

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA  
S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA CENTRO**

**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA**

**VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D'ABRUZZO -  
MANOPPELLO (LOTTO 1)**

**GEOTECNICA**

relazione geotecnica generale

SCALA :

-

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

IA96 00 R 29 GE GE0006 001 B

| Revis. | Descrizione          | Redatto        | Data        | Verificato       | Data        | Approvato       | Data        | Autorezzato   | Data      |
|--------|----------------------|----------------|-------------|------------------|-------------|-----------------|-------------|---------------|-----------|
| A      | Emissione Definitiva | P. Luciani<br> | Agosto 2021 | M. Arcangeli<br> | Agosto 2021 | T. Paoletti<br> | Agosto 2021 | F. Ardini<br> | Nov. 2021 |
| B      | Rev. richieste RFI   | P. Luciani<br> | Nov. 2021   | M. Arcangeli<br> | Nov. 2021   | T. Paoletti<br> | Nov. 2021   |               |           |
|        |                      |                |             |                  |             |                 |             |               |           |
|        |                      |                |             |                  |             |                 |             |               |           |

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma  
Fabrizio Ardini  
DIREZIONE TECNICA  
Infrastrutture Centro  
ITALFERR S.p.A.

## 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 .....  | 17        |
| 6   | CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....   | 18        |
| 6.1 | GENERALITÀ .....  | 18        |
| 6.2 | INDIVIDUAZIONE DEL TIPO DI TERRENO DA PROVE CPT - CPTU .....                              | 18        |
| 6.3 | TERRENI COESIVI .....   | 21        |
|     | <b>6.3.1</b> <i>Introduzione</i> .....  | <b>21</b> |
|     | <b>6.3.2</b> <i>Parametri fisici e Classificazione</i> .....                              | <b>21</b> |
|     | <b>6.3.3</b> <i>Stato tensionale iniziale</i> .....                                       | <b>22</b> |
|     | <b>6.3.4</b> <i>Resistenza al taglio non drenata</i> .....                                | <b>23</b> |
|     | 6.3.4.1 Prove di laboratorio .....  | 23        |
|     | 6.3.4.2 Valutazione di $c_u$ da parametri indice .....                                    | 23        |
|     | 6.3.4.3 Valutazione di $c_u$ da prove CPT e CPTU .....                                    | 24        |
|     | 6.3.4.4 Valutazione di $c_u$ da prove SPT .....   | 25        |
|     | 6.3.4.5 Valutazione di $c_u$ da prove con Pocket Penetrometers .....                      | 25        |
|     | 6.3.4.6 Valutazione di $c_u$ da prove dilatometriche e pressiometriche.....               | 25        |
|     | <b>6.3.5</b> <i>Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i> ..... | <b>25</b> |
|     | <b>6.3.6</b> <i>Caratteristiche di deformabilità</i> .....                                | <b>26</b> |
|     | 6.3.6.1 Moduli elastici iniziali .....  | 26        |
|     | 6.3.6.2 Moduli elastici non drenati $E_u$ .....   | 27        |
|     | 6.3.6.3 Moduli elastici drenati .....   | 28        |
|     | 6.3.6.4 Coefficiente di reazione orizzontale.....   | 29        |

|         |   |     |
|---------|---|-----|
| 6.3.7   | Coefficienti di permeabilità.....   | 30  |
| 6.3.8   | Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria.....                     | 30  |
| 6.4     | TERRENI INCOERENTI .....  | 31  |
| 6.4.1   | Introduzione .....  | 31  |
| 6.4.2   | Stato iniziale del deposito .....   | 31  |
| 6.4.3   | Densità relativa .....  | 32  |
| 6.4.3.1 | Densità relativa dalle prove penetrometriche statiche CPT.....                | 32  |
| 6.4.3.2 | Densità relativa dalle prove penetrometriche dinamiche SPT.....               | 33  |
| 6.4.4   | Angolo di resistenza al taglio.....   | 35  |
| 6.4.4.1 | Angolo di resistenza al taglio da prove SPT.....                              | 35  |
| 6.4.4.2 | Angolo di resistenza al taglio in funzione della densità relativa $D_R$ ..... | 36  |
| 6.4.5   | Caratteristiche di deformabilità .....  | 38  |
| 6.4.5.1 | Moduli elastici iniziali .....  | 38  |
| 6.4.5.2 | Moduli elastici "operativi".....  | 38  |
| 6.4.5.3 | Moduli di reazione orizzontale .....  | 39  |
| 7       | CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE.....                               | 41  |
| 7.1     | STRATIGRAFIE E NUMERO COLPI NSPT .....  | 41  |
| 7.2     | NUMERO COLPI $N_{SPT}$ - TERRENI COESIVI.....                                 | 57  |
| 7.3     | NUMERO COLPI $N_{SPT}$ - TERRENI INCOERENTI.....                              | 63  |
| 7.4     | RESISTENZA ALLA PUNTA DA POCKET PENETROMETERS .....                           | 66  |
| 7.5     | RESISTENZA ALLA PUNTA DA CPT E CPTU.....                                      | 75  |
| 7.6     | VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO DA MASW .....                                   | 98  |
| 7.7     | GRANULOMETRIE E CARATTERISTICHE FISICHE .....                                 | 111 |
| 7.8     | STATO TENSIONALE INIZIALE .....   | 120 |
| 7.9     | CARATTERISTICHE DI RESISTENZA IN TERRENI COESIVI .....                        | 123 |
| 7.9.1   | Resistenza al taglio non drenata .....  | 123 |
| 7.9.1.1 | Unità geotecnica LSA.....   | 123 |
| 7.9.1.2 | Unità geotecnica AL.....  | 134 |
| 7.9.1.3 | Unità geotecnica AM.....  | 139 |
| 7.9.2   | Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci .....         | 143 |
| 7.9.2.1 | Unità geotecnica LSA.....   | 143 |
| 7.9.2.2 | Unità geotecnica AL.....  | 145 |
| 7.9.2.3 | Unità geotecnica AM.....  | 146 |

|          |  |     |
|----------|--|-----|
| 7.10     | CARATTERISTICHE DI RESISTENZA IN TERRENI INCOERENTI .....            | 147 |
| 7.10.1   | <i>Densità relativa</i> .....  | 147 |
| 7.10.1.1 | Unità geotecnica SL .....  | 147 |
| 7.10.1.2 | Unità geotecnica G,S .....   | 149 |
| 7.10.2   | <i>Angolo di resistenza al taglio</i> .....                          | 151 |
| 7.10.2.1 | Unità geotecnica SL .....  | 151 |
| 7.10.2.2 | Unità geotecnica G,S .....   | 158 |
| 7.11     | CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ IN TERRENI COESIVI .....            | 161 |
| 7.11.1   | <i>Modulo elastico non drenato</i> .....                             | 161 |
| 7.11.1.1 | Unità geotecnica LSA .....   | 161 |
| 7.11.1.2 | Unità geotecnica AL .....  | 166 |
| 7.11.1.3 | Unità geotecnica AM .....  | 169 |
| 7.11.2   | <i>Modulo elastico drenato</i> .....                                 | 174 |
| 7.11.2.1 | Unità geotecnica LSA .....   | 174 |
| 7.11.2.2 | Unità geotecnica AL .....  | 180 |
| 7.11.2.3 | Unità geotecnica AM .....  | 185 |
| 7.11.3   | <i>Parametri di compressibilità</i> .....                            | 190 |
| 7.12     | CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ IN TERRENI INCOERENTI .....         | 194 |
| 7.12.1   | <i>Modulo elastico drenato</i> .....                                 | 194 |
| 7.12.1.1 | Unità geotecnica SL .....  | 194 |
| 7.12.1.2 | Unità geotecnica G,S .....   | 197 |
| 8        | CARATTERISTICHE DI PERMEABILITÀ .....                                | 202 |
| 8.1      | COEFFICIENTI DI PERMEABILITÀ DI PROGETTO .....                       | 207 |
| 8.2      | COEFFICIENTI DI CONSOLIDAZIONE PRIMARIA E SECONDARIA .....           | 209 |
| 9        | DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO .....               | 210 |
| 9.1      | PARAMETRI GEOTECNICI ASSOCIATI ALLE UNITÀ GEOTECNICHE DEFINITE ..... | 212 |
| 10       | CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TRACCIATO .....                     | 216 |
| 10.1     | TRATTO 1 – DA PK 0+000 A PK 1+800 .....                              | 217 |
| 10.2     | TRATTO 2 – DA PK 1+800 A PK 2+700 .....                              | 217 |
| 10.3     | TRATTO 3 – DA PK 2+700 A PK 4+900 .....                              | 218 |
| 10.4     | TRATTO 4 – DA PK 4+900 A PK 6+000 .....                              | 219 |
| 11       | AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE .....     | 221 |

|      |   |            |
|------|---|------------|
| 11.1 | PREMESSA.....   | 221        |
| 11.2 | VITA NOMINALE DI PROGETTO CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO ..... | 222        |
| 11.3 | STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO .....              | 223        |
| 11.4 | ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO SU SUOLO RIGIDO .....                    | 225        |
| 11.5 | ACCELERAZIONE MASSIMA IN SUPERFICIE .....                             | 227        |
| 12   | STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE .....                      | 230        |
| 12.1 | CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE.....              | 232        |
| 12.2 | PERICOLOSITÀ SISMICA E MAGNITUDO .....                                | 233        |
| 12.3 | METODO NCEER (1996), YOUUD ET AL. (2001).....                         | 234        |
|      | <i>12.3.1 CRR da correlazioni su prove CPT.....</i>                   | <i>235</i> |
|      | <i>12.3.2 CRR da correlazioni su prove SPT.....</i>                   | <i>237</i> |
|      | <i>12.3.3 Fattore di correzione della Magnitudo .....</i>             | <i>240</i> |
|      | <i>12.3.4 Calcolo del fattore di sicurezza.....</i>                   | <i>240</i> |
| 12.4 | RISULTATI DELLE VERIFICHE A LIQUEFAZIONE.....                         | 241        |

|   |   |                  |                |                         |           |                    |
|---|---|------------------|----------------|-------------------------|-----------|--------------------|
|  | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D’ABRUZZO – MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>PROGETTO FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                |                         |           |                    |
| <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96  | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B | FOGLIO<br>5 di 261 |

## 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 *Interporto d’Abruzzo - Manoppello (Lotto 1)*, 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) integrata con alcuni dati della campagna del 2018.

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

L’inizio dell’intervento è fissato al km 18+614 della Linea ferroviaria Pescara – Sulmona, e si estende per circa 4,83 km di linea; per quanto riguarda il tracciato ferroviario l’intervento termina al km 23+434 della LS (in asse al fabbricato viaggiatori esistente della stazione di Manoppello), mentre per le opere civili la fine dell’intervento è fissata al km 23+570,7 della LS (in corrispondenza della fine dei marciapiedi di stazione di progetto).

|  |   |                  |                  |                |                         |           |
|--|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D’ABRUZZO – MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 Documentazione di progetto e di base

- [1] Progetto di fattibilità tecnico-economica (PFTE) – Carta Geologica – (Doc. Rif. IA9600R69G5GE0001001A)
- [2] Progetto di fattibilità tecnico-economica (PFTE) – Profilo Geologico – (Doc. Rif. IA96 00R69F5GE0001001A)

### 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:

- [3] 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.
- [4] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione del “Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- [5] RFI DTC SI MA IFS 001 E del 31.12.2020 - “Manuale Di Progettazione Delle Opere Civili”.
- [6] RFI DTC INC CS LG IFS 001 A del 21.12.2011 – “Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra”.
- [7] 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.
- [8] 2008/217/CE - “Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo ad alta velocità (20/12/2007)”.
- [9] 2011/275/CE - “Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo convenzionale (26/04/2011)”.
- [10] UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [11] UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

|  |   |                  |                  |                |                         |           |
|--|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

[12] AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.

[13] AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida.

## 2.3 Bibliografia

[14] 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.

[15] 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.

[16] Balmer G. (1952) "A general analytical solution for Mohr's envelope" ASTM, 52.

[17] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1.

[18] 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.

[19] Burland, J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. Géotechnique 40, n° 3, 329-378.

[20] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.

[21] 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.

[22] 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..

[23] Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" CIRIA Report 103.

|   |   |          |            |          |           |      |        |      |         |    |            |   |          |
|---|---|----------|------------|----------|-----------|------|--------|------|---------|----|------------|---|----------|
|  <p><b>ITALFERR</b><br/>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p> | <p><b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>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>IA96</td> <td>00 R 29</td> <td>GE</td> <td>GE0006 001</td> <td>B</td> <td>8 di 261</td> </tr> </table> | COMMESSA | LOTTO      | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO | IA96 | 00 R 29 | GE | GE0006 001 | B | 8 di 261 |
| COMMESSA  | LOTTO   | CODIFICA | DOCUMENTO  | REV.     | FOGLIO    |      |        |      |         |    |            |   |          |
| IA96  | 00 R 29   | GE       | GE0006 001 | B        | 8 di 261  |      |        |      |         |    |            |   |          |

- [24] Fahey M. (1992) "Shear modulus of cohesionless soil: variation with stress and strain level" Canadian Geotechnical Journal, n°30.
- [25] 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.
- [26] Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2008), "Soil liquefaction during earthquakes", MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.
- [27] Ishihara, K. and Yoshimine, M., (1992), Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes: Soils and Foundations, 32(1), p.173-188.
- [28] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" Proceedings In-situ 2001, Bali.
- [29] 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.
- [30] 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.
- [31] Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.100, n° 7.
- [32] 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.
- [33] 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.
- [34] Marchetti S. (1985) "On the field determination of  $k_0$  in sand" Discussion Session 2A, 11th ICSMFE, S. Francisco.
- [35] 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.

|   |   |                  |                |                         |           |                    |
|---|---|------------------|----------------|-------------------------|-----------|--------------------|
|  | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                |                         |           |                    |
| <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96  | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B | FOGLIO<br>9 di 261 |

- [36] 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.
- [37] 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.
- [38] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol.6.
- [39] 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.
- [40] 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.
- [41] Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1982), "Ground motions and soil liquefaction during earthquakes", *Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA*.
- [42] 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.
- [43] Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" General Report, Proc. 7th ECSMFE, Brighton.
- [44] 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.
- [45] Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.
- [46] 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.
- [47] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" *Proceedings ESOPT I*.

|  |   |                  |                  |                |                         |           |
|--|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D’ABRUZZO – MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

- [48] 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.
- [49] 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.
- [50] Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) “Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content” *Soils and Foundations* 23, n° 4.
- [51] Vucetic M., Dobry R. (1991) “Effect of soil plasticity on cyclic response” *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
- [52] 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.
- [53] Youd T.D. (1972) “Factors controlling maximum and minimum density of sands” *Proceedings of Symposium on Eval. Dens.*, ASTM STP 523.
- [54] 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
- [55] 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/>.
- [56] 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/>
- [57] 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

|  <p><b>ITALFERR</b><br/>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p> | <p><b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b></p>   |          |            |          |           |      |        |      |         |    |            |   |           |
|---|--|----------|------------|----------|-----------|------|--------|------|---------|----|------------|---|-----------|
| <p><b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b></p>   | <table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IA96</td> <td>00 R 29</td> <td>GE</td> <td>GE0006 001</td> <td>B</td> <td>11 di 261</td> </tr> </tbody> </table> | COMMESSA | LOTTO      | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO | IA96 | 00 R 29 | GE | GE0006 001 | B | 11 di 261 |
| COMMESSA  | LOTTO  | CODIFICA | DOCUMENTO  | REV.     | FOGLIO    |      |        |      |         |    |            |   |           |
| IA96  | 00 R 29  | GE       | GE0006 001 | B        | 11 di 261 |      |        |      |         |    |            |   |           |

[58] 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.

[59] 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.

|  |   |                  |                  |                |                         |           |
|--|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D’ABRUZZO – MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

### 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 giugno 2021. Sono stati eseguiti 13 sondaggi geognostici a carotaggio continuo con profondità comprese tra i 35 e i 50 metri dal piano campagna, 10 prove penetrometriche statiche CPT e 1 CPTU con caratteristiche strumentali Pagani TG 73 (200kN). Lungo ogni verticale indagata sono state eseguite delle prove in situ (SPT, Pocket Penetrometer, Dilatometriche, Pressiometriche e di permeabilità tipo Lefranc e Lugeon) e prelevati campioni di terreno indisturbati e rimaneggiati da sottoporre a prove di laboratorio; successivamente sono stati installati piezometri di tipo a tubo aperto e celle di Casagrande in 10 fori di sondaggio.

Nell’area in oggetto sono stati realizzati anche n.17 stendimenti di sismica per indagini MASW, n.17 prove HVSR ed 1 prova Down-Hole nel foro di sondaggio S1int.

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).

Le informazioni sono state integrate con i risultati della campagna di indagine del 2018 commissionata da Italferr in termini di due sondaggi a carotaggio continuo spinti fino a profondità di 21 e 30 e relative prove in situ e di laboratorio.

Di seguito si riportano i dettagli sulle 2 campagne di indagini geognostiche.

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

- n.15 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino a profondità comprese tra 21 m e 50 m;
- n.186 prove penetrometriche di tipo SPT eseguite lungo i fori sondaggio;
- prove con Pocket penetrometers lungo 13 fori di sondaggio;
- n.10 prove penetrometriche statiche di tipo CPT e 1 prova di tipo CPTU spinte fino a profondità comprese tra 2.80 m e 23.80 m;
- n.6 prove pressiometriche eseguite lungo i fori di sondaggio;

- n.9 prove dilatometriche eseguite lungo i fori di sondaggio;
- n.1 prova penetrometrica dinamica super heavy (DPSH) spinta fino alla profondità di 14 m;
- n.43 prove di permeabilità di tipo Lefranc a carico variabile lungo 13 fori di sondaggio ed 1 prova di tipo Lugeon;
- n.17 prove geofisiche di tipo MASW, n.17 di tipo HVSR e n.1 di tipo DH.

#### **Prove di laboratorio:**

- prelievo di n.41 campioni indisturbati e n.2 campioni rimaneggiati/semidisturbati lungo perforazione, con l'esecuzione di:
  - analisi per la determinazione delle principali caratteristiche fisiche;
  - prove di classificazione;
  - n.19 prove di taglio diretto (TD);
  - n.26 prove di compressione triassiale, di cui n.5 consolidate non drenate (TX-CIU) e n.21 non consolidate non drenate (TX-UU);
  - n.7 prove di compressione uniassiale ad espansione laterale libera (ELL);
  - n.17 prove edometriche (EDO);
  - n.4 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. Sondaggi e prove in situ della campagna di indagine*

| Sondaggio | Quota (m s.l.m.) | Profondità (m) | SPT | Lefranc / Lugeon | Piezometro        | Dilatometrica<br>DRT | Pressiometrica<br>MPT | Campioni<br>indisturbati | Campioni<br>rimaneggiati<br>semidisturbati |
|-----------|------------------|----------------|-----|------------------|-------------------|----------------------|-----------------------|--------------------------|--|
| S1        | 71.770           | 35             | 13  | 4                | C.C. 30.0m        | -                    | -                     | 2                        | -  |
| S2        | 70.311           | 35             | 12  | 4                | C.C. 15.0m        | -                    | -                     | 3                        | -  |
| S4        | 62.715           | 35             | 13  | 3                | C.C. 15.0m        | -                    | -                     | 3                        | -  |
| S5        | 55.826           | 40             | 13  | 3                | T.A. (30, 15÷24)  | 2                    | -                     | 3                        | -  |
| S6        | 53.560           | 35             | 14  | 4                | C.C. 18.0m        | -                    | -                     | 3                        | -  |
| S7        | 53.007           | 40             | 14  | 3                | T.A. (29, 9÷18)   | 1                    | 1                     | 2                        | -  |
| S9        | 70.841           | 50             | 15  | 3 / 1            | -                 | 1                    | 1                     | 4                        | -  |
| S10       | 47.552           | 40             | 13  | 3                | T.A. (24, 9÷18)   | 2                    | -                     | 3                        | -  |
| S11       | 60.026           | 45             | 13  | 4                | T.A. (36, 12÷27)  | 1                    | 1                     | 4                        | -  |
| S12       | 66.021           | 50             | 13  | 4                | -                 | -                    | -                     | 3                        | -  |
| S13       | 56.451           | 35             | 13  | 3                | -                 | -                    | -                     | 2                        | -  |
| S1int     | 48.044           | 40             | 14  | 2                | -                 | 1                    | 2                     | 4                        | -  |
| S4int     | 65.587           | 40             | 14  | 3                | T.A. (40, 3÷40)   | 1                    | 1                     | -                        | -  |
| S1-2018   | 38.980           | 21             | 6   | -                | -                 | -                    | -                     | 2                        | 1  |
| S2-2018   | 39.000           | 30             | 6   | -                | T.A. (--, 3÷29.2) | -                    | -                     | 3                        | 1  |

*T 2. Prove CPT*

| Prova   | Quota (m s.l.m.) | da quota<br>[m da p.c.] | a quota<br>[m da p.c.] |
|---------|------------------|-------------------------|------------------------|
| CPT-1   | 42.239           | 0.00                    | 10.80                  |
| CPT-2   | 44.275           | 1.20                    | 8.60                   |
| CPT-3   | 64.756           | 1.20                    | 22.60                  |
| CPT-4   | 69.382           | 1.20                    | 23.80                  |
| CPT-5   | 49.365           | 1.20                    | 12.20                  |
| CPT-6   | 56.782           | 1.20                    | 14.60                  |
| CPT-7   | 58.918           | 0.00                    | 15.00                  |
| CPT-8   | 61.309           | 1.20                    | 21.20                  |
| CPT-9   | 66.061           | 1.20                    | 23.60                  |
| CPT-10  | 65.497           | 1.20                    | 2.80                   |
| CPTU-11 | 70.741           | 1.20                    | 23.40                  |

|   |   |                  |                  |                |                         |           |
|---|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
|  | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|   | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

## 4 QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

### 4.1 Descrizione unità geologiche

Con riferimento all'area in cui ricade il Lotto 1 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 nelle campagne geognostiche del 2021 e del 2018, 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 hanno uno spessore di 20÷30 metri.

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".

### 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 argillosi e Limi argilloso sabbiosi (LSA)**: Limi argillosi e limi argilloso-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 70 e il 90%. Costituiscono lo strato superficiale dei depositi alluvionali e si incontrano fino a profondità massime di circa 20 m con valori dei pocket penetrometers generalmente compresi tra 0.75 e 2.5 kg/cm<sup>2</sup>. Localmente si rinvengono fino a profondità di 5 m dal p.c. strati con frazione sabbiosa più consistente e presenza di ghiaie poligeniche da sub-arrotondate ad arrotondate con valori dei pocket penetrometers compresi tra 3 e 5 kg/cm<sup>2</sup>.

**Argille limose (AL)**: Argille limosa debolmente marnose, da mediamente consistenti a dure, di colore grigio con stratificazione orizzontale molto sottile. La frazione fine (argilla e limo) è risultata sempre superiore

all'80%. Presentano livelli da centimetrici a decimetrici debolmente sabbiosi. Costituiscono gli strati superficiali dei depositi alluvionali con spessori medi pari a circa 3÷8 m in alternanza all'unità LSA. In alcuni casi si rinvencono a profondità più elevate (circa 15 m dal p.c.) subito al di sopra del tetto del livello ghiaioso-sabbioso (G,S). 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 3 e 5 m e con N<sub>SPT</sub> mediamente tra 5 e 12, sia più in profondità con spessori di circa 4 m in alternanza a abbondanti ghiaie poligeniche da sub-arrotondate ed arrotondate e con passaggi di ghiaie poligeniche ed eterometriche (G,S); con N<sub>SPT</sub> molto elevati (compresi tra 30 e 50)

**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 con valori di N<sub>SPT</sub> sempre superiori a 35 e che spesso vanno a rifiuto.

**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 Mutignano sono caratterizzate da resistenze elevate con valori di c<sub>u</sub> mediamente compresi tra 300 e 600 kPa.

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*

| Unità geotecnica | Materiale      | Descrizione materiale                      |
|------------------|----------------|--|
| <b>LSA</b>       | L(A); L(S,A)   | Limi argillosi 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    |

## 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 lungo l'intero tracciato ad una profondità media dal p.c. che varia da circa 12m in corrispondenza della pk 0+000 a circa 17 m in corrispondenza della pk 6+000.

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        | Cella Casagrande   | 30.00             | -                     | 17.28              | 17.61   |
| S2        | Cella Casagrande   | 15.00             | -                     | 13.03              | 13.85   |
| S4int     | Piezometro T.A. 2" | 40.00             | 3.00÷40.00            | 16.93              | 16.93   |
| S4        | Cella Casagrande   | 15.00             | -                     | 12.27              | 14.40   |
| S11       | Piezometro T.A. 2" | 36.00             | 12.00÷27.00           | 12.75              | 13.65   |
| S5        | Piezometro T.A. 2" | 30.00             | 15.00÷24.00           | 11.50              | 11.61   |
| S6        | Cella Casagrande   | 18.00             | -                     | 15.90              | 16.46   |
| S10       | Piezometro T.A. 2" | 24.00             | 9.00÷18.00            | 12.52              | 13.50   |
| S7        | Piezometro T.A. 2" | 29.00             | 9.00÷18.00            | 14.55              | 16.70   |
| S2-2018   | Piezometro T.A. 2" | n.d.              | 3.00÷29.20            | 7.30               | 7.50    |

|   |   |                  |                  |                |                         |           |
|---|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
|  | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D’ABRUZZO – MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>PROGETTO FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|   | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

## 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  $N_{SPT}$ , i dati dei Pocket penetrometers 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 - CPTU

Nell’interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPT e CPTU si farà riferimento alle seguenti grandezze:

$q_c$  = resistenza di punta;

$q_T$  = resistenza di punta corretta;

$f_s$  = resistenza di attrito sul manicotto laterale;

$u_2$  = pressione interstiziale immediatamente dietro il cono.

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).

Nel caso delle prove CPTU viene misurata anche la pressione interstiziale  $u_2$  immediatamente dietro il cono; possono quindi essere ricavate le seguenti quantità:

$$q_T = q_C + \left(1 - \frac{A_N}{A_T}\right) \cdot U$$

dove:

$q_T$  = resistenza alla punta corretta per l'influenza delle aree diseguali della punta,  $A_N$  (area netta),  $A_T$  area totale);

$U$  =  $u_2$  = pressione interstiziale generata all'avanzare della punta;

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_T - \sigma_{v0}}$$

dove:

$u_0$  = pressione idrostatica;

$\sigma_{v0}$  = pressione verticale totale geostatica.

$$Q_T = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

$$Fr = \frac{f_s}{q_T - \sigma_{v0}}$$

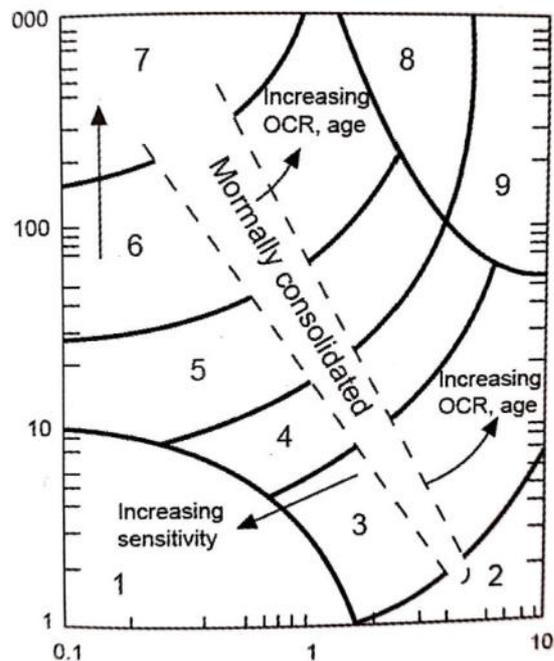
con:

$Q_T$  = resistenza alla punta normalizzata;

$Fr$  = resistenza di attrito normalizzata;

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace geostatica.

Attualmente la correlazione più utilizzata è quella proposta da Robertson (1990) riportata nelle figure F1 e F2.



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 |

F 2. Identificazione dei vari tipi di terreno secondo il diagramma di Robertson (1990)

## 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.

|  |   |                  |                  |                |                         |           |
|--|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D'ABRUZZO – MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

### 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  $\sigma'_{vo}$ .

|  |   |                  |                  |                |                         |           |
|--|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

### 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 a prove di compressione uniassiale ad espansione laterale libera (ELL).

Si è fatto inoltre riferimento, laddove presenti, a prove triassiali consolidate-non drenate (TX-CIU) eseguite con pressioni in cella maggiori di quelle verticali totali geostatiche.

#### 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).

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

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

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

dove  $I_p$  è espresso in %.

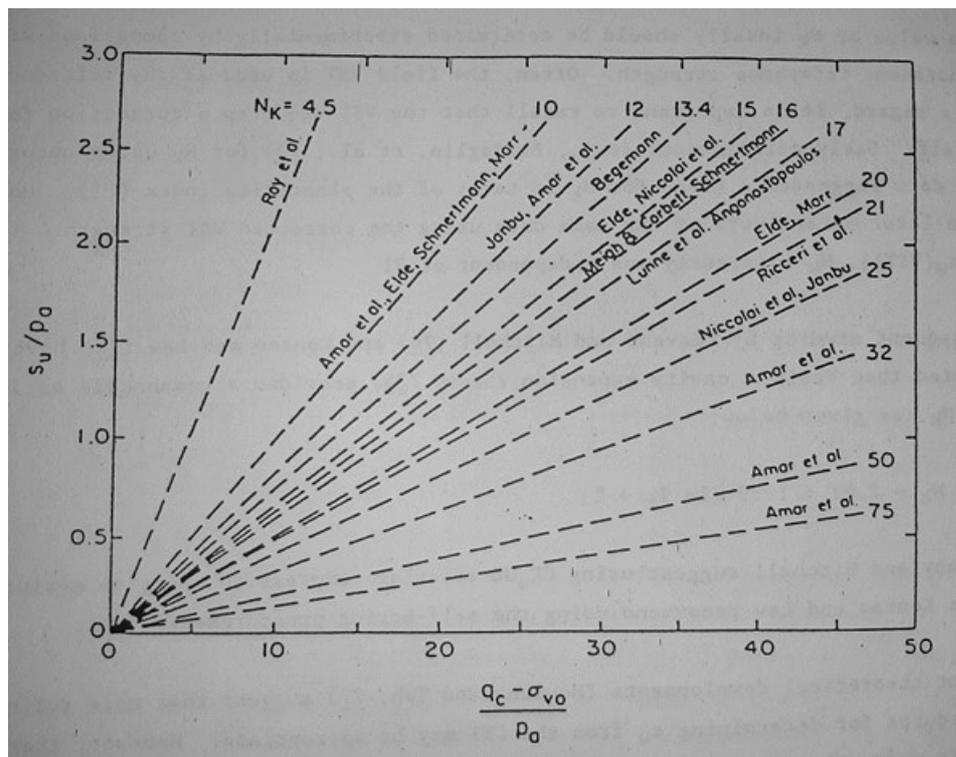
### 6.3.4.3 Valutazione di $c_u$ da prove CPT e CPTU

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$  è stata stimata da prove CPT e CPTU sulla base, rispettivamente, delle seguenti espressioni (vedi ad esempio Lunne et al., 1985).

$$c_U = \frac{q_C - \sigma_{vo}}{N_K}$$

$$c_U = \frac{q_T - U}{N_{KE}}$$

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.

|  |   |                  |                  |                |                         |           |
|--|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

#### 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.

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

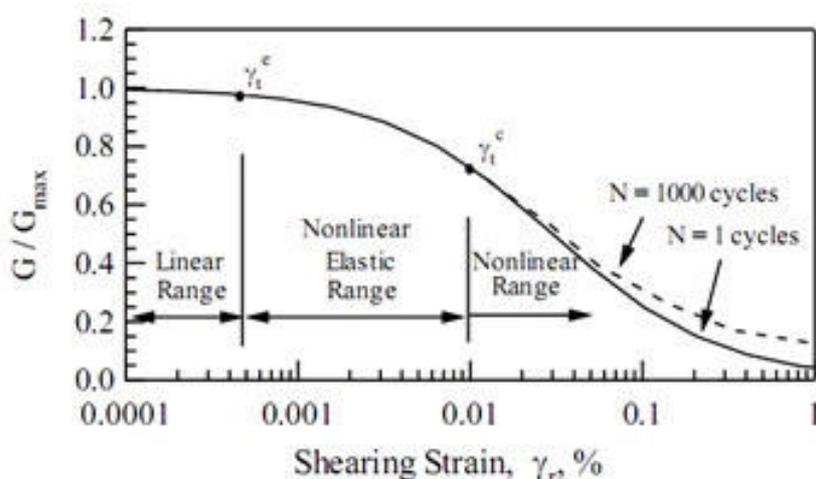
I parametri di resistenza di picco in termini di sforzi efficaci sono stati determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio disponibili: taglio diretto (TD) e triassiali consolidate non drenate (TX-CIU).

### 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 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  $\text{m/sec}$ .

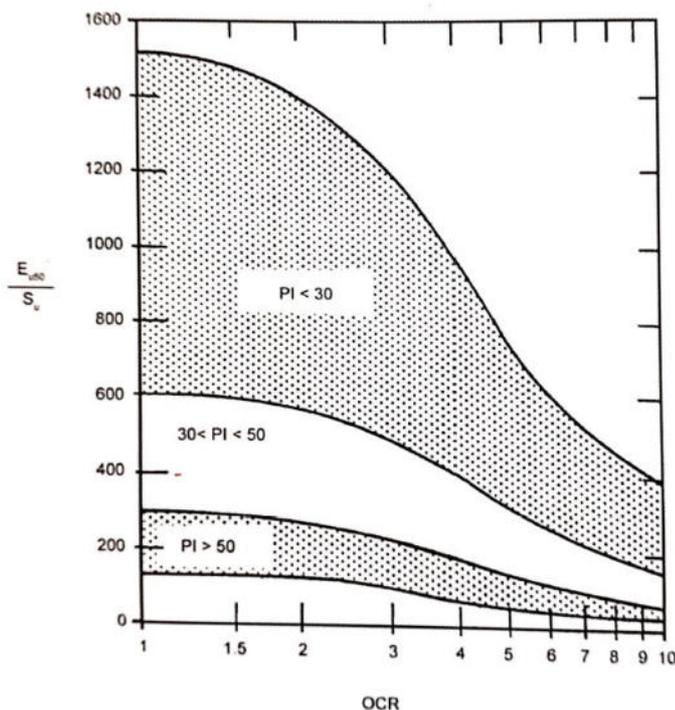
#### 6.3.6.2 Moduli elastici non drenati $E_u$

I moduli elastici in condizioni non drenate ( $E_u$ ) sono stati stimati con la correlazione di Duncan & Buchigani (1976) riportata in figura F5:

$$E_u = k \cdot c_u$$

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 consolidate-non drenate (TX-CIU) eseguite con pressioni in cella maggiori di quelle verticali totali geostatiche. In questo caso sono stati stimati 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:

$$E_{op2} = \frac{2}{3} \cdot E_{U50} \cdot (1 + v)$$

con:

$E_{op2}=E_{U50}/1.15$ , assumendo  $v=0.3$ .

$E_{U50}$  = valore ricavato dalle prove TX-CIU e dalla relazione  $E_U = k \cdot c_U$ .

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  $E_{U50}$ , 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<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                |                         |           |                     |
| <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96  | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B | FOGLIO<br>30 di 261 |

### 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 e Lugeon 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</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|   | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

## 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..

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

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

|  |   |                  |                  |                |                         |           |
|--|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

#### 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  $C_{sg}=0.6$ .

|   |   |                  |                  |                |                         |           |
|---|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITAFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D'ABRUZZO – MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|   | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

## 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.

|   |   |                  |                  |                |                         |           |
|---|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
|  | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D'ABRUZZO – MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|   | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

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  $\sigma_r$ , 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)*

|                              | <b>Sabbie ben gradate</b>  | <b>Sabbie uniformi</b>     |
|------------------------------|----------------------------|----------------------------|
| 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.

|  |   |                  |                  |                |                         |           |
|--|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D’ABRUZZO – MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

## 6.4.5 Caratteristiche di deformabilità

### 6.4.5.1 Moduli elastici iniziali

Una 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, 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.

|  |   |                  |                  |                |                         |           |
|--|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D’ABRUZZO – MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

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)*

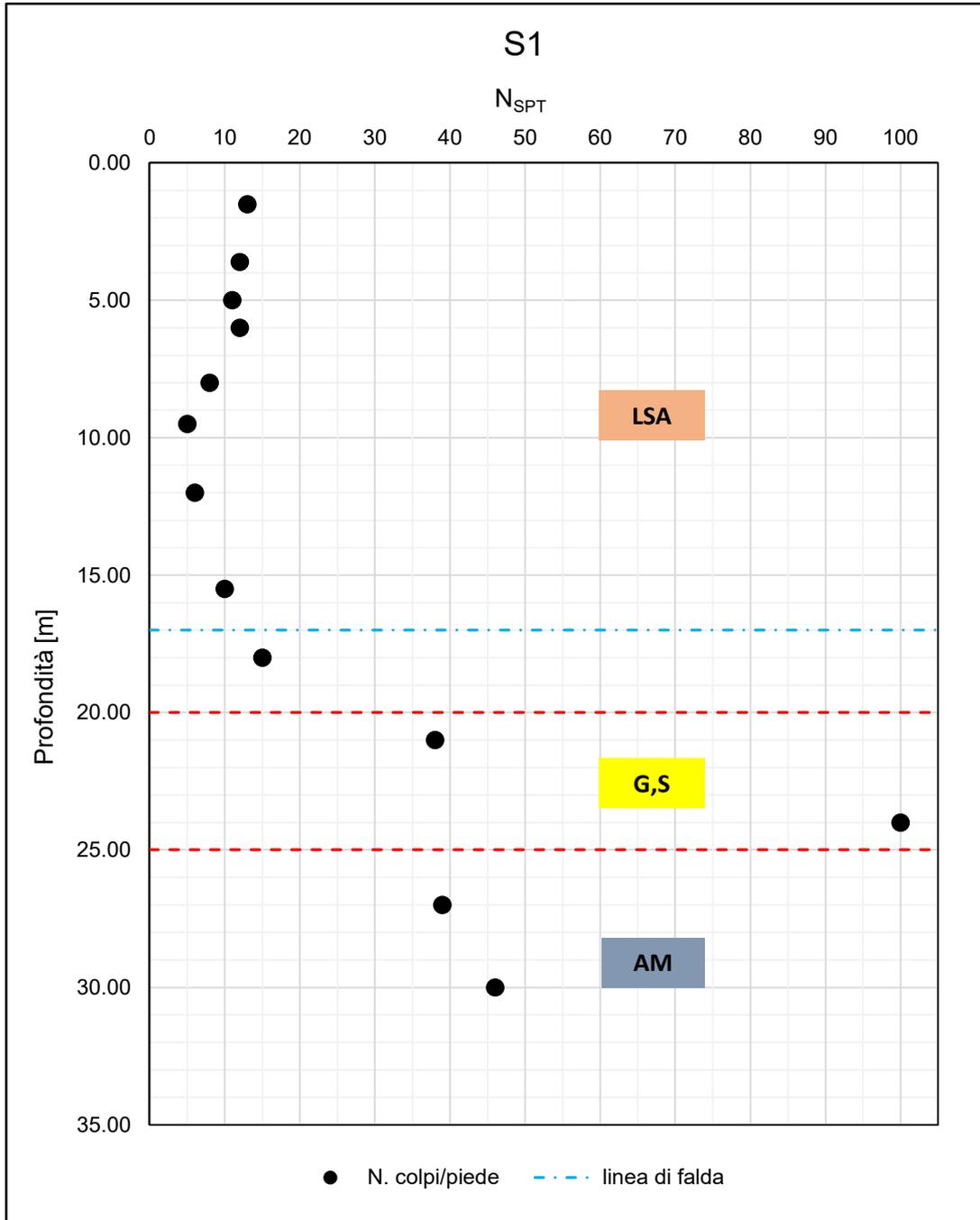
| $D_R$ (%) / stato di addensamento | $n_h$ [kN/m <sup>3</sup> ] – sopra falda | $n_h$ [kN/m <sup>3</sup> ] – sotto falda |
|-----------------------------------|--|--|
| 35% / (sciolto)                   | 2000 ÷ 5000                              | 1000 ÷ 3000                              |
| 50% / (medio)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

|   |   |                  |                |                         |           |                     |
|---|---|------------------|----------------|-------------------------|-----------|---------------------|
|  | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                |                         |           |                     |
| <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96  | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B | FOGLIO<br>41 di 261 |

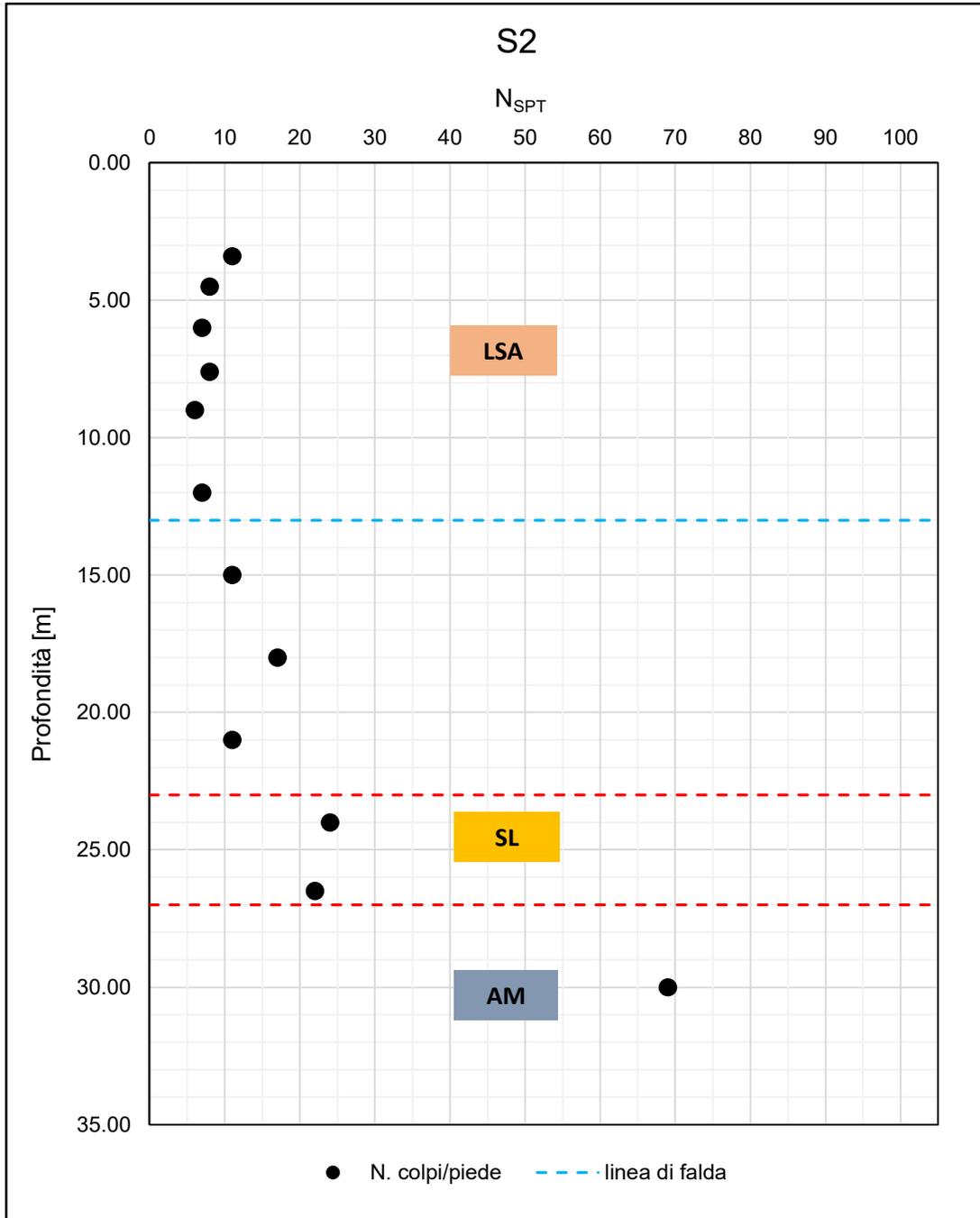
## 7 CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE

### 7.1 Stratigrafie e numero colpi NSPT

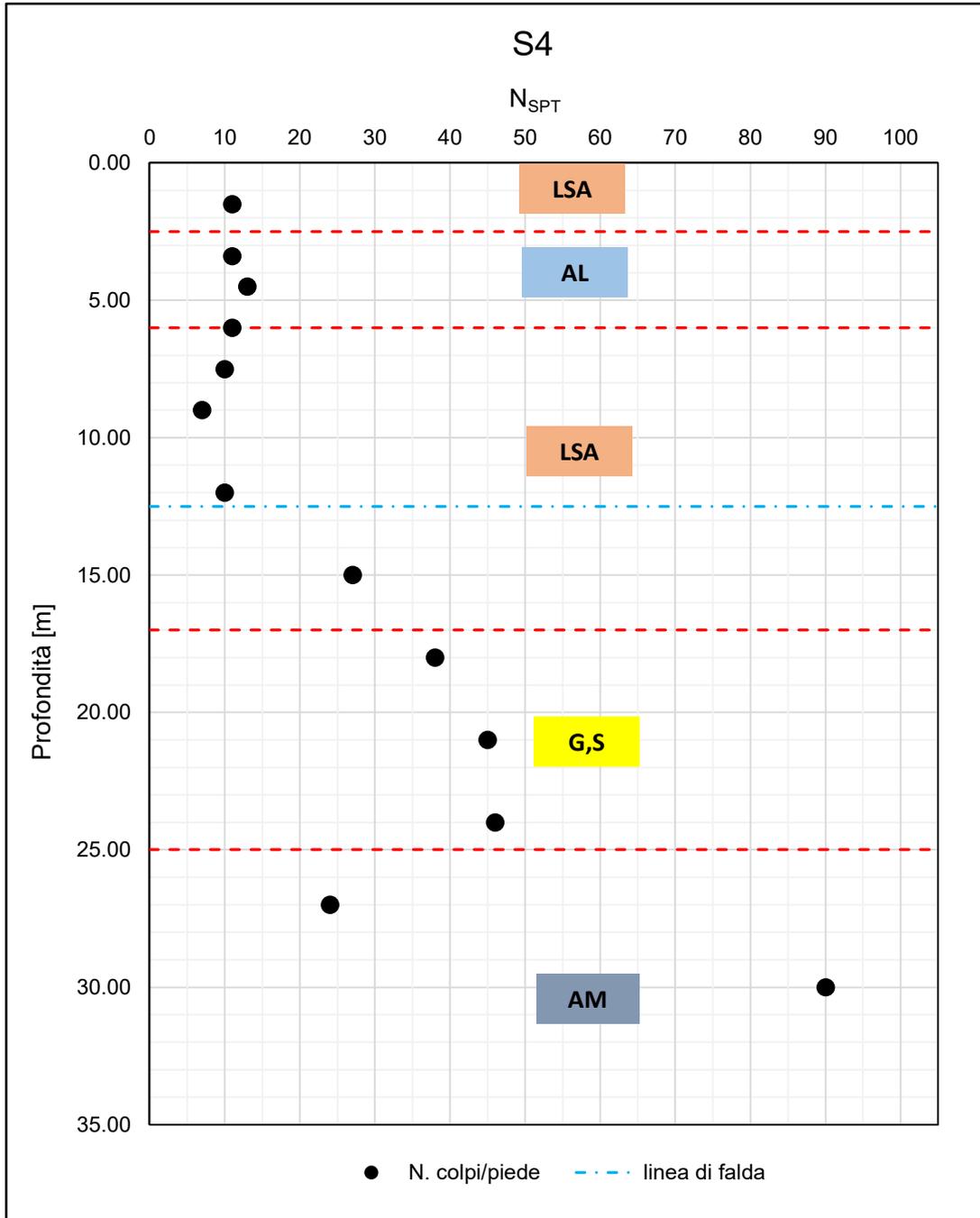
Nelle successive figure è riportato l'andamento del numero di colpi  $N_{SPT}$  in funzione della profondità per ogni singola verticale indagata. Nelle figure è inoltre riportata la stratigrafia di riferimento ottenuta sulla base delle informazioni ottenute dall'intera campagna di indagine. E' stato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



