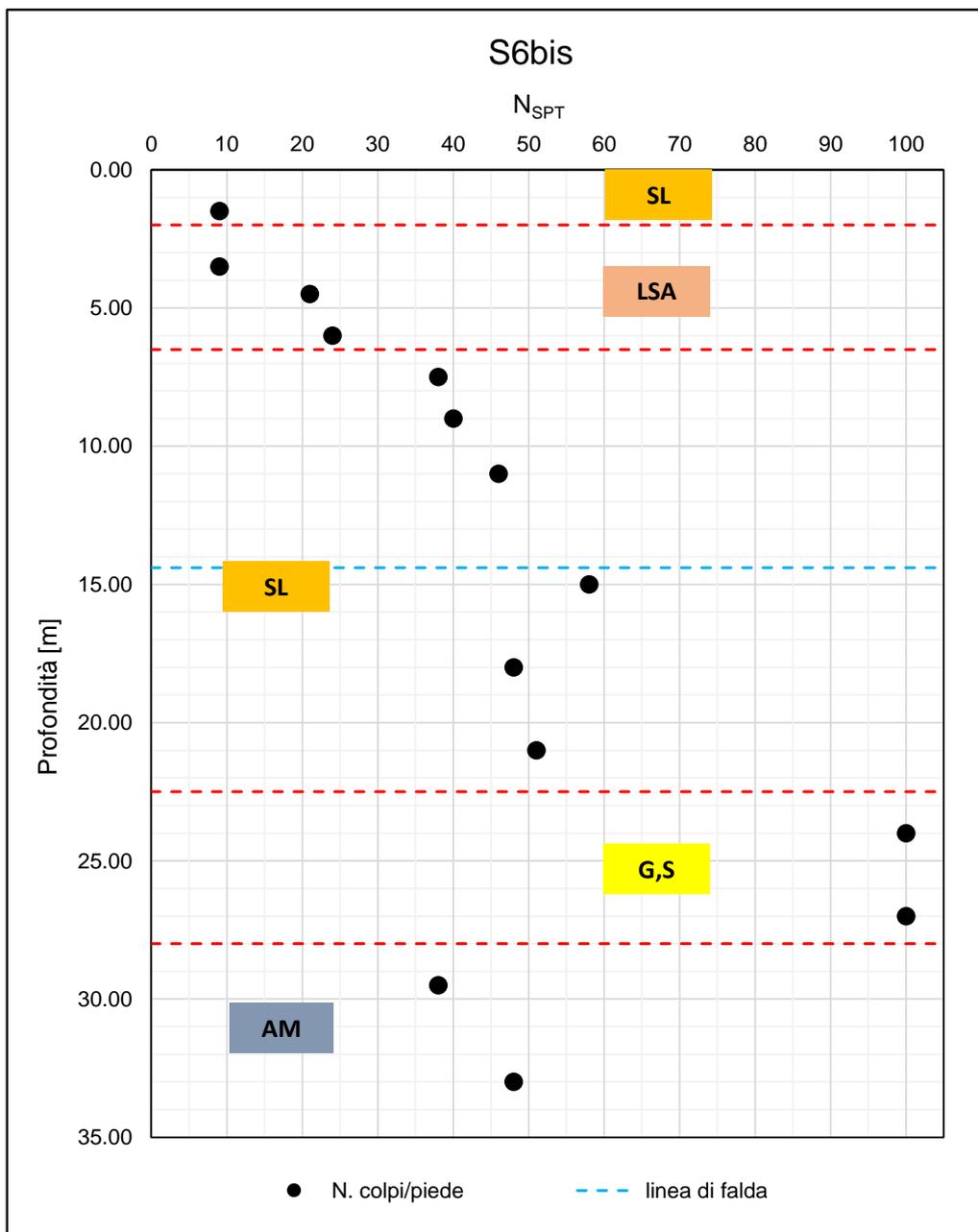
F 8. N<sub>SPT</sub> da S3



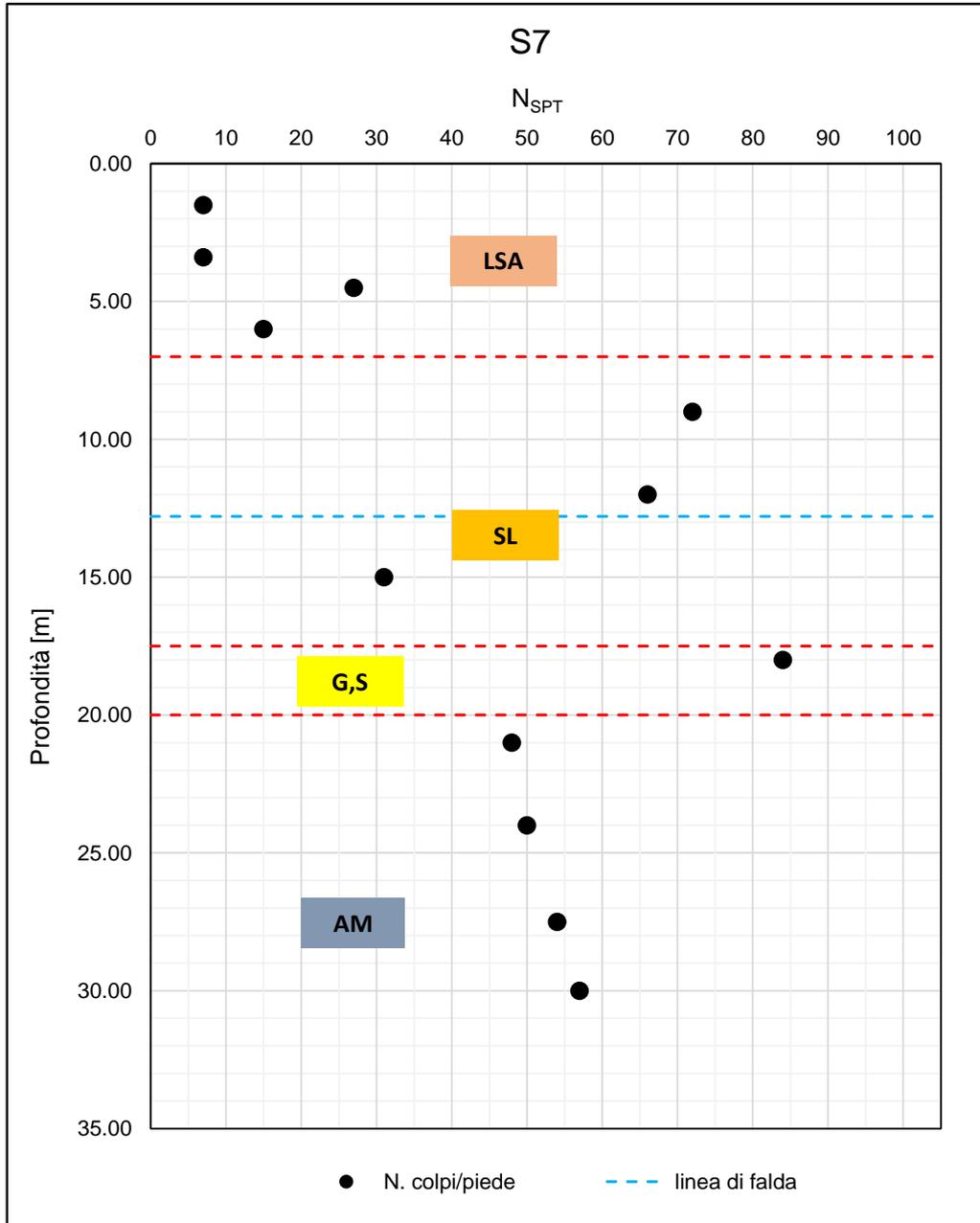
F 9.  $N_{SPT}$  da S4



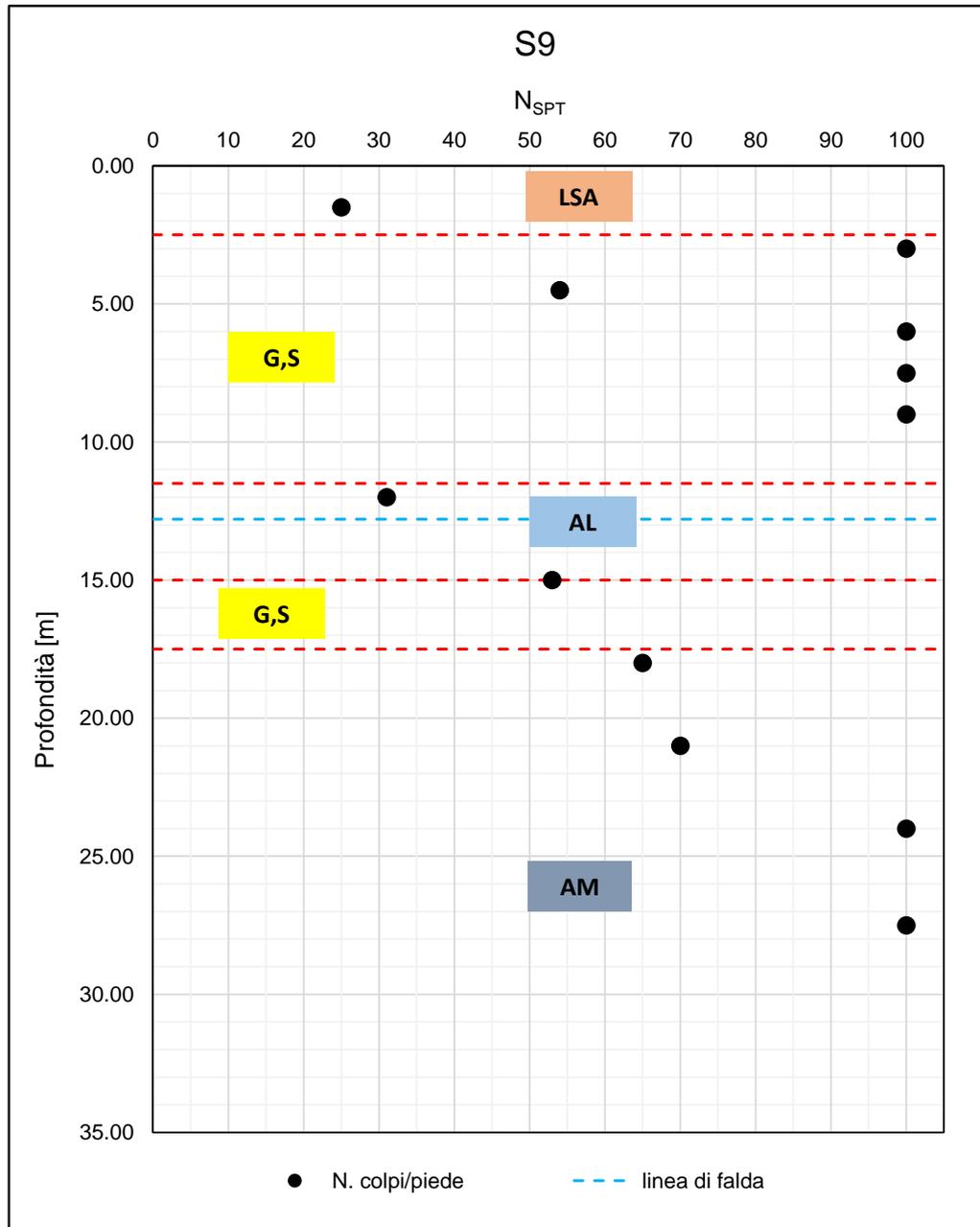
F 10.  $N_{SPT}$  da S6



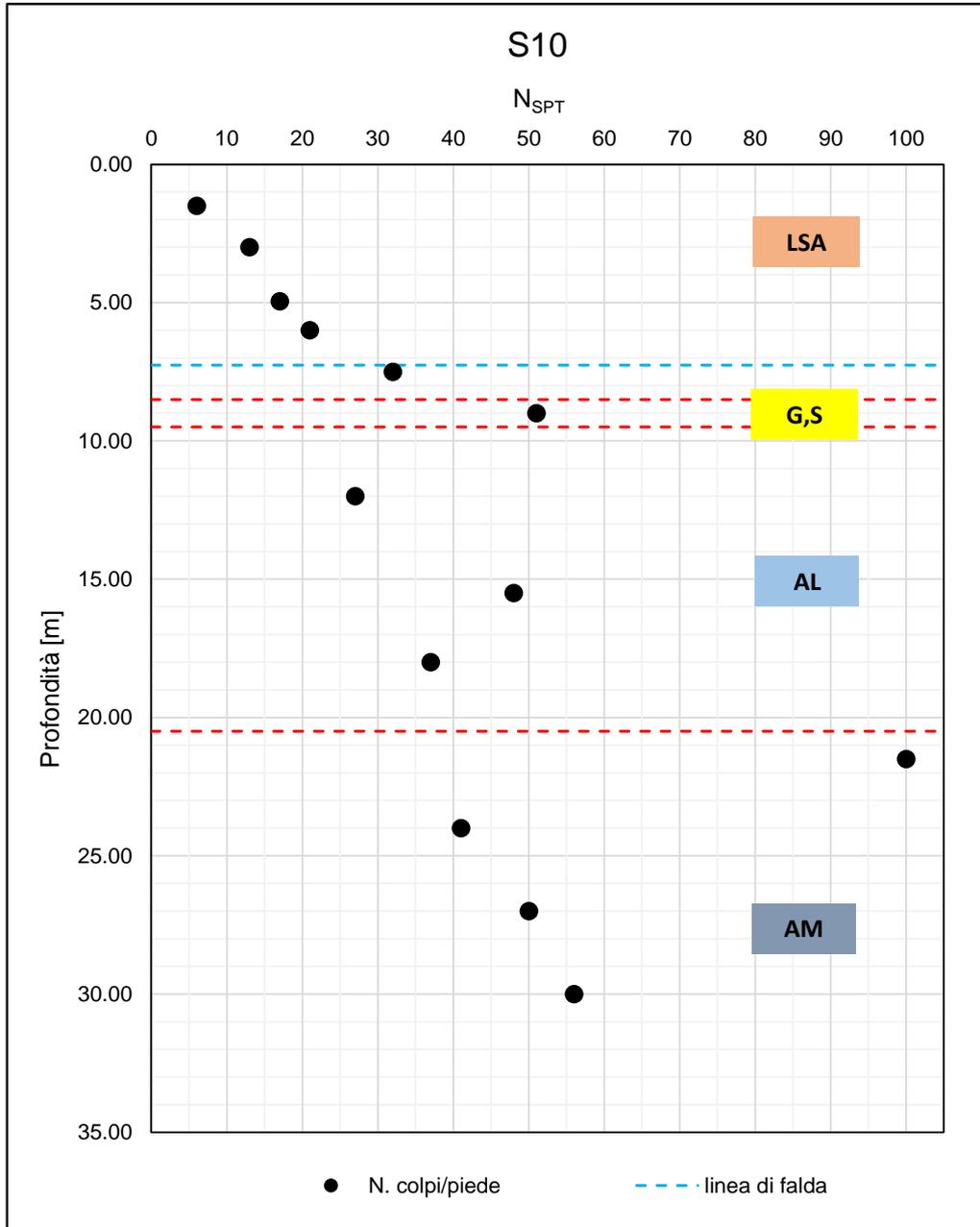
F 11.  $N_{SPT}$  da S6bis



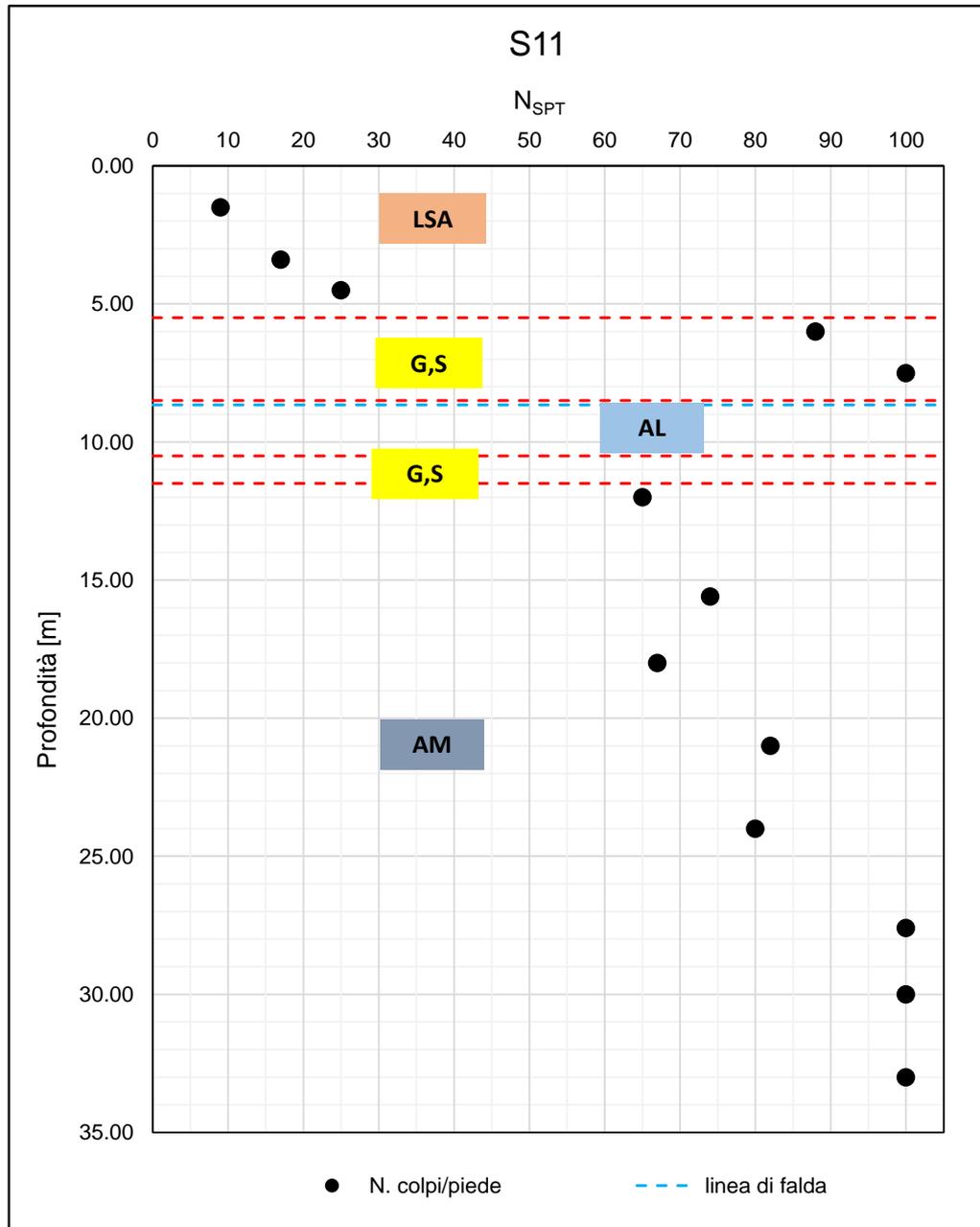
F 12.  $N_{SPT}$  da S7



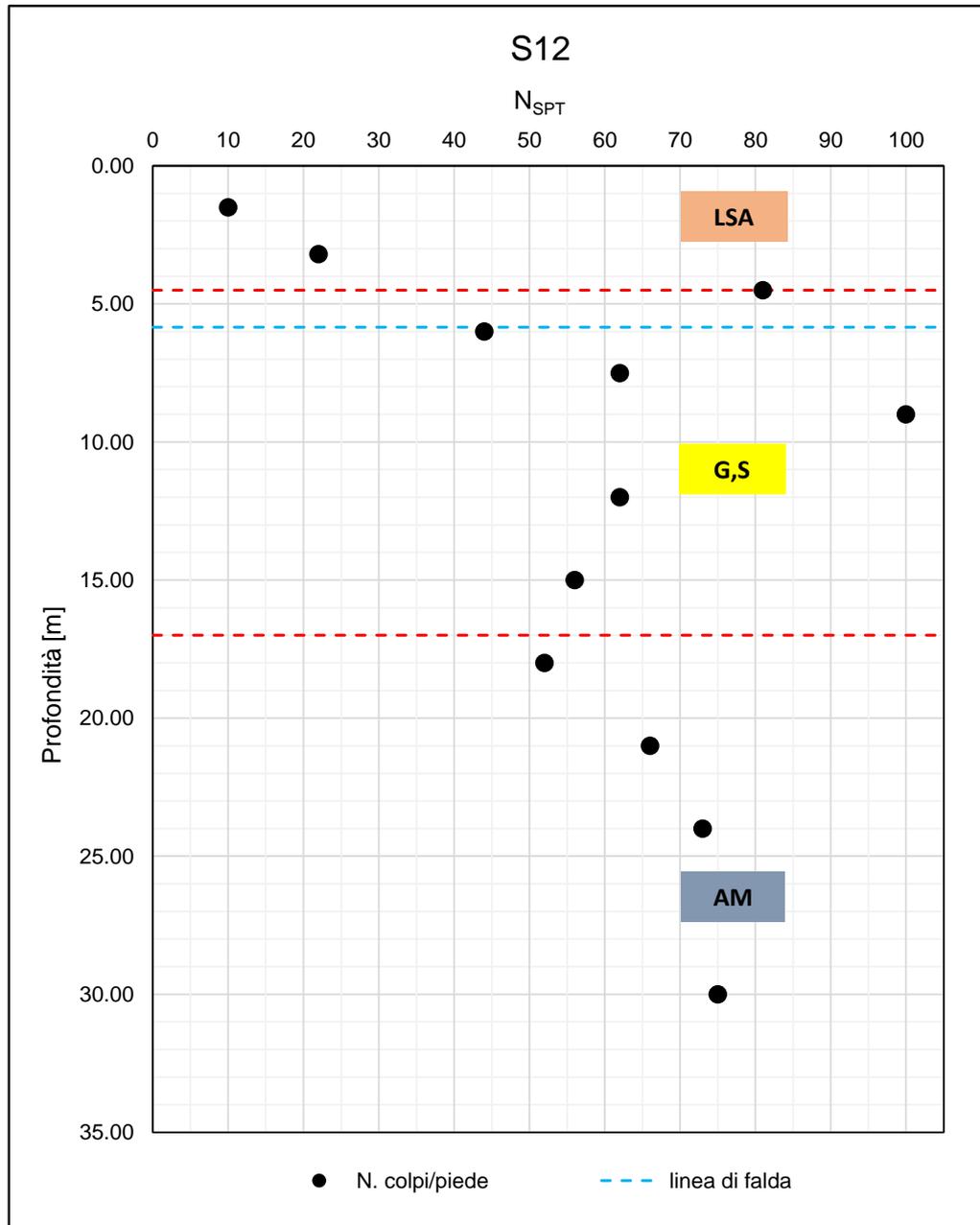
F 13. N<sub>SPT</sub> da S9



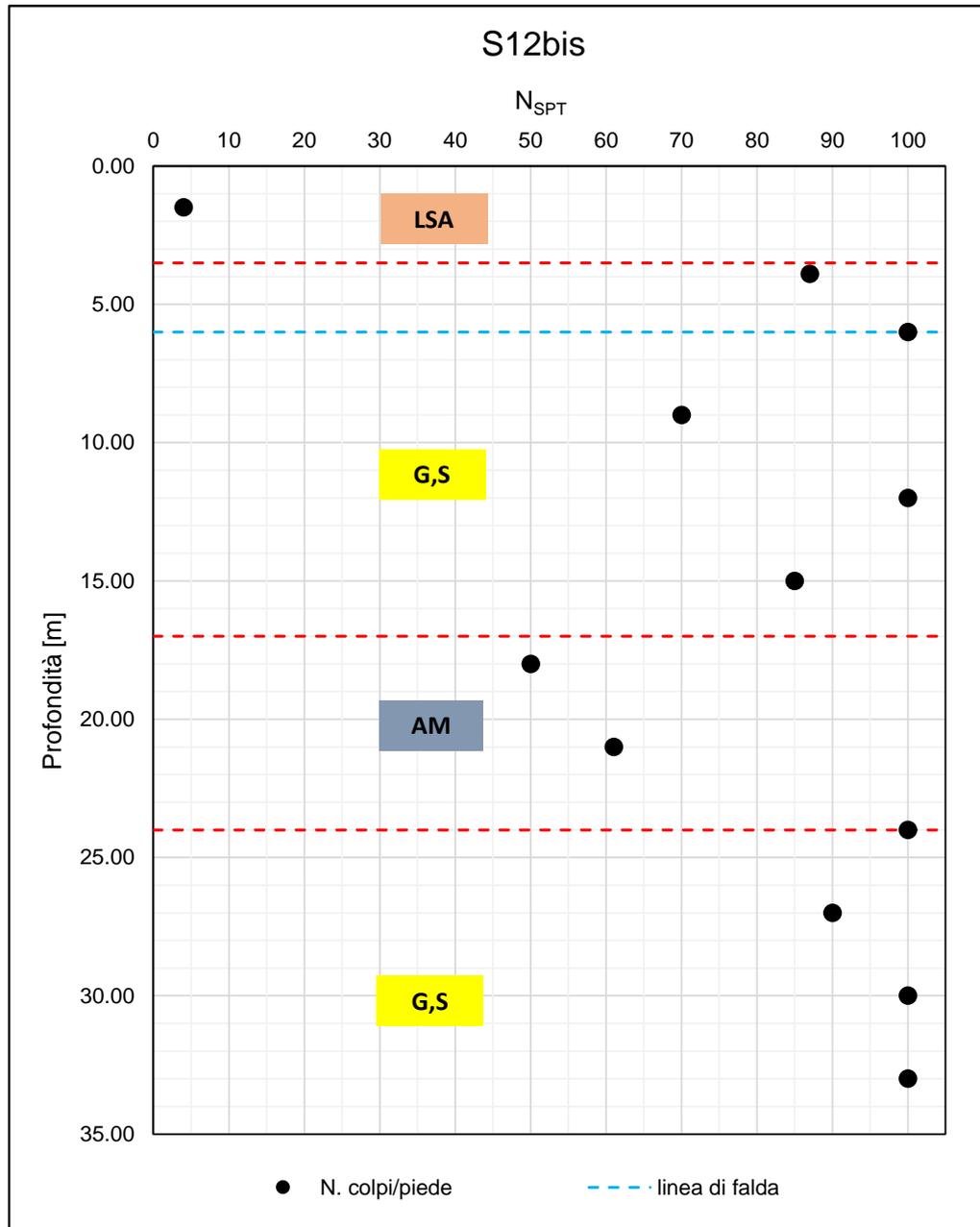
F 14.  $N_{SPT}$  da S10



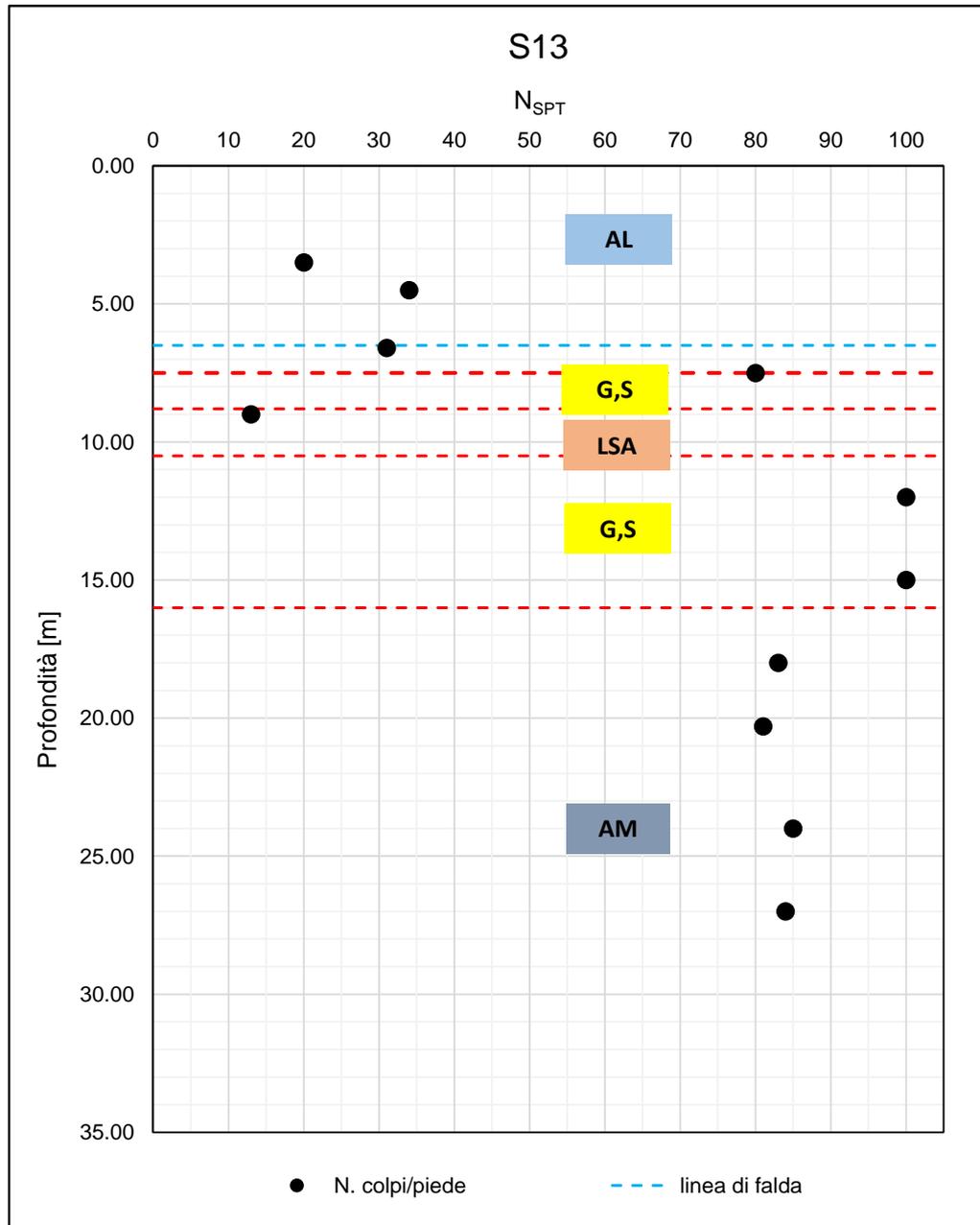
F 15.  $N_{SPT}$  da S11



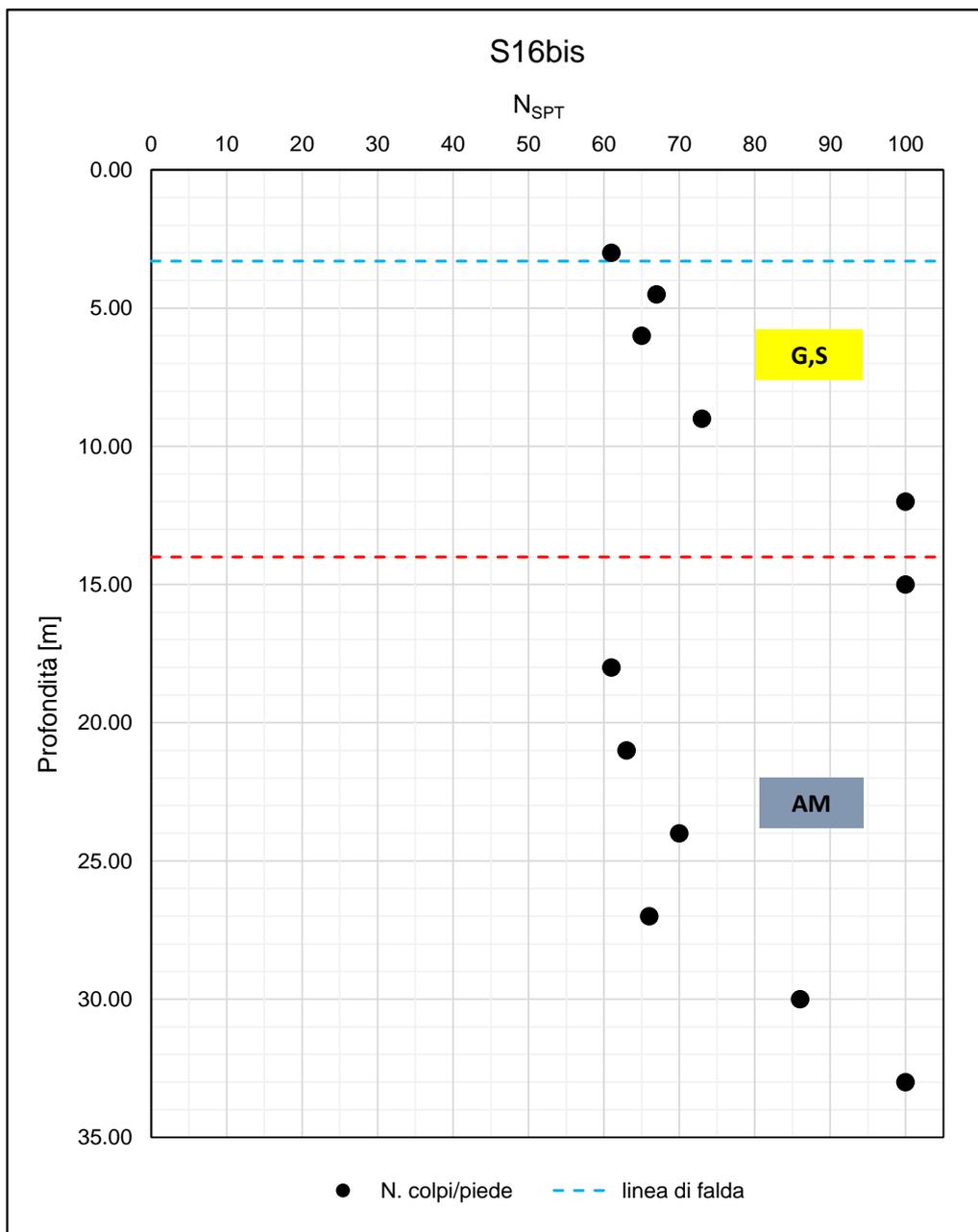
F 16.  $N_{SPT}$  da S12



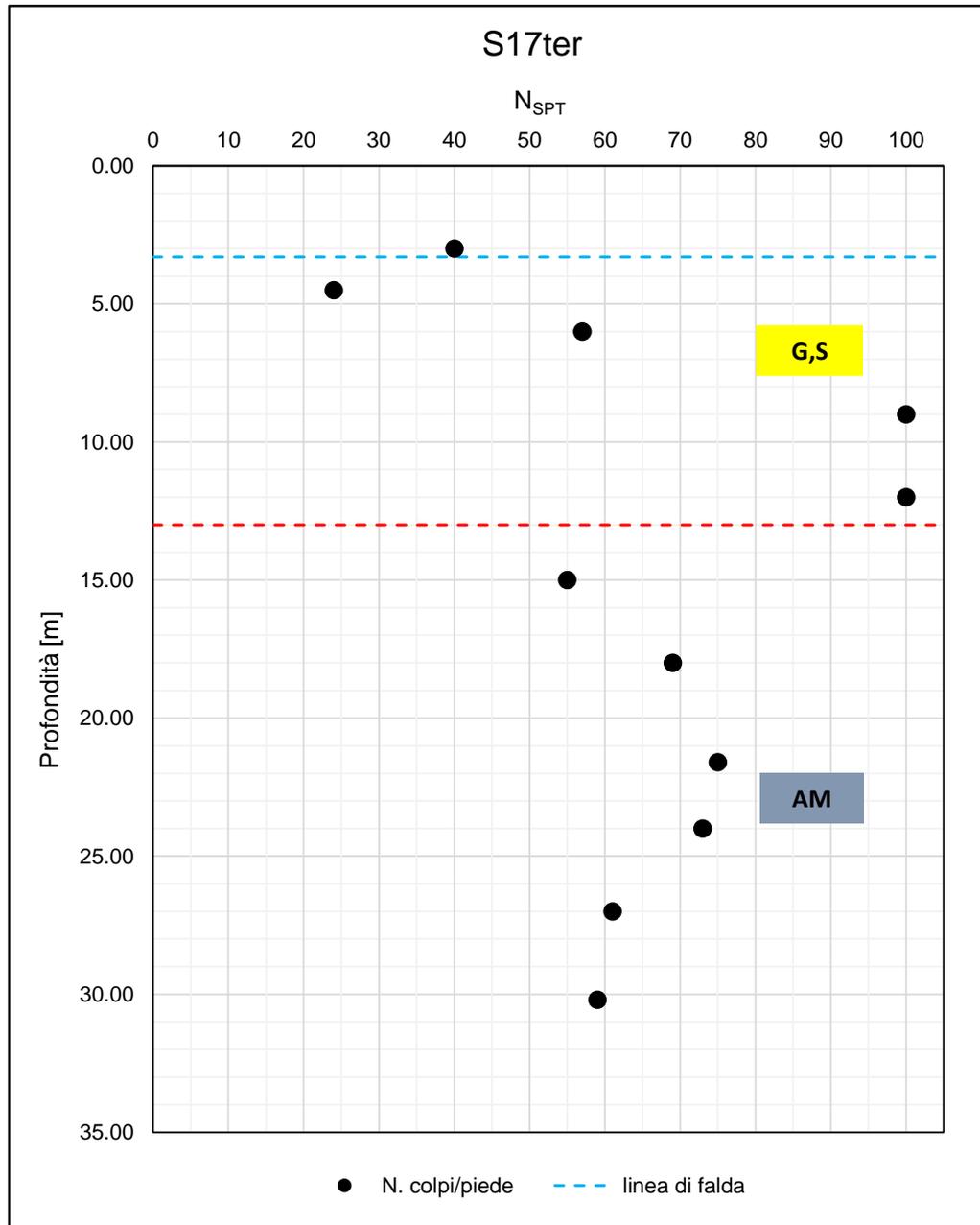
F 17. N<sub>SPT</sub> da S12bis



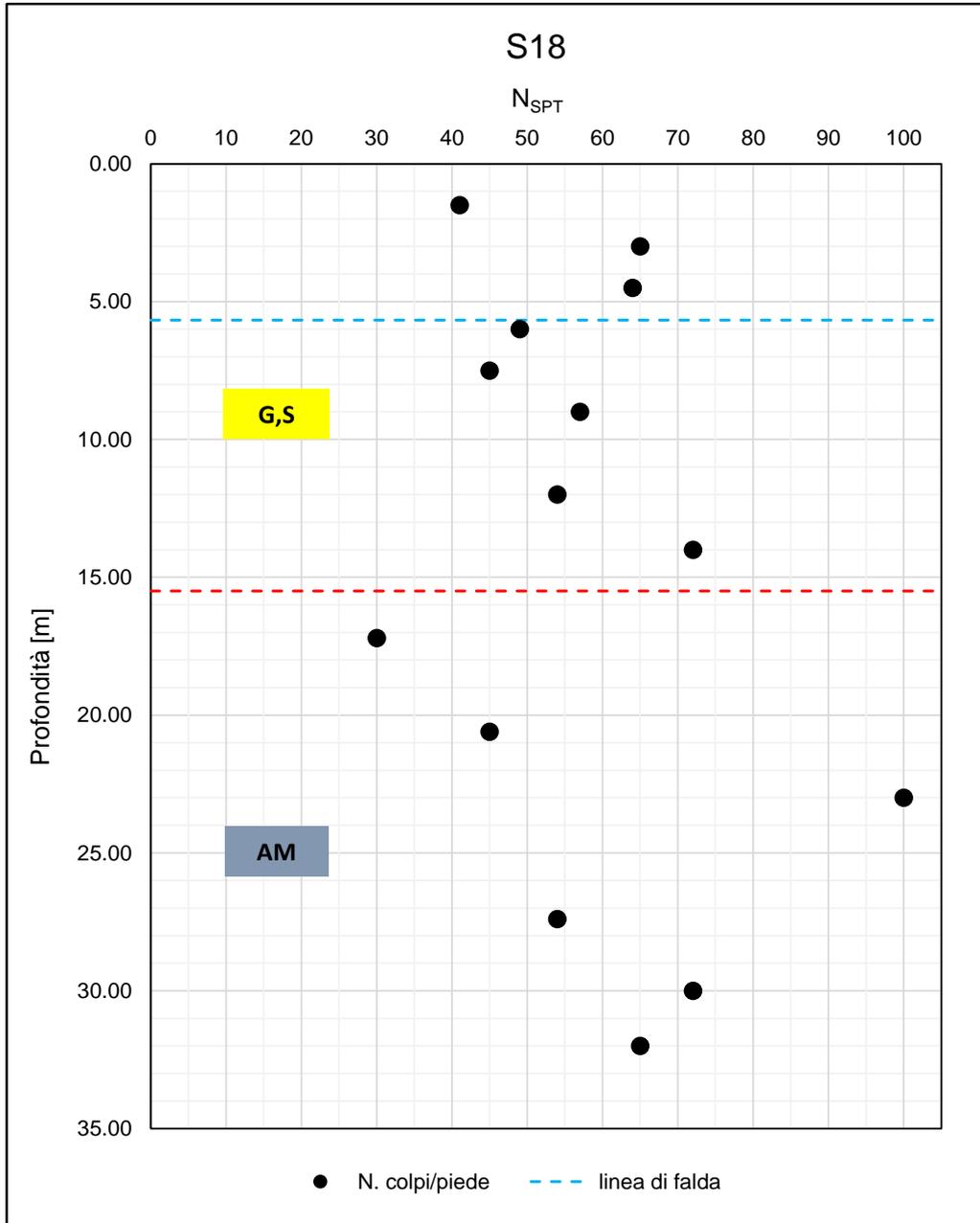
F 18.  $N_{SPT}$  da S13



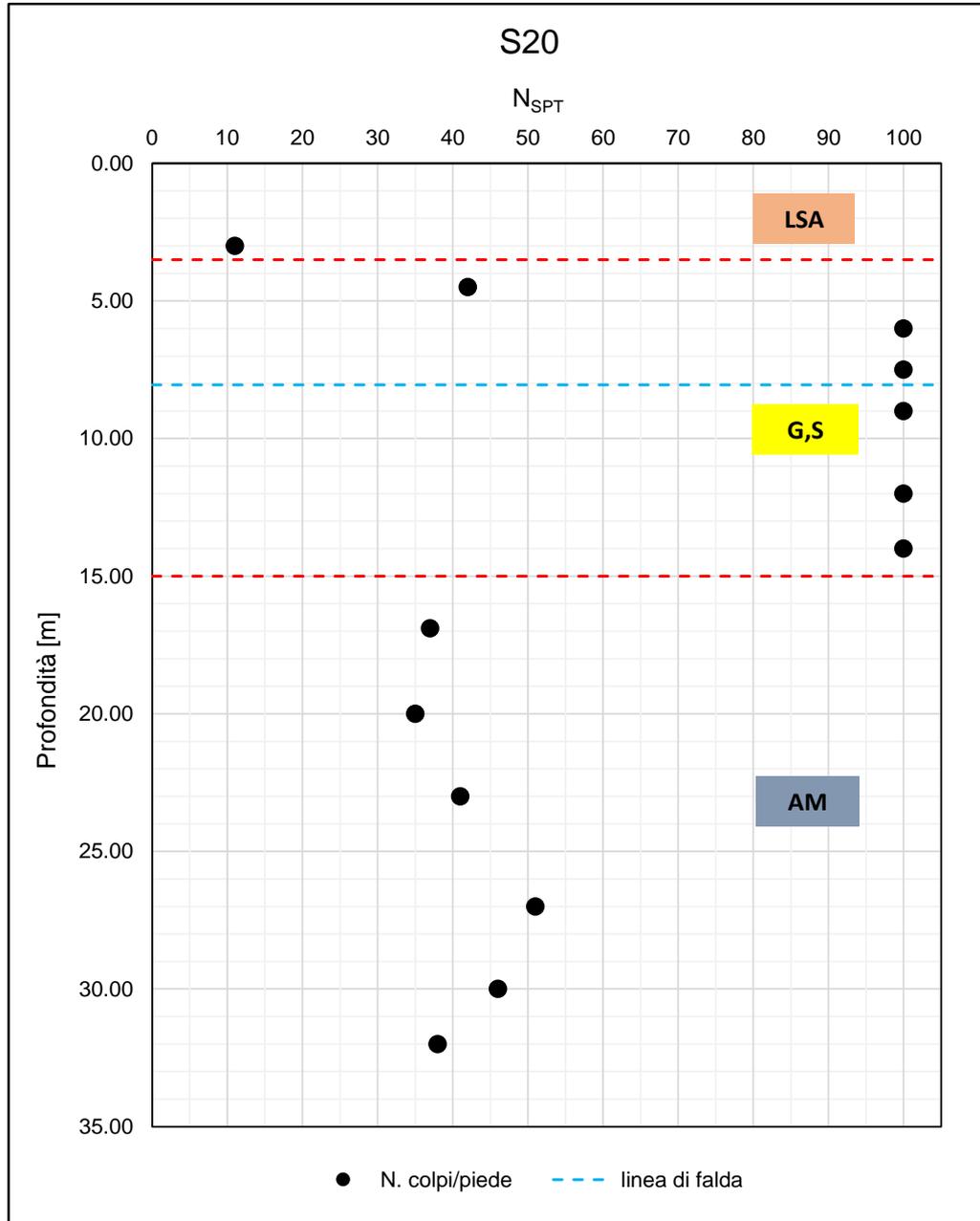
F 19.  $N_{SPT}$  da S16bis



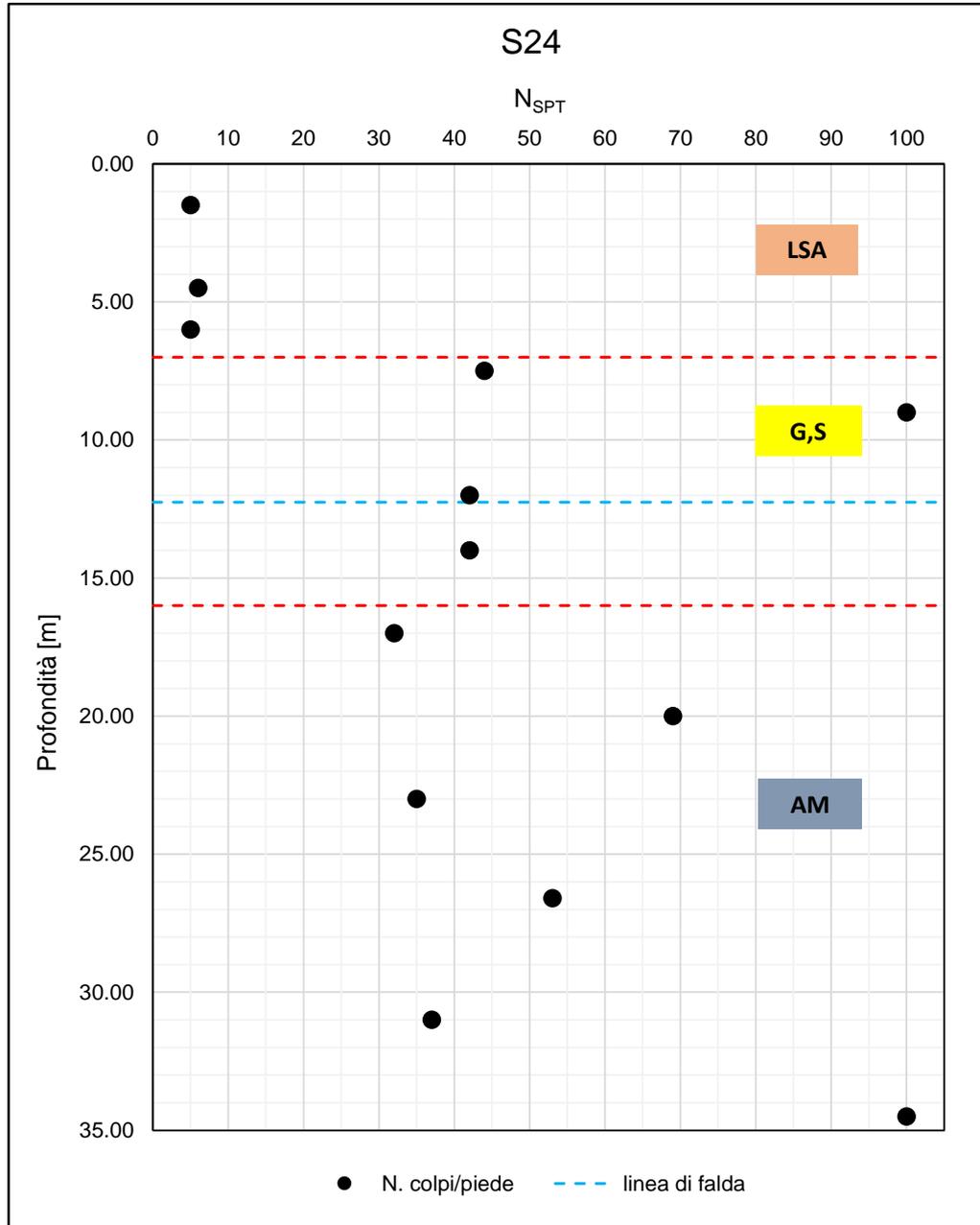
F 20.  $N_{SPT}$  da S17ter



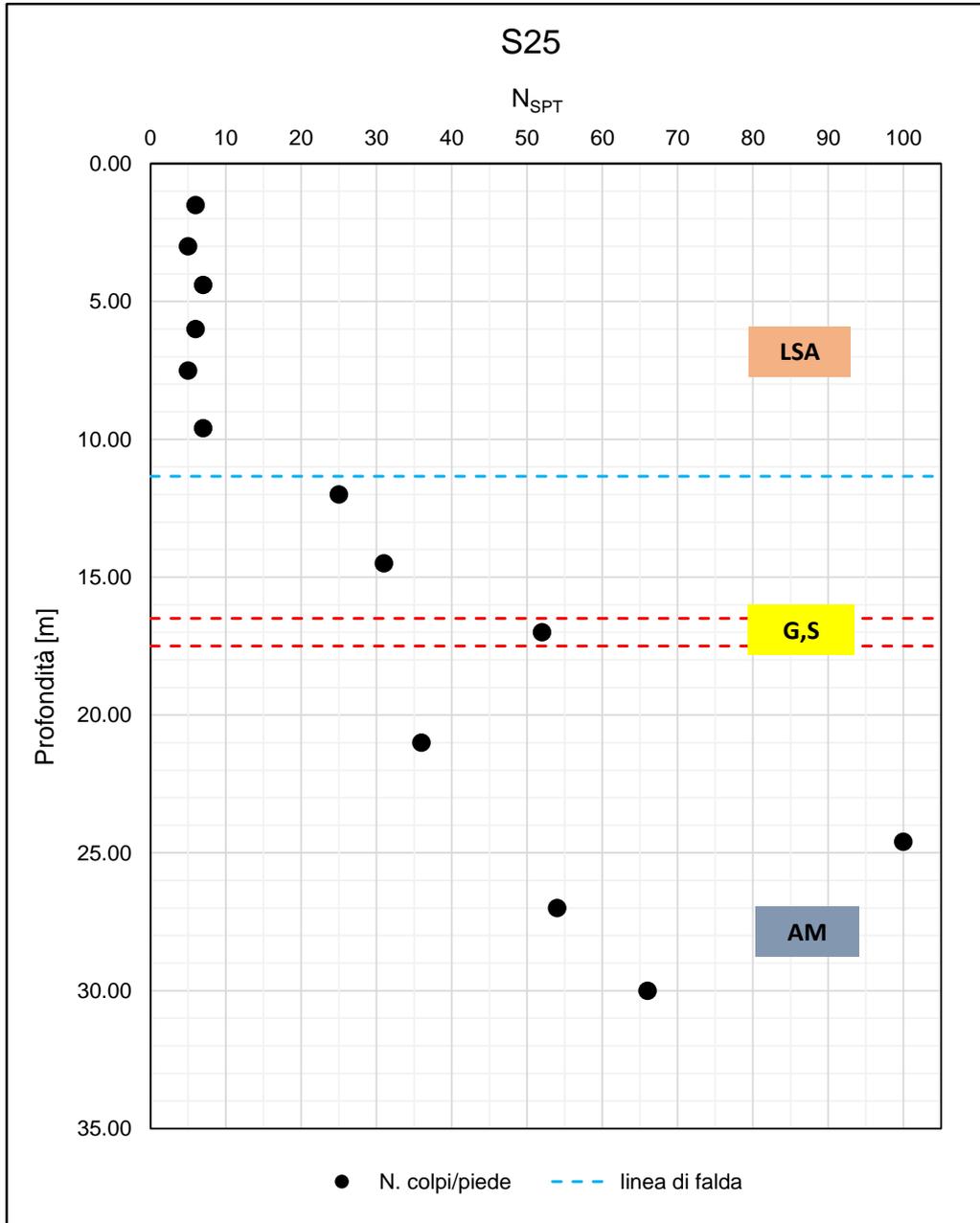
F 21.  $N_{SPT}$  da S18



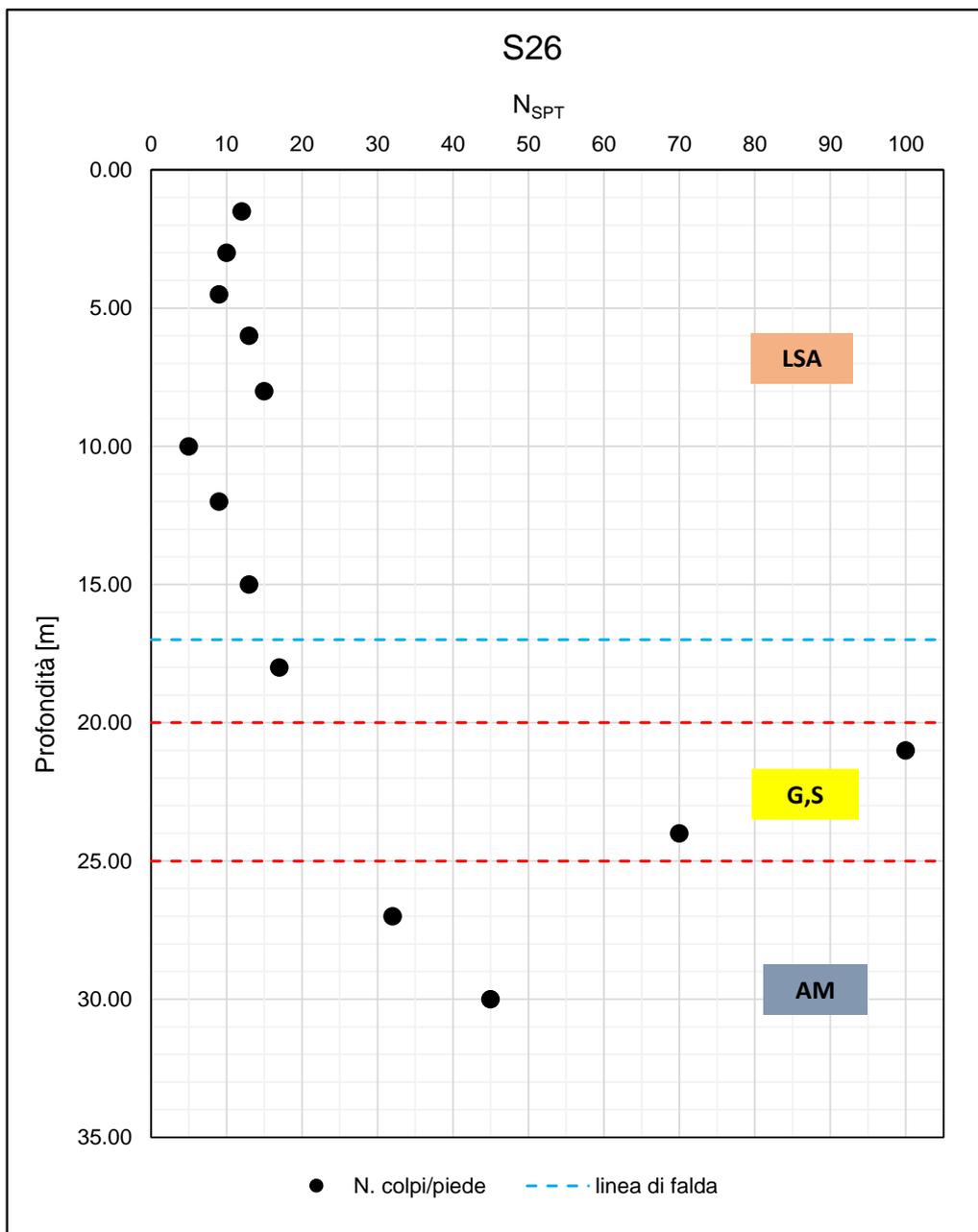
F 22.  $N_{SPT}$  da S20



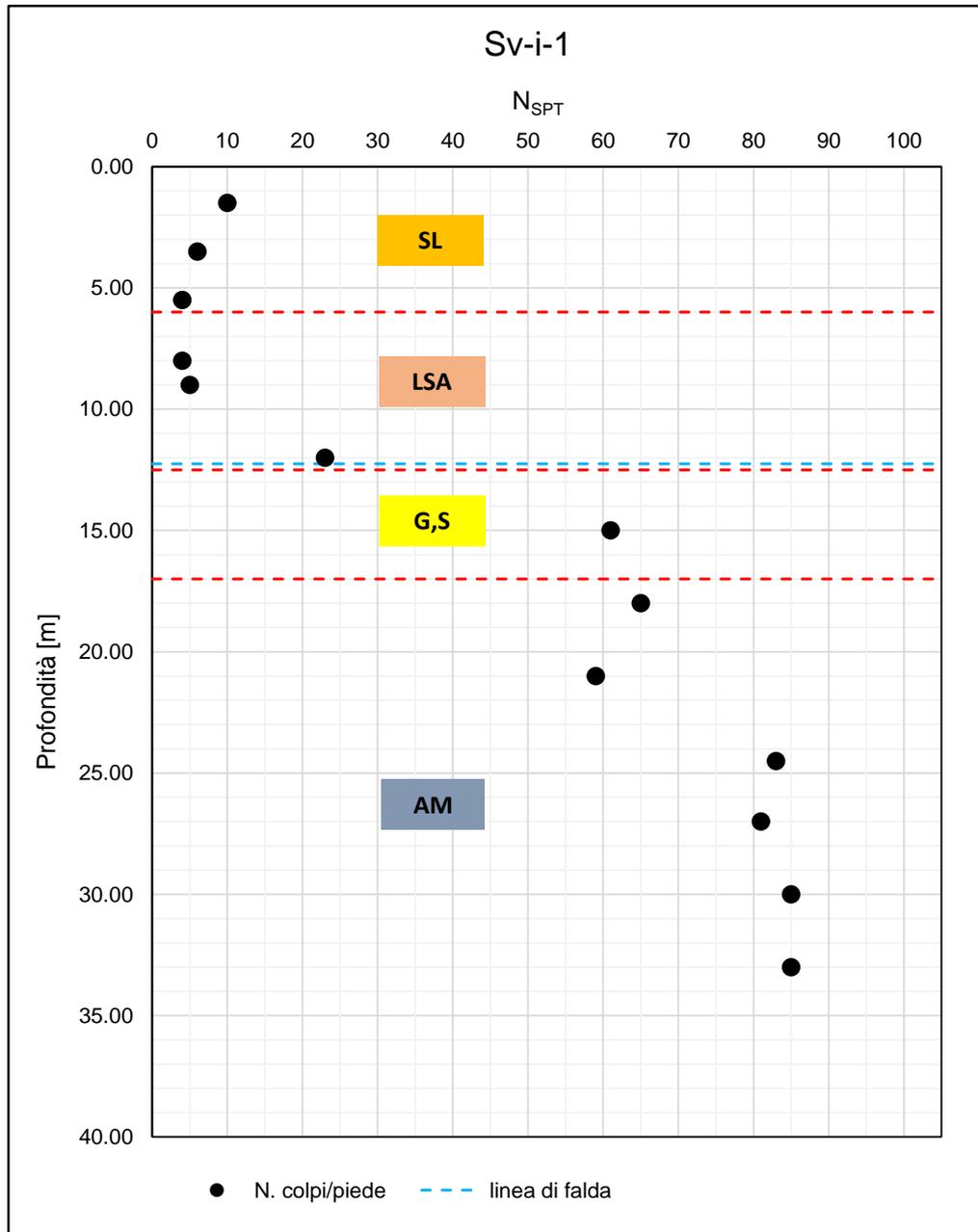
F 23.  $N_{SPT}$  da S24



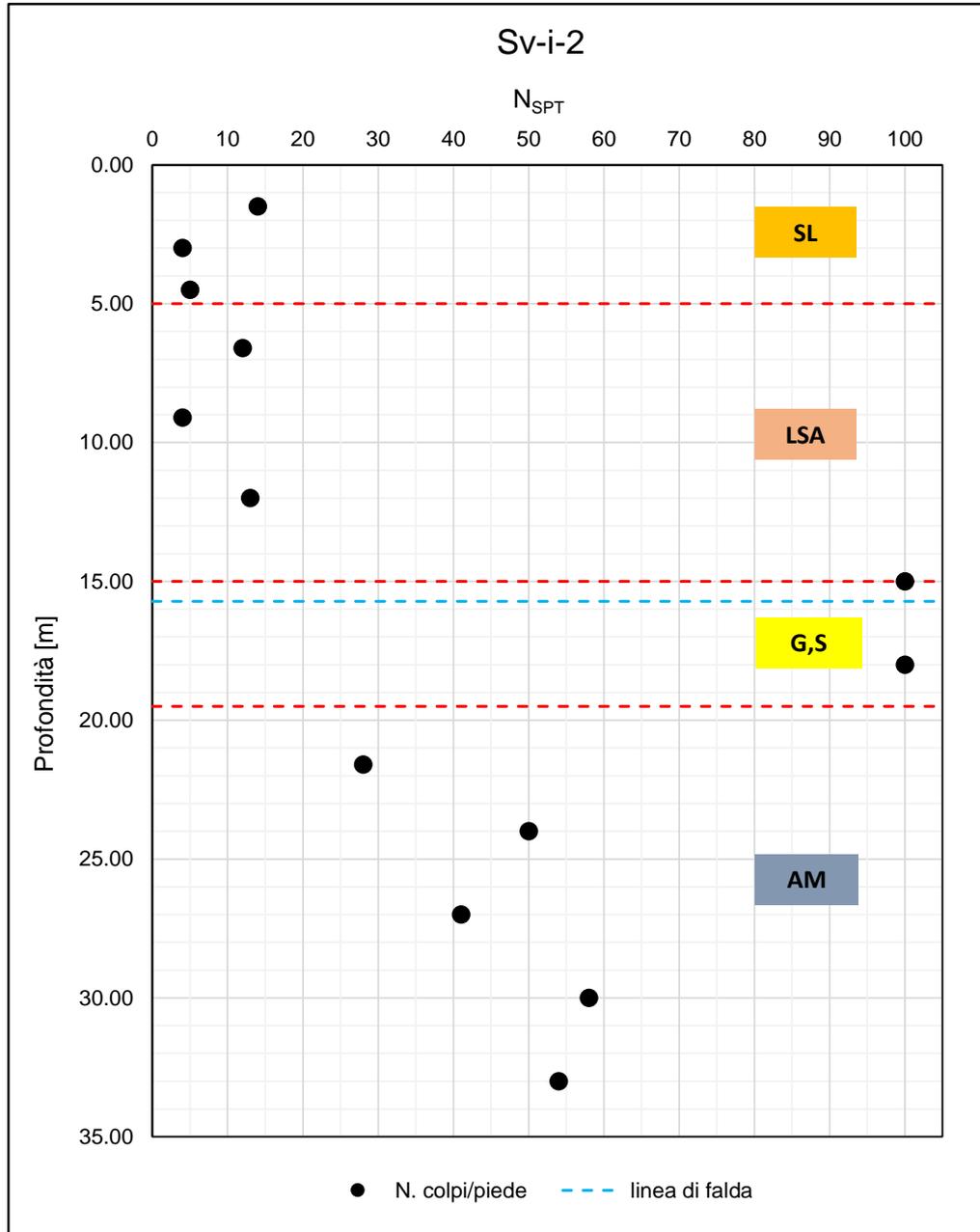
F 24.  $N_{SPT}$  da S25



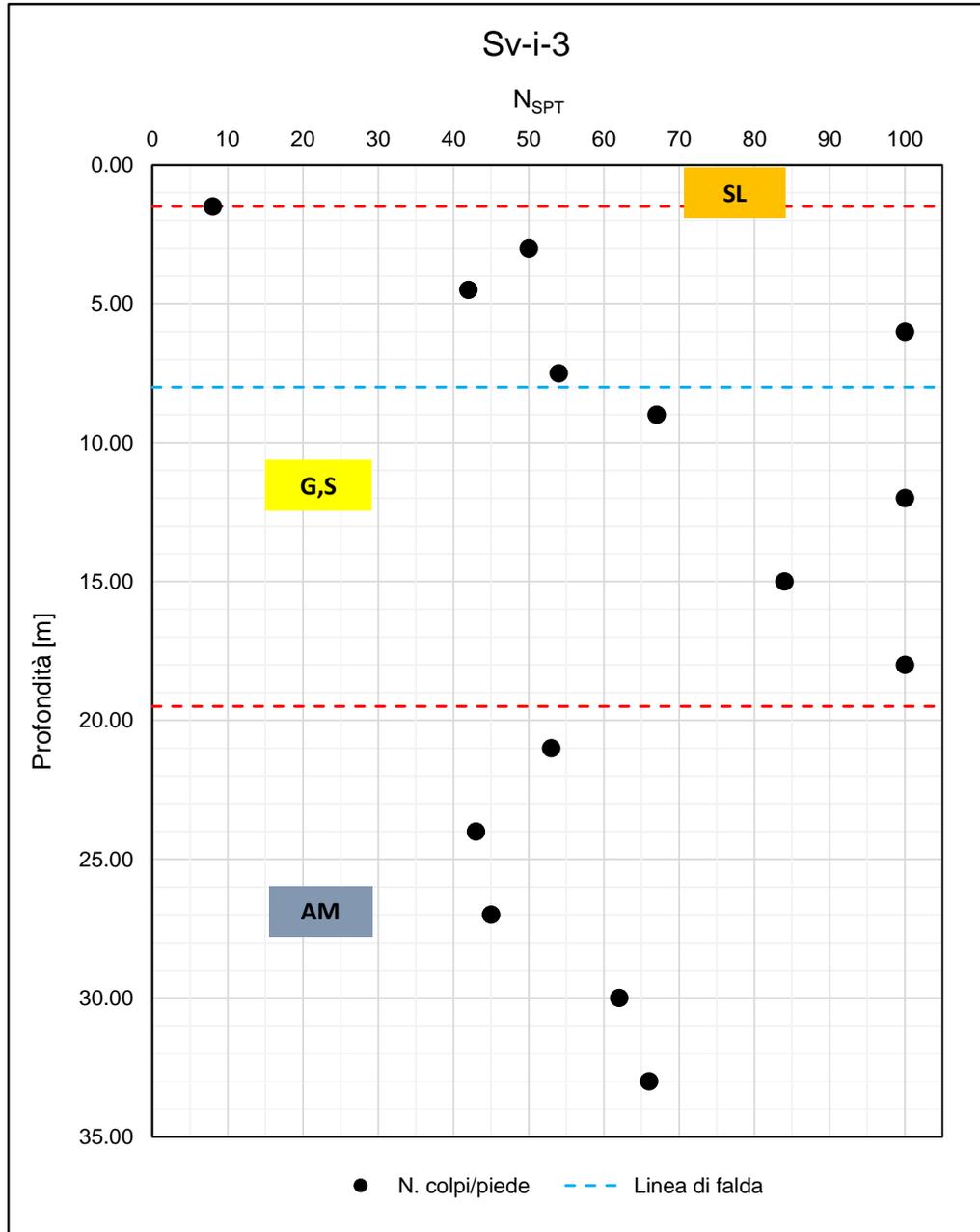
F 25.  $N_{SPT}$  da S26



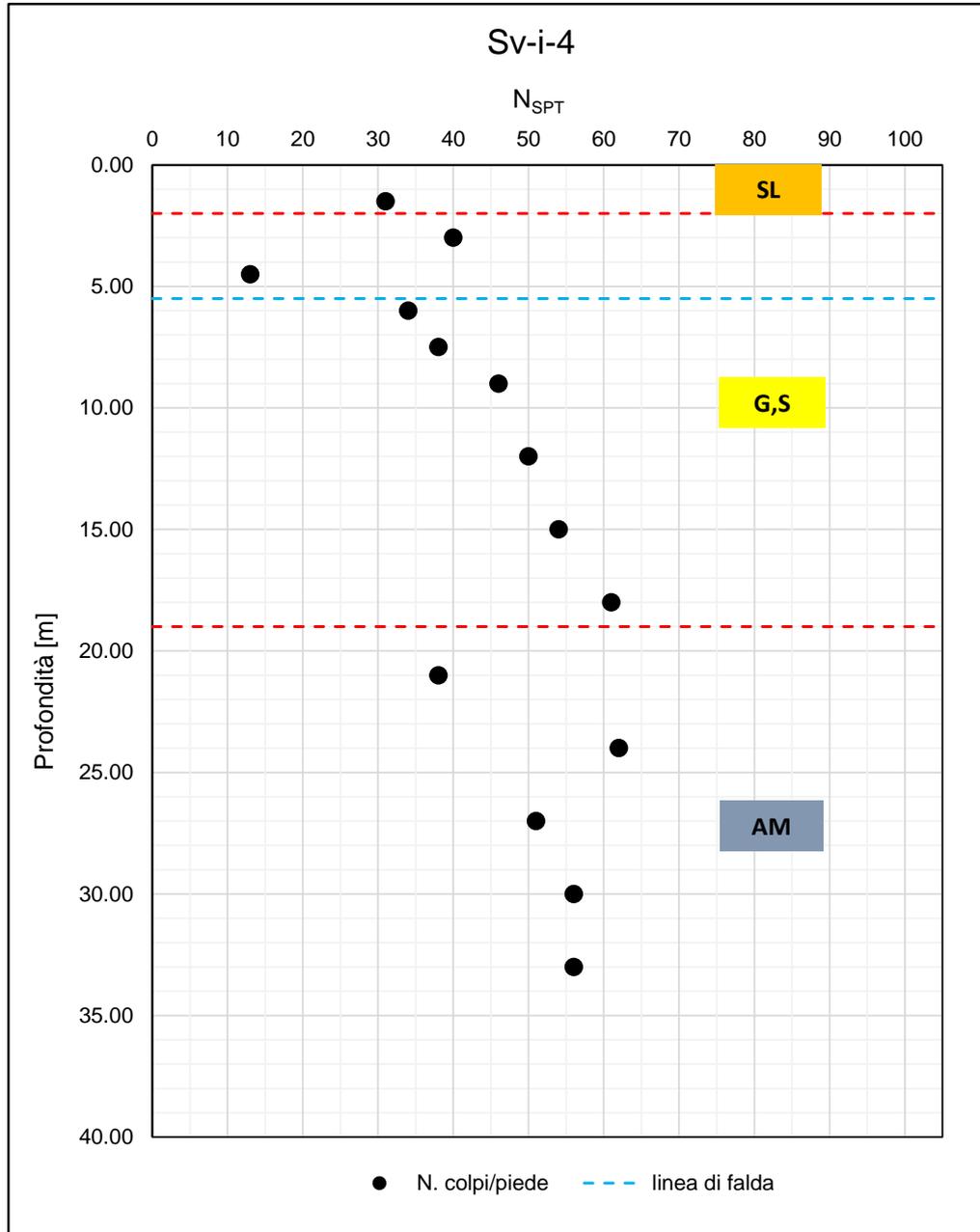
F 26.  $N_{SPT}$  da Sv-i-1



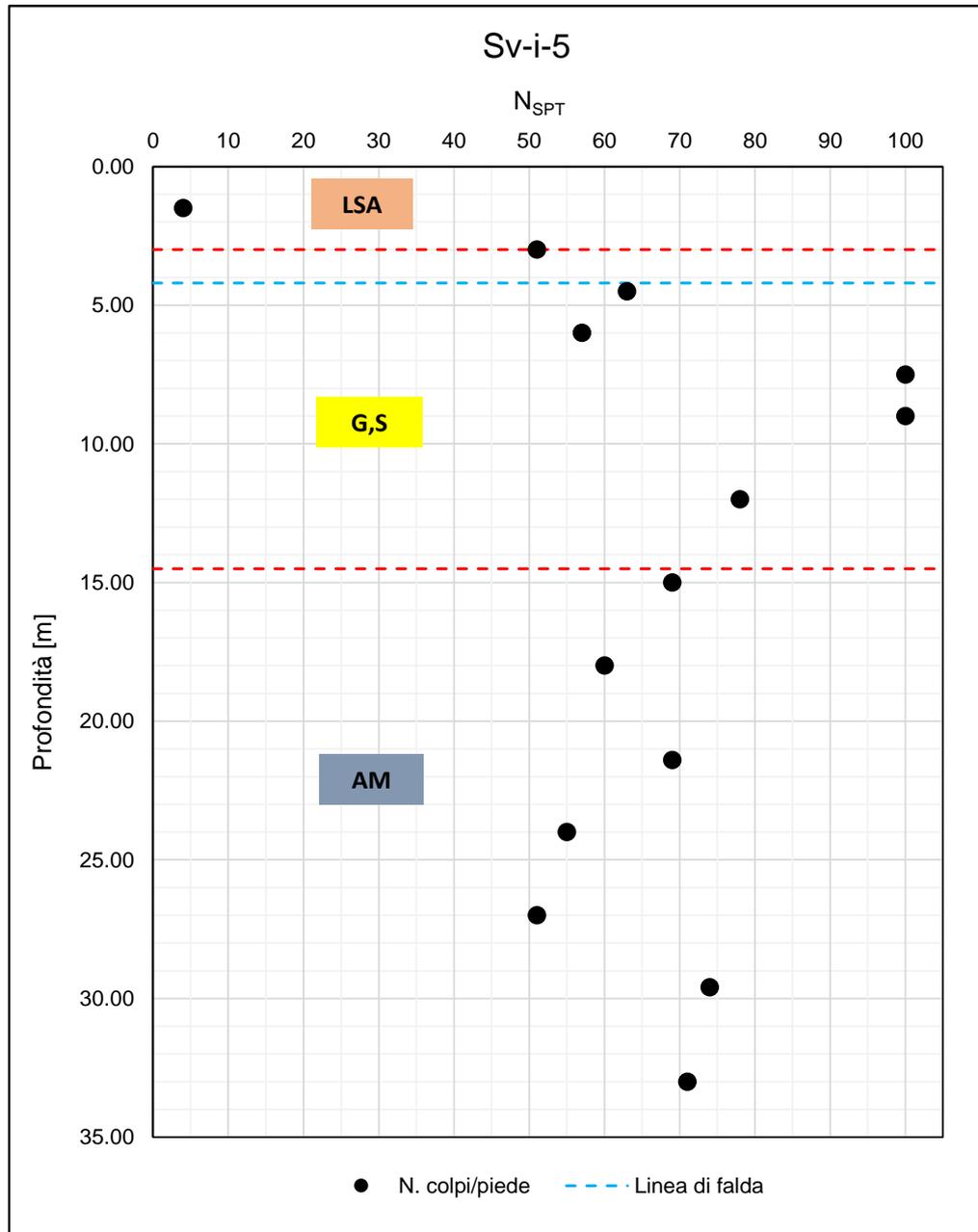
F 27. N<sub>SPT</sub> da Sv-i-2



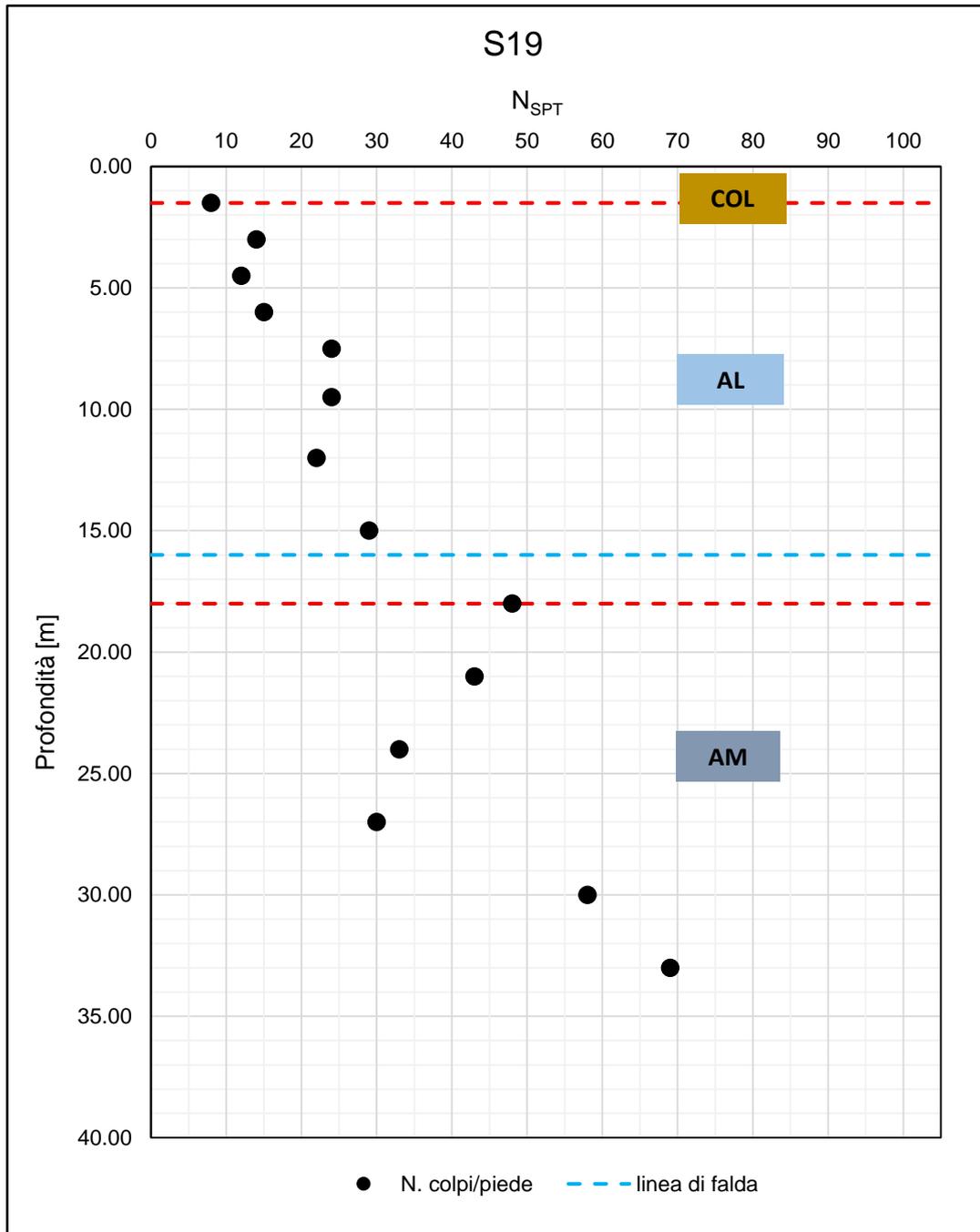
F 28. N<sub>SPT</sub> da Sv-i-3



F 29. N<sub>SPT</sub> da Sv-i-4

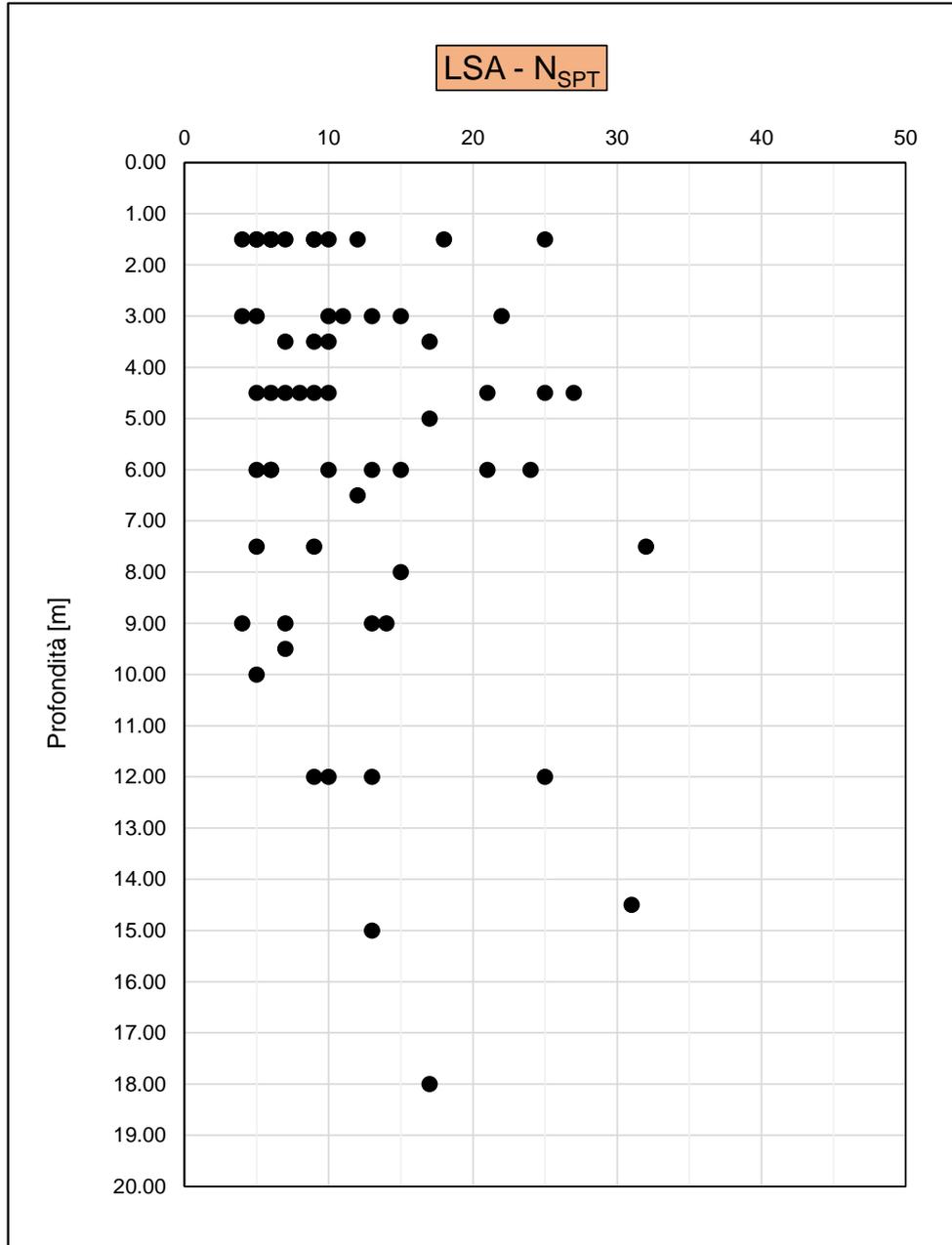


F 30. N<sub>SPT</sub> da Sv-i-5

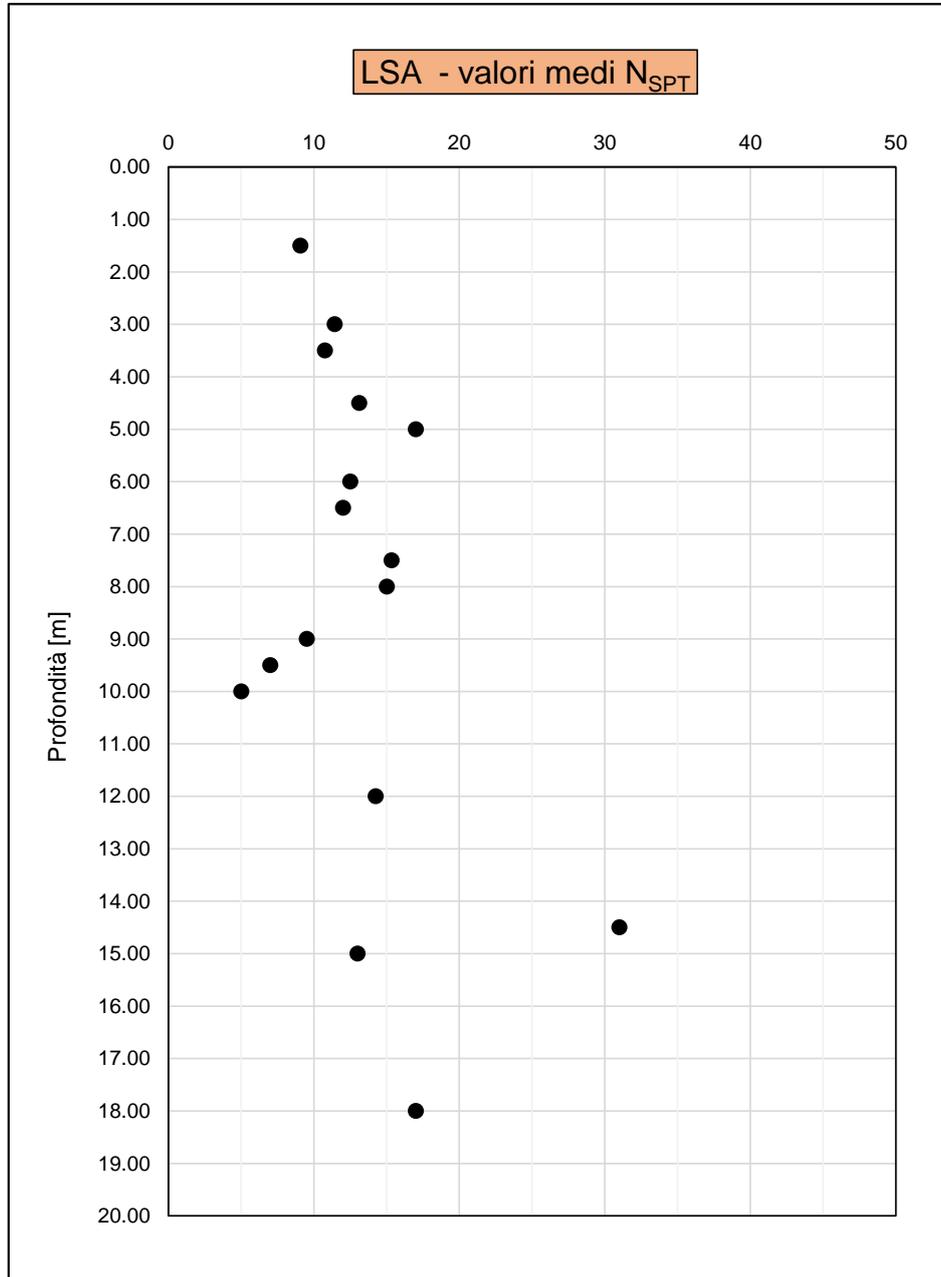


F 31.  $N_{SPT}$  da S19

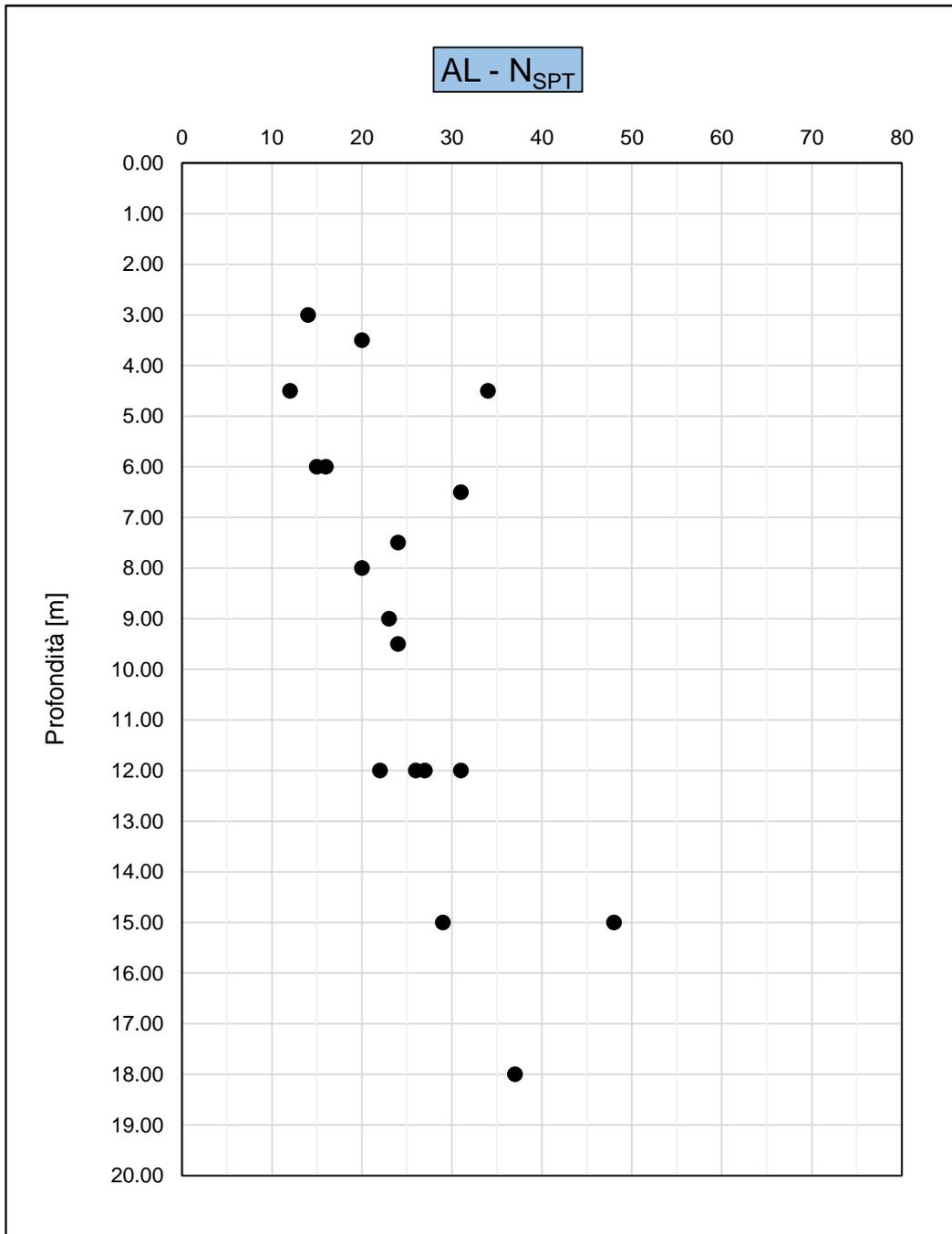
## 7.2 Numero colpi $N_{SPT}$ – Terreni coesivi



