



Società Autostrada Tirrenica p.A.

GRUPPO AUTOSTRADALE PER L'ITALIA S.p.A.

**AUTOSTRADA (A12) : ROSIGNANO – CIVITAVECCHIA**

**LOTTO 7**

**TRATTO: BRETELLA DI PIOMBINO**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**INFRASTRUTTURA STRATEGICA DI PREMINENTE INTERESSE NAZIONALE LE CUI PROCEDURE DI APPROVAZIONE SONO REGOLATE DALL' ART. 161 DEL D.LGS. 163/2006**

**DOCUMENTAZIONE GENERALE**

**GEOTECNICA**

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

<p><b>IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA</b> Ing. Tiziano Collotta Ord. Ingg. Lecco N. 122 <b>RESPONSABILE UFFICIO GEI-APE</b></p>	<p><b>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</b> Ing. Alessandro Alfì Ord. Ingg. Milano N. 20015 <b>COORDINATORE GENERALE APS</b></p>	<p><b>IL DIRETTORE TECNICO</b> Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 <b>RESPONSABILE DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURE</b></p>
---	--	---

RIFERIMENTO ELABORATO					DATA:	REVISIONE		
-	DIRETTORIO			FILE		FEBBRAIO 2011	n.	data
	codice	commessa	N.Prog.	unita'	n. progressivo			
-	12	12	1701	APE	001	SCALA: -		

		ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	Ing. Antonio Sibilia Ord. Ingg. Avellino N. 1713
CONSULENZA A CURA DI :		IL RESPONSABILE UFFICIO/UNITA'	Ing. Tiziano Collotta Ord. Ingg. Lecco N. 122

<p><b>RESPONSABILE DI COMMESSA</b> Arch. Mario Canato Ord. Arch. Venezia N. 1294 <b>COORDINATORE OPERATIVO DI PROGETTO</b></p>	<p><b>VISTO DEL COMMITTENTE</b></p> 	<p><b>VISTO DEL CONCEDENTE</b></p> 
--	---	--

## I N D I C E

1.	INTRODUZIONE.....	4
2.	DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO .....	5
2.1	Documentazione.....	5
2.2	Normative e raccomandazioni.....	5
2.3	Bibliografia .....	6
3.	QUADRO PROGETTUALE .....	13
3.1	Breve inquadramento geologico dell'area .....	13
3.2	Depositi antropici e colmate recenti .....	14
3.3	Depositi alluvionali, deltizi e lagunari .....	14
3.4	Depositi pleistocenici .....	15
3.5	Arenarie di Suvereto.....	15
3.6	Aspetti geomorfologici .....	15
3.7	Idrologia sotterranea .....	16
3.8	Sismicità dell'area .....	16
3.9	Indagini geotecniche effettuate.....	20
4.	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	25
4.1	Generalità .....	25
4.2	Materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie).....	27
4.2.1	Introduzione .....	27
4.2.2	Stato iniziale del deposito .....	27
4.2.3	Angolo di resistenza al taglio.....	34
4.2.4	Caratteristiche di deformabilità .....	35
4.2.5	Coefficienti di permeabilità .....	40
4.3	Materiali a grana fine (limi e argille) saturi .....	41
4.3.1	Introduzione .....	41
4.3.2	Classificazione .....	41
4.3.3	Stato tensionale iniziale .....	44
4.3.4	Resistenza al taglio non drenata .....	46

4.3.5	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	48
4.3.6	Caratteristiche di deformabilità.....	49
4.3.7	Coefficienti di permeabilità e di consolidazione primaria.....	50
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	52
5.1	Generalità .....	52
5.2	Alluvioni organiche di ambiente depositivo palustre (a1) .....	52
5.2.1	Generalità.....	52
5.2.2	Caratteristiche fisiche .....	53
5.2.3	Stato iniziale e pressioni di preconsolidazione.....	54
5.2.4	Resistenza al taglio non drenata .....	54
5.2.5	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	55
5.2.6	Caratteristiche di deformabilità.....	55
5.2.7	Coefficienti di permeabilità e coefficienti di consolidazione primaria .....	57
5.2.8	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	58
5.3	Alluvioni limo-sabbiose di ambiente depositivo deltizio (a2) .....	60
5.3.1	Generalità .....	60
5.3.2	Caratteristiche fisiche .....	60
5.3.3	Stato iniziale e pressioni di preconsolidazione.....	61
5.3.4	Resistenza al taglio non drenata .....	61
5.3.5	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	62
5.3.6	Caratteristiche di deformabilità.....	62
5.3.7	Coefficienti di permeabilità e coefficienti di consolidazione primaria .....	64
5.3.8	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	64
5.4	Depositi pleistocenici (QSG) .....	67
5.4.1	Generalità .....	67
5.4.2	Caratteristiche fisiche .....	67
5.4.3	Resistenza al taglio non drenata .....	68
5.4.4	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	68
5.4.5	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	69
5.5	Caratterizzazione meccanica dell'ammasso arenaceo su .....	71
5.5.1	Generalità .....	71

5.5.2      Applicazione del criterio di Hoek e Brown .....71  
5.5.3      Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica .....72

FIGURE:      4.1 → 4.10

TABELLE:      5.1

FIGURE:      5.1 → 5.48

## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione geotecnica illustra ed interpreta i risultati delle indagini geotecniche eseguite lungo il tracciato del prolungamento della SS398 fino al porto di Piombino, noto come bretella di Piombino ed inserito come lotto 7 nell'ambito del progetto della Nuova Autostrada Tirrenica A12 Civitavecchia-Rosignano.

Il presente documento è strutturato come segue:

- Il capitolo 2 elenca i documenti, le normative e la bibliografia di riferimento.
- Il capitolo 3 riporta:
  - Un breve inquadramento geologico, geomorfologico ed idrogeologico dell'area (paragrafi 3.1, 3.6 e 3.7);
  - Indicazioni sui parametri sismici quali risultano dall'applicazione della normativa vigente (paragrafo 3.8);
  - Un riepilogo delle indagini geotecniche (fase A e fase B) effettuate (paragrafo 3.9).
- Il capitolo 4 descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche effettuate.
- Il capitolo 5 riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni indicate nei documenti di riferimento, in termini di proprietà fisiche e meccaniche (resistenza al taglio e deformabilità) quale risultano dall'interpretazione delle indagini effettuate.

## 2. DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

### 2.1 Documentazione

Nella stesura della relazione si è fatto riferimento alla seguente documentazione:

1. Spea Ingegneria Europea S.p.A. – S.T.E. S.r.l. ; Autostrada A12 Rosignano Civitavecchia, Progetto preliminare prolungamento SS398 al Porto di Piombino:
  - Studi Specialistici – Relazione Geologica – GEO RE 001 revC (Maggio 2008);
  - Studi Specialistici – Carta Geologica – GEO PP 001 revC (Maggio 2008);
  - Studi Specialistici – Carta Geomorfologica – GEO PP 002 revC (Maggio 2008);
  - Studi Specialistici – Carta Idrogeologica – GEO PP 003 revC (Maggio 2008);
  - Studi Specialistici – Profili Geologici – GEO FP 001 revC (Maggio 2008);
  - Studi Specialistici – Indagini geognostiche di Progetto – Indagini in sito – GLG RE002 revC (Maggio 2008);
  - Studi Specialistici – Indagini geognostiche di Progetto – Prove di Laboratorio – GLG RE003 revC (Maggio 2008);
  - Studi Specialistici – Indagini geognostiche di Bibliografiche – GLG RE004 revC (Maggio 2008);
2. Sondedile s.r.l. – Teramo – Autostrada A12 Rosignano Civitavecchia, Bretella di Piombino – Progetto definitivo, Indagini geognostiche in sito;
3. Elletipi s.r.l. – Ferrara – Autostrada A12 Rosignano Civitavecchia, Bretella di Piombino – Progetto definitivo, Prove di laboratorio.

### 2.2 Normative e raccomandazioni

1. Decreto ministeriale 14 Gennaio 2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni
2. Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le

- prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" - Cir. Dir. Cen. Tecn. n° 97/81.
3. Decreto Ministeriale n. 47 (11/3/1988). "Norme Tecniche riguardanti le indagini su terreni e sulle rocce; i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
  4. EN 1997 Eurocodice 7 "Geotechnical Design"
    - Part 1: General rules
    - Part 2: Standards for laboratory testing
    - Part 3: Standards for field testing.
  5. ASTM D4253 "Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table".
  6. ASTM D4254 "Standard test method for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density".
  7. ASTM D1557 "Test method for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort".
  8. CNR UNI 10009 "Costruzione e manutenzione delle strade – Tecnica di impiego delle terre".
  9. CNR B.U., anno XXVI, n° 146 "Determinazione dei moduli di deformabilità  $M_d$  e  $M_d'$  mediante prova di carico a doppio ciclo con piastra circolare.

### **2.3 Bibliografia**

1. Andrus R.D., Youd T.L. (1989) "Penetration tests in liquefiable gravels" Technical Papers, Proceedings XII ICSMFE, vol.1, Rio de Janeiro.
2. Baldi G., Bellotti R., Ghionna V.N., Jamiolkowski M., Pasqualini E. (1983) "Cone penetration test and relative density in sand" 14<sup>th</sup> National Conference on S.M.F.E., Spoleto, Italy, (in italian).

3. Baldi G., Bellotti R., Ghionna V.N., Jamiolkowski M., Pasqualini E. (1986) "Interpretation of CPTs and CPTUs: 2<sup>nd</sup> part, Drained penetration of sands" 4<sup>th</sup> International Geotechnical Seminar, Singapore.
4. 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, 12<sup>th</sup> Int. Conf. on S.M.F.E., Rio de Janeiro, Brasil, pp. 157-168.
5. Berardi R. (1999) "Non linear elastic approaches in foundation design" Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Balkema.
6. Bjerrum, L. (1967). "Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings". *Géotechnique* 17, n° 2, 81-118.
7. Bjerrum L. (1972) "Embankments on soft ground" Proc. of Spec. Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Lafayette.
8. Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" *Geotechnique* 36 , n° 1.
9. Burland J.B. (1990) "On the compressibility and shear strength of natural clays" *Géotechnique* 40, n° 3, pag. 329.
10. Chandler R.J., de Freitas M.H., Marinos P. (2004) "Geotechnical characterisation of soils and rocks: a geological perspective" Advances in Geotechnical Engineering, The Skempton Conference, 2004, Thomas Telford, London.
11. Charles J.A. (1989) "Geotechnical properties of coarse grained soils" General Report, Discussion Session 8, Proceedings XII ICSMFE, vol.4, Rio de Janeiro.
12. Chen, B.S. and Mayne, P.W. (1996). "Statistical Relationship between Piezocone Measurements and Stress History of Clays" *Canadian Geotechnical Journal* 33, pp. 488-498.
13. Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.

14. 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.
15. 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..
16. Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" *CIRIA Report 103*.
17. Garizio, G.M. (1997). "Determinazione dei parametri geotecnici ed in particolare di  $K_0$  da prove penetrometriche". Tesi di Laurea, Politecnico di Torino.
18. Harman D.E. (1976) "A statistical study of static cone bearing capacity, vertical effective stress and relative density of dry and saturated fine sands in a large triaxial test chamber" *Master's Thesis, University of Florida*.
19. Holtz R.D., Jamiolkowski M., Lancellotta R., Pedroni R. (1991) "Prefabricated vertical drains: design and performance" *CIRIA Ground Engineering Report: Ground Improvement*.
20. Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" *Proceedings In-situ 2001, Bali*.
21. 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*.
22. Jamiolkowski, M., Lo Presti, D.C.F. and Garizio, G.M. (2001). "Correlation between Relative Density and Cone Resistance for Silica Sands". *Jubilee Volume 75<sup>th</sup> Anniversary of K. Terzaghi's. Erdbaumechanik Wien*, Edit. H. Brandl.
23. Kokusho T., Tanaka Y. (1994) "Dynamic properties of gravel layers investigated by in-situ freezing sampling" *Proc. Ground Failures under Seismic Conditions, ASCE Convention in Atlanta, Geot. Spec. Publi., n° 44, pp. 121-140*.
24. Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.100, n° 7*.

25. 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.
26. Lo Presti D.C.F. (1989) "Proprietà dinamiche dei terreni" Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, 14<sup>th</sup> Ciclo, Comportamento dei terreni e delle fondazioni in campo dinamico.
27. Lunne T., Christoffersen H.P., Tjelta T.I. (1985) "Engineering use of piezocone data in North Sea clays" Proc. XI ICSMFE, S. Francisco.
28. Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997). "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice" Blackie Academic and Professional, London.
29. Marchetti S. (1985) "On the field determination of  $k_0$  in sand" Discussion Session 2A, 11<sup>th</sup> ICSMFE, S. Francisco.
30. 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.
31. Mayne P.W., Rix G.J. (1993) " $G_{max}$  -  $Q_c$  relationship for clays" Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, vol.16, n°1, pp. 54-60
32. Mitchell J.K. (1976) "Fundamentals of soil behavior" John Wiley & Sons.
33. Nagaraj T.S., Miura N. (2001) "Soft clay behaviour – Analysis and assessment" Balkema, Rotterdam.
34. NAVFAC (1971) "Design Manual DM7" U.S. Naval Publication and Formations Center, Philadelphia.
35. Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
36. Olsen R.S., Farr J.V. (1986) "Site characterization using the cone penetration test" Proc. Intern. Symposium In-Situ '86, Blacksburg (USA).

37. Randolph M.F., Wroth C.P.T. (1981) "Application of the failure state in undrained simple shear to the shaft capacity of driven piles" *Géotechnique*.
38. Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1974) "Analysis of laterally loaded piles in sand" Proc. VI Offshore Technology Conference, OTC 2080, Houston, Texas.
39. Rix, G.J. and Stokoe, K.H. (1992). "Correlation of initial tangent modulus and cone resistance". Proc. of the International Symposium on Calibration Chamber Testing, Potsdam, N.Y. Edit. Elsevier.
40. Robertson P.K., Campanella R.G., Wightman A. (1983) "SPT-CPT Correlations" *Journal of the Geotechnical Eng. Division, ASCE, Vol. 109*.
41. Robertson P.K., Campanella R.G. (1984) "Guidelines for use and interpretation of the electric cone penetration tests" *Soil Mech. Series n° 69, Department of Civil Engineering, University of British Columbia*.
42. Robertson P.K., Campanella R.C. (1986) "Guidelines for use, interpretation and application of the CPT and CPTU" *Soil Mechanics Series 105, Department of Civil Eng., Univ. Of British Columbia, Vancouver*.
43. Robertson P.K., Campanella R.G., Gillespie D., Greig J. (1986) "The interpretation of Begemann friction jacket cone results to give soil types and design parameters" Proc. VII ECSMFE, Brighton (U.K.).
44. Robertson, P.K. (1990). "Soil Classification using the Cone Penetration Test". *Canadian Geotechnical Journal, n° 1*.
45. Rocchi G.F. (2003) "Interpretazione delle prove penetrometriche statiche e dinamiche in termini di densità relativa" Documento interno Studio Geotecnico Italiano.
46. 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.

47. Rocchi G., Fontana F., Da Prat, M. (2003) "Modelling of natural soft clay destruction processes using viscoplasticity theory" *Géotechnique* 53, n° 8, pp. 729-745.
48. Schofield A.N. & Wroth C.P. (1968) "Critical state soil mechanics" Mc Graw-Hill.
49. Seed H.B., De Alba P. (1986) "Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands" *Proceedings of In-Situ '86*, Virginia Tech., Blacksburg, Geotechnical Special Publication n° 6, ASCE.
50. Searle I.W. (1979) "The interpretation of Begemann friction jacket cone results to give soil types and design parameters" *Proc. VII ECSMFE*, Brighton (U.K.).
51. Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" *General Report, Proc. 7<sup>th</sup> ECSMFE*, Brighton.
52. 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.
53. Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" *CIRIA Report* 113.
54. Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" *Proceedings ESOPT I*.
55. 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.
56. Tavenas F., Leblond P., Jean P., Leroueil S. (1983a) "The permeability of natural soft clays. Part I: Methods of laboratory measurement" *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20.
57. Tavenas F., Jean P., Leblond P., Leroueil S. (1983b) "The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics" *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20.

58. Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content" *Soils and Foundations* 23, n° 4.
59. Wood D.M. (1990) "Soil Behavior and critical state soil mechanics" Cambridge University Press.
60. Villet W.C.B., Mitchell J.K. (1981) "Cone resistance, relative density and friction angle" Specialty Session on Cone Penetration Testing and Experience, ASCE, St Louis, Norris & Holtz editors, pp. 178-208.
61. Vucetic M., Dobry R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response" *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
62. Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" *Proceedings of Symposium on Eval. Dens.*, ASTM STP 523.

### **3. QUADRO PROGETTUALE**

#### **3.1 Breve inquadramento geologico dell'area**

L'area in oggetto è posta a Nord-Est dell'abitato di Piombino e si estende per circa 1 km a cavallo del tracciato stradale di progetto. Il promontorio di Piombino è caratterizzato da affioramenti della successione Toscana, ai quali si sovrappongono gli elementi Subliguri. Lungo i rilievi collinari più prossimi all'area di interesse progettuale affiorano prevalentemente le unità Subliguri, costituite dalle Arenarie di Suvereto (oligocene -miocene). Tali formazioni sono giustapposte alle sabbie rossastre di Donoratico (Pleistocene med. - sup.), di origine eolica e di ambiente costiero; all'interno di queste sabbie si rinvengono intercalazioni limoso - argillose di natura deltizia, ascrivibili a fenomeni di interglaciazione.

Nella vasta pianura posta a NE del promontorio si individua la valle fluviale del Cornia, bonificata in più fasi nel corso del XIX secolo; in particolare, quasi tutta la fascia litorale compresa tra Piombino e Follonica è il risultato della colmata della "Padule di Piombino", avvenuta per fasi successive a partire dal 1832.

Il corso terminale del Cornia è stato progressivamente incanalato e successivamente deviato per facilitare il completamento delle opere di bonifica. Oggi sono ancora presenti aree umide naturali e zone in cui la regimazione idraulica è affidata a sistemi di sollevamento meccanico, entrambe poste a quote prossime al livello medio marino.

In tutta questa zona prevalgono naturalmente i sedimenti alluvionali caratterizzati da granulometrie comprese fra quella delle sabbie (da mediamente a poco addensate) a quella delle argille, a tratti fortemente organiche e altamente compressibili.

I depositi alluvionali sono ricoperti superficialmente da quelli di colmata, di origine antropica, a granulometria estremamente eterogenea, dai limi alle ghiaie.

Il tracciato di progetto si sviluppa pressoché interamente in piano, lungo la parte terminale del bacino bonificato del Cornia ed a ridosso dei rilievi collinari

descritti precedentemente, tali rilievi risultano in parte rimodellati con scavi per creare spazi fruibili alle attività antropiche, pertanto in quegli ambiti il substrato si trova spesso a modestissima profondità.

### **3.2 Depositi antropici e colmate recenti**

Le coperture superficiali (**da**) sono costituite in gran parte da materiali di riporto, messi in posto recentemente (a partire dal XIX secolo) al fine di regolarizzare le superfici e/o renderle sfruttabili a fini antropici. In particolare si segnala la presenza di spessori metrici di loppe di altroforno, residui di lavorazione delle vicine acciaierie, su tutta l'area lungo la sponda orografica sinistra del Cornia.

La granulometria dei riporti è assai variabile, sebbene nell'area dell'acciaiera Lucchini si trovino principalmente i residui di lavorazione assimilabili a depositi ghiaiosi mediamente addensati.

### **3.3 Depositi alluvionali, deltizi e lagunari**

I depositi alluvionali (**al**) olocenici ascrivibili all'azione depositiva delle acque del Cornia sono presenti con continuità lungo tutta l'area pianeggiante posta a nord-Est dell'abitato di Piombino. La granulometria dei depositi risulta piuttosto variabile con fitte intercalazioni sabbioso limose in corrispondenza della prima parte del tracciato (fosso Montegemoli), e verso l'attuale foce del Cornia. Differentemente, in corrispondenza dell'attuale ponte ferroviario sul Cornia, le alluvioni presentano uno spessore attorno ai 20 m di materiale argilloso piuttosto omogeneo, con forte presenza di materiale organico, dalle caratteristiche meccaniche scadenti e altamente compressibile.

### **3.4 Depositi pleistocenici**

I depositi pleistocenici (**QSG**) non sono presenti in affioramento e sono stati intercettati dai sondaggi a profondità superiori ai 15m dal piano campagna. Nello specifico gli orizzonti incontrati sono ascrivibili all'unità delle sabbie di Donoratico e sono costituiti da sabbie in matrice fine che a tratti diviene prevalente, si tratta di orizzonti ben addensati e consistenti, in cui si possono localmente reperire anche livelli cementati. Nell'area attorno al corso del Cornia queste unità sono sempre sovrapposte a quelle neogeniche.

### **3.5 Arenarie di Suvereto**

Le arenarie di Suvereto (su) costituiscono l'unità affiorante in tutta l'area del promontorio di Piombino. I sondaggi hanno evidenziato la presenza diffusa di uno spessore di 1-2 m di fascia degrata dell'ammasso, al di sotto della quale la roccia si presenta in genere compatta e poco fratturata. Localmente (SD5 campagna 2010) sono presenti spessori di materiale brecciato, probabilmente scavato e quindi riportato per regolarizzare la morfologia.

### **3.6 Aspetti geomorfologici**

Buona parte delle aree attraversate dal tracciato, sia nell'ambito della piana del Cornia che nel promontorio dell'abitato di Piombino, sono antropizzate e occupate da attività industriali presenti da svariate decine di anni, le quali hanno fortemente condizionato la morfologia dei luoghi. In generale, l'area interessata dal tracciato può essere suddivisa nella porzione "bassa", a ridosso dell'attuale corso del Cornia, sostanzialmente pianeggiante, con quota media di qualche metro al di sopra del medio livello marino, e nella parte "alta" costituita dall'asse stradale denominato 1b che sale dalla piana del Cornia in direzione ovest fino a raggiungere circa 30 m.s.l.m. Quest'ultima zona è caratterizzata da acclività anche notevoli, legate all'affioramento del substrato arenaceo litoide.

### 3.7 Idrologia sotterranea

L'idrologia sotterranea dell'area in esame è strettamente legata alla vicinanza della linea costiera, nella parte di tracciato che si sviluppa in adiacenza ai corsi del Fosso Montegemoli e del Fiume Cornia la falda è in genere intercettata a pochi metri di profondità del piano campagna. Differentemente, nell'area in prossimità dell'abitato di Piombino, salendo di quota sul promontorio arenaceo, nella profondità investigata, la falda non è stata intercettata.

Le informazioni sull'idrologia sotterranea derivano dalle misure sui piezometri installati nei fori di sondaggio eseguiti durante le campagne d'indagine, e dalle osservazioni in fase di esecuzione dei pozzetti stratigrafici. Nella **Tabella 1** vengono riassunti i principali risultati del monitoraggio dei piezometri.

*Tabella 1: risultati misure piezometriche*

Id.	tipo di piezometro	Mese di misura e Profondità falda da p.c. (m)	
SP01	T.A. + C.	Giu.2007 <b>-2.25m</b>	Dic.2010 <b>-1.95m</b>
SP02	T.A.	Giu.2007 <b>-2.14m</b>	Dic.2010 <b>-1.90m</b>
SP03	C.	Giu.2007 <b>-1.38m</b>	Dic.2010 <b>-0.65m</b>
SP04	T.A.	Giu.2007 <b>-2.75m</b>	Dic.2010 <b>-3.90m</b>
SP05	T.A.	Giu.2007 <b>-0.60m</b>	Dic.2010 <b>-0.65m</b>
SP07	T.A. + C.	Giu.2007 <b>-4.15m</b>	Dic.2010 <b>-3.90m</b>
SD1	T.A.		Dic.2010 <b>-2.18m</b>
SD1bis	T.A.		Dic.2010 <b>-0.80m</b>
SD2	T.A.		Dic.2010 <b>-1.80m</b>
SD3	T.A.		Dic.2010 <b>-4.10m</b>
SD4	T.A.		Dic.2010 <b>-3.25m</b>
SD5	T.A.		Dic.2010 <b>-6.90m</b>

### 3.8 Sismicità dell'area

L'area sismogenetica di maggiore influenza per l'area in esame risulta quella del *Mugello - Città di Castello - Leonessa*, localizzata a ca. 110 Km a Est, associabile a

terremoti con profondità comprese tra 0.5 (superficiali) e 8 km e magnitudo (momento)  $M_w=6.2$ . In particolare, l'area sismogenetica del Mugello, che si sviluppa per una lunghezza di 200 km lungo il confine occidentale nord-appenninico, costituisce il nucleo del sistema di faglie Etrusco (EFS) caratterizzato da meccanismi di faglia di tipo estensionale con immersione a Ovest, responsabile primo dell'elevata sismicità della regione Umbria.

A distanza di circa 100 km, a Nord del tracciato, si evidenzia la seconda zona sismogenetica di interesse, denominata *Livorno Hills*, avente profondità compresa tra 1 e 7 Km ed associabile ad eventi sismici di magnitudo pari a 5.7. Tale zona comprende la sorgente di *Orciano Pisano* (ritenuta responsabile del terremoto del 1846 -  $M_w=5.7$ ).

In accordo con le prescrizioni delle NTC2008, l'Azione Sismica di progetto, in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite nelle verifiche strutturali e geotecniche, è definita a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito, a sua volta espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su suolo rigido e superficie topografica orizzontale.

Inoltre, la definizione dell'azione sismica comprende la determinazione delle ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione, "ancorato" al valore  $S_e(T=0) = a_g$ , facendo riferimento a prefissate probabilità di eccedenza della stessa azione sismica nel periodo di riferimento  $V_R$  per la struttura. Tale periodo  $V_R$  è da definirsi a carico dei progettisti in funzione della vita nominale  $V_N$  dell'opera e della sua classe d'uso (vedi NTC2008, §2.4). Nel caso specifico per l'opera in progetto si assume  $V_N=50$  anni (opera ordinaria), con classe d'uso IV ( $C_U=2$ ). Di conseguenza:

$$V_R = V_N * C_U = 100 \text{ anni}$$

Nel par. 3.2.1 (NTC2008) la probabilità  $P$  di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$  ( $P_{V_R}$ ) a cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente per lo stato ultimo di salvaguardia della Vita (SLV), è pari a:

$$P_{V_R} = 10\%$$

A partire dal periodo di riferimento  $V_R$ , e dalla suddetta probabilità, è possibile calcolare, seguendo le istruzioni in allegato alle NTC2008, il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  come:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{V_R}) = 949 \text{ anni};$$

Avendo definito il periodo di ritorno, la forma dello spettro di risposta dipende dai seguenti parametri definiti per un sito rigido, con superficie topografica orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  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.

Nelle tabelle in allegato al testo delle NTC2008, i suddetti valori vengono forniti, in funzione delle coordinate geografiche, per una griglia di punti prefissati sul territorio: i valori per luoghi geografici situati in punti intermedi della griglia si ottengono per interpolazione sui quattro punti adiacenti.

Nello specifico, per l'area in esame, si è fissato come riferimento indicativo un punto baricentrico del tracciato con coordinate:

N : 42°57'11'' ; E : 10°32'40''

I relativi vertici della griglia di interpolazione sono i seguenti:

23377, 23378, 23599, 23600.

L'interpolazione dei valori di griglia tramite l'impiego del foglio di calcolo "Spettri di risposta – V. 1.0.3" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha fornito i seguenti valori per le grandezze caratteristiche del sisma di progetto per le verifiche SLV:

$$a_g = 0.054 \text{ g}$$

$$F_0 = 2.843$$

$$T_c = 0.294 \text{ s}$$

La risposta sismica locale è ulteriormente condizionata dalle caratteristiche stratigrafiche e topografiche specifiche del sito, in quest'ottica la normativa prevede l'introduzione del fattore di sito  $S$  definito come:

$$S = S_s \cdot S_T$$

dove  $S_s$  tiene conto della categoria di suolo, e  $S_T$  dell'andamento della superficie topografica.

Il primo termine è ricavabile dalla misura della velocità delle onde di taglio mediata su 30 m di profondità  $V_{s,30}$  ovvero, ove il dato non sia disponibile, sul valore  $N_{SPT,30}$  fatto registrare dalle prove penetrometriche per i terreni granulari o sul valore della coesione non drenata  $c_{u,30}$  estrapolato da prove di laboratorio, per i terreni a grana fine. Nel caso in esame sono state effettuate n°2 indagini specifiche per la determinazione di  $V_{s,30}$ : quella con cono sismico (in corrispondenza della verticale penetrometrica CPTe 2) e una prova cross hole in corrispondenza del sondaggio SD4 della campagna 2010. Le prove si sono mostrate in buon accordo tra loro evidenziando come nella zona investigata, sia generalmente inferiore a 180 m/s.

Alla luce delle indagini specifiche, delle differenti verticali di sondaggio, nonché delle prove penetrometriche SPT condotte sui terreni granulari e dei valori di  $c_u$  estrapolati dalle prove di laboratorio, si possono definire tre categorie di suolo prevalenti lungo il tracciato di progetto:

Asse stradale 0 : categoria D - *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  inferiori a 180 m/s (ovvero  $N_{SPT,30} < 15$  nei terreni a grana grossa  $c_{u,30} < 70$  kPa nei terreni a grana fina)*

Assi stradali 1a e 2 : categoria di sottosuolo C (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina)*

Asse stradale 1b : categoria di sottosuolo B (*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $N_{SPT,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina).*

Per quanto riguarda il secondo termine che partecipa alla determinazione del coefficiente di sito, per gli assi stradali "0", "1a" e "2", trattandosi di zone pianeggianti, si è assunta la categoria topografica T1 (Tabb. 3.2.IV e 3.2.VI - NTC 2008). Per quanto concerne l'asse 1b si propone l'utilizzo del coefficiente T2, indicato dalla normativa per i pendii con acclività media superiore a 15°.

### **3.9 Indagini geotecniche effettuate**

I dati stratigrafici e geotecnici riportati nella presente relazione e nei profili stratigrafico-geotecnici sono stati desunti dai risultati delle indagini geotecniche e di laboratorio condotte nell'area durante le campagne di indagine svolte per la redazione del progetto preliminare (Giugno 2007) e definitivo (Novembre - Dicembre 2010). Nell'evoluzione del progetto stradale dalla fase preliminare a quella definitiva il tracciato è stato modificato; per tale motivo verranno considerati solo i dati ancora di interesse, ovvero ricadenti sul tracciato di progetto attuale, della campagna relativa alla fase preliminare.

I dati presi in considerazione in questo ambito, appartenenti alla campagna di indagine svolta nel 2007 per la redazione del progetto preliminare, sono i seguenti:

- n. 6 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (SP01, SP02, SP03, SP04, SP05, SP07) all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
  - n. 11 prove penetrometriche dinamiche SPT;
  - n. 17 campioni indisturbati;
  - n. 30 campioni rimaneggiati;
- n. 2 pozzetti esplorativi (Pz01, Pz02), nell'ambito dei quali sono state eseguite e prelevati:
  - n. 2 prove di carico su piastra;
  - n. 7 campioni rimaneggiati;

La

**Tabella 2** riassume le principali caratteristiche dei sondaggi, il numero di campioni prelevati, il numero di prove geotecniche eseguite in foro ed il tipo di strumentazione piezometrica installata. La **Tabella 3** elenca le principali caratteristiche dei pozzetti esplorativi e delle prove di carico su piastra (PLT), eseguite all'interno degli stessi.

I campioni indisturbati, prelevati durante la campagna di indagine del 2007, sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

a) prove di classificazione:

- analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- contenuto naturale d'acqua;
- peso di volume naturale;
- peso specifico dei grani;

b) prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:

- prove di compressione monoassiale (ELL);
- prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU);
- prove triassiali consolidate isotropicamente non drenate (TX-CIU);
- prove di taglio diretto (TD);
- prove edometriche ad incrementi di carico (ED-IL).

Sui campioni rimaneggiati, prelevati all'interno dei pozzetti sono state eseguite le seguenti prove:

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

**Tabella 2: Quadro sinottico sondaggi campagna 2007**

Sigla	Quota (m s.l.m.)	Tipo	D (m)	C.I.	C.R.	S.P.T.	Strumentazione
SP01	3.03	C.C.	32.2	4	4	1	Piezometro T.A. 3.5-15.0 m Piezometro Cas. 23-25 m
SP02	2.16	C.C.	35	3	7	-	Piezometro T.A. 3.5-35.0 m
SP03	1.49	C.C.	40	4	4	2	Piezometro Cas. 34-36.5 m
SP04	4.14	C.C.	30	3	5	1	Piezometro T.A. 6-10.5 m
SP05	1.02	C.C.	15	-	3	1	Piezometro T.A. 3-15 m
SP07	4.54	C.C.	41.7	3	7	3	Piezometro T.A. 3-15 m Piezometro Cas. 23-41.7 m
C.C. perforazione a carotaggio continuo D.N. perforazione a distruzione di nucleo D profondità del sondaggio (in metri da piano campagna) C.I. n. di campioni indisturbati C.R. n. di campioni rimaneggiati S.P.T. n. prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio CH prova Cross Hole							

**Tabella 3: Quadro sinottico pozzetti campagna 2007**

sigla	quota (m s.l.m.)	D (m)	prof. prove PLT (m)	C.R.
Pz01	2.5	3.3	0.7	4
Pz02	1.21	2.2	0.8	3
D (m) : profondità massima in metri da p.c. raggiunta dallo scavo del pozzetto C.R. n. di campioni rimaneggiati Prove PLT (m) : profondità esecuzione prove di carico su piastra, metri da p.c.				

La campagna di indagine attivata per la redazione del progetto definitivo (anno 2010) è consistita nella realizzazione di:

- n. 7 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (SD01, SD01bis, SD02, SD03, SD04, SD05, SD06) all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
  - n. 66 prove penetrometriche dinamiche SPT;
  - n. 18 campioni indisturbati;
  - n. 37 campioni rimaneggiati;

- n. 3 prove penetrometriche statiche con punta elettrica (CPE1, CPE2, CPE3);
- n.1 prova con cono sismico, realizzata nell'ambito della verticale penetrometrica CPE2.
- n. 2 pozzetti esplorativi (PzD01, PzD02), all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
  - n. 2 prove di carico su piastra;
  - n. 7 campioni rimaneggiati;
- n. 1 prospezione sismica "cross hole" in corrispondenza del sondaggio SD04.

La **Tabella 4** riassume le principali caratteristiche dei sondaggi, il numero di campioni prelevati, il numero di prove geotecniche eseguite in foro ed il tipo di strumentazione piezometrica installata. Nella **Tabella 5** sono riportate le caratteristiche salienti delle prove penetrometriche CPE. La Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. elenca le principali caratteristiche dei pozzetti esplorativi e delle prove di carico su piastra (PLT), eseguite all'interno degli stessi.

**Tabella 4: Quadro sinottico sondaggi campagna 2010**

Sigla	Quota (m s.l.m.)	Tipo	D (m)	C.I.	C.R.	S.P.T.	Strumentazione
SD01	2.80	C.C.	35	4	9	14	Piezometro T.A. 3-35 m
SD01bis	1.00	C.C.	35	5	7	12	-
SD02	3.90	C.C.	40	5	8	14	Piezometro T.A. 2-30 m
SD03	5.10	C.C.	40	1	8	15	Piezometro T.A. 2-35 m
SD04	4.40	C.C.	35	3	8	10	CH
SD05	25.80	C.C.	15	-	3	3	-
SD06	36.50	C.C.	6.5	-	2	-	-

C.C.	perforazione a carotaggio continuo
D.N.	perforazione a distruzione di nucleo
D	profondità del sondaggio (in metri da piano campagna)
C.I.	n. di campioni indisturbati
C.R.	n. di campioni rimaneggiati
S.P.T.	n. prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio
CH	prova Cross Hole

*Tabella 5: Quadro sinottico prove penetrometriche CPT campagna 2010*

sigla	quota (m s.l.m.)	D (m)
CPTe 1	2.5	32
CPTe 2	2.0	32
CPTe 3	4.7	18.5

I campioni indisturbati, prelevati durante la campagna di indagine del 2010, sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

b) prove di classificazione:

- analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- contenuto naturale d'acqua;
- peso di volume naturale;
- peso specifico dei grani;

c) prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:

- prove di compressione monoassiale (ELL);
- prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU);
- prove triassiali consolidate isotropicamente non drenate (TX-CIU);
- prove di taglio diretto (TD);
- prove edometriche ad incrementi di carico (ED-IL).

Sui campioni rimaneggiati, prelevati all'interno dei pozzetti sono state eseguite le seguenti prove:

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

## 4. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 4.1 Generalità

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, descritti nei paragrafi seguenti, sono finalizzati a ricavare il maggior numero di grandezze utili alla progettazione sulla base dei dati a disposizione, nella fattispecie:

- sondaggi geotecnici con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati;
- prove penetrometriche dinamiche SPT in foro;
- prove di permeabilità Lefranc in foro, a carico costante o variabile;
- prove pressiometriche tipo Menard;
- prove penetrometriche statiche CPTe, con misura della resistenza di punta  $q_c$  e dell'attrito laterale  $f_s$ ;
- prove penetrometriche statiche CPTU, con misura della resistenza di punta  $q_c$ , dell'attrito laterale  $f_s$  e della pressione interstiziale  $u$ ;
- prove geofisiche down hole con cono sismico SCPT, per la misura della velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$ ;
- prove geofisiche "cross-hole", per la determinazione delle velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  e di compressione  $V_p$ ;
- pozzetti stratigrafici con prelievo di campioni rimaneggiati, esecuzione di prove di densità in sito e di prove di carico su piastra PLT;
- prove di laboratorio di classificazione di resistenza e di deformabilità sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nei fori di sondaggio e nei pozzetti.