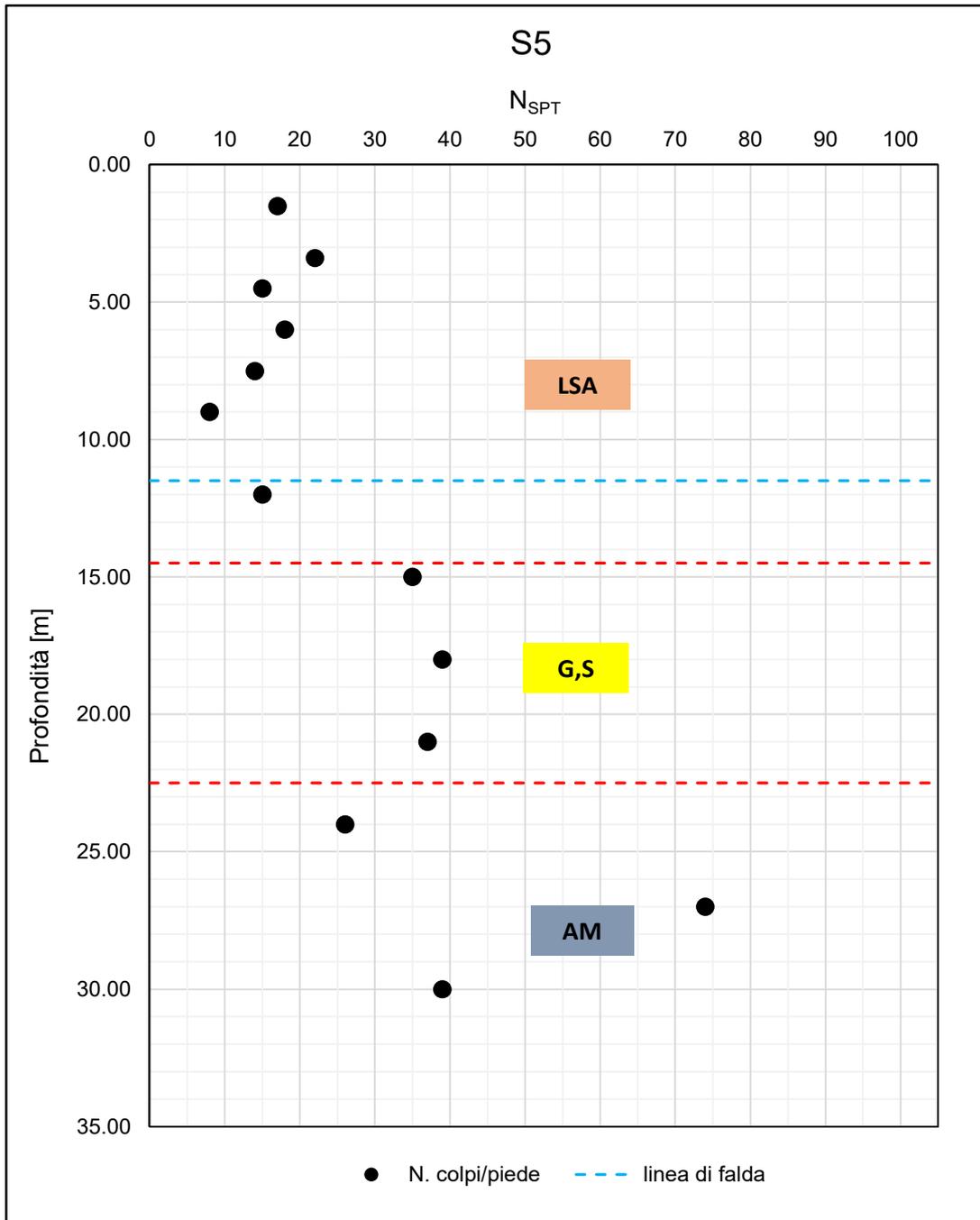
F 6.  $N_{SPT}$  da S1



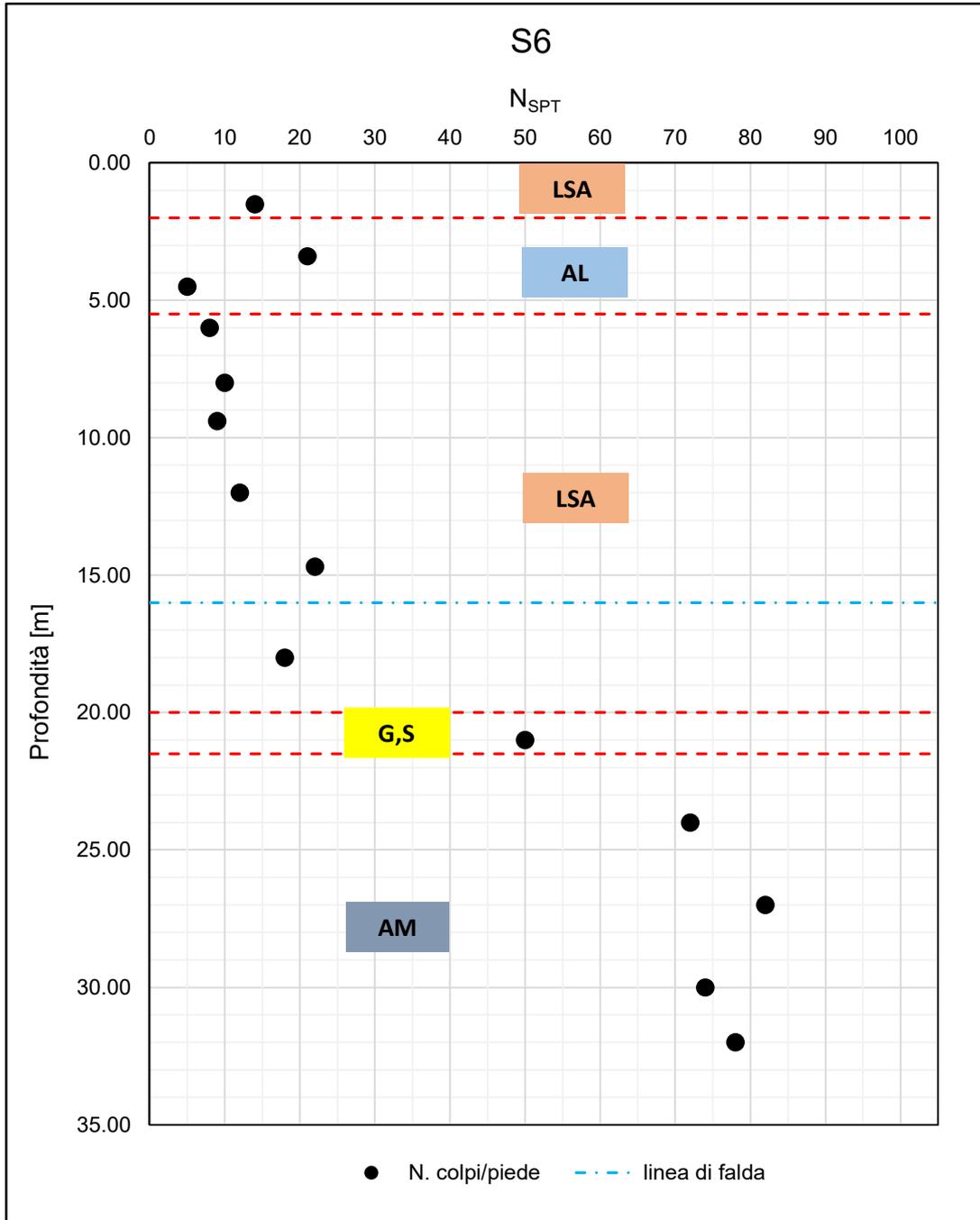
F 7.  $N_{SPT}$  da S2



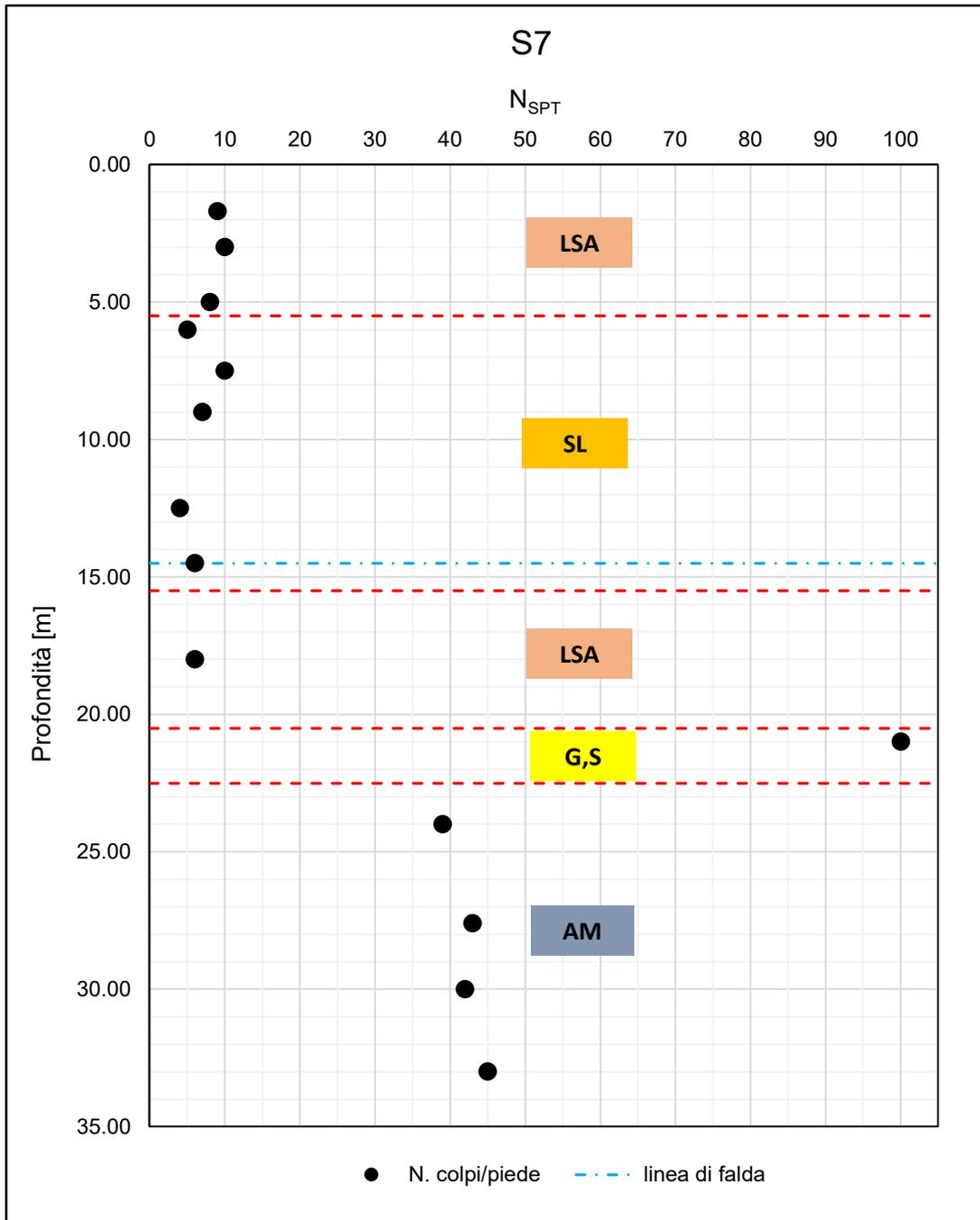
F 8.  $N_{SPT}$  da S4



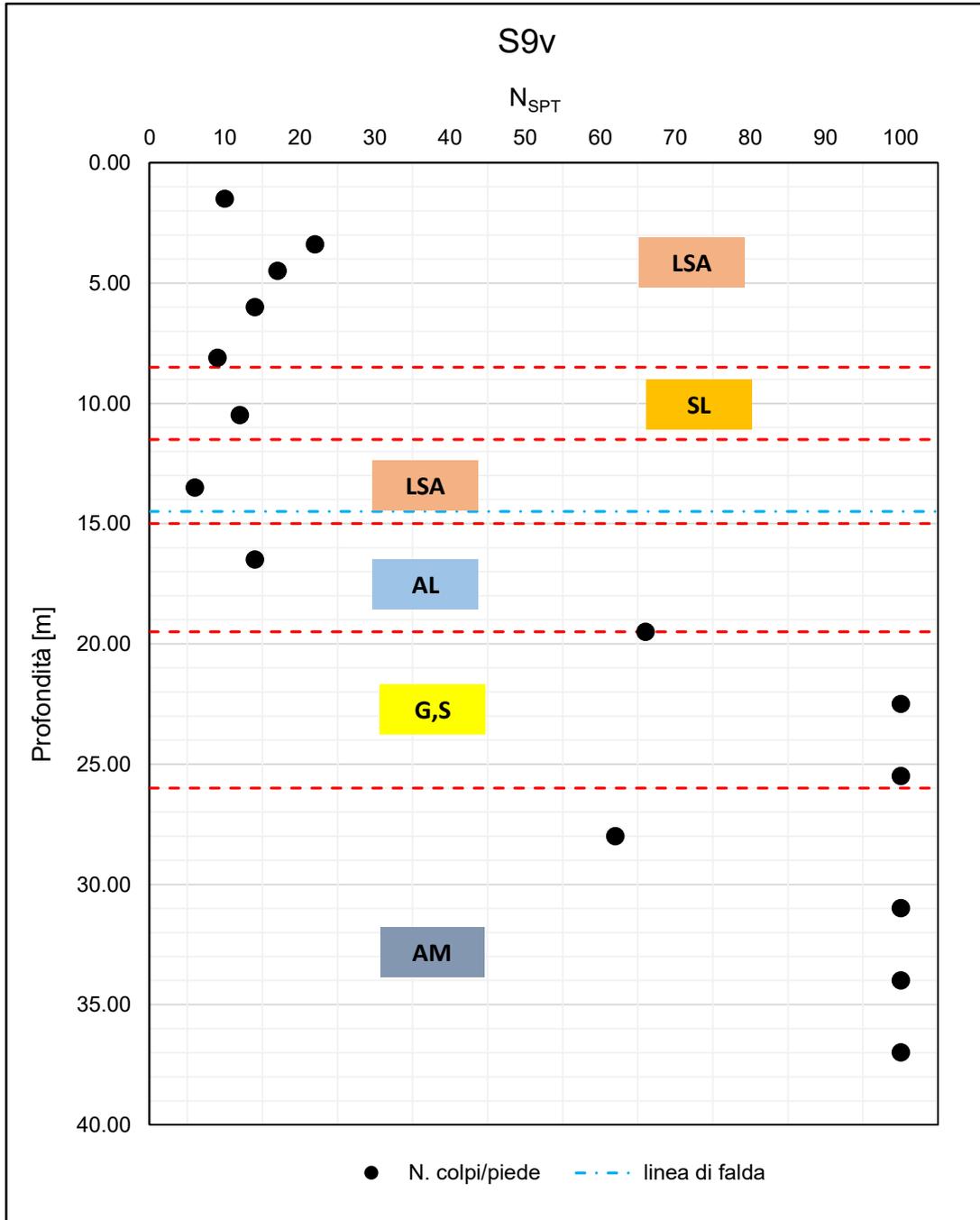
F 9.  $N_{SPT}$  da S5



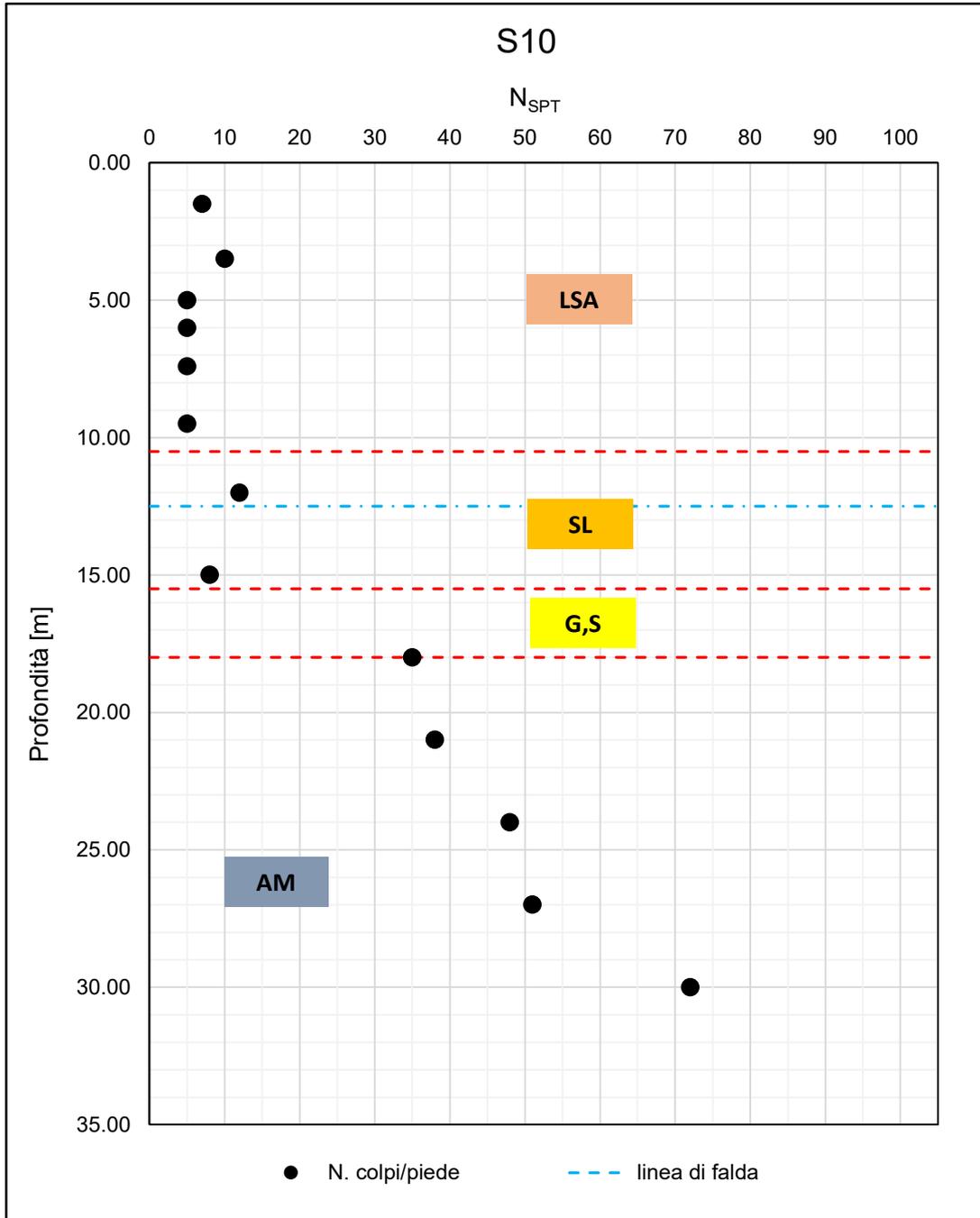
F 10.  $N_{SPT}$  da S6



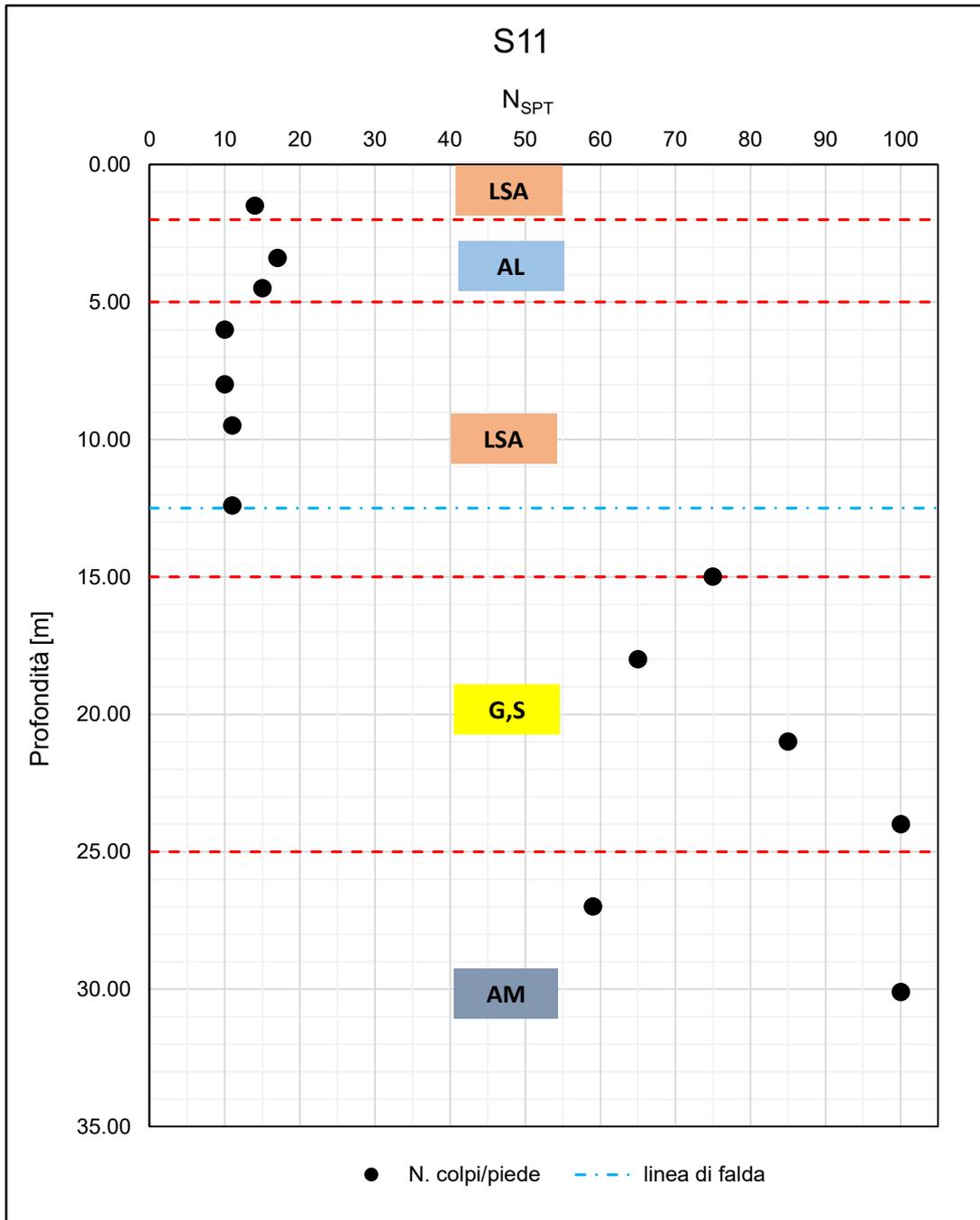
F 11.  $N_{SPT}$  da S7



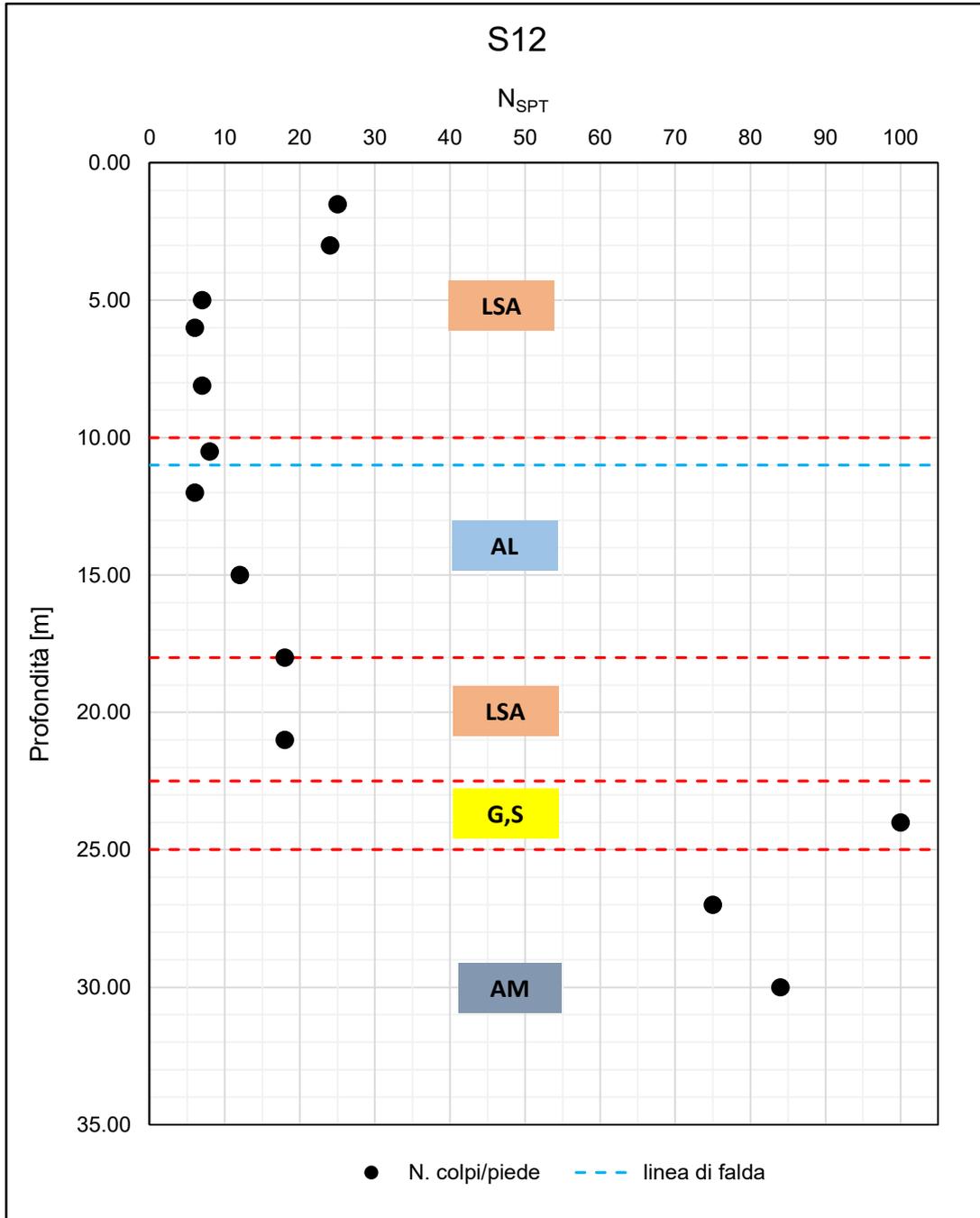
F 12.  $N_{SPT}$  da S9v



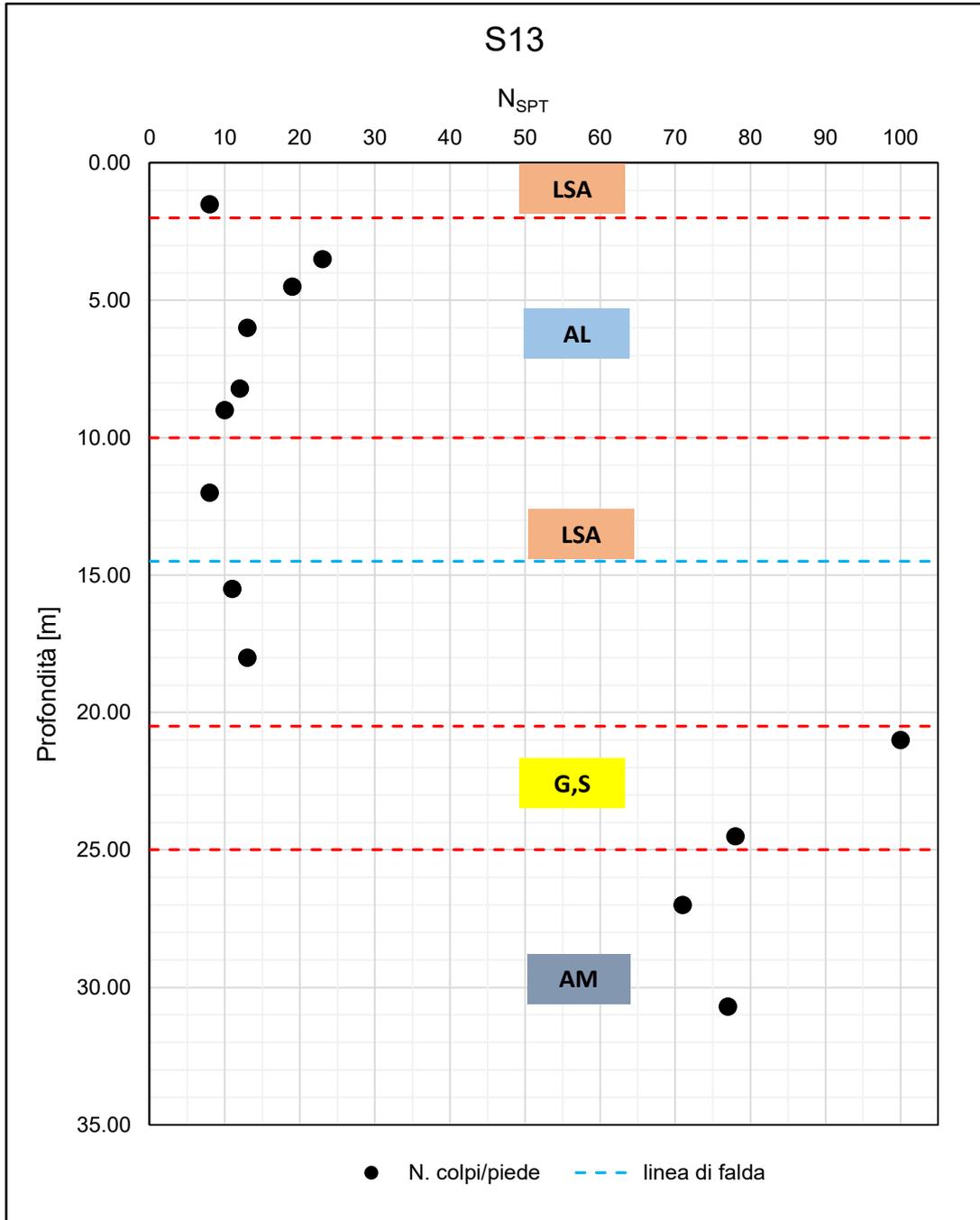
F 13.  $N_{SPT}$  da S10



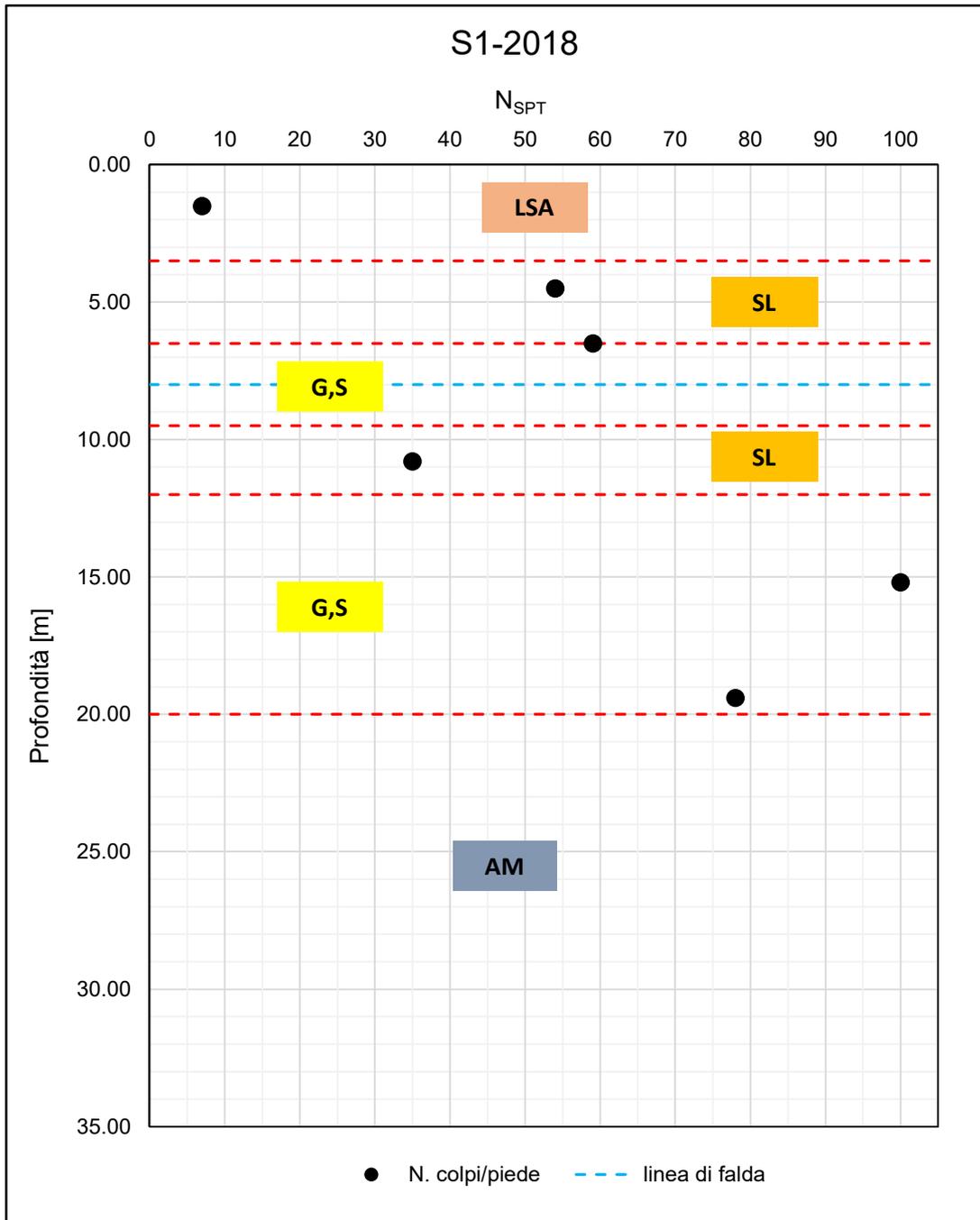
F 14.  $N_{SPT}$  da S11



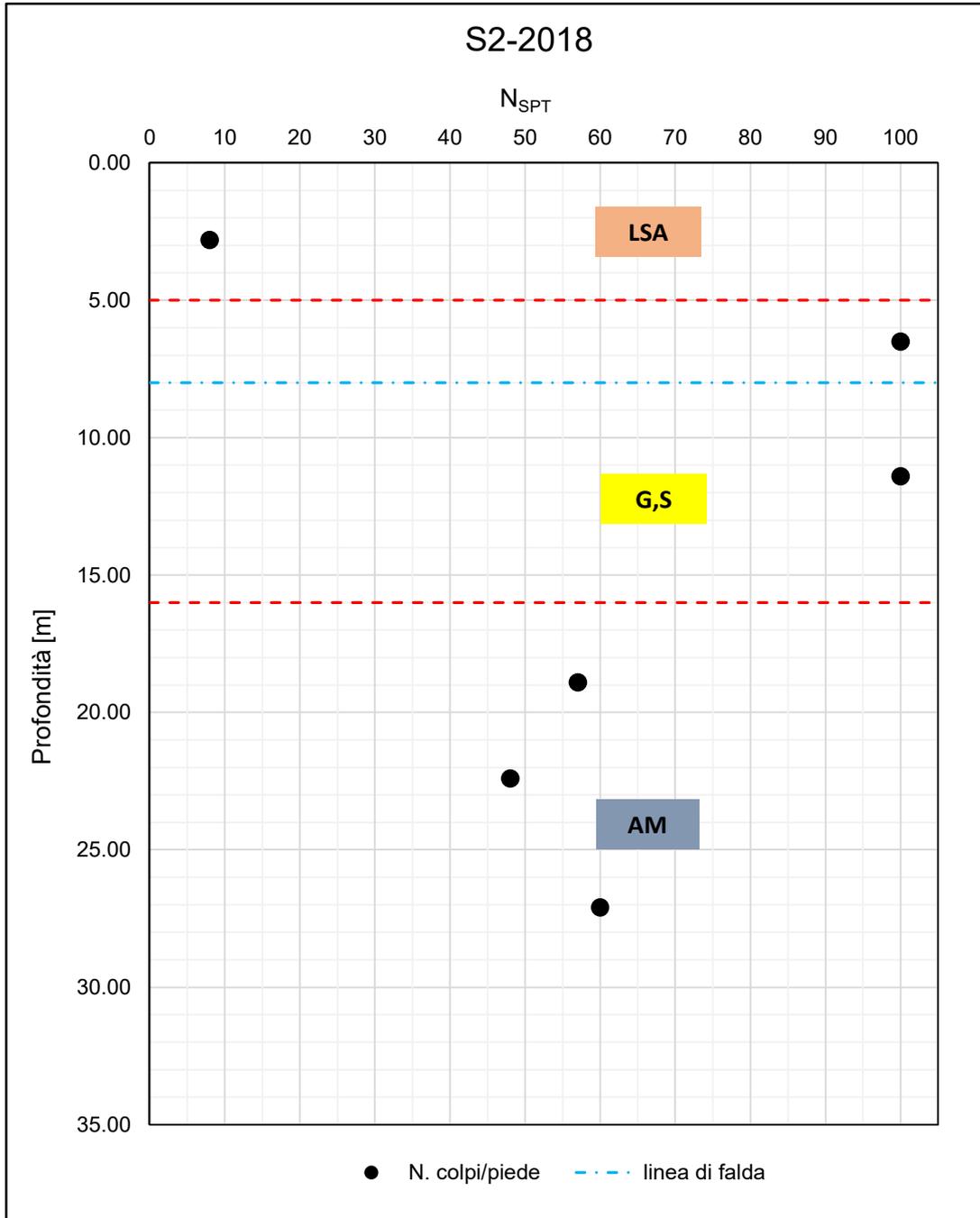
F 15.  $N_{SPT}$  da S12



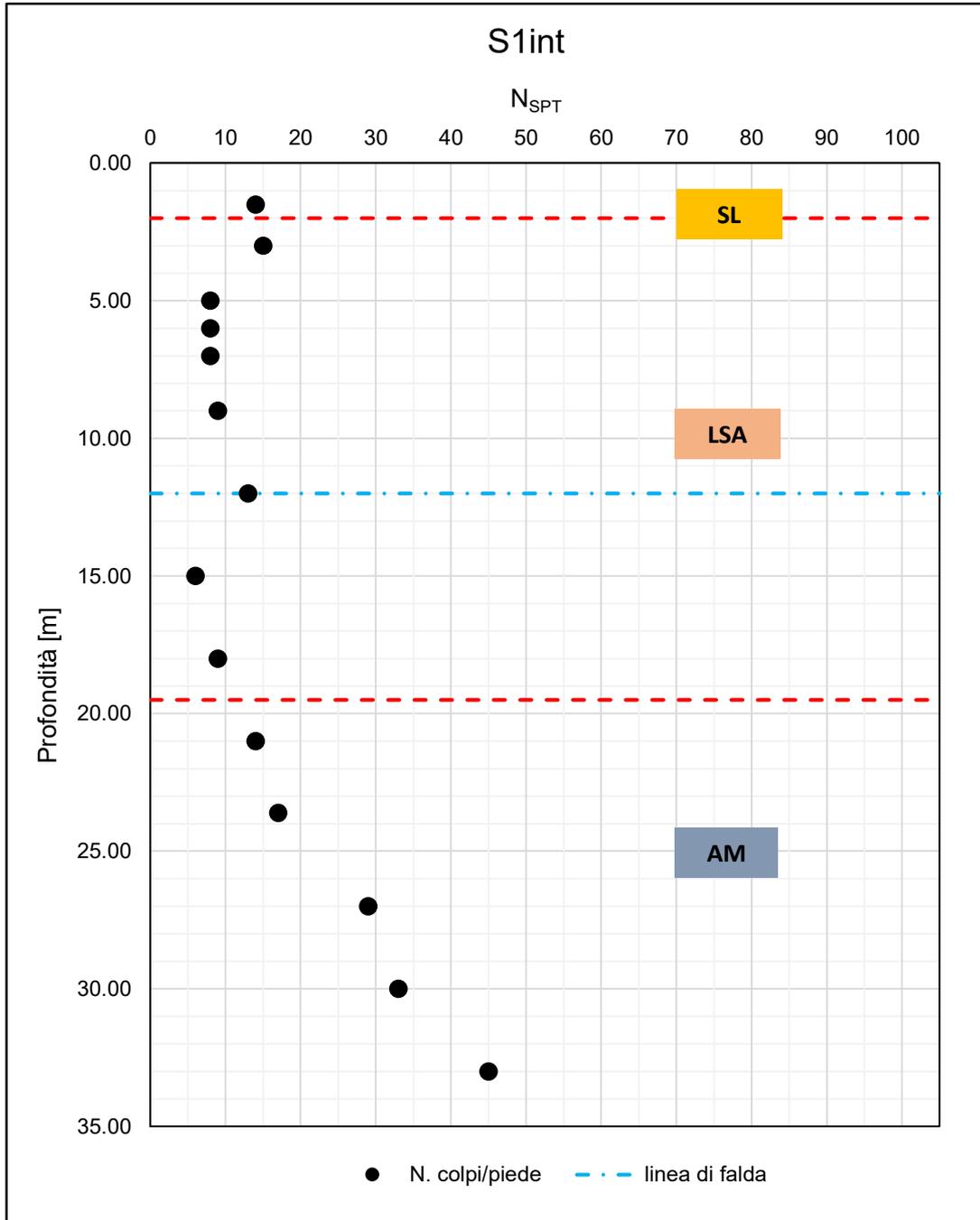
F 16.  $N_{SPT}$  da S13



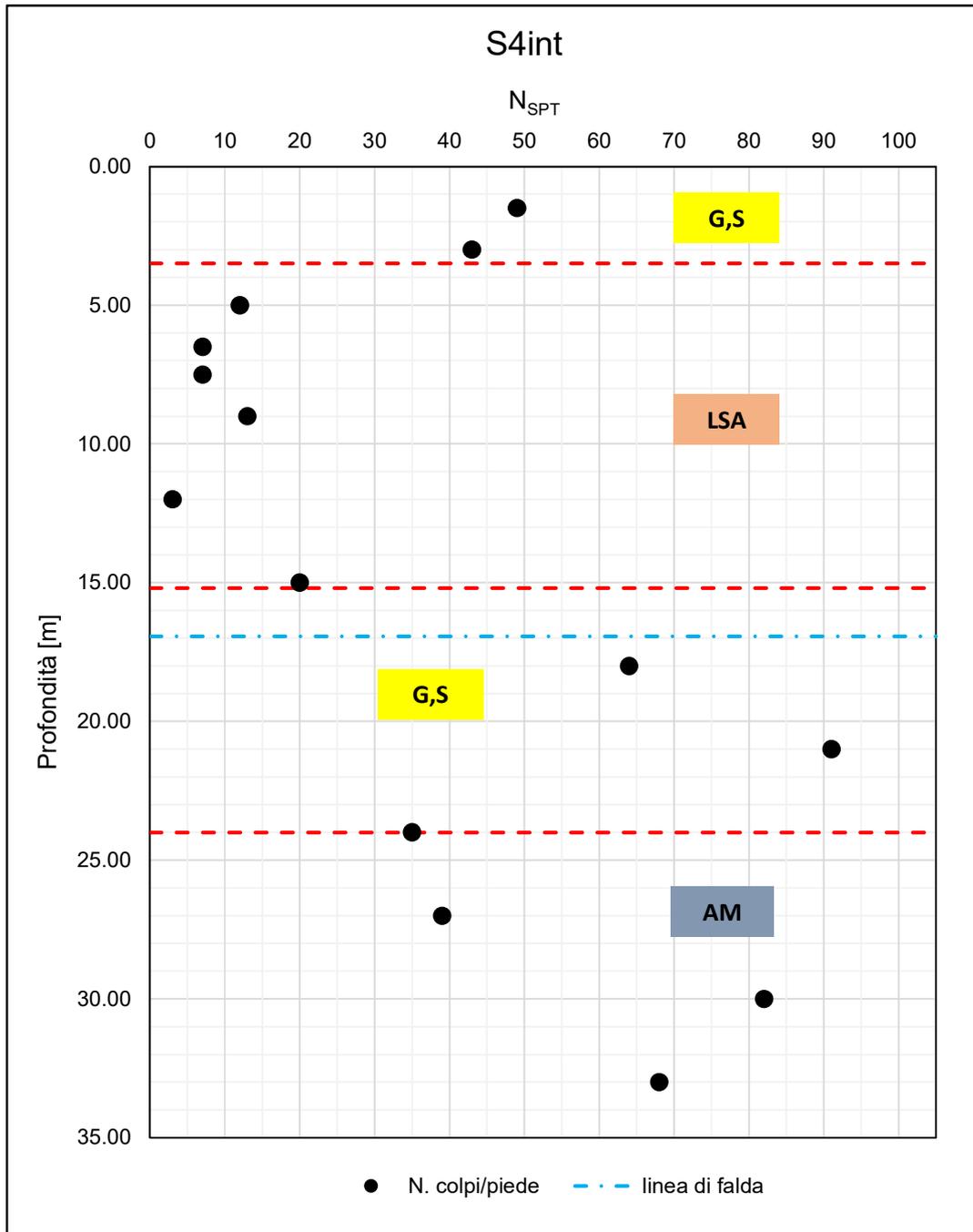
F 17.  $N_{SPT}$  da S1-2018



F 18. N<sub>SPT</sub> da S2-2018

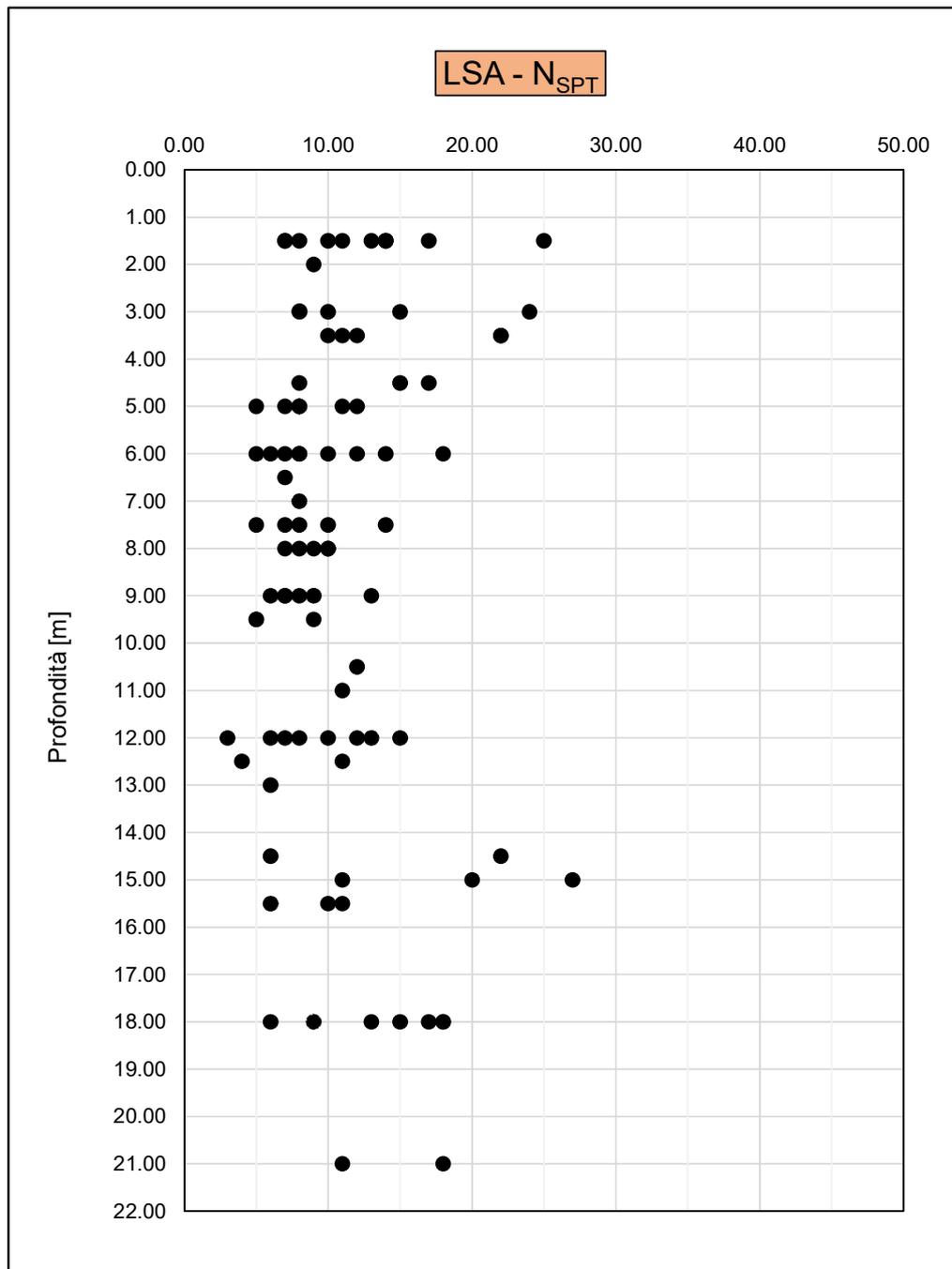


F 19.  $N_{SPT}$  da S1int

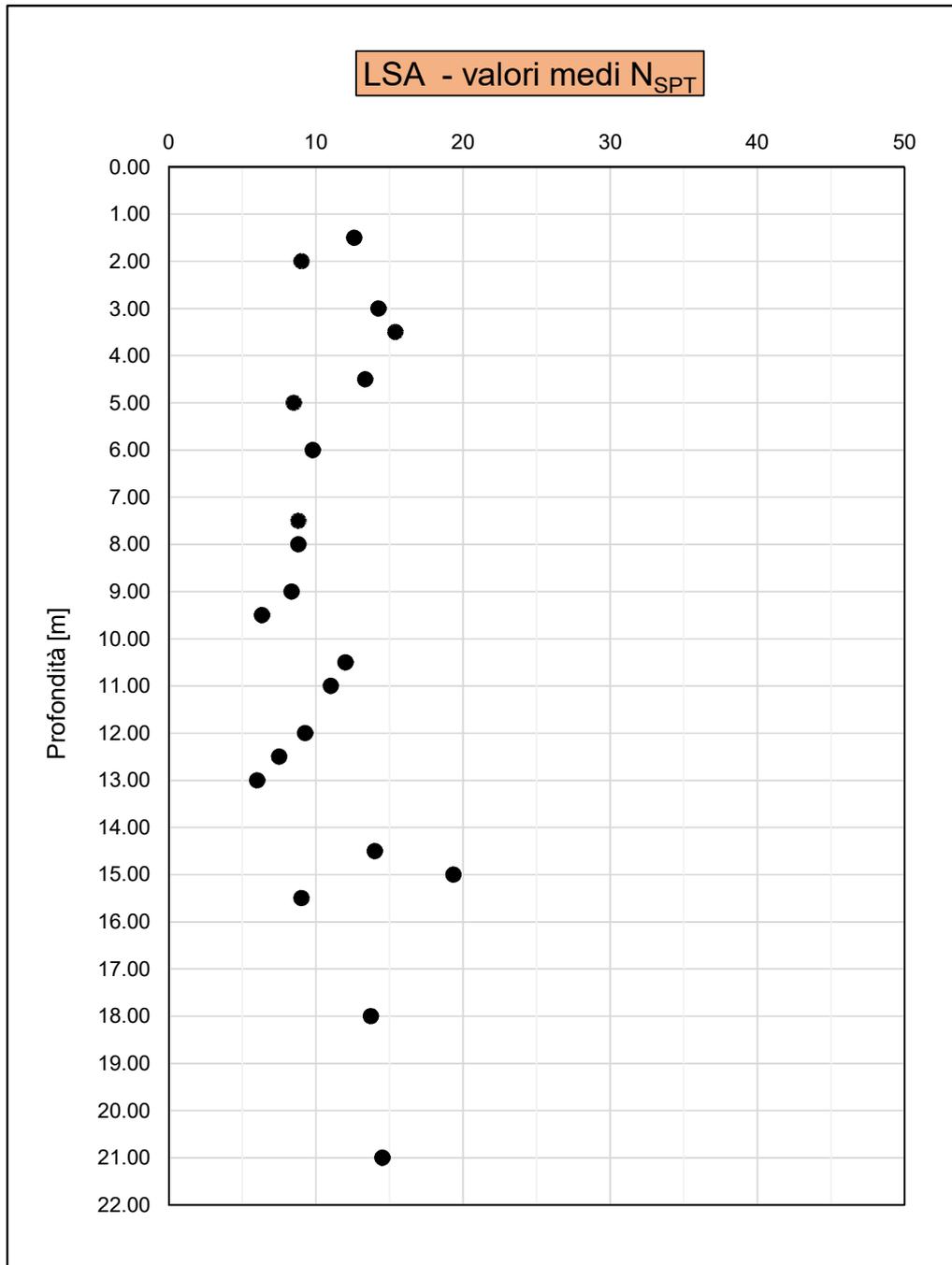


F 20.  $N_{SPT}$  da S4int

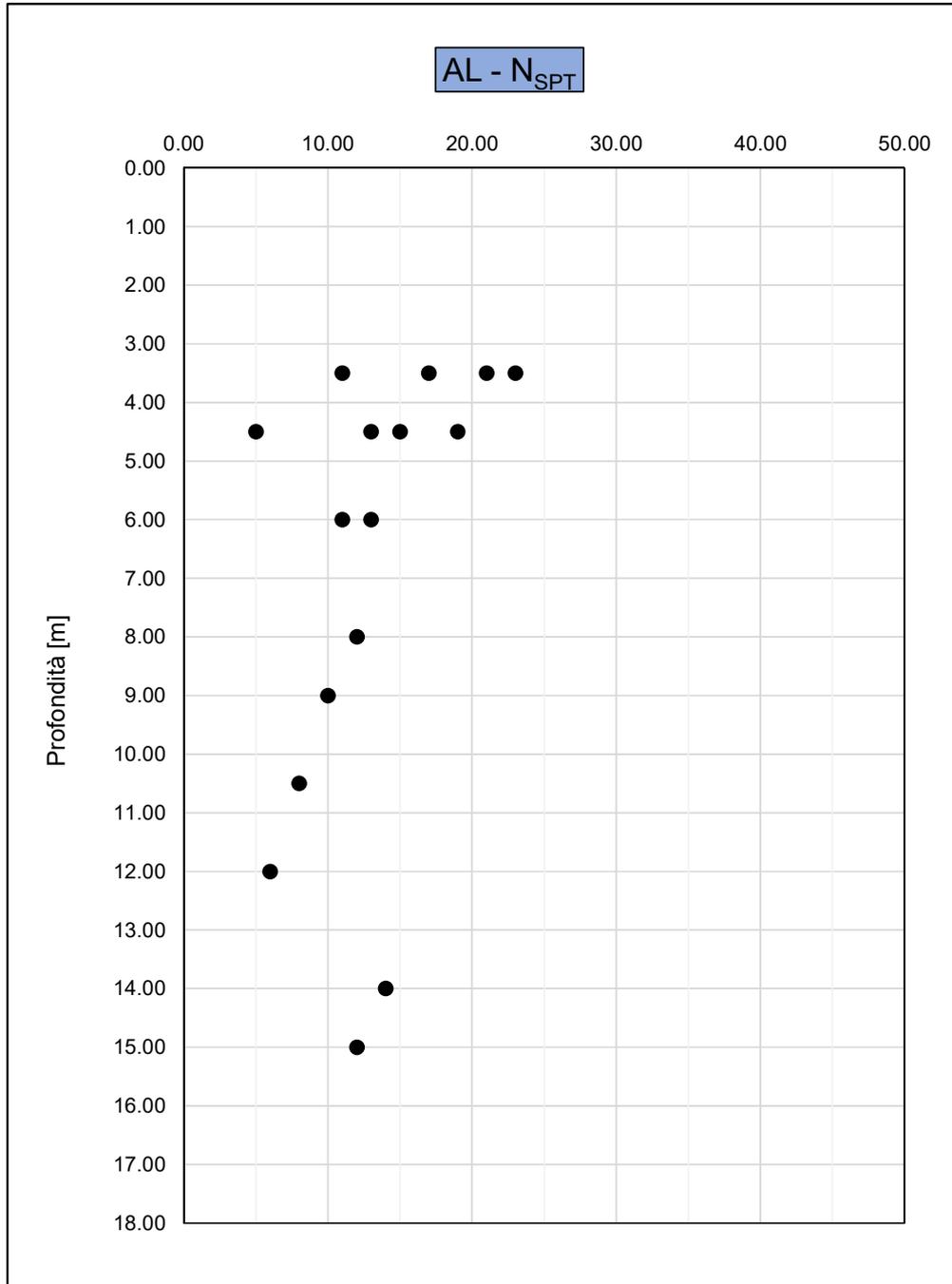
## 7.2 Numero colpi $N_{SPT}$ – Terreni coesivi



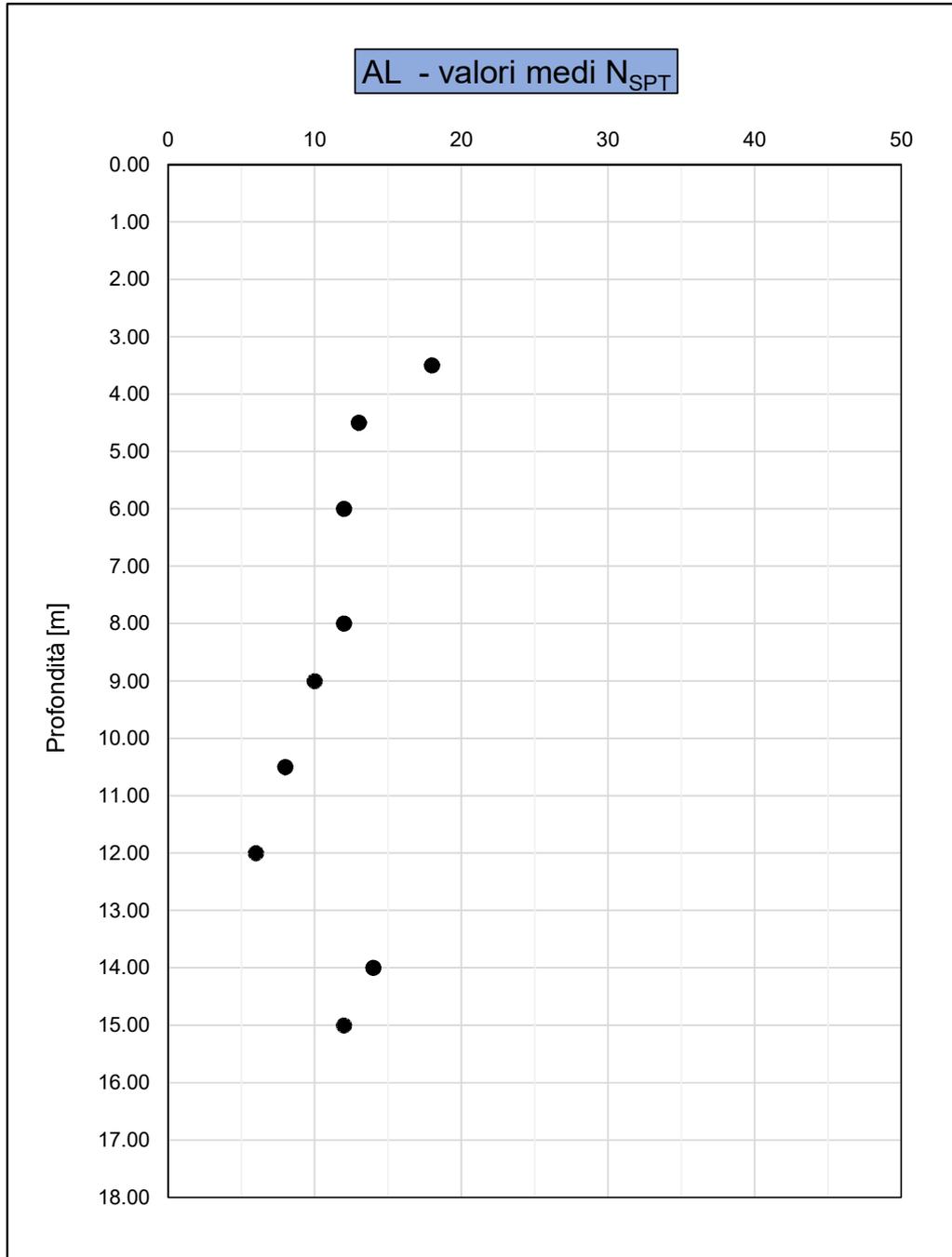
F 21.  $N_{SPT}$  totali per l'unità LSA



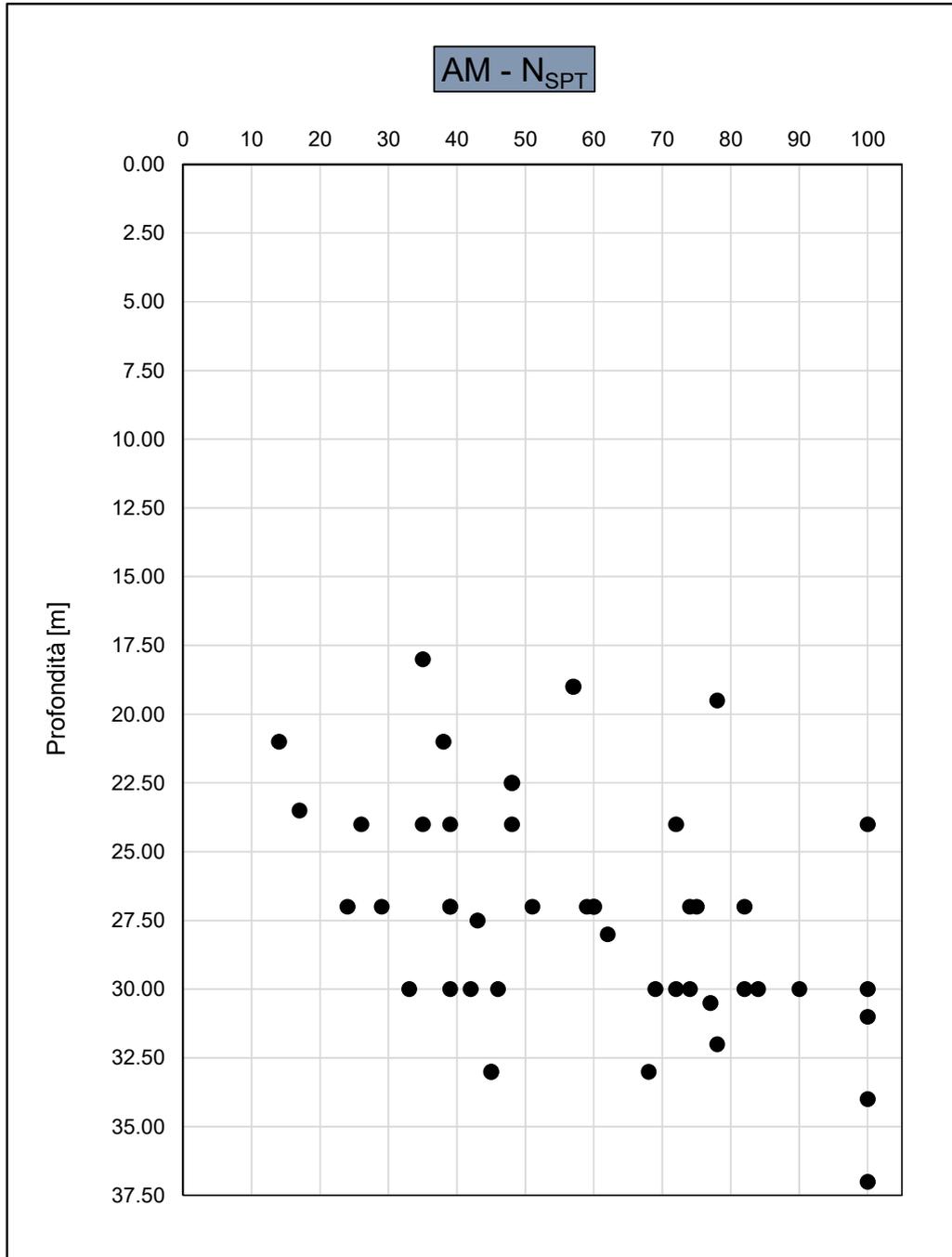
F 22. Valori medi  $N_{SPT}$  per l'unità LSA



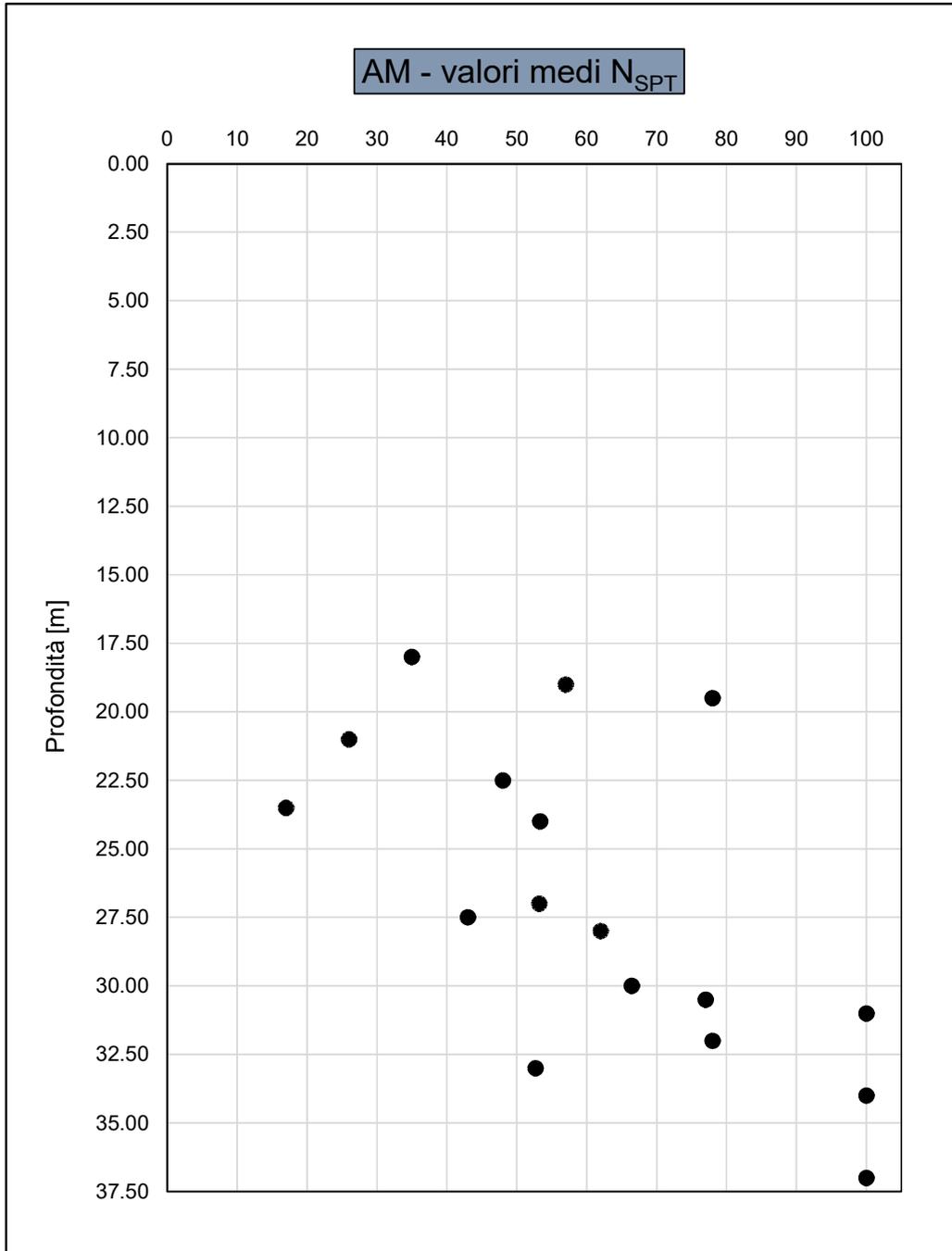
F 23.  $N_{SPT}$  totali per l'unità AL



F 24. Valori medi  $N_{SPT}$  per l'unità AL

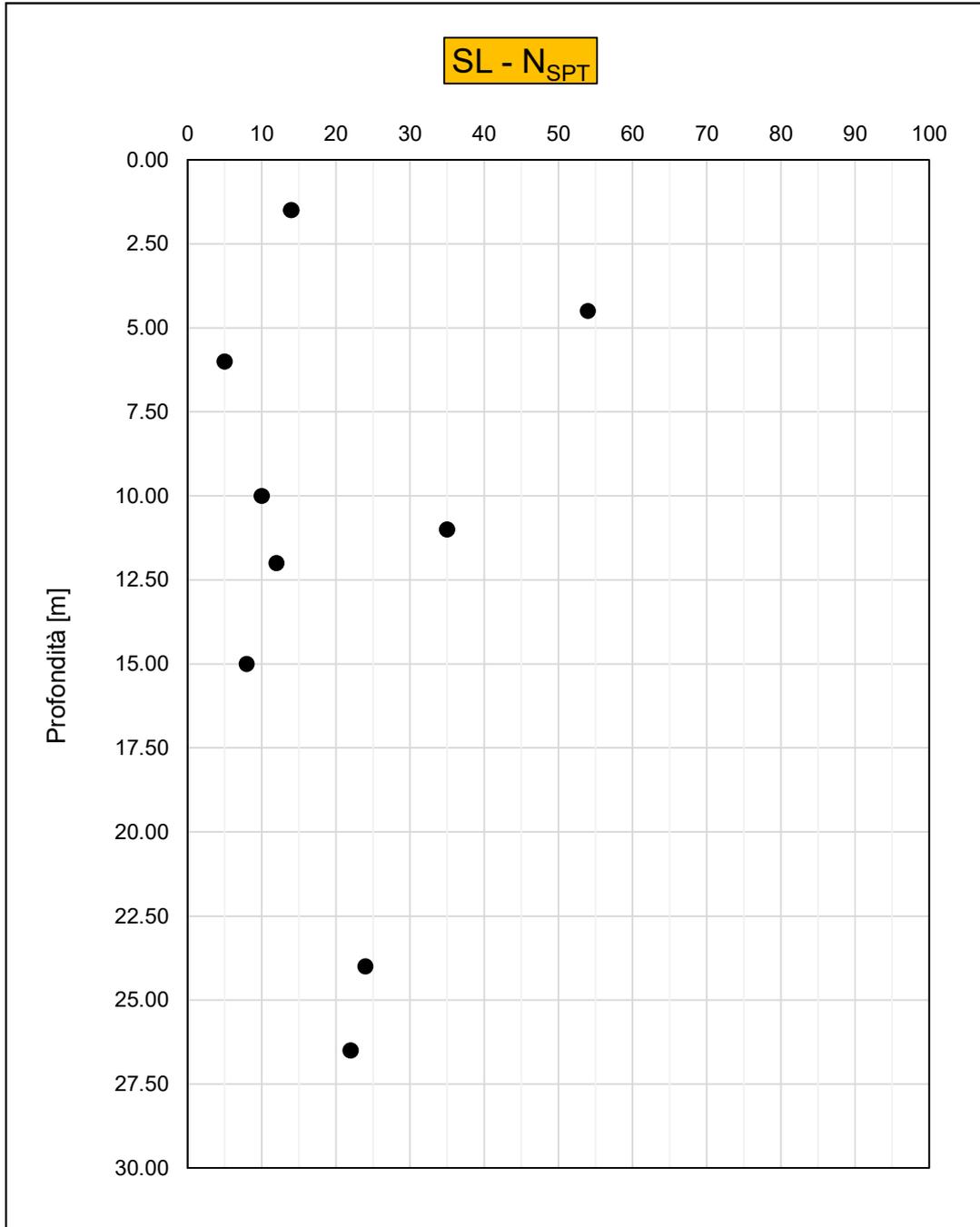


F 25.  $N_{SPT}$  totali per l'unità AM

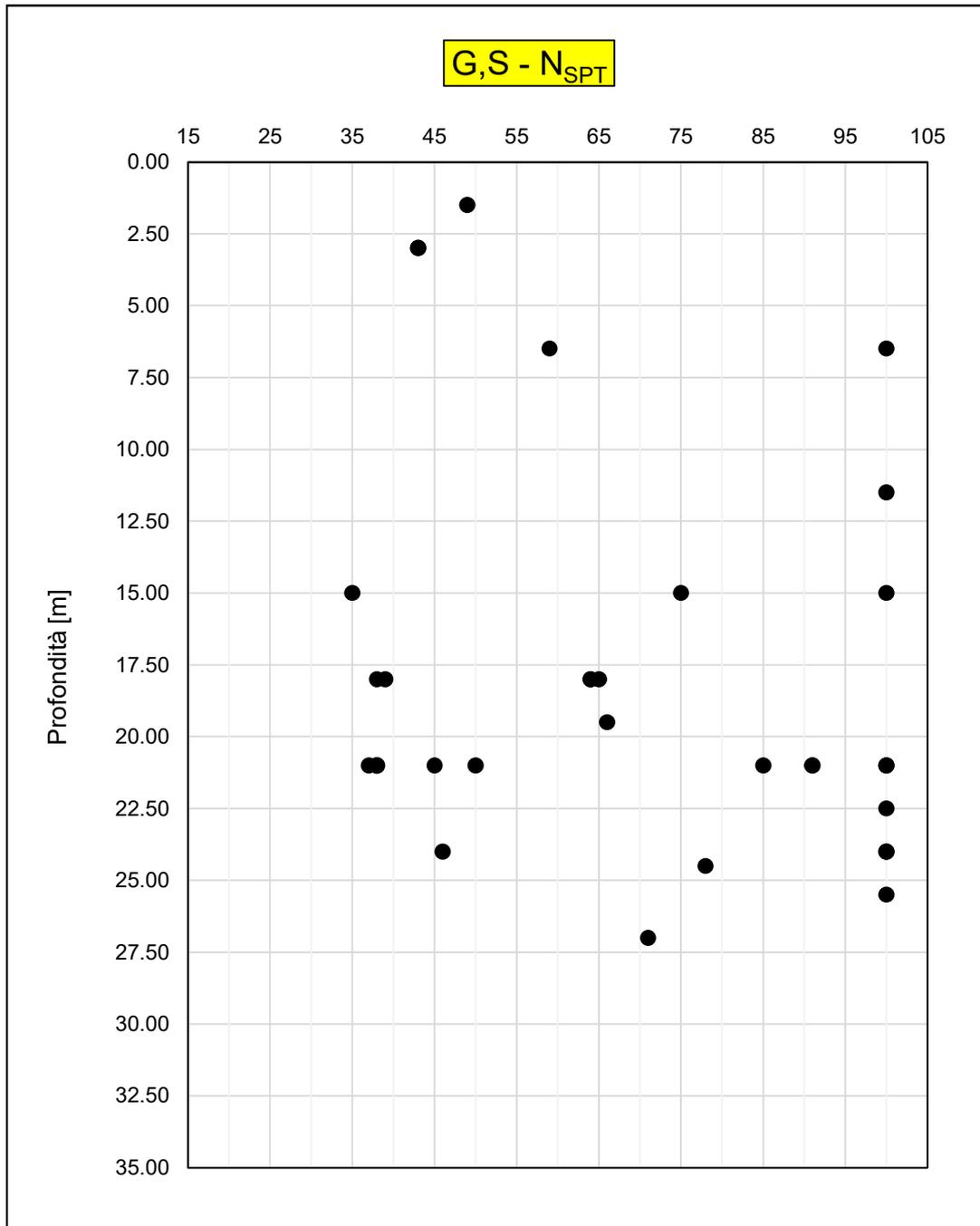


F 26. Valori medi  $N_{SPT}$  per l'unità AM

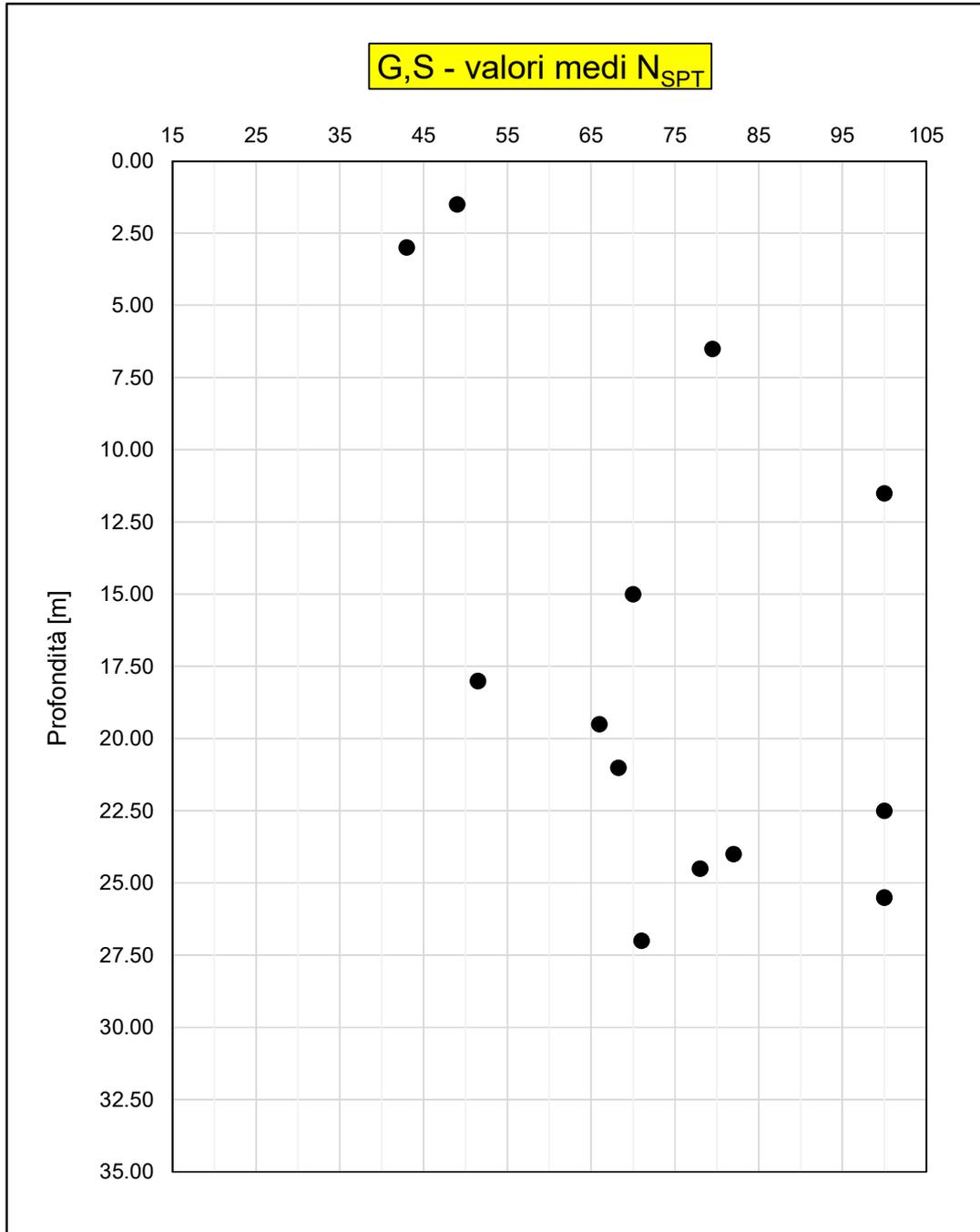
### 7.3 Numero colpi $N_{SPT}$ – Terreni incoerenti



F 27.  $N_{SPT}$  totali per l'unità SL



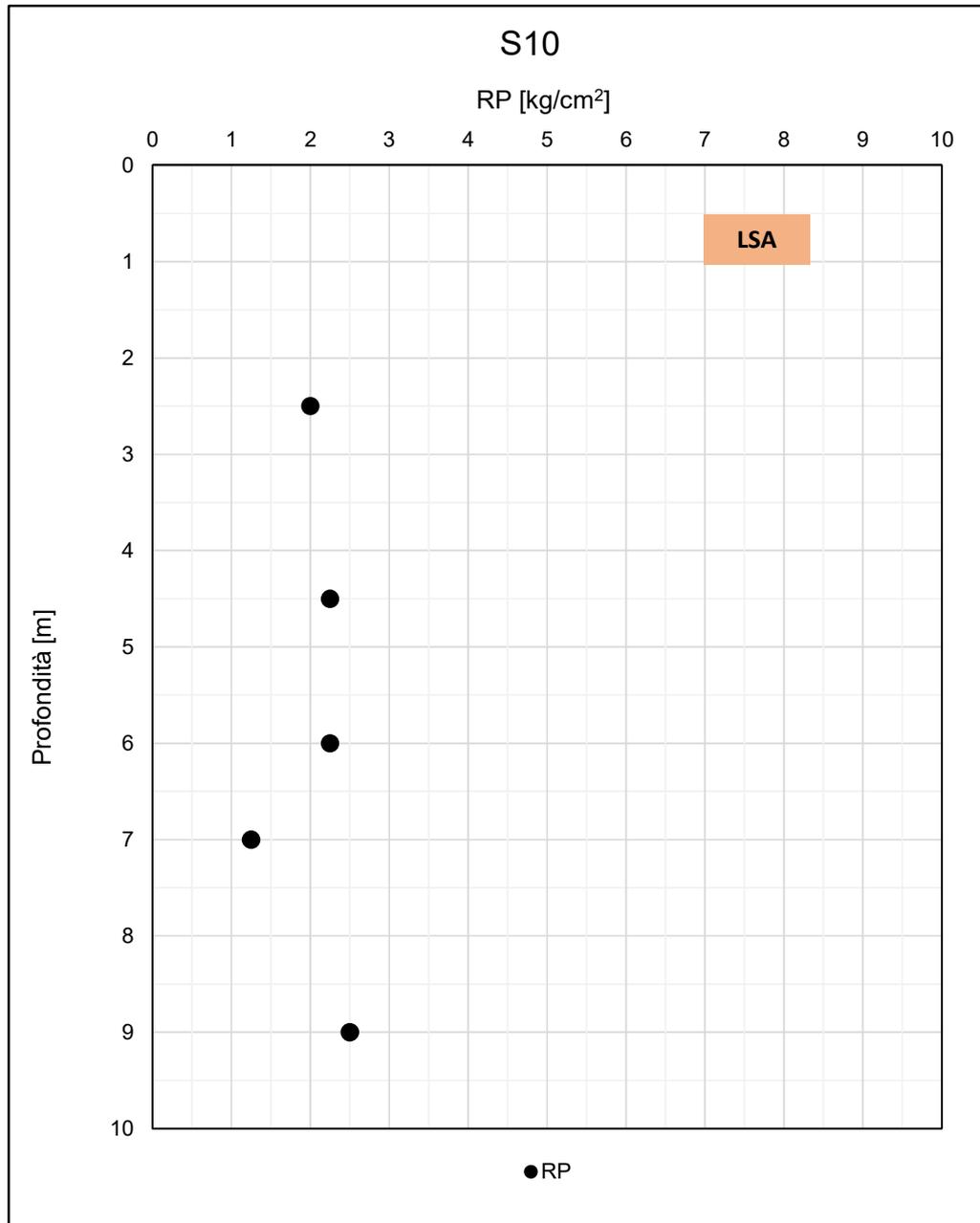
F 28.  $N_{SPT}$  totali per l'unità G;S



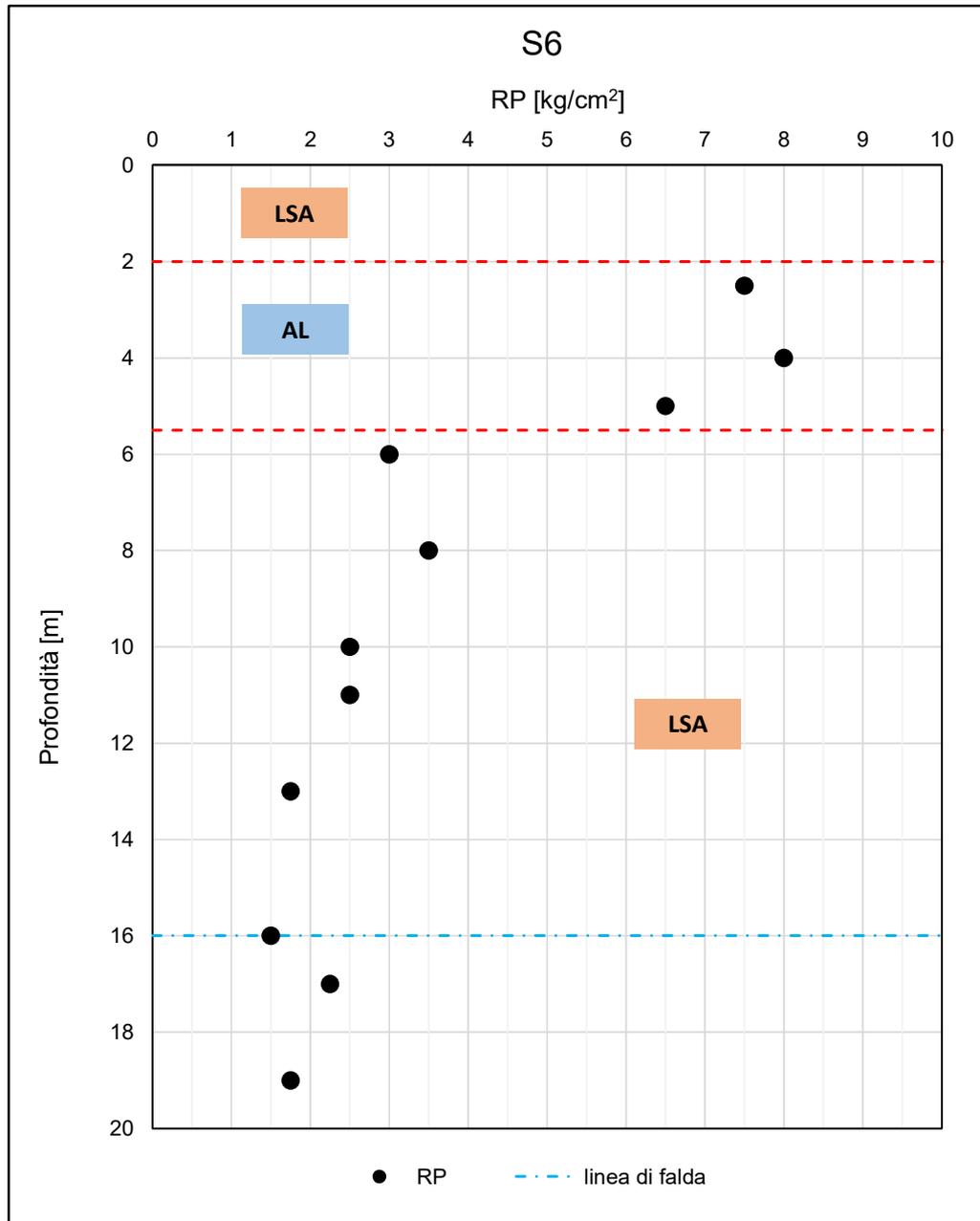
F 29. Valori medi  $N_{SPT}$  per l'unità G,S

#### **7.4 Resistenza alla punta da Pocket Penetrometers**

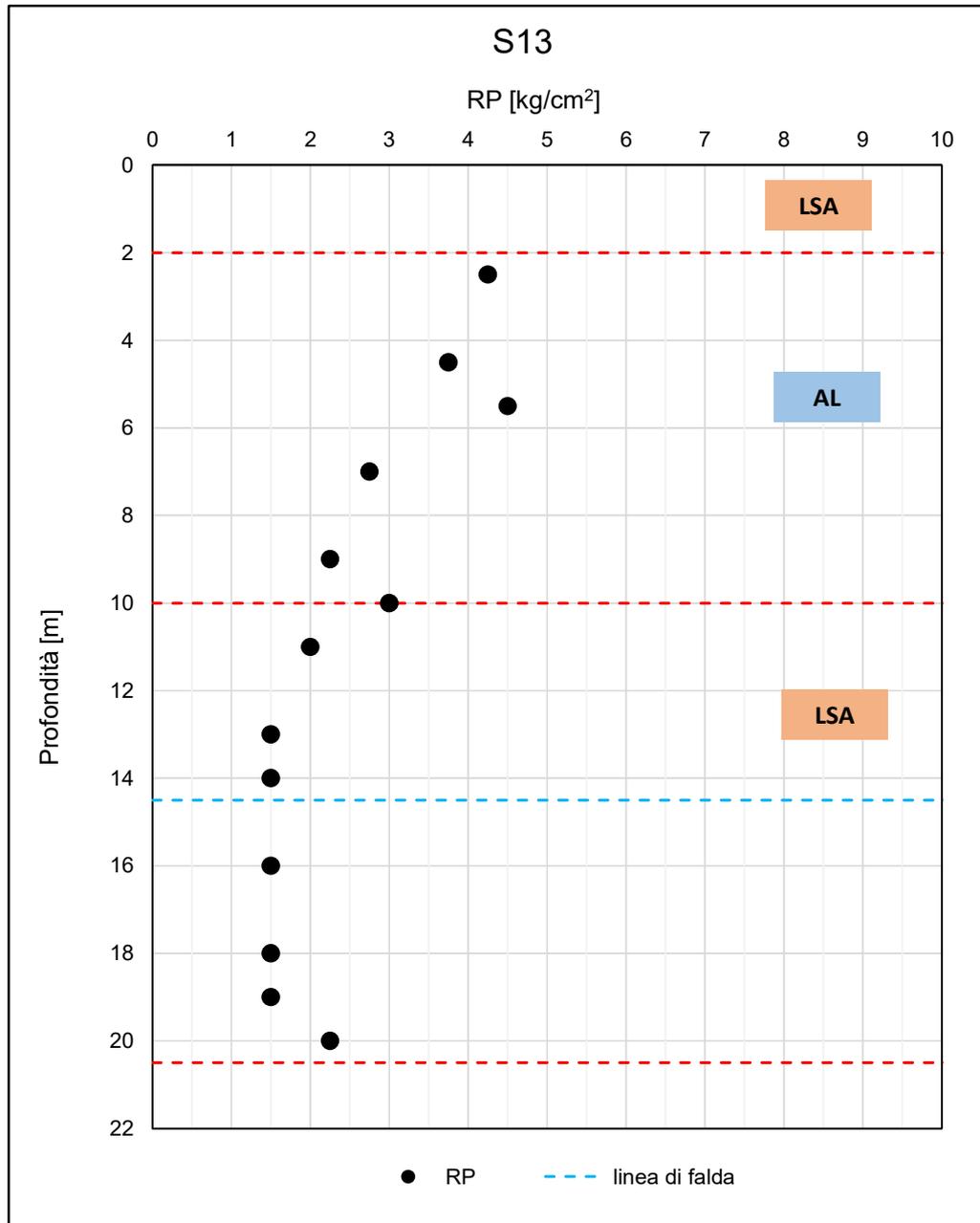
Nelle successive figure sono riportati i valori di resistenza alla punta da Pocket Penetrometers misurati sulle carote dei sondaggi più rappresentativi delle stratigrafie caratterizzate dalla presenza dei terreni appartenenti alle unità geotecniche LSA e AL.



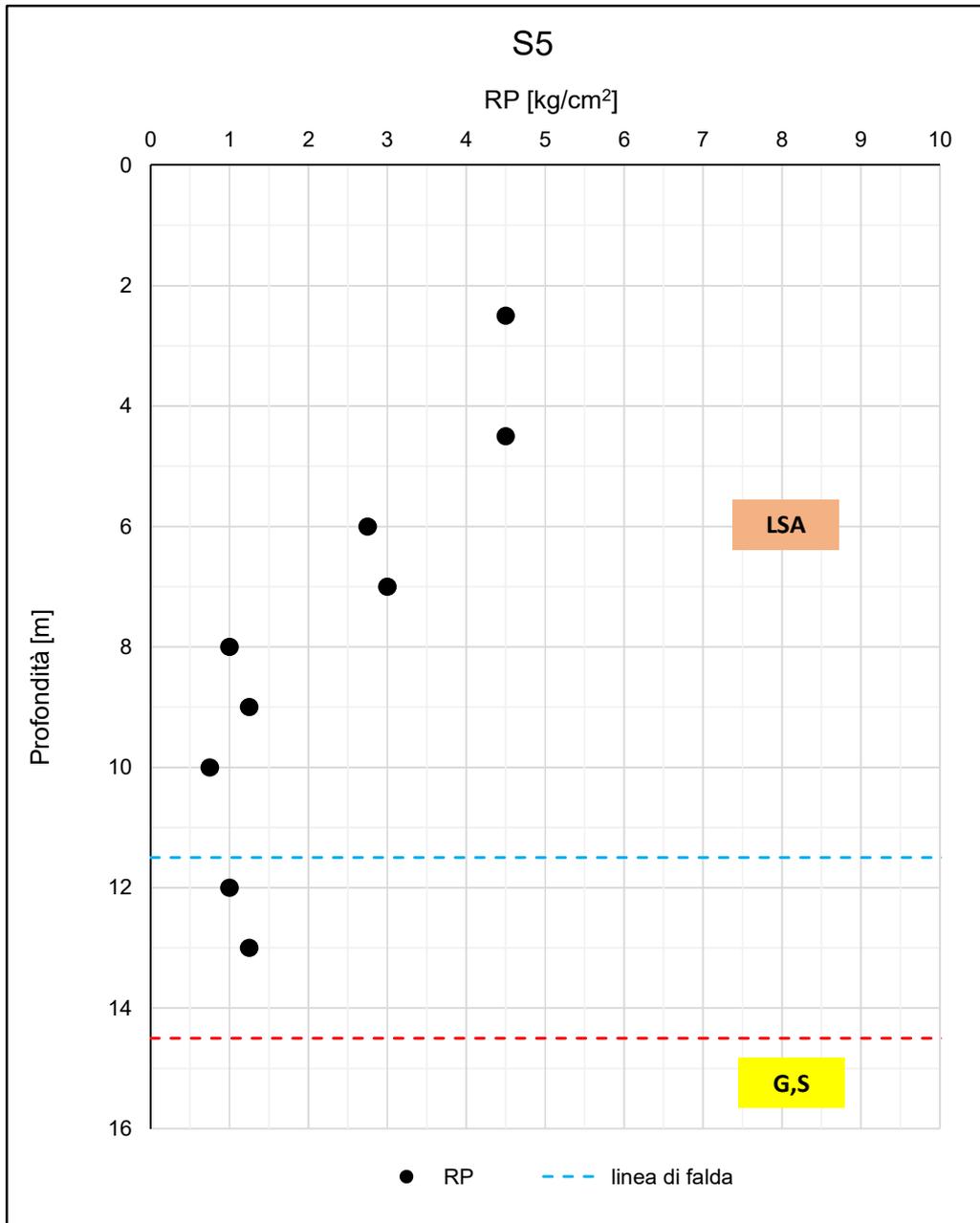
F 30. RP da S10



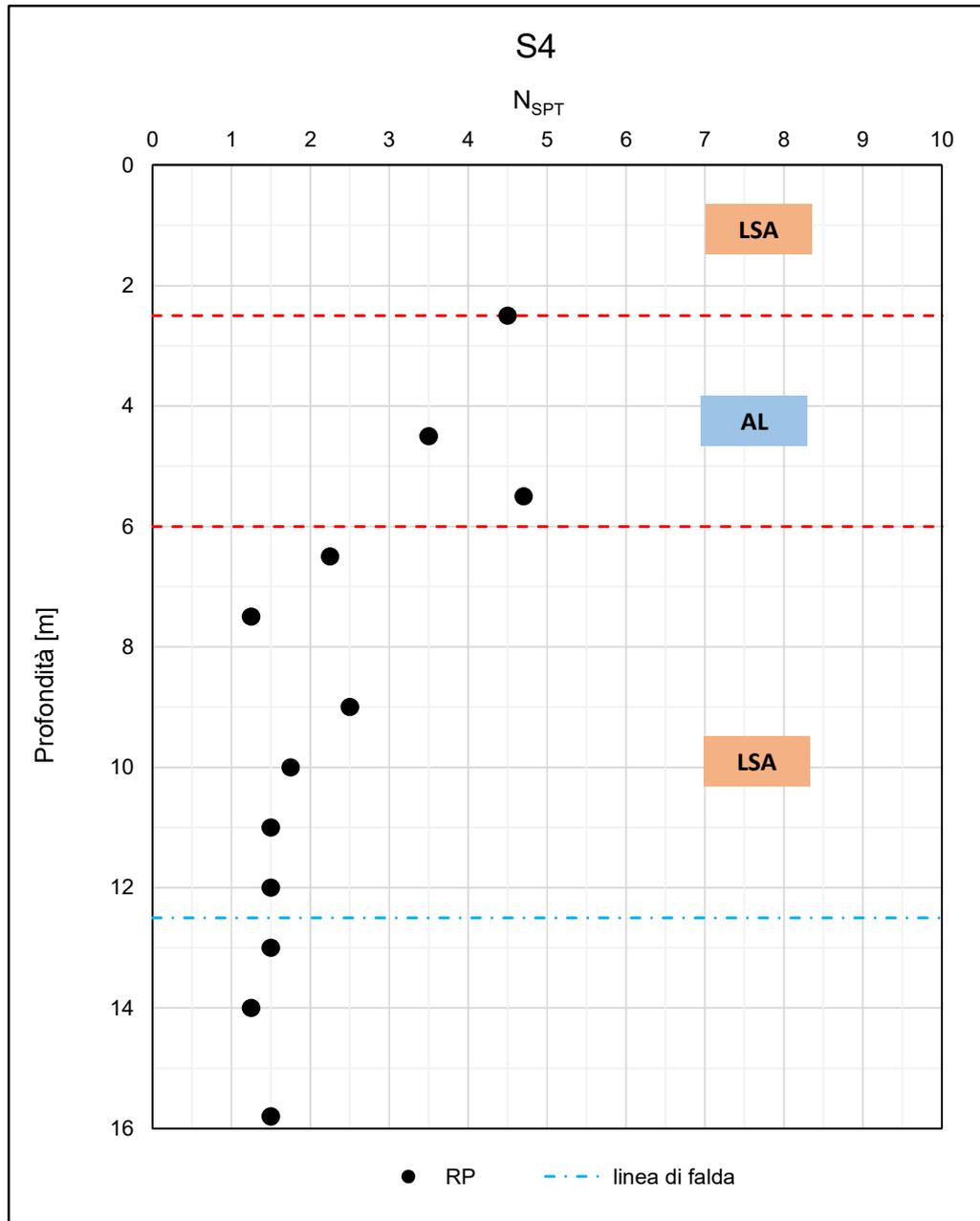
F 31. RP da S6



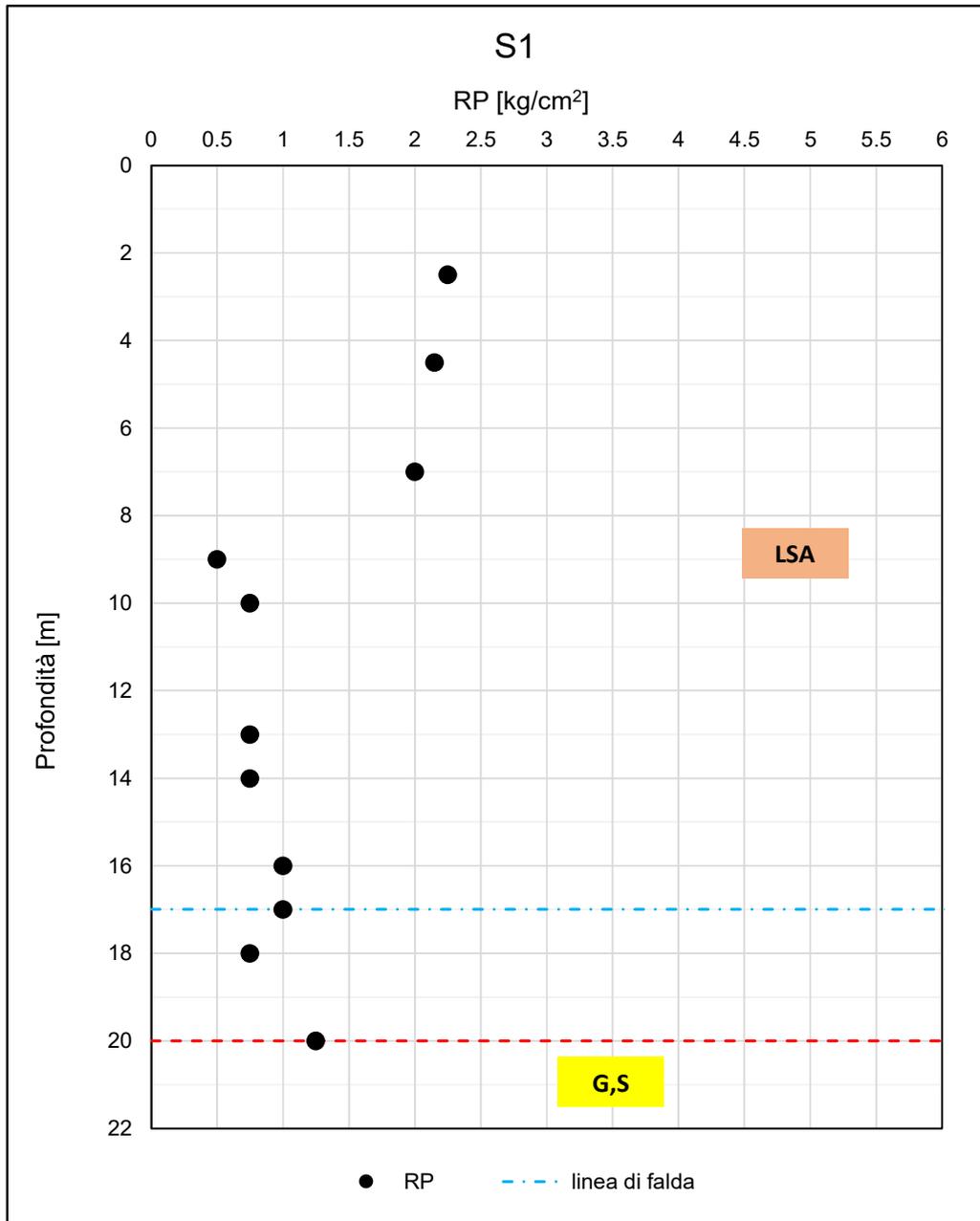
F 32. RP da S13



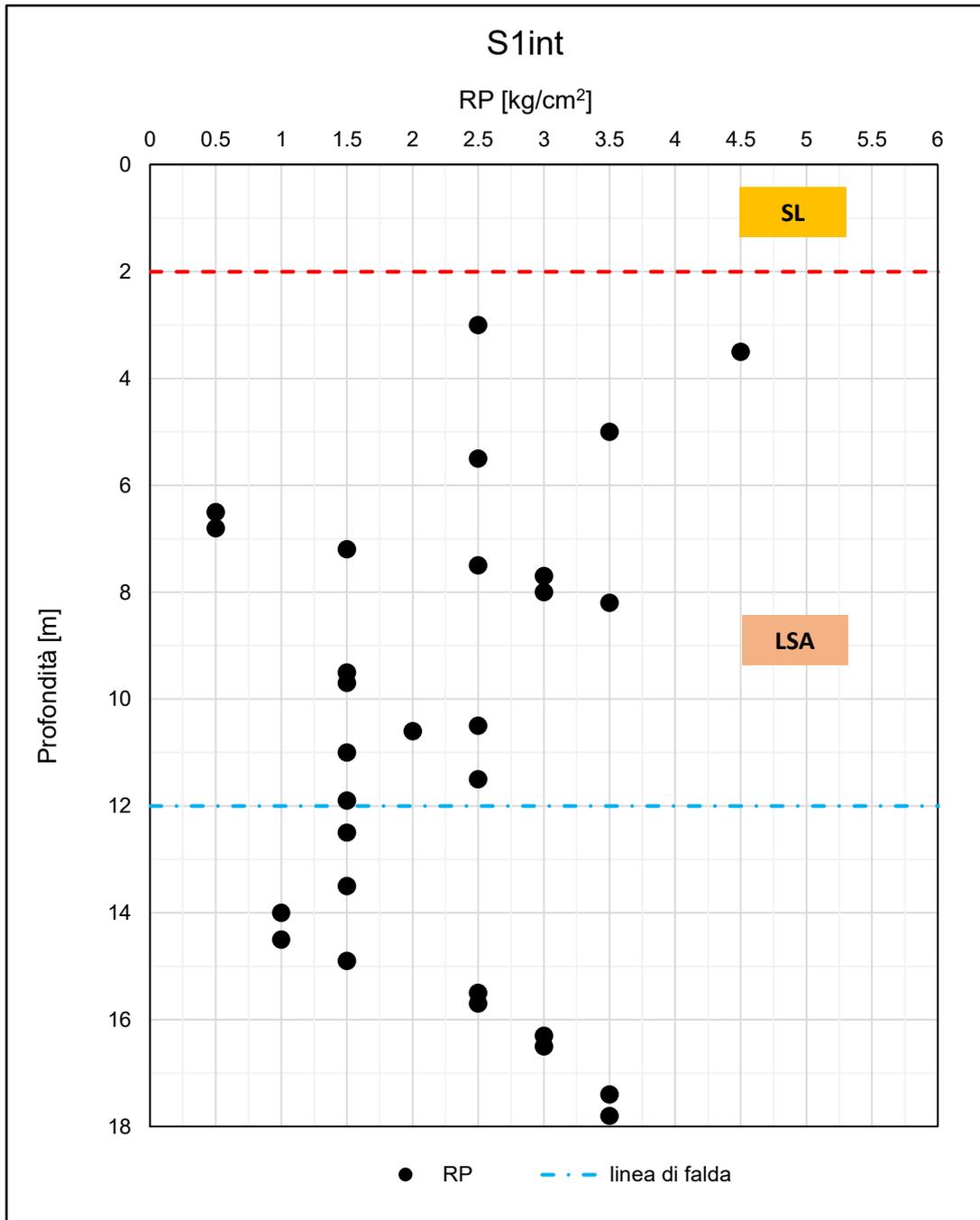
F 33. RP da S5



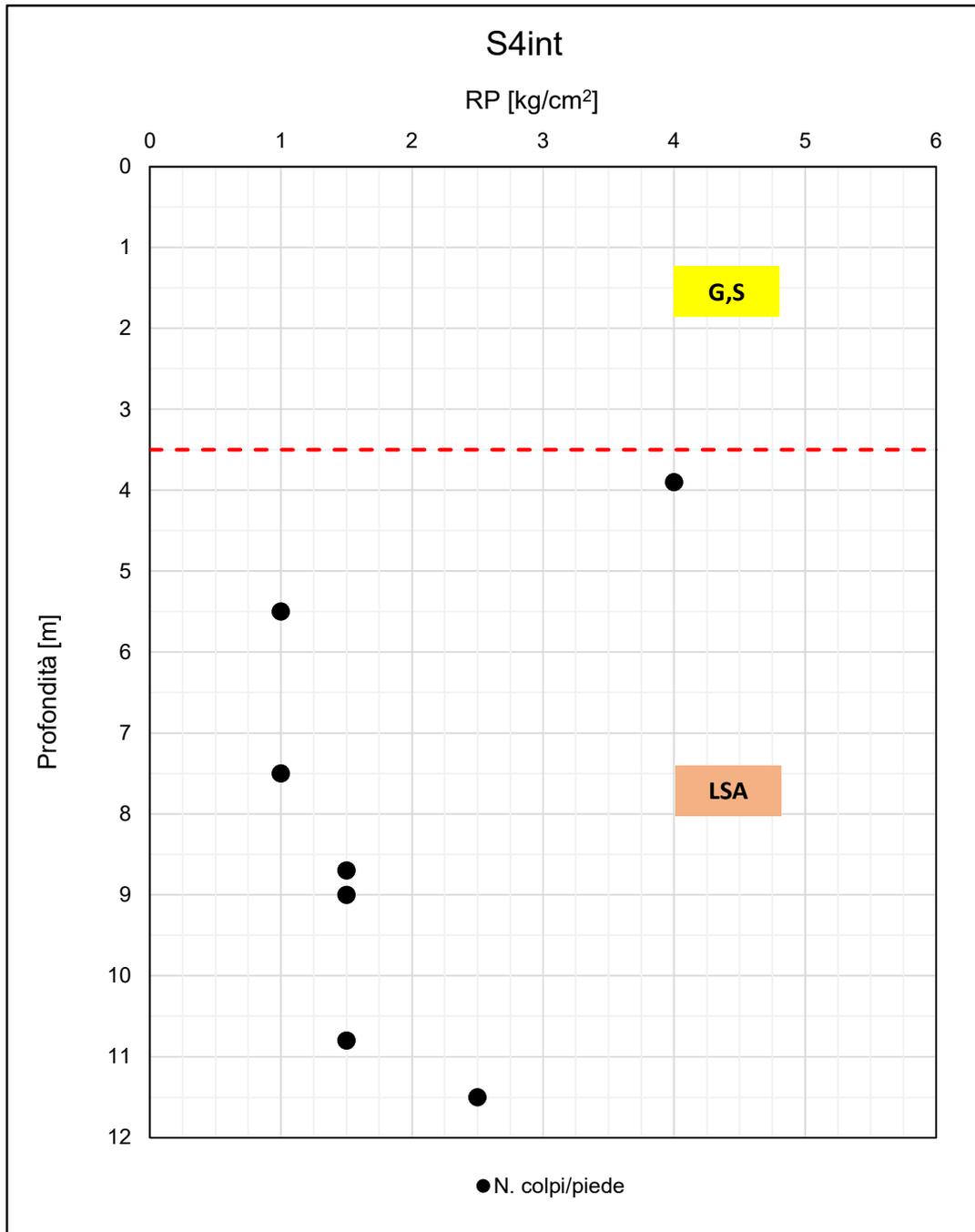
F 34. RP da S4



F 35. RP da S1



F 36. RP da S1int



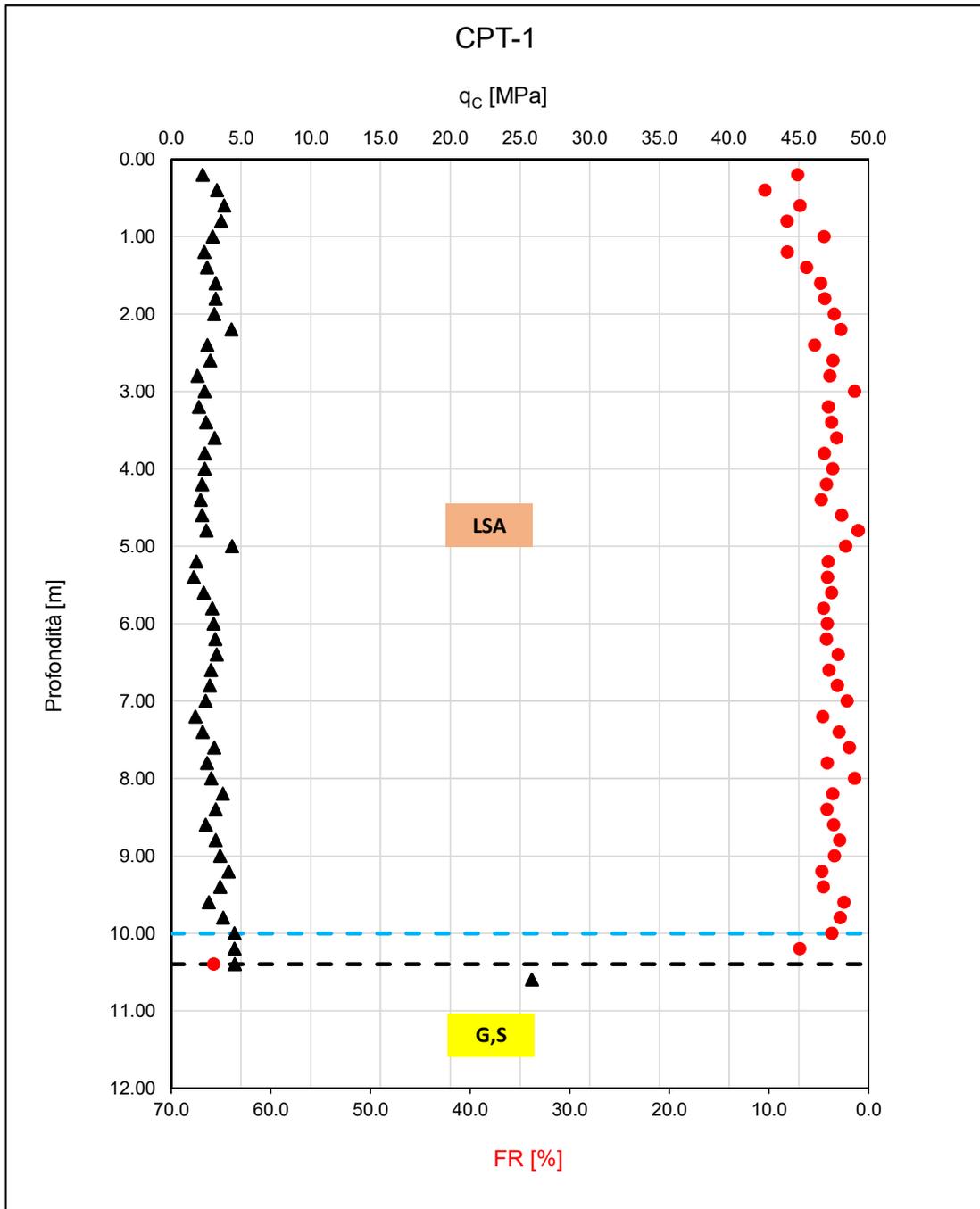
F 37. RP da S4int

|   |   |                  |                |                         |           |                     |
|---|---|------------------|----------------|-------------------------|-----------|---------------------|
|  | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D’ABRUZZO – MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>PROGETTO FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                |                         |           |                     |
| <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96  | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B | FOGLIO<br>75 di 261 |

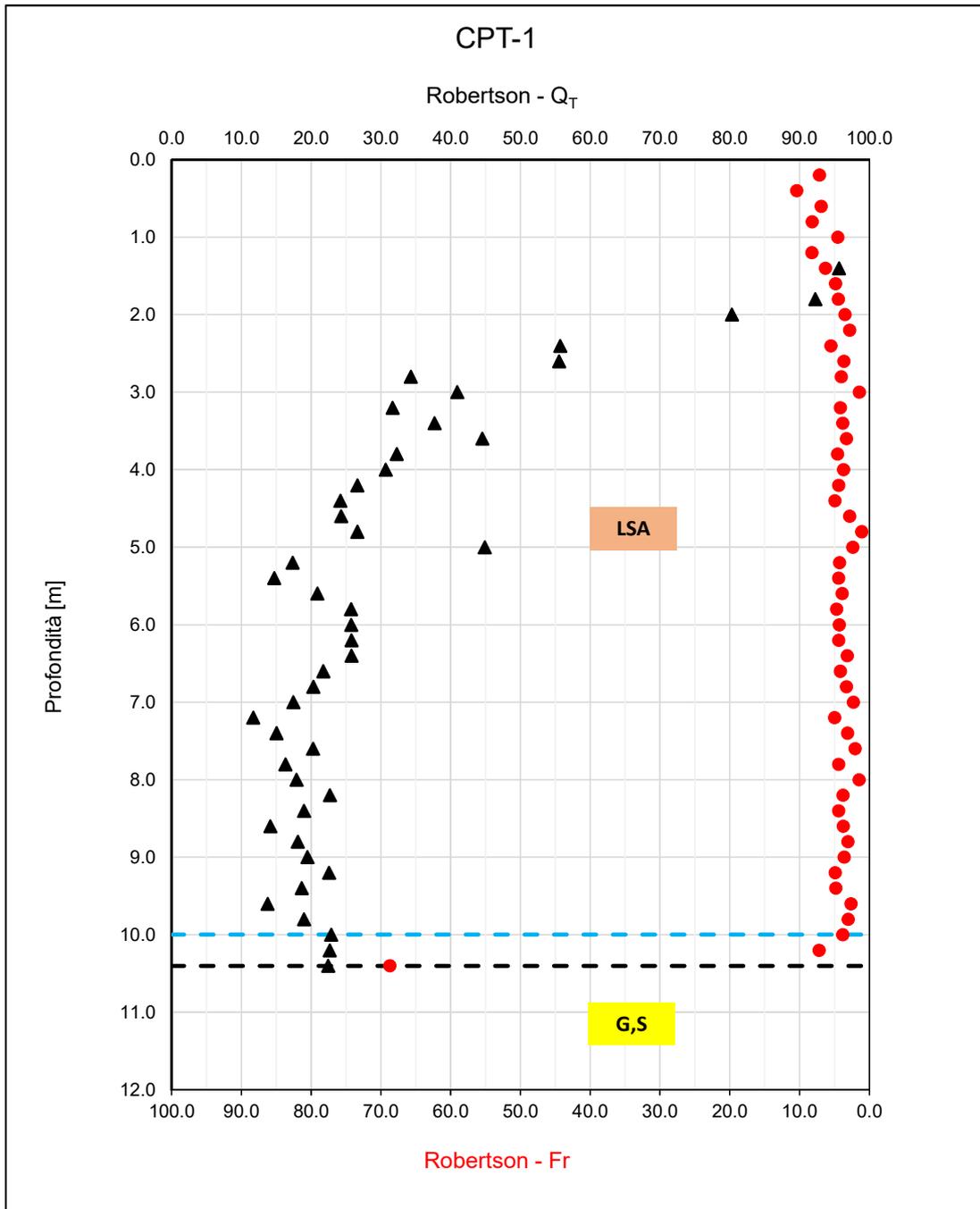
## 7.5 Resistenza alla punta da CPT e CPTU

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

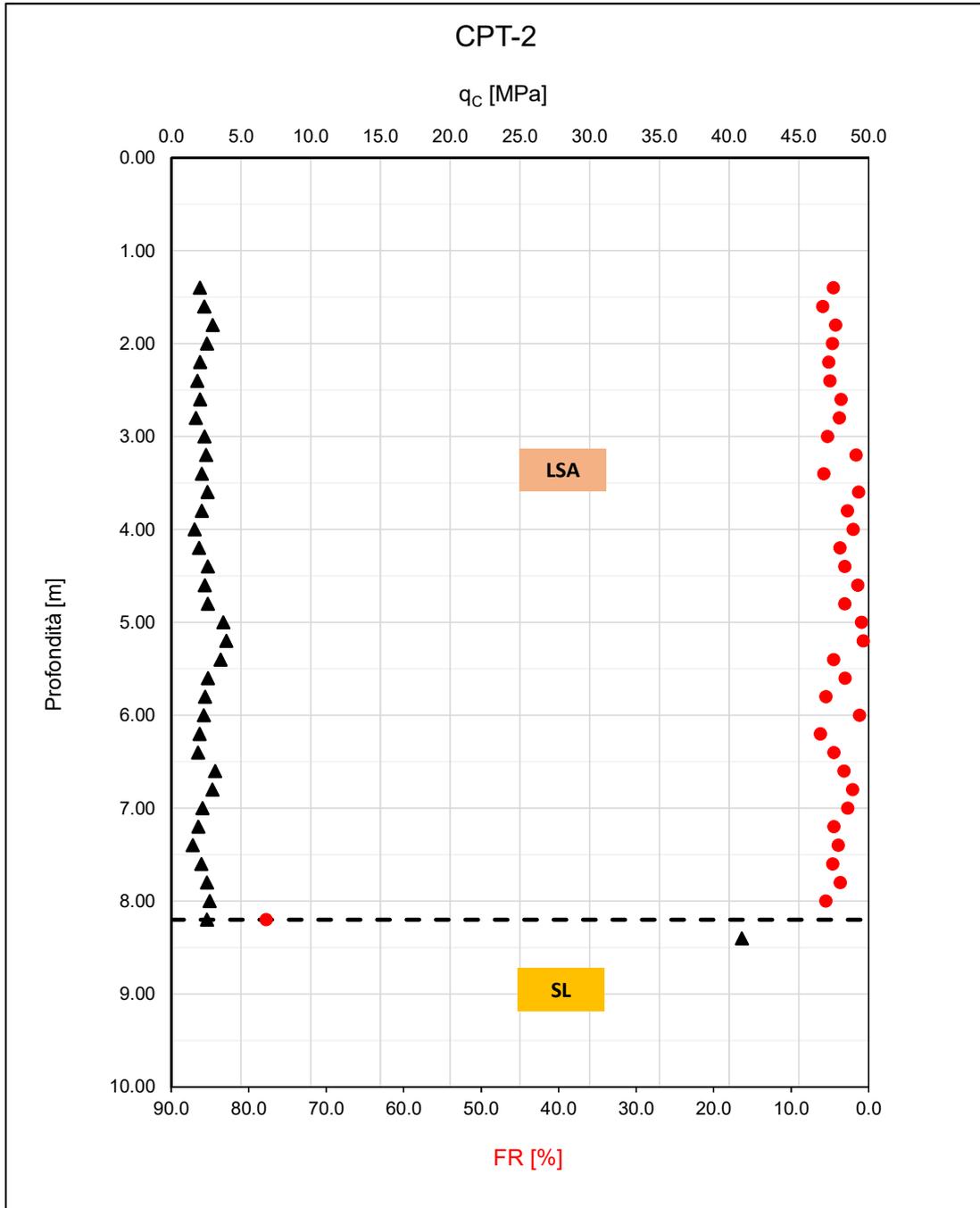
- Valori di resistenza alla punta  $q_c$  e rapporto delle resistenze  $FR=f_s/q_c$  (Friction Ratio) espresso in percentuale.
- Valori di resistenza alla punta normalizzata  $Q_T$  e resistenza di attrito normalizzata  $Fr$  (Robertson, 1990).