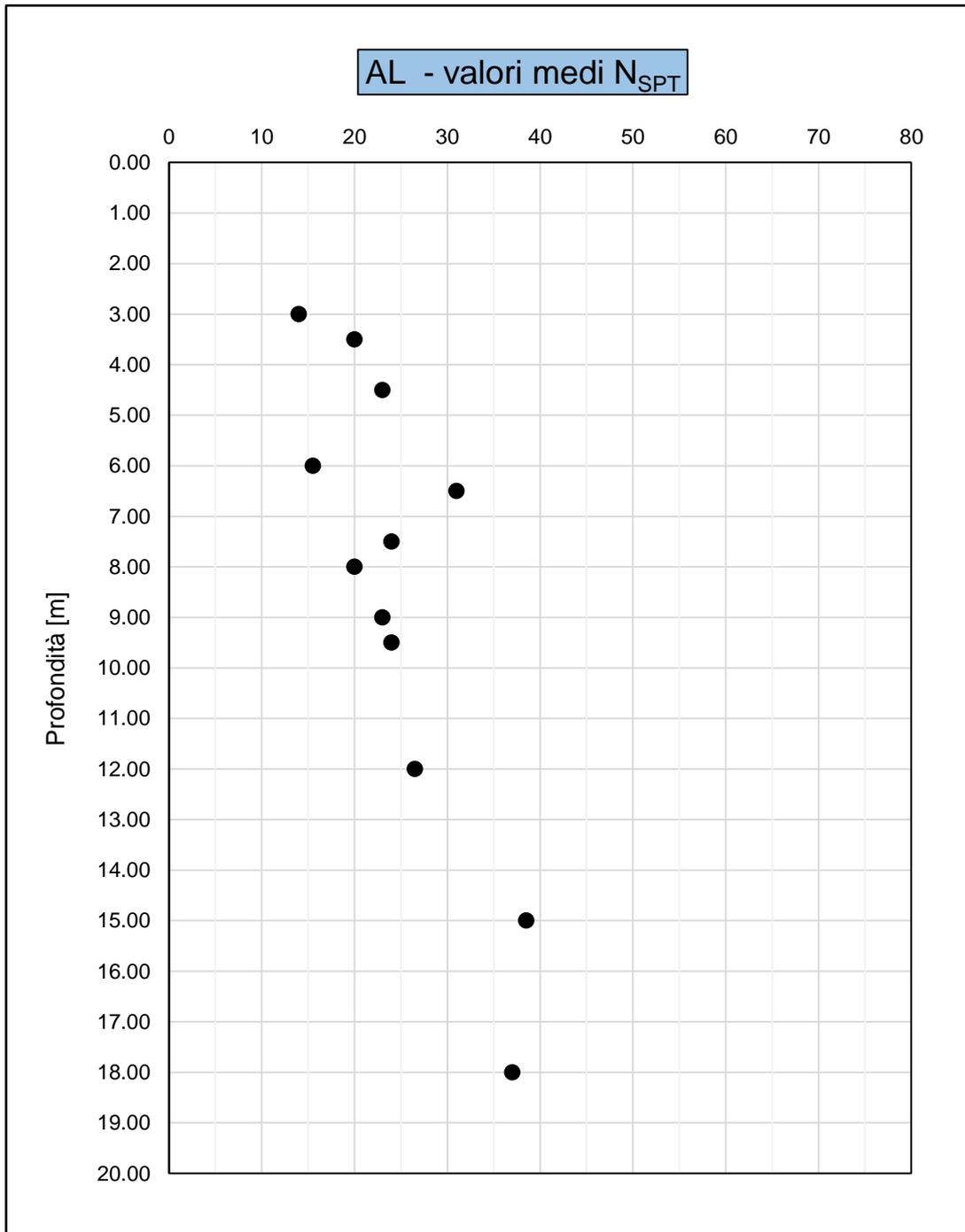
F 32.  $N_{SPT}$  totali per l'unità LSA



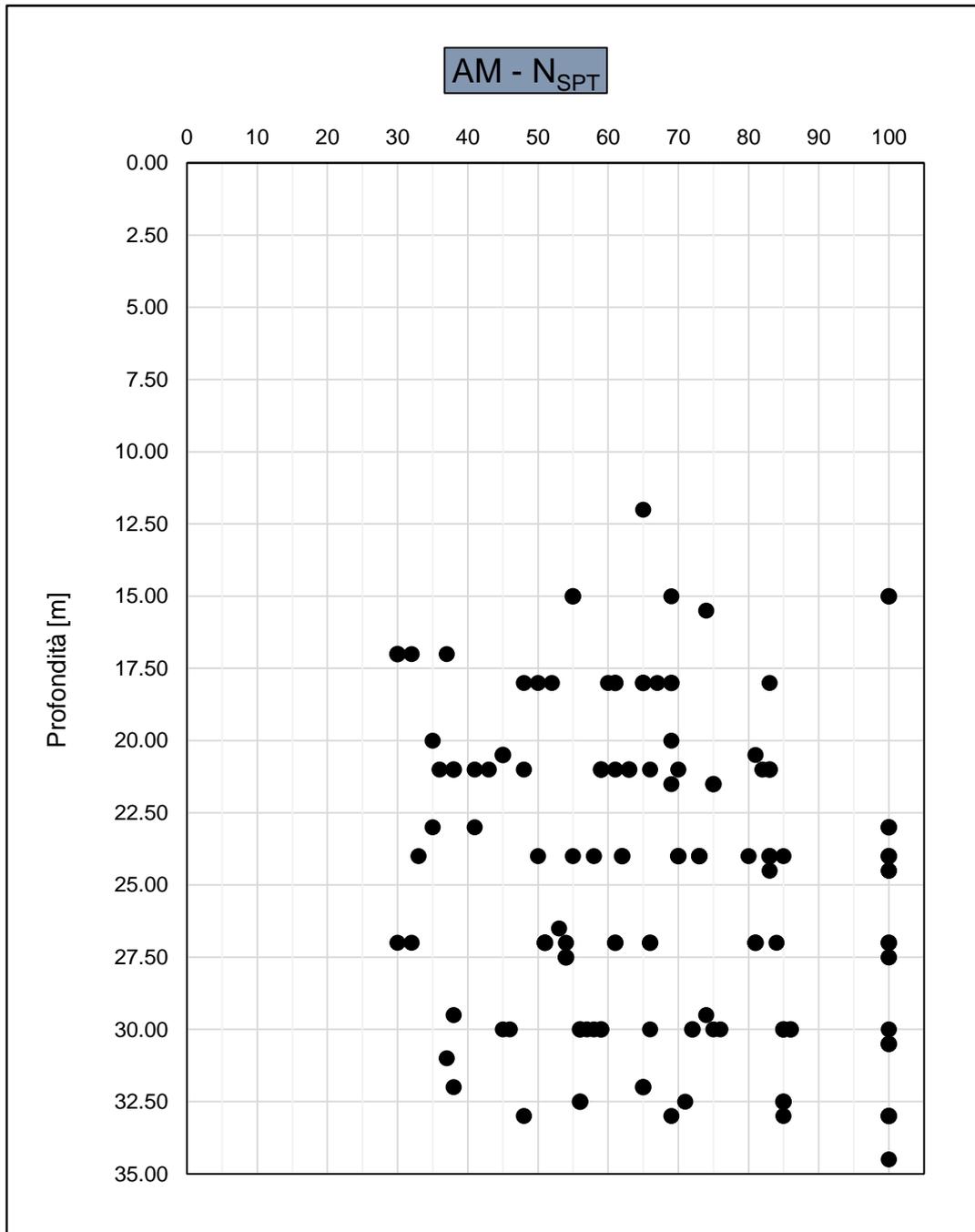
F 33. Valori medi  $N_{SPT}$  per l'unità LSA



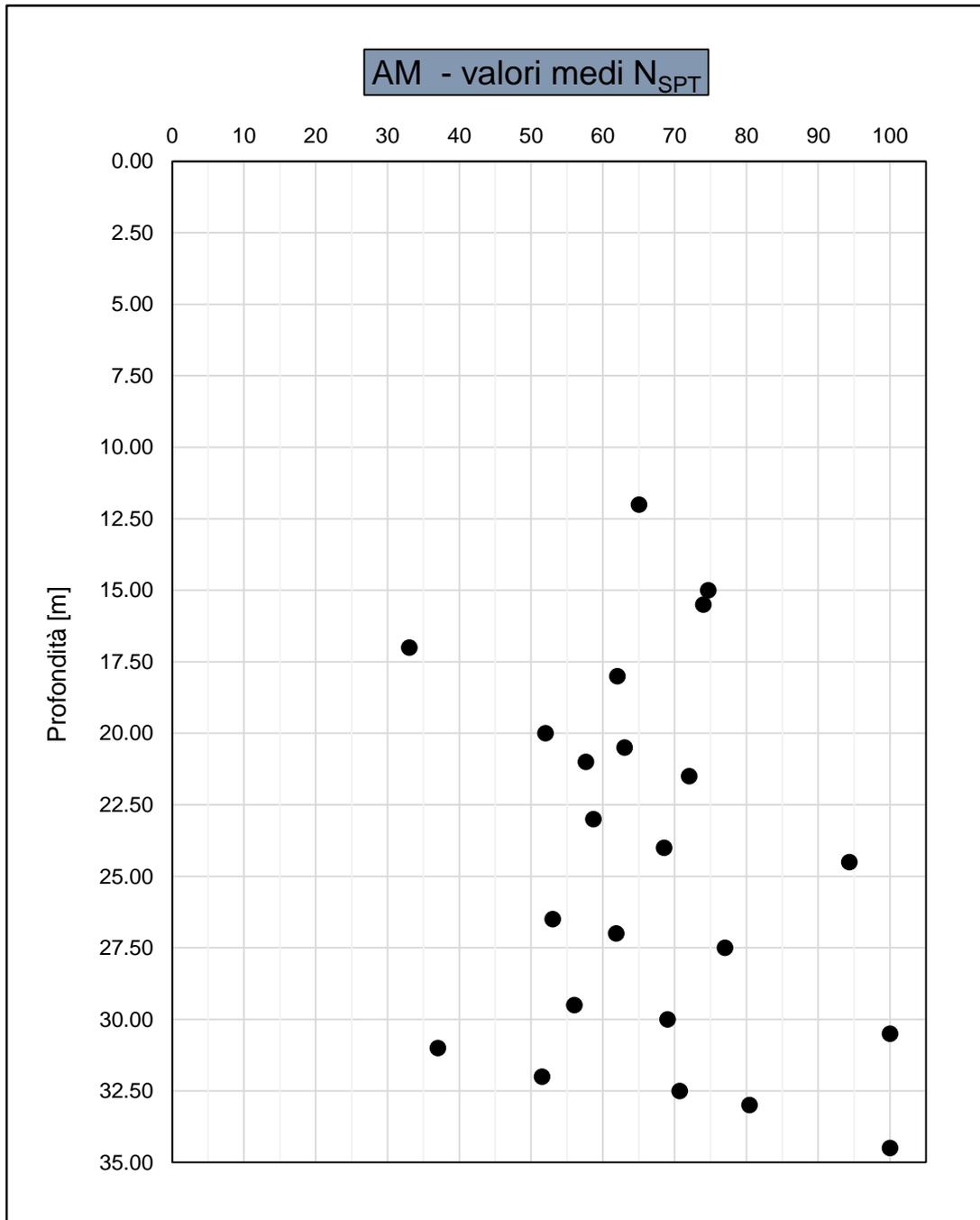
F 34.  $N_{SPT}$  totali per l'unità AL



F 35. Valori medi  $N_{SPT}$  per l'unità AL

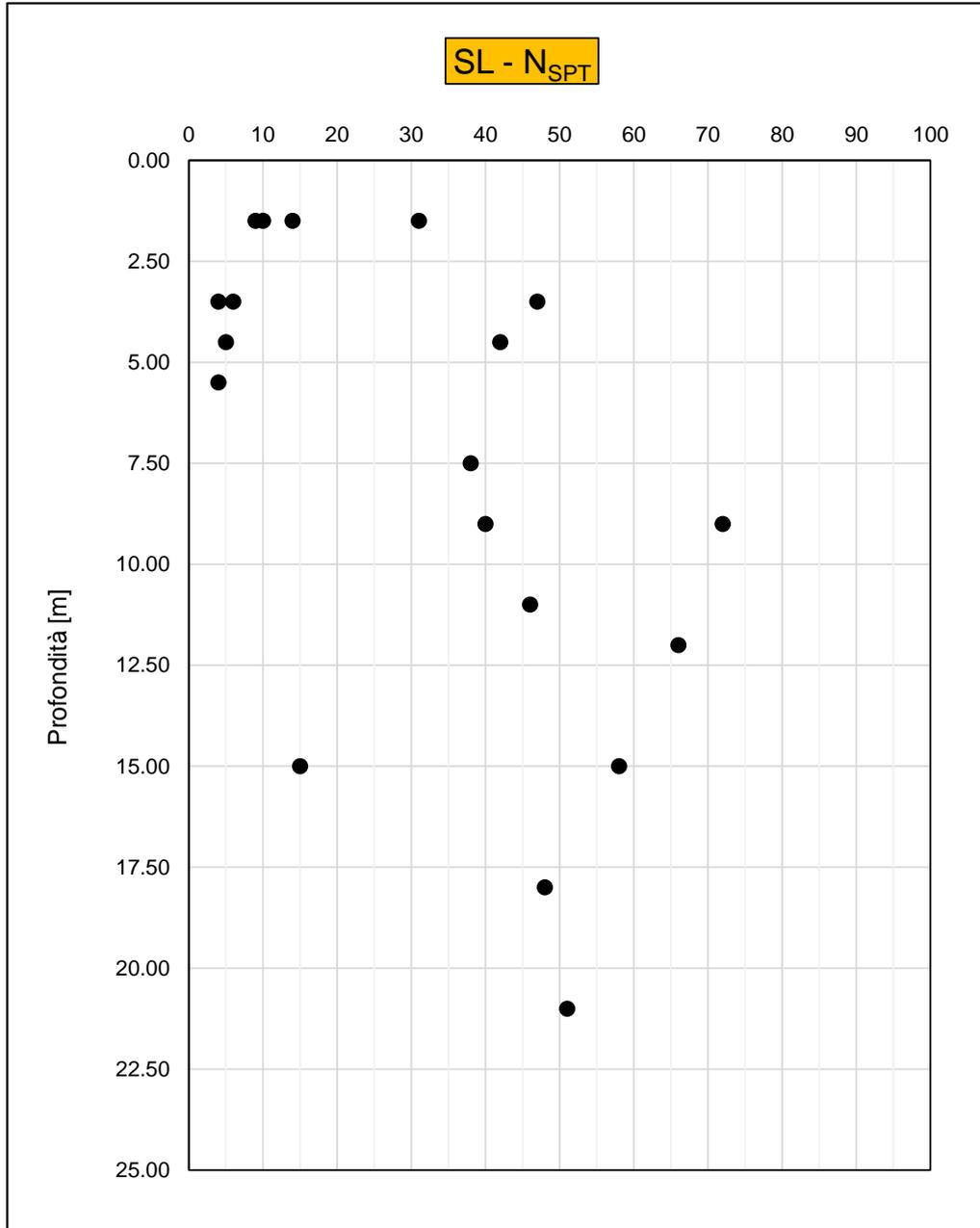


F 36.  $N_{SPT}$  totali per l'unità AM

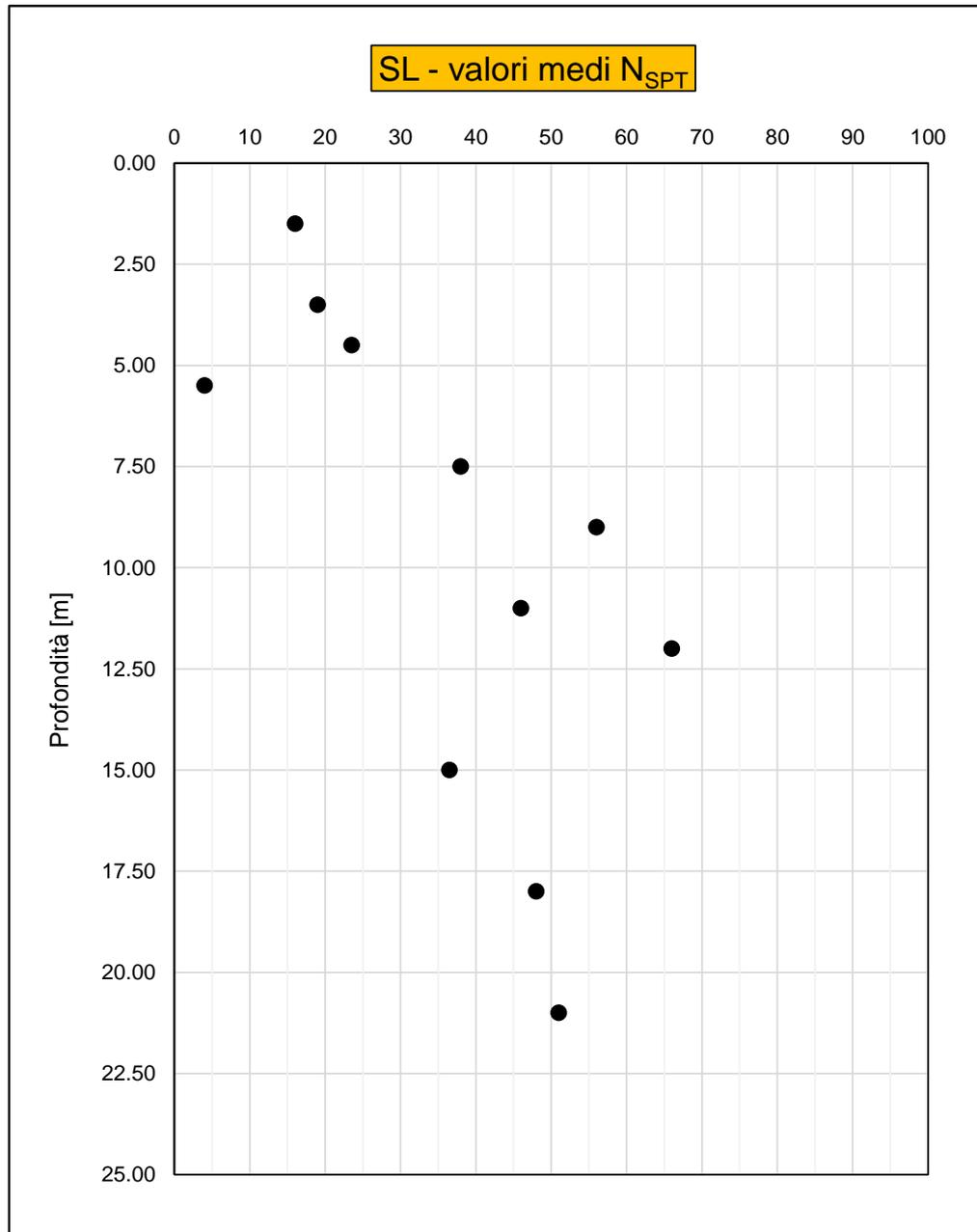


F 37. Valori medi  $N_{SPT}$  per l'unità AM

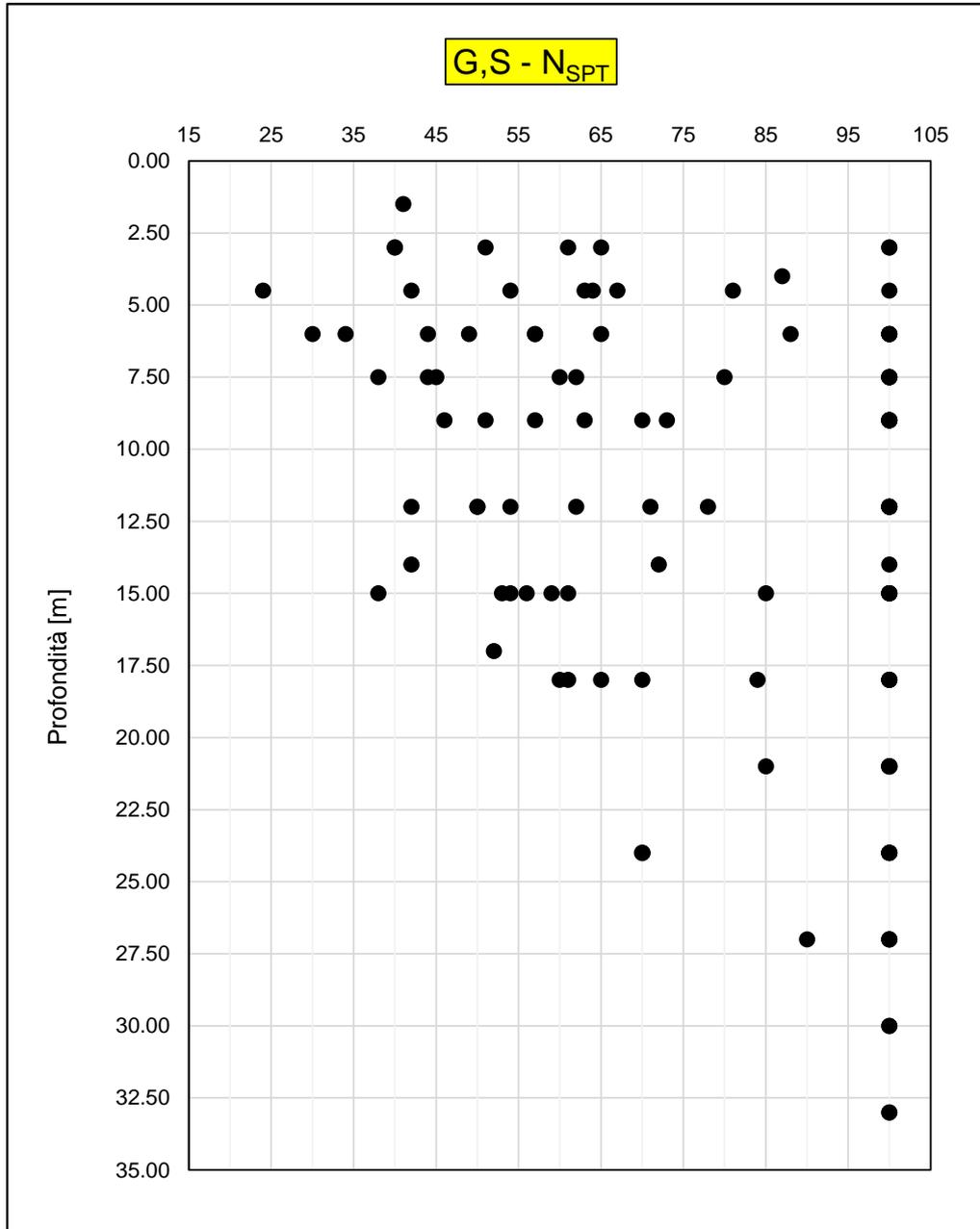
### 7.3 Numero colpi $N_{SPT}$ – Terreni incoerenti



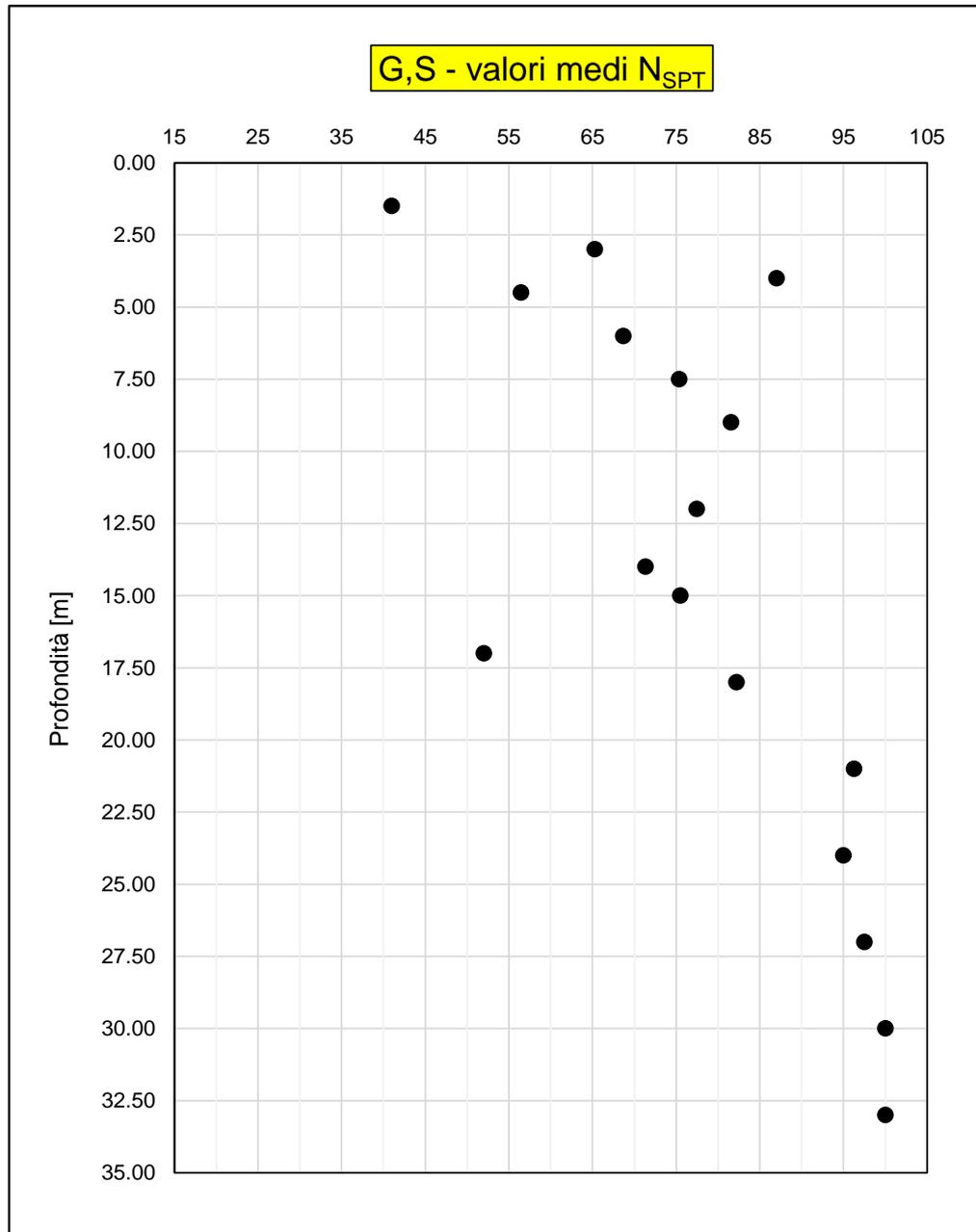
F 38.  $N_{SPT}$  totali per l'unità SL



F 39. Valori medi  $N_{SPT}$  per l'unità SL



F 40.  $N_{SPT}$  totali per l'unità G,S

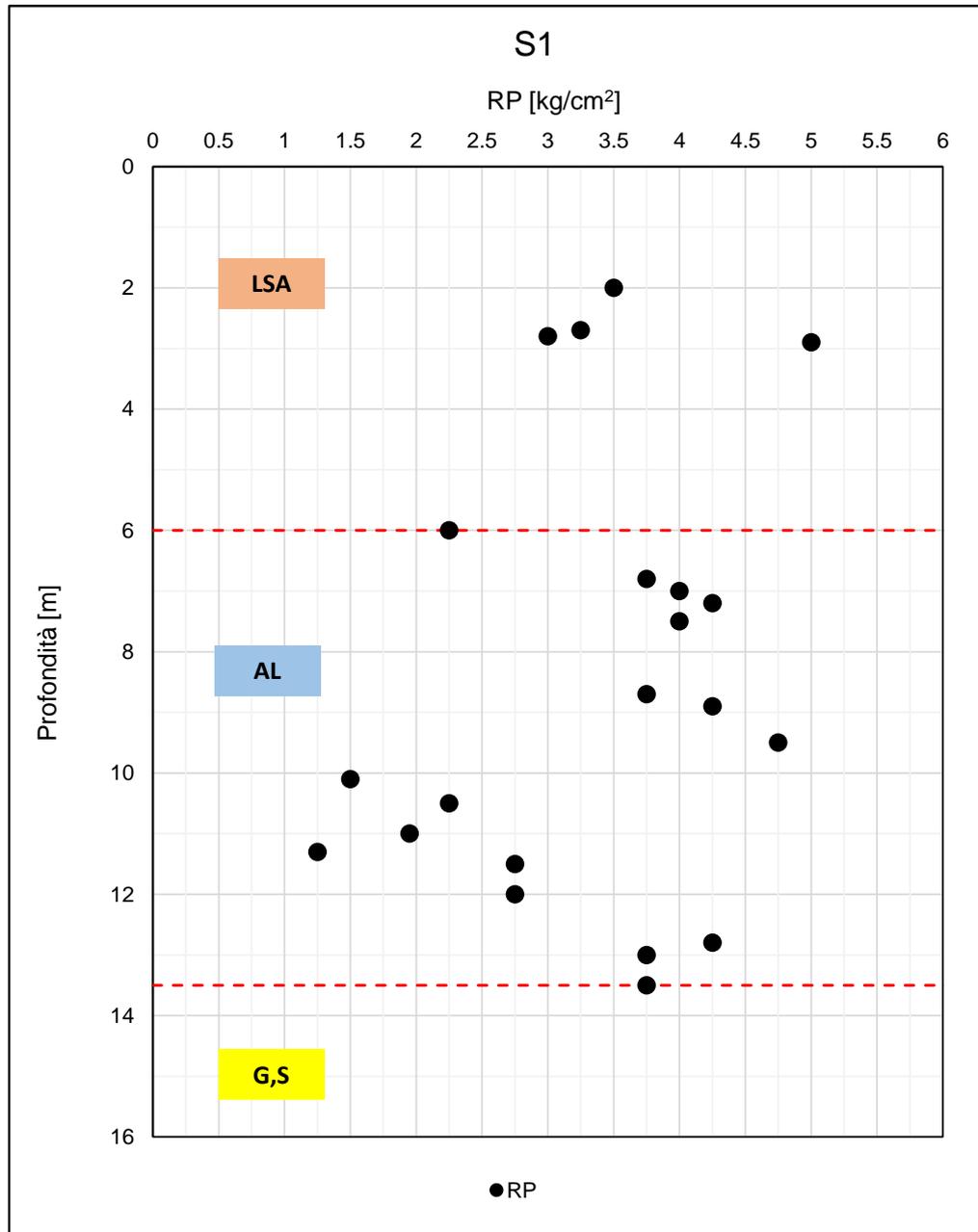


F 41. Valori medi  $N_{SPT}$  per l'unità G,S

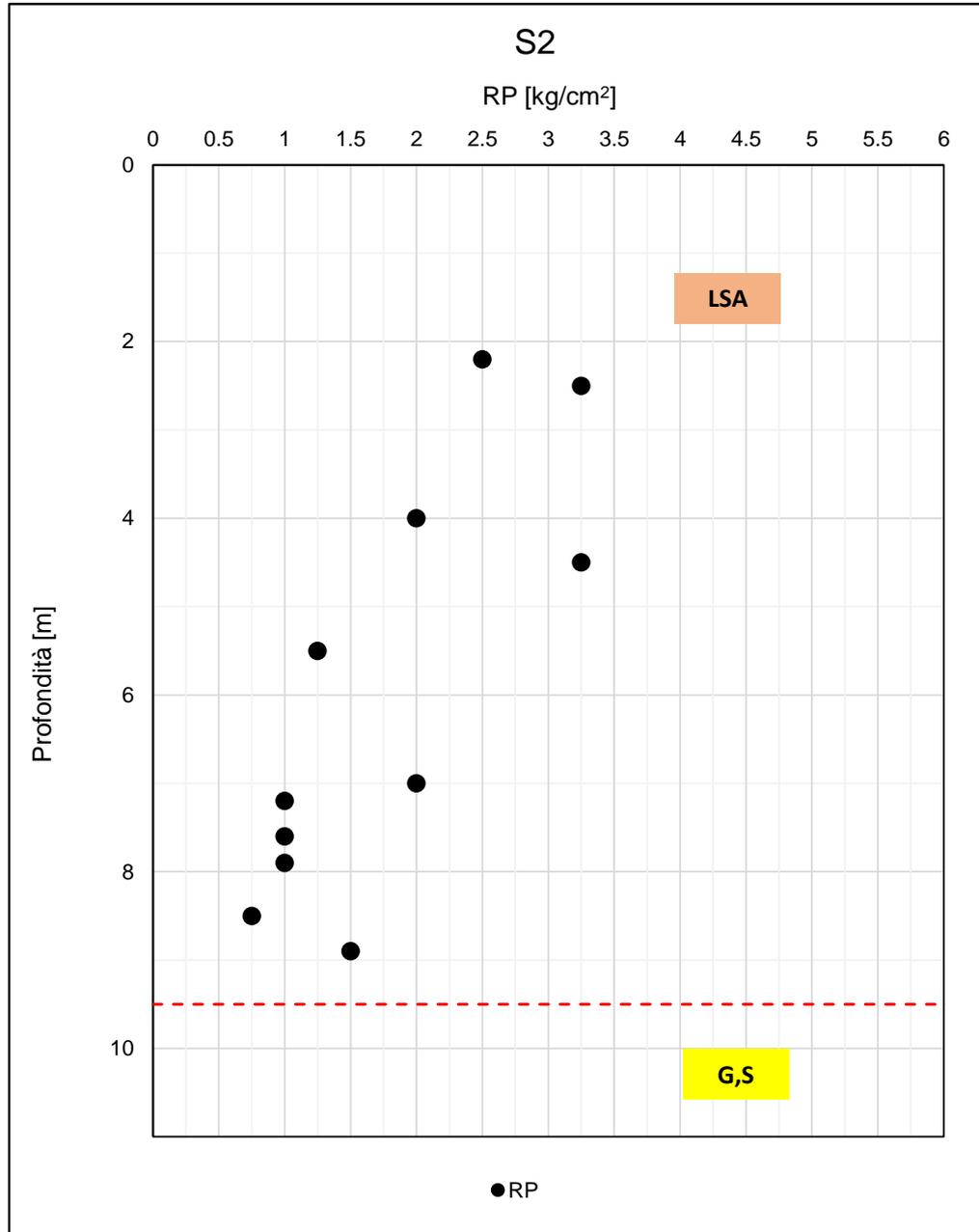
 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</p>					
<p>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</p>	<p>COMMESSA IA97</p>	<p>LOTTO 00R29</p>	<p>CODIFICA GE</p>	<p>DOCUMENTO GE0006 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 80 di 289</p>

#### 7.4 Resistenza alla punta da Pocket Penetrometers

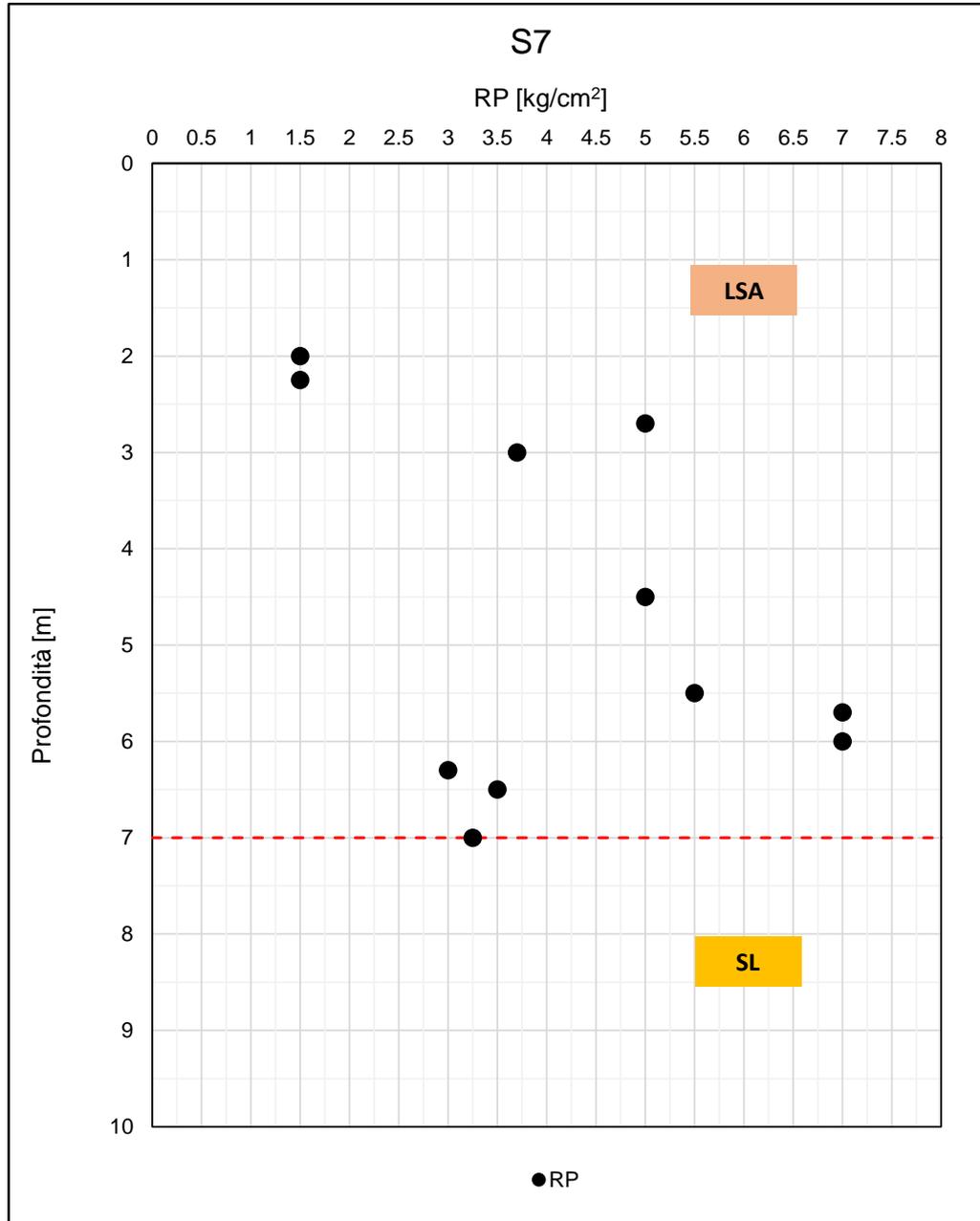
Nelle successive figure sono riportati i valori di resistenza alla punta da Pocket Penetrometers misurati sulle carote dei sondaggi più rappresentativi delle stratigrafie caratterizzate dalla presenza dei terreni appartenenti alle unità geotecniche LSA e AL.



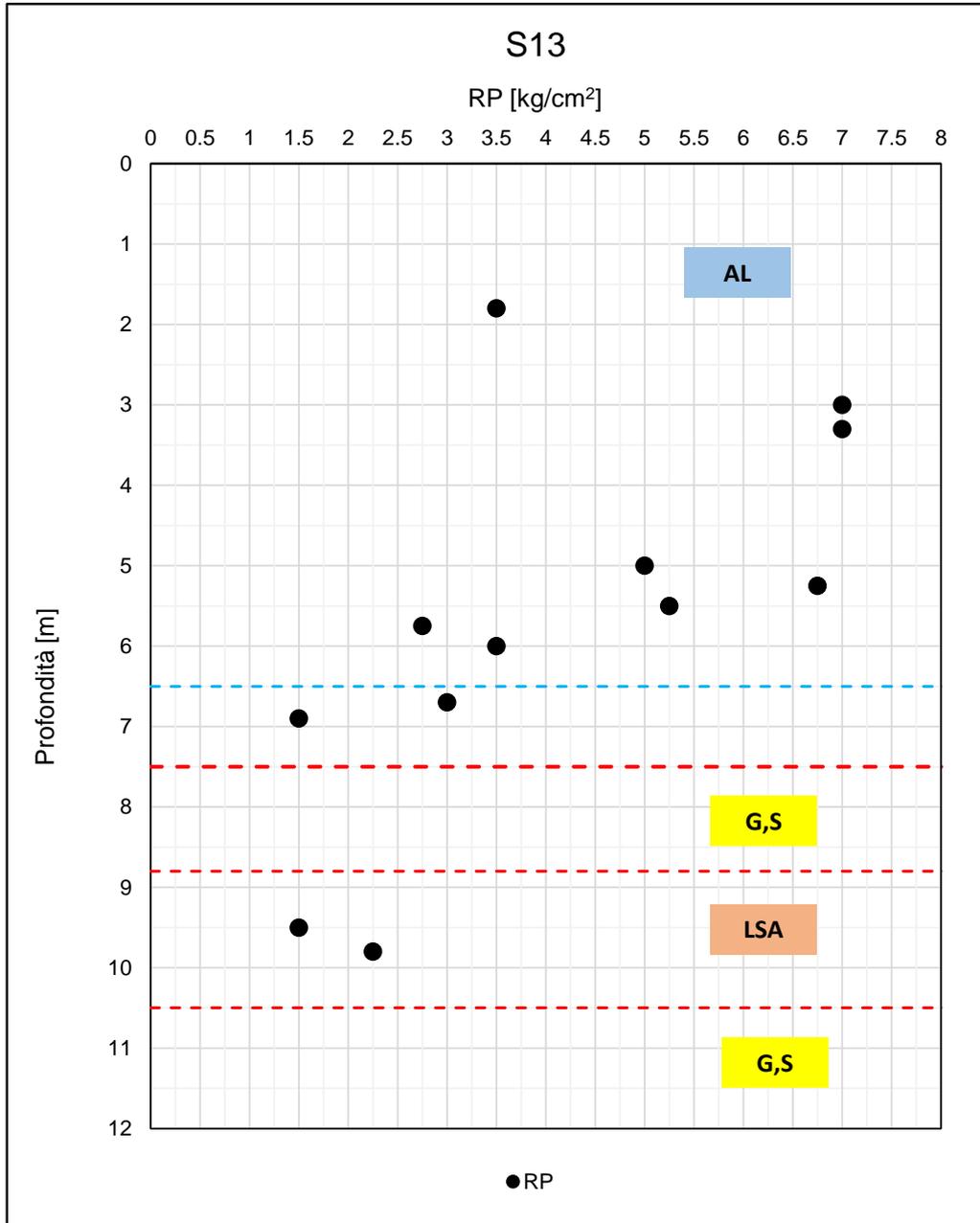
F 42. RP da S1



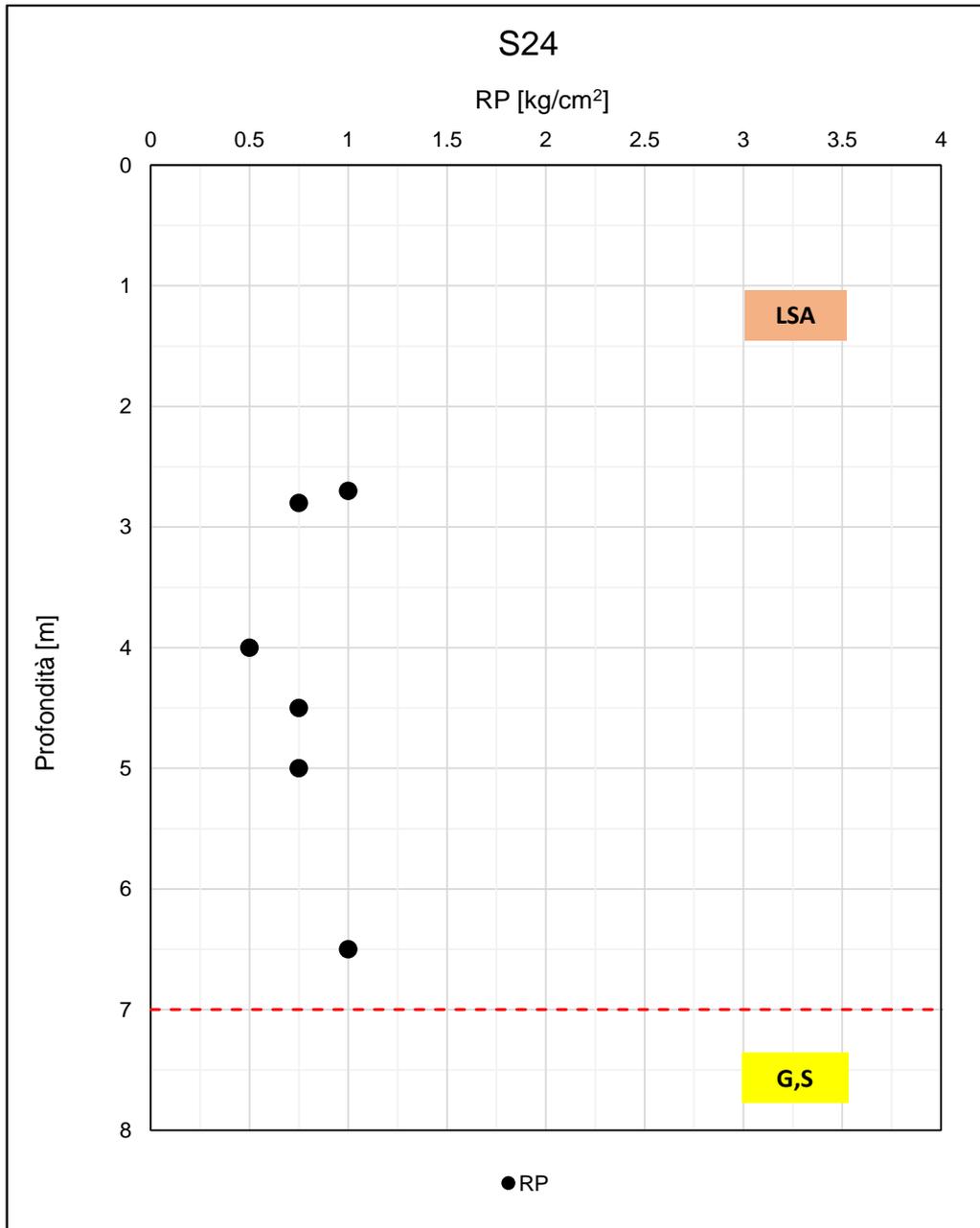
F 43. RP da S2



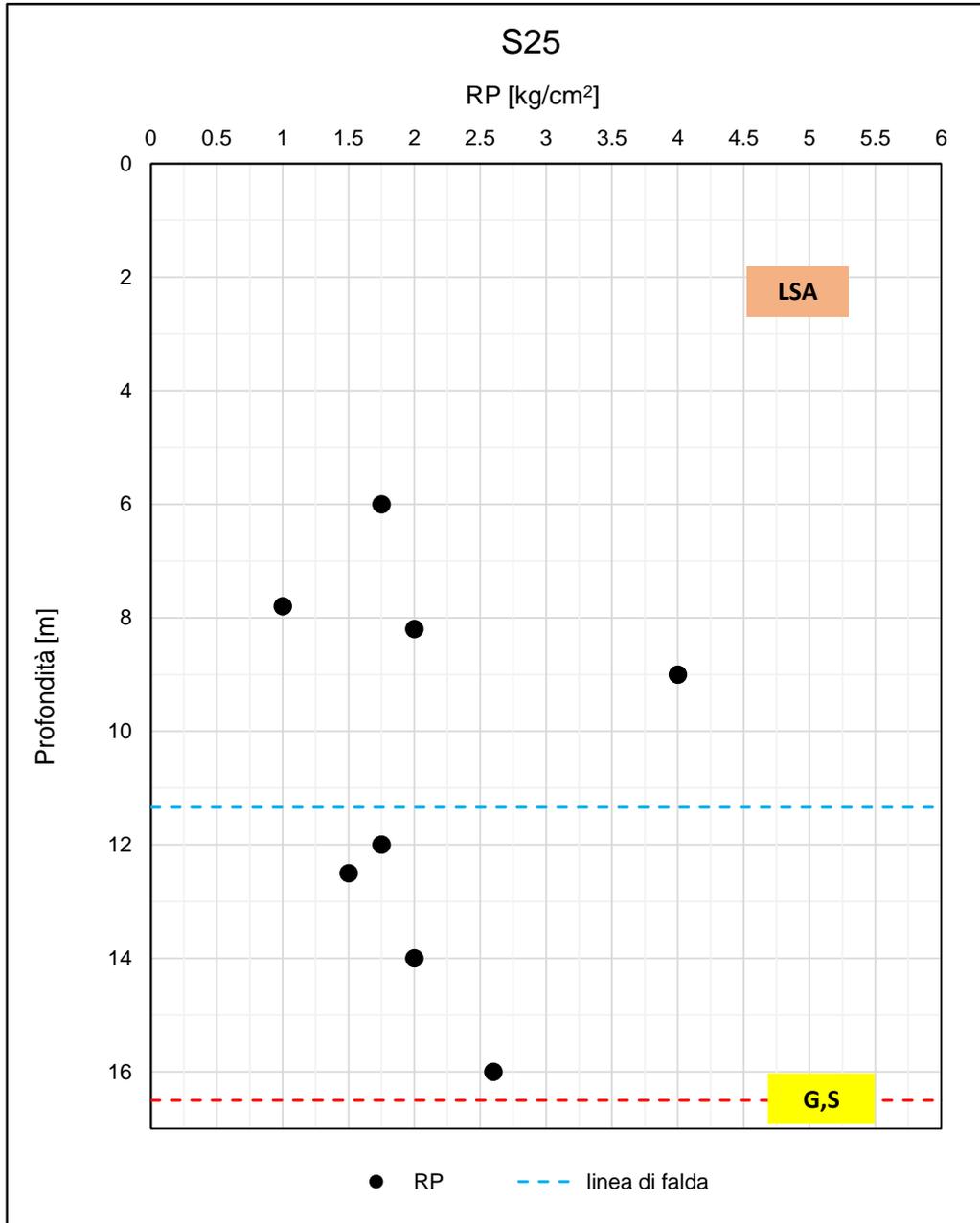
F 44. RP da S7



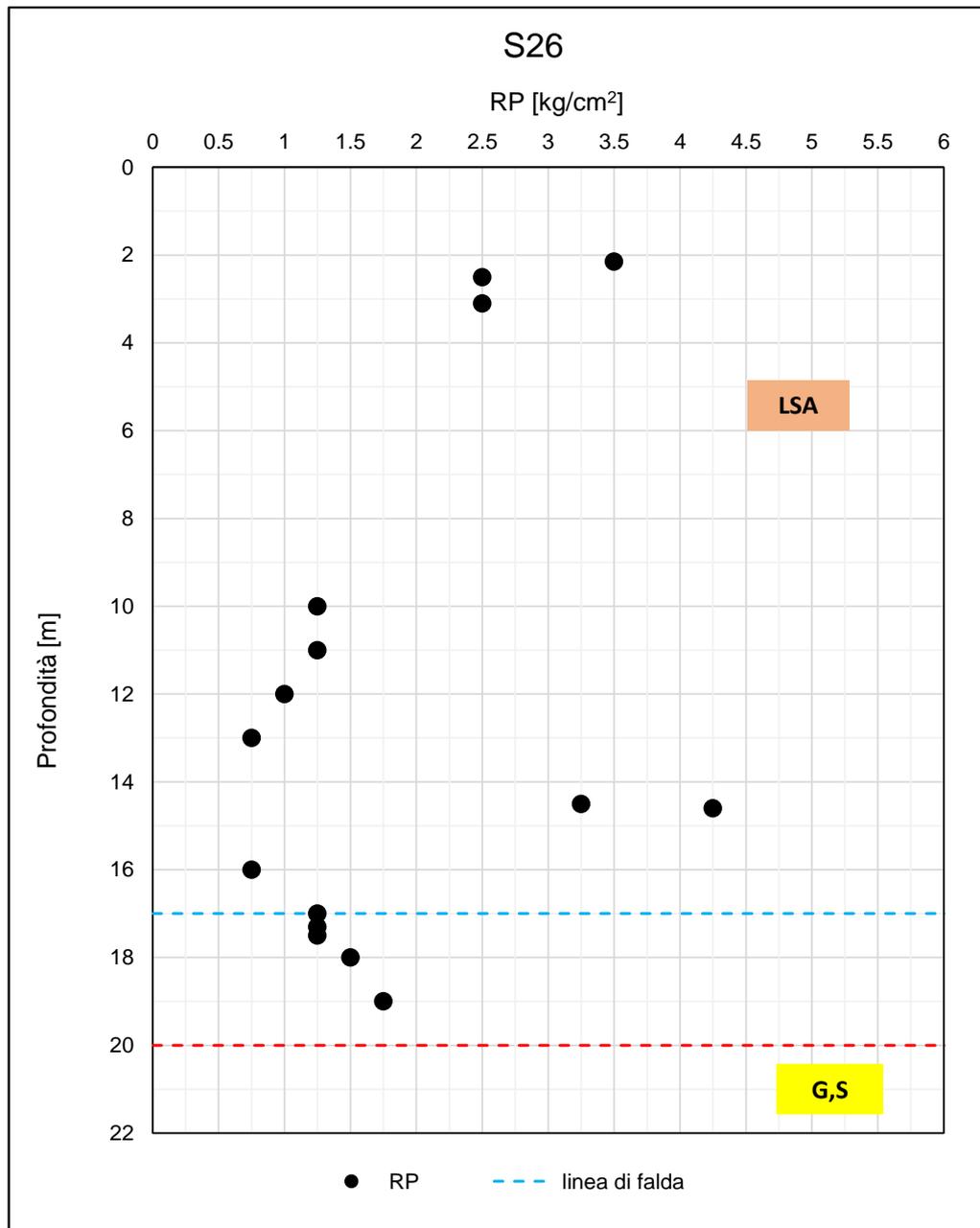
F 45. RP da S13



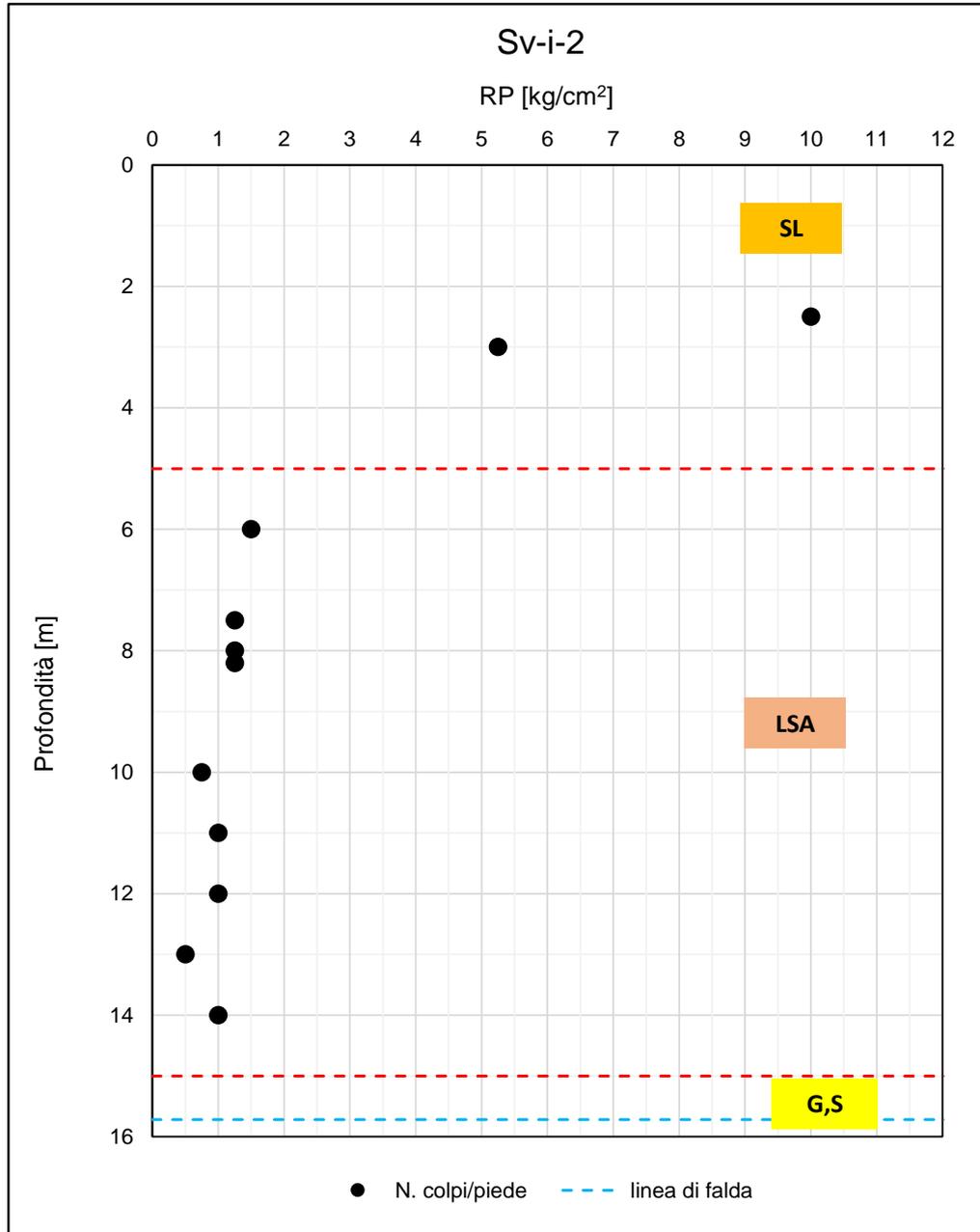
F 46. RP da S24



F 47. RP da S25



F 48. RP da S26



F 49. RP da Sv-i-2

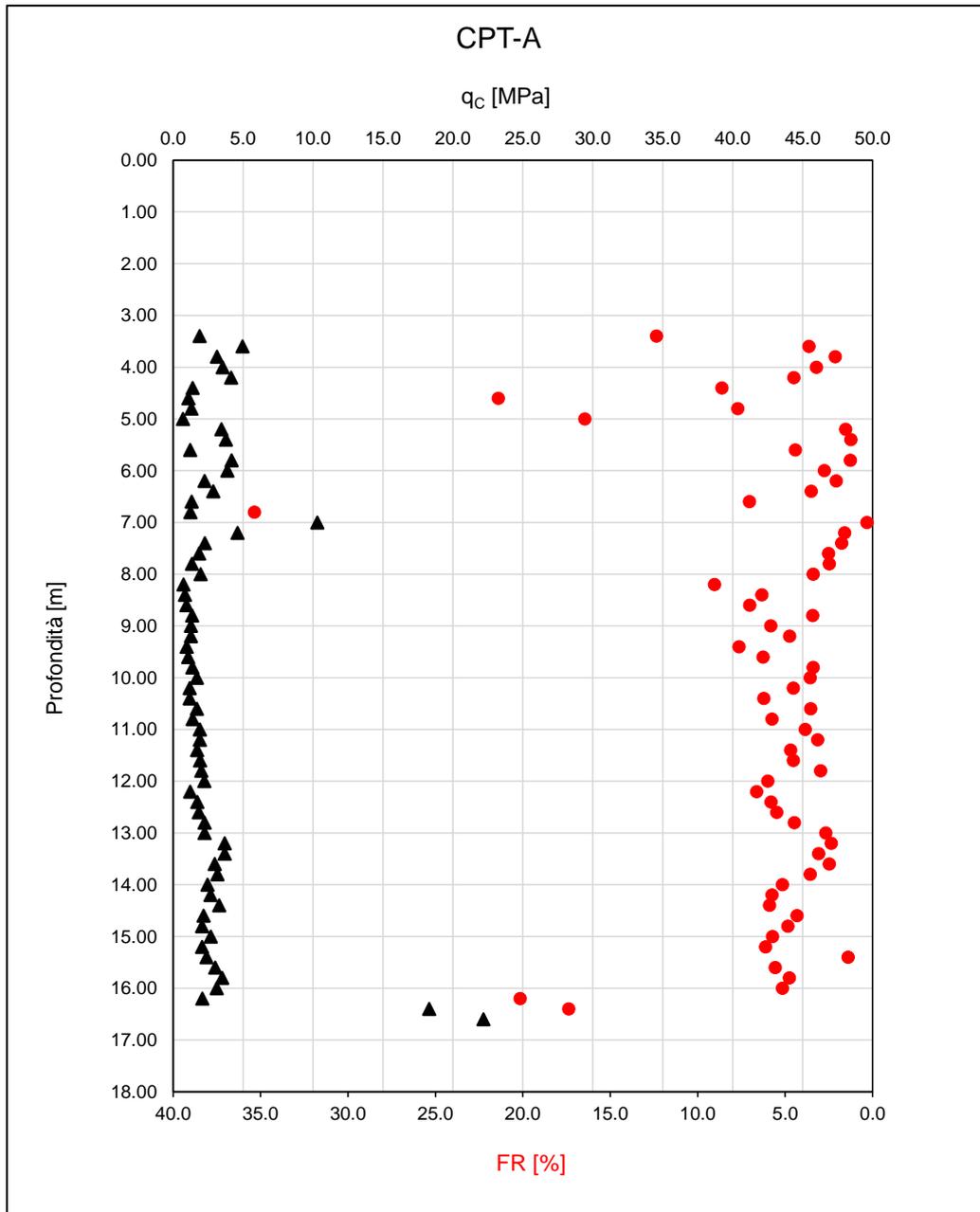
	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 89 di 289

## 7.5 Resistenza alla punta da CPT

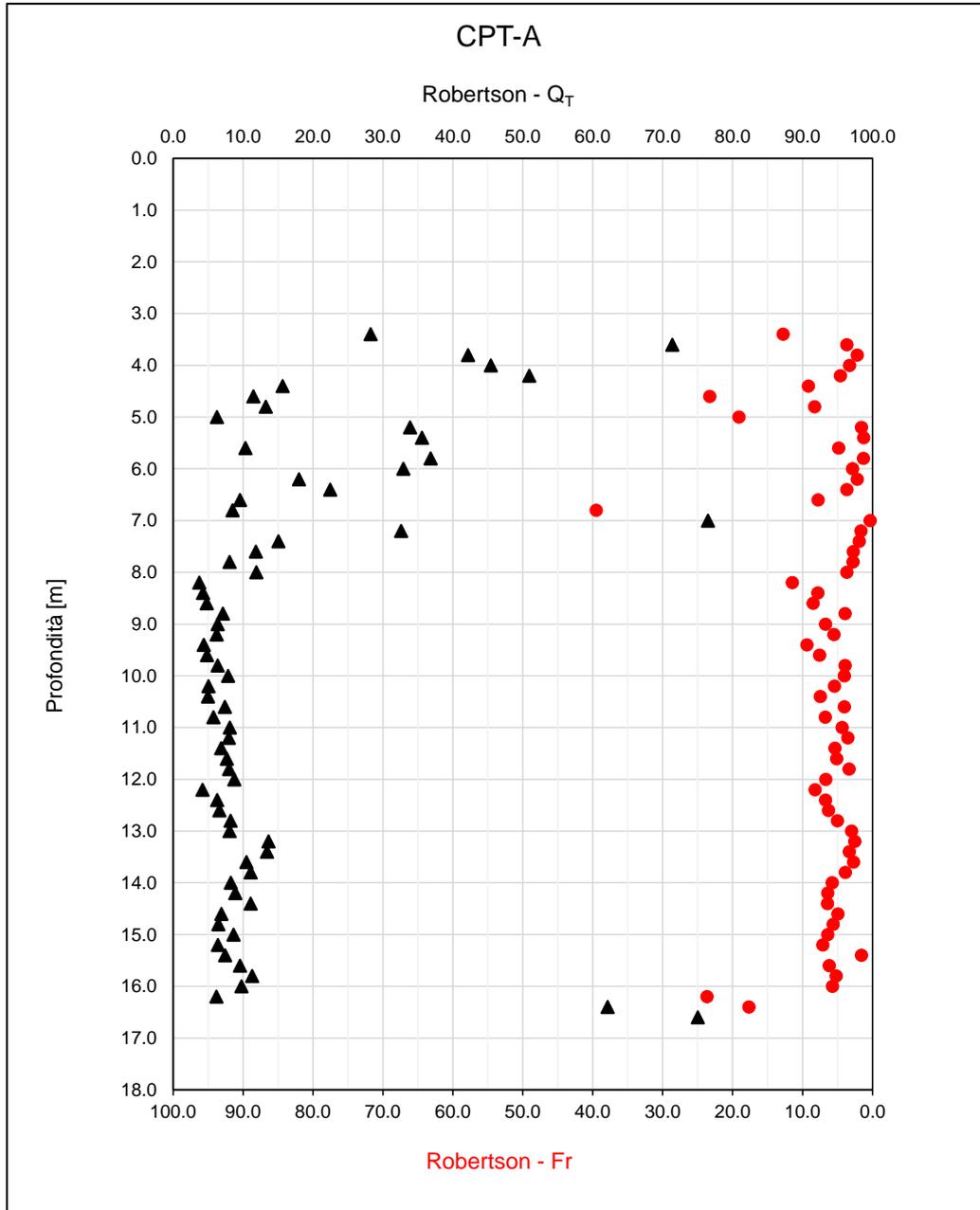
Nelle seguenti figure sono riportati, per le singole prove, i risultati delle prove penetrometriche CPT in termini di:

- Valori di resistenza alla punta  $q_c$  e rapporto delle resistenze  $FR=f_s/q_c$  (Friction Ratio) espresso in percentuale.
- Valori di resistenza alla punta normalizzata  $Q_T$  e resistenza di attrito normalizzata  $Fr$  (Robertson, 1990).

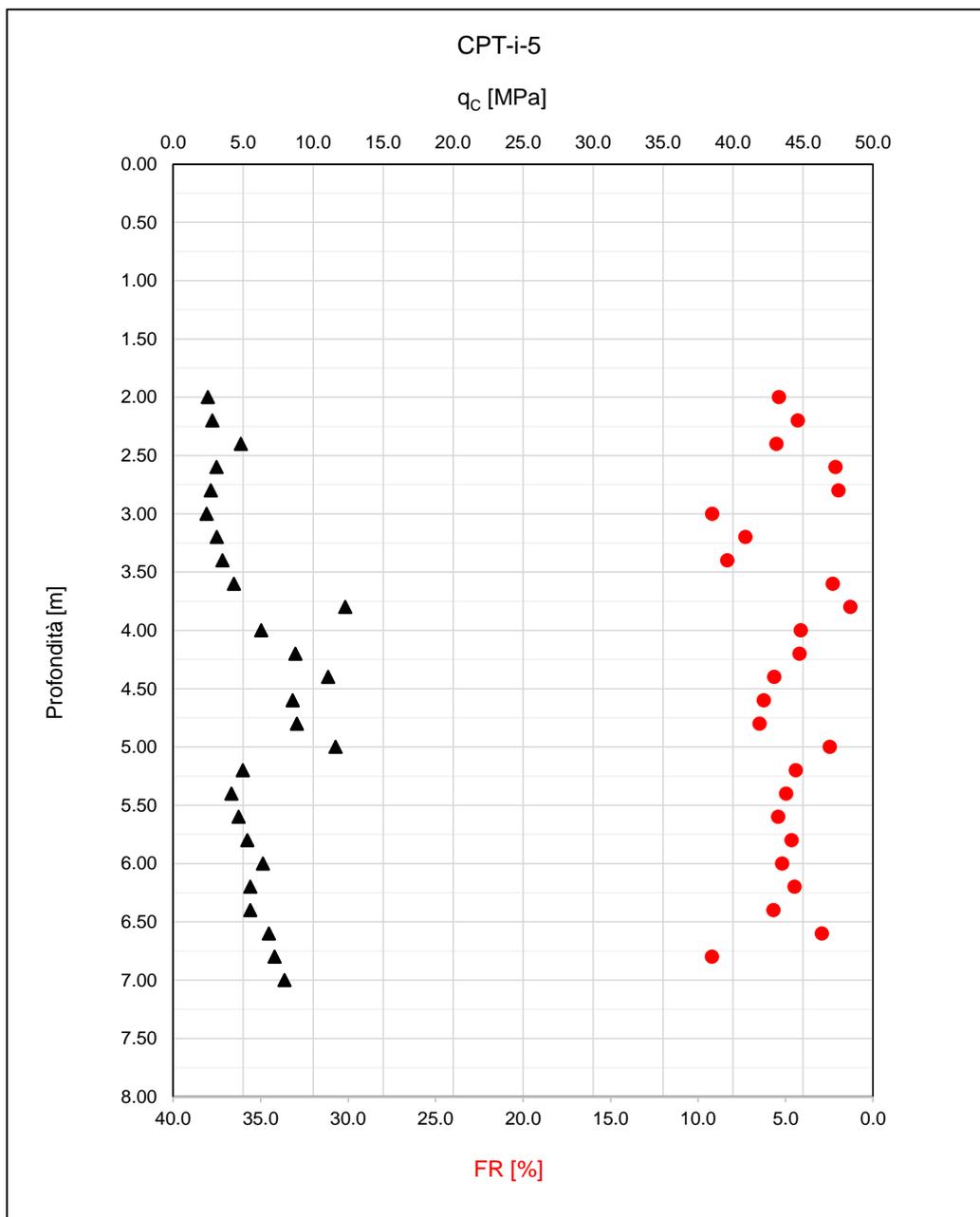
Nelle figure alcune grandezze potrebbero essere non riportate poiché fuori scala.