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica le unità oggetto delle investigazioni sono state suddivise come segue:

- riporti, colmate e materiale di origine antropica (da)
- nell'ambito dei depositi alluvionali attuali (al) sono stati distinti i depositi prettamente argillosi (al1), di ambiente depositivo palustre, con sensibile

componente organica e scarsamente consistenti, dalle alternanze di materiali limo-sabbioso-argillosi ( $\alpha_2$ ) di ambiente depositivo deltizio;

- depositi plio-pleistocenici di origine continentale e retro-costiero (OSG);
- il substrato neogenico arenaceo è stato caratterizzato nella sua porzione alterata, considerandolo un materiale granulare ghiaioso, nella sua porzione più compatta tramite l'approccio di Hoek e Brown, attribuendo un modello meccanico alla Mohr-Coulomb.

Nel paragrafo **paragrafo 4.2** vengono descritti i criteri di interpretazione dei terreni granulari; il **paragrafo 4.3** riguarda invece i terreni a grana fine.

L'individuazione del tipo di terreno, granulare o coesivo, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, verrà fatta principalmente sulla base:

- della descrizione stratigrafica dei sondaggi;
- delle prove di classificazione sui campioni rimaneggiati ed indisturbati.

Ulteriori indicazioni sull'individuazione del comportamento fisico-meccanico degli orizzonti investigati (in particolare sulla suddivisione tra materiali coesivi e materiali granulari) verranno tratte dall'interpretazione delle prove CPTe e CPTU (vedi ad esempio [Robertson & Campanella, 1984](#), [Robertson et al., 1986a, b](#); [Olsen & Farr, 1986](#); [Searle, 1979](#)).

Nel caso in esame si farà riferimento alla correlazione empirica riportata nella **fig.4.1** ([Robertson, 1990](#); [Lunne et al., 1997](#)), ove compaiono le seguenti quantità:

$q_c$  = resistenza di punta;

$q_t$  = resistenza di punta corretta;

$f_s$  = resistenza di attrito laterale;

$$q_t = q_c + (1-\alpha) \cdot u_2$$

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma_{vo}} \quad (-)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} \cdot 100 \quad (\%)$$

$u_2$  = pressione interstiziale durante l'avanzamento del penetrometro misurata dietro il cono (ove il dato sia disponibile);

$\alpha$  = rapporto delle aree del penetrometro statico(=0.8 per prove CPTU e =1 per CPTe);

$\sigma_{vo}$  = pressione verticale totale geostatica;

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

## 4.2 Materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie)

### 4.2.1 Introduzione

In conseguenza del fatto che nei terreni a grana grossa risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica di tali terreni è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in situ e delle prove di laboratorio di classificazione effettuate su campioni rimaneggiati.

L'interpretazione delle prove in situ è finalizzata a determinare principalmente le seguenti caratteristiche:

- stato iniziale del deposito;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

Nel caso delle prove SPT e CPTe o CPTU, quando necessario, si procederà a trasformare i valori della resistenza alla punta  $q_c$  in valori  $N_{SPT}$ , o viceversa; per questo si farà riferimento alle correlazioni proposte ad esempio da [Robertson et al. \(1983\)](#), [Seed & De Alba \(1986\)](#), [Andrus & Youd \(1989\)](#), [Charles \(1989\)](#) (vedi ad esempio quanto riportato nella **fig. 4.2**).

### 4.2.2 Stato iniziale del deposito

Lo stato iniziale del deposito è definito in termini di:

- tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale;

- pressioni interstiziali;
- indice dei vuoti iniziale  $e_0$  e densità relativa  $D_r$ .

Indicazioni sulle tensioni geostatiche e sulla storia tensionale possono essere ricavate dagli studi di carattere geologico.

In questa sede si ipotizza che i corpi ghiaioso-sabbiosi (A2) dei depositi alluvionali attuali non siano mai stati soggetti a pressioni litostatiche superiori a quelle attuali; essi verranno trattati pertanto come depositi normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo  $k_0 = (1 - \sin\phi') = 0,4 \div 0,5$ .

Va comunque rilevato che in tali depositi una leggera sovraconsolidazione può essere stata generata dai prelievi idrici ad uso agricolo ed industriale. Tuttavia le implicazioni connesse col considerare o non considerare gli effetti di tale leggera sovraconsolidazione risultano relativamente contenute e confinate nell'ambito delle approssimazioni insite nell'interpretazione delle prove geotecniche in sito.

Le pressioni interstiziali vengono ricavate sulla base dei risultati della strumentazione (piezometri) messa in opera, nonché delle risultanze degli studi di carattere idrogeologico.

Come già anticipato, in questa sede, ai fini della caratterizzazione geotecnica, si farà riferimento ai livelli di falda massimi indicati nella **tabella 3.1**.

L'indice dei vuoti in sito ( $e_0$ ) e la densità relativa ( $D_r$ ) possono essere ricavate con una certa approssimazione dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTe e CPTU e dinamiche SPT come riportato nei **paragrafi 4.2.2.1 e 4.2.2.2**.

Come noto, la densità relativa  $D_r$  è definita dal seguente rapporto:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e_0}{e_{\max} - e_{\min}}$$

essendo:

$e_{\max}$  = indice dei vuoti massimo del materiale (-)

$e_{min}$ =	indice dei vuoti minimo del materiale	(-)
$e_o$ =	indice dei vuoti in sito del materiale	(-)

La valutazione di  $e_{max}$  ed  $e_{min}$  è normalmente effettuata in laboratorio facendo riferimento alle seguenti procedure:

- [ASTM D4253](#) e [D4254](#) per i materiali sabbiosi;
- [Kokusho & Tanaka \(1994\)](#) per i materiali ghiaiosi.

#### 4.2.2.1 Deteminazione della densità relativa $D_r$ da prove CPT in sabbia

In sabbie silicee, non cementate, la densità relativa  $D_r$  può essere legata alla resistenza di punta del penetrometro statico  $q_c$  in base alla seguente legge (vedi ad esempio [Garizio, 1997](#); [Jamiolkowski et al., 2001](#)):

$$D_r = \frac{1}{C_2} \cdot \ln \left[ \frac{q_c}{C_0 \cdot (\sigma_{oct}')^{C_1}} \right]$$

essendo:

$\sigma_{oct}'$	=	$\frac{1+2 \cdot k_o}{3} \cdot \sigma_{vo}'$	=	pressione verticale efficace media esistente in sito	(kPa)
$\sigma_{vo}'$	=			pressione verticale efficace esistente in sito	(kPa)
$(k_o)_{nc}$	=	0,5	=	coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati	(-)
$(k_o)_{sc}$	=	$0,5 \cdot (GSC)^{0,5}$	=	coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati	(-)
GSC	=			grado di sovraconsolidazione	(-)
$q_c$	=			resistenza di punta del penetrometro statico	(kPa)
$D_r$	=			densità relativa	(-)
$C_0, C_1$ e $C_2$	=			coefficienti empirici funzione delle dimensioni medie delle particelle riportati in <b>Tabella 6</b>	(-)

**Tabella 6 : Coefficienti empirici  $C_0$ ,  $C_1$  e  $C_2$  (Harman, 1976; Villet & Mitchell 1981; Baldi et al., 1983; Baldi et al., 1986; Jamiolkowski et al., 1988; Rocchi, 1994)**

tipo di sabbia	$D_{50}$ (mm)	$C_0$ (-)	$C_1$ (-)	$C_2$ (-)
fine	0,20 ÷ 0,25	110	0,59	2,95
media	0,40 ÷ 0,55	205	0,51	2,91
grossa	1,00 ÷ 2,00	234	0,48	3,30

$D_{50}$  = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante

In questa sede, ove non specificato espressamente, si assumeranno valori di  $C_0$ ,  $C_1$  e  $C_2$  corrispondenti alle sabbie medie.

#### 4.2.2.2 Deteminazione della densità relativa $D_r$ da prove SPT

##### 4.2.2.2.1 In sabbia

In accordo a quanto indicato in [Skempton \(1986\)](#) la densità relativa  $D_r$  può essere correlata al valore  $N_{SPT}$  con la seguente legge:

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

essendo:

- $A, B$  = costanti empiriche indicate in **Tabella 7**
- $\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm<sup>2</sup>)
- $N_{SPT}$  = numero di colpi per 30 cm di infissione
- $(K_o)_{nc}$  = 0,5 = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati (-)
- $(K_o)_{sc}$  =  $0,5 \cdot (GSC)^{0.5}$  = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati (-)
- GSC = grado di sovraconsolidazione (-)
- $D_r$  = densità relativa (-)

**Tabella 7: Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)**

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27,5	27,5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43,3	21,7
Sabbie sovraconsolidate	27,5÷43,3	$(21,7÷27,5) \cdot \frac{1+2 \cdot (k_0)_{sc}}{1+2 \cdot (k_0)_{nc}}$

La suddivisione tra sabbie fini e sabbie grosse è fatta con riferimento a quanto riportato nella **Tabella 6**.

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

#### **4.2.2.2 In sabbie e ghiaie**

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

- per motivi esecutivi il campionatore standard a punta aperta deve essere spesso sostituito con quello a punta conica; in linea di principio non è detto che i risultati ottenibili con il campionatore standard a punta aperta in termini di numero di colpi/30 cm risultino uguali a quelli conseguiti con la punta conica e quindi possano essere interpretati direttamente con le correlazioni empiriche di letteratura sviluppate per la prova SPT con campionatore standard a punta aperta;
- causa la presenza della ghiaia spesso vengono raggiunte condizioni di rifiuto che non necessariamente sono indice di elevati gradi di addensamento.

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

1. Ove possibile, nell'ambito della stessa formazione sabbioso-ghialosa, verrà fatto un confronto tra i risultati delle prove SPT eseguite con il campionatore standard

a punta aperta e quelle eseguite con la punta conica; in base a tale confronto si valuterà la possibilità di trasformare i risultati ottenuti con la punta conica in valori  $N_{SPT}$  equivalenti con il campionatore standard. Ove non sia possibile effettuare tale confronto i valori  $N_{SPT}$  misurati con la punta conica verranno equiparati ai valori  $N_{SPT}$  ottenibili con il campionatore standard.

2. I valori con la profondità dal p.c. degli  $N_{SPT}$  verranno suddivisi per:

- materiali caratterizzati da contenuti di fine inferiori al 30%;
- materiali caratterizzati da contenuti di fine superiori al 50% ÷ 60%.

Nel caso dei materiali appartenenti alla prima suddivisione (sabbie e ghiaie), ad ogni valore  $N_{SPT}$  verrà associato, ove possibile:

- il corrispondente valore misurato di  $D_{50}$  ( $D_{50}$  = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante o di trattenuto);
- un valore di  $D_{50}$  ipotizzato sulla base di curve granulometriche disponibili a quote superiori ed inferiori a quella della profondità di prova.

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

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

➤  $N_{SPT} = 100$  se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel primo tratto di 15 cm o nel secondo tratto di 15 cm

➤  $N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{a} \cdot 15 \leq 100$  se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel terzo tratto di 15 cm

essendo (a) l'affondamento misurato (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50.

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

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

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

essendo:

- $D_r$  = densità relativa (-)
- $(N_{SPT})_{78\%}$  = numero di colpi/30 cm associabile ad un'energia trasferita alle aste pari al 78% di quella teorica
- $D_{50}$  = diametro delle particelle corrispondente al passante 50% (mm)
- $\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace geostatica (kPa)
- $k_{o,NC}$  = coefficiente di spinta a riposo di terreni normalmente consolidati (vedi i **paragrafi 4.2.2.1 e 4.2.2.1**) (-)
- $k_{o,SC}$  = coefficiente di spinta a riposo di terreni sovra consolidati (vedi i **paragrafi 4.2.2.1 e 4.2.2.1**) (-)

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

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

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

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

In questa sede, in mancanza di risultati con il campionatore LPT, l'applicazione della formula in presenza di terreni sabbioso-ghiaiosi ( $D_{50} \geq 1$

mm) verrà fatta senza alcuna correzione ai valori  $N_{SPT}$  misurati (vedi su tale aspetto Clayton (1995), Skempton (1986), Tokimatsu & Yoshimi (1983)).

#### 4.2.3 Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi'$  può essere determinato facendo riferimento ai seguenti approcci:

- correlazione di Durgunoglu e Mitchell (1975), basata sulla teoria della capacità portante di un mezzo rigido-plastico, rielaborata da Marchetti (1985) (fig. 4.3);
- metodo proposto da Bolton (1986) in base al quale:

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

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

essendo:

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

$Q =$  fattore che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle di sabbia, valore consigliato per particelle silicee = 10

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

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

$m =$  costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (vedi Tabella 8)  $(^\circ)$

$D_r =$  densità relativa  $(-)$

**Tabella 8 : Valori della costante empirica  $m$  secondo Bolton (1986)**

Condizioni di rottura	$m(^\circ)$
Tipo prova triassiale di compressione ( $\sigma_2' = \sigma_3'$ )	3
Tipo prova triassiale in estensione o di deformazione piana ( $\sigma_2' \neq \sigma_3'$ )	5
$\sigma_2' =$ tensione principale efficace intermedia	
$\sigma_3' =$ tensione principale efficace minore	

I valori dell'angolo di attrito  $\varphi_{cv}'$  possono essere ricavati da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, assegnati in base a quanto indicato nella **Tabella 9** (vedi ad esempio [Youd, 1972](#); [Stroud, 1988](#))

**Tabella 9 : Valori dell'angolo di attrito  $\varphi_{cv}$  per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)**

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

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

In questa sede l'interpretazione, riportata al successivo **capitolo 5**, è stata effettuata in accordo al metodo di [Bolton \(1986\)](#), assumendo:

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

$$\varphi_{cv}' = 35^\circ \text{ per le sabbie e ghiaie}$$

$$m = 3$$

#### 4.2.4 Caratteristiche di deformabilità

##### 4.2.4.1 Moduli elastici iniziali

###### 4.2.4.1.1 Generalità

I moduli iniziali di taglio ( $G_{01}$ ) e di Young ( $E_{01}$ ), corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie  $p_o'$ , possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{01} = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_{01} = G_{01} \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

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

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

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere ricavata direttamente da prove geofisiche cross hole e down hole o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT e CPTU/CPTU come descritto nei **paragrafi 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3**.

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

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

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

#### 4.2.4.1.2 $G_o$ da prove SPT

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

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

essendo:

$C = 67,3$

$z$  = profondità dal p.c. in metri

$f_A$  = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi la **Tabella 10**)

$f_G$  = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la **Tabella 11**)

**Tabella 10 Relazione di Ohta e Goto, 1978***Coefficiente  $f_A$  (funzione dell'epoca geologica del deposito)*

$f_A$	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

**Tabella 11 : Relazione di Ohta e Goto, 1978***Coefficiente  $f_G$  (funzione della composizione granulometrica del deposito)*

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

#### 4.2.4.1.3 $G_o$ da prove CPTe/CPTU

La velocità delle onde di taglio da prove CPTe/CPTU in sabbie normalmente consolidate, silicee non cementate, può essere ricavata sulla base della correlazione proposta da [Ohta & Goto \(1978\)](#), trasformando la resistenza di punta  $q_c$  in valori  $N_{SPT}$  equivalenti in accordo a quanto riportato nella **fig.4.2**.

In alternativa per la valutazione di  $G_{o1}$  può essere utilizzata la correlazione proposta da [Rix & Stokoe \(1991\)](#), in base alla quale risulta quanto segue:

$$G_{o1} = 291 \cdot q_c \cdot \left[ \frac{q_c}{(\sigma_{vo} \cdot p_a)^{0.5}} \right]^{-0.75}$$

essendo  $p_a$  la pressione atmosferica di riferimento.

#### 4.2.4.2 Moduli elastici "operativi"

##### 4.2.4.2.1 Generalità

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

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono essenzialmente:

- i moduli elastici iniziali di cui al **paragrafo 4.2.4.1**;
- le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio  $G$  in funzione del livello di deformazione  $\gamma$  indotto, tratte da Lo Presti (1989), sono riportate nelle **figg. 4.4a e 4.4b**.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo lineari, per la stima dei moduli di deformabilità “operativi” da associare allo specifico problema al contorno possono essere fatte le seguenti assunzioni:

- Nel calcolo di opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) i moduli di Young “operativi”  $E_{op1}$  sono pari a circa  $1/3 \div 1/5$  di quelli iniziali  $E_{01}$ ; i valori di modulo suddetti sono associabili a deformazioni indotte rispettivamente pari a circa  $1 \times 10^{-3} \div 5 \times 10^{-3}$ ;
- Nel calcolo dei cedimenti delle fondazioni i moduli di Young “operativi”  $E_{op1}$  sono pari a circa  $1/5$  di quelli iniziali  $E_{01}$ ; i valori di modulo suddetti sono associabili a fondazioni caratterizzate da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura  $> 3$  e da cedimenti inferiori a  $0,01 \cdot B$ , essendo  $B$  la dimensione minore della fondazione;
- Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young “operativi”  $E_{op2}$  sono pari a circa  $1/10$  di quelli iniziali  $E_{01}$  o a quelli desumibili dalle correlazioni empiriche riportate ad esempio nei **paragrafi 4.2.4.2.2 e 4.2.4.2.3**.

#### 4.2.4.2.2 Moduli elastici “operativi” da prove CPT in sabbia

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

$$E_{25}^i = (3 - D_r) \cdot q_c \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso di sabbie normalmente consolidate}$$

$$E_{25}^i = (15 - 10 \cdot D_r) \cdot q_c \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso di sabbie sovraconsolidate}$$

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, espressa in MPa.

Si rileva che:

- per valori di densità relativa  $D_r$  inferiori a 50%;
- per materiali ghiaioso-sabbiosi;

le espressioni suddette conducono ad una sottostima dei valori di  $E_{25}'$ .

#### 4.2.4.2.3 Moduli elastici "operativi" da prove SPT in sabbia e ghiaia

In accordo a [Jamiolkowski et al. \(1988\)](#) valgono le seguenti espressioni:

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

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

essendo:

- $E_{25}'$  = modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%;
- $D_r$  = densità relativa espressa come frazione dell'unità;
- $N_{SPT}$  = numero di colpi in prova SPT.

Si rileva che:

- per valori di densità relativa  $D_r$  inferiori a 50%;
- per materiali ghiaioso-sabbiosi;

le espressioni suddette conducono ad una sottostima dei valori di  $E_{25}'$ .

#### 4.2.4.3 Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960)

Nel progetto dei pali di fondazione i moduli di reazione orizzontale iniziali ( $E_{si}$ ) alla [Matlock & Reese \(1960\)](#), utili per definire la parte iniziale delle curve p-y relative ai pali di fondazione, possono essere valutati in accordo alla seguente espressione:

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

essendo:

$k_{hi}$  = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale, riportato nella **Tabella 12** (vedi [Reese et al, 1974](#) e [Elson, 1984](#)) ( $\text{kN/m}^3$ )

$z$  = profondità dal piano campagna originario.

**Tabella 12 : Gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale secondo Reese et al. (1974) (vedi anche Elson, 1984)**

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

#### 4.2.5 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità  $k$  sono determinabili dai risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio; in alternativa possono essere stimati sulla base delle seguenti metodologie (vedi [Somerville, 1986](#)):

1. Utilizzo della **Tabella 13**.

**Tabella 13 : 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

2. Utilizzo della seguente procedura:

- Valutazione del coefficiente di uniformità =  $D_{60}/D_{10}$ , essendo  $D_{60}$  il diametro corrispondente al 60% di passante e  $D_{10}$  il diametro corrispondente al 10% di passante;
- Assegnazione del valore caratteristico di  $D_{50}$ , ovvero del diametro corrispondente al 50% di passante;
- Utilizzo dei diagrammi riportati nella **fig. 4.5**.

### 4.3 Materiali a grana fine (limi e argille) saturi

#### 4.3.1 Introduzione

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove in sito; sia le prove di laboratorio che le prove in sito sono state programmate ed effettuate allo scopo di classificare i materiali e di determinarne:

- lo stato iniziale;
- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- i coefficienti di permeabilità.

#### 4.3.2 Classificazione

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

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

Oltre alla classificazione convenzionale, verrà considerata anche una classificazione basata su considerazioni legate alla posizione dello stato iniziale in sito, dato dall'indice dei vuoti ( $e_o$ ), o da quello normalizzato corrispondente  $l_{vo}$ , e dalla pressione verticale efficace geostatica ( $\sigma'_{vo}$ ), rispetto alla curva di compressibilità intrinseca edometrica ( $IC_{Loed}$ ) definita in [Burland \(1990\)](#). Quest'ultima è data dalla seguente equazione:

$$l_v = 2,45 - 1,285 \cdot \log \sigma'_{v} + 0,015 \cdot (\log \sigma'_{v})^3$$

dove:

$\sigma'_{v}$  = pressione verticale efficace corrente in kPa

$$l_v = \frac{e^* - e_{100}^*}{C_c^*}$$

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

$e_{100}^* = 0,109 + 0,679 \cdot e_L - 0,089 \cdot e_L^2 + 0,016 \cdot e_L^3$  = rapporto dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione verticale efficace  $\sigma'_{v} = 100$  kPa

$$C_c^* = e_{100}^* - e_{1000}^* = 0,256 \cdot e_L - 0,04$$

$e_{1000}^*$  = rapporto dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione verticale efficace  $\sigma'_{v} = 1000$  kPa

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

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

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

Con riferimento anche a quanto indicato nella **fig.4.6** (vedi ad esempio anche Nagaraj & Miura, 2001) si ha che:

- Terreni caratterizzati da stati iniziali ( $l_{vo}$ )-( $\sigma'_{vo}$ ) alla sinistra della curva  $IC_{Loed}$  (**terreni tipo B1**) sono da considerare sovraconsolidati meccanicamente; in aggiunta alla

sovracconsolidazione meccanica tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione.

- Terreni caratterizzati da stati iniziali  $(I_{vo})-(\sigma'_{vo})$  che cadono sulla curva  $ICL_{oed}$  (**terreni tipo B2**) sono da considerare normalmente consolidati; tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione.
- Terreni caratterizzati da stati iniziali  $(I_{vo})-(\sigma'_{vo})$  alla destra della curva  $ICL_{oed}$  (**terreni tipo A**) sono da considerare sottoconsolidati; essi possono risultare in equilibrio sotto l'azione delle forze di gravità unicamente grazie alla presenza di particolari microstrutture "metastabili", intese nel senso più generale come disposizione geometrica delle particelle e presenza di legami di cementazione (vedi ad esempio [Mitchell, 1976](#)).

In generale vale quanto segue:

1. I **terreni tipo A** possono avere:

- un comportamento di tipo fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci);
- la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (viscoplastiche), positive (riduzione dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali positive in condizioni non drenate;

non appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici.

2. I **terreni tipo B2**, se dotati di legami di cementazione, possono avere comportamenti simili a quelli dei terreni di tipo A; in assenza di legami di cementazione hanno invece:

- un comportamento duttile o moderatamente fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci connessa solo a fenomeni di riorientazione delle particelle);
- la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (plastiche), positive (riduzione dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali positive in condizioni non drenate.

3. I **terreni di tipo B1** hanno:

- un comportamento di tipo fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci);

- la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (plastiche o visco-plastiche) negative (aumento dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali negative in condizioni non drenate; non appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici; il comportamento fragile è accentuato se si è in presenza di legami di cementazione.

### 4.3.3 Stato tensionale iniziale

La valutazione dello stato tensionale iniziale verrà fatta sulla base:

- di quanto desumibile dagli studi di carattere geologico;
- dell'interpretazione delle prove di laboratorio (di classificazione ed edometriche).

In particolare, nel caso dei **materiali B1**, di cui al precedente **paragrafo 4.3.2**, lo stato tensionale in sito sarà stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione meccanico ( $GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$ ) desumibili dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande.

Il coefficiente di spinta del terreno a riposo  $k_o$  sarà pertanto stimato sulla base della seguente espressione:

$$k_o = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{GSC}$$

essendo:

$\sigma_{vo}'$  = tensione verticale efficace geostatica

$\sigma_{vmax}'$  = tensione verticale efficace massima subita dal deposito

$\varphi'$  = angolo di attrito.

Nel caso dei **terreni tipo B2** e **tipo A** la pressione di preconsolidazione  $\sigma_{vp}' > \sigma_{vo}'$ , determinabile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande, non rappresenta né la tensione verticale massima ( $\sigma_{vmax}'$ ) subita dal deposito né la

tensione in corrispondenza della quale si innescano deformazioni irreversibili visco-plastiche ( $\sigma_{vy}'$ ); inoltre il grado di sovraconsolidazione OCR (definito convenzionalmente come  $\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$ ) non deriva da fenomeni di precompressione meccanica.

In tali circostanze, in mancanza di rilievi sperimentali:

- il coefficiente di spinta del terreno a riposo verrà stimato sulla base della seguente equazione:

$$k_0 = (1 - \sin \phi')$$

- la pressione  $\sigma_{vy}'$  verrà stimata sulla base della seguente equazione (vedi [Bjerrum, 1967](#), [Rocchi et al., 2003](#)):

$$\sigma_{vy}' = \sigma_{vo}' + \frac{\sigma_{vp}' - \sigma_{vo}'}{3 \div 5}$$

- il grado di sovraconsolidazione equivalente OCR\* verrà stimato sulla base della seguente espressione:

$$\text{OCR}^* = \frac{\sigma_{vy}'}{\sigma_{vo}'}$$

Per completezza, sia per materiali tipo B1 che per i materiali tipo B2 e A, la pressione di preconsolidazione  $\sigma_{vp}'$  ed il grado di sovraconsolidazione  $\text{OCR} = \sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$ , determinabili con le prove edometriche, verranno messi a confronto anche con quelli ottenibili dall'interpretazione delle prove CPTe e CPTU in accordo all'espressione che deriva dalla tecnica SHANSEP (vedi [Ladd & Foot, 1974](#); [Ladd et al. 1977](#)) e/o all'espressione proposta da [Chen & Mayne,\(1996\)](#); tali espressioni sono di seguito riportate.

- Tecnica SHANSEP:

$$(OCR)^{0,85} = \frac{\frac{c_u}{\sigma'_{vo}}}{\left(\frac{c_u}{\sigma'_{vo}}\right)_{NC}}$$

dove:

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{vo}}\right)_{NC} \cong 0,30 \text{ (Chandler et al., 2004)}$$

$c_u$  = resistenza al taglio in condizioni non drenate in compressione e carico determinata dall'interpretazione delle prove CPTE e CPTU in accordo a quanto descritto nel **paragrafo 4.3.4.3**;

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

- Correlazione di [Chen & Mayne,\(1996\)](#):

$$\frac{\sigma'_{vp}}{p_a} = 0,86 \cdot \left(\frac{q_c - \sigma_{vo}}{p_a}\right)^{0,93} \cdot (IP)^{-0,28}$$

dove:

IP = indice di plasticità (%)

$\sigma_{vo}$  = pressione verticale totale (kPa)

$q_c$  = resistenza di punta (kPa)

$p_a$  = pressione atmosferica = 100 kPa.

#### 4.3.4 Resistenza al taglio non drenata

##### 4.3.4.1 Premesse di carattere generale

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$  dei terreni limoso-argillosi saturi verrà valutata facendo riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTE/CPTU e dinamiche SPT.

Come noto la resistenza al taglio non drenata è funzione delle tensioni efficaci di consolidazione e del percorso di carico; in questa sede si farà riferimento a valori di  $c_u$  corrispondenti a tensioni efficaci di consolidazione pari a quelle geostatiche e a percorsi di carico caratteristici di prove triassiali di compressione e carico.

#### 4.3.4.2 Prove di laboratorio

In questa sede si farà riferimento ai risultati di prove triassiali non consolidate non drenate di compressione e carico (TX-UU) effettuate su campioni indisturbati, saturi, con il presupposto che tali campioni abbiano preservato le gran parte delle tensioni di consolidazione geostatiche.

#### 4.3.4.3 Valutazione di $c_u$ da prove CPTC/CPTU

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$ , associabile a quella caratteristica di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, verrà stimata sulla base delle seguenti espressioni (vedi ad esempio Lunne et al., 1985, Lunne et al., 1997).

$$c_u \approx \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k} \Rightarrow \text{prove CPTC}$$

$$c_u \approx \frac{q_t - u_2}{N_{kE}} \Rightarrow \text{prove CPTU}$$

essendo:

$$14 \leq N_k \leq 16$$

$$N_{kE} = 18 - 15.45 \cdot B_q \quad (\text{per } B_q < 1.15)$$

$\sigma_{vo}$  = pressione verticale totale

$q_c$  = resistenza di punta

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{vo}} \quad (-)$$

$$q_t = q_c + (1 - \alpha) \cdot u_2$$

$\alpha = 0,8$  = rapporto delle aree

$u_2$  = pressione interstiziale durante l'avanzamento del penetrometro misurata dietro il cono

$u_0$  = pressione idrostatica

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

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

Nel caso dei terreni limoso-argillosi saturi presenti nell'ambito dei depositi alluvionali (A1), la resistenza al taglio non drenata, associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, verrà stimata sulla base di correlazioni empiriche tipo quelle riportate nella **fig. 4.7** ([NAVFAC, 1971](#)); in alternativa si utilizzeranno le correlazioni empiriche descritte per le prove CPTe e CPTU, trasformando i valori  $N_{SPT}$  in valori  $q_c$  equivalenti in accordo al diagramma di **fig. 4.2**.

Nel caso di terreni a grana fine compatti, costituenti i depositi pliocenici (P1), la resistenza al taglio non drenata  $c_u$ , associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, verrà stimata adottando la correlazione empirica proposta da [Stroud \(1974\)](#) (vedi anche [Clayton, 1995](#)). In base a tale correlazione risulta quanto segue:

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

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

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

## 4.3.6 Caratteristiche di deformabilità

### 4.3.6.1 Moduli elastici iniziali

#### 4.3.6.1.1 Generalità

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

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

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

essendo:

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

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

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere ricavata direttamente dalle prove geofisiche cross hole e down hole o indirettamente, interpretando i risultati delle prove CPTe/CPTU come descritto nei **paragrafo 4.3.6.1.2**.

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

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

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

#### 4.3.6.1.2 $G_{o1}$ da prove CPT/CPTU

Una stima dei moduli di elasticità iniziali  $G_{o1}$  da prove CPT può essere fatta utilizzando la correlazione empirica proposta da [Mayne & Rix \(1993\)](#) secondo la quale:

$$G_{o1} = \frac{99,5 \cdot (p_a)^{0,305} \cdot (q_c)^{0,685}}{e_o^{1,13}}$$

essendo:

$p_a$  = pressione atmosferica nella stessa unità di misura di  $G_{o1}$  e di  $q_c$

$q_c$  = resistenza di punta del penetrometro statico

$e_o$  = indice dei vuoti iniziale.

#### 4.3.7 Coefficienti di permeabilità e di consolidazione primaria

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si farà riferimento ai risultati delle prove di laboratorio (edometri), in corrispondenza di pressioni verticali efficaci pari a quella geostatica, ovvero in corrispondenza di indici dei vuoti pari a quelli iniziali  $e_o$ .

Volendo ricorrere a teorie di consolidazione non lineari, ove il coefficiente di permeabilità varia con l'indice dei vuoti corrente, potrà essere adottata la seguente espressione:

$$\log k = \log k_o - \frac{e_o - e}{C_k}$$

essendo:

$k$  = coefficiente di permeabilità corrente

$k_o$  = coefficiente di permeabilità corrispondente all'indice dei vuoti iniziale  $e_o$

$e$  = indice dei vuoti corrente

$e_o$  = indice dei vuoti iniziale

$$C_k = 0,5 \cdot e_o$$

Si rileva che:

- i valori ricavabili dalle prove edometriche si riferiscono a direzioni di flusso verticali, ovvero i coefficienti di permeabilità  $k$  sono quelli verticali  $k_v$ ;
- i coefficienti di permeabilità riportati nei certificati delle prove edometriche sono ottenuti applicando la teoria di consolidazione di Terzaghi; nel caso dei terreni tipo A l'applicazione della teoria di consolidazione di Terzaghi può condurre a risultati non corretti; in tali casi i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dall'applicazione della teoria di consolidazione di Terzaghi verranno confrontati con quelli ricavabili dalla seguente correlazione empirica ([Rocchi, 2003](#)):

$$\log \frac{e}{e_L} = 1,22 + 0,19 \cdot \log k_v$$

essendo:

$e$  = indice dei vuoti corrente

$e_L$  = indice dei vuoti corrispondente al limite liquido

$k_v$  = coefficiente di permeabilità verticale corrente in cm/sec.

I coefficienti di consolidazione primaria  $c_v$ , applicabili a problemi di flusso in direzione verticale, utilizzabili, ove appropriato, nell'ambito di teorie di consolidazione convenzionali, saranno ricavati dalle prove di laboratorio (edometri).

## 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 5.1 Generalità

Il presente capitolo riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni individuate lungo il tratto autostradale in esame, basata sui risultati:

- degli studi geologici e geomorfologici;
- delle indagini geognostiche eseguite;
- dell'interpretazione delle indagini in accordo ai criteri descritti nel capitolo 4.

I principali materiali incontrati, con caratteristiche geotecniche relativamente omogenee, sono:

- **riporti**, coperture di origine antropica e colmate (**da**);
- **materiali argillosi** con sensibile componente organica (**al1**) di ambiente depositivo palustre, appartenenti ai depositi alluvionali olocenici;
- **materiali limo-sabbiosi** ed insubordine argillosi (**al2**) di ambiente depositivo deltizio, appartenenti ai depositi alluvionali olocenici;
- **materiali sabbiosi e limosi (QSG)** appartenenti ai depositi pleistocenici;
- **substrato arenaceo litoide (su)**.

Lo spessore della copertura vegetale varia tra 0,20 e 1,50 m.

### 5.2 Alluvioni organiche di ambiente depositivo palustre (al1)

#### 5.2.1 Generalità

La caratterizzazione geotecnica dei materiali argillosi (al1) che compongono i depositi alluvionali olocenici, nella loro porzione ascrivibile all'ambiente depositivo palustre è stata basata sulle elaborazioni:

- delle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nei sondaggi della campagna del 2007 e del 2010, i cui risultati sono sintetizzati nella **tabella 5.1**;
- delle prove penetrometriche statiche CPTe;
- delle prove cross hole e con cono sismico della campagna di indagine del 2010.

L'interpretazione delle prove di laboratorio e in sito è stata effettuata considerando i livelli di falda più elevati riportati nel **paragrafo 3.7**.

Le alluvioni classificate nell'unità geotecnica al 1 sono costituite da limi argillosi e argille limose con presenza di materiale organico variabile tra 3% e 6%, con valori di resistenza di punta ( $q_c$ ) inferiori a 2 MPa (**fig. 5. 1 e Appendice 1**); i valori fatti registrare dalle prove penetrometriche SPT, realizzate all'interno dei fori di sondaggio, risultano sempre inferiori a 10 colpi/30 cm (**fig. 5.2**) e solitamente inferiori a 5.

### 5.2.2 Caratteristiche fisiche

Le analisi granulometriche hanno mostrato una buona uniformità sui campioni esaminati, fatta eccezione per n°2 campioni prelevati in prossimità dei contatti con le alluvioni al 2 (vedi paragrafi successivi). Le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia possono variare come segue:

argilla	= 19% ÷ 63%	(2% al contatto con al 2)
limo	= 24% ÷ 68%	
sabbia	= 0% ÷ 17%	(57% e 64% al contatto con al 2)
ghiaia	= 0% ÷ 5%	

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) sono riportate nelle **figg. 5.3 e 5.4** ; si nota la dispersione dei dati che, tuttavia, mostrano come il valore di LL sia mediamente superiore al 50% ed IP sia, per la quasi totalità dei campioni, superiore al 20%. Questi dati, riportati nella "Carta di plasticità di Casagrande" di **fig. 5.5**, mostrano come i materiali in oggetto si collochino, per la

quasi totalità dei campioni, tra le argille inorganiche al alta plasticità e le argille organiche.

Il peso di volume naturale ( $\gamma_n$ ) risulta anch'esso piuttosto variabile (vedi la **fig. 5.6**) e compreso tra  $15 \div 19.5$  kN/m<sup>3</sup>. Si sottolinea come un certo numero di campioni abbia fatto registrare valori inferiori a 17 kN/m<sup>3</sup> indicativi di materiali a struttura metastabile.

Il grado di saturazione è generalmente superiore a 0,90 (**fig. 5.7**) ed il contenuto d'acqua naturale ( $w_n$ ) risulta normalmente compreso tra 20% e 80% (**fig. 5.8**).