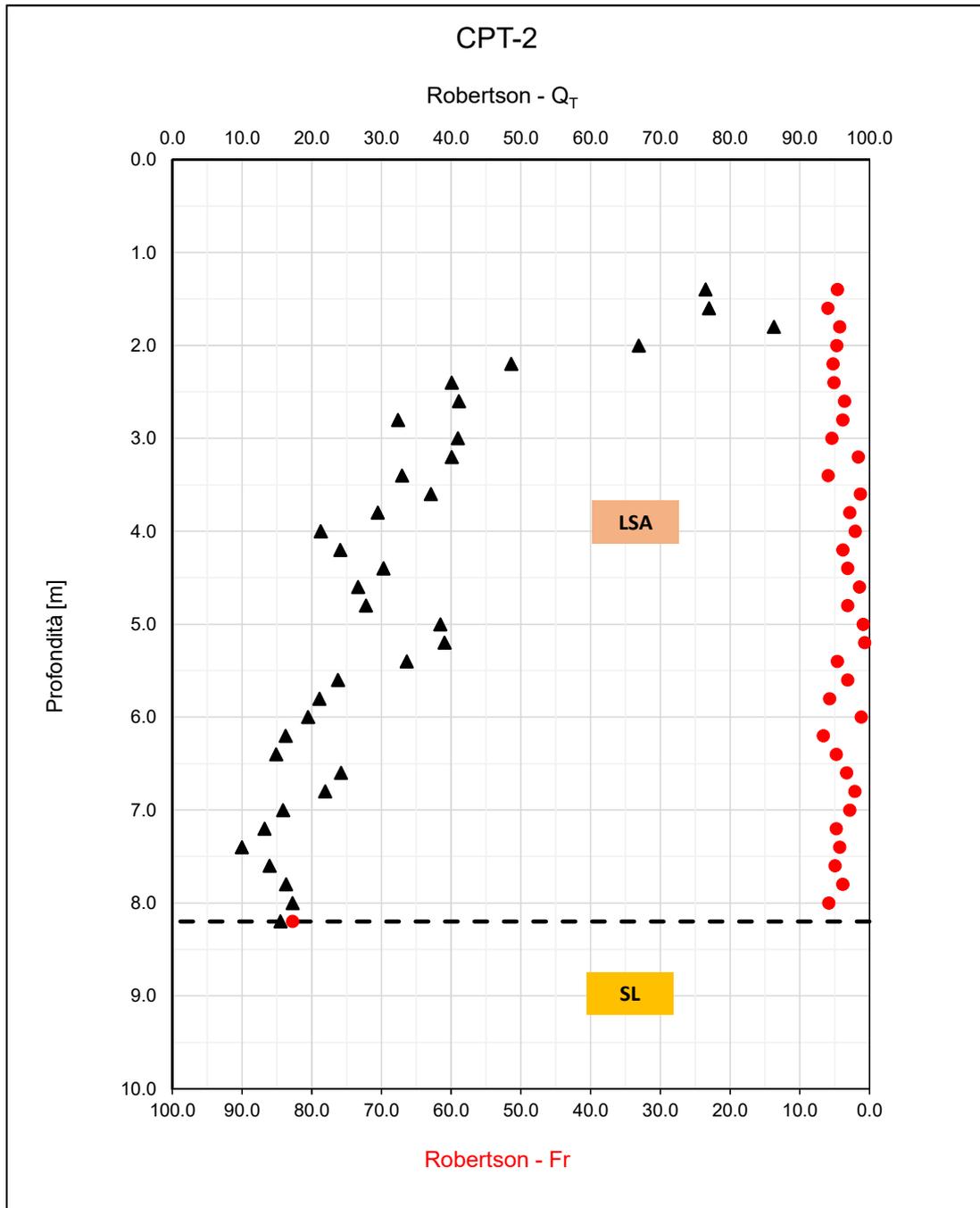
F 38.  $q_c$  e FR da CPT-1



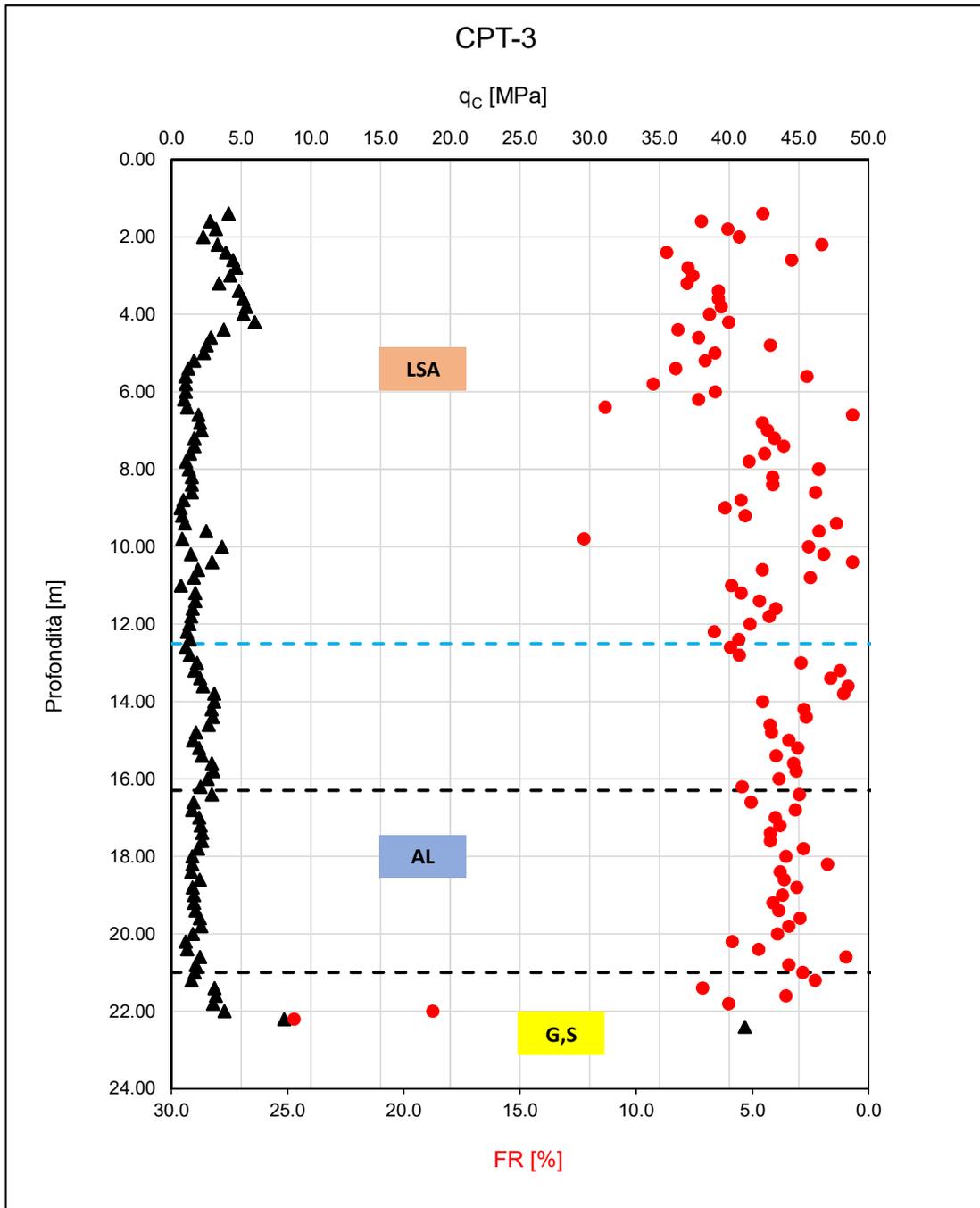
F 39.  $Q_T$  e  $Fr$  (Robertson, 1990) da CPT-1



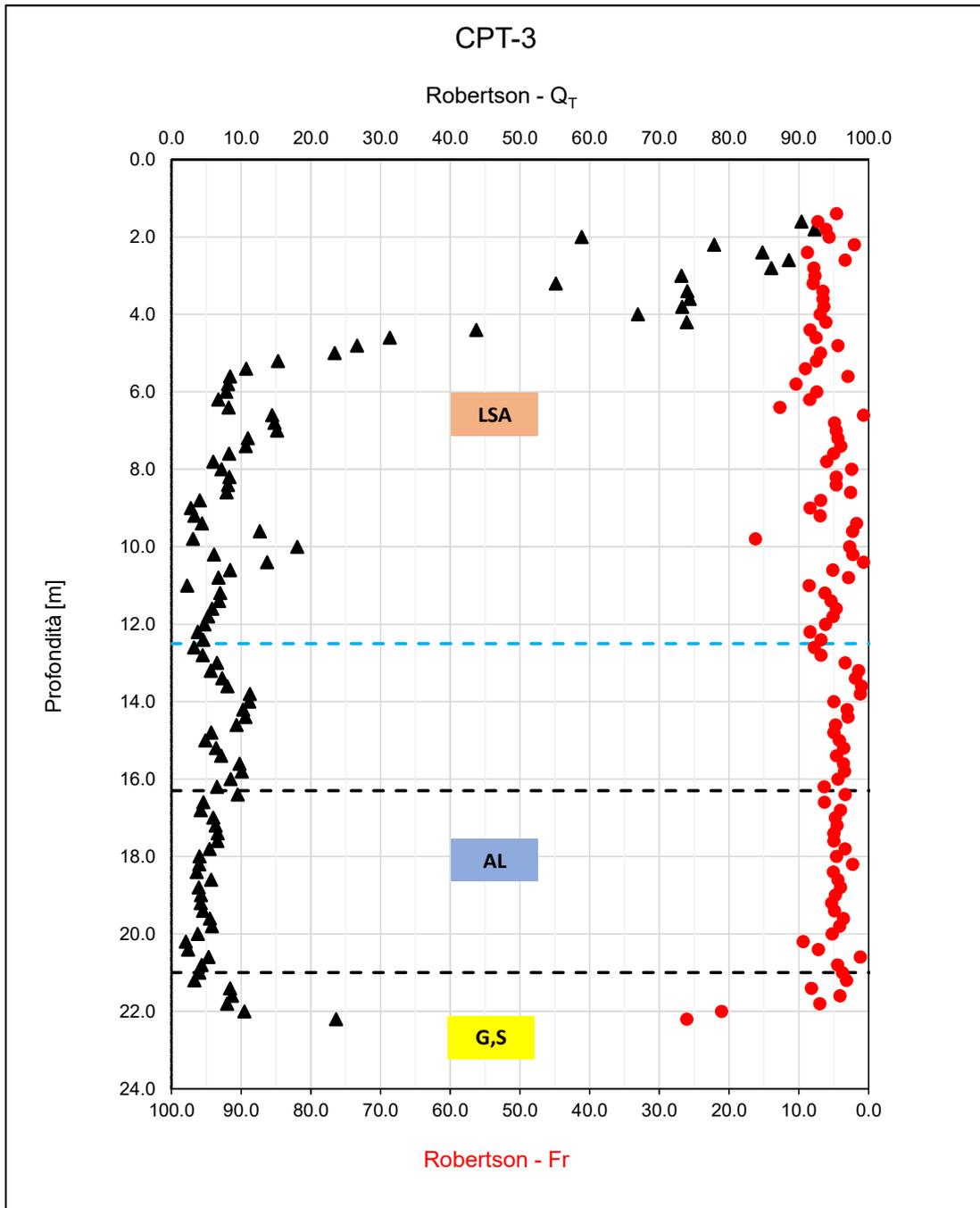
F 40.  $q_c$  e FR da CPT-2



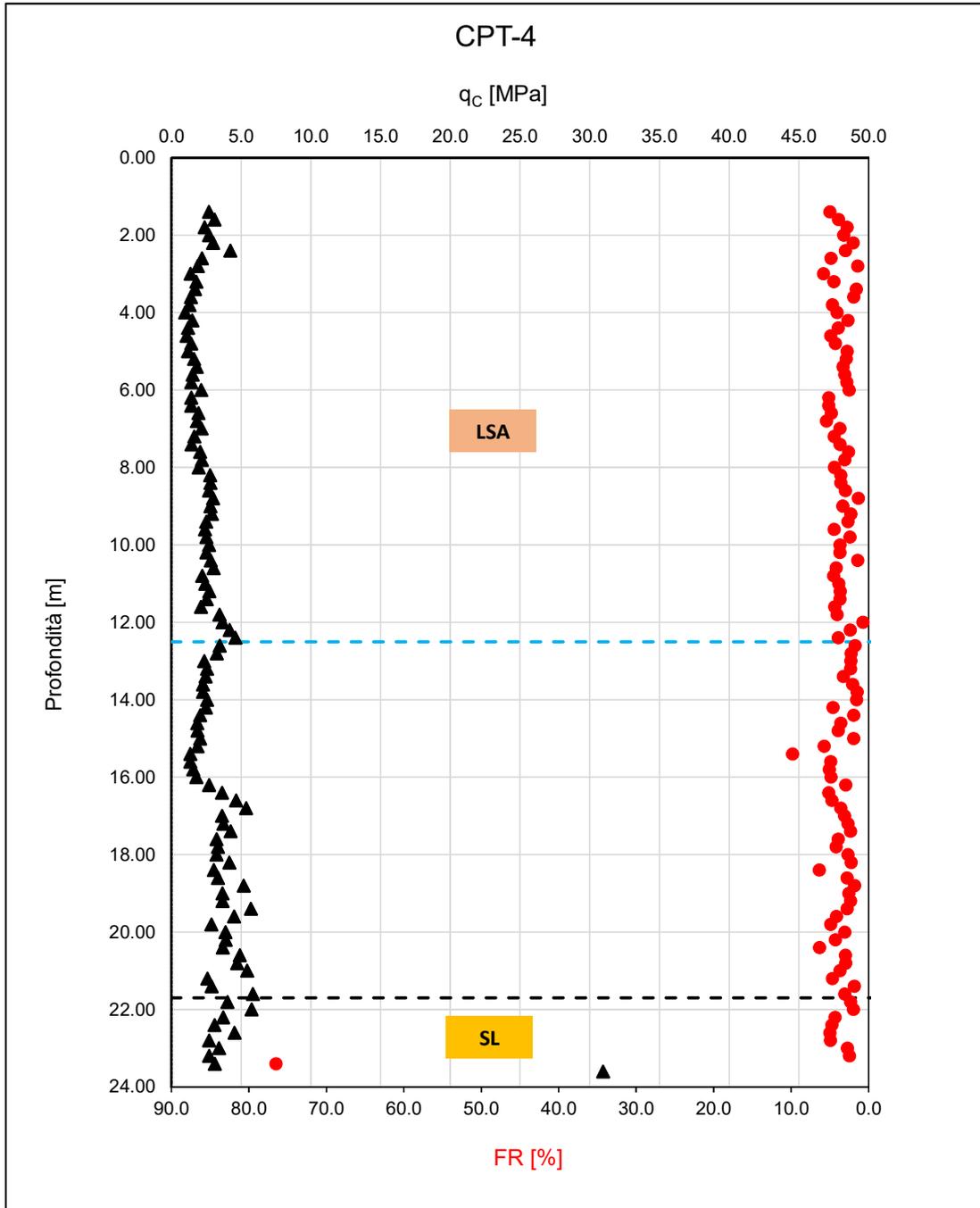
F 41.  $Q_T$  e Fr (Robertson, 1990) da CPT-2



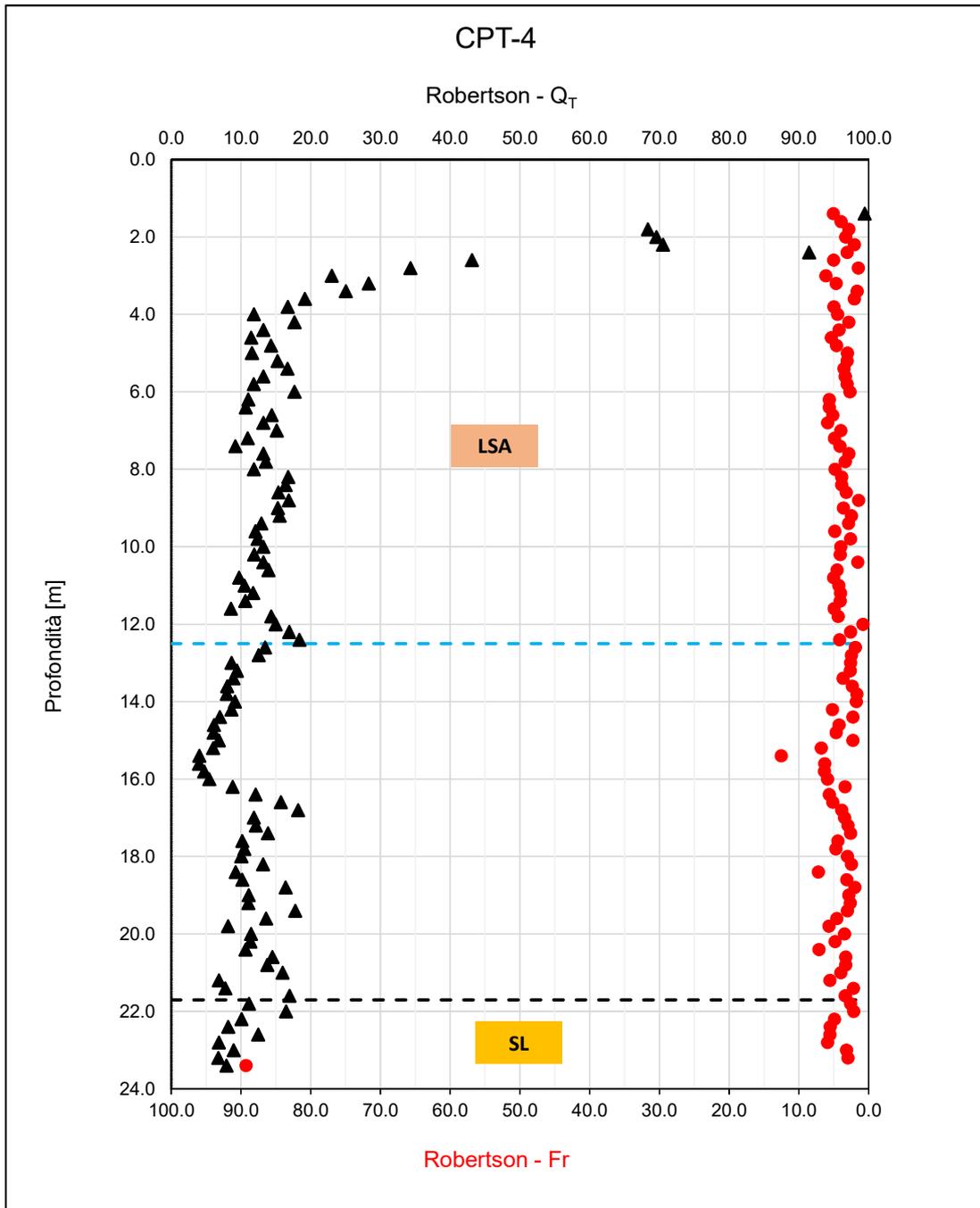
F 42.  $q_c$  e FR da CPT-3



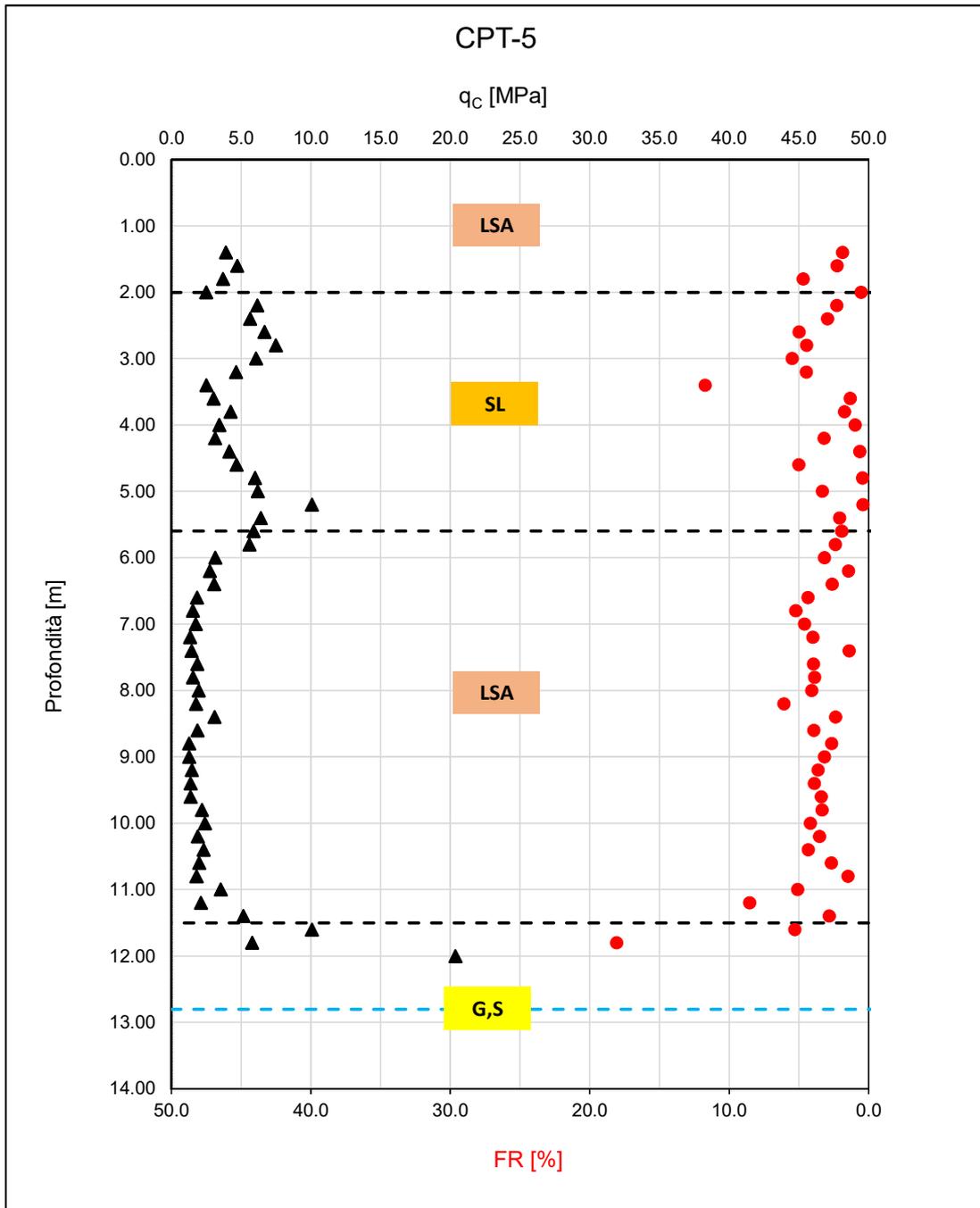
F 43.  $Q_T$  e Fr (Robertson, 1990) da CPT-i3



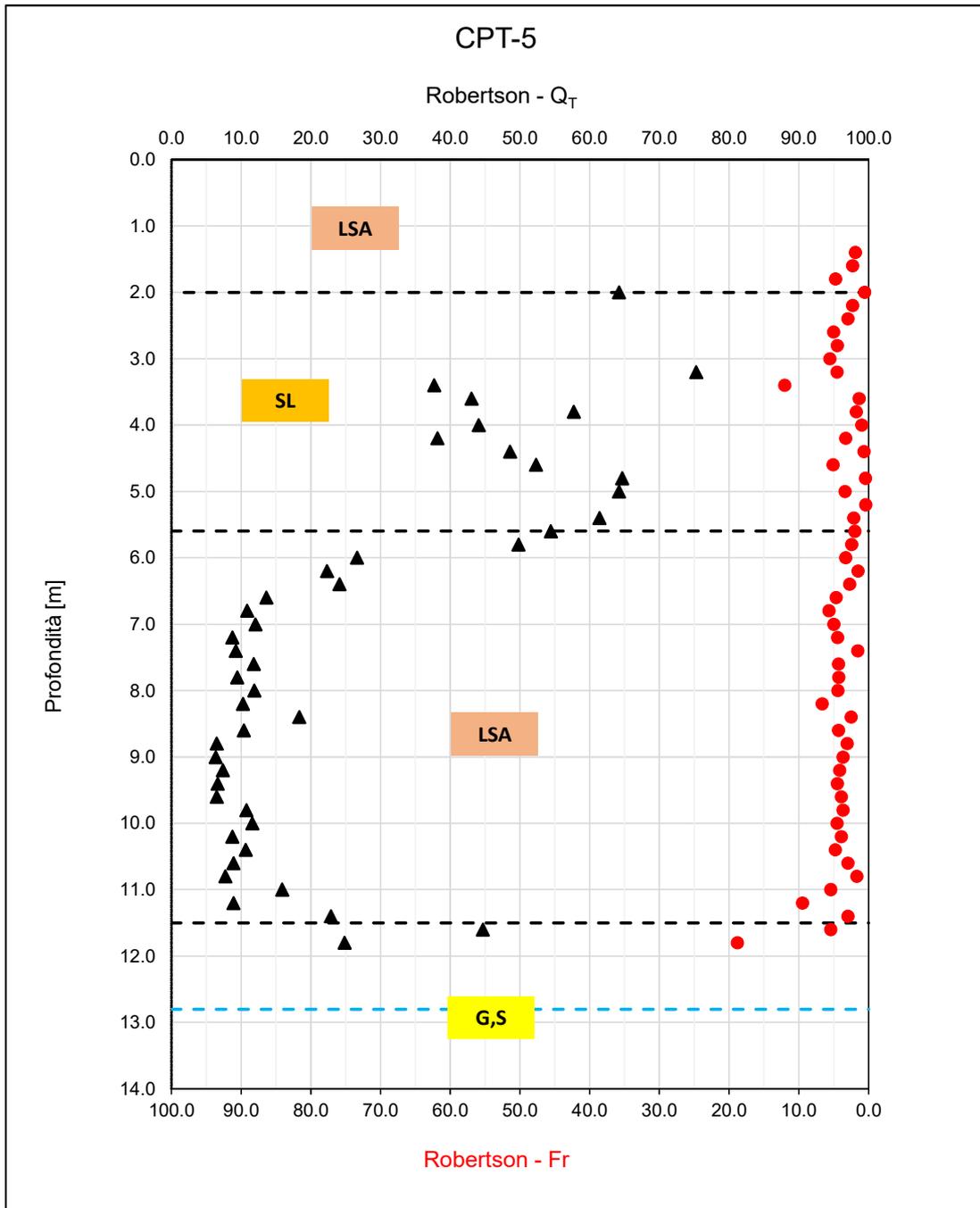
F 44.  $q_c$  e FR da CPT-4



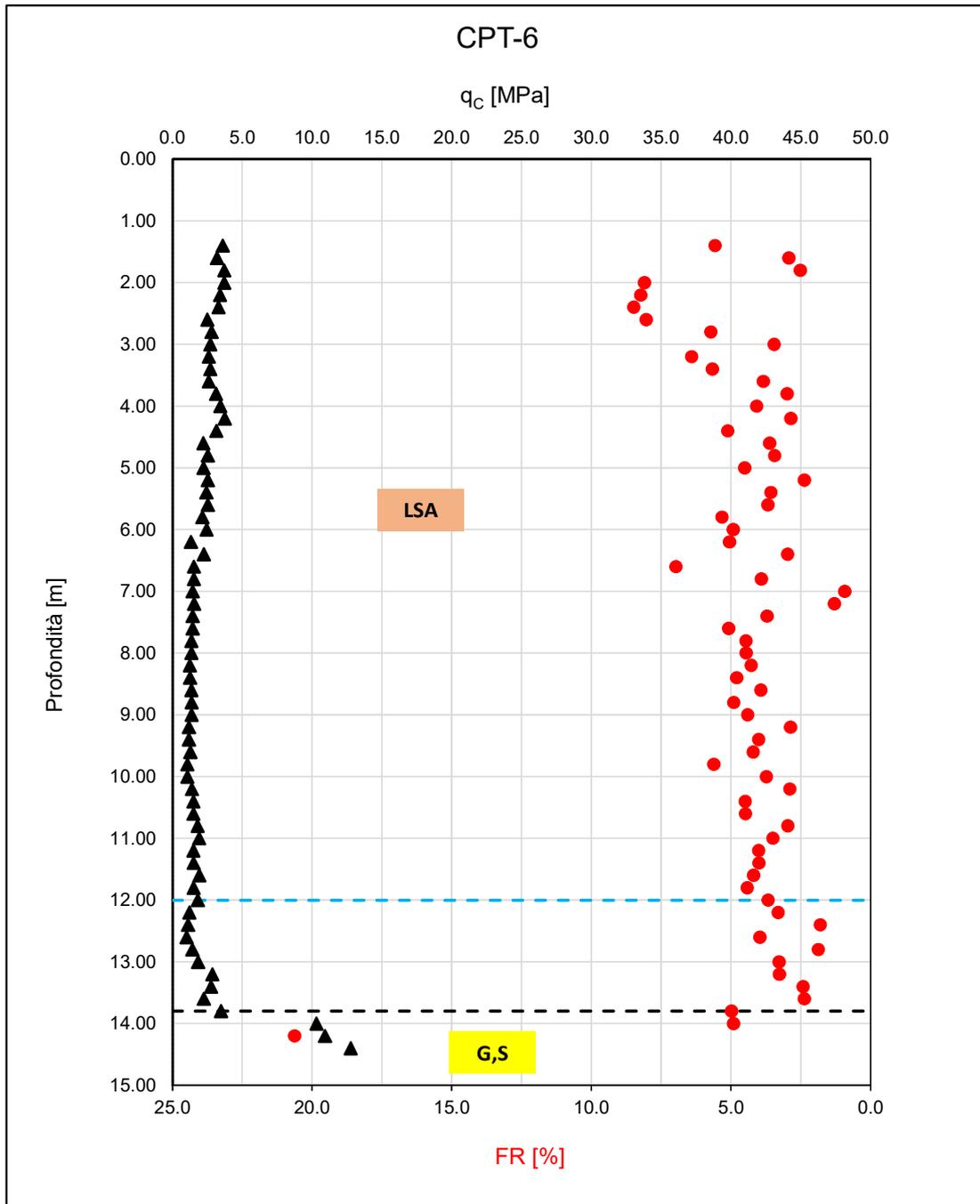
F 45.  $Q_T$  e Fr (Robertson, 1990) da CPT-4



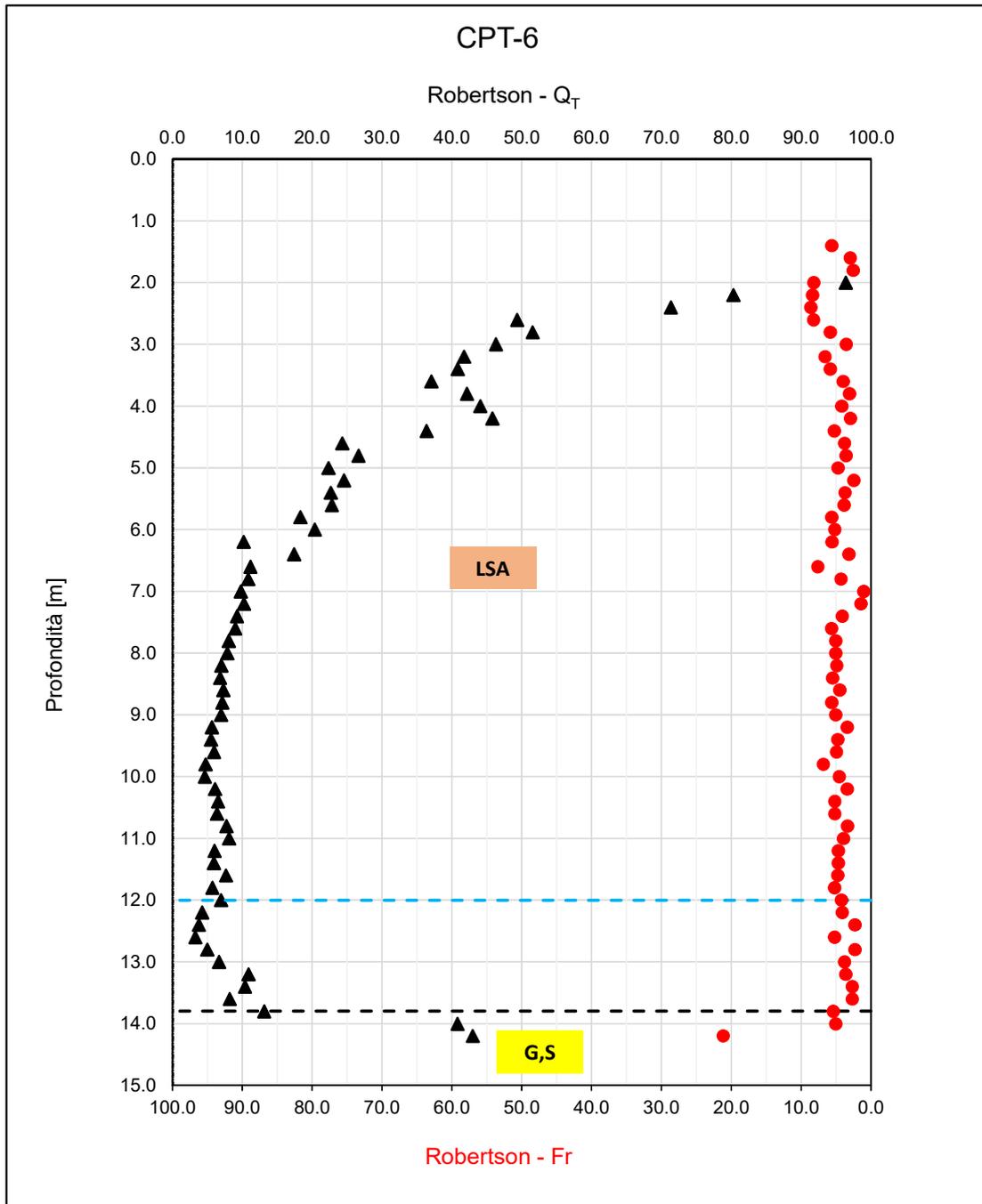
F 46.  $q_c$  e FR da CPT-5



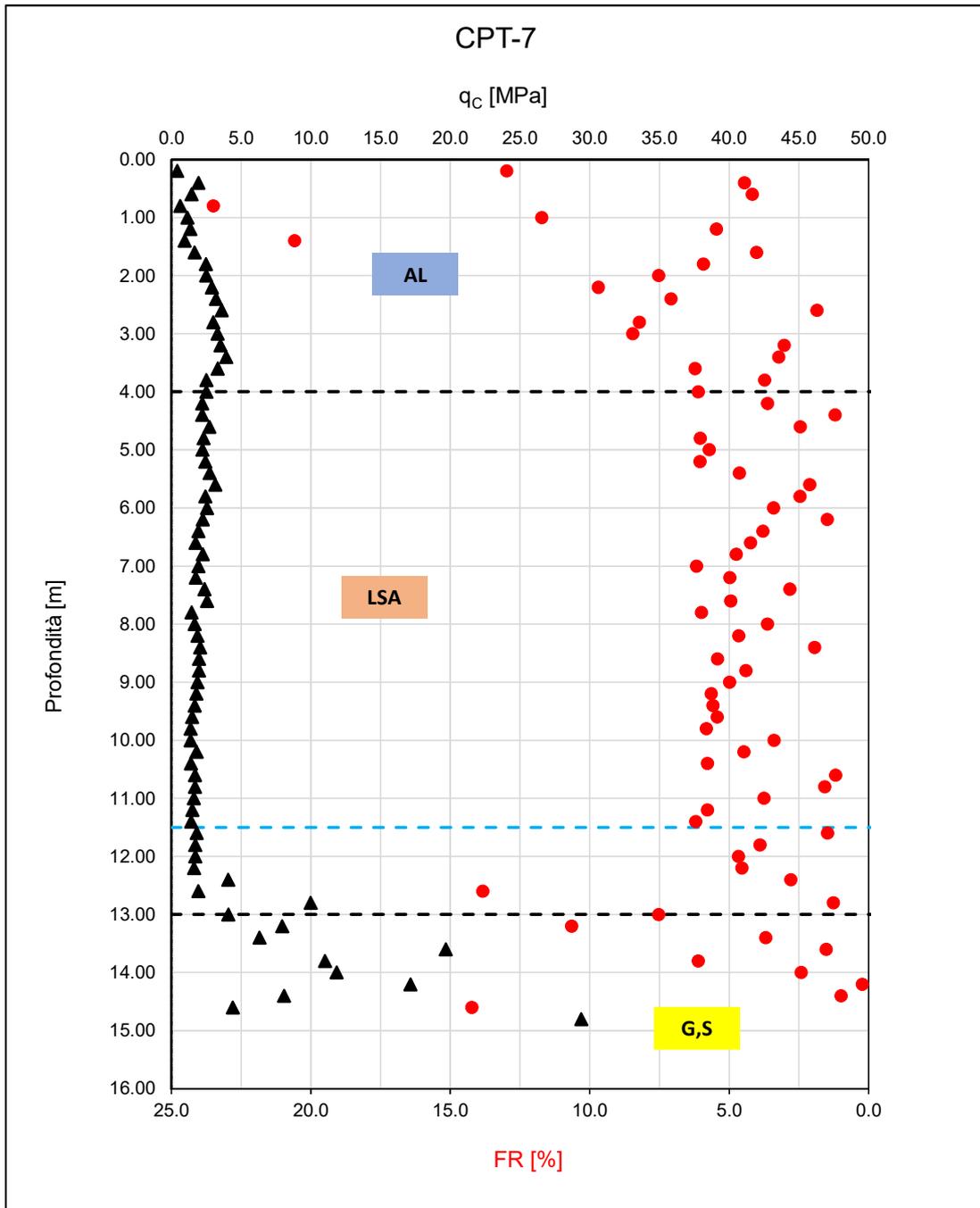
F 47.  $Q_T$  e Fr (Robertson, 1990) da CPT-5



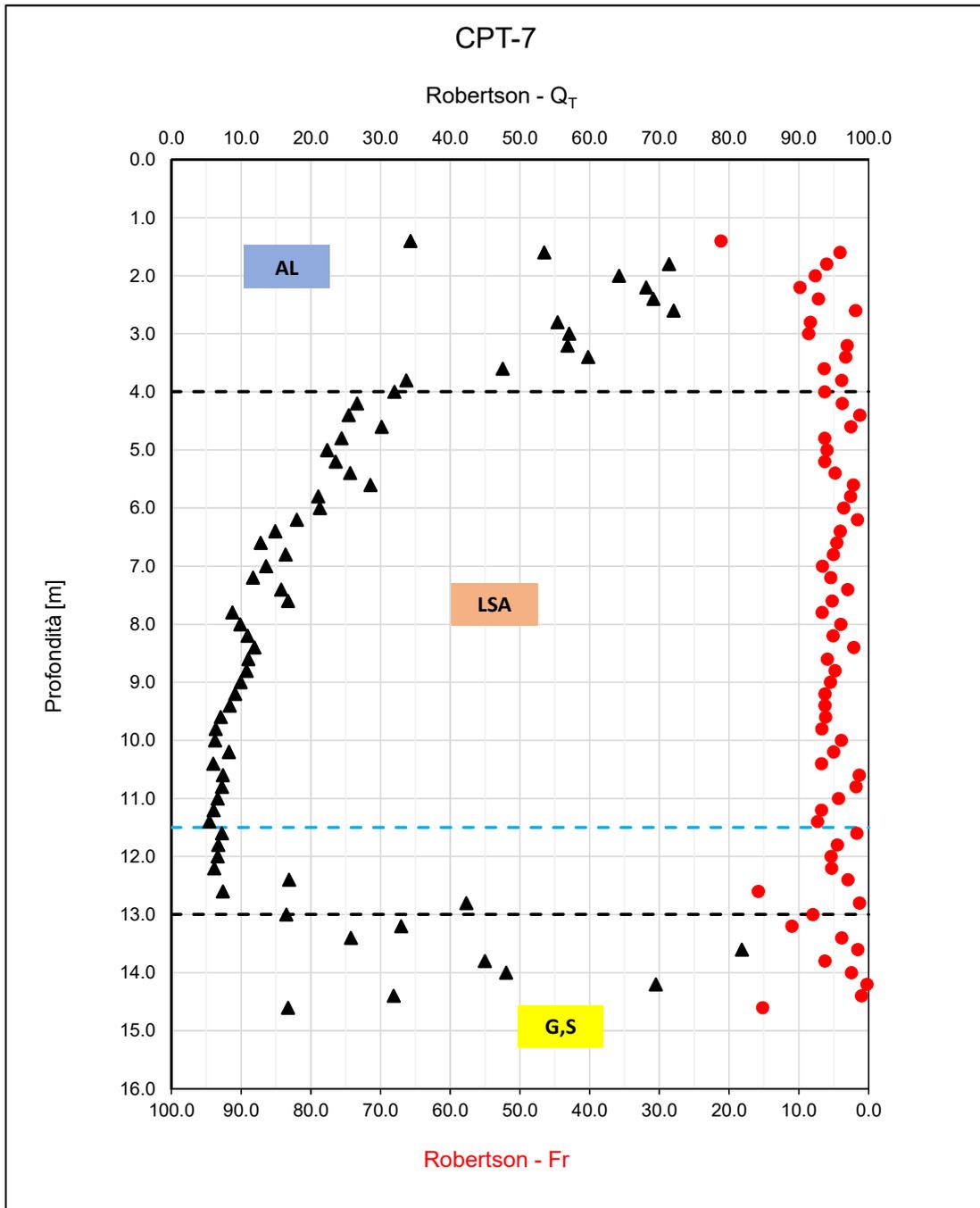
F 48.  $q_c$  e FR da CPT-6



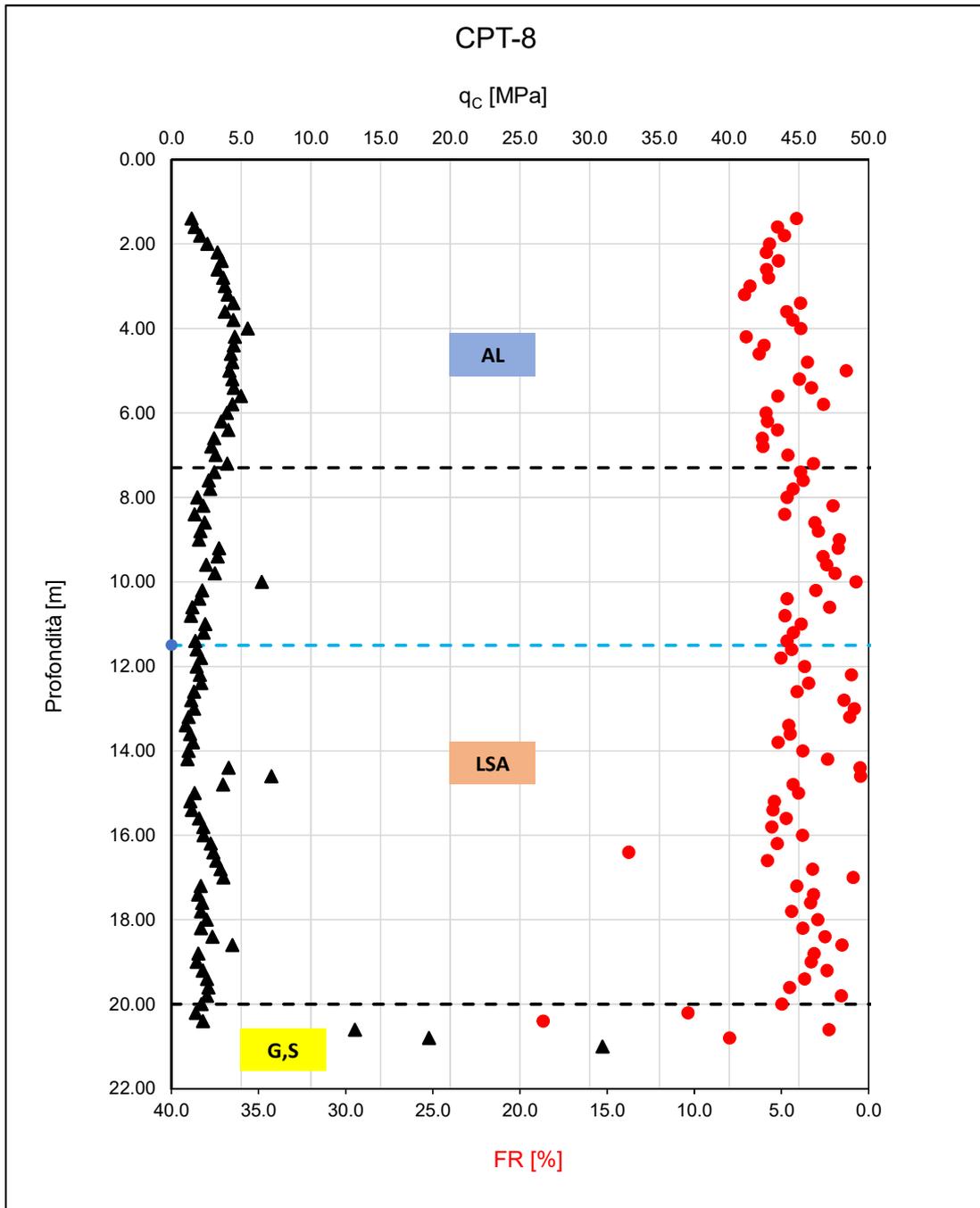
F 49.  $Q_T$  e  $Fr$  (Robertson, 1990) da CPT-6



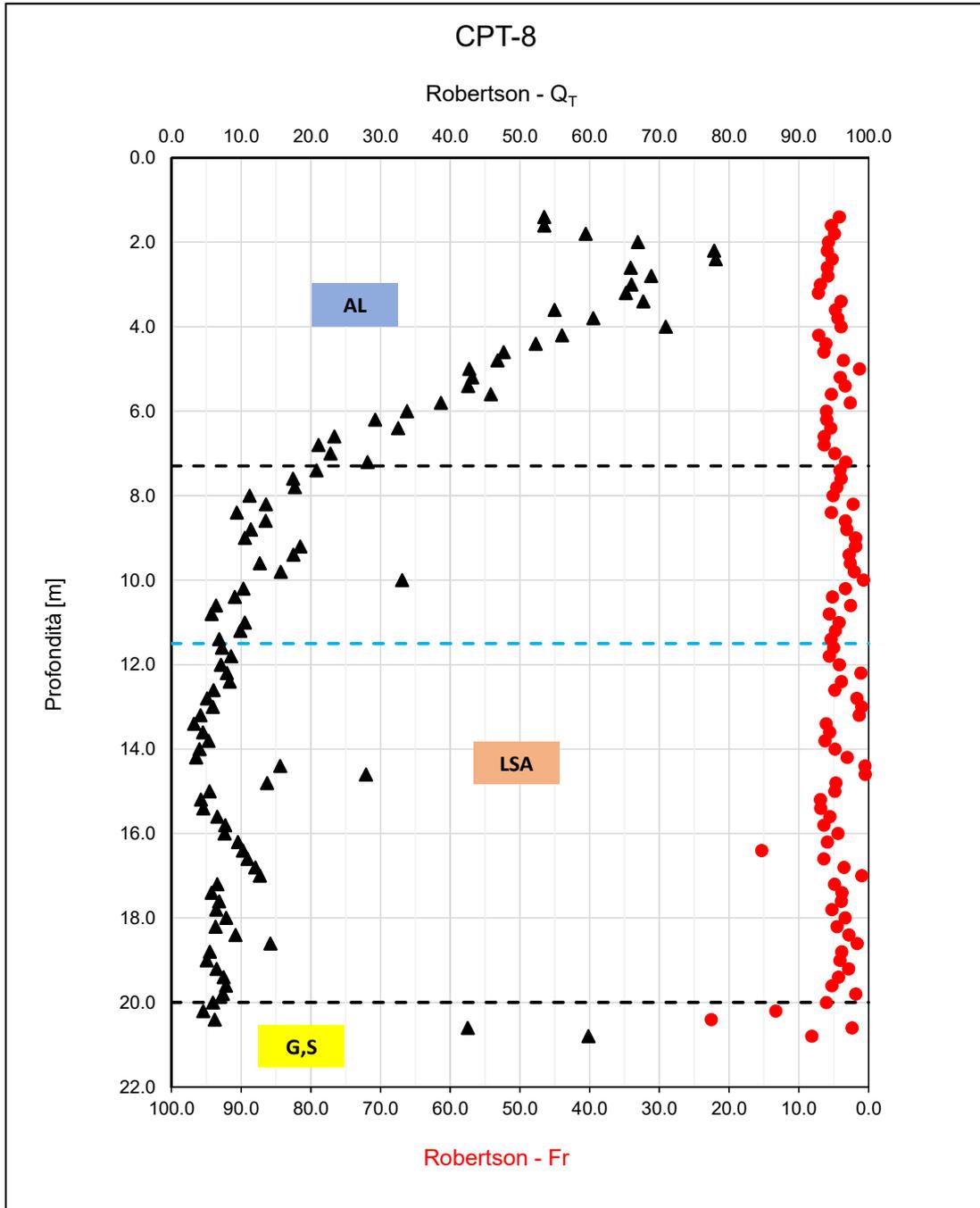
F 50.  $q_c$  e FR da CPT-7



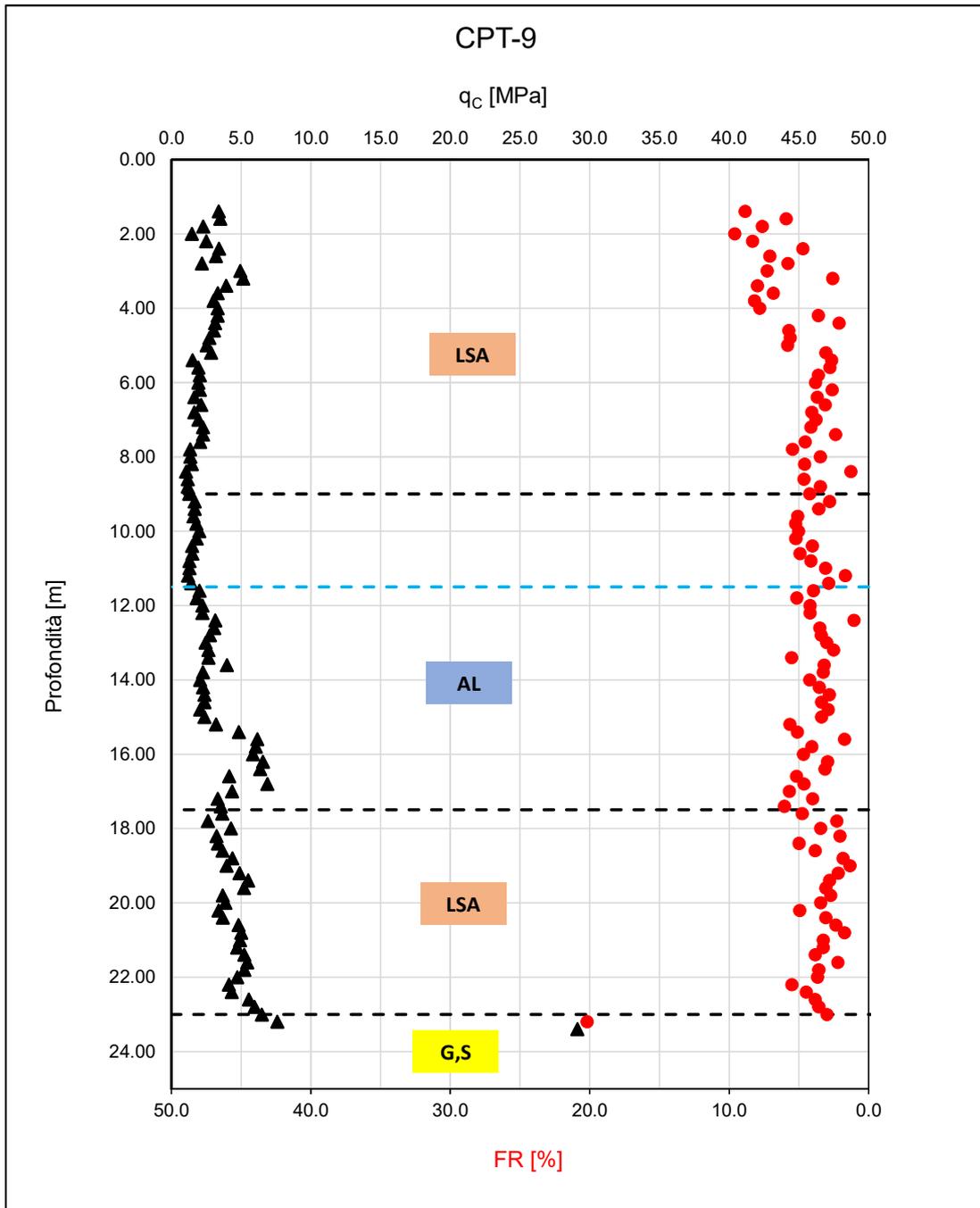
F 51.  $Q_T$  e  $Fr$  (Robertson, 1990) da CPT-7



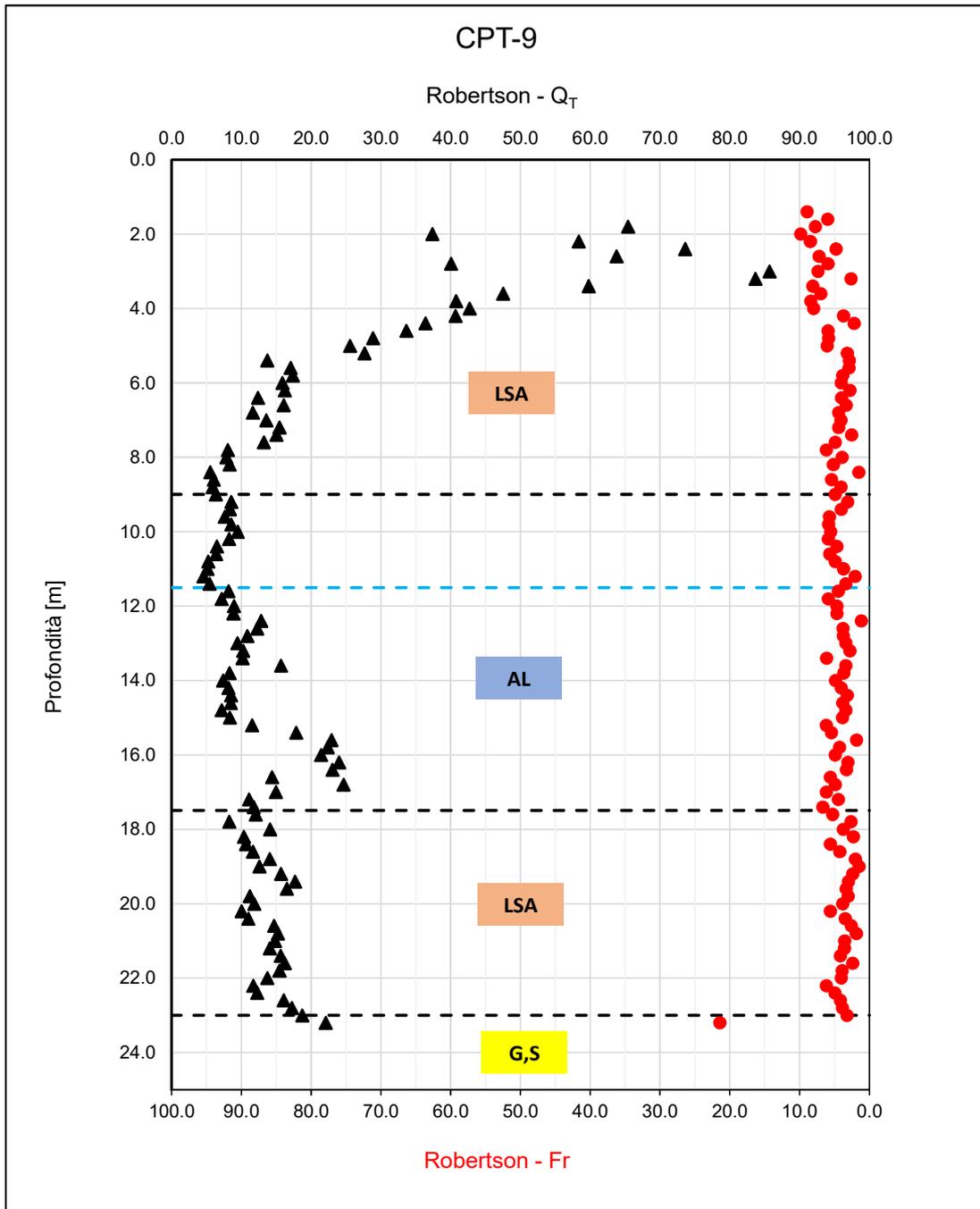
F 52.  $q_c$  e FR da CPT-8



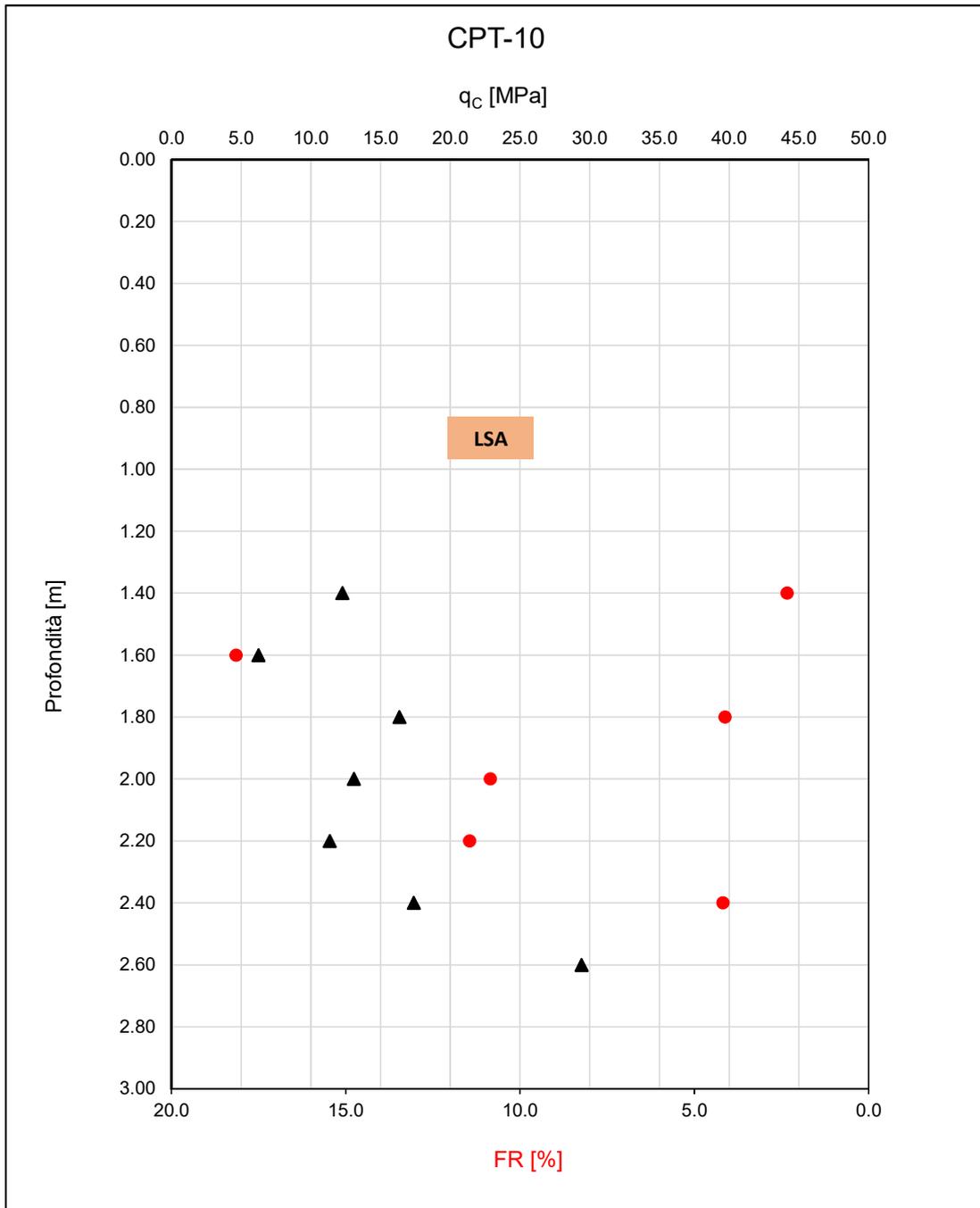
F 53.  $Q_T$  e  $Fr$  (Robertson, 1990) da CPT-8



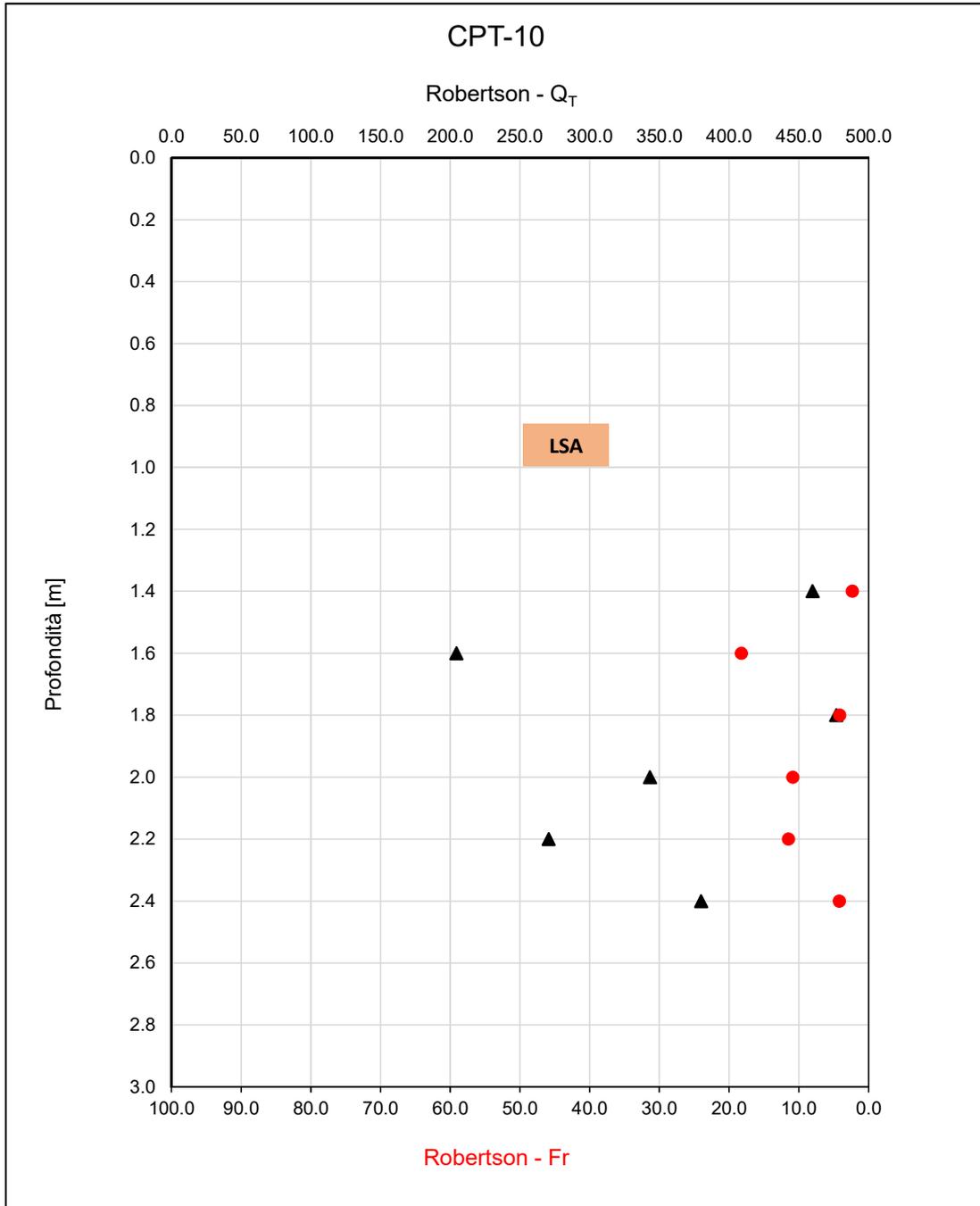
F 54.  $q_c$  e FR da CPT-9



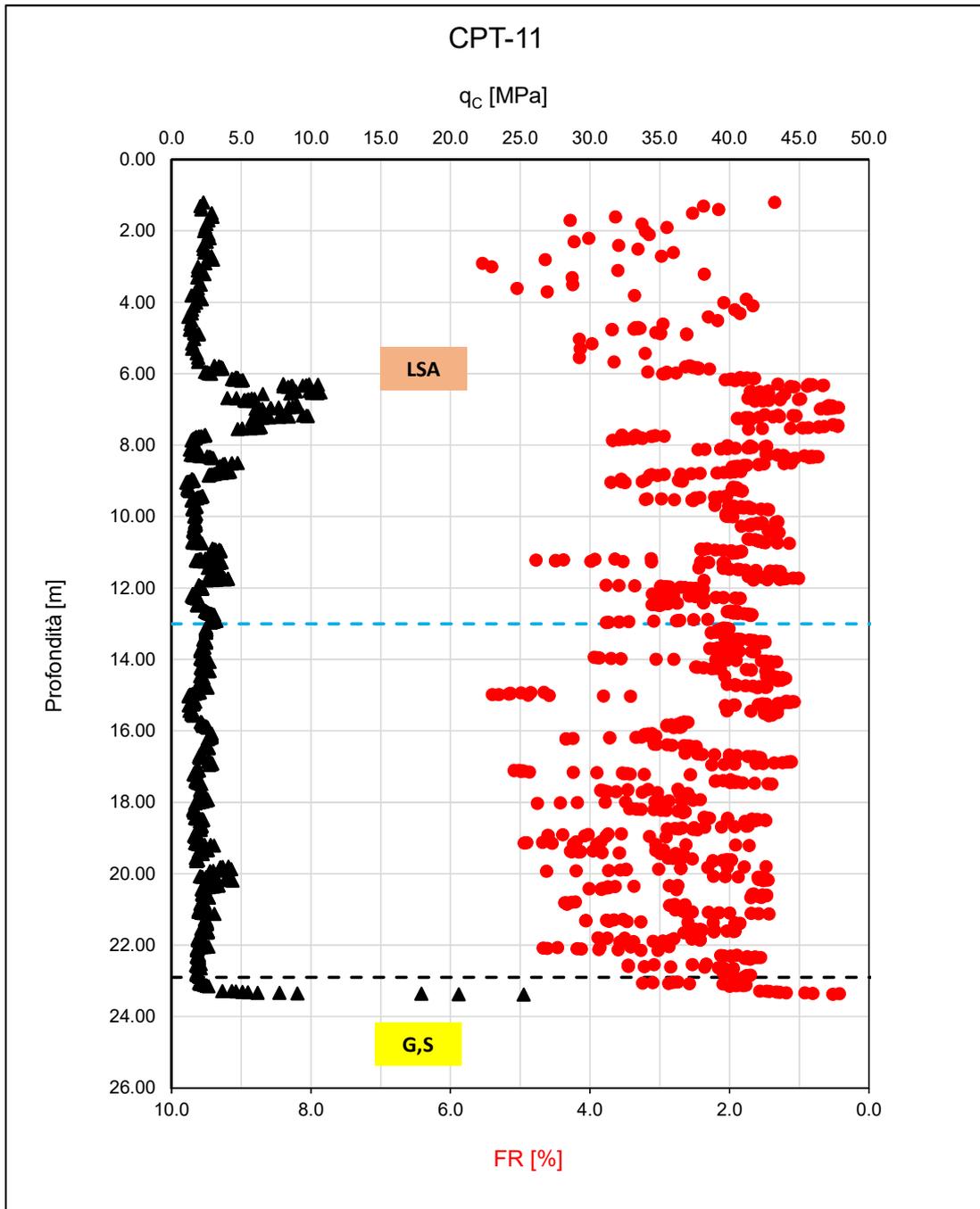
F 55.  $Q_T$  e Fr (Robertson, 1990) da CPT-9