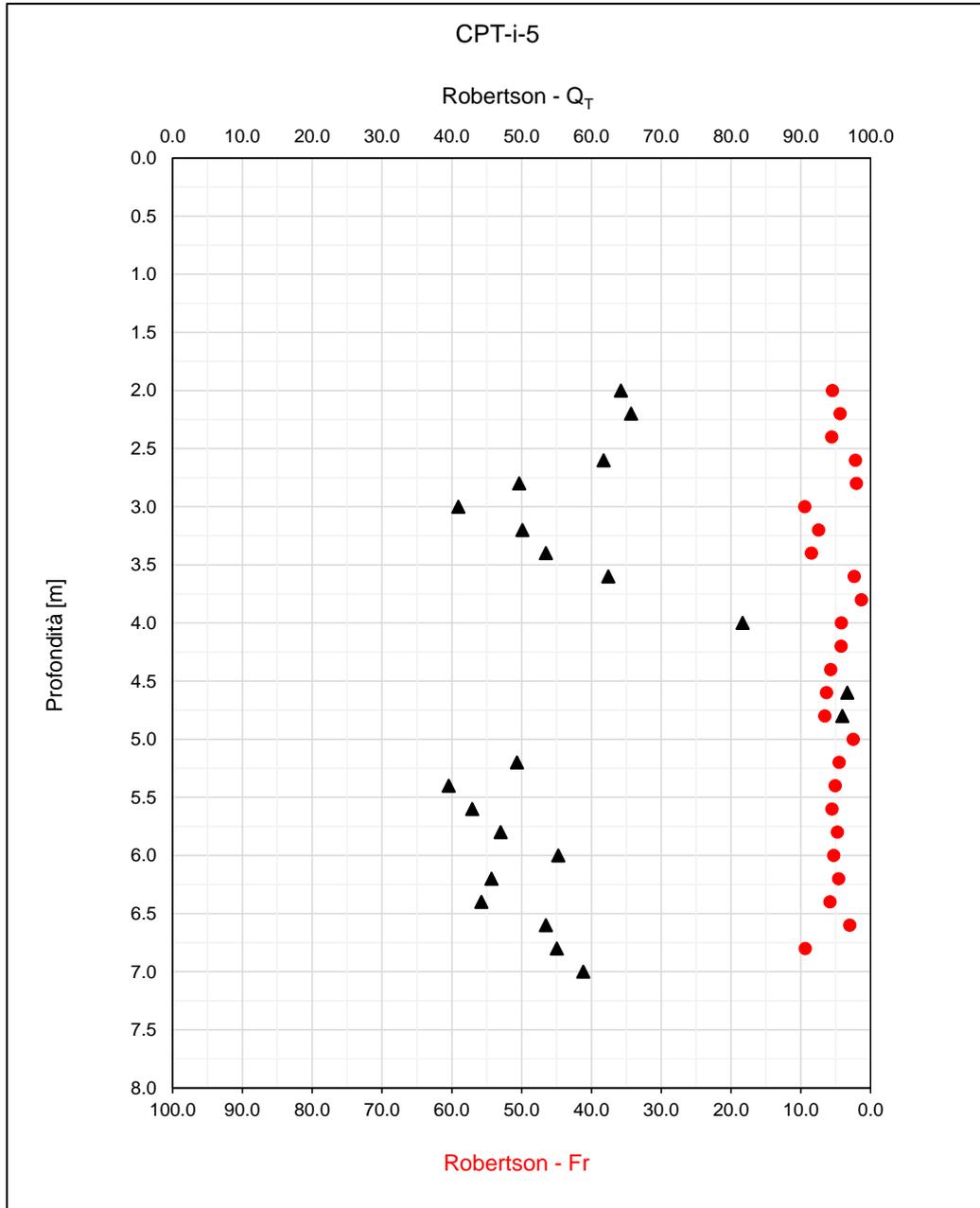
F 50.  $q_c$  e FR da CPT-A



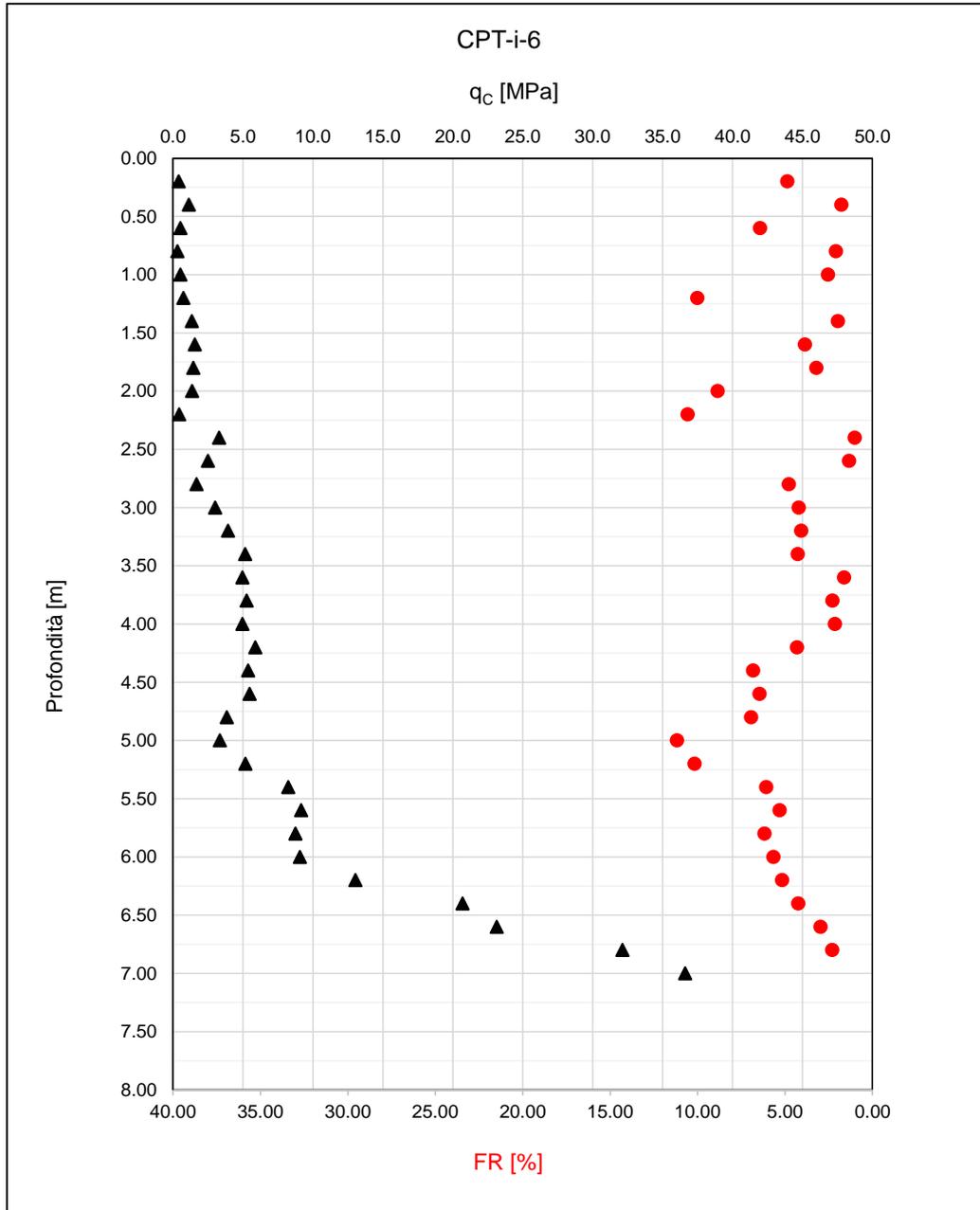
F 51.  $Q_T$  e  $Fr$  (Robertson, 1990) da CPT-A



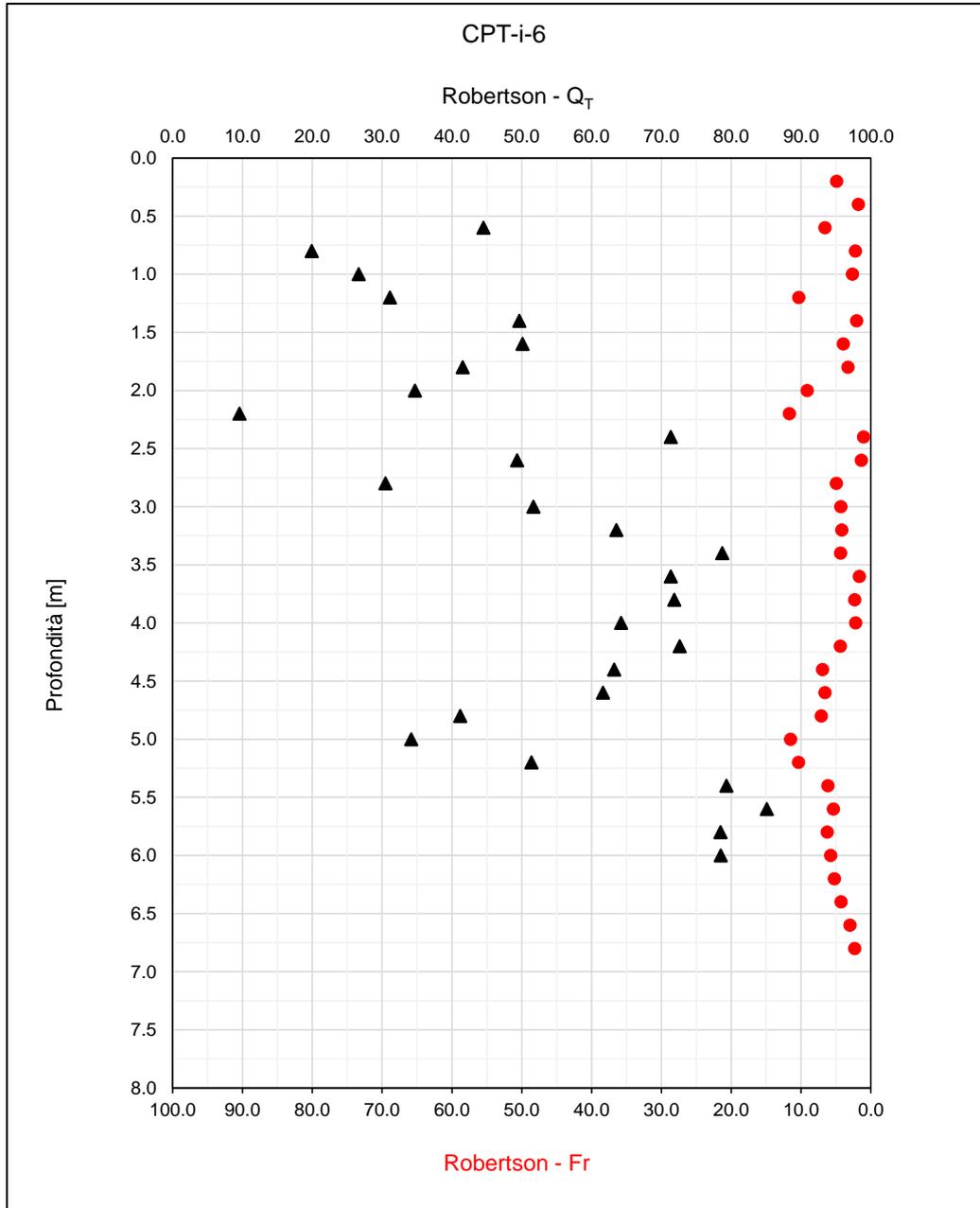
F 52.  $q_c$  e FR da CPT-i-5



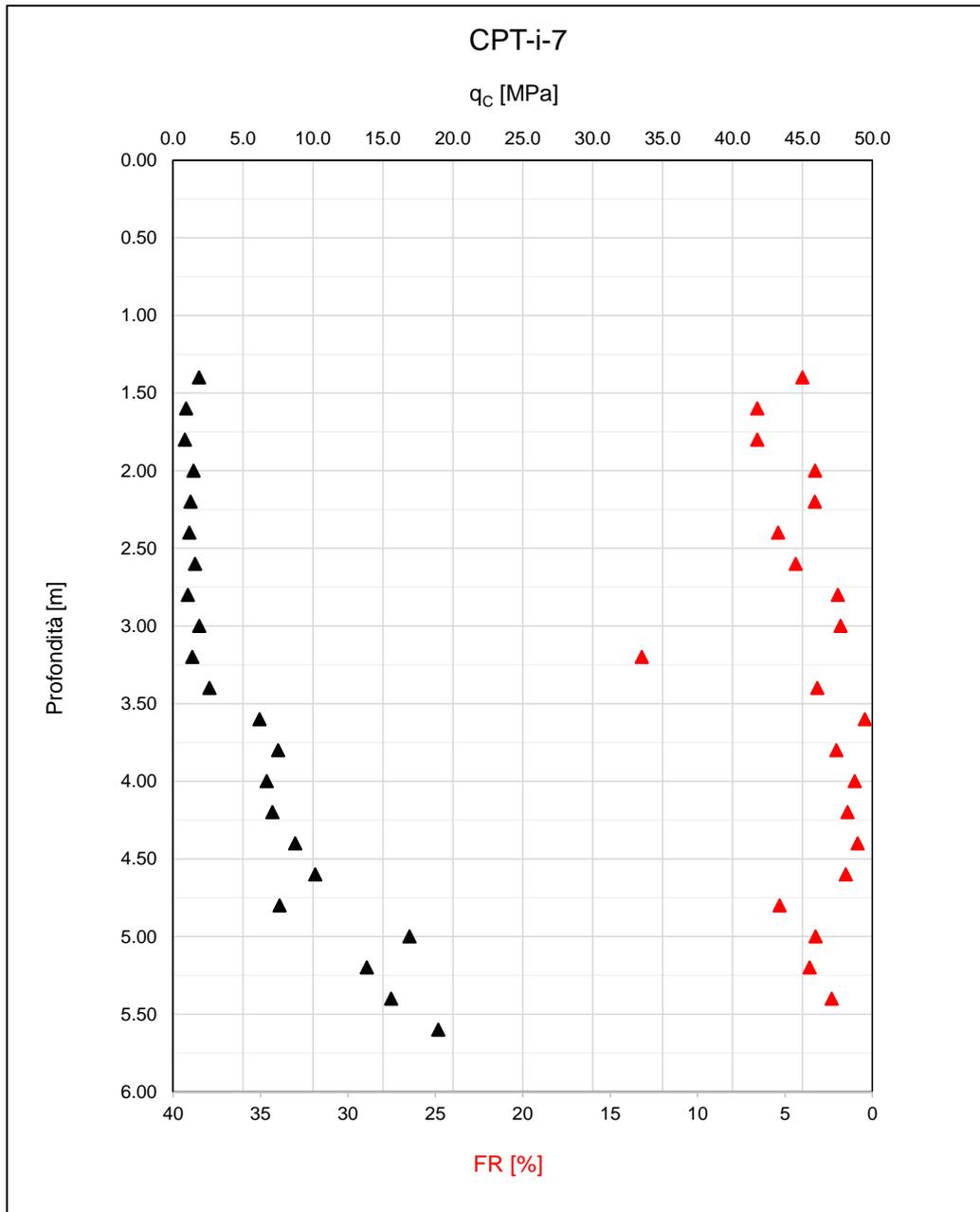
F 53.  $Q_T$  e Fr (Robertson, 1990) da CPT-i-5



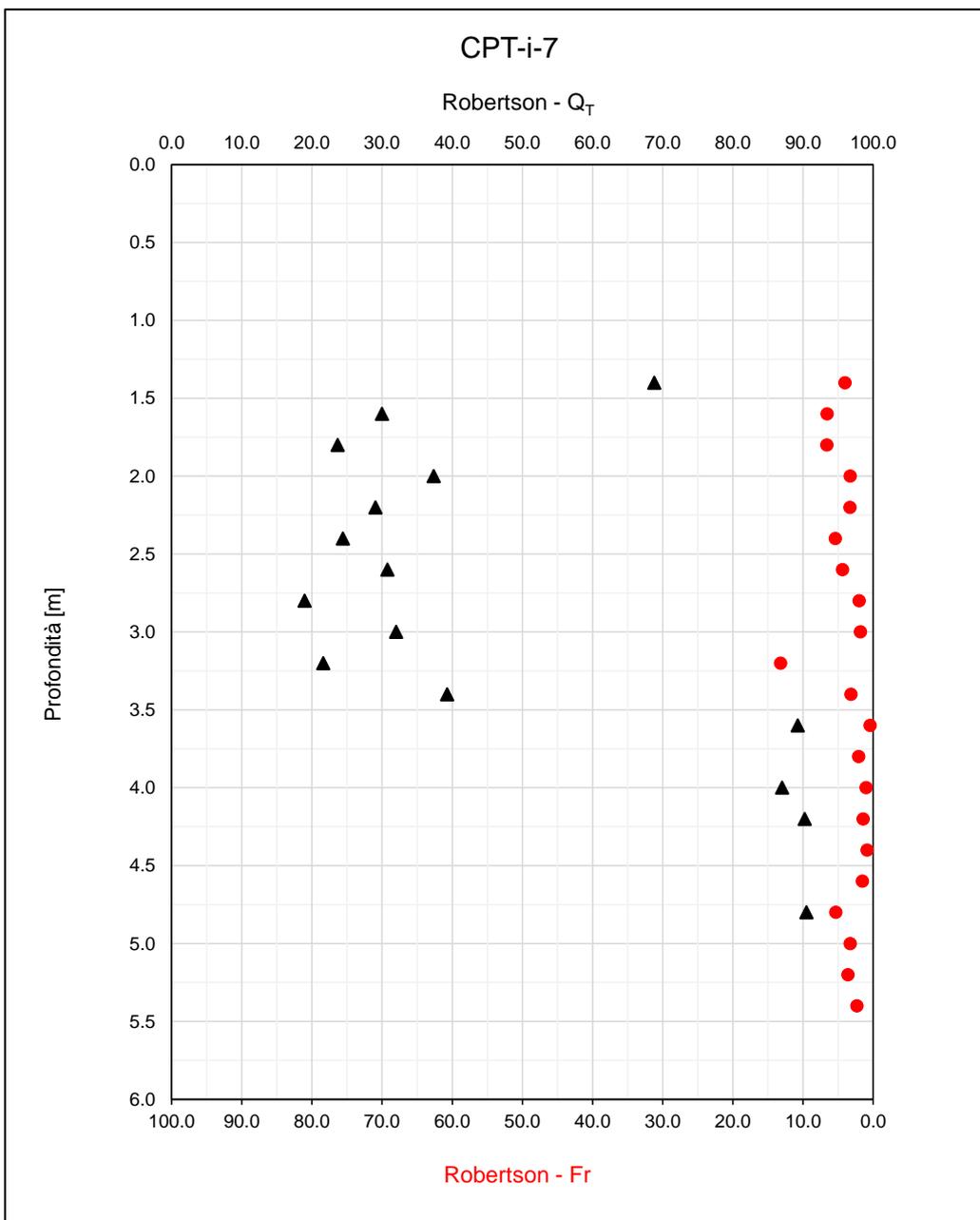
F 54.  $q_c$  e FR da CPT-i-6



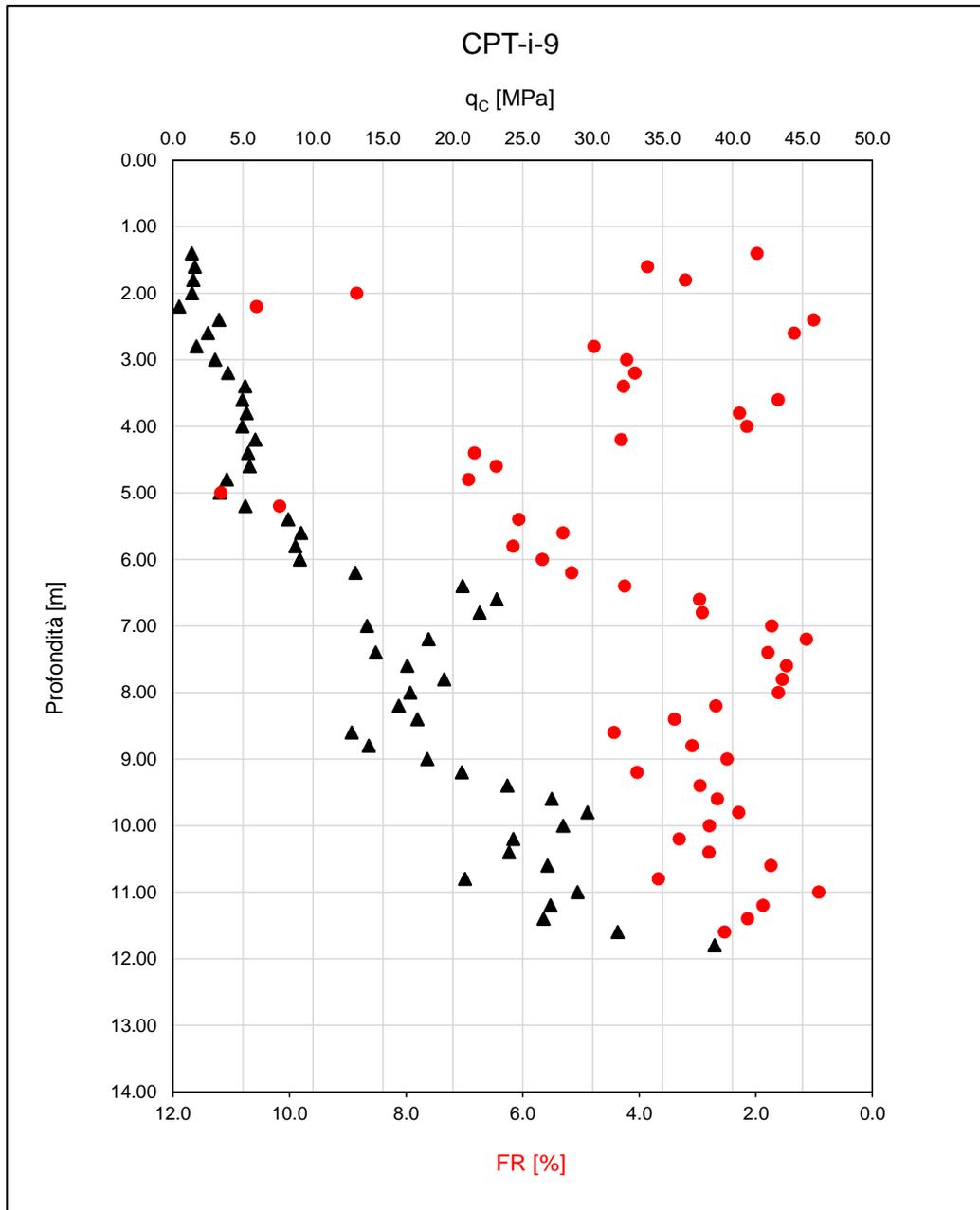
F 55.  $Q_T$  e Fr (Robertson, 1990) da CPT-i-6



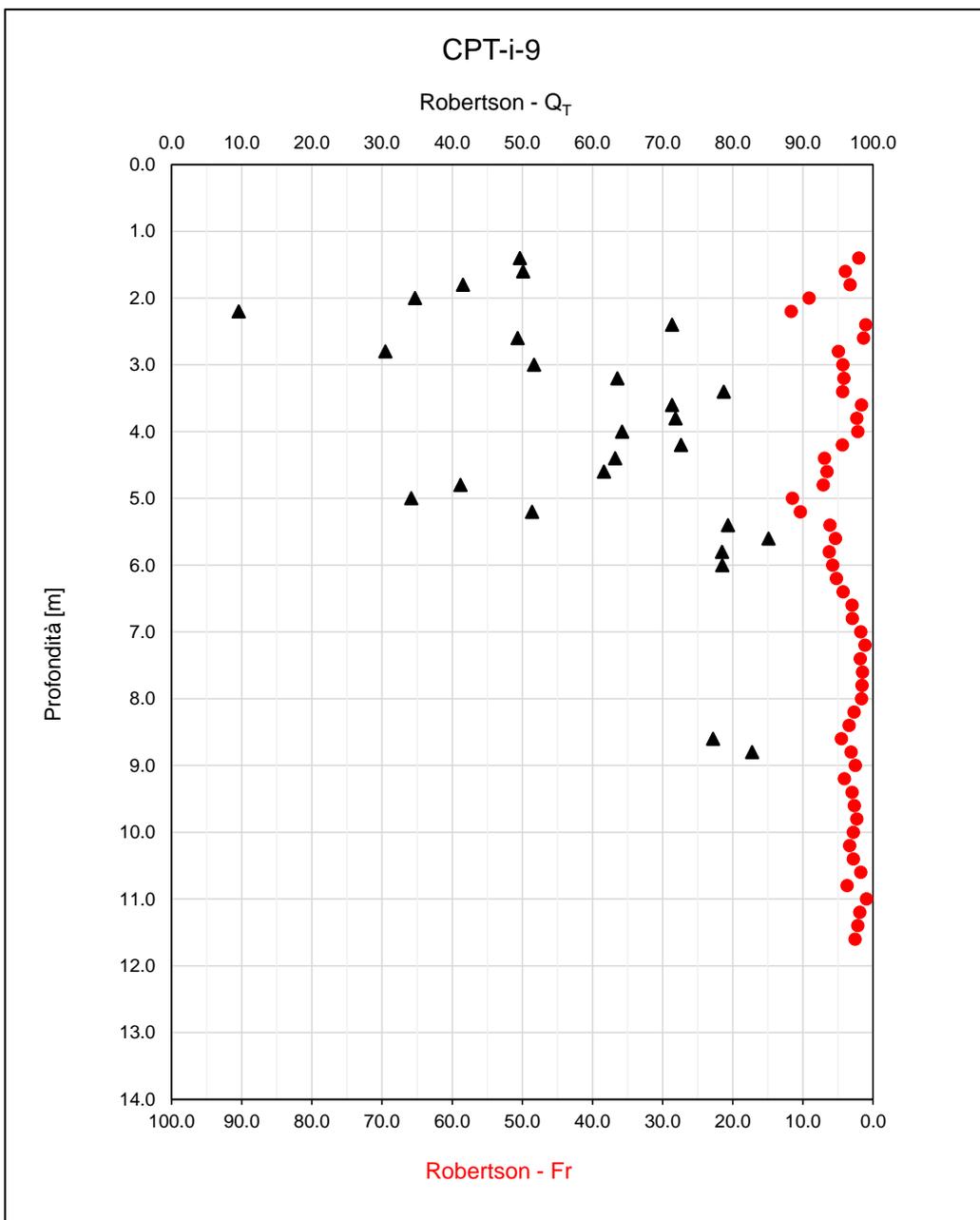
F 56.  $q_c$  e FR da CPT-i-7



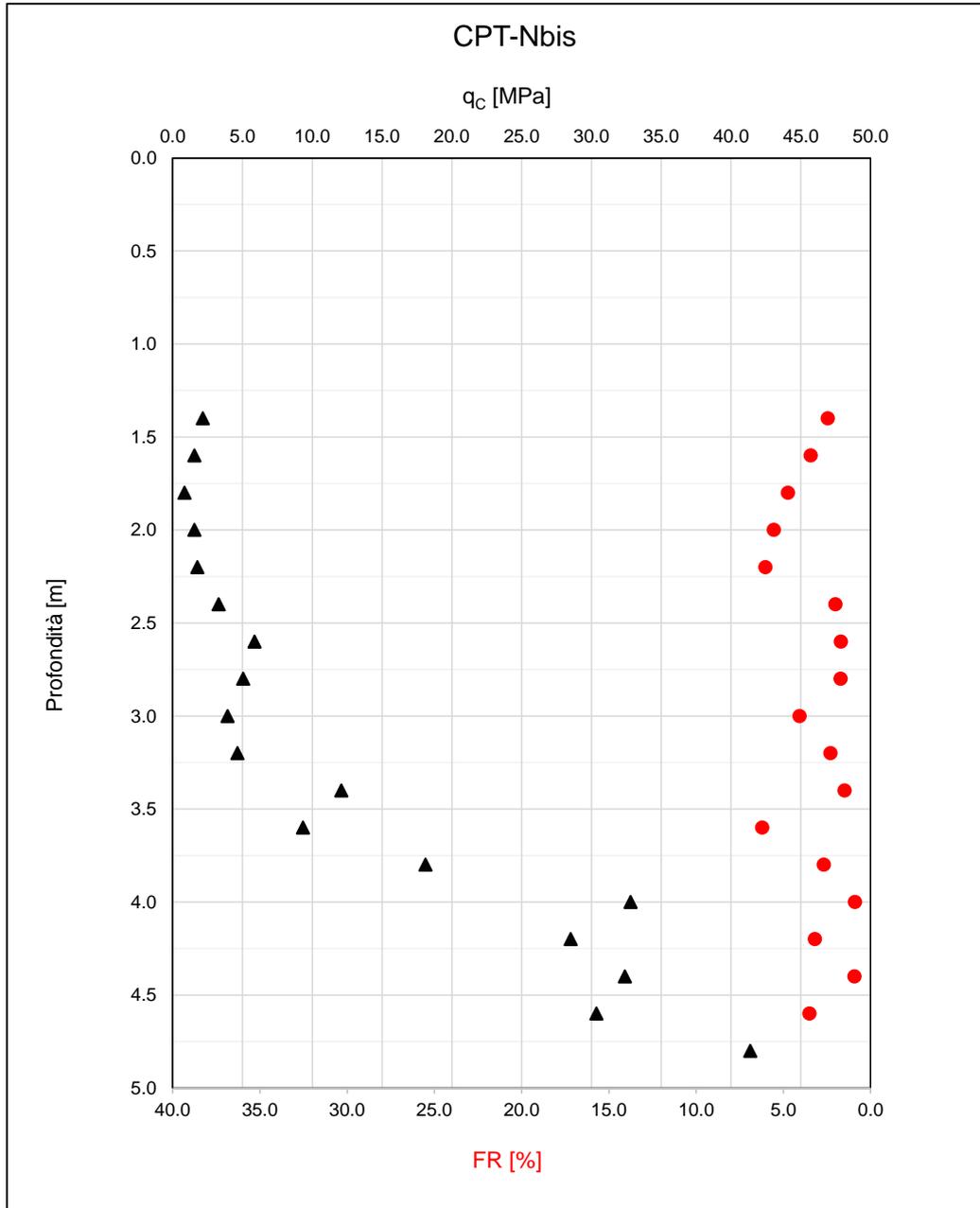
F 57.  $Q_T$  e Fr (Robertson, 1990) da CPT-i-7



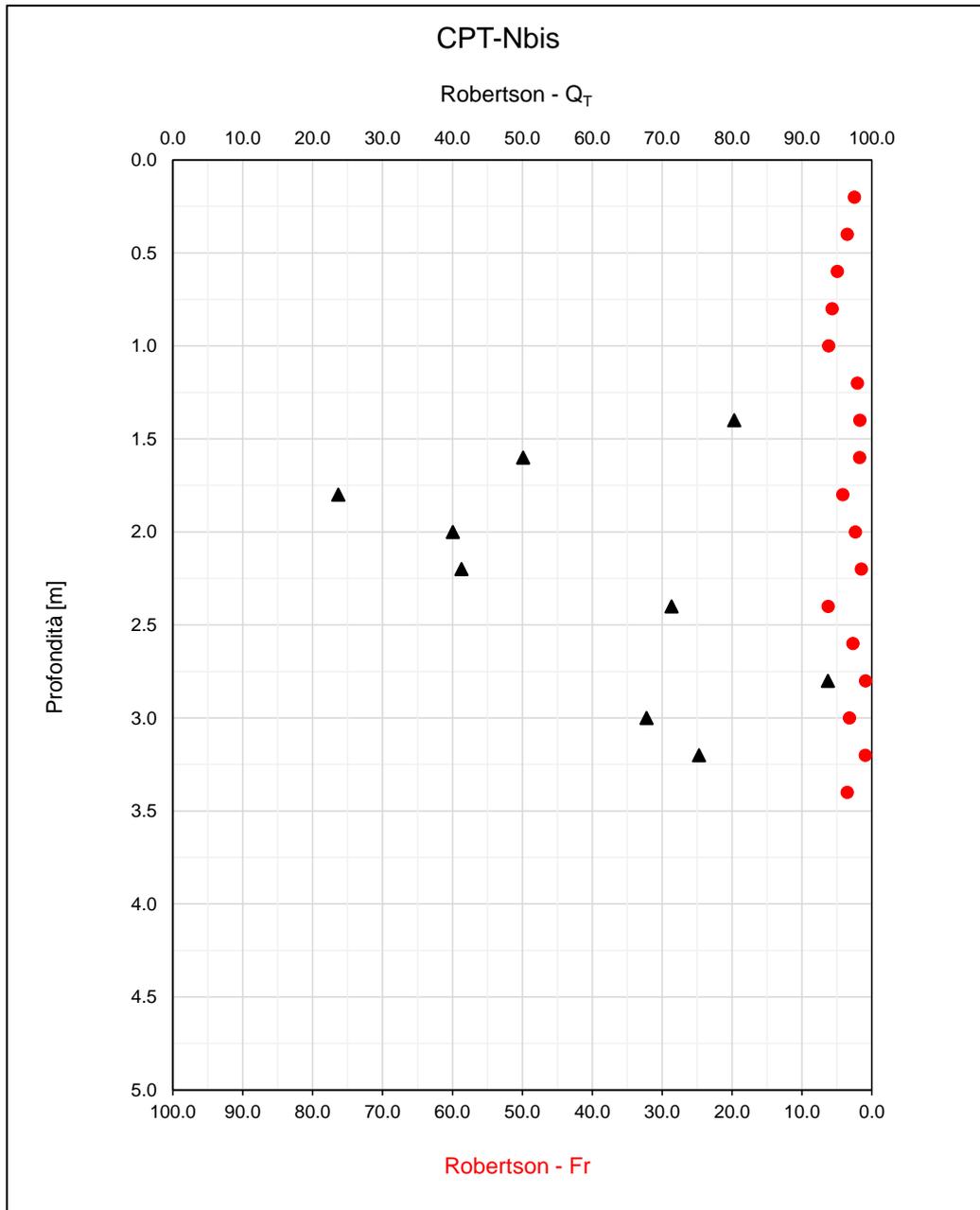
F 58.  $q_c$  e FR da CPT-i-9



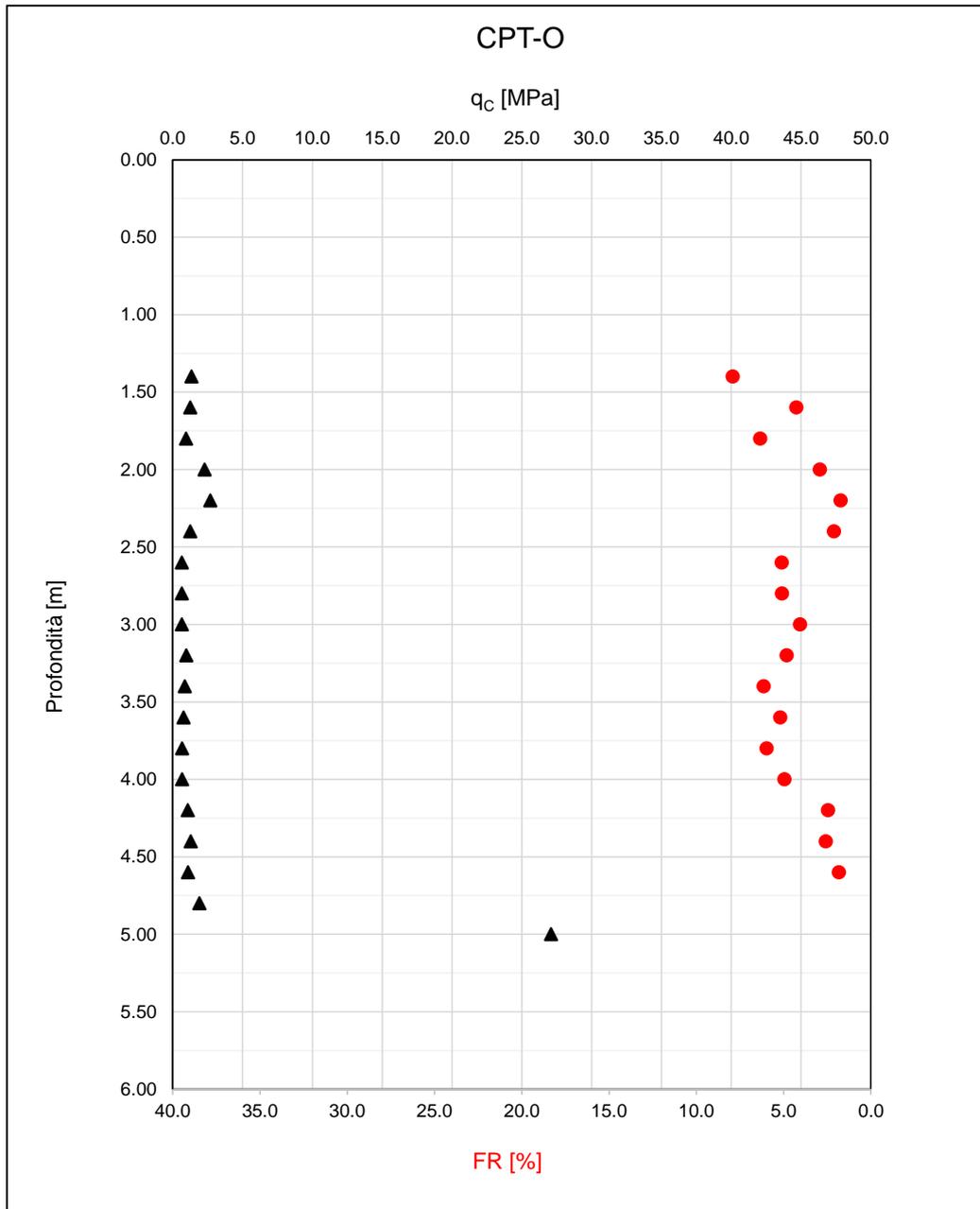
F 59.  $Q_T$  e  $Fr$  (Robertson, 1990) da CPT-i-9



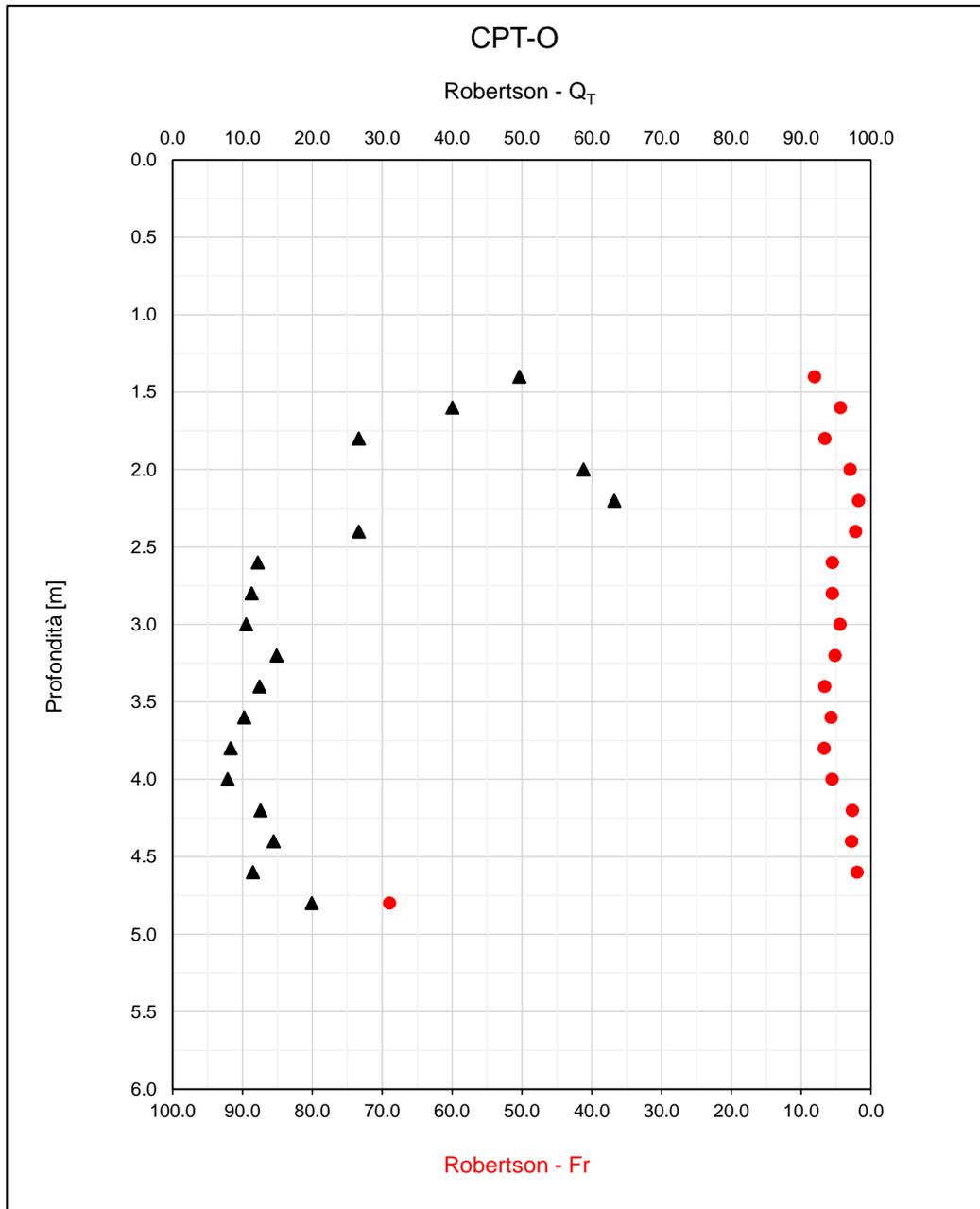
F 60.  $q_c$  e FR da CPT-Nbis



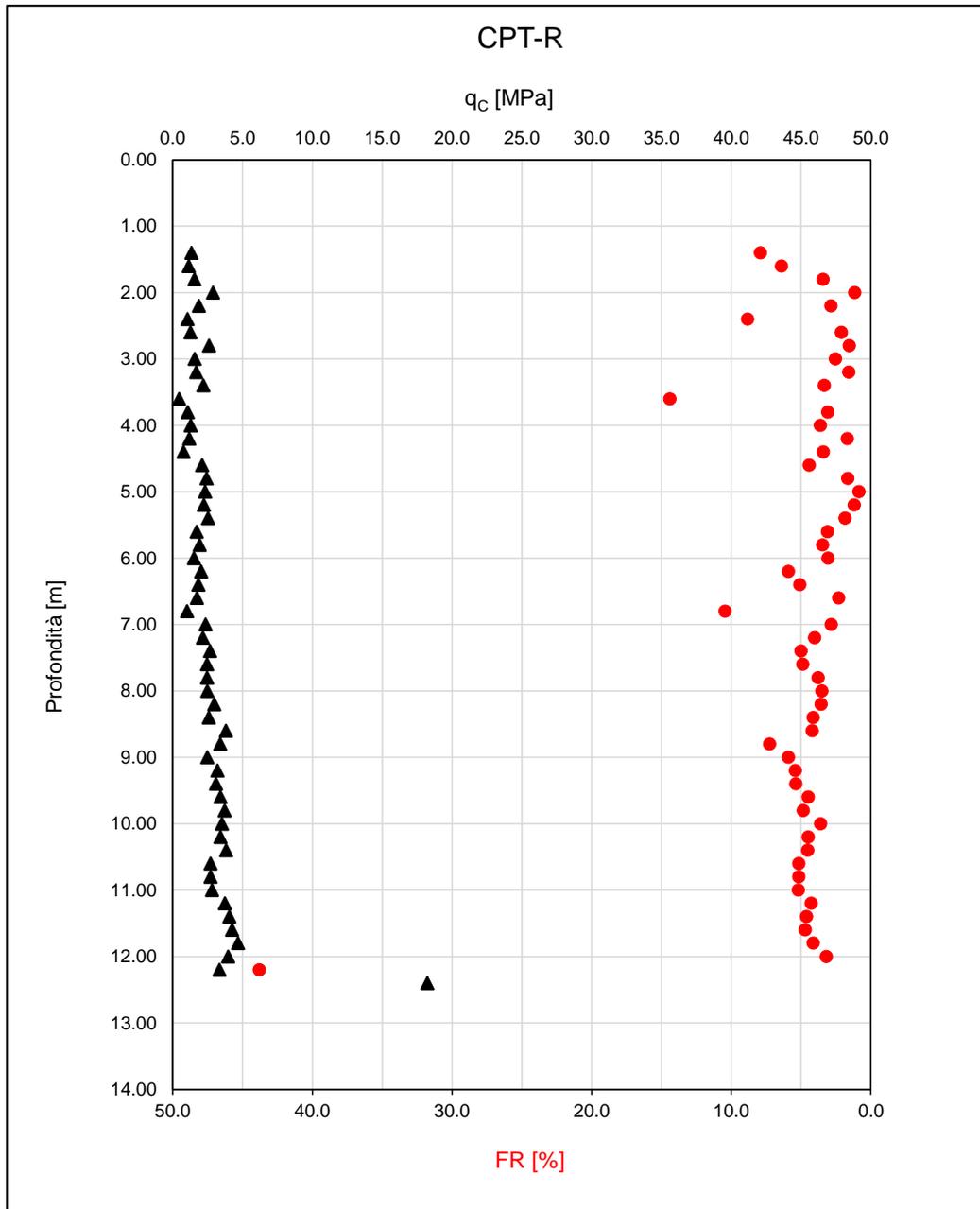
F 61.  $Q_T$  e Fr (Robertson, 1990) da CPT-Nbis



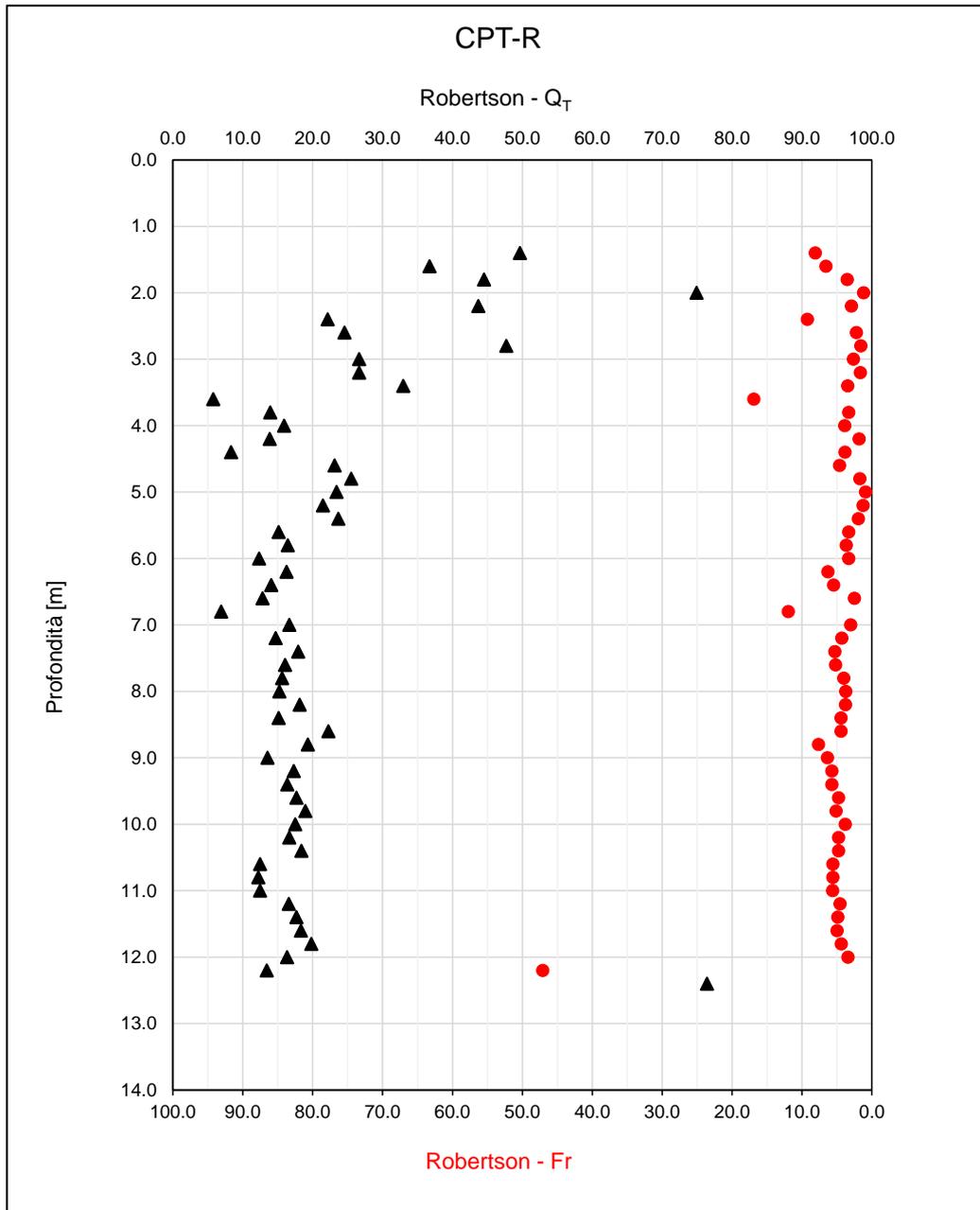
F 62.  $q_c$  e FR da CPT-O



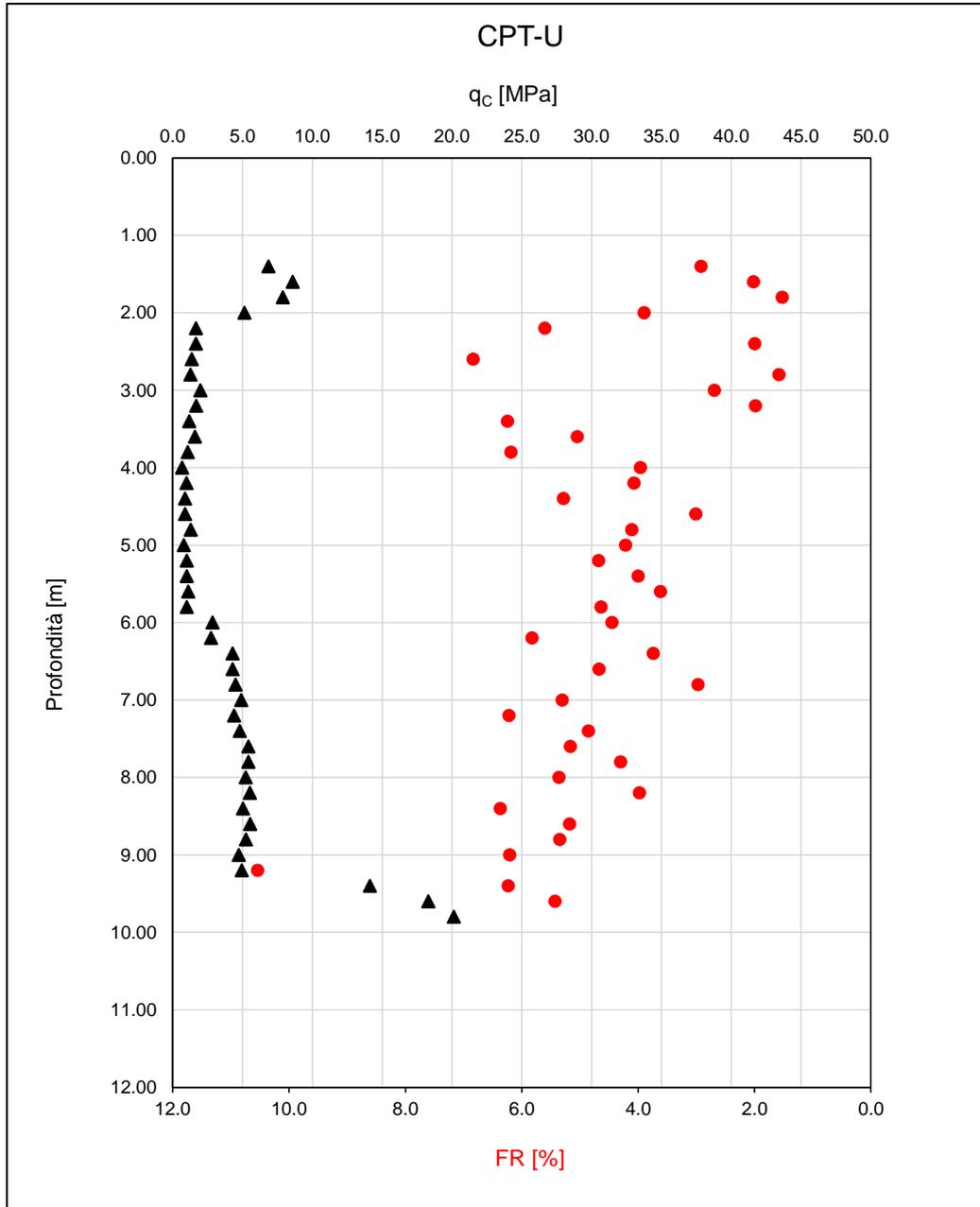
F 63.  $Q_T$  e Fr (Robertson, 1990) da CPT-O



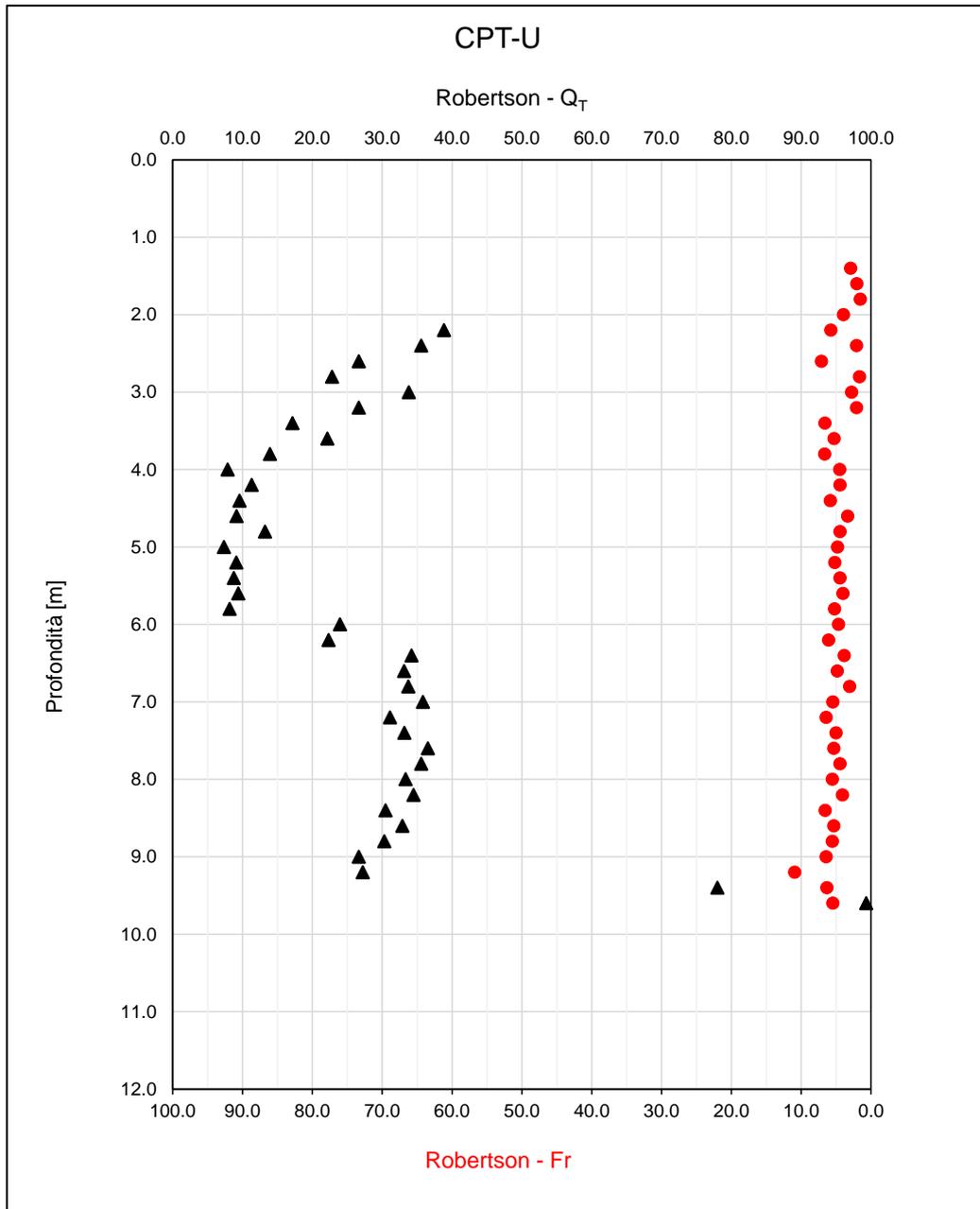
F 64.  $q_c$  e FR da CPT-R



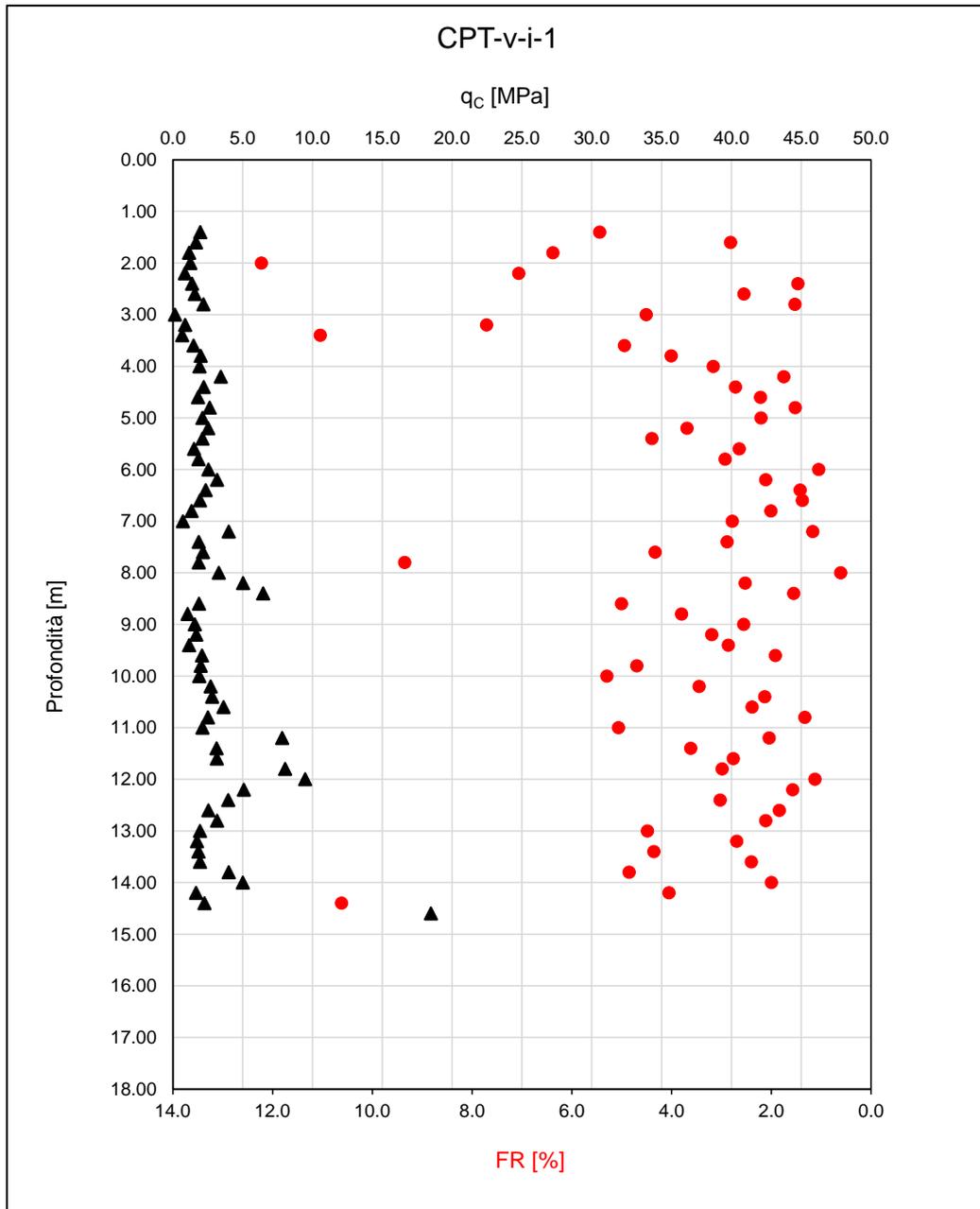
F 65.  $Q_T$  e  $Fr$  (Robertson, 1990) da CPT-R



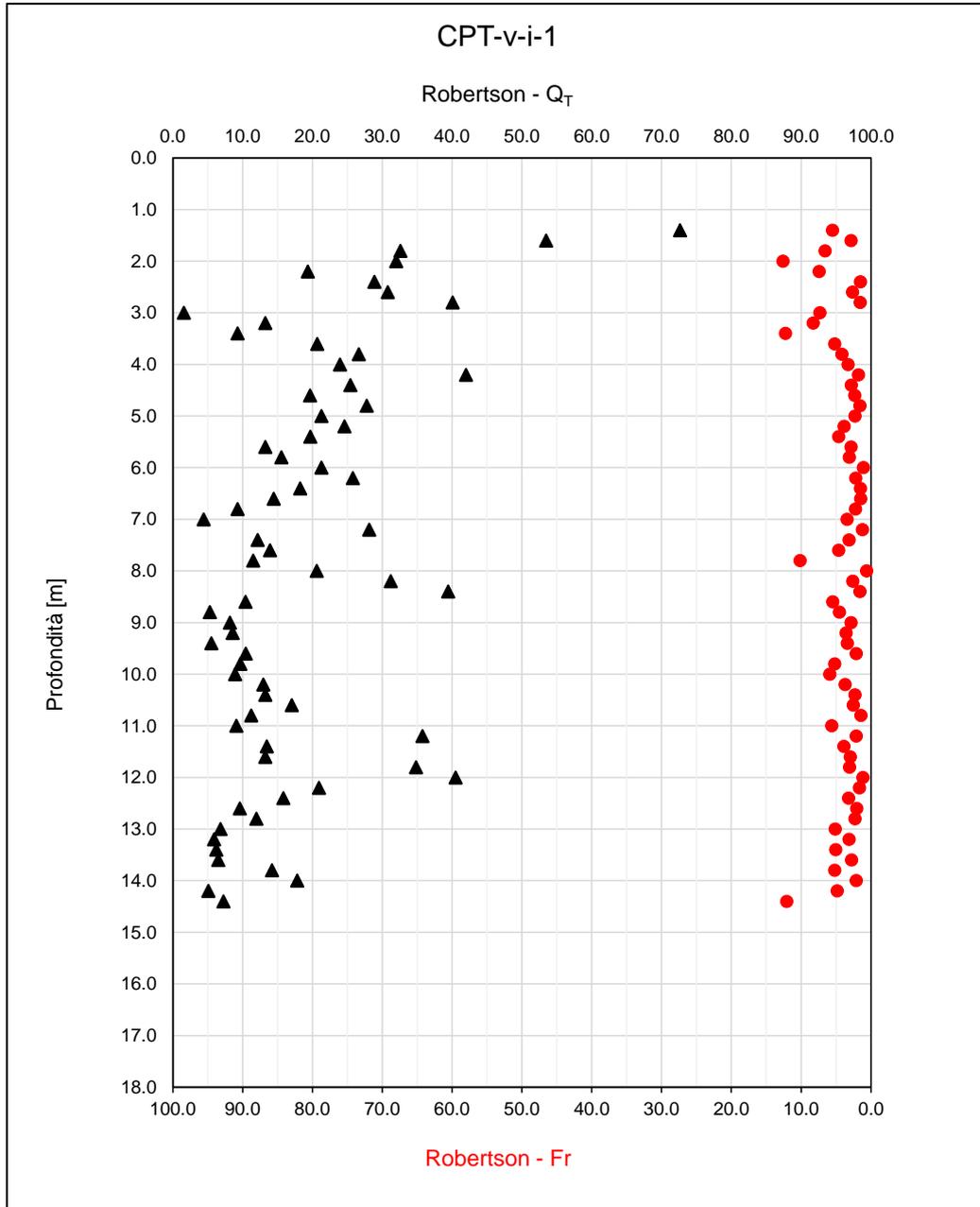
F 66.  $q_c$  e FR da CPT-U



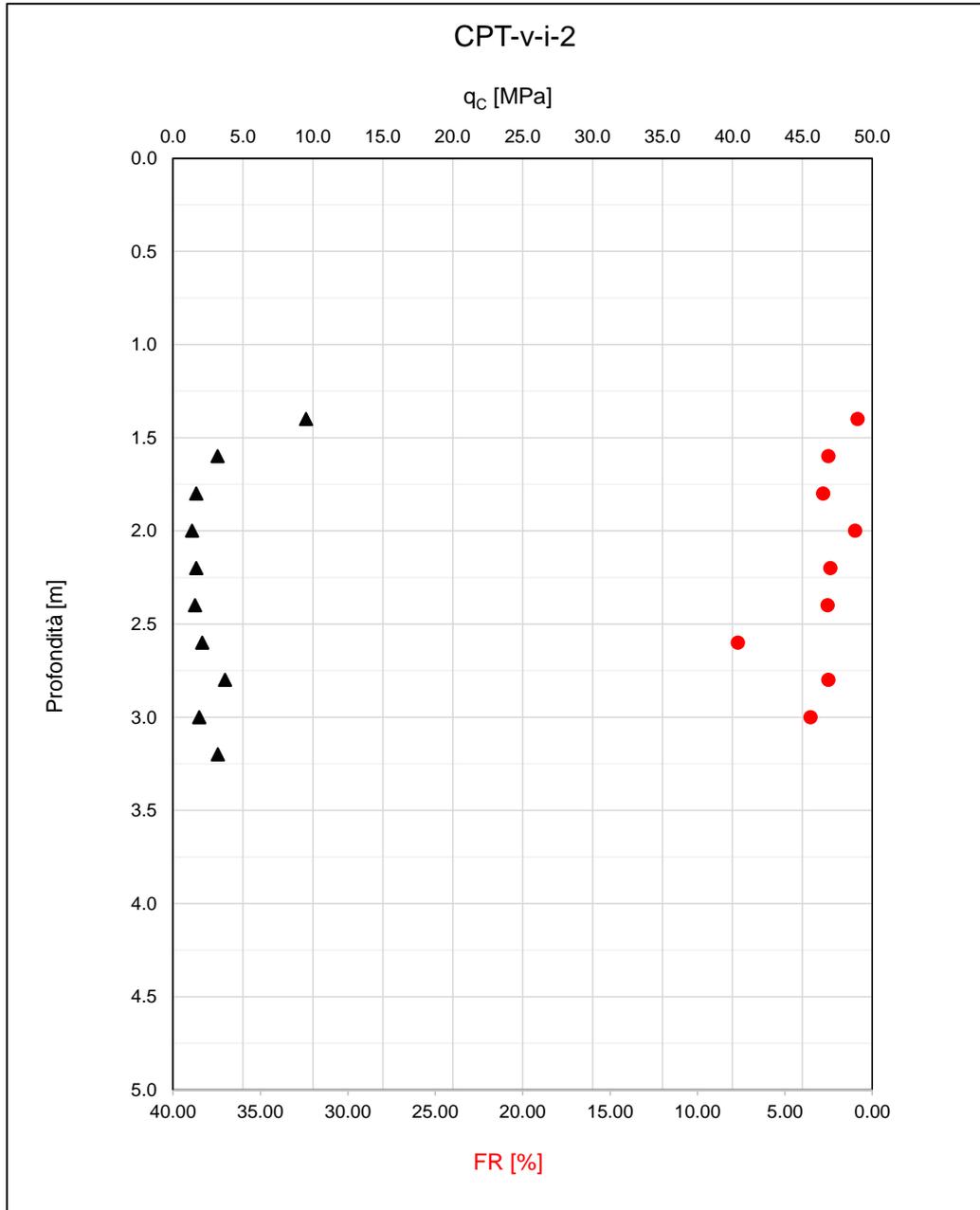
F 67.  $Q_T$  e Fr (Robertson, 1990) da CPT-U



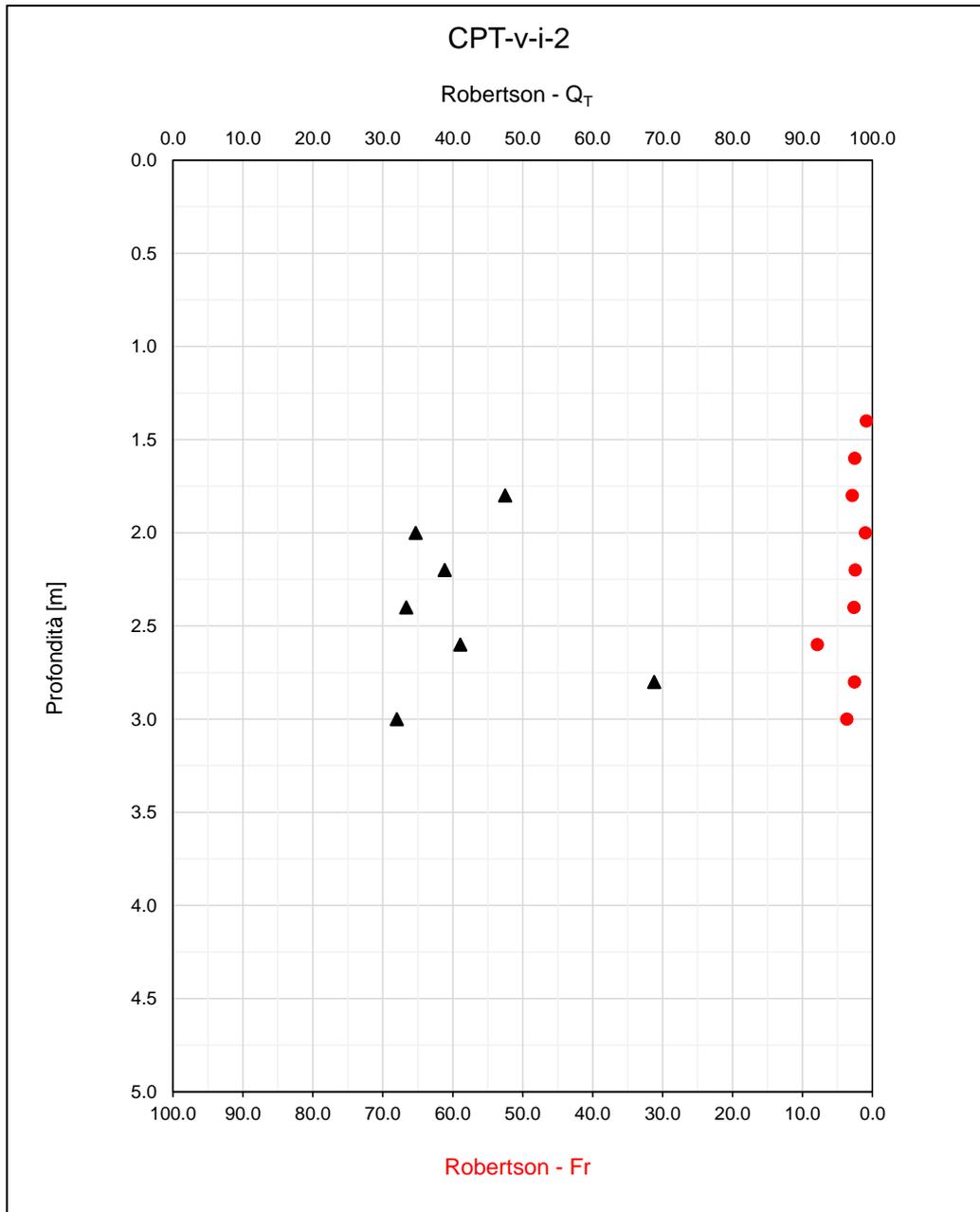
F 68.  $q_c$  e FR da CPT-v-i-1



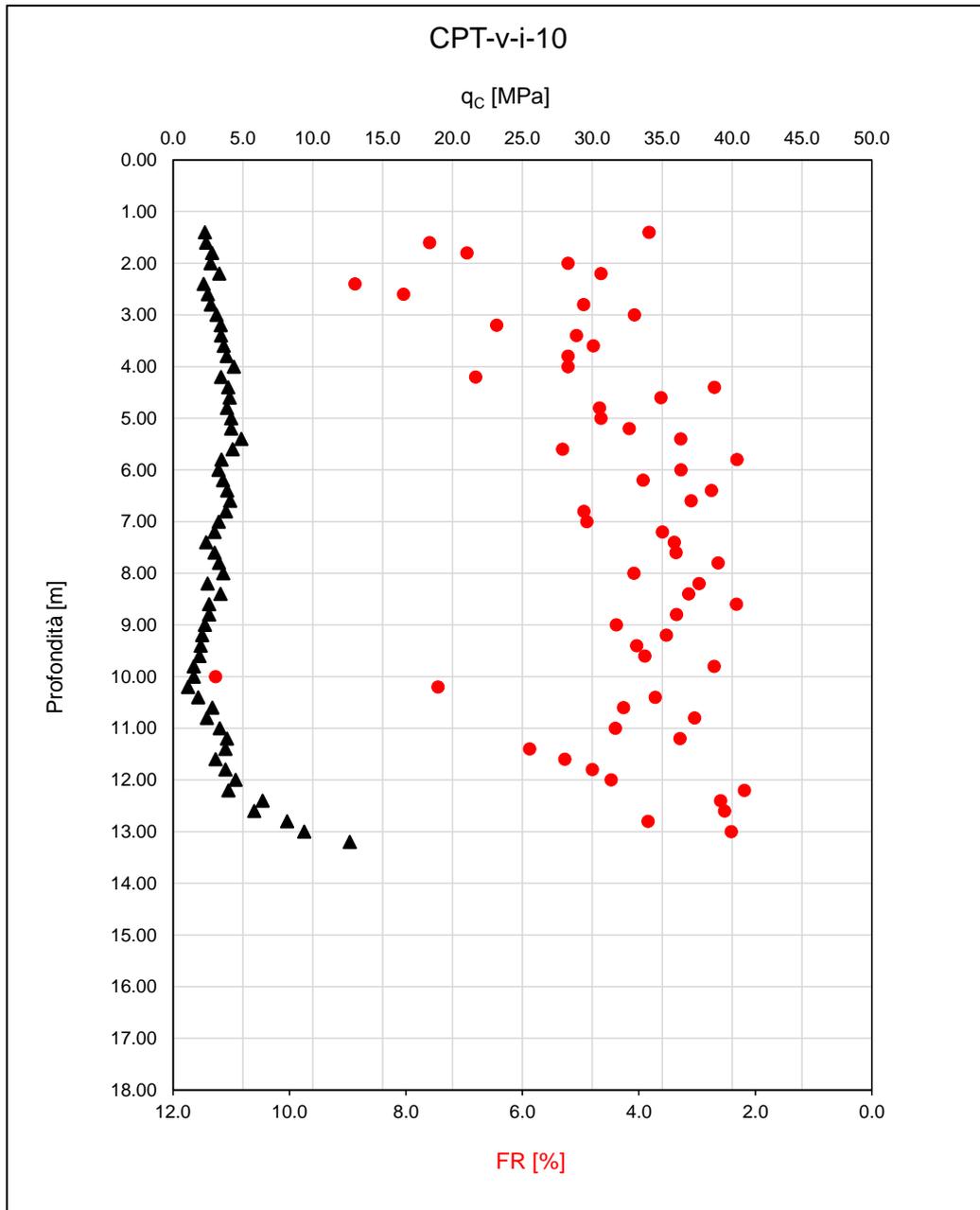
F 69.  $Q_T$  e  $Fr$  (Robertson, 1990) da CPT-v-i-1



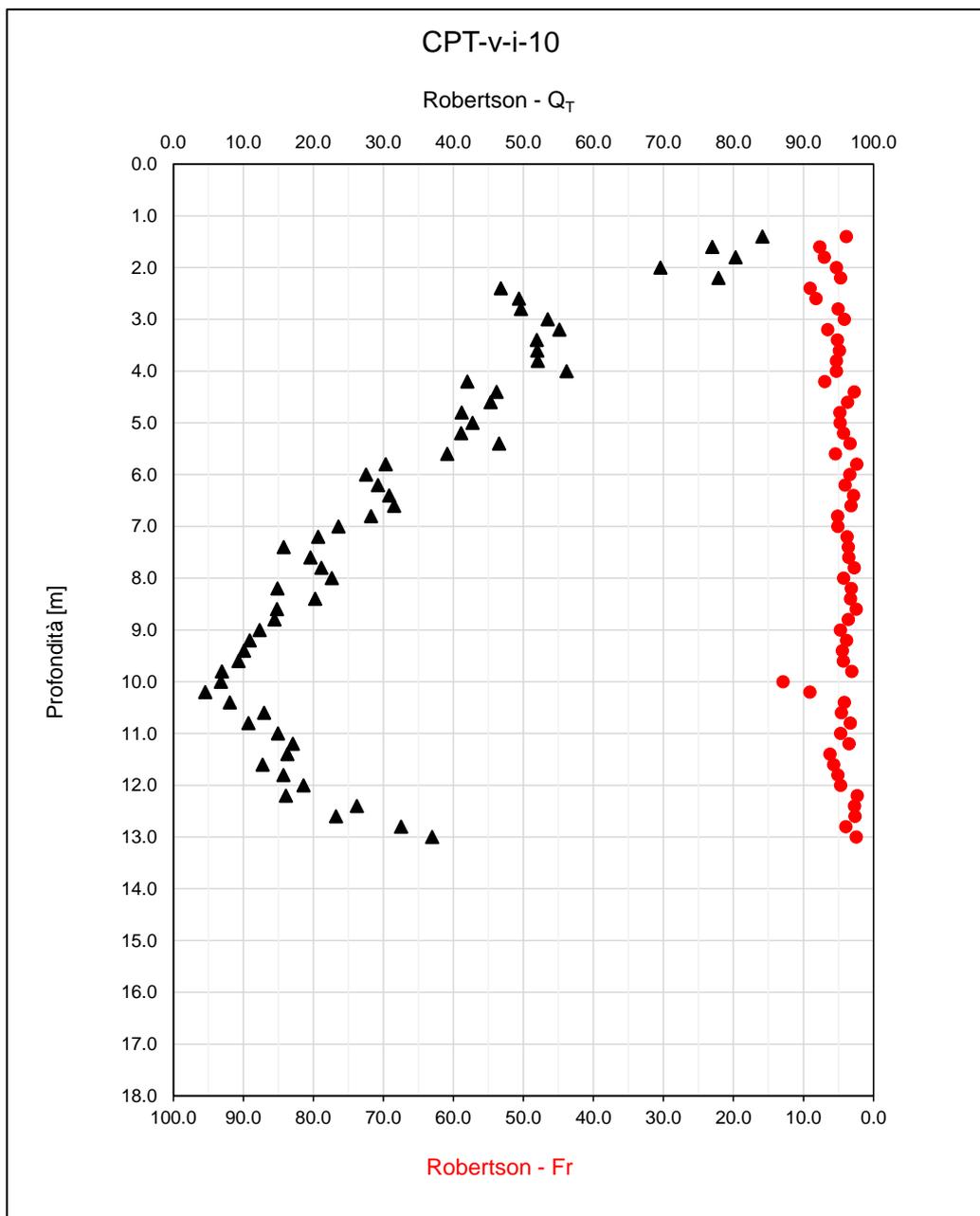
F 70.  $q_c$  e FR da CPT-v-i-2



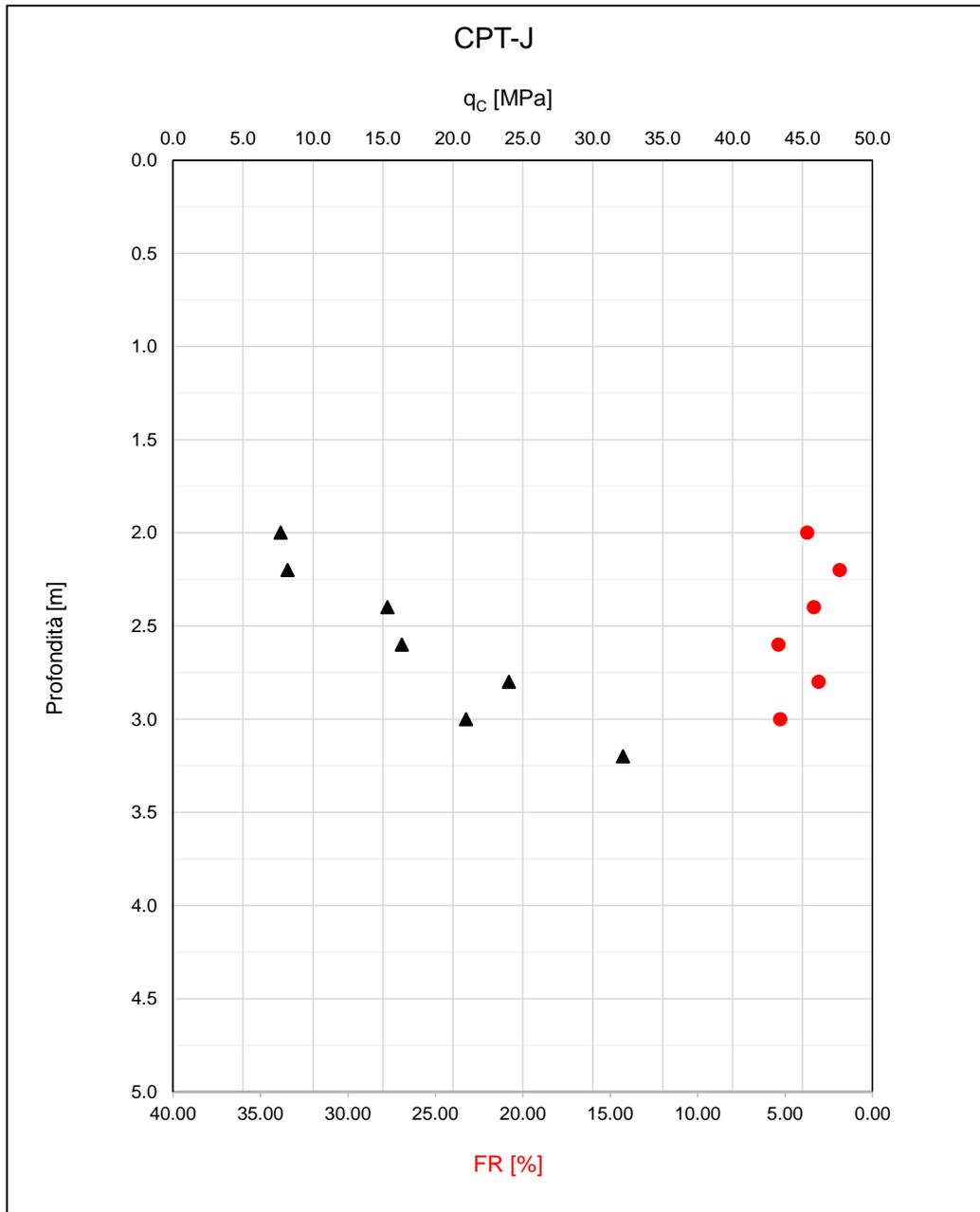
F 71.  $Q_T$  e Fr (Robertson, 1990) da CPT-v-i-2



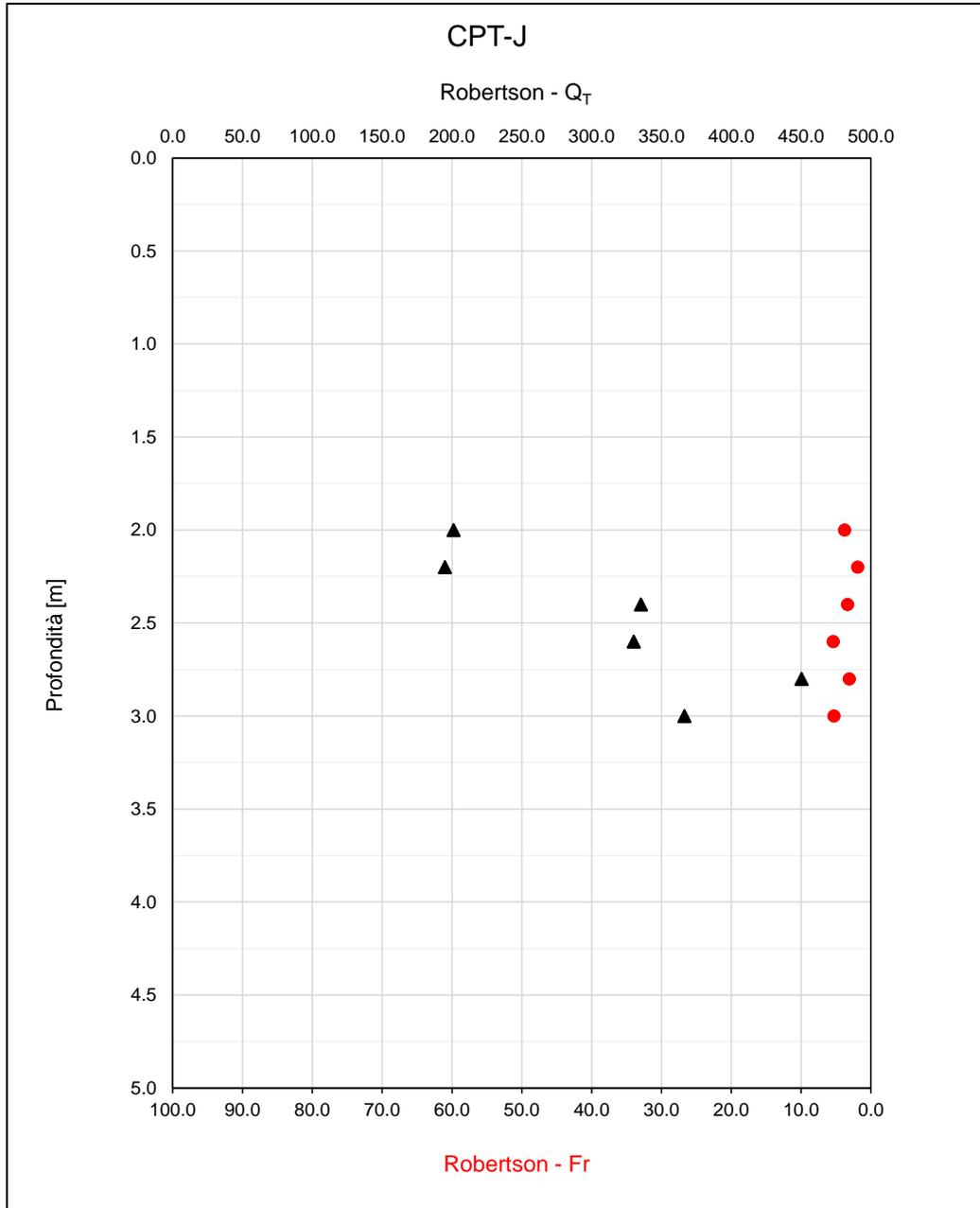
F 72.  $q_c$  e FR da CPT-v-i-10



F 73.  $Q_T$  e  $Fr$  (Robertson, 1990) da CPT-v-i-10

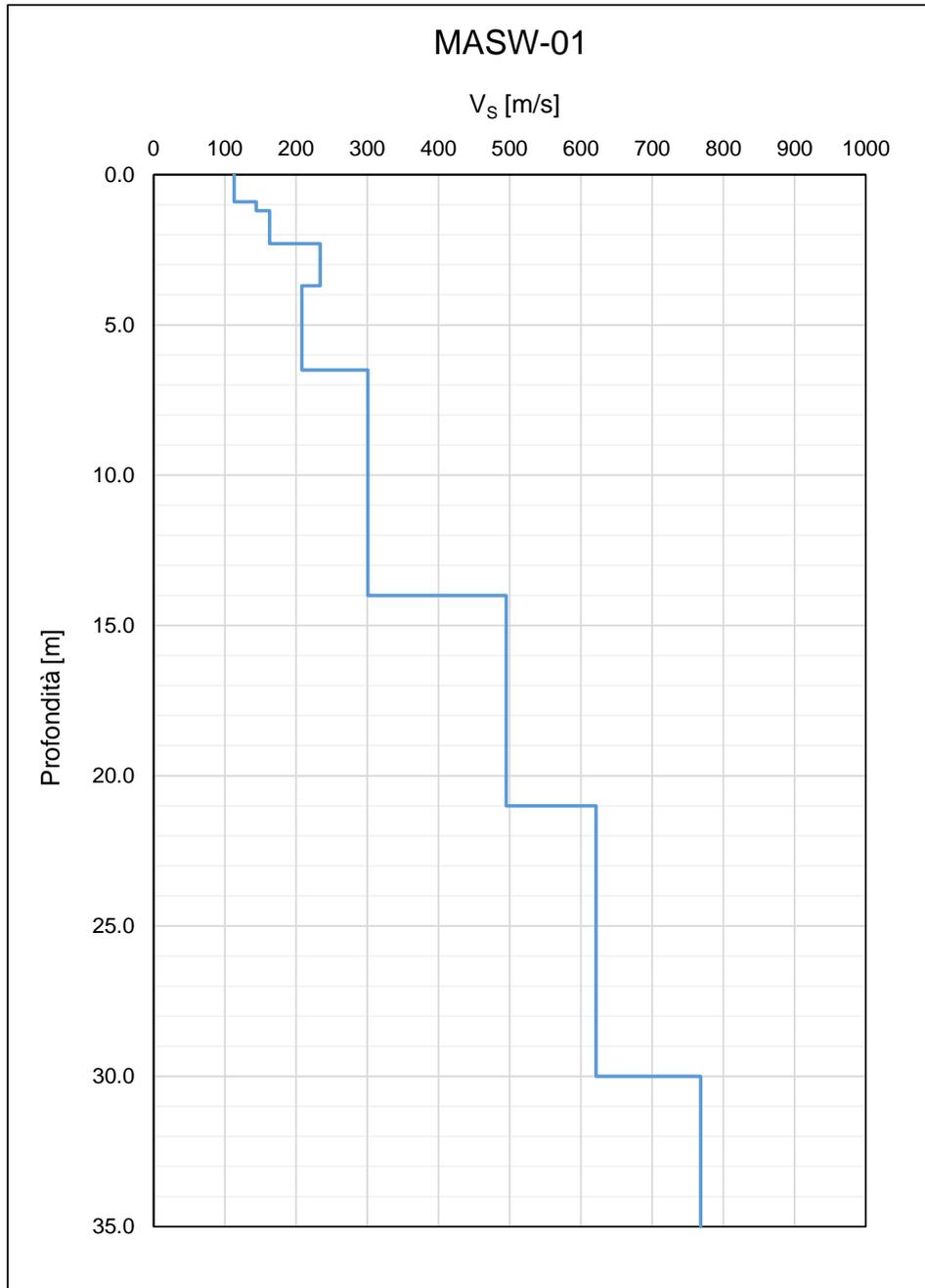


F 74.  $q_c$  e FR da CPT-J

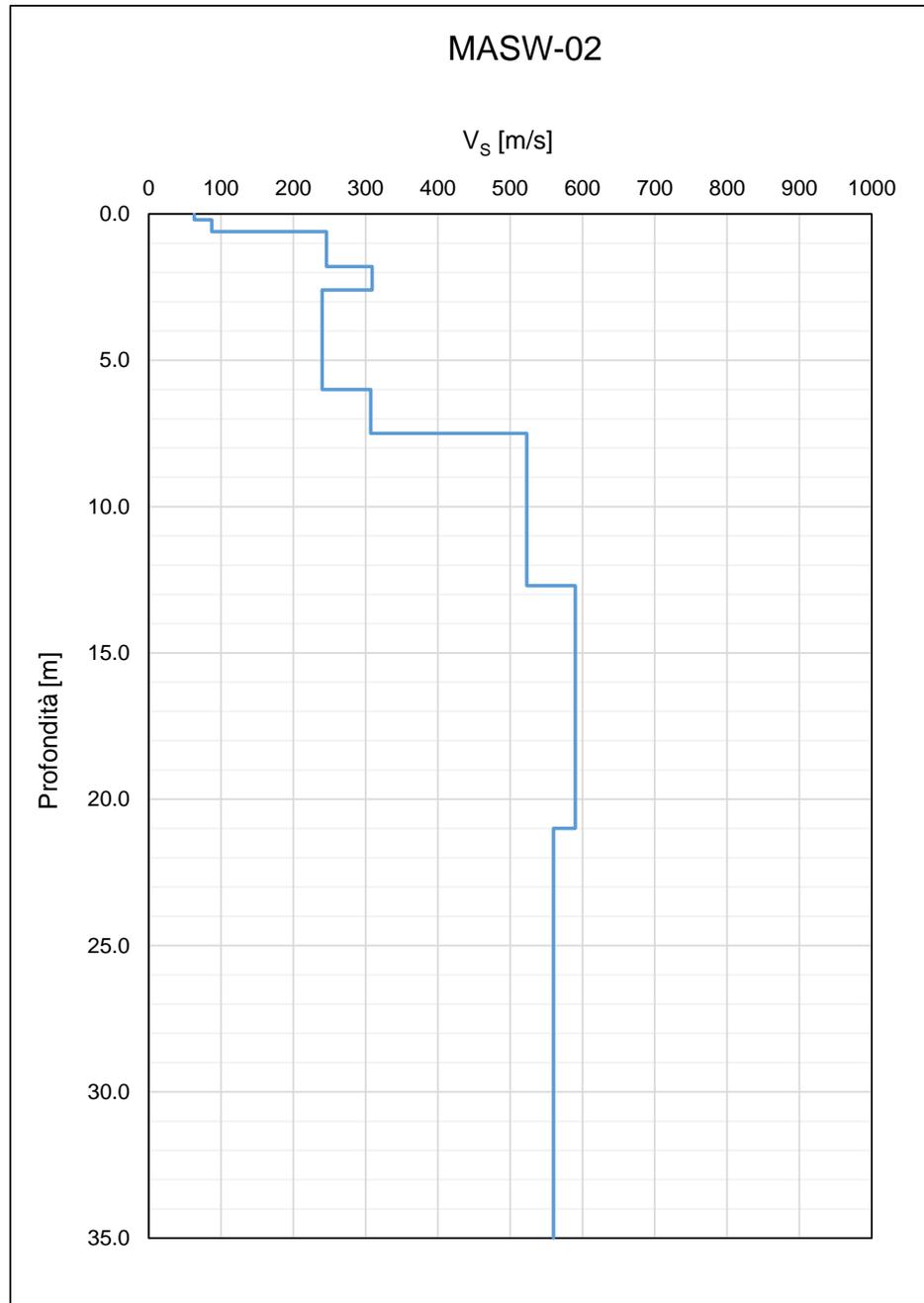


F 75.  $Q_T$  e Fr (Robertson, 1990) da CPT-J

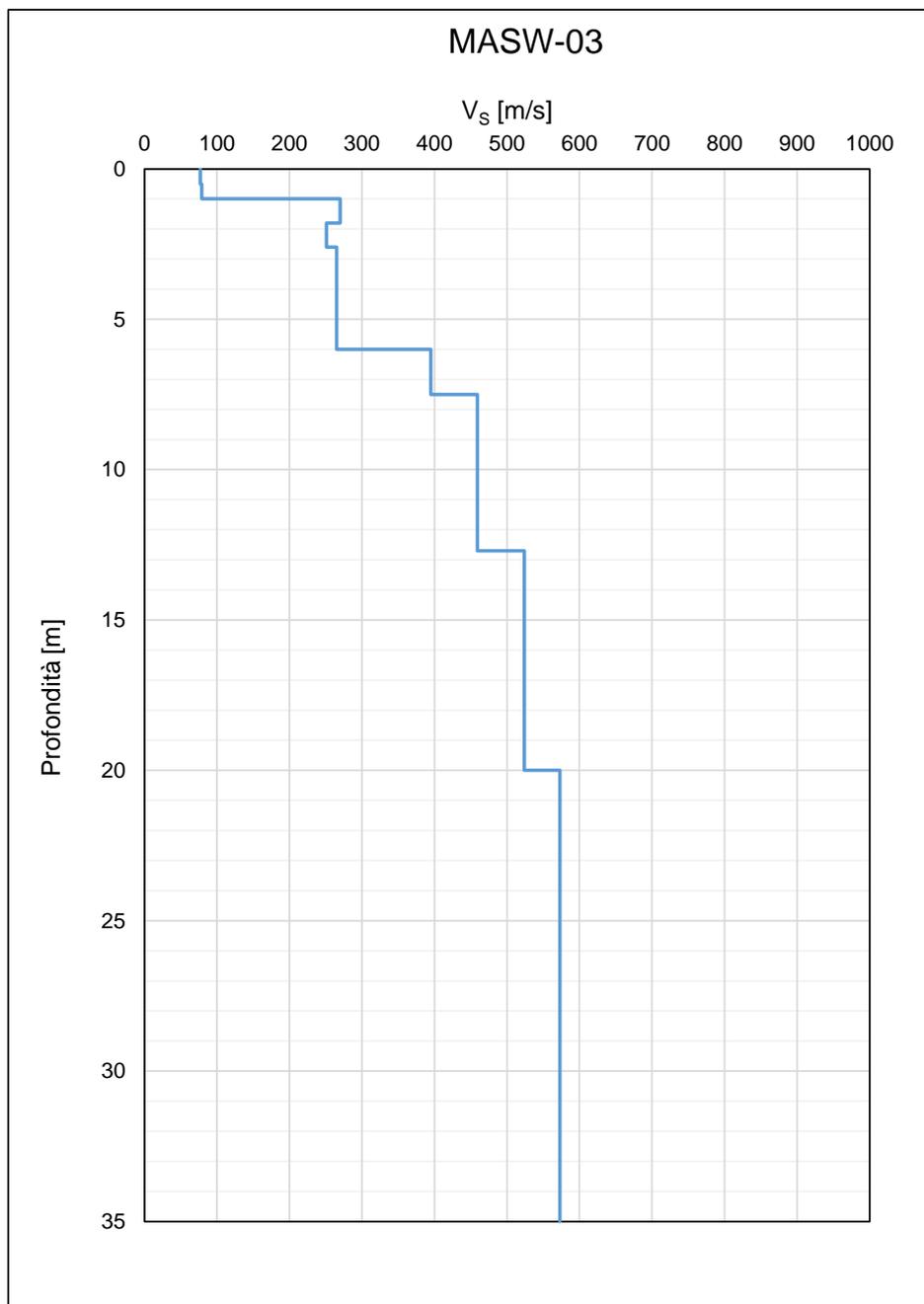
## 7.6 Velocità delle onde di taglio da MASW