L'indice dei vuoti iniziale ( $e_o$ ) ha fatto registrare valori sempre al di sopra di 0,80 (**fig. 5.9**).

### 5.2.3 Stato iniziale e pressioni di preconsolidazione

Nella **fig. 5.10** sono riportati gli stati iniziali dei materiali alluvionali al 1 nel piano di Burland (1990)  $l_v$ - $\log \sigma_{vo}'$  e la linea di compressibilità intrinseca  $ICL_{oed}$ .

I campioni appartenenti al litotipo al 1 hanno fatto registrare, alla prova edometrica, valori che si collocano al di sopra della linea di compressibilità intrinseca  $ICL_{oed}$ .

I valori del grado di sovraconsolidazione  $OCR = \sigma_{vp}' / \sigma_{vo}'$  determinati sulla base dei risultati della prova penetrometrica CPTe, in accordo alla procedura descritta al **paragrafo 4.3.3**, sono riportati in **fig. 5.11**.

Si rileva che i valori di  $\sigma_{vp}'$  e di OCR ricavati dalle prove edometriche disponibili sono in linea con quelli ottenuti dall'interpretazione delle prove CPTe.

### 5.2.4 Resistenza al taglio non drenata

La resistenza al taglio non drenata ( $c_u$ ) corrispondente a tensioni efficaci di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico, ottenute dalle prove TX-UU e dall'interpretazione delle prove CPTe sono riportate nelle **figg. 5.12** e **5.13**.

I valori ottenuti dall'interpretazione delle prove in sito e quelli dedotti dalle prove triassiali si mostrano in ottimo accordo, evidenziando valori della coesione non drenata  $c_u$  inferiori a 40 kPa e con valore medio prossimo a 30 kPa, per tutto lo spessore dell'orizzonte occupato da al 1, senza una apprezzabile variabilità legata alla profondità.

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

Nella **fig. 5.14** sono riportati i risultati delle prove di laboratorio triassiali consolidate isotropicamente non drenate (TX-CIU) e di taglio diretto (TD).

Dall'interpolazione dei dati a diposizione, che, peraltro, mostrano una scarsa dispersione, si può stimare in circa  $24^\circ$  l'angolo d'attrito interno in tensioni efficaci (valore di picco) con una coesione  $c'$  prossima a 0 kPa.

### 5.2.6 Caratteristiche di deformabilità

#### 5.2.6.1 Moduli elastici iniziali

I moduli di taglio elastici iniziali  $G_{01}$ , ottenuti dall'interpretazione delle prove CPTe, sono riportati nella **fig. 5.20**. Sulla base di quanto riportato possono essere fatte le seguenti osservazioni:

- i moduli di taglio iniziali  $G_{01}$ , ricavabili dall'interpretazione delle prove CPTe, per l'unità al 1, non presentano apprezzabile variabilità con la profondità e si collocano attorno a 30-40 MPa.
- il rapporto  $G_{01}/c_u$  è dell'ordine di  $1000 \div 1200$  in accordo ad esempio con quanto riportato in [Simpson et al. \(1979\)](#).
- le leggi di variazione con la profondità dal p.c. delle velocità di propagazione delle onde di taglio sono desumibili da quelle indicate per  $G_{01}$  ricordando che:

$$V_s = \sqrt{\frac{G_{01} \cdot 9,81}{\gamma_t}}$$

Tale dato, associato alle misure delle prove con cono sismico, contribuisce alla classificazione del terreno, ai fini delle NTC 2008, nella categoria D.

### 5.2.6.2 Parametri di deformabilità operativi

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e rilevati autostradali con modelli costitutivi elasto-plastici convenzionali, possono essere desunti dai risultati delle prove edometriche in termini di indici di compressione ( $C_c$  e  $C_r$ ), di coefficienti di consolidazione primaria ( $c_v$ ) e di consolidazione secondaria ( $c_{\alpha s}$ ).

I valori dedotti dalle prove edometriche per l'indice di compressione vergine  $C_c = \Delta e / \Delta \log \sigma_v'$  sono riportati in **fig. 5.16**; sebbene i risultati siano affetti da una sensibile dispersione, alla luce delle indicazioni fornite dalle prove edometriche nel loro complesso e sulla base delle altre indagini, si propone di adottare, nelle elaborazioni progettuali, un valore di  $C_c$  compreso tra 0.45 e 0.6.

L'indice di compressione nel tratto compreso tra  $\sigma_{vo}'$  e  $\sigma_{vy}' = OCR \cdot \sigma_{vo}'$  può essere assunto pari a  $C_c/5$ , ovvero pari a  $0.09 \div 0.12$ ; ad esso corrisponde, in prima approssimazione, valori del modulo edometrico pari a:

$$E_{oed} = \frac{\sigma_v'}{0,435 \cdot \frac{C_r}{1 + e_o}}$$

essendo:

$\sigma_v'$  = pressione verticale efficace

$e_o$  = indice dei vuoti iniziali (vedi la **fig. 5.9**).

In **fig. 5.17** sono riportati i valori del coefficiente di consolidazione primaria  $c_v$  in funzione della profondità.

Sulla base dei dati riportati nella **figura 5.18**  $c_{\alpha}$  può essere assunto pari a  $1 \times 10^{-2}$ .

### 5.2.7 Coefficienti di permeabilità e coefficienti di consolidazione primaria

La **fig. 5.19** riporta i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove edometriche, che risultano in linea con quanto atteso in relazione alle caratteristiche granulometriche del deposito.

Sulla base di quanto riportato si potrà assumere:

$$k_v = 1 \times 10^{-12} \div 1 \times 10^{-10} \text{ m/sec}$$

In considerazione del fatto che i fenomeni di consolidazione verticale sono fondamentalmente governati dai livelli più impermeabili, nelle analisi di consolidazione andranno adottati preferibilmente i valori di  $k_v$  più bassi.

I coefficienti di consolidazione primaria  $c_v$ , ricavati dalle prove edometriche in corrispondenza di pressioni verticali efficaci comparabili a quelle geostatiche, utilizzabili nell'ambito di teorie di consolidazione convenzionali e di problemi di flusso in direzione verticale, sono riportati nella **fig. 5.17**; si potrà assumere mediamente  $c_v = 2 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$ .

## 5.2.8 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti, nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici proposti per l'unità delle alluvioni organiche al 1.

**Tabella 5.4: Parametri medi caratteristici delle alluvioni organiche al 1.**

$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	16.5 ÷ 18.5
$\varphi'$ (°)	24
$c'$ (kPa)	0
$c_u$ (kPa)	20 ÷ 40
$C_c$ (-)	0.45 ÷ 0.6
$C_r$ (-)	$C_c/5$
$c_\alpha$ (-)	$1 \times 10^{-2}$
$k_v$ (m/sec)	$1 \times 10^{-12} \div 1 \times 10^{-10}$
$k_h$ (m/sec)	$1 \times 10^{-11} \div 1 \times 10^{-9}$
$c_v$ (cm <sup>2</sup> /sec)	$2 \times 10^{-4}$
$G_{o1}$ (MPa)	30 ÷ 40
$V_s$ (m/sec)	$\sqrt{\frac{G_{o1} \cdot 9,81}{\gamma_t}}$

### **Simbologia:**

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

$\varphi'$  = angolo di attrito in termini di tensioni efficaci;

$c'$  = intercetta di coesione in termini di tensioni efficaci;

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

$C_c$  = indice di compressione edometrico per pressioni superiori a  $\sigma_{vmax}'$ ;

$C_r$  = indice di compressione edometrico per pressioni comprese tra  $\sigma_{vo}'$  e  $\sigma_{vmax}'$ ;

$c_\alpha$  = coefficiente di consolidazione secondaria;

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

$k_h$  = coefficiente di permeabilità orizzontale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di flusso principalmente nella direzione orizzontale;

$c_v$  = coefficiente di consolidazione primaria verticale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di consolidazione principalmente nella direzione verticale;

$G_{o1}$  = modulo di taglio iniziale riferito a pressioni efficaci pari a quelle geostatiche;

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio.

### 5.3 Alluvioni limo-sabbiose di ambiente depositivo deltizio (a2)

#### 5.3.1 Generalità

La caratterizzazione geotecnica dei materiali argillosi (a1) che compongono i depositi alluvionali olocenici, nella loro porzione ascrivibile all'ambiente depositivo palustre è stata basata sulle elaborazioni:

- delle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nei sondaggi della campagna del 2007 e del 2010, i cui risultati sono sintetizzati nella **tabella 5.1**;
- delle prove penetrometriche statiche CPTe;

L'interpretazione delle prove di laboratorio e in sito è stata effettuata considerando i livelli di falda più elevati riportati nel **paragrafo 3.7**.

Le alluvioni classificate nell'unità geotecnica al 2 sono costituite da limi sabbiosi ed in subordine argillosi e sabbie limose ed in subordine argillose con presenza di materiale organico inferiore a 1.5% ; i valori fatti registrare dalle prove penetrometriche SPT, realizzate all'interno dei fori di sondaggio, risultano prevalentemente compresi tra 8 e 20 colpi/30 cm (**fig. 5.20**) e mediamente attorno a 15.

#### 5.3.2 Caratteristiche fisiche

Le analisi granulometriche hanno mostrato una spiccata variabilità sui campioni esaminati, questo ad ulteriore conferma delle osservazioni, raccolte nella campagna di indagine, che indicano l'alternanza, nelle alluvioni del fiume di Cornia, di livelli a prevalenza fine e sabbiosa. Le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia possono variare come segue:

argilla = 2% ÷ 57%

limo = 2% ÷ 63%

sabbia = 1% ÷ 94%

ghiaia = 0% ÷ 12%

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) sono riportate nelle **figg. 5.21 e 5.22** ; il valore di LL è mediamente attorno a 35% ÷ 50% ed IP sia, per la quasi totalità dei campioni, inferiore al 30%. Questi dati, riportati nella “Carta di plasticità di Casagrande” di **fig. 5.23**, mostrano come i materiali in oggetto si collochino, per la quasi totalità dei campioni, tra le argille inorganiche di plasticità medio-alta.

Il peso di volume naturale ( $\gamma_n$  **fig. 5.24**) risulta sempre superiore a 18.5 kN/m<sup>3</sup> e mostra un andamento mediamente crescente con la profondità.

Il grado di saturazione è sempre superiore a 0,95 (**fig. 5.25**) ed il contenuto d’acqua naturale ( $w_n$ ) risulta per la quasi totalità dei campioni compreso tra 20% e 35% (**fig. 5.26**).

L’indice dei vuoti iniziale ( $e_0$ ) ha fatto registrare valori nella maggior parte dei casi compresi tra 0.60 e 0.80 (**fig. 5.27**).

### 5.3.3 Stato iniziale e pressioni di preconsolidazione

Nella **fig. 5.10** sono riportati gli stati iniziali dei materiali alluvionali al 1 nel piano di Burland (1990)  $l_v$ - $\log \sigma_{vo}'$  e la linea di compressibilità intrinseca  $ICL_{oed}$ .

I campioni appartenenti al litotipo al 2 hanno fatto registrare, alla prova edometrica, valori che si collocano al di sopra della linea di compressibilità intrinseca  $ICL_{oed}$ .

Si rileva che i valori di  $\sigma_{vp}'$  e di OCR ricavati dalle prove edometriche disponibili sono in linea con quelli ottenuti dall’interpretazione delle prove CPT.

### 5.3.4 Resistenza al taglio non drenata

La resistenza al taglio non drenata ( $c_u$ ) corrispondente a tensioni efficaci di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle

prove triassiali di compressione e carico, ottenute dalle prove TX-UU e dall'interpretazione delle prove CPTe sono riportate nelle **figg. 5.29 e 5.30**.

I valori ottenuti dall'interpretazione delle prove in sito e quelli dedotti dalle prove triassiali si mostrano in discreto accordo, evidenziando valori della coesione non drenata  $c_u$  inferiori a 40 kPa nei primi 5 m dal piano campagna, con un andamento crescente con la profondità; si evidenzia, inoltre, un livello più tenero ( $c_u < 50$  kPa) attorno ai 20 ÷ 25 m di profondità dal piano campagna. Tale evidenza va valutata nell'ambito della progettazione di fondazioni profonde.

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

Nella **fig. 5.31** sono riportati i risultati delle prove di laboratorio triassiali consolidate isotropicamente non drenate (TX-CIU) e di taglio diretto (TD).

I dati a disposizione mostrano una discreta dispersione, legata alla differente presenza di materiale fine nei differenti campioni; in base a ciò si propongono:

- per gli orizzonti a prevalenza sabbiosa (percentuale in materiali fini < 35%) angolo d'attrito interno in tensioni efficaci (valore di picco) pari a  $32^\circ$  e coesione  $c'$  prossima a 0 kPa (dato evidenziato anche dalle elaborazioni sulle prove SPT, **fig.5.37**);
- per gli orizzonti con componente fine > 35% angolo d'attrito interno pari a  $25^\circ$  e coesione efficace variabile tra 5 e 25 kPa (in via cautelativa).

### 5.3.6 Caratteristiche di deformabilità

#### 5.3.6.1 Moduli elastici iniziali

I moduli di taglio elastici iniziali  $G_{01}$ , ottenuti dall'interpretazione delle prove CPTe, sono riportati nella **fig. 5.32**. Sulla base di quanto riportato possono essere fatte le seguenti osservazioni:

- i moduli di taglio iniziali  $G_{o1}$ , ricavabili dall'interpretazione delle prove CPTe, per l'unità al 1, mostrano un andamento crescente con la profondità, variando tra 25 e 80 MPa.
- il rapporto  $G_{o1}/c_u$  è dell'ordine di  $1000 \div 1200$  in accordo ad esempio con quanto riportato in [Simpson et al. \(1979\)](#).
- le leggi di variazione con la profondità dal p.c. delle velocità di propagazione delle onde di taglio sono desumibili da quelle indicate per  $G_{o1}$  ricordando che:

$$V_s = \sqrt{\frac{G_{o1} \cdot 9,81}{\gamma_t}}$$

### 5.3.6.2 Parametri di deformabilità operativi

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e rilevati autostradali con modelli costitutivi elasto-plastici convenzionali, possono essere desunti dai risultati delle prove edometriche in termini di indici di compressione ( $C_c$  e  $C_r$ ), di coefficienti di consolidazione primaria ( $c_v$ ) e di consolidazione secondaria ( $c_{\alpha\varepsilon}$ ).

I valori dedotti dalle prove edometriche per l'indice di compressione vergine  $C_c = \Delta e / \Delta \log \sigma_v'$  sono riportati in **fig. 5.33**; i risultati mostrano una discreta dispersione con andamento decrescente con la profondità ed il valore di  $C_c$  compreso tra 0.15 e 0.38.

L'indice di compressione nel tratto compreso tra  $\sigma_{vo}'$  e  $\sigma_{vy}' = \text{OCR} \cdot \sigma_{vo}'$  può essere assunto pari a  $C_c/5$ , ovvero pari a  $0.03 \div 0.07$ ; ad esso corrispondono, in prima approssimazione, valori del modulo edometrico pari a:

$$E_{oed} = \frac{\sigma_v'}{0,435 \cdot \frac{C_r}{1 + e_o}}$$

essendo:

$\sigma_v'$  = pressione verticale efficace

$e_o$  = indice dei vuoti iniziali.

In **fig. 5.34** sono riportati i valori del coefficiente di consolidazione primaria  $c_v$  in funzione della profondità, mediamente attorno a  $8 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ .

Sulla base dei dati riportati nella **figura 5.35**  $c_\alpha$  può essere assunto pari a  $2 \times 10^{-3}$ .

### 5.3.7 Coefficienti di permeabilità e coefficienti di consolidazione primaria

La **fig. 5.36** riporta i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove edometriche, che risultano in linea con quanto atteso in relazione alle caratteristiche granulometriche del deposito.

Sulla base di quanto riportato si potrà assumere:

$$k_v = 1 \times 10^{-12} \div 1 \times 10^{-10} \text{ m/sec}$$

In considerazione del fatto che i fenomeni di consolidazione verticale sono fondamentalmente governati dai livelli più impermeabili, nelle analisi di consolidazione andranno adottati preferibilmente i valori di  $k_v$  più bassi.

I coefficienti di consolidazione primaria  $c_v$ , ricavati dalle prove edometriche in corrispondenza di pressioni verticali efficaci comparabili a quelle geostatiche, utilizzabili nell'ambito di teorie di consolidazione convenzionali e di problemi di flusso in direzione verticale, sono riportati nella **fig. 5.34**; si potrà assumere mediamente  $c_v = 8 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$ .

### 5.3.8 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti, nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici proposti per l'unità delle alluvioni limo-sabbiose al 2.

Tabella 5.5: Parametri medi caratteristici delle alluvioni limo-sabbiose al 2

$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.5 ÷ 20.0
$\varphi'$ (°)	25 / 32 (1)
$c'$ (kPa)	0 / 25 (1)
$c_u$ (kPa)	20 + 3 * z (2)
$C_c$ (-)	0.15 ÷ 0.4
$C_r$ (-)	$C_c/5$
$c_\alpha$ (-)	$2 \times 10^{-3}$
$k_v$ (m/sec)	$1 \times 10^{-12} \div 1 \times 10^{-10}$
$k_h$ (m/sec)	$1 \times 10^{-11} \div 1 \times 10^{-9}$
$c_v$ (cm <sup>2</sup> /sec)	$8 \times 10^{-4}$
$G_{o1}$ (MPa)	25 + 3.5 * z (2)
$V_s$ (m/sec)	$\sqrt{\frac{G_{o1} \cdot 9,81}{\gamma_t}}$

**Simbologia:**

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

$\varphi'$  = angolo di attrito in termini di tensioni efficaci;

$c'$  = intercetta di coesione in termini di tensioni efficaci;

$z$  = profondità dal piano campagna;

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

$C_c$  = indice di compressione edometrico per pressioni superiori a  $\sigma_{vmax}'$ ;

$C_r$  = indice di compressione edometrico per pressioni comprese tra  $\sigma_{vo}'$  e  $\sigma_{vmax}'$ ;

$c_\alpha$  = coefficiente di consolidazione secondaria;

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

$k_h$  = coefficiente di permeabilità orizzontale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di flusso principalmente nella direzione orizzontale;

$c_v$  = coefficiente di consolidazione primaria verticale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di consolidazione principalmente nella direzione verticale;

$G_{o1}$  = modulo di taglio iniziale riferito a pressioni efficaci pari a quelle geostatiche;

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio.

(1) Valori da considerare in base alle caratteristiche granulometriche del deposito come specificato nel paragrafo 5.3.5.

(2) Localmente andranno utilizzati valori più bassi in relazione alla stratigrafia di dettaglio come specificato nel paragrafo 5.3.4.

## 5.4 Depositi pleistocenici (QSG)

### 5.4.1 Generalità

La caratterizzazione geotecnica dei materiali pleistocenici QSG è stata basata sulle elaborazioni delle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nei sondaggi della campagna del 2007 e del 2010, i cui risultati sono sintetizzati nella **tabella 5.1**;

L'interpretazione delle prove di laboratorio e in sito è stata effettuata considerando i livelli di falda più elevati riportati nel **paragrafo 3.7**.

L'unità QSG è costituita essenzialmente da sabbie limose e limi sabbiosi mediamente ben addensati e/o consistenti; i valori fatti registrare dalle prove penetrometriche SPT, realizzate all'interno dei fori di sondaggio, risultano superiori a 20 colpi/30 cm (**fig. 5.38**).

### 5.4.2 Caratteristiche fisiche

Le analisi granulometriche hanno evidenziato la prevalenza dei termini sabbiosi e limosi. Le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia possono variare come segue:

argilla	= 2% ÷ 38%
limo	= 13% ÷ 60%
sabbia	= 27% ÷ 66%
ghiaia	= 0% ÷ 21%

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) sono riportate nelle **figg. 5.39 e 5.40** ; il valore di LL è mediamente attorno a 30% ÷ 40% ed IP sia, per al quasi totalità dei campioni, inferiore al 20%. Questi dati, riportati nella "Carta di plasticità di Casagrande" di **fig. 5.41**, mostrano come i materiali in

oggetto si collochino, per la quasi totalità dei campioni, tra i limi inorganici a compressibilità medio-bassa.

Il peso di volume naturale ( $\gamma_n$  **fig. 5.42**) risulta compreso tra 20 e 21 kN/m<sup>3</sup>.

Il grado di saturazione è variabile tra 0,6 e 1,0 (**fig. 5.43**) ed il contenuto d'acqua naturale ( $w_n$ ) risulta per la quasi totalità dei campioni inferiore al 20% (**fig. 5.44**).

L'indice dei vuoti iniziale ( $e_o$ ) ha fatto registrare valori inferiori a 0.60 (**fig. 5.45**).

### 5.4.3 Resistenza al taglio non drenata

La resistenza al taglio non drenata ( $c_u$ ) corrispondente a tensioni efficaci di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico, ottenuta dalle prove TX-UU è riportata nella **figg. 5.46**. I valori sono tutti superiori a 100 kPa.

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

Nella **fig. 5.47** sono riportati i risultati delle prove di laboratorio triassiali consolidate isotropicamente non drenate (TX-CIU) e di taglio diretto (TD).

I dati a disposizione si mostrano dispersi, principalmente a causa della variabilità nella presenza di materiale fine nei differenti campioni; in base a ciò si propongono:

- per gli orizzonti a prevalenza sabbiosa (percentuale in materiali fini < 35%) angolo d'attrito interno in tensioni efficaci (valore di picco) pari a 35° e coesione  $c'$  prossima a 0 kPa;
- per gli orizzonti con componente fine > 35% angolo d'attrito interno pari a 27° e coesione efficace variabile tra 10 e 25 kPa.

### 5.4.5 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti, nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici proposti per i depositi pleistocenici QSG. Rispetto alle unità trattate in precedenza si ha un minor numero di dati provenienti dalle prove, conseguentemente, la caratterizzazione, in questa fase, sarà mancante di alcune grandezze, in particolare riguardanti le caratteristiche di deformabilità. Va peraltro specificato come questi valori per l'unità in esame non siano essenziali ai fini della progettazione, dato che i depositi QSG si intercettano a profondità tali da interagire poco o affatto con le strutture previste in progetto.

**Tabella 5.6: Parametri medi caratteristici dell'unità QSG**

$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.5 ÷ 20.0
$\phi'$ (°)	27 / 35 (1)
$c'$ (kPa)	0 / 25 (1)
$c_u$ (kPa)	40 + 3.75 * z

#### **Simbologia:**

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

$\phi'$  = angolo di attrito in termini di tensioni efficaci;

$c'$  = intercetta di coesione in termini di tensioni efficaci;

$z$  = profondità dal piano campagna;

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

$C_c$  = indice di compressione edometrico per pressioni superiori a  $\sigma_{vmax}'$ ;

$C_r$  = indice di compressione edometrico per pressioni comprese tra  $\sigma_{vo}'$  e  $\sigma_{vmax}'$ ;

$c_\alpha$  = coefficiente di consolidazione secondaria;

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

$k_h$  = coefficiente di permeabilità orizzontale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di flusso principalmente nella direzione orizzontale;

$c_v$  = coefficiente di consolidazione primaria verticale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di consolidazione principalmente nella direzione verticale;

$G_{o1}$  = modulo di taglio iniziale riferito a pressioni efficaci pari a quelle geostatiche;

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio.

(<sup>1</sup>)Valori da considerare in base alle caratteristiche granulometriche del deposito come specificato nel paragrafo 5.4.4.

## 5.5 Caratterizzazione meccanica dell'ammasso arenaceo su

### 5.5.1 Generalità

Come specificato nei capitoli introduttivi, il substrato arenaceo su è l'unità geotecnica che caratterizza il promontorio dell'abitato di Piombino, su cui si sviluppa il tracciato dell'asse stradale 1b. Ai fini della caratterizzazione meccanica di tale unità, si hanno a disposizione le prove di compressione uniassiale con misura dello stato deformativo, riportate nella **tabella 5.1**. Queste prove forniscono un dato puntuale, relativo al materiale roccioso tal quale, senza considerare che esso si presenta, a livello macroscopico, fratturato.

Peraltro il progetto prevede, lungo l'asse 1b, la realizzazione di alcuni scavi e opere di sostegno. Al fine di poter dimensionare tali interventi, si propone di caratterizzare l'unità nel suo complesso, ovvero a livello di ammasso roccioso, facendo corso all'approccio di Hoek e Brown. Tale procedura consente di applicare all'ammasso un criterio di resistenza all Mohr Coulomb, assimilandolo, quindi, ad un terreno e rendendo possibile l'approccio al dimensionamento delle opere geotecniche tramite gli usuali schemi di calcolo all'equilibrio limite.

### 5.5.2 Applicazione del criterio di Hoek e Brown

L'applicazione del criterio è subordinata alla stima di alcuni dati di ingresso, nella fattispecie:

la resistenza a compressione uni assiale della roccia tal quale;

il modulo elastico, anch'esso relativo al materiale roccioso intatto;

GSI, fattore empirico legato allo stato di fessurazione dell'ammasso (funzione del numero di famiglie di giunti, spaziatura delle fessure, loro scabrezza, ecc);

mi, fattore empirico funzione del tipo e della tessitura del materiale roccioso;

fattore di disturbo  $D$ , funzione della tensione di confinamento del materiale, ovvero del tipo di lavorazione da effettuare sull'ammasso (scavo in galleria o all'aperto, meccanizzato o con esplosivo, ecc.).

Sulla scorta di questi dati di ingresso gli Autori propongono un criterio di resistenza rappresentativo dell'ammasso espresso nel piano delle pressioni principali e deviatoriche che può essere linearizzato e trasposto nel piano di Mohr Coulomb.

I dati di ingresso ed i risultati dell'applicazione del metodo di Hoek e Brown sono riportati nella **fig. 5.48**.

### 5.5.3 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base dell'applicazione del metodo di Hoek e Brown le caratteristiche di resistenza meccanica proposte per l'unità su sono quelle riportate in tabella.

**Tabella 5.7: Parametri medi caratteristici dell'unità su**

$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	22 ÷ 26
$\varphi'$ (°)	36 ÷ 40 (1)
$c'$ (KPa)	0 / 50 (1)

#### **Simbologia:**

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

$\varphi'$  = angolo di attrito in termini di tensioni efficaci;

$c'$  = intercetta di coesione in termini di tensioni efficaci;

(1)Valori da considerare in base alle caratteristiche dell'ammasso (estremi inferiori per il materiale completamente disgregato, estremi superiori per il materiale litoide compatto).

FIGURE 4.1 ÷ 4.8

Zone Soil behaviour type

1. Sensitive, fine grained;
2. Organic soils-peats;
3. Clays-clay to silty clay;
4. Silt mixtures clayey silt to silty clay
5. Sand mixtures; silty sand to sand silty
6. Sands: clean sands to silty sands
7. Gravelly sand to sand;
8. Very stiff sand to clayey sand
9. Very stiff fine grained

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \times 100\%$$

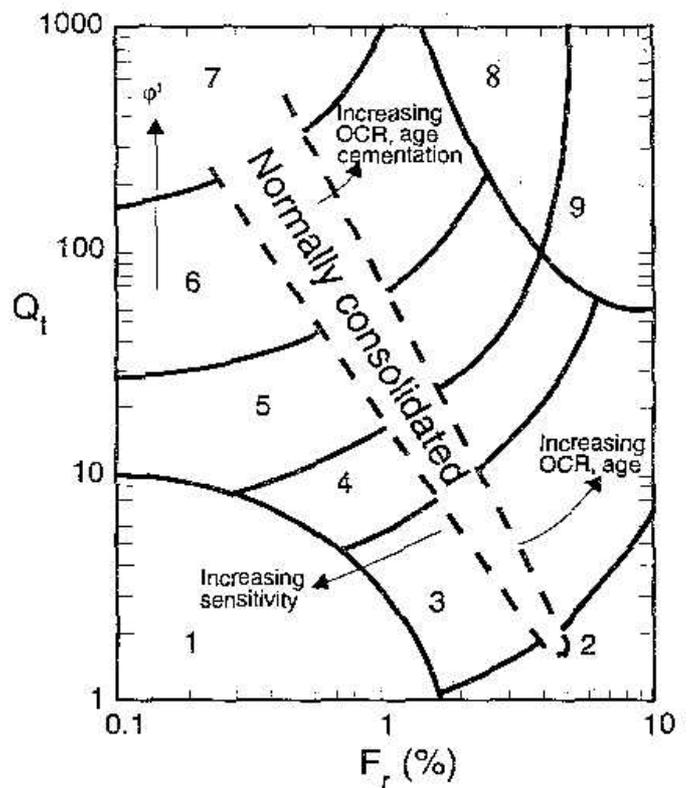


Figura 4.1: Correlazioni per la definizione del materiale attraversato dalle prove CPT e CPTU (Robertson, 1990)

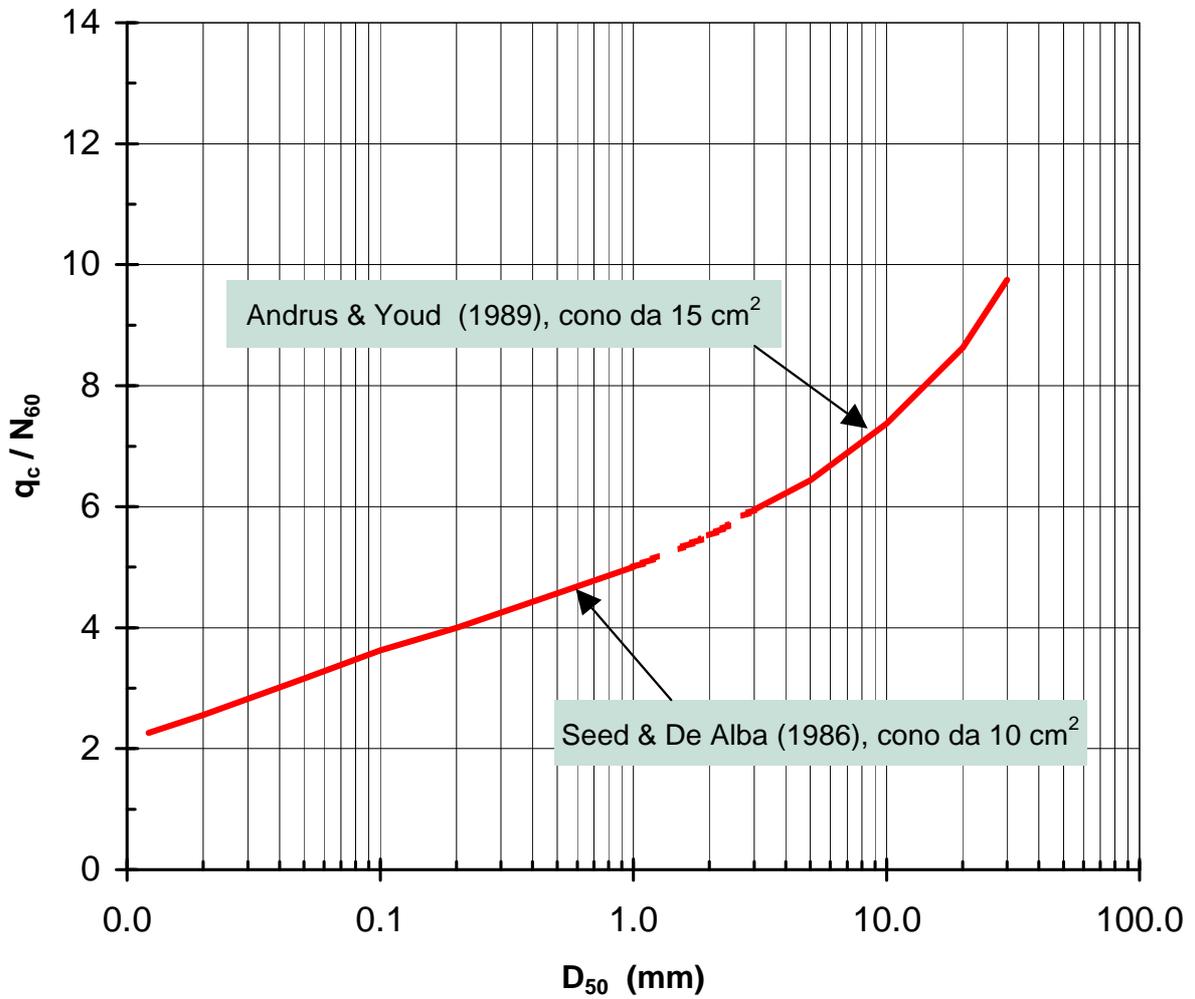


Figura 4.2: Relazione tra  $N_{60}$ ,  $q_c$  e  $D_{50}$  (Charles, 1989)

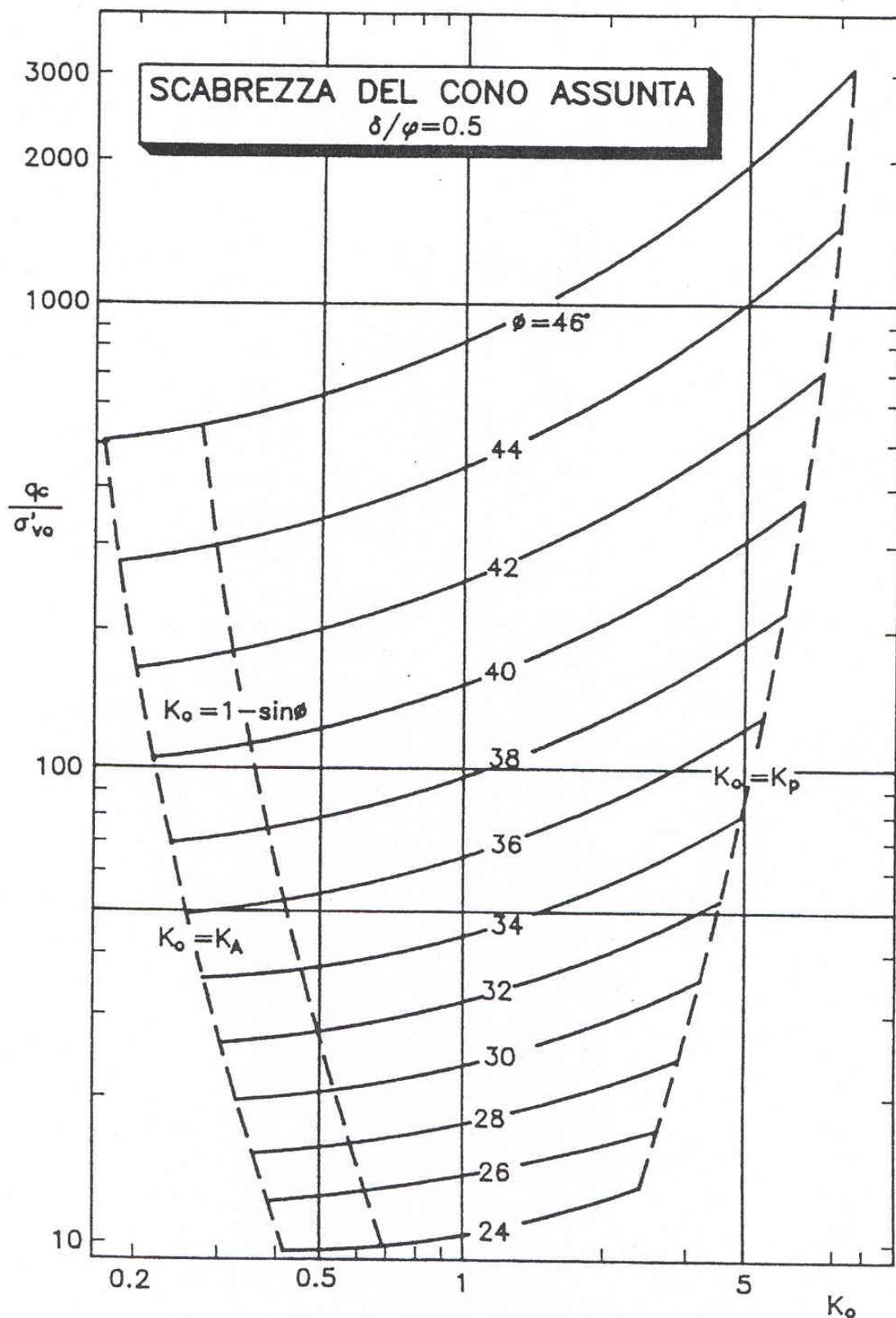


Figura 4.3: Correlazione di Dorgunoglu e Mitchell, rielaborata da Marchetti (1975), per la determinazione dell'angolo di attrito da prove CPT