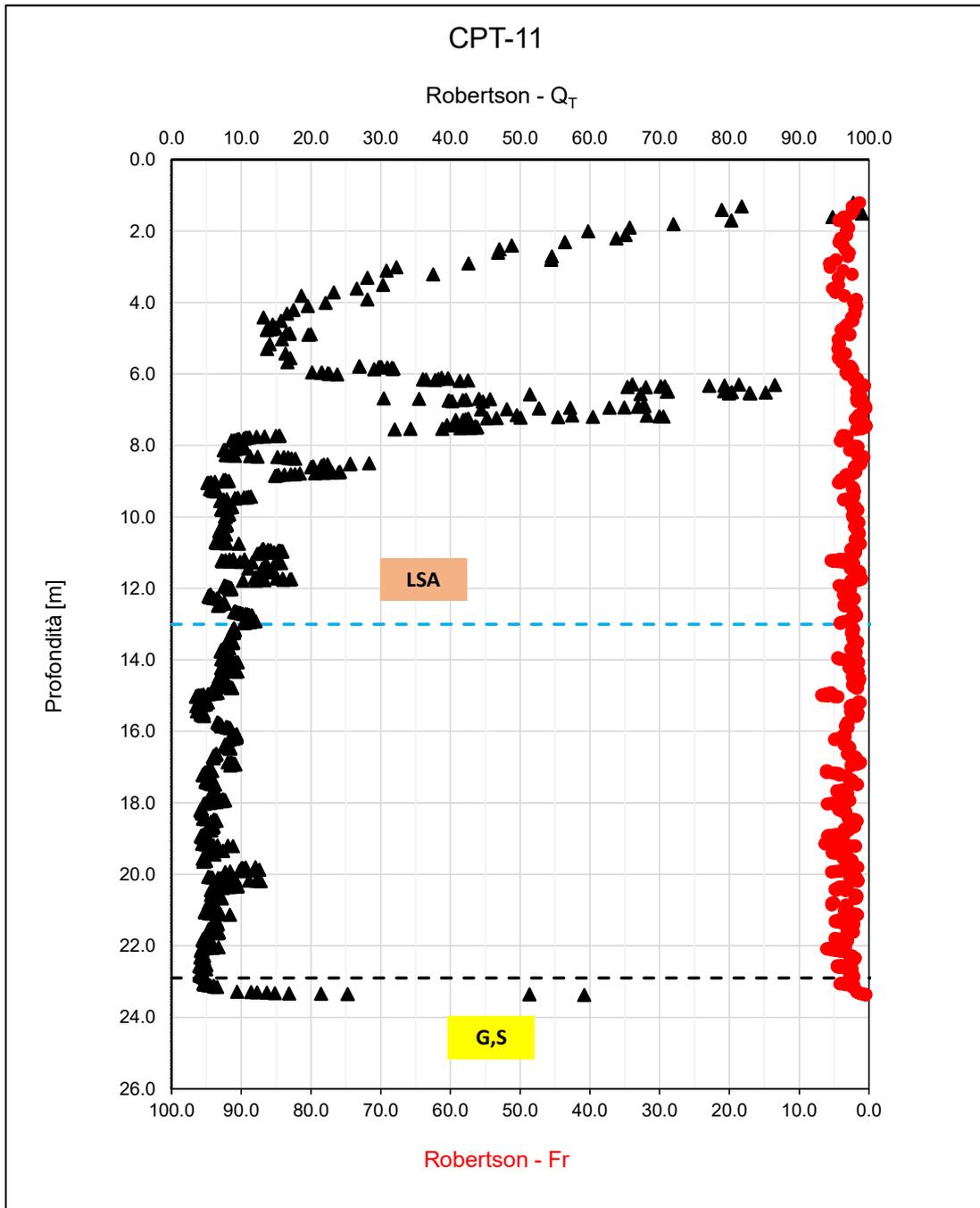
F 56.  $q_c$  e FR da CPT-10



F 57. QT e Fr (Robertson, 1990) da CPT-10

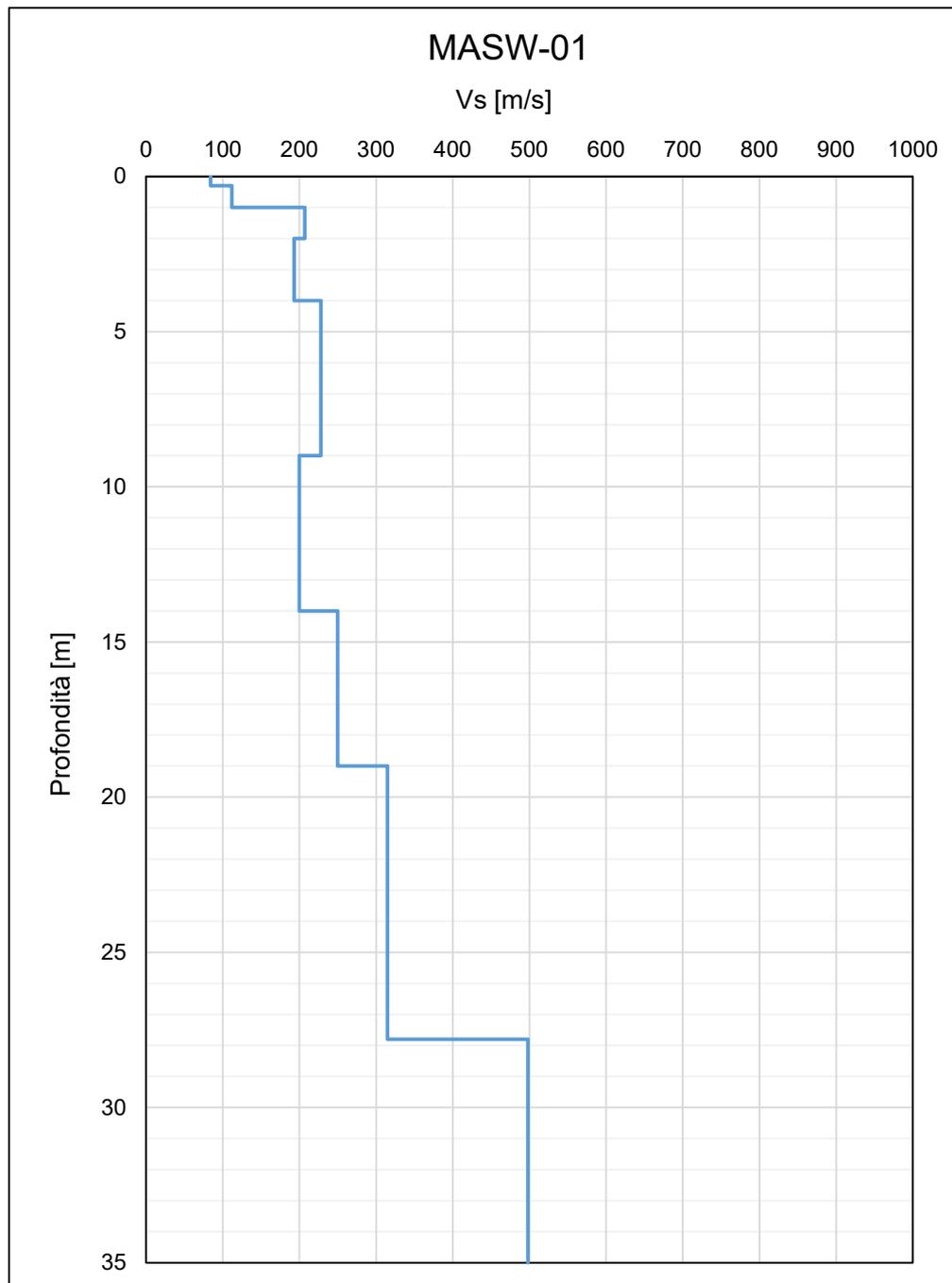


F 58.  $q_c$  e FR da CPTU-11

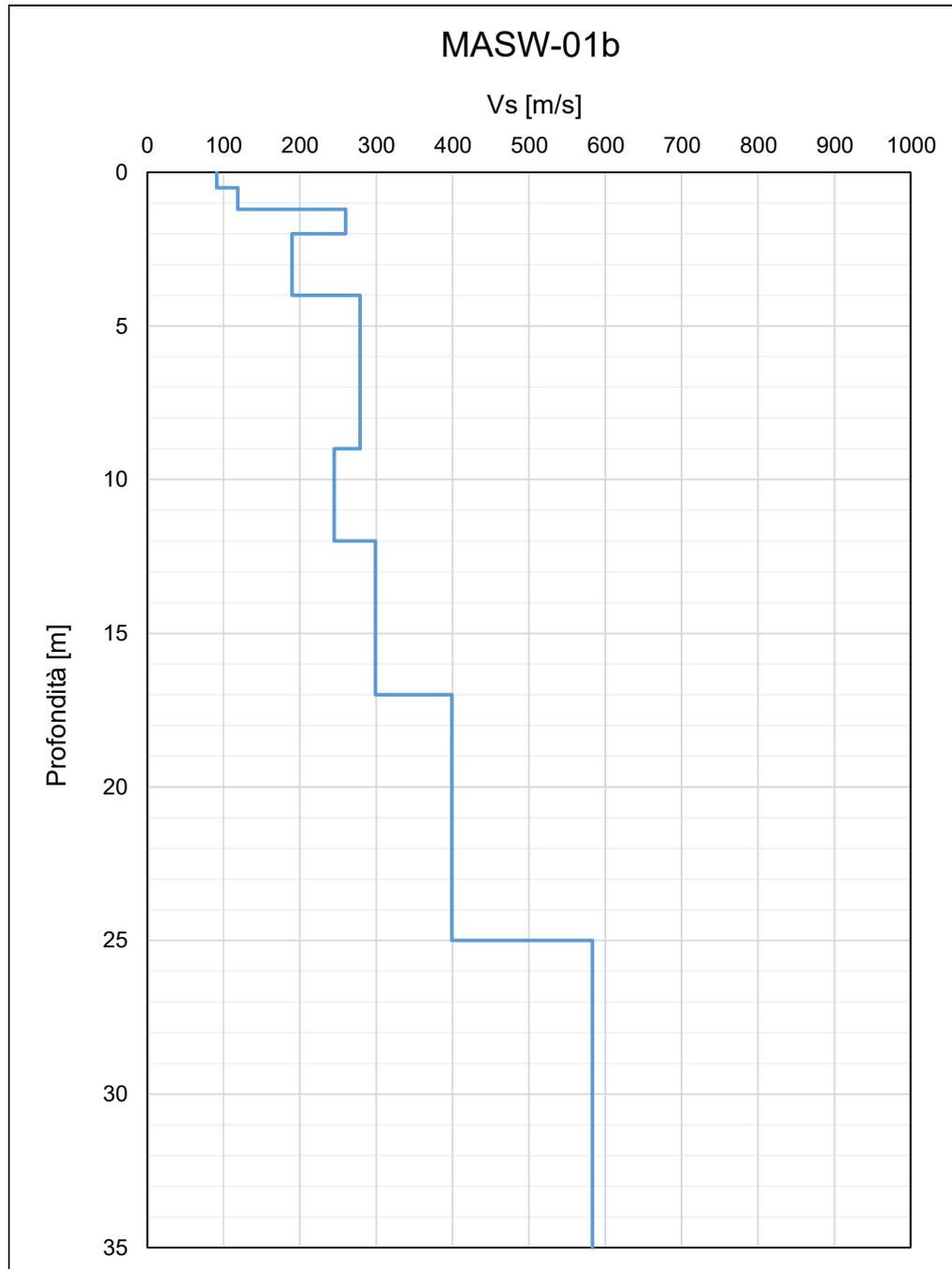


F 59.  $Q_T$  e Fr (Robertson, 1990) da CPTU-11

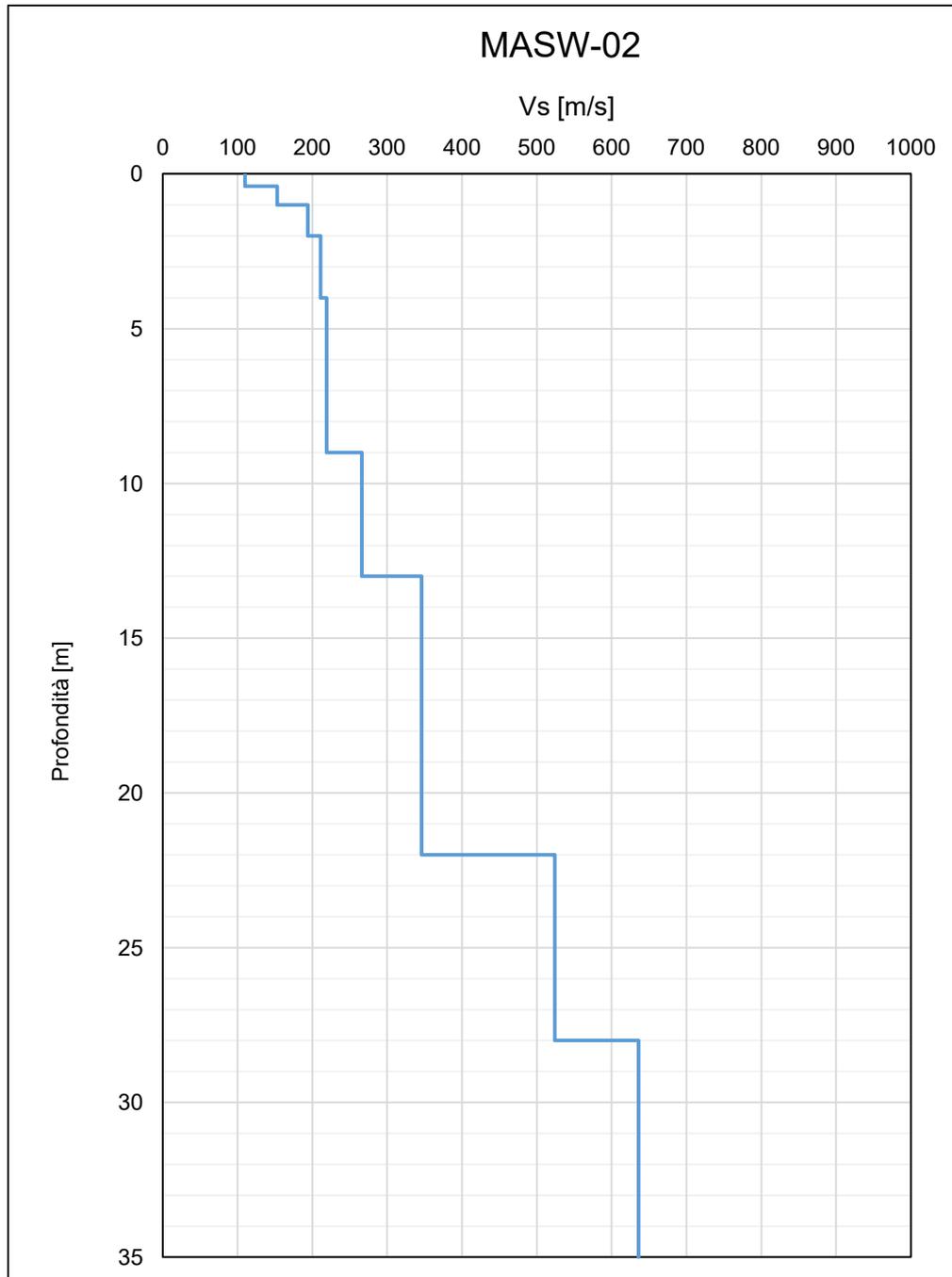
## 7.6 Velocità delle onde di taglio da MASW



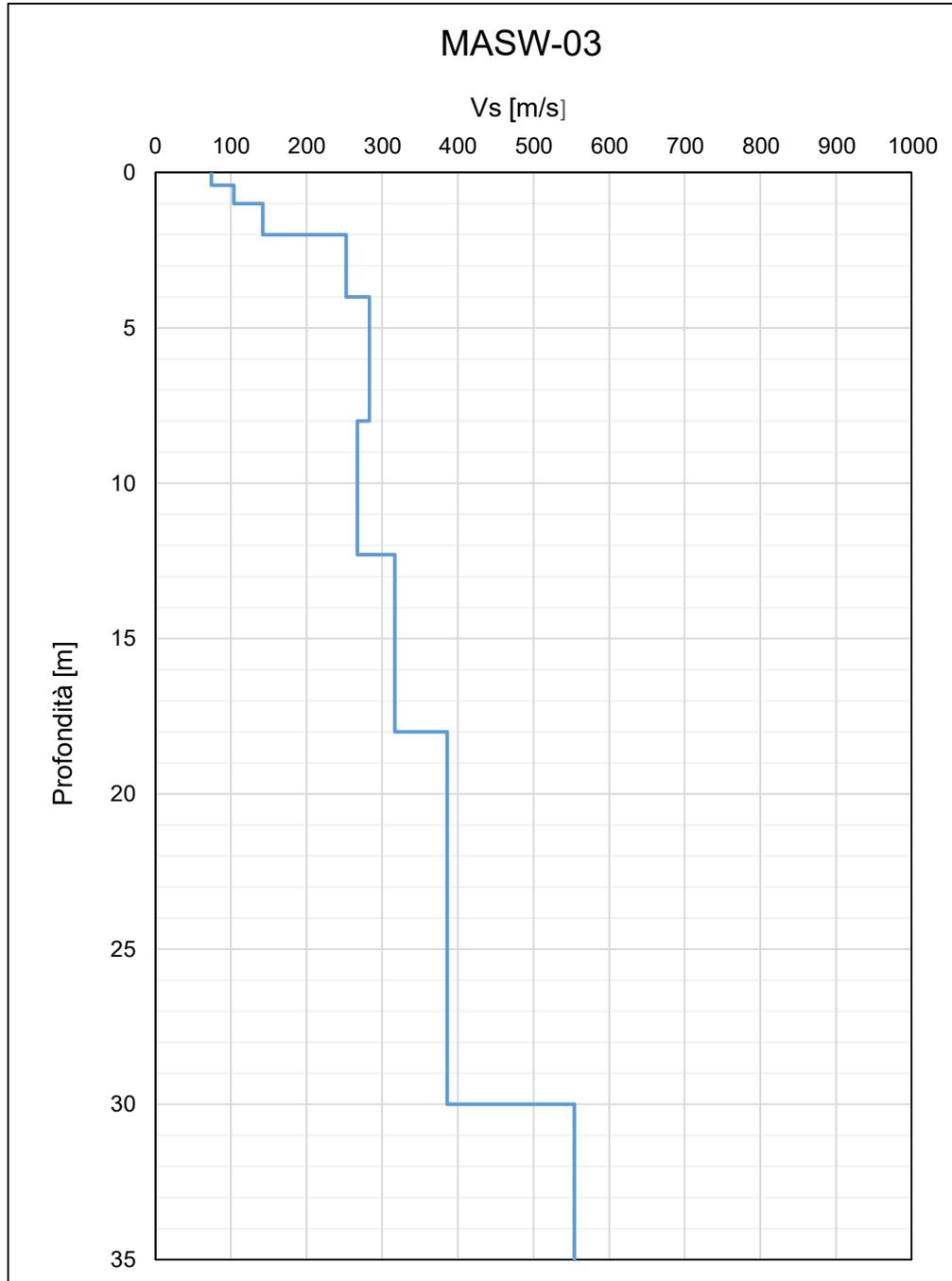
F 60. Vs da MASW-01



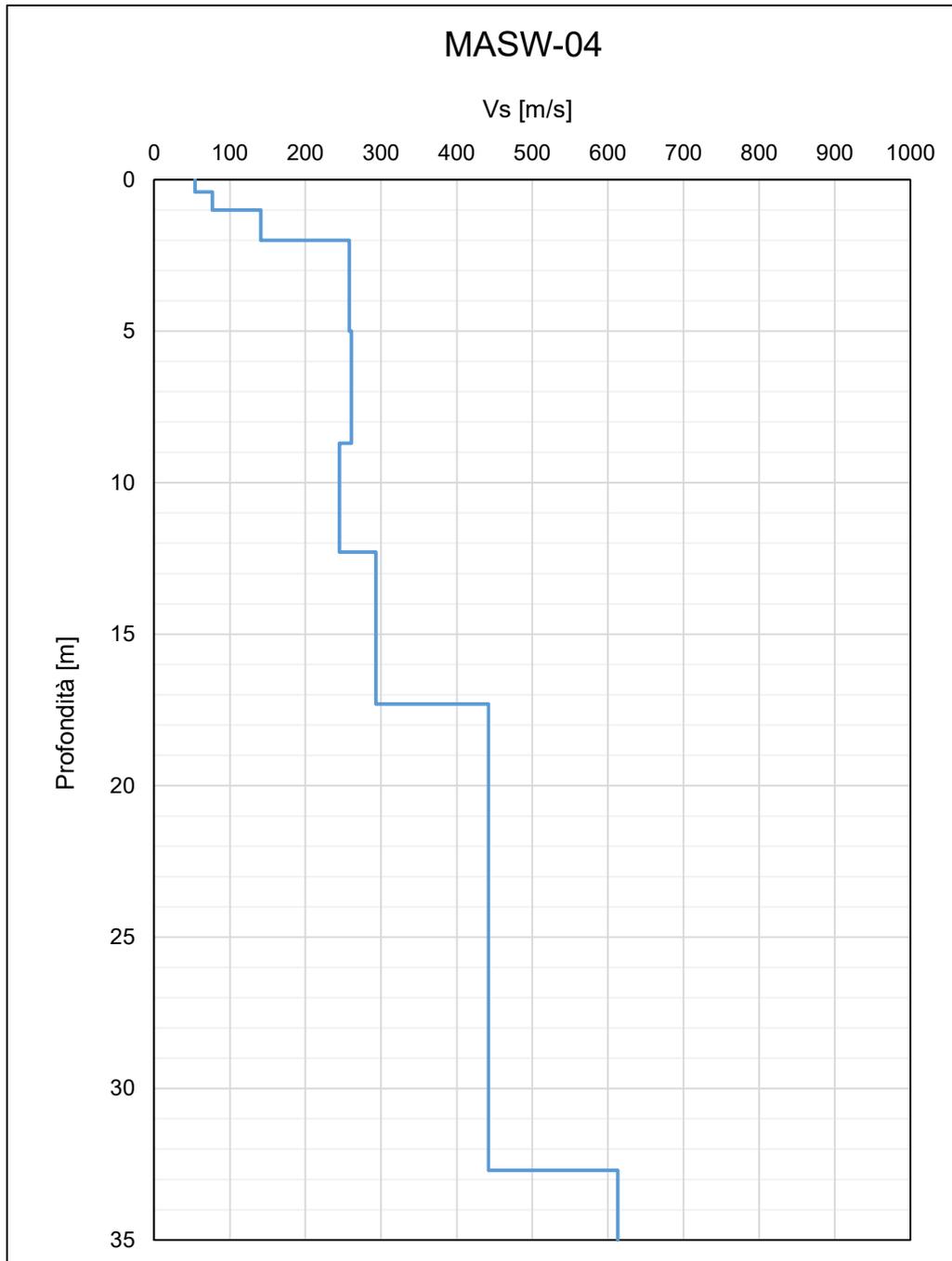
F 61. Vs da MASW-01b



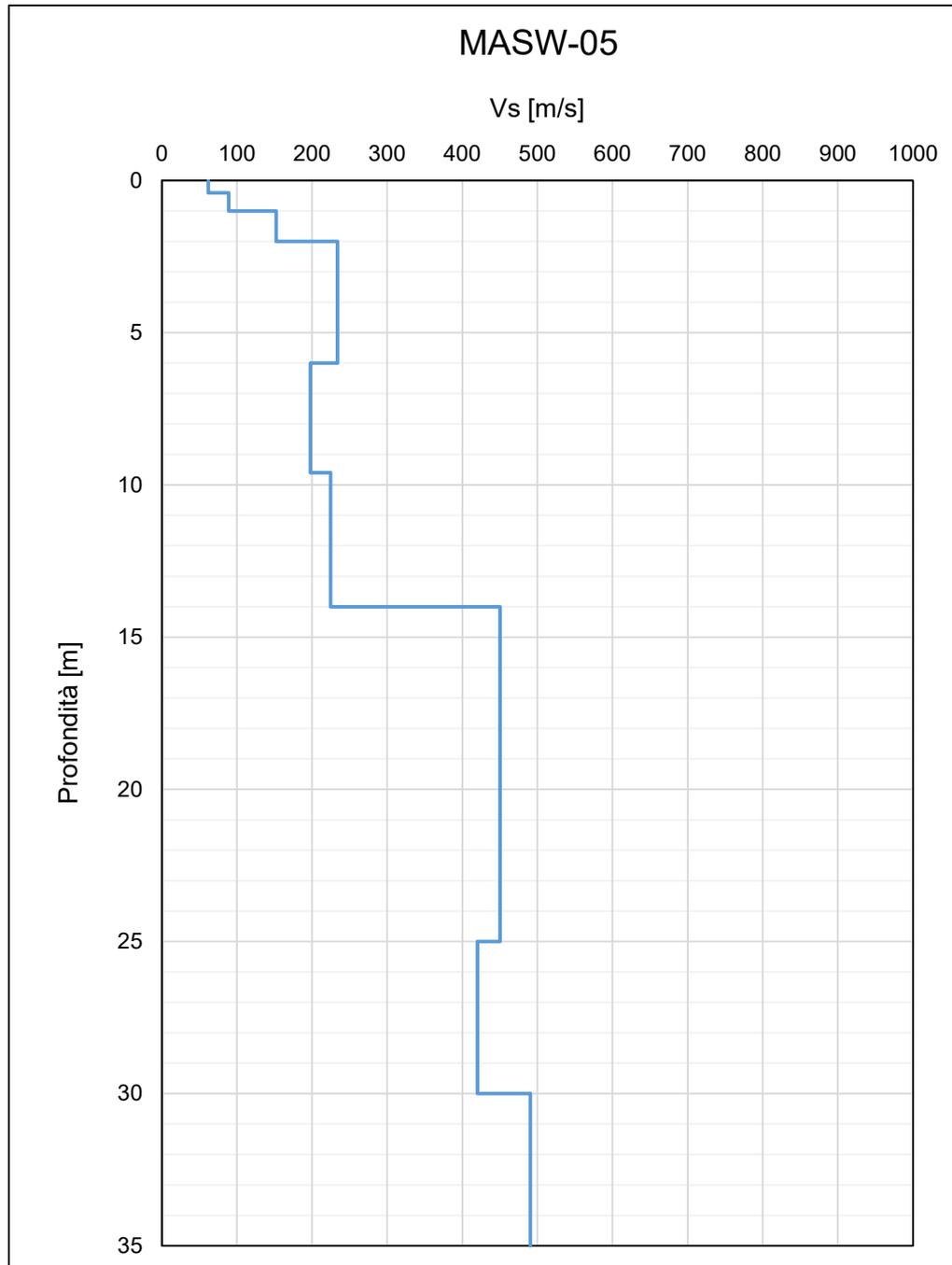
F 62. Vs da MASW-02



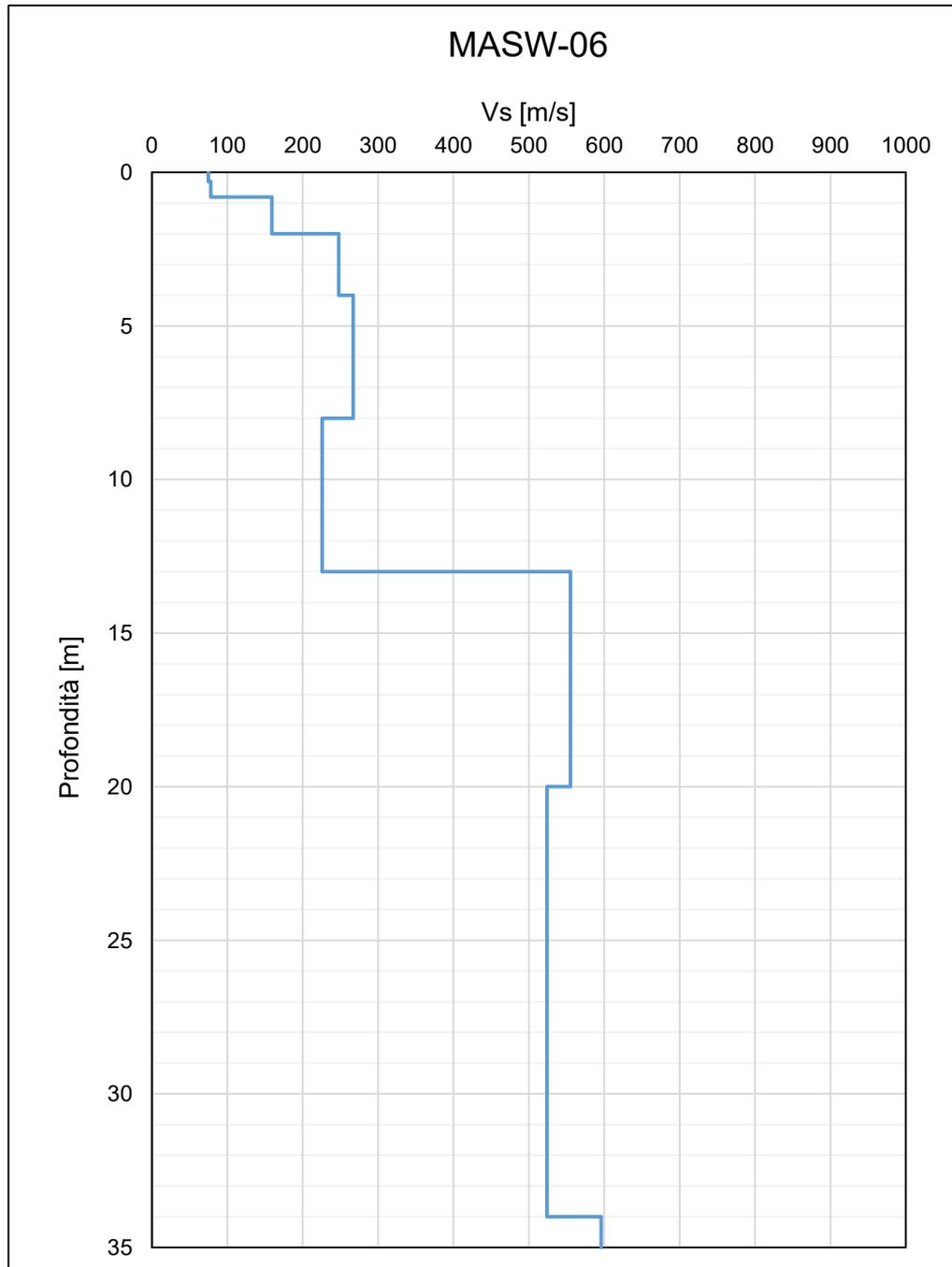
F 63. Vs da MASW-03



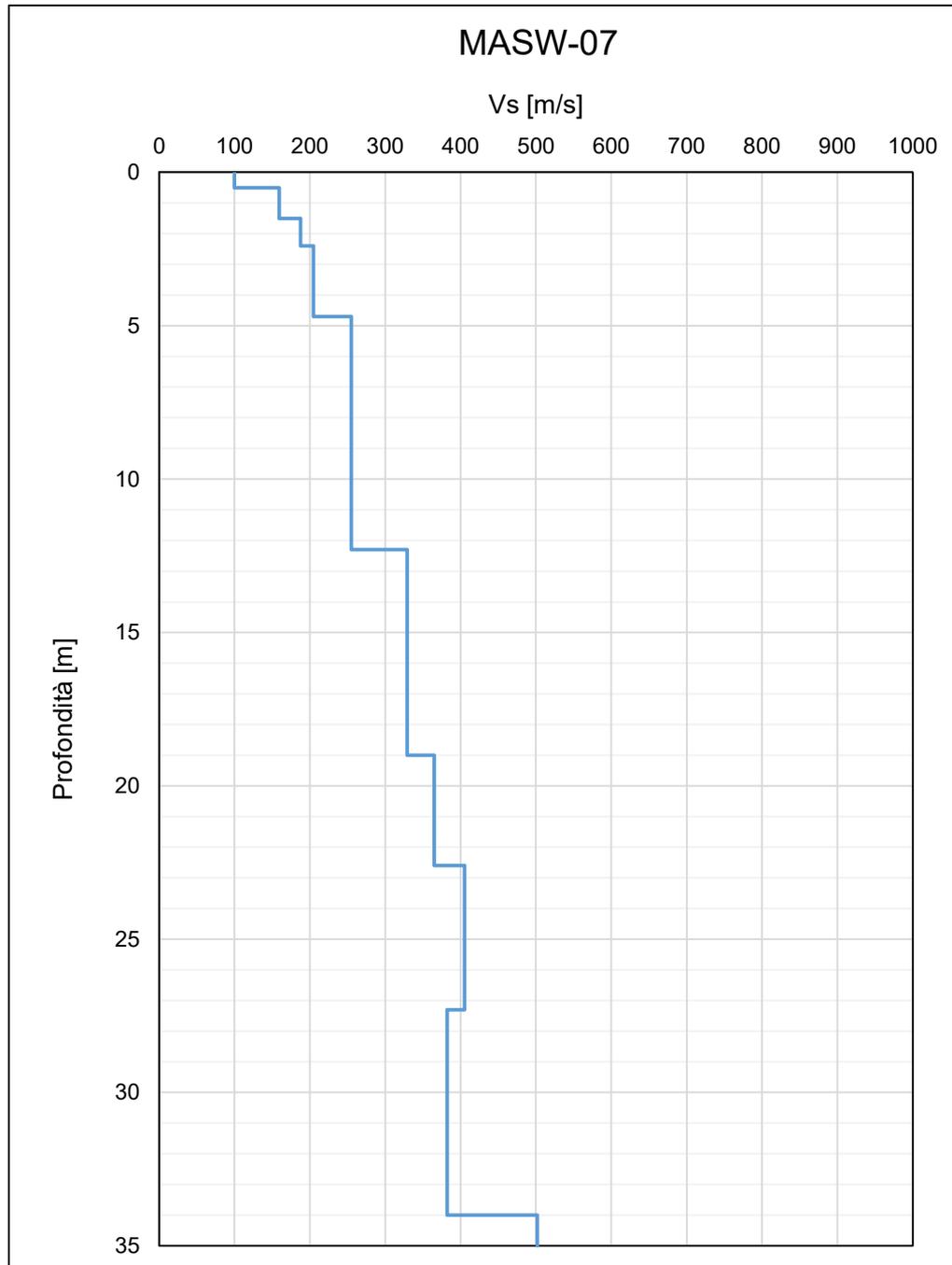
F 64. Vs da MASW-04



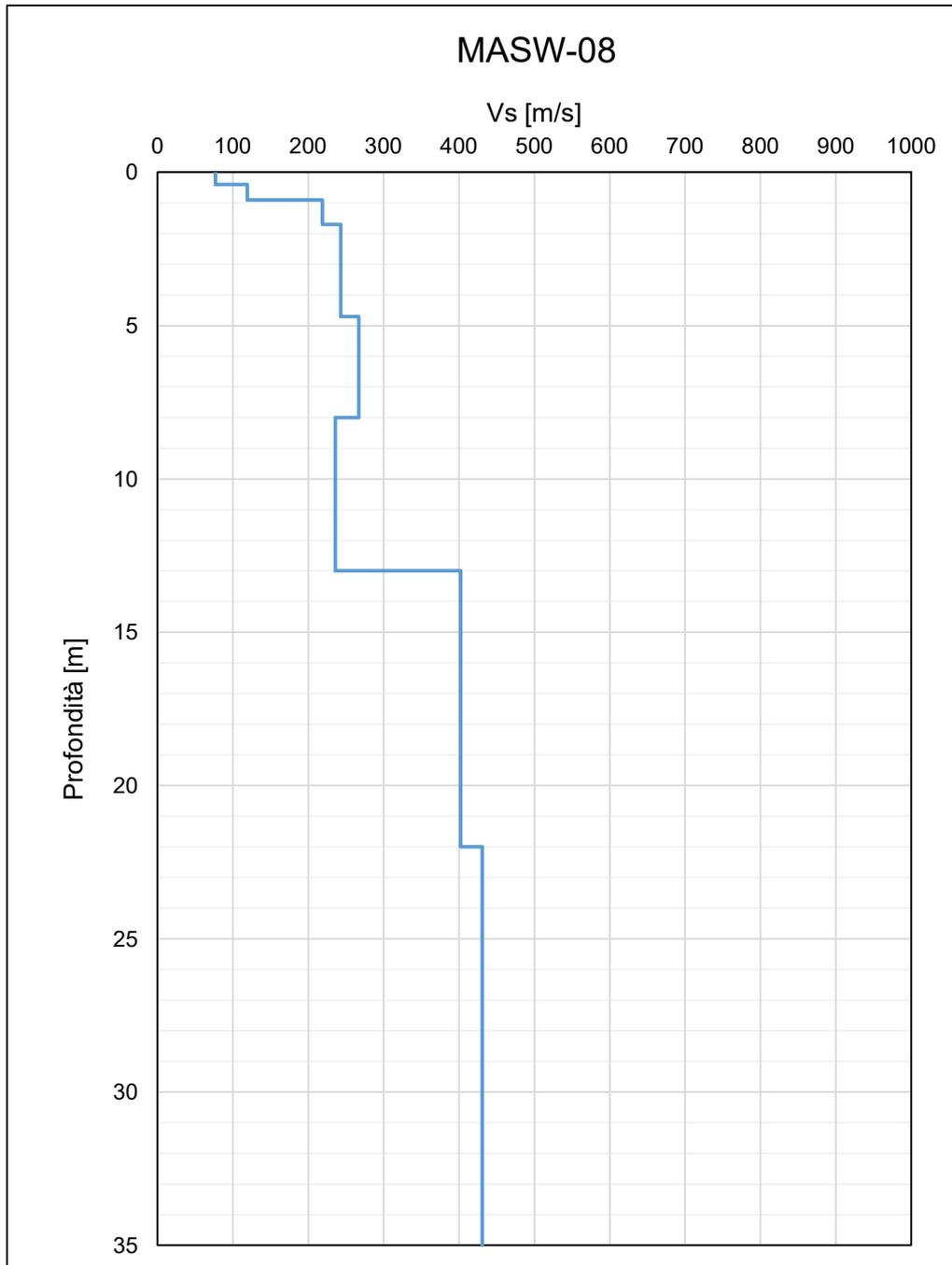
F 65. Vs da MASW-05



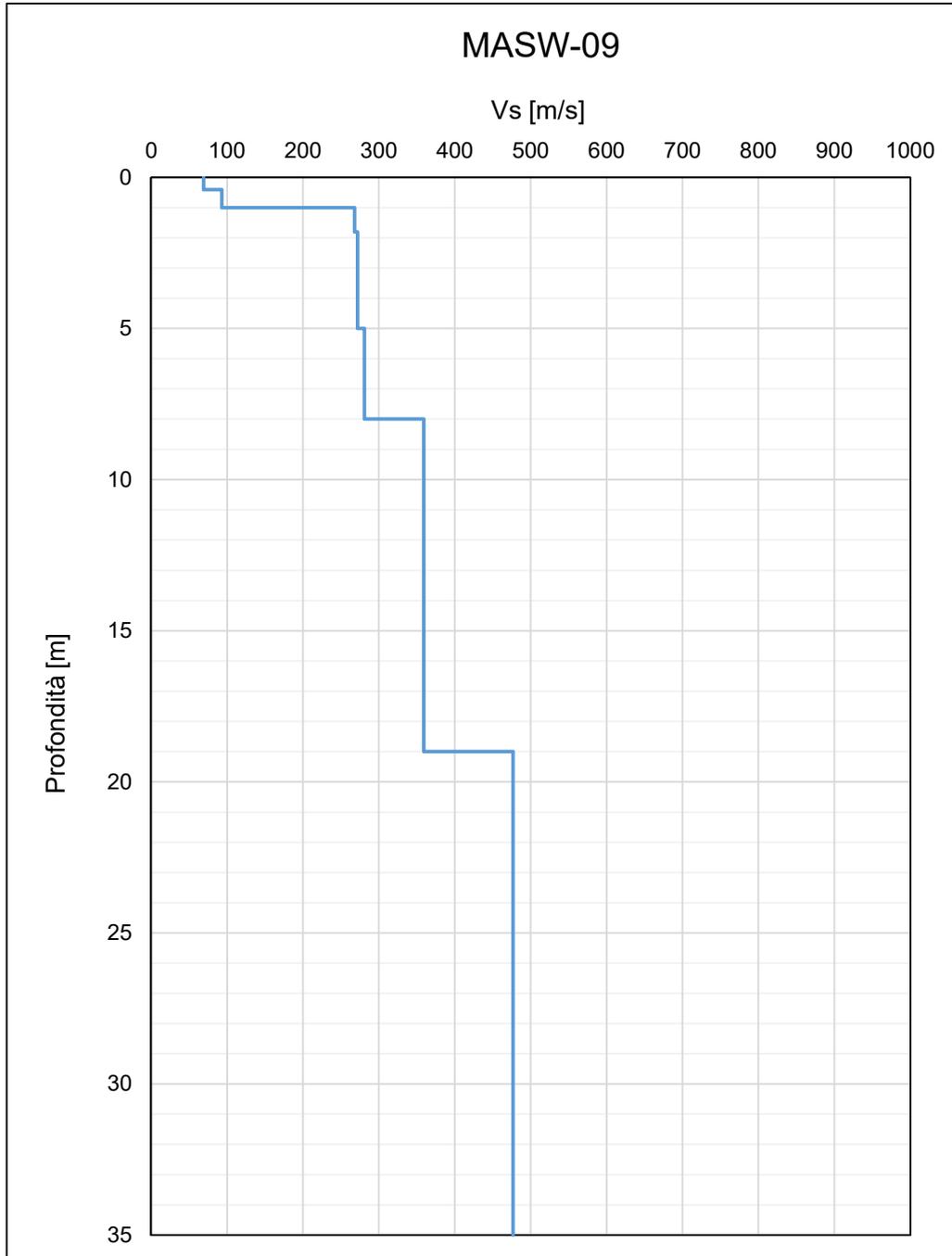
F 66. Vs da MASW-06



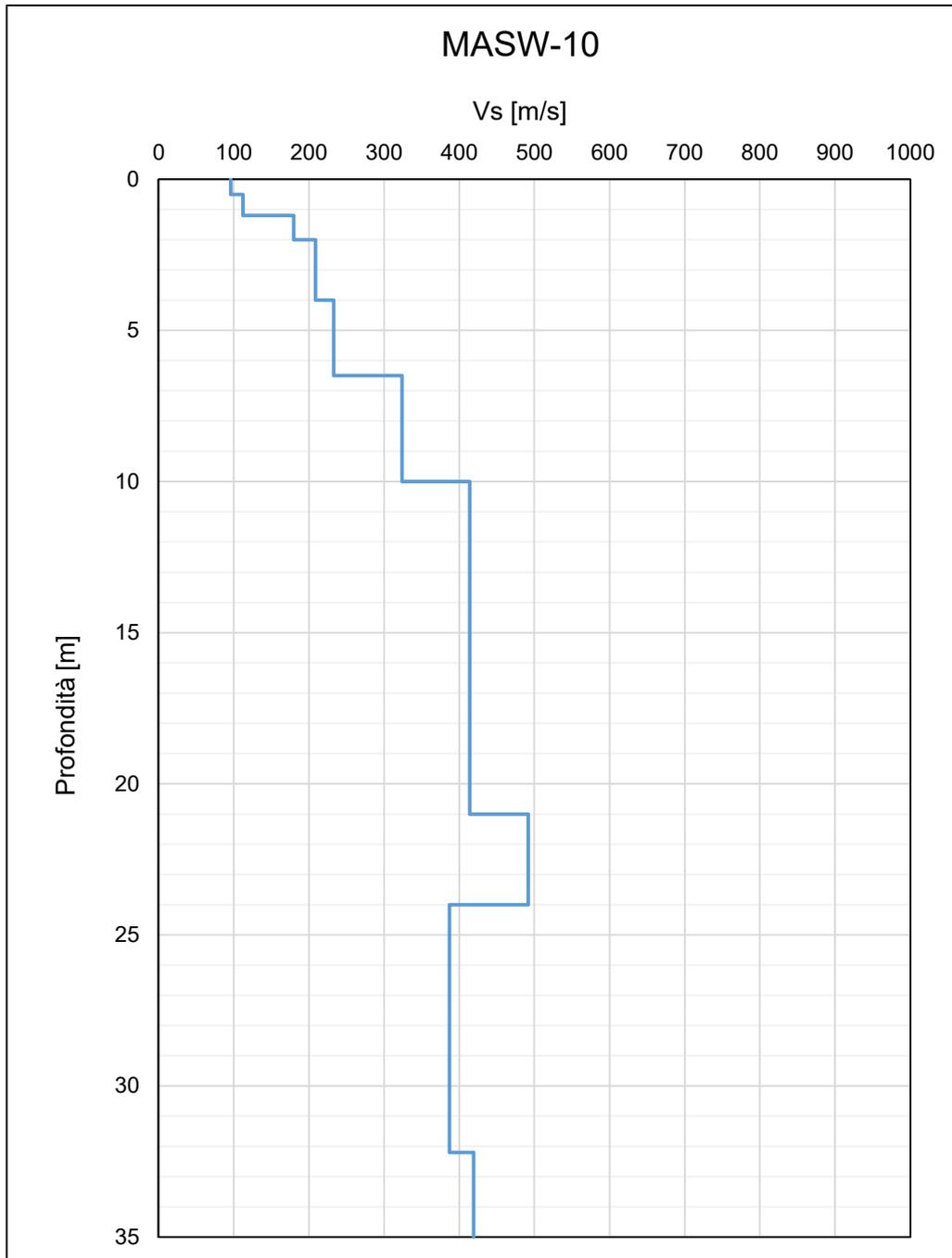
F 67. Vs da MASW-07



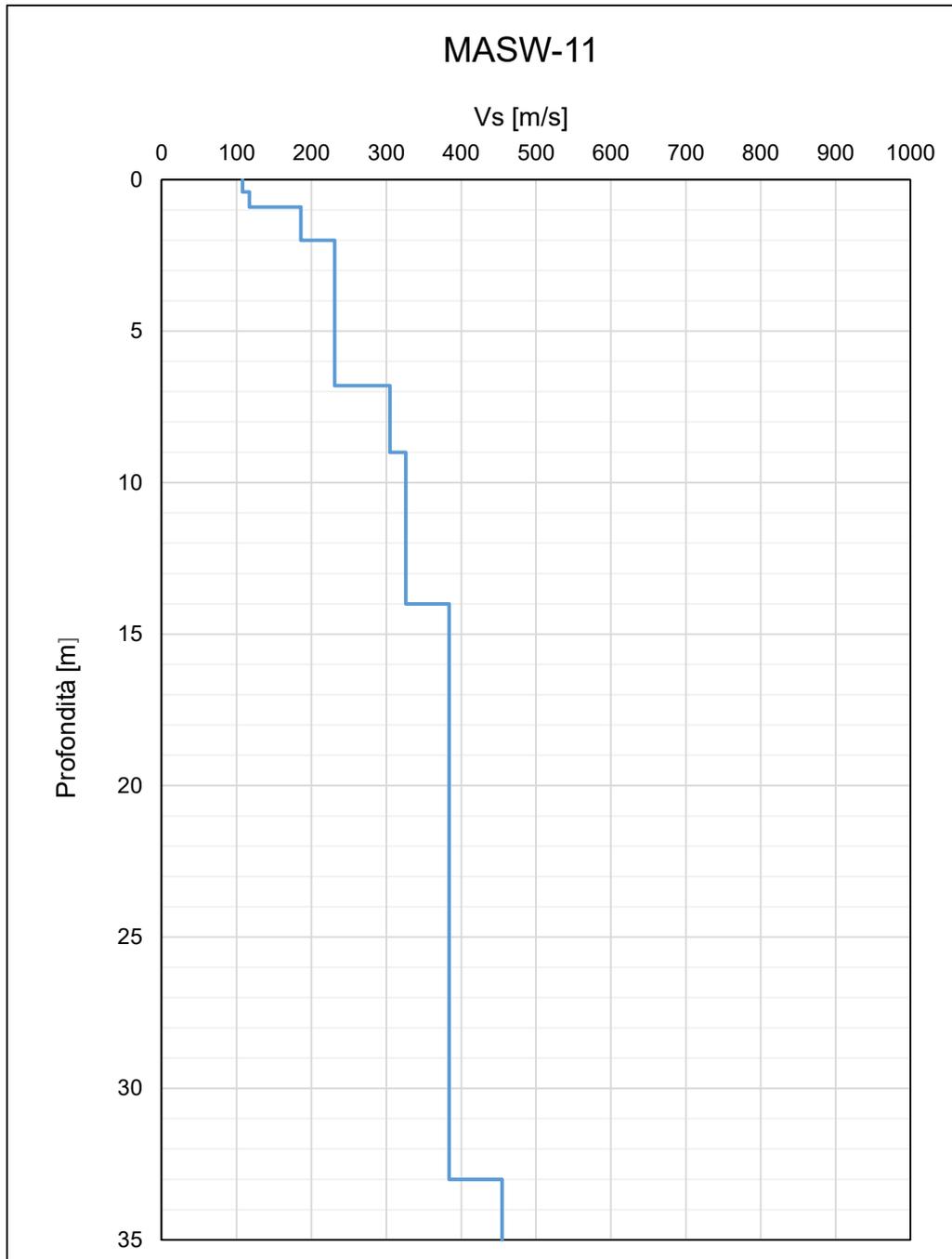
F 68. Vs da MASW-8



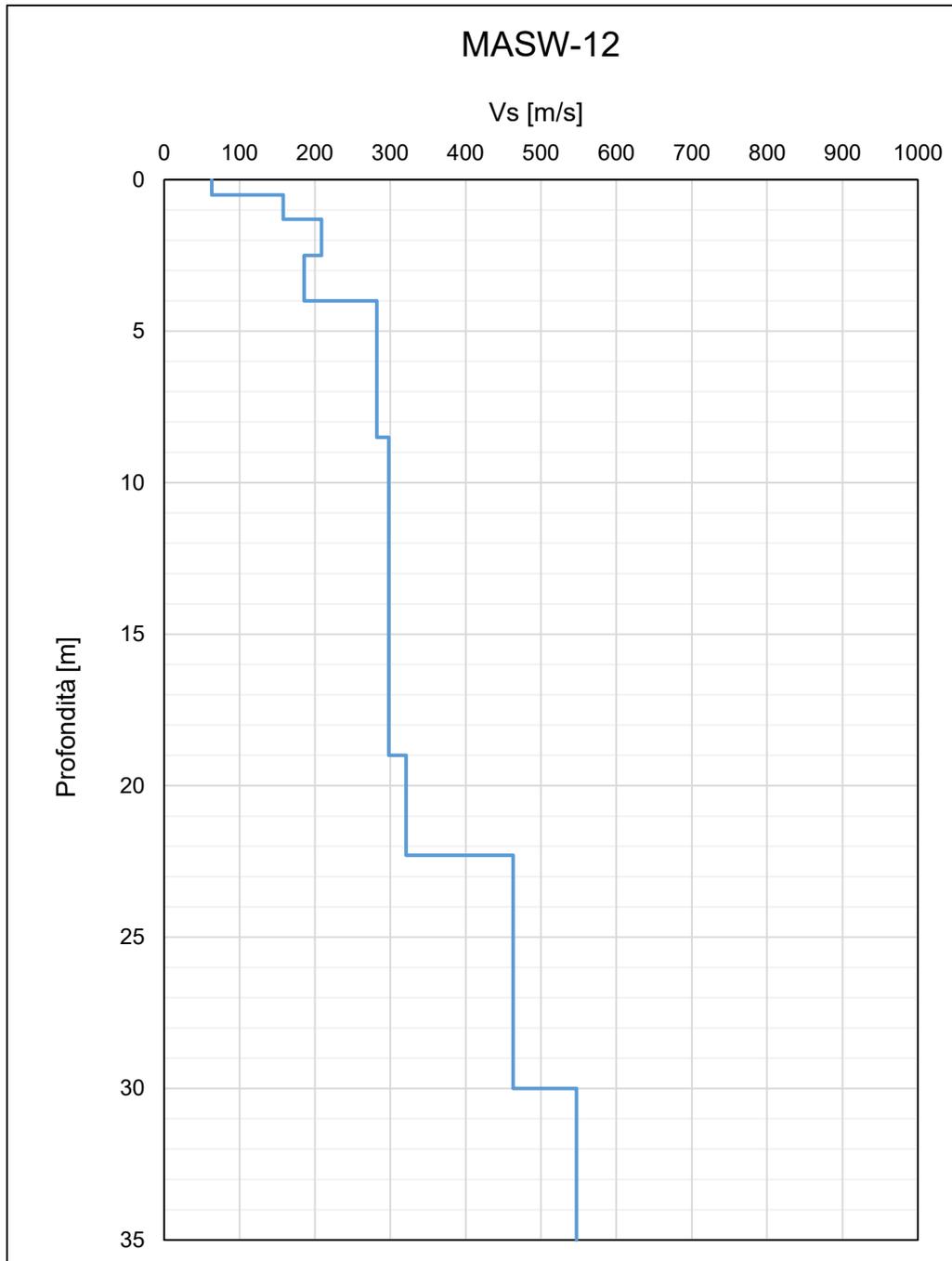
F 69. Vs da MASW-09



F 70. Vs da MASW-10

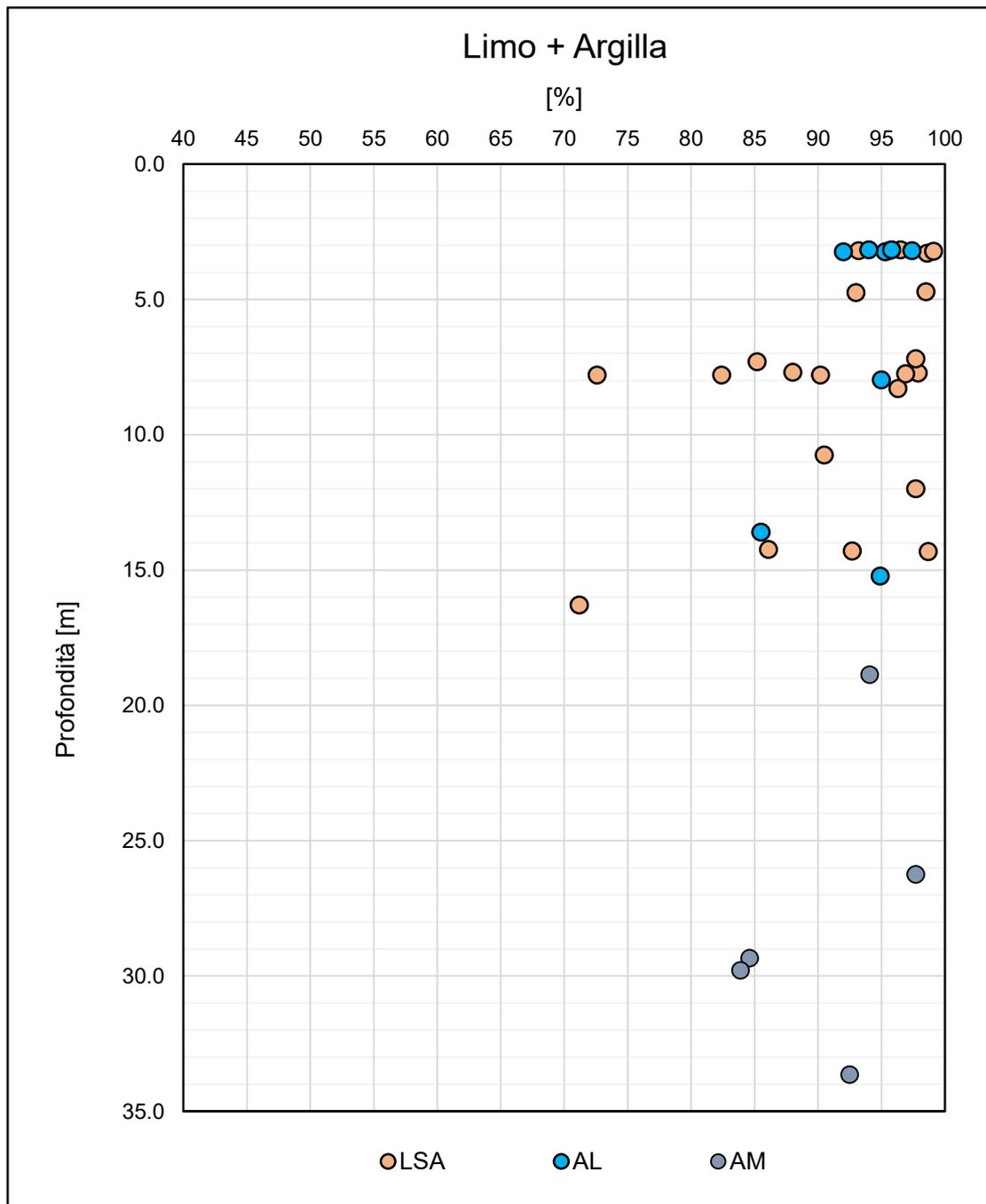


F 71. Vs da MASW-11

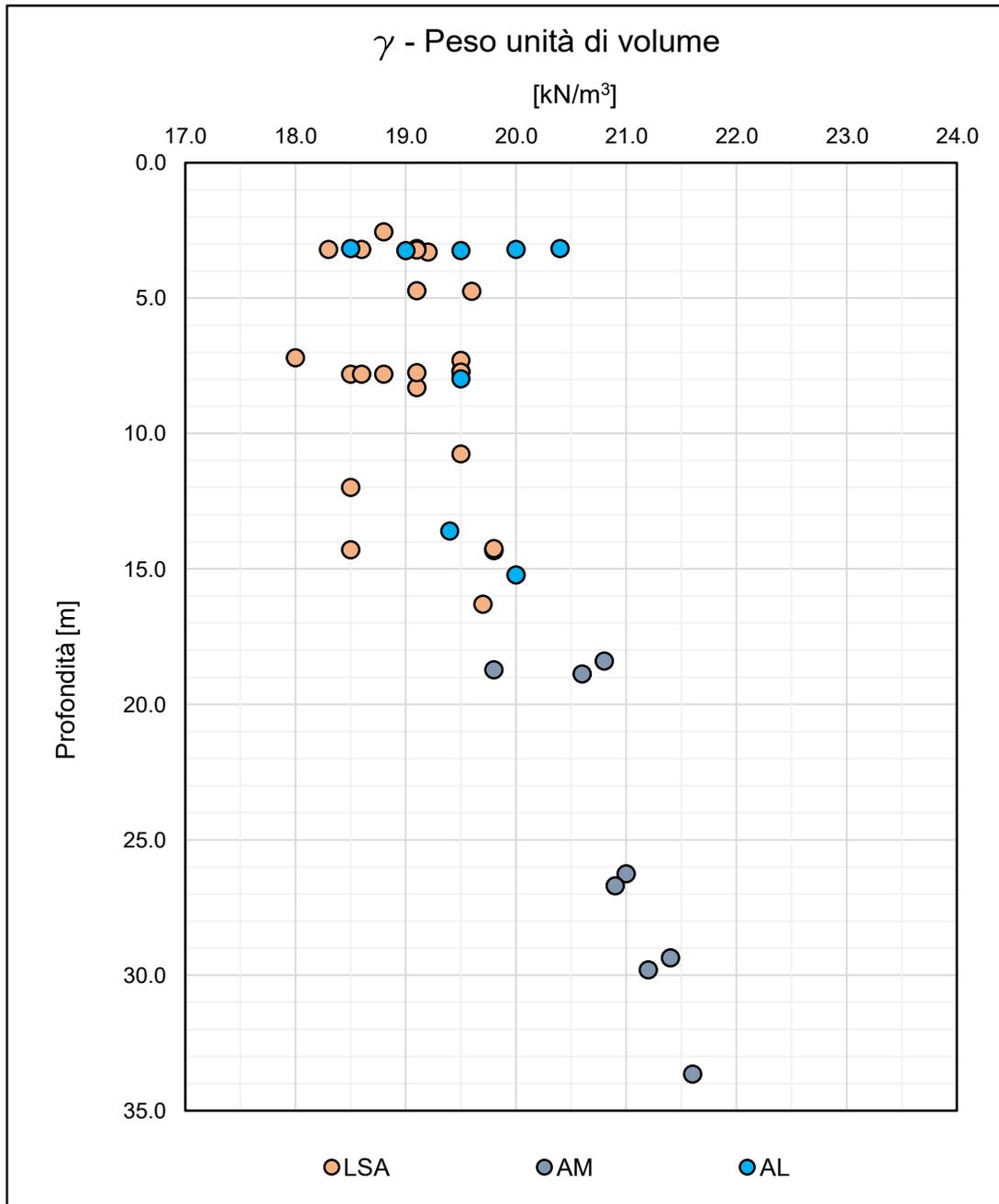


F 72. Vs da MASW-12

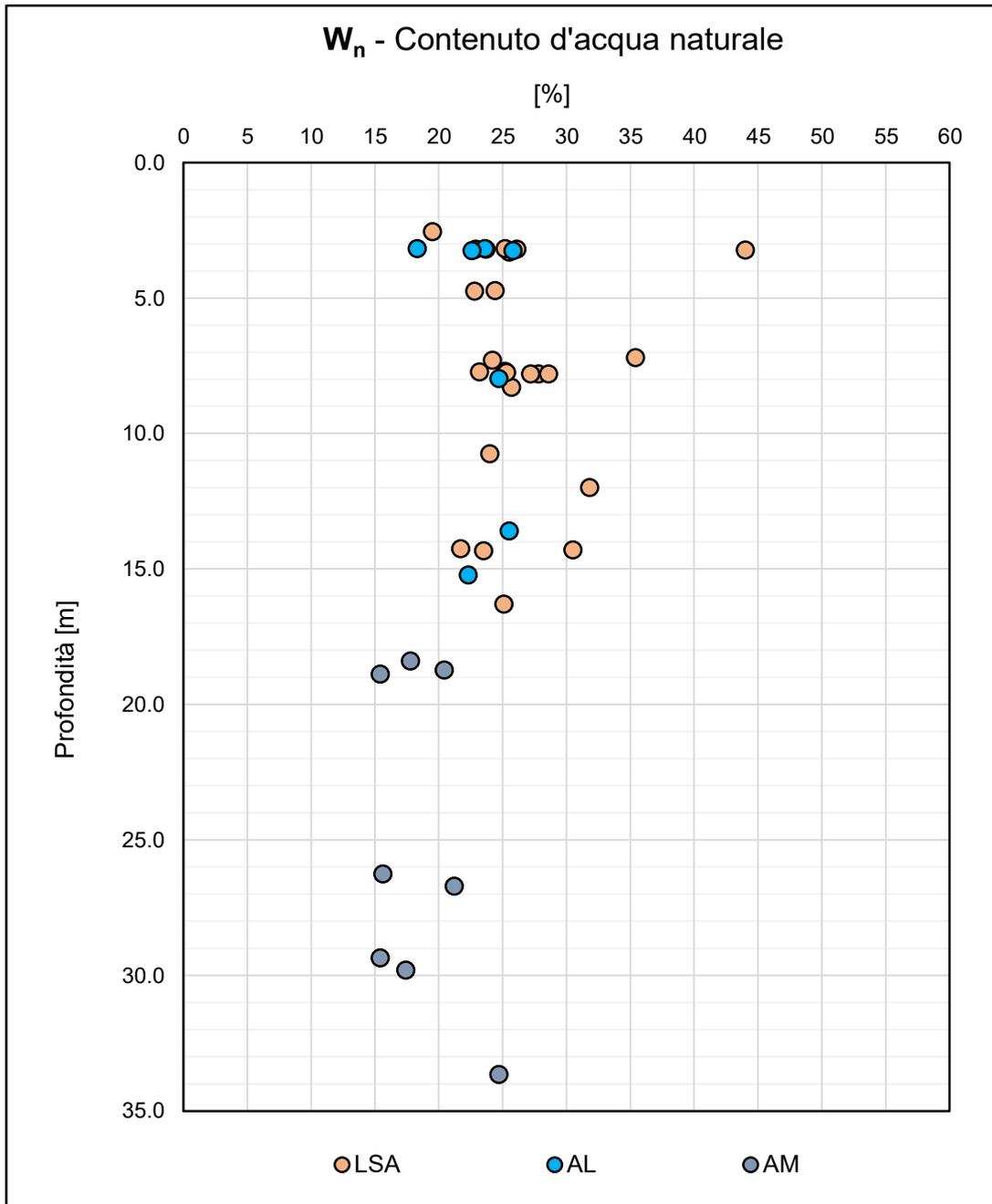
## 7.7 Granulometrie e caratteristiche fisiche