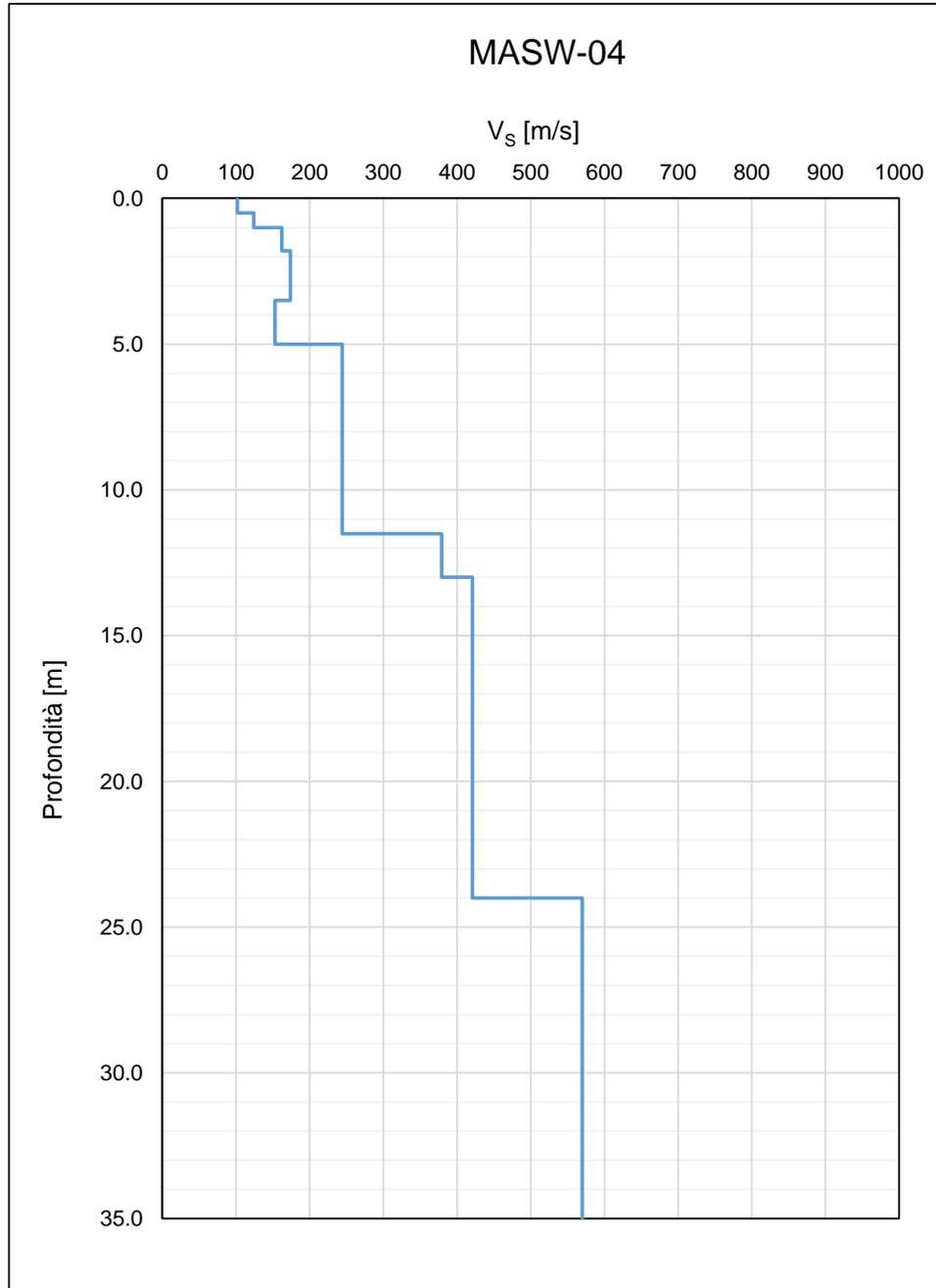
F 76.  $V_s$  da MASW-01



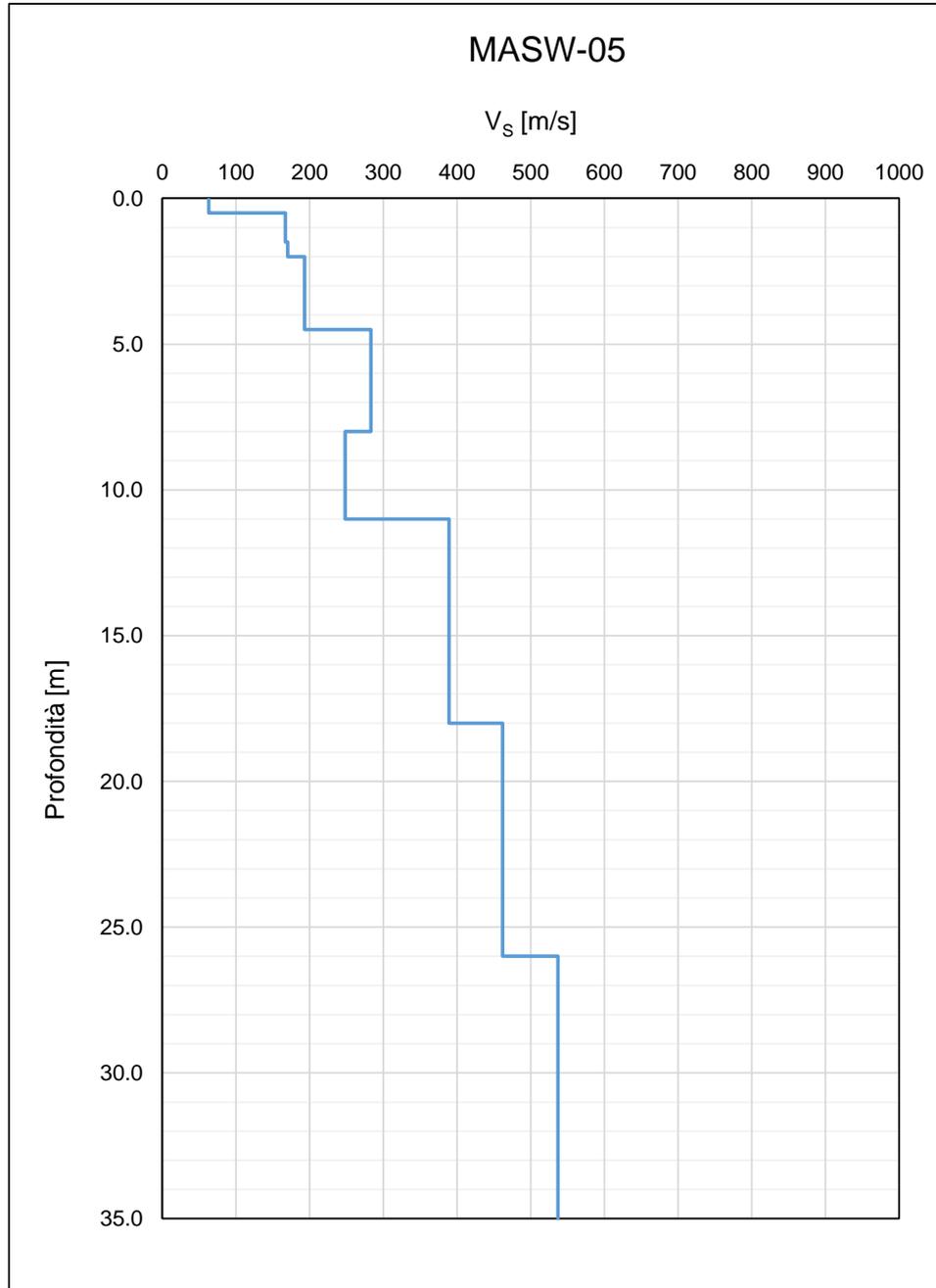
F 77.  $V_s$  da MASW-02

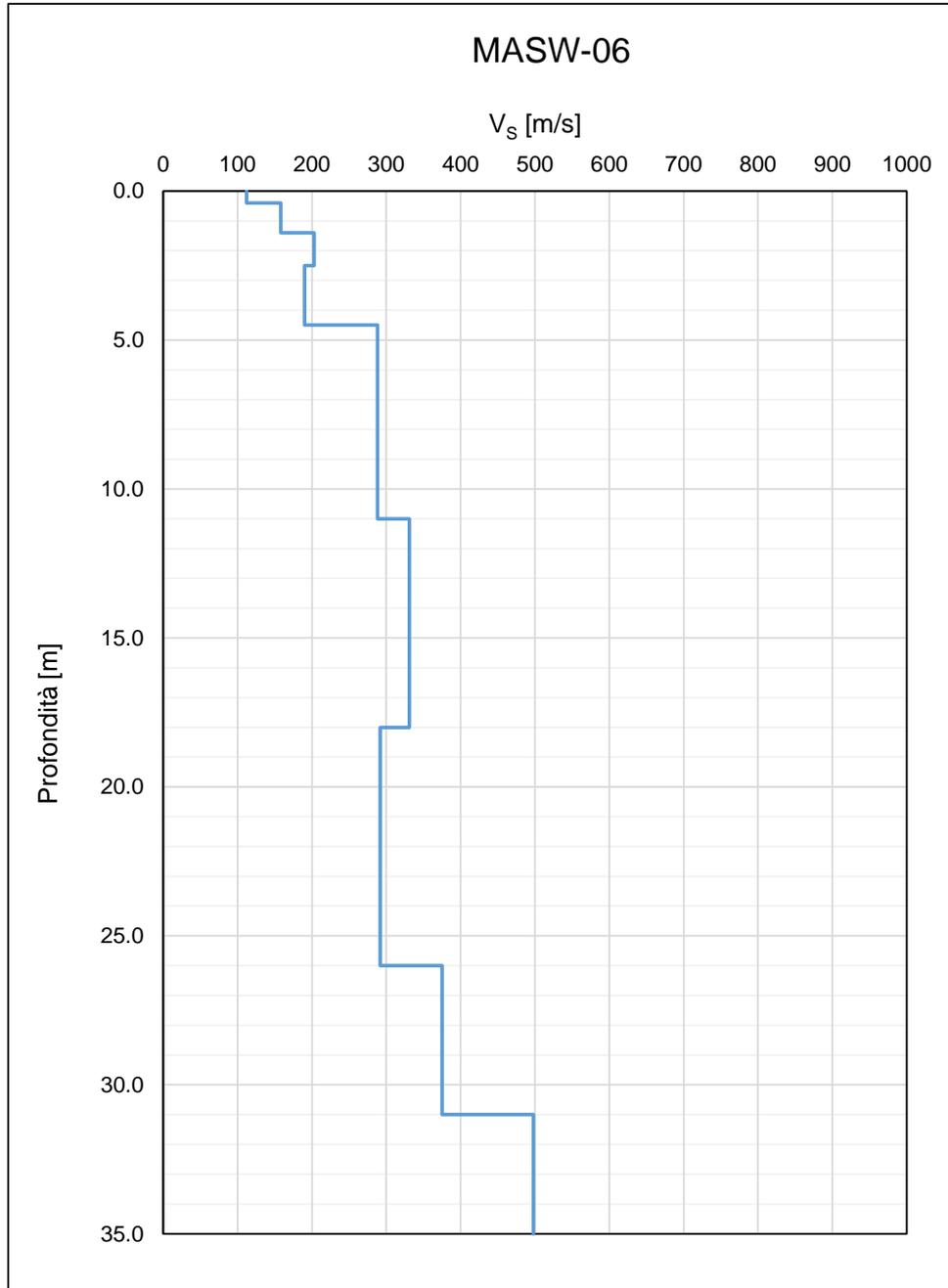


F 78.  $V_s$  da MASW-03

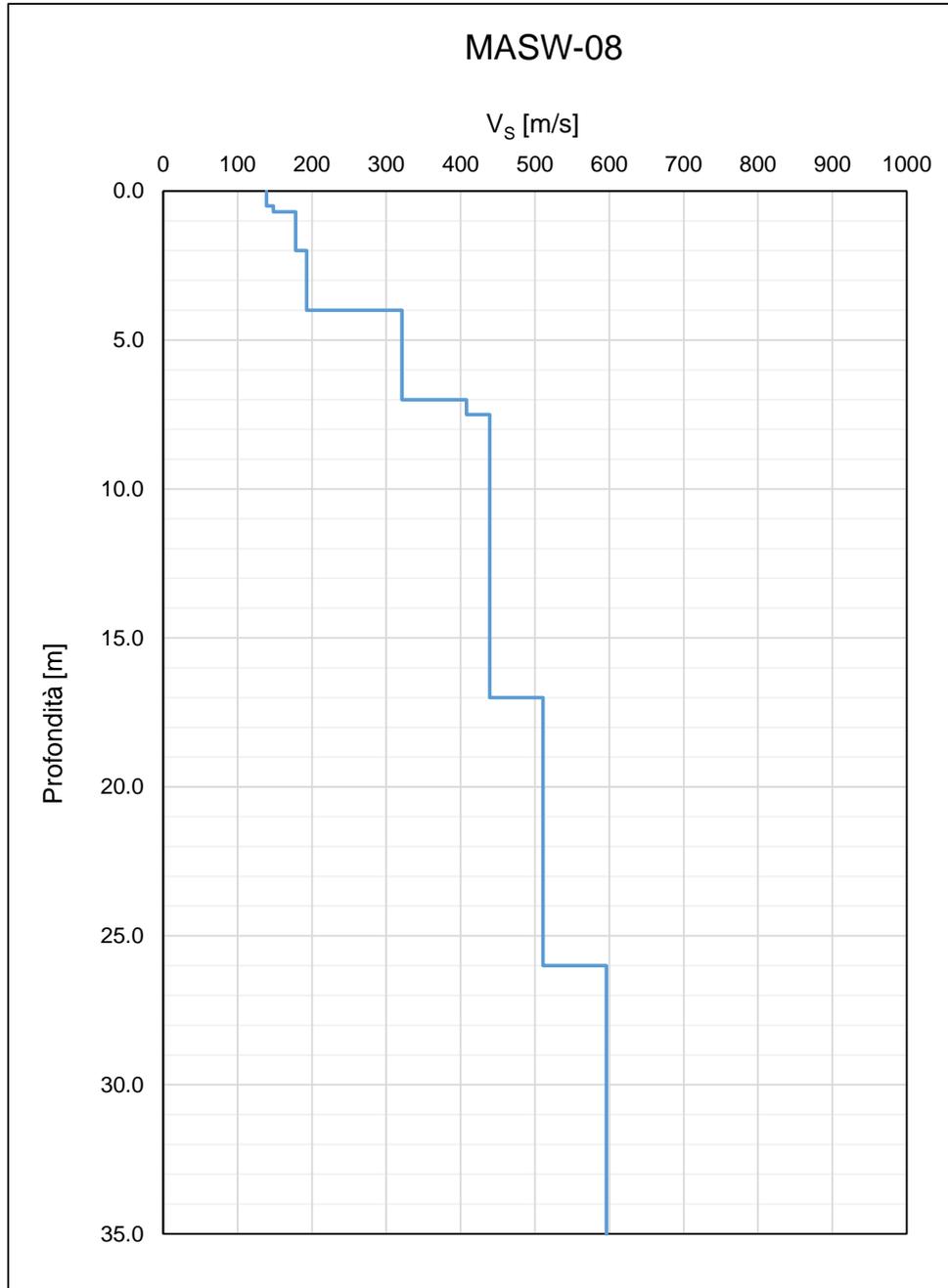


F 79.  $V_s$  da MASW-04

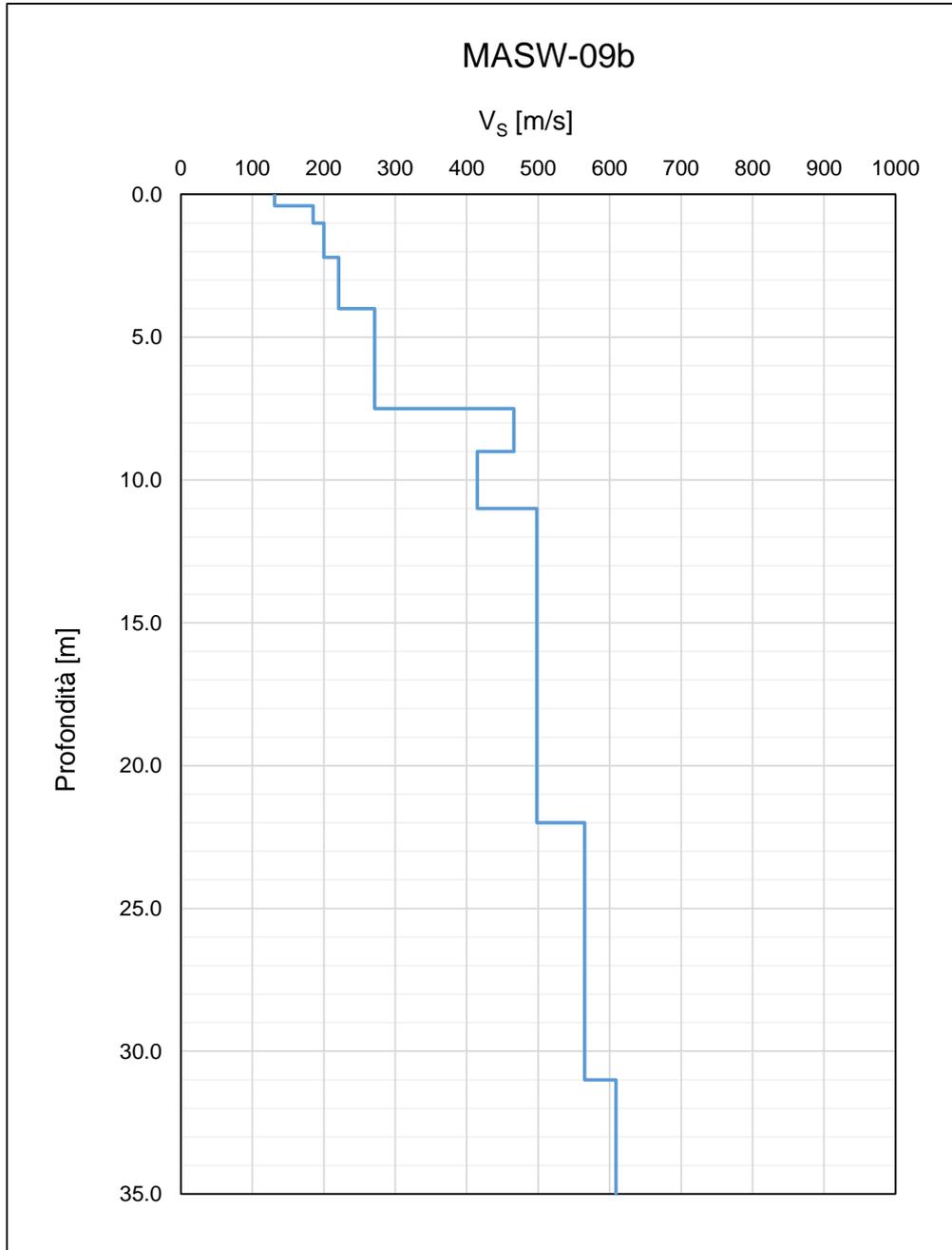




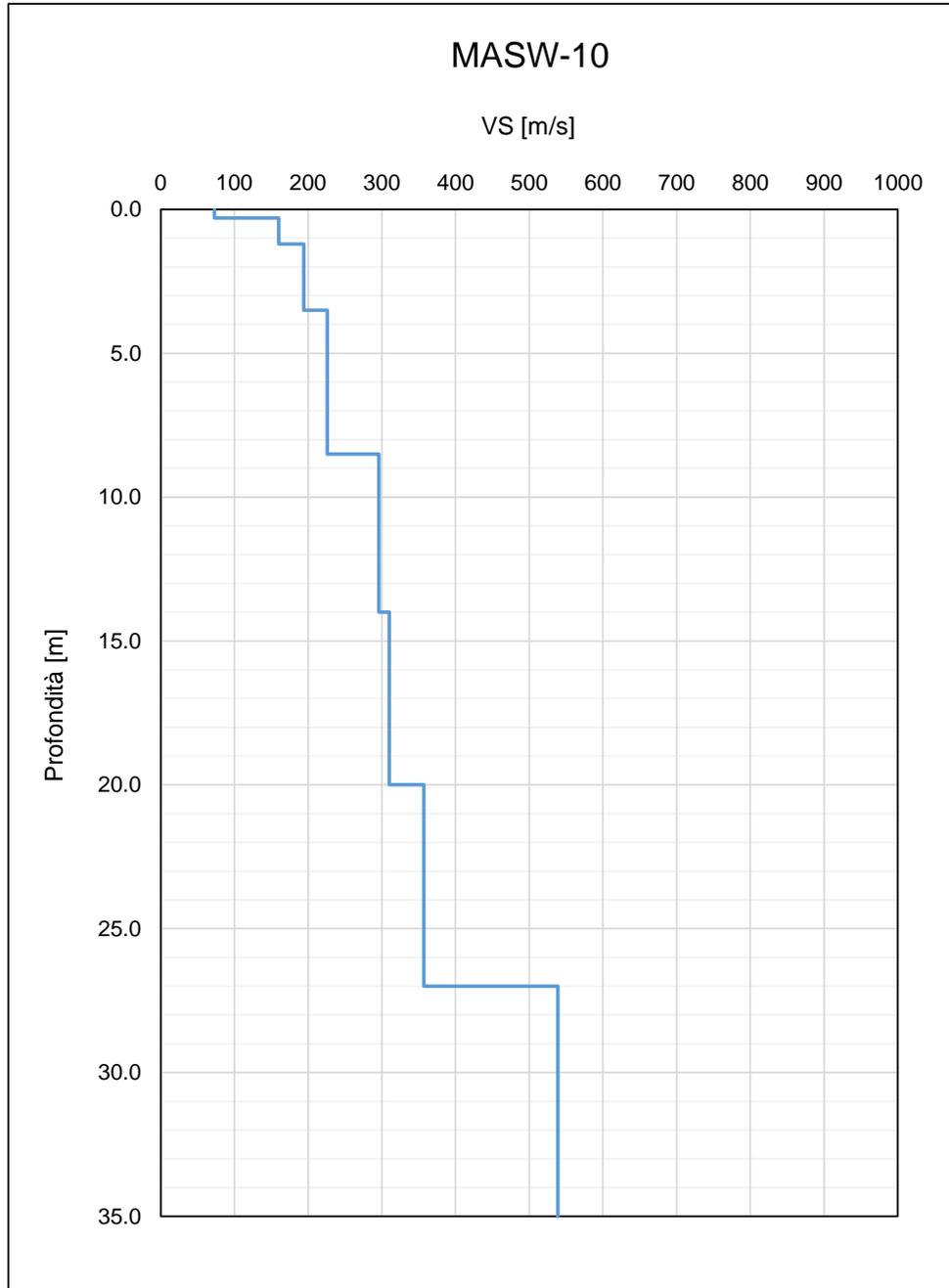
F 81.  $V_s$  da MASW-06



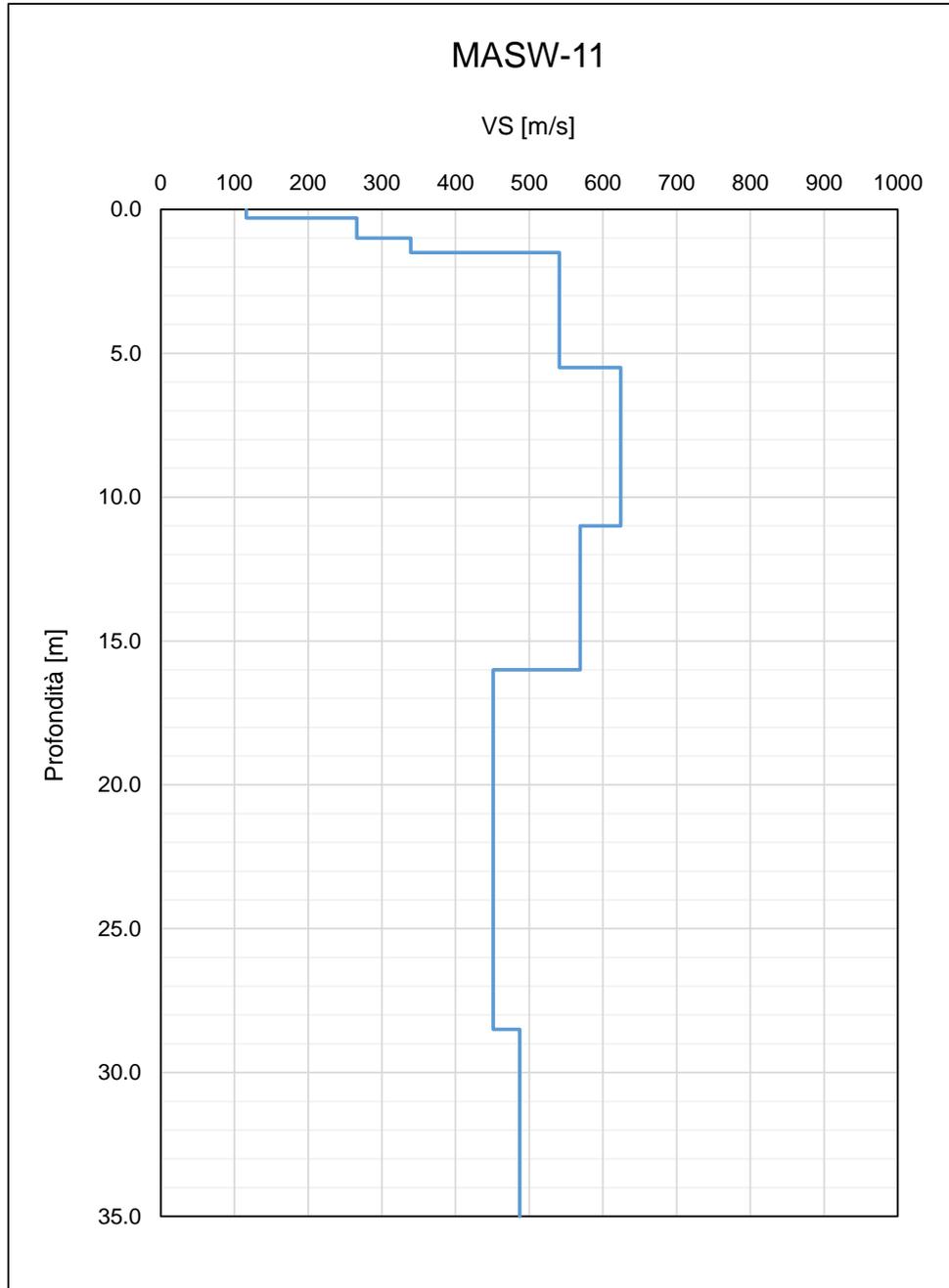
F 82.  $V_s$  da MASW-08



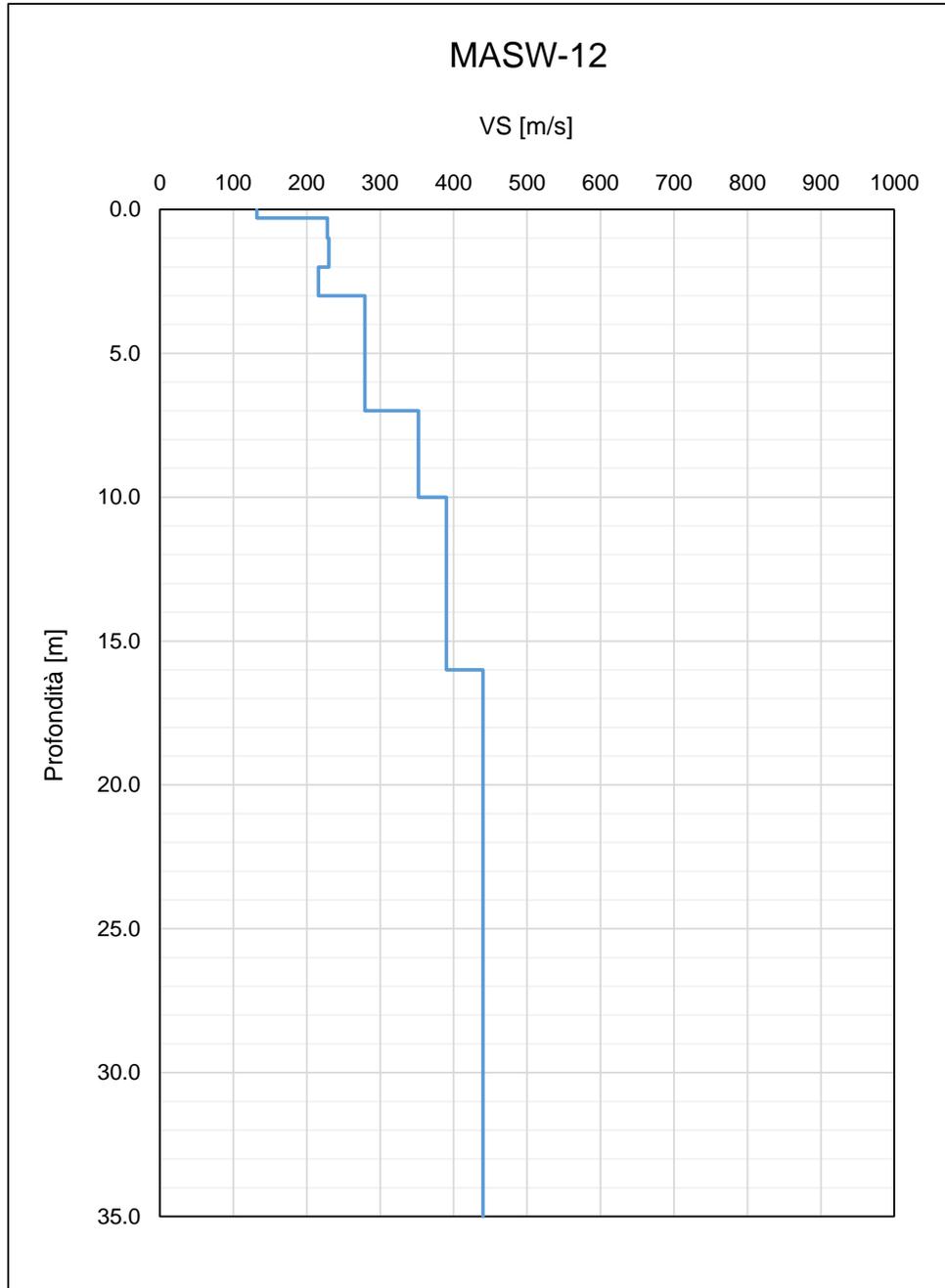
F 83.  $V_s$  da MASW-09b



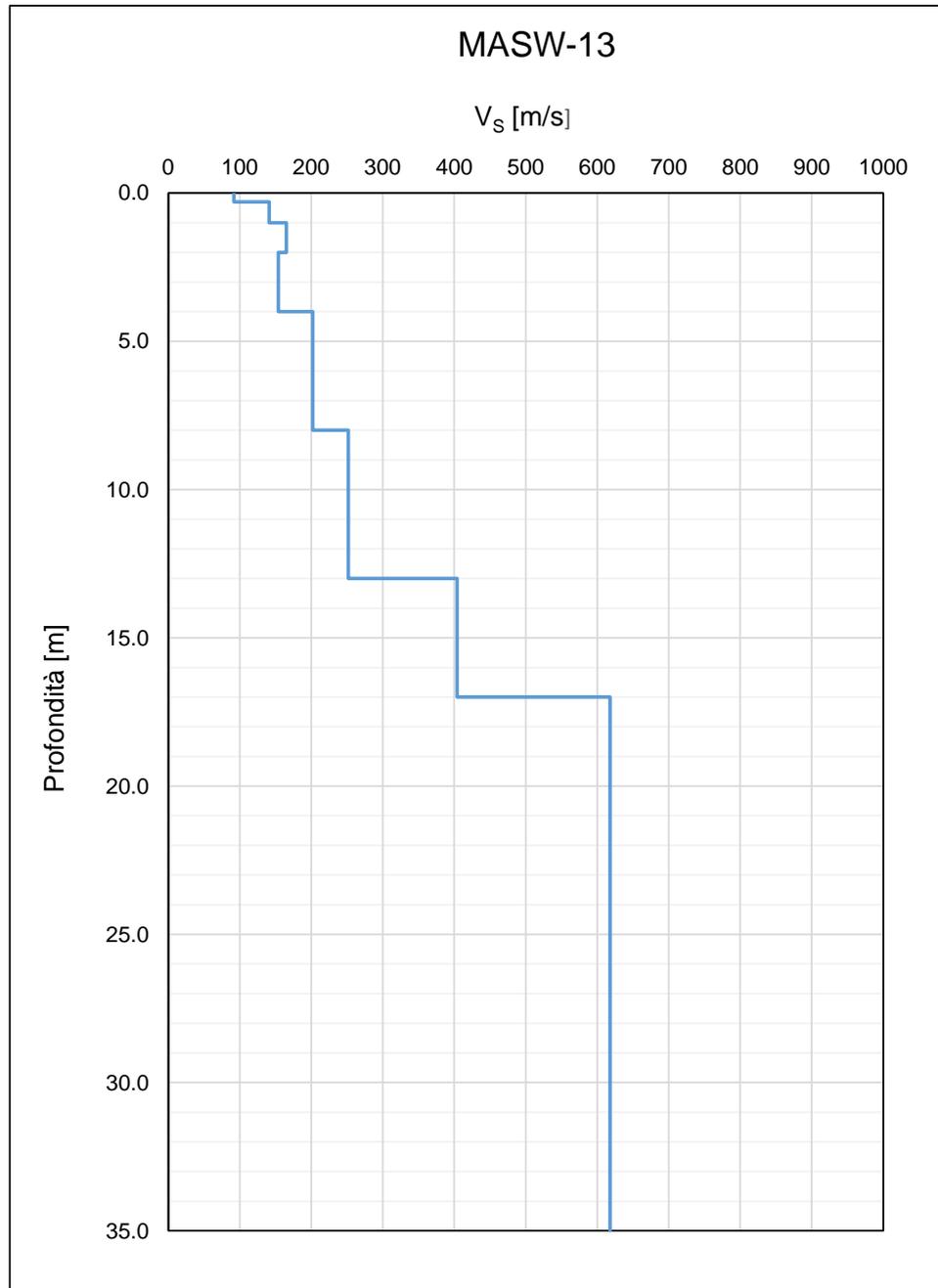
F 84. Vs da MASW-10



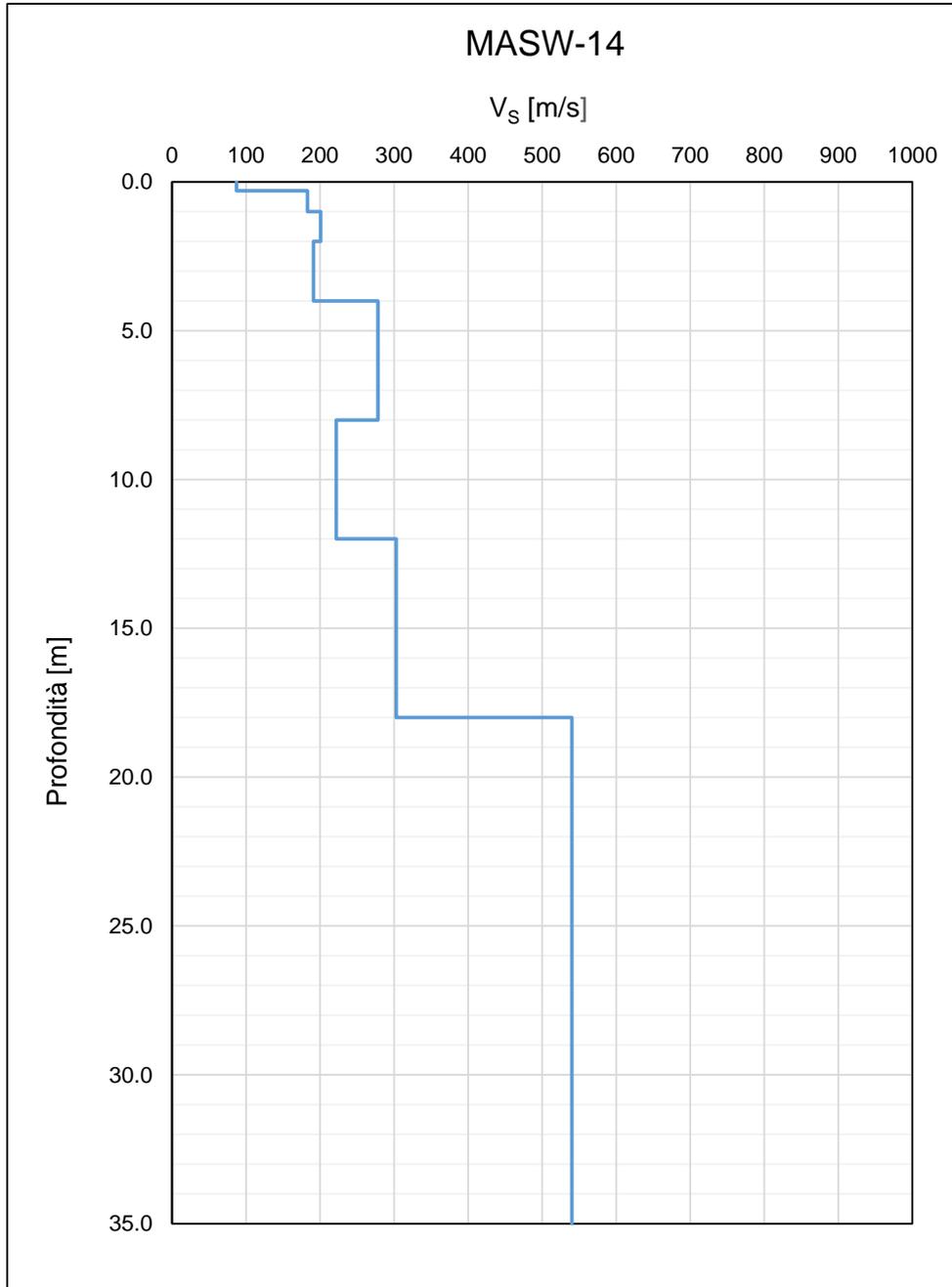
F 85. Vs da MASW-11



F 86. Vs da MASW-12

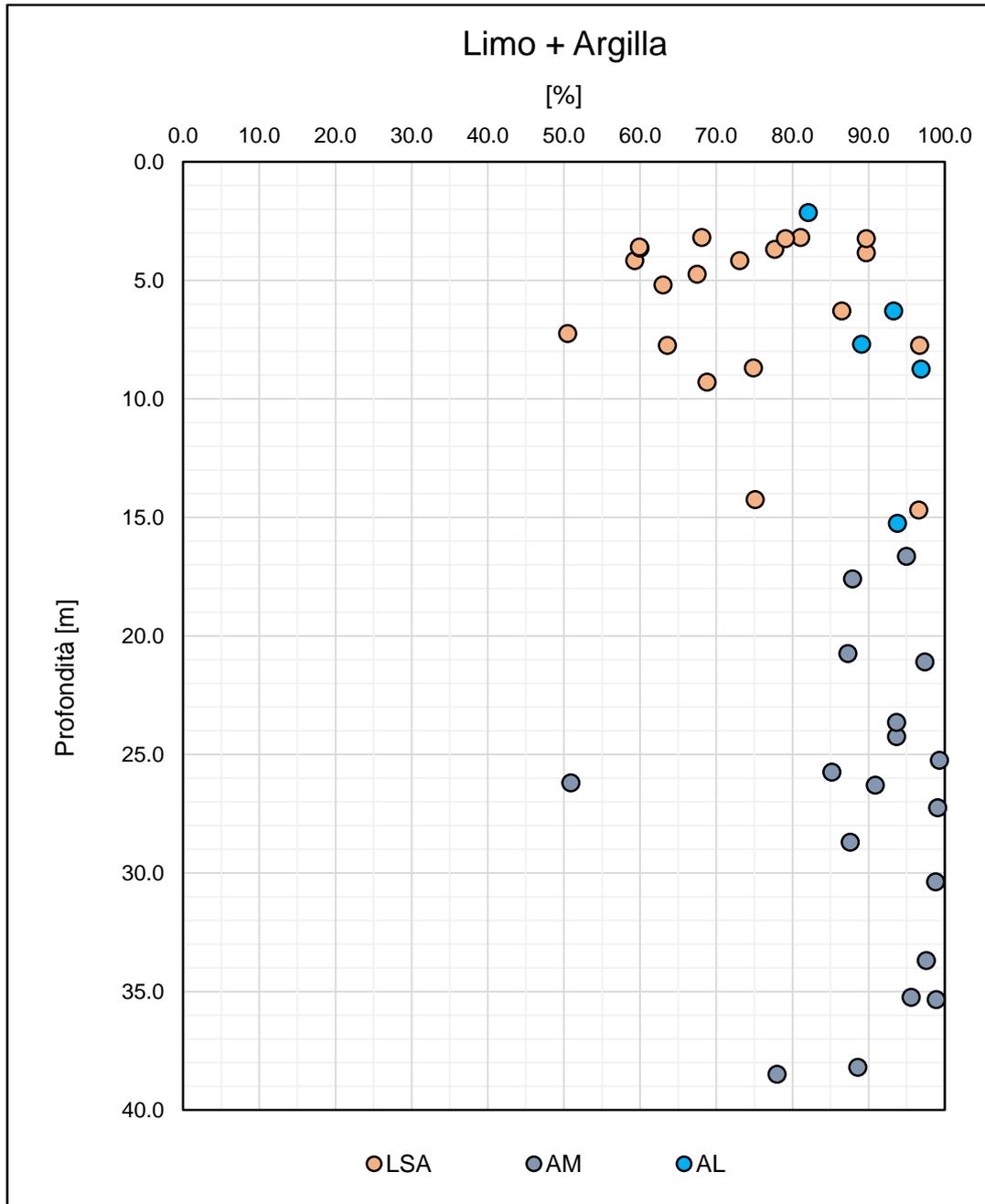


F 87.  $V_s$  da MASW-13

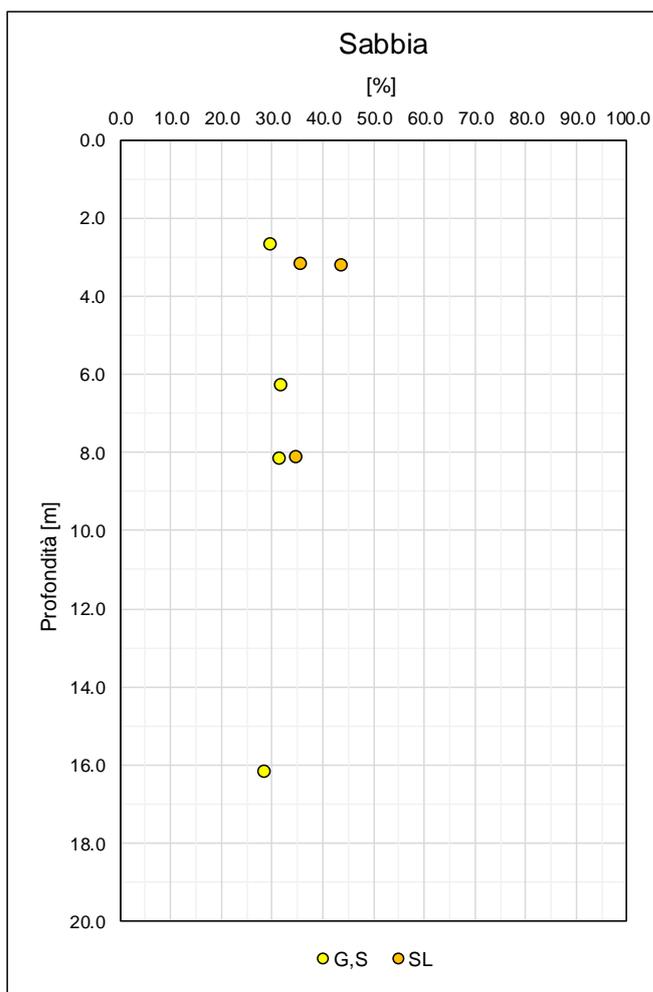
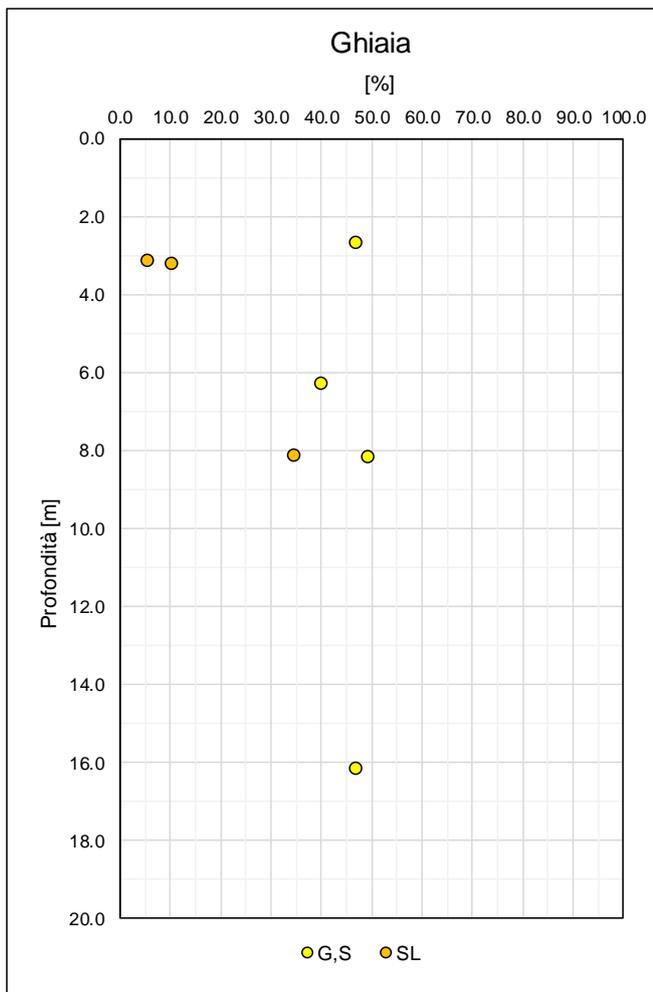


F 88.  $V_s$  da MASW-14

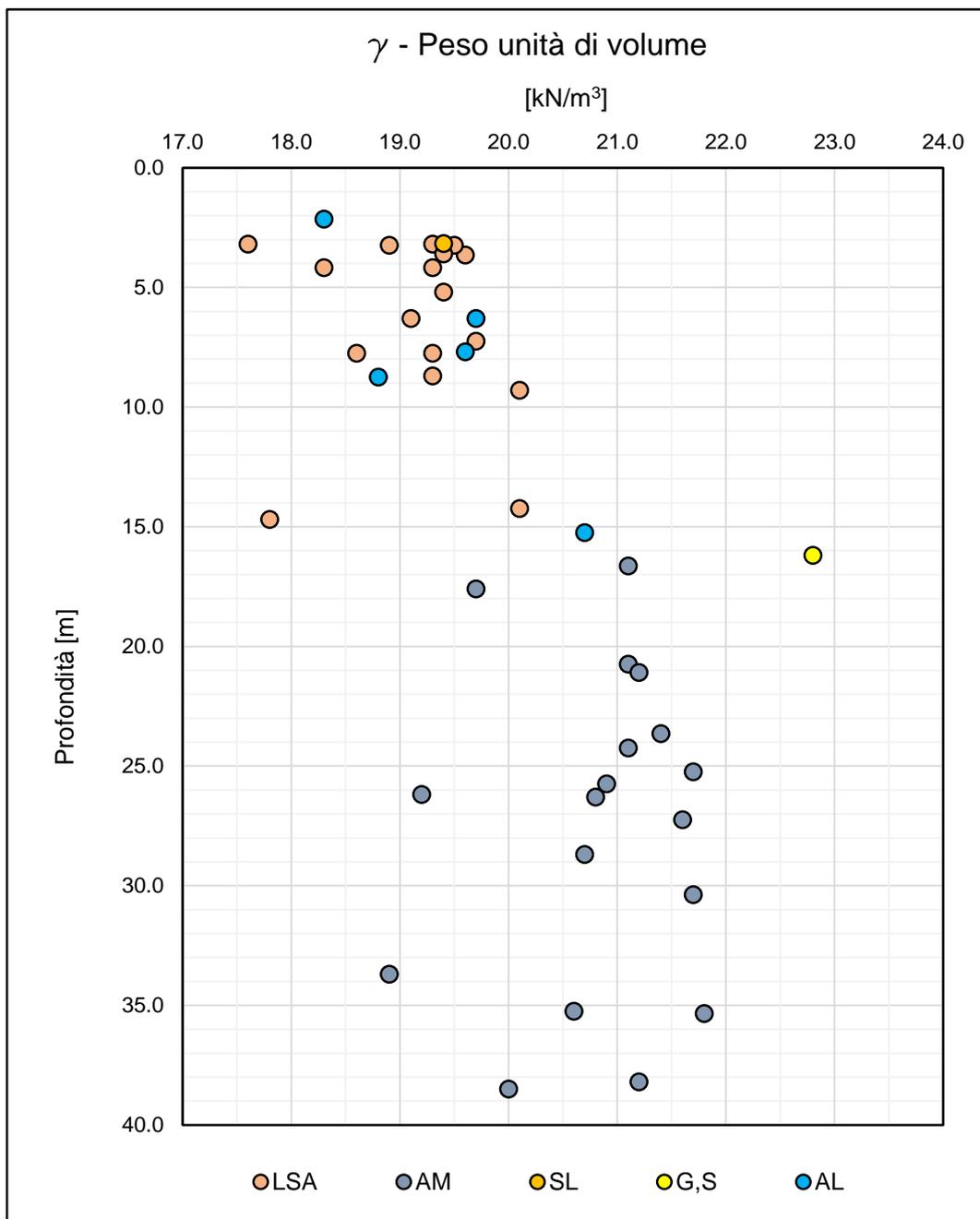
## 7.7 Granulometrie e caratteristiche fisiche



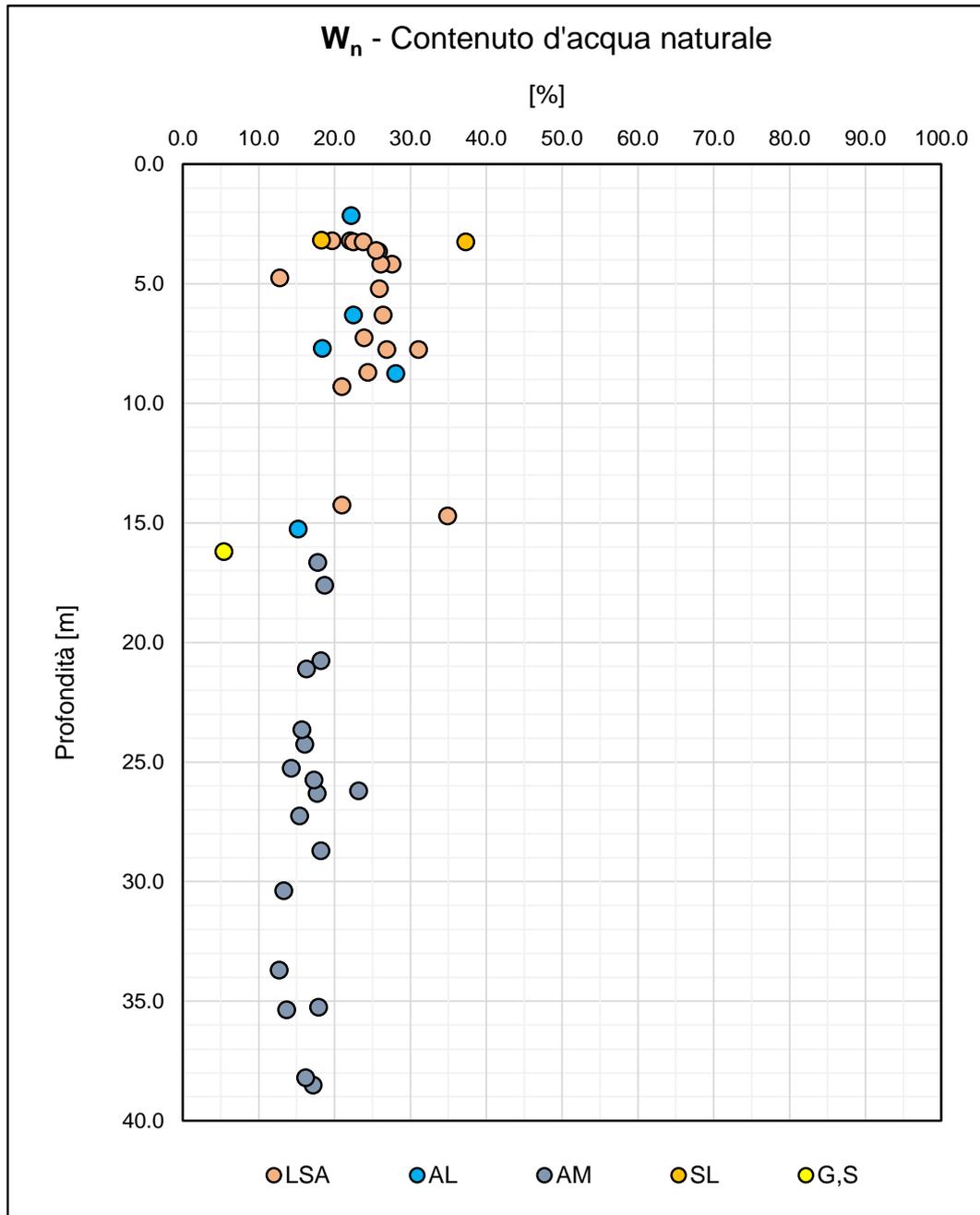
F 89. Granulometria materiali coesivi



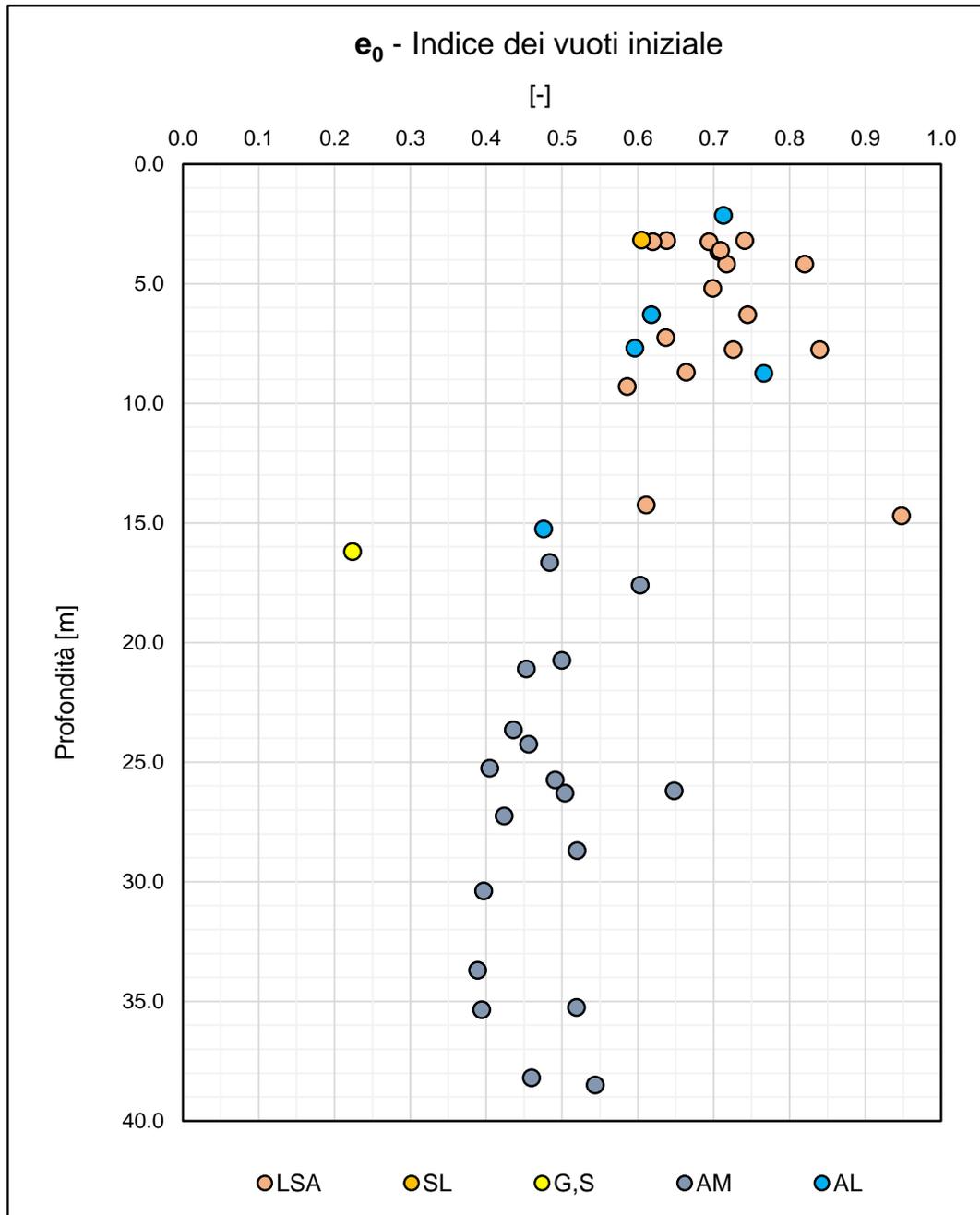
F 90. Granulometria materiali granulari



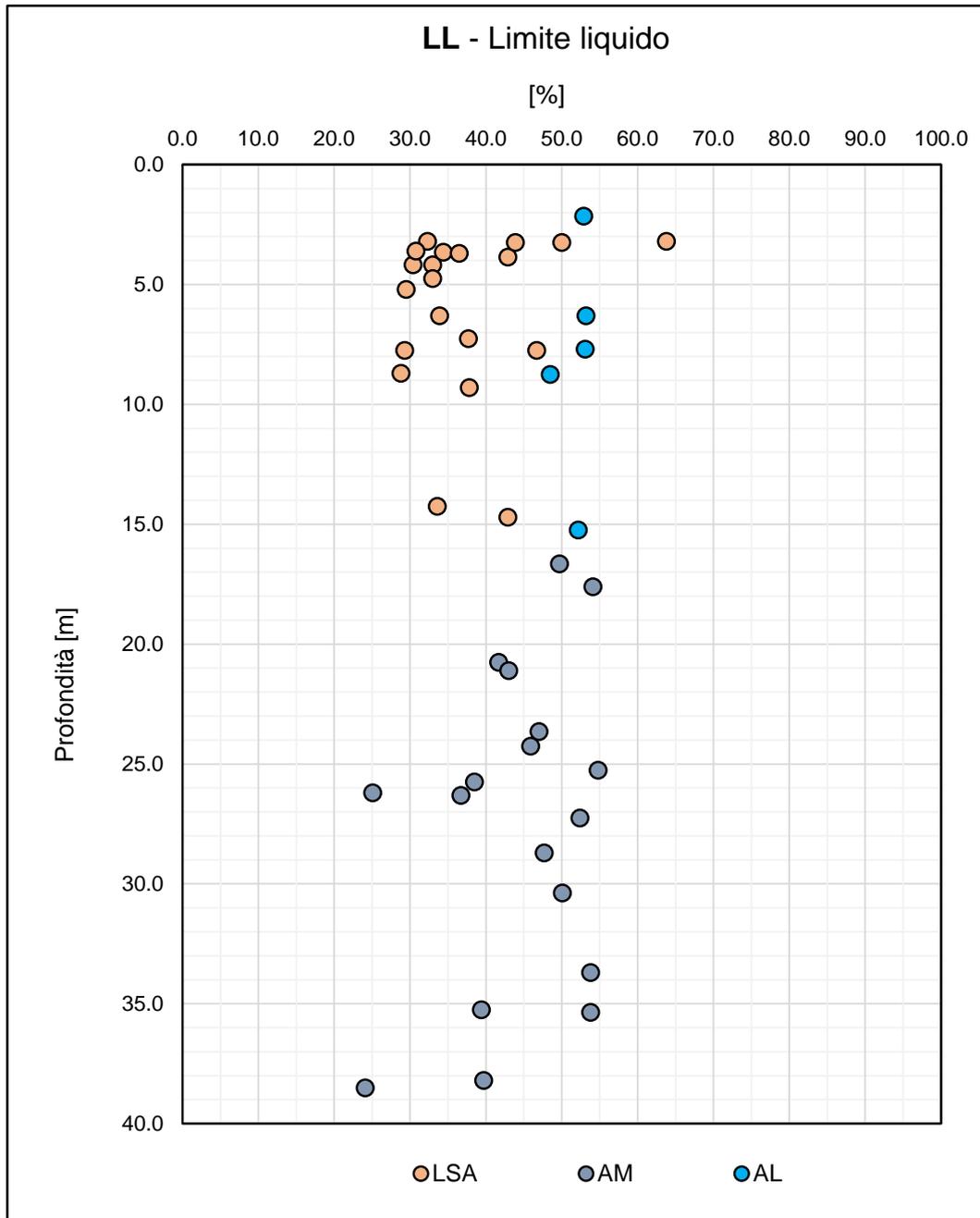
F 91. Peso dell'unità di volume



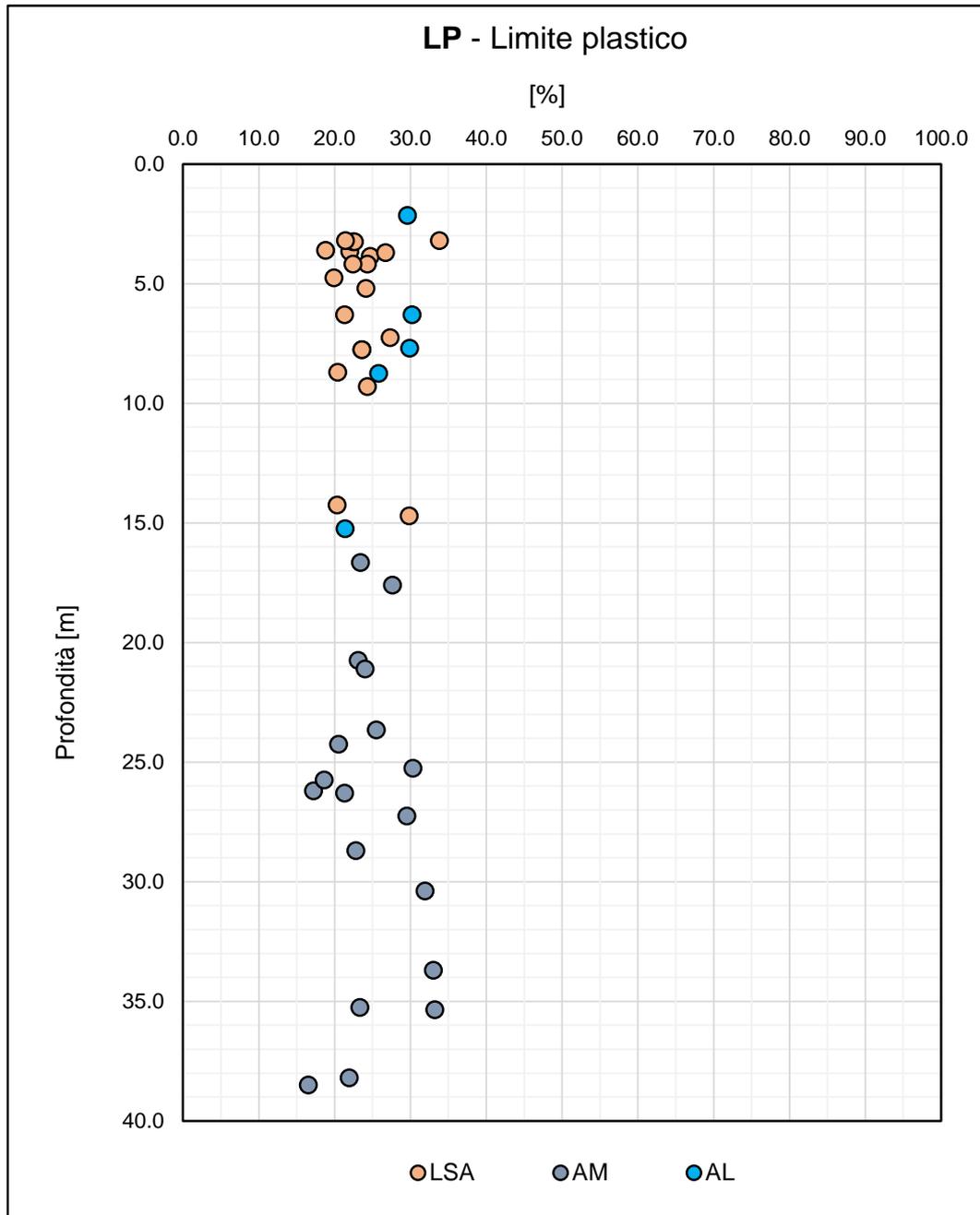
F 92. Contenuto d'acqua naturale



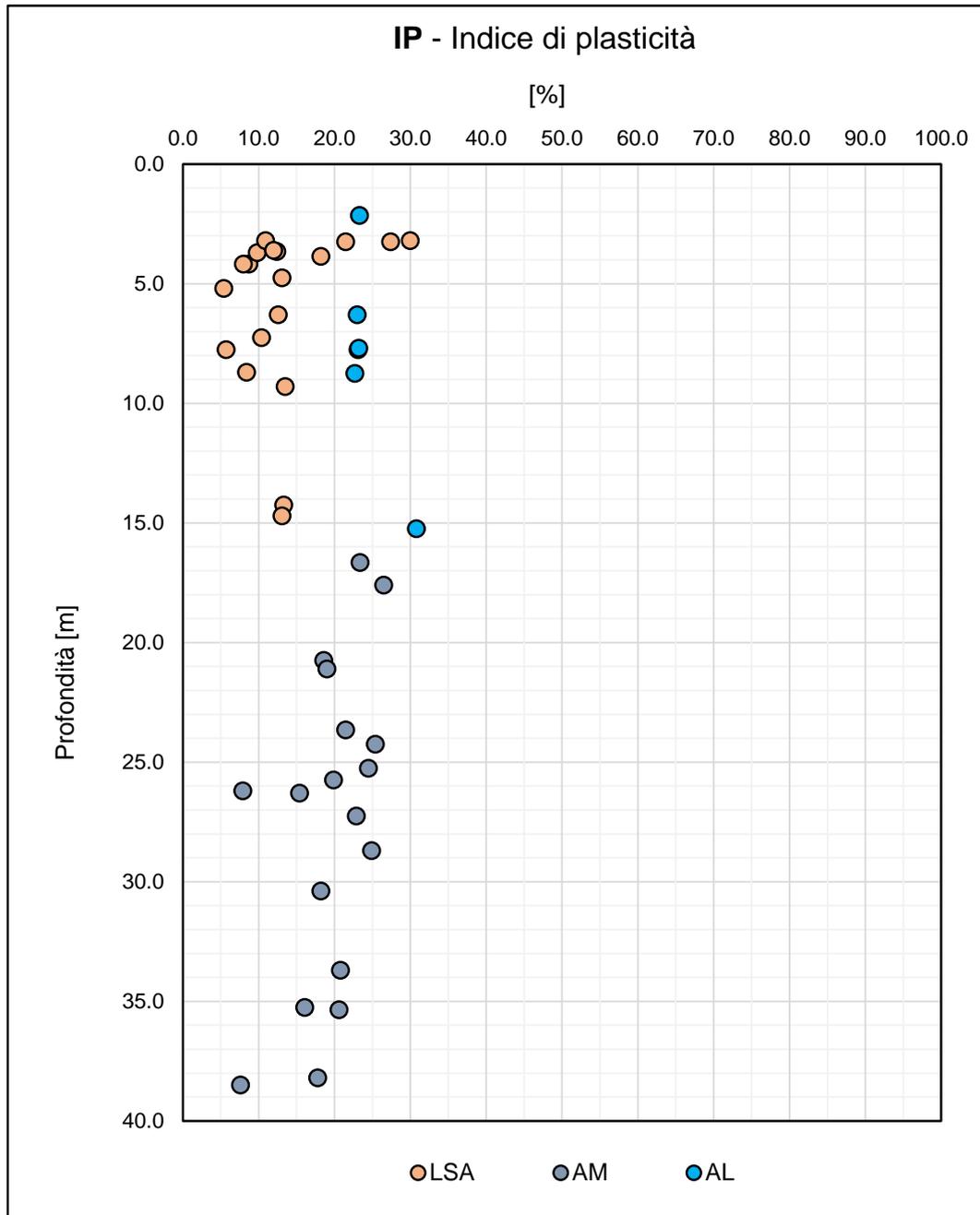
F 93. *Indice dei vuoti iniziale*



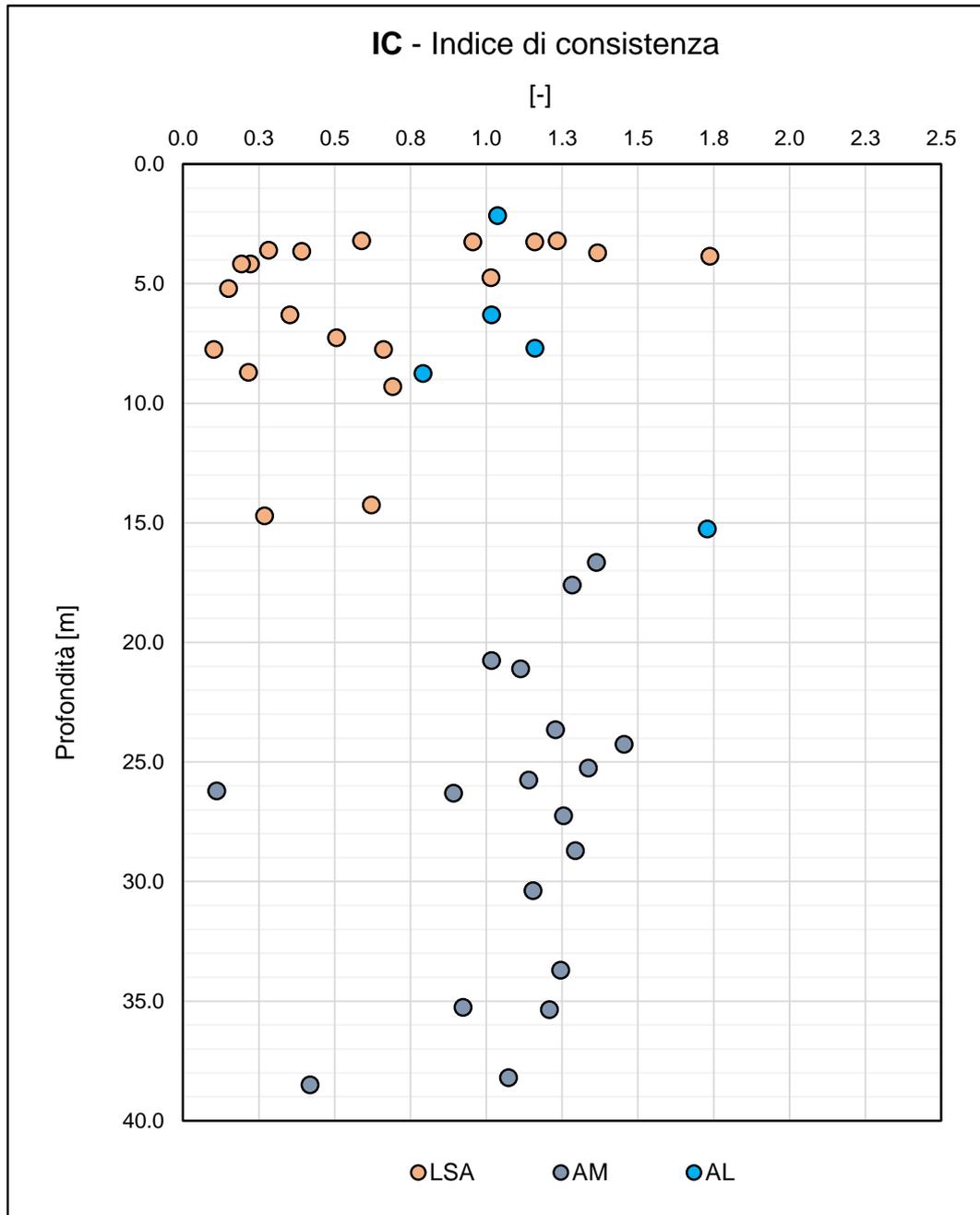
F 94. Limite Liquido



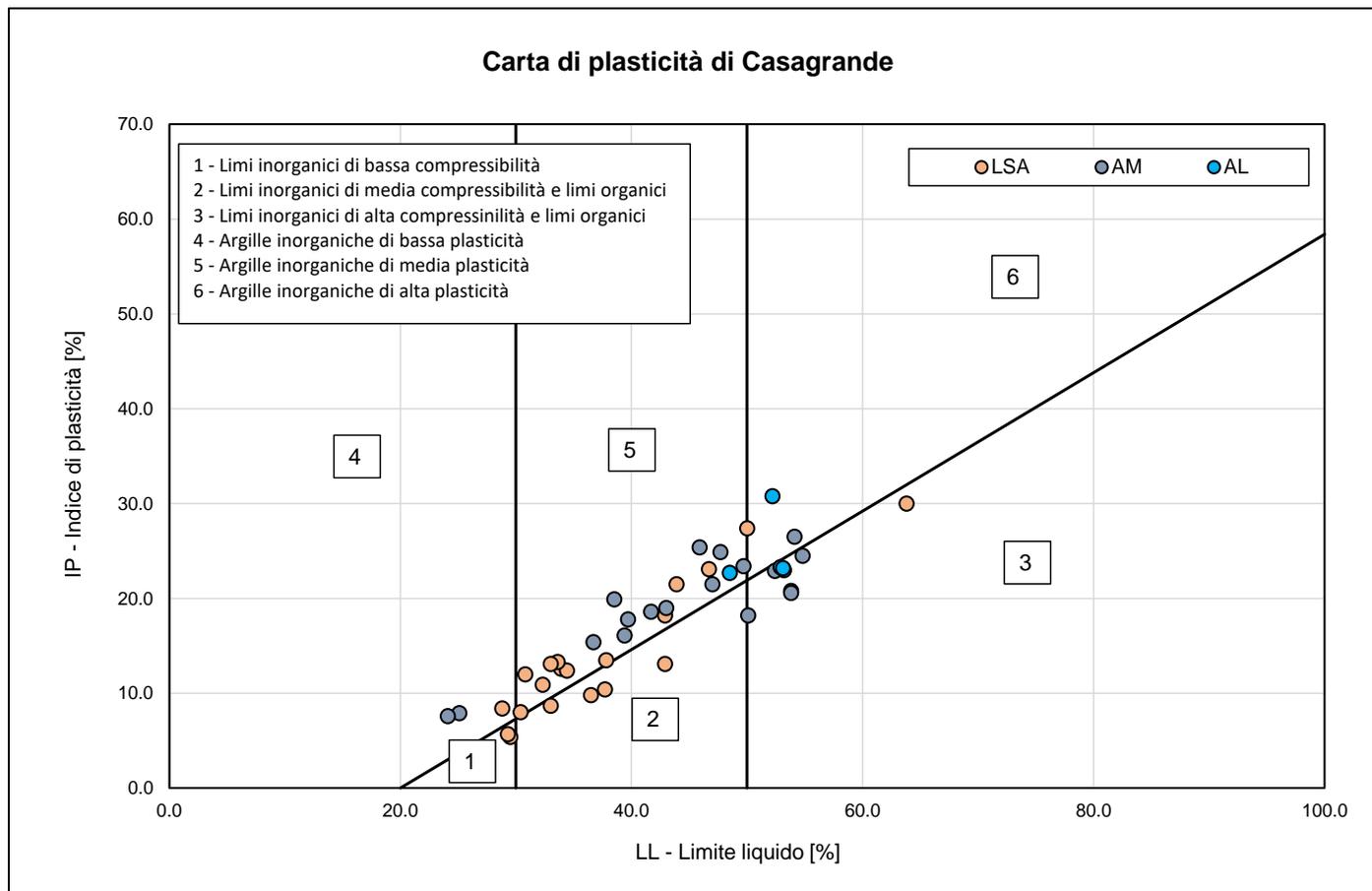
F 95. Limite Plastico



F 96. Indice di Plasticità



F 97. Indice di Consistenza



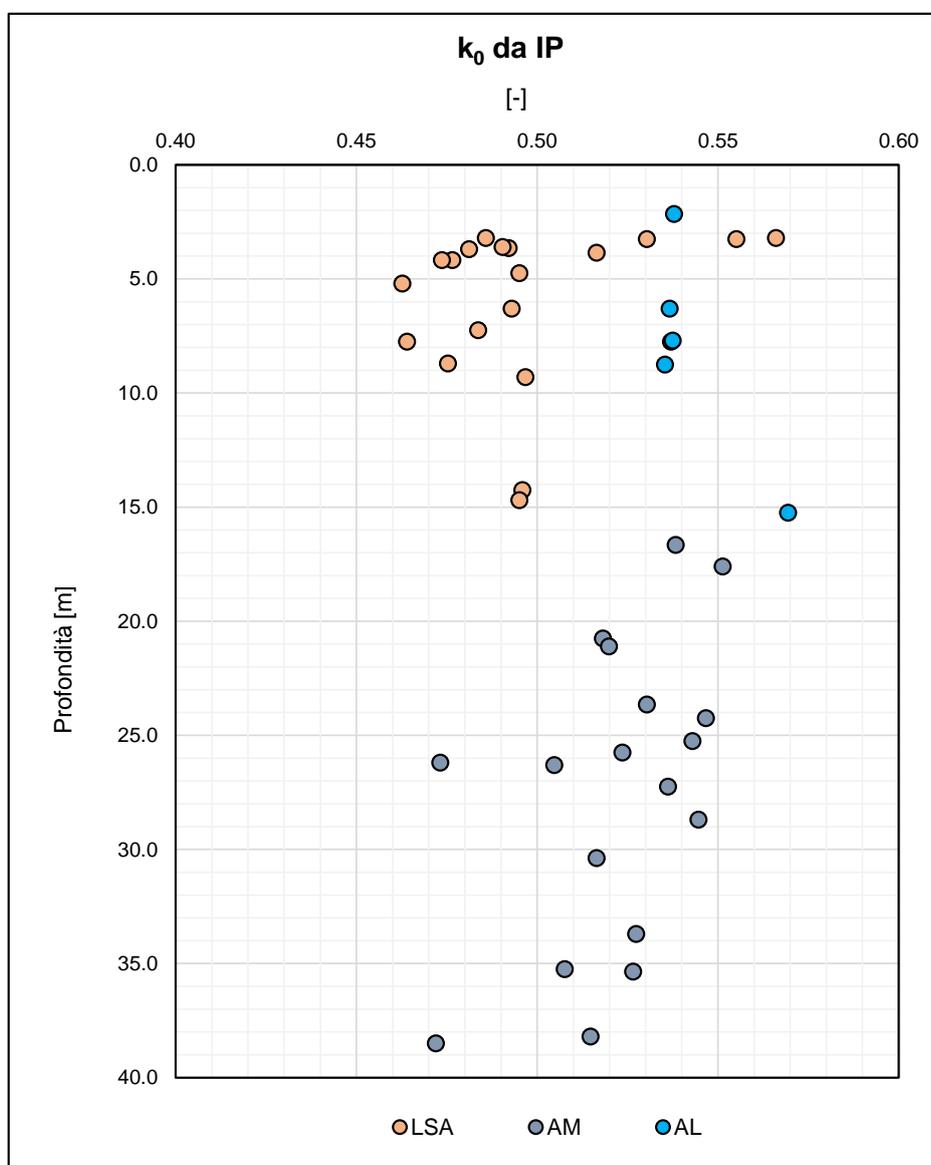
F 98. Carta di plasticità di Casagrande

## 7.8 Stato tensionale iniziale

Il coefficiente di spinta a riposo  $k_0(\text{NC})$  è stato stimato a partire dall'indice di plasticità  $I_p$  secondo la relazione proposta da Massarsch (1979):

$$k_0 = 0.44 + 0.42 \cdot (I_p/100)$$

Nella figura F85 sono riportati i valori di  $k_0(\text{NC})$  per le unità geotecniche LSA, AL e AM.



F 99. Coefficiente di spinta a riposo in funzione dell'indice di plasticità  $I_p$

Il grado di sovraconsolidazione ( $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{v0}$ ), dato dal rapporto tra la pressione di preconsolidazione  $\sigma'_p$  è stato stimato dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande e la pressione verticale efficace geostatica  $\sigma'_{v0}$  (vedi tabella T9).