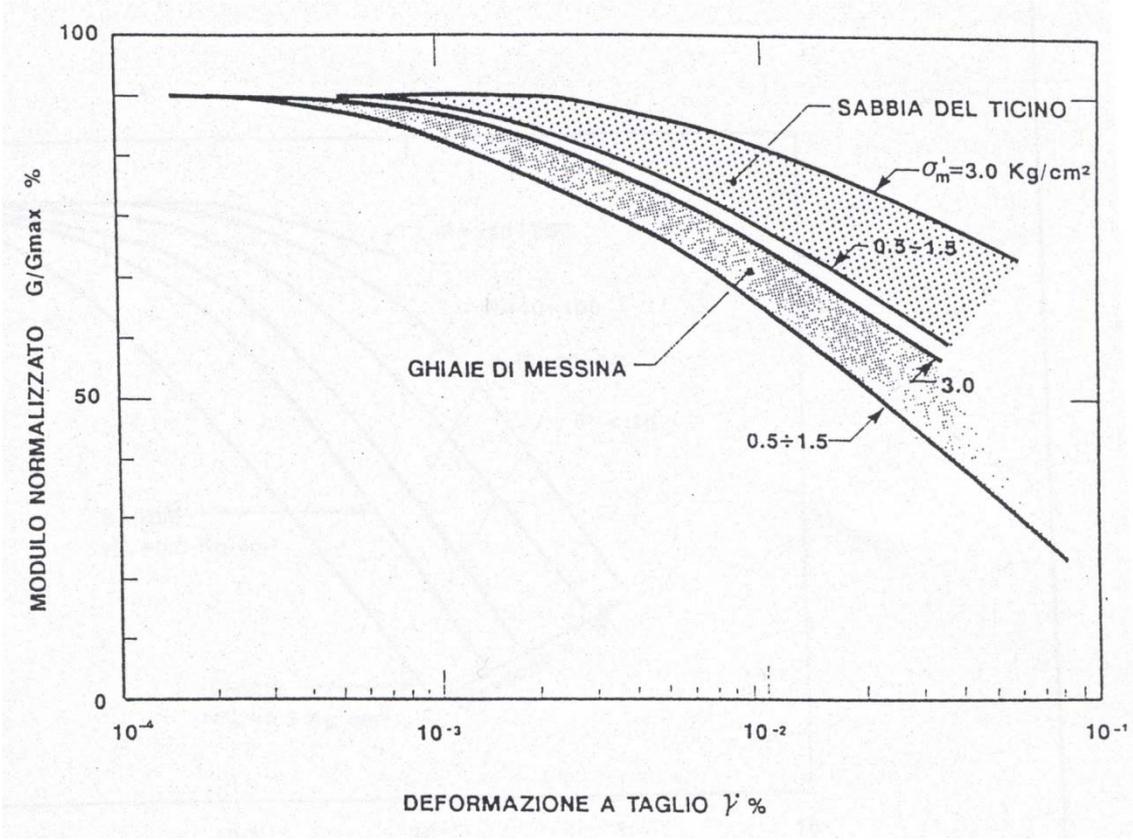


Figura 4.4a: Degrado del modulo G per terreni incoerenti

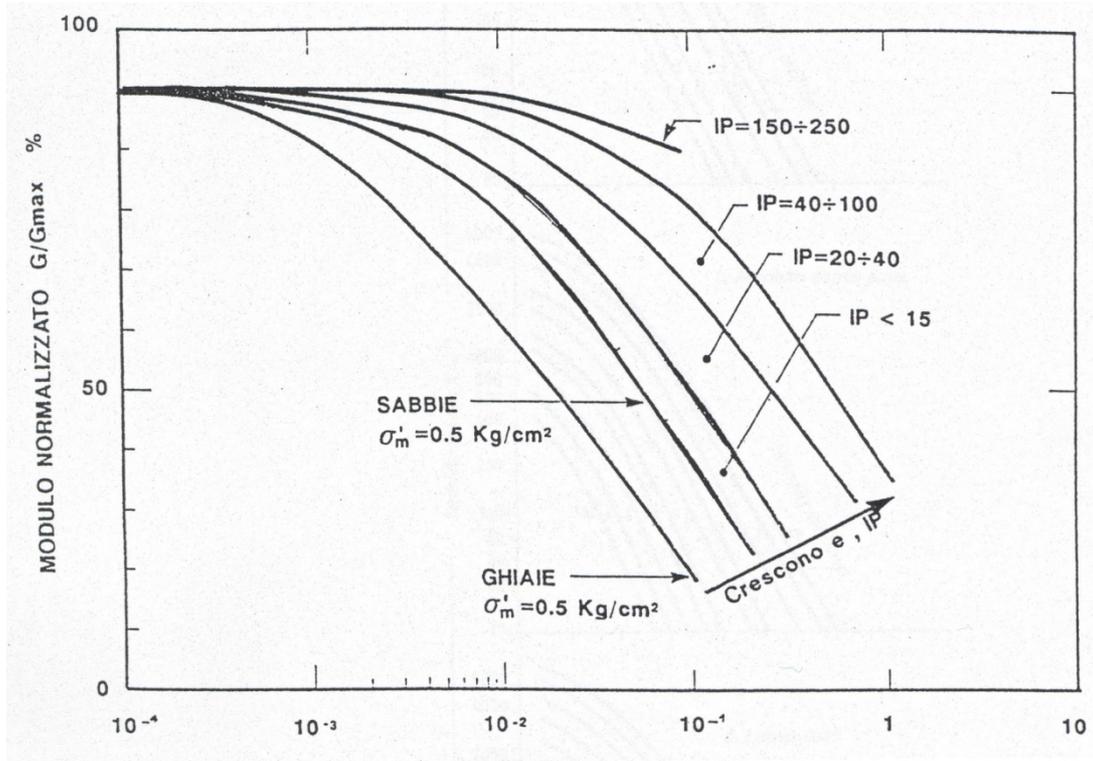


Figura 4.4b: Degrado del modulo G per vari tipi di terreno

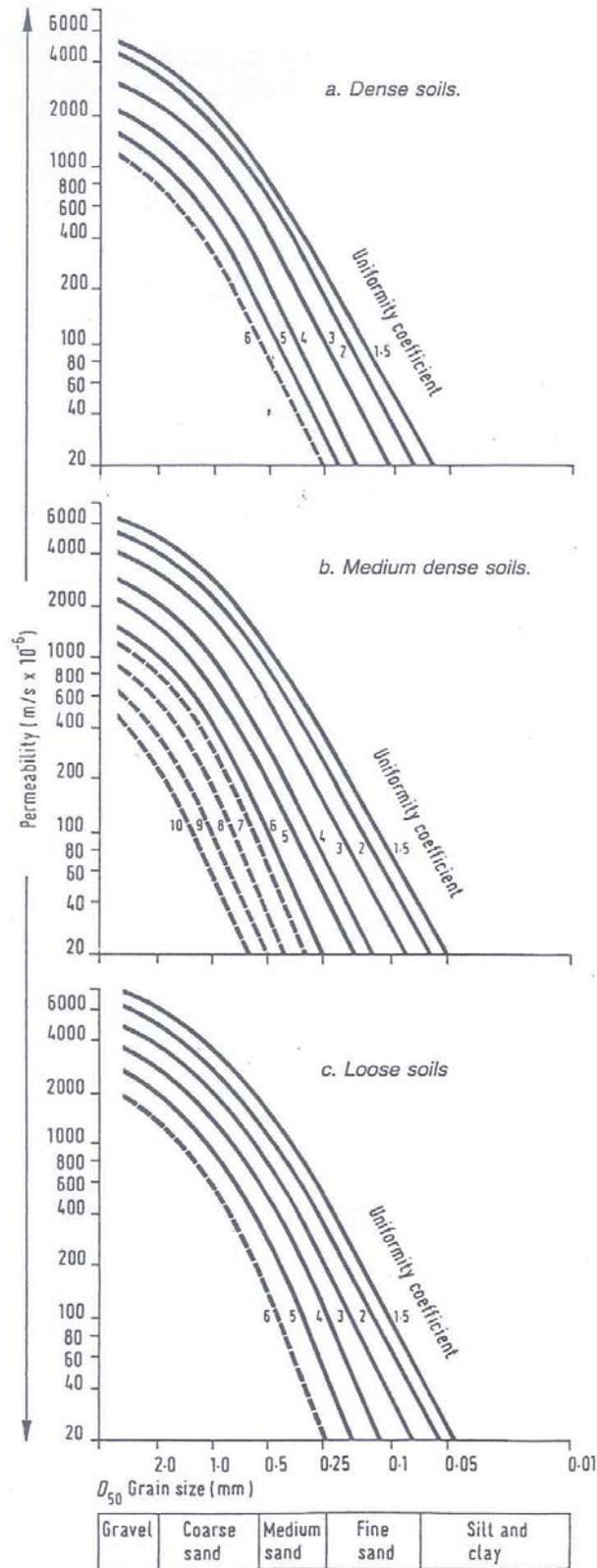


Figura 4.5: Coefficiente di permeabilità (k) in funzione del coefficiente di uniformità U ( $U=D_{60}/D_{10}$ ) e del  $D_{50}$  (Sommerville, 1986)

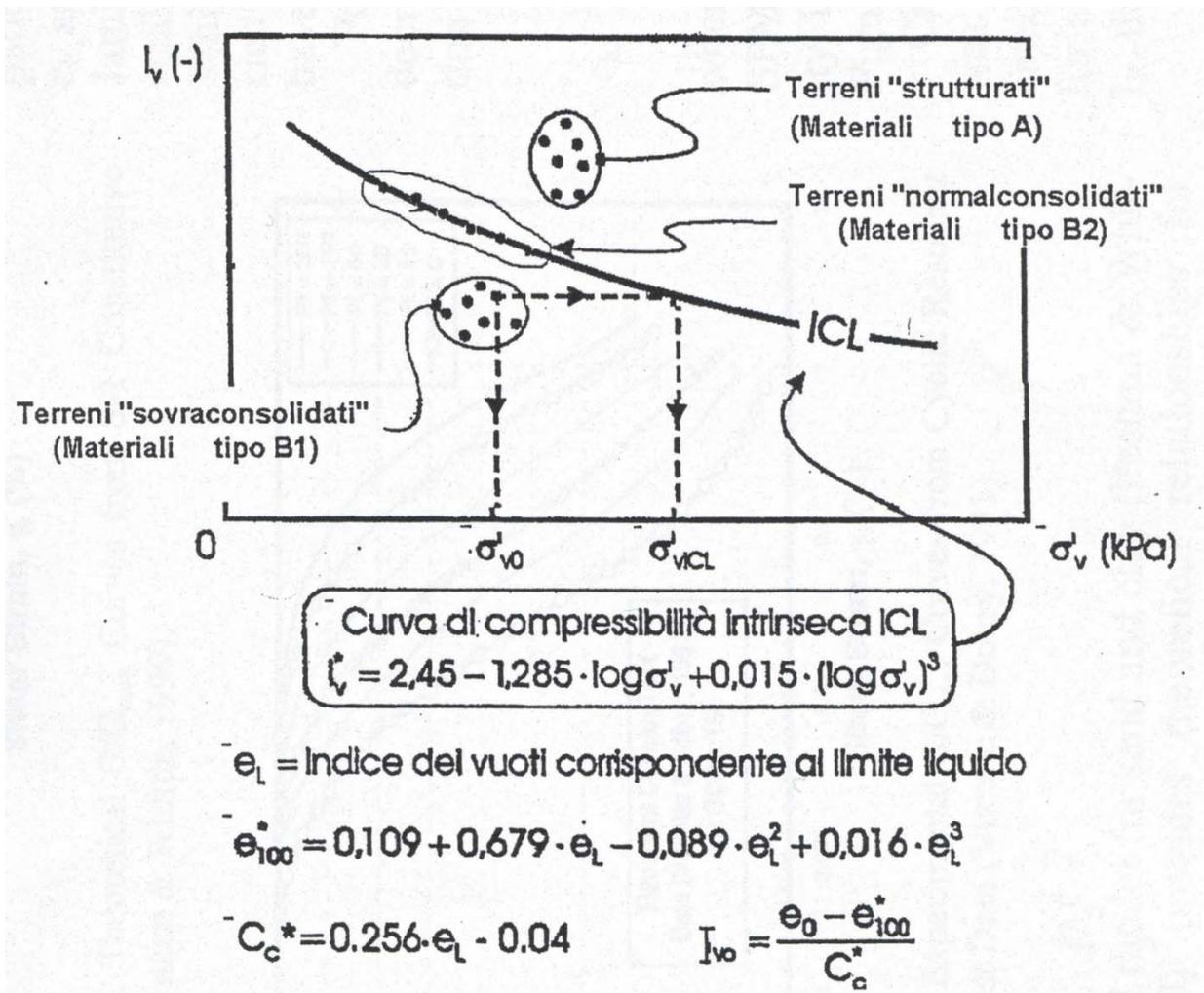


Figura 4.6: Diagramma di stato per i materiali a granulometria fine (limi e argille)

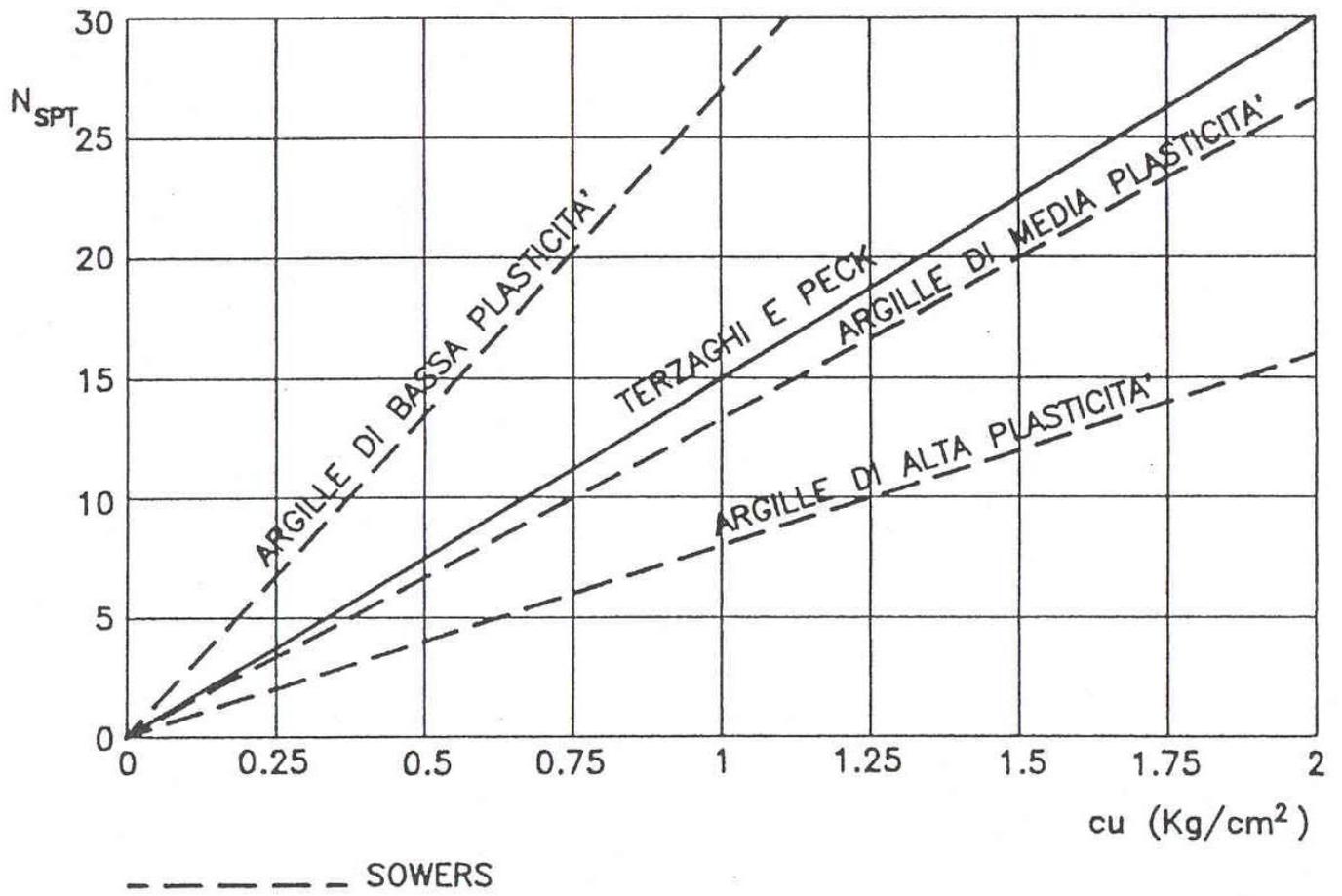


Figura 4.7: Correlazione  $N_{SPT}$  -  $c_u$   
(Navfac, 1971)

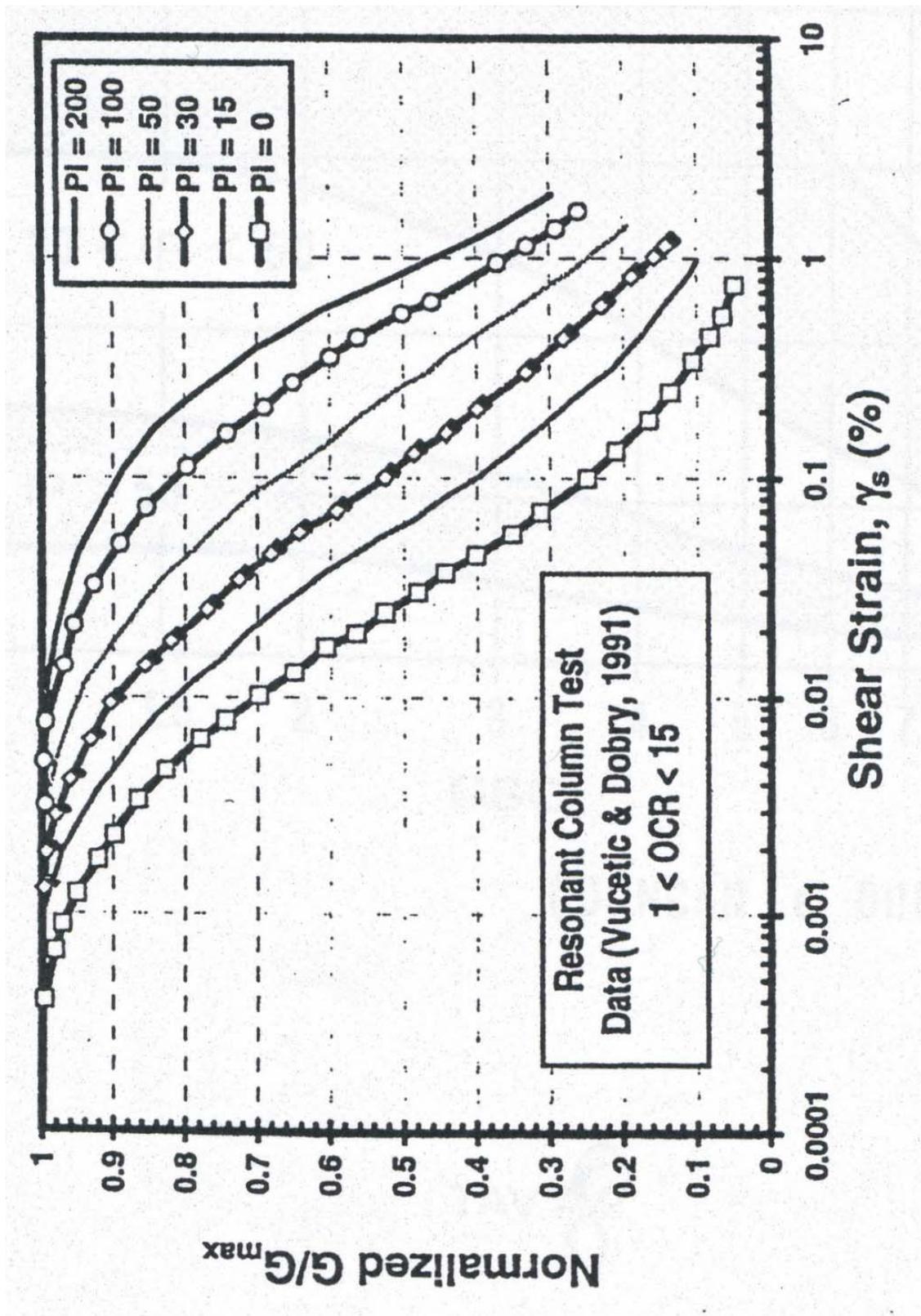


Figura 4.8: Curve sperimentali del rapporto  $G/G_{max}$  da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991)



FIGURE 5.1 ÷ 5.48

INDAGINI 2010  
CPTU-E2

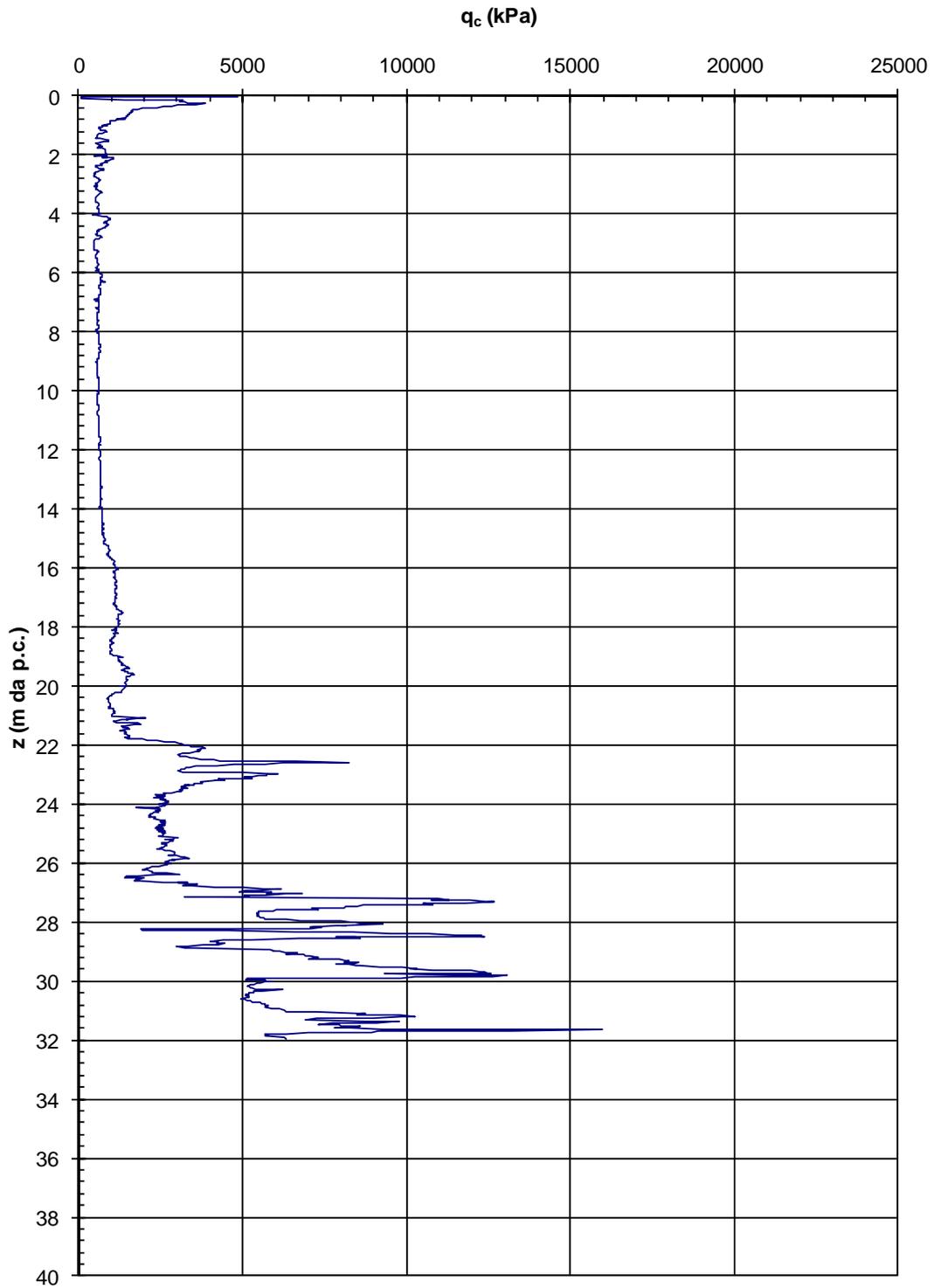


Figura 5.1: resistenza alla punta  $q_c$  da prova penetrometrica statica alluvioni organiche al 1