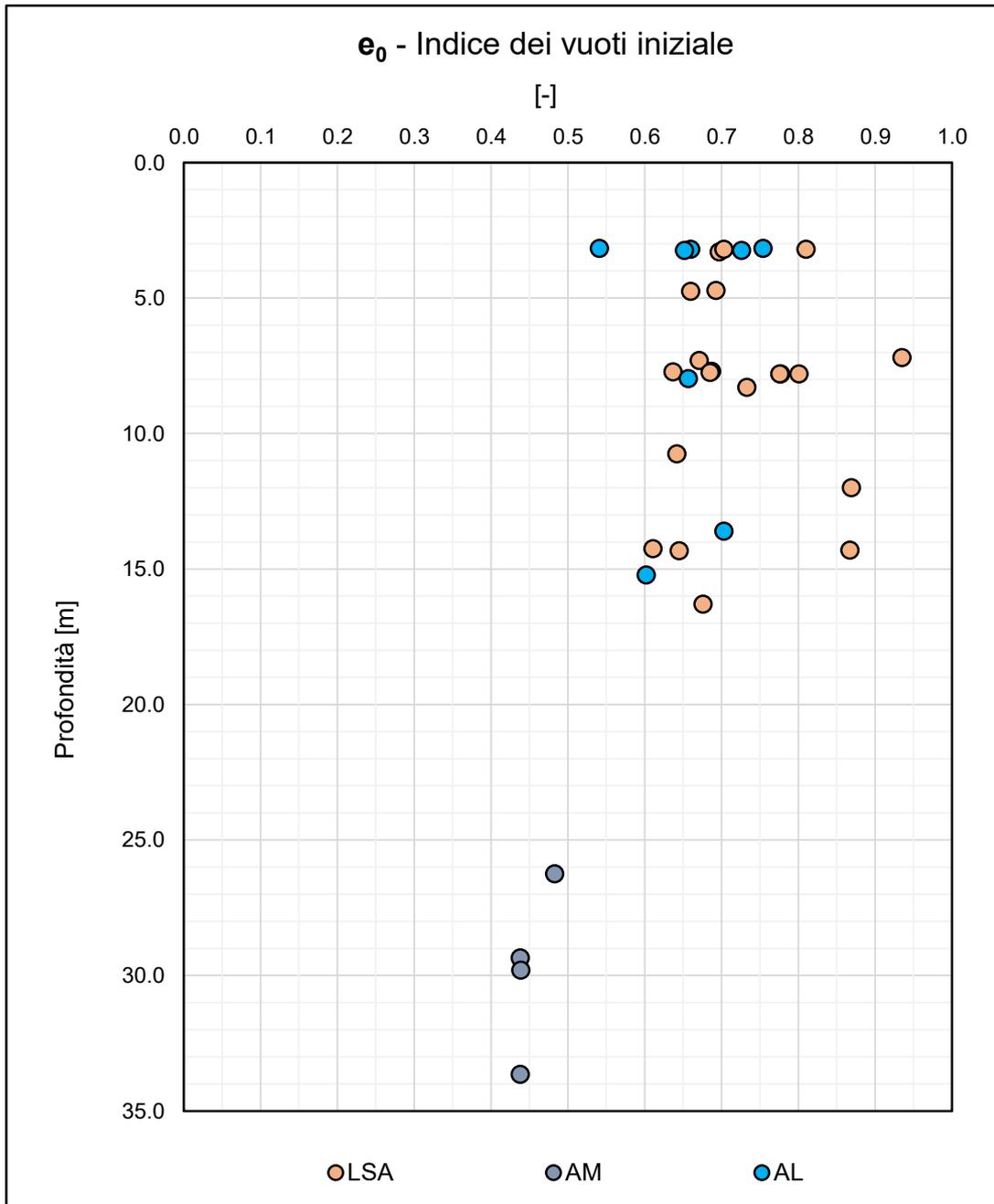
F 73. Granulometria materiali coesivi



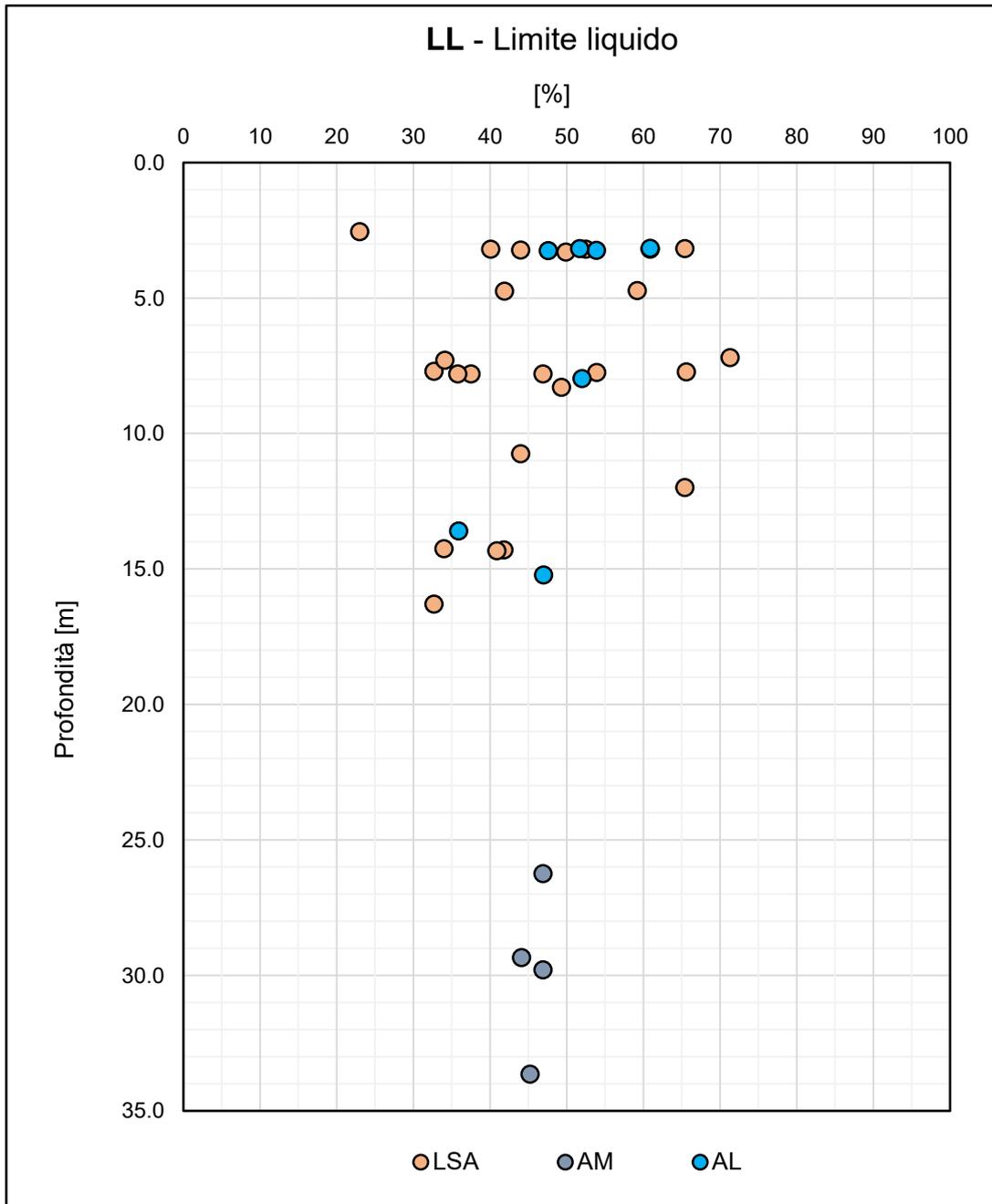
F 74. Peso dell'unità di volume



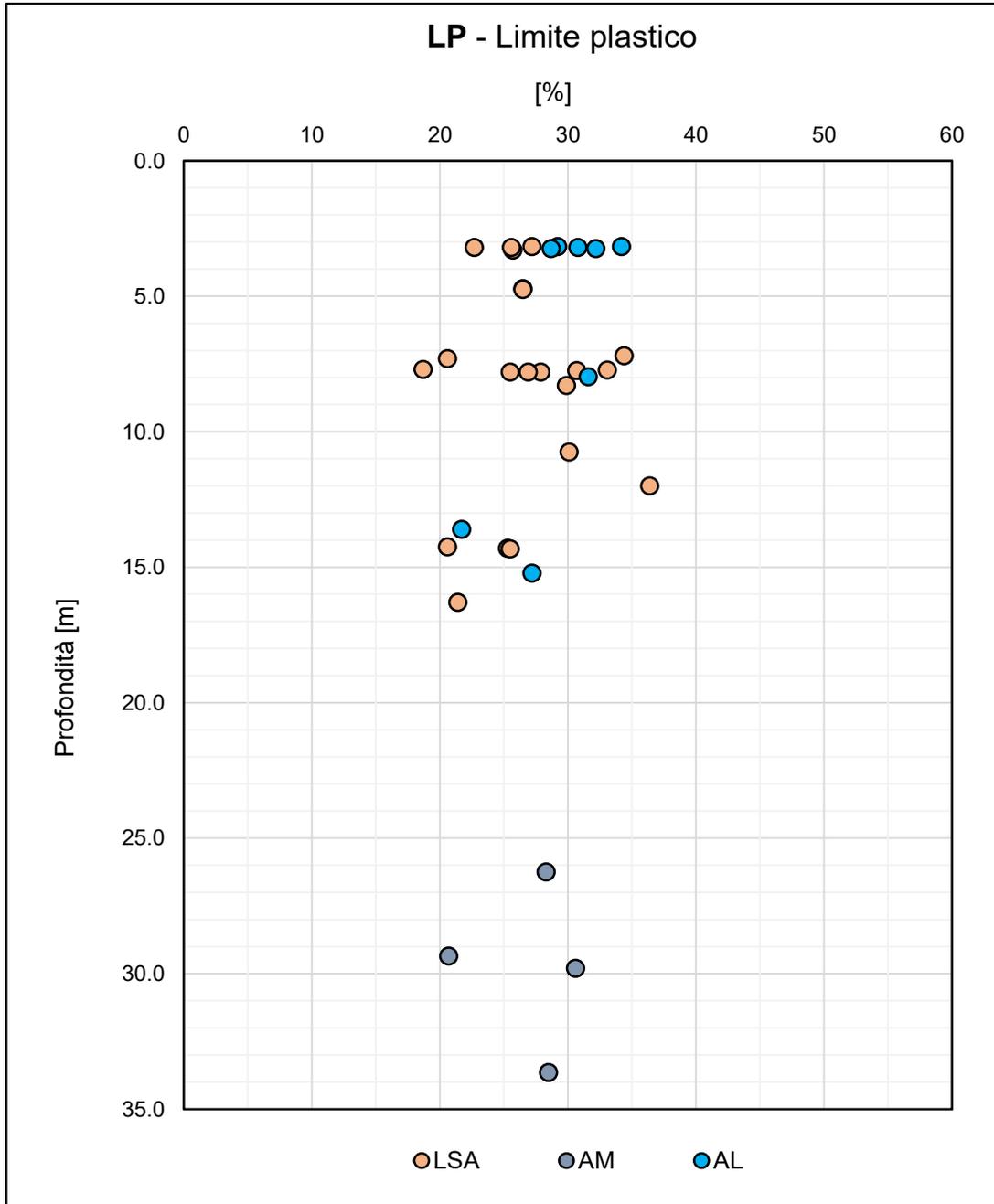
F 75. Contenuto d'acqua naturale



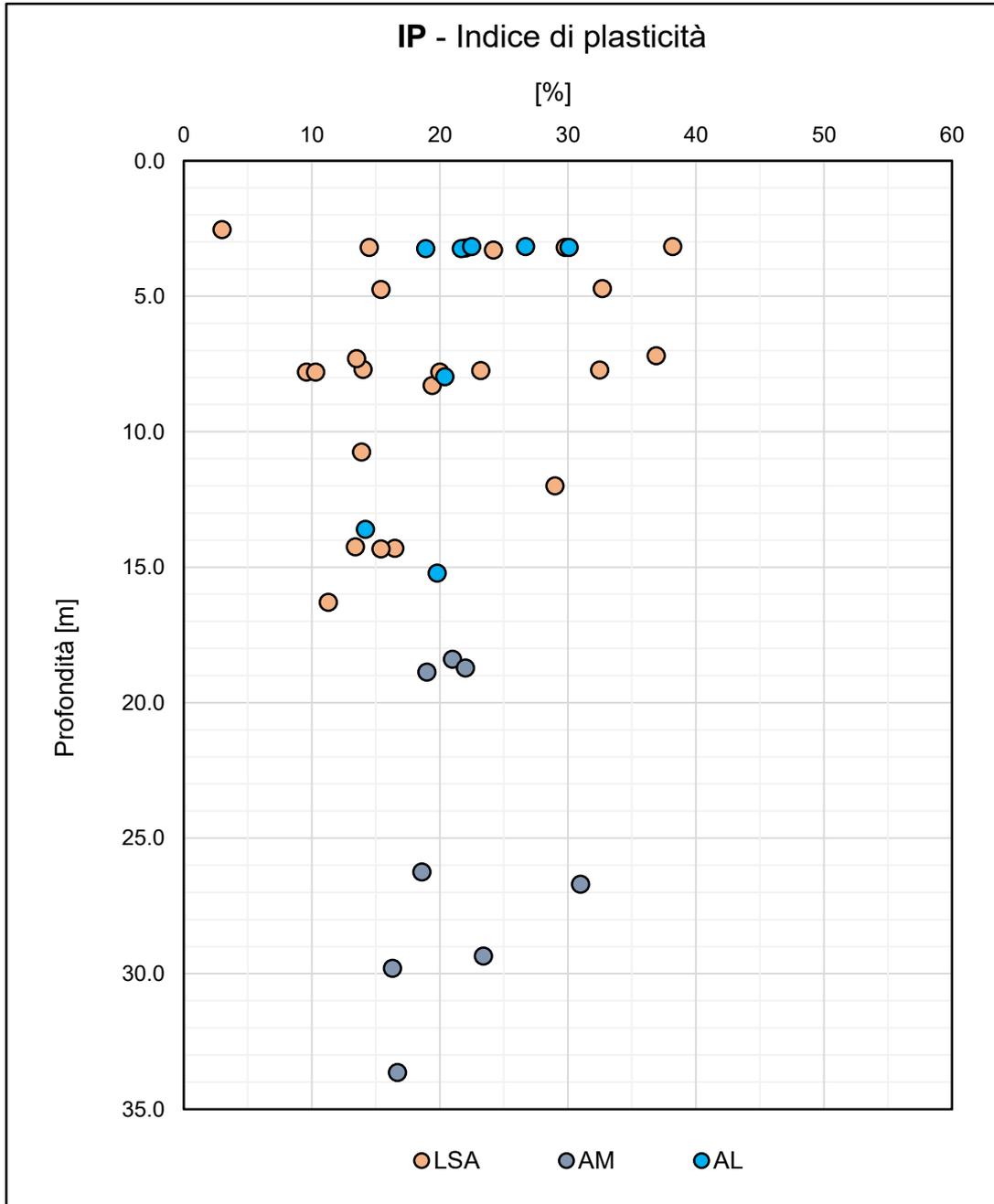
F 76. Indice dei vuoti iniziale



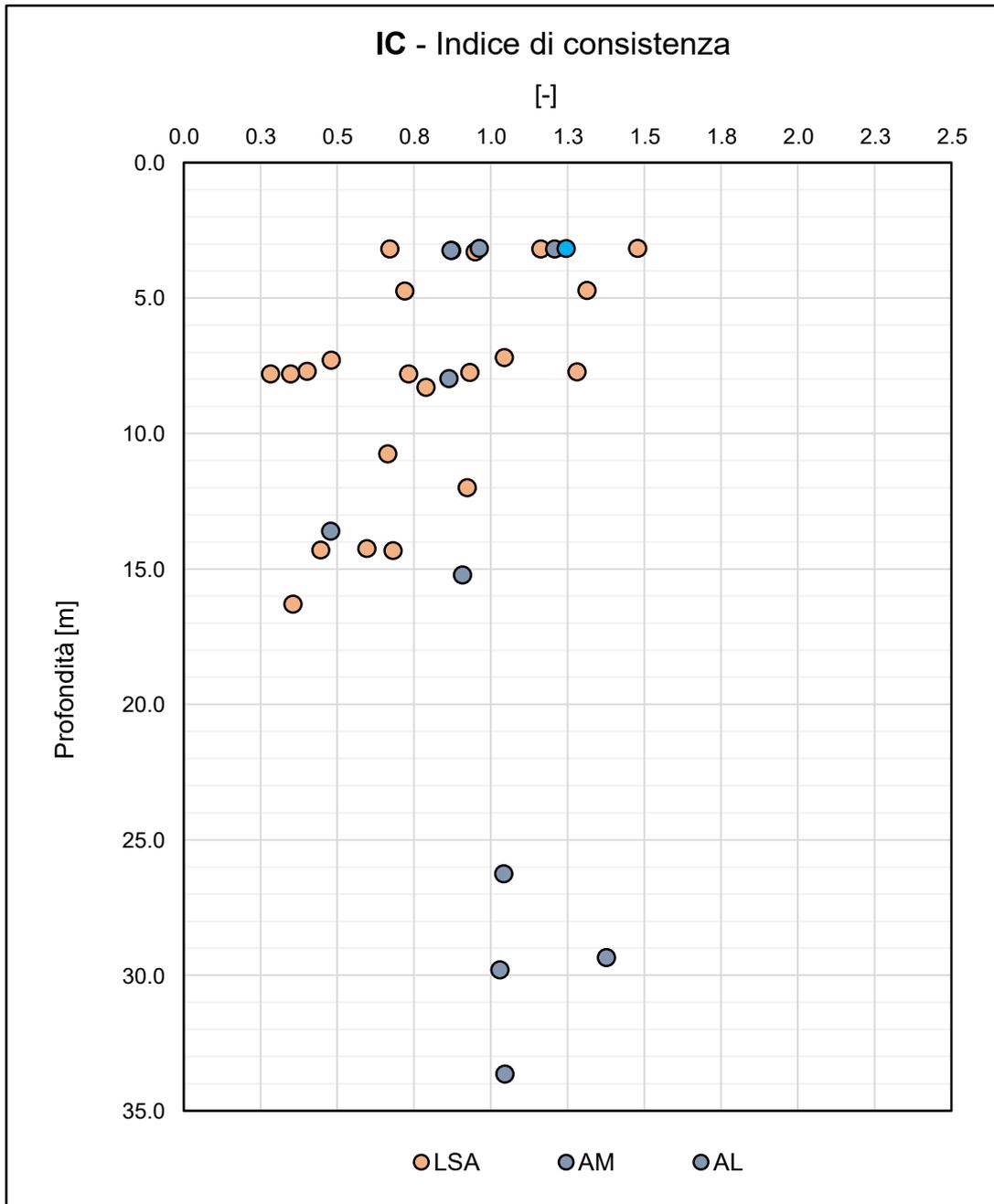
F 77. Limite Liquido



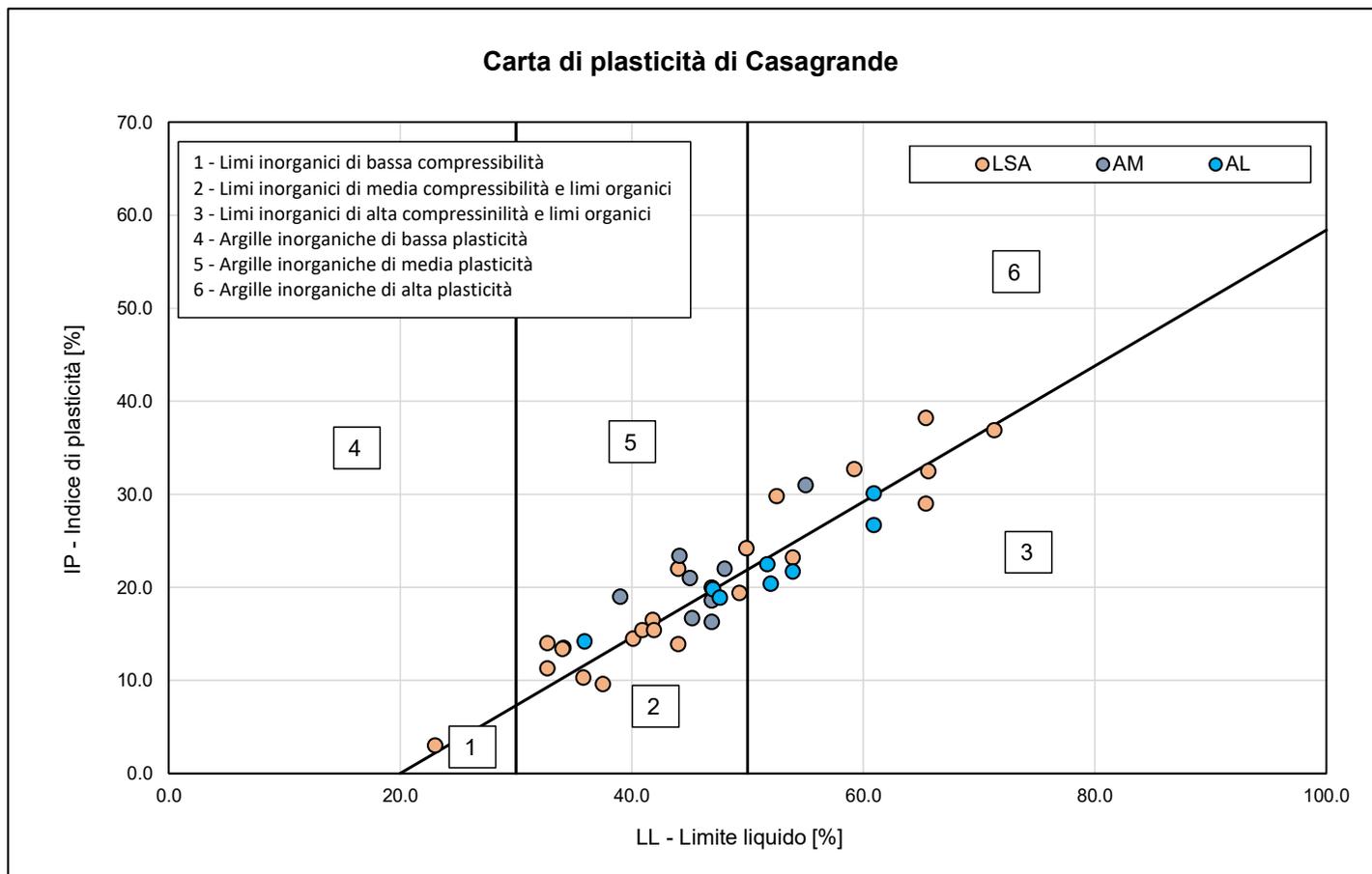
F 78. Limite Plastico



F 79. Indice di Plasticità



F 80. *Indice di Consistenza*



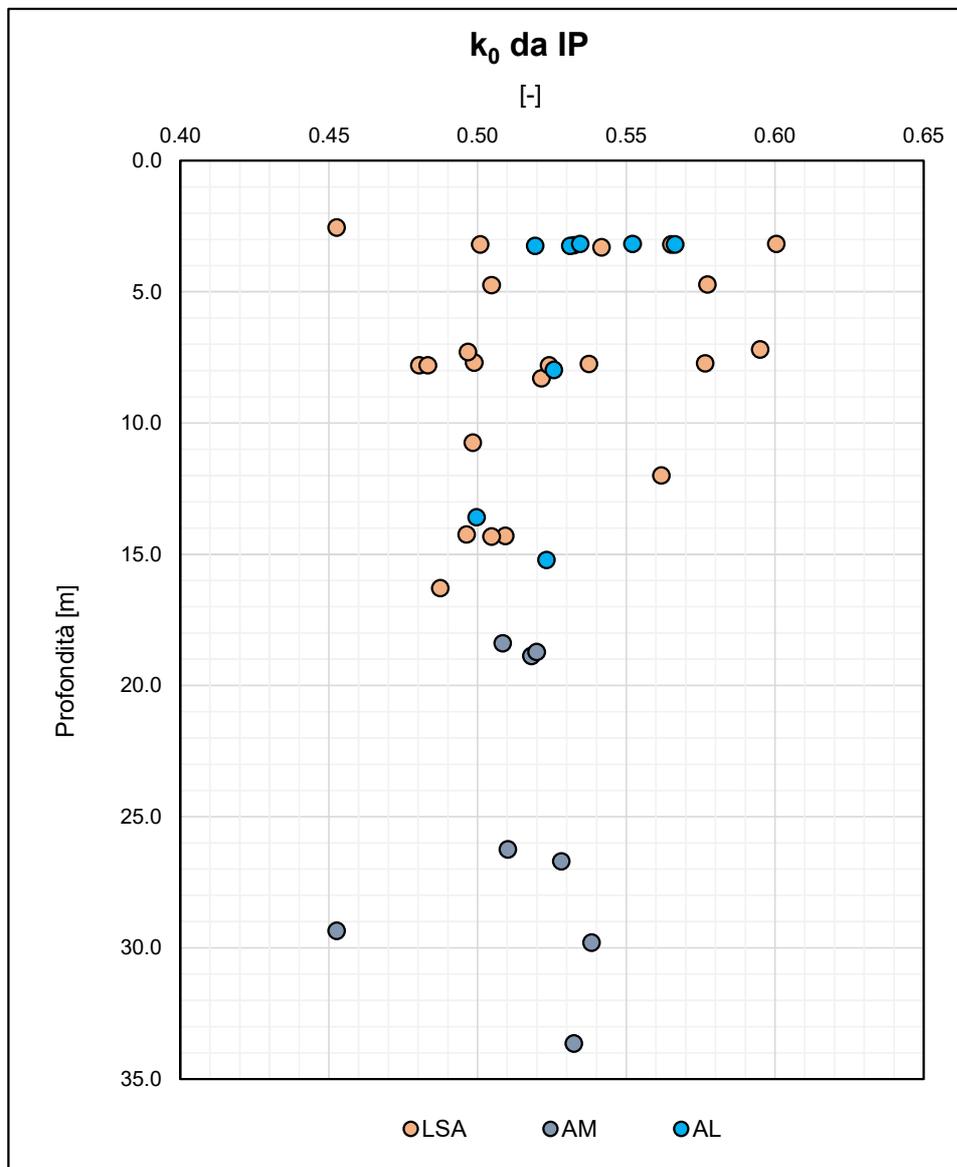
F 81. Carta di plasticità di Casagrande

## 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):

$$k_0(\text{NC}) = 0.44 + 0.42 \cdot (I_p/100)$$

Nella figura F82 sono riportati i valori di  $k_0$  per le unità geotecniche LSA, AL e AM.



F 82. Coefficiente di spinta a riposo in funzione dell'indice di plasticità  $I_p$

Il grado di sovraconsolidazione ( $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{vo}$ ), 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  $\sigma'_{vo}$  (vedi tabella T9 e figura F83).

*T 9. Valori di OCR da prove edometriche*

| Terreno | Sondaggio | Campione | Profondità<br>[m da p.c.] | $\sigma'_{vo}$<br>[kPa] | $\sigma'_p$<br>[kPa] | OCR   |
|---------|-----------|----------|---------------------------|-------------------------|----------------------|-------|
| LSA     | S1        | CI1      | 3.300                     | 62.70                   | 264.30               | 4.22  |
| LSA     | S2        | CI2      | 7.300                     | 138.70                  | 511.80               | 3.69  |
| AL      | S4        | CI1      | 3.250                     | 63.38                   | 487.70               | 7.70  |
| LSA     | S4        | CI2      | 8.300                     | 157.70                  | 289.80               | 1.84  |
| AL      | S5        | CI1      | 3.200                     | 60.80                   | 404.80               | 6.66  |
| LSA     | S5        | CI2      | 10.750                    | 204.25                  | 139.70               | 0.68  |
| AL      | S6        | CI1      | 3.175                     | 60.33                   | 414.90               | 6.88  |
| LSA     | S7        | CI1      | 4.725                     | 89.78                   | 462.00               | 5.15  |
| AM      | S9        | CI4      | 29.350                    | 450.00                  | 377.50               | 0.84  |
| LSA     | S10       | CI1      | 3.175                     | 60.33                   | 369.90               | 6.13  |
| LSA     | S12       | CI1      | 4.750                     | 90.25                   | 201.40               | 2.23  |
| LSA     | S12       | CI2b     | 7.800                     | 148.20                  | 542.80               | 3.66  |
| AL      | S13       | CI1      | 3.250                     | 61.75                   | 661.60               | 10.71 |
| AL      | S13       | CI2      | 7.975                     | 151.53                  | 307.90               | 2.03  |

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

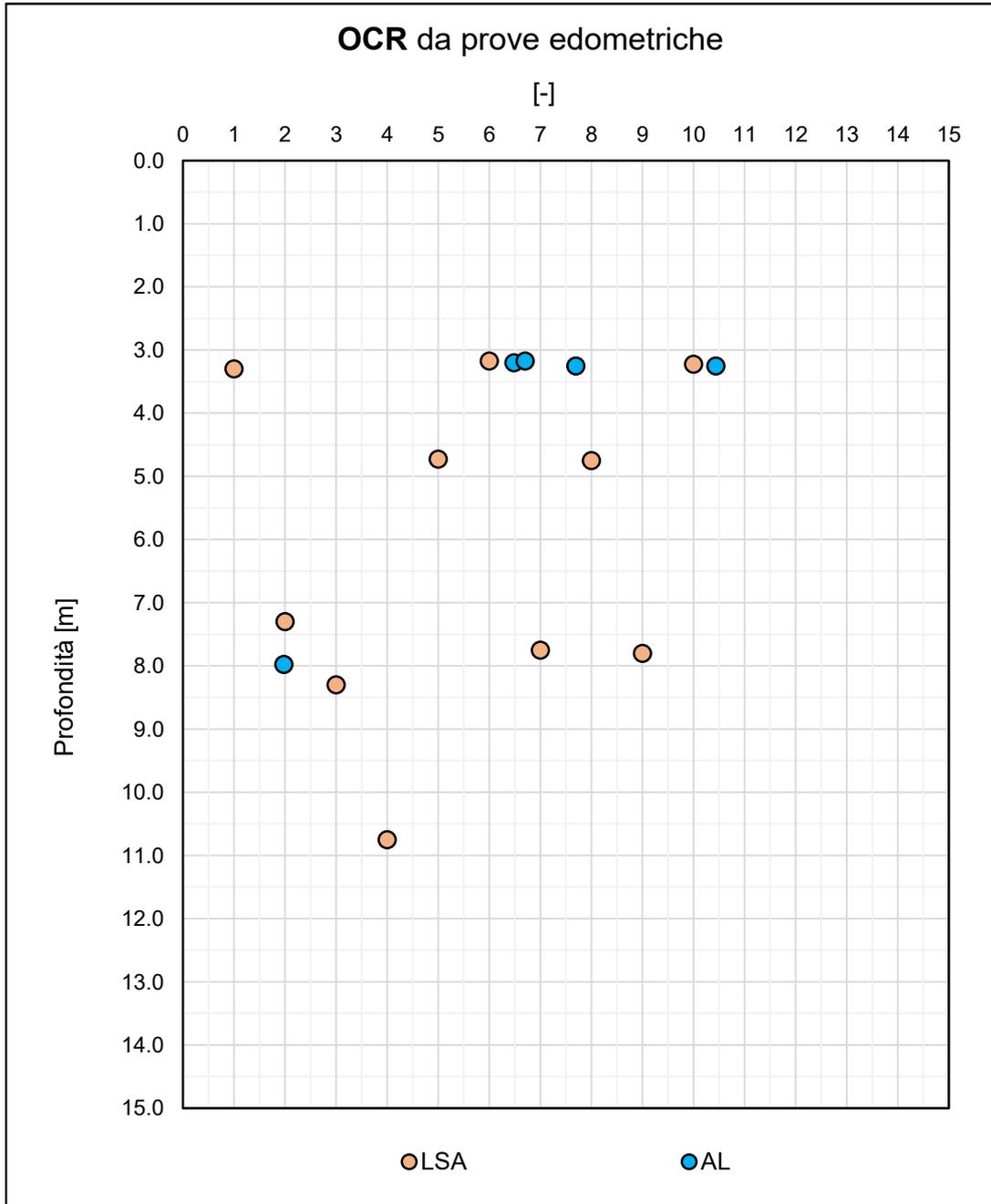
LSA e AL                      OCR = variabile da 3 a 1 per profondità comprese tra 0.0 e 10.0 m dal p.c.

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 83. 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-CIU, TX-UU 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]       | [-]             |
| S2        | CI2   | 7.300       | 138.70         | 94.00  | 100.00      | 0.94            |
|           |       |             |                | 114.00 | 200.00      | 0.57            |
|           |       |             |                | 153.00 | 300.00      | 0.51            |
| S9        | CI2   | 7.800       | 148.20         | 113.00 | 100.00      | 1.13            |
|           |       |             |                | 141.00 | 200.00      | 0.71            |
|           |       |             |                | 195.00 | 300.00      | 0.65            |
| S1int     | CI2   | 13.00       | 247.00         | 97.00  | 100.00      | 0.97            |
|           |       |             |                | 165.00 | 200.00      | 0.83            |
|           |       |             |                | 268.00 | 300.00      | 0.89            |

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

| Sondaggio | Camp. | Prof.       | TX-UU  |
|-----------|-------|-------------|--------|
|           |       |             | $c_u$  |
| [n]       | [n]   | [m da p.c.] | [kPa]  |
| S1        | CI2   | 7.700       | 51.00  |
| S2        | CI3   | 16.300      | 52.00  |
| S5        | CI2   | 10.750      | 46.00  |
| S6        | CI2   | 7.725       | 155.00 |
| S6        | CI3   | 14.325      | 62.00  |
| S11       | CI2   | 7.750       | 103.00 |
| S12       | CI1   | 4.750       | 107.00 |
| S1int     | CI1   | 4.500       | 144.00 |

*T 12. Risultati delle prove ELL*

| Sondaggio | Camp. | Prof.       | ELL    |
|-----------|-------|-------------|--------|
|           |       |             | $c_u$  |
| [n]       | [n]   | [m da p.c.] | [kPa]  |
| S10       | CI1   | 3.175       | 199.00 |
| S10       | CI2   | 7.200       | 37.50  |
| S1 - 2018 | CI1   | 3.225       | 107.00 |
| S2 - 2018 | CI1   | 2.550       | 30.60  |
| S1int     | CI2   | 13.00       | 39.00  |

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 prove pressiometriche MPT*

Nella tabella T13 sono riportati i valori di  $c_u$  ottenuti dai certificati delle prove pressiometriche MPT.

*T 13. Risultati delle prove MPT*

| Sondaggio | Prof.       | MPT    |
|-----------|-------------|--------|
|           |             | $c_u$  |
| [n]       | [m da p.c.] | [kPa]  |
| S7        | 12.00       | 121.00 |
| S11       | 13.50       | 79.00  |
| S4int     | 10.00       | 68.00  |
| S1int     | 5.50        | 75.00  |
| S1int     | 16.50       | 73.00  |

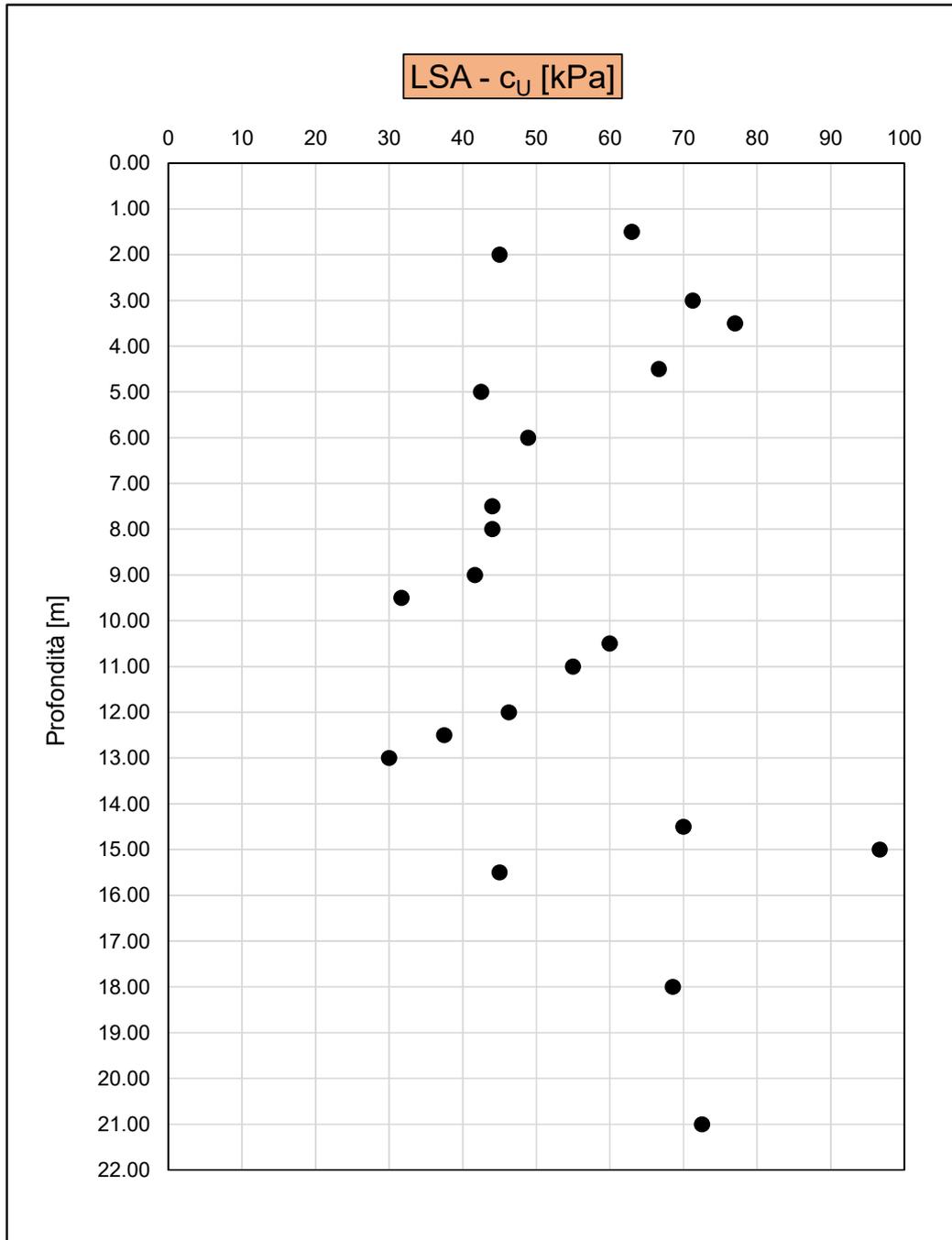
*Resistenza al taglio non drenata da Pocket Penetrometers*

Le prove con pocket penetrometers hanno restituito valori di  $c_u$  generalmente compresi tra 15 e 60 kPa. Localmente, fino a profondità di 5 m dal p.c., negli 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 75 e 125 kPa.

*Resistenza al taglio non drenata da prove penetrometriche SPT*

Nella figura F84 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 $N_{SPT}$



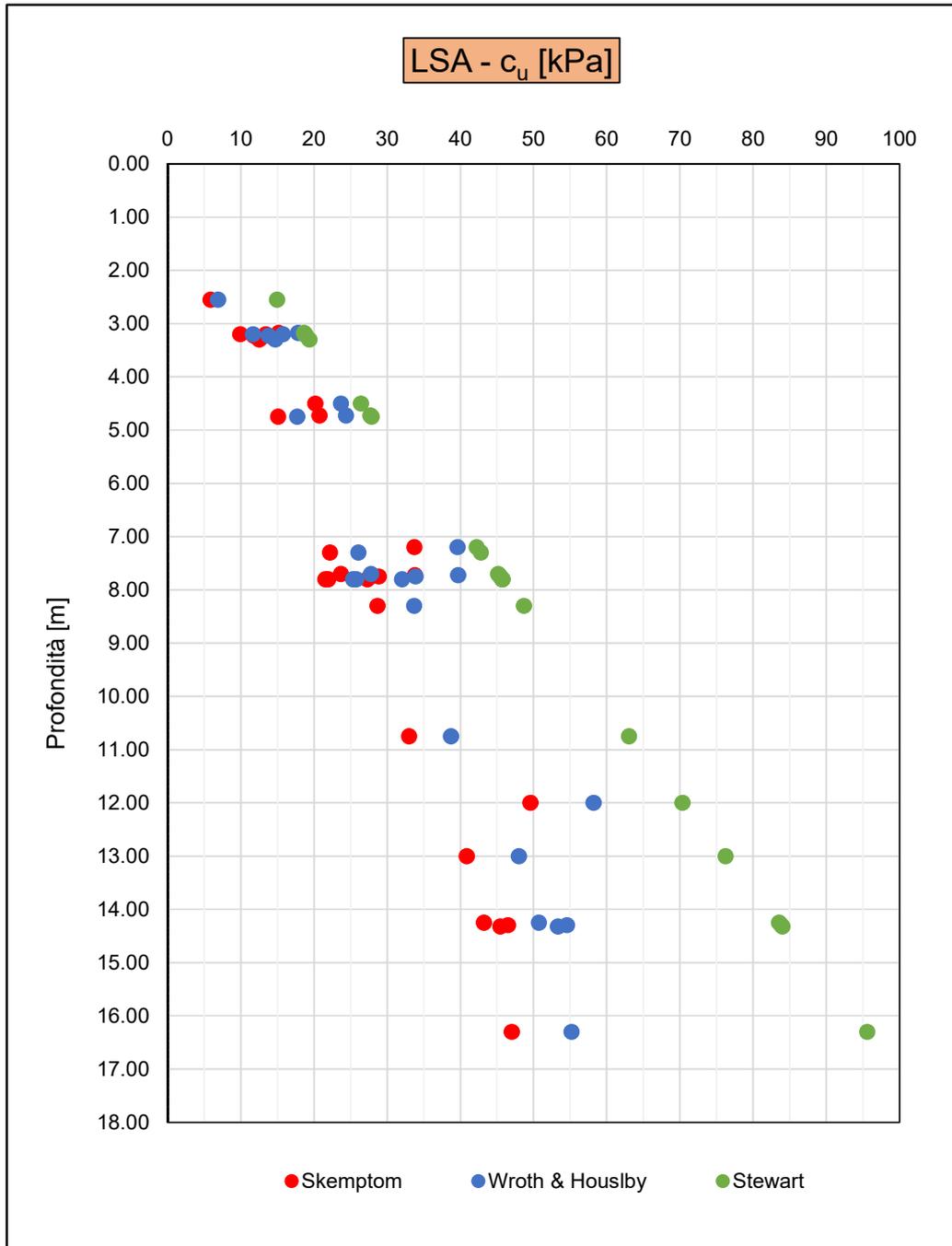
F 84. Stima di  $c_u$  da  $N_{SPT}$  (Stroud & Butler, 1995)

|   |  |                  |                |                         |           |                      |
|---|--|------------------|----------------|-------------------------|-----------|----------------------|
|  | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA<br/> RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/> INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1<br/> PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                |                         |           |                      |
| <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96   | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B | FOGLIO<br>126 di 261 |

Resistenza al taglio non drenata da parametri indice

Nella figura F85 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 & Houlsby (1985) e Stewart (1992). Nelle relazioni il grado di sovraconsolidazione (OCR) è stato assunto pari a 2.

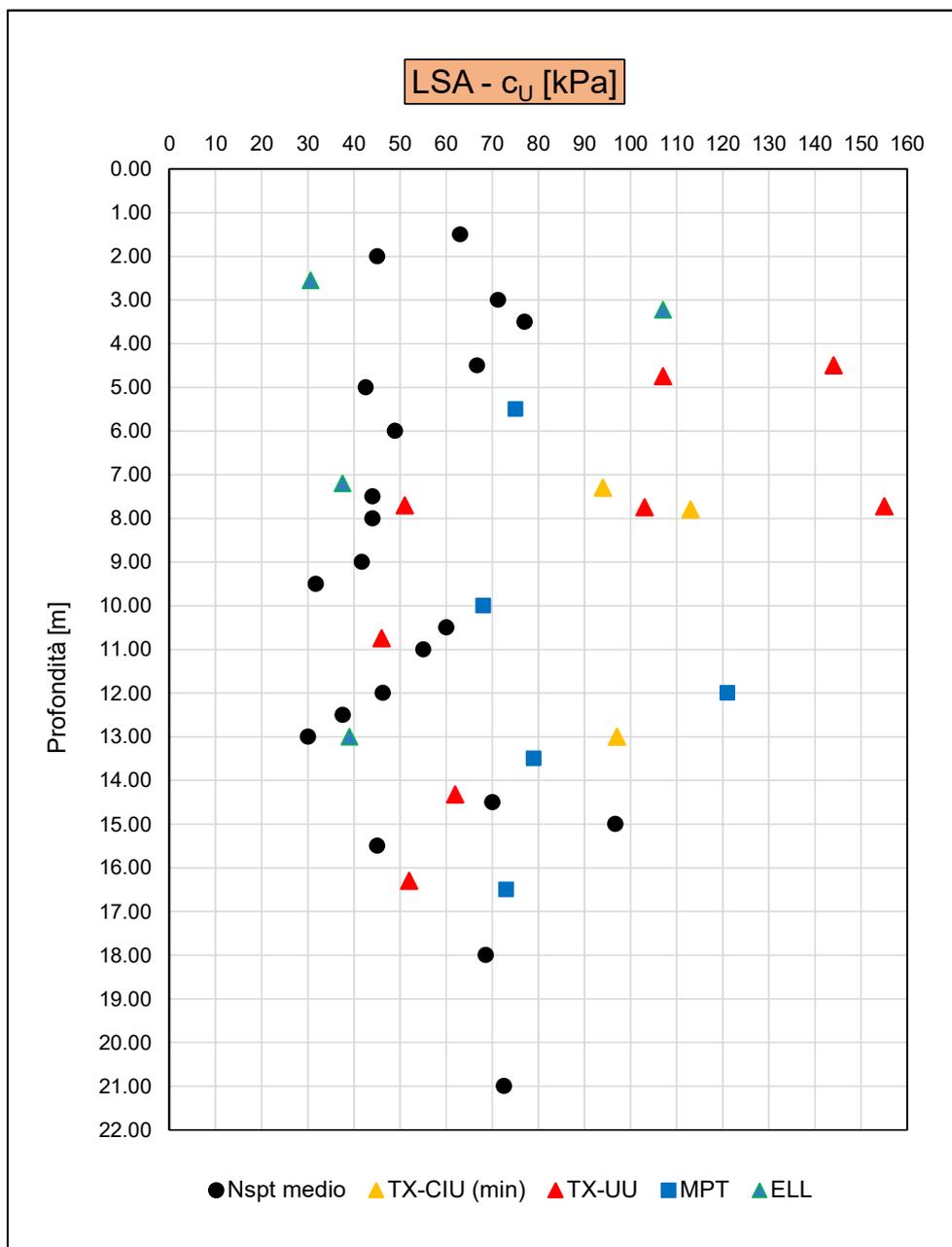
### Stima di $c_u$ da parametri indice



F 85. Stima di  $c_u$  da parametri indice

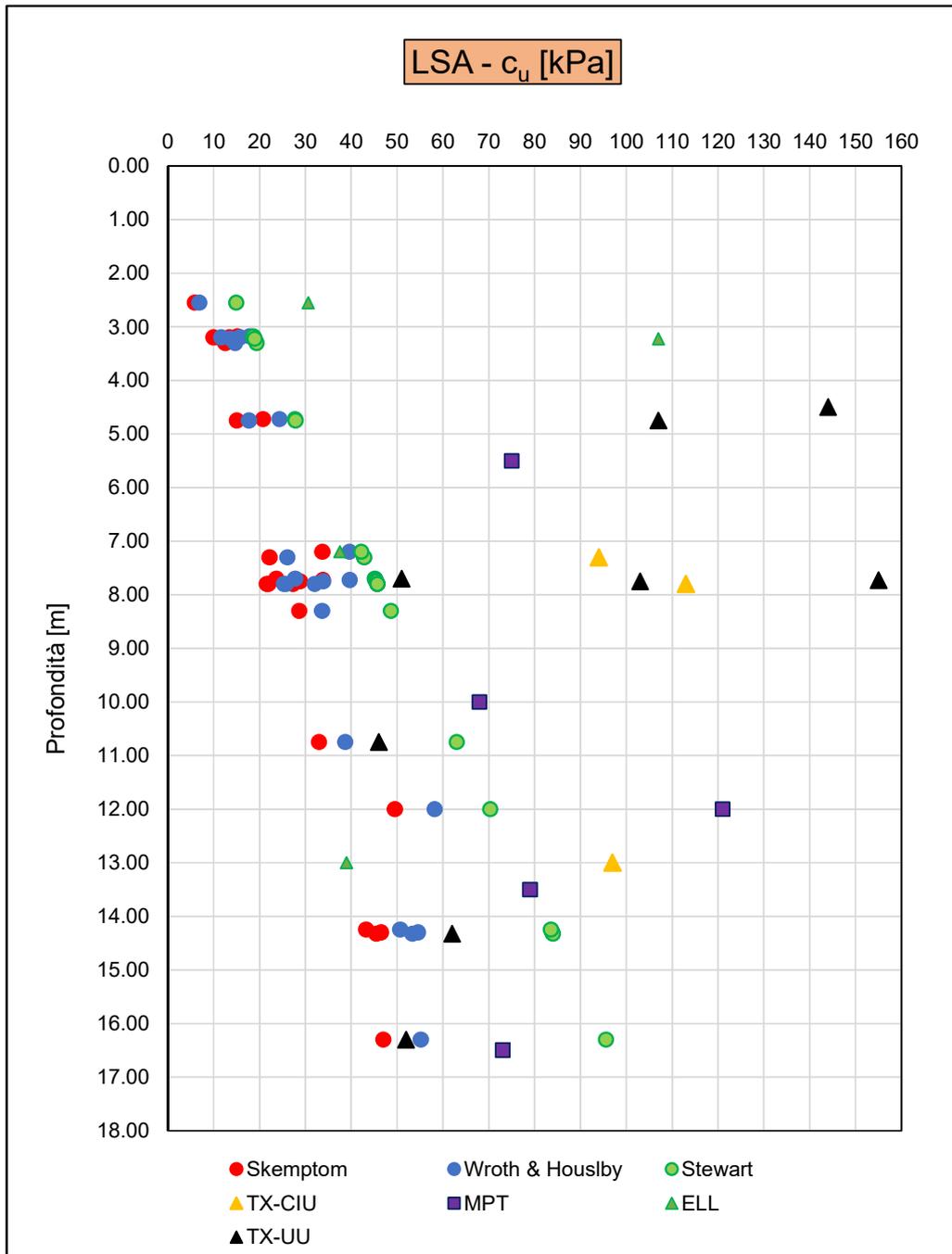
Nelle figure F86 e F87 sono messi a confronto i valori di resistenza al taglio non drenata  $c_u$  calcolati a partire dai valori medi per profondità di  $N_{SPT}$  e da parametri indice con quelli acquisiti nelle prove di laboratorio e nella prove pressiometriche.

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



F 86. 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 87. Confronto di  $c_u$  da parametri indice con prove di laboratorio e MPT

|   |   |                  |                  |                |                         |           |
|---|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
|  | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|   | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

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).

$$c_U = \frac{q_C - \sigma_{vo}}{N_K}$$

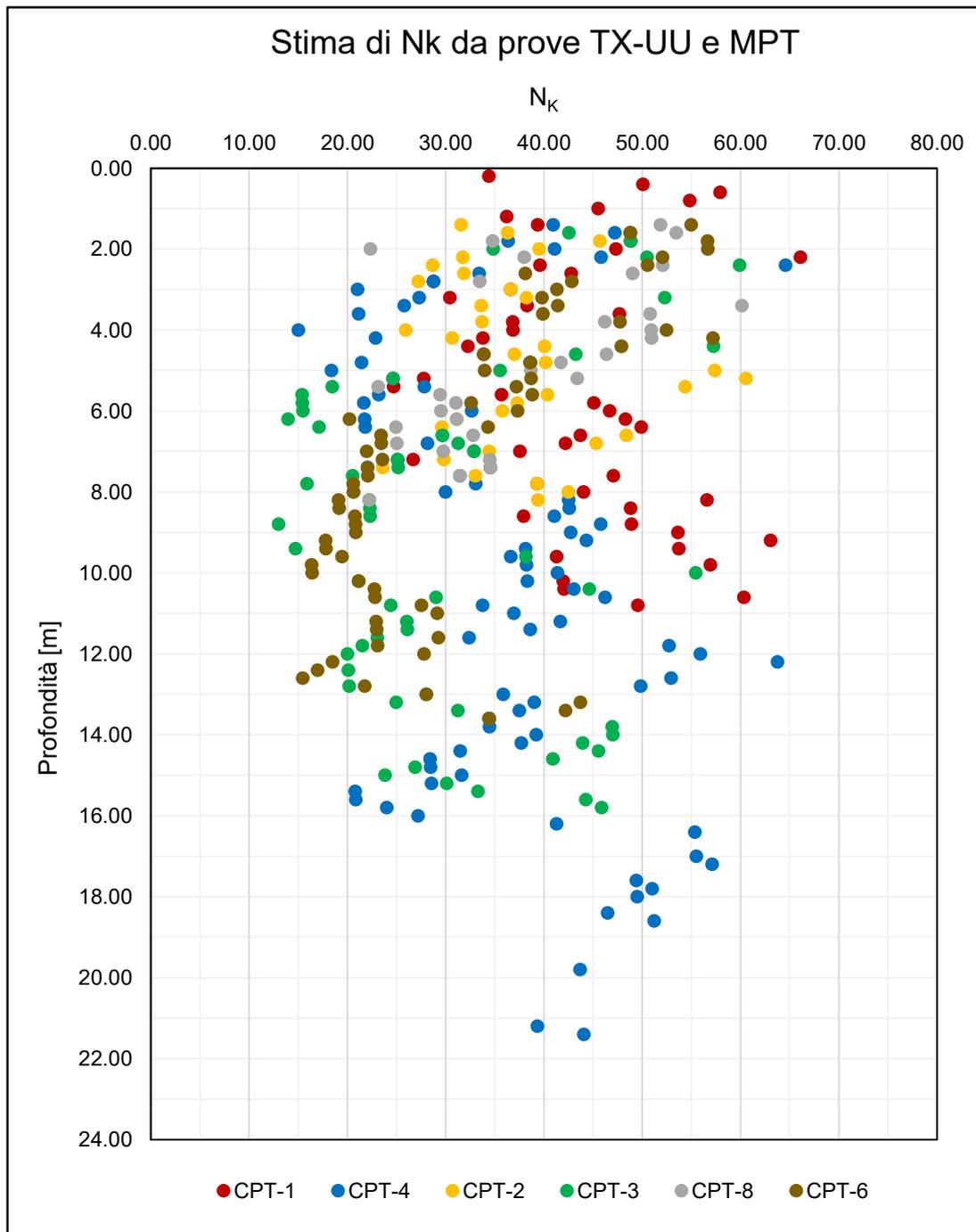
Il valore di  $N_K$  è stato determinato empiricamente calibrando le resistenze alla punta con i valori di  $c_U$  medi misurati nelle prove di laboratorio TX-UU e nelle prove pressiometriche MPT (vedi figura.F88). Le prove CPT prese come riferimento sono quelle più rappresentative dell'unità geotecnica LSA.

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

In figura F89 sono riportati i valori di resistenza al taglio  $c_u$  stimati

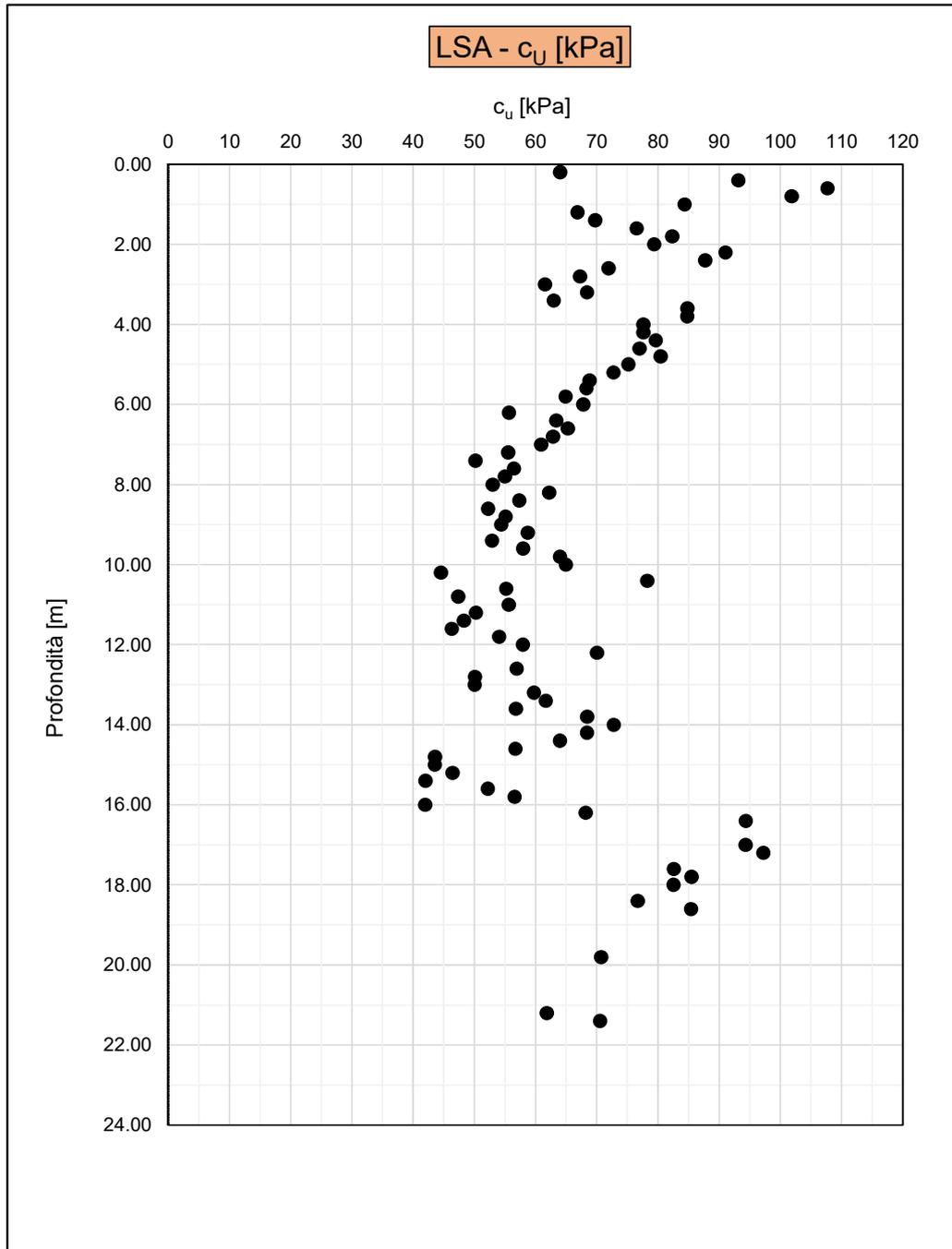
Nella figura F90 sono riportate le stime di  $c_u$  ricavate dai valori medi per profondità a partire dai risultati delle prove penetrometriche messi a confronto con i risultati ottenuti dalle prove di laboratorio e pressiometriche.

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



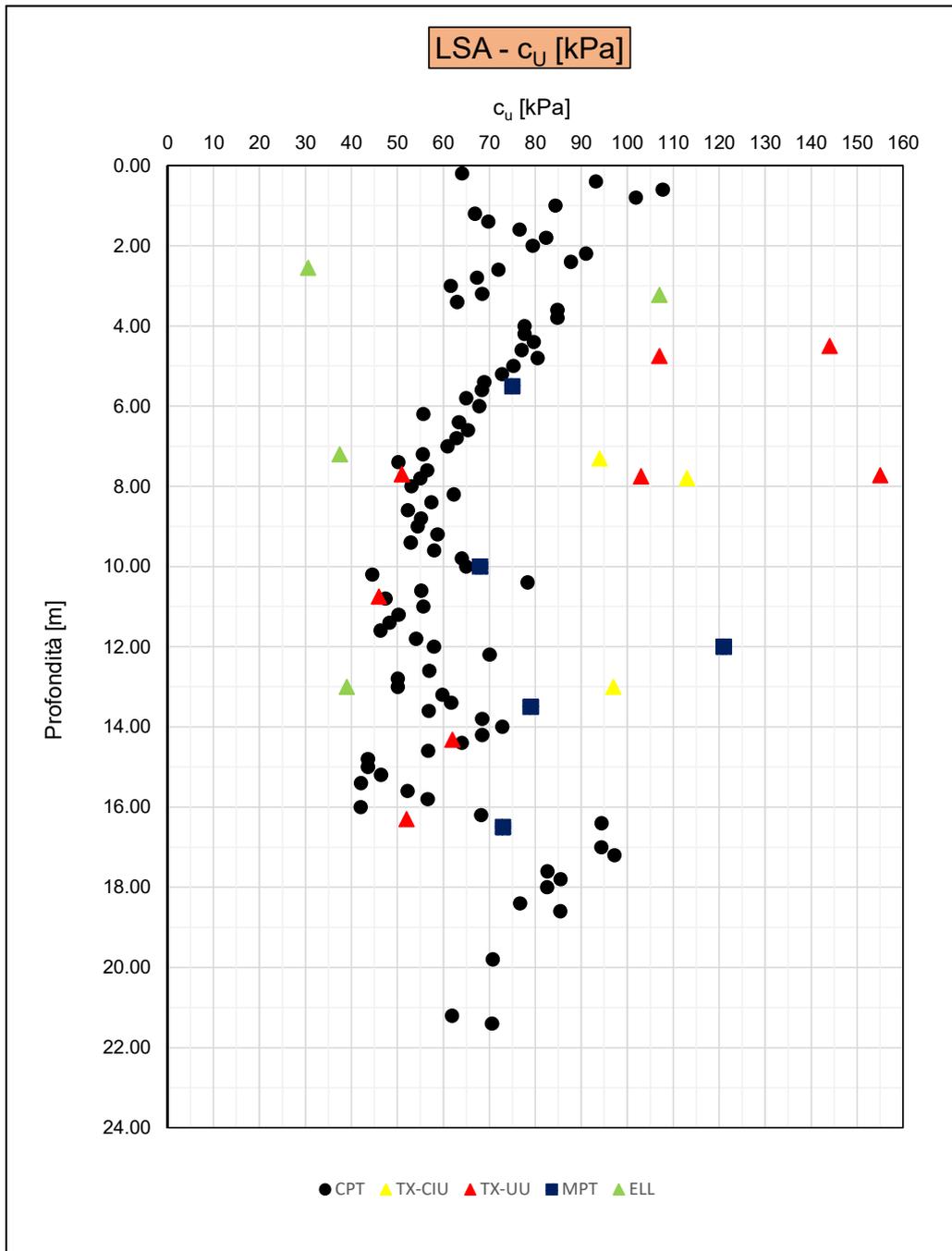
F 88. Stima di  $N_K$  da prove di laboratorio e da pressiometriche

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



F 89. Stima di  $c_u$  medio da prove penetrometriche con  $N_K=35$

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



F 90. Confronto di  $c_u$  medio da CPT con prove di laboratorio e MPT

|  |   |                  |                  |                |                         |           |
|--|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

### 7.9.1.2 Unità geotecnica AL

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

Nella seguente tabella T14 sono riportati i risultati ottenuti dalle prove TX-UU.

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

| Sondaggio | Camp. | Prof.       | TX-UU  |
|-----------|-------|-------------|--------|
|           |       |             | $c_u$  |
| [n]       | [n]   | [m da p.c.] | [kPa]  |
| S4        | CI1   | 3.250       | 177.00 |
| S5        | CI1   | 3.200       | 216.00 |
| S9        | CI3   | 15.225      | 131.00 |
| S11       | CI1   | 3.175       | 331.00 |
| S12       | CI3   | 13.600      | 101.00 |
| S13       | CI2   | 7.975       | 110.00 |

Nelle prove 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 pressiometriche MPT

Nella prova pressiometrica eseguita nel sondaggio S9 alla profondità di 17.50 m dal p.c. si è misurata una resistenza al taglio non drenata  $c_u = 104.00$  kPa.

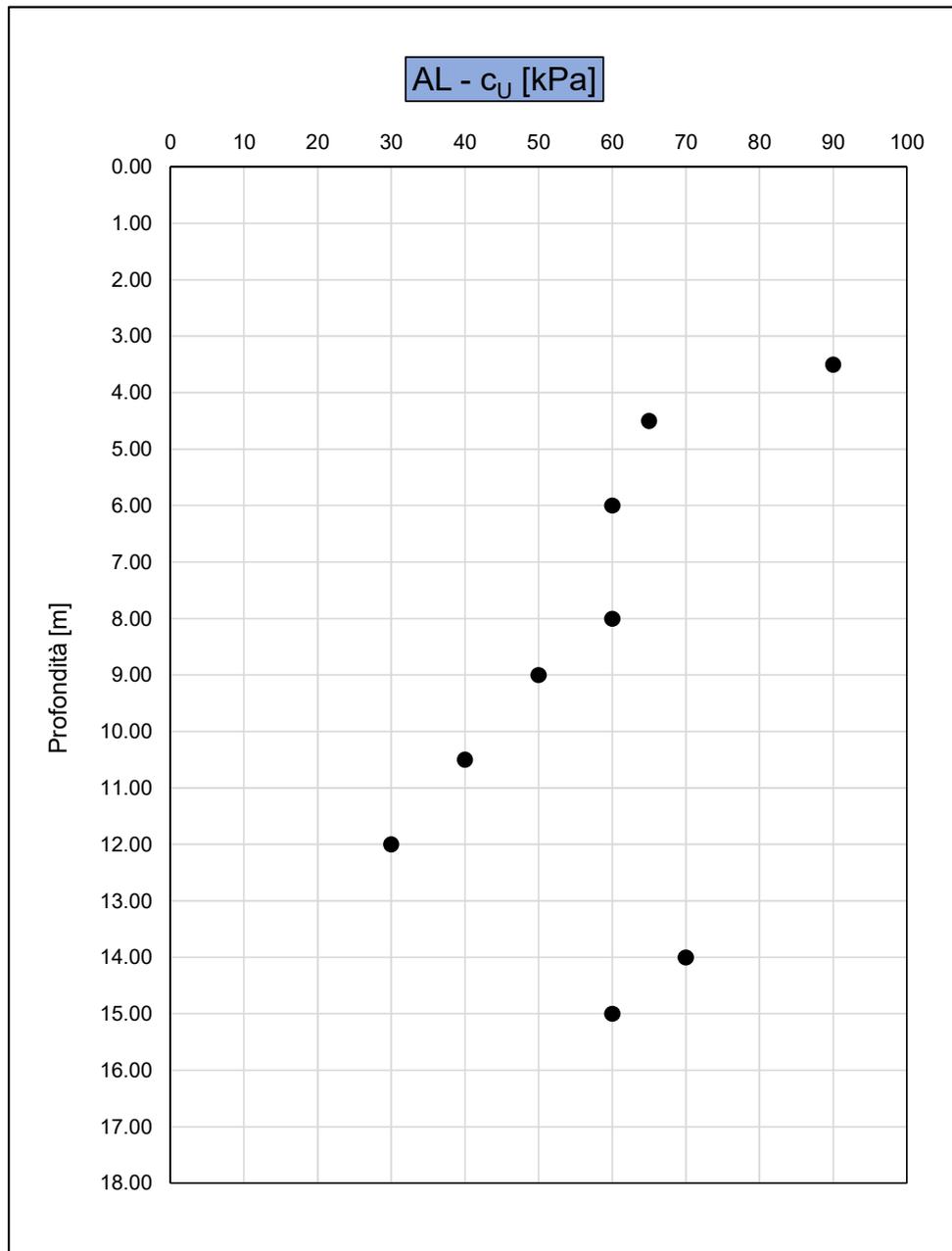
#### Resistenza al taglio non drenata da Pocket Penetrometers

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 F91 sono riportate le stime di  $c_u$  ricavate dai valori di  $N_{SPT}$  secondo le relazioni proposte da Stroud & Butler (1975).

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

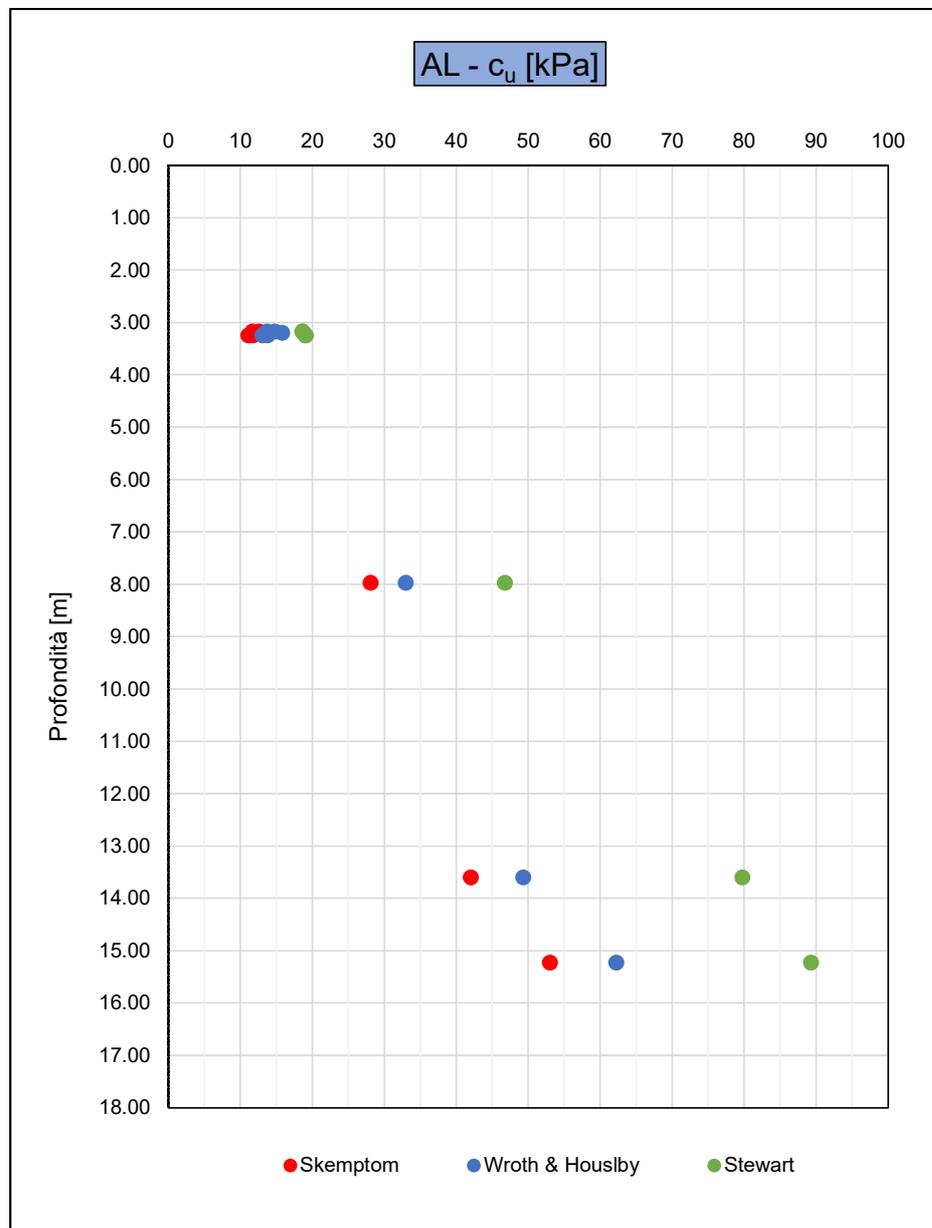


F 91. Stima di  $c_u$  da  $N_{SPT}$  (Stroud & Butler, 1995)

Resistenza al taglio non drenata da parametri indice

Nella figura F92 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.

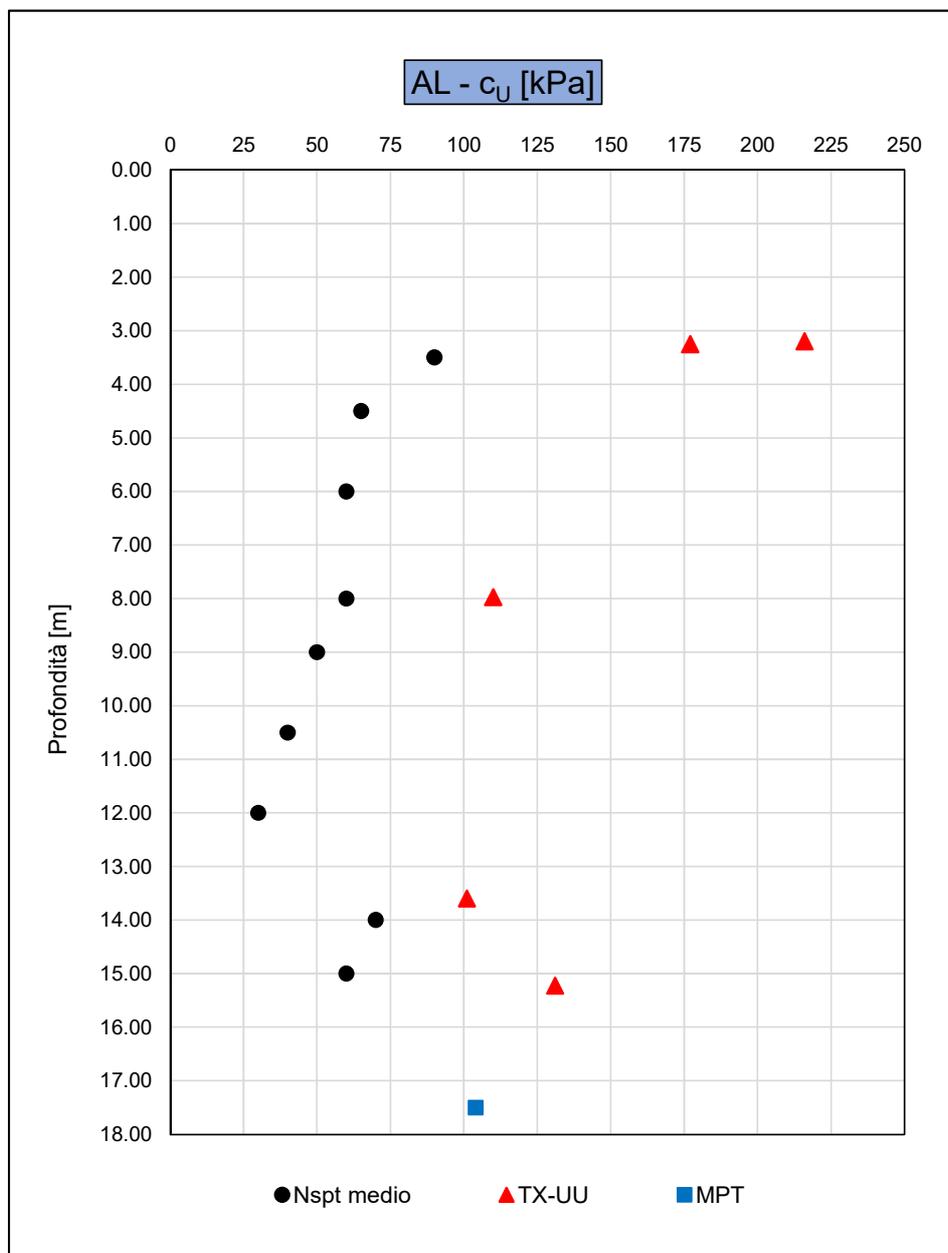
**Stima di  $c_u$  da parametri indice**



F 92. Stima di  $c_u$  da parametri indice

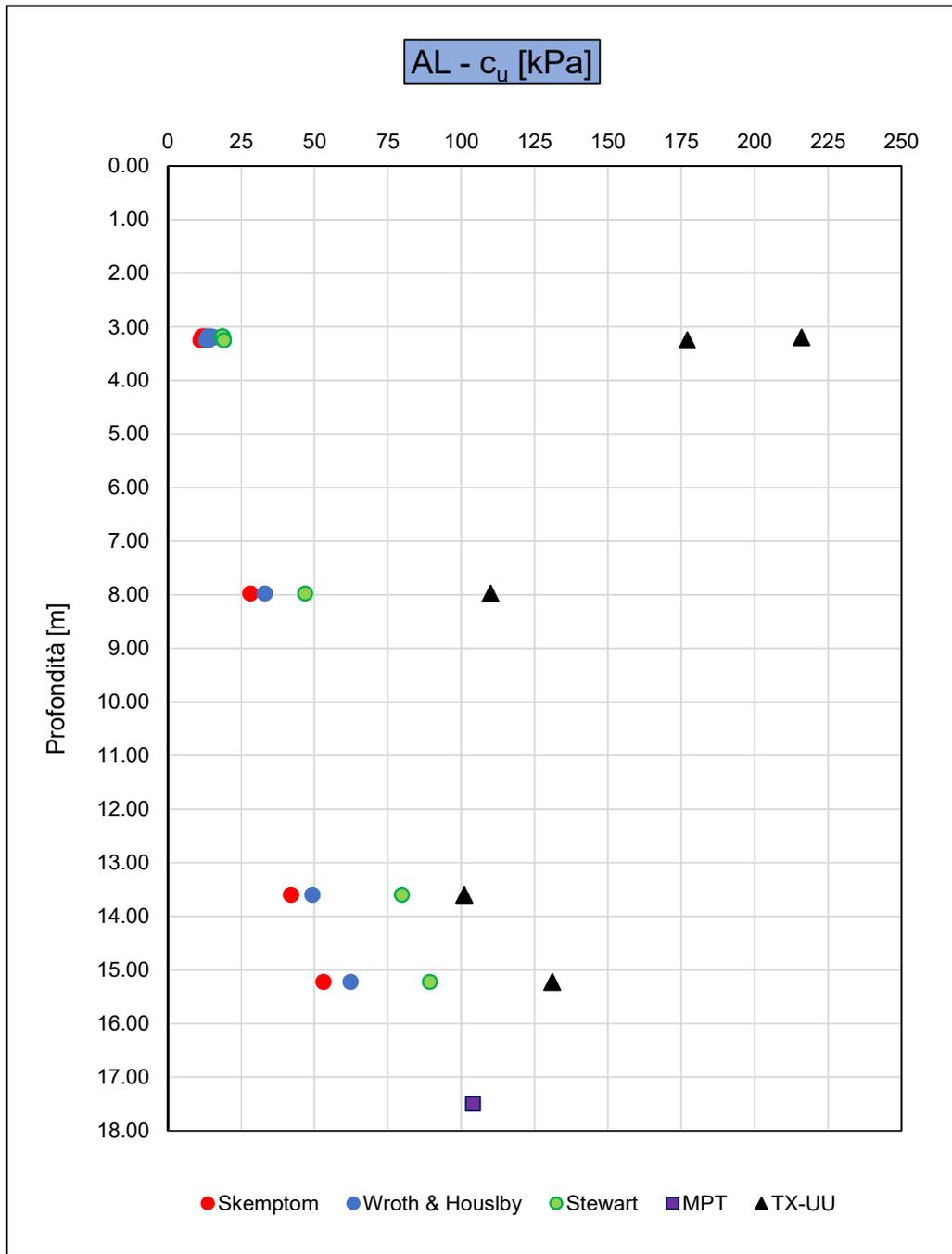
Nelle figure F93 e F94 sono messi a confronto i valori di resistenza al taglio non drenata  $c_u$  calcolati a partire dai valori medi per profondità di  $N_{SPT}$  e da parametri indice con quelli acquisiti nelle prove di laboratorio e nella prova pressiometrica.

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



F 93. 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 94. 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 T15 ÷ T17 sono riportati i risultati ottenuti dalle prove TX-UU, TX-CIU e ELL.

*T 15. 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]       | [-]             |
| S1 - 2018 | CI2   | 18.875      | 280.00         | 474.00 | 200.00      | 2.37            |
|           |       |             |                | 594.00 | 350.00      | 1.70            |
|           |       |             |                | 638.00 | 500.00      | 1.28            |
| S2 - 2018 | CI3   | 18.725      | 280.00         | 266.00 | 300.00      | 0.89            |
|           |       |             |                | 338.00 | 400.00      | 0.85            |
|           |       |             |                | 385.00 | 500.00      | 0.77            |

*T 16. Risultati delle prove triassiali TX-UU*

| Sondaggio | Camp. | Prof.       | TX-UU  |
|-----------|-------|-------------|--------|
|           |       |             | $c_u$  |
| [n]       | [n]   | [m da p.c.] | [kPa]  |
| S9        | CI4   | 29.350      | 400.00 |
| S10       | CI3   | 26.250      | 687.00 |
| S11       | CI4   | 29.800      | 594.00 |
| S1 - 2018 | CI2   | 18.875      | 763.00 |
| S2 - 2018 | CR4   | 26.700      | 524.00 |
| S1int     | CI4   | 35.00       | 531.00 |

*T 17. Risultati delle prove ELL*

| Sondaggio | Camp. | Prof.       | ELL     |
|-----------|-------|-------------|---------|
|           |       |             | $c_u$   |
| [n]       | [n]   | [m da p.c.] | [kPa]   |
| S5        | CI3   | 33.650      | 1040.00 |
| S1int     | CI4   | 35.00       | 385     |

|  |   |                  |                  |                |                         |           |
|--|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

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 T18 sono riportati i risultati ottenuti dai certificati delle prove dilatometriche.

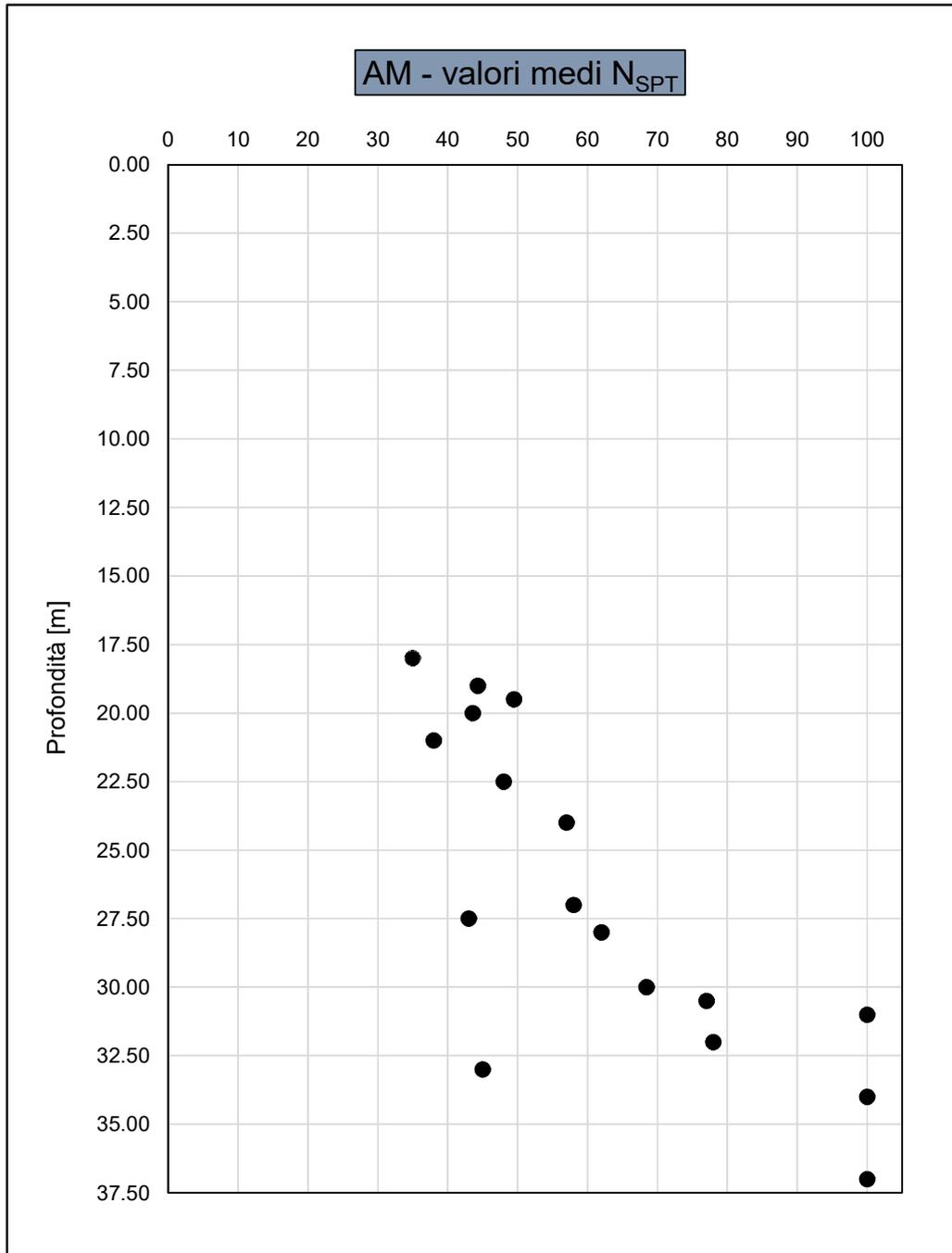
T 18. Risultati delle prove dilatometriche DRT

| Sondaggio | Prof.       | DRT    |
|-----------|-------------|--------|
|           |             | $c_u$  |
| [n]       | [m da p.c.] | [kPa]  |
| S5        | 28.50       | 398.00 |
| S7        | 23.50       | 496.00 |
| S10       | 27.00       | 432.00 |
| S11       | 26.50       | 202.00 |
| S1int     | 37.50       | 466.00 |

Resistenza al taglio non drenata da prove penetrometriche SPT

Nella figura F95 sono riportate le stime di  $c_u$  ricavate dai valori medi per profondità di  $N_{SPT}$  secondo le relazioni proposte da Stroud & Butler (1975).

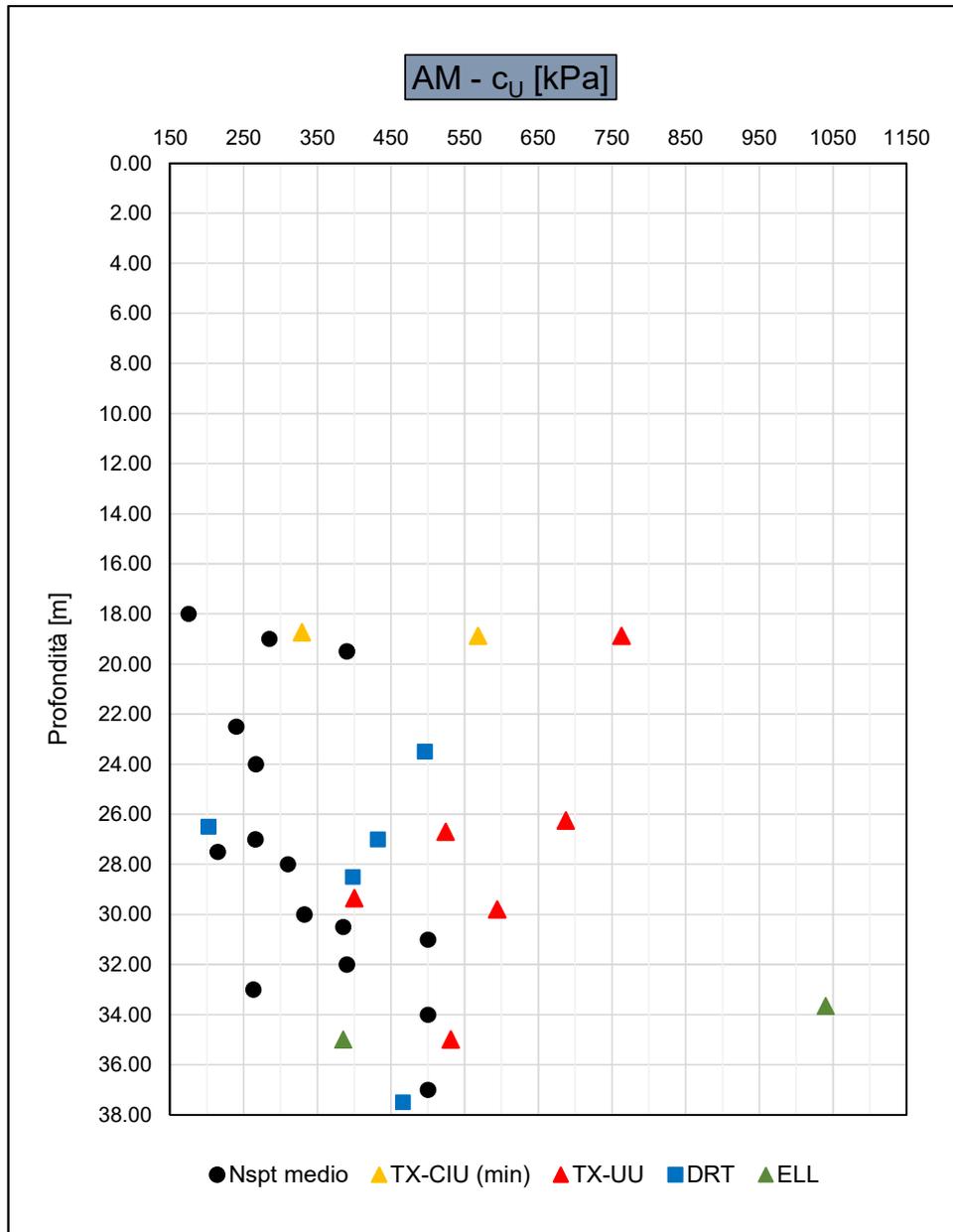
### Stima di $c_u$ da prove $N_{SPT}$



F 95. Stima di  $c_u$  da  $N_{SPT}$  (Stroud & Butler, 1995)

Nella figura F96 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 96. 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.

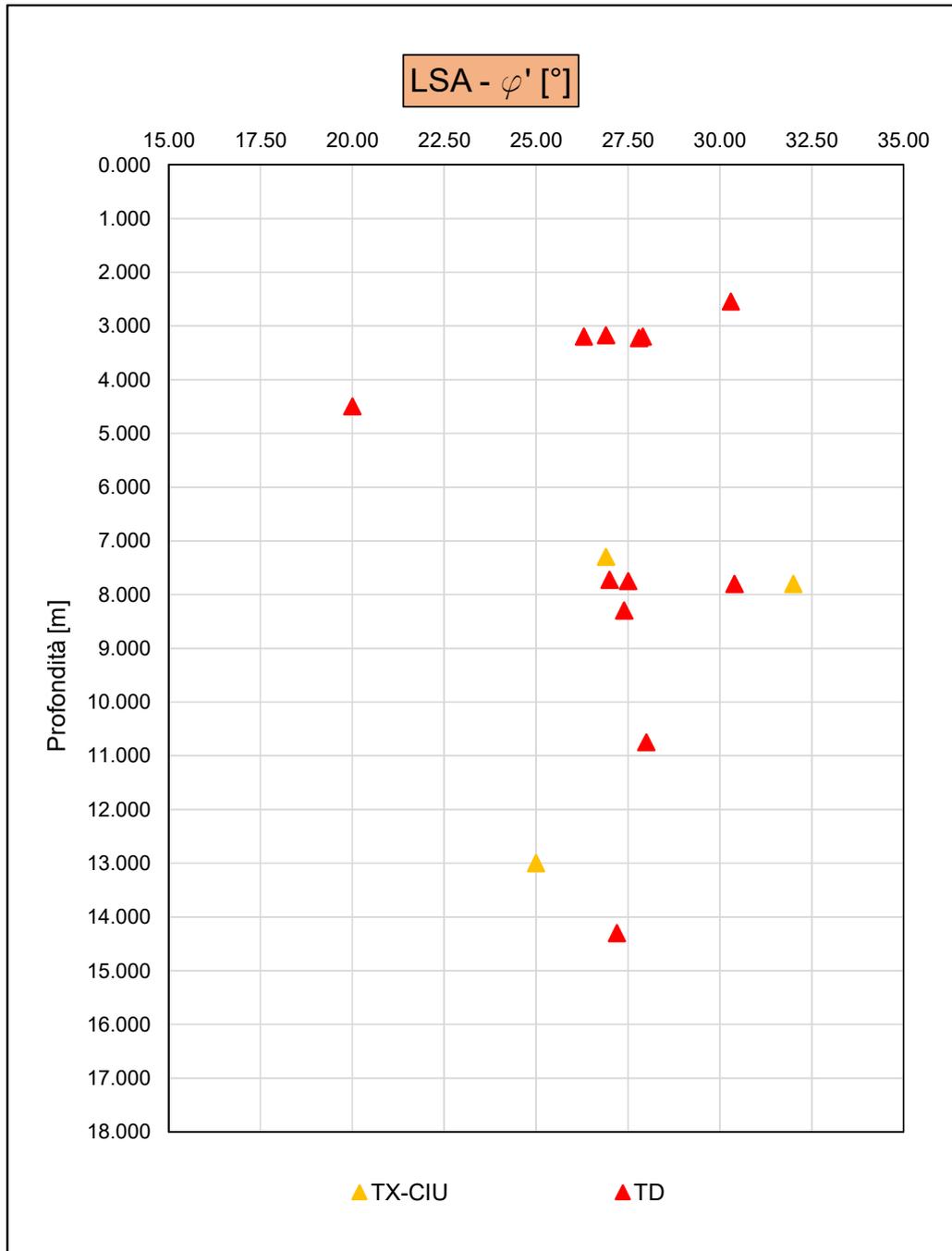
*T 19. Risultati delle prove di laboratorio TD e TX-CIU*

| Sondaggio | Camp. | Prof.       | TD    |            |
|-----------|-------|-------------|-------|------------|
|           |       |             | c'    | $\varphi'$ |
| [n]       | [n]   | [m da p.c.] | [kPa] | [°]        |
| S2        | CI1   | 3.200       | 16.80 | 27.90      |
| S4        | CI2   | 8.300       | 15.50 | 27.40      |
| S4        | CI3   | 14.300      | 9.80  | 27.20      |
| S5        | CI2   | 10.750      | 11.40 | 28.00      |
| S6        | CI2   | 7.725       | 19.80 | 27.00      |
| S9        | CI1   | 3.200       | 23.80 | 26.30      |
| S10       | CI1   | 3.175       | 16.00 | 26.90      |
| S11       | CI2   | 7.750       | 10.70 | 27.50      |
| S12       | CI2a  | 7.800       | 6.30  | 30.40      |
| S1 - 2018 | CI1   | 3.225       | 3.70  | 27.80      |
| S2 - 2018 | CI1   | 2.550       | 9.20  | 30.30      |
| S1int     | CI1   | 4.500       | 10.00 | 20.00      |

| Sondaggio | Camp. | Prof.  | TX-CIU |            |
|-----------|-------|--------|--------|------------|
|           |       |        | c'     | $\varphi'$ |
| S2        | CI2   | 7.300  | 23.00  | 26.90      |
| S9        | CI2   | 7.800  | 12.00  | 32.00      |
| Sint      | CI2   | 13.000 | 18.00  | 25.00      |

In figura F97 sono riportati i valori dell'angolo di attrito in funzione della profondità.