*T 9. Valori di OCR da prove edometriche*

Terreno	Sondaggio	Campione	Profondità [m da p.c.]	$\sigma'_{v0}$ [kPa]	$\sigma'_p$ [kPa]	OCR
LSA	S1	CI1	4.175	79.33	456.70	5.76
LSA	S2	CI1	3.250	61.75	272.60	4.41
LSA	S6	CI1	3.650	69.35	221.50	3.19
LSA	S6bis	CI1	3.250	61.75	301.60	4.88
LSA	S7	CI1	3.200	60.80	315.00	5.18
LSA	S11	CI1	3.200	60.80	384.80	6.33
LSA	S12bis	CI1	3.600	68.40	156.90	2.29
LSA	S25	CI1	4.175	79.33	160.90	2.03
LSA	S26	CI1	5.200	98.80	313.10	3.17
LSA	S26	CI3	14.700	279.30	83.9	0.30
SL	S3	CI1	3.175	60.33	229.20	3.80
AL	S13	CI1	2.150	41.93	300.00	7.16
AL	S13	CI2	6.300	122.85	246.50	2.01
AM	S24	CI1	26.300	387.00	264.00	0.68
AM	S7	CI3	33.700	473.00	1242.30	2.63

I valori del grado di sovraconsolidazione non sono del tutto attendibili a causa probabilmente del disturbo dei campioni durante le operazioni campionamento e di fustellamento. Di conseguenza nel seguito saranno adottati i seguenti valori di OCR

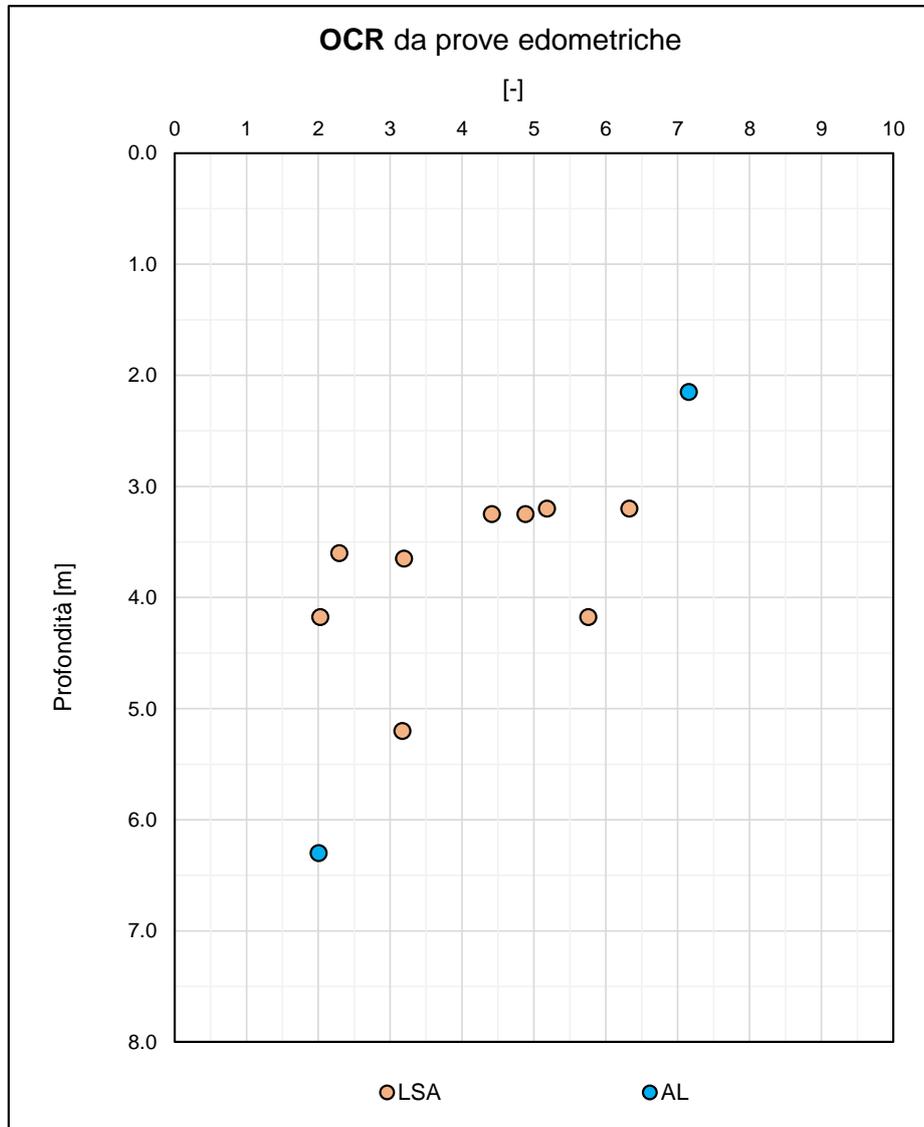
LSA e AL                      OCR = variabile da 3 a 1 per profondità comprese tra 0.0 e 10.0 m dal p.c.

AM                              OCR = 1

A partire da tali valori di OCR e dai valori dei coefficienti di spinta a riposo  $k_0(NC)$ , precedentemente ottenuti, si sono stimati i coefficienti  $k_0(OCR)$  secondo la seguente relazione:

$$k_0(OCR) = k_0(NC) \cdot OCR^\alpha$$

con  $\alpha = 0.5$



F 100. Grado di sovraconsolidazione (OCR) da prove edometriche

## 7.9 Caratteristiche di resistenza in terreni coesivi

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$  di materiali coesivi è stata valutata facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio e all'interpretazione delle prove in situ (CPT, SPT, MPT e DRT).

Nei paragrafi successivi vengono riportati i risultati per le unità geotecniche LSA, AL e AM.

### 7.9.1 Resistenza al taglio non drenata

#### 7.9.1.1 Unità geotecnica LSA

##### Resistenza al taglio non drenata da prove di laboratorio

Nelle seguenti tabelle T10÷T12 sono riportati i risultati ottenuti dalle prove TX-UU, TX-CIU e ELL.

T 10. Risultati delle prove triassiali TX-CIU

Sondaggio	Camp.	Prof.	TX-CIU			
			$\sigma'_{vo}$	$c_u$	$\sigma'_c$	$c_u/\sigma'_c$
[n]	[n]	[m da p.c.]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]
S6	CI1	3.650	69.35	69.00	50.00	1.38
				89.00	100.00	0.89
				106.00	150.00	0.71
S7	CI1	3.200	60.80	90.00	75.00	1.20
				130.00	150.00	0.87
				144.00	250.00	0.58
S25	CI2	9.300	176.70	71.00	100.00	0.71
				100.00	200.00	0.50
				121.00	300.00	0.40
S26	CI1	5.200	98.80	103.00	50.00	2.06
				129.00	100.00	1.29
				178.00	200.00	0.89

*T 11. Risultati delle prove triassiali TX-UU*

Sondaggio	Camp.	Prof.	TX-UU
			$c_u$
[n]	[n]	[m da p.c.]	[kPa]
S6	CI2	7.250	35.00
S11	CI1	3.200	262.00
S25	CI1	4.175	28.00
S26	CI2	7.750	19.00
S26	CI3	14.700	28.00
Svi-1	CI2	7.750	35.00
Sv-i-2	CI1	6.300	104.00

*T 12. Risultati delle prove ELL*

Sondaggio	Camp.	Prof.	ELL
			$c_u$
[n]	[n]	[m da p.c.]	[kPa]
S2	CI1	3.250	119
S6bis	CI1	3.250	111.5

Nelle prove consolidate non drenate (TX-CIU) e non consolidate non drenate (TX-UU) la resistenza al taglio non drenata  $c_u$  è stata assunta pari al valore a rottura dello sforzo di taglio  $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ , espresso in termini di tensioni totali.

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

Resistenza al taglio non drenata da prove pressiometriche MPT

Nella seguente tabella T13 sono riportati i risultati ottenuti dai certificati delle prove pressiometriche.

T 13. Risultati delle prove pressiometriche MPT

Sondaggio	Prof.	MPT
		$c_u$
[n]	[m da p.c.]	[kPa]
S2	7.00	98.00
S25	7.00	39.00
S19	5.50	150.00
S19	14.50	102.00

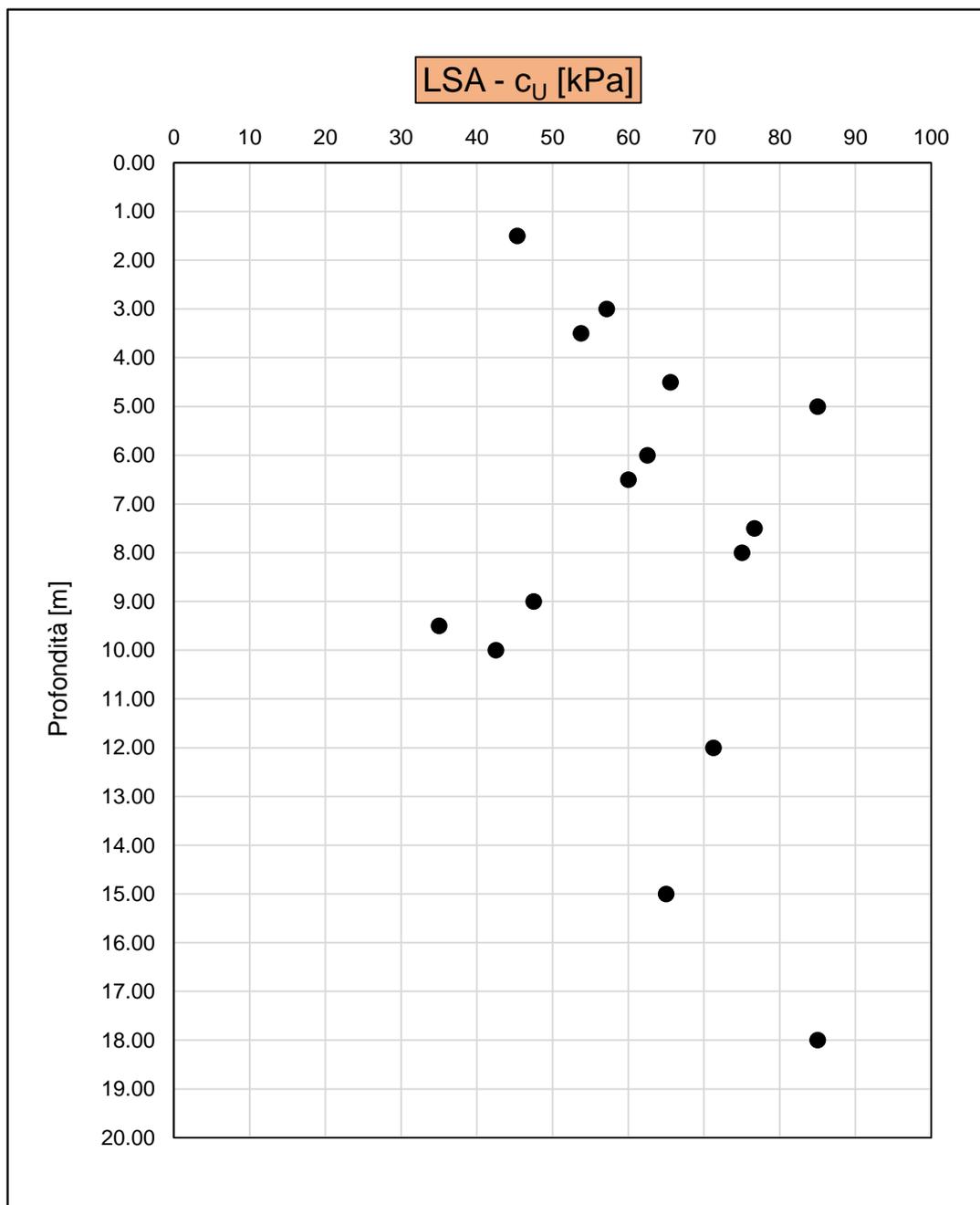
Resistenza al taglio non drenata da Pocket Penetrometers

Le prove con pocket penetrometers hanno restituito valori di  $c_u$  generalmente compresi tra 18 e 38 kPa. Localmente, dove si rinvenivano strati con frazione sabbiosa più consistente e presenza di ghiaie poligeniche da sub-arrotondate ad arrotondate, si sono stimati valori di  $c_u$  più elevati e compresi in genere tra 60 e 125 kPa.

Resistenza al taglio non drenata da prove penetrometriche SPT

Nella figura F101 sono riportate le stime di  $c_u$  ricavate dai valori medi per profondità di  $N_{SPT}$  secondo le relazioni proposte da Stroud & Butler (1975):

### Stima di $c_u$ da prove $N_{SPT}$

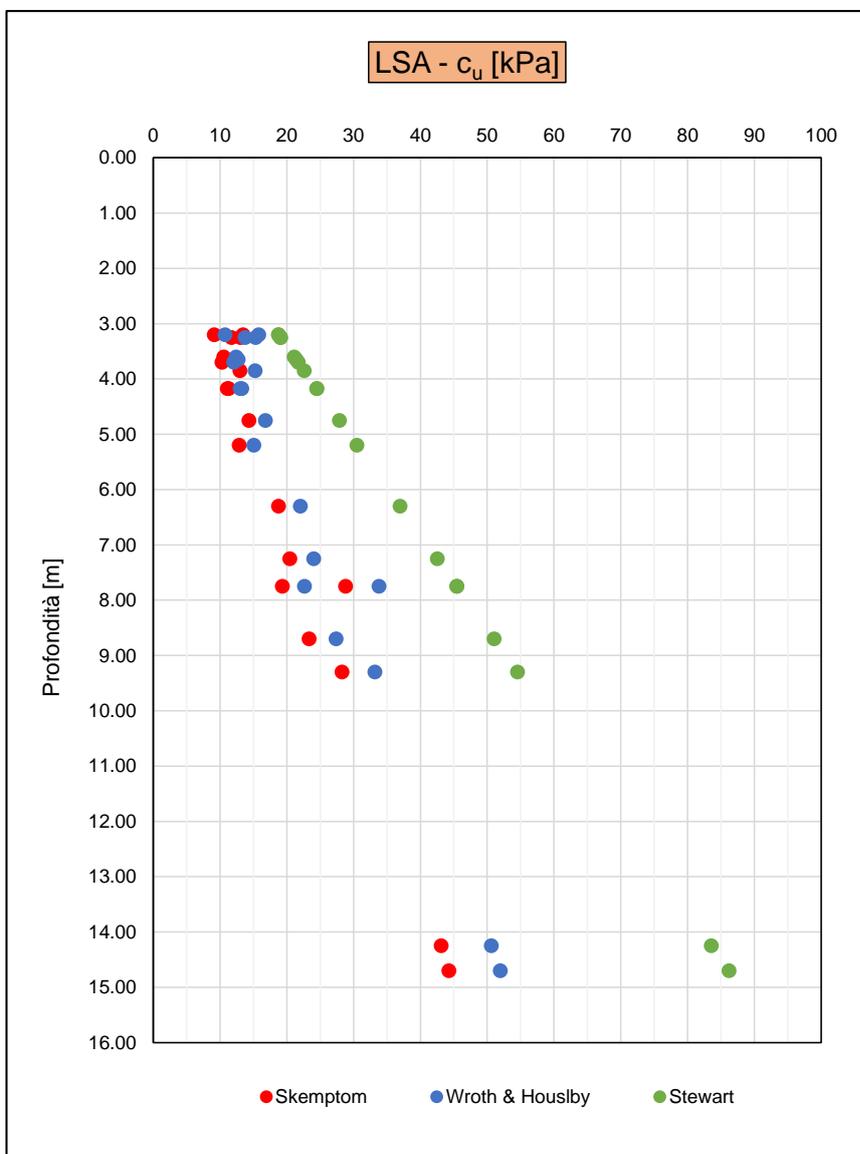


F 101. Stima di  $c_u$  da  $N_{SPT}$  (Stroud & Butler, 1995)

Resistenza al taglio non drenata da parametri indice

Nella figura F102 sono riportate le stime di  $c_u$  a partire dal parametro Indice di plasticità (IP) e dal grado di sovraconsolidazione (OCR) secondo le correlazioni proposte da Skempton (1957), Wroth & Housby (1985) e Stewart (1992). Nelle relazioni il grado di sovraconsolidazione (OCR) è stato assunto pari a 2.

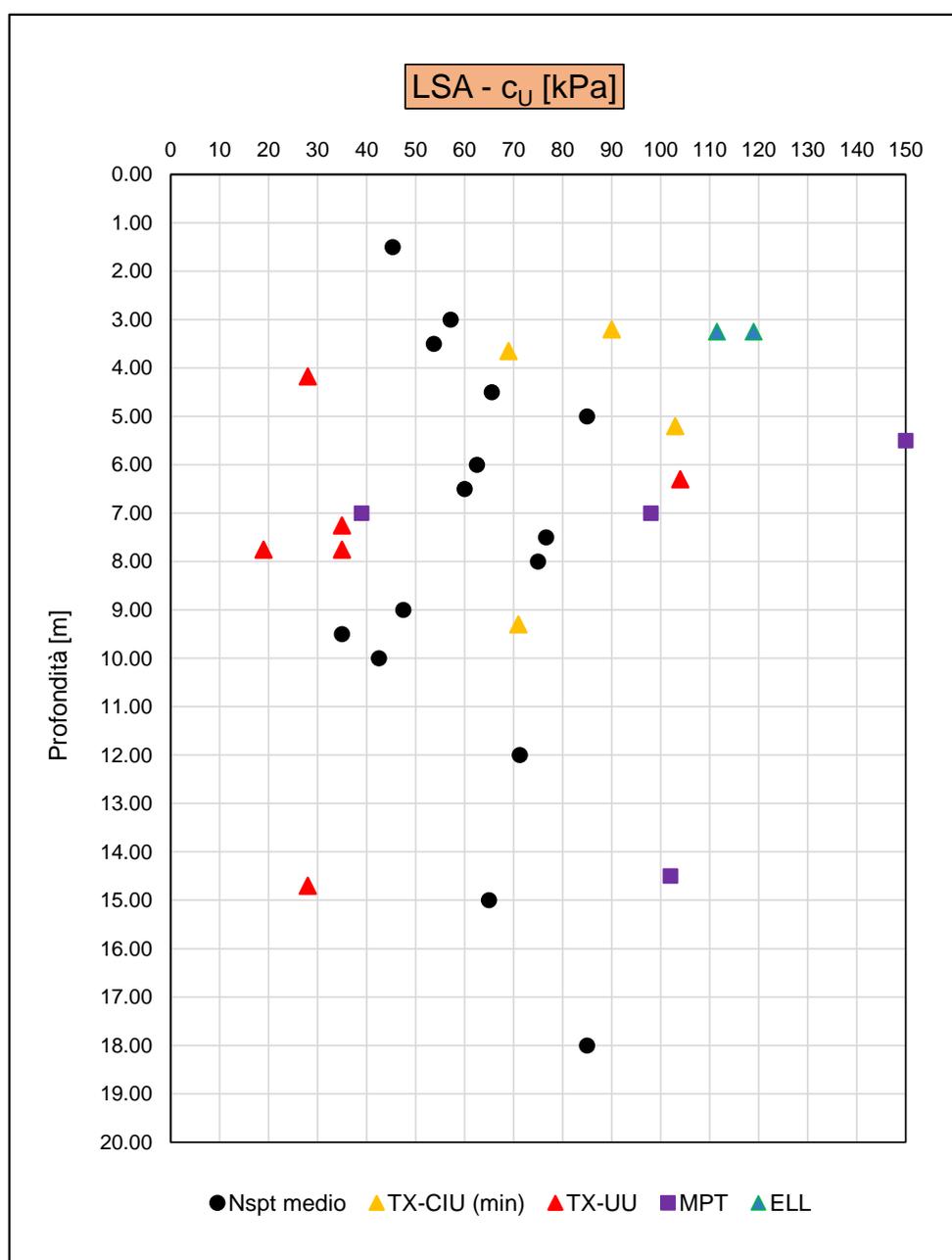
**Stima di  $c_u$  da parametri indice**



F 102. Stima di  $c_u$  da parametri indice

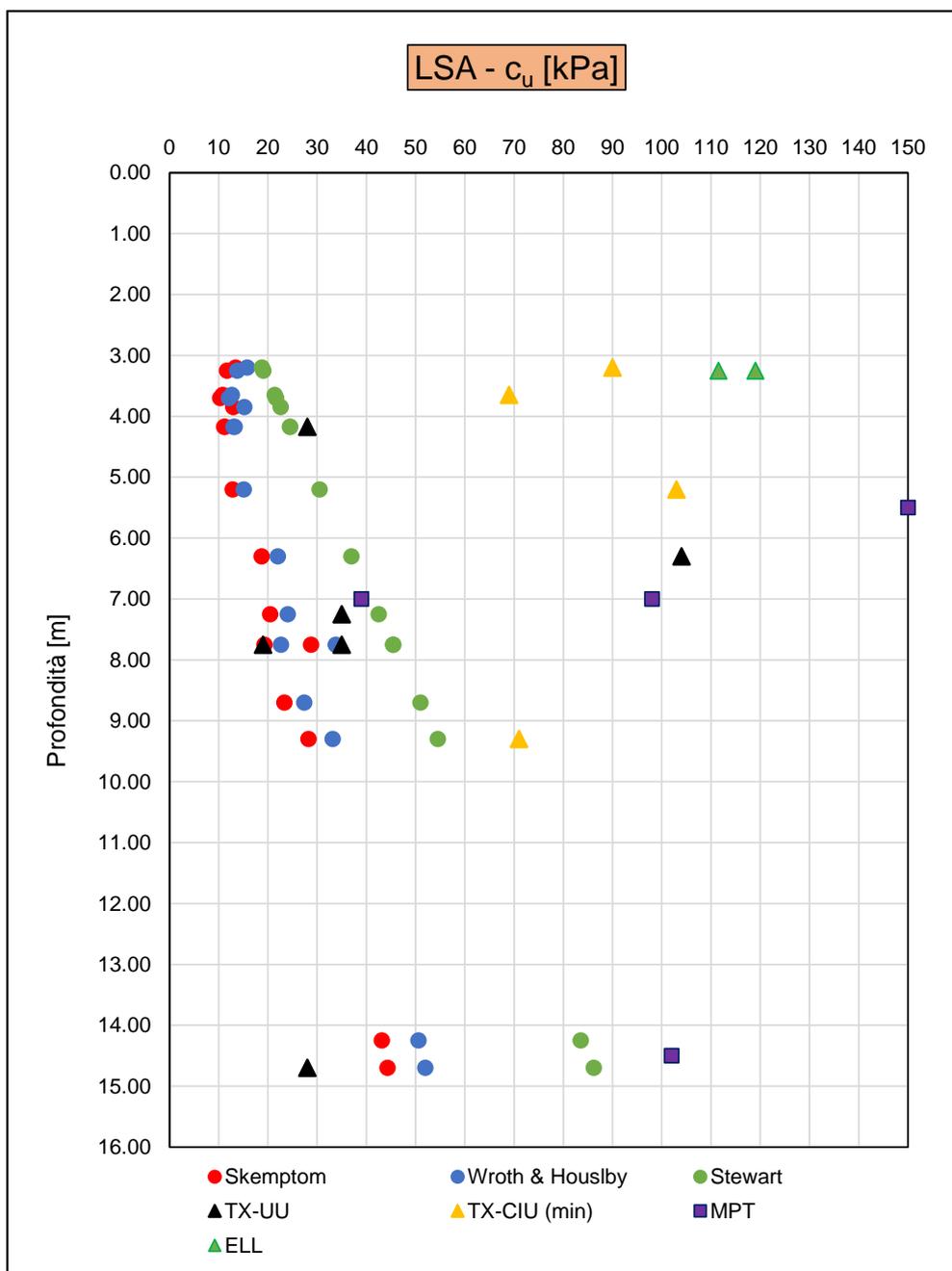
Nelle figure F103 e F104 sono messi a confronto i valori di resistenza al taglio non drenata  $c_u$  calcolati a partire dai valori medi per profondità di  $N_{SPT}$  e da parametri indice con quelli acquisiti nelle prove di laboratorio e nella prova pressiometrica.

### Confronto di $c_u$ da $N_{SPT}$ con prove di laboratorio e MPT



F 103. Confronto di  $c_u$  da  $N_{SPT}$  con prove di laboratorio e MPT

### Confronto di $c_u$ da parametri indice con prove di laboratorio e MPT



F 104. Confronto di  $c_u$  da parametri indice con prove di laboratorio e MPT

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 149 di 289

Resistenza al taglio non drenata da prove penetrometriche CPT

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$ , è stata stimata sulla base della seguente espressione (Lunne et al., 1985).

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_K}$$

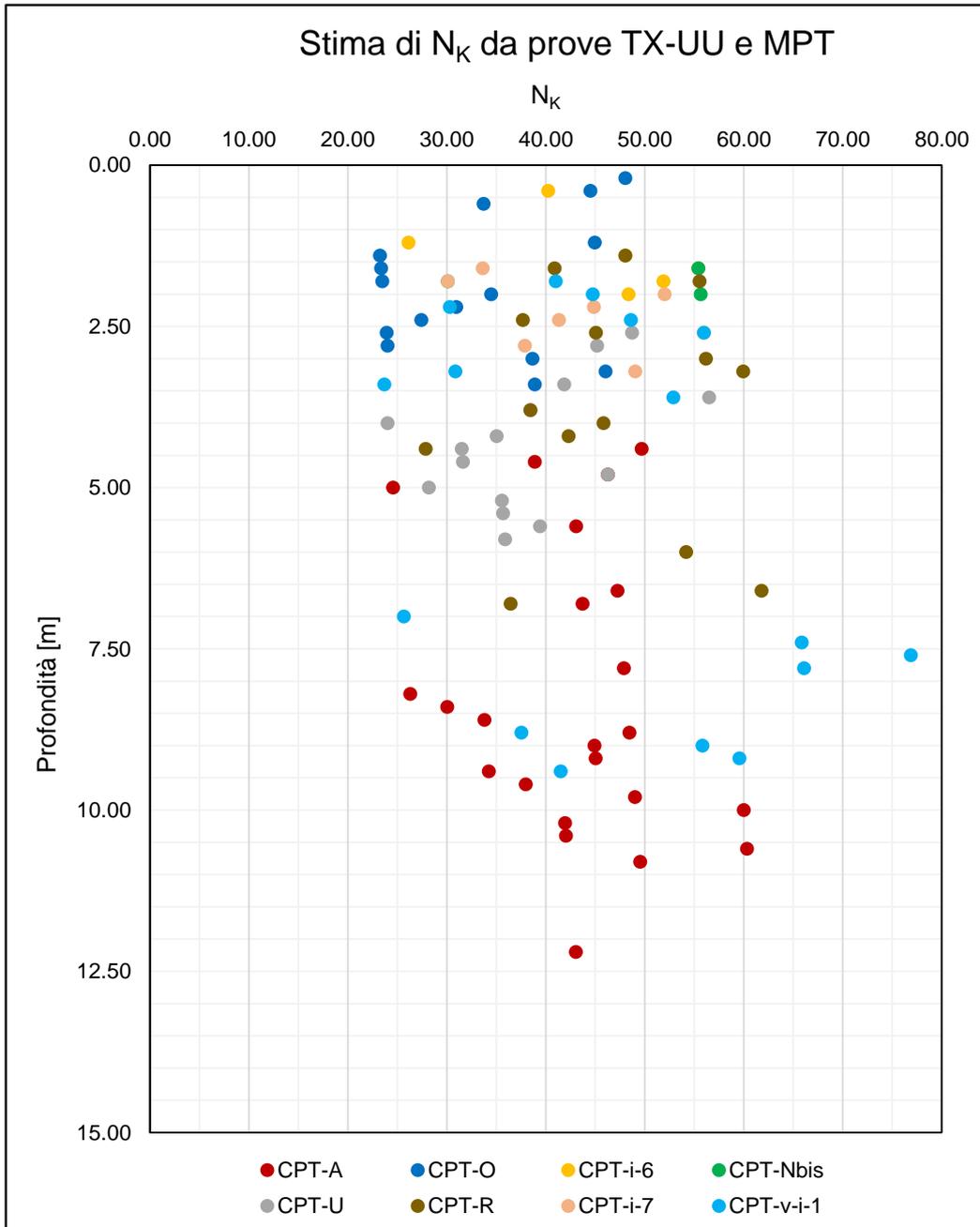
Il valore di  $N_K$  è stato determinato empiricamente calibrando le resistenze alla punta con i valori di  $c_u$  misurati nelle prove di laboratorio TX-UU e nella prove pressiometrica MPT (vedi figura F105). Le prove CPT prese come riferimento sono quelle più rappresentative dell'unità geotecnica LSA.

Da un esame dei risultati ottenuti si è scelto di adottare un valore di  $N_K$  pari a 35.

In figura F106 sono riportati i valori di resistenza al taglio  $c_u$  stimati

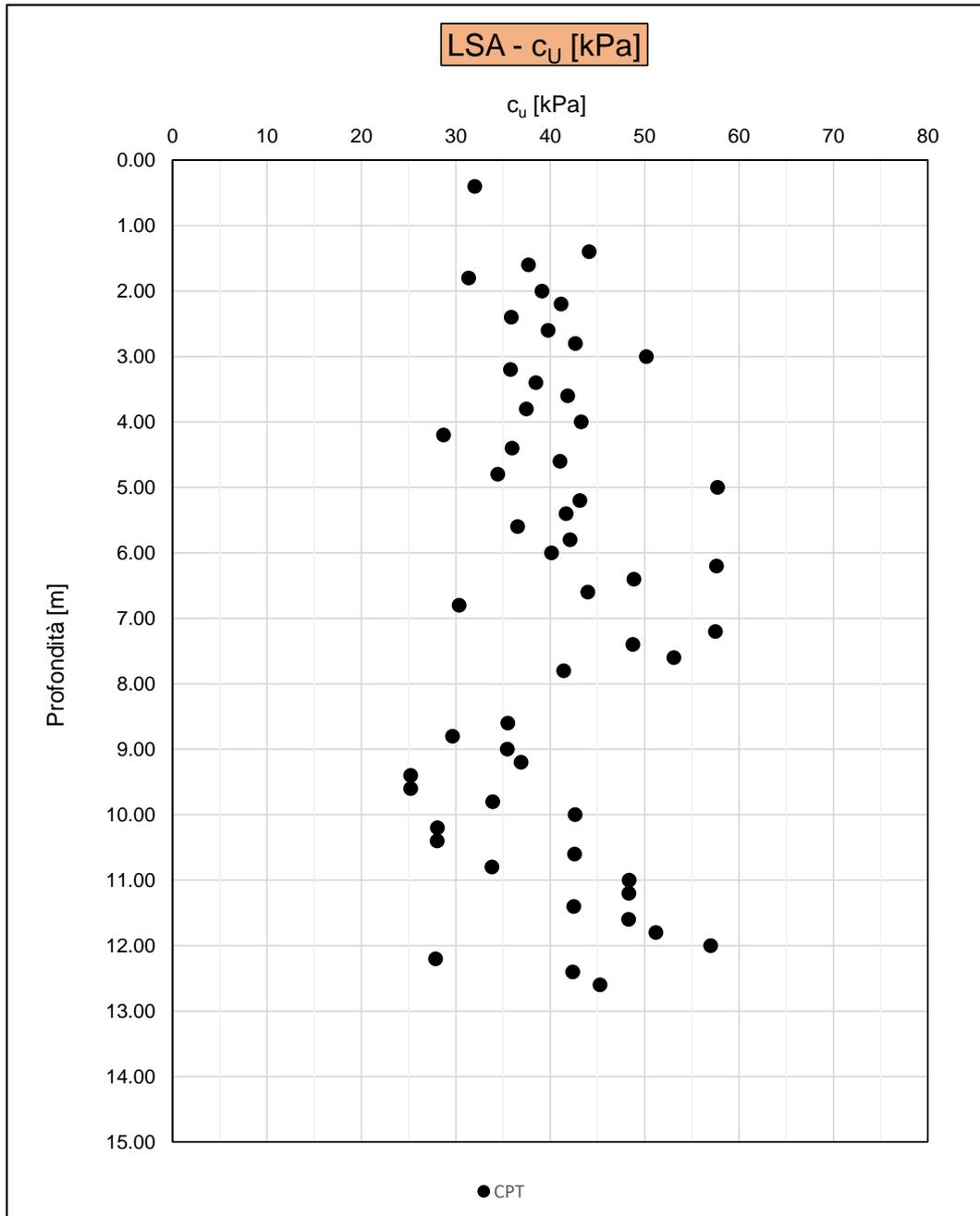
Nella figura F107 sono riportate le stime di  $c_u$  ricavate dai valori medi per profondità a partire dai risultati delle prove penetrometriche messi a confronto con i risultati ottenuti dalle prove di laboratorio e pressiometriche.

### Stima di $N_k$ da prove TX-UU e da MPT



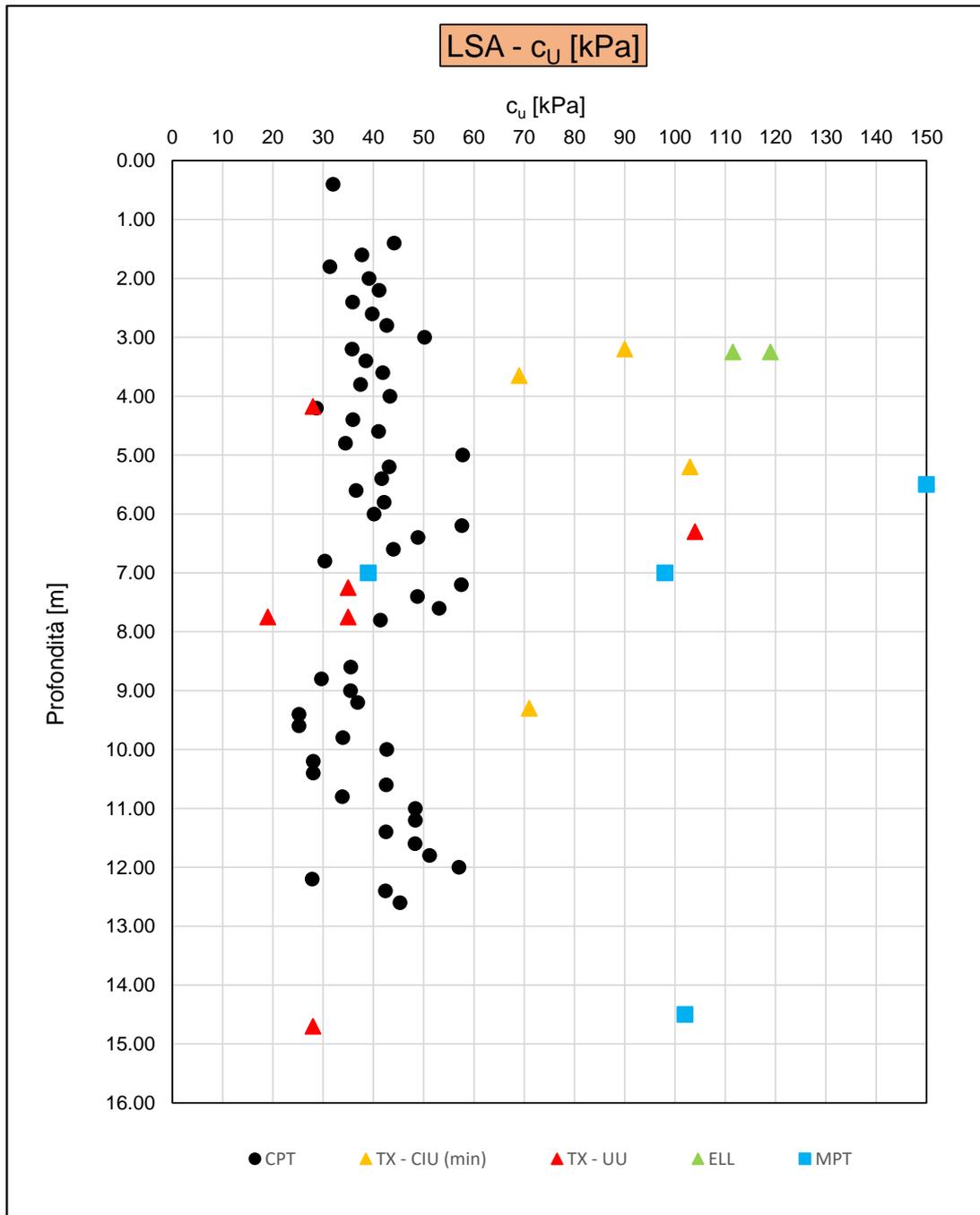
F 105. Stima di  $N_k$  da prove di laboratorio e da pressiometrica

### Stima di $c_u$ medio da prove CPT



F 106. Stima di  $c_u$  medio da prove penetrometriche con  $N_{\kappa}=35$

### Confronto di $c_u$ medio da prove CPT con prove di laboratorio e MPT



F 107. Confronto di  $c_u$  medio da CPT con prove di laboratorio e MPT

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.</b> <b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO</b> <b>LOTTO 2</b> <b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

### 7.9.1.2 Unità geotecnica AL

#### Resistenza al taglio non drenata da prove di laboratorio

Nelle seguenti tabelle T14 e T15 sono riportati i risultati ottenuti dalle prove TX-UU e TX-CIU.

*T 14. Risultati delle prove triassiali TX-CIU*

Sondaggio	Camp.	Prof.	TX-CIU			
			$\sigma'_{vo}$	$c_u$	$\sigma'_c$	$c_u/\sigma'_c$
[n]	[n]	[m da p.c.]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]
S13	CI1	2.150	41.93	69.00	50.00	1.38
				85.00	100.00	0.85
				116.00	200.00	0.58

*T 15. Risultati delle prove triassiali TX-UU*

Sondaggio	Camp.	Prof.	TX-UU
			$c_u$
[n]	[n]	[m da p.c.]	[kPa]
S1	CI2	7.700	137.00
S10	CI2	15.25	266.00
S13	CI2	6.300	133.00

Nelle prove consolidate non drenate (TX-CIU) e non consolidate non drenate (TX-UU) la resistenza al taglio non drenata  $c_u$  è stata assunta pari al valore a rottura dello sforzo di taglio  $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ , espresso in termini di tensioni totali.

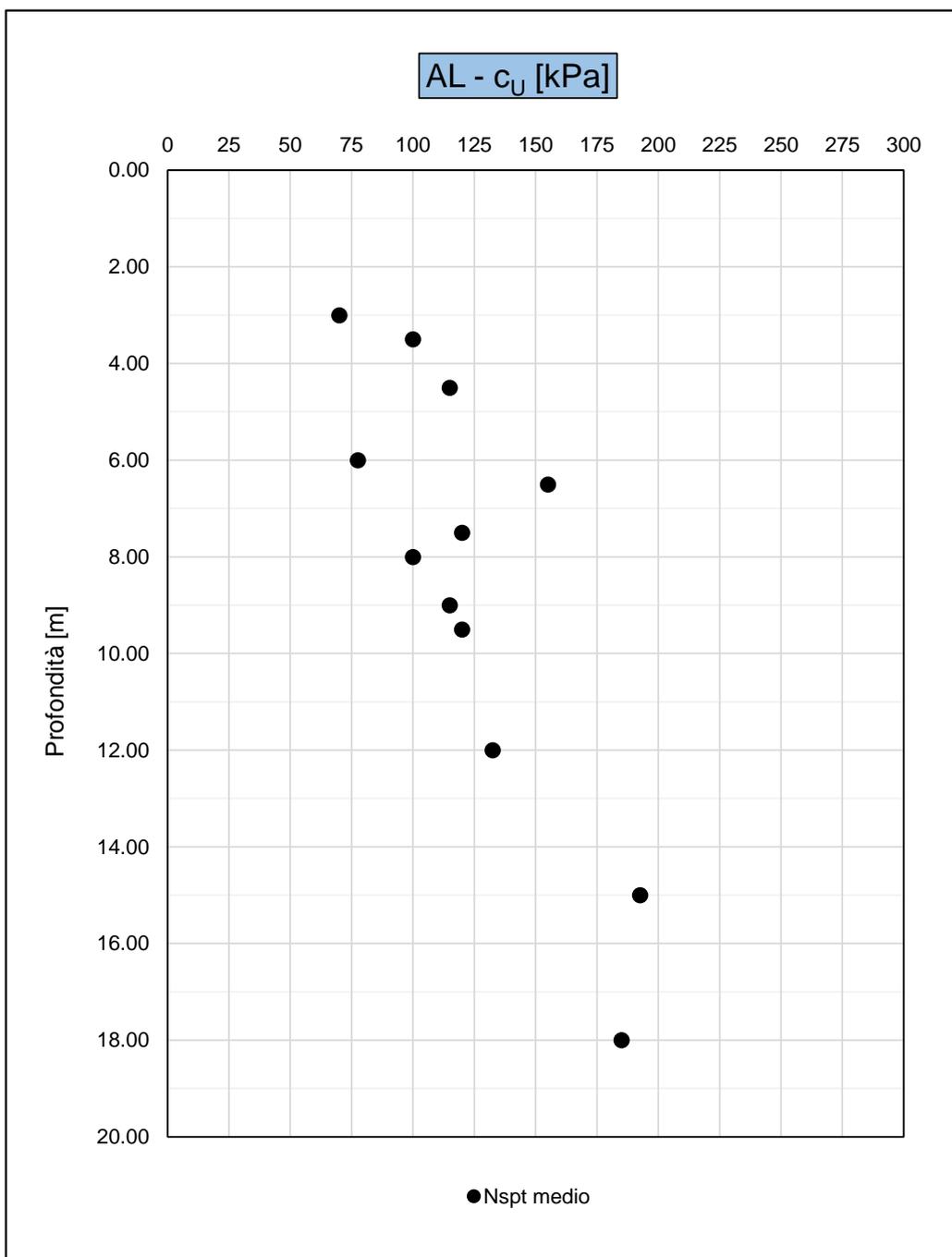
#### Resistenza al taglio non drenata da Pocket Penetrometers

Le prove con pocket penetrometers hanno restituito valori di  $c_u$  generalmente compresi tra 75 e 125 kPa, localmente si raggiungono valori superiori a 150 kPa.

#### Resistenza al taglio non drenata da prove penetrometriche SPT

Nella figura F108 sono riportate le stime di  $c_u$  ricavate dai valori medi per profondità di  $N_{SPT}$  secondo le relazioni proposte da Stroud & Butler (1975):

### Stima di $c_u$ da prove $N_{SPT}$

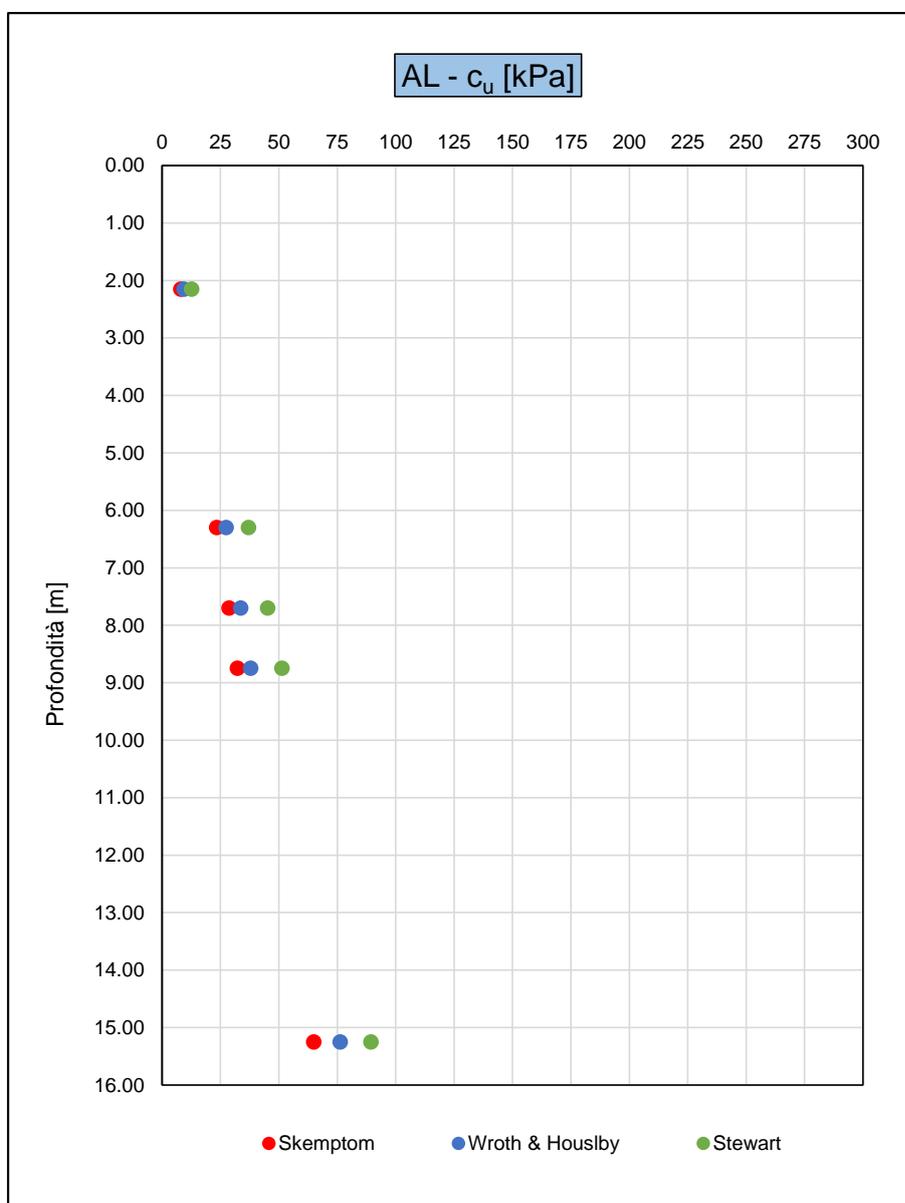


F 108. Stima di  $c_u$  da  $N_{SPT}$  (Stroud & Butler, 1995)

Resistenza al taglio non drenata da parametri indice

Nella figura F109 sono riportate le stime di  $c_u$  a partire dal parametro Indice di plasticità (IP) e dal grado di sovraconsolidazione (OCR) secondo le correlazioni proposte da Skempton (1957), Wroth & Houslby (1985) e Stewart (1992). Nelle relazioni il grado di sovraconsolidazione (OCR) è stato assunto pari a 2.

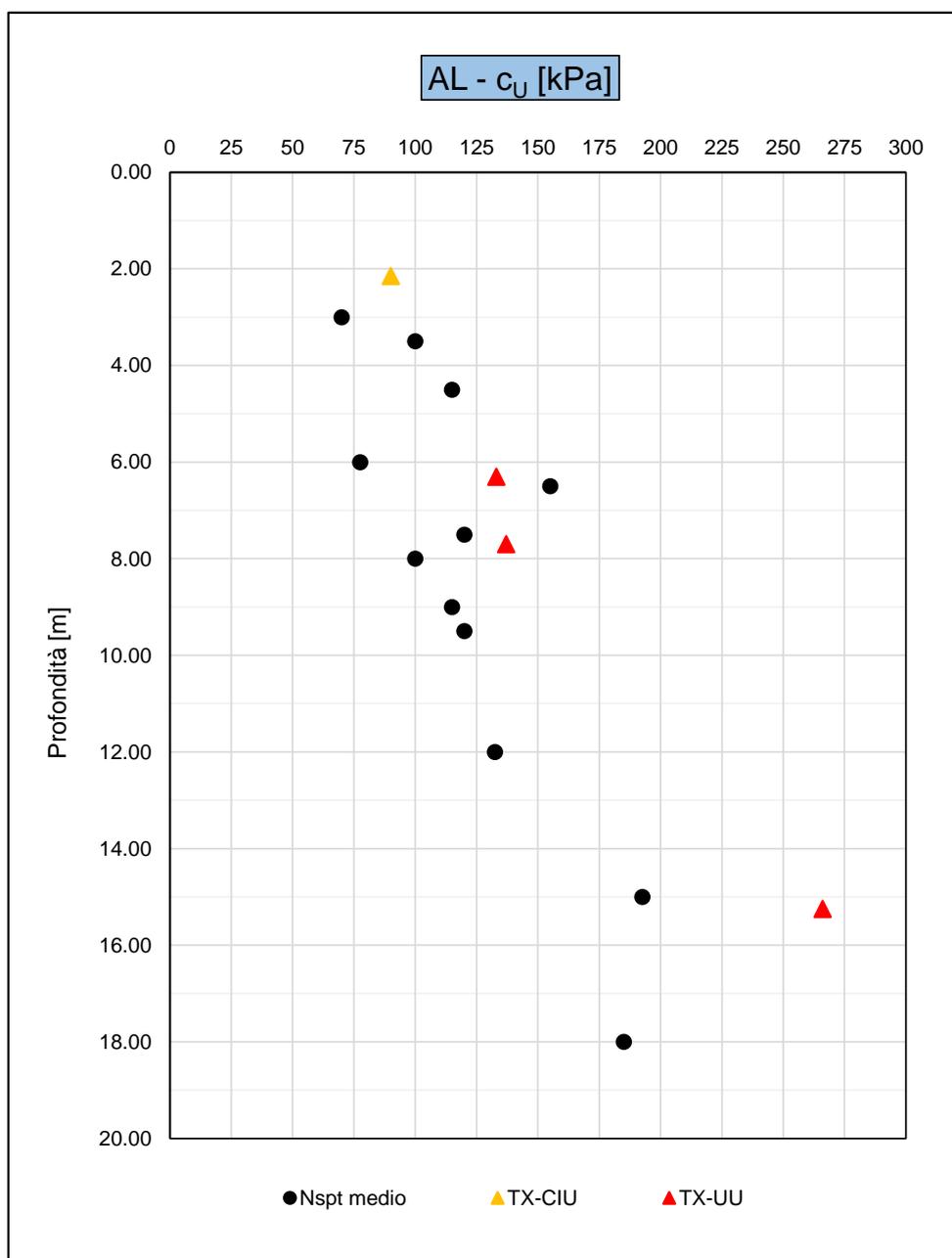
**Stima di  $c_u$  da parametri indice**



F 109. Stima di  $c_u$  da parametri indice

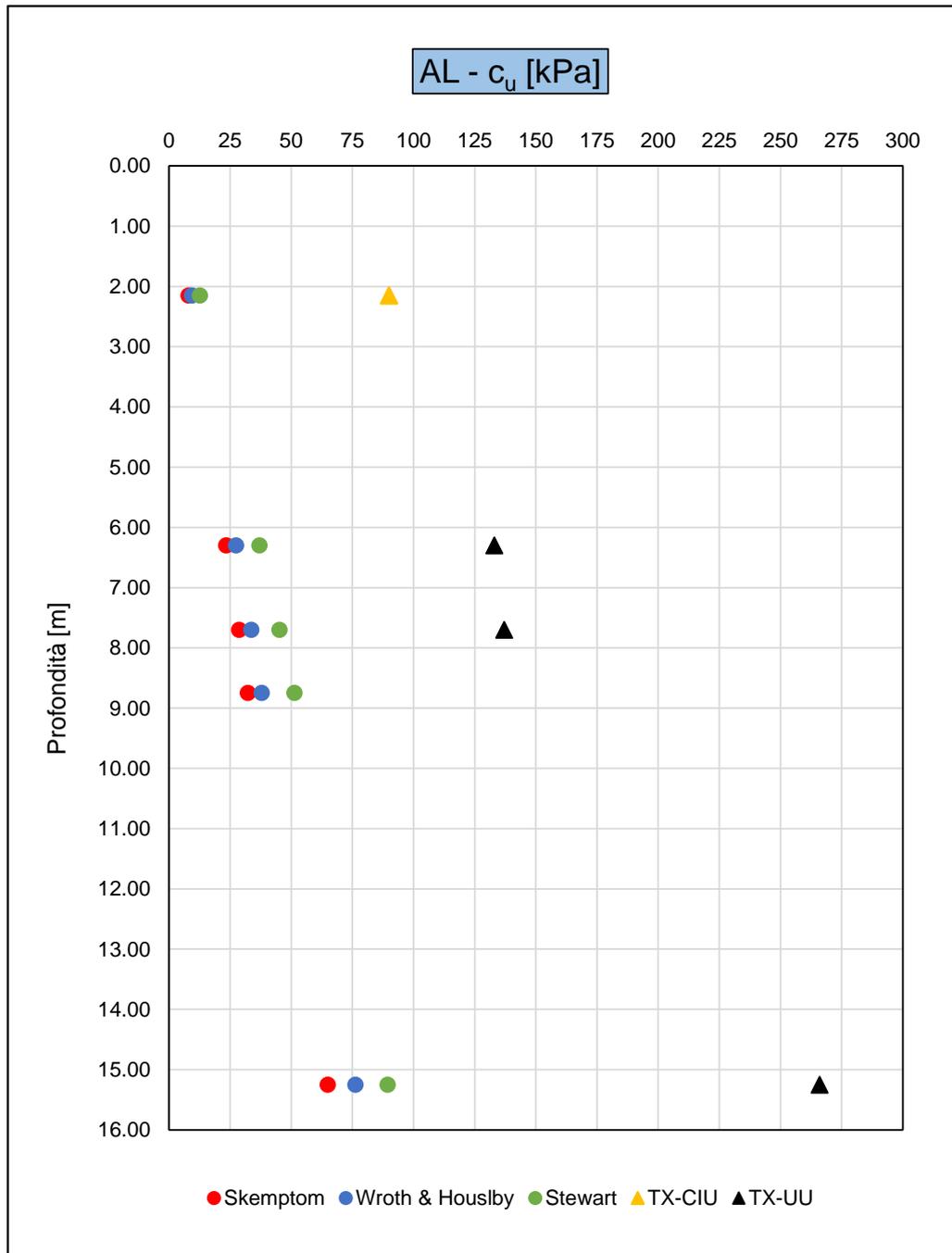
Nelle figure F110 e F111 sono messi a confronto i valori di resistenza al taglio non drenata  $c_u$  calcolati a partire dai valori medi per profondità di  $N_{SPT}$  e da parametri indice con quelli acquisiti nelle prove di laboratorio e nella prova pressiometrica.

### Confronto di $c_u$ da $N_{SPT}$ con prove di laboratorio e MPT



F 110. Confronto di  $c_u$  da  $N_{SPT}$  con prove di laboratorio e MPT

### Confronto di $c_u$ da parametri indice con prove di laboratorio e MPT



F 111. Confronto di  $c_u$  da parametri indice con prove di laboratorio e MPT

### 7.9.1.3 Unità geotecnica AM

#### Resistenza al taglio non drenata da prove di laboratorio

Nelle seguenti tabelle T16 ÷ T18 sono riportati i risultati ottenuti dalle prove TX-UU, TX-CIU e ELL.

T 16. Risultati delle prove triassiali TX-CIU

Sondaggio	Camp.	Prof.	TX-CIU			
			$\sigma'_{vo}$	$c_u$	$\sigma'_c$	$c_u/\sigma'_c$
[n]	[n]	[m da p.c.]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]
S9	CI1	27.250	405.00	284.00	300.00	0.95
				466.00	500.00	0.93
				566.00	700.00	0.81
S24	CI1	26.300	386.00	246.00	300.00	0.82
				334.00	500.00	0.67
				389.00	700.00	0.56

T 17. Risultati delle prove triassiali TX-UU

Sondaggio	Camp.	Prof.	TX-UU
			$c_u$
[n]	[n]	[m da p.c.]	[kPa]
S3	CI3	30.380	418
S4	CI1	35.350	260
S6	CI3	25.250	542
S7	CI3	33.700	494
S12	CI1	23.600	882
Sv-i-2	CI4	25.750	312
Sv-i-3	CI1	28.700	579
Sv-i-4	CI1	20.75	324
Sv-i-4	CI2	38.2	560

*T 18. Risultati delle prove ELL*

Sondaggio	Camp.	Prof.	ELL
			$c_u$
[n]	[n]	[m da p.c.]	[kPa]
S20	CI1	16.650	325
Sv-i-5	CI1	21.100	321

Nelle prove consolidate non drenate (TX-CIU) e non consolidate non drenate (TX-UU) la resistenza al taglio non drenata  $c_u$  è stata assunta pari al valore a rottura dello sforzo di taglio  $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ , espresso in termini di tensioni totali.

Resistenza al taglio non drenata da prove dilatometriche DRT

Nella seguente tabella T19 sono riportati i risultati ottenuti dai certificati delle prove dilatometriche.

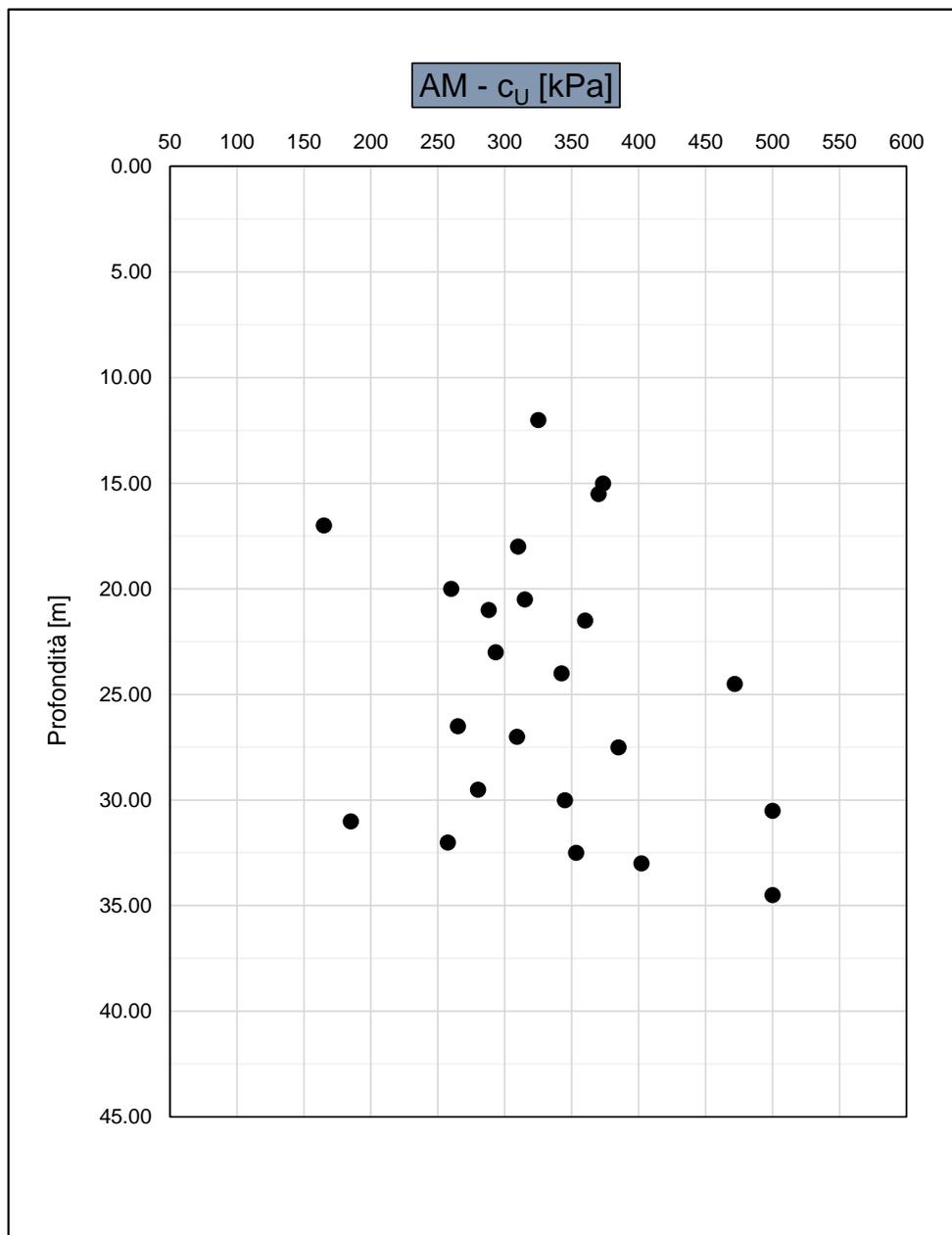
T 19. Risultati delle prove dilatometriche DRT

Sondaggio	Prof.	DRT
		$c_u$
[n]	[m da p.c.]	[kPa]
S2	52.50	644
S3	26.00	318
S3	44.50	339
S4	33.50	397
S7	26.00	440
S11	12.50	339
S12bis	17.50	291
S17ter	14.50	347
S17ter	26.50	361
S25	21.00	292
Sv-i-1	29.00	552
Sv-i-2	20.50	428
Sv-i-2	32.50	495
Sv-i-2	44.50	271
Sv-i-5	19.50	626
Sv-i-5	43.00	603
Sv-i-3	32.00	451
Sv-i-3	48.00	432
Sv-i-4	29.50	187
Sv-i-4	44.50	538

Resistenza al taglio non drenata da prove penetrometriche SPT

Nella figura F112 sono riportate le stime di  $c_u$  ricavate dai valori medi per profondità di  $N_{SPT}$  secondo le relazioni proposte da Stroud & Butler (1975):

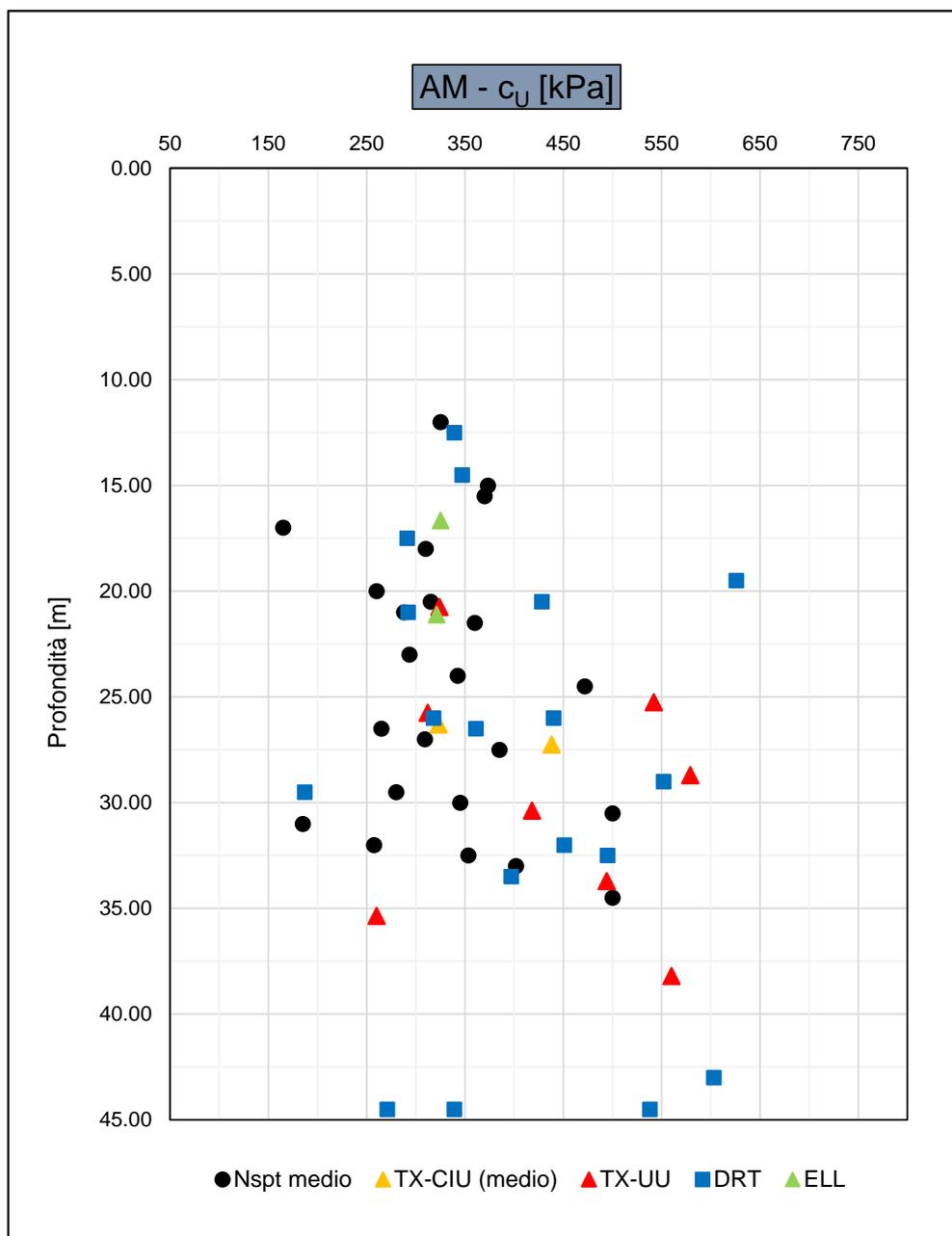
**Stima di  $c_u$  da prove  $N_{SPT}$**



F 112. Stima di  $c_u$  da  $N_{SPT}$  (Stroud & Butler, 1995)

Nella figura F113 sono messi a confronto i valori di resistenza al taglio non drenata  $c_u$  calcolati a partire dai valori medi per profondità di  $N_{SPT}$  con quelli acquisiti nelle prove di laboratorio e nelle prove dilatometriche.

### Confronto di $c_u$ da $N_{SPT}$ con prove di laboratorio e DRT



F 113. Confronto di  $c_u$  da  $N_{SPT}$  con prove di laboratorio e DRT

## 7.9.2 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

### 7.9.2.1 Unità geotecnica LSA

I parametri di resistenza di picco in termini di sforzi efficaci sono stati determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio disponibili: taglio diretto (TD) e triassiali consolidate non drenate TX-CIU.

I risultati di laboratorio sono riportati nelle seguenti tabelle.

*T 20. Risultati delle prove di laboratorio TD e TX-CIU*

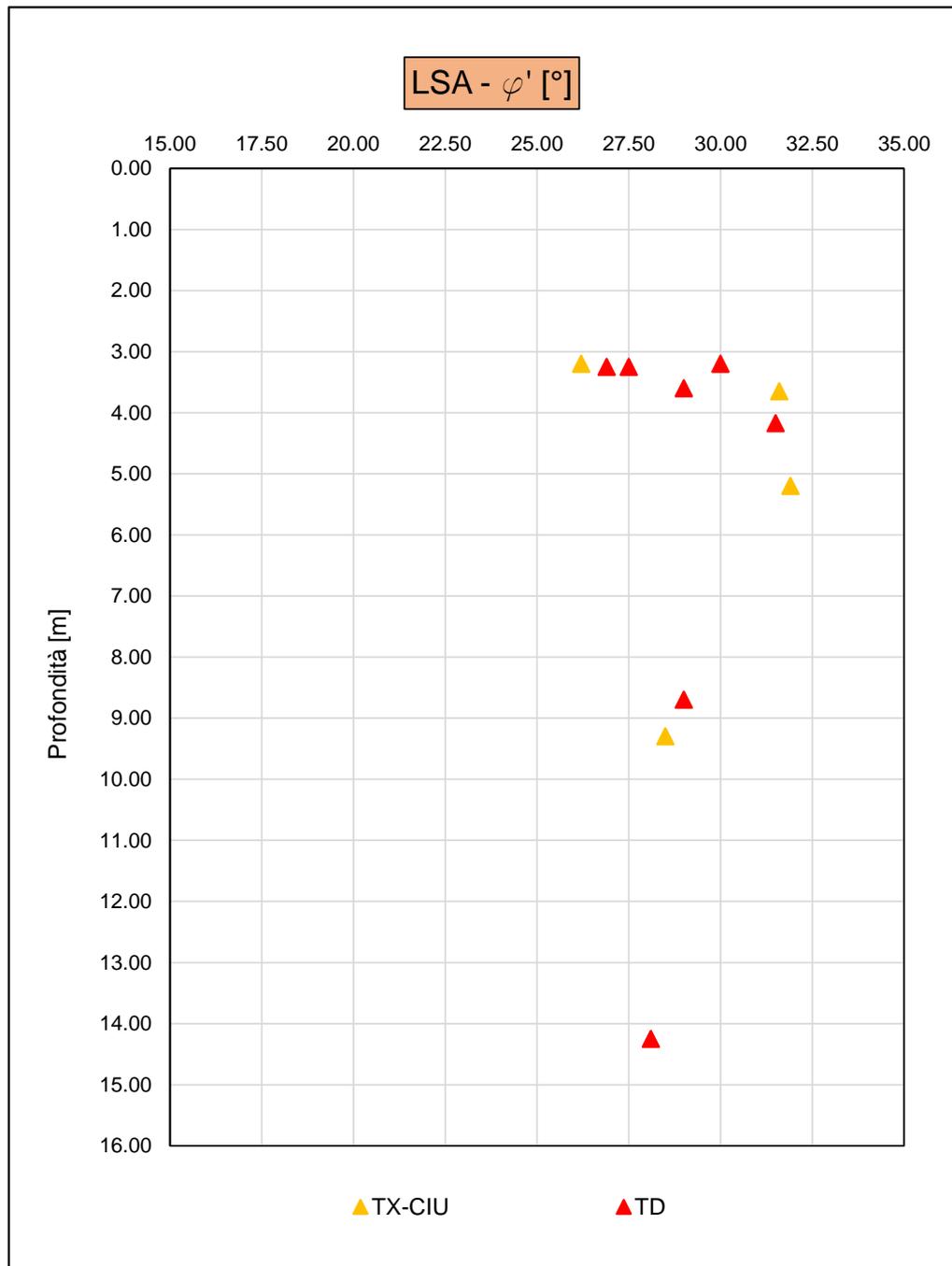
Sondaggio	Camp.	Prof.	TD	
			$c' / c'_r$	$\varphi' / \varphi'_r$
[n]	[n]	[m da p.c.]	[kPa]	[°]
S1	CI1	4.18	9.60	31.50
S2	CI1	3.25	16.20	26.90
S6bis	CI1	3.25	10.80	27.50
S11	CI1	3.20	12.3 / 1.0	30 / 24.8
S12bis	CI1	3.60	2.20	29.00
S25	CI3	14.25	10.80	28.10
Sv-i-2	CI2	8.70	4.30	29.00

Sondaggio	Camp.	Prof.	TX-CIU	
			$c'$	$\varphi'$
S6	CI1	3.650	7.00	31.60
S7	CI1	3.200	13.00	26.20
S25	CI2	9.300	12.00	28.50
S26	CI1	5.200	10.00	31.90

Per il campione CI1, prelevato lungi il sondaggio S11, sono stati determinati anche i parametri di coesione residua e angolo di attrito residuo, tali valori sono risultati pari a  $c'_r=1.0$  kPa e  $\varphi'_r=24.8^\circ$  (cfr. Tabella T20).

In figura F114 sono riportati i valori dell'angolo di attrito in funzione della profondità.

### Valori di $\varphi'$ da prove di laboratorio



F 114. Valori di  $\varphi'$  da prove di laboratorio

### 7.9.2.2 Unità geotecnica AL

I parametri di resistenza di picco in termini di sforzi efficaci sono stati determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio disponibili: taglio diretto (TD) e triassiali consolidate non drenate (TX-CIU).

I risultati di laboratorio sono riportati nelle seguenti tabelle.

*T 21. Risultati delle prove di laboratorio TD e TX-CIU*

Sondaggio	Camp.	Prof.	TD	
			c'	$\varphi'$
[n]	[n]	[m da p.c.]	[kPa]	[°]
S11	Cl2	8.750	7.40	24.80

Sondaggio	Camp.	Prof.	TX-CIU	
			c'	$\varphi'$
[n]	[n]	[m da p.c.]	[kPa]	[°]
S13	Cl1	2.150	20.00	27.70

### 7.9.2.3 Unità geotecnica AM

I parametri di resistenza di picco in termini di sforzi efficaci sono stati determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio disponibili: taglio diretto (TD) e triassiali consolidate non drenate (TX-CIU).

I risultati di laboratorio sono riportati nelle seguenti tabelle.

*T 22. Risultati delle prove di laboratorio TD e TX-CIU*

Sondaggio	Camp.	Prof.	TX-CIU	
			c'	$\varphi'$
[n]	[n]	[m da p.c.]	[kPa]	[°]
S9	CI1	27.250	43.00	28.10
S24	CI1	26.300	33.00	26.00

Sondaggio	Camp.	Prof.	TD	
			c'	$\varphi'$
[n]	[n]	[m da p.c.]	[kPa]	[°]
S3	CI3	30.380	44.10	28.60
S12	CI1	23.6	45.90	29.40
S24	CR3	17.600	28.60	28.70
S26	CI4	26.200	7.20	29.20
Sv-i-1	CI4	24.25	50.60	27.90
Sv-i-4	CI2	38.2	50.80	28.90
Sv-i-5	CI2	35.25	43.00	28.20

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.</b> <b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO</b> <b>LOTTO 2</b> <b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

## 7.10 Caratteristiche di resistenza in terreni incoerenti

### 7.10.1 Densità relativa

#### 7.10.1.1 Unità geotecnica SL

##### Densità relativa da prove $N_{SPT}$

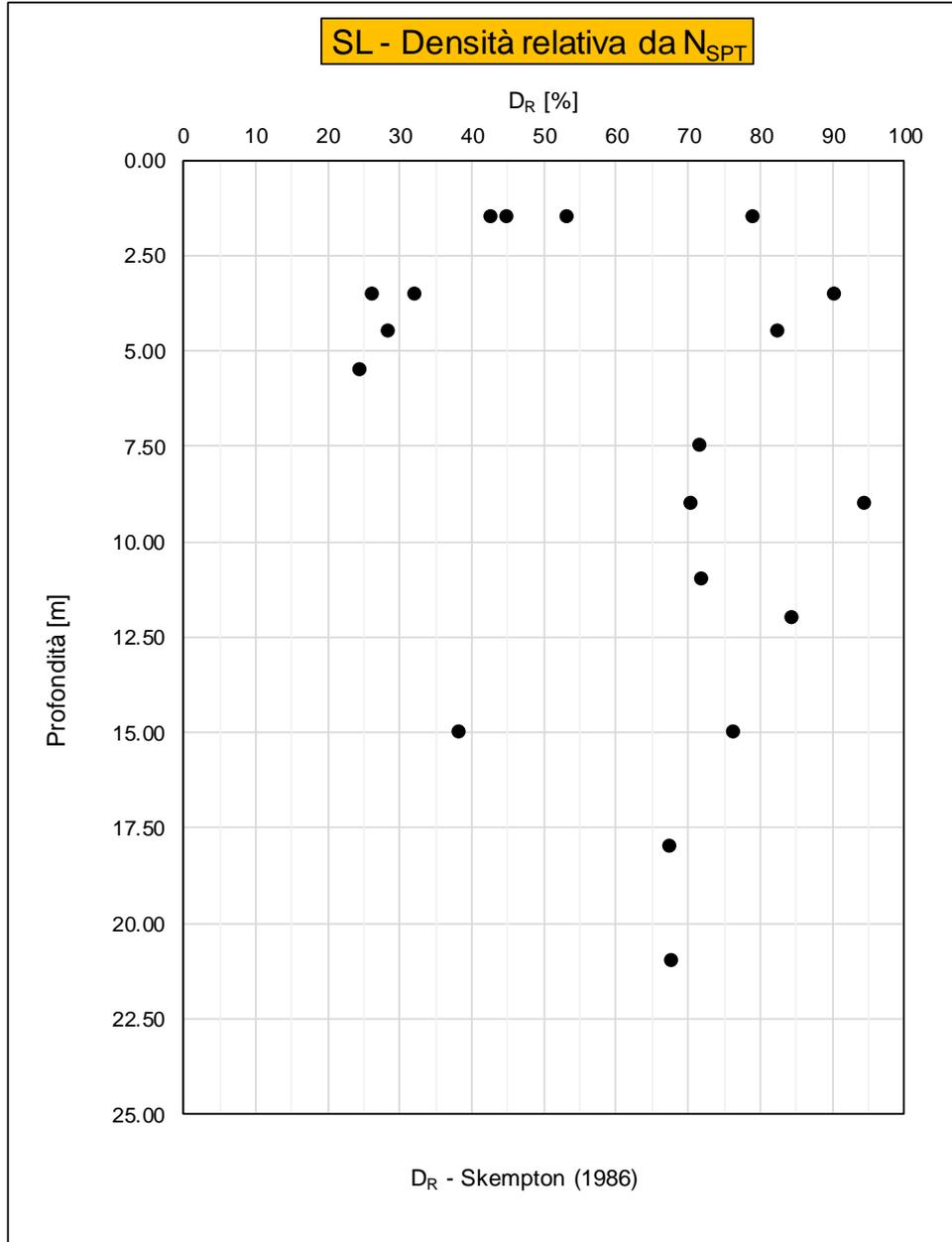
La densità relativa  $D_R$  di terreni costituiti principalmente da sabbia è stata valutata in base al valore ( $N_{SPT}$ ) secondo la seguente espressione (Skempton, 1986):

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{A + B \cdot \sigma'_{v0}}}$$

Con:  $A=43.30$ ,  $B=21.7$

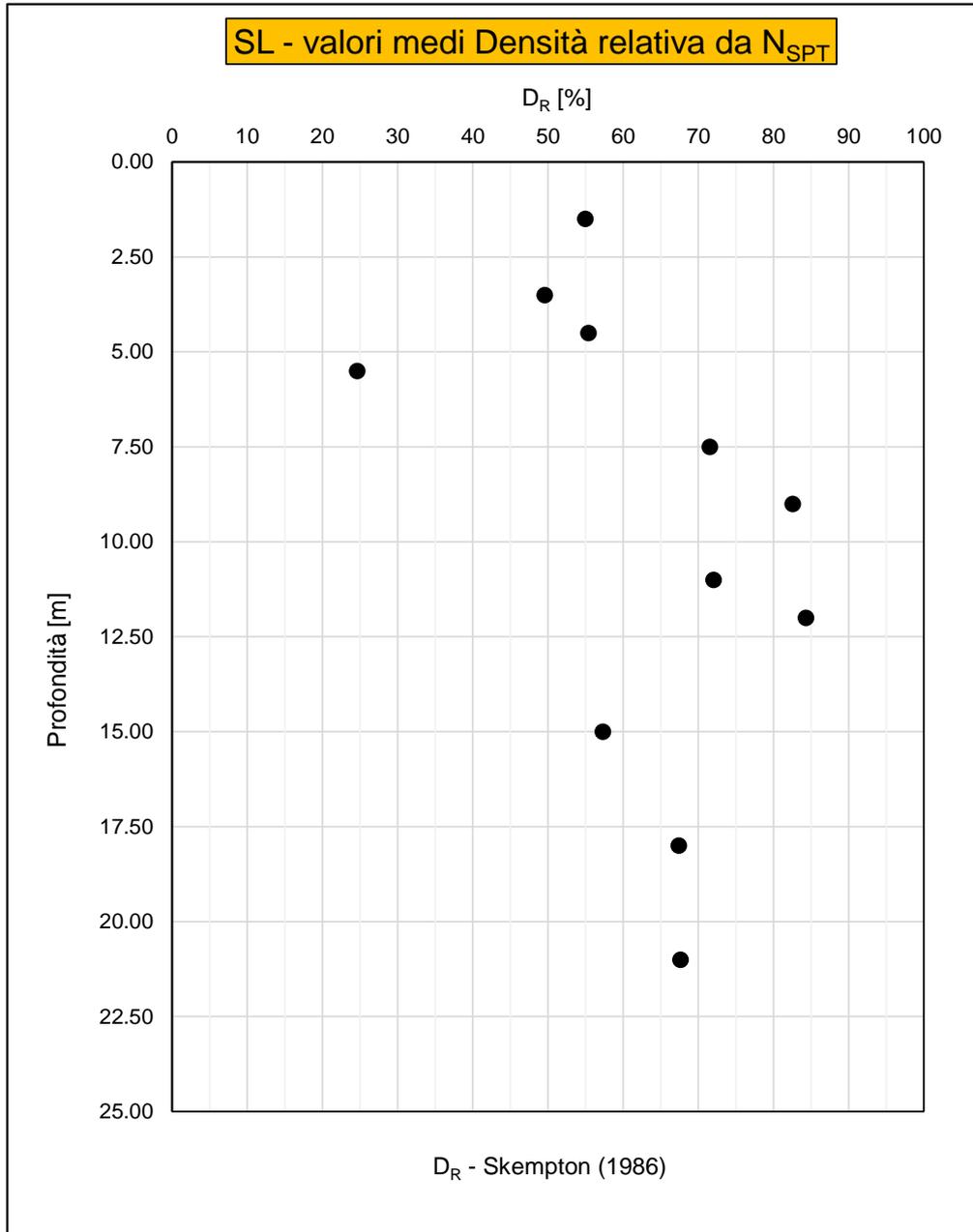
Nelle figure F115 e F116 sono riportati i valori di densità relativa ottenuti lungo tutte le verticali indagate ed i valori medi ottenuti per profondità.

### Stima della $D_R$ da prove $N_{SPT}$



F 115. Stima di  $D_R$  da  $N_{SPT}$  (Skempton, 1986)

### Stima della $D_R$ media da prove $N_{SPT}$



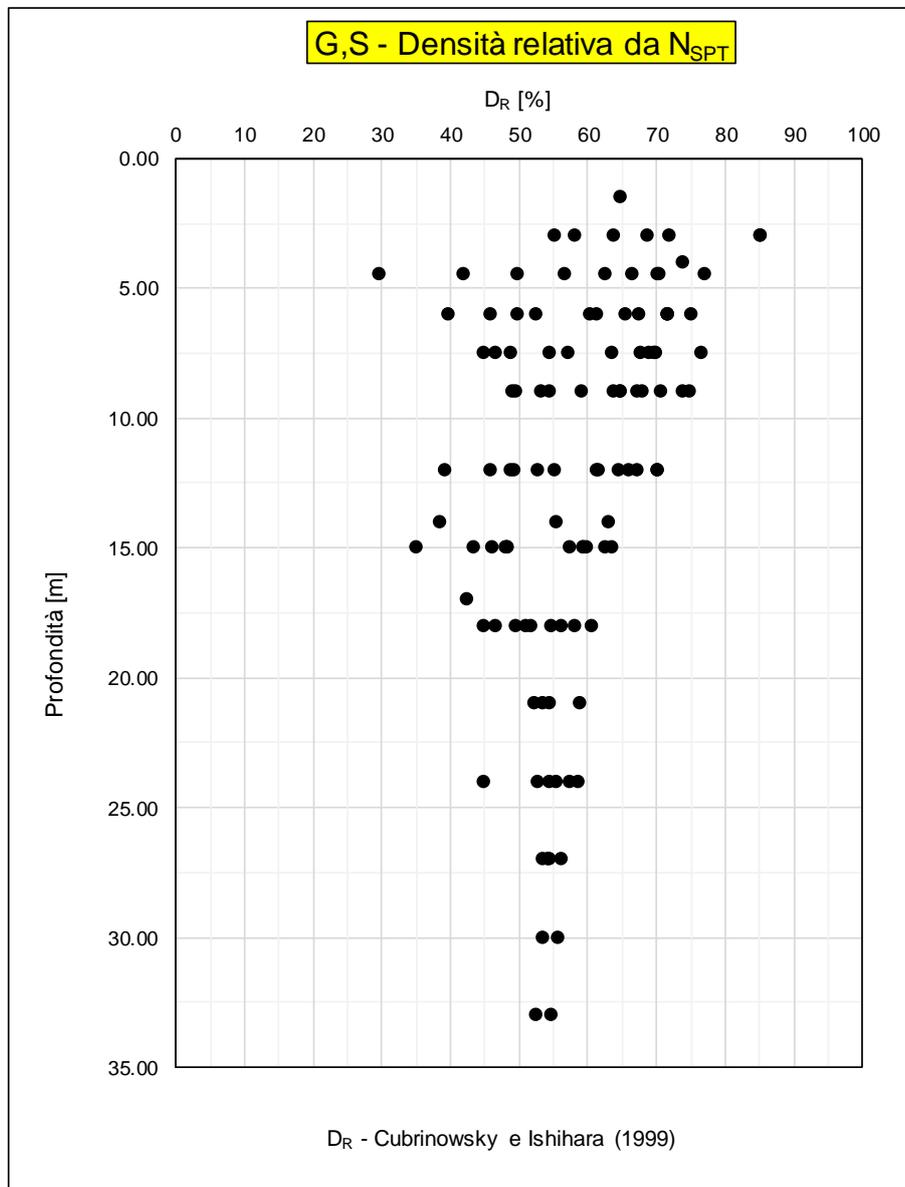
F 116. Stima di  $D_R$  medio da  $N_{SPT}$  (Skempton, 1986)

### 7.10.1.2 Unità geotecnica G,S

#### Densità relativa da prove $N_{SPT}$

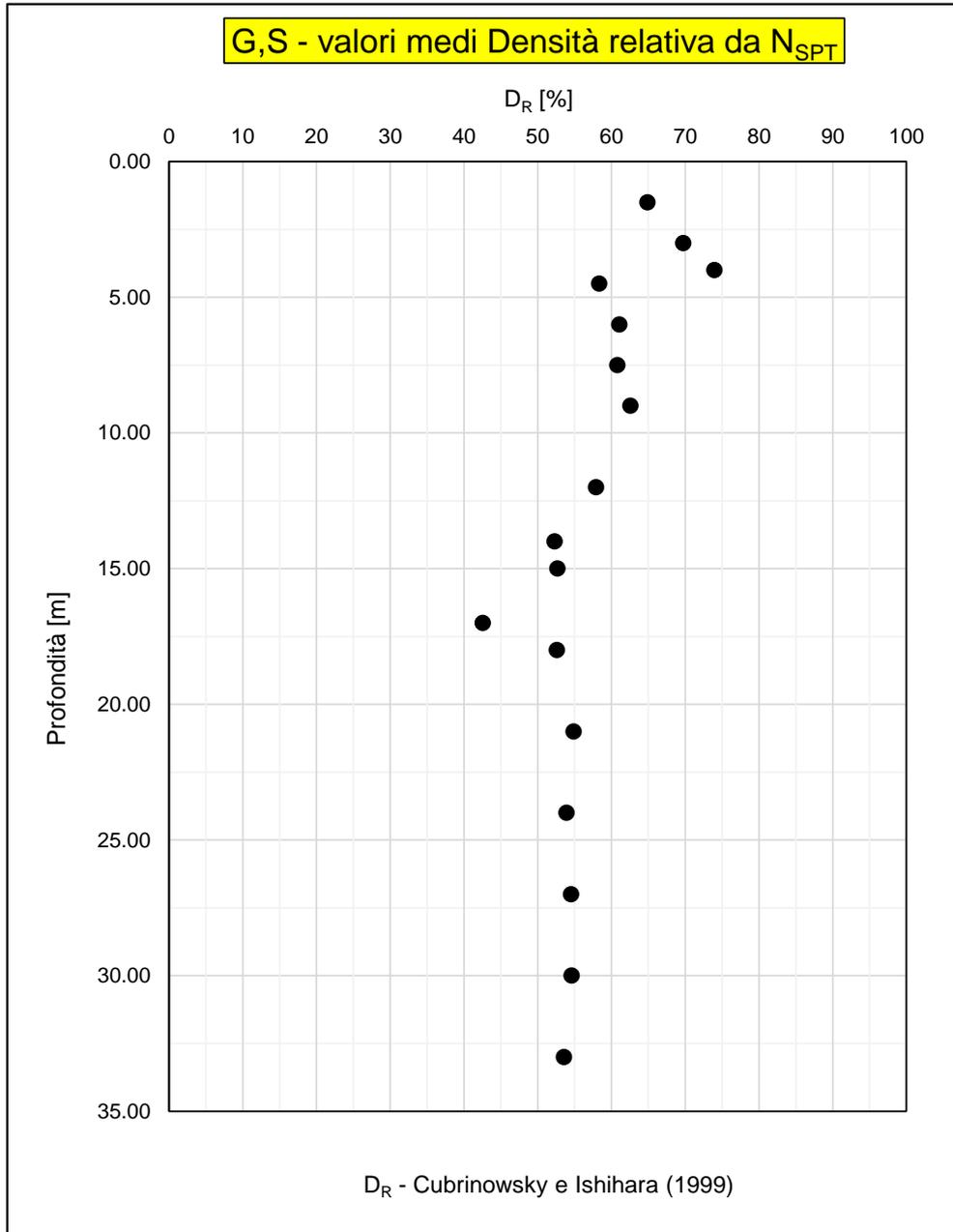
Per terreni costituiti principalmente da sabbie e ghiaie, la densità relativa  $D_R$  è stata valutata sulla base delle relazioni proposte da Cubrinowski e Ishihara (1999). I grafici sono riportati nelle figure F117 e F118.