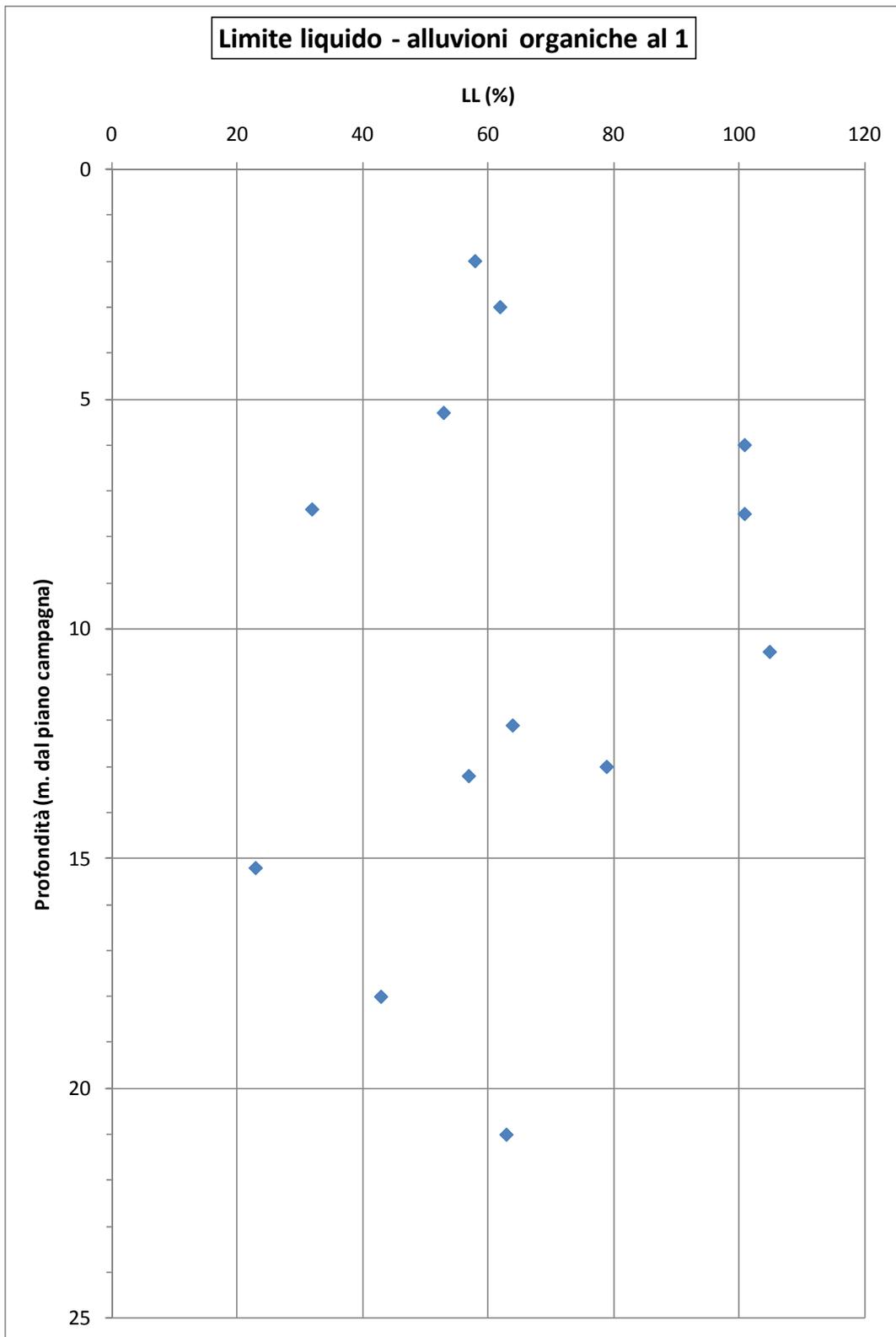


Figura 5.3 : Limite di liquidità, alluvioni organiche al 1

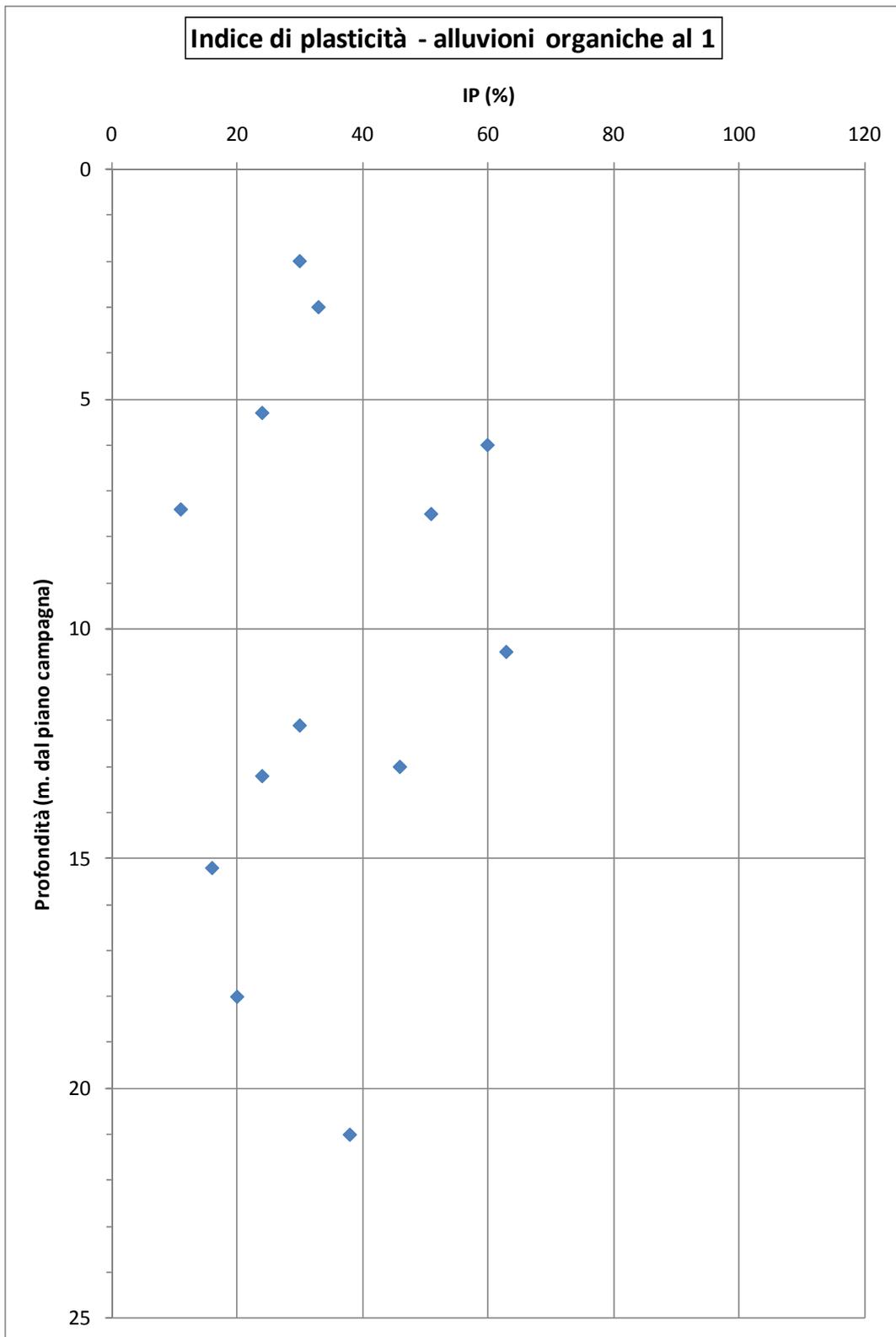


Figura 5.4 : Indice di plasticità, alluvioni organiche al 1

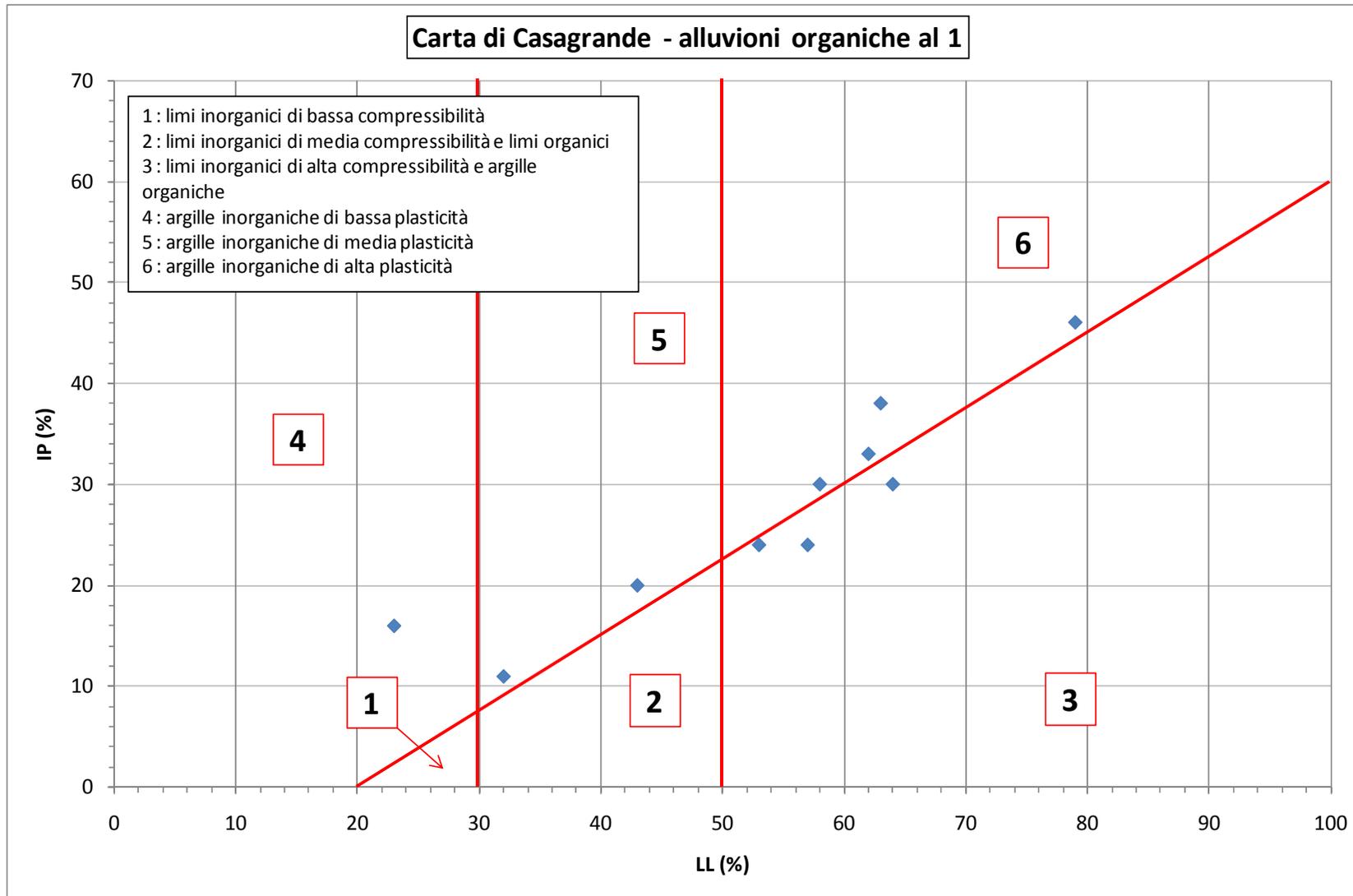


Figura 5.5 : Carta di plasticità di Casagrande, alluvioni organiche al 1

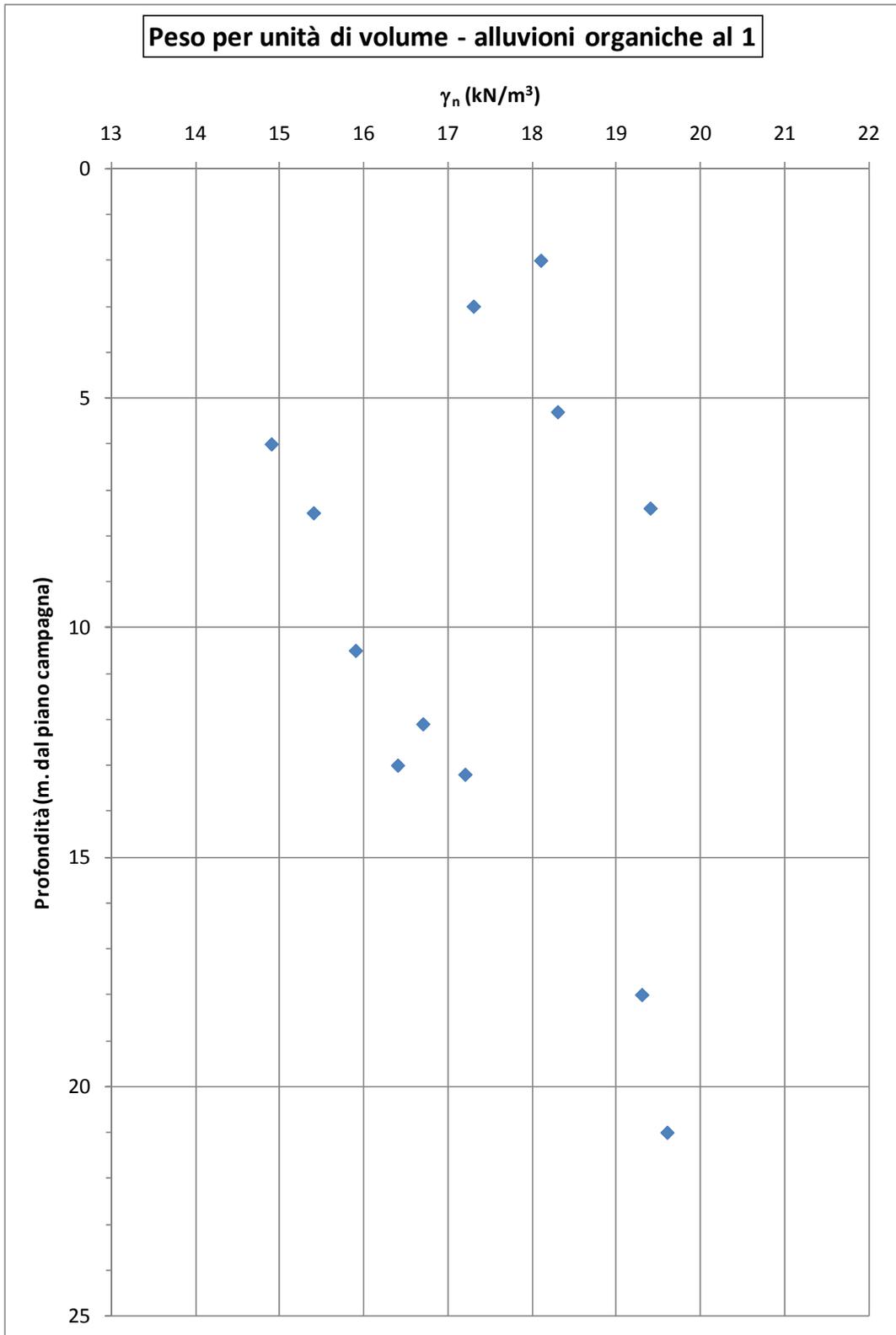


Figura 5.6 : peso per unità di volume, alluvioni organiche al 1

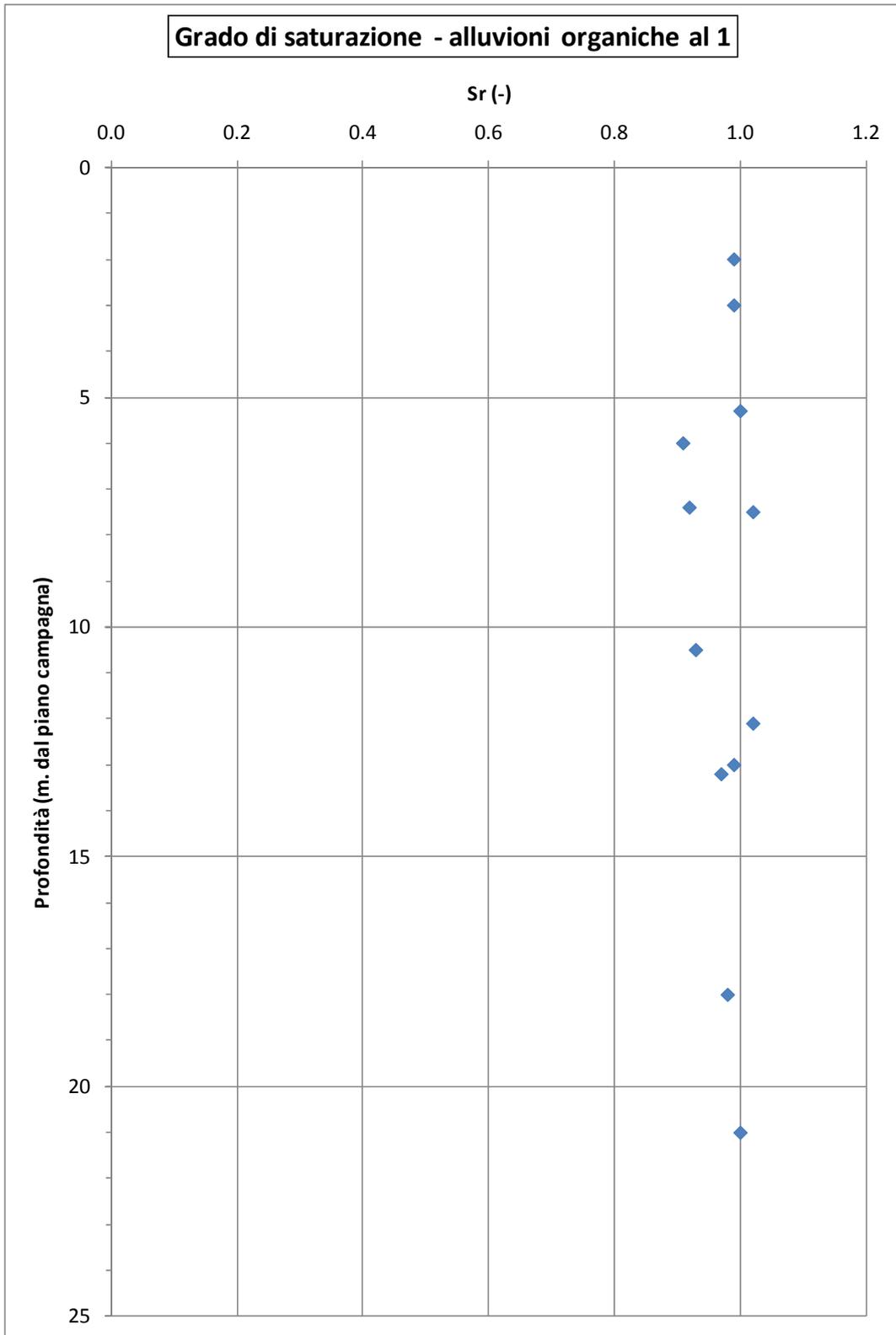


Figura 5.7 : grado di saturazione, alluvioni organiche al 1

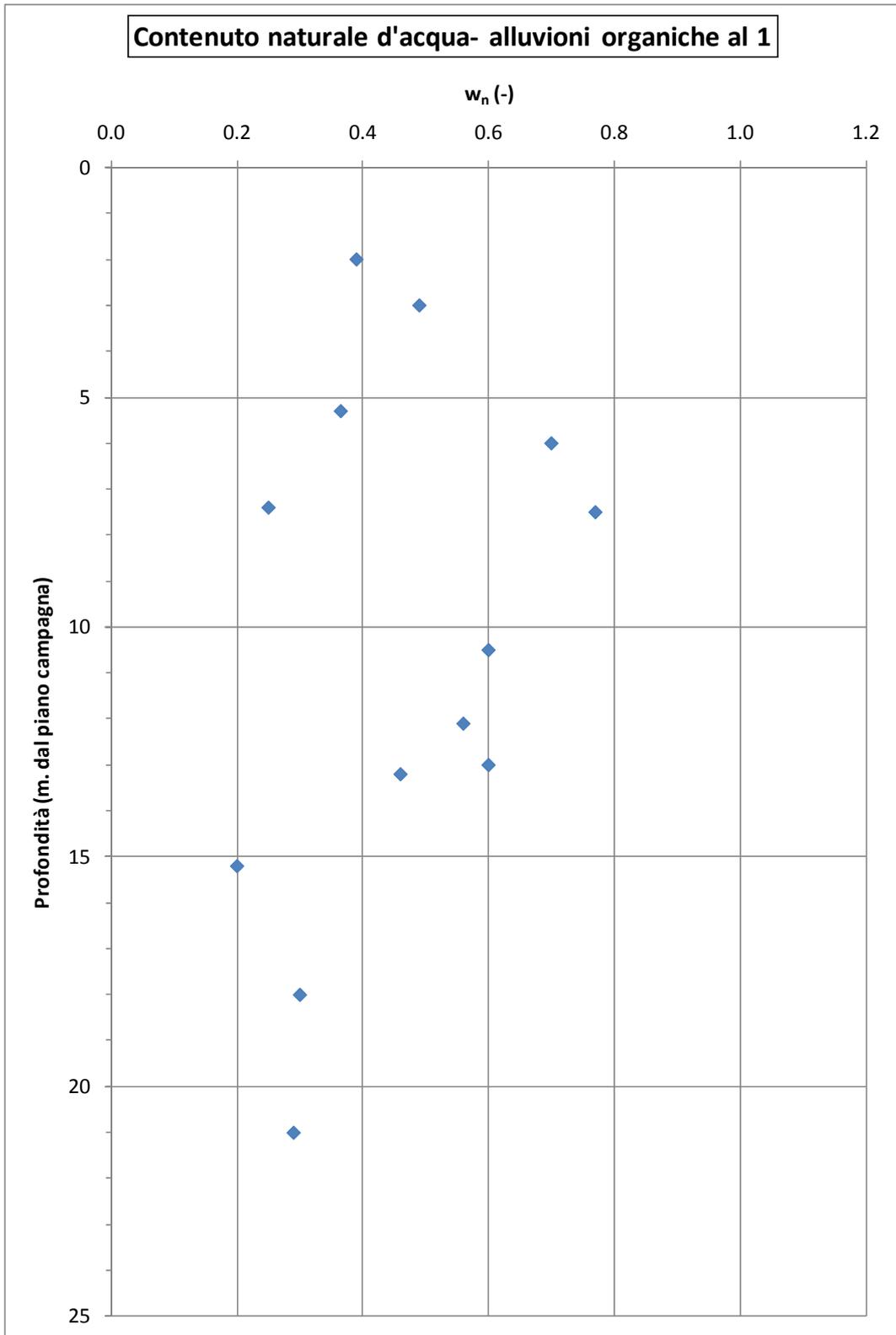


Figura 5.8 : contenuto d'acqua naturale, alluvioni organiche al 1

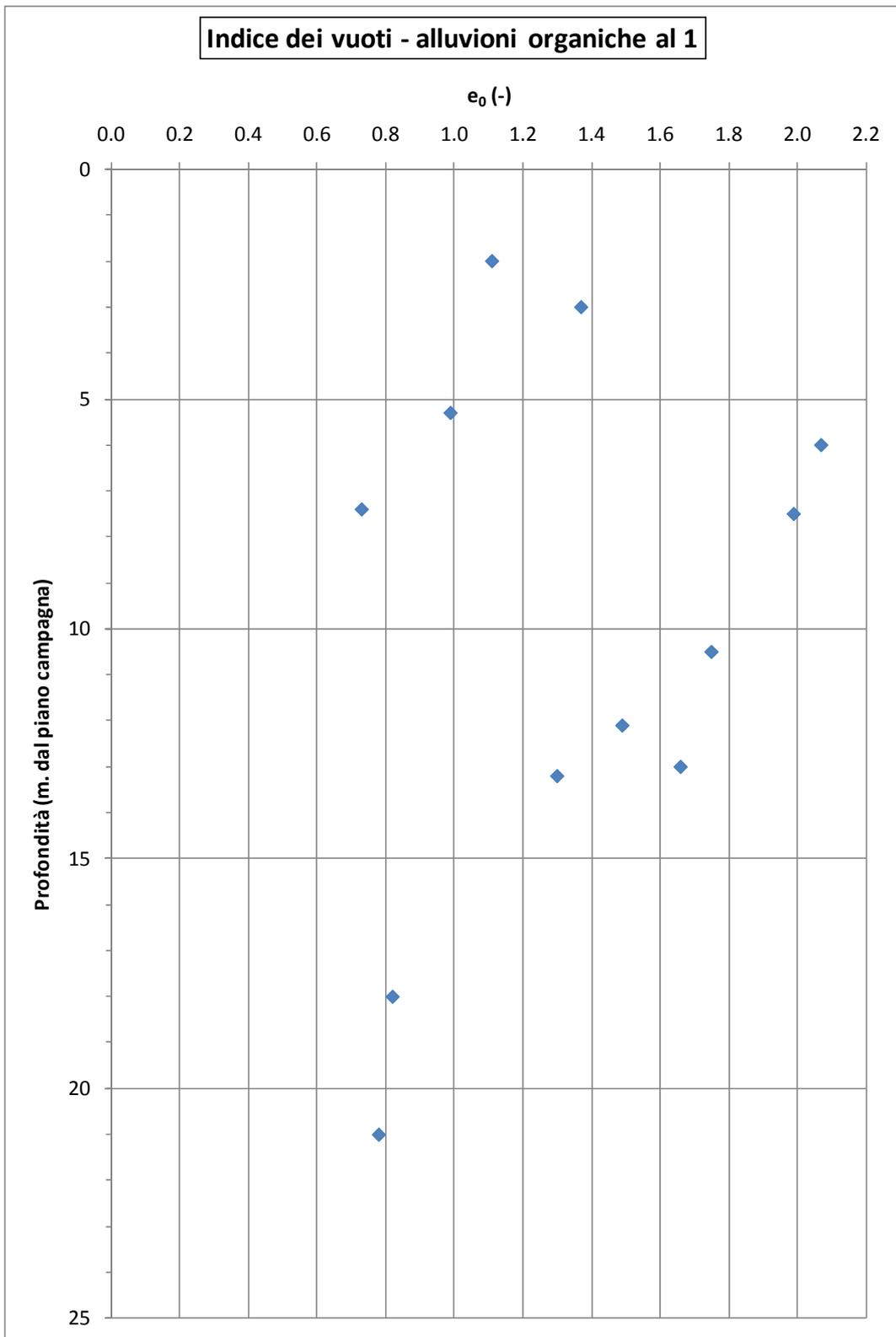


Figura 5.9 : indice dei vuoti iniziale, alluvioni organiche al 1

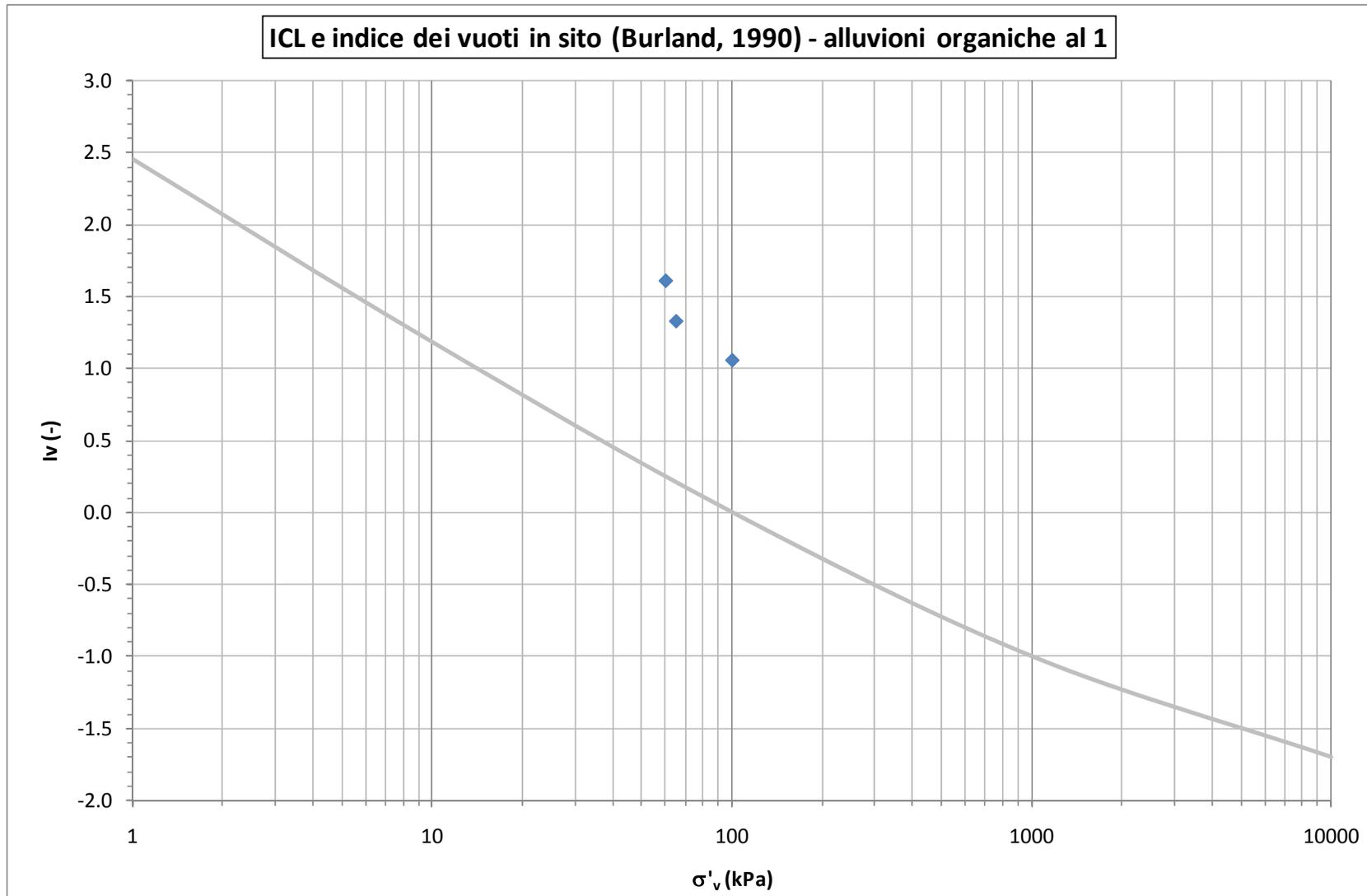


Figura 5.10 : Linea di compressibilità intrinseca (Burland, 1990) e indice dei vuoti in sito, alluvioni organiche al 1

INDAGINI 2010  
CPTU-E2  
Grado di sovraconsolidazione - Correlazione di Chen e Mayne (1996)

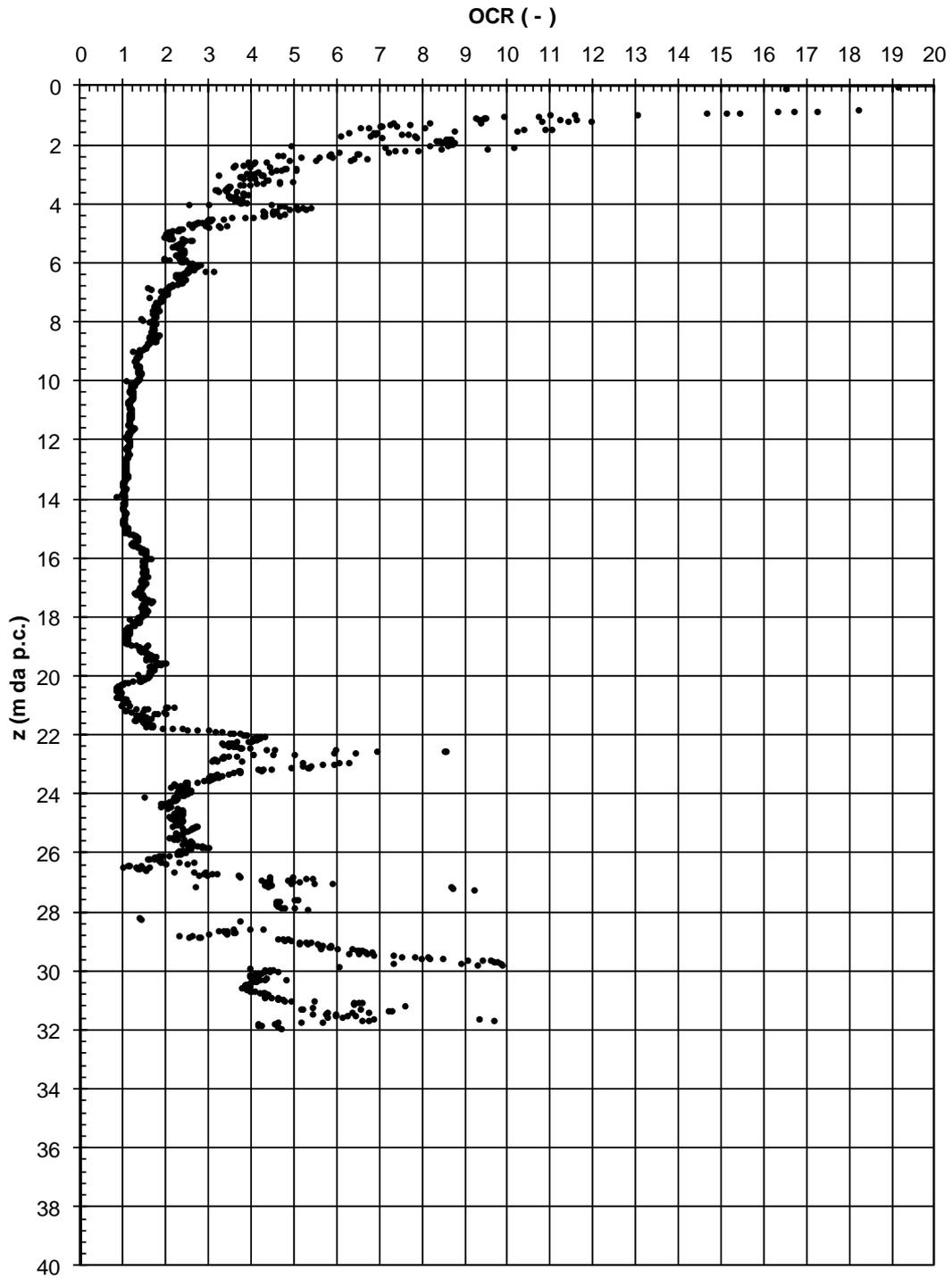


Figura 5.11 : Grado di sovraconsolidazione da prova CPTU, alluvioni organiche al 1

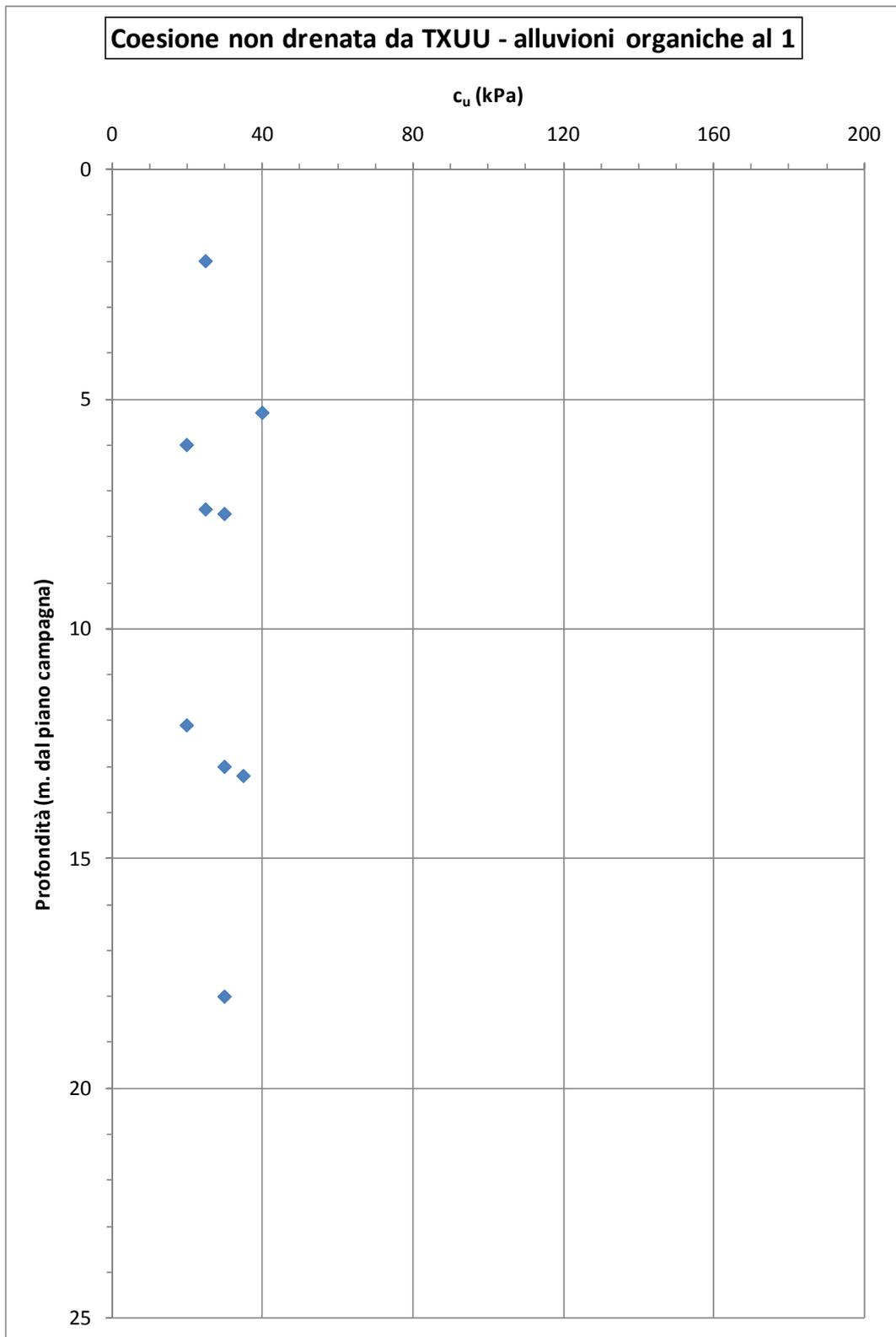


Figura 5.12 : Resistenza a taglio in tensioni totali da prove TXUU alluvioni organiche al 1

INDAGINI 2010  
CPTU-E2  
Resistenza non drenata - Correlazione di Lunne et al. (1985, 1997)

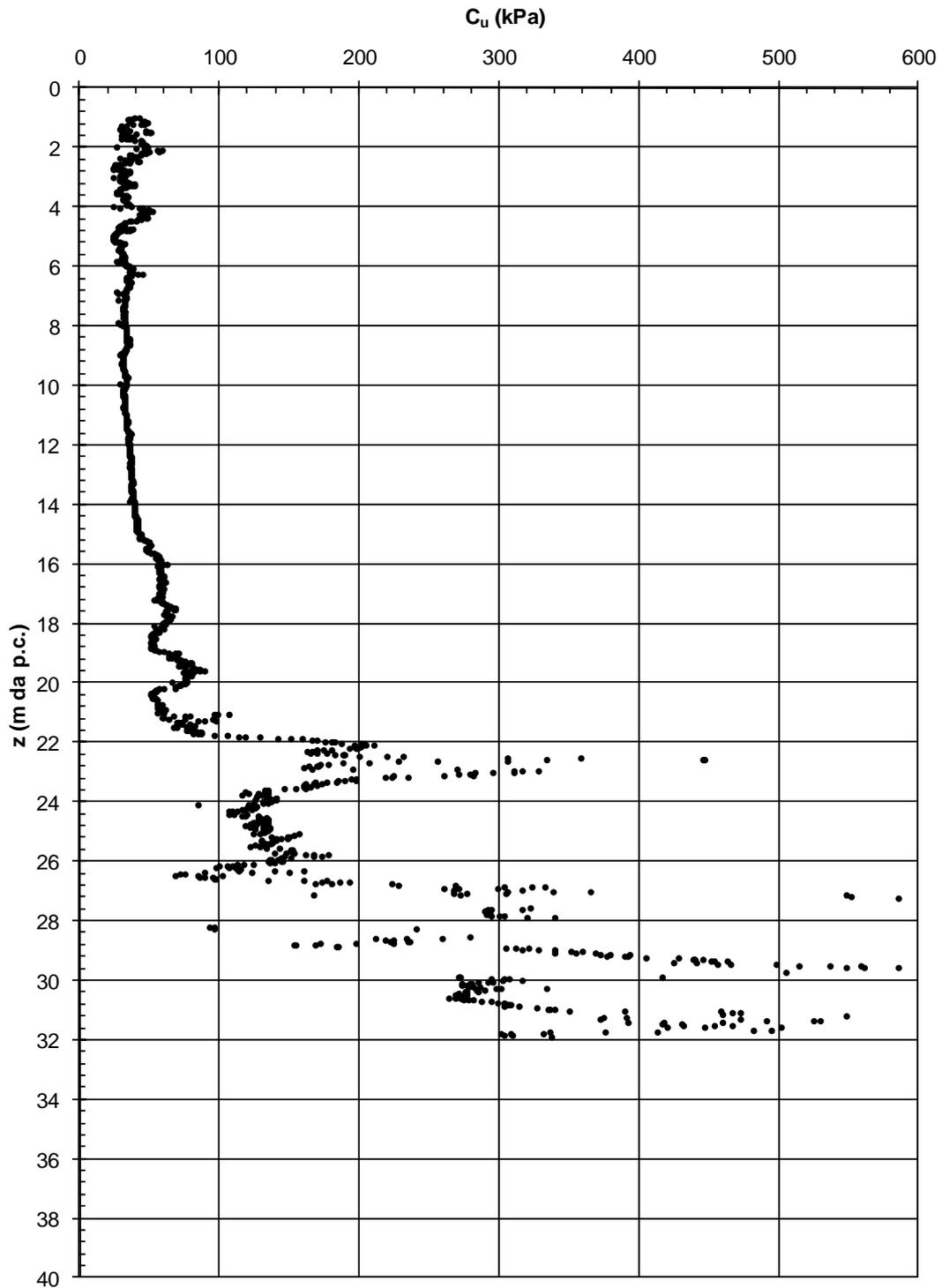


Figura 5.13 : Resistenza a taglio in tensioni totali da prove CPT alluvioni organiche al 1

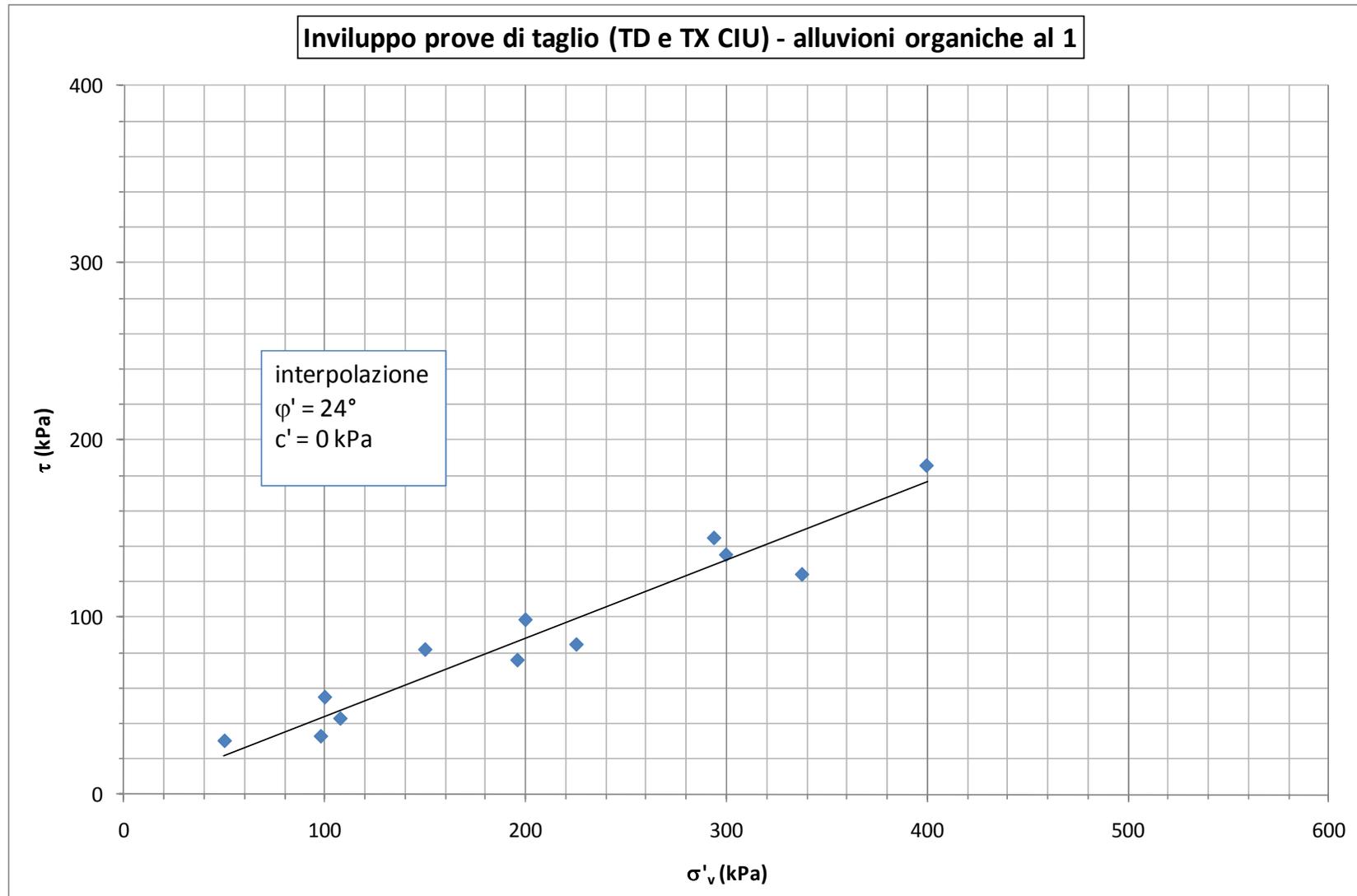


Figura 5.14 : Involuppo di resistenza dei risultati delle prove di taglio diretto e TXCIU, alluvioni organiche al 1

INDAGINI PE  
CPTU-E2  
Modulo di taglio iniziale - Correlazione di Mayne e Rix (1993)

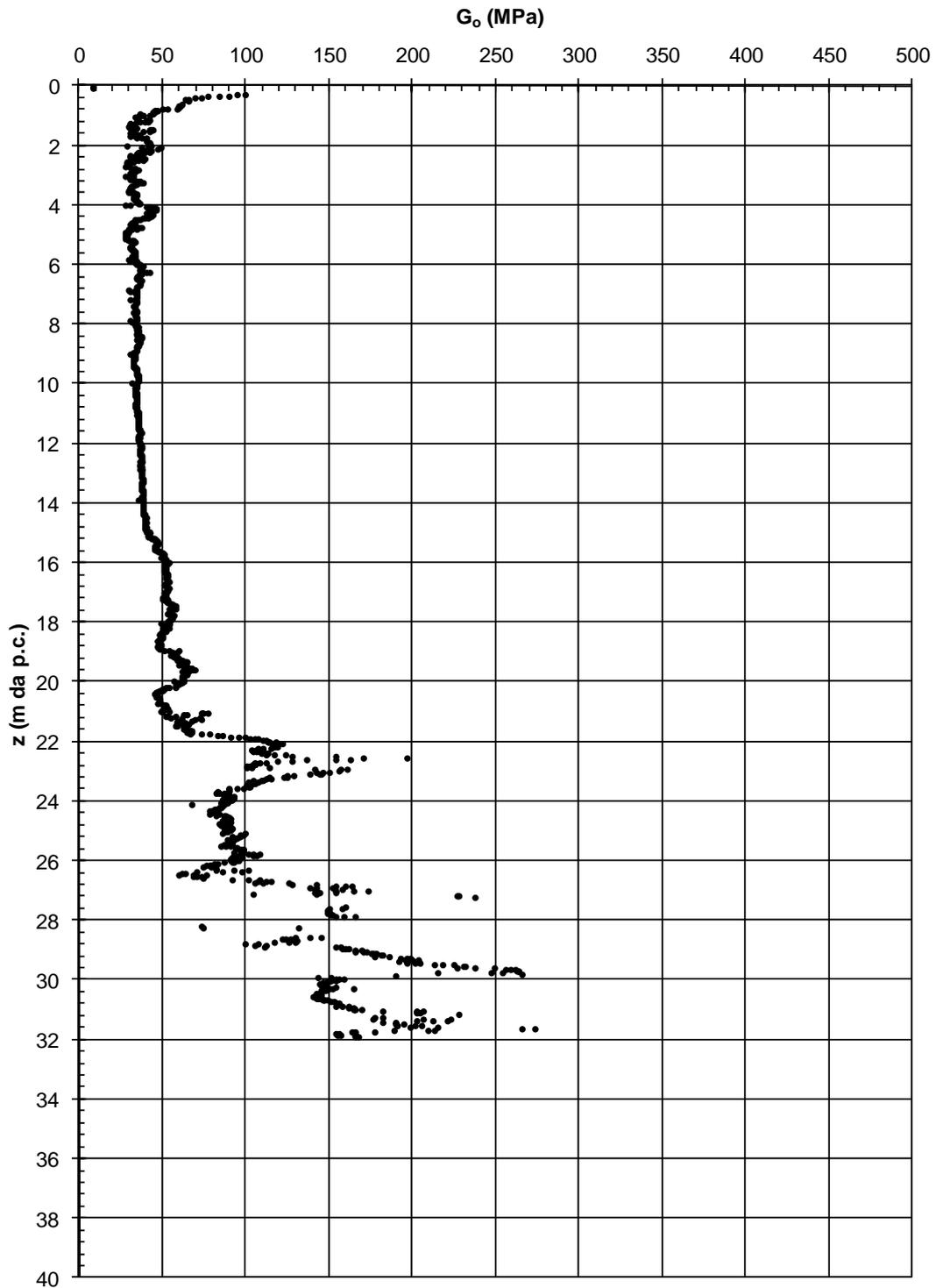


Figura 5.15 : Modulo di taglio iniziale da prove CPT, alluvioni organiche al 1

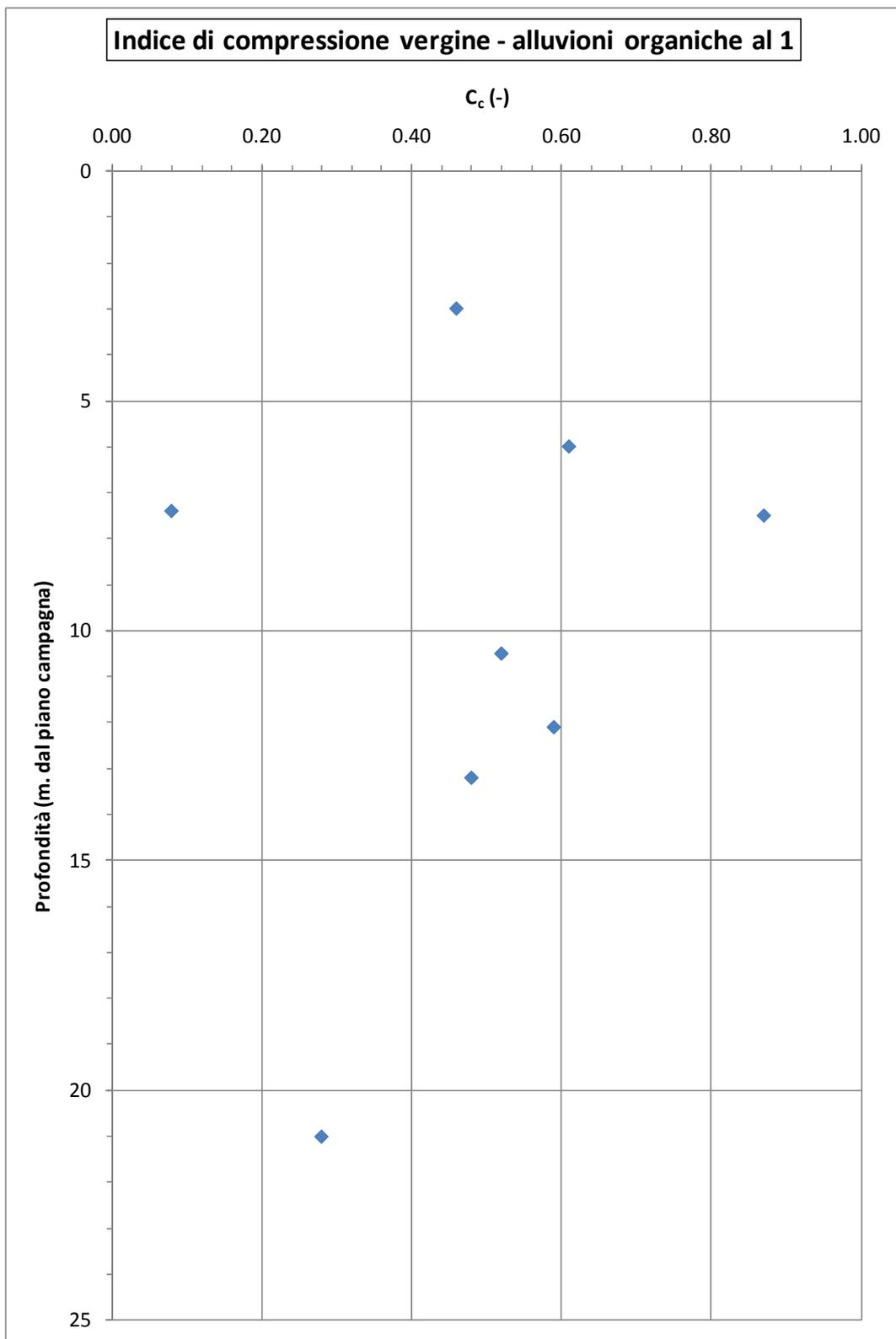


Figura 5.16 : indice di compressione del terreno vergine, alluvioni organiche al 1