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



F 97. Valori di  $\varphi'$  da prove di laboratorio

### 7.9.2.2 Unità geotecnica AL

I parametri di resistenza di picco e residui, in termini di sforzi efficaci, sono stati determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio disponibili (taglio diretto -TD).

I risultati di laboratorio sono riportati nella seguente tabella.

*T 20. Risultati delle prove di laboratorio TD*

| Sondaggio | Camp. | Prof.       | TD        |                       |
|-----------|-------|-------------|-----------|-----------------------|
|           |       |             | $c'/c'_r$ | $\varphi'/\varphi'_r$ |
| [n]       | [n]   | [m da p.c.] | [kPa]     | [°]                   |
| S4        | CI1   | 3.250       | 20.8/4.4  | 25.1/20.7             |
| S6        | CI1   | 3.175       | 10.00     | 27.60                 |
| S12       | CI3   | 13.600      | 17.80     | 30.50                 |
| S13       | CI1   | 3.250       | 17.1/0.0  | 26.9/20.3             |

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

| Sondaggio | Camp. | Prof.       | TD    |            |
|-----------|-------|-------------|-------|------------|
|           |       |             | c'    | $\varphi'$ |
| [n]       | [n]   | [m da p.c.] | [kPa] | [°]        |
| S2 - 2018 | CI2   | 18.400      | 24.20 | 29.60      |
| S1int     | CI3   | 23.00       | 24.00 | 23.00      |

| Sondaggio | Camp. | Prof.       | TX-CIU |            |
|-----------|-------|-------------|--------|------------|
|           |       |             | c'     | $\varphi'$ |
| [n]       | [n]   | [m da p.c.] | [kPa]  | [°]        |
| S1 - 2018 | CI2   | 18.875      | 198.00 | 23.90      |
| S2 - 2018 | CI3   | 18.725      | 19.00  | 27.90      |

## 7.10 Caratteristiche di resistenza in terreni incoerenti

### 7.10.1 Densità relativa

#### 7.10.1.1 Unità geotecnica SL

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

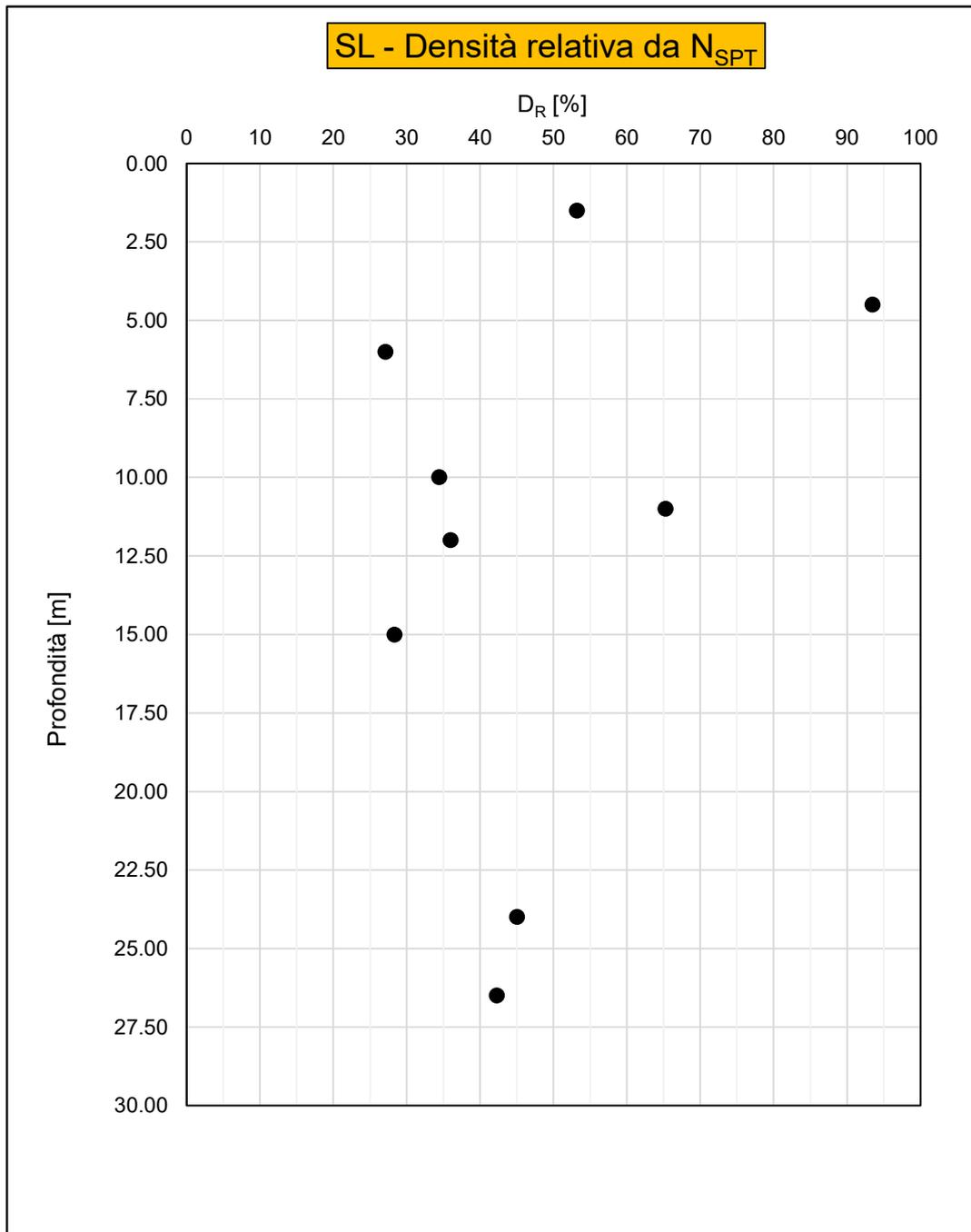
La densità relativa  $D_R$  di terreni costituiti principalmente da sabbia è stata valutata in base al valore ( $N_{SPT}$ ) secondo la seguente espressione (Skempton, 1986):

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

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

Nella figura F98 sono riportati i valori di densità relativa ottenuti lungo le verticali indagate.

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



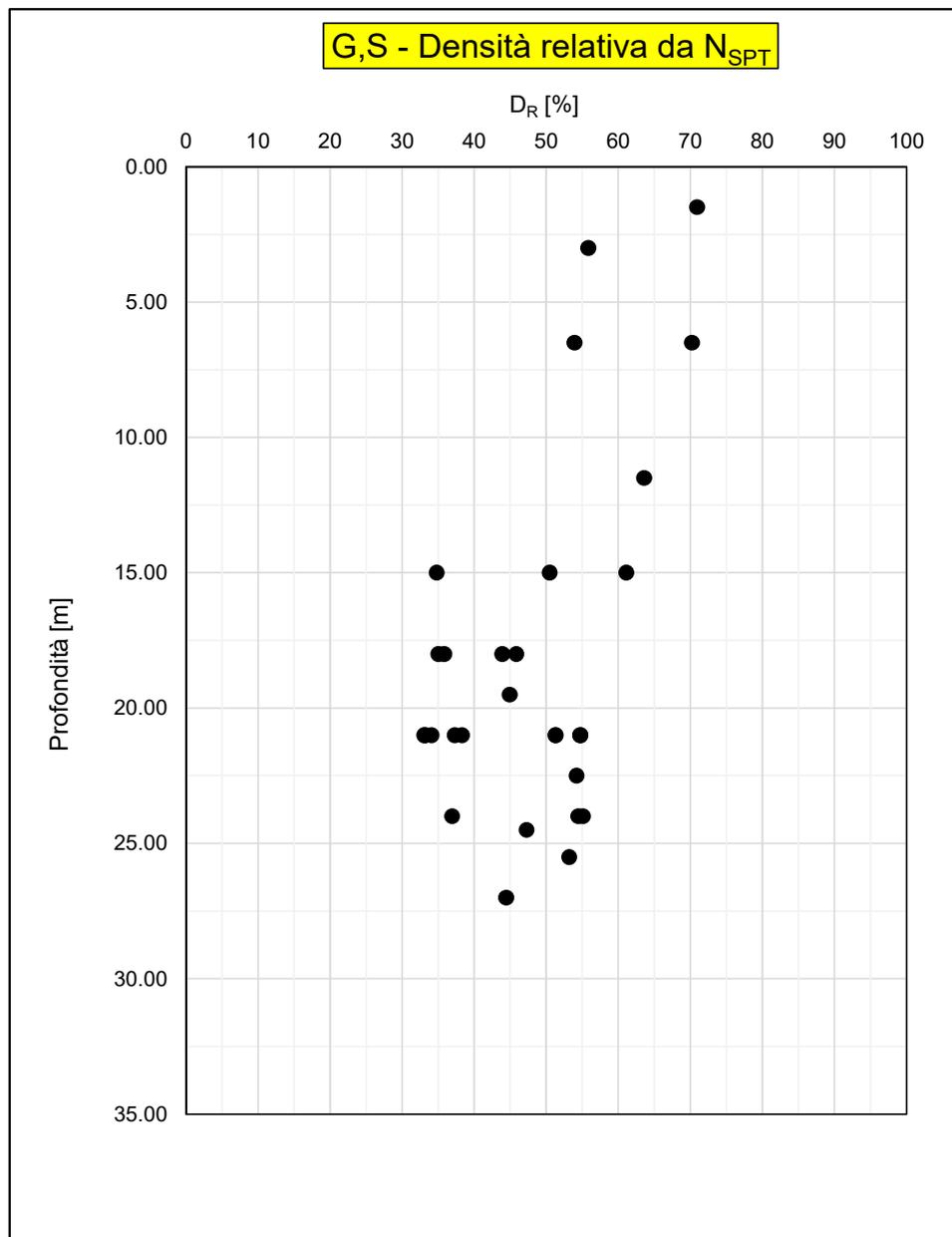
F 98. Stima di  $D_R$  da  $N_{SPT}$  (Skempton, 1986)

### 7.10.1.2 Unità geotecnica G,S

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

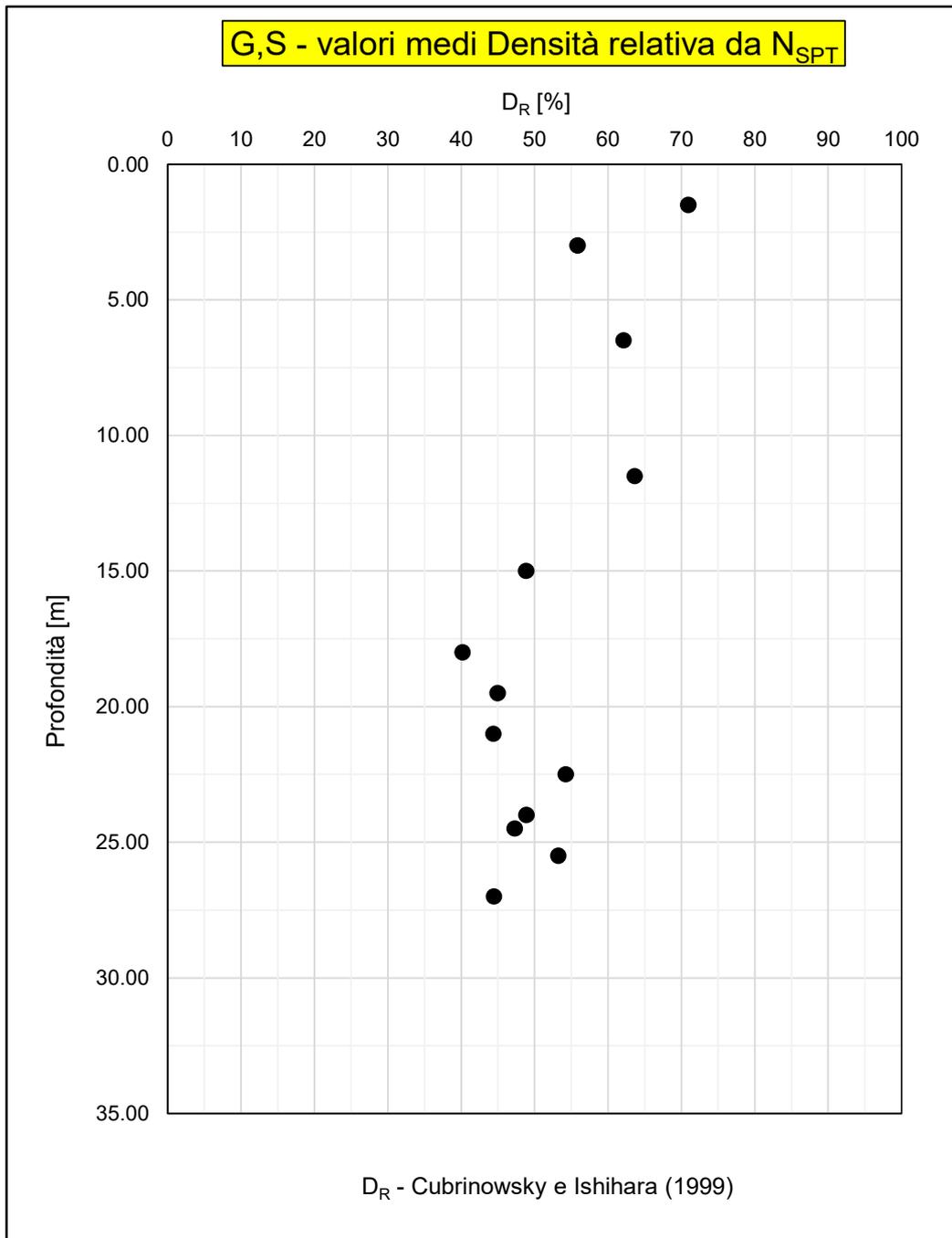
Per terreni costituiti principalmente da sabbie e ghiaie, la densità relativa  $D_R$  è stata valutata sulla base delle relazioni proposte da Cubrinowski e Ishihara (1999). I grafici sono riportati nelle figure F99 e F100.

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



F 99. Stima di  $D_R$  da  $N_{SPT}$  (Cubrinowski e Ishihara, 1999)

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



F 100. Stima di  $D_R$  medio da  $N_{SPT}$  (Cubrinowski e Ishihara, 1999)

|   |   |                  |                |                         |           |                      |
|---|---|------------------|----------------|-------------------------|-----------|----------------------|
|  <p><b>ITALFERR</b><br/>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p> | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                |                         |           |                      |
| <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96  | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B | FOGLIO<br>151 di 261 |

## 7.10.2 Angolo di resistenza al taglio

### 7.10.2.1 Unità geotecnica SL

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

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:

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

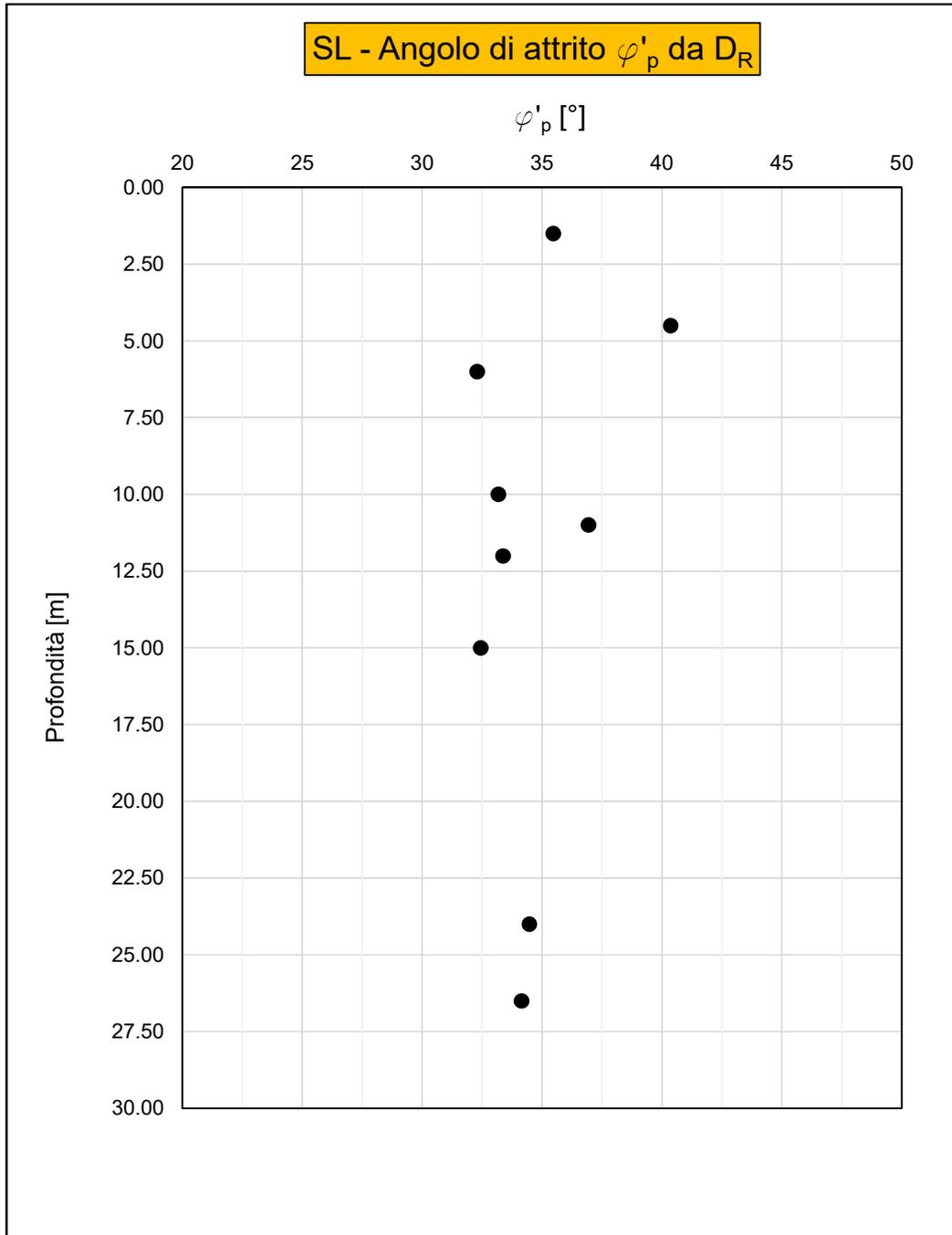
dove si è assunto  $m=3$  e  $Q=10$ .

Nella relazione è stato adottato un angolo di attrito pari a  $\varphi'_{cv}$  pari a  $30^\circ$  in accordo con quanto suggerito da Bolton.

I valori dell'angolo di attrito di picco sono riportati nella figura F101.

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

|  |   |                  |                  |                |                         |           |
|--|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

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 F102÷F104 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:

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

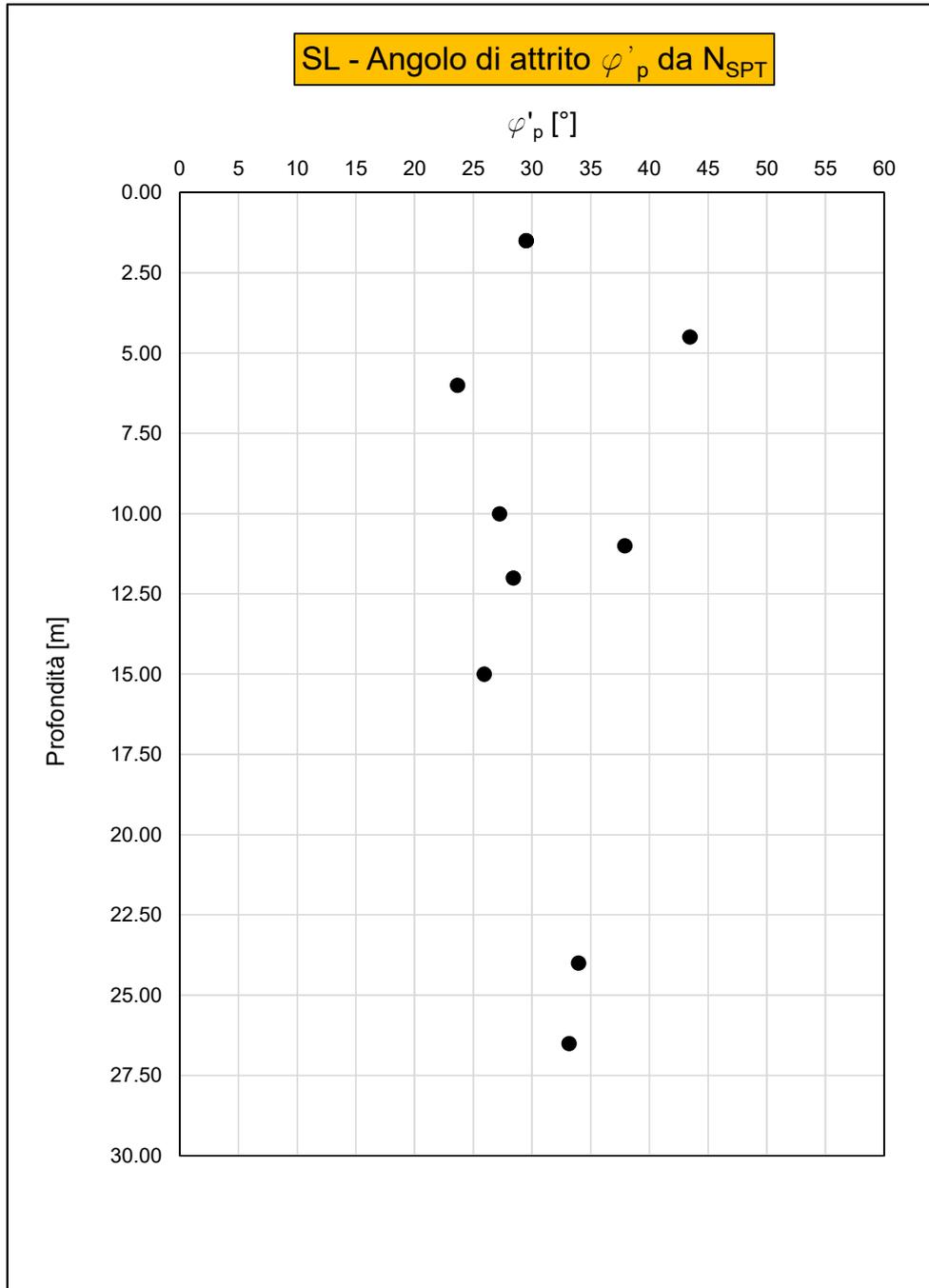
Per la stima di  $\Delta\varphi'$  si è fatto riferimento alla correlazione di Fleming et al. (1992) funzione della densità relativa  $D_R$ .

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

con  $D_R$  espresso in %.

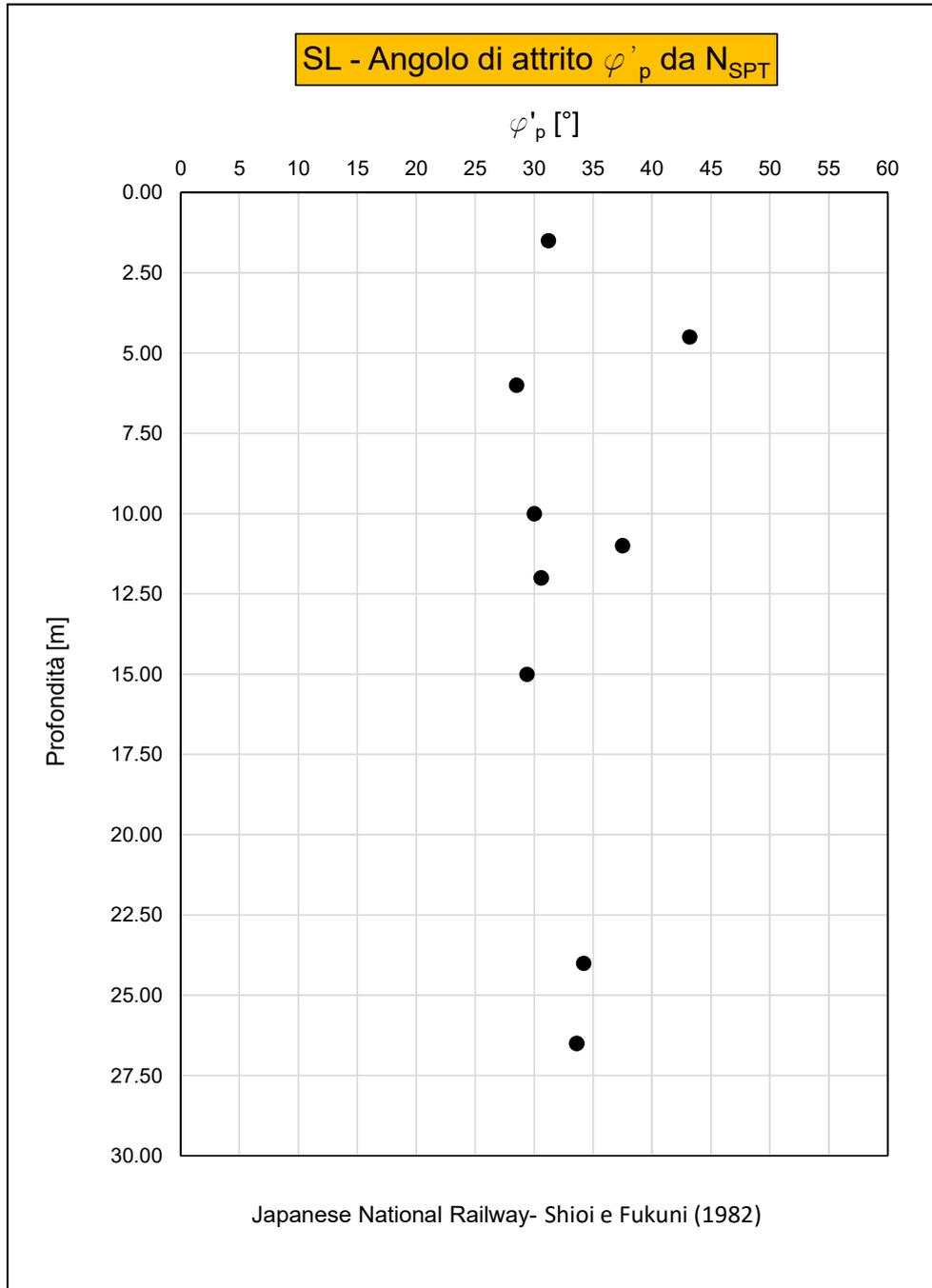
Nella figura F105 sono riportati i relativi andamenti lungo le verticali indagate.

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



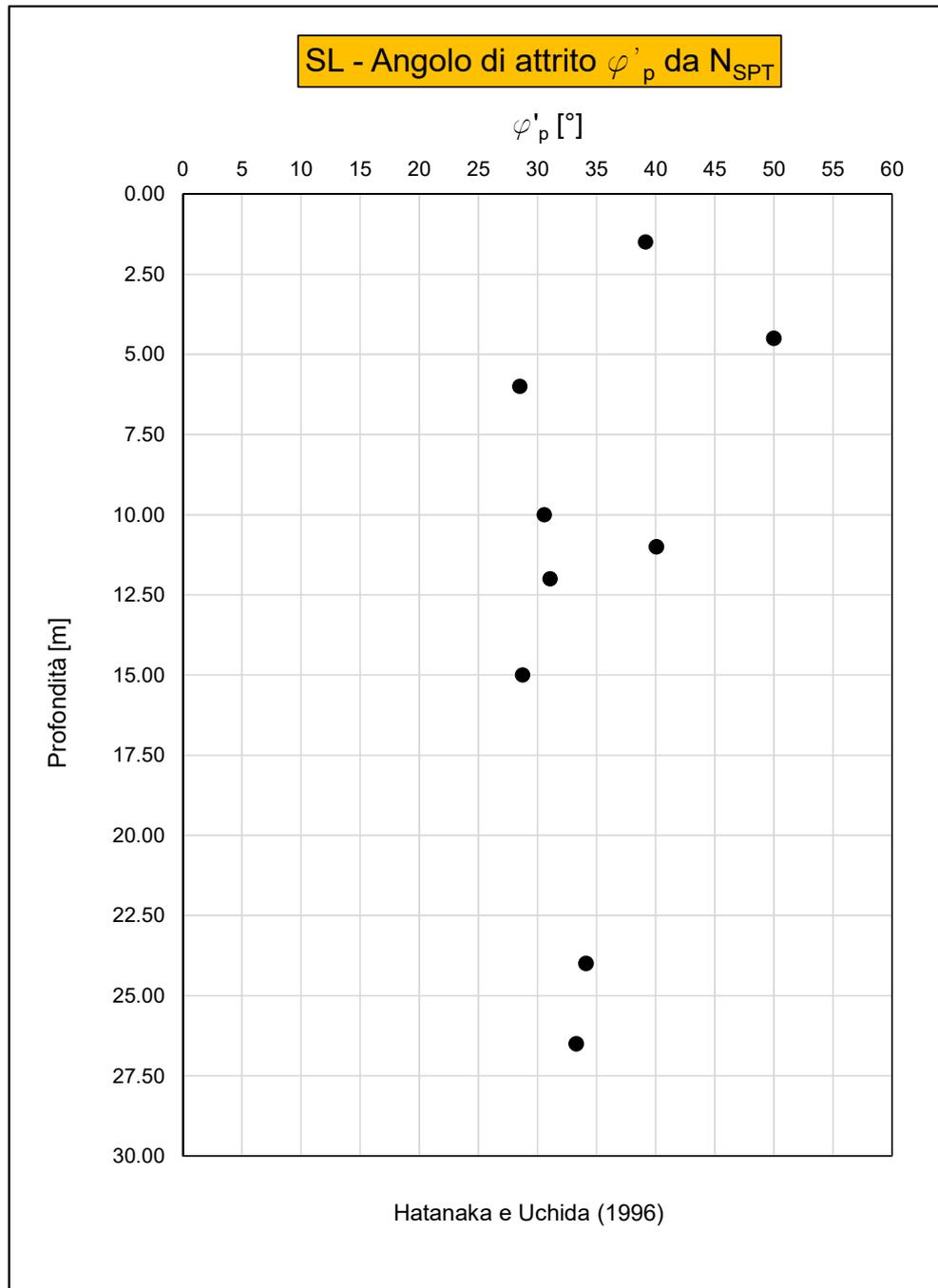
F 102. Stima di  $\varphi'_p$  da  $N_{SPT}$  (R.B.A. - Shioi e Fukuni, 1982)

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



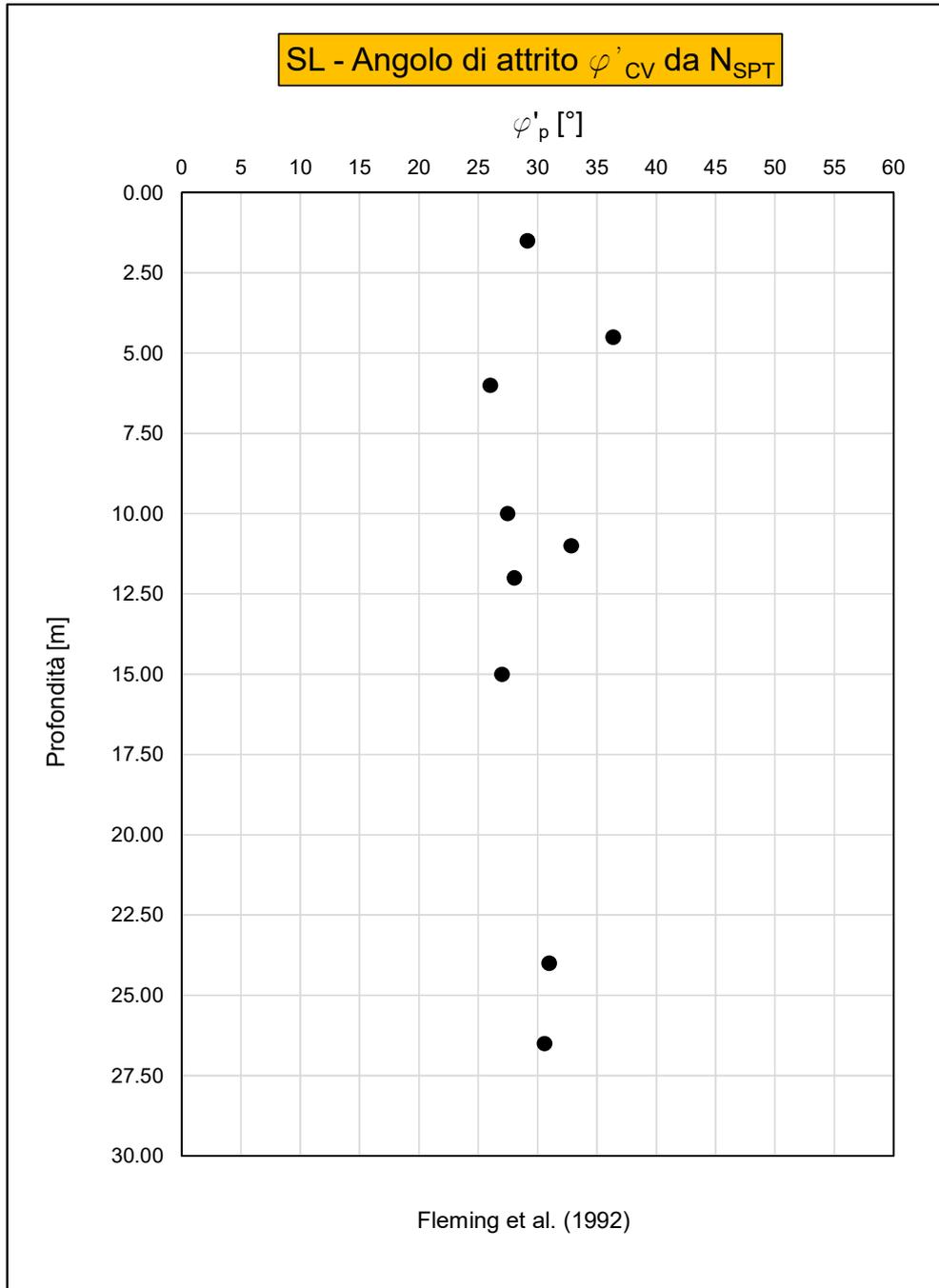
F 103. Stima di  $\varphi'_p$  da  $N_{SPT}$  (J.N.R. - Shioi e Fukuni, 1982)

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



F 104. 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 105. Stima di  $\varphi'_{cv}$  da  $N_{SPT}$  e  $D_R$  (Fleming et. al., 1992)

|  |   |                  |                  |                |                         |           |
|--|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

### 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 22. Risultati delle prove di dilatometriche DRT*

| Sondaggio | Prof.       | DRT        |
|-----------|-------------|------------|
|           |             | $\varphi'$ |
| [n]       | [m da p.c.] | [°]        |
| S5        | 17.50       | >35        |
| S10       | 14          | >35        |
| S4int     | 19.5        | >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 F106 e F107.

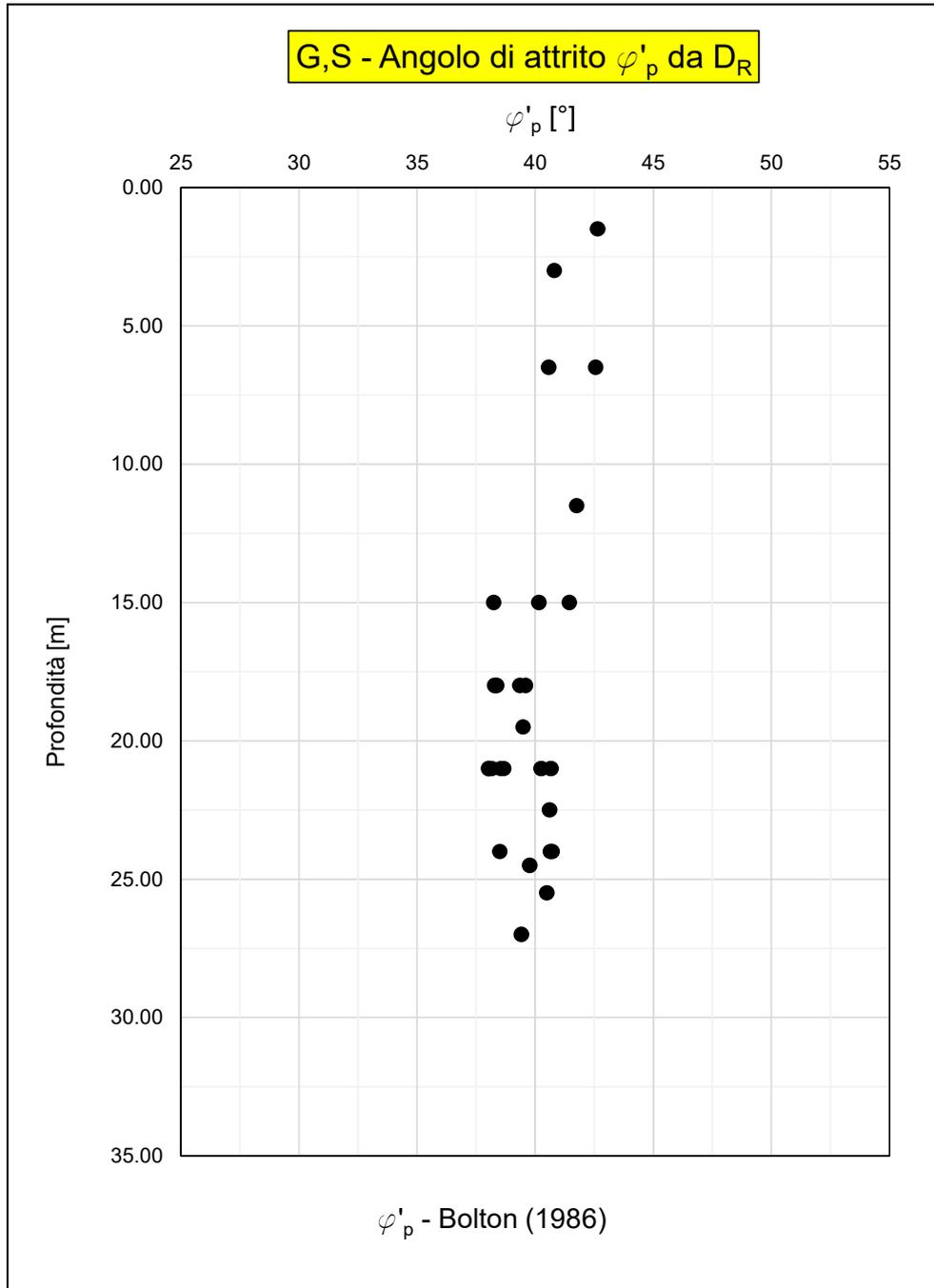
I valori di densità relativa utilizzati per la stima dell'angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi'_p$  sono quelli stimati in precedenza.

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

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

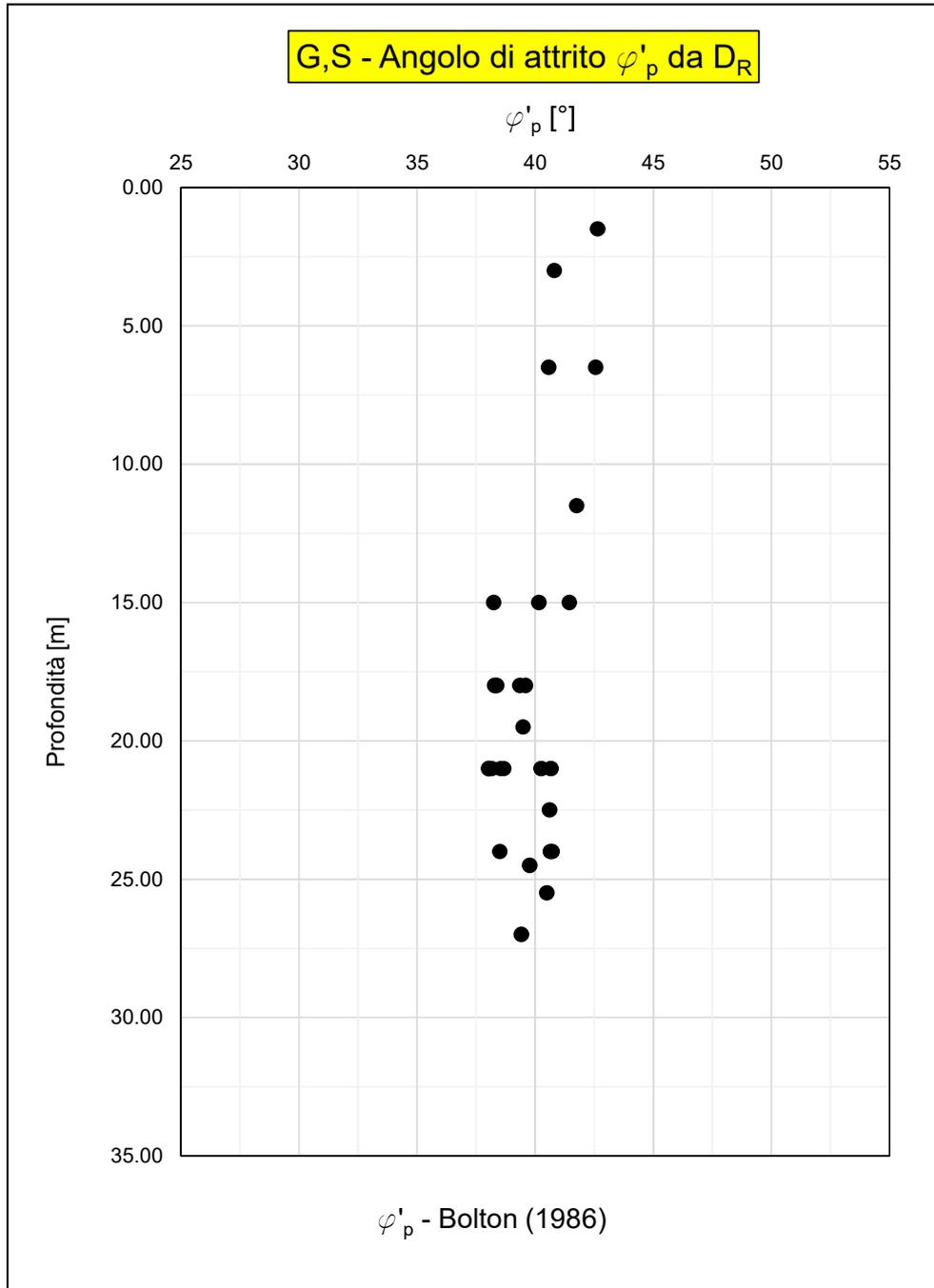
Adottando la correlazione di Fleming et al. (1992) si ottiene  $\varphi'_{cv} = 35^\circ$ .

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



F 106. Stima di  $\varphi'_p$  da  $D_R$  (Bolton, 1986)

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



F 107. Stima di  $\varphi'_p$  medio da  $D_R$  (Bolton, 1986)

|   |   |                  |                |                         |           |                      |
|---|---|------------------|----------------|-------------------------|-----------|----------------------|
|  | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D’ABRUZZO – MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>PROGETTO FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                |                         |           |                      |
| <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96  | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B | FOGLIO<br>161 di 261 |

## 7.11 Caratteristiche di deformabilità in terreni coesivi

### 7.11.1 Modulo elastico non drenato

#### 7.11.1.1 Unità geotecnica LSA

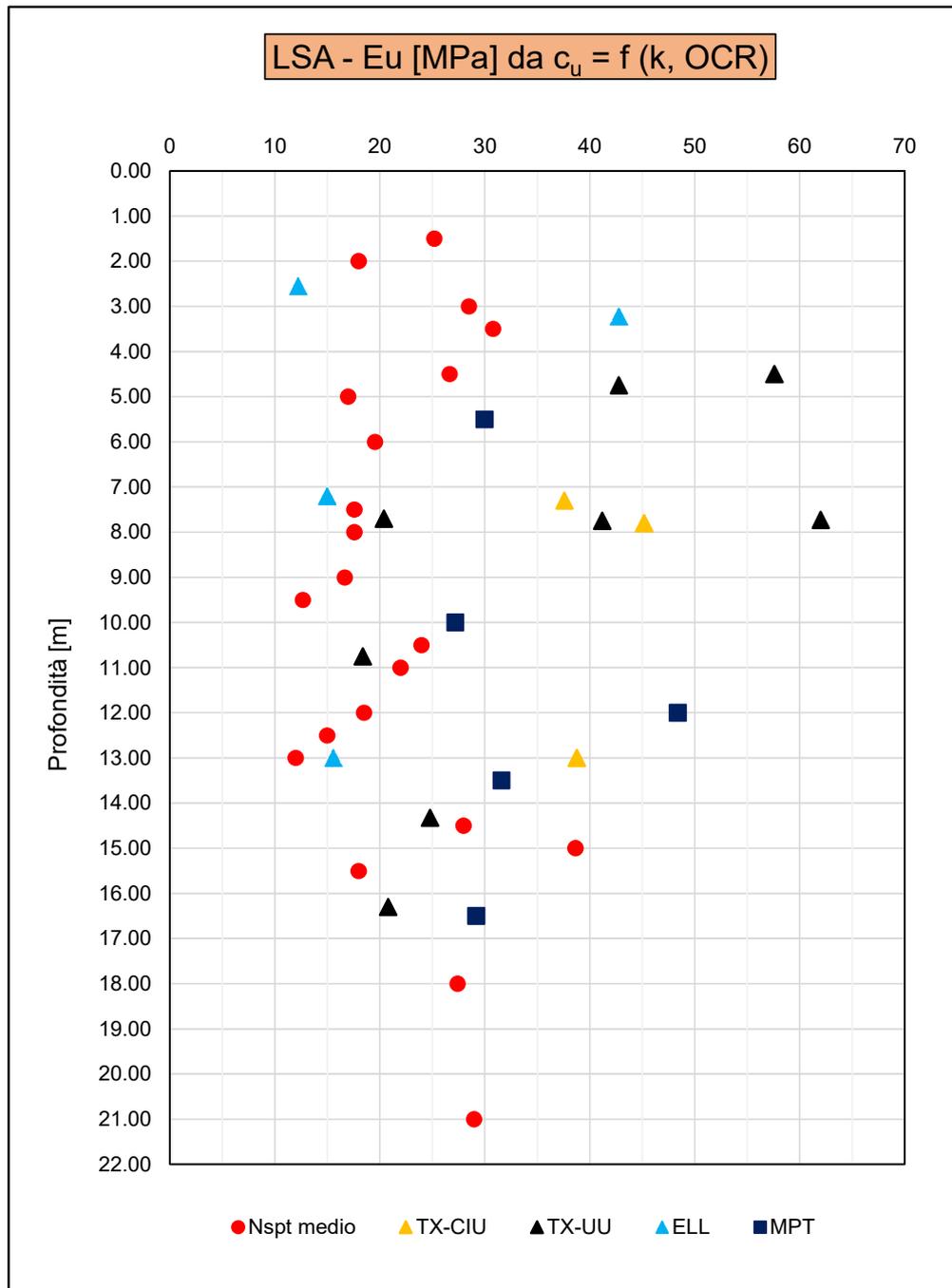
##### Modulo elastico non drenato da resistenza al taglio non drenata

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 in media sempre inferiore al 35%.

Nella figura F108 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 108. Stima di  $E_u$  da  $c_u$  (Duncan & Buchigani, 1976)

Modulo elastico non drenato da prove TX-CIU

Nella seguente tabella T23 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 23. 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]     |
| S2        | CI2   | 7.300       | 138.7          | 94.00  | 100.00      | 26.40     | 23.00     |
|           |       |             |                | 114.00 | 200.00      | 35.00     | 32.00     |
|           |       |             |                | 153.00 | 300.00      | 15.50     | 17.00     |
| S9        | CI2   | 7.800       | 148.2          | 113.00 | 100.00      | 38.70     | 21.60     |
|           |       |             |                | 141.00 | 200.00      | 37.20     | 28.10     |
|           |       |             |                | 195.00 | 300.00      | 9.40      | 9.12      |
| S1int     | CI2   | 13.00       | 247            | 97.00  | 100.00      | 2.50      | 2.80      |
|           |       |             |                | 165.00 | 200.00      | 12.00     | 7.20      |
|           |       |             |                | 268.00 | 300.00      | 24.00     | 9.70      |

La media dei moduli non drenati riportati nella precedente tabella e i livelli medi di deformabilità ad una profondità compresa tra 7.0 e 13.0 m circa dal p.c. sono risultati i seguenti:

$$E_{U25} = 22.30 \text{ MPa} \quad \varepsilon_{25} = 0.30\%;$$

$$E_{U50} = 16.72 \text{ MPa} \quad \varepsilon_{50} = 0.65\%.$$

Modulo elastico non drenato da prove pressiometriche MPT

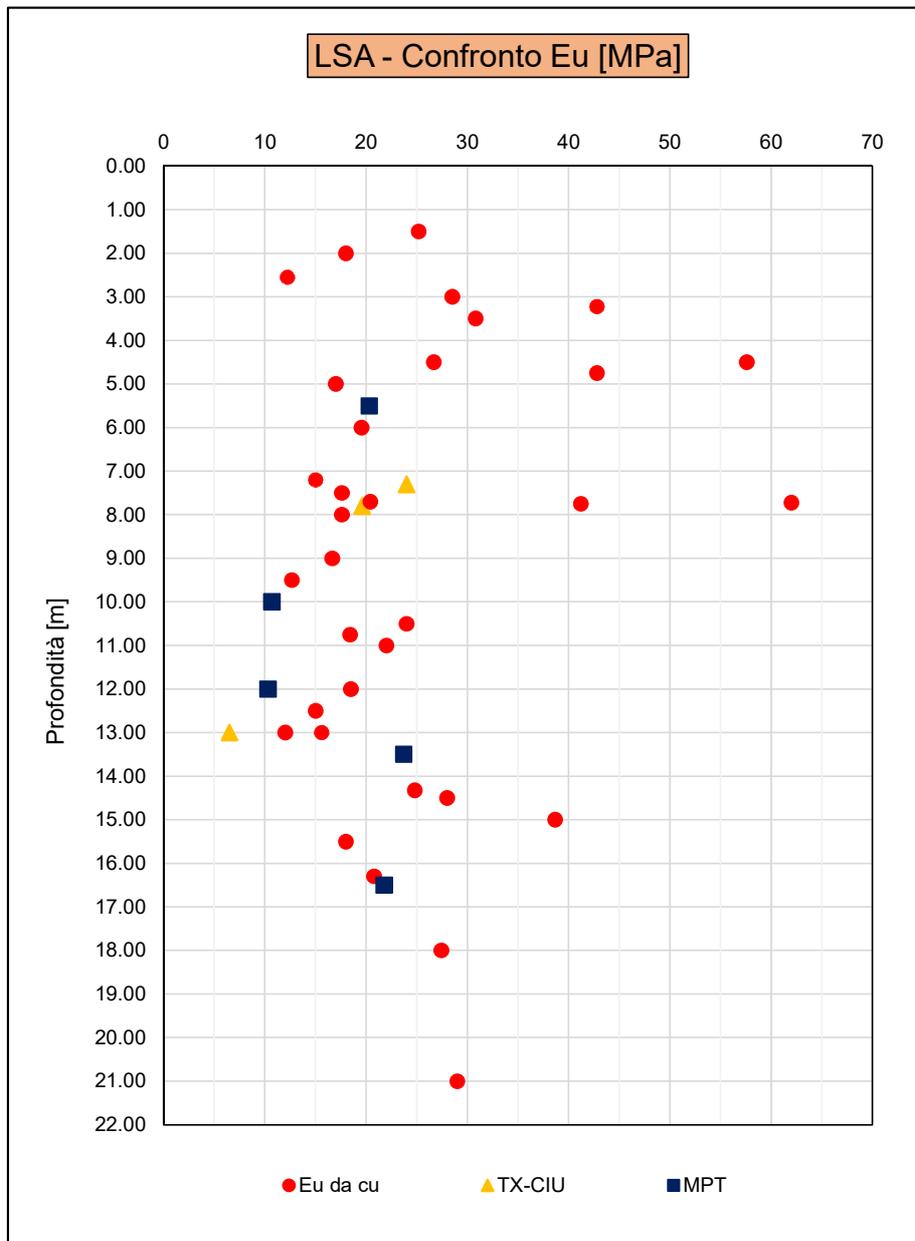
Nella tabella T24 sono riportati i valori di  $E_U$  ottenuti dai certificati di prova delle prove pressiometriche MPT.

*T 24. Moduli elastici non drenati  $E_U$  da prove MPT*

| Sondaggio | Prof.       | MPT   |
|-----------|-------------|-------|
|           |             | $E_U$ |
| [n]       | [m da p.c.] | [MPa] |
| S7        | 12.00       | 10.30 |
| S11       | 13.50       | 23.70 |
| S4int     | 10.00       | 10.70 |
| S1int     | 5.50        | 20.30 |
| S1int     | 16.50       | 21.8  |

Nella figura F109 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 109. Confronto  $E_u$  da  $c_u$  con prove di laboratorio e MPT

|   |   |                  |                |                         |           |                      |
|---|---|------------------|----------------|-------------------------|-----------|----------------------|
|  | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                |                         |           |                      |
| <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96  | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B | FOGLIO<br>166 di 261 |

### 7.11.1.2 Unità geotecnica AL

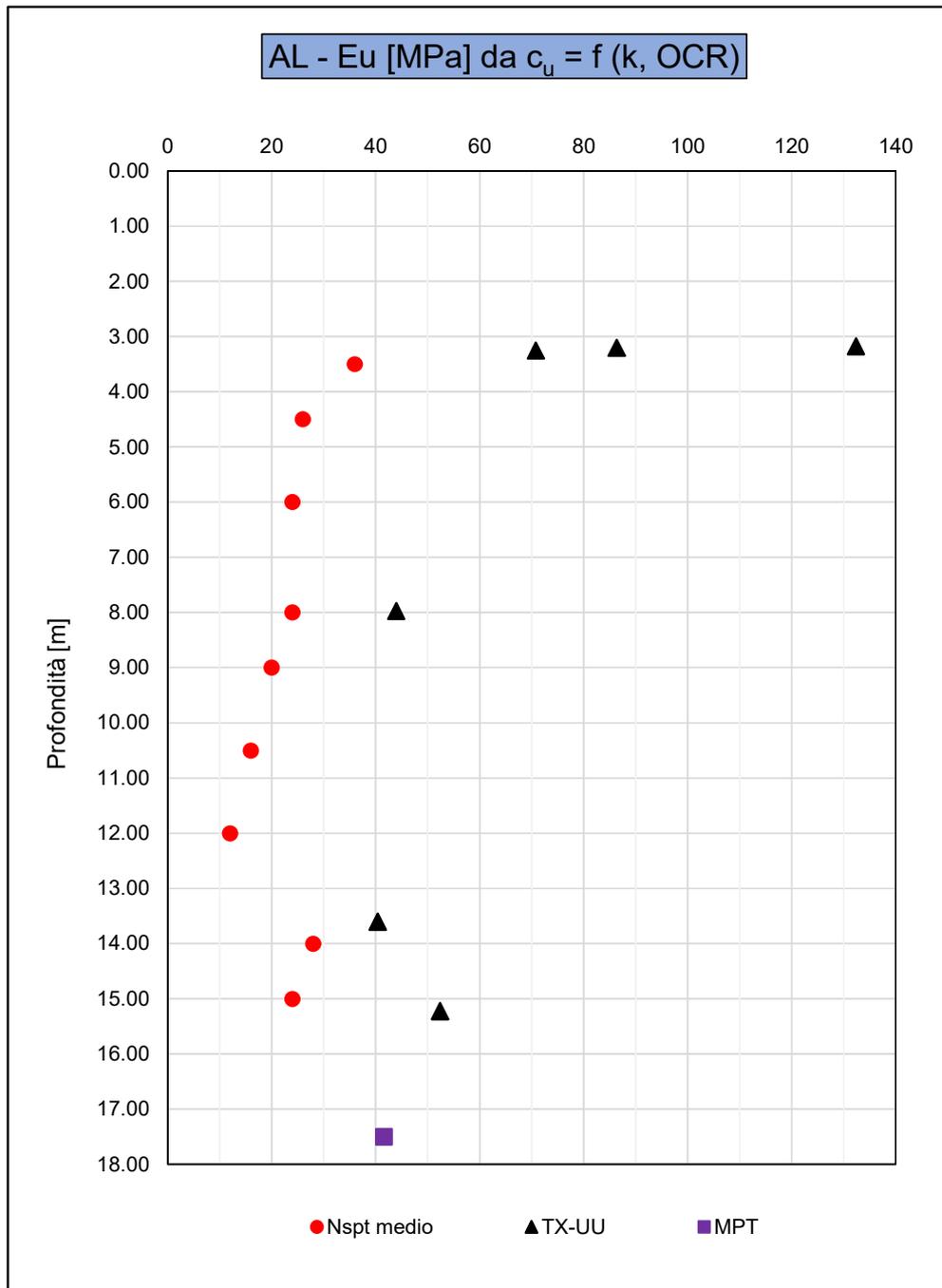
#### Modulo elastico non drenato da resistenza al taglio non drenata

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 sempre inferiore al 30%.

Nella figura F110 sono riportati i valori di  $E_u$  a partire dai valori più rappresentativi della resistenza al taglio non drenata ricavata nei precedenti paragrafi.

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



F 110. Stima di  $E_u$  da  $c_u$  (Duncan & Buchigani, 1976)



VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA  
INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1  
PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

| COMMESSA | LOTTO   | CODIFICA | DOCUMENTO  | REV. | FOGLIO     |
|----------|---------|----------|------------|------|------------|
| IA96     | 00 R 29 | GE       | GE0006 001 | B    | 168 di 261 |

Modulo elastico non drenato da prove pressiometriche MPT

Nella prova pressiometrica eseguita lungo il sondaggio S9 alla profondità di 17.50m dal p.c. si è ottenuto, dai certificati di prova, un valore di  $E_U$  pari a 23.7 MPa.

|   |   |                  |                |                         |           |                      |
|---|---|------------------|----------------|-------------------------|-----------|----------------------|
|  | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                |                         |           |                      |
| <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96  | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B | FOGLIO<br>169 di 261 |

### 7.11.1.3 Unità geotecnica AM

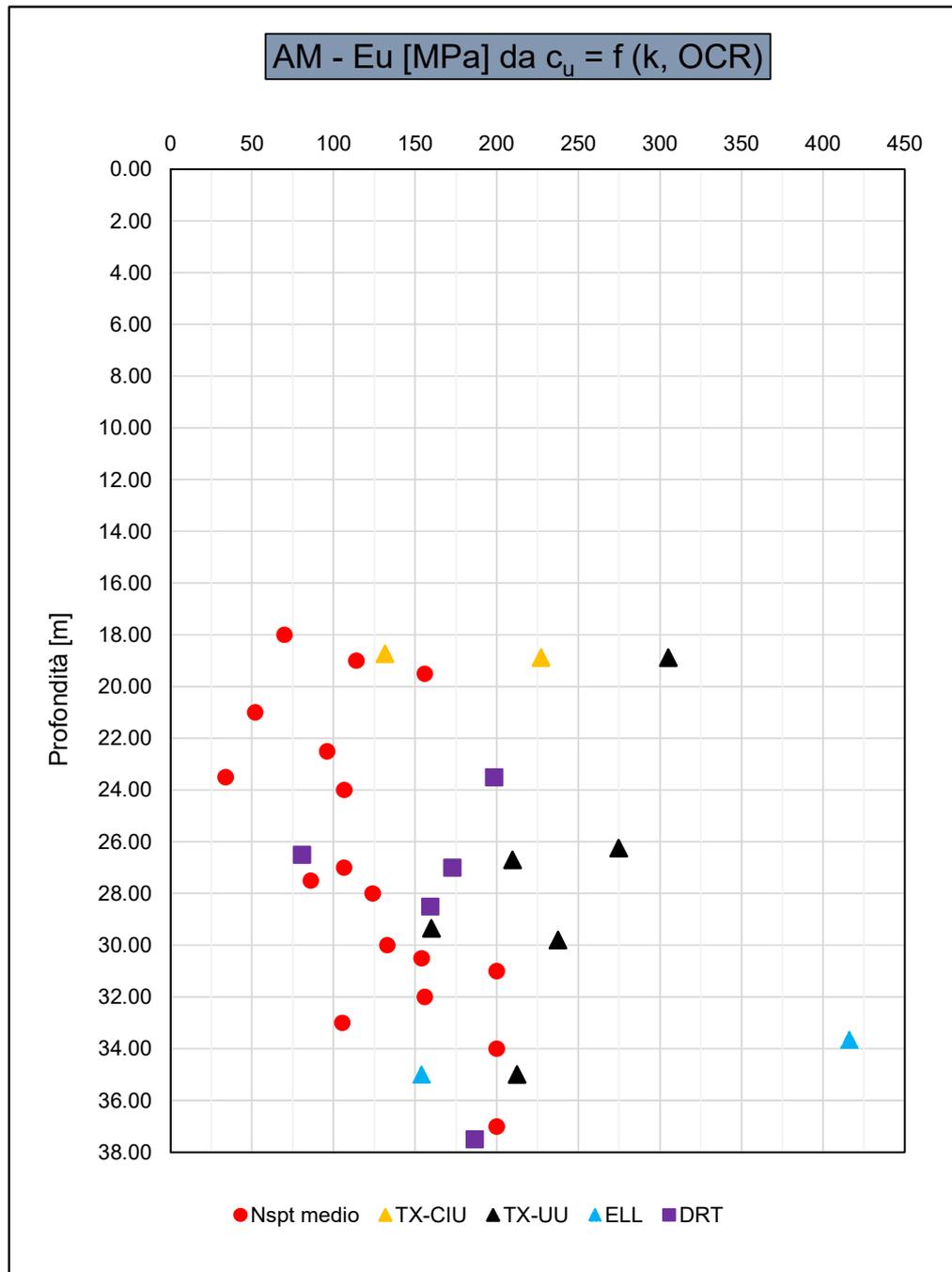
#### Modulo elastico non drenato da resistenza al taglio non drenata

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 linea generale inferiore al 30%.

Nella figura F111 riportati i valori di  $E_u$  a partire dai valori più rappresentativi della resistenza al taglio non drenata ricavata nei precedenti paragrafi.

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



F 111. 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 25. 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]     |
| S1 - 2018 | CI2   | 18.875      | 280.00         | 474.00 | 200.00      | 26.90     | 23.90     |
|           |       |             |                | 594.00 | 350.00      | 37.70     | 34.80     |
|           |       |             |                | 638.00 | 638.00      | 55.40     | 37.40     |
| S2 - 2018 | CI3   | 18.725      | 280.00         | 266.00 | 300.00      | 13.70     | 12.80     |
|           |       |             |                | 338.00 | 400.00      | 20.50     | 14.90     |
|           |       |             |                | 385.00 | 500.00      | 31.70     | 23.90     |

La media moduli non drenati riportati nella precedente tabella e i livelli medi di deformabilità alla profondità di circa 19 m dal p.c. sono risultati i seguenti:

$$E_{U25} = 30.98 \text{ MPa} \qquad \varepsilon_{25} = 0.80\%;$$

$$E_{U50} = 24.62 \text{ MPa} \qquad \varepsilon_{50} = 1.90\%.$$

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

|  |   |                  |                  |                |                         |           |
|--|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

Modulo elastico non drenato da prove dilatometriche DRT

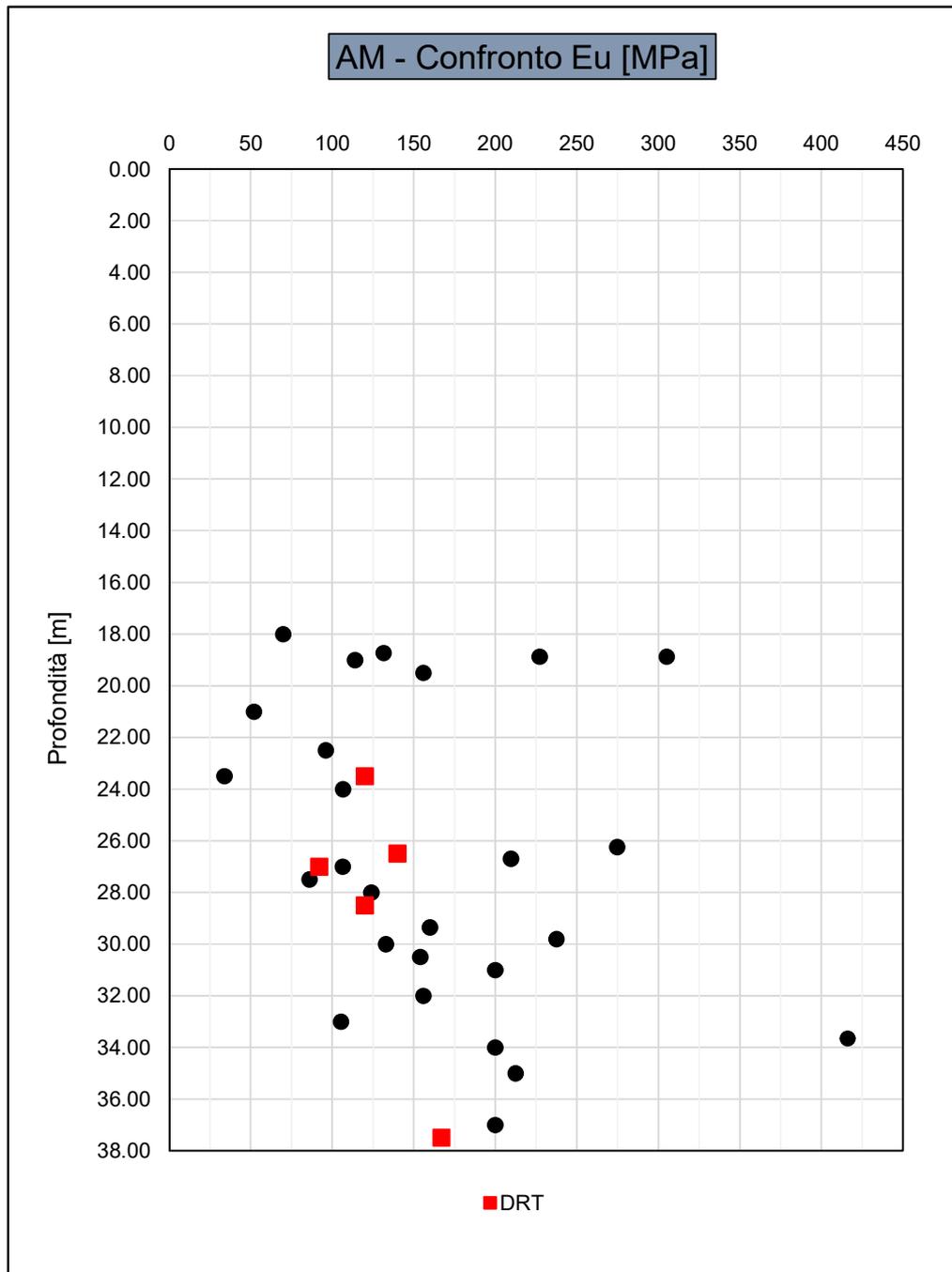
Nella tabella T25 sono riportati i moduli elastici non drenati  $E_u$  ricavati dai certificati delle prove dilatometriche DRT.

T 26. Moduli elastici non drenati da prove dilatometriche DRT

| Sondaggio | Prof.       | DRT    |
|-----------|-------------|--------|
|           |             | $E_u$  |
| [n]       | [m da p.c.] | [MPa]  |
| S5        | 28.50       | 120.00 |
| S7        | 23.50       | 120.00 |
| S10       | 27.00       | 92.00  |
| S11       | 26.50       | 140.00 |
| S1int     | 37.50       | 167.00 |

Nella figura F112 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 112. 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

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

*T 27. 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]      | [-]          | [%]           | [%]           |
| S7        | Cl1      | 4.78       | 64.8       | 168.48     | -            | -             | -             |
|           |          |            |            |            | -            | -             | -             |
| S9v       | Cl3      | 15.23      | 114.04     | 296.50     | 0.9880       | 0.0023        | -             |
|           |          |            |            |            | 0.7950       | -             | 0.0310        |
| S11       | Cl3      | 12.10      | 74.95      | 194.87     | 0.9940       | 0.0024        | -             |
|           |          |            |            |            | 0.7070       | -             | 0.0380        |

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 T28 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 28. 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     | 228.00 | 19.00                | 0.30  | 100.68         | 261.77                           |
| MASW-01b    | 245.00 | 19.00                | 0.30  | 116.26         | 302.27                           |
| MASW-02     | 200.00 | 19.00                | 0.30  | 77.47          | 201.43                           |
| MASW-03     | 240.00 | 19.00                | 0.30  | 111.56         | 290.06                           |
| MASW-04     | 200.00 | 19.00                | 0.30  | 77.47          | 201.43                           |
| MASW-05     | 200.00 | 19.00                | 0.30  | 77.47          | 201.43                           |
| MASW-06     | 220.00 | 19.00                | 0.30  | 93.74          | 243.73                           |
| MASW-07     | 255.00 | 19.00                | 0.30  | 125.94         | 327.44                           |
| MASW-08     | 230.00 | 19.00                | 0.30  | 102.46         | 266.39                           |
| MASW-09     | 250.00 | 19.00                | 0.30  | 121.05         | 314.73                           |
| MASW-10     | 210.00 | 19.00                | 0.30  | 85.41          | 222.07                           |
| MASW-11     | 200.00 | 19.00                | 0.30  | 77.47          | 201.43                           |
| MASW-12     | 200.00 | 19.00                | 0.30  | 77.47          | 201.43                           |

Da quanto riportato in tabella T28 si ottengono i seguenti valori medi:

$$G_0 = 95 \text{ MPa}$$

$$E_0 = 248 \text{ MPa}$$

Tali valori essendo 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 T29 sono riportati i valori dei moduli ottenuti.

*T 29. 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     | 228.00 | 19.00                | 0.30  | 100.68 | 261.77          | 26.18                     | 13.09                     |
| MASW-01b    | 245.00 | 19.00                | 0.30  | 116.26 | 302.27          | 30.23                     | 15.11                     |
| MASW-02     | 200.00 | 19.00                | 0.30  | 77.47  | 201.43          | 20.14                     | 10.07                     |
| MASW-03     | 240.00 | 19.00                | 0.30  | 111.56 | 290.06          | 29.01                     | 14.50                     |
| MASW-04     | 200.00 | 19.00                | 0.30  | 77.47  | 201.43          | 20.14                     | 10.07                     |
| MASW-05     | 200.00 | 19.00                | 0.30  | 77.47  | 201.43          | 20.14                     | 10.07                     |
| MASW-06     | 220.00 | 19.00                | 0.30  | 93.74  | 243.73          | 24.37                     | 12.19                     |
| MASW-07     | 255.00 | 19.00                | 0.30  | 125.94 | 327.44          | 32.74                     | 16.37                     |
| MASW-08     | 230.00 | 19.00                | 0.30  | 102.46 | 266.39          | 26.64                     | 13.32                     |
| MASW-09     | 250.00 | 19.00                | 0.30  | 121.05 | 314.73          | 31.47                     | 15.74                     |
| MASW-10     | 210.00 | 19.00                | 0.30  | 85.41  | 222.07          | 22.21                     | 11.10                     |
| MASW-11     | 200.00 | 19.00                | 0.30  | 77.47  | 201.43          | 20.14                     | 10.07                     |
| MASW-12     | 200.00 | 19.00                | 0.30  | 77.47  | 201.43          | 20.14                     | 10.07                     |

Da quanto riportato in tabella T29 si ottengono i seguenti valori medi:

$$E_{op1(0.10)} = 25.0 \text{ MPa}$$

$$E_{op2(0.05)} = 12.5 \text{ MPa}$$

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 30. 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   | 3.3         | 400                          | 0.0344                 | 11.64 | 8.63     |
| S2        | CI2   | 7.300       | 400                          | 0.0330                 | 12.12 | 8.98     |
| S4        | CI2   | 8.300       | 400                          | 0.0285                 | 14.06 | 10.41    |
| S5        | CI2   | 10.750      | 400                          | 0.0360                 | 11.13 | 8.24     |
| S7        | CI1   | 4.725       | 400                          | 0.0282                 | 14.18 | 10.51    |
| S10       | CI1   | 3.175       | 400                          | 0.0336                 | 11.90 | 8.82     |
| S11       | CI2   | 7.750       | 400                          | 0.0329                 | 12.16 | 9.01     |
| S12       | CI1   | 4.750       | 400                          | 0.0322                 | 12.42 | 9.20     |
| S12       | CI2b  | 7.800       | 400                          | 0.0348                 | 11.51 | 8.53     |
| S1 - 2018 | CI1   | 3.225       | 400                          | 0.0416                 | 9.63  | 7.13     |

Si ottiene un valore medio di  $E_{op2(0.05)} = 8.95$  MPa inferiore a quello stimato a partire dal modulo iniziale ( $E_{op2(0.05)} = 12.5$  MPa). Tale differenza può essere attribuita al disturbo dei campioni in fase di prelievo e fustellamento.

|   |   |                  |                |                         |           |                      |
|---|---|------------------|----------------|-------------------------|-----------|----------------------|
|  | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                |                         |           |                      |
| <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96  | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B | FOGLIO<br>178 di 261 |

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:

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

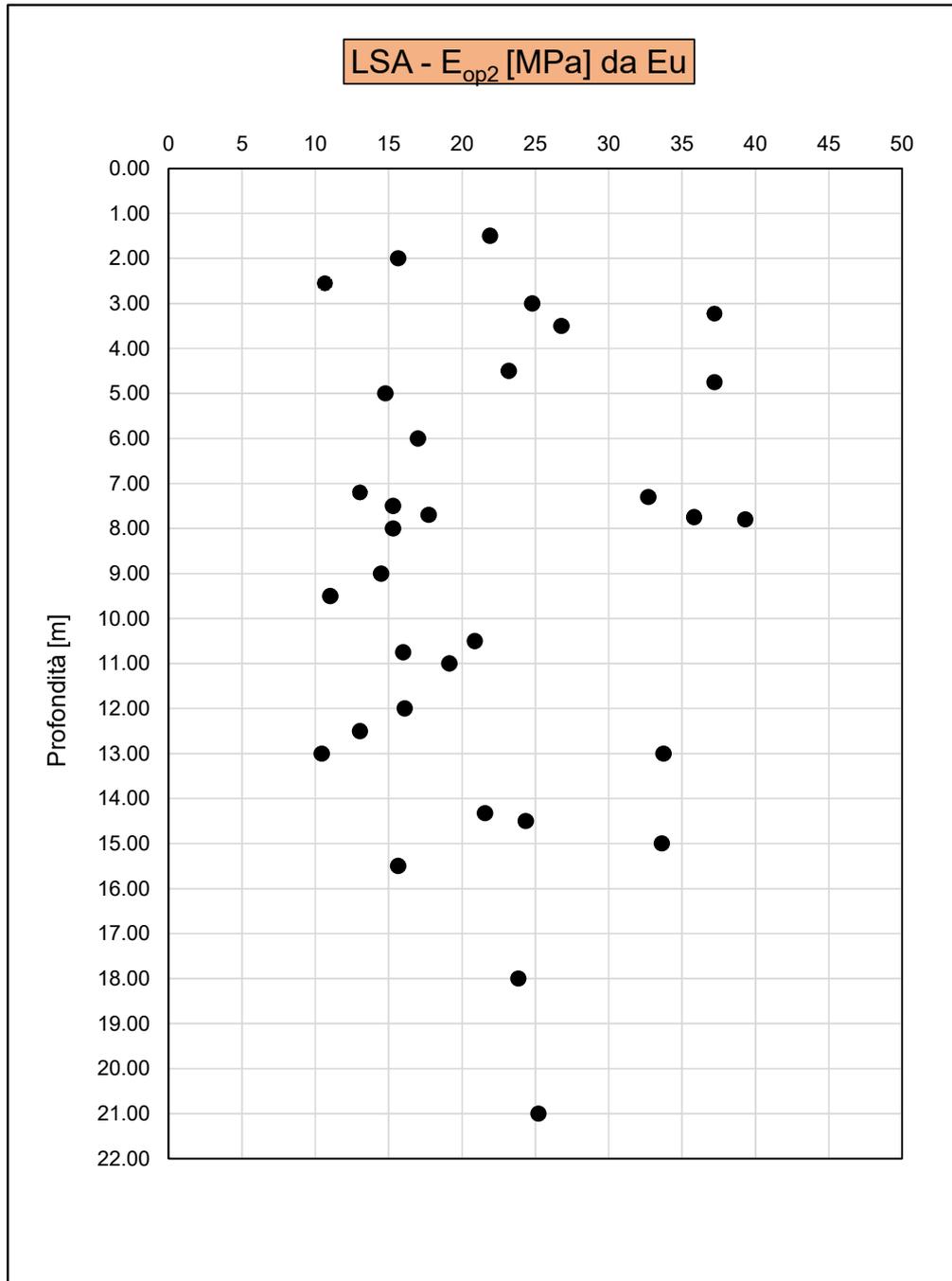
Assumendo  $\nu=0.3$  si ottiene  $E_{op2}=E_U/1.15$ .