### Stima della $D_R$ da prove $N_{SPT}$



F 117. Stima di  $D_R$  da  $N_{SPT}$  (Cubrinowski e Ishihara, 1999)

### Stima della $D_R$ media da prove $N_{SPT}$



F 118. Stima di  $D_R$  medio da  $N_{SPT}$  (Cubrinowski e Ishihara, 1999)

## 7.10.2 Angolo di resistenza al taglio

### 7.10.2.1 Unità geotecnica SL

#### Angolo di resistenza al taglio da prove di laboratorio e da MPT

E' stata eseguita una prova di taglio diretto (TD) sul campione C11 prelevato lungo il sondaggio S3 alla profondità di 3.15 m dal p.c.. I risultati di laboratorio hanno restituito: angolo di attrito  $\varphi' = 30^\circ$  e coesione  $c = 13.30$  kPa. La prova pressiometrica eseguita lungo il sondaggio Sv-i-1 alla profondità di 4.5m dal p.c. ha restituito un angolo di attrito  $\varphi' = 30^\circ$ .

#### Angolo di resistenza al taglio in funzione della densità relativa DR

L'angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi'_p$  è stato determinato facendo riferimento al metodo proposto da Bolton (1986) in base al quale:

$$\varphi'_p = \varphi'_{cv} + m \cdot D_R \cdot [Q - \ln(1.4 \cdot \sigma'_{ff})] - 1$$

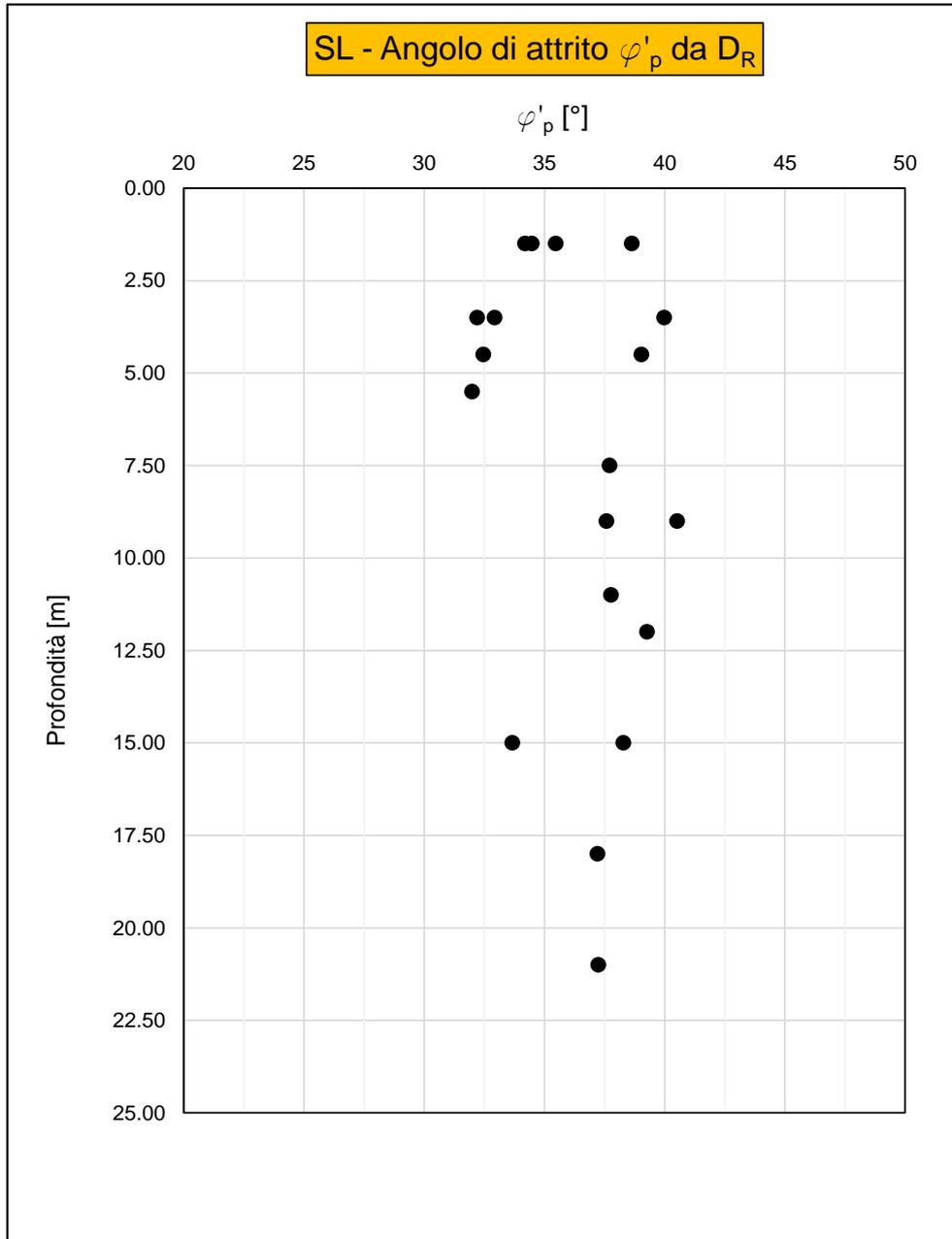
dove si è assunto  $m=3$  e  $Q=10$ .

Nella relazione è stato adottato un angolo di attrito pari a  $\varphi'_{cv}$  pari a  $30^\circ$  in accordo con le prove di cui al punto precedente e sulla base di quanto suggerito da Bolton.

I valori dell'angolo di attrito di picco sono riportati nella figura F119.

I valori di densità relativa utilizzati per la stima dell'angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi'_p$  sono quelli stimati in precedenza.

### Stima di $\varphi'_p$ da valori di $D_R$



F 119. Stima di  $\varphi'_p$  da  $D_R$  (Bolton, 1986)

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.</b> <b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO</b> <b>LOTTO 2</b> <b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

Angolo di resistenza al taglio da prove penetrometriche SPT

Per la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio di picco sono stati considerati due differenti approcci. In un primo approccio si utilizzano le correlazioni tra  $N_{SPT}$  e  $\varphi'_p$  proposte da Shioi e Fukuni (1982:)

(Road Bridge Association)  $\varphi'_p = 15 + \sqrt{15 \cdot N_{SPT}}$

(Japanese National Railway)  $\varphi'_p = 0.3 \cdot N_{SPT} + 27$

In un secondo approccio si fa riferimento a correlazioni che esprimono  $\varphi'_p$  come funzione di  $N_{SPT}$  e della tensione verticale efficace litostatica, come quella proposta da Hatanaka e Uchida (1996):

$$\varphi'_p = 20 \cdot + \sqrt{15.4 \cdot N_{1(SPT)}}$$

in cui  $N_{1(SPT)}$  è il numero di colpi NSPT normalizzato rispetto alla pressione atmosferica secondo la seguente espressione:

$$N_{1(SPT)} = C_N N_{SPT}$$

Nelle figure F120÷F122 sono riportati i relativi andamenti lungo le verticali indagate.

La stima dell'angolo di resistenza a taglio a volume costante è stata stimata partendo dal seguente legame:

$$\varphi'_{cv} = \varphi'_p - \Delta\varphi'$$

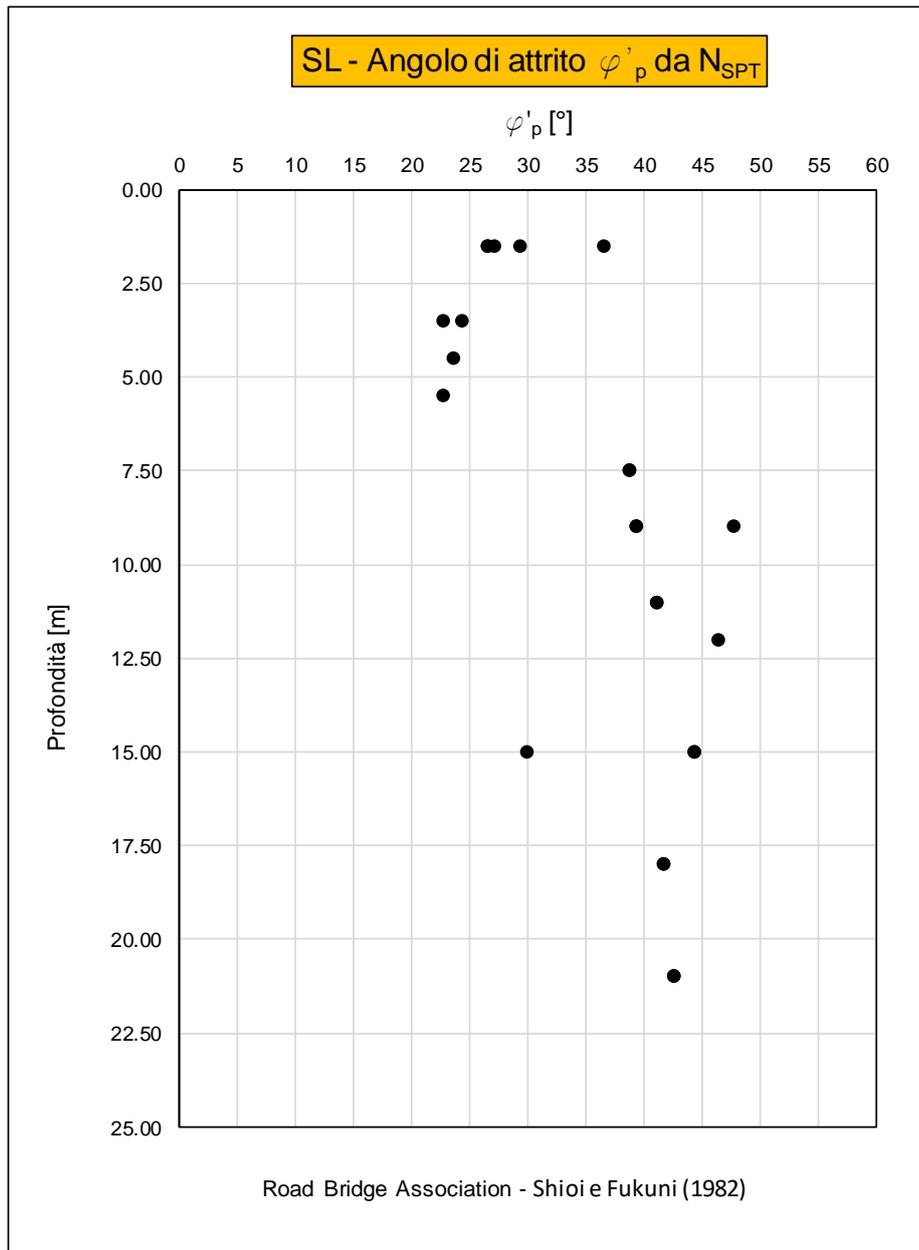
Per la stima di  $\Delta\varphi'$  si è fatto riferimento alla correlazione di Fleming et al. (1992) funzione della densità relativa  $D_R$ .

$$\Delta\varphi' = \frac{D_R - 20}{8}$$

con  $D_R$  espresso in % (valori stimati nei precedenti paragrafi).

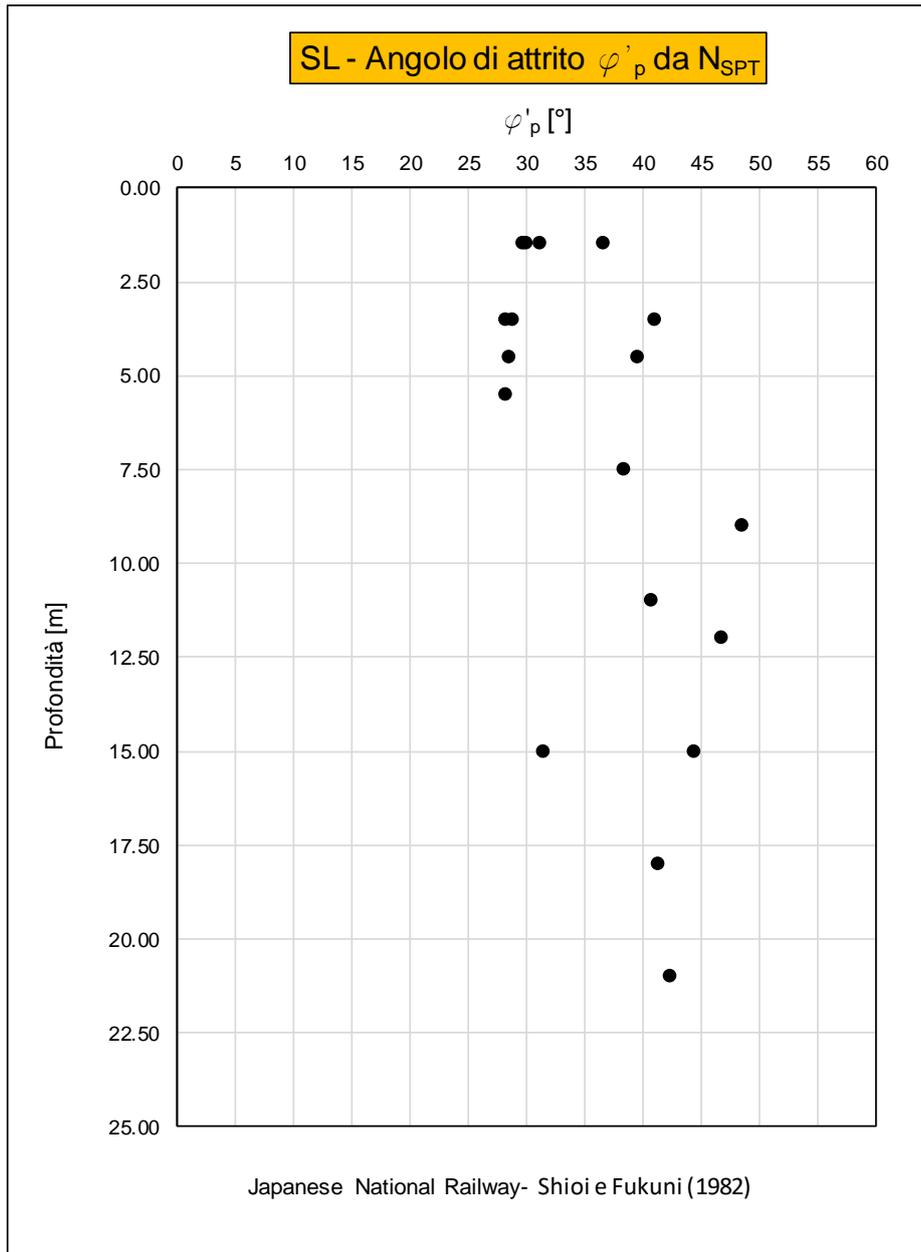
Nella figura F123 sono riportati i relativi andamenti lungo le verticali indagate.

### Stima di $\varphi'_p$ da valori $N_{SPT}$



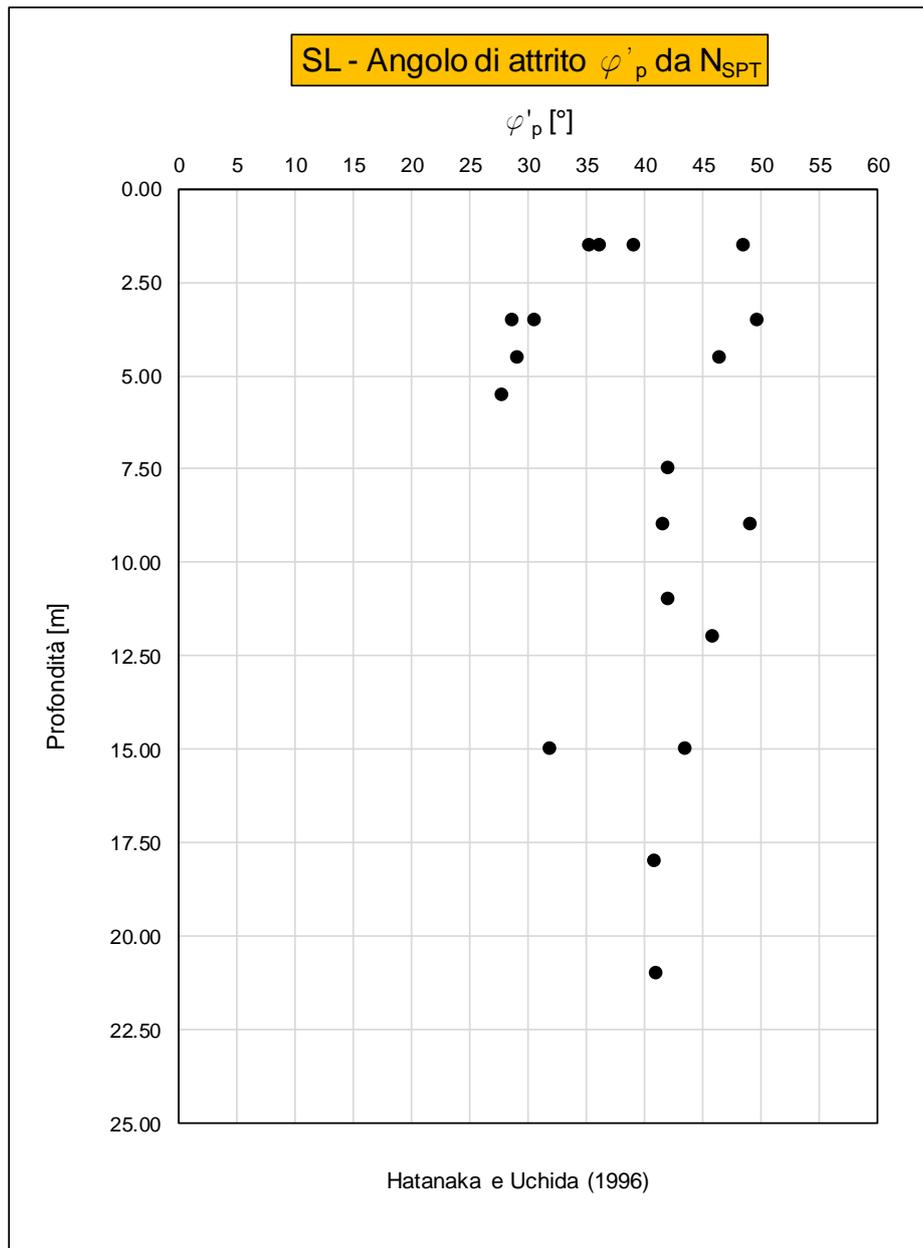
F 120. Stima di  $\varphi'_p$  da  $N_{SPT}$  (R.B.A. - Shioi e Fukuni, 1982)

### Stima di $\varphi'_p$ da valori $N_{SPT}$



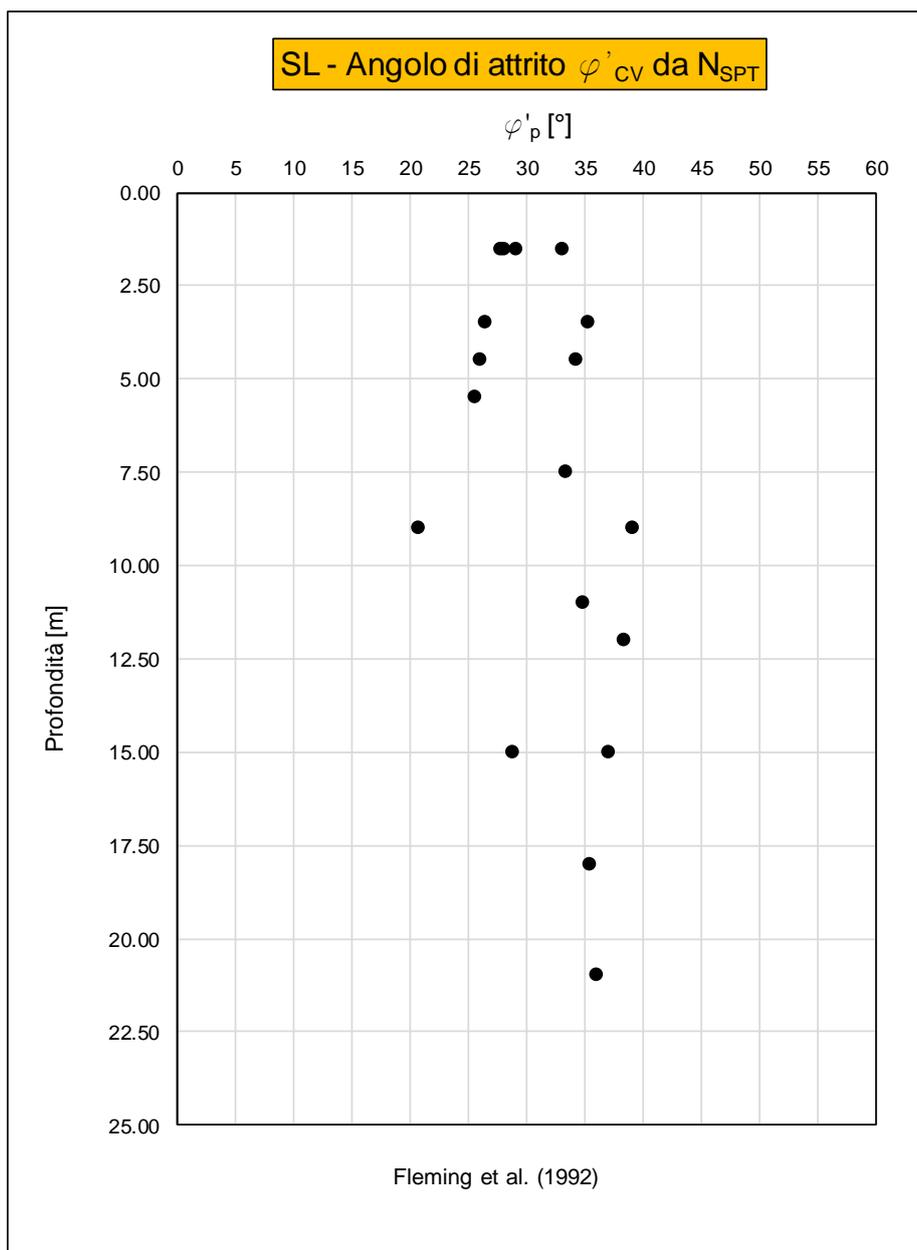
F 121. Stima di  $\varphi'_p$  da  $N_{SPT}$  (J.N.R. - Shioi e Fukuni, 1982)

### Stima di $\varphi'_p$ da valori $N_{SPT}$



F 122. Stima di  $\varphi'_p$  da  $N_{SPT}$  (Hatanaka e Uchida, 1996)

### Stima di $\varphi'_{cv}$ da valori medi di $N_{SPT}$ e $D_R$



F 123. Stima di  $\varphi'_{cv}$  da  $N_{SPT}$  e  $D_R$  (Fleming et. al., 1992)

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.</b> <b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO</b> <b>LOTTO 2</b> <b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

### 7.10.2.2 Unità geotecnica G,S

#### Angolo di resistenza al taglio da prove dilatometriche

Nella seguente tabella sono riportati i valori di angolo di attrito ottenuti dai certificati delle prove dilatometriche.

T 23. Risultati delle prove di dilatometriche DRT

Sondaggio	Prof.	DRT
		$\varphi$
[n]	[m da p.c.]	[°]
S2	18.50	>29
S3	14.50	>35
S4	19.00	>35
S7	13.50	>35
S11	6.50	>33
S12bis	8.50	>35
S12bis	38.00	>40
Sv-i-1	15.50	>35
Sv-i-5	5.50	>35
Sv-i-3	8.50	>35
Sv-i-3	17.50	>34
Sv-i-4	4.50	>34
Sv-i-4	15.50	>34

#### Angolo di resistenza al taglio in funzione della densità relativa DR

L'angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi'_p$  è stato determinato facendo riferimento al metodo proposto da Bolton (1986) in base al quale:

$$\varphi'_p = \varphi'_{cv} + m \cdot D_R \cdot [Q - \ln(1.4 \cdot \sigma'_{ff})] - 1$$

dove si è assunto  $m=3$  e  $Q=10$ .

Nella relazione è stato adottato un angolo di attrito pari a  $\varphi'_{cv}$  pari a  $35^\circ$  in accordo con i risultati delle prove dilatometriche e sulla base di quanto suggerito da Bolton.

I valori dell'angolo di attrito di picco sono riportati nelle figure F124 e F125.

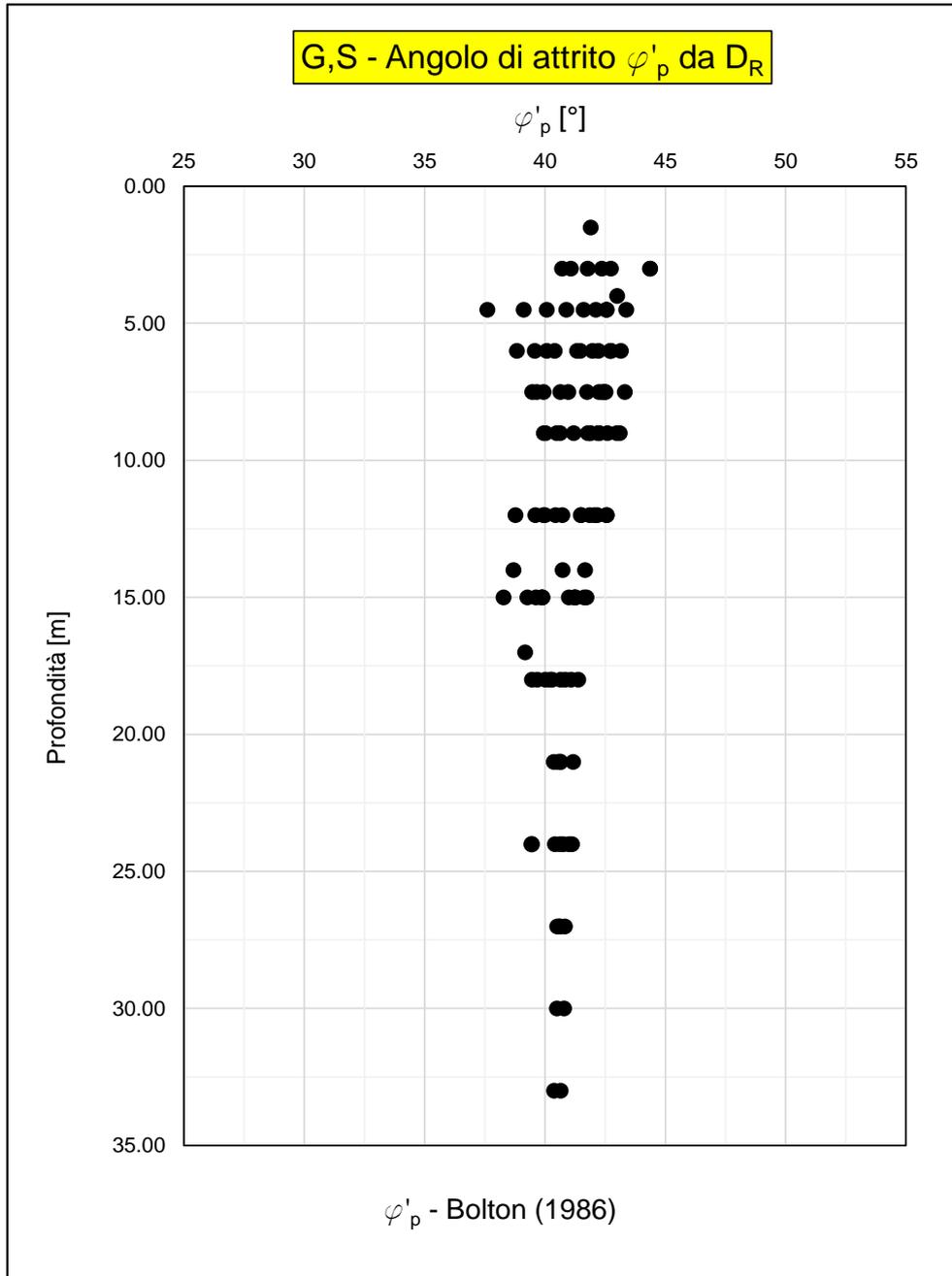
I valori di densità relativa utilizzati per la stima dell'angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi'_p$  sono quelli stimati in precedenza.

La stima dell'angolo di resistenza a taglio a volume costante è stata stimata partendo dal seguente legame:

$$\varphi'_{cv} = \varphi'_p - \Delta\varphi'$$

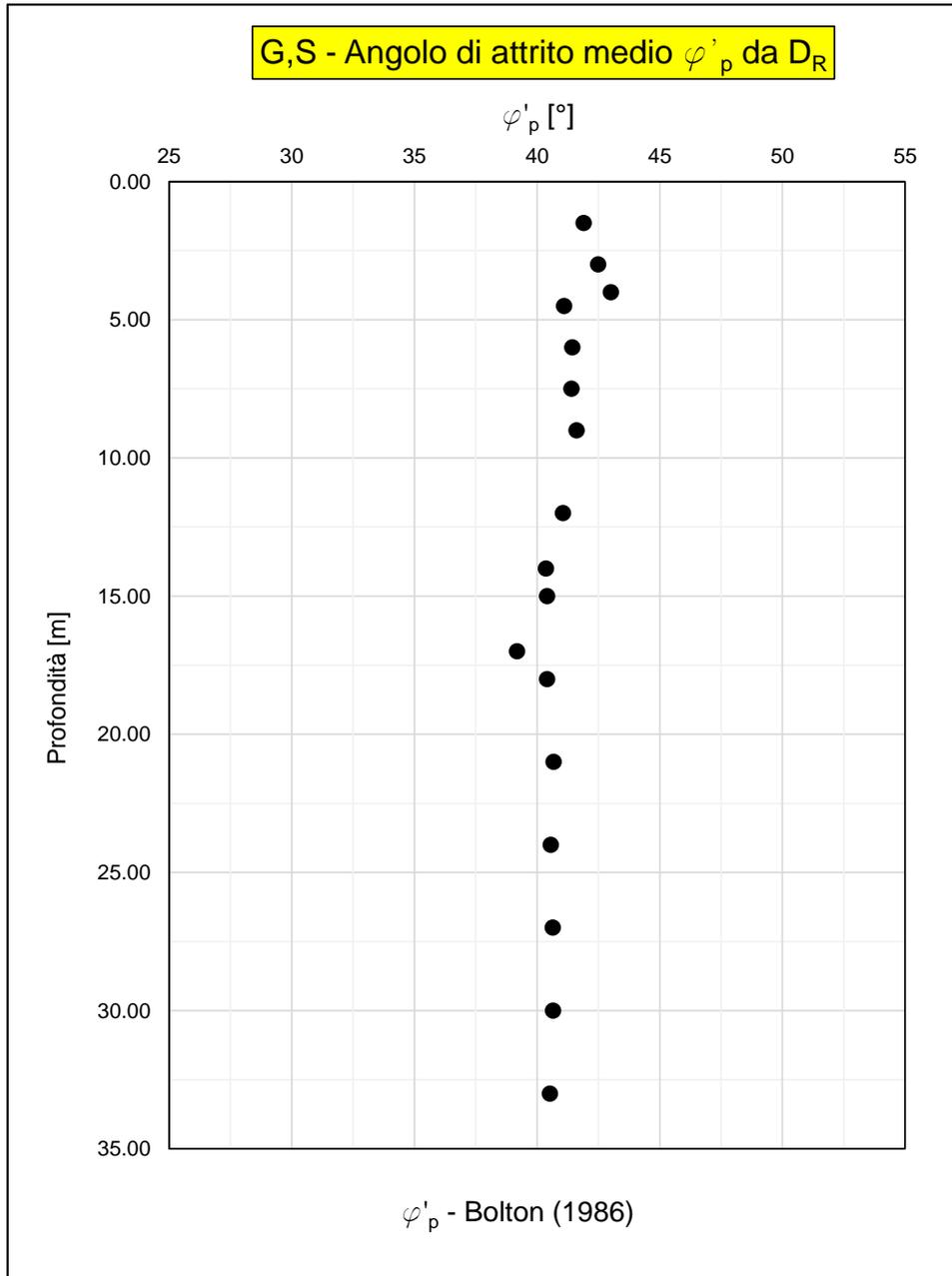
Adottando la correlazione di Fleming et al. (1992) si ottiene  $\varphi'_{cv} = 35^\circ$ .

### Stima di $\varphi'_p$ da valori di $D_R$



F 124. Stima di  $\varphi'_p$  da  $D_R$  (Bolton, 1986)

### Stima di $\varphi'_p$ medio da valori di $D_R$



F 125. Stima di  $\varphi'_p$  medio da  $D_R$  (Bolton, 1986)

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</p>					
<p>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</p>	<p>COMMESSA IA97</p>	<p>LOTTO 00R29</p>	<p>CODIFICA GE</p>	<p>DOCUMENTO GE0006 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 183 di 289</p>

## 7.11 Caratteristiche di deformabilità in terreni coesivi

### 7.11.1 Modulo elastico non drenato

#### 7.11.1.1 Unità geotecnica LSA

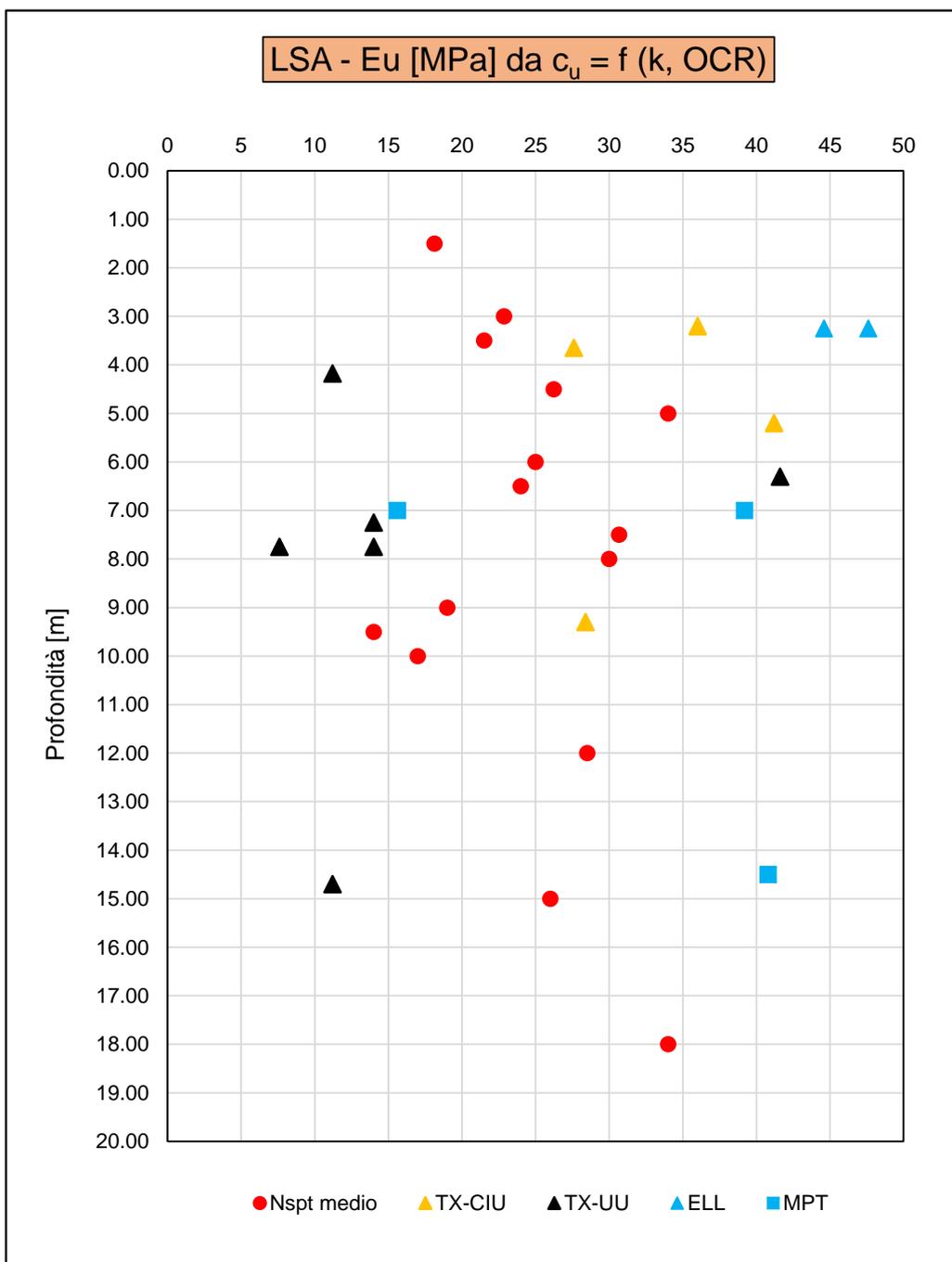
##### Modulo elastico non drenato da resistenza al taglio non drenata

I moduli elastici in condizioni non drenate ( $E_U$ ) sono stati stimati con la correlazione di Duncan & Buchigani (1976):  $E_U = k \cdot c_U$ , dove  $c_U$  è la resistenza al taglio non drenata ricavata nei precedenti paragrafi e  $k$  è un parametro adimensionale funzione del grado di sovraconsolidazione e dell'indice di plasticità.

Sulla base dei valori misurati dell'indice di plasticità e del grado di sovraconsolidazione il parametro  $k$  è stato assunto costante e pari a 400. L'indice di plasticità è risultato sempre inferiore al 30%.

Nella figura F126 sono riportati i valori di  $E_U$  a partire dai valori della resistenza al taglio non drenata ricavata nei precedenti paragrafi.

### Moduli $E_u$ da $c_u$ (Duncan & Buchigani)



F 126. Stima di  $E_u$  da  $c_u$  (Duncan & Buchigani, 1976)

Modulo elastico non drenato da prove TX-CIU

Nella seguente tabella T24 sono riportati i moduli secanti al 25% e al 50% delle pressione di rottura ( $E_{U25}$ ,  $E_{U50}$ ) relativi alle prove di laboratorio di tipo triassiale non consolidate-non drenate (TX-UU).

T 24. Moduli elastici non drenati  $E_{U25}$  e  $E_{U50}$  da prove TX-CIU

Sondaggio	Camp.	Prof.	$\sigma'_{vo}$	TX-CIU			
				$c_u$	$\sigma'_c$	$E_{u25}$	$E_{u50}$
[n]	[n]	[m da p.c.]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]
S6	C11	3.650	69.35	69.00	50.00	2.60	2.30
				89.00	100.00	4.10	3.40
				106.00	150.00	8.80	6.10
S7	C11	3.200	60.8	90.00	75.00	28.00	17.30
				130.00	150.00	21.80	18.20
				144.00	250.00	88.60	37.80
S25	C12	9.300	176.7	71.00	100.00	12.80	10.00
				100.00	200.00	23.00	16.90
				121.00	300.00	31.00	25.00
S26	C11	5.200	98.80	103.00	50.00	8.00	5.00
				129.00	100.00	9.90	7.60
				178.00	200.00	36.00	14.00

La media dei moduli non drenati riportati nella precedente tabella e i livelli medi di deformabilità ad una profondità media di circa 5 m dal p.c. sono risultati i seguenti:

$$E_{U25} = 21.7 \text{ MPa} \quad \epsilon_{25} = 0.5\%;$$

$$E_{U50} = 13.63 \text{ MPa} \quad \epsilon_{25} = 2.0\%.$$

Modulo elastico non drenato da prove pressiometriche MPT

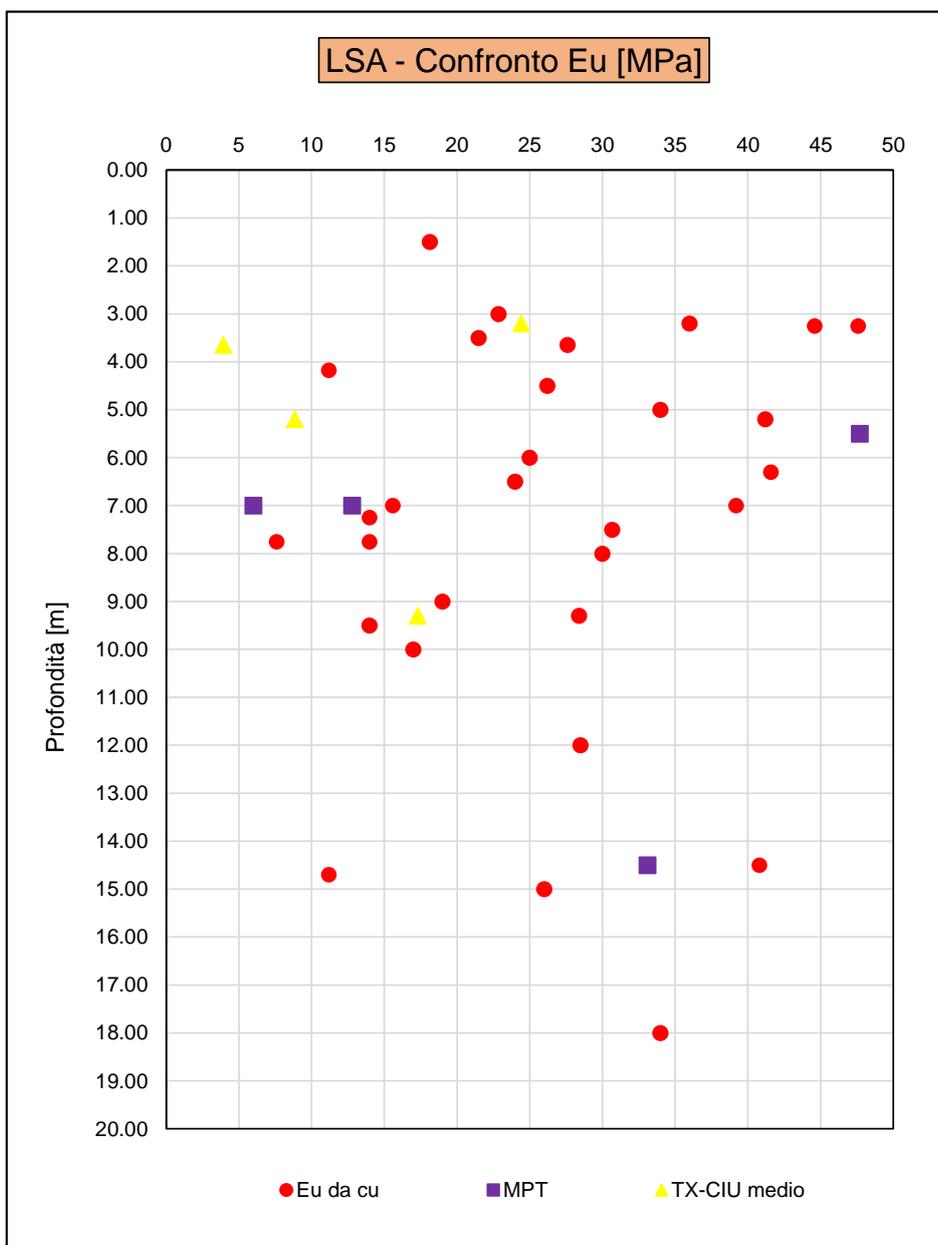
Nella tabella T25 sono riportati i valori di  $E_U$  ottenuti dai certificati di prova delle prove pressiometriche MPT.

T 25. Moduli elastici non drenati  $E_U$  da prove MPT

Sondaggio	Prof.	MPT
		$E_U$
[n]	[m da p.c.]	[MPa]
S2	7.00	12.80
S25	7.00	6.00
S19	5.50	47.70
S19	14.50	33.10

Nella figura F127 sono messi a confronto i valori del modulo elastico non drenato  $E_u$ , calcolato a partire dai valori di  $c_u$  secondo quanto suggerito da Duncan & Buchigani, con i valori di  $E_u$  ricavati dalle prove di laboratorio e dalle prove pressiometriche.

### Confronto di $E_u$ da $c_u$ con prove di laboratorio e MPT



F 127. Confronto  $E_u$  da  $c_u$  con prove di laboratorio e MPT

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 188 di 289

### 7.11.1.2 Unità geotecnica AL

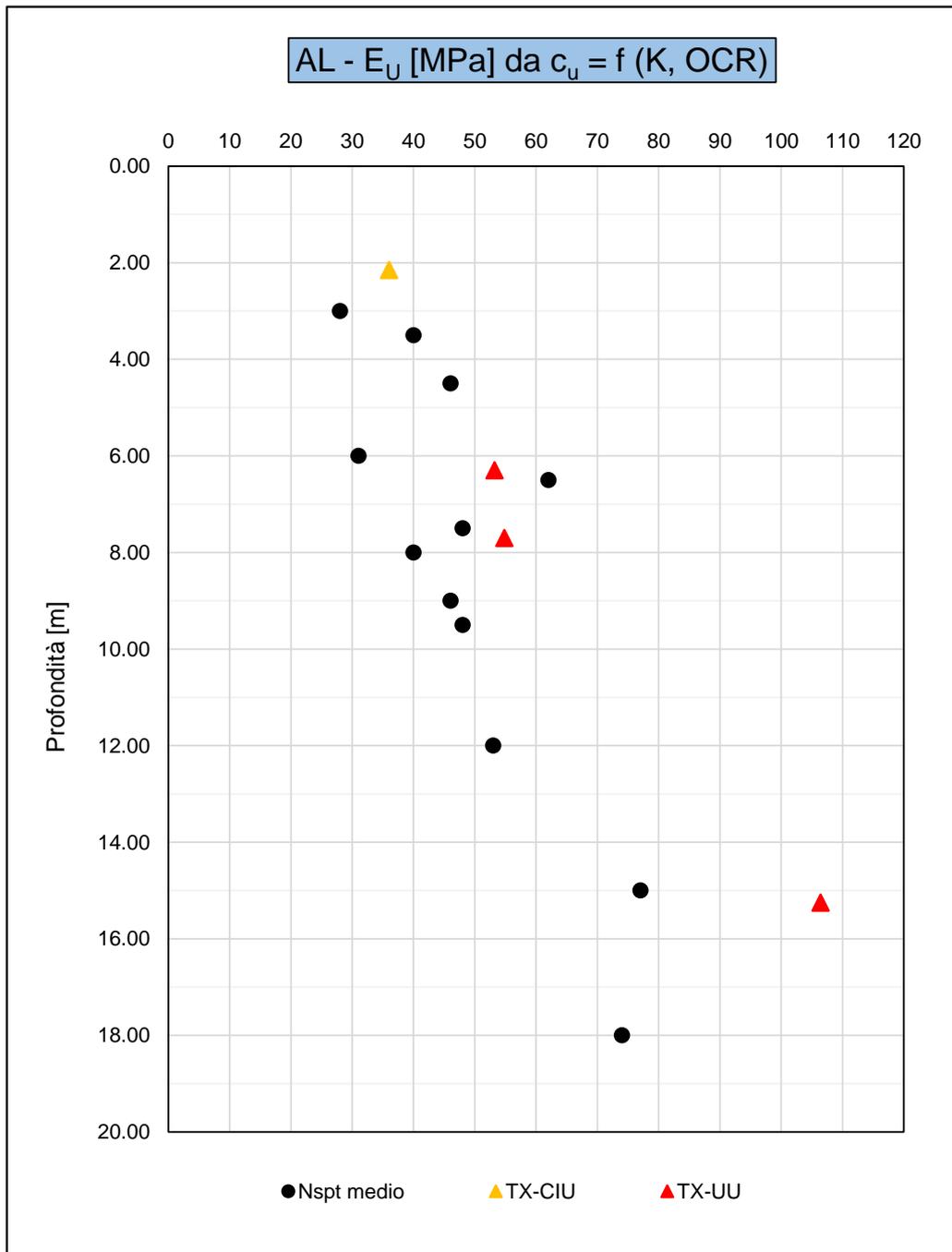
#### Modulo elastico non drenato da resistenza al taglio non drenata

I moduli elastici in condizioni non drenate ( $E_u$ ) sono stati stimati con la correlazione di Duncan & Buchigani (1976):  $E_u = k \cdot c_u$ , dove  $c_u$  è la resistenza al taglio non drenata ricavata nei precedenti paragrafi e  $k$  è un parametro adimensionale funzione del grado di sovraconsolidazione e dell'indice di plasticità.

Sulla base dei valori misurati dell'indice di plasticità e del grado di sovraconsolidazione il parametro  $k$  è stato assunto costante e pari a 400. L'indice di plasticità è risultato in media inferiore al 30%.

Nella figura F128 sono riportati i valori di  $E_u$  a partire dai valori della resistenza al taglio non drenata ricavata nei precedenti paragrafi.

### Moduli $E_u$ da $c_u$ (Duncan & Buchigani)



F 128. Stima di  $E_u$  da  $c_u$  (Duncan & Buchigani, 1976)

Modulo elastico non drenato da prove TX-CIU

Nella seguente tabella T26 sono riportati i moduli secanti al 25% e al 50% delle pressione di rottura ( $E_{U25}$ ,  $E_{U50}$ ) relativi alle prove di laboratorio di tipo triassiale consolidate-non drenate (TX-CIU).

T 26. Moduli elastici non drenati  $E_{U25}$  e  $E_{U50}$  da prove TX-CIU

Sondaggio	Camp.	Prof.	$\sigma'_{vo}$	TX-CIU			
				$c_u$	$\sigma'_c$	$E_{u25}$	$E_{u50}$
[n]	[n]	[m da p.c.]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]
S13	CI1	2.150	41.93	69.00	50.00	11.30	10.30
				85.00	100.00	23.60	19.90
				116.00	200.00	60.00	41.80

La media dei moduli non drenati riportati nella precedente tabella e i livelli medi di deformabilità alla profondità di circa 2 m dal p.c. sono risultati i seguenti:

$$E_{U25} = 31.63 \text{ MPa} \quad \varepsilon_{25} = 0.23\%;$$

$$E_{U50} = 24.00 \text{ MPa} \quad \varepsilon_{25} = 0.51\%;$$

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 191 di 289

### 7.11.1.3 Unità geotecnica AM

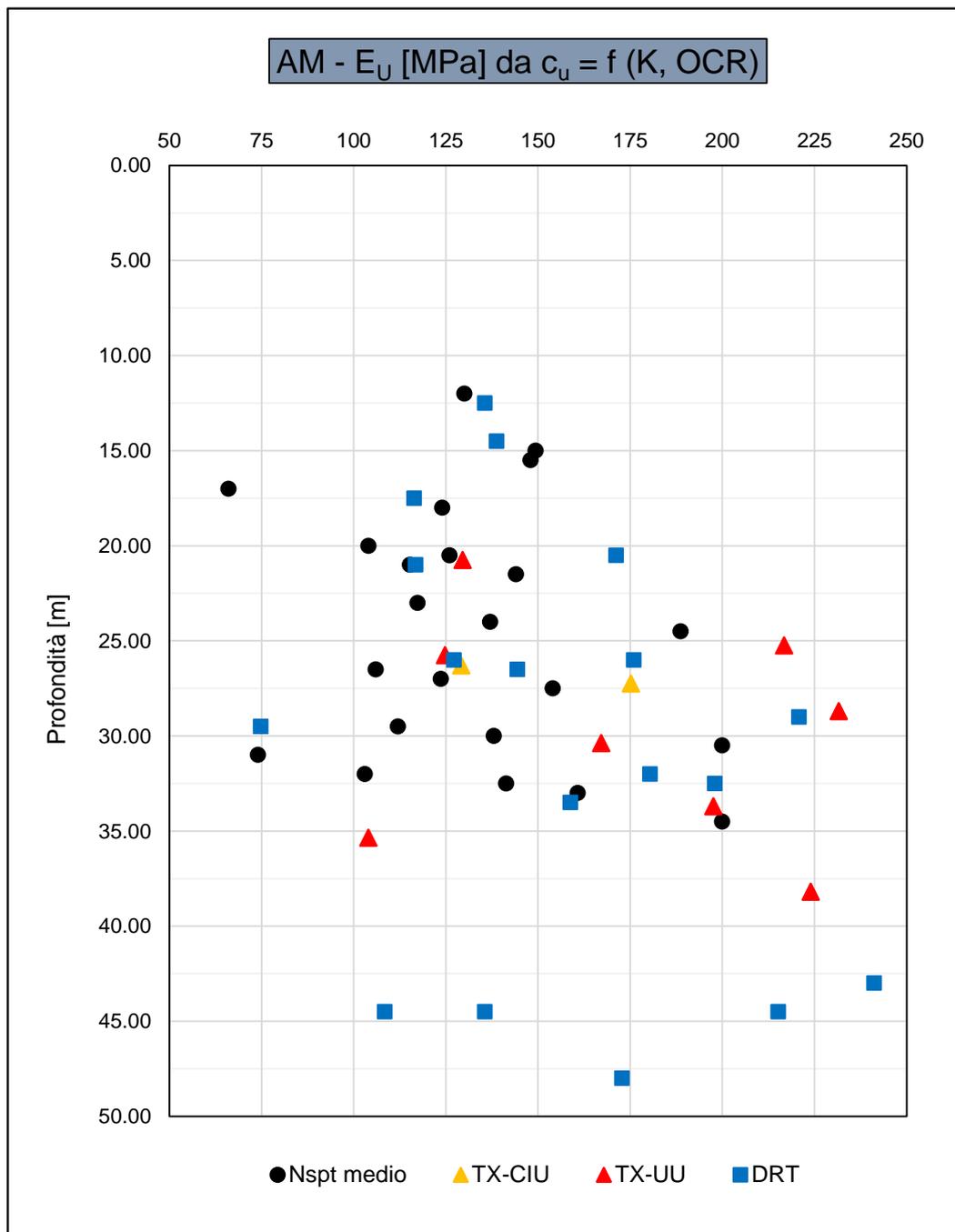
#### Modulo elastico non drenato da resistenza al taglio non drenata

I moduli elastici in condizioni non drenate ( $E_u$ ) sono stati stimati con la correlazione di Duncan & Buchigani (1976):  $E_u = k \cdot c_u$ , dove  $c_u$  è la resistenza al taglio non drenata ricavata nei precedenti paragrafi e  $k$  è un parametro adimensionale funzione del grado di sovraconsolidazione e dell'indice di plasticità.

Sulla base dei valori misurati dell'indice di plasticità e del grado di sovraconsolidazione il parametro  $k$  è stato assunto costante e pari a 400. L'indice di plasticità è risultato in media inferiore al 30%.

Nella figura F129 sono riportati i valori di  $E_u$  a partire dai valori della resistenza al taglio non drenata ricavata nei precedenti paragrafi.

### Moduli $E_u$ da $c_u$ (Duncan & Buchigani)



F 129. Stima di  $E_u$  da  $c_u$  (Duncan & Buchigani, 1976)

Modulo elastico non drenato da prove TX-CIU

Nella seguente tabella sono riportati i moduli secanti al 25% e al 50% delle pressione di rottura ( $E_{U25}$ ,  $E_{U50}$ ) relativi alle prove di laboratorio di tipo triassiale consolidate-non drenate (TX-CIU).

T 27. Moduli elastici non drenati  $E_{U25}$  e  $E_{U50}$  da prove TX-CIU

Sondaggio	Camp.	Prof.	$\sigma'_{vo}$	TX-CIU			
				$c_u$	$\sigma'_c$	$E_{U25}$	$E_{U50}$
[n]	[n]	[m da p.c.]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]
S9	CI1	27.250	410	284.00	300.00	37.00	42.00
				466.00	500.00	62.00	59.00
				566.00	700.00	95.00	59.00
S24	CI1	26.300	390	246.00	300.00	78.00	34.00
				334.00	500.00	70.00	29.00
				389.00	700.00	78.00	37.00

La media dei moduli non drenati riportati nella precedente tabella e i livelli medi di deformabilità alla profondità di circa 27 m dal p.c. sono risultati i seguenti:

$$E_{U25} = 70.0 \text{ MPa} \quad \epsilon_{25} = 0.35\%;$$

$$E_{U50} = 43.30 \text{ MPa} \quad \epsilon_{25} = 1.0\%.$$

I moduli sono risultati nettamente inferiori rispetto a quelli ottenuti dalle prove dilatometriche DRT e dalle stime a partire da  $c_u$ .

Modulo elastico non drenato da prove dilatometriche DRT

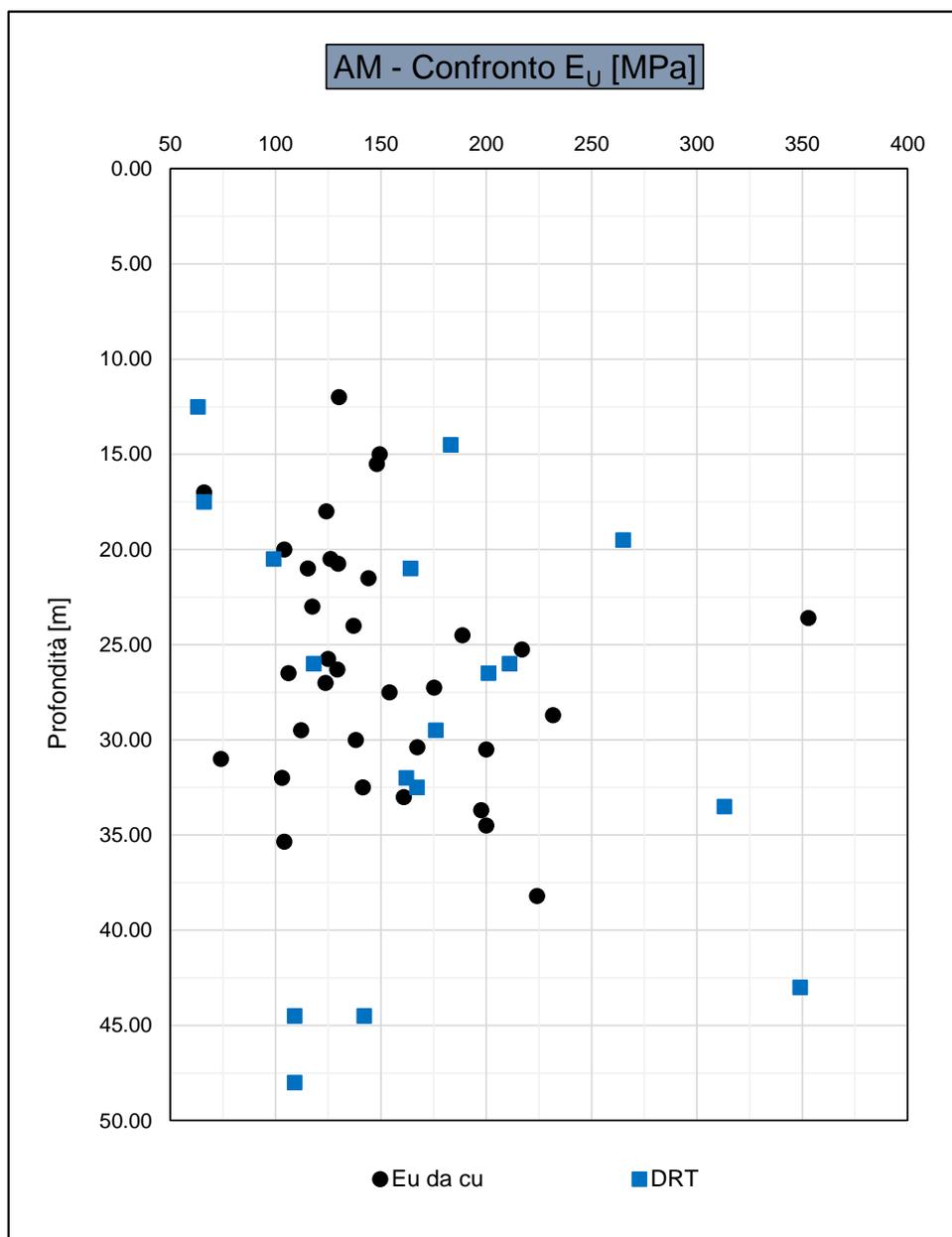
Nella tabella T28 sono riportati i moduli elastici non drenati  $E_u$  ricavati dai certificati di prova delle prove dilatometriche DRT.

T 28. Moduli elastici non drenati da prove dilatometriche DRT

Sondaggio	Prof.	DRT
		$E_u$
[n]	[m da p.c.]	[MPa]
S2	52.50	356
S3	26.00	118
S3	44.50	109
S4	33.50	313
S7	26.00	211
S11	12.50	63
S12bis	17.50	66
S17ter	14.50	183
S17ter	26.50	201
S25	21.00	164
Sv-i-1	29.00	472
Sv-i-2	20.50	99
Sv-i-2	32.50	167
Sv-i-2	44.50	142
Sv-i-5	19.50	265
Sv-i-5	43.00	349
Sv-i-3	32.00	162
Sv-i-3	48.00	109
Sv-i-4	29.50	176
Sv-i-4	44.50	627

Nella figura F130 sono messi a confronto i valori del modulo elastico non drenato  $E_u$ , calcolato a partire dai valori di  $c_u$  secondo quanto suggerito da Duncan & Buchigani, con i valori di  $E_u$  ricavati dalle prove dilatometriche.

### Confronto di $E_u$ da $c_u$ con prove dilatometriche DRT



F 130. Confronto di  $E_u$  da  $c_u$  con prove dilatometriche DRT

## 7.11.2 Modulo elastico drenato

### 7.11.2.1 Unità geotecnica LSA

#### Modulo elastico iniziale

La prova di Colonna Risonante eseguita sul campione di terreno appartenente all'unità LSA ha restituito i seguenti valori di  $E_{\max}=E_0$  e  $G_{\max}=G_0$ :

T 29. Moduli elastici iniziali da prove di Colonna Risonante

Sondaggio	Campione	Profondità	$G_{\max}$	$E_{\max}$	$G/G_{\max}$	$\gamma_{te}$	$\gamma_{tc}$
		[m]	[MPa]	[MPa]	[-]	[%]	[%]
Sv-i-1	CI2	7.75	74.36	193.34	0.985	0.0037	
					0.803		0.0260

Una stima dei moduli iniziali di taglio ( $G_0$ ) e di Young ( $E_0$ ) è stata anche eseguita a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$ , ottenute direttamente dalle prove geofisiche (MASW e HVSR), utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \text{ kPa}$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu) \text{ kPa}$$

Con  $E_0$  e  $G_0$  rispettivamente modulo elastico iniziali di Young e di taglio.

Nella seguente tabella T30 sono riportati i valori ottenuti adottando un coefficiente di Poisson pari a  $\nu=0.30$  e peso dell'unità di volume pari a  $\gamma=19\text{kN/m}^3$ .

*T 30. Moduli elastici iniziali da MASW*

Stendimento	Vs	$\gamma$	$\nu$	G <sub>0</sub>	E <sub>0</sub> =E <sub>din</sub>
[-]	[m/s]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[MPa]	[MPa]
MASW-01	220.00	19.00	0.30	93.74	243.73
MASW-02	250.00	19.00	0.30	121.05	314.73
MASW-04	190.00	19.00	0.30	69.92	181.79
MASW-05	230.00	19.00	0.30	102.46	266.39
MASW-06	200.00	19.00	0.30	77.47	201.43
MASW-08	190.00	19.00	0.30	69.92	181.79
MASW-09b	200.00	19.00	0.30	77.47	201.43
MASW-10	220.00	19.00	0.30	93.74	243.73
MASW-12	215.00	19.00	0.30	89.53	232.77
MASW-13	200.00	19.00	0.30	77.47	201.43
MASW-14	220.00	19.00	0.30	93.74	243.73

Si ottengono i seguenti valori medi:

$$G_0 = 88 \text{ MPa}$$

$$E_0 = 225 \text{ MPa}$$

Tali valori, in buon accordo con quanto ottenuto dalle prove di colonna Risonante, sono stati utilizzati nei successivi paragrafi per una stima dei moduli drenati operativi E<sub>op1</sub> e E<sub>op2</sub>.

Moduli elastici operativi da modulo elastico iniziale

Sulla base di quanto riportato nel precedente paragrafo è stata eseguita una stima dei moduli elastici operativi  $E_{op1}$  e  $E_{op2}$ . Nella tabella T31 sono riportati i valori dei moduli ottenuti.

T 31. Moduli elastici operativi da modulo elastico iniziale (MASW)

Stendimento	Vs	$\gamma$	$\nu$	$G_0$	$E_0=E_{din}$	$E_{op}/E_{din} = 0.10$	$E_{op}/E_{din} = 0.05$
[-]	[m/s]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
MASW-01	220.00	19.00	0.30	93.74	243.73	24.37	12.19
MASW-02	250.00	19.00	0.30	121.05	314.73	31.47	15.74
MASW-04	190.00	19.00	0.30	69.92	181.79	18.18	9.09
MASW-05	230.00	19.00	0.30	102.46	266.39	26.64	13.32
MASW-06	200.00	19.00	0.30	77.47	201.43	20.14	10.07
MASW-08	190.00	19.00	0.30	69.92	181.79	18.18	9.09
MASW-09b	200.00	19.00	0.30	77.47	201.43	20.14	10.07
MASW-10	220.00	19.00	0.30	93.74	243.73	24.37	12.19
MASW-12	215.00	19.00	0.30	89.53	232.77	23.28	11.64
MASW-13	200.00	19.00	0.30	77.47	201.43	20.14	10.07
MASW-14	220.00	19.00	0.30	93.74	243.73	24.37	12.19

Da quanto riportato in tabella T31 si ottengono i seguenti valori medi:

$$E_{op1(0.10)} = 22.84 \text{ MPa}$$

$$E_{op2(0.05)} = 11.42 \text{ MPa}$$

Moduli elastici operativi da prove edometriche

Una stima del modulo elastico operativo è stata eseguita a partire dai valori dei moduli edometrici  $E_d$  calcolati nell'intervallo di pressione 400÷800 kPa ricavati precedentemente secondo la seguente relazione:

$$E_{op} = E_d \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

Assumendo  $\nu=0.3$  si ottiene  $E_{op}=E_d/1.35$ .

*T 32. Moduli elastici operativi da prove edometriche*

Sondaggio	Camp.	Prof.	$\Delta\sigma_v'=800-400$			$E_{op}$
			$\Delta\sigma_v'$	$\Delta\varepsilon_v$	Ed	
[n]	[n]	[m da p.c.]	[kPa]	[-]	[MPa]	[MPa]
S1	CI1	4.175	400	0.0261	15.36	11.37
S2	CI1	3.200	400	0.0340	11.76	8.71
S6	CI1	3.650	400	0.0255	15.72	11.64
S6bis	CI1	3.250	400	0.0429	9.33	6.91
S7	CI1	3.200	400	0.0283	14.16	10.49
S11	CI1	3.200	400	0.0222	18.02	13.35
S12bis	CI1	3.600	400	0.0775	5.16	3.83
S25	CI1	4.175	400	0.0322	12.42	9.20
S26	CI1	5.200	400	0.0237	16.91	12.53
S26	CI3	14.700	400	0.0415	9.64	7.14

Si ottiene un valore medio di  $E_{op2(0.05)} = 9.52$  MPa di poco inferiore a quello stimato a partire dal modulo iniziale ( $E_{op2(0.05)} = 11.42$  MPa). Tale differenza può essere attribuita al disturbo dei campioni in fase di prelievo e fustellamento.

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 200 di 289

Moduli elastici operativi da modulo elastico non drenato

Una stima del modulo elastico operativo è stata eseguita a partire dai valori dei moduli edometrici  $E_d$  calcolati nell'intervallo di pressione 400÷800 kPa secondo la seguente relazione:

$$E_{op2} = E_d \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

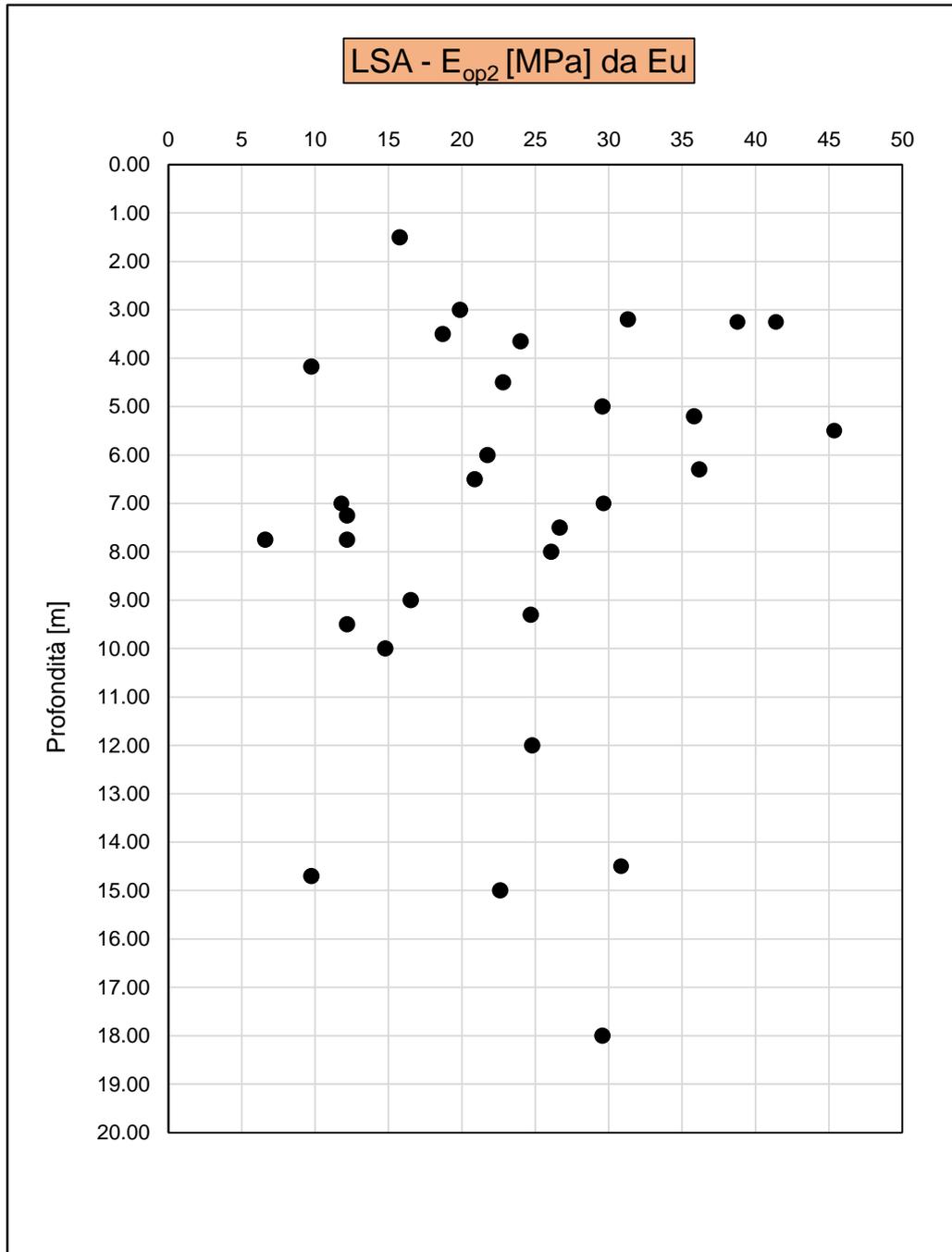
Assumendo  $\nu=0.3$  si ottiene  $E_{op2}=E_d/1.35$ .

Nella figura F131 sono riportati i valori di  $E_{op}$  ricavati a partire dai valori più rappresentativi di  $E_u$  ottenuti nei precedenti paragrafi.

In media si ottengono valori compresi nel range 10÷25 MPa.

In definitiva si nota come tali valori siano compresi in un range molto più ampio rispetto a quanto calcolato a partire dal modulo iniziale e dalle prove edometriche ed in particolare negli strati più superficiali fino a profondità di circa 6m dal p.c.. Tale differenza può essere attribuita in un caso, alla scelta del fattore di riduzione applicato al modulo iniziale  $E_0/E_{op2}=0.05$  e, in un altro, al disturbo dei campioni sottoposti a prova edometrica in fase di prelievo e fustellamento.

### Moduli $E_{op2}$ da $E_u$



F 131. Stima di  $E_{op2}$  da  $E_u$

### 7.11.2.2 Unità geotecnica AL

#### Modulo elastico iniziale

La stima dei moduli iniziali di taglio ( $G_0$ ) e di Young ( $E_0$ ) è stata anche eseguita a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$ , ottenute direttamente dalle prove geofisiche (MASW e HVSR), utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \text{ kPa}$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu) \text{ kPa}$$

Con  $E_0$  e  $G_0$  rispettivamente modulo elastico iniziali di Young e di taglio.

Nella seguente tabella T33 sono riportati i valori ottenuti adottando un coefficiente di Poisson pari a  $\nu=0.30$  e peso dell'unità di volume pari a  $\gamma=19.5\text{kN/m}^3$ .

T 33. Moduli elastici iniziali da MASW

Stendimento	$V_s$	$\gamma$	$\nu$	$G_0$	$E_0=E_{din}$
[-]	[m/s]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[MPa]	[MPa]
MASW-01	300.00	19.50	0.30	178.90	465.14
MASW-03	260.00	19.50	0.30	134.37	349.37
MASW-09b	270.00	19.50	0.30	144.91	376.76

Da quanto riportato in tabella T33 si ottengono i seguenti valori medi:

$$G_0 = 152.8 \text{ MPa}$$

$$E_0 = 397.0 \text{ MPa}$$

Moduli elastici operativi da modulo elastico iniziale

Sulla base di quanto riportato nel precedente paragrafo è stata eseguita una stima dei moduli elastici operativi  $E_{op1}$  e  $E_{op2}$ . Nella tabella T34 sono riportati i valori dei moduli ottenuti.

T 34. Moduli elastici operativi da MASW

Stendimento	Vs	$\gamma$	$\nu$	$G_0$	$E_0=E_{din}$	$E_{op}/E_{din} = 0.10$	$E_{op}/E_{din} = 0.05$
[-]	[m/s]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
MASW-01	300.00	19.50	0.30	178.90	465.14	46.51	23.26
MASW-03	260.00	19.50	0.30	134.37	349.37	34.94	17.47
MASW-09b	270.00	19.50	0.30	144.91	376.76	37.68	18.84

Si ottengono i seguenti valori medi:

$$E_{op1(0.10)} = 39.71 \text{ MPa}$$

$$E_{op2(0.05)} = 19.85 \text{ MPa}$$

Moduli elastici operativi da prove edometriche

Una stima del modulo elastico operativo è stata eseguita a partire dai valori dei moduli edometrici  $E_d$  calcolati nell'intervallo di pressione 400÷800 kPa secondo la seguente relazione:

$$E_{op2} = E_d \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

Assumendo  $\nu=0.3$  si ottiene  $E_{op2}=E_d/1.35$ .

*T 35. Moduli elastici operativi da prove edometriche*

Sondaggio	Camp.	Prof.	$\Delta \sigma_v' = 800-400$			$E_{op}$
			$\Delta \sigma_v'$	$\Delta \varepsilon_v$	Ed	
[n]	[n]	[m da p.c.]	[kPa]	[-]	[MPa]	[MPa]
S13	Cl1	2.150	400	0.0242	16.56	12.27
S13	Cl2	6.300	400	0.0358	11.17	8.28

Si ottiene un valore medio di  $E_{op2(0.05)} = 10.27$  MPa inferiore a quello stimato a partire dal modulo iniziale ( $E_{op2(0.05)} = 19.85$  MPa). Tale differenza può essere attribuita al disturbo dei campioni in fase di prelievo e fustellamento.

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 205 di 289

Moduli elastici operativi da modulo elastico non drenato

Una stima del modulo elastico operativo è stata eseguita a partire dai valori dei moduli non drenati secondo la seguente relazione:

$$E_{op2} = \frac{2}{3} \cdot E_U \cdot (1 + \nu)$$

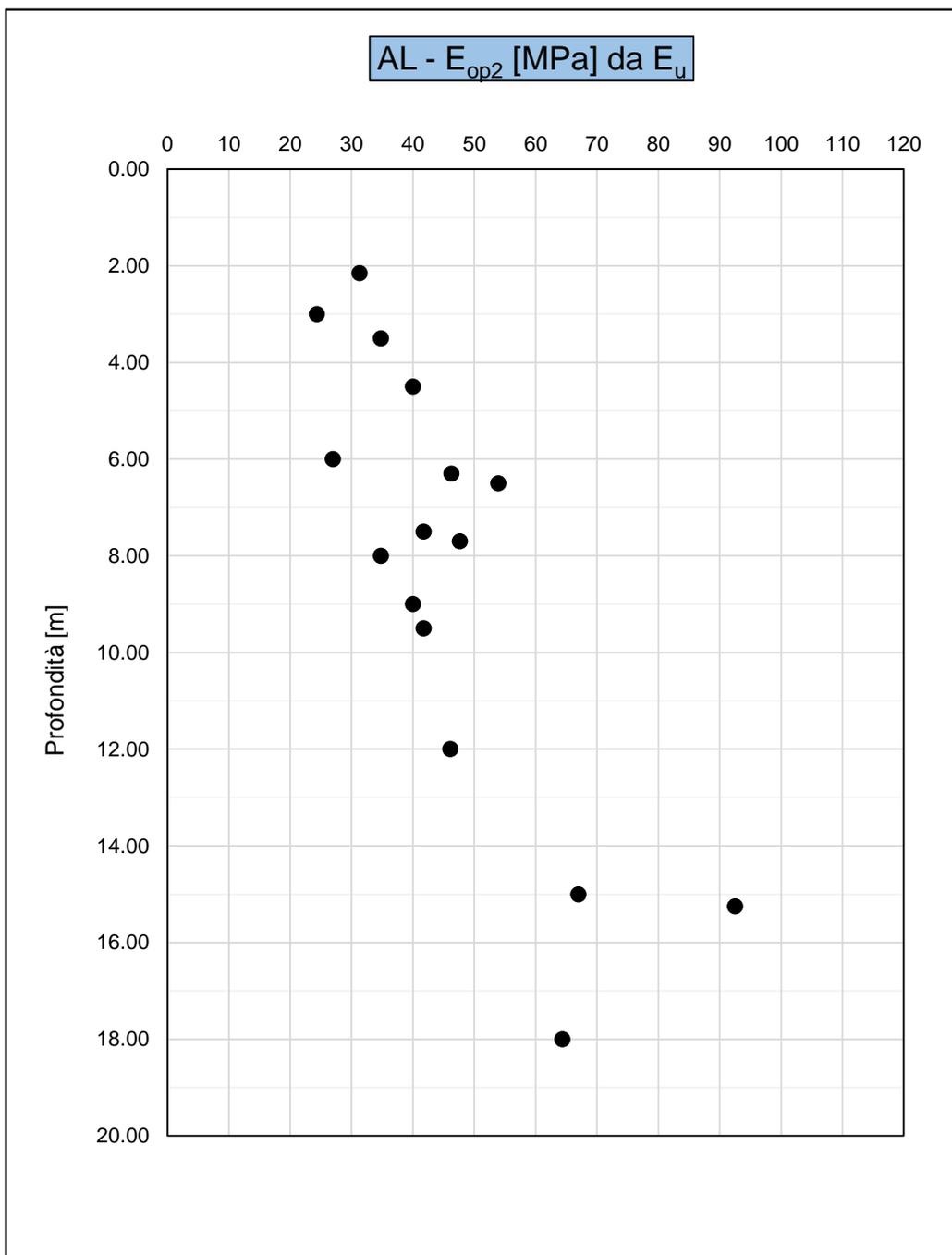
Assumendo  $\nu=0.3$  si ottiene  $E_{op2}=E_U/1.15$ .

Nella figura F132 sono riportati i valori di  $E_{op}$  ricavati a partire dai valori più rappresentativi di  $E_U$  ottenuti nei precedenti paragrafi.

In media si ottengono valori compresi nel range 25÷50 MPa con valori che raggiungono i 60÷70 MPa per profondità superiori a 15m.

In definitiva si nota come tali valori siano compresi in un range molto più ampio rispetto a quanto calcolato a partire dal modulo iniziale e dalle prove edometriche. La differenza può essere attribuita in un caso, alla scelta del fattore di riduzione applicato al modulo iniziale  $E_0/E_{op2}=0.05$  e, in un altro, al disturbo dei campioni sottoposti a prova edometrica in fase di prelievo e fustellamento.

### Moduli $E_{op}$ da $E_u$



F 132. Stima di  $E_{op}$  da  $E_u$

### 7.11.2.3 Unità geotecnica AM

#### Modulo elastico iniziale

Le prove di Colonna Risonante eseguite su campioni di terreno appartenenti all'unità AM hanno i restituito i seguenti valori di  $E_{\max}=E_0$  e  $G_{\max}=G_0$ :

T 36. Moduli elastici iniziali da prove di Colonna Risonante

Sondaggio	Campione	Profondità	$G_{\max}$	$E_{\max}$	$G/G_{\max}$	$\gamma_{te}$	$\gamma_{tc}$
		[m]	[MPa]	[MPa]	[-]	[%]	[%]
S3	CI3	30.35	229.35	596.31	0.985	0.0035	0.0220
					0.847		
Sv-i-1	CI4	24.25	193.38	502.79	0.998	0.0019	0.0320
					0.710		
Sv-i-3	CI2	38.45	221.87	576.86	0.986	0.0014	0.0342
					0.742		

Da quanto riportato in tabella T36 si ottengono i seguenti valori medi:

$$G_0 = 214.8 \text{ MPa}$$

$$E_0 = 558.6 \text{ MPa}$$

Una stima dei moduli iniziali di taglio ( $G_0$ ) e di Young ( $E_0$ ) è stata anche eseguita a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$ , ottenute direttamente dalle prove geofisiche (MASW e HVSR), utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \text{ kPa}$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu) \text{ kPa}$$

Con  $E_0$  e  $G_0$  rispettivamente modulo elastico iniziali di Young e di taglio.

Nella seguente tabella T37 sono riportati i valori ottenuti adottando un coefficiente di Poisson pari a  $\nu=0.30$  e peso dell'unità di volume pari a  $\gamma=20.5\text{kN/m}^3$ .