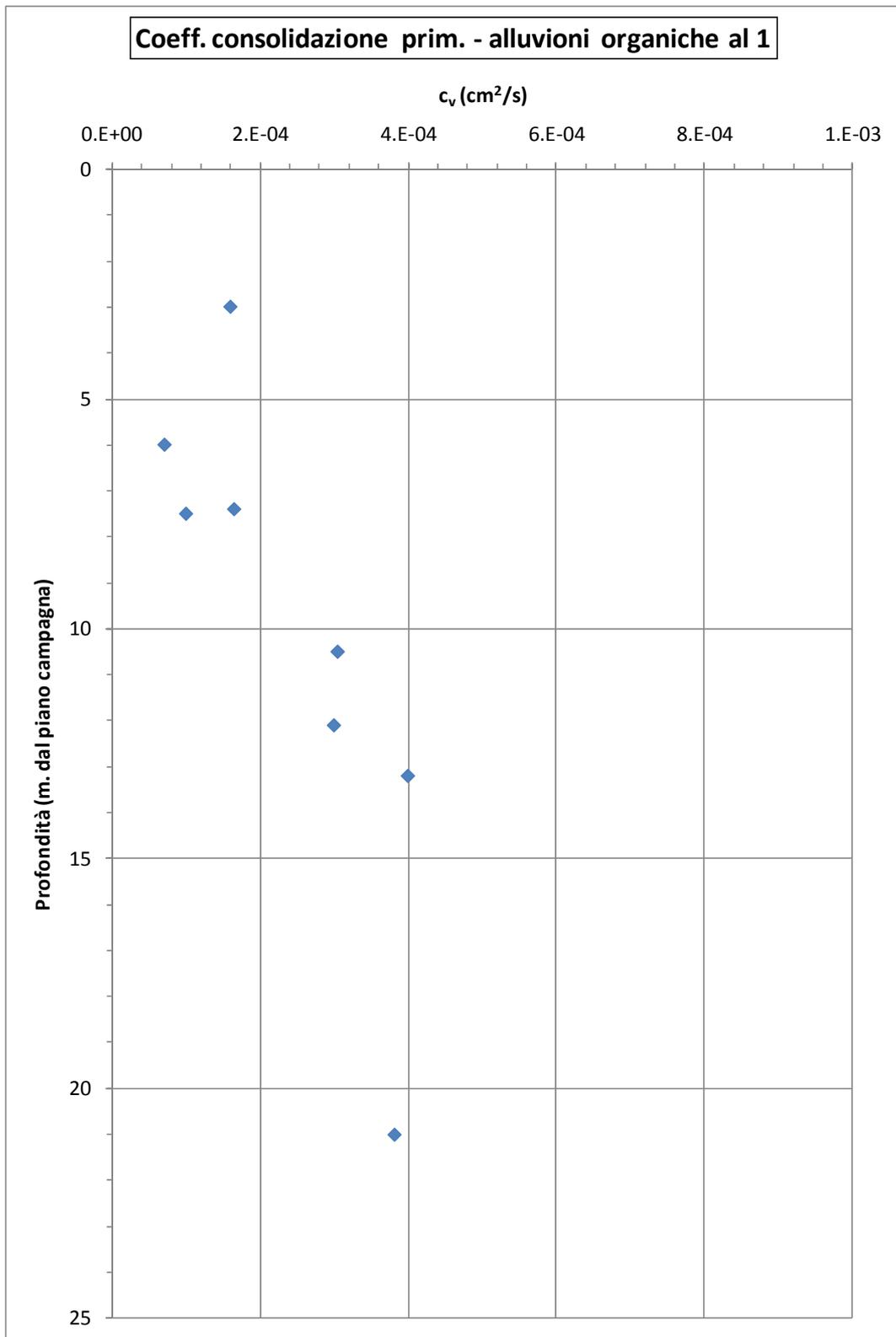


Figura 5.17 : Coefficiente di consolidazione primaria, alluvioni organiche al 1

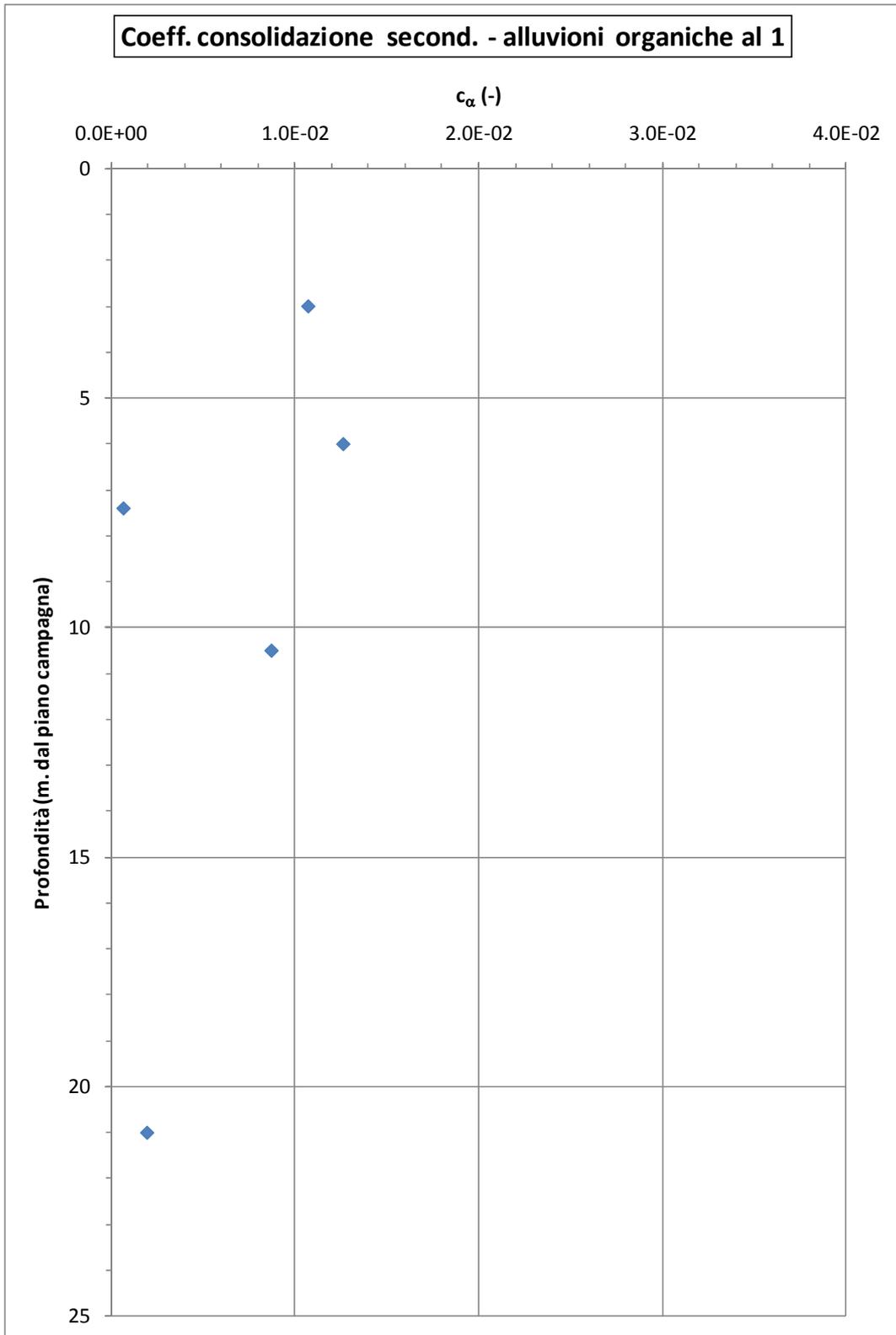


Figura 5.18 : Coefficiente di consolidazione secondaria, alluvioni organiche al 1

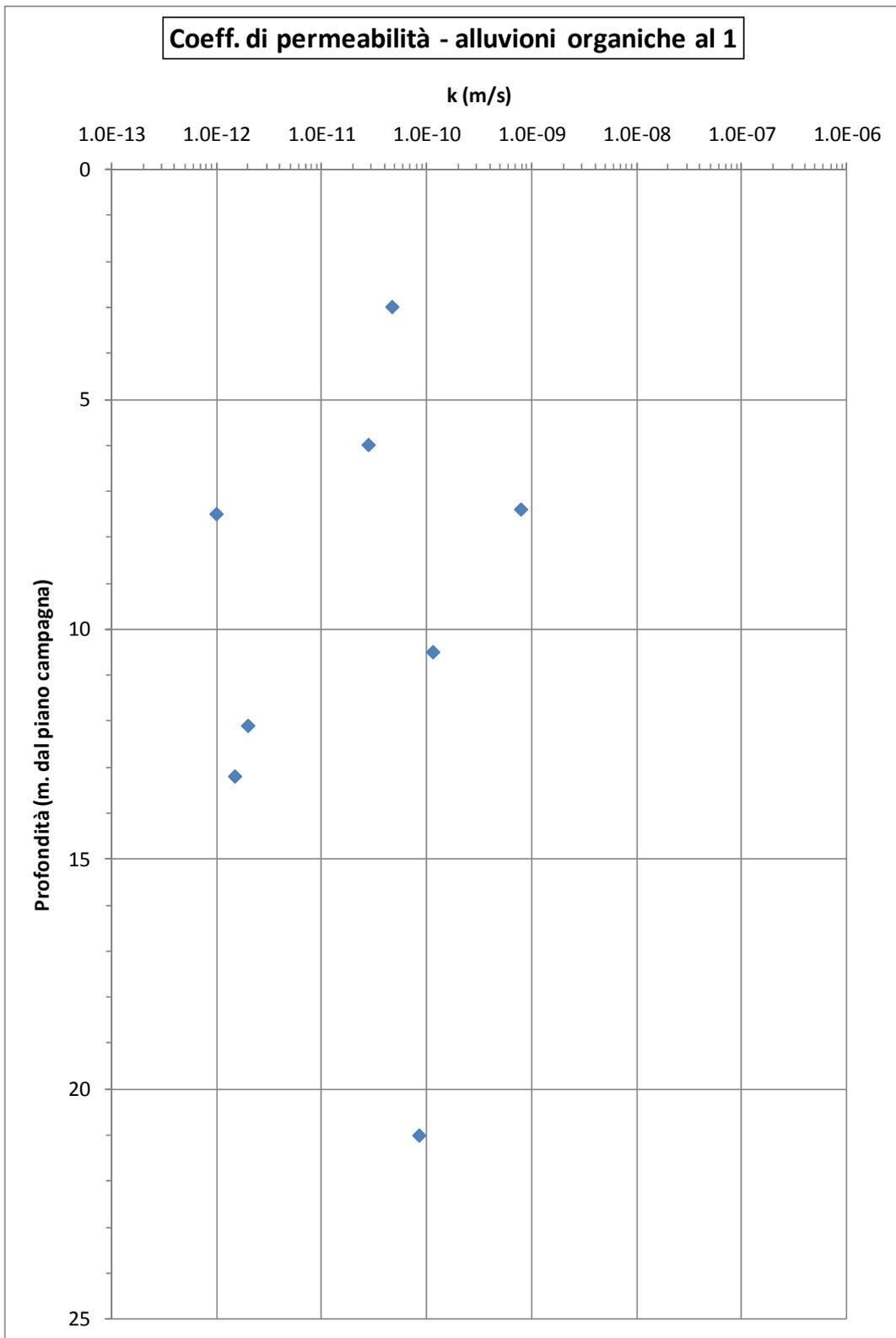


Figura 5.19 : Coefficiente di permeabilità, alluvioni organiche al 1

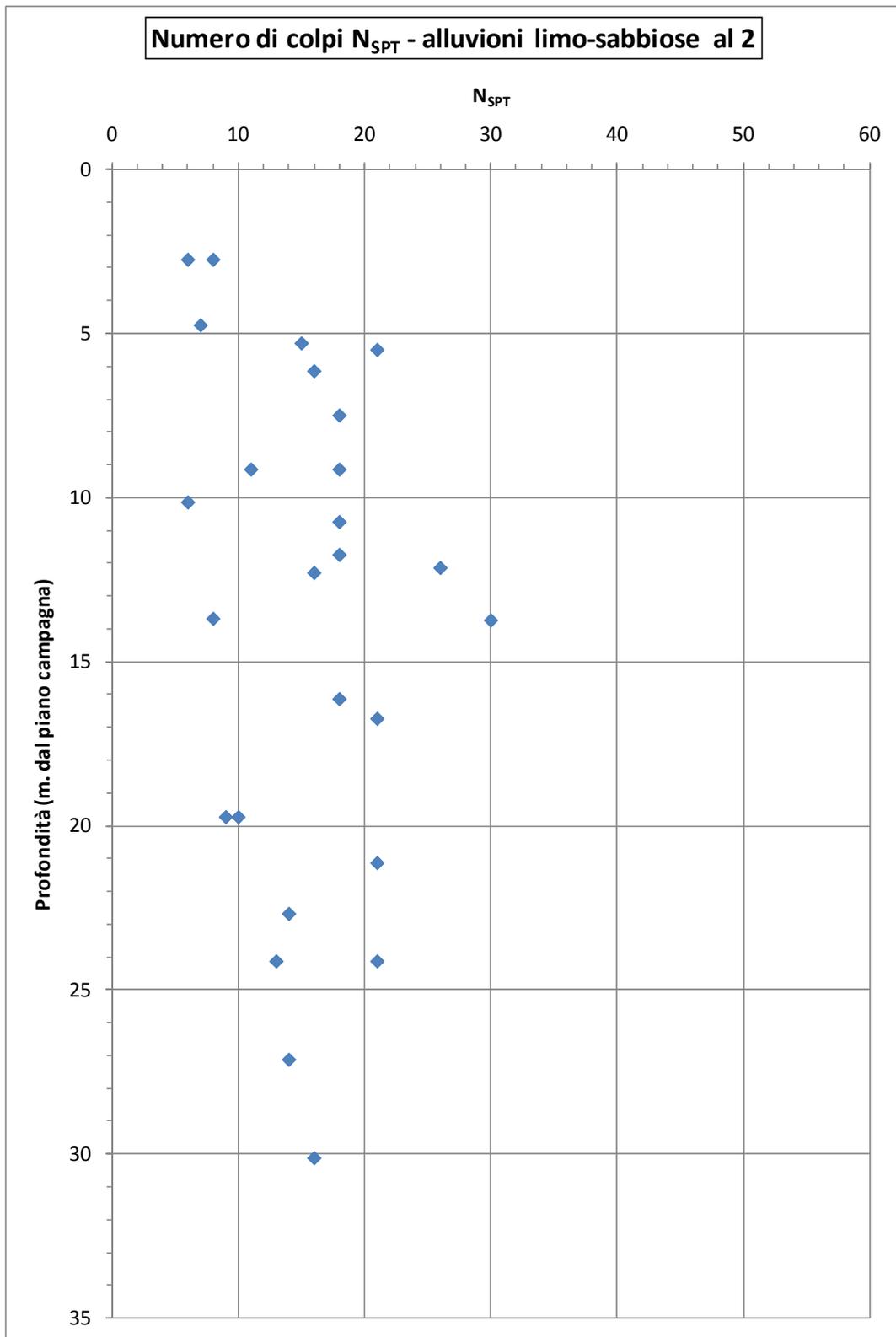


Figura 5.20 : numero di colpi registrato alla prova penetrometrica SPT alluvioni limo-sabbiose al 2