Nella seguente figura F113 sono riportati i valori di  $E_{op2}$  ricavati a partire dai valori di  $E_U$  ottenuti nei precedenti paragrafi.

Si ottengono valori medi 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. In questo caso 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 $E_{op2}$ da $E_u$



F 113. 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 T31 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 31. 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     | 250.00 | 19.50                | 0.30  | 124.24 | 323.01        |
| MASW-01b    | 299.00 | 19.50                | 0.30  | 177.71 | 462.04        |
| MASW-02     | 270.00 | 19.50                | 0.30  | 144.91 | 376.76        |
| MASW-04     | 250.00 | 19.50                | 0.30  | 124.24 | 323.01        |
| MASW-05     | 230.00 | 19.50                | 0.30  | 105.15 | 273.40        |
| MASW-07     | 235.00 | 19.50                | 0.30  | 109.77 | 285.41        |

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

$$G_0 = 131.0 \text{ MPa}$$

$$E_0 = 341.0 \text{ MPa}$$

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 T32 sono riportati i valori dei moduli ottenuti.

*T 32. 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     | 250.00 | 19.50                | 0.30  | 124.24 | 323.01          | 32.30                     | 16.15                     |
| MASW-01b    | 299.00 | 19.50                | 0.30  | 177.71 | 462.04          | 46.20                     | 23.10                     |
| MASW-02     | 270.00 | 19.50                | 0.30  | 144.91 | 376.76          | 37.68                     | 18.84                     |
| MASW-04     | 250.00 | 19.50                | 0.30  | 124.24 | 323.01          | 32.30                     | 16.15                     |
| MASW-05     | 230.00 | 19.50                | 0.30  | 105.15 | 273.40          | 27.34                     | 13.67                     |
| MASW-07     | 235.00 | 19.50                | 0.30  | 109.77 | 285.41          | 28.54                     | 14.27                     |

Si ottengono i seguenti valori medi:

$$E_{op1(0.10)} = 34.0 \text{ MPa}$$

$$E_{op2(0.05)} = 17.0 \text{ MPa}$$

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 33. 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]    |
| S4        | CI1   | 3.250       | 400                          | 0.0300                 | 13.36 | 9.89     |
| S5        | CI1   | 3.200       | 400                          | 0.0270                 | 14.84 | 10.99    |
| S6        | CI1   | 3.175       | 400                          | 0.0402                 | 9.95  | 7.37     |
| S13       | CI1   | 3.250       | 400                          | 0.0223                 | 17.98 | 13.32    |
| S13       | CI2   | 7.975       | 400                          | 0.0313                 | 12.80 | 9.48     |

Si ottiene un valore medio di  $E_{op2(0.05)} = 10.25$  MPa inferiore a quello stimato a partire dal modulo iniziale ( $E_{op2(0.05)} = 17.0$  MPa). Tale differenza può essere attribuita al disturbo dei campioni in fase di prelievo e fustellamento.

|   |   |                  |                |                         |           |                      |
|---|---|------------------|----------------|-------------------------|-----------|----------------------|
|  | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                |                         |           |                      |
| <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96  | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B | FOGLIO<br>183 di 261 |

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:

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

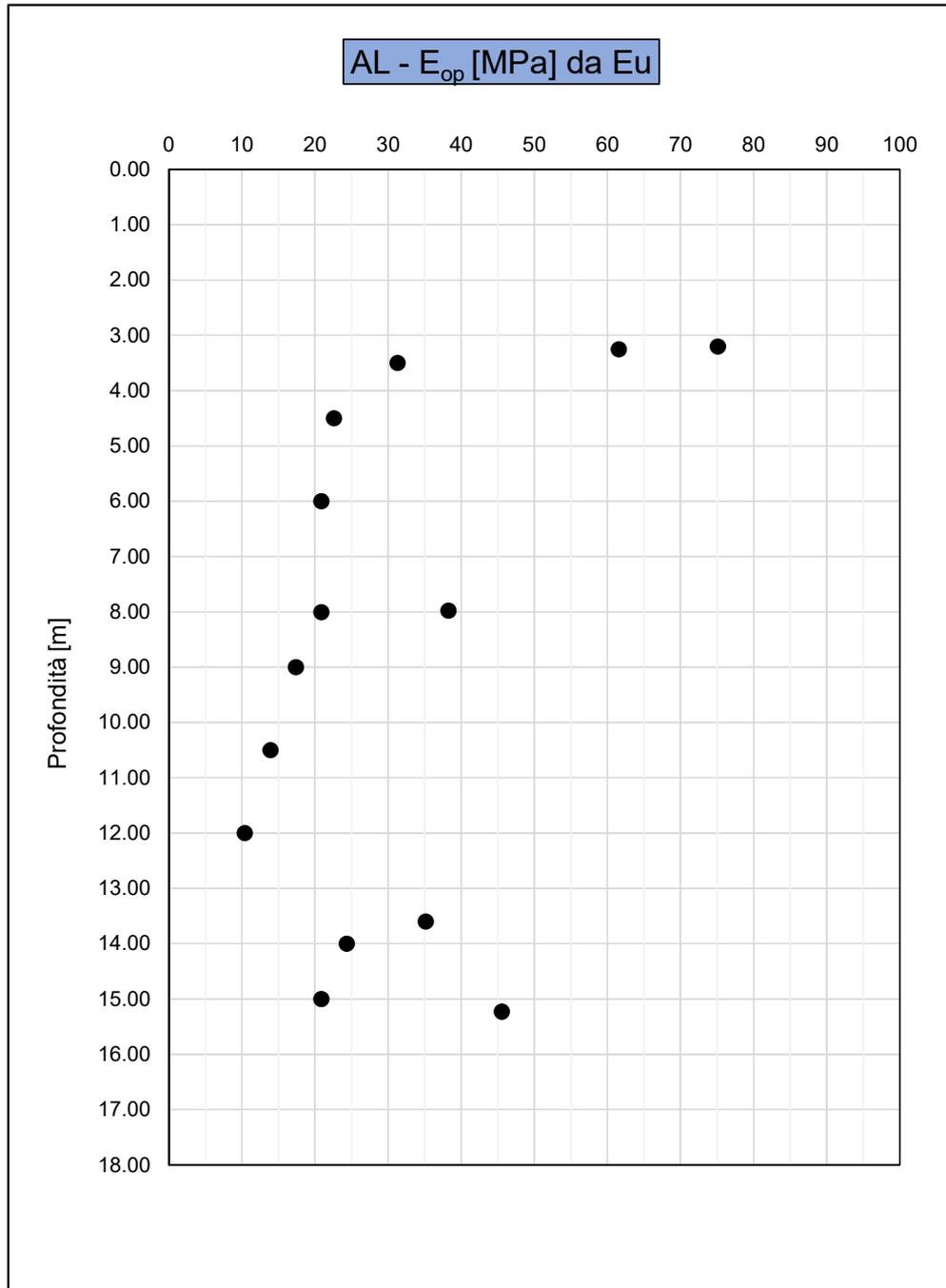
Assumendo  $\nu=0.3$  si ottiene  $E_{op2}=E_U/1.15$ .

Nella figura F114 sono riportati i valori di  $E_{op2}$  ricavati a partire dai valori di  $E_U$  ottenuti nei precedenti paragrafi.

Si ottengono valori medi compresi nel range 15÷35 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. In questo caso 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 114. Stima di  $E_{op2}$  da  $E_u$

### 7.11.2.3 Unità geotecnica AM

#### Modulo elastico iniziale

L'unica prova di Colonna Risonante eseguita su un campione appartenente all'unità AM ha restituito i seguenti valori di  $E_{max}=E_0$  e  $G_{max}=G_0$ :

*T 34. 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]     | [-]         | [%]           | [%]           |
| S11       | CI4      | 29.80      | 243.02    | 631.85    | 0.9830      | 0.0024        | -             |
|           |          |            |           |           | 0.7550      | -             | 0.0180        |

Una stima più approfondita 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 T35 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 35. Moduli elastici iniziali da MASW*

| Stendimento | Vs     | $\gamma$             | $\nu$ | $G_0$  | $E_0=E_{din}$ |
|-------------|--------|----------------------|-------|--------|---------------|
| [-]         | [m/s]  | [kN/m <sup>3</sup> ] | [-]   | [MPa]  | [MPa]         |
| MASW-01     | 498.00 | 20.50                | 0.30  | 518.26 | 1347.46       |
| MASW-01b    | 583.00 | 20.50                | 0.30  | 710.27 | 1846.70       |
| MASW-02     | 636.00 | 20.50                | 0.30  | 845.28 | 2197.72       |
| MASW-03     | 554.00 | 20.50                | 0.30  | 641.36 | 1667.55       |
| MASW-04     | 613.00 | 20.50                | 0.30  | 785.25 | 2041.64       |
| MASW-05     | 491.00 | 20.50                | 0.30  | 503.79 | 1309.85       |
| MASW-06     | 570.00 | 20.50                | 0.30  | 678.94 | 1765.26       |
| MASW-07     | 500.00 | 20.50                | 0.30  | 522.43 | 1358.31       |
| MASW-08     | 400.00 | 20.50                | 0.30  | 334.35 | 869.32        |
| MASW-09     | 470.00 | 20.50                | 0.30  | 461.62 | 1200.20       |
| MASW-10     | 400.00 | 20.50                | 0.30  | 334.35 | 869.32        |
| MASW-11     | 450.00 | 20.50                | 0.30  | 423.17 | 1100.23       |
| MASW-12     | 547.00 | 20.50                | 0.30  | 625.26 | 1625.67       |

Da quanto riportato in tabella T35 si ottengono i seguenti valori medi:

$G_0 = 570$  MPa

$E_0 = 1475$  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 T36 sono riportati i valori dei moduli ottenuti.

*T 36. 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     | 498.00 | 20.50                | 0.30  | 518.26 | 1347.46       | 134.75                  | 67.37                   |
| MASW-01b    | 583.00 | 20.50                | 0.30  | 710.27 | 1846.70       | 184.67                  | 92.33                   |
| MASW-02     | 636.00 | 20.50                | 0.30  | 845.28 | 2197.72       | 219.77                  | 109.89                  |
| MASW-03     | 554.00 | 20.50                | 0.30  | 641.36 | 1667.55       | 166.75                  | 83.38                   |
| MASW-04     | 613.00 | 20.50                | 0.30  | 785.25 | 2041.64       | 204.16                  | 102.08                  |
| MASW-05     | 491.00 | 20.50                | 0.30  | 503.79 | 1309.85       | 130.98                  | 65.49                   |
| MASW-06     | 570.00 | 20.50                | 0.30  | 678.94 | 1765.26       | 176.53                  | 88.26                   |
| MASW-07     | 500.00 | 20.50                | 0.30  | 522.43 | 1358.31       | 135.83                  | 67.92                   |
| MASW-08     | 400.00 | 20.50                | 0.30  | 334.35 | 869.32        | 86.93                   | 43.47                   |
| MASW-09     | 470.00 | 20.50                | 0.30  | 461.62 | 1200.20       | 120.02                  | 60.01                   |
| MASW-10     | 400.00 | 20.50                | 0.30  | 334.35 | 869.32        | 86.93                   | 43.47                   |
| MASW-11     | 450.00 | 20.50                | 0.30  | 423.17 | 1100.23       | 110.02                  | 55.01                   |
| MASW-12     | 547.00 | 20.50                | 0.30  | 625.26 | 1625.67       | 162.57                  | 81.28                   |

Si ottengono i seguenti valori medi:

$$E_{op1(0.10)} = 148.0 \text{ MPa}$$

$$E_{op2(0.05)} = 74.0 \text{ MPa}$$

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 37. 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]    |
| S9        | CI4   | 29.350      | 400                          | 0.04415                | 9.06  | 6.71     |
| S2 - 2018 | CI2   | 18.400      | 400                          | 0.02665                | 15.01 | 11.12    |

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.

Modulo elastico operativo da prove dilatometriche

Nella prova dilatometrica eseguita lungo il sondaggio S9 a profondità di 35.50m dal p.c. si è ottenuto, dai certificati di prova, un valore del modulo di Young pari a 213MPa.

Moduli elastici operativi da modulo elastico non drenato

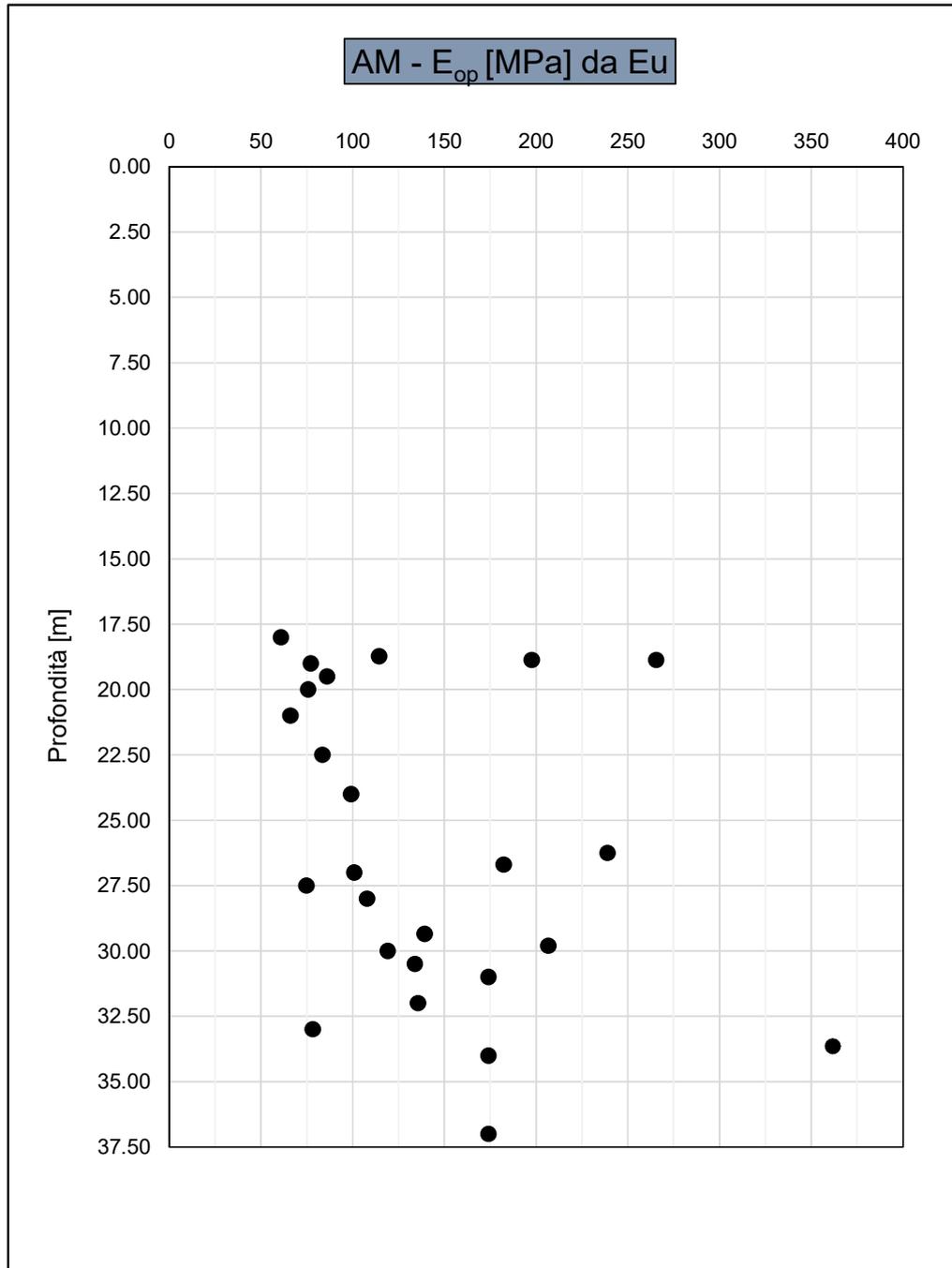
Una stima del modulo elastico operativo è stata eseguita a partire dai valori dei moduli non drenati secondo la seguente relazione:

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

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

Nella figura F115 sono riportati i valori di  $E_{op2}$  ricavati a partire dai valori di  $E_U$  ottenuti nei precedenti paragrafi.

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



F 115. 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  $C_r=C_s$ .

Nella seguente tabella sono riportati i risultati ottenuti dalle interpretazioni delle prove edometriche distinti per unità geotecnica.

*T 38. LSA – Parametri di compressibilità da prove edometriche*

| Sondaggio S1 - Campione CI1 - prof. 3.30m - 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     | $\Delta e$ |
| [-]   | [-]                   | [-]               | [-]        | [-]                             | [-]                   | [-]    | [-]    | [-]        |
| 0.2574  | 0.6021                | 0.5210            | 0.1550     | 0.0288                          | 0.9031                | 0.6470 | 0.6210 | 0.0260     |
| Sondaggio S2 - Campione CI2 - prof. 7.30m - 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     | $\Delta e$ |
| [-]   | [-]                   | [-]               | [-]        | [-]                             | [-]                   | [-]    | [-]    | [-]        |
| 0.2741  | 0.6021                | 0.5570            | 0.1650     | 0.0111                          | 0.9031                | 0.6470 | 0.6370 | 0.0100     |
| Sondaggio S4 - Campione CI2 - prof. 8.300m - 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     | $\Delta e$ |
| [-]   | [-]                   | [-]               | [-]        | [-]                             | [-]                   | [-]    | [-]    | [-]        |
| 0.2342  | 0.6021                | 0.5660            | 0.1410     | 0.0177                          | 0.9031                | 0.6690 | 0.6530 | 0.0160     |
| Sondaggio S5 - Campione CI2 - prof. 10.750m - 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     | $\Delta e$ |
| [-]   | [-]                   | [-]               | [-]        | [-]                             | [-]                   | [-]    | [-]    | [-]        |
| 0.2192  | 0.6021                | 0.4420            | 0.1320     | 0.0155                          | 0.9031                | 0.5640 | 0.5500 | 0.0140     |
| Sondaggio S7 - Campione CI1 - prof. 4.725m - 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     | $\Delta e$ |
| [-]   | [-]                   | [-]               | [-]        | [-]                             | [-]                   | [-]    | [-]    | [-]        |
| 0.2442  | 0.6021                | 0.5730            | 0.1470     | 0.0332                          | 0.6021                | 0.6440 | 0.6240 | 0.0200     |

| <b>Sondaggio S10 - Campione C11 - prof. 3.175m - LSA</b>     |                       |                   |            |                                |                       |        |        |            |
|--|-----------------------|-------------------|------------|--------------------------------|-----------------------|--------|--------|------------|
| $\Delta\sigma_v'=3200-800$ [kPa]                             |                       |                   |            | $\Delta\sigma_v'=200-50$ [kPa] |                       |        |        |            |
| $c_c$  | $\Delta\log\sigma_v'$ | $e_{\sigma_{vp}}$ | $\Delta e$ | $c_s$                          | $\Delta\log\sigma_v'$ | $e_0$  | $e_1$  | $\Delta e$ |
| [-]  | [-]                   | [-]               | [-]        | [-]                            | [-]                   | [-]    | [-]    | [-]        |
| 0.2408   | 0.6021                | 0.5440            | 0.1450     | 0.0199                         | 0.6021                | 0.6540 | 0.6420 | 0.0120     |
|  |                       |                   |            |                                |                       |        |        |            |
| <b>Sondaggio S11 - Campione C12 - prof. 7.75m - LSA</b>      |                       |                   |            |                                |                       |        |        |            |
| $\Delta\sigma_v'=3200-800$ [kPa]                             |                       |                   |            | $\Delta\sigma_v'=400-50$ [kPa] |                       |        |        |            |
| $c_c$  | $\Delta\log\sigma_v'$ | $e_{\sigma_{vp}}$ | $\Delta e$ | $c_s$                          | $\Delta\log\sigma_v'$ | $e_0$  | $e_1$  | $\Delta e$ |
| [-]  | [-]                   | [-]               | [-]        | [-]                            | [-]                   | [-]    | [-]    | [-]        |
| 0.2591   | 0.6021                | 0.5480            | 0.1560     | 0.0177                         | 0.9031                | 0.6220 | 0.6060 | 0.0160     |
|  |                       |                   |            |                                |                       |        |        |            |
| <b>Sondaggio S12 - Campione C11 - prof. 4.75m - LSA</b>      |                       |                   |            |                                |                       |        |        |            |
| $\Delta\sigma_v'=3200-400$ [kPa]                             |                       |                   |            | $\Delta\sigma_v'=200-50$ [kPa] |                       |        |        |            |
| $c_c$  | $\Delta\log\sigma_v'$ | $e_{\sigma_{vp}}$ | $\Delta e$ | $c_s$                          | $\Delta\log\sigma_v'$ | $e_0$  | $e_1$  | $\Delta e$ |
| [-]  | [-]                   | [-]               | [-]        | [-]                            | [-]                   | [-]    | [-]    | [-]        |
| 0.1871   | 0.9031                | 0.5620            | 0.1690     | 0.0166                         | 0.6021                | 0.6170 | 0.6070 | 0.0100     |
|  |                       |                   |            |                                |                       |        |        |            |
| <b>Sondaggio S12 - Campione C12b - prof. 7.80m - LSA</b>     |                       |                   |            |                                |                       |        |        |            |
| $\Delta\sigma_v'=3200-800$ [kPa]                             |                       |                   |            | $\Delta\sigma_v'=400-50$ [kPa] |                       |        |        |            |
| $c_c$  | $\Delta\log\sigma_v'$ | $e_{\sigma_{vp}}$ | $\Delta e$ | $c_s$                          | $\Delta\log\sigma_v'$ | $e_0$  | $e_1$  | $\Delta e$ |
| [-]  | [-]                   | [-]               | [-]        | [-]                            | [-]                   | [-]    | [-]    | [-]        |
| 0.3156   | 0.6021                | 0.6660            | 0.1900     | 0.0199                         | 0.9031                | 0.7500 | 0.7320 | 0.0180     |
|  |                       |                   |            |                                |                       |        |        |            |
| <b>Sondaggio S1-2018 - Campione C11 - prof. 3.250m - LSA</b> |                       |                   |            |                                |                       |        |        |            |
| $\Delta\sigma_v'=3200-400$ [kPa]                             |                       |                   |            | $\Delta\sigma_v'=100-25$ [kPa] |                       |        |        |            |
| $c_c$  | $\Delta\log\sigma_v'$ | $e_{\sigma_{vp}}$ | $\Delta e$ | $c_s$                          | $\Delta\log\sigma_v'$ | $e_0$  | $e_1$  | $\Delta e$ |
| [-]  | [-]                   | [-]               | [-]        | [-]                            | [-]                   | [-]    | [-]    | [-]        |
| 0.2314   | 0.9031                | 0.5660            | 0.2090     | 0.0299                         | 0.6021                | 0.6820 | 0.6640 | 0.0180     |
|  |                       |                   |            |                                |                       |        |        |            |

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

indice di compressione  $C_c = 0.2460$ ;

indice di ricomprensione  $C_r = C_s = 0.0210$ .

*T 39. AL – Parametri di compressibilità da prove edometriche*

| Sondaggio S4 - Campione CI1 - prof. 3.25m - 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     | $\Delta e$ |
| [-]  | [-]                   | [-]               | [-]        | [-]                            | [-]                   | [-]    | [-]    | [-]        |
| 0.2292   | 0.6021                | 0.6180            | 0.1380     | 0.0288                         | 0.9031                | 0.6940 | 0.6680 | 0.0260     |

| Sondaggio S5 - Campione CI1 - prof. 3.200m - AL |                       |                   |            |                                 |                       |        |        |            |
|---|-----------------------|-------------------|------------|---------------------------------|-----------------------|--------|--------|------------|
| $\Delta\sigma_v'=3200-800$ [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     | $\Delta e$ |
| [-]   | [-]                   | [-]               | [-]        | [-]                             | [-]                   | [-]    | [-]    | [-]        |
| 0.2109  | 0.6021                | 0.5430            | 0.1270     | 0.0282                          | 0.6021                | 0.6060 | 0.5890 | 0.0170     |

| Sondaggio S6 - Campione CI1 - prof. 3.175m - AL |                       |                   |            |                                 |                       |        |        |            |
|---|-----------------------|-------------------|------------|---------------------------------|-----------------------|--------|--------|------------|
| $\Delta\sigma_v'=3200-800$ [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     | $\Delta e$ |
| [-]   | [-]                   | [-]               | [-]        | [-]                             | [-]                   | [-]    | [-]    | [-]        |
| 0.3222  | 0.6021                | 0.6360            | 0.1940     | 0.0349                          | 0.6021                | 0.7320 | 0.7110 | 0.0210     |

| Sondaggio S13 - Campione CI1 - prof. 3.25m - AL |                       |                   |            |                                 |                       |        |        |            |
|---|-----------------------|-------------------|------------|---------------------------------|-----------------------|--------|--------|------------|
| $\Delta\sigma_v'=3200-800$ [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     | $\Delta e$ |
| [-]   | [-]                   | [-]               | [-]        | [-]                             | [-]                   | [-]    | [-]    | [-]        |
| 0.2010  | 0.6021                | 0.5670            | 0.1210     | 0.0199                          | 0.6021                | 0.6180 | 0.6060 | 0.0120     |

| Sondaggio S13 - Campione CI2 - prof. 7.975m - 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     | $\Delta e$ |
| [-]  | [-]                   | [-]               | [-]        | [-]                            | [-]                   | [-]    | [-]    | [-]        |
| 0.2292   | 0.6021                | 0.5220            | 0.1380     | 0.0199                         | 0.9031                | 0.6260 | 0.6080 | 0.0180     |

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

indice di compressione  $C_c = 0.2385$ ;

indice di ricomprensione  $C_r = C_s = 0.0263$ .

*T 40. AM – Parametri di compressibilità da prove edometriche*

| Sondaggio S9 - Campione CI4 - prof. 29.35m - 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     | $\Delta e$ |
| [-]   | [-]                   | [-]               | [-]        | [-]                            | [-]                   | [-]    | [-]    | [-]        |
| 0.0963  | 0.6021                | 0.3580            | 0.0580     | 0.0210                         | 0.9031                | 0.3990 | 0.3800 | 0.0190     |

| Sondaggio S2-2018 - Campione CI2 - prof. 18.4m - 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     | $\Delta e$ |
| [-]   | [-]                   | [-]               | [-]        | [-]                            | [-]                   | [-]    | [-]    | [-]        |
| 0.2126  | 0.6021                | 0.5160            | 0.1280     | 0.0255                         | 0.9031                | 0.5900 | 0.5670 | 0.0230     |

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

indice di compressione  $C_c = 0.1545$ ;

indice di ricomprensione  $C_r = C_s = 0.0232$ .

## 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 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 T41 sono riportati i valori ottenuti adottando un coefficiente di Poisson pari a  $\nu=0.25$  e peso dell'unità di volume pari a  $\gamma=19.5\text{kN/m}^3$ .

T 41. 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-02     | 350.00 | 19.50                | 0.25  | 243.50 | 608.75        |
| MASW-03     | 310.00 | 19.50                | 0.25  | 191.02 | 477.56        |

Da quanto riportato in tabella T41 si ottengono i seguenti valori medi:

$$G_0 = 217.3 \text{ MPa}$$

$$E_0 = 543.2 \text{ MPa}$$

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 T42 sono riportati i valori dei moduli ottenuti.

*T 42. 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-02     | 350.00 | 19.50                | 0.25  | 243.50 | 608.75          | 60.88                     | 30.44                     |
| MASW-03     | 310.00 | 19.50                | 0.25  | 191.02 | 477.56          | 47.76                     | 23.88                     |

Si ottengono i seguenti valori medi:

$$E_{op1(0.10)} = 54.3 \text{ MPa}$$

$$E_{op2(0.05)} = 27.2 \text{ MPa}$$

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:

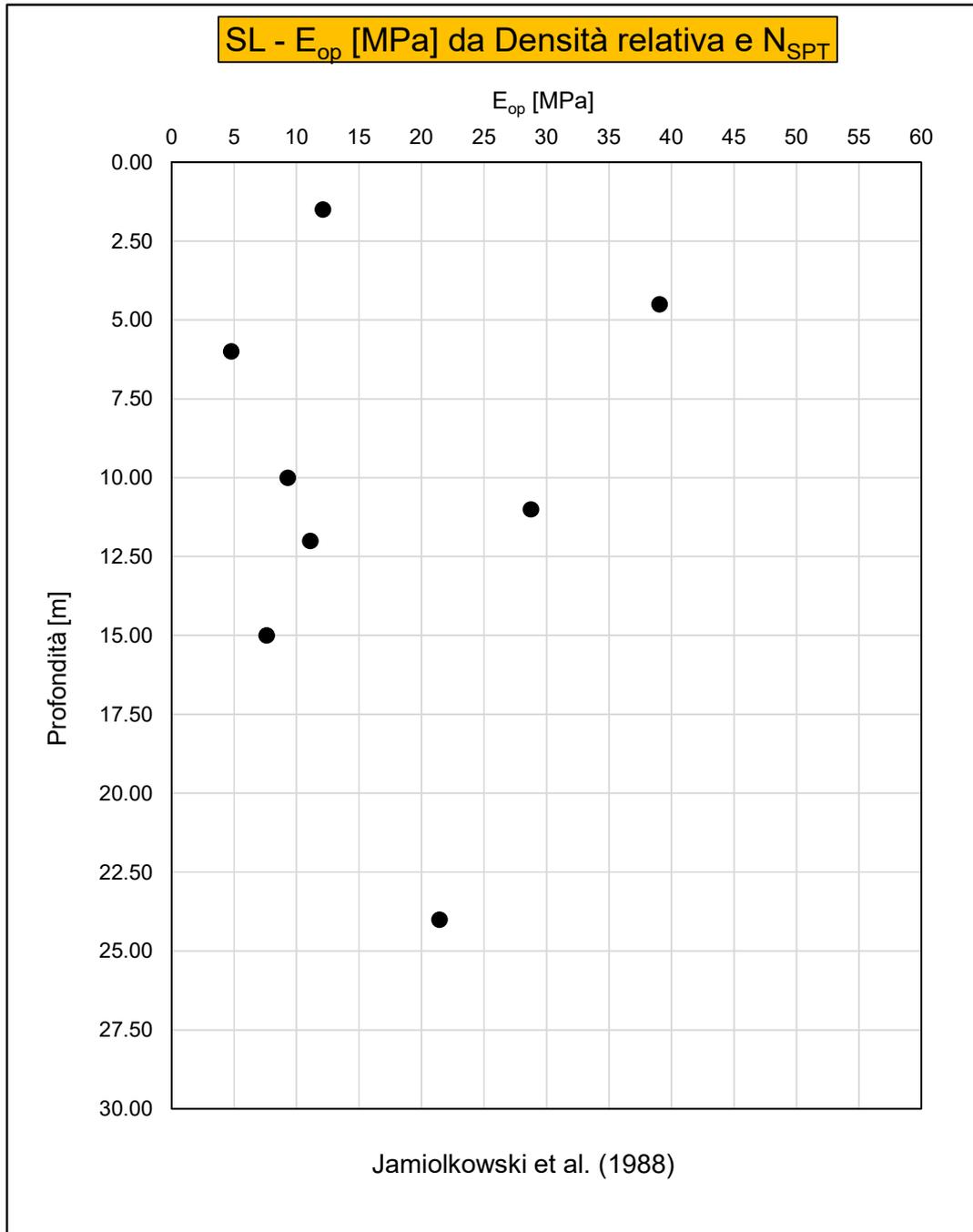
$$(E_{25}) = E_{op1} = (10.5 - 3.5 \cdot D_R) \cdot N_{SPT} / 10 \text{ [MPa]} \text{ - nel caso dei terreni normalmente consolidati;}$$

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

In figura F116 sono riportati i risultati ottenuti adottando l'espressione per terreni normalmente consolidati.

I valori ottenuti sono risultati in genere inferiori a quelli ricavati a partire dai moduli elastici iniziali. Tale situazione si verifica poiché nel caso di materiali con densità relativa  $D_R$  inferiore a 50% le espressioni funzioni di  $D_R$  e  $N_{SPT}$  conducono ad una sottostima dei valori di  $E_{25}'$ .

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



F 116. 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 T43 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 43. 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     | 315.00 | 22.00                | 0.25  | 222.52 | 556.31        |
| MASW-01b    | 399.00 | 22.00                | 0.25  | 357.03 | 892.56        |
| MASW-03     | 386.00 | 22.00                | 0.25  | 334.14 | 835.35        |
| MASW-04     | 442.00 | 22.00                | 0.25  | 438.13 | 1095.31       |
| MASW-05     | 450.00 | 22.00                | 0.25  | 454.13 | 1135.32       |
| MASW-06     | 550.00 | 22.00                | 0.25  | 678.39 | 1695.97       |
| MASW-07     | 400.00 | 22.00                | 0.25  | 358.82 | 897.04        |
| MASW-10     | 450.00 | 22.00                | 0.25  | 454.13 | 1135.32       |
| MASW-11     | 400.00 | 22.00                | 0.25  | 358.82 | 897.04        |
| MASW-12     | 463.00 | 22.00                | 0.25  | 480.75 | 1201.86       |

Da quanto riportato in tabella T43 si ottengono i seguenti valori medi:

$$G_0 = 413.7 \text{ MPa}$$

$$E_0 = 1034.2 \text{ MPa}$$

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 T44 sono riportati i valori dei moduli ottenuti.

*T 44. 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     | 315.00 | 22.00                | 0.25  | 222.52 | 556.31          | 55.63                     | 27.82                     |
| MASW-01b    | 399.00 | 22.00                | 0.25  | 357.03 | 892.56          | 89.26                     | 44.63                     |
| MASW-03     | 386.00 | 22.00                | 0.25  | 334.14 | 835.35          | 83.53                     | 41.77                     |
| MASW-04     | 442.00 | 22.00                | 0.25  | 438.13 | 1095.31         | 109.53                    | 54.77                     |
| MASW-05     | 450.00 | 22.00                | 0.25  | 454.13 | 1135.32         | 113.53                    | 56.77                     |
| MASW-06     | 550.00 | 22.00                | 0.25  | 678.39 | 1695.97         | 169.60                    | 84.80                     |
| MASW-07     | 400.00 | 22.00                | 0.25  | 358.82 | 897.04          | 89.70                     | 44.85                     |
| MASW-10     | 450.00 | 22.00                | 0.25  | 454.13 | 1135.32         | 113.53                    | 56.77                     |
| MASW-11     | 400.00 | 22.00                | 0.25  | 358.82 | 897.04          | 89.70                     | 44.85                     |
| MASW-12     | 463.00 | 22.00                | 0.25  | 480.75 | 1201.86         | 120.19                    | 60.09                     |

Si ottengono i seguenti valori medi:

$$E_{op1(0.10)} = 103.4 \text{ MPa}$$

$$E_{op2(0.05)} = 51.7 \text{ MPa}$$

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 45. Moduli elastici operativi da prove dilatometriche*

| Sondaggio | Prof.       | DRT   |
|-----------|-------------|-------|
|           |             | E'    |
| [n]       | [m da p.c.] | [MPa] |
| S5        | 17.50       | 188   |
| S10       | 14.00       | 112   |
| S4int     | 19.50       | 202   |

|   |   |          |            |          |            |      |        |      |         |    |            |   |            |
|---|---|----------|------------|----------|------------|------|--------|------|---------|----|------------|---|------------|
|  | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D’ABRUZZO – MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>PROGETTO FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA</b>   |          |            |          |            |      |        |      |         |    |            |   |            |
| <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | <table border="0"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IA96</td> <td>00 R 29</td> <td>GE</td> <td>GE0006 001</td> <td>B</td> <td>199 di 261</td> </tr> </table> | COMMESSA | LOTTO      | CODIFICA | DOCUMENTO  | REV. | FOGLIO | IA96 | 00 R 29 | GE | GE0006 001 | B | 199 di 261 |
| COMMESSA  | LOTTO   | CODIFICA | DOCUMENTO  | REV.     | FOGLIO     |      |        |      |         |    |            |   |            |
| IA96  | 00 R 29   | GE       | GE0006 001 | B        | 199 di 261 |      |        |      |         |    |            |   |            |

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:

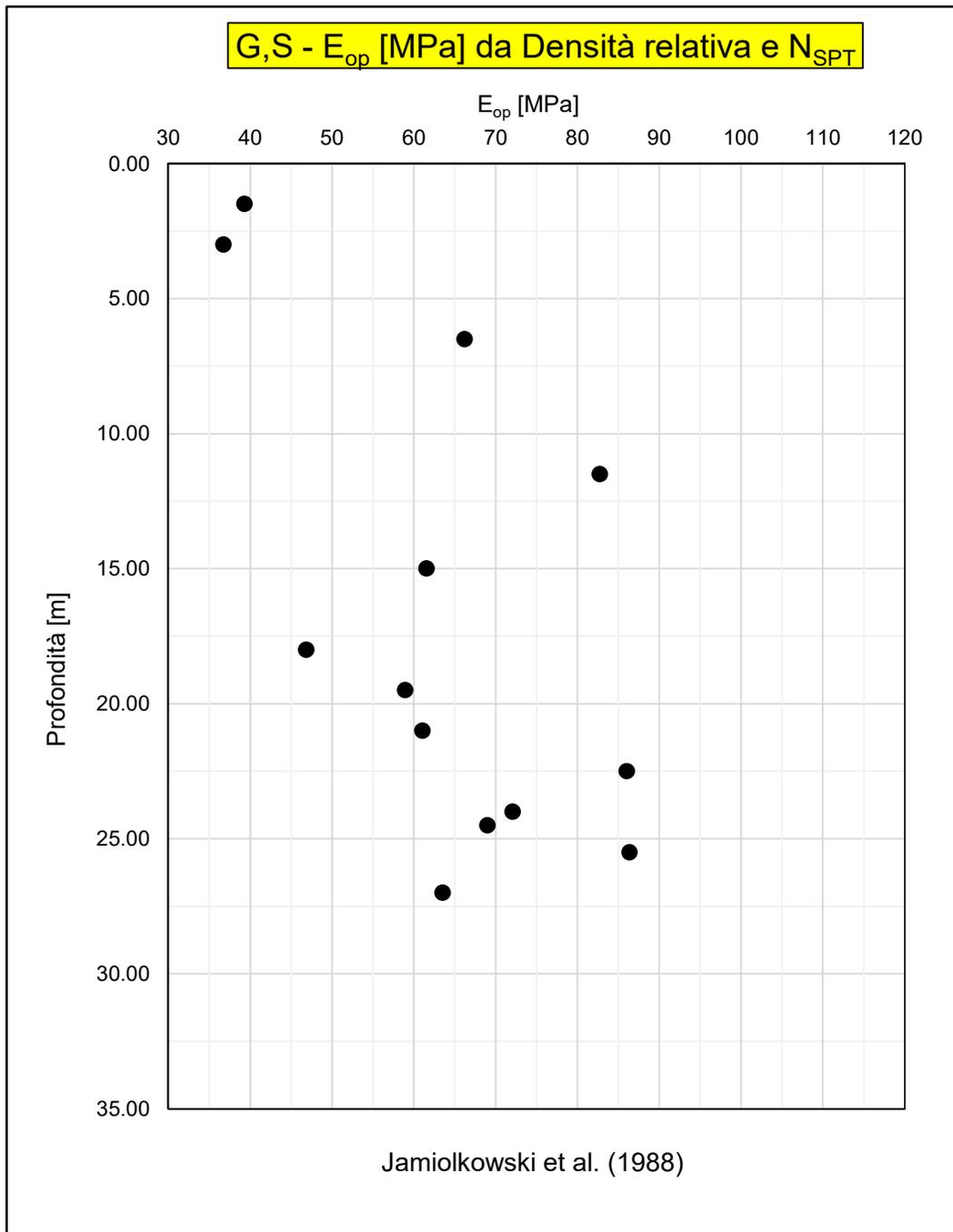
$$(E_{25}) = E_{op1} = (10.5 - 3.5 \cdot D_R) \cdot N_{SPT} / 10 \text{ [MPa]} - \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

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

In figura F117 sono riportati i risultati ottenuti adottando l’espressione per terreni normalmente consolidati.

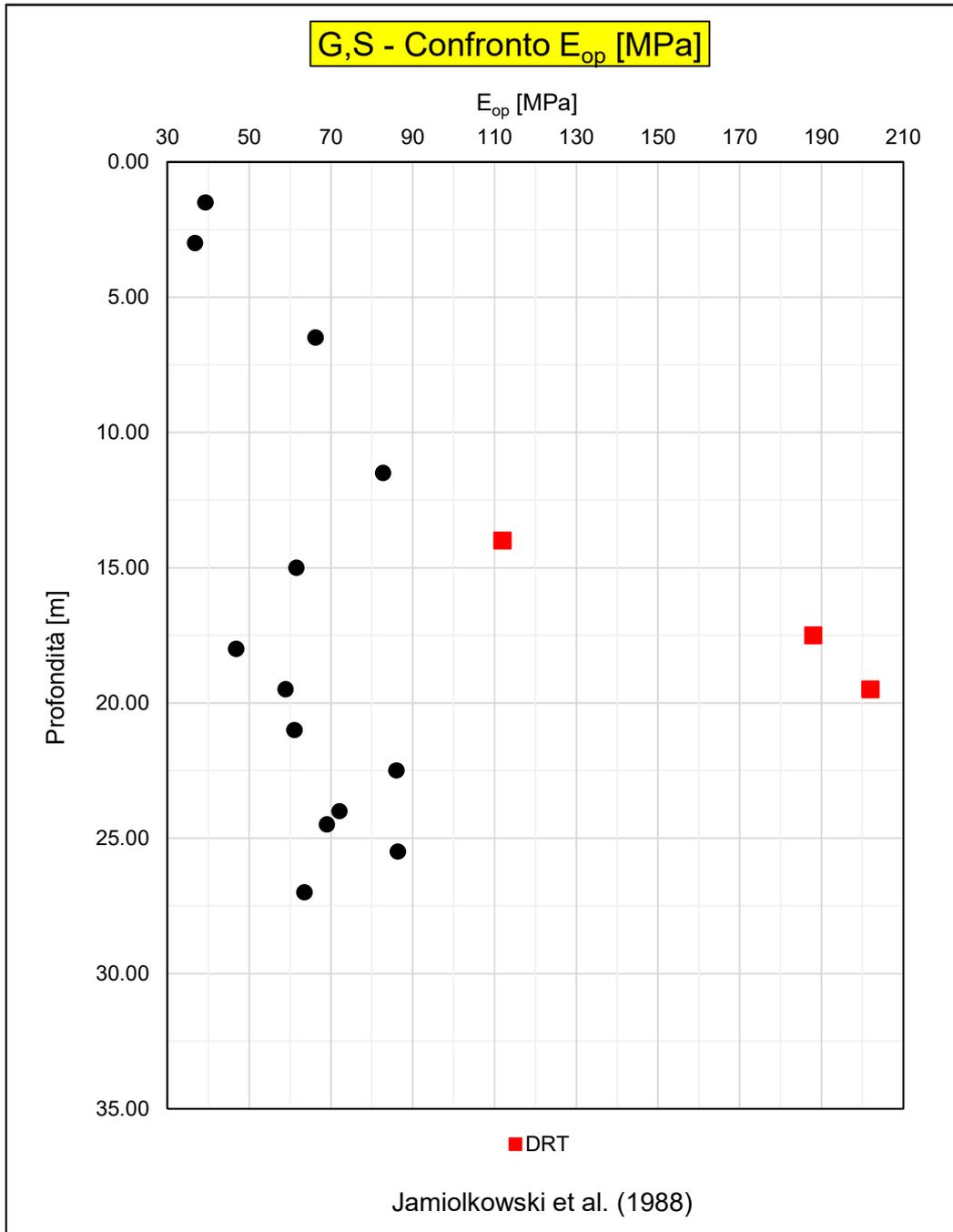
Nella figura F118 sono messi a confronto i valori del modulo elastico ottenuti con le espressioni funzioni di  $D_R$  e  $N_{SPT}$  con quelli ottenuti nelle prove dilatometriche.

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



F 117. Stima di  $E_{op1}$  da Densità relativa e  $N_{SPT}$  (Jamiolkowski et al., 1988)

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



F 118. Confronto di  $E_{op}$  da Densità relativa e  $N_{SPT}$  con prove DRT

## 8 CARATTERISTICHE DI PERMEABILITÀ

Nell'ambito della campagna d'indagine in sito sono state eseguite 43 prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile. I risultati ottenuti in termini di coefficienti di permeabilità orizzontale, riportati nelle tabelle T46 e T47, sono stati confrontati con i risultati delle prove edometriche su campioni indisturbati per poter in definitiva stimare i valori di permeabilità di progetto.

*T 46. Risultati prove Lefranc*

| Sondaggio | Terreno | Tasca Prova [m da p.c.] |       | Permeabilità      |
|-----------|---------|-------------------------|-------|-------------------|
|           |         | Letto                   | Tetto | $k_h$ media [m/s] |
| S1        | LSA     | 4.50                    | 5.00  | 7.46E-06          |
|           | LSA     | 11.00                   | 12.00 | 1.57E-05          |
|           | G,S     | 21.00                   | 22.00 | 1.76E-04          |
|           | AM      | 27.00                   | 28.00 | 5.96E-07          |
| S2        | LSA     | 4.50                    | 6.00  | 1.87E-05          |
|           | LSA     | 12.00                   | 13.00 | 2.27E-06          |
|           | SL      | 22.50                   | 24.00 | 7.33E-05          |
|           | SL      | 25.50                   | 28.00 | 1.43E-05          |
| S4        | AL      | 3.00                    | 4.50  | 4.37E-06          |
|           | G,S     | 24.00                   | 25.00 | 1.94E-04          |
|           | AM      | 25.00                   | 31.50 | 6.75E-06          |
| S5        | LSA     | 3.00                    | 4.50  | 2.11E-06          |
|           | G,S     | 15.00                   | 16.00 | 5.63E-04          |
|           | AM      | 25.40                   | 27.00 | 1.23E-06          |
| S6        | LSA     | 4.50                    | 6.00  | 5.64E-06          |
|           | LSA     | 7.95                    | 9.40  | 8.90E-07          |
|           | LSA     | 12.00                   | 14.00 | 2.64E-06          |
|           | AM      | 22.00                   | 24.00 | 1.86E-07          |
| S7        | LSA     | 3.00                    | 4.50  | 1.40E-06          |
|           | LSA     | 11.00                   | 12.50 | 1.92E-06          |
|           | LSA     | 20.00                   | 21.00 | 1.55E-06          |
| S9        | LSA     | 13.50                   | 15.00 | 1.88E-05          |
|           | G,S     | 22.50                   | 24.00 | 2.93E-03          |
|           | AM      | 27.00                   | 28.00 | 5.36E-07          |

*T 47. Risultati prove Lefranc*

| Sondaggio | Terreno | Tasca Prova [m da p.c.] |       | Permeabilità      |
|-----------|---------|-------------------------|-------|-------------------|
|           |         | Letto                   | Tetto | $k_h$ media [m/s] |
| S10       | LSA     | 5.00                    | 6.00  | 2.52E-05          |
|           | G,S     | 16.00                   | 17.00 | 1.11E-05          |
|           | AM      | 21.00                   | 24.00 | 3.59E-07          |
| S11       | LSA     | 4.50                    | 6.00  | 4.97E-05          |
|           | LSA     | 9.50                    | 11.80 | 5.96E-06          |
|           | G,S     | 16.20                   | 18.00 | 6.76E-04          |
|           | AM      | 27.00                   | 29.50 | 8.40E-07          |
| S12       | LSA     | 2.00                    | 3.00  | 5.74E-06          |
|           | AL      | 13.30                   | 15.00 | 4.54E-05          |
|           | AL      | 12.00                   | 13.30 | 2.70E-05          |
|           | AM      | 27.00                   | 30.00 | 3.53E-07          |
| S13       | AL      | 3.00                    | 4.50  | 4.04E-06          |
|           | GS      | 21.00                   | 22.50 | 1.96E-04          |
|           | AM      | 25.50                   | 27.00 | 3.98E-07          |
| S1int     | LSA     | 6.00                    | 7.50  | 6.87E-07          |
|           | AM      | 19.50                   | 21.00 | 9.71E-07          |
| S4int     | LSA     | 5.00                    | 6.00  | 4.59E-06          |
|           | G,S     | 15.00                   | 16.50 | 2.13E-05          |
|           | AM      | 28.00                   | 29.50 | 4.12E-07          |

E' stata inoltre eseguita una prova di tipo Lugeon nel sondaggio S9 tra le profondità 37 e 40 m dal p.c.. La prova ha interessato i terreni appartenenti all'unità AM restituendo un coefficiente di permeabilità medio pari a  $k=2.4 \cdot 10^{-8}$  m/s.

Nella tabella T48 sono riportati i risultati delle prove edometriche in termini di permeabilità verticale condotte sui provini indisturbati prelevati nel corso della campagna di indagine.

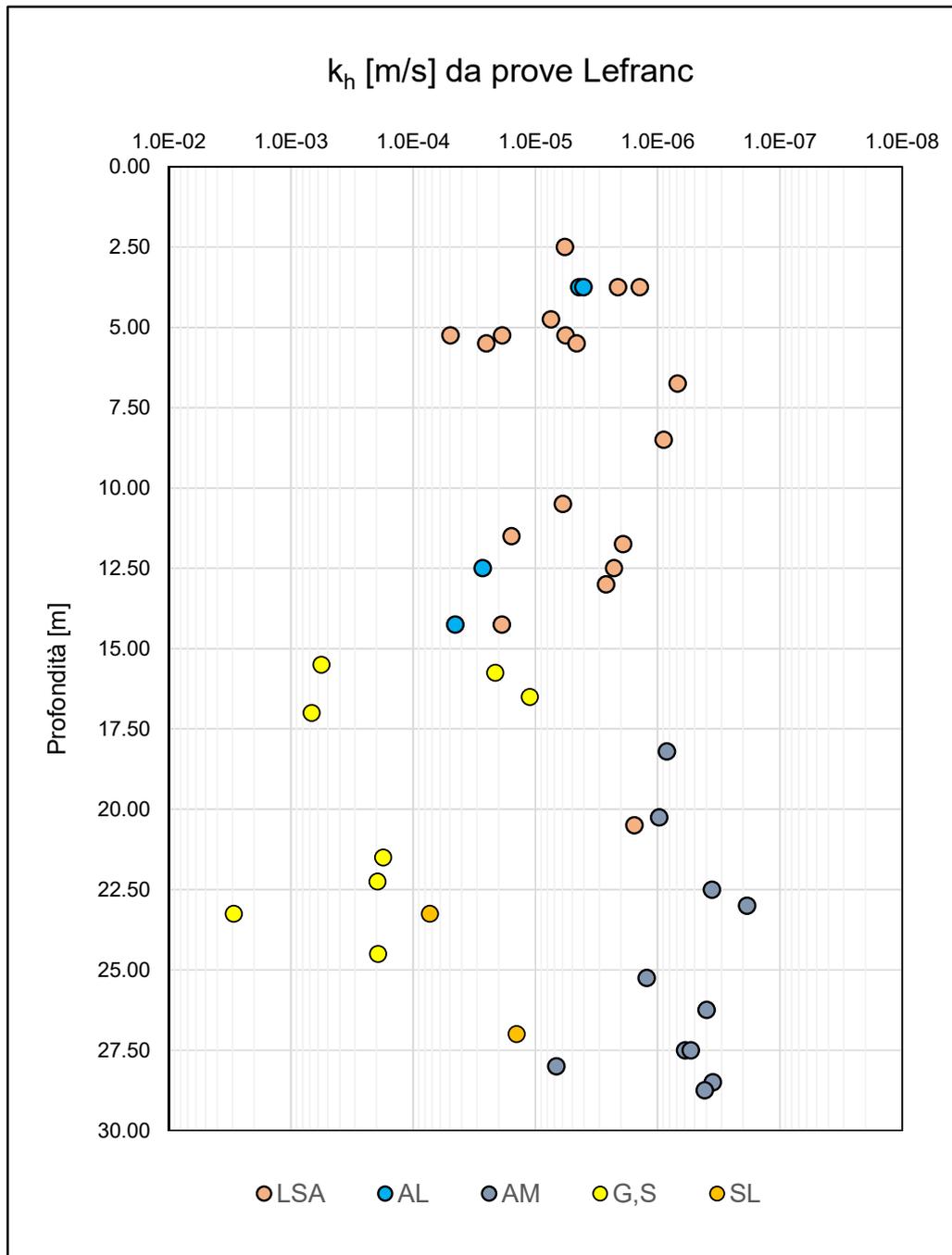
Dalle prove edometriche su campioni indisturbati sono stati ottenuti valori di permeabilità nettamente inferiori rispetto a quelli ottenuti dalle prove in situ. Tale differenza è dovuta sia al fatto che nelle prove Lefranc si misura una permeabilità prettamente orizzontale, in genere maggiore anche di 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 48. Risultati prove edometriche*

| Sondaggio | Campione | Profondità<br>[m da p.c.] | Terreno | Permeabilità |
|-----------|----------|---------------------------|---------|--------------|
|           |          |                           |         | kv [m/s]     |
| S1        | CI1      | 3.3                       | LSA     | 1.67E-10     |
| S2        | CI2      | 7.300                     | LSA     | 1.76E-10     |
| S4        | CI1      | 3.250                     | AL      | 2.00E-11     |
| S4        | CI2      | 8.300                     | LSA     | 1.65E-10     |
| S5        | CI1      | 3.200                     | AL      | 4.00E-11     |
| S5        | CI2      | 10.750                    | LSA     | 1.36E-10     |
| S6        | CI1      | 3.175                     | AL      | 6.02E-11     |
| S7        | CI1      | 4.725                     | LSA     | 4.08E-08     |
| S9        | CI4      | 29.350                    | AM      | 7.60E-11     |
| S10       | CI1      | 3.175                     | LSA     | 1.47E-10     |
| S11       | CI2      | 7.750                     | LSA     | 1.76E-10     |
| S12       | CI1      | 4.750                     | LSA     | 4.06E-11     |
| S12       | CI2b     | 7.800                     | LSA     | 5.30E-11     |
| S13       | CI1      | 3.250                     | AL      | 3.44E-11     |
| S13       | CI2      | 7.975                     | AL      | 2.10E-10     |
| S1 - 2018 | CI1      | 3.225                     | LSA     | 3.58E-10     |
| S2 - 2018 | CI2      | 18.400                    | AM      | 1.23E-10     |

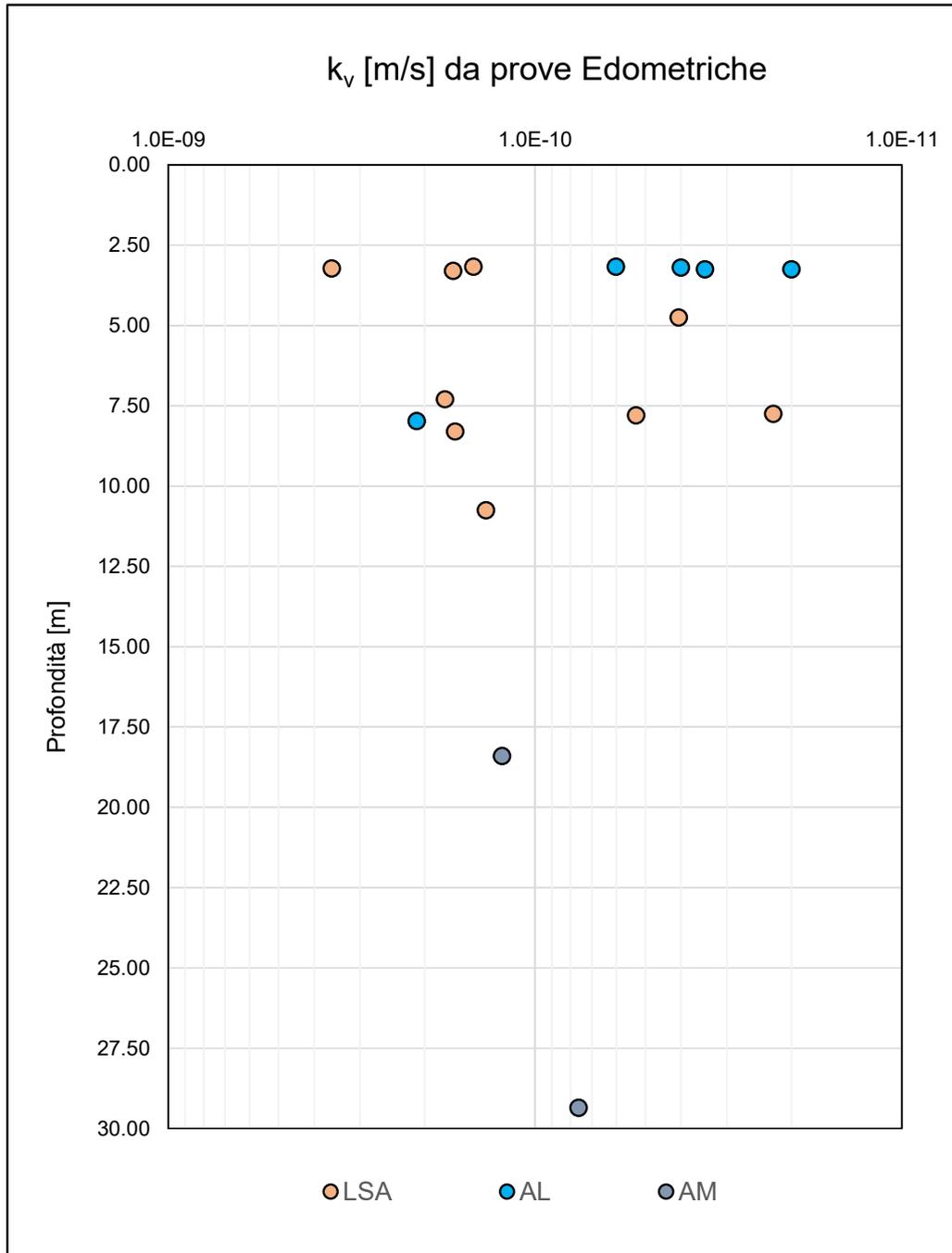
Nelle figure F119 e F120 sono riportati i valori di permeabilità misurati in situ ed in laboratorio distinti per unità geotecnica.

### Permeabilità orizzontale $k_h$ da prove Lefranc



F 119. Permeabilità orizzontale  $k_h$  da prove Lefranc

## Permeabilità verticale $k_v$ da prove Edometriche



F 120. Permeabilità verticale  $k_v$  da prove Edometriche

|  |   |                  |                  |                |                         |           |
|--|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

## 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 T49).

*T 49. 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 argillosi 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  $k = 1 \cdot 10^{-7} \div 1 \cdot 10^{-8}$  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  $k = 1 \cdot 10^{-8} \div 1 \cdot 10^{-9}$  m/s.

|   |   |          |            |          |            |      |        |      |         |    |            |   |            |
|---|---|----------|------------|----------|------------|------|--------|------|---------|----|------------|---|------------|
|  <p><b>ITALFERR</b><br/>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p> | <p><b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA</b><br/><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br/><b>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br/><b>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>IA96</td> <td>00 R 29</td> <td>GE</td> <td>GE0006 001</td> <td>B</td> <td>208 di 261</td> </tr> </table> | COMMESSA | LOTTO      | CODIFICA | DOCUMENTO  | REV. | FOGLIO | IA96 | 00 R 29 | GE | GE0006 001 | B | 208 di 261 |
| COMMESSA  | LOTTO   | CODIFICA | DOCUMENTO  | REV.     | FOGLIO     |      |        |      |         |    |            |   |            |
| IA96  | 00 R 29   | GE       | GE0006 001 | B        | 208 di 261 |      |        |      |         |    |            |   |            |

### **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  $k = 1 \cdot 10^{-6} \div 1 \cdot 10^{-7}$  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  $k = 1 \cdot 10^{-3} \div 1 \cdot 10^{-5}$  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  $k = 1 \cdot 10^{-8}$  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 50. Coefficienti di consolidazione primaria da prove edometriche*

| Terreno | Sondaggio | Campione | Profondità<br>[m da p.c.] | $c_v$ [m <sup>2</sup> /s] |
|---------|-----------|----------|---------------------------|---------------------------|
| LSA     | S1        | CI1      | 3.3                       | 6.87E-08                  |
| LSA     | S2        | CI2      | 7.300                     | 1.20E-07                  |
| LSA     | S4        | CI2      | 8.300                     | 8.00E-08                  |
| LSA     | S5        | CI2      | 10.750                    | 4.33E-08                  |
| LSA     | S7        | CI1      | 4.725                     | 3.67E-08                  |
| LSA     | S10       | CI1      | 3.175                     | 9.70E-08                  |
| LSA     | S11       | CI2      | 7.750                     | 2.73E-08                  |
| LSA     | S12       | CI1      | 4.750                     | 3.37E-08                  |
| LSA     | S12       | CI2b     | 7.800                     | 3.81E-08                  |
| LSA     | S1 - 2018 | CI1      | 3.225                     | 1.17E-07                  |
| AL      | S4        | CI1      | 3.250                     | 2.45E-08                  |
| AL      | S5        | CI1      | 3.200                     | 3.84E-08                  |
| AL      | S6        | CI1      | 3.175                     | 4.60E-08                  |
| AL      | S13       | CI1      | 3.250                     | 5.24E-08                  |
| AL      | S13       | CI2      | 7.975                     | 1.14E-07                  |
| AM      | S9        | CI4      | 29.350                    | 5.61E-08                  |
| AM      | S2 - 2018 | CI2      | 18.400                    | 9.44E-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<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D’ABRUZZO – MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>PROGETTO FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                |                         |           |                      |
| <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96  | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B | FOGLIO<br>210 di 261 |

## 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 con i risultati delle prove di laboratorio TX-UU, TX-CIU, ELL e quando possibile coi valori ottenuti dalle prove dilatometriche (DRT) e pressiometriche (MPT). 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 TX-CIU.
- I moduli di elasticità normale (o di Young) operativi 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 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.

|   |  |                  |                |                         |           |                      |
|---|--|------------------|----------------|-------------------------|-----------|----------------------|
|  | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA<br/> RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/> INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1<br/> PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                |                         |           |                      |
| <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96   | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B | FOGLIO<br>212 di 261 |

## 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 T51 e T52.

**T 51. 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 <sup>(1)</sup> | L(A); L(S,A)   | 19.0                    | 0.50  | 1+3  | 27.00          | -               | 21.00        | 5.00  | 30.00<br>60.00                      | 90.00  | 230.00  | 20.00<br>25.00   | 10.00<br>18.00  | 10.00<br>25.00  | 0.30   |
| AL                 | L(A); L,A      | 19.5                    | 0.60  | 1+3  | 27.00          | -               | 20.00        | 15.00 | 100.00                              | 130.00 | 340.00  | 45.00            | 30.00           | 40.00           | 0.30   |
| SL <sup>(2)</sup>  | S(A,L), S(L,G) | 19.5<br>20.0            | 0.50  | 1+3  | 28.00<br>33.00 | 25.00<br>30.00  | -            | -     | -                                   | 210.00 | 540.00  | 20.00<br>40.00   | 10.00<br>20.00  | -               | 0.25   |
| G,S <sup>(3)</sup> | G(S,L); G,S    | 22.0                    | 0.50  | 1.00 | 40.00          | 35.00           | -            | -     | -                                   | 410.00 | 1030.00 | 80.00<br>100.00  | 50.00<br>75.00  | -               | 0.25   |
| AM <sup>(4)</sup>  | A(L); A(L,M)   | 20.5                    | 0.50  | 1.00 | 28.00          | -               | -            | 30.00 | 200.00<br>400.00                    | 570.00 | 1475.00 | 100.00<br>150.00 | 70.00<br>100.00 | 80.00<br>150.00 | 0.30   |

**NOTE**

- (1) I valori più elevati dei parametri di deformabilità e della resistenza al taglio non drenata  $c_u$  dell'unità LSA, presenti nella riga in basso, sono da adottare per gli strati più superficiali fino a profondità di circa 5.0m dal p.c. In generale si suggerisce di utilizzare un valore di  $c_u=40kPa$  per opere che interessino volumi di terreno fino a circa 10m di profondità e valori di  $c_u=30kPa$  per opere profonde.
- (2) I valori più elevati dei parametri di resistenza e di deformabilità dell'unità SL, presenti nella riga in basso, sono da adottare per profondità maggiori a 10m dal p.c. (rif. Sondaggi S2 e S1-2018).
- (3) I valori più elevati dei parametri di deformabilità dell'unità G,S, presenti nella riga in basso, sono da adottare per profondità superiori a 20m dal p.c.. L'intervallo di valori, costituito dalla prima e seconda riga, può essere utilizzato per caratterizzare i primi 20m ipotizzando un aumento lineare dei parametri in funzione della profondità.
- (4) I parametri di resistenza e deformabilità dell'unità geotecnica AM sono da considerare crescenti con la profondità.

*T 52. 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); L(S,A)   | 0.2460                                       | 0.0210 | 6.62E-08            | 5x10 <sup>-7</sup> |
| AL    | L(A); L,A      | 0.2385                                       | 0.0263 | 5.50E-08            | 1x10 <sup>-8</sup> |
| SL    | S(A,L), S(L,G) | -  | -      | -                   | 1x10 <sup>-6</sup> |
| G,S   | G(S,L); G,S    | -  | -      | -                   | 4x10 <sup>-5</sup> |
| AM    | A(L); A(L,M)   | 0.1545                                       | 0.0232 | 7.53E-08            | 1x10 <sup>-9</sup> |

|   |   |          |            |          |            |      |        |      |         |    |            |   |            |
|---|---|----------|------------|----------|------------|------|--------|------|---------|----|------------|---|------------|
|  <p><b>ITALFERR</b><br/>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p> | <p><b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA</b><br/><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br/><b>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br/><b>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>IA96</td> <td>00 R 29</td> <td>GE</td> <td>GE0006 001</td> <td>B</td> <td>215 di 261</td> </tr> </table> | COMMESSA | LOTTO      | CODIFICA | DOCUMENTO  | REV. | FOGLIO | IA96 | 00 R 29 | GE | GE0006 001 | B | 215 di 261 |
| COMMESSA  | LOTTO   | CODIFICA | DOCUMENTO  | REV.     | FOGLIO     |      |        |      |         |    |            |   |            |
| IA96  | 00 R 29   | GE       | GE0006 001 | B        | 215 di 261 |      |        |      |         |    |            |   |            |

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 di deformazione imposta.
- Per i parametri di resistenza al taglio non drenata  $c_u$ , dell'unità LSA è riportato un intervallo di valori variabile da 30 a 60 kPa. In linea generale i risultati ottenuti evidenziano valori più elevati e compresi tra 45 e 60 kPa nei primi 5 m del deposito e valori in genere compresi tra 30 e 40 kPa alle profondità comprese tra 5 e 20m dal p.c.. Ai fini delle verifiche geotecniche e a favore di sicurezza si suggerisce di utilizzare un valore di  $c_u=40$  kPa per opere che interessino volumi di terreno fino a circa 10 m di profondità e valori di  $c_u=30$  kPa per opere profonde.
- Per i parametri di resistenza al taglio non drenata  $c_u$ , dell'unità AL si è assunto un valore pari a 100 kPa poiché le prove di laboratorio e le prove pressiometriche hanno restituito sempre valori di  $c_u$  superiori a 100. Per tale motivo, avendo considerato tali prove più attendibili di quelle che derivano dall'interpretazione delle prove in situ, si è adottato cautelativamente tale valore costante lungo l'intero tracciato e indipendente dalla profondità
- Per l'unità geotecnica AM l'intervallo di valori relativo alle caratteristiche di resistenza e deformabilità è da considerarsi crescente con la profondità a partire da circa 17 m fino a circa 50 m dal p.c. (massima profondità indagata).
- I valori più elevati dell'intervallo definito per l'unità geotecnica SL sono da utilizzarsi 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.
- Per l'unità G,S si è evidenziato un tendenziale aumento dei parametri di deformabilità con la profondità fino a circa 20 dal p.c., da tale profondità in poi tali parametri si mantengono pressoché costanti.

|   |   |                  |                |                         |           |                      |
|---|---|------------------|----------------|-------------------------|-----------|----------------------|
|  | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                |                         |           |                      |
| <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96  | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B | FOGLIO<br>216 di 261 |

## 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+800

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

Sondaggi a carotaggio continuo: S2-2018, S1-2018, S1, S10 e S1int

Prove penetrometriche CPT: CPT-1, CPT-2 e CPT-5

Prove geofisiche: MASW11 e MASW10

Il livello di falda in tale tratta varia pressoché linearmente da profondità di circa 8 m dal p.c., in corrispondenza della pk 0+000, a profondità di circa 13 m, in corrispondenza della pk 1+800.

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 ridotti pari a circa 6÷8 m (*rif.* Sondaggi S2-2018, S1-2018) che man mano aumentano fino a circa 14 in corrispondenza della pk 1+800 (*rif.* Sondaggio S10). Si rinveno all'interno dello strato LSA isolate lenti sabbiose (SL) con spessori medi di circa 3m. Alla base dell'unità LSA si rinviene sistematicamente il livello ghiaioso appartenente all'unità G,S.

Nella tabella T53 è riportata la stratigrafia di sottosuolo e i principali parametri geotecnici in corrispondenza della pk 1+000.

*T 53. Stratigrafia e parametri geotecnici - pk 1+000*

| Unità | Materiale    | Profondità dal p.c.<br>[m] | Parametri di resistenza          |                     |                        |                     |               |                | Parametri di deformabilità |                    |                |
|-------|--------------|----------------------------|----------------------------------|---------------------|------------------------|---------------------|---------------|----------------|----------------------------|--------------------|----------------|
|       |              |                            | $\gamma$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $\varphi'_p$<br>[°] | $\varphi'_{cv}$<br>[°] | $\varphi'_r$<br>[°] | $c'$<br>[kPa] | $c_u$<br>[kPa] | $E_{op1}$<br>[MPa]         | $E_{op2}$<br>[MPa] | $E_u$<br>[MPa] |
| LSA   | L(A); L(S,A) | 1.00 ÷ 10.50               | 19.0                             | 27.00               | -                      | 21.00               | 5.00          | 40.00          | 25.00                      | 18.00              | 16.00          |
| G,S   | G(S,L); G,S  | 10.50 ÷ 16.00              | 22.0                             | 40.00               | 35                     | -                   | -             | -              | 80.00                      | 50.00              | -              |
| AM    | A(L); A(L,M) | 16.00 ÷ 25.00              | 20.5                             | 28.00               | -                      | -                   | 30.00         | 250.00         | 120.00                     | 80.00              | 100.00         |
|       |              | >25                        |                                  |                     |                        |                     |               | 350.00         | 140.00                     | 90.00              | 140.00         |

Il primo metro è costituito da terreni di riporto, la falda si attesta a circa 11m dal p.c..

## 10.2 Tratto 2 – da pk1+800 a pk 2+700

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

Sondaggi a carotaggio continuo: S7, S6 e S13

Prove geofisiche: MASW09, MASW08 e MASW07

Il livello di falda si mantiene ad una profondità media di circa 17 m dal p.c.

Questo tratto è caratterizzato da un potente strato di depositi alluvionali aventi spessori compresi sempre tra 17 e 20 m circa e caratterizzati principalmente dall'unità LSA all'interno della quale si rinvencono, nella zona più superficiale, strati di sabbie limose (SL) e argille Limose (AL) con spessori medi rispettivamente di 3 e 5m (*rif.* Sondaggi S6, S7 e S13). Il sottostante livello ghiaioso si presenta con spessori molto ridotti ed in media pari a 2.5m circa.

Nella tabella T54 è riportata la stratigrafia di sottosuolo e i principali parametri geotecnici in corrispondenza della pk 2+500.

*T 54. Stratigrafia e parametri geotecnici - pk 2+500*

| 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); L(S,A) | 1.00 ÷ 2.50         | 19.0                    | 27.00        | -               | 21.00        | 5.00  | 40.00  | 25.00                      | 18.00     | 16.00  |
| AL    | L(A); L,A    | 2.50 ÷ 10.00        | 19.5                    | 27.00        | -               | 20.00        | 15.00 | 100.00 | 45.00                      | 30.00     | 40.00  |
| LSA   | L(A); L(S,A) | 10.00 ÷ 21.00       | 19.0                    | 27.00        | -               | 21.00        | 5.00  | 30.00  | 20.00                      | 10.00     | 12.00  |
| G,S   | G(S,L); G,S  | 21.0 ÷ 24.00        | 22.0                    | 40.00        | 35              | -            | -     | -      | 80.00                      | 50.00     | -      |
| AM    | A(L); A(L,M) | >24                 | 20.5                    | 28.00        | -               | -            | 30.00 | 350.00 | 140.00                     | 90.00     | 140.00 |

Il primo metro è costituito da terreni di riporto, la falda si attesta a circa 16m dal p.c..

### 10.3 Tratto 3 – da pk 2+700 a pk 4+900

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

Sondaggi a carotaggio continuo: S5, S11, S4, S11 e S12

Prove penetrometriche CPT: CPT-6, CPT-5, CPT-4, CPT-13 e CPT-3

Prove geofisiche: MASW6, MASW5, MASW4, MASW13 e MASW3

Il livello di falda si mantiene pressoché costante ad una profondità di circa 12 m dal p.c.

Gli strati superficiali sono costituiti dai depositi alluvionali con spessori man mano crescenti da 14÷16 m (pk 2+700) a 23 m (pk 4+900) e costituiti esclusivamente dalle unità LSA e AL. Nel tratto pk 2+700 ÷ pk 3+800 è predominante l'unità LSA con l'unità AL che si presenta solo nella zona più superficiale con spessori medi pari a circa 4 m (*rif.* Sondaggio S11), nel tratto seguente le unità si rinvencono in maniera alternata (*rif.* S12, CPT-3 e CPT-9). Il sottostante livello ghiaioso si rinviene con spessori pari a 10 m circa nella parte iniziale del tratto in oggetto fino a ridursi a circa 1 m alla pk 4+900.

Nella tabella T55 è riportata la stratigrafia di sottosuolo e i principali parametri geotecnici in corrispondenza della pk 3+600.

*T 55. Stratigrafia e parametri geotecnici - pk 3+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); L(S,A) | 1.00 ÷ 3.50         | 19.0                    | 27.00        | -               | 21.00        | 5.00  | 40.00  | 25.00                      | 18.00     | 16.00  |
| AL    | L(A); L,A    | 3.50 ÷ 6.50         | 19.5                    | 27.00        | -               | 20.00        | 15.00 | 100.00 | 45.00                      | 30.00     | 40.00  |
| LSA   | L(A); L(S,A) | 6.50 ÷ 16.00        | 19.0                    | 27.00        | -               | 21.00        | 5.00  | 30.00  | 20.00                      | 10.00     | 12.00  |
| G,S   | G(S,L); G,S  | 16.0 ÷ 26.00        | 22.0                    | 40.00        | 35              | -            | -     | -      | 85.00                      | 55.00     | -      |
| AM    | A(L); A(L,M) | >26                 | 20.5                    | 28.00        | -               | -            | 30.00 | 350.00 | 140.00                     | 90.00     | 140.00 |

Il primo metro è costituito da terreni di riporto, la falda si attesta a circa 12.5m dal p.c..

#### 10.4 Tratto 4 – da pk 4+900 a pk 6+000

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

Sondaggi a carotaggio continuo: S4int, S2, S9 e S1

Prove penetrometriche CPT: CPT-11

Prove geofisiche: MASW2, MASW1b e MASW1

Il livello di falda si mantiene pressoché costante ad una profondità compresa tra 15±17 m dal p.c

In tale tratto i depositi alluvionali presentano gli spessori massimi rinvenuti lungo il tracciato e compresi in media tra 20 e 22 m. In particolare nel tratto compreso tra la pk 5+750 e fine tracciato questi sono costituiti solo dall'unità geotecnica LSA che raggiunge profondità di circa 20 m dal p.c. (rif. Sondaggio S1).

Il sottostante livello ghiaioso sabbioso (G,S) è sostituito nel tratto tra le pk 4+900 e pk 5+350 dalle sabbie limose SL che in questo caso, caratterizzate da abbondanti ghiaie poligeniche da sub-arrotondate ed arrotondante, hanno resistenze maggiori (rif. Sondaggio S2) rispetto a quelle degli strati più superficiali rinvenuti nel resto del tracciato.

Nella tabella T56 è riportata la stratigrafia di sottosuolo e i principali parametri geotecnici in corrispondenza della pk 5+900.

*T 56. Stratigrafia e parametri geotecnici - pk 5+900*

| 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); L(S,A) | 0.50 ÷ 10.0         | 19.0                    | 27.00        | -               | 21.00        | 5.00  | 40.00  | 25.00                      | 18.00     | 16.00  |
|       |              | 10.0 ÷ 20.5         |                         |              |                 |              |       | 30.00  | 20.00                      | 10.00     | 12.00  |
| G,S   | G(S,L); G,S  | 20.5 ÷ 25.00        | 22.0                    | 40.00        | 35              | -            | -     | -      | 90.00                      | 65.00     | -      |
| AM    | A(L); A(L,M) | >26                 | 20.5                    | 28.00        | -               | -            | 30.00 | 350.00 | 140.00                     | 90.00     | 140.00 |

I terreni di riporto sono limitati ai primi 50cm, la falda si attesta a circa 17m dal p.c..

|   |   |                  |                  |                |                         |           |
|---|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
|  | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D'ABRUZZO – MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|   | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

## 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.

|  |   |                  |                  |                |                         |           |
|--|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D’ABRUZZO – MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

## 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:

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

|  |   |                  |                  |                |                         |           |
|--|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D’ABRUZZO – MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

### Viabilità stradale

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

*T 57. Vita nominale, Classe d’uso e Periodo di riferimento – Viabilità stradale*

| WBS  | V <sub>n</sub> | cu  | VR       |
|------|----------------|-----|----------|
| NV02 | 50 anni        | 2,0 | 100 anni |
| NV04 | 50 anni        | 1,5 | 75 anni  |
| NV08 | 50 anni        | 2,0 | 100 anni |

### 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 T58.

*T 58. 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 3+000 avente le seguenti coordinate geografiche

Longitudine = 14.0860;

Latitudine = 42.3220.

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 59. 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 1   |           |             |
|--------------|--------------|-----------|-----------|-------------|
|              |              | $a_g$ [g] | $F_0$ [-] | $T_c^*$ [s] |
| SLO          | 45           | 0.066     | 2.439     | 0.297       |
| SLD          | 75           | 0.083     | 2.455     | 0.318       |
| SLV          | 712          | 0.203     | 2.486     | 0.357       |
| SLC          | 1462         | 0.261     | 2.520     | 0.365       |

*T 60. 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 1   |           |             |
|--------------|--------------|-----------|-----------|-------------|
|              |              | $a_g$ [g] | $F_0$ [-] | $T_c^*$ [s] |
| SLO          | 45           | 0.066     | 2.439     | 0.297       |
| SLD          | 75           | 0.083     | 2.455     | 0.318       |
| SLV          | 712          | 0.203     | 2.486     | 0.357       |
| SLC          | 1462         | 0.261     | 2.520     | 0.365       |

*T 61. 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 1   |           |             |
|--------------|--------------|-----------|-----------|-------------|
|              |              | $a_g$ [g] | $F_0$ [-] | $T_c^*$ [s] |
| SLO          | 60           | 0.075     | 2.446     | 0.309       |
| SLD          | 101          | 0.094     | 2.448     | 0.324       |
| SLV          | 949          | 0.226     | 2.499     | 0.361       |
| SLC          | 1950         | 0.287     | 2.534     | 0.368       |

*T 62. 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 1   |           |             |
|--------------|--------------|-----------|-----------|-------------|
|              |              | $a_g$ [g] | $F_0$ [-] | $T_c^*$ [s] |
| SLO          | 120          | 0.101     | 2.447     | 0.328       |
| SLD          | 201          | 0.126     | 2.451     | 0.341       |
| SLV          | 1898         | 0.285     | 2.533     | 0.368       |
| SLC          | 2475         | 0.311     | 2.546     | 0.370       |

## 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.

I risultati delle indagini geofisiche effettuate (N.17 profili MASW) indicano come il parametro  $V_{S,eq}$  comporti esclusivamente categorie di sottosuolo di tipo C.