*T 37. Moduli elastici iniziali da MASW*

Stendimento	Vs	$\gamma$	$\nu$	G <sub>0</sub>	E <sub>0</sub> =E <sub>din</sub>
[-]	[m/s]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[MPa]	[MPa]
MASW-01	750.00	20.50	0.30	1175.46	3056.19
MASW-03	573.00	20.50	0.30	686.11	1783.89
MASW-04	496.00	20.50	0.30	514.10	1336.66
MASW-05	500.00	20.50	0.30	522.43	1358.31
MASW-06	430.00	20.50	0.30	386.39	1004.60
MASW-08	600.00	20.50	0.30	752.29	1955.96
MASW-09b	560.00	20.50	0.30	655.33	1703.86
MASW-10	440.00	20.50	0.30	404.57	1051.87
MASW-12	440.00	20.50	0.30	404.57	1051.87
MASW-13	440.00	20.50	0.30	404.57	1051.87
MASW-14	440.00	20.50	0.30	404.57	1051.87

Da quanto riportato in tabella T37 si ottengono i seguenti valori medi:

$$G_0 = 573.7 \text{ MPa}$$

$$E_0 = 1491.5 \text{ MPa}$$

Tali valori sono risultati nettamente superiori rispetto a quanto ottenute dalle prova di colonna Risonante.

Moduli elastici operativi da modulo elastico iniziale

Sulla base di quanto riportato nel precedente paragrafo è stata eseguita una stima dei moduli elastici operativi  $E_{op1}$  e  $E_{op2}$ . Nella tabella T38 sono riportati i valori dei moduli ottenuti a partire dai risultati delle prove geofisiche MASW.

*T 38. Moduli elastici operativi da modulo elastico iniziale (MASW)*

Stendimento	Vs	$\gamma$	$\nu$	$G_0$	$E_0=E_{din}$	$E_{op}/E_{din} = 0.10$	$E_{op}/E_{din} = 0.05$
[-]	[m/s]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
MASW-01	750.00	20.50	0.30	1175.46	3056.19	305.62	152.81
MASW-03	573.00	20.50	0.30	686.11	1783.89	178.39	89.19
MASW-04	496.00	20.50	0.30	514.10	1336.66	133.67	66.83
MASW-05	500.00	20.50	0.30	522.43	1358.31	135.83	67.92
MASW-06	430.00	20.50	0.30	386.39	1004.60	100.46	50.23
MASW-08	600.00	20.50	0.30	752.29	1955.96	195.60	97.80
MASW-09b	560.00	20.50	0.30	655.33	1703.86	170.39	85.19
MASW-10	440.00	20.50	0.30	404.57	1051.87	105.19	52.59
MASW-12	440.00	20.50	0.30	404.57	1051.87	105.19	52.59
MASW-13	440.00	20.50	0.30	404.57	1051.87	105.19	52.59
MASW-14	440.00	20.50	0.30	404.57	1051.87	105.19	52.59

Da quanto riportato in tabella T38 si ottengono i seguenti valori medi:

$$E_{op1(0.10)} = 149.15 \text{ MPa}$$

$$E_{op2(0.05)} = 74.58 \text{ MPa}$$

Tali valori sono stati successivamente corretti tenendo conto dei risultati delle prove di colonna risonante, ottenendo, a seguito di una media ponderale, quanto segue:

$$E_{op1(0.10)} = 124.0 \text{ MPa}$$

$$E_{op2(0.05)} = 62.0 \text{ MPa.}$$

Moduli elastici operativi da prove edometriche

Una stima del modulo elastico operativo è stata eseguita a partire dai valori dei moduli edometrici  $E_d$  calcolati nell'intervallo di pressione 400÷800 kPa secondo la seguente relazione:

$$E_{op2} = E_d \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

Assumendo  $\nu=0.3$  si ottiene  $E_{op2}=E_d/1.35$ .

*T 39. Moduli elastici operativi da prove edometriche*

Sondaggio	Camp.	Prof.	$\Delta \sigma_v' = 800-400$			$E_{op}$
			$\Delta \sigma_v'$	$\Delta \varepsilon_v$	Ed	
[n]	[n]	[m da p.c.]	[kPa]	[-]	[MPa]	[MPa]
S24	Cl1	26.300	400	0.0198	20.25	15.00
S7	Cl3	33.700	400	0.0160	25.00	18.52

I valori ottenuti sono decisamente inattendibile sia per problematiche dovute al disturbo del campione durante le fasi di prelievo e fustellamento sia per problematiche dovute alle modalità di esecuzione delle prove con una errata scelta dei valori di pressioni iniziali applicati al provino.

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 211 di 289

Moduli elastici operativi da modulo elastico non drenato

Una stima del modulo elastico operativo è stata eseguita a partire dai valori dei moduli non drenati secondo la seguente relazione:

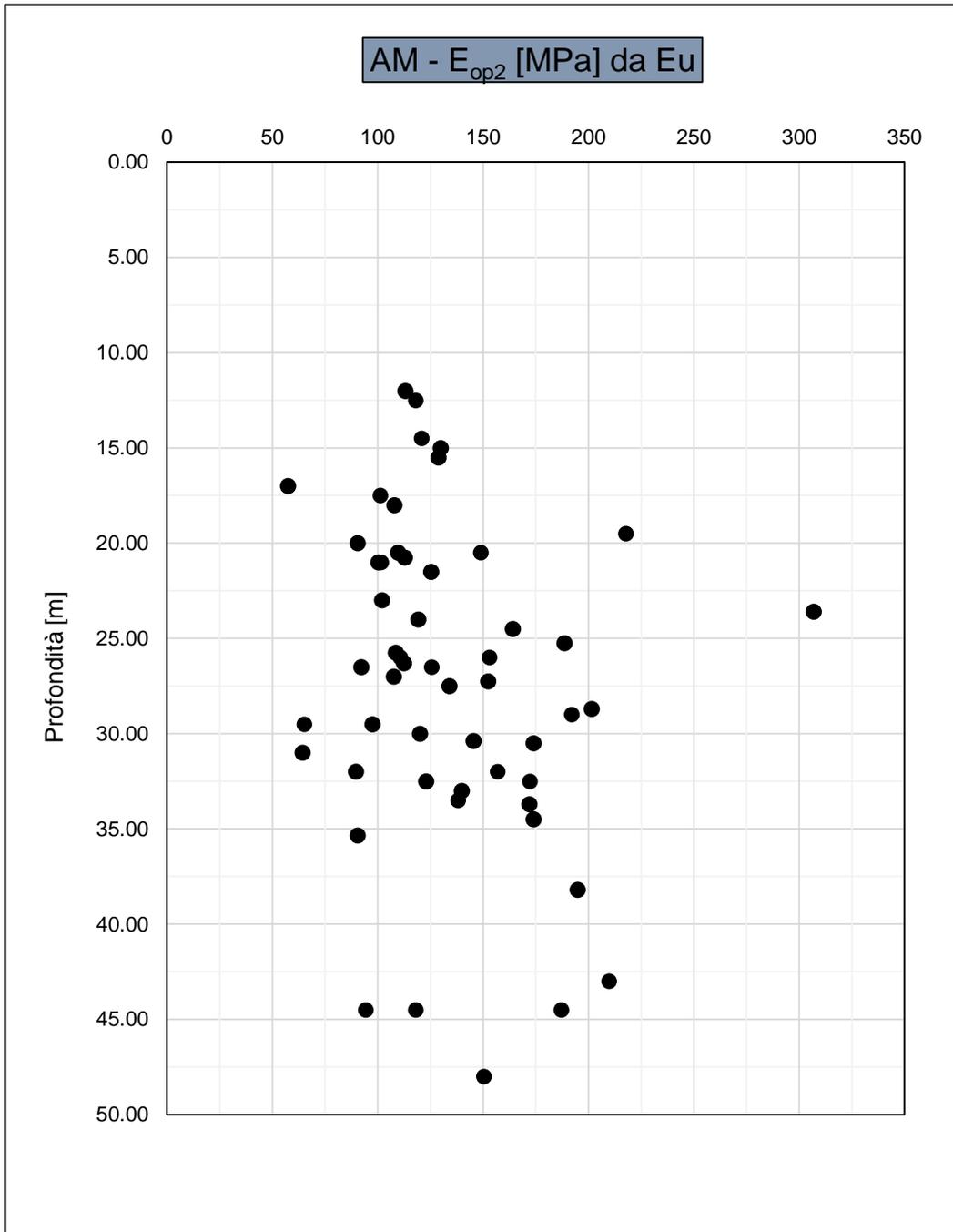
$$E_{op} = \frac{2}{3} \cdot E_U \cdot (1 + \nu)$$

Assumendo  $\nu=0.3$  si ottiene  $E_{op}=E_U/1.15$ .

Nella figura F133 sono riportati i valori di  $E_{op}$  ricavati a partire dai valori più rappresentativi di  $E_U$  ottenuti nei precedenti paragrafi.

I valori ottenuti sono in linea, nella porzione di range inferiore, con quelli ottenuti a partire dal modulo elastico iniziale.

### Moduli $E_{op2}$ da $E_u$



F 133. Stima di  $E_{op2}$  da  $E_u$

### 7.11.3 Parametri di compressibilità

Nel caso di opere con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell'opera (ad es. Rilevati) si è fatto riferimento anche ai risultati delle prove edometriche ad incremento di carico (ED-IL) in termini di indici di compressione ( $C_c$ ), di ricomprensione ( $C_r$ ) e di rigonfiamento ( $C_s$ ).

Poiché l'indice di ricomprensione non è molto significativo a causa del disturbo dovuto dalle operazioni di campionamento e fustellamento, si assume  $C_r=C_s$ .

Nelle seguenti tabelle sono riportati i risultati ottenuti dalle interpretazioni delle prove edometriche distinti per unità geotecnica.

#### T 40. LSA – Parametri di compressibilità da prove edometriche

Sondaggio S1 - Campione C11 - prof. 4.175m - LSA								
$\Delta\sigma_v'=1600-400$ [kPa]				$\Delta\sigma_v'=200-25$ [kPa]				
$c_c$	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_{\sigma_{vp}}$	$\Delta e$	$c_s$	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_0$	$e_1$	$\Delta e$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.1794	0.6021	0.7460	0.1080	0.0399	0.9031	0.8120	0.7760	0.0360

Sondaggio S2 - Campione C11 - prof. 3.200m - LSA								
$\Delta\sigma_v'=3200-800$ [kPa]				$\Delta\sigma_v'=200-50$ [kPa]				
$c_c$	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_{\sigma_{vp}}$	$\Delta e$	$c_s$	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_0$	$e_1$	$\Delta e$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.2126	0.6021	0.4860	0.1280	0.0199	0.6021	0.5910	0.5790	0.0120

Sondaggio S6 - Campione C11 - prof. 3.650m - LSA								
$\Delta\sigma_v'=1600-200$ [kPa]				$\Delta\sigma_v'=200-25$ [kPa]				
$c_c$	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_{\sigma_{vp}}$	$\Delta e$	$c_s$	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_0$	$e_1$	$\Delta e$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.1440	0.9031	0.6050	0.1300	0.0111	0.9031	0.6190	0.6090	0.0100

Sondaggio S6bis - Campione C11 - prof. 3.250m - LSA								
$\Delta\sigma_v'=3200-800$ [kPa]				$\Delta\sigma_v'=200-25$ [kPa]				
$c_c$	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_{\sigma_{vp}}$	$\Delta e$	$c_s$	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_0$	$e_1$	$\Delta e$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.2491	0.6021	0.5570	0.1500	0.0199	0.9031	0.6870	0.6690	0.0180

Sondaggio S7 - Campione CI1 - prof. 3.200m - LSA								
$\Delta\sigma_v'=3200-800$ [kPa]				$\Delta\sigma_v'=200-50$ [kPa]				
$c_c$	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_{\sigma_{vp}}$	$\Delta e$	cs	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_0$	e1	$\Delta e$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.1761	0.6021	0.5100	0.1060	0.0133	0.6021	0.6000	0.5920	0.0080

Sondaggio S11 - Campione CI1 - prof. 3.200m - LSA								
$\Delta\sigma_v'=3200-800$ [kPa]				$\Delta\sigma_v'=400-100$ [kPa]				
$c_c$	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_{\sigma_{vp}}$	$\Delta e$	cs	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_0$	e1	$\Delta e$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.1810	0.6021	0.6350	0.1090	0.0299	0.6021	0.6920	0.6740	0.0180

Sondaggio S12bis - Campione CI1 - prof. 3.600m - LSA								
$\Delta\sigma_v'=3200-800$ [kPa]				$\Delta\sigma_v'=400-100$ [kPa]				
$c_c$	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_{\sigma_{vp}}$	$\Delta e$	cs	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_0$	e1	$\Delta e$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.1810	0.6021	0.6350	0.1090	0.0299	0.6021	0.6920	0.6740	0.0180

Sondaggio S25 - Campione CI1 - prof. 4.175m - LSA								
$\Delta\sigma_v'=3200-800$ [kPa]				$\Delta\sigma_v'=100-25$ [kPa]				
$c_c$	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_{\sigma_{vp}}$	$\Delta e$	cs	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_0$	e1	$\Delta e$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.1977	0.6021	0.5160	0.1190	0.0183	0.6021	0.6820	0.6710	0.0110

Sondaggio S26 - Campione CI1 - prof. 5.200m - LSA								
$\Delta\sigma_v'=3200-800$ [kPa]				$\Delta\sigma_v'=200-25$ [kPa]				
$c_c$	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_{\sigma_{vp}}$	$\Delta e$	cs	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_0$	e1	$\Delta e$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.1794	0.6021	0.5910	0.1080	0.0066	0.9031	0.6640	0.6580	0.0060

Sondaggio S26 - Campione CI3 - prof. 14.7m - LSA								
$\Delta\sigma_v'=3200-400$ [kPa]				$\Delta\sigma_v'=200-25$ [kPa]				
$c_c$	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_{\sigma_{vp}}$	$\Delta e$	cs	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_0$	e1	$\Delta e$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.2779	0.9031	0.7020	0.2510	0.0244	0.9031	0.7890	0.7670	0.0220

Dai risultati riportati in tabella si ottengono i seguenti valori medi:

indice di compressione  $C_c = 0.1980$ ;

indice di ricomprensione  $C_r = C_s = 0.0213$ .

*T 41. AL – Parametri di compressibilità da prove edometriche*

Sondaggio S13 - Campione CI1 - prof. 2.150m - AL								
$\Delta\sigma_v'=3200-800$ [kPa]				$\Delta\sigma_v'=400-50$ [kPa]				
$c_c$	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_{\sigma_{vp}}$	$\Delta e$	cs	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_0$	e1	$\Delta e$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.2126	0.6021	0.5900	0.1280	0.0354	0.9031	0.6690	0.6370	0.0320

Sondaggio S13 - Campione CI2 - prof. 6.3m - AL								
$\Delta\sigma_v'=3200-800$ [kPa]				$\Delta\sigma_v'=200-25$ [kPa]				
$c_c$	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_{\sigma_{vp}}$	$\Delta e$	cs	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_0$	e1	$\Delta e$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.2192	0.6021	0.4900	0.1320	0.0221	0.9031	0.6020	0.5820	0.0200

Dai risultati riportati in tabella si ottengono i seguenti valori medi:

indice di compressione  $C_c = 0.2160$ ;

indice di ricomprensione  $C_r = C_s = 0.0288$ .

*T 42. AM – Parametri di compressibilità da prove edometriche*

Sondaggio S24 - Campione CI1 - prof. 26.300m - AM								
$\Delta\sigma_v'=3200-800$ [kPa]				$\Delta\sigma_v'=400-50$ [kPa]				
$c_c$	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_{\sigma_{vp}}$	$\Delta e$	cs	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_0$	e1	$\Delta e$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.1412	0.6021	0.4100	0.0850	0.0221	0.9031	0.4640	0.4440	0.0200

Sondaggio S7 - Campione CI3 - prof. 33.7m - AM								
$\Delta\sigma_v'=6400-3200$ [kPa]				$\Delta\sigma_v'=1600-400$ [kPa]				
$c_c$	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_{\sigma_{vp}}$	$\Delta e$	cs	$\Delta\log\sigma_v'$	$e_0$	e1	$\Delta e$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.1761	0.3010	0.2710	0.0530	0.0548	0.6021	0.3500	0.3170	0.0330

Dai risultati riportati in tabella si ottengono i seguenti valori medi:

indice di compressione  $C_c = 0.1586$ ;

indice di ricomprensione  $C_r = C_s = 0.0385$ .

## 7.12 Caratteristiche di deformabilità in terreni incoerenti

### 7.12.1 Modulo elastico drenato

#### 7.12.1.1 Unità geotecnica SL

##### Modulo elastico iniziale

La prova di Colonna Risonante eseguita sul campione di terreno appartenente all'unità SL ha restituito i seguenti valori di  $E_{\max}=E_0$  e  $G_{\max}=G_0$ :

T 43. Moduli elastici iniziali da prove di Colonna Risonante

Sondaggio	Campione	Profondità	$G_{\max}$	$E_{\max}$	$G/G_{\max}$	$\gamma_{te}$	$\gamma_{tc}$
		[m]	[MPa]	[MPa]	[-]	[%]	[%]
S3	CI1	3.175	117.78	306.23	0.981	0.0012	-
					0.736	-	0.0185

##### Moduli elastici operativi da modulo elastico iniziale

Sulla base di quanto riportato nel precedente paragrafo si è ottenuta la seguente stima dei moduli elastici operativi  $E_{op1}$  e  $E_{op2}$ .

$$E_{op1(0.10)} = 30.0 \text{ MPa}$$

$$E_{op2(0.05)} = 15.0 \text{ MPa}$$

##### Moduli elastici "operativi" $E_{op1}$ da prove pressiometriche MPT

La prova pressiometrica eseguita lungo il sondaggio Sv-i-1 alla profondità di 4.5m dal p.c. ha restituito un modulo elastico  $E_{op1} = 20.7 \text{ MPa}$

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>												
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IA97</td> <td>00R29</td> <td>GE</td> <td>GE0006 001</td> <td>A</td> <td>217 di 289</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IA97	00R29	GE	GE0006 001	A	217 di 289
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IA97	00R29	GE	GE0006 001	A	217 di 289								

Moduli elastici "operativi"  $E_{op1}$  da prove SPT

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) per la stima dei moduli elastici operativi da prove SPT valgono le seguenti espressioni:

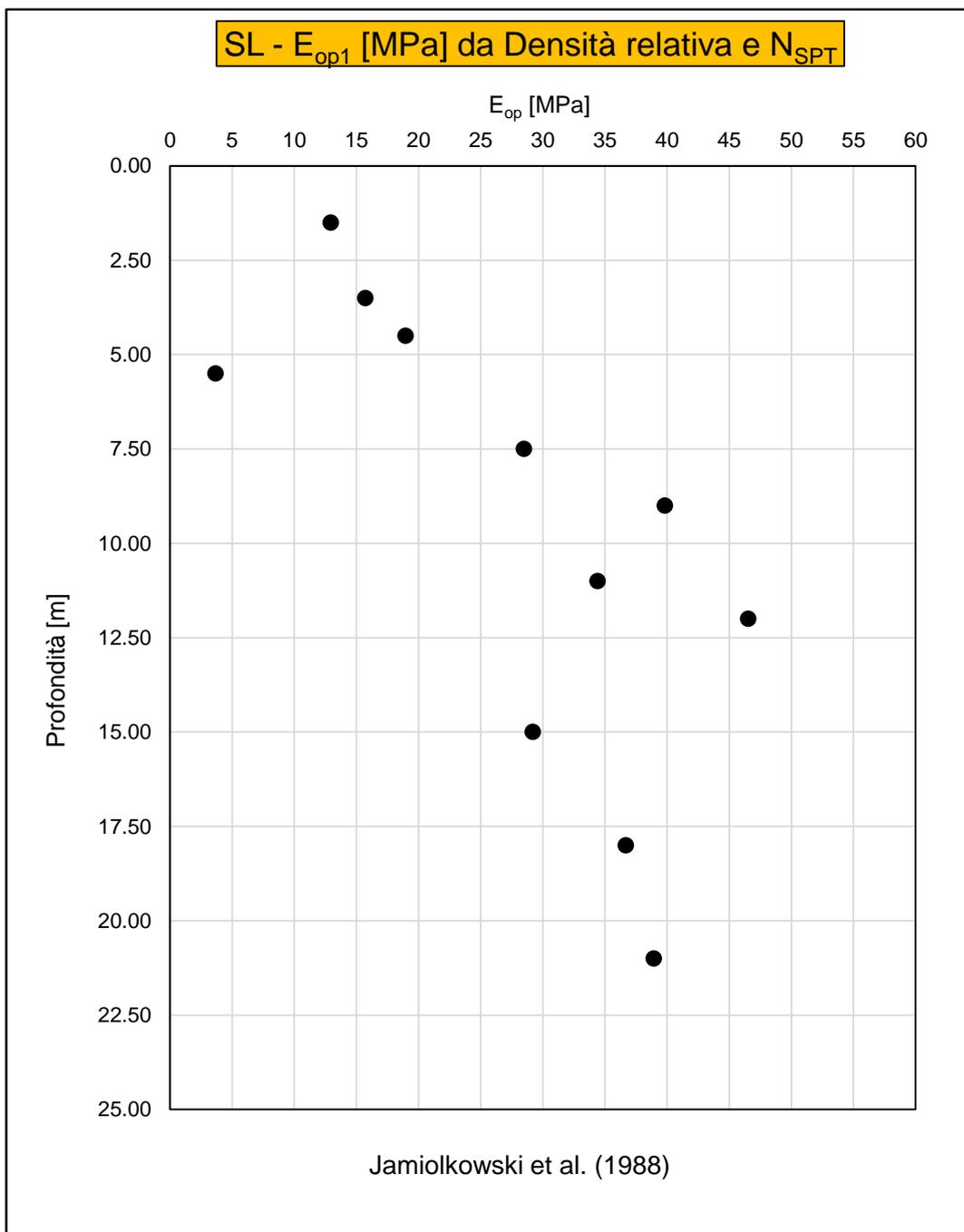
$$(E_{25}) = E_{op1} = (10.5 - 3.5 \cdot D_R) \cdot N_{SPT} / 10 \text{ [MPa]} - \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$(E_{25}) = E_{op1} = (52.5 - 35 \cdot D_R) \cdot N_{SPT} / 10 \text{ [MPa]} - \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

In figura F134 sono riportati i risultati ottenuti adottando l'espressione per terreni normalmente consolidati e i valori di densità relativa ottenuti nei precedenti paragrafi-

I valori ottenuti sono risultati in buon accordo con quelli ricavati a partire dai moduli elastici iniziali e dalla prova pressiometrica MPT.

### Moduli $E_{op1}$ da Densità relativa e $N_{SPT}$



F 134. Stima di  $E_{op1}$  da Densità relativa e  $N_{SPT}$  (Jamiolkowski et al., 1988)

### 7.12.1.2 Unità geotecnica G;S

#### Modulo elastico iniziale

La stima dei moduli iniziali di taglio ( $G_0$ ) e di Young ( $E_0$ ) è stata eseguita a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$ , ottenute direttamente dalle prove geofisiche (MASW e HVSR), utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \text{ kPa}$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu) \text{ kPa}$$

Con  $E_0$  e  $G_0$  rispettivamente modulo elastico iniziali di Young e di taglio.

Nella seguente tabella T44 sono riportati i valori ottenuti adottando un coefficiente di Poisson pari a  $\nu=0.25$  e peso dell'unità di volume pari a  $\gamma=22.0\text{kN/m}^3$ .

T 44. Moduli elastici iniziali da MASW

Stendimento	$V_s$	$\gamma$	$\nu$	$G_0$	$E_0=E_{din}$
[-]	[m/s]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[MPa]	[MPa]
MASW-01	550.00	22.00	0.25	678.39	1695.97
MASW-02	560.00	22.00	0.25	703.28	1758.21
MASW-03	450.00	22.00	0.25	454.13	1135.32
MASW-04	379.00	22.00	0.25	322.13	805.33
MASW-05	400.00	22.00	0.25	358.82	897.04
MASW-06	300.00	22.00	0.25	201.83	504.59
MASW-08	426.00	22.00	0.25	406.98	1017.45
MASW-09b	460.00	22.00	0.25	474.54	1186.34
MASW-10	330.00	22.00	0.25	244.22	610.55
MASW-12	390.00	22.00	0.25	341.10	852.75
MASW-13	400.00	22.00	0.25	358.82	897.04

Da quanto riportato in tabella T44 si ottengono i seguenti valori medi:

$$G_0 = 413.1 \text{ MPa}$$

$$E_0 = 1032.8 \text{ MPa}$$

Moduli elastici operativi da modulo elastico iniziale

Sulla base di quanto riportato nel precedente paragrafo è stata eseguita una stima dei moduli elastici operativi  $E_{op1}$  e  $E_{op2}$ . Nella tabella T45 sono riportati i valori dei moduli ottenuti.

T 45. Moduli elastici operativi da MASW

Stendimento	Vs	$\gamma$	$\nu$	$G_0$	$E_0=E_{din}$	$E_{op}/E_{din} = 0.10$	$E_{op}/E_{din} = 0.05$
[-]	[m/s]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
MASW-01	550.00	22.00	0.25	678.39	1695.97	169.60	84.80
MASW-02	560.00	22.00	0.25	703.28	1758.21	175.82	87.91
MASW-03	450.00	22.00	0.25	454.13	1135.32	113.53	56.77
MASW-04	379.00	22.00	0.25	322.13	805.33	80.53	40.27
MASW-05	400.00	22.00	0.25	358.82	897.04	89.70	44.85
MASW-06	300.00	22.00	0.25	201.83	504.59	50.46	25.23
MASW-08	426.00	22.00	0.25	406.98	1017.45	101.74	50.87
MASW-09b	460.00	22.00	0.25	474.54	1186.34	118.63	59.32
MASW-10	330.00	22.00	0.25	244.22	610.55	61.06	30.53
MASW-12	390.00	22.00	0.25	341.10	852.75	85.28	42.64
MASW-13	400.00	22.00	0.25	358.82	897.04	89.70	44.85

Si ottengono i seguenti valori medi:

$$E_{op1(0.10)} = 103.28 \text{ MPa}$$

$$E_{op2(0.05)} = 51.64 \text{ MPa}$$

Modulo elastico operativo da prove dilatometriche

Il modulo elastico operativo  $E_{op1}$  è stato ricavato dai certificati delle prove dilatometriche DRT. Nella tabella seguente sono riportati i risultati ottenuti.

T 46. Moduli elastici operativi da prove dilatometriche

Sondaggio	Prof.	DRT
		E'
[n]	[m da p.c.]	[MPa]
S2	18.50	73
S3	14.50	158
S4	19.00	180
S7	13.50	277
S11	6.50	116
S12bis	8.50	143
S12bis	38.00	177
Sv-i-1	15.50	104
Sv-i-5	5.50	137
Sv-i-3	8.50	234
Sv-i-3	17.50	162
Sv-i-4	4.50	173
Sv-i-4	15.50	183

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 222 di 289

Moduli elastici "operativi"  $E_{op1}$  da prove SPT

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) per la stima dei moduli elastici operativi da prove SPT valgono le seguenti espressioni:

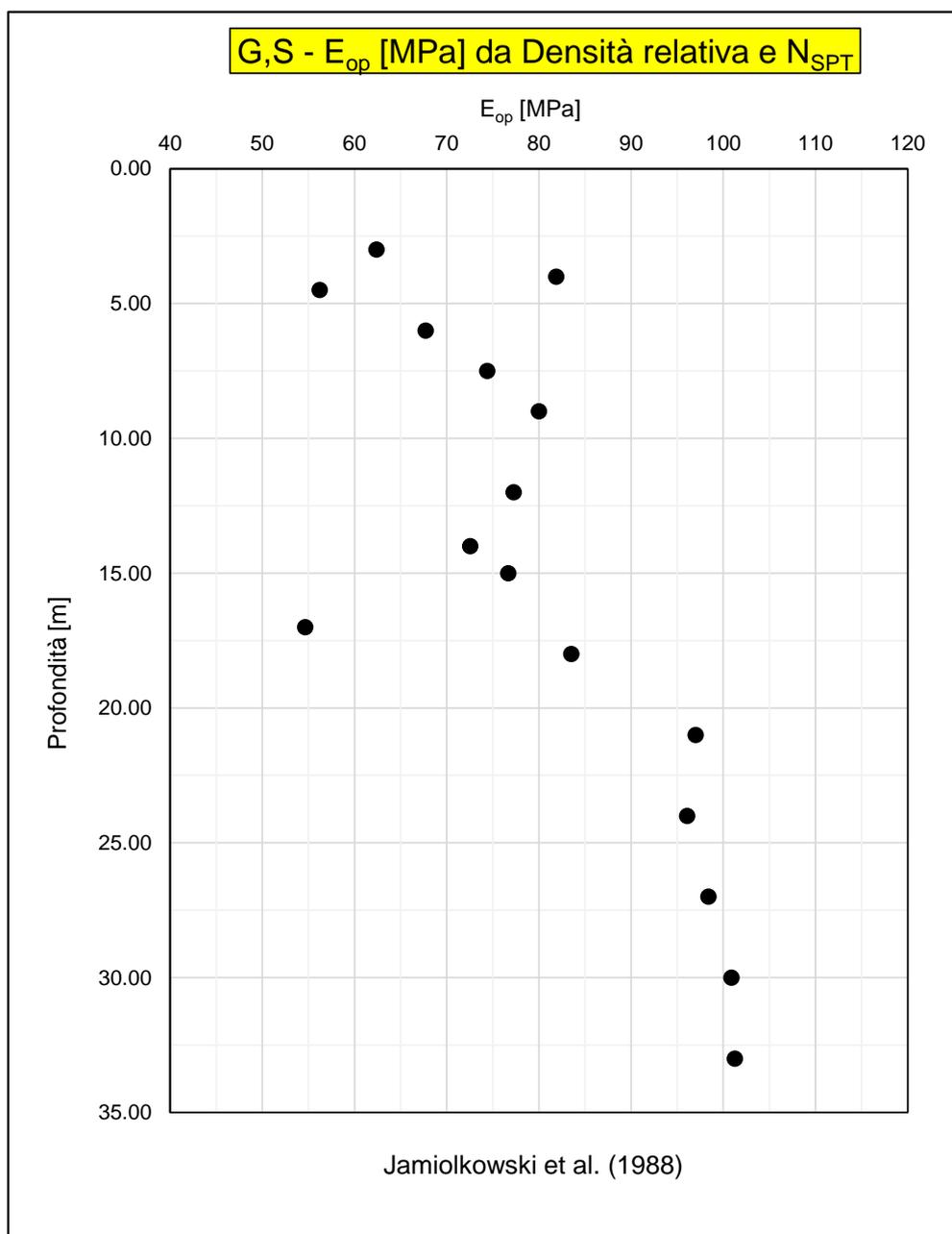
$$(E_{25}) = E_{op1} = (10.5 - 3.5 \cdot D_R) \cdot N_{SPT} / 10 \text{ [MPa]} - \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$(E_{25}) = E_{op1} = (52.5 - 35 \cdot D_R) \cdot N_{SPT} / 10 \text{ [MPa]} - \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

In figura F135 sono riportati i risultati ottenuti adottando l'espressione per terreni normalmente consolidati e i valori di densità relativa ottenuti nei precedenti paragrafi-

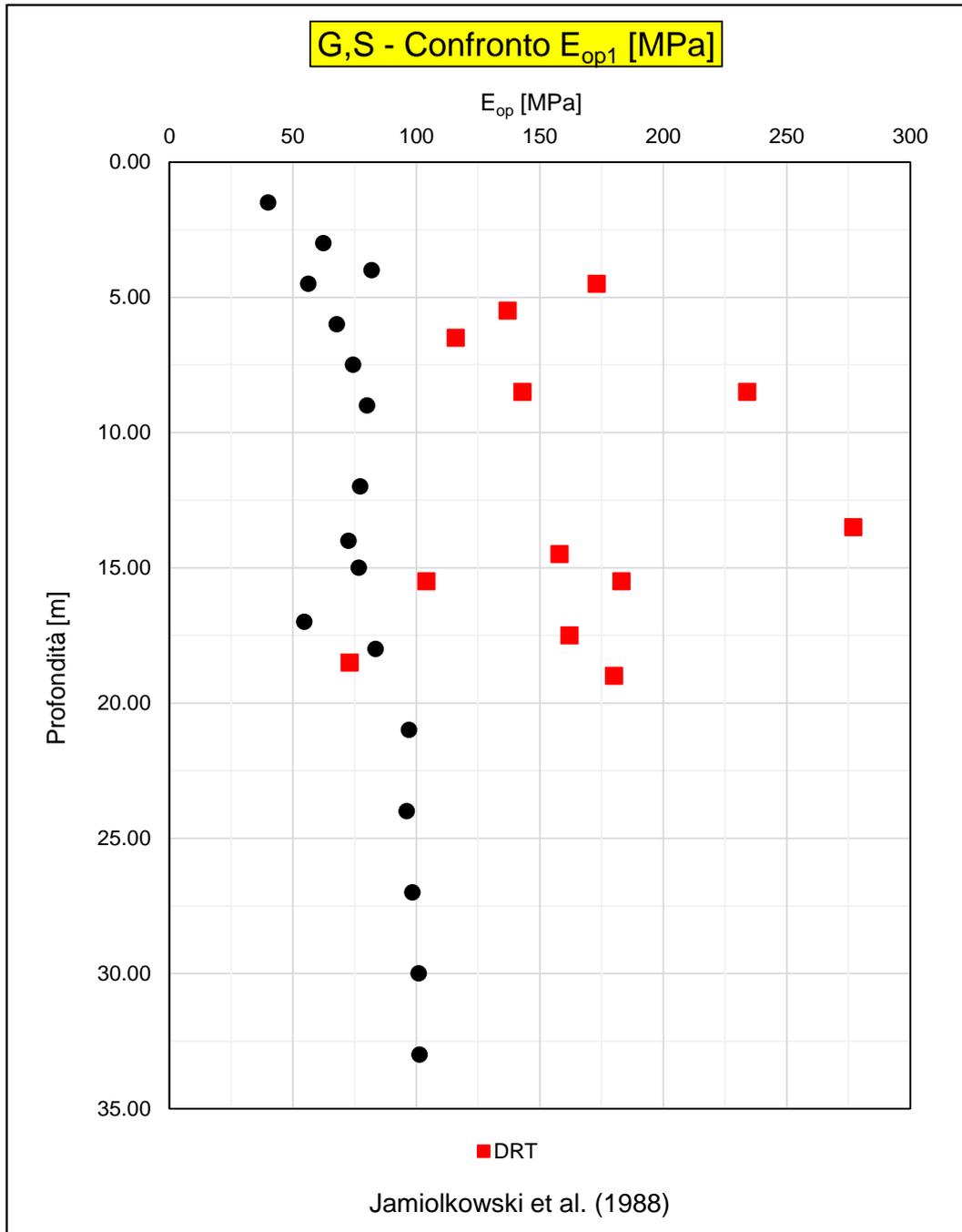
Nella figura F136 sono messi a confronto i valori del modulo elastico ottenuti con le espressioni funzioni di  $D_R$  e  $N_{SPT}$  con quelli ottenuti nelle prove dilatometriche.

### Moduli $E_{op1}$ da Densità relativa e $N_{SPT}$



F 135. Stima di  $E_{op1}$  da Densità relativa e  $N_{SPT}$  (Jamiolkowski et al., 1988)

### Confronto di $E_{op1}$ da Densità relativa e $N_{SPT}$ con prove DRT



F 136. Confronto di  $E_{op1}$  da Densità relativa e  $N_{SPT}$  con prove DRT

## 8 CARATTERISTICHE DI PERMEABILITÀ

Nell'ambito della campagna d'indagine in sito sono state eseguite 58 prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile. I risultati ottenuti in termini di coefficienti di permeabilità orizzontale, riportati nelle tabelle T47 e T48, sono stati confrontati con i risultati delle prove edometriche su campioni indisturbati per poter in definitiva stimare i valori di permeabilità di progetto.

*T 47. Risultati prove Lefranc*

Sondaggio	Terreno	Tasca Prova [m da p.c.]		Permeabilità
		Letto	Tetto	$k_h$ media [m/s]
S1	LSA	3.00	4.00	1.43E-06
	AL	7.30	9.00	4.83E-06
	AM	30.60	33.60	5.70E-07
S2	LSA	4.50	5.00	2.81E-05
	G,S	15.00	16.50	1.84E-04
S3	G,S	6.00	7.00	1.43E-03
	G,S	14.00	15.00	6.92E-04
	AM	29.00	30.00	1.70E-06
S4	G,S	4.50	6.00	3.65E-03
	G,S	11.00	12.00	9.13E-04
	G,S	19.50	21.00	7.97E-05
	G,S	24.00	25.00	1.15E-05
S6bis	LSA	3.00	4.50	1.19E-04
	SL	7.50	9.00	2.02E-05
	SL	16.00	17.20	1.77E-06
	SL	21.00	22.60	1.09E-06
S7	SL	7.50	9.00	8.40E-06
	SL	15.50	18.00	4.95E-05
S9	G,S	4.00	4.50	5.54E-05
	AL	9.00	10.50	6.49E-06
	AM	18.00	19.50	3.22E-07
S10	LSA	3.00	4.50	2.76E-06
	LSA	7.50	9.00	4.66E-06
	AM	22.50	24.00	5.86E-07

*T 48. Risultati prove Lefranc*

Sondaggio	Terreno	Tasca Prova [m da p.c.]		Permeabilità
		Letto	Tetto	$k_h$ media [m/s]
S11	LSA	1.50	3.00	6.48E-05
S12	LSA	3.00	4.00	5.00E-06
	G,S	10.00	11.00	6.64E-05
	AM	18.00	20.00	7.83E-07
S12bis	G,S	6.00	7.50	1.40E-04
	AM	18.00	19.70	1.98E-06
	G,S	35.50	36.00	1.20E-04
S13	AL	4.50	6.00	2.34E-06
S17ter	G,S	6.00	7.50	3.74E-04
	G,S	12.00	13.00	1.08E-04
	AM	24.00	27.00	1.20E-06
S18	G,S	3.00	4.00	2.41E-04
	G,S	7.50	9.00	1.27E-04
	AM	17.00	18.00	1.12E-06
S24	LSA	3.00	4.50	9.96E-05
	G,S	7.00	8.00	9.51E-06
	G,S	12.00	13.00	1.03E-06
S26	LSA	3.00	4.50	8.28E-05
	LSA	10.00	12.00	2.11E-05
	AM	24.00	25.00	2.83E-06
	AM	30.00	32.50	1.87E-07
Svi-2	LSA	6.55	8.50	1.31E-05
	LSA	10.00	12.00	5.20E-06
	AM	34.60	36.30	2.22E-06
Svi-5	G,S	4.50	5.00	4.78E-04
	AM	35.50	37.00	4.12E-07
Svi-3	AM	35.00	36.20	7.96E-07
Svi-4	AM	33.00	35.00	9.88E-07
S25	LSA	3.00	4.00	1.54E-05
	LSA	7.50	9.00	9.16E-07
	AM	30.00	32.60	9.25E-07
S19	AL	4.50	6.00	3.73E-06
	AL	10.50	12.00	1.14E-06
	AM	18.00	19.50	6.42E-07

Nella tabella T49 sono riportati i risultati delle prove edometriche in termini di permeabilità verticale condotte sui provini indisturbati prelevati nel corso della campagna di indagine.

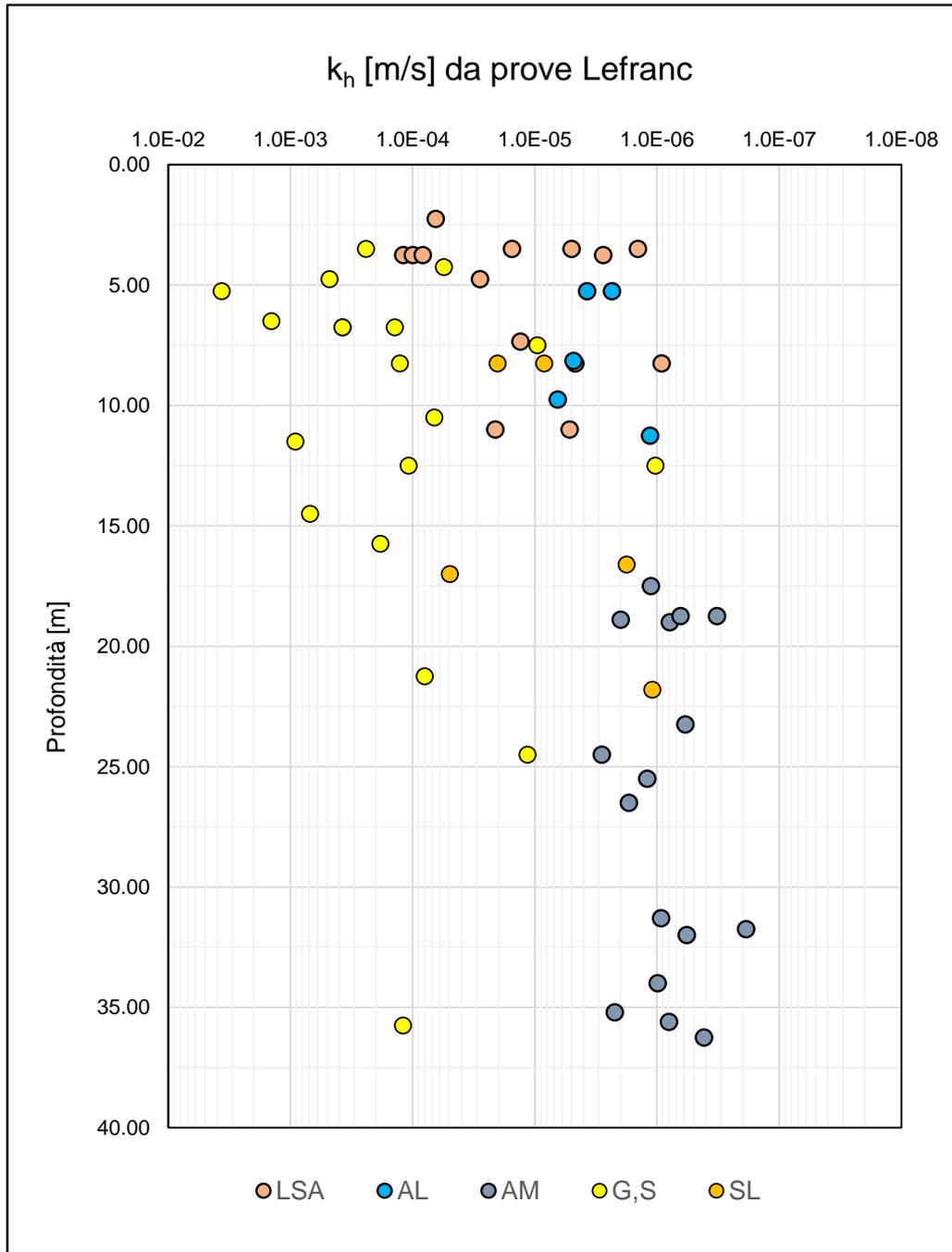
Dalle prove edometriche su campioni indisturbati sono stati ottenuti valori di permeabilità nettamente inferiori rispetto a quelli ottenuti dalle prove in situ. Tale differenza è dovuta sia al fatto che nelle prove Lefranc si misura una permeabilità prettamente orizzontale, in genere maggiore anche di un ordine di grandezza rispetto a quella verticale, sia al fatto che le prove in situ restituiscono valori di permeabilità più rappresentativi del volume di terreno indagato rispetto alle prove edometriche.

*T 49. Risultati prove edometriche*

Sondaggio	Campione	Profondità [m da p.c.]	Terreno	Permeabilità
				kv [m/s]
S1	CI1	4.175	LSA	5.53E-11
S2	CI1	3.250	LSA	8.98E-11
S3	CI1	3.175	SL	1.97E-10
S6	CI1	3.650	LSA	2.18E-10
S6bis	CI1	3.250	LSA	1.29E-10
S7	CI1	3.200	LSA	4.23E-11
S7	CI3	33.700	AM	1.03E-10
S11	CI1	3.200	LSA	7.21E-11
S12bis	CI1	3.600	LSA	1.53E-10
S13	CI1	2.150	AL	5.62E-11
S13	CI2	6.300	AL	7.05E-11
S24	CI1	26.300	AM	1.74E-10
S25	CI1	4.175	LSA	4.95E-10
S26	CI1	5.200	LSA	5.72E-11
S26	CI3	14.700	LSA	1.94E-10

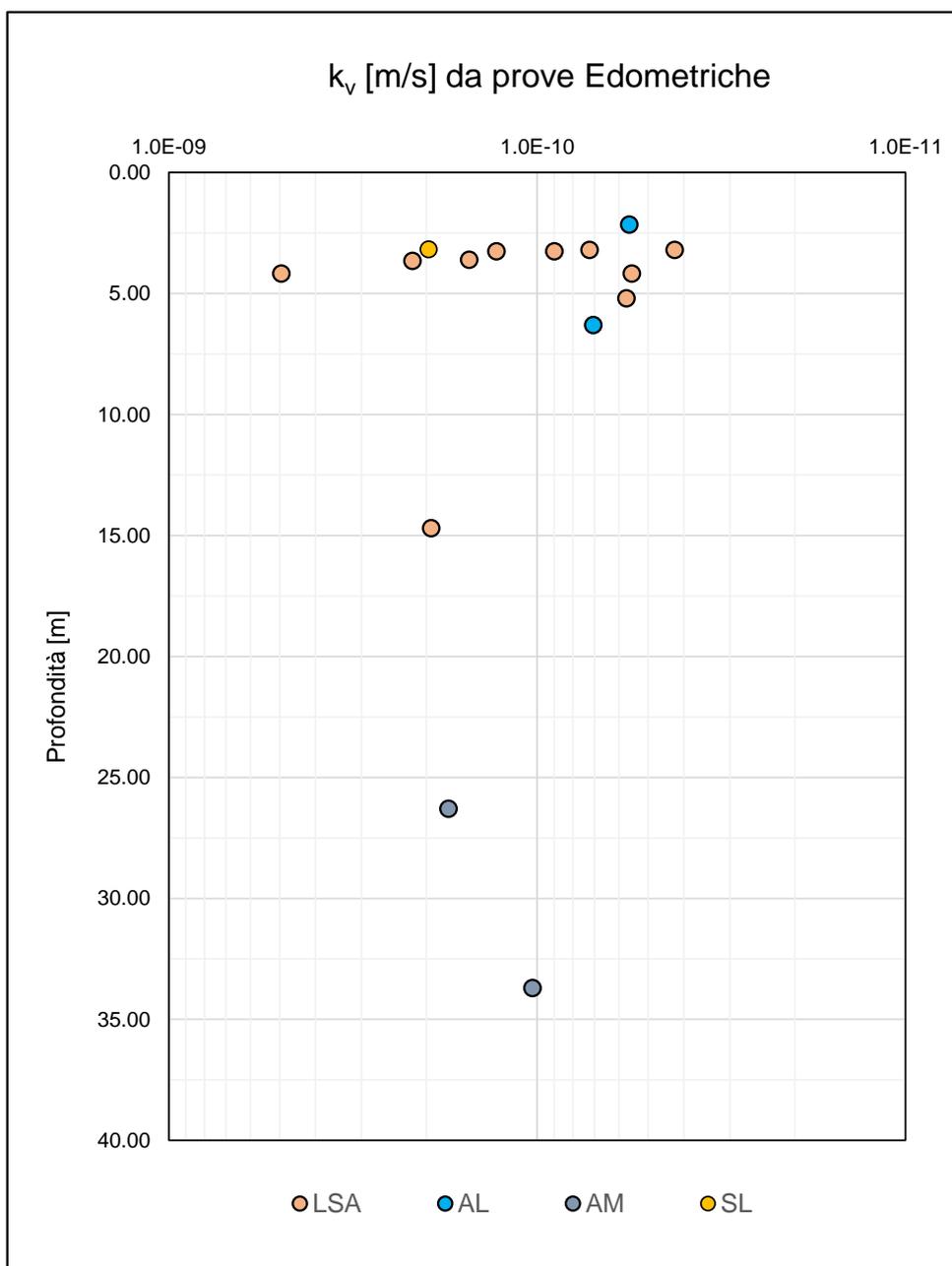
Nelle figure F137 e F138 sono riportati i valori di permeabilità misurati in situ ed in laboratorio.

### Permeabilità orizzontale $k_h$ da prove Lefranc



F 137. Permeabilità orizzontale  $k_h$  da prove Lefranc

## Permeabilità verticale $k_v$ da prove Edometriche



F 138. Permeabilità verticale  $k_v$  da prove Edometriche

## 8.1 Coefficienti di permeabilità di progetto

I coefficienti di permeabilità  $k$  sono stati determinati principalmente sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio. I risultati ottenuti dalle prove edometriche poiché poco rappresentativi dell'intera unità geotecnica sono stati considerati solo dal punto di vista qualitativo. In alternativa sono stati presi come riferimento gli intervalli di valori basati sulla descrizione litologica (vedi tabella T50).

*T 50. Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica*

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

Nel seguito per i diversi materiali incontrati sono riportate le stime dei parametri di permeabilità da adottarsi poi ai fini geotecnici.

A valle delle analisi e considerazioni fatte si sono definiti i seguenti intervalli di valori da adottare per i coefficienti di permeabilità.

### **Limi sabbiosi e Limi argilloso sabbiosi (LSA):**

La permeabilità della matrice limoso-sabbiosa e argilloso-sabbiosa per la tratta in esame, è stata stimata sulla base delle prove Lefranc, delle prove edometriche e della granulometria dei campioni raccolti. I valori medi di permeabilità sono stati assunti pari a  $k = 5 \cdot 10^{-7} \div 1 \cdot 10^{-7}$  m/s.

### **Argille limose (AL):**

La permeabilità della matrice limosa e argillosa per la tratta in esame, è stata stimata sulla base delle prove Lefranc, delle prove edometriche e della granulometria dei campioni raccolti. I valori medi di permeabilità sono stati assunti pari a  $k = 1 \cdot 10^{-8} \div 5 \cdot 10^{-9}$  m/s.

### **Sabbie e Sabbie limose (SL)**

La permeabilità delle sabbie limose per la tratta in esame, è stata stimata sulla base delle prove Lefranc e della granulometria dei campioni raccolti. I valori medi di permeabilità sono stati assunti pari a  $k = 5 \cdot 10^{-6} \div 1 \cdot 10^{-6}$  m/s.

### **Ghiaie e Ghiaie con sabbia (G,S)**

La permeabilità delle sabbie limose per la tratta in esame, è stata stimata sulla base delle prove Lefranc e della granulometria dei campioni raccolti. I valori medi di permeabilità sono stati assunti pari a  $k = 1 \cdot 10^{-4} \div 1 \cdot 10^{-5}$  m/s, i valori più bassi si riferiscono a Ghiaie caratterizzate da una matrice limoso-argillosa con frazione superiore al 20%.

### **Argille marnose (AM)**

La permeabilità della matrice limosa e argillosa per la tratta in esame, è stata stimata sulla base delle prove Lefranc, delle prove edometriche e della granulometria dei campioni raccolti. I valori medi di permeabilità sono stati assunti pari a  $k = 1 \cdot 10^{-8} \div 1 \cdot 10^{-9}$  m/s.

## 8.2 Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria

I coefficienti di consolidazione primaria  $c_v$  utilizzabili nell'ambito di teorie di consolidazione convenzionali e a problemi di flusso principalmente nella direzione verticale, sono stati ricavati dalle prove edometriche.

*T 51. Coefficienti di consolidazione primaria da prove edometriche*

Terreno	Sondaggio	Campione	Profondità [m da p.c.]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]
LSA	S1	Cl1	4.175	4.60E-08
LSA	S2	Cl1	3.250	6.46E-08
LSA	S6	Cl1	3.650	9.00E-08
LSA	S6bis	Cl1	3.250	9.81E-08
LSA	S7	Cl1	3.200	3.60E-08
LSA	S11	Cl1	3.200	7.90E-08
LSA	S12bis	Cl1	3.600	5.75E-08
LSA	S25	Cl1	4.175	1.35E-07
LSA	S26	Cl1	5.200	3.41E-08
LSA	S26	Cl3	14.700	4.04E-08
AL	S13	Cl1	2.150	4.87E-08
AL	S13	Cl2	6.300	4.83E-08
AM	S24	Cl1	26.300	1.01E-07
AM	S7	Cl3	33.700	2.92E-08
SL	S3	Cl1	3.175	9.80E-08

Il coefficiente di consolidazione secondaria ( $c_\alpha$ ) è stato stimato con la correlazione proposta nel manuale NAVFAC-DM 7.1. (1971), che correla il coefficiente di consolidazione secondaria al contenuto naturale di acqua ( $W_n$ ).

Per un contenuto di acqua compreso tra  $W_n=20\div 30\%$  il manuale suggerisce un valore di  $c_\alpha = 0.002$

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 233 di 289

## 9 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Dall'analisi di tutti i risultati delle prove disponibili, condotte sia in sito che in laboratorio, e presentate ai paragrafi precedenti, si sono determinati i parametri geotecnici associati alle diverse unità stratigrafiche individuate.

In particolare valgono le seguenti considerazioni:

- I risultati delle prove  $N_{SPT}$  e CPT, insieme alle descrizioni dei sondaggi, alle fotografie delle cassette ed ai risultati dei Pocket, hanno aiutato nell'individuazione dei passaggi stratigrafici tra materiali coesivi e materiali granulari e nella suddivisione degli stessi in funzione delle classi di resistenza.
- I pesi di volume naturale dei materiali sono stati determinati in base ai risultati delle prove di laboratorio.
- I parametri di resistenza non drenata sono stati definiti a partire dall'interpretazione delle prove  $N_{SPT}$  e CPT, in particolare queste ultime permettono una buona stima del parametro e colgono le variazioni con la profondità della resistenza non drenata, corrispondenti alle variazioni di resistenza alla punta  $q_c$  misurata durante la prova. Tali valori sono poi stati confrontati e successivamente calibrati coi risultati delle prove di laboratorio TX-UU, TX-CIU, ELL e in alcuni casi coi valori ottenuti dalle prove dilatometriche. Nella stima dei parametri di progetto si è comunque dato un maggior peso alle prove di laboratorio ed in particolare alle prove TX-UU e ELL.
- Per le unità incoerenti i parametri di resistenza drenati, in termini di angolo di attrito di picco e a volume costante, sono stati ottenuti dai risultati dall'interpretazione delle prove SPT e delle prove dilatometriche. Per queste unità è stata assunta cautelativamente coesione nulla. Per le unità coesive i parametri in tensioni efficaci sono stati definiti sulla base delle prove di taglio diretto (TD) e delle prove triassiali consolidate non drenante TX-CIU.
- Per le unità coesive, interessate dalle verifiche di stabilità dei rilevati e dei versanti, i parametri in tensioni efficaci corrispondenti alle condizioni residue sono state stimate e calibrate sulla base delle prove di taglio diretto (TD).
- I moduli di elasticità normale ( $\sigma$  di Young) sono stati derivati dai valori stimati per i moduli iniziali ottenuti dalle prove geofisiche, dall'interpretazione delle prove di laboratorio e dalle prove in situ (CPT, SPT e DRT). In particolare sono stati considerati due livelli di operatività:  $E_{op2}$  caratteristico

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 234 di 289

di livelli deformativi tipici di problemi di cedimento (problemi di carico), e come tali più bassi,  $E_{op1}$  da adottare nel caso di analisi di scavi o di opere di sostegno, quindi in presenza di problemi di scarico, dove si possono considerare valori più elevati. I valori suddetti sono stati inoltre stimati, per quanto riguarda i materiali coesivi, sulla base dei moduli non drenati  $E_U$  a loro volta ricavati a partire dalla resistenza al taglio non drenata.

- I parametri di compressibilità in termini di indice di compressione e di ricomprensione sono stati stimati mediante l'elaborazione delle prove edometriche. L'indice di ricomprensione è stato assunto pari all'indice di rigonfiamento al fine di superare tutti i problemi di disturbo dovuti alle operazioni di campionamento e fustellamento del provino così come suggerito in letteratura (Schmertmann).
- Il coefficiente di Poisson è stato assunto per tutte le unità coesive a 0.30 mentre per le unità incoerenti pari a 0.25.
- La caratterizzazione geotecnica dei terreni appartenenti ai depositi continentali di versante e di alterazione del substrato (Coltre - COL), è stata eseguita sulla base dei risultati delle back-analysis eseguite lungo il pendio alla pk 1+600 così come descritto nel Doc. Rif.[4] *“Rilevati e trincee ferroviari e stradali – Relazione di predimensionamento – Stabilità (ante e post operam)”*. Le caratteristiche di deformabilità in termini di moduli elastici e parametri di compressibilità sono stati assunti pari ai valori più cautelativi che competono all'unità LSA. Per tali terreni sono stati quindi definiti i soli parametri geotecnici necessari per le verifiche di stabilità e per il calcolo dei cedimenti. Tale scelta, come già indicato in precedenza, è giustificata dal fatto che non sono disponibili prove in situ e di laboratorio che abbiamo interessato direttamente tali materiali.

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO  LOTTO 2  PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 235 di 289

## 9.1 Parametri geotecnici associati alle unità geotecniche definite

Sulla base delle considerazioni riportate nei paragrafi precedenti sono stati definiti i parametri per ciascuno strato individuato, da utilizzarsi per la progettazione, riportati nella successive tabelle T52 e T53.

**T 52. Parametri geotecnici di progetto**

Unità	Materiale				Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità elastici					
		$\gamma$	$k_0$	OCR	$\varphi'_p$	$\varphi'_{cv}$	$\varphi'_r$	$c'$	$c_u$	$G_o$	$E_o$	$E_{op1}$	$E_{op2}$	$E_u$	$\nu'$
[-]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[-]	[°]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
LSA	L(A,S); L(S,A)	19.0	0.50	1÷3	26.00	-	21.00	5.00	30.00	80.00	200.00	20.00	10.00	12.00	0.30
AL <sup>(1)</sup>	L(A); L,A	19.5	0.54	1÷3	27.00	-	22.00	10.00	80.00 120.00	150.00	400.00	40.00 60.00	20.00 30.00	30.00 50.00	0.30
SL <sup>(2)</sup>	S(A,L), S(L,G)	19.5 20.0	0.50	1÷3	27.00 38.00	25.00 35.00	-	-	-	115.00 160.00	300.00 420.00	25.00 35.00	15.00 25.00	-	0.25
G,S <sup>(3)</sup>	G(S,L); G,S	22.0	0.35	1.00	40.00	35.00	-	-	-	300.00 400.00	750.00 1000.00	100.00 150.00	60.00 100.00	-	0.25
AM	A(L); A(L,M)	20.5	0.52	1.00	28.00	-	-	32.00	300.00	450.00	1200.00	140.00	90.00	120.00	0.30
COL <sup>(4)</sup>	L(A,S); L(S,A)	19.0	0.50	1.00	-	-	19.00	-	-	-	-	15.00	8.00	10.00	0.30

**NOTE**

- (1) I valori più elevati dei parametri di deformabilità e della resistenza al taglio non drenata  $c_u$  dell'unità AL, presenti nella riga in basso, sono da adottare per profondità superiori a 10m dal p.c.
- (2) I valori più elevati dei parametri di resistenza e di deformabilità dell'unità SL, presenti nella riga in basso, sono da adottare in corrispondenza del tratto compreso tra la pk 5+500 e la pk 6+000 (rif. Sondaggi S7 e S6bis) a partire da circa 10m di profondità dal p.c..
- (3) I valori più elevati dei parametri di resistenza e deformabilità dell'unità G,S, presenti nella riga in basso, sono da adottare per profondità superiori a 15m dal p.c.. L'intervallo di valori, costituito dalla prima e seconda riga, può essere utilizzato per caratterizzare i primi 15m ipotizzando un aumento lineare dei parametri in funzione della profondità.
- (4) I valori dell'angolo di resistenza al taglio residuo sono da utilizzare nelle verifiche di stabilità dei rilevati e dei versanti.

*T 53. Parametri geotecnici di progetto*

Unità	Materiale	Parametri di deformabilità e di permeabilità			
		Cc	Cr=Cs	c <sub>v</sub>	kv
[-]	[-]	[-]	[-]	[m <sup>2</sup> /s]	[m/s]
LSA	L(A,S); L(S,A)	0.1980	0.0213	6.80E-08	5x10 <sup>-7</sup>
AL	L(A); L,A	0.2160	0.0288	4.80E-08	1x10 <sup>-8</sup>
SL	S(A,L), S(L,G)	0.1700	0.0244	1.00E-07	1x10 <sup>-6</sup>
G,S	G(S,L); G,S	-	-	-	4x10 <sup>-5</sup>
AM	A(L); A(L,M)	0.1586	0.0385	6.50E-08	1x10 <sup>-9</sup>
COL	L(A,S); L(S,A)	0.1980	0.0213	6.80E-08	5x10 <sup>-7</sup>

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b></p>					
<p><b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b></p>	<p>COMMESSA IA97</p>	<p>LOTTO 00R29</p>	<p>CODIFICA GE</p>	<p>DOCUMENTO GE0006 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 238 di 289</p>

Con riferimento alle precedenti tabelle sono da considerarsi le seguenti ulteriori note:

- I valori del coefficiente di spinta a riposo variano in funzione della profondità e di conseguenza del grado di sovraconsolidazione OCR per il quale si assume una variazione da 3, in corrispondenza del p.c., a 1 alla profondità di circa 10.0 dal p.c.
- I parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci relativi alle unità geotecniche LSA e AL sono stati leggermente ridotti rispetto ai valori medi ottenuti dalle prove di laboratorio TD e TX-CIU e tarati sulla base di dati di letteratura. Tale scelta è stata dettata anche dalle modalità di prova che non consentono di ottenere resistenze del tutto attendibili in condizioni drenate a causa dei tempi di consolidazione e in particolare, per le prove di taglio diretto, della velocità deformazione imposta.
- Per i parametri di resistenza e deformabilità dell'unità LSA si è ottenuto un intervallo di valori indipendente sia dalla posizione lungo il tracciato sia dalla profondità rispetto al piano campagna. Al tal riguardo è stato scelto un intervallo di valori sufficientemente cautelativo in modo da poter utilizzare nelle verifiche di progetto il corrispondente valore medio riportato in tabella T52.
- I valori più elevati dell'intervallo definito per l'unità geotecnica SL sono da utilizzare per profondità maggiori a 10 m dal p.c. dove in genere tali terreni presentano abbondanti ghiaie poligeniche da sub-arrotondate ed arrotondante. I valori più bassi sono quelli invece che corrispondono agli strati più superficiali (vedi nota 2 di tabella T52).
- Per l'unità G,S si è evidenziato un tendenziale aumento dei parametri di deformabilità con la profondità fino a circa 15 dal p.c., da tale profondità in poi tali parametri si mantengono pressoché costanti (vedi nota 3 di tabella T52).
- Per i terreni coesivi i parametri di coesione residua sono stati cautelativamente assunti pari a 0.

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 239 di 289

## 10 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TRACCIATO

La caratterizzazione ha avuto come risultato finale la suddivisione dei depositi investigati dal punto di vista geotecnico, coerentemente con le indicazioni emerse dallo studio geologico ed idrogeologico della zona. Su questo supporto di base sono riportate le unità geotecniche - stratigrafiche, vale a dire le linee di separazione tra strati omogenei dal punto di vista geotecnico.

Nei paragrafi seguenti si riporta la caratterizzazione in corrispondenza della porzione di tracciato di pertinenza in termini di successione stratigrafica caratteristica. Per quanto riguarda invece i relativi parametri geotecnici rimangono valide le indicazioni riportate nel precedente capitolo.

## 10.1 Tratto 1 – da pk 0+000 a pk 1+300

In tale tratto le principali indagini di riferimento sono le seguenti:

Sondaggi a carotaggio continuo: S26, S25, S24 e Sv-i-1

Prove penetrometriche CPT: CPT-A, CPT-v-i-10

Prove geofisiche: MASW14, MASW13 e MASW10

Le principali opere previste in progetto consistono in 2 viadotti ferroviari ed in particolare il VI24 tra la pk 0+800.05 e la pk 0+950 e il VI25 tra la pk 1+068.30 e la pk 1+193.21.

Il livello di falda in tale tratta varia pressoché linearmente da profondità di circa 17 m dal p.c., in corrispondenza della pk 0+000, a profondità di circa 12 m, in corrispondenza della pk 1+300.

La stratigrafia di sottosuolo prevede in linea generale uno strato superficiale costituito principalmente dall'unità LSA. Tale unità si presenta nel tratto iniziale con spessori massimi pari a circa 18 m che vanno mano riducendosi a circa 3 in corrispondenza della pk 1+000 per poi mantenersi costanti a circa 6 m fino alla pk 1+300. Si rinveno all'interno dello strato LSA isolate e ridotte lenti sabbiose (LS) e alcuni strati argillosi di ridotti spessori. Alla base dell'unità LSA si rinviene sistematicamente il livello ghiaioso appartenente all'unità G,S. Problemi inerenti eccessivi cedimenti potrebbero verificarsi in corrispondenza del tratto iniziale compreso tra la pk 0+000 e la pk 0+800 (rif. Sondaggi S26 e S25). Per le opere di fondazione dei viadotti sarà necessario superare i depositi limoso-argillosi e raggiungere il sottostante livello ghiaioso GS e la formazione argilloso-marnosa di base AM (rif. Sondaggi S24).

Nella tabella T54 è riportata la stratigrafia di sottosuolo e i principali parametri geotecnici in corrispondenza della pk 1+100

T 54. Stratigrafia e parametri geotecnici - pk 1+100

Unità	Materiale	Profondità dal p.c.	Parametri di resistenza						Parametri di deformabilità		
			$\gamma$	$\varphi'_p$	$\varphi'_{cv}$	$\varphi'_r$	$c'$	$c_u$	$E_{op1}$	$E_{op2}$	$E_u$
[-]	[-]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
LSA	L(A,S); L(S,A)	1.50 ÷ 8.50	19.0	26.00	-	21.00	5.00	30.00	20.00	10.00	12.00
G,S	G(S,L); G,S	8.50 ÷ 15.00	22.0	40.00	35.00	-	-	-	100.00	60.00	-
		15.00 ÷ 17.50				-	-	-	150.00	100.00	-
AM	A(L); A(L,M)	>17.50	20.5	28.00	-	-	32.00	300.00	140.00	90.00	120.00

I primi 1.5 m sono costituiti da terreno di riporto, la falda si attesta a circa 13m dal p.c..

## 10.2 Tratto 2 – da pk1+300 a pk 2+850

In tale tratto le principali indagini di riferimento sono le seguenti:

Sondaggi a carotaggio continuo: Sv-i-2, Sv-i-3, Sv-i-4, Sv-i-5 e S13

Prove penetrometriche CPT: CPT-v-i-1

Prove geofisiche: MASW11 e MASW9b

Tale tratto sarà quasi interamente interessato dal viadotto ferroviario VI21 compreso tra la pk 1+364 e la pk 2+764. Con riferimento alle opere profonde che andranno a costituire le fondazioni del viadotto si evidenzia che nel tratto iniziale tra le pk 1+300 e pk 1+600 i depositi alluvionali, costituiti prevalentemente dai terreni appartenenti all'unità LSA e solo parzialmente dall'unità AL, si presentano con spessori massimi pari a circa 12m (*rif.* Sondaggio Sv-i-2). Il successivo tratto compreso tra la pk1+900 e la pk 2+600 è caratterizzato dalla presenza in affioramento del livello ghiaioso (G,S) con spessori variabili da 10 a 20 m circa (*rif.* Sondaggi Sv-i-3, Sv-i-4). Nel tratto finale fino alla pk 2+850 i depositi alluvionali LSA e AL sovrastano con spessore medio di circa 5 m l'unità G,S.

Il livello di falda si mantiene ad una profondità media di circa 3÷4 m dal p.c. ad eccezione della zona dove il tracciato interseca il fiume Pescara, in corrispondenza della pk 2+500, dove risale fino ad un minimo di 1.5m dal p.c.

Nella tabella T55 è riportata la stratigrafia di sottosuolo e i principali parametri geotecnici in corrispondenza della pk 2+450

T 55. Stratigrafia e parametri geotecnici - pk 2+450

Unità	Materiale	Profondità dal p.c.	Parametri di resistenza						Parametri di deformabilità		
			$\gamma$	$\varphi'_p$	$\varphi'_{cv}$	$\varphi'_r$	$c'$	$c_u$	$E_{op1}$	$E_{op2}$	$E_u$
[-]	[-]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
G,S	G(S,L); G,S	1.50 ÷ 13.50	22.0	40.00	35	-	-	-	100.00	60.00	-
AM	A(L); A(L,M)	>13.50	20.5	28.00	-	-	32.00	300.00	140.00	90.00	120.00

I primi 1.5 m sono costituiti dai depositi fluviali di alveo, la falda si attesta a circa 1.5m dal p.c..

### 10.3 Tratto 3 – da pk 2+850 a pk 5+000

Le principali indagini di riferimento sono le seguenti:

Sondaggi a carotaggio continuo: S12bis, S12, S11 e S10

Prove penetrometriche CPT: CPT-0

Prove geofisiche: MASW8, MASW7 e MASW5

In tale tratto è previsto il ponte ferroviario VI22 tra la pk 3+872 e la pk 3+912 con uno scatolare di approccio cha a partire dalla pk 3+351 si sviluppa per circa 500 m. Nei tratti in esame gli strati superficiali sono costituiti dai depositi alluvionali delle unità LSA e AL che alternandosi si presentano con spessori totali compresi tra 3 e 7 m. Il sotto stante livello ghiaioso si rinviene con spessori variabili tra 4 e 10m (*rif.* Sondaggi S12, S12 e S13).

Il livello di falda si mantiene pressoché costante ad una profondità di circa 5÷8 m dal p.c con il tracciato che si sviluppa in parallelo al fiume Pescara.

Nella tabella T56 è riportata la stratigrafia di sottosuolo e i principali parametri geotecnici in corrispondenza della pk 4+600

T 56. Stratigrafia e parametri geotecnici - pk 4+600

Unità	Materiale	Profondità dal p.c.	Parametri di resistenza						Parametri di deformabilità		
			$\gamma$	$\varphi'_p$	$\varphi'_{cv}$	$\varphi'_r$	$c'$	$c_u$	$E_{op1}$	$E_{op2}$	$E_u$
[-]	[-]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
LSA	L(A,S); L(S,A)	1.00 ÷ 6.50	19.0	26.00	-	21.00	5.00	30.00	20.00	10.00	12.00
G,S	G(S,L); G,S	6.50 ÷ 11.00	22.0	40.00	35	-	-	-	100.00	60.00	-
AM	A(L); A(L,M)	>11.00	20.5	28.00	-	-	32.00	300.00	140.00	90.00	120.00

Il primo metro è costituito da terreni di riporto, la falda si attesta a circa 8.0m dal p.c..

#### 10.4 Tratto 4 – da pk 5+000 a pk 7+894

In tale tratto le principali indagini di riferimento sono le seguenti:

Sondaggi a carotaggio continuo: S9, S7, S6bis, S6, S4, S3, S2 e S1

Prove penetrometriche CPT: CPT-i-6, CPT-R, CPT-U

Prove geofisiche: MASW3, MASW4, MASW2 e MASW1

Il livello di falda si presenta ad una profondità media compresa tra 10 e 17 m dal p.c. fino alla pk 7+150 per poi scendere fino a profondità di circa 18÷20 m dal p.c. fino a fine lotto.

Nel tratto compreso tra la pk 5+000 e la pk 5+450 i depositi alluvionali, costituiti principalmente dall'unità LSA, si presentano con spessori molto ridotti, all'incirca 2 m, a sovrastare un livello ghiaioso a sua volta di spessore medio pari a circa 10m (*rif.* Sondaggio S9). Nel tratto successivo fino a fine lotto i depositi alluvionali si rinvencono con spessori medi pari a circa 15 m dove in linea generale affiora l'unità LSA. In questo tratto potrebbero verificarsi eccessivi cedimenti.

In particolare tra la pk 5+500 e pk 5+950 si intercetta a profondità media di 8 m circa l'unità SL caratterizzata da abbondanti ghiaie poligeniche da sub-arrotondate ed arrotondante. Tale banco, caratterizzato da elevata resistenza, raggiunge spessori di circa 10m (*rif.* Sondaggio S7).

Nella tabella T57 è riportata la stratigrafia di sottosuolo e i principali parametri geotecnici in corrispondenza della pk 5+650

T 57. Stratigrafia e parametri geotecnici - pk 5+650

Unità	Materiale	Profondità dal p.c.	Parametri di resistenza						Parametri di deformabilità		
			$\gamma$	$\varphi'_p$	$\varphi'_{cv}$	$\varphi'_r$	$c'$	$c_u$	$E_{op1}$	$E_{op2}$	$E_u$
[-]	[-]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
LSA	L(A,S); L(S,A)	2.00 ÷ 3.50	19.0	26.00	-	21.00	5.00	30.00	20.00	10.00	12.00
AL	L(A); L,A	3.50 ÷ 9.00	19.5	27.00	-	22.00	10.00	80.00	40.00	20.00	30.00
SL	S(A,L), S(L,G)	9.00 ÷ 18.00	20.00	38.00	35.00	-	-	-	35.00	25.00	-
AL	L(A); L,A	18.00 ÷ 19.00	19.5	27.00	-	22.00	10.00	120.00	60.00	30.00	50.00
G,S	G(S,L); G,S	19.00 ÷ 22.00	22.0	40.00	35.00	-	-	-	150.00	100.00	-
AM	A(L); A(L,M)	>22.00	20.5	28.00	-	-	32.00	300.00	140.00	90.00	120.00

I primi 2.0 m sono costituiti da terreno di riporto, la falda si attesta a circa 16.5m dal p.c..

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

## 11 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE

### 11.1 Premessa

L'azione sismica che governa il rispetto dei diversi Stati Limite per le strutture in progetto (di esercizio – SLE e Ultimi - SLU) è qui definita in accordo alle Norme Tecniche 2018 (NTC2018), a partire dalla “*pericolosità sismica di base*” del sito di costruzione, espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su suolo rigido, con superficie topografica orizzontale.

La definizione dell'azione sismica include le ordinate dello spettro di risposta elastico di accelerazione  $S_e(T)$  corrispondenti a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  per la vita utile della struttura.

In sintesi, la forma degli spettri di risposta di progetto è definita dai seguenti parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima per sito rigido e superficie topografica orizzontale;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei paragrafi seguenti verrà dapprima stabilito il periodo di riferimento per l'azione sismica, in base alla classificazione delle opere in progetto. Successivamente, verranno definiti gli stati limite di interesse per la verifica strutturale, arrivando a definire i periodi di ritorno corrispondenti dell'azione sismica da considerare, determinata a sua volta per condizioni di suolo rigido ed a livello del piano campagna in corrispondenza di alcuni punti di interesse.

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

## 11.2 Vita Nominale di progetto Classe d'Uso e Periodo di Riferimento

La Vita Nominale  $V_N$  di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di  $V_N$  da adottare nei diversi tipi di costruzione sono i seguenti (*cf.* Tabella 2.4.1 delle NTC2018)

- $V_N = 10$  anni, costruzioni temporanee e provvisorie;
- $V_N = 50$  anni, costruzioni con livelli di prestazioni ordinari;
- $V_N = 100$  anni, costruzioni con livelli di prestazioni elevati.

### Linea Ferroviaria

Nel caso in esame, per quanto riguarda la linea ferroviaria, trattandosi di una opera infrastrutturale di elevata importanza, ma non inquadrata all'interno del sistema di grande viabilità ferroviaria, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è stato assunto in sede progettuale:

$$V_N = 75 \text{ anni}$$

Le opere sono suddivise dalle NTC2018 in 4 classi d'uso, la cui appartenenza è stabilita sulla base dell'importanza dell'opera rispetto alle esigenze di operatività a valle di un evento sismico.

Come indicato dai progettisti, l'infrastruttura ferroviaria appartiene alla Classe d'Uso II, alla quale le NTC2018 fanno corrispondere un coefficiente d'uso:

$$C_U = 1.0$$

L'azione sismica di verifica delle opere ferroviarie viene quindi associata ad un periodo di riferimento  $V_R$  ottenuto come:

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.0 = 75 \text{ anni (opere ferroviarie).}$$

### Viabilità stradale

Nella seguente tabella sono riportati per la viabilità stradale la vita nominale e la classe d'uso.

*T 58. Vita nominale, Classe d'uso e Periodo di riferimento – Viabilità stradale*

Viabilità		$V_N$	cu	$V_R$	
<b>NV21</b>	Asse 1	Cat C1	100	2	200
	Asse 2	Dest. Part.	50	1	50
<b>NV22</b>	Asse 1	Cat F1	50	2	100
	Asse 2	Cat F1	50	2	100
	Asse 3	Cat F1	50	2	100
	Asse 4	Cat F1	50	2	100
<b>NV23</b>	Asse 1	Dest. Part.	50	1	50
<b>NV24</b>	Asse 1	Cat F1	50	2	100
	Asse 2	Cat F1	50	2	100
	Asse 3	Cat F1	50	2	100
	Asse 4	Cat F1	50	1.5	75
	Asse 5	Cat F1	50	2	100
<b>NV25</b>	Asse 1	Cat E	50	2	100
	Asse 2	Cat E	50	1	50
	Asse 3	Cat F	50	1	50
<b>NV23</b>	Asse 1	Cat E	50	1	50

### 11.3 Stati limite e relative probabilità di superamento

L'azione sismica di progetto deve essere determinata in funzione degli Stati Limite di verifica ed alle corrispondenti probabilità  $P_{VR}$  di realizzarsi nel periodo di riferimento  $V_R$  definito nel precedente paragrafo.

Gli Stati Limite di riferimento per verifiche in presenza di sisma, così come definiti nelle NTC2018 al par. 3.2.1 sono:

Stato Limite Ultimo (SLU):

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) definito come lo stato limite in corrispondenza del quale la struttura subisce una significativa perdita della rigidezza nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC) stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.

Stato limite di Esercizio (SLE):

- Stato Limite di Operatività (SLO) per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico.
- Stato Limite di Danno (SLD) definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

Il tempo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica di verifica è legato al periodo di riferimento  $V_R$  ed alla probabilità di superamento  $P_{VR}$  dalla relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

I valori di periodo di ritorno dell'azione sismica, per i diversi Stati Limite e classi d'uso delle strutture sono riportati in tabella T59.

*T 59. Periodi di ritorno di riferimento per la determinazione dell'azione sismica*

Stato limite	$V_R=50$ anni	$V_R=75$ anni	$V_R=100$ anni	$V_R=200$ anni
SLO	30	45	60	120
SLD	50	75	101	201
SLV	475	712	949	1898
SLU	975	1462	1950	2475

#### 11.4 Accelerazione di Riferimento su Suolo Rigido

In allegato alle NTC2008, i valori  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  sono forniti per ognuno dei 10751 nodi di un reticolo di riferimento che copre il territorio nazionale. I valori corrispondenti a punti intermedi ai nodi di griglia si ottengono per interpolazione sui quattro punti adiacenti.

Tutti dati sismici riportati nel seguito sono stati determinati utilizzando il foglio di calcolo “*Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v.1.0.3b*”, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (2009).

In questa sede per definire i valori della pericolosità sismica di base è stato scelto come riferimento un punto medio  $P_M$  posto nella zona centrale del tracciato in corrispondenza della pk 4+000 avente le seguenti coordinate geografiche

Longitudine = 14.0225;

Latitudine = 42.2906.

La scelta di prendere come riferimento, per il calcolo delle accelerazioni di riferimento, il punto medio del tracciato è comunque giustificata dalla moderata e trascurabile variabilità dell'input sismico in un quadro di pericolosità sismica mediamente elevata.

*T 60. Linea ferroviaria ( $V_R = 75$  anni). Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  per gli stati limite di riferimento.*

Stato Limite	$T_R$ [anni]	Lotto 2		
		$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	45	0.071	2.434	0.294
SLD	75	0.089	2.436	0.315
SLV	712	0.213	2.517	0.359
SLC	1462	0.272	2.549	0.370

*T 61. Viabilità stradale ( $V_R = 50$  anni). Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  per gli stati limite di riferimento.*

Stato Limite	$T_R$ [anni]	Lotto 2		
		$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	30	0.059	2.454	0.282
SLD	50	0.075	2.430	0.298
SLV	475	0.184	2.496	0.352
SLC	975	0.238	2.534	0.364

*T 62. Viabilità stradale ( $V_R = 75$  anni). Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  per gli stati limite di riferimento.*

Stato Limite	$T_R$ [anni]	Lotto 2		
		$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	45	0.071	2.434	0.294
SLD	75	0.089	2.436	0.315
SLV	712	0.213	2.517	0.359
SLC	1462	0.272	2.549	0.370

*T 63. Viabilità stradale ( $V_R = 100$  anni). Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  per gli stati limite di riferimento.*

Stato Limite	$T_R$ [anni]	Lotto 2		
		$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	60	0.081	2.432	0.306
SLD	101	0.100	2.451	0.322
SLV	949	0.236	2.532	0.363
SLC	1950	0.298	2.560	0.374

*T 64. Viabilità stradale ( $V_R = 200$  anni). Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  per gli stati limite di riferimento.*

Stato Limite	$T_R$ [anni]	Lotto 2		
		$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	120	0.108	2.452	0.326
SLD	201	0.133	2.462	0.339
SLV	1898	0.296	2.559	0.374
SLC	2475	0.323	2.570	0.378

## 11.5 Accelerazione massima in superficie

Per i fini del presente studio, gli effetti di amplificazione stratigrafica e topografica sono stati valutati sulla base delle indicazioni delle NTC2018, le quali definiscono un fattore di sito  $S$  di amplificazione sismica come funzione sia della categoria di sottosuolo ( $S_S$ ), sia dell'andamento della superficie topografica (attraverso il coefficiente  $S_T$ ):

$$S = S_S \cdot S_T$$

In particolare, il sottosuolo viene categorizzato a fini sismici in base alla velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio  $V_{S,eq}$  (in m/s) definita come:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- $h_i$  = spessore dell' $i$ -esimo strato;
- $V_{S,i}$  = valore di velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato;
- $N$  = numero di strati.
- $H$  = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_S$  non inferiore a 800 m/s.

T 65. Velocità equivalenti delle onde di taglio registrate nelle prove geofisiche

Prova	$V_{seq}$ [m/s]	Categoria Suolo	Progressiva pk
MASW_01	342	C	7+410
MASW_02	395	B	6+815
DH_S3	413	B	6+725
DH_S4	465	B	6+680
MASW_03	391	B	5+600
MASW_04	301	C	6+025
MASW_05	320	C	4+750
MASW_06	286	C	4+375

MASW_07	384	B	3+950
DH_S12bis	464	B	3+900
MASW_08	378	B	3+280
MASW_09	292	C	Fuori asse
MASW_09b	393	B	2+800
DH_SV-i-3	464	B	2+635
DH_SV-i-4	472	B	2+200
DH_SV-i-5	436	B	1+935
MASW_10	279	C	1+350
MASW_11	482	B	Fuori asse
MASW_12	358	C	1+050
MASW_13	308	C	0+550
MASW_14	312	C	0+100

I risultati delle indagini geofisiche effettuate (N.15 profili MASW; N.15 prove HVSR, N.6 Downhole) indicano come il parametro  $V_{s,eq}$  comporti categorie di sottosuolo di tipo B e C che si alternano lungo lo sviluppo del tracciato secondo le seguenti macrotratte:

- Tratto Stazione di Manoppello – Spalla Viadotto Pescara (da pk 0+000 a pk 1+850) i cui prevalgono i terreni a grana fine dei depositi alluvionali - Categoria di sottosuolo C;
- Tratto Viadotto Pescara (da pk 1+850 a pk 3+000) in cui prevalgono le alluvioni grossolane e le argille del substrato - Categoria di sottosuolo B;
- Tratto Affiancamento linea (da pk 3+000 a pk 4+100) in cui prevalgono le alluvioni grossolane e le argille del substrato - Categoria di sottosuolo B;
- Zona Stazione di Alanno e sottopasso in stazione (da pk 4+100 a pk 6+450) i cui prevalgono i terreni a grana fine dei depositi alluvionali - Categoria di sottosuolo C;
- Tratto Viadotto Pescara 2 (da pk 6+450 a pk 7+200) in cui prevalgono le alluvioni grossolane e le argille del substrato - Categoria di sottosuolo B;
- Tratto di Scafa Stazione (da pk 7+200 a pk 7+893) i cui prevalgono i terreni a grana fine dei depositi alluvionali con spessori dell'ordine di 10÷12m - Categoria di sottosuolo C;

In questa sede, cautelativamente, si assume una categoria di sottosuolo di tipo C per la quale il relativo coefficiente  $S_S$  si ottiene dalla seguente espressione (vedi Tabella 3.2.IV del par. 3.2.3 delle NTC2018):

$$- S_S = 1.0 \leq 1.70 - 0.6 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1.50$$

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, il tracciato corre all'interno di un sito sostanzialmente pianeggiante e viene classificato in categoria topografica T1 (Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ , v. Tabella 3.2.III al par.3.2.2. delle NTC2018). Pertanto, il fattore di amplificazione topografica risulta pari a:

$$S_T = 1$$

Nelle seguenti tabelle T66÷T70 sono riportati le azioni sismiche di progetto  $a_{max} = S \cdot a_g$  ottenute per i diversi periodi di ritorno.