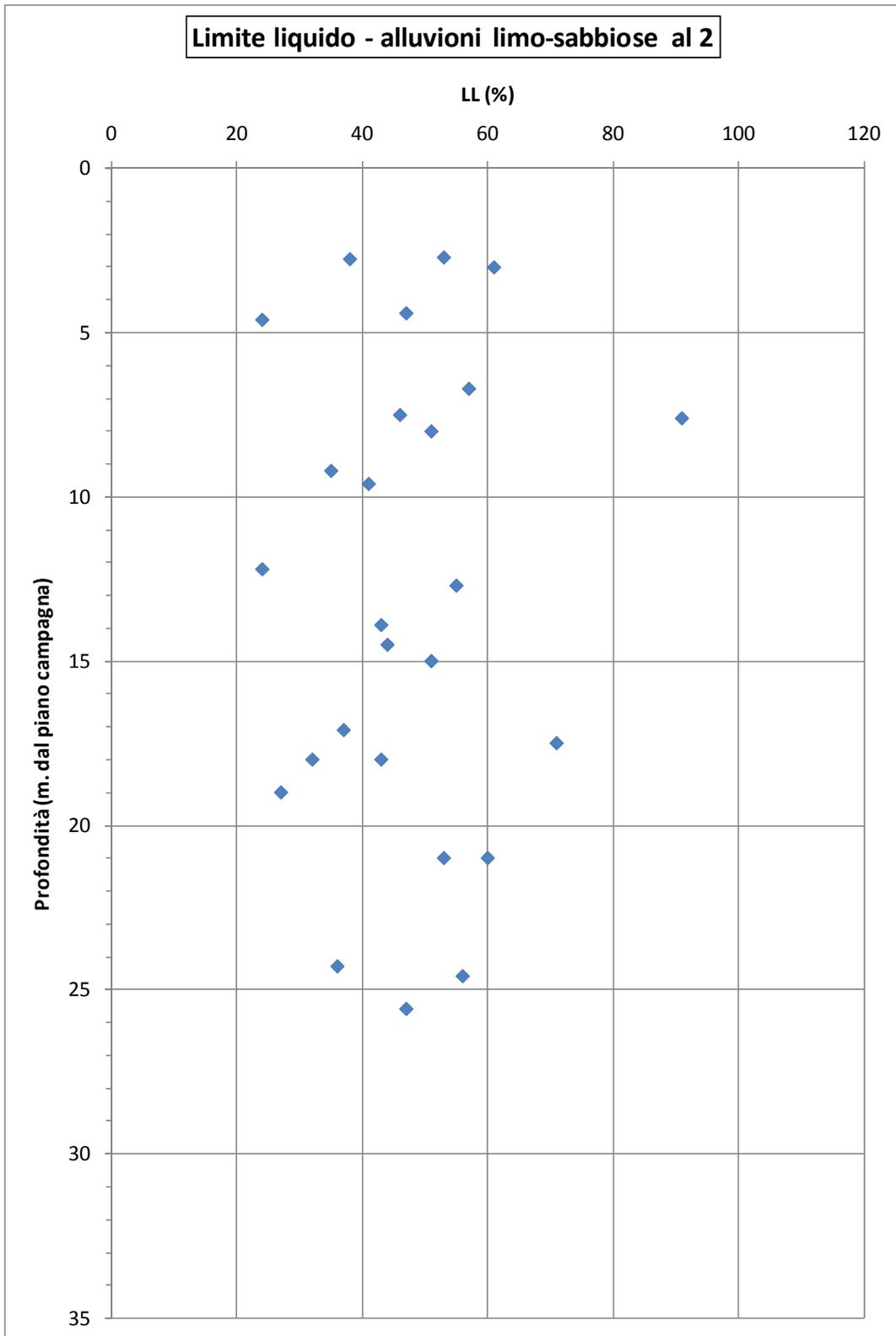


Figura 5.21 : Limite di liquidità, alluvioni limo-sabbiose al 2

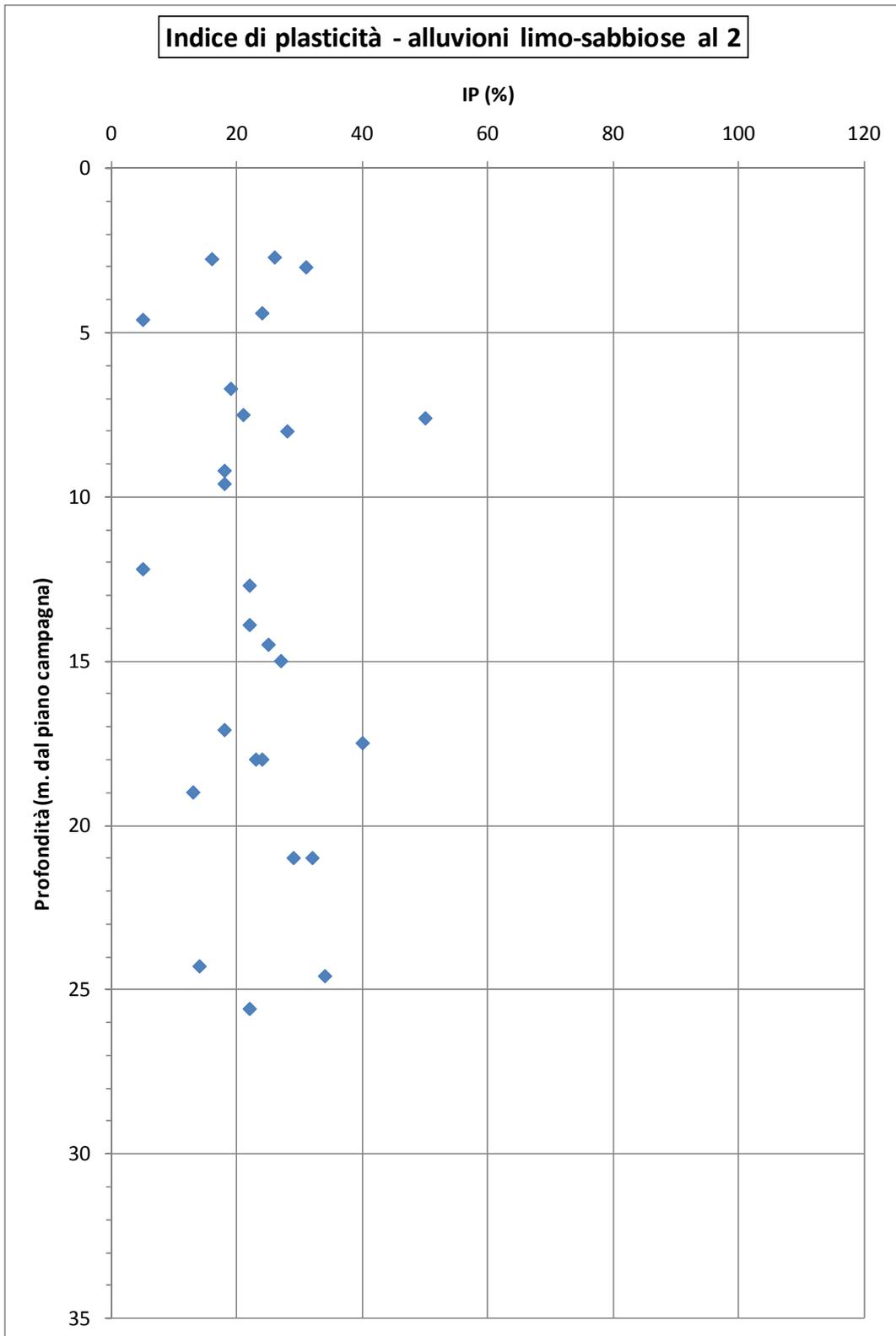


Figura 5.22 : Indice di plasticità, alluvioni limo-sabbiose al 2

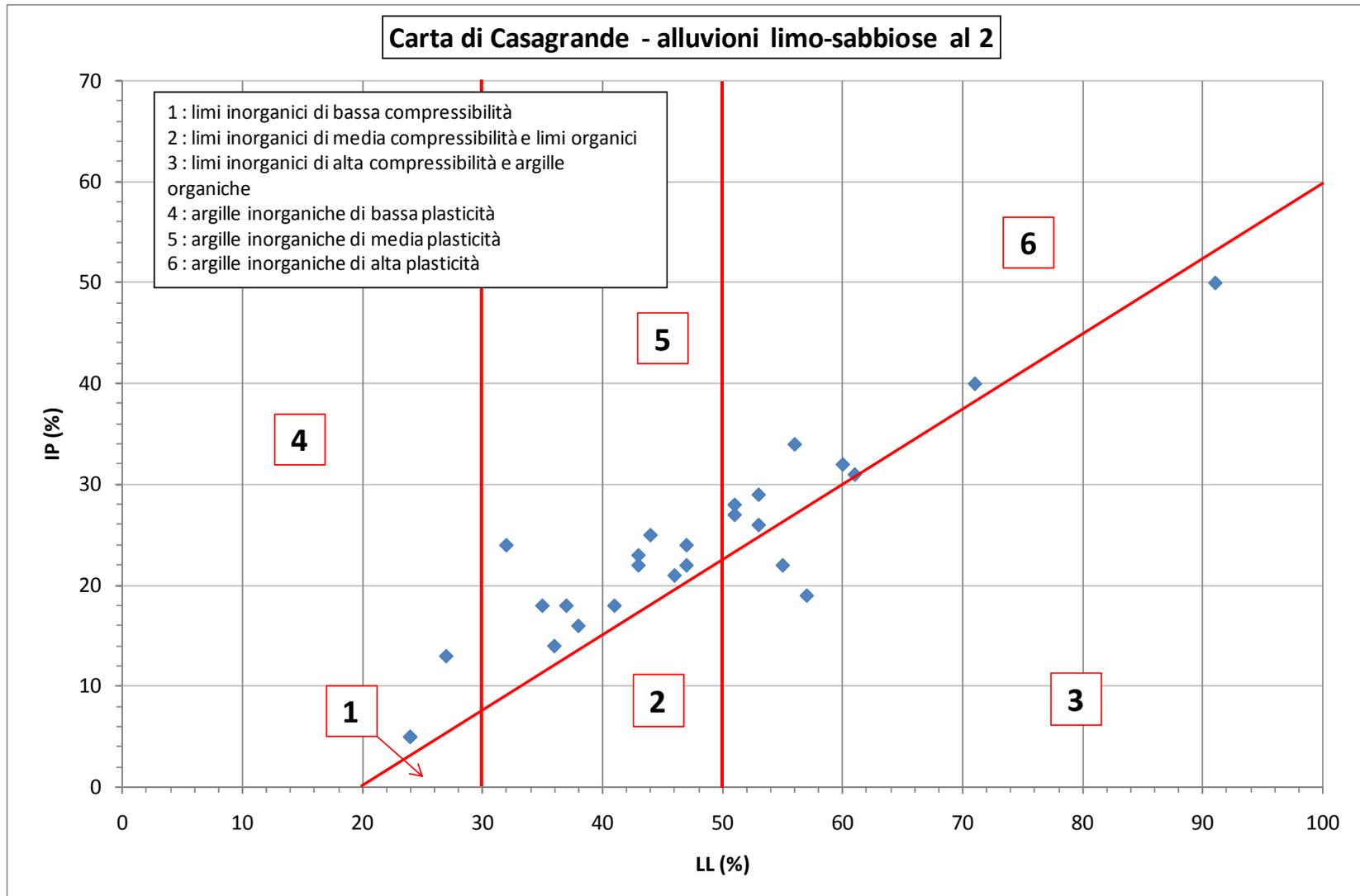


Figura 5.23 : Carta di plasticità di Casagrande, alluvioni organiche al 1

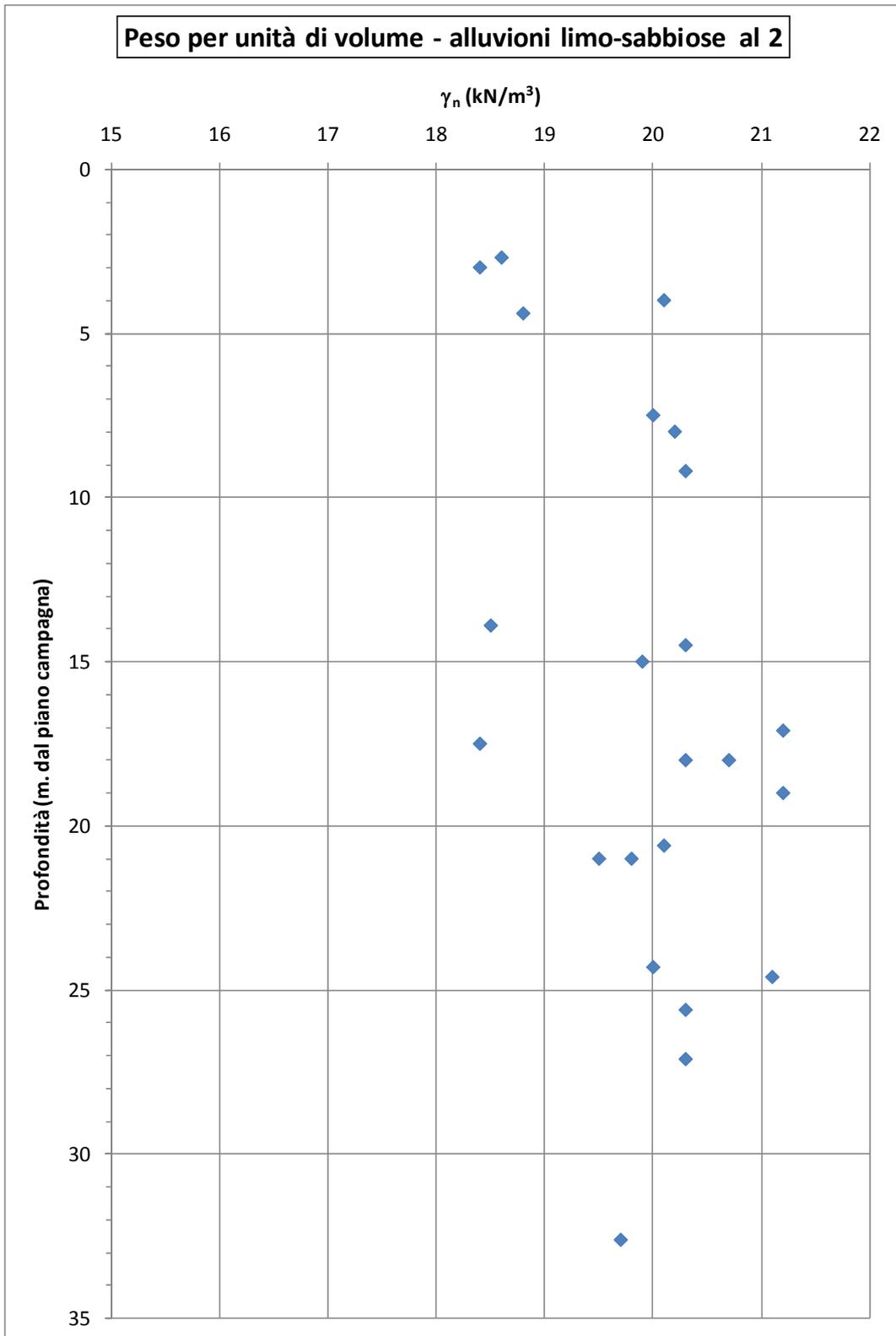


Figura 5.24 : peso per unità di volume, alluvioni limo-sabbiose al 2

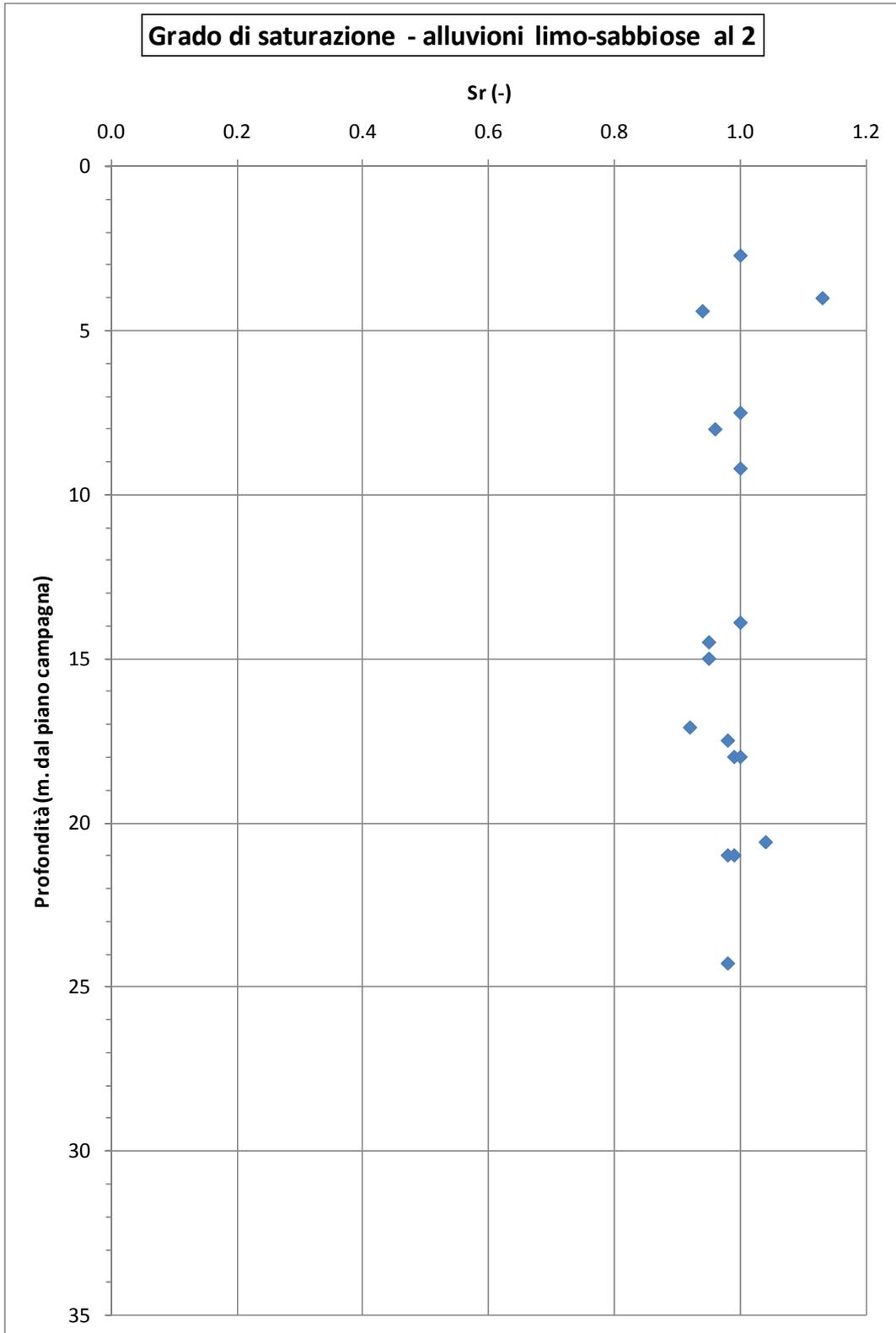


Figura 5.25 : grado di saturazione, alluvioni limo-sabbiose al 2

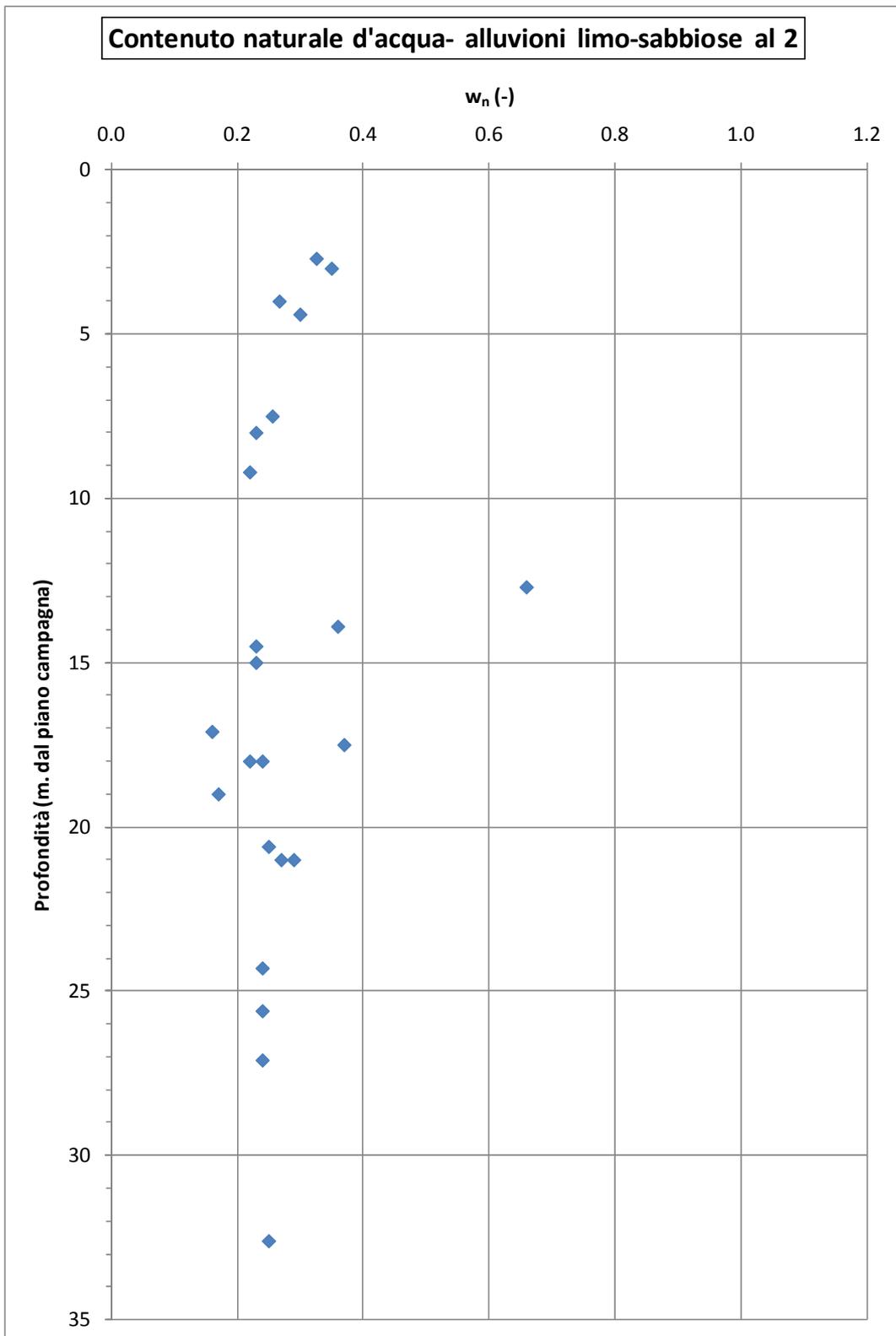


Figura 5.26 : contenuto naturale d'acqua , alluvioni limo-sabbiose al 2

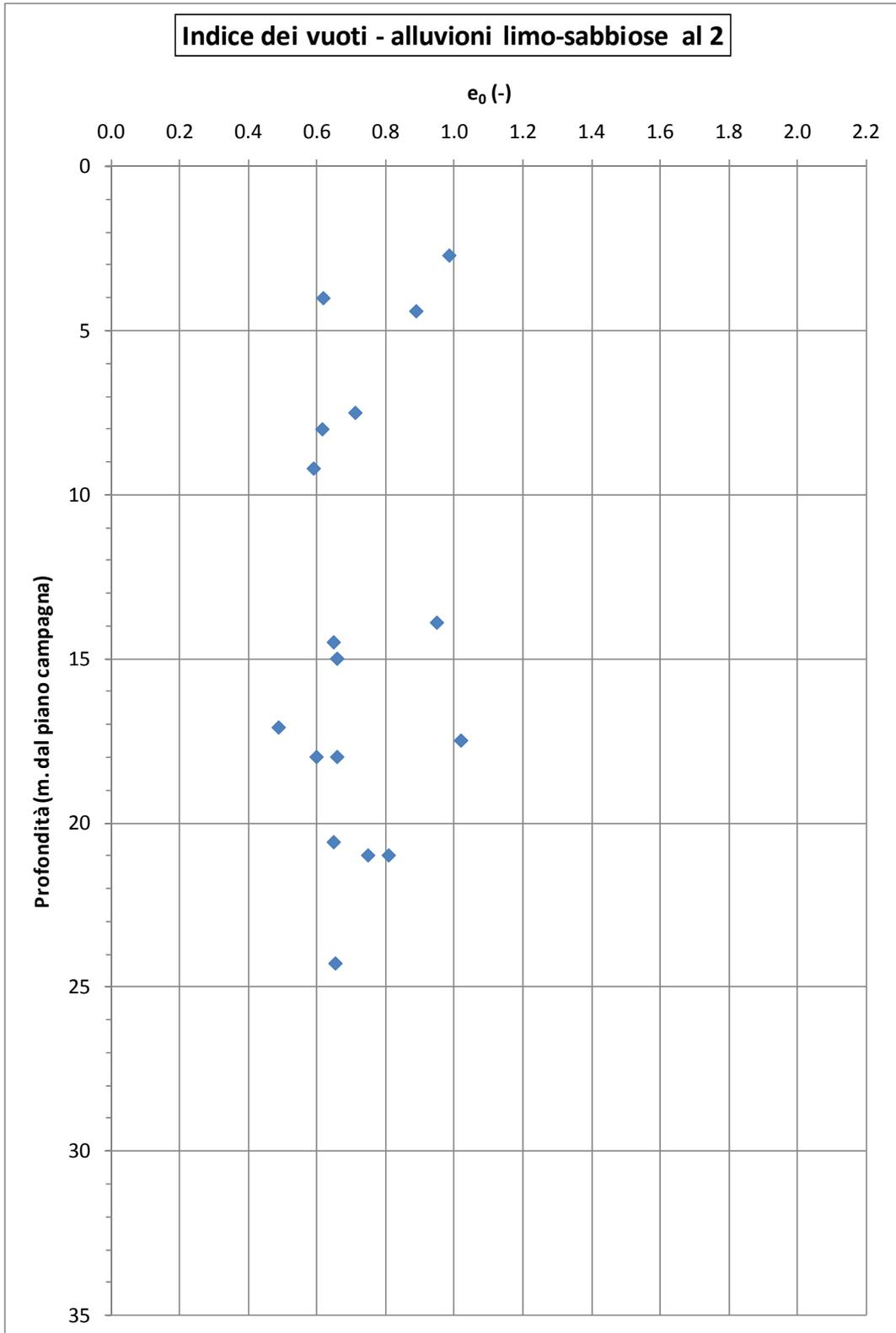


Figura 5.27 : indice dei vuoti iniziale, alluvioni limo-sabbiose al 2

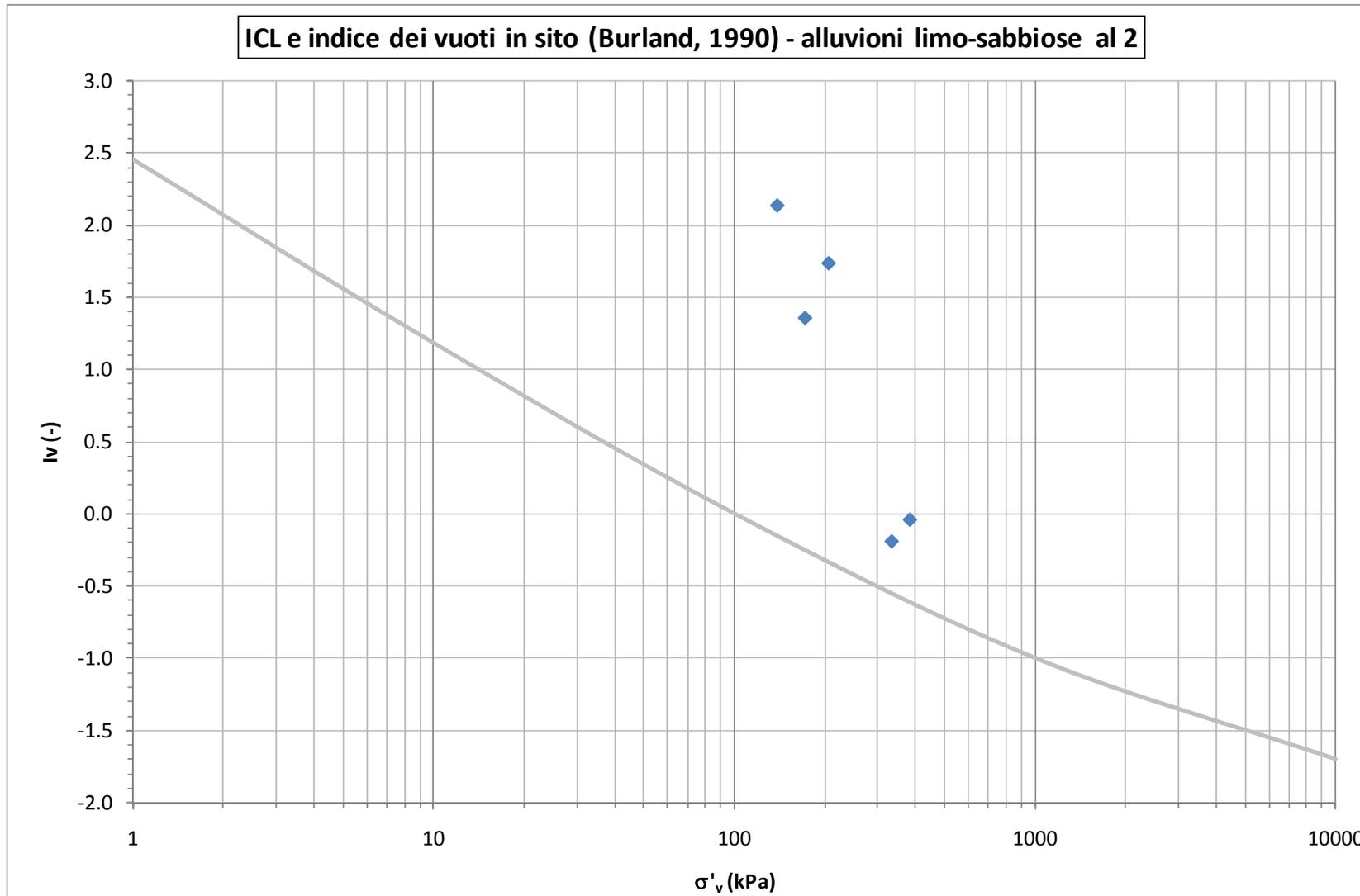
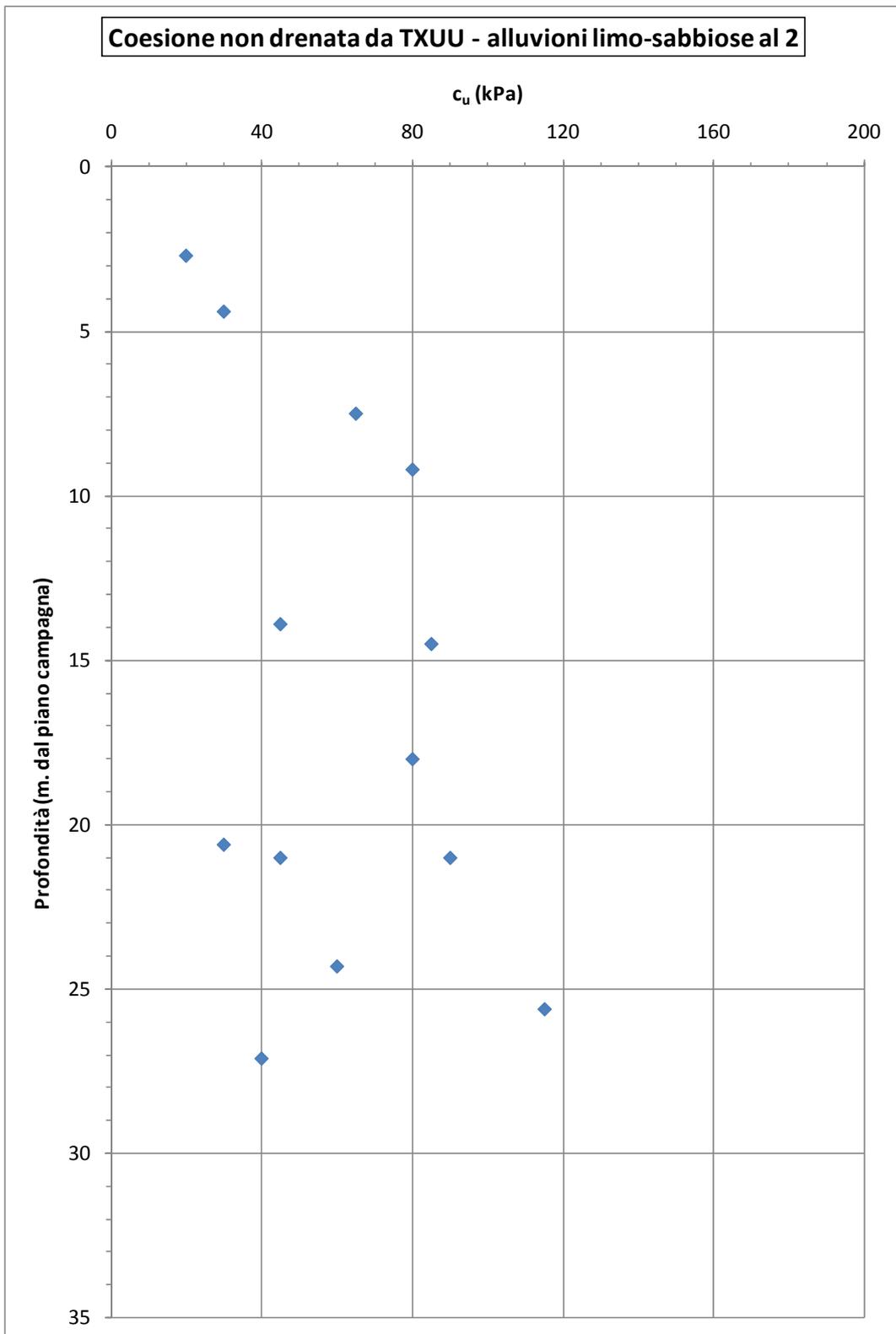


Figura 5.28 : Linea di compressibilità intrinseca (Burland, 1990) e indice dei vuoti in sito, alluvioni limo-sabbiose al 2



**Figura 5.29 : Resistenza a taglio in tensioni totali da prove TXUU alluvioni limo-sabbiose al 2**

INDAGINI 2010  
CPTE1 e CPTE3  
Resistenza non drenata - Correlazione di Lunne et al. (1985, 1997)

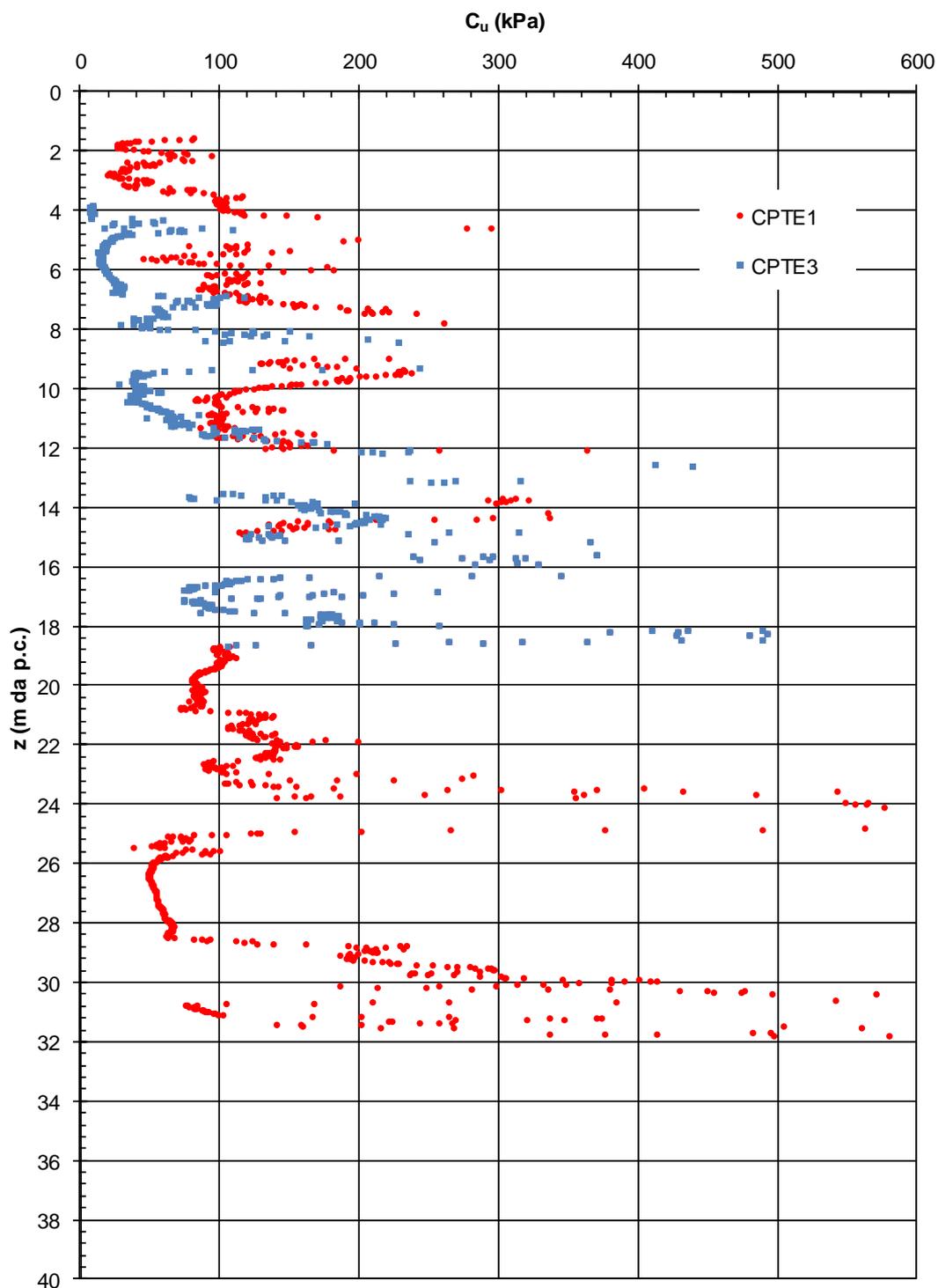


Figura 5.30 : Resistenza a taglio in tensioni totali da prove CPT alluvioni limo-sabbiose al 2

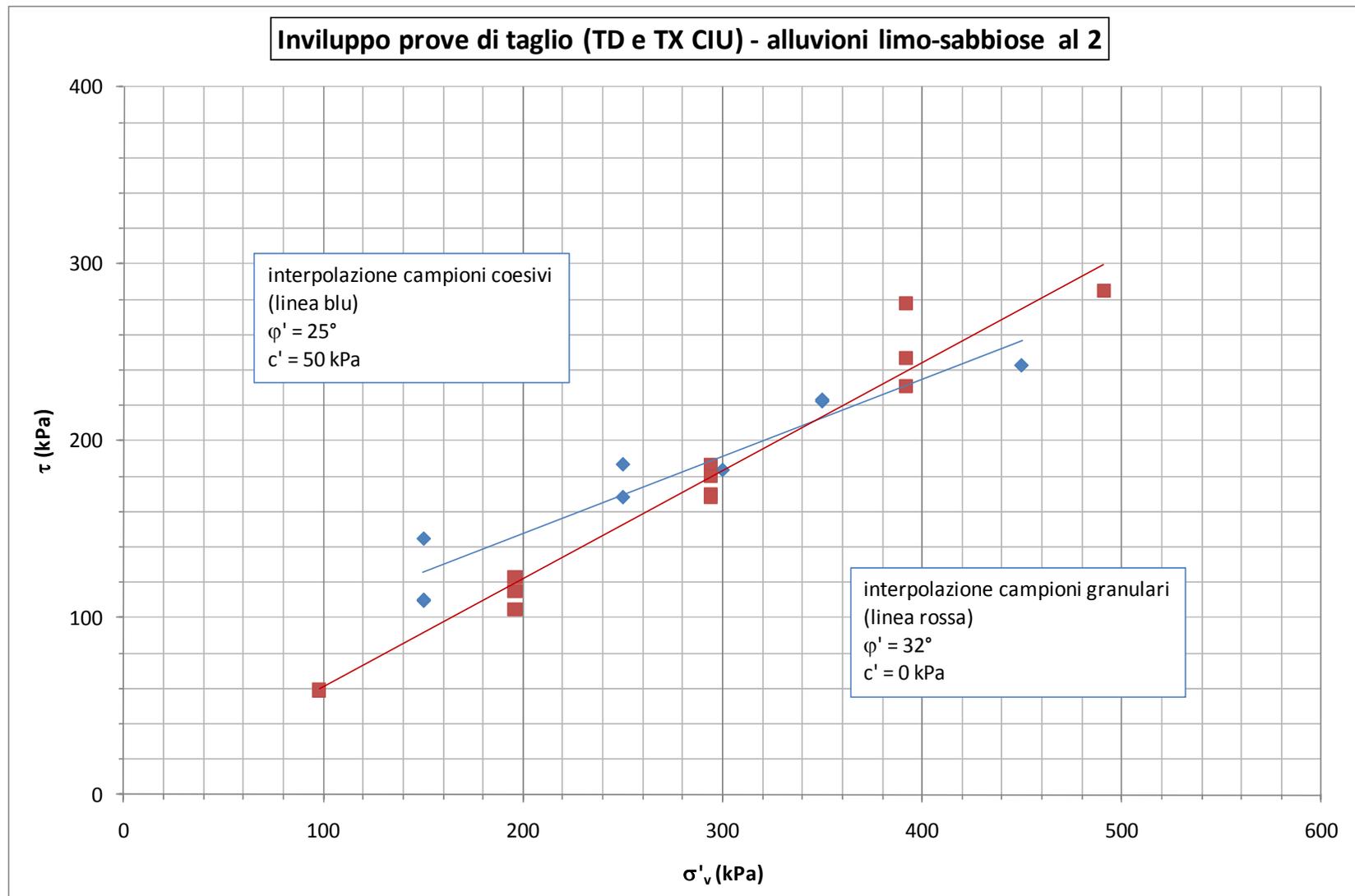


Figura 5.31: Involuppo di resistenza dei risultati delle prove di taglio diretto e TXCIU, alluvioni limo-sabbiose al 2

INDAGINI PE  
CPTe1 e CPTe3  
Modulo di taglio iniziale - Correlazione di Mayne e Rix (1993)

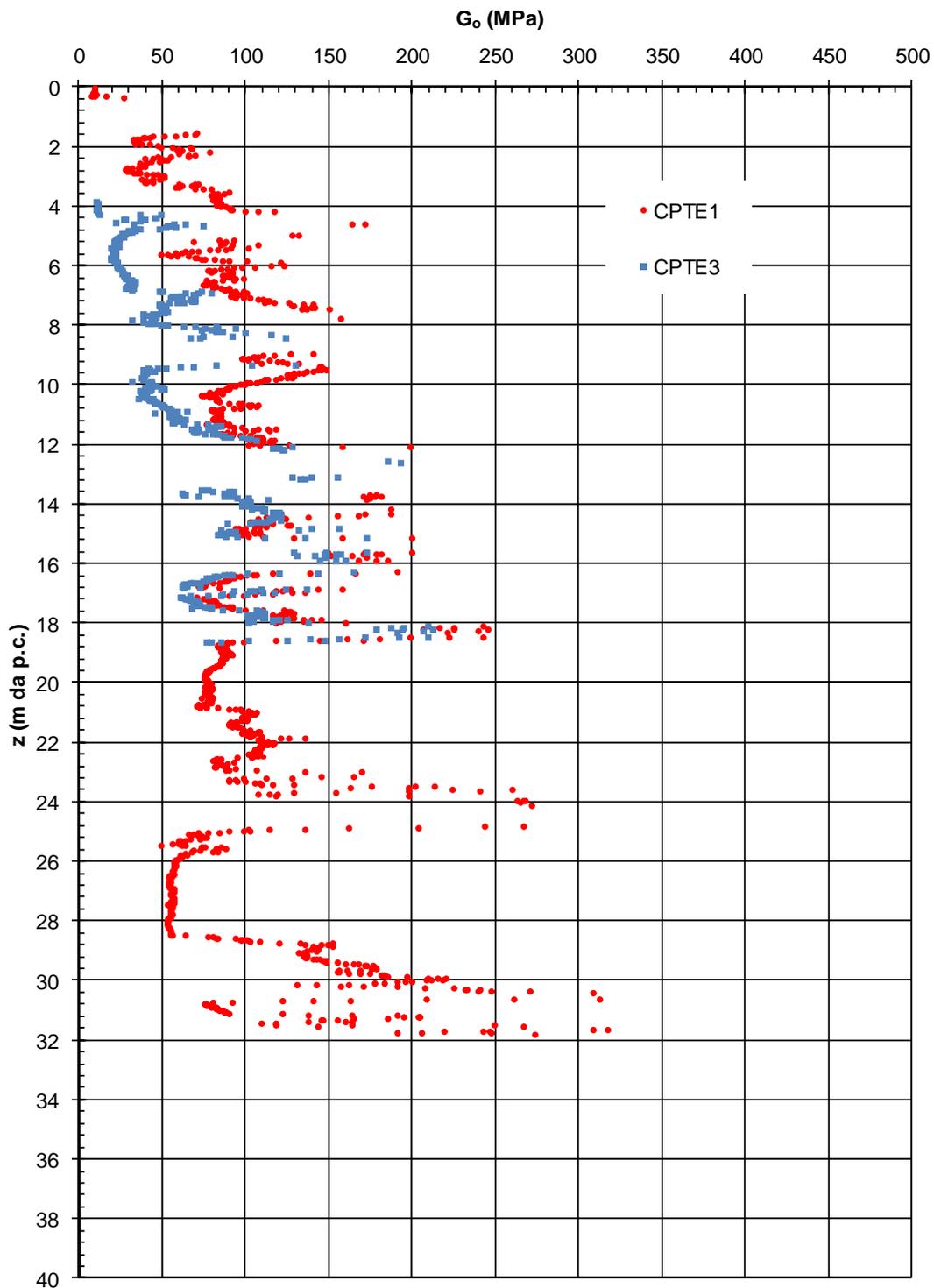
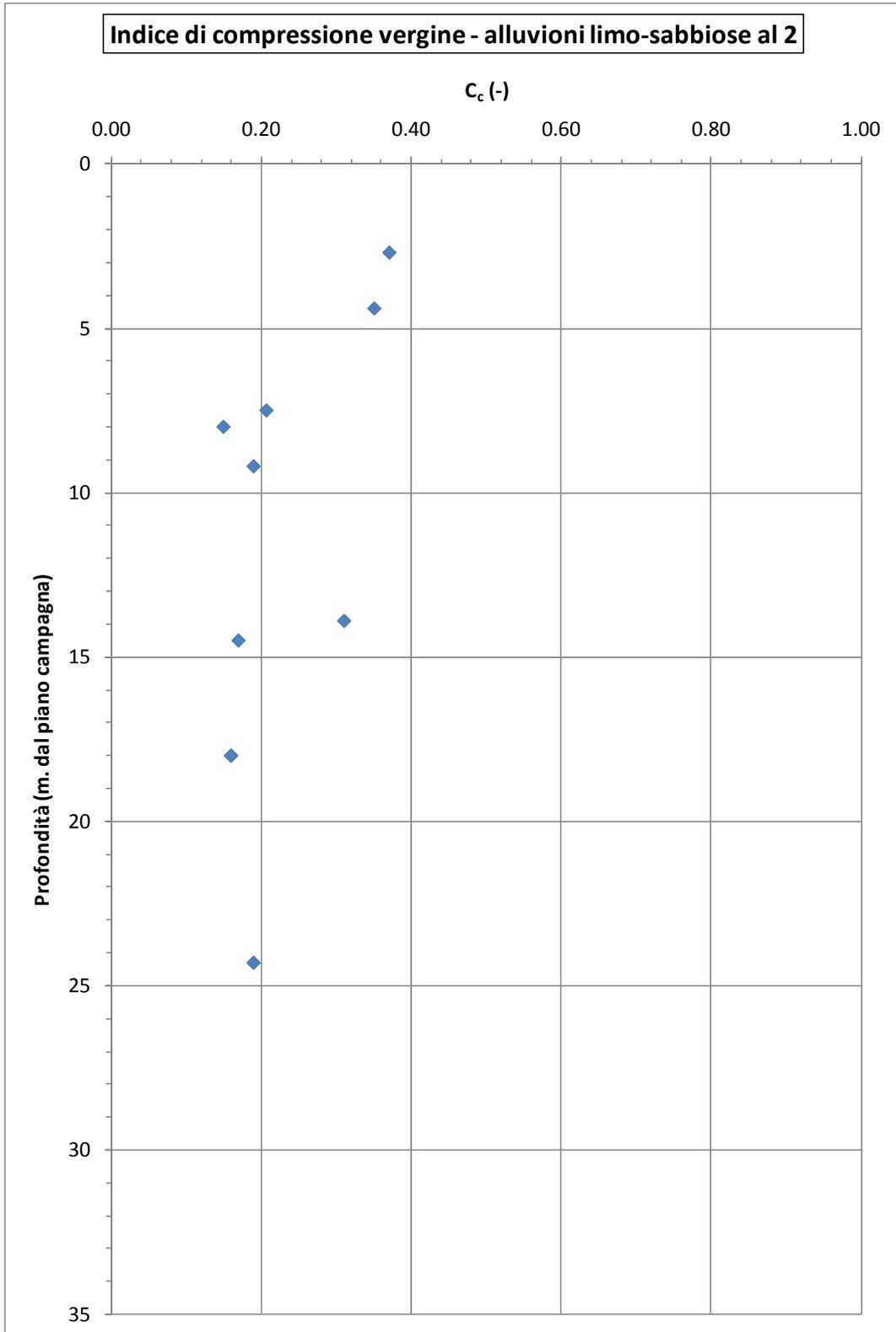
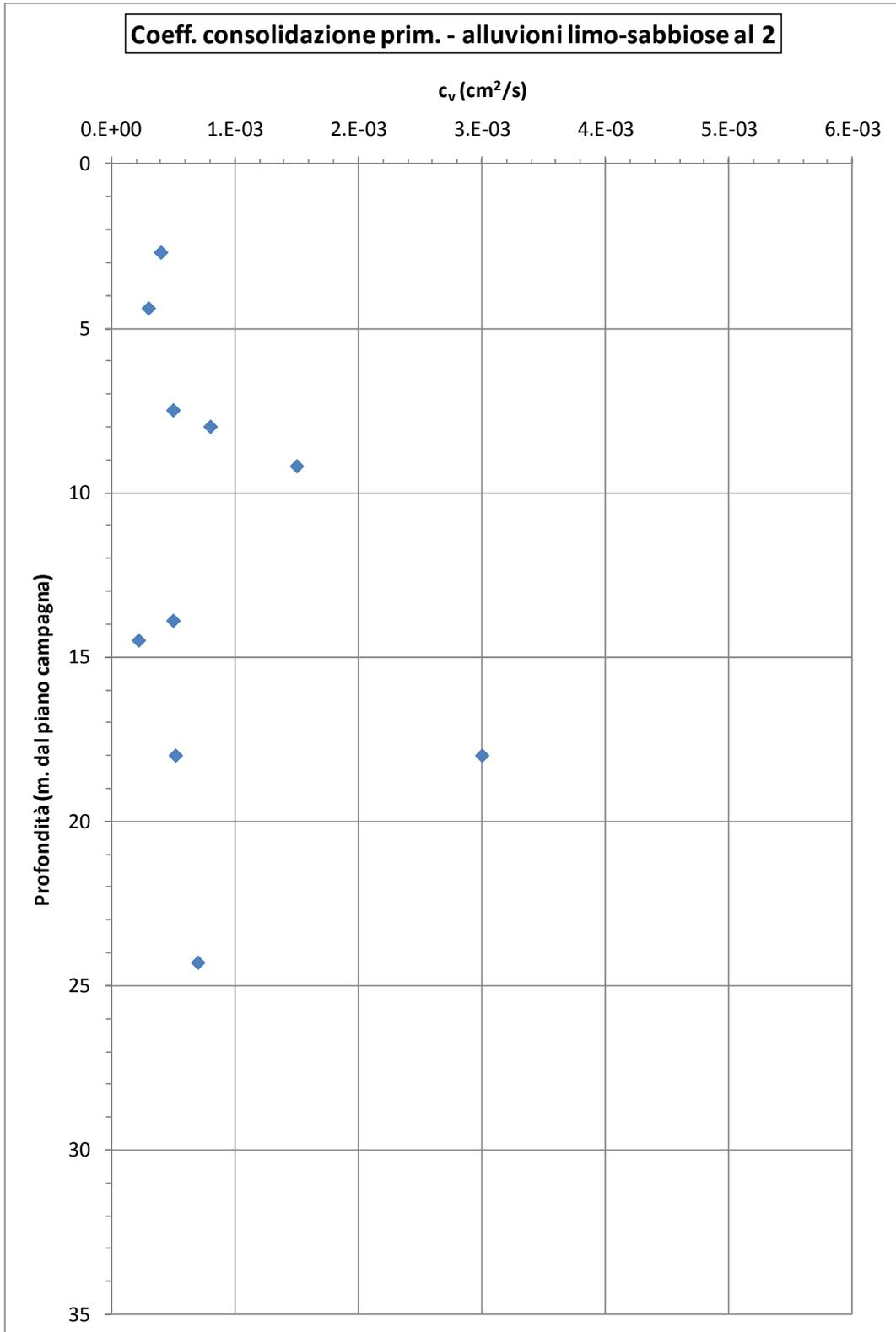