*T 63. Velocità equivalenti delle onde di taglio registrate nelle prove geofisiche*

| Prova    | $V_{seq}$ [m/s] | Categoria Suolo | Progressiva pk |
|----------|-----------------|-----------------|----------------|
| MASW_01  | 242             | C               | 5+685          |
| MASW_01b | 303             | C               | 5+510          |
| MASW_02  | 298             | C               | 4+980          |
| MASW_03  | 288             | C               | 4+830          |
| MASW_04  | 278             | C               | 3+900          |
| MASW_05  | 274             | C               | 3+430          |
| MASW_06  | 320             | C               | 2+920          |

|          |     |   |       |
|----------|-----|---|-------|
| MASW_07  | 286 | C | 2+560 |
| MASW_08  | 305 | C | 2+210 |
| MASW_09  | 331 | C | 2+000 |
| MASW_10  | 316 | C | 1+500 |
| MASW_11  | 304 | C | 1+320 |
| MASW_12  | 287 | C | 1+810 |
| MASW_13  | 272 | C | 3+895 |
| MASW_14  | 292 | C | 1+760 |
| MASW_15  | 282 | C | -     |
| MASW_16  | 309 | C | -     |
| DH_S1int | 242 | C |       |

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 T64÷T67 sono riportati le azioni sismiche di progetto  $a_{max} = S \cdot a_g$  ottenute per i diversi periodi di ritorno.

*T 64. Linea Ferroviaria ( $V_R=75$  anni) Valori dell'accelerazione massima di progetto  $a_{max}$*

| Stato Limite | $T_R$ [anni] | Lotto 1   |       |               |
|--------------|--------------|-----------|-------|---------------|
|              |              | $a_g$ [g] | S [-] | $a_{max}$ [g] |
| SLO          | 45           | 0.066     | 1.500 | 0.099         |
| SLD          | 75           | 0.083     | 1.500 | 0.124         |
| SLV          | 712          | 0.203     | 1.397 | 0.283         |
| SLC          | 1462         | 0.261     | 1.306 | 0.341         |

*T 65. Viabilità stradale ( $V_R=75$  anni) Valori dell'accelerazione massima di progetto  $a_{max}$*

| Stato Limite | $T_R$ [anni] | Lotto 1   |       |               |
|--------------|--------------|-----------|-------|---------------|
|              |              | $a_g$ [g] | S [-] | $a_{max}$ [g] |
| SLO          | 45           | 0.066     | 1.500 | 0.099         |
| SLD          | 75           | 0.083     | 1.500 | 0.124         |
| SLV          | 712          | 0.203     | 1.397 | 0.283         |
| SLC          | 1462         | 0.261     | 1.306 | 0.341         |

*T 66. Viabilità stradale ( $V_R=100$  anni) Valori dell'accelerazione massima di progetto  $a_{max}$*

| Stato Limite | $T_R$ [anni] | Lotto 1   |       |               |
|--------------|--------------|-----------|-------|---------------|
|              |              | $a_g$ [g] | S [-] | $a_{max}$ [g] |
| SLO          | 60           | 0.075     | 1.500 | 0.113         |
| SLD          | 101          | 0.094     | 1.500 | 0.141         |
| SLV          | 949          | 0.226     | 1.362 | 0.307         |
| SLC          | 1950         | 0.287     | 1.263 | 0.363         |

*T 67. Viabilità stradale ( $V_R=200$  anni) Valori dell'accelerazione massima di progetto  $a_{max}$*

| Stato Limite | $T_R$ [anni] | Lotto 1   |       |               |
|--------------|--------------|-----------|-------|---------------|
|              |              | $a_g$ [g] | S [-] | $a_{max}$ [g] |
| SLO          | 120          | 0.101     | 1.500 | 0.152         |
| SLD          | 201          | 0.126     | 1.500 | 0.188         |
| SLV          | 1898         | 0.285     | 1.267 | 0.361         |
| SLC          | 2475         | 0.311     | 1.225 | 0.381         |

|  |   |                  |                  |                |                         |           |
|--|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D'ABRUZZO – MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

## 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.



**VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA  
INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1  
PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA**

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

| COMMESSA | LOTTO   | CODIFICA | DOCUMENTO  | REV. | FOGLIO     |
|----------|---------|----------|------------|------|------------|
| IA96     | 00 R 29 | GE       | GE0006 001 | B    | 231 di 261 |

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<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                |                         |           |                      |
| <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96  | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B | FOGLIO<br>232 di 261 |

## 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, le verifiche nei confronti della liquefazione in termini di coefficiente di sicurezza e in accordo ai classici "metodi semplificati" (vedasi paragrafi successivi) sono state eseguite lungo l'intero tracciato.

|  |   |                  |                  |                |                         |           |
|--|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D’ABRUZZO – MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

Per la definizione della falda di progetto da adottare nelle verifiche, si è considerato un innalzamento costante pari a circa 2 m lungo tutto il tracciato per tener conto delle oscillazioni stagionali e del breve periodo di monitoraggio.

## 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:

$$\text{Longitudine} = 14.0860;$$

$$\text{Latitudine} = 42.3220.$$

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 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:  $a_{\max}=0.283g$ .

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  $M=5.46$  (località Manoppello).

|  |   |                  |                  |                |                         |           |
|--|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D'ABRUZZO – MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

### 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:

Rapporto di tensione ciclica  $CSR = \frac{\tau_c}{\sigma'_{v0}}$

Rapporto di resistenza ciclica  $CRR = \frac{\tau_l}{\sigma'_{v0}}$

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.

### 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 F121: 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 i 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:

$$I_c = \left[ (3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5}$$

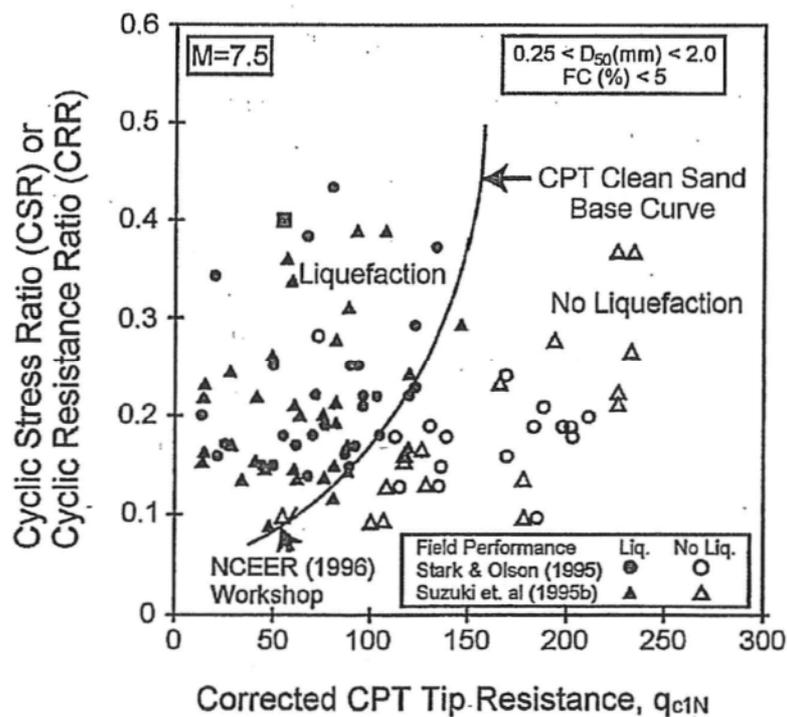
dove:

$$Q = \left( \frac{q_c - \sigma_{v0}}{P_a} \right) \cdot \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \times 100$$

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 121. 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  $I_c > 1.64$                        $K_c = - 0.403(I_c)^4 + 5.581(I_c)^3 - 21.63(I_c)^2 + 33.75(I_c) - 17.88$

|  |   |                  |                  |                |                         |           |
|--|---|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA</b><br><b>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA</b><br><b>INTERPORTO D'ABRUZZO – MANOPPELLO - LOTTO 1</b><br><b>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

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 F122 originariamente proposta da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), e successivamente confermata da Youd et al. (2001).

In figura F122 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:

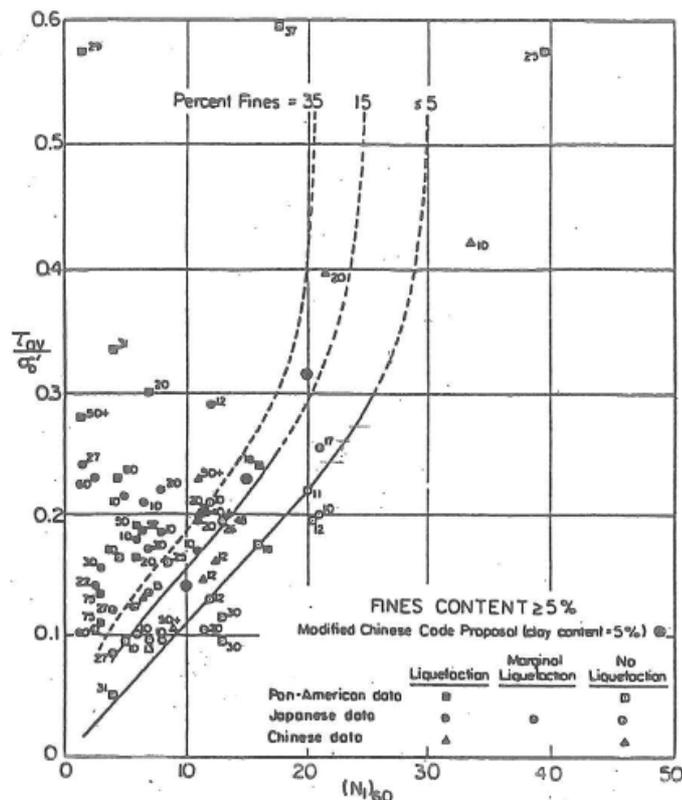
$$C_E = \frac{ER_m}{60}$$

in cui  $ER_m$  è il fattore di rendimento (espresso in %) del trasferimento dell'energia del meglio all'attrezzo campionario, 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 F122, 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 F122 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 122. 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%.

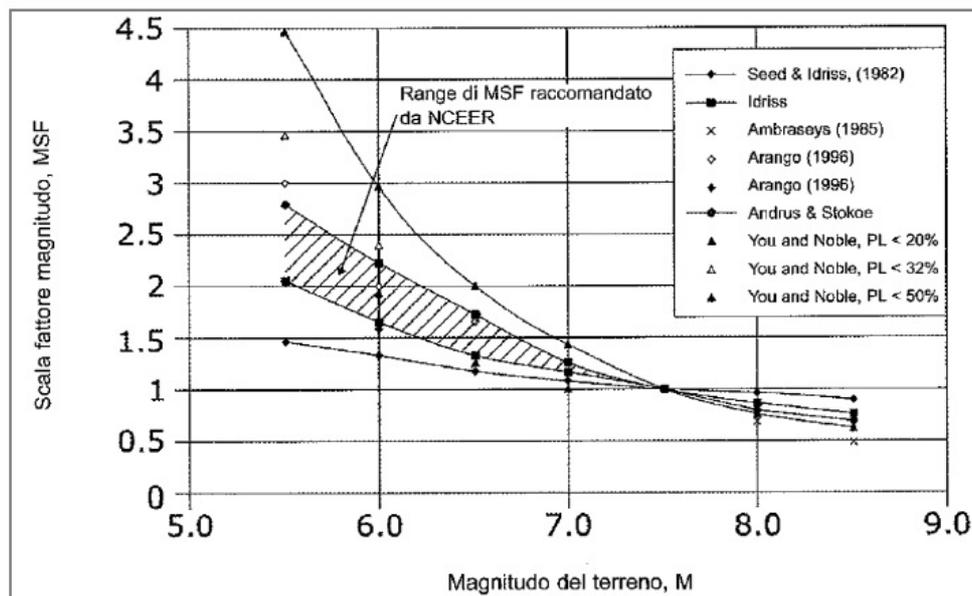
Le resistenze così calcolate sono valide per eventi simili di magnitudo pari a 7.5, per cui è necessario introdurre un fattore di scala (MSF) per adattare le curve di CRR alla magnitudo di riferimento per il caso in esame (vedi paragrafi successivi).

### 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  $M = 5.46$  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 F123 sono riportate le curve proposte dai vari autori ed indicato il range di valori raccomandato.



F 123. 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>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA<br/>RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA<br/>INTERPORTO D’ABRUZZO – MANOPPELLO - LOTTO 1<br/>PROGETTO FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA</b> |                  |                  |                |                         |           |
|   | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>  | COMMESSA<br>IA96 | LOTTO<br>00 R 29 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

## 12.4 Risultati delle verifiche a liquefazione

Sulla base di quanto riportato nei precedenti paragrafi, sono state condotte le verifiche a liquefazione utilizzando i risultati delle prove CPT e SPT considerate rappresentative dell’intera successione stratigrafica dei depositi alluvionali.

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 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.

Lungo le singole verticali delle prove CPT e SPT prese come riferimento, le verifiche sono state eseguite e presentate 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.

Il coefficiente di sicurezza calcolato a partire dalle prove CPT è risultato sempre superiore a 1.25 ad esclusione di alcuni tratti, all’interno dell’unità geotecnica LSA limitati a spessori di 0.5 m e a profondità generalmente maggiori di 10 m dal p.c., in cui è risultato inferiore a 1.25 ma superiore a 1.0. Le corrispondenti verifiche eseguite a partire dalle prove SPT hanno restituito coefficienti di sicurezza sempre maggiori a 1.25. Queste ultime prove sono state considerate, per il caso in esame, più attendibili di quelle eseguite con le prove CPT poiché tengono in conto in maniera esplicita la percentuale di frazione fine presente all’interno dei



**VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA  
INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1  
PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA**

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

| COMMESSA | LOTTO   | CODIFICA | DOCUMENTO  | REV. | FOGLIO     |
|----------|---------|----------|------------|------|------------|
| IA96     | 00 R 29 | GE       | GE0006 001 | B    | 242 di 261 |

terreni indagati. Si ricordi che i terreni appartenenti all'unità LSA sono sempre caratterizzati da una frazione fine (limo+argilla) superiore al 70%.

Sulla base di tali considerazioni e sulla base del fatto che l'indice di potenziale liquefazione è risultato sempre nullo ( $FL > 1$ ), in questa sede, è stato omesso il calcolo del cedimento post-sismico.



VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA  
INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1  
PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

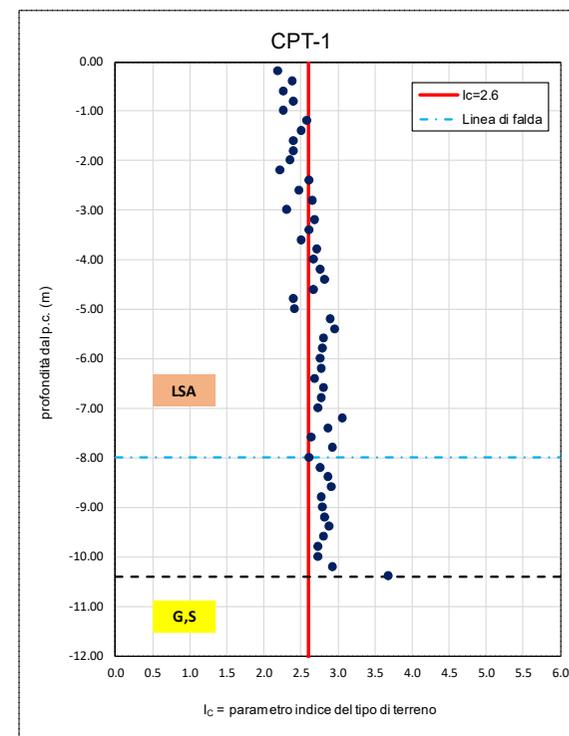
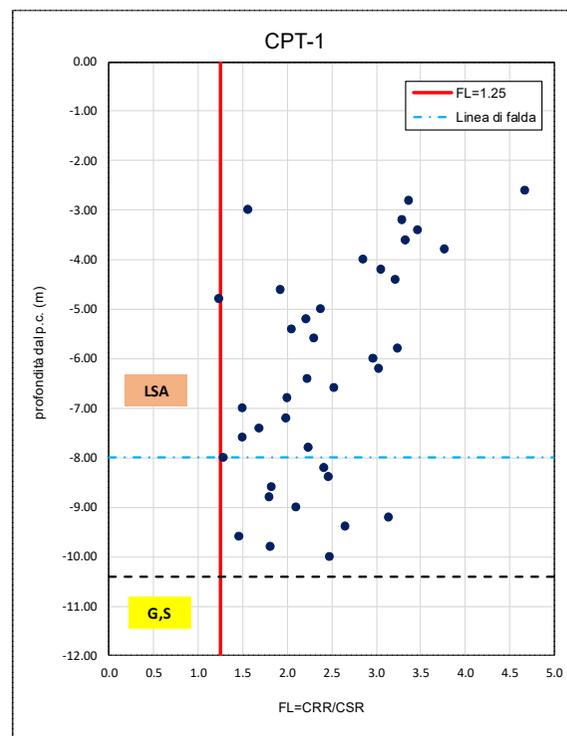
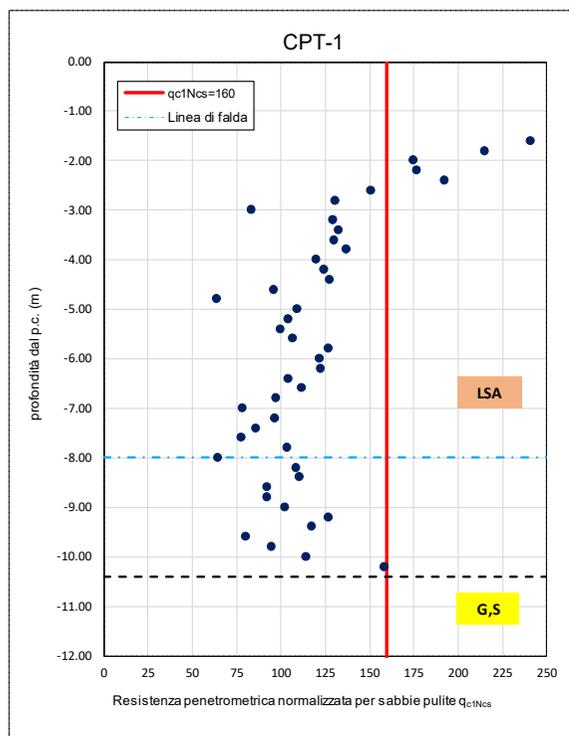
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

| COMMESSA | LOTTO   | CODIFICA | DOCUMENTO  | REV. | FOGLIO     |
|----------|---------|----------|------------|------|------------|
| IA96     | 00 R 29 | GE       | GE0006 001 | B    | 243 di 261 |

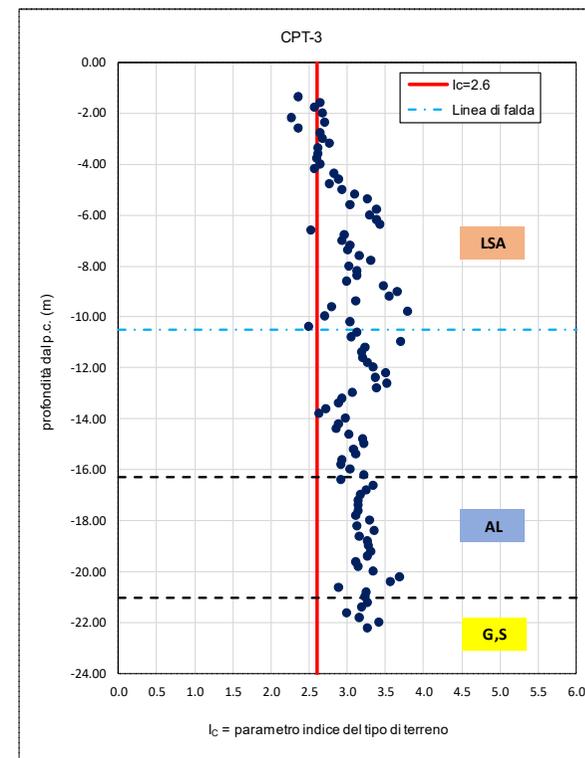
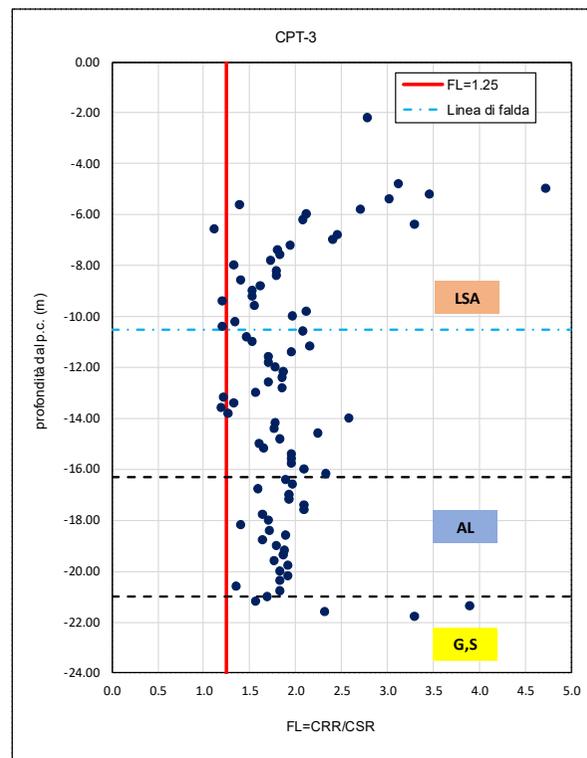
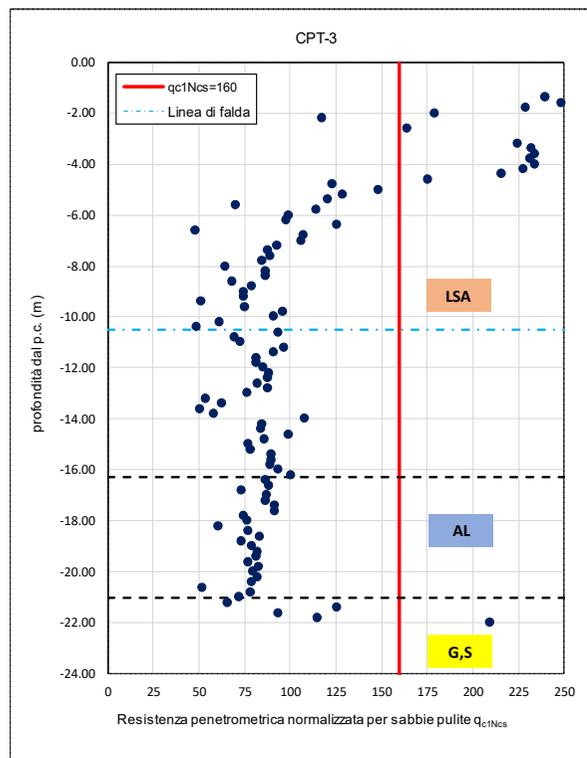
## ALLEGATO A

Verifiche a liquefazione su prove CPT e SPT

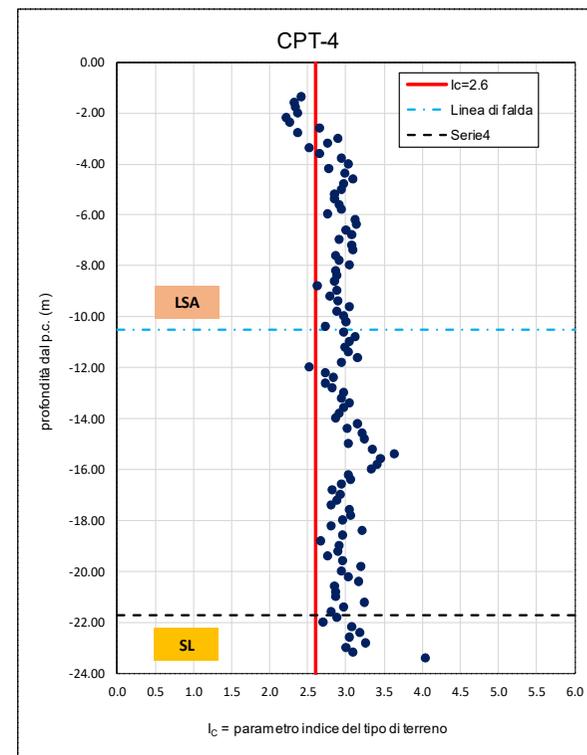
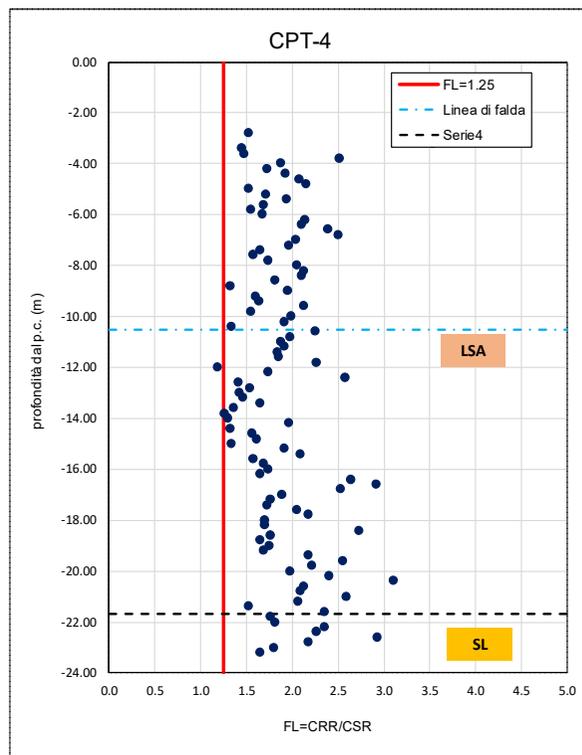
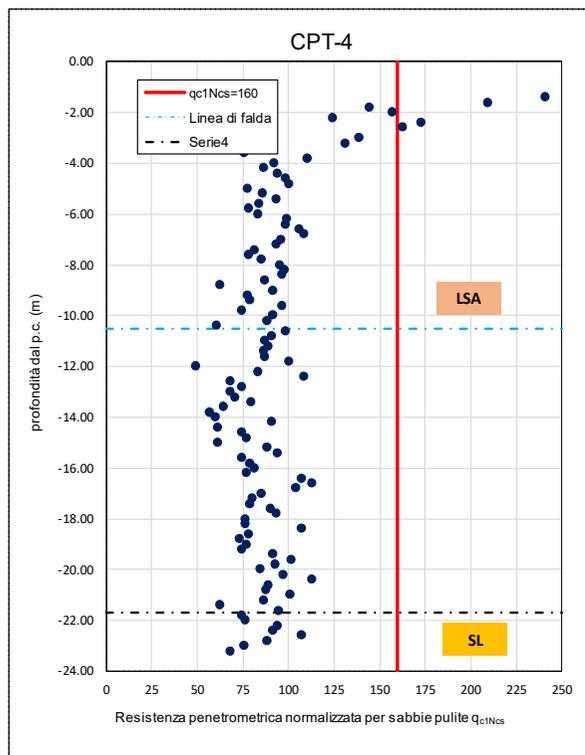
**CPT-1**



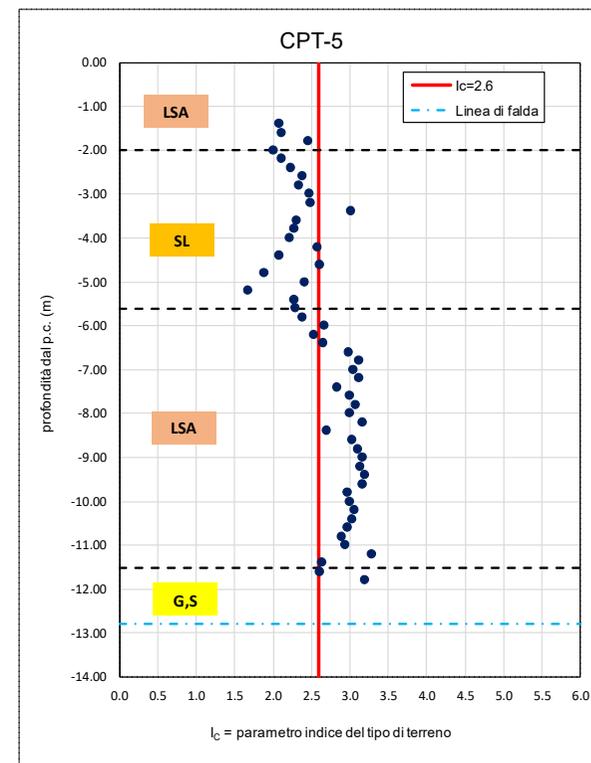
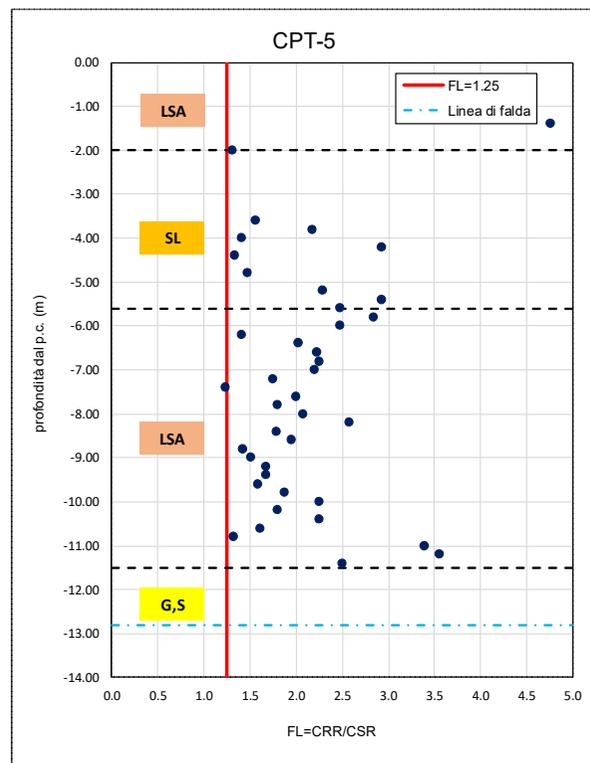
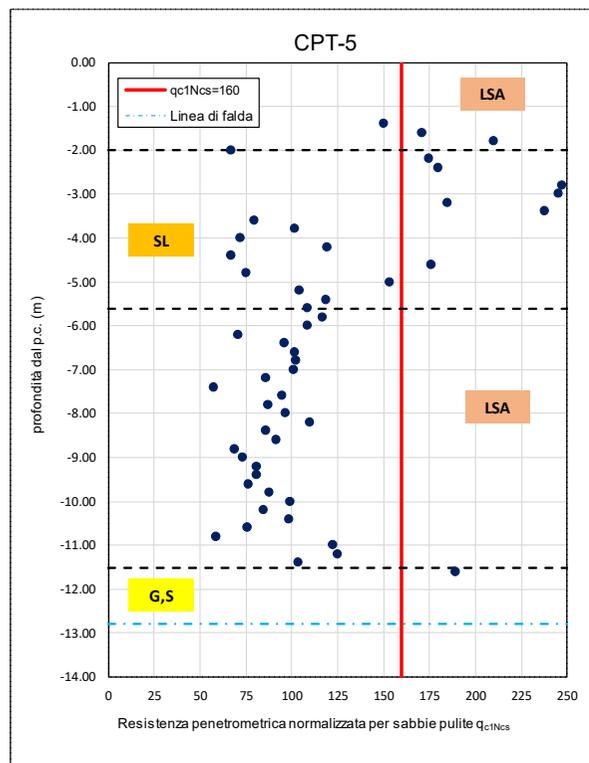
**CPT-3**



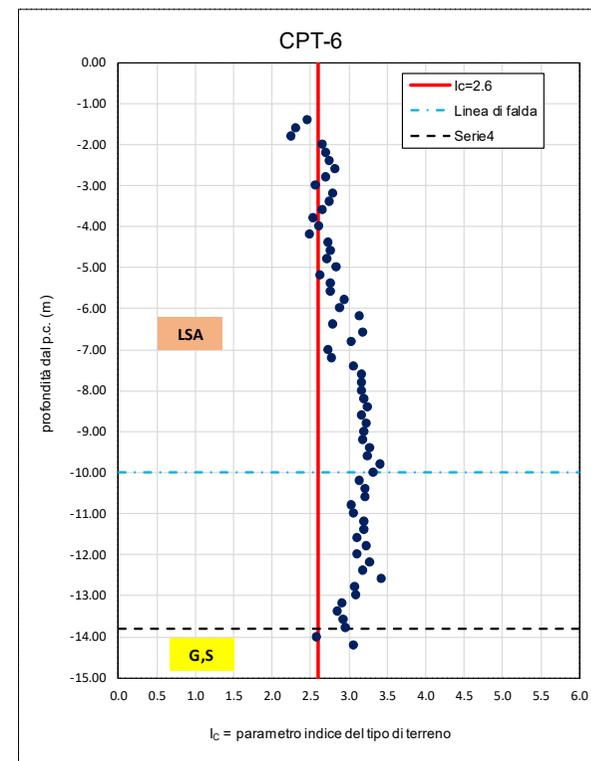
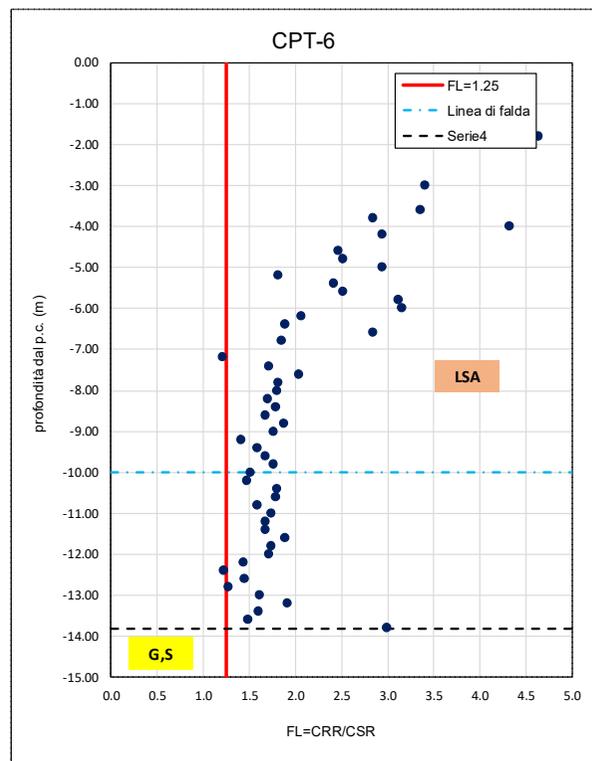
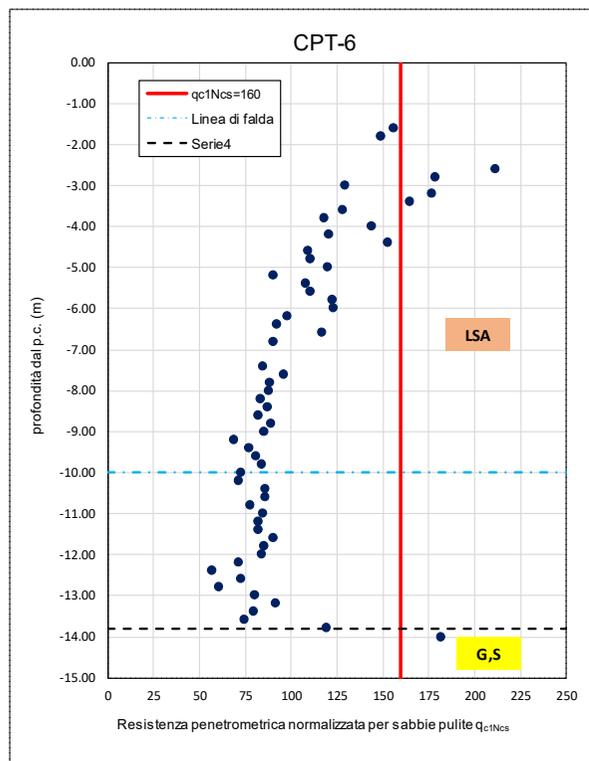
### CPT-4



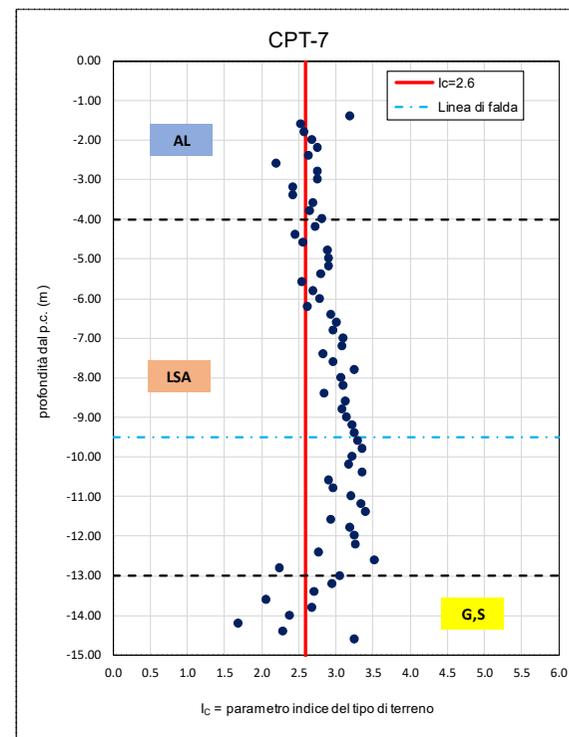
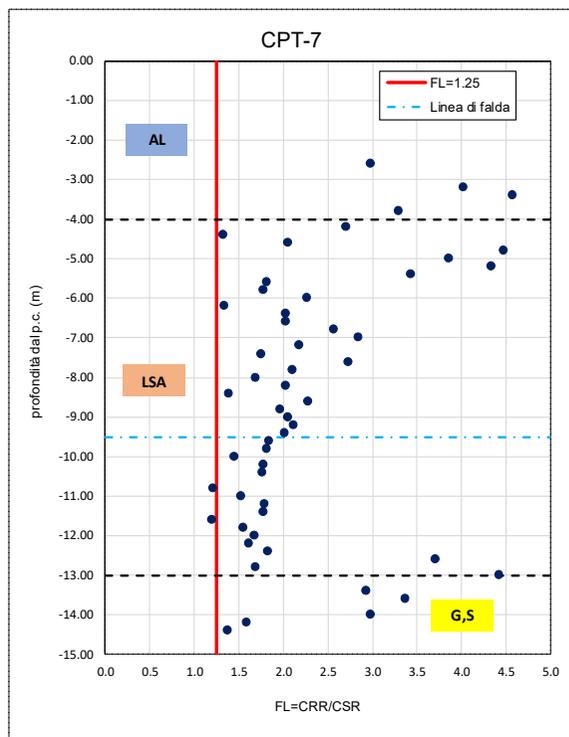
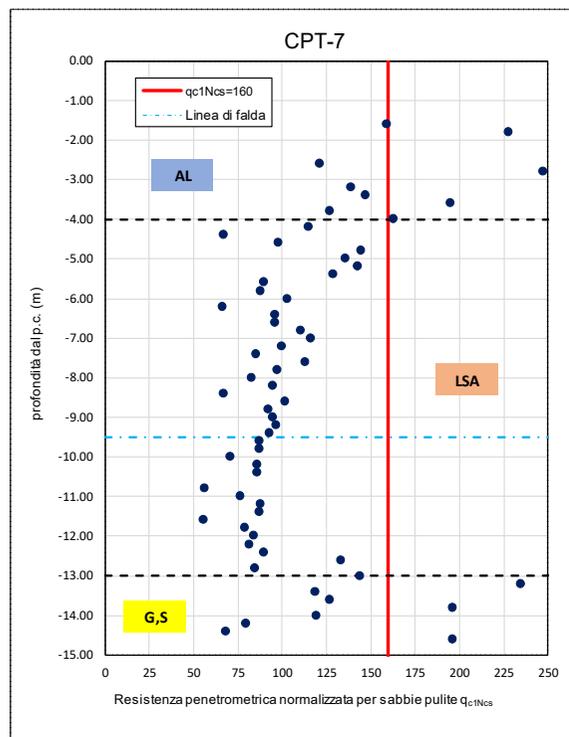
**CPT-5**



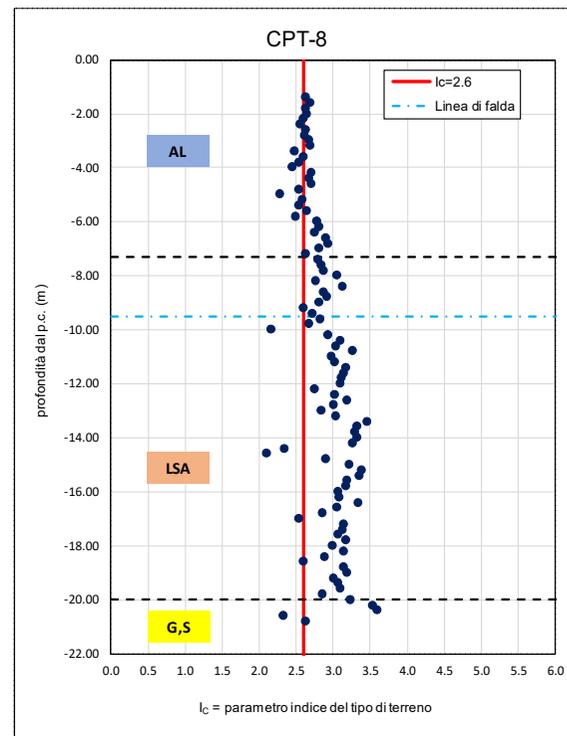
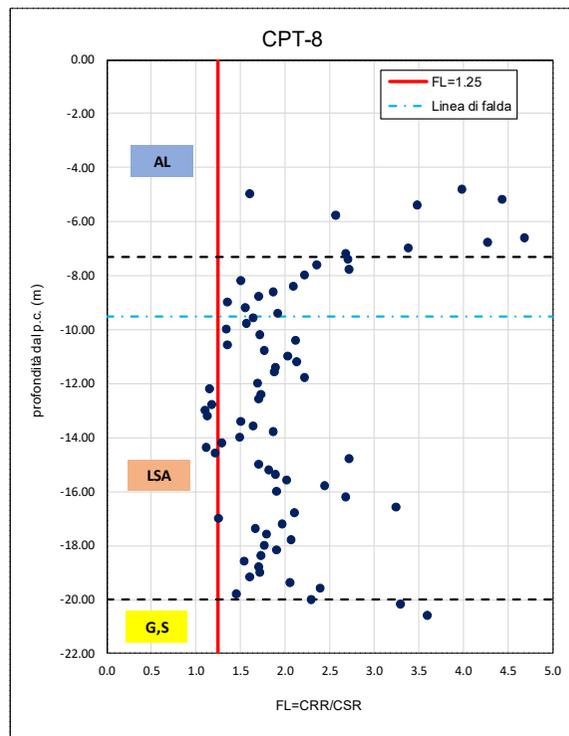
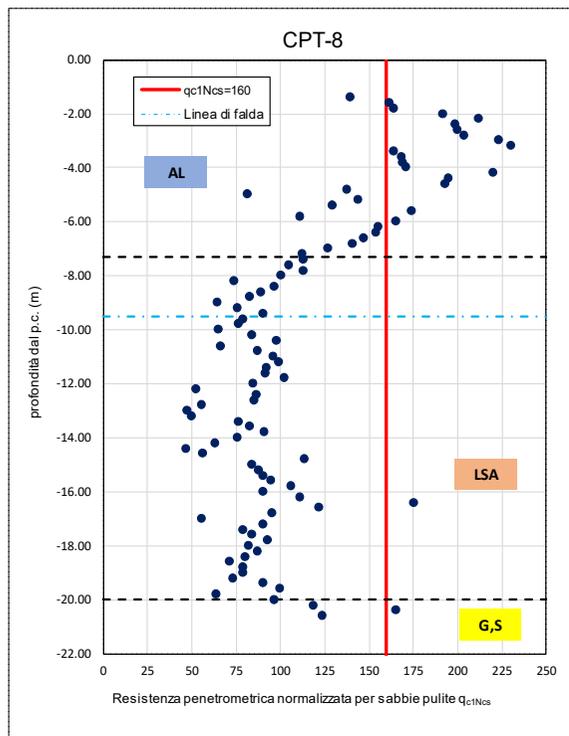
### CPT-6



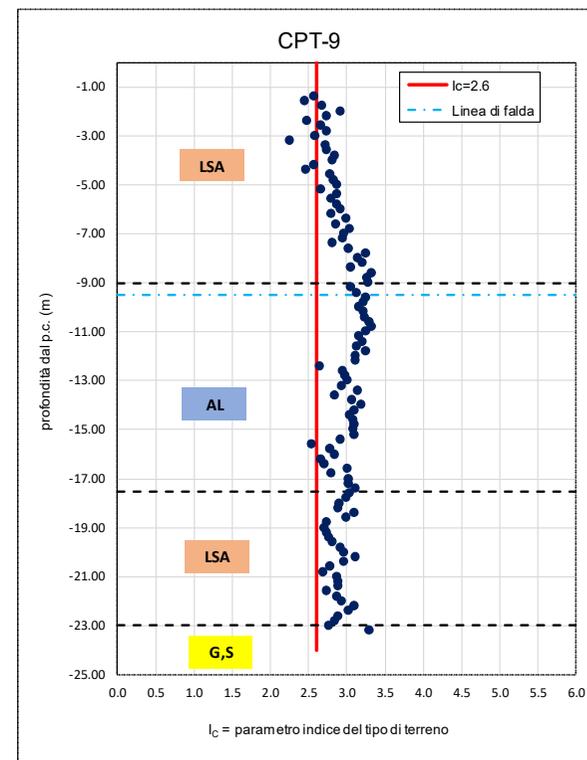
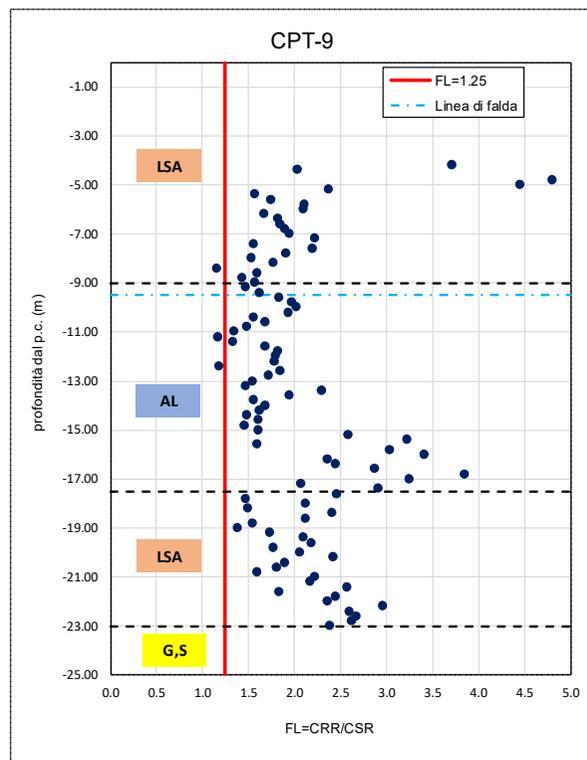
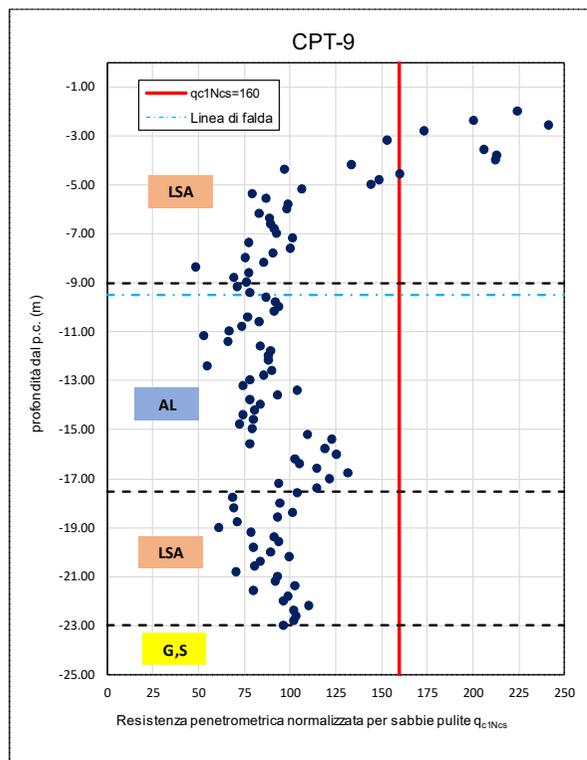
### CPT-7



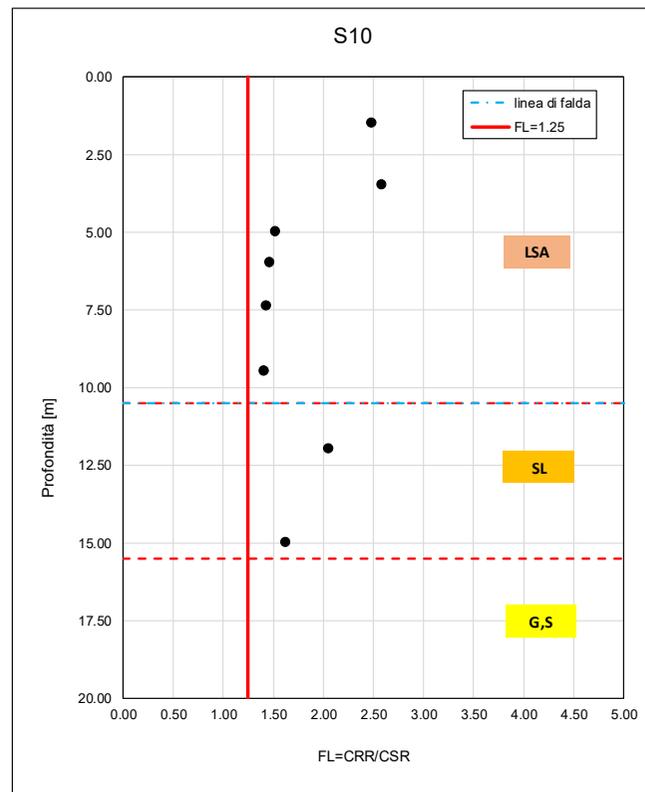
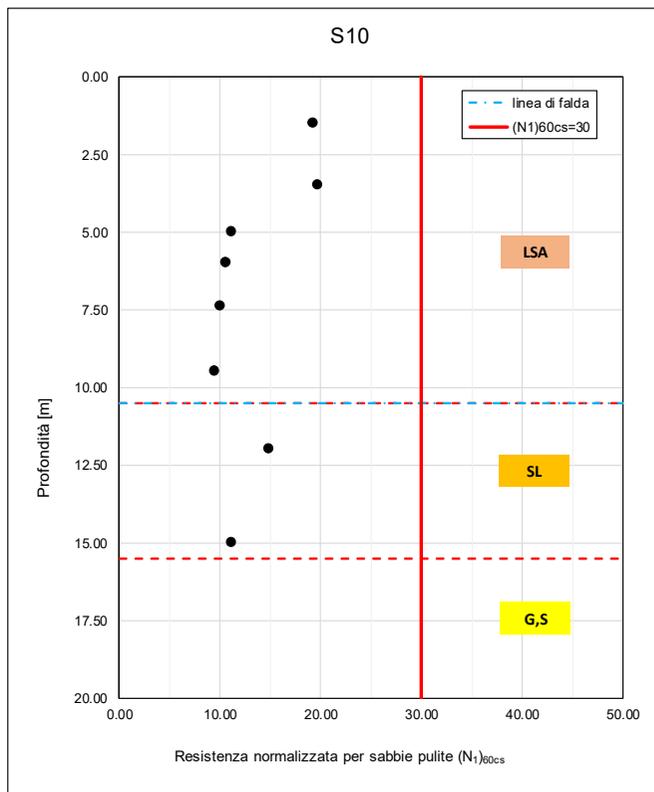
### CPT-8



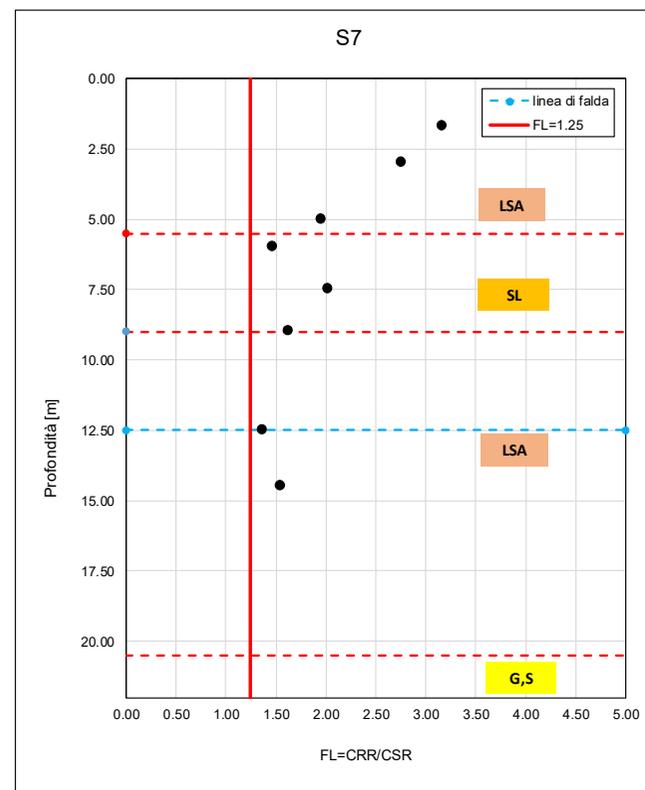
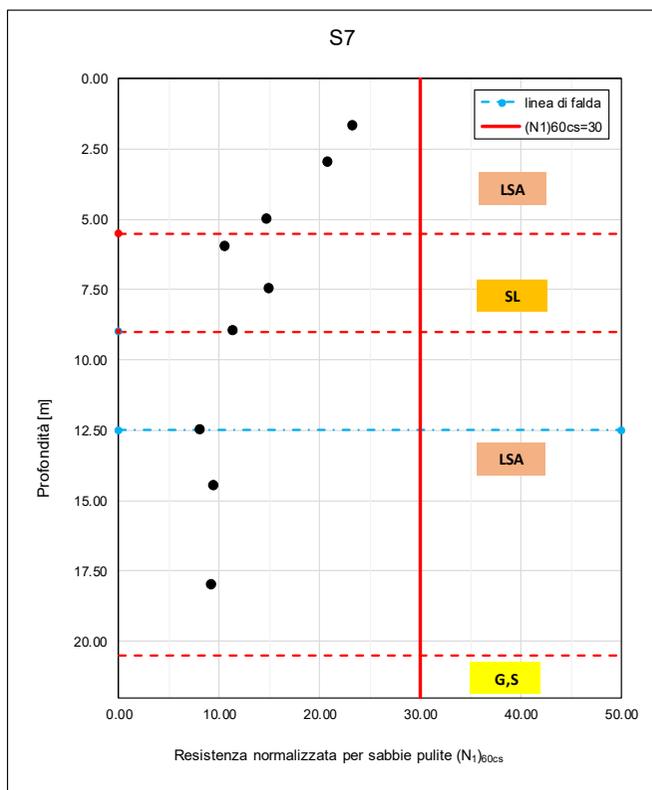
**CPT-9**



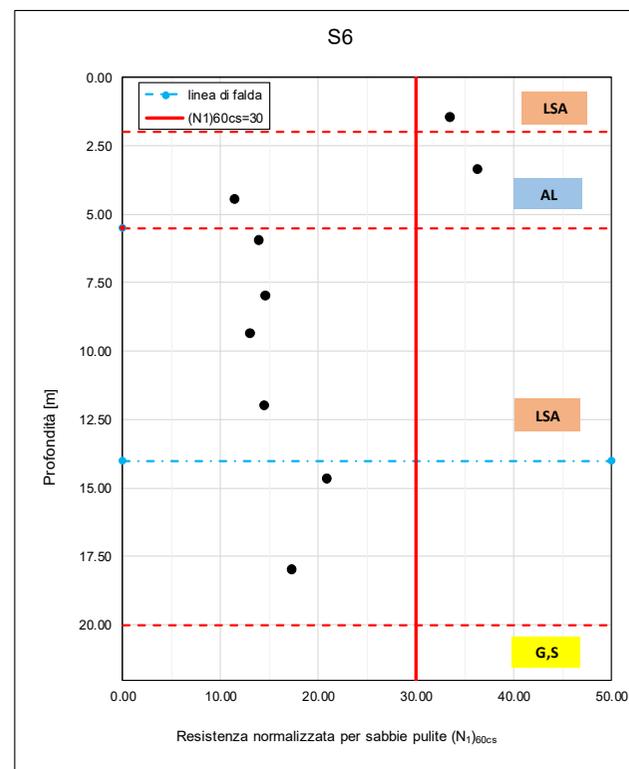
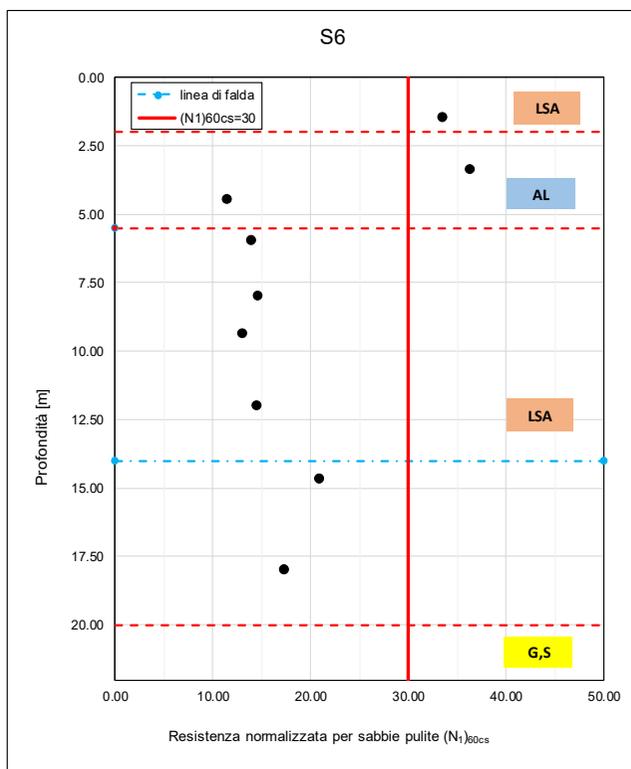
SPT - S10



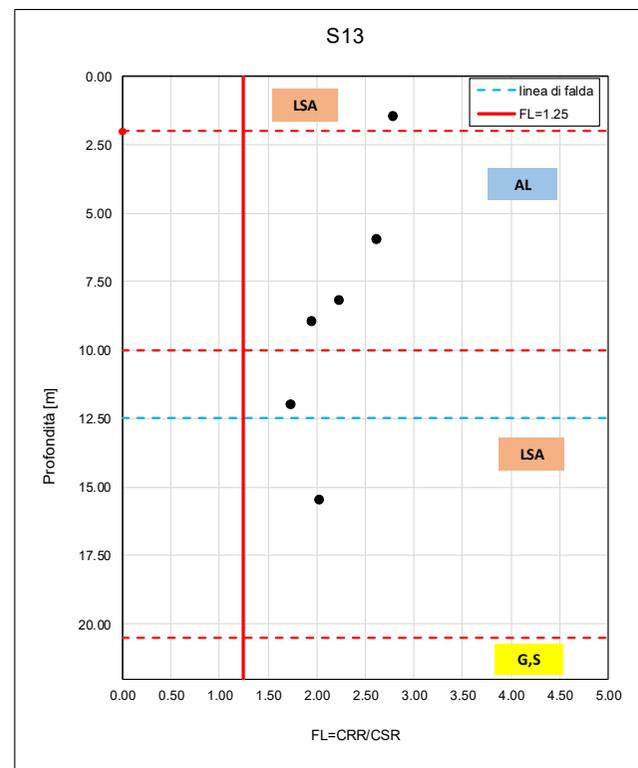
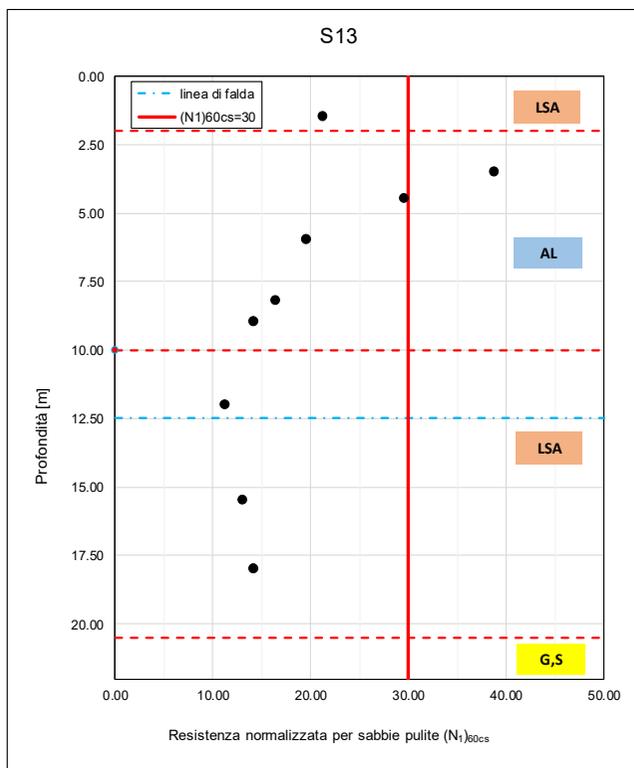
SPT - S7



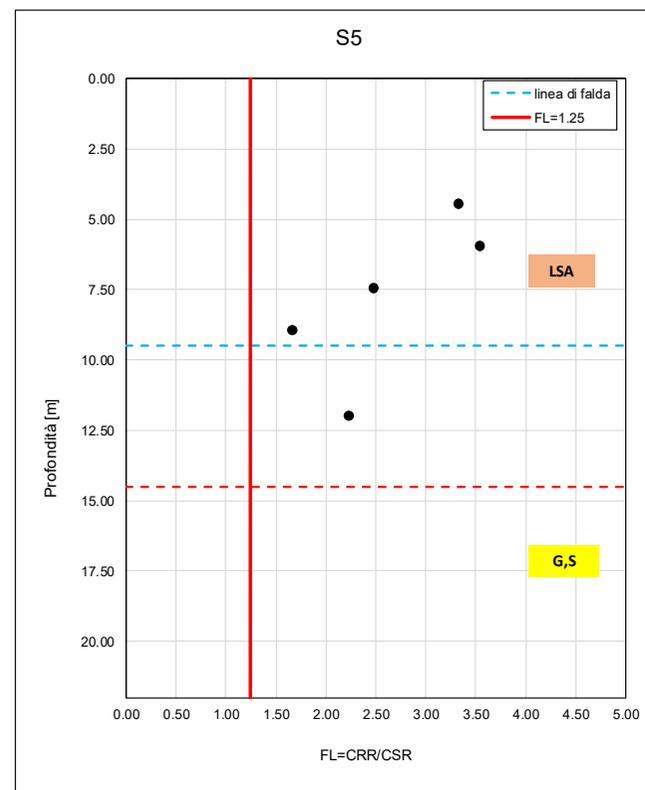
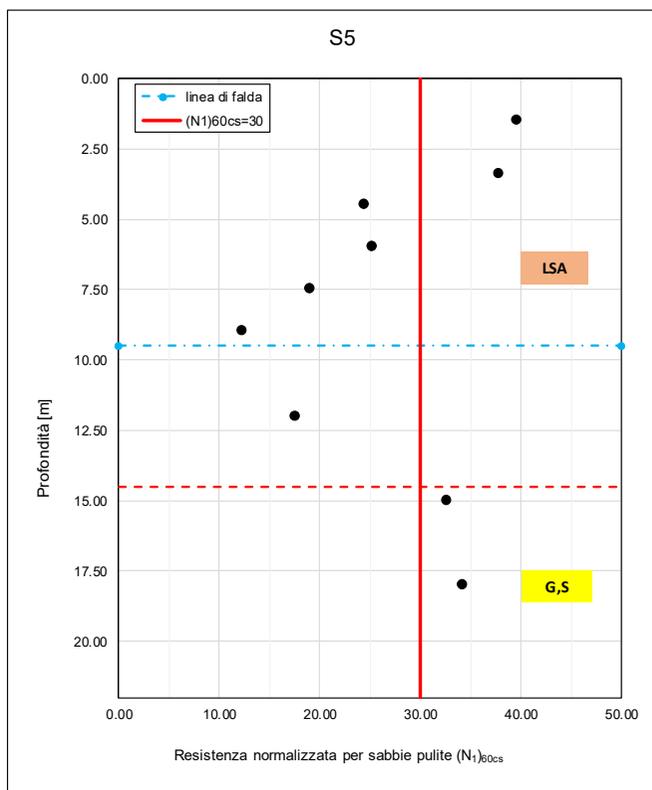
**SPT - S6**



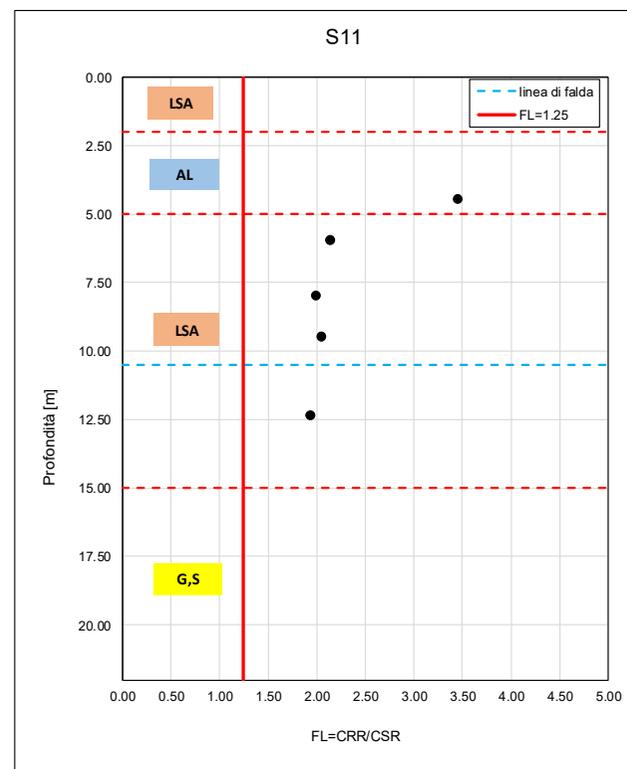
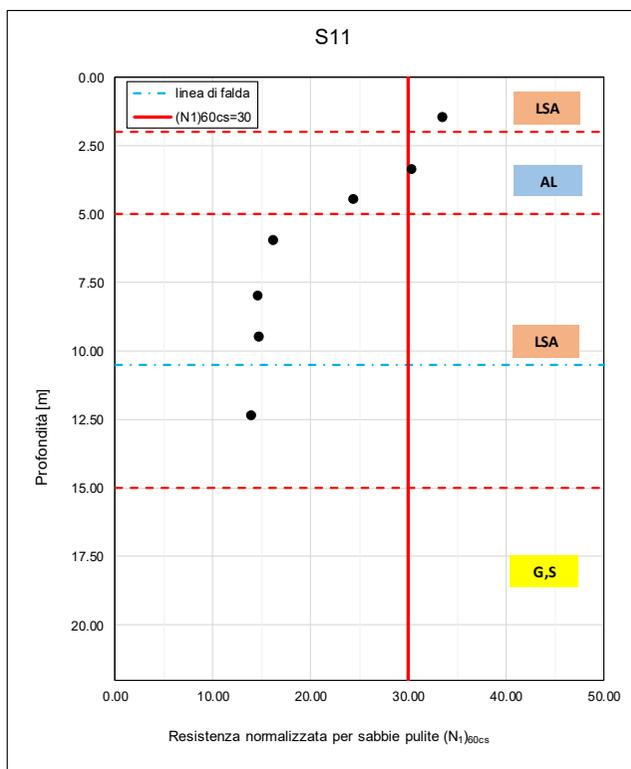
**SPT - S13**



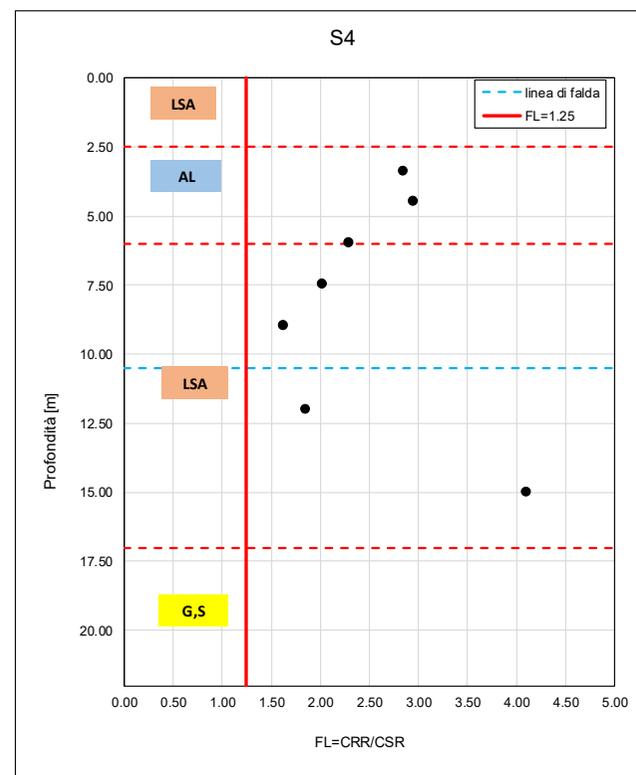
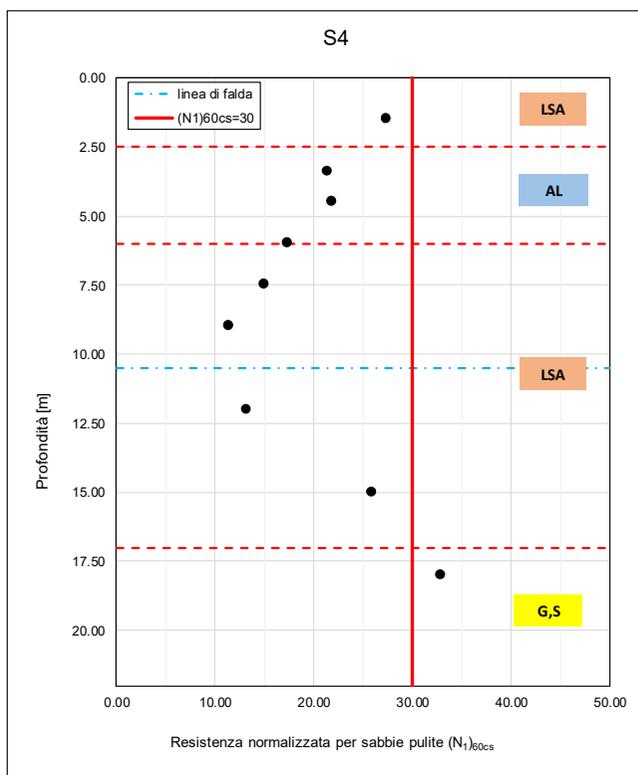
**SPT - S5**



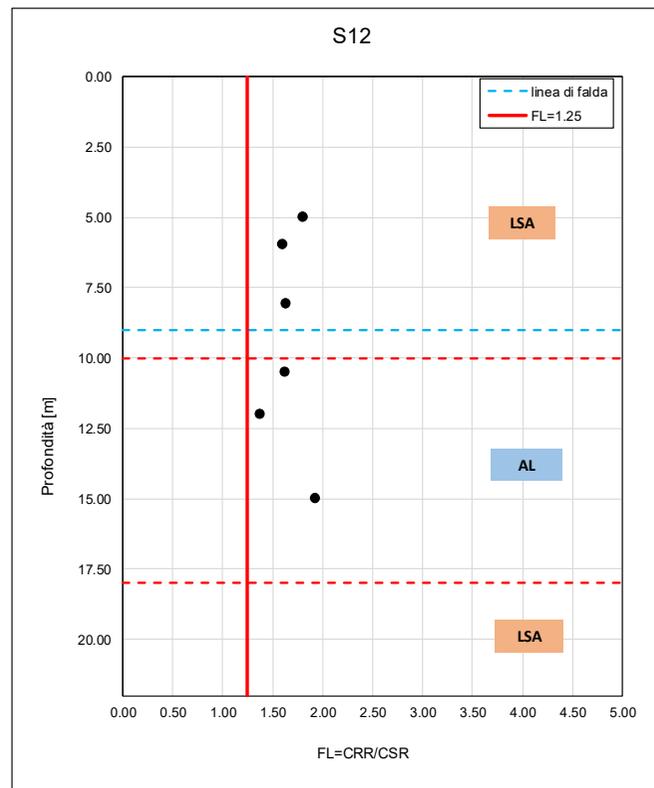
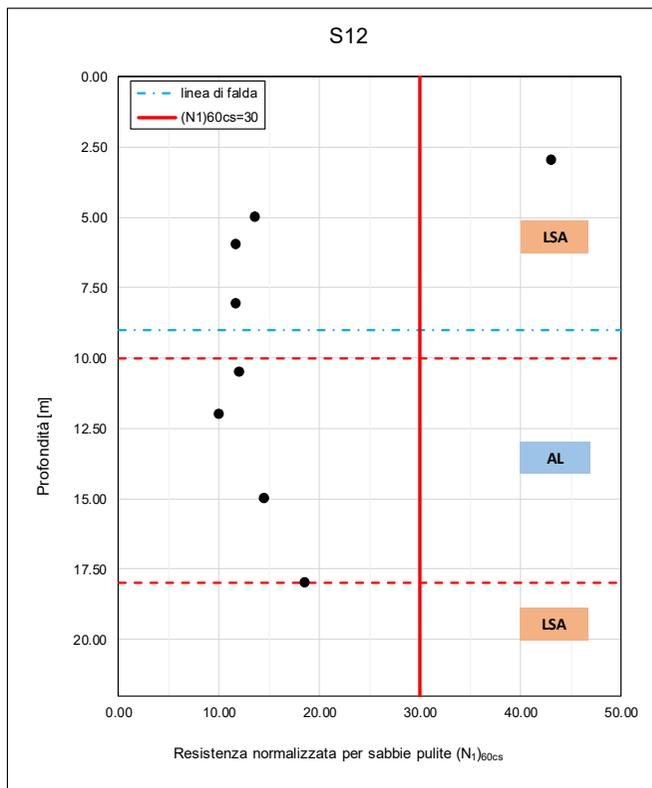
### SPT - S11



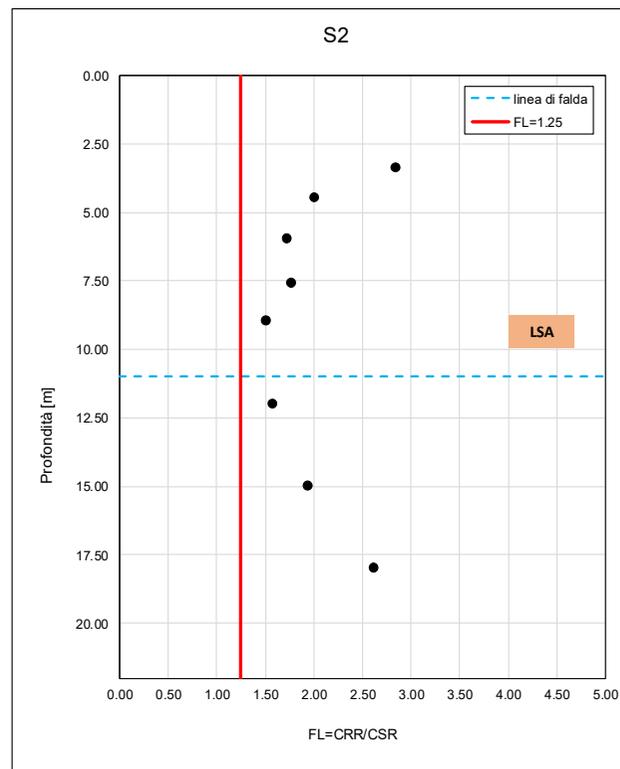
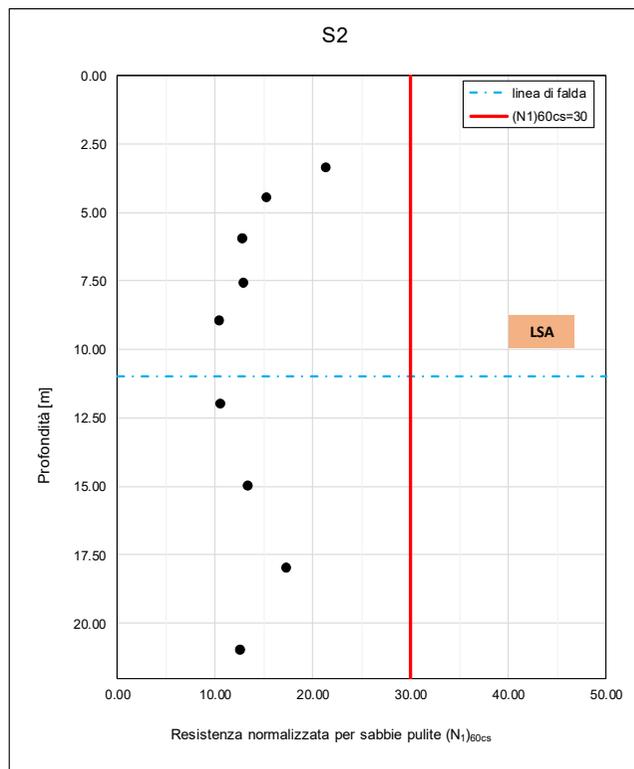
SPT - S4



**SPT - S12**



**SPT - S2**





VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA  
 RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA  
 INTERPORTO D'ABRUZZO - MANOPPELLO - LOTTO 1  
 PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

| COMMESSA | LOTTO   | CODIFICA | DOCUMENTO  | REV. | FOGLIO     |
|----------|---------|----------|------------|------|------------|
| IA96     | 00 R 29 | GE       | GE0006 001 | B    | 261 di 261 |

SPT - S9v