*T 66. Linea Ferroviaria ( $V_R=75$  anni) Valori dell'accelerazione massima di progetto  $a_{max}$*

Stato Limite	$T_R$ [anni]	Lotto 2		
		$a_g$ [g]	S [-]	$a_{max}$ [g]
SLO	45	0.071	1.500	0.107
SLD	75	0.089	1.500	0.133
SLV	712	0.213	1.379	0.293
SLC	1462	0.272	1.284	0.349

*T 67. Viabilità stradale ( $V_R=50$  anni) Valori dell'accelerazione massima di progetto  $a_{max}$*

Stato Limite	$T_R$ [anni]	Lotto 2		
		$a_g$ [g]	S [-]	$a_{max}$ [g]
SLO	30	0.059	1.500	0.089
SLD	50	0.075	1.500	0.112
SLV	475	0.184	1.424	0.262
SLC	975	0.238	1.338	0.318

*T 68. Viabilità stradale ( $V_R=75$  anni) Valori dell'accelerazione massima di progetto  $a_{max}$*

Stato Limite	$T_R$ [anni]	Lotto 2		
		$a_g$ [g]	S [-]	$a_{max}$ [g]
SLO	45	0.071	1.500	0.107
SLD	75	0.089	1.500	0.133
SLV	712	0.213	1.379	0.293
SLC	1462	0.272	1.284	0.349

T 69. Viabilità stradale ( $V_R=100$  anni) Valori dell'accelerazione massima di progetto  $a_{max}$

Stato Limite	$T_R$ [anni]	Lotto 2		
		$a_g$ [g]	S [-]	$a_{max}$ [g]
SLO	60	0.081	1.500	0.121
SLD	101	0.100	1.500	0.150
SLV	949	0.236	1.342	0.316
SLC	1950	0.298	1.241	0.371

T 70. Viabilità stradale ( $V_R=200$  anni) Valori dell'accelerazione massima di progetto  $a_{max}$

Stato Limite	$T_R$ [anni]	Lotto 2		
		$a_g$ [g]	S [-]	$a_{max}$ [g]
SLO	120	0.108	1.500	0.162
SLD	201	0.133	1.500	0.200
SLV	1898	0.296	1.246	0.369
SLC	2475	0.323	1.202	0.388

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.</b> <b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO</b> <b>LOTTO 2</b> <b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

## 12 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Le NTC 2018, al par. 7.11.3.4.1 stabiliscono che:

*“Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.*

*Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.*

*In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.”*

Allo scopo di accertare la stabilità del sito di progetto rispetto alla liquefazione, è stata condotta una valutazione di pericolosità attraverso metodi semi-empirici basati sulla resistenza penetrometrica da prove SPT e CPT.

Si ricorda come, a causa della breve durata del moto sismico, il terreno reagisca in condizioni sostanzialmente non drenate. In tali condizioni, il comportamento non lineare dei materiali sabbiosi e sabbioso/limosi saturi, sottoposti a carichi ciclici indotti dal terremoto, porta alla generazione di sovrappressioni interstiziali con diminuzione anche significativa di resistenza e rigidità apparente. Alla successiva dissipazione di tali sovrappressioni, corrisponde una riduzione di volume con la generazione di deformazioni permanenti in grado di causare, nello specifico, problematiche di esercizio post-sisma, stabilità dei rilevati, delle opere di sostegno e di attraversamento.

Il fenomeno della liquefazione è profondamente influenzato dal numero dei cicli del moto sismico del suolo, dalla densità relativa  $D_R$  e dalla granulometria del terreno. Un terreno a grana grossa, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la sua densità relativa. Il potenziale di liquefazione aumenta poi, ovviamente, al crescere del numero di cicli, ossia del valore di magnitudo sismica di riferimento.

Il problema principale che si pone in fase di progettazione è valutare la stabilità del sito di progetto rispetto alla liquefazione quando il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sottofalda, anche se contenenti una frazione fine limoso-argillosa.

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 255 di 289

## 12.1 Condizioni di esclusione da verifica a liquefazione

Le NTC2018 al paragrafo 7.11.3.4.2 stabiliscono che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero minori di 0.1 g;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche CPT, normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve di normativa (coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$ ) e (coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ ).

Nel caso in esame si verificano le seguenti condizioni:

1. Le aree interessate dalle opere in progetto sono contraddistinte da un parametro di accelerazione massima sempre superiore a 0.1g;
2. La falda si presenta lungo gran parte del tracciato ad una profondità inferiore di 15m dal p.c.;
3. Le prove SPT e CPT manifestano rispettivamente la presenza diffusa di materiali con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} < 30$  e  $q_{c1N} < 180$ .
4. La distribuzione granulometrica dei campioni prelevati è generalmente, anche se solo parzialmente, all'interno dei fusi di normativa.

Sulla base delle considerazioni espone nei punti precedenti e visti i risultati delle indagini geognostiche condotte sia in sito che in laboratorio, al fine di individuare i tratti da sottoporre a verifica nei confronti della liquefazione in termini di coefficiente di sicurezza e in accordo ai classici "metodi semplificati" (vedasi paragrafi successivi), è stata adottata la procedura di seguito esposta.

Per la definizione della falda di progetto da adottare nelle verifiche, si è considerato un innalzamento costante pari a circa 2m lungo tutto il tracciato per tener conto delle oscillazioni stagionali e del breve periodo di monitoraggio.

In una prima fase si è proceduto ad escludere tutti i tratti in cui il livello di falda si trova ad una profondità maggiore di 15 m dal p.c.

In una seconda fase si è proceduto di esclusione basata sulle indicazioni riportate al punto 3 del par.7.11.3.4.2 delle NTC 2018 (*Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche CPT, normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa*)

In una terza fase si è proceduto ad escludere ulteriori tratti lungo il tracciato caratterizzati da terreni, che pur ricadendo sottofalda, rispondono ai requisiti di esclusione indicati al punto 3 del par.7.11.3.4.2 delle NTC 2018

In definitiva tale procedura ha permesso di identificare 5 tratti lungo il tracciato per i quali la verifica nei confronti della stabilità alla liquefazione non può essere omessa. Tali tratti, riportati nella seguente tabella T71, sono stati sottoposti a verifica nei confronti della liquefazione in termini di coefficiente di sicurezza e in accordo ai classici “metodi semplificati” (vedasi paragrafi successivi).

T 71. Riepilogo tratti da sottoporre a verifica a liquefazione

Tratti da sottoporre a verifica nei confronti della stabilità a liquefazione								
Tratto	progressive [m]		Lunghezza tratto [m]	tipo terreno	tratto di terreno interessato [m]			quota Falda (m da p.c.)
	da	a			da quota (da p.c.)	a quota (da p.c.)	spessore max [m]	
1	400	810	410	LSA	11.0÷14.0	16.0÷18.0	4.0	11.0÷14.0
2	1450	1850	400	LSA	5.5÷13.5	7.0÷15.5	2.0	5.5÷13.5
3	3100	3630	530	LSA	4.0	5.0	1.0	4.0
4	4750	5400	650	LSA	6.5÷17.0	10.0÷19.0	3.5	6.5÷12.5
5	6150	6500	350	SL / LSA	11.5÷14.0	13.0÷15.5	3.5	11.5÷14.0

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

## 12.2 Pericolosità sismica e magnitudo

Come già ampiamente riportato nel capitolo 11 “*Azione sismica di riferimento per le verifiche geotecniche*” e a cui si faccia riferimento per maggiori dettagli, ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto è stato assunto in sede progettuale:

$$V_N = 75 \text{ anni e Classe d'Uso } C_U = \text{II}$$

per cui l’azione sismica viene associata ad un periodo di riferimento  $V_R$  ottenuto come:

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.0 = 75 \text{ anni (opere ferroviarie).}$$

Le verifiche della stabilità nei confronti della liquefazione sono state condotta per il periodo di ritorno dell’azione sismica pari a quello dello stato limite SLV:  $T_r = 712$  anni.

Per definire i valori della pericolosità sismica di base, è stato considerato un punto medio di riferimento lungo il tracciato avente le seguenti coordinate:

$$\text{Longitudine} = 14.0225;$$

$$\text{Latitudine} = 42.2906.$$

Gli effetti di amplificazione stratigrafica e topografica sono stati valutati sulla base delle indicazioni delle NTC2018, le quali definiscono un fattore di sito  $S$  di amplificazione sismica come funzione sia della categoria di sottosuolo ( $S_S$ ), sia dell’andamento della superficie topografica (attraverso il coefficiente  $S_T$ ):

$$S = S_S \cdot S_T$$

Come già riportato nei capitoli precedenti si assume, a favore di sicurezza, una categoria di sottosuolo di tipo C.

Per ciò che concerne l’amplificazione topografica il tracciato viene classificato in categoria topografica T1 ( $S_T=1$ ).

Sulla base di tali dati, il valore della pericolosità sismica di riferimento viene assunta pari a:  $a_{\max}=0.293g$ .

La magnitudo di riferimento per la valutazione della pericolosità a liquefazione è quella che si ottiene a valle di uno studio di disaggregazione della pericolosità sismica e pari a  $M=5.54$  (località Alanno).

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

### 12.3 Metodo NCEER (1996), YOUUD et al. (2001)

Il metodo consiste nel valutare il pericolo di liquefazione confrontando lo sforzo di taglio ciclico normalizzato rispetto alla pressione verticale in sito (CSR) e la resistenza normalizzata del terreno al taglio ciclico (CRR) così definiti:

$$\text{Rapporto di tensione ciclica} \quad CSR = \frac{\tau_c}{\sigma'_{v0}}$$

$$\text{Rapporto di resistenza ciclica} \quad CRR = \frac{\tau_l}{\sigma'_{v0}}$$

Lo sforzo di taglio indotto ad ogni profondità in un sito a superficie piana durante l'evento sismico è dovuto essenzialmente alla propagazione delle onde di taglio polarizzate orizzontalmente. In accordo al metodo utilizzato, la tensione di taglio ciclico indotta dallo scuotimento sismico (sforzo di taglio ciclico normalizzato CSR) viene approssimata da un valore dell'accelerazione pari al 65% della accelerazione di picco  $a_{max}$  come segue:

$$CSR = \frac{\tau_c}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \cdot \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$

dove:

- $a_{max}$  = accelerazione massima di progetto;
- $g$  = accelerazione di gravità;
- $\tau_c$  = valore rappresentativo dello sforzo di taglio ciclico;
- $\sigma_{v0}$  = tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni totali;
- $\sigma'_{v0}$  = tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni efficaci;
- $r_d$  = coefficiente di riduzione dello sforzo di taglio ciclico in funzione della profondità da piano campagna, calcolato come segue in accordo a Blake (Blake, 1996, riportato da Youd et al., 2001):

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{1.5}}{1 - 0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z - 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.00121 \cdot z^2}$$

Il rapporto di resistenza ciclica CRR è stato valutato mediante relazioni empiriche che correlano la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT o CPT.

Nel seguito i valori di resistenza tipica sono stati calcolati con riferimento a prove in situ rappresentative degli schemi di sottosuolo che caratterizzano i singoli tratti da sottoporre a verifica (vedi tabella T72).

*T 72. Prove in situ rappresentative dei tratti da sottoporre a verifica*

Tratto	Prove SPT	Prove CPT
1	S26, S25	CPT-A
2	S20, Sv-i-2	CPT-v-i-1
3	S13, S12,	-
4	S10, S7	CPT-O
5	S6, S6bis	CPT-i-7

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

### 12.3.1 CRR da correlazioni su prove CPT

Il procedimento utilizzato per la stima di CRR a partire dai risultati di prove CPT si basa sulla relazione riportata in figura F139: la curva in figura si riferisce alla resistenza penetrometrica normalizzata  $q_{c1N}$  per le sabbie pulite che può essere espressa come segue (Robertson & Wride, 1998, come riportato da Youd et al., 2001):

$$\text{per } (q_{c1N})_{cs} < 50 \quad CRR_{7.5} = 0.833 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05$$

$$\text{per } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \quad CRR_{7.5} = 93 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08$$

La resistenza alla punta  $q_c$  è normalizzata rispetto al valore di pressione atmosferica ( $p_a = 100$  kPa) e corretta ( $q_{c1N}$ ) mediante la seguente relazione:

$$q_{c1N} = \left( \frac{q_c}{p_a} \right) \cdot \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

con l'esponente "n" che varia da 0.5 per i materiali a grana grossa a 1 per il materiali a grana fine.

La natura dei materiali ed il relativo valore dell'esponente "n" sono determinati con procedura iterativa in relazione al valore del parametro  $I_c$ , indice del tipo di terreno, determinato come:

$$I_c = \left[ (3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5}$$

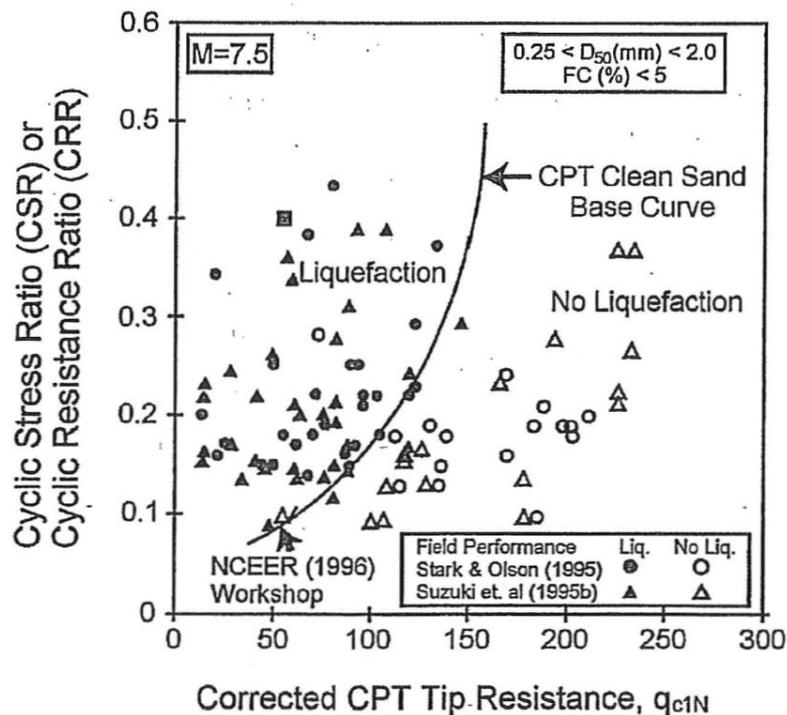
dove:

$$Q = \left( \frac{q_c - \sigma_{v0}}{P_a} \right) \cdot \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \times 100$$

Tanto maggiore è il valore di  $I_c$ , tanto maggiore sarà il contenuto presunto di fini. Nell'analisi condotta il valore  $I_c = 2.6$  è stato considerato lo spartiacque tra terreni con contenuto di fine inferiore a 35% e comportamento assimilabile a quello delle sabbie e terreni con contenuto di fine superiore al 35% e comportamento più simile a quello delle argille. Nel primo caso l'esponente n nella formula con cui viene

determinato il parametro  $Q$  è pari a 0.5, nel secondo è pari a 1. Come detto, i valori effettivi di  $n$  e  $I_c$  sono determinati al termine di una procedura iterativa, ipotizzando in prima istanza  $n = 1$ . Se  $I_c$  così calcolato è superiore a 2.6, il risultato è consolidato. In caso contrario, il calcolo viene ripetuto ipotizzando  $n = 0.5$ . Se in questo secondo calcolo  $I_c$  è ancora inferiore a 2.6, i nuovi valori di  $n$  e  $I_c$  sono confermati. In caso contrario si è in presenza di terreni intermedi e il calcolo finale viene svolto con  $n = 0.75$ .



F 139. Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e valori corretti di resistenza alla punta  $q_{c1N}$  – sisma di riferimento Magnitudo = 7.5 (Robertson & Wride, 1998)

Il valore della resistenza penetrometrica normalizzata  $q_{c1N}$  è stato riportato ad un valore equivalente per le sabbie pulite attraverso la seguente relazione:

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} \cdot K_c$$

dove  $K_c$  è definito dalle seguenti equazioni (Robertson & Wride, 1998):

per  $I_c \leq 1.64$                        $K_c = 1.0$

per  $I_c > 1.64$                        $K_c = - 0.403(I_c)^4 + 5.581(I_c)^3 - 21.63(I_c)^2 + 33.75(I_c) - 17.88$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.</b> <b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO</b> <b>LOTTO 2</b> <b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

Le resistenze così calcolate sono valide per eventi simili di magnitudo pari a 7.5, per cui è necessario introdurre un fattore di scala (MSF) per adattare le curve di CRR alla magnitudo di riferimento per il caso in esame (vedi paragrafi successivi).

### 12.3.2 CRR da correlazioni su prove SPT

Il procedimento utilizzato si basa sulla relazione riportata in figura F140 originariamente proposta da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), e successivamente confermata da Youd et al. (2001).

In figura F140 la resistenza penetrometrica SPT è espressa come numero di colpi  $N_{1(60)}$  normalizzato ad una pressione verticale efficace di 100 kPa oltre che corretto per il valore standard di energia trasmessa (60% del valore nominale), come segue:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

In questa espressione:

- $C_N$  = coefficiente correttivo che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace. In letteratura sono presenti diversi metodi per la valutazione del coefficiente correttivo  $C_N$ . Qui è stata applicata la relazione proposta da Liao e Whitman (1986):

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \leq 1.7$$

in cui  $P_a$  è la pressione atmosferica, pari a 100kPa, e  $\sigma'_{v0}$  è la tensione verticale in sito, in termini di sforzi efficaci.

- $C_E$  = coefficiente correttivo che va a considerare il rendimento energetico dell'attrezzatura e riconduce le misure ad un rendimento energetico del 60 % e può essere valutato nel modo seguente:

$$C_E = \frac{ER_m}{60}$$

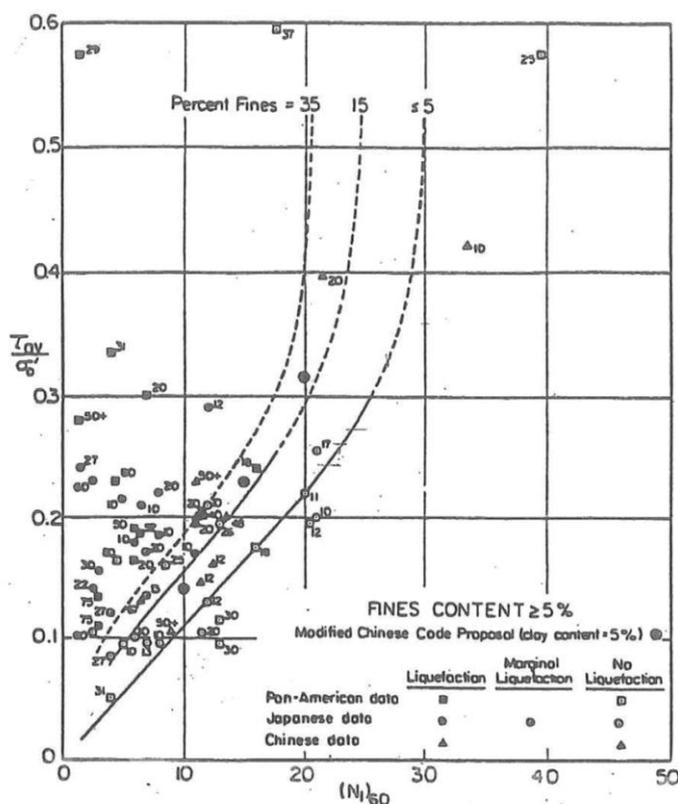
in cui  $ER_m$  è il fattore di rendimento (espresso in %) del trasferimento dell'energia del meglio all'attrezzo campionatore, relativo alla macchina utilizzata per fare la prova; considerando che la configurazione di prova normalmente adoperata in Italia ha un rendimento energetico del 60 %, tale coefficiente è stato posto pari ad 1.

I coefficienti  $C_B$  (fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio),  $C_R$  (fattore correttivo per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice) e  $C_S$  (fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionatore)

sono stati assunti pari ad 1 dato che le prove si considerano essere eseguite sulla base delle raccomandazioni fornite dall'AGI (1977).

Sempre in figura F140, viene riportato il valore di CSR calcolato ed i corrispondenti valori di  $N_{1(60)}$  da siti in cui sono stati osservati o meno gli effetti della liquefazione per eventi simili avvenuti in passato, con magnitudo 7.5. Le corrispondenti curve CRR sono state determinate all'interno del grafico in modo da separare chiaramente i dati corrispondenti all'avvenuta liquefazione da quelli per i quali non è stato osservato il fenomeno in esame.

Si può osservare in figura F140 come siano state sviluppate curve di resistenza ciclica per terreni aventi diverso contenuto di fini, a partire dalla curva di riferimento corrispondente alla sabbia pulita (FC < 5%).



F 140. Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e  $N_{1(60)}$  con Magnitudo = 7.5 (Seed et al., 1985).

La curva di riferimento per sabbie pulite è descritta dalla seguente equazione (Rauch, 1998, come riportato da Youd et al., 2001):

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

L'equazione è valida per  $N_{1(60)} < 30$ . Nel caso in cui sia  $N_{1(60)} \geq 30$ , le sabbie pulite sono classificate come non liquefacibili, a causa della loro elevata densità.

L'equazione che segue (Idriss e Seed, come riportato da Youd et al. 2001) viene utilizzata per la correzione di valori di  $N_{1(60)}$  ai valori corrispondenti per sabbia pulita  $N_{1(60)cs}$ :

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

In cui:

$\alpha$	= 0	per FC < 5%
$\alpha$	= $\exp [1.76 - (190/FC^2)]$	per 5% < FC < 35%
$\alpha$	= 5	per FC $\geq$ 35%
$\beta$	= 1	per FC < 5%
$\beta$	= $[0.99 + (FC1.5/1000)]$	per 5% < FC < 35%
$\beta$	= 1.2	per FC $\geq$ 35%

Nel caso in esame tutti i terreni sottoposti a verifica sono risultati caratterizzati da un contenuto di fini sempre superiore al 50%.

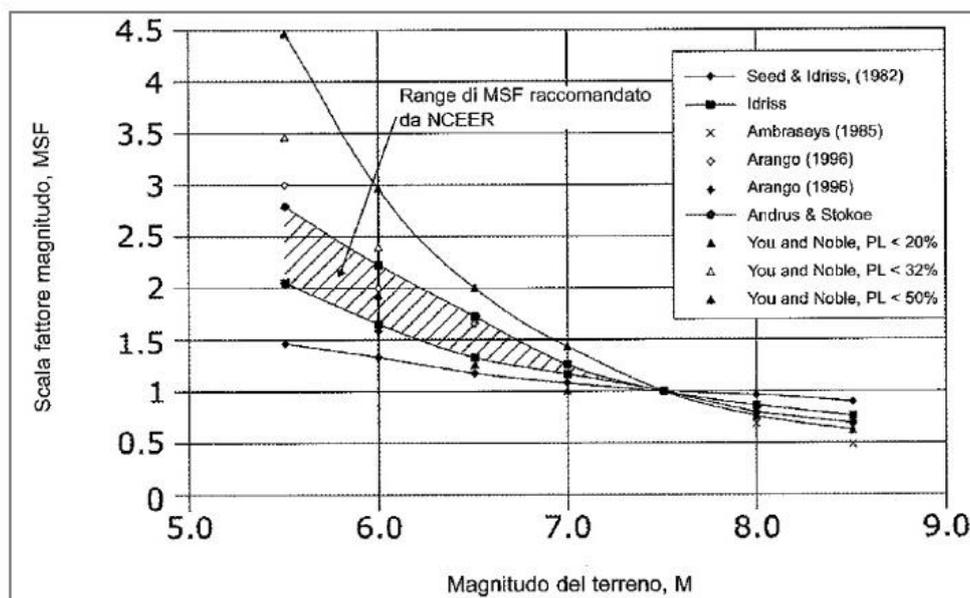
Le resistenze così calcolate sono valide per eventi simili di magnitudo pari a 7.5, per cui è necessario introdurre un fattore di scala (MSF) per adattare le curve di CRR alla magnitudo di riferimento per il caso in esame (vedi paragrafi successivi).

### 12.3.3 Fattore di correzione della Magnitudo

Le correlazioni di calcolo della capacità di resistenza alla liquefazione (CRR) e della domanda di resistenza ciclica indotta dal sisma (CSR), si riferiscono a terremoto di Magnitudo 7.5. Per applicare le procedure semplificate di analisi della liquefazione a terremoti di magnitudo diversa da 7.5 si utilizza un fattore di scala della Magnitudo, MSF, moltiplicatore del rapporto di resistenza alla liquefazione ( $CRR_{7.5}$ ).

$$CRR_M = CRR_{7.5} \cdot MSF$$

Nel presente studio è stato identificato un valore cautelativo di  $MSF = 2.2$  per  $M = 5.54$  in accordo sia alle prescrizioni dell'Eurocodice 8 Parte 5, sia a quanto suggerito da Youd et al., 2001 e Idriss e Boulanger (2004). Nella figura F141 sono riportate le curve proposte dai vari autori ed indicato il range di valori raccomandato.



F 141. Fattore di scala MSF della Magnitudo (Youd e Noble, 1997).

### 12.3.4 Calcolo del fattore di sicurezza

In conclusione, in accordo a Youd et al. (2001) il fattore di sicurezza FL rispetto al fenomeno della liquefazione vale:

$$FL = (CRR_M / CSR)$$

Si è ritenuto, come indicato nell'Eurocodice 8, considerare un fattore di sicurezza  $FS > 1.25$ .

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO          LOTTO 2          PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA97	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

## 12.4 Risultati delle verifiche a liquefazione

Sulla base di quanto sopra esposto sono state condotte le verifiche a liquefazione sulla base delle prove CPT e SPT di riferimento per i tratti riportati in tabella T71.

In particolare per le prove CPT, i risultati delle verifiche, esposti sotto forma di grafici e riportati in un successivo paragrafo, comprendono:

- Resistenza penetrometrica normalizzata  $q_{c1Ncs}$  per sabbie pulite;
- Valore del parametro  $I_c$  di classificazione dei terreni e distinzione tra terreni con comportamento equivalente a sabbie o a argille;
- Fattore di sicurezza  $FL = CRR/CSR$  per ogni dato. Si osserva a questo proposito che la verifica alla suscettibilità alla liquefazione deve tener conto del potenziale insorgere di deformazioni anche significative anche per valori di  $FS > 1$  per cui si ritiene giustificato rappresentare la linea per  $FS > 1.25$  come da indicazioni dell'Eurocodice 8 (par 4.1.4, Clause 11(P)).

I grafici delle verifiche a liquefazione svolte sui risultati delle prove SPT mostrano:

- Valori di  $N_{1(60)cs}$ , ovvero del numero di colpi/30cm corretto in funzione della tensione verticale in sito, in funzione dell'energia trasmessa in fase di esecuzione della prova e del contenuto di fini.
- Valore del fattore di sicurezza ottenuto come rapporto  $CRR/CSR$  per ogni dato. Si osserva a questo proposito che la verifica alla suscettibilità alla liquefazione deve tener conto del potenziale insorgere di deformazioni anche significative anche per valori di  $FS > 1$  per cui si ritiene giustificato rappresentare la linea per  $FS > 1.25$ .

Lungo le singole verticali delle prove CPT e SPT prese come riferimento, le verifiche sono state eseguite anche laddove per profondità della falda o per le caratteristiche granulometriche dei materiali la verifica non era necessaria.

I valori delle resistenze normalizzate ( $q_{c1Ncs}$ ,  $N_{1(60)cs}$ ) e dei coefficienti di sicurezza (FL), riportati nei grafici per ogni singola verticale indagata, sono in alcuni casi assenti poiché superiori al campo scala utilizzato.

In questa sede, dato che tutte le verifiche in termini di coefficiente di sicurezza sono risultate soddisfatte, ad eccezione di alcuni particolare casi descritti nel seguito, si è omesso il calcolo dei cedimenti post sismici. In relazione alla presenza di alcune verticali (CPT-v-i-1, SV-i-2) ove il coefficiente di sicurezza è risultato leggermente inferiore a 1.25 ma comunque superiore a 1.0 si evidenzia che tale condizione si verifica in: 1)



VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO  
LOTTO 2  
PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00R29	GE	GE0006 001	A	267 di 289

tratti di limitata estensione, 2) tratti posti al di sopra del livello di falda. Di conseguenza si ritiene che il rischio associato, oltre che localizzato, possa essere in ogni caso trascurabile.



VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO  
LOTTO 2  
PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

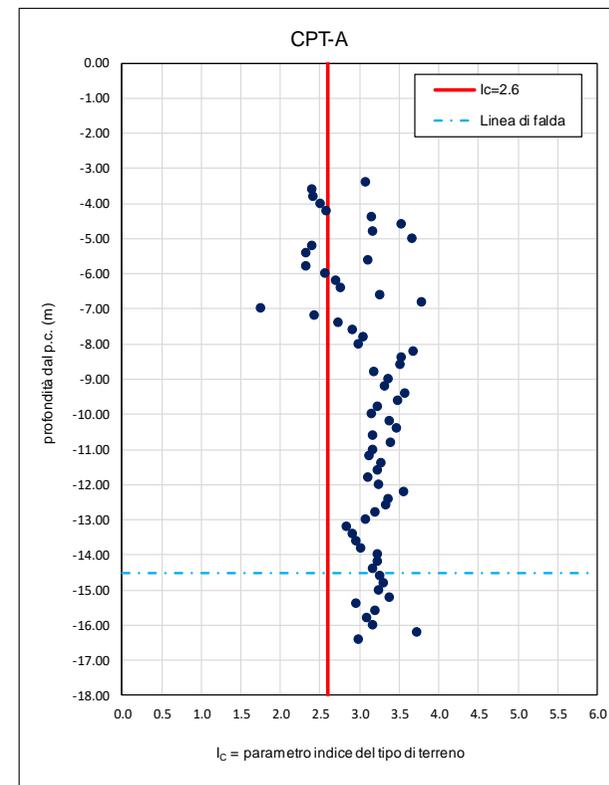
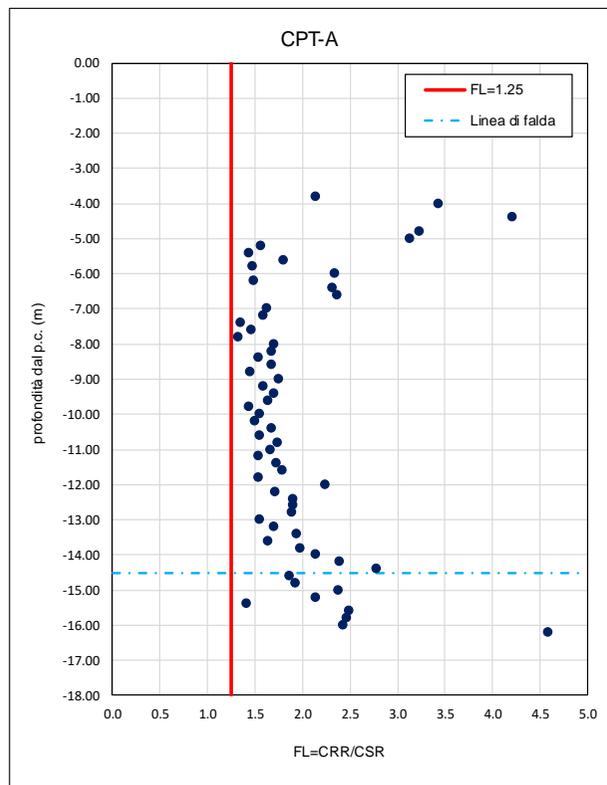
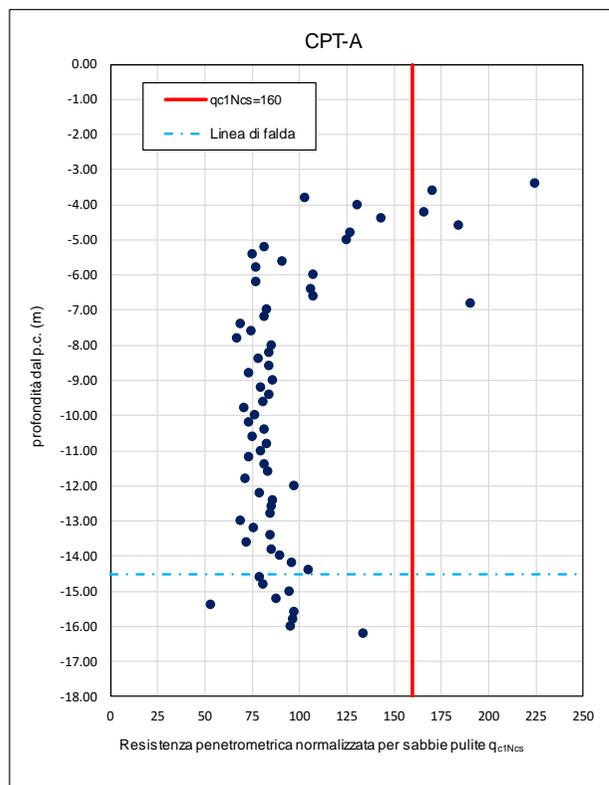
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00R29	GE	GE0006 001	A	268 di 289

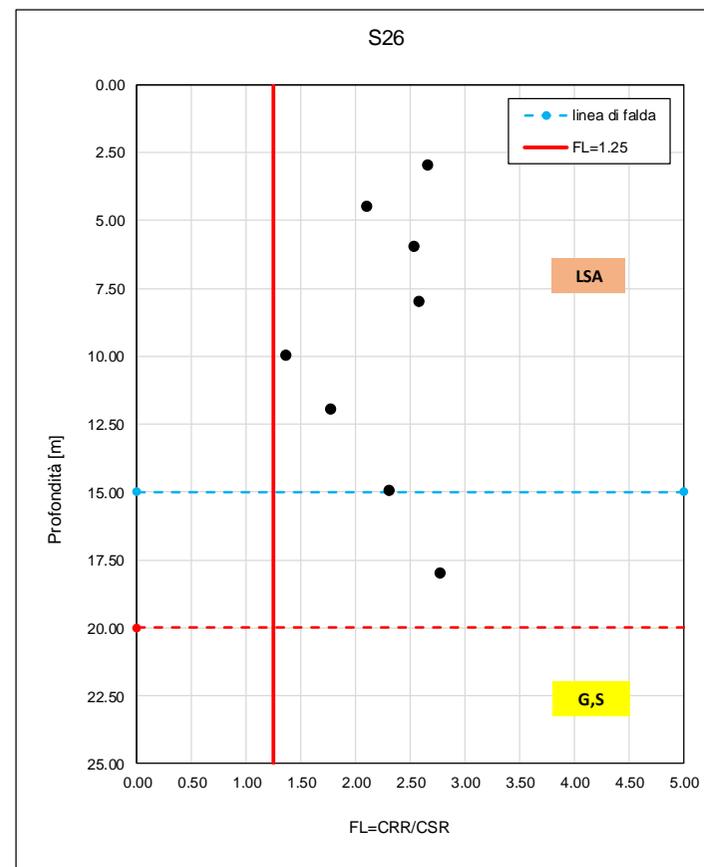
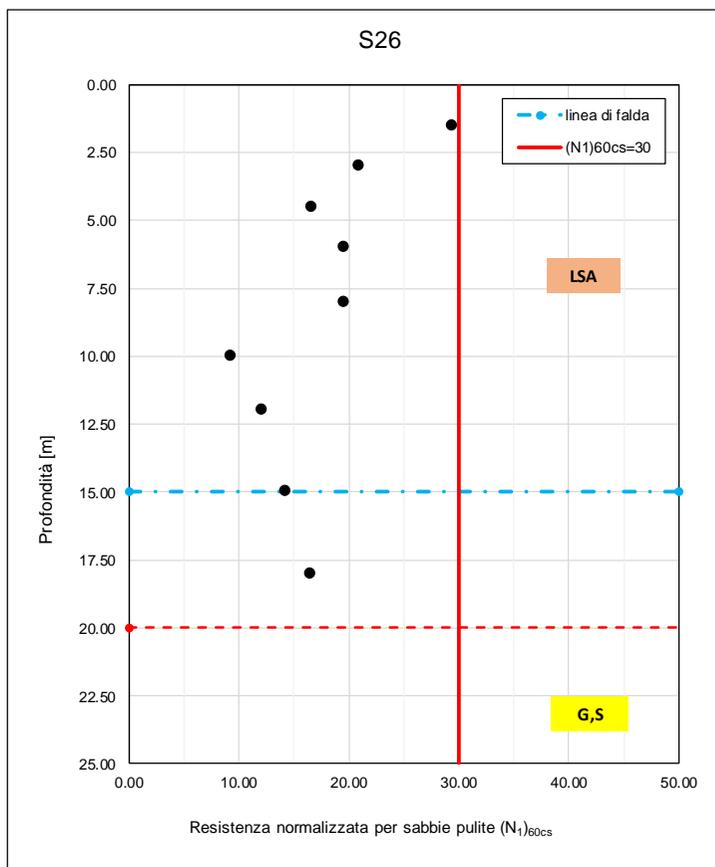
## ALLEGATO A

Verifiche a liquefazione su prove CPT e SPT

### Tratto 1 – CPT-A



Tratto 1 – SPT – S26



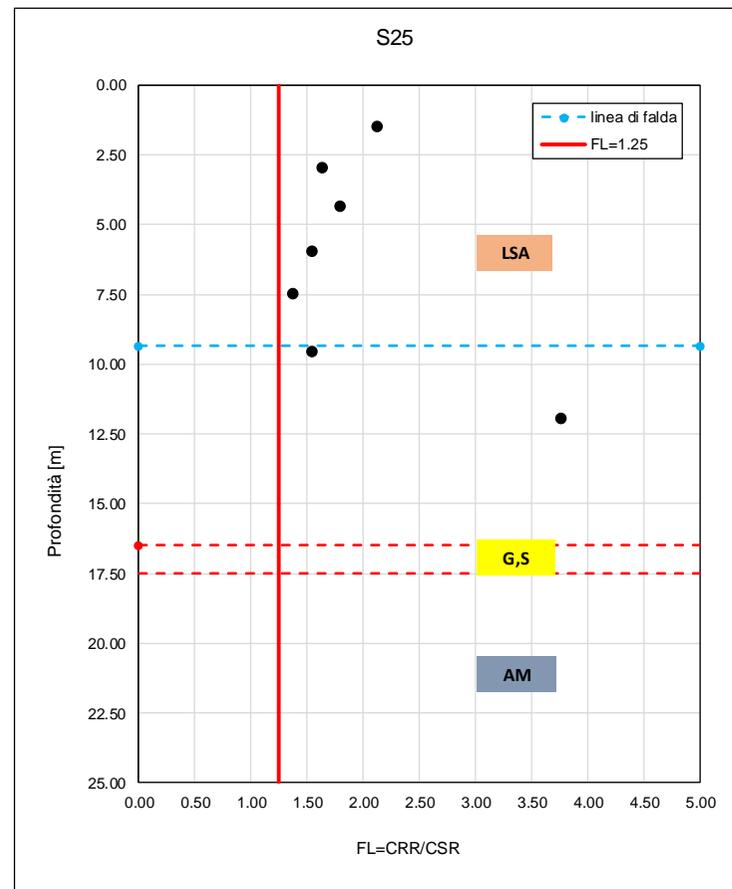
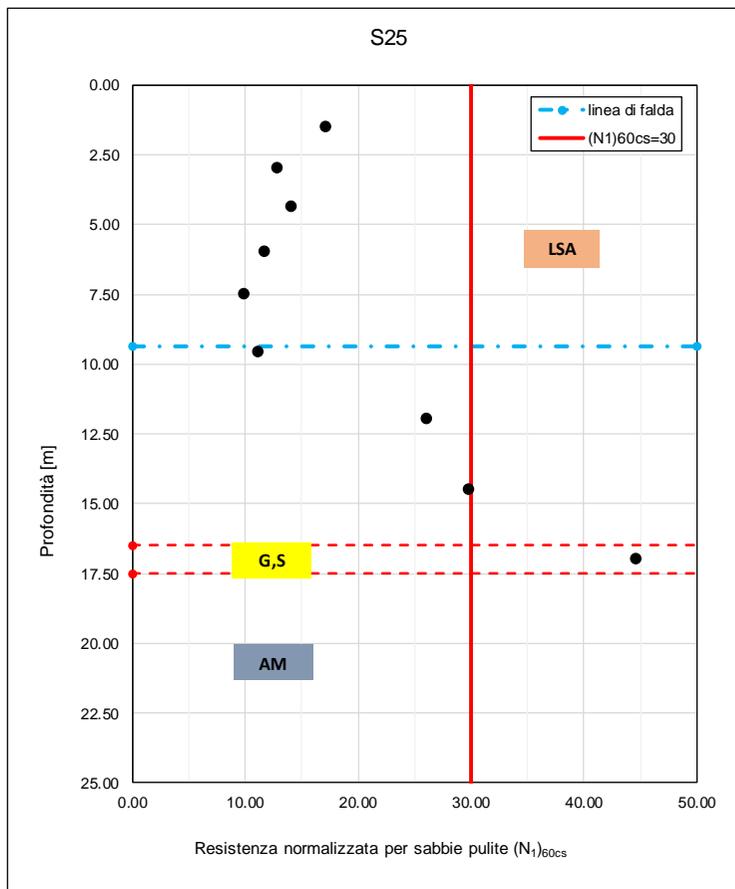


VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO  
LOTTO 2  
PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00R29	GE	GE0006 001	A	271 di 289

**Tratto 1 – SPT – S25**



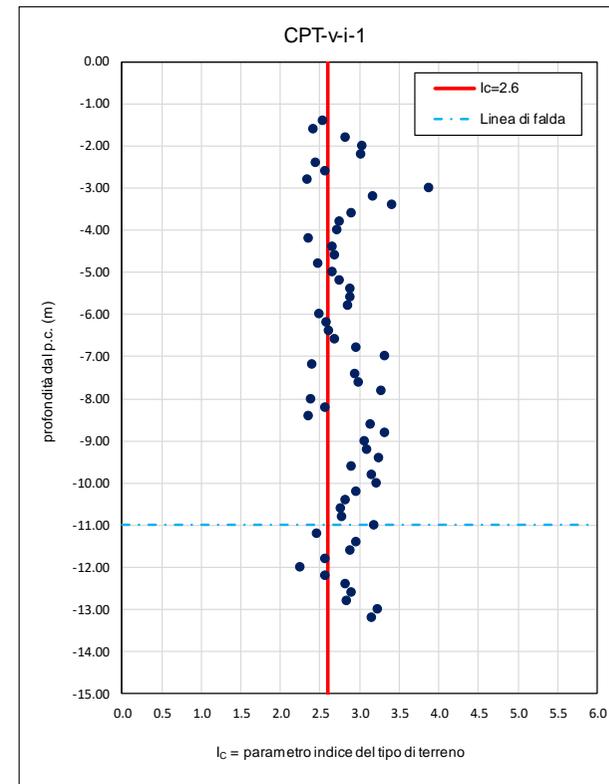
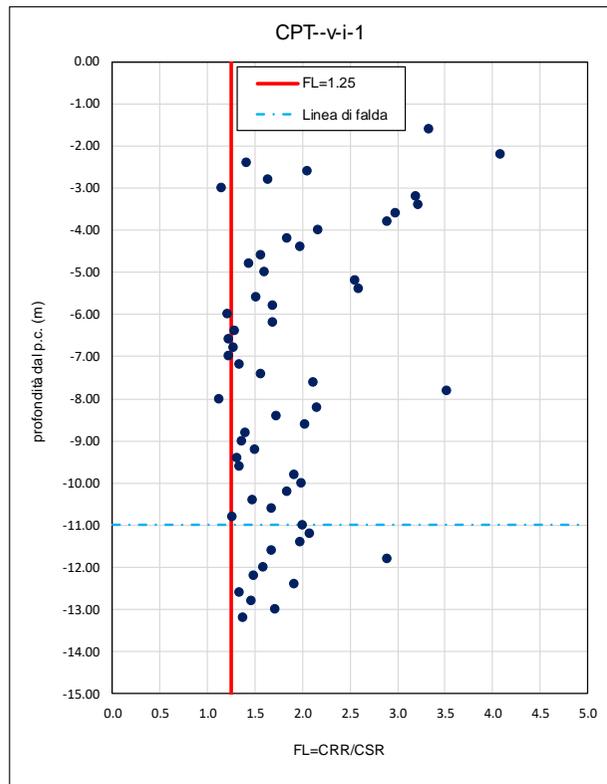
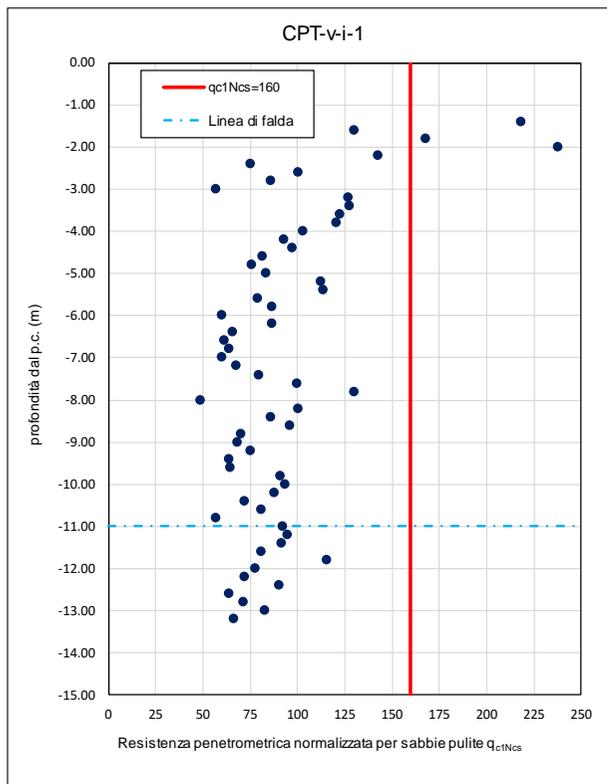


VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO  
LOTTO 2  
PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00R29	GE	GE0006 001	A	273 di 289

### Tratto 2 – CPT-v-i-1



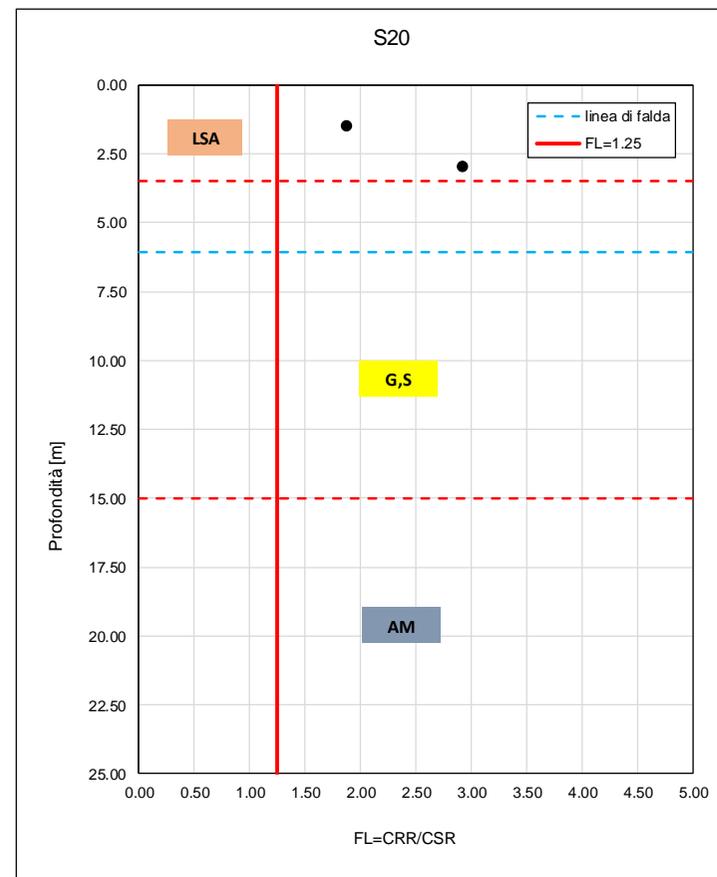
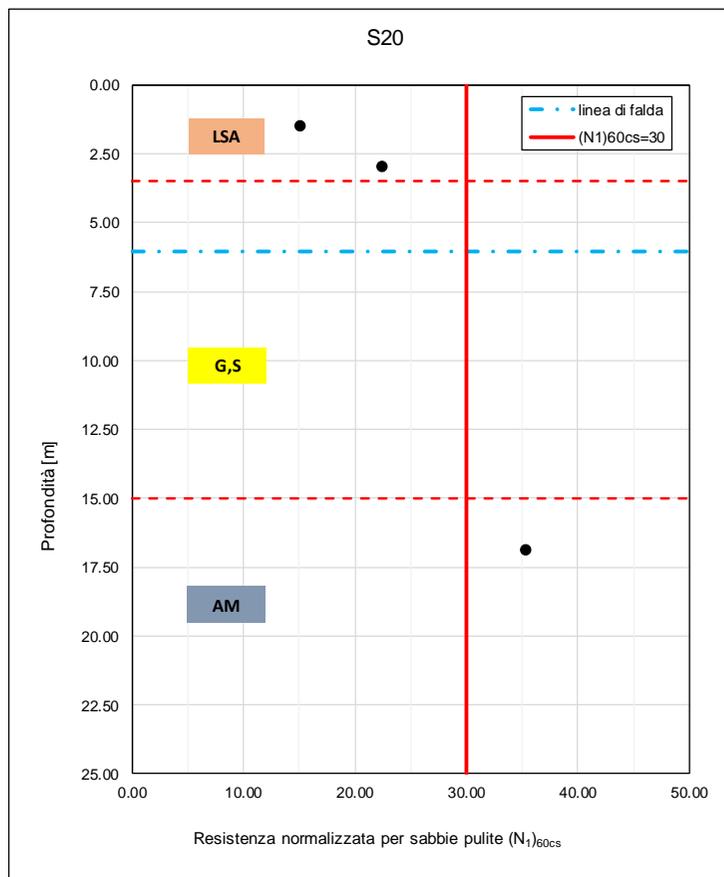


VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO  
LOTTO 2  
PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00R29	GE	GE0006 001	A	275 di 289

Tratto 2 – SPT – S20



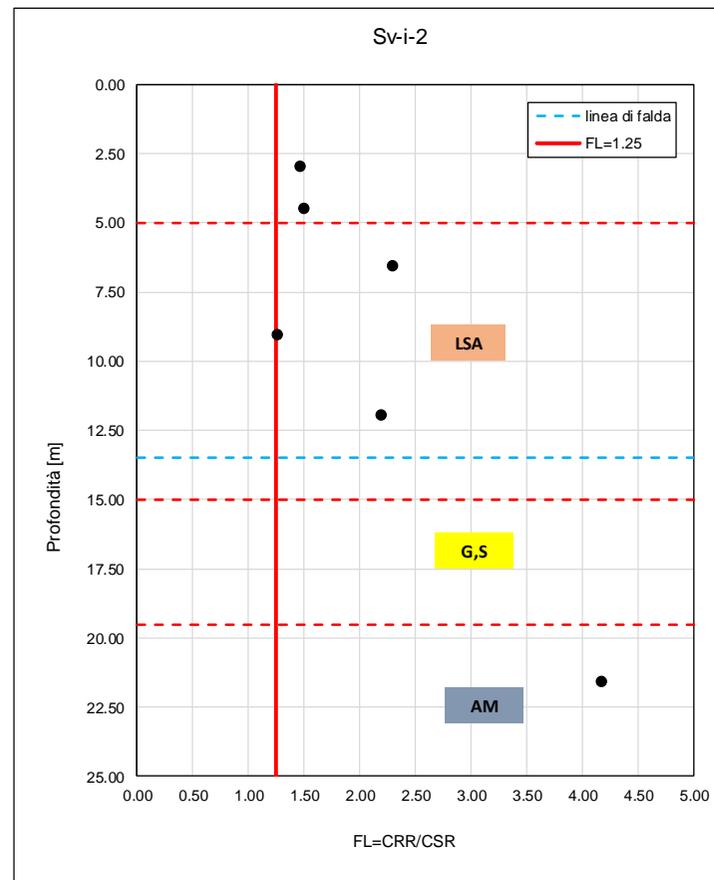
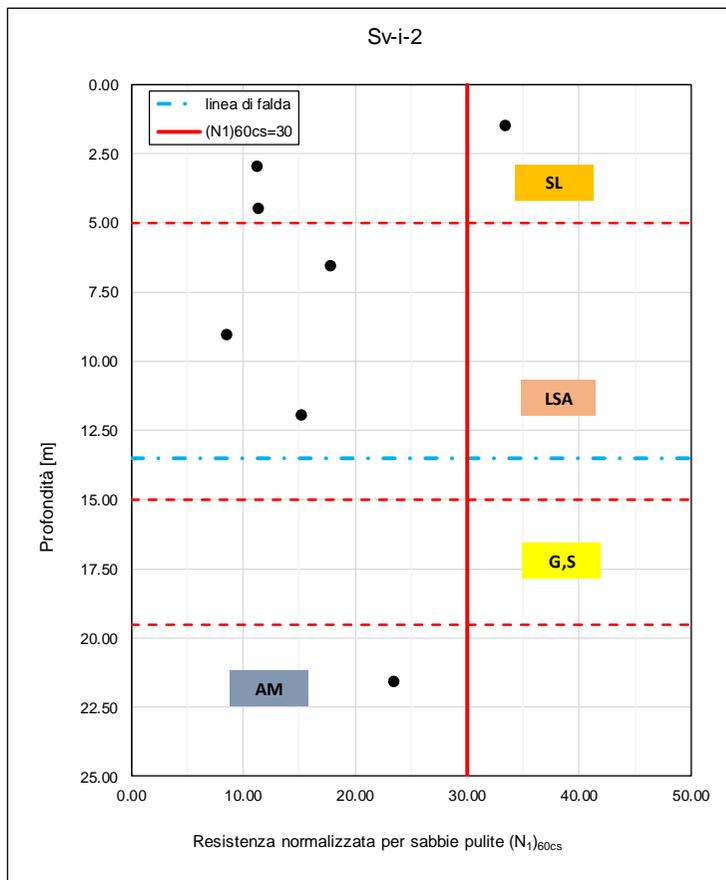


VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO  
LOTTO 2  
PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00R29	GE	GE0006 001	A	277 di 289

Tratto 2 – SPT – Sv-i-2



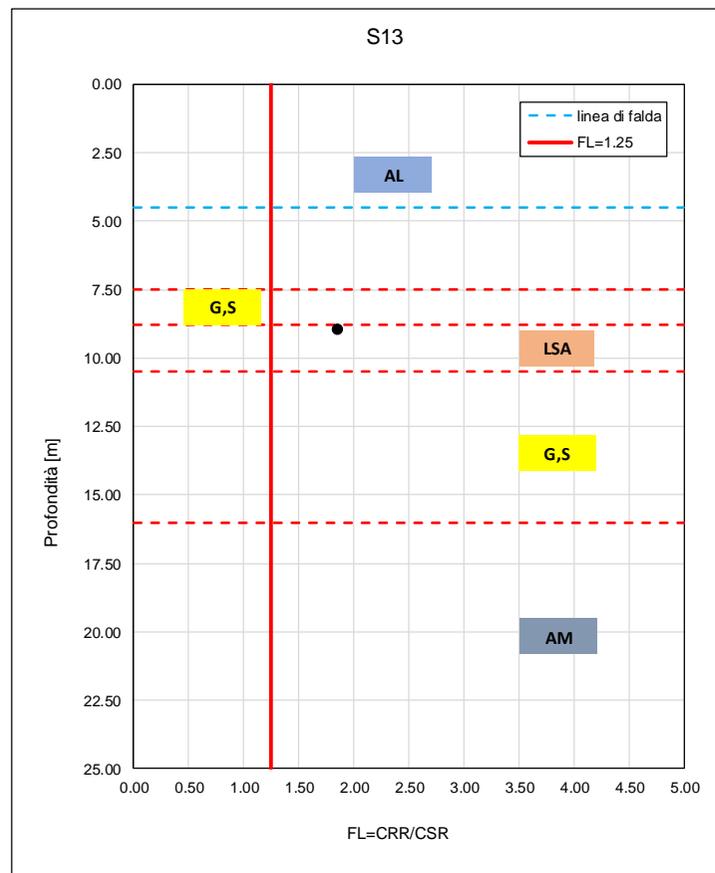
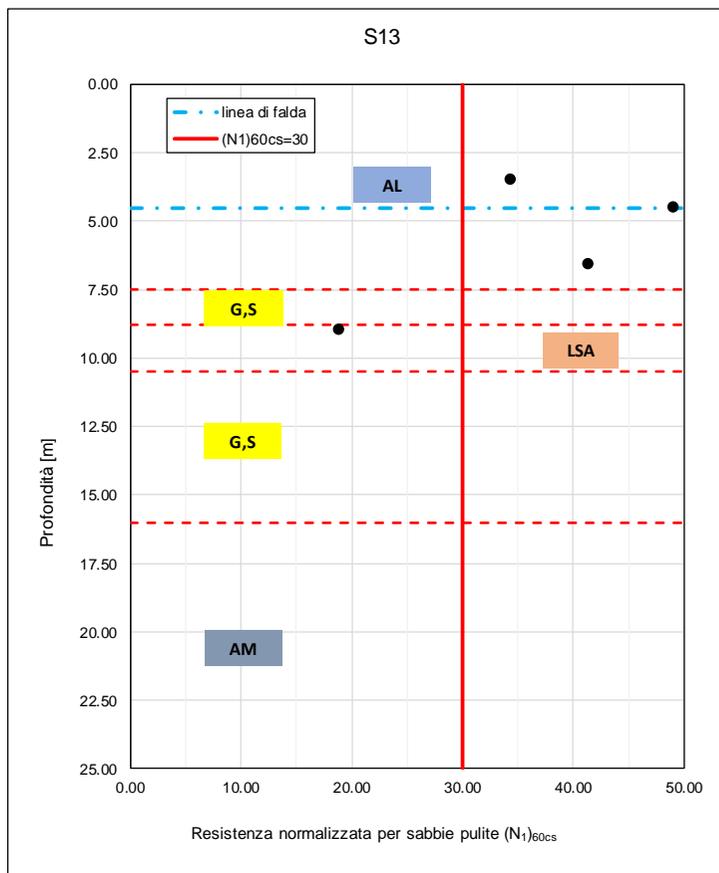


VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO  
LOTTO 2  
PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00R29	GE	GE0006 001	A	279 di 289

Tratto 3 – SPT – S13



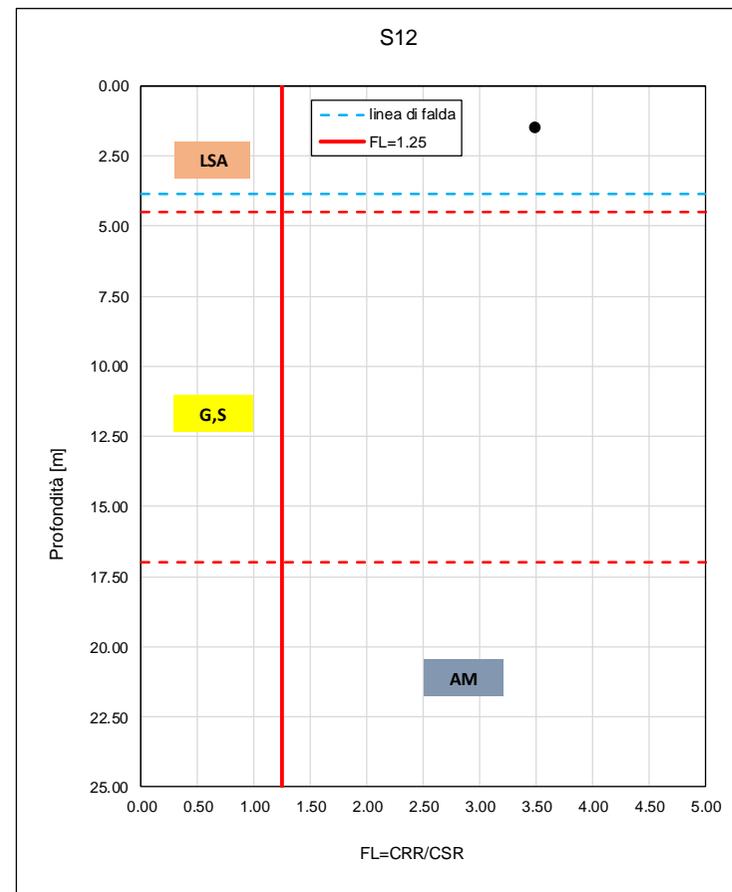
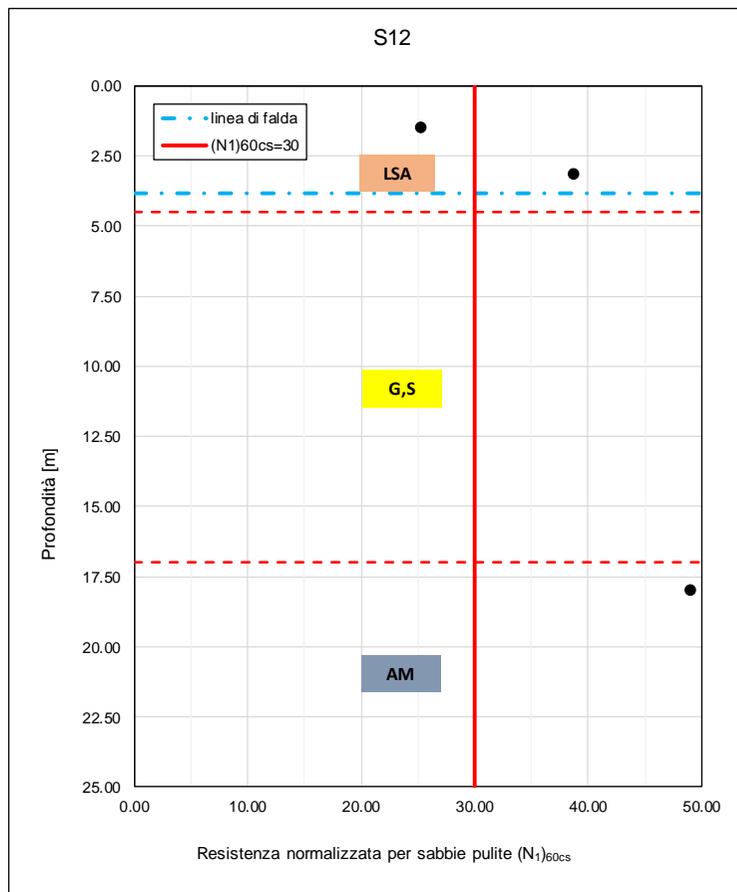


VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO  
LOTTO 2  
PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

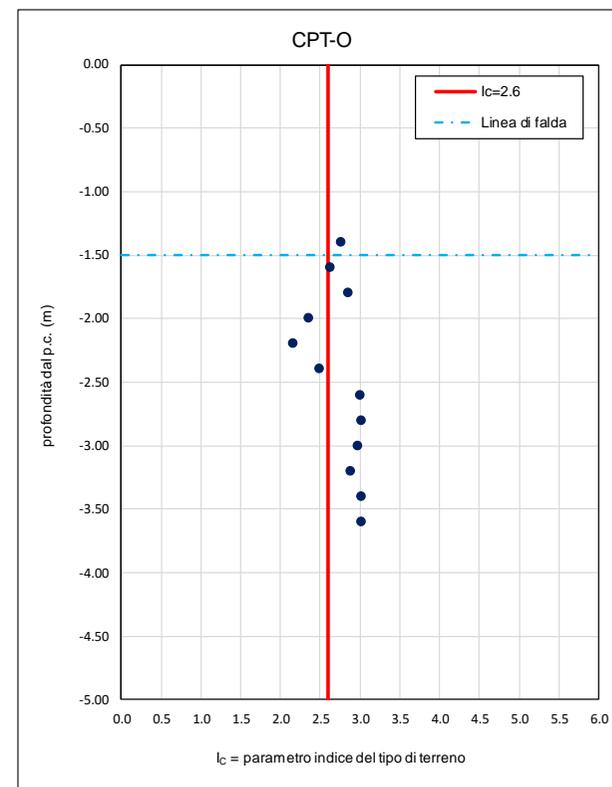
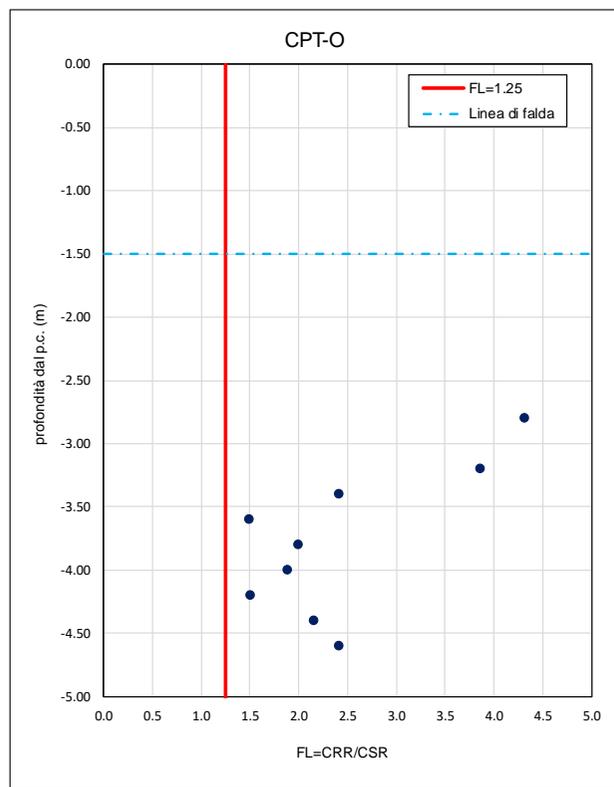
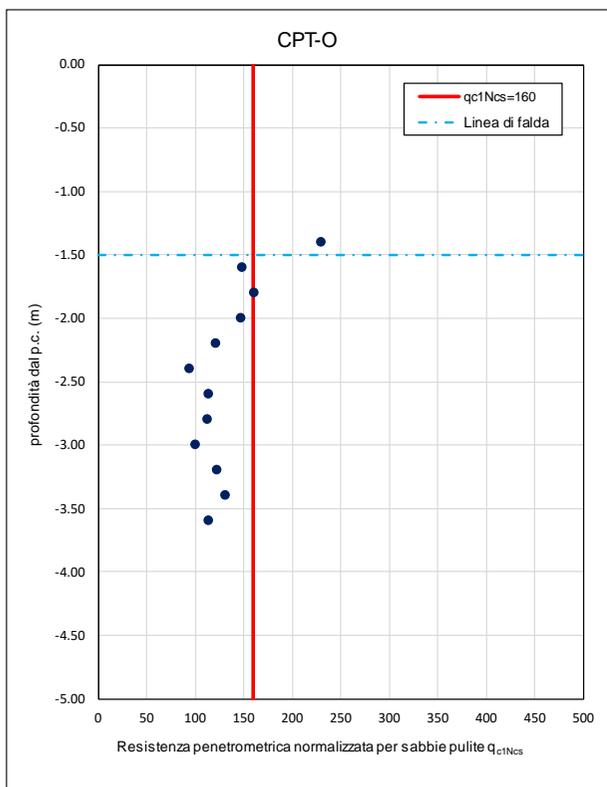
**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00R29	GE	GE0006 001	A	281 di 289

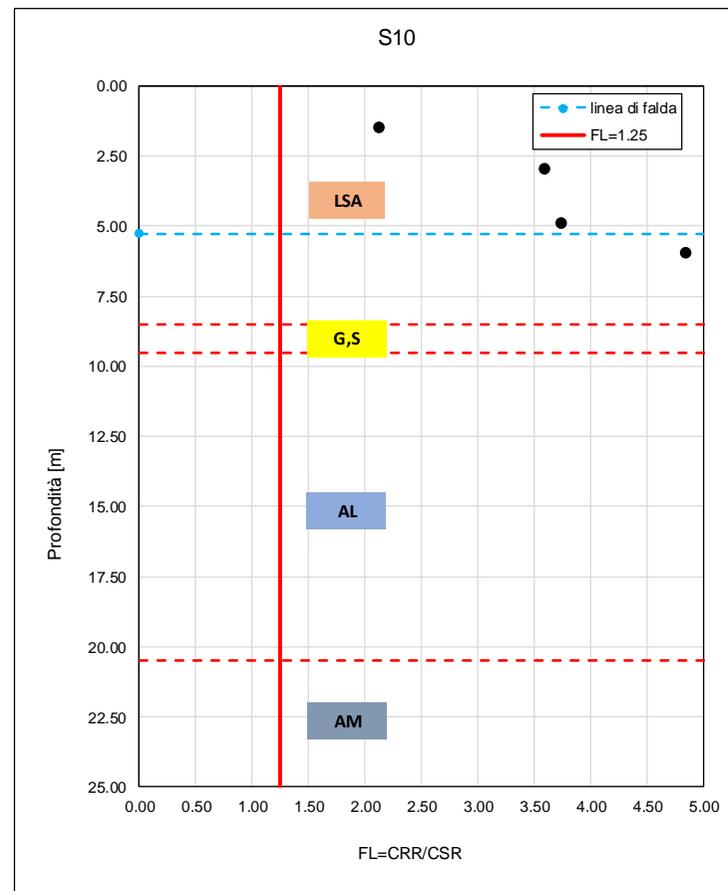
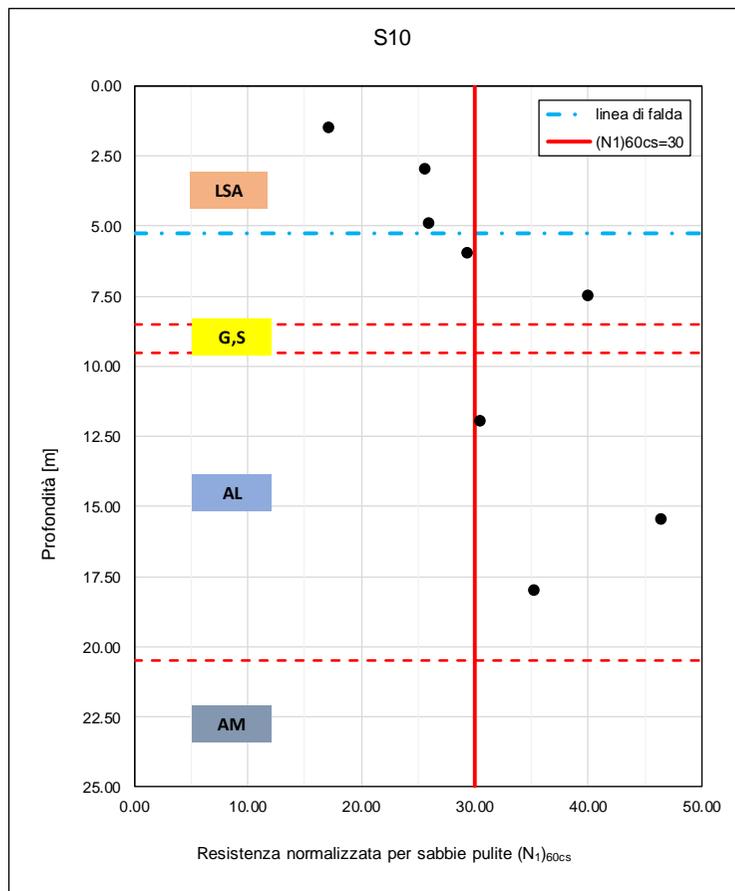
**Tratto 3 – SPT – S12**



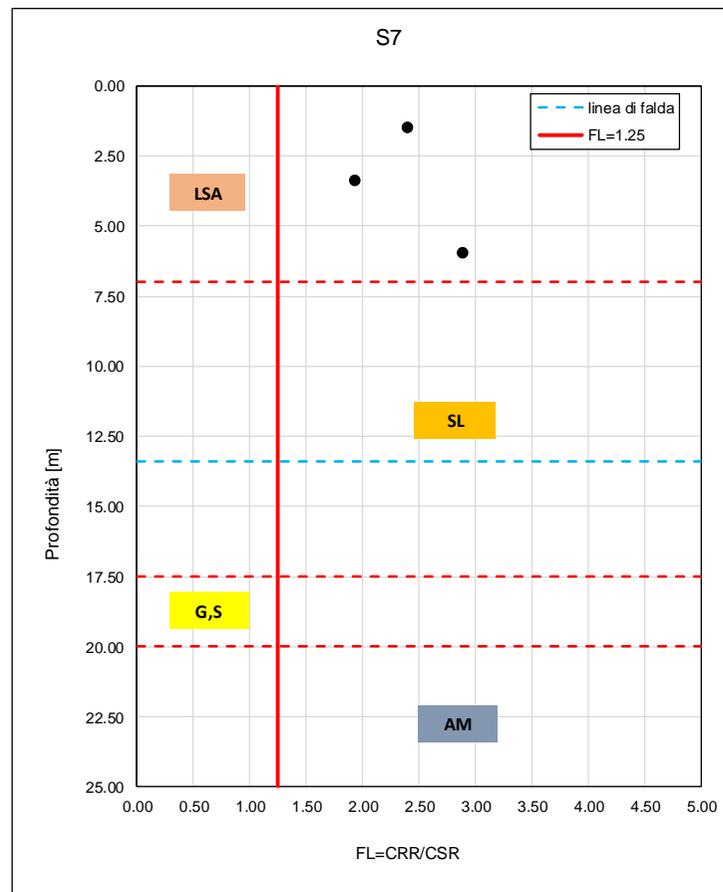
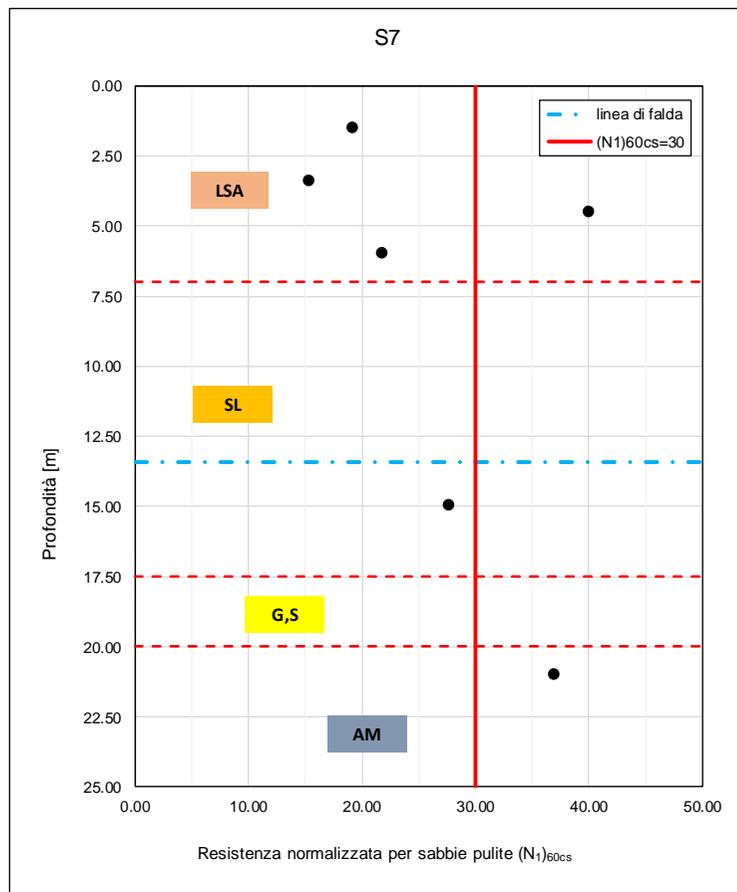
### Tratto 4 – CPT-O



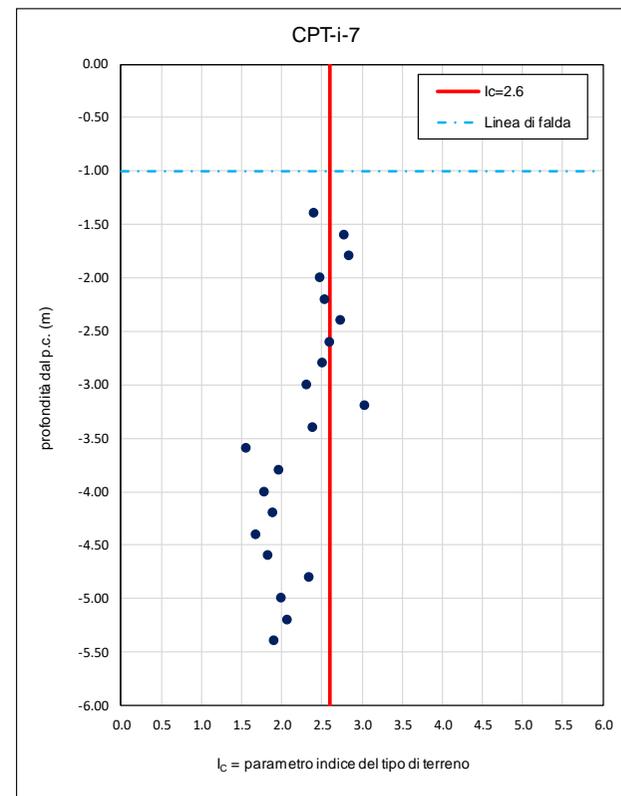
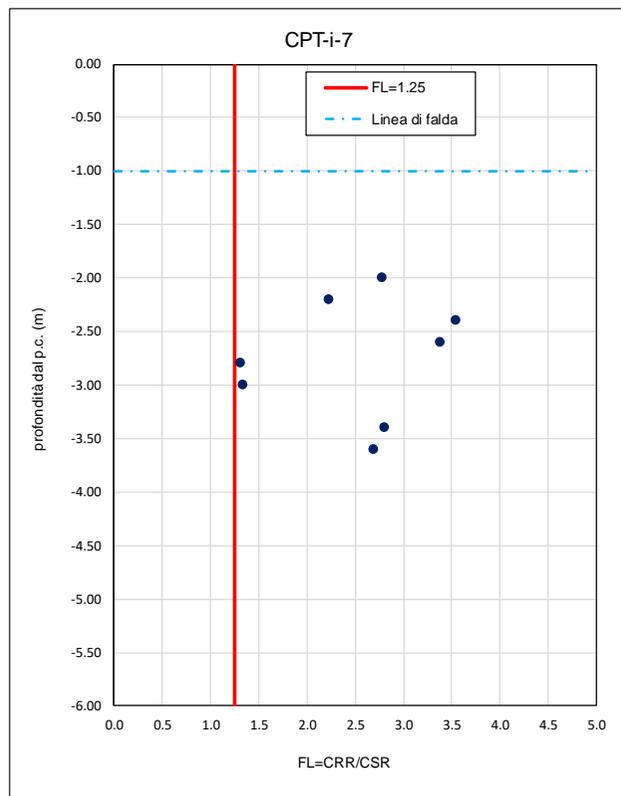
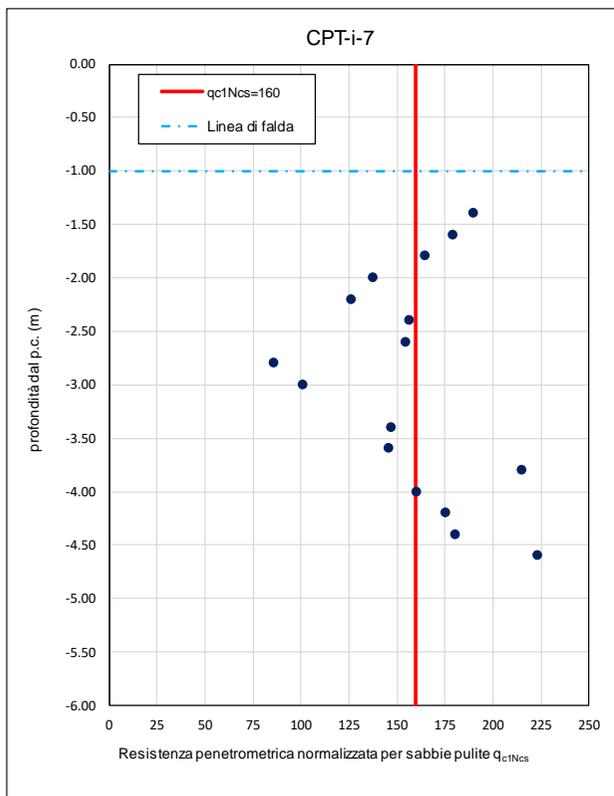
Tratto 4 – SPT – S10



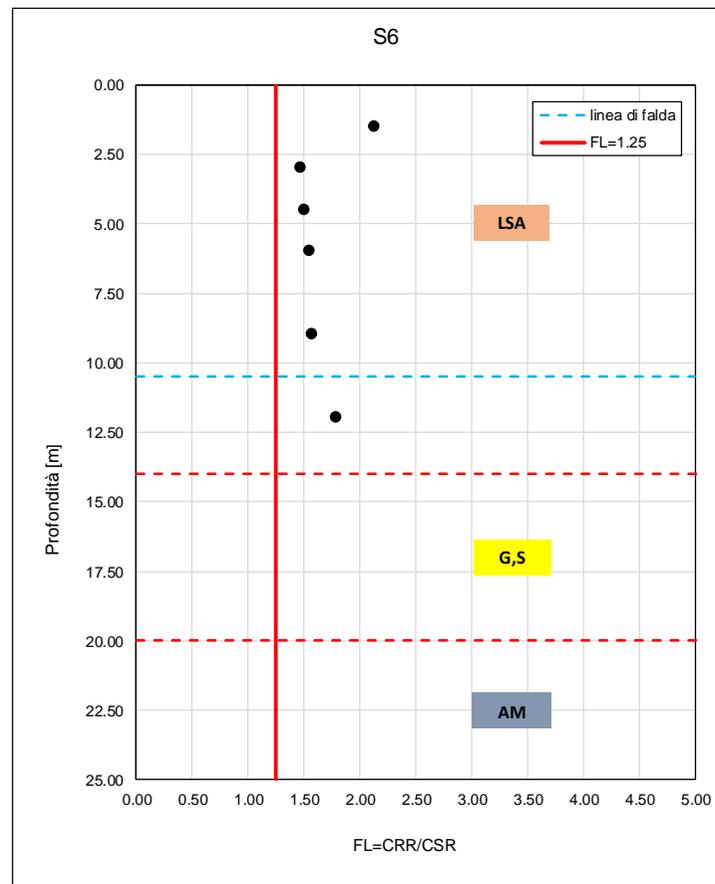
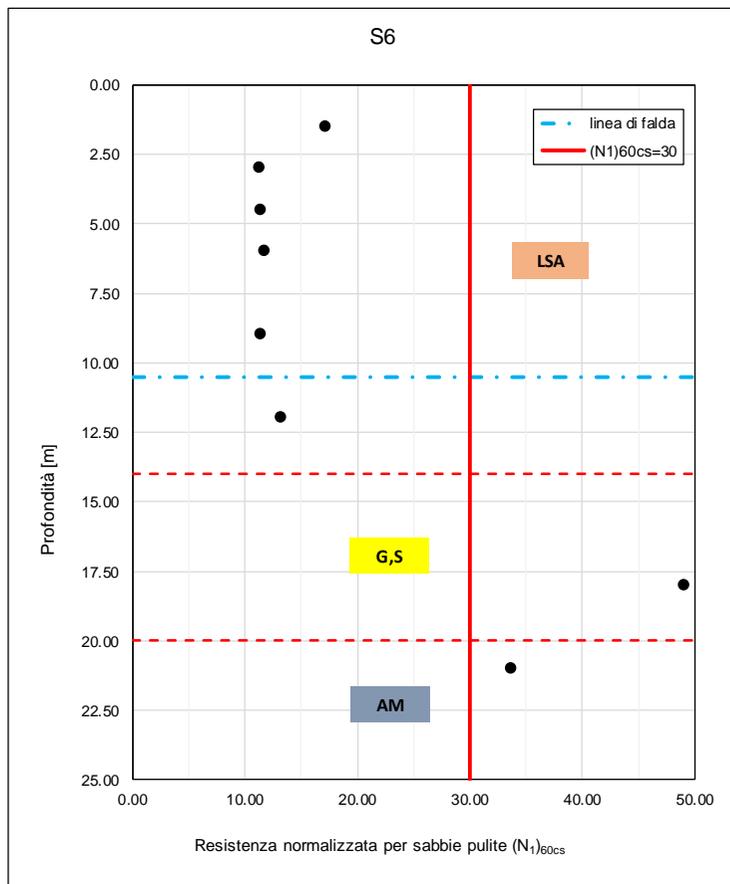
Tratto 4 – SPT – S7



### Tratto 5 – CPT-i-7



Tratto 5 – SPT – S6





VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA - MANOPPELLO  
LOTTO 2  
PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00R29	GE	GE0006 001	A	288 di 289

Tratto 5 – SPT – S6bis