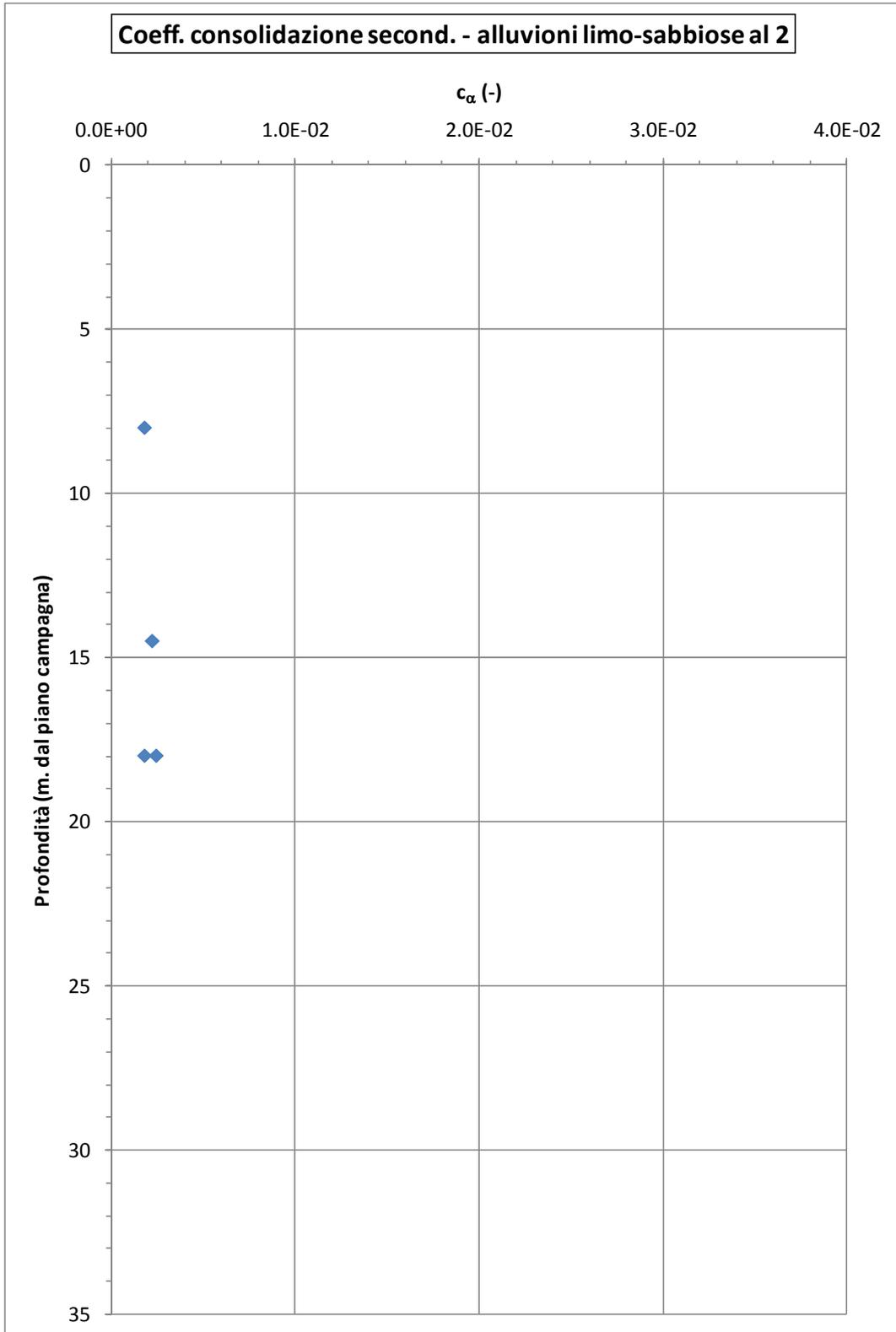
Figura 5.32 : Modulo di taglio iniziale da prove CPT, alluvioni limo-sabbiose al 2



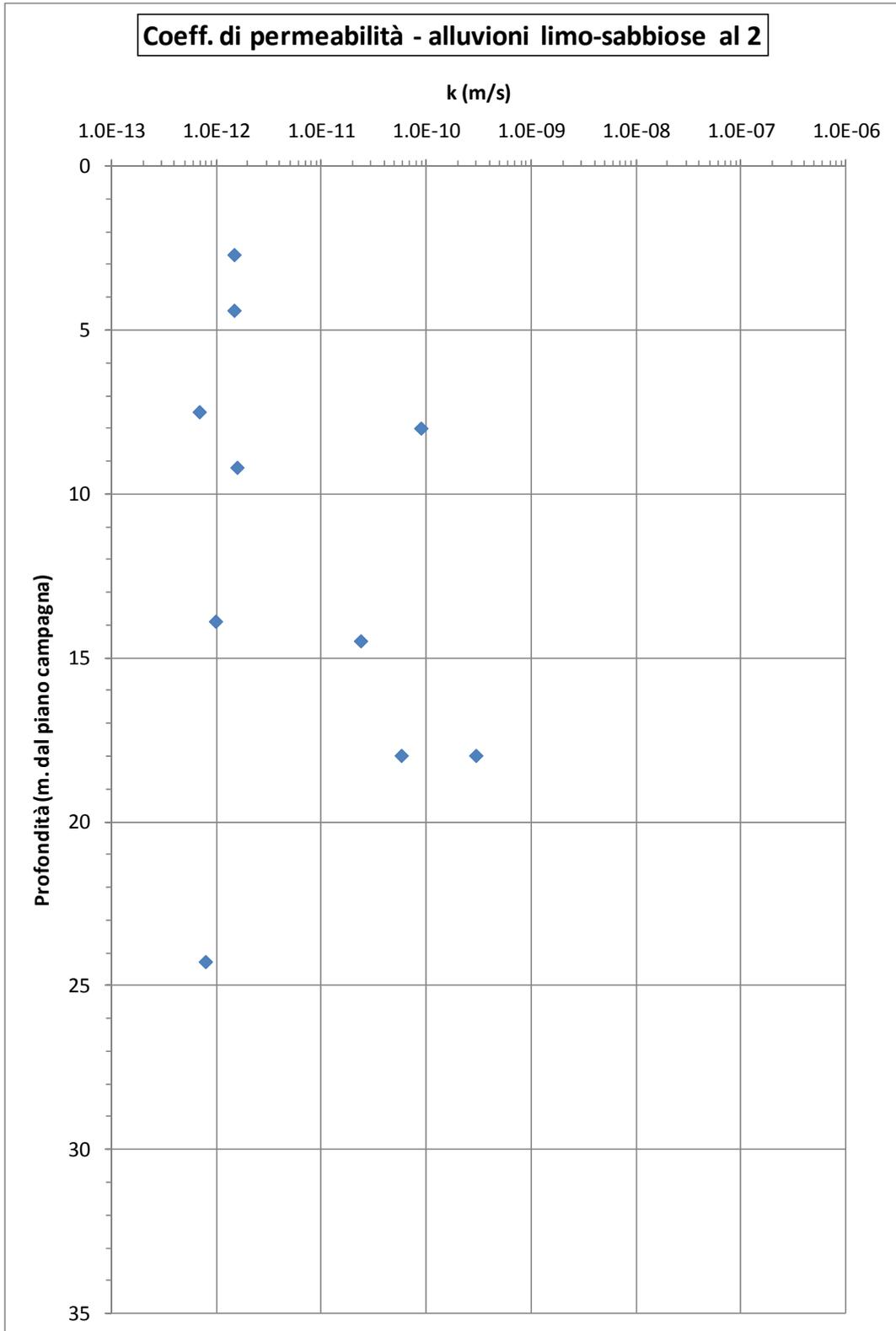
**Figura 5.33: indice di compressione del terreno vergine alluvioni limo-sabbiose al 2**



**Figura 5.34 : Coefficiente di consolidazione primaria  
alluvioni limo-sabbiose al 2**



**Figura 5.35 : Coefficiente di consolidazione secondaria  
alluvioni limo-sabbiose al 2**



**Figura 5.36 : Coefficiente di permeabilità, alluvioni limo-sabbiose al 2**

**Angolo di attrito (Bolton, 1986)**

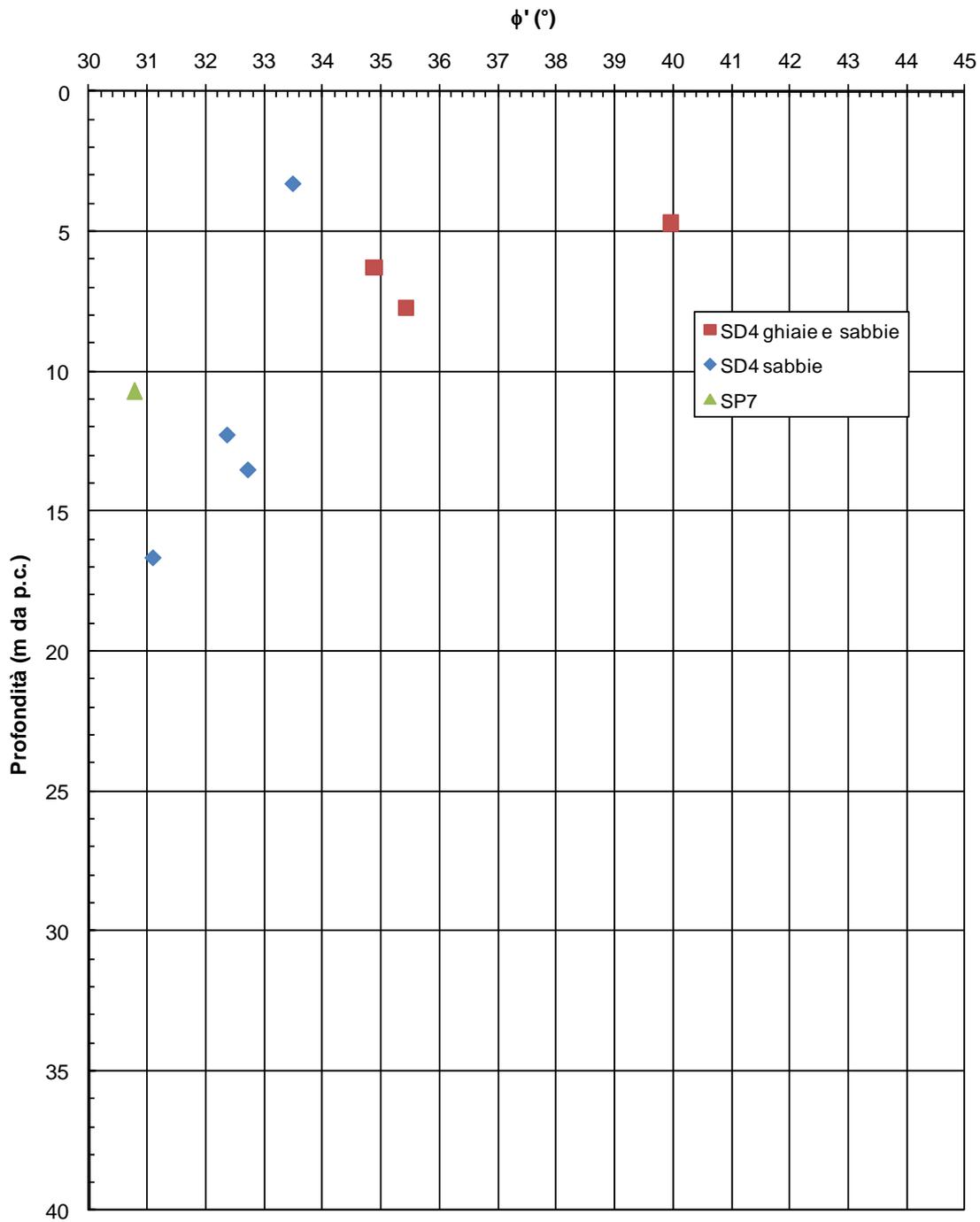


Figura 5.37 : Angolo di attrito interno da prove penetrometriche SPT alluvioni limo-sabbiose al 2

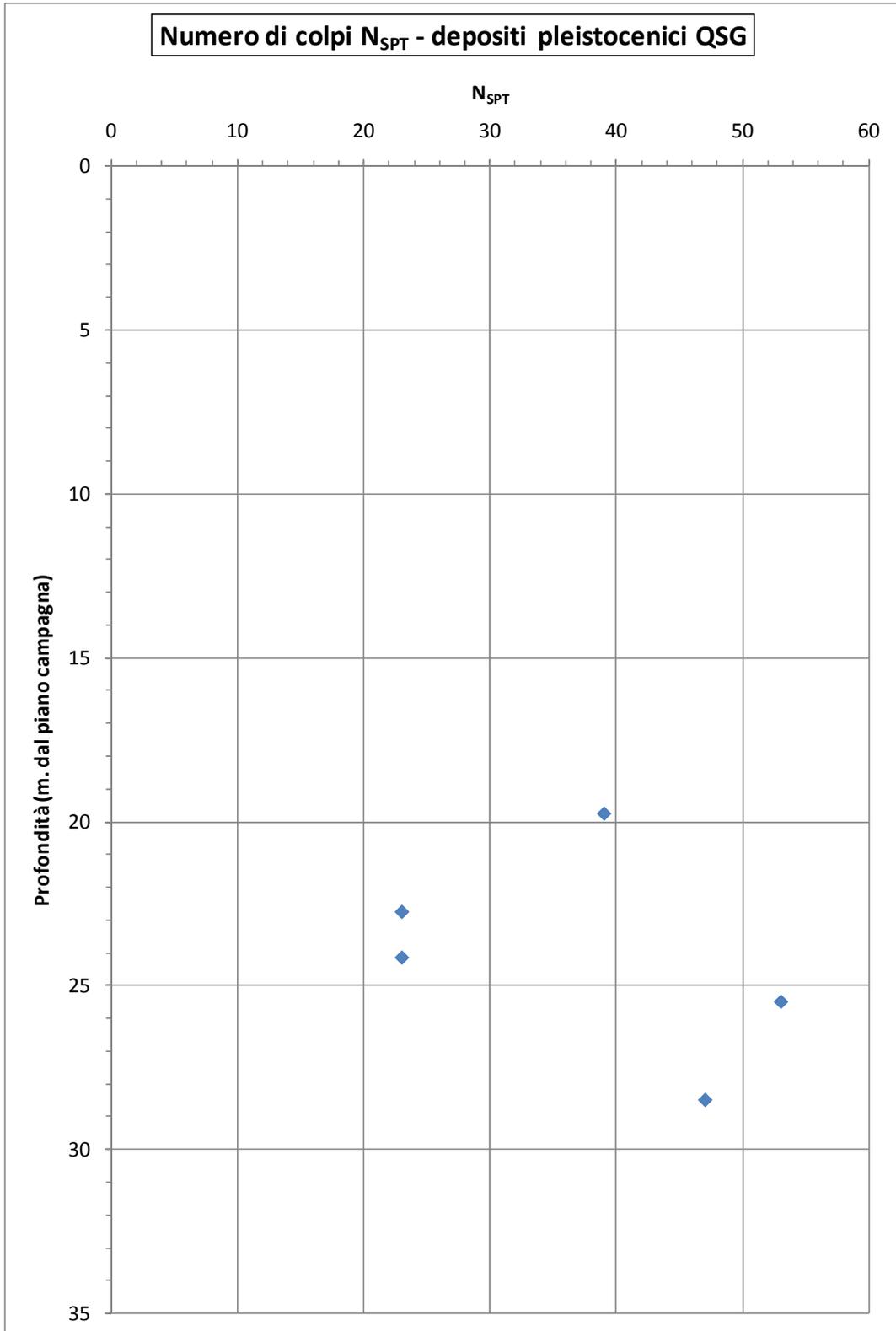


Figura 5.38 : numero di colpi registrato alla prova penetrometrica SPT depositi pleistocenici QSG

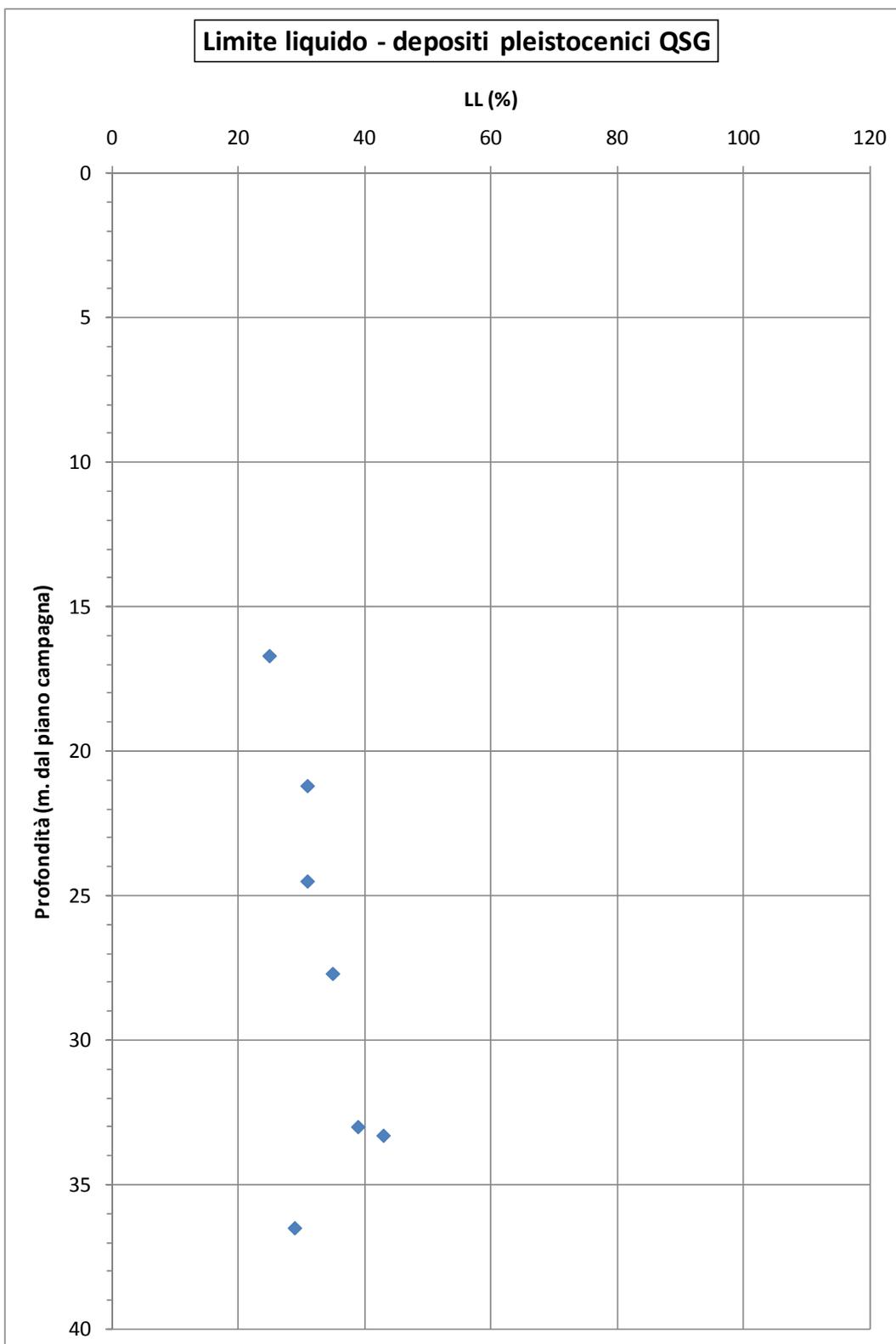


Figura 5.39 : Limite di liquidità, depositi pleistocenici QSG

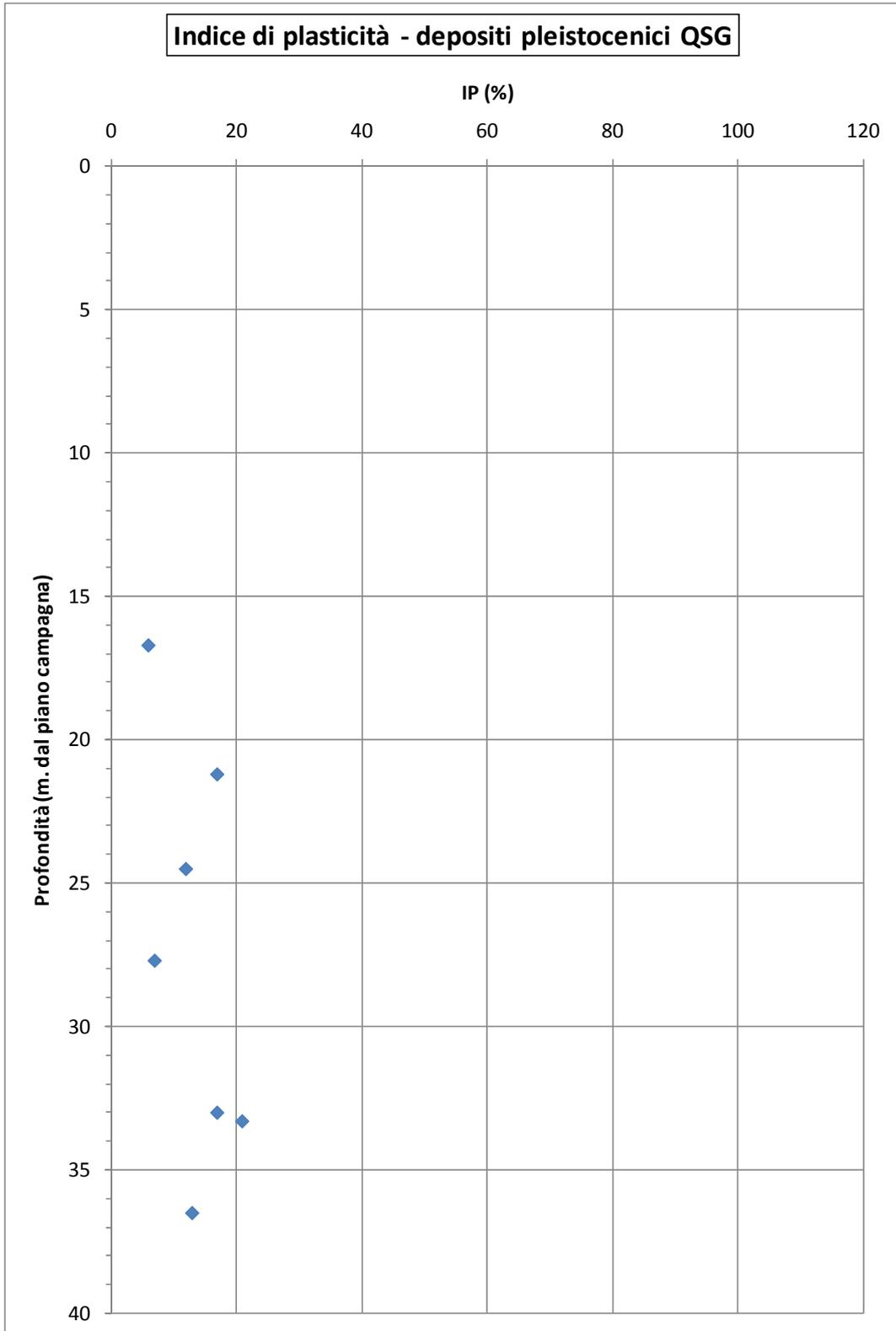


Figura 5.40 : Indice di plasticità, depositi pleistocenici QSG

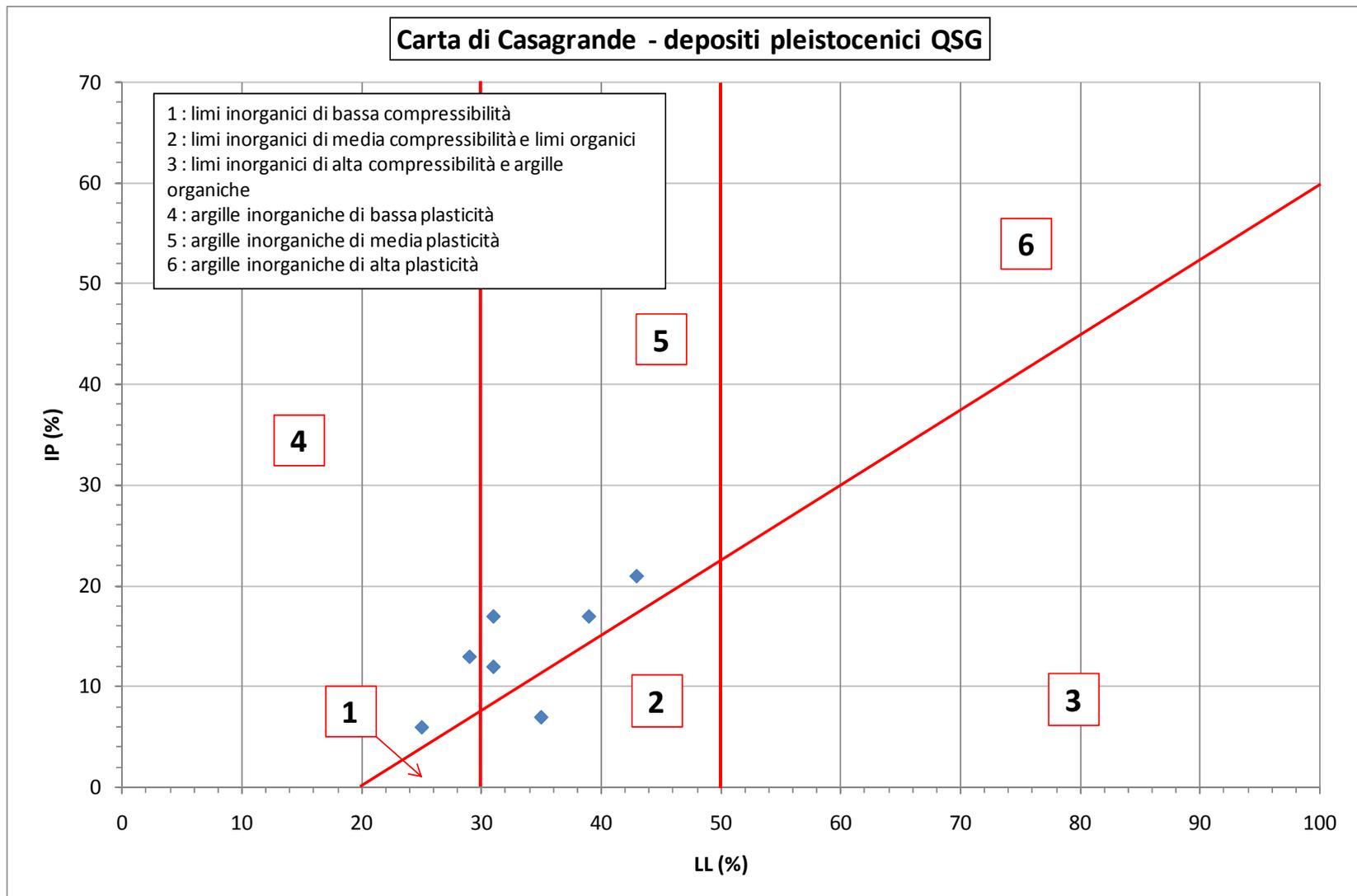


Figura 5.41 : Carta di plasticità di Casagrande, depositi pleistocenici QSG

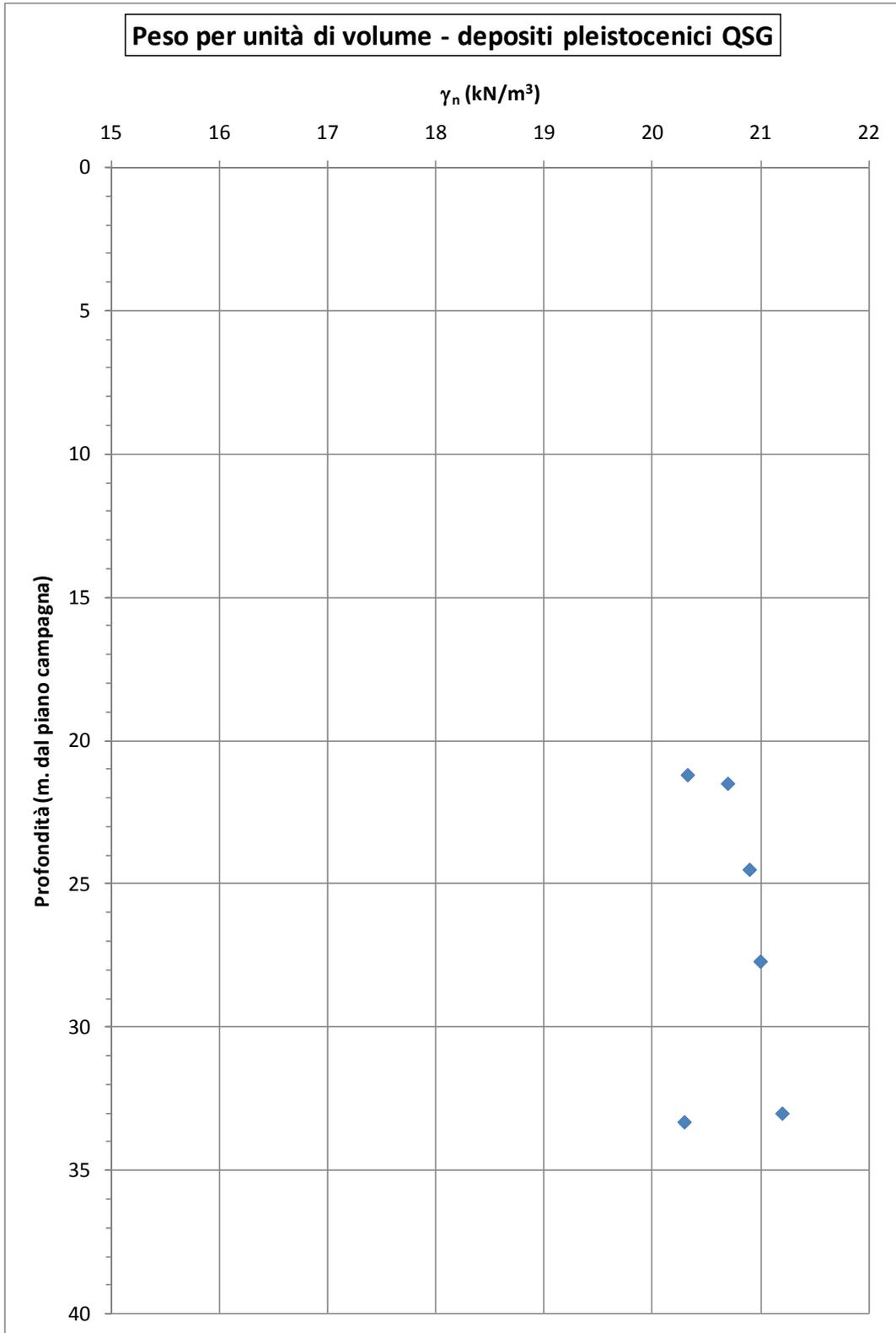


Figura 5.42 : peso per unità di volume, depositi pleistocenici QSG

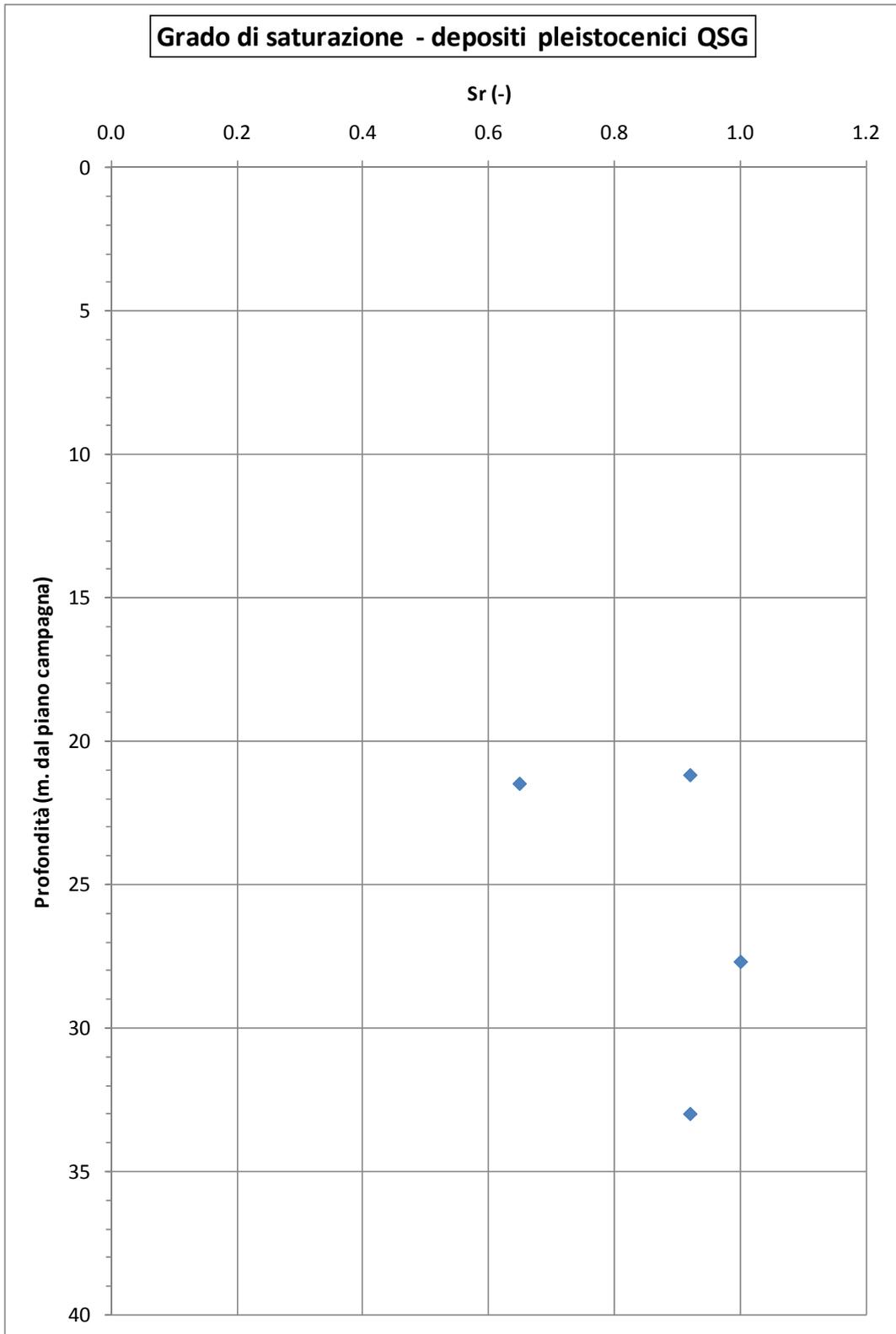


Figura 5.43 : grado di saturazione, depositi pleistocenici QSG

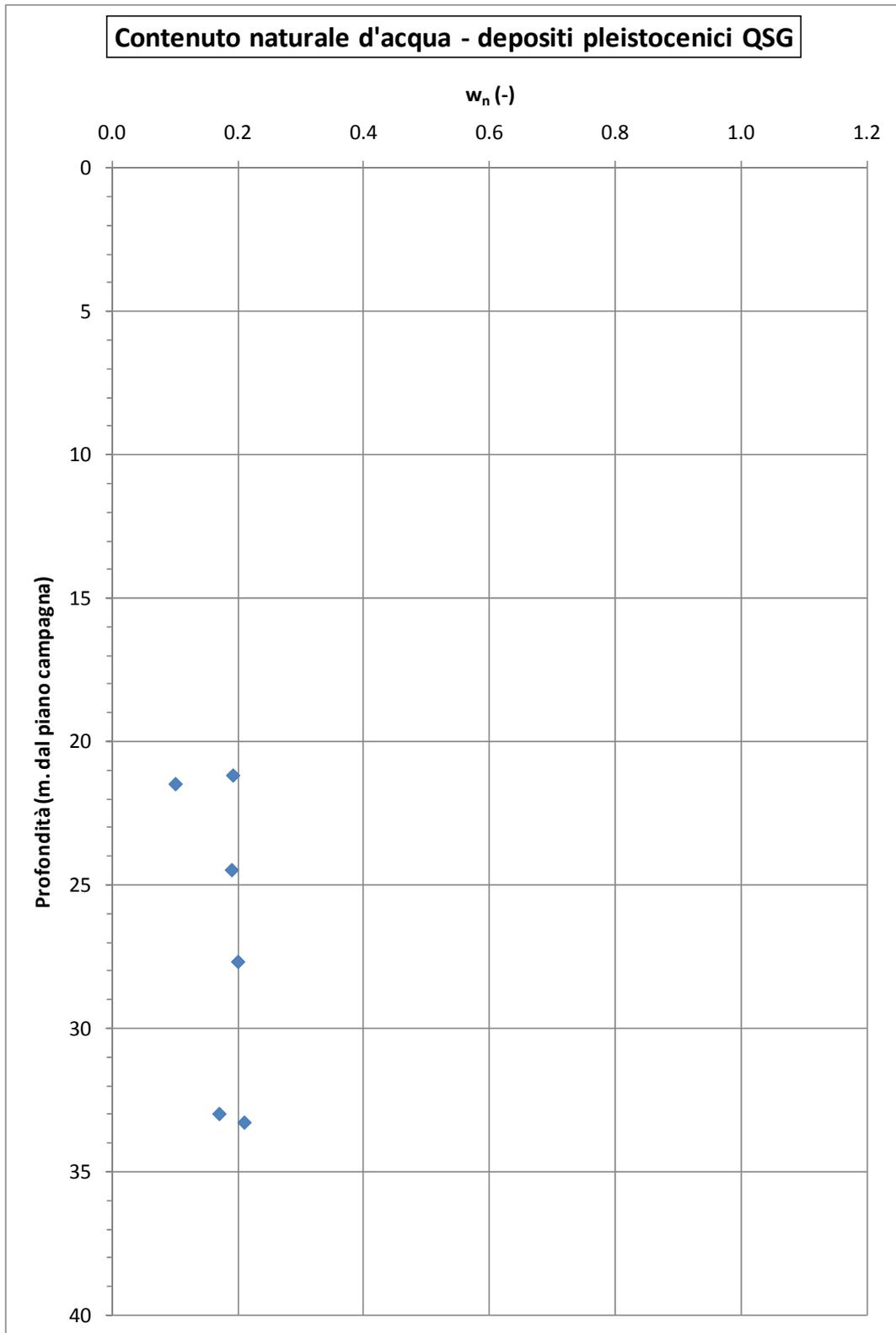


Figura 5.44 : contenuto d'acqua naturale, depositi pleistocenici QSG

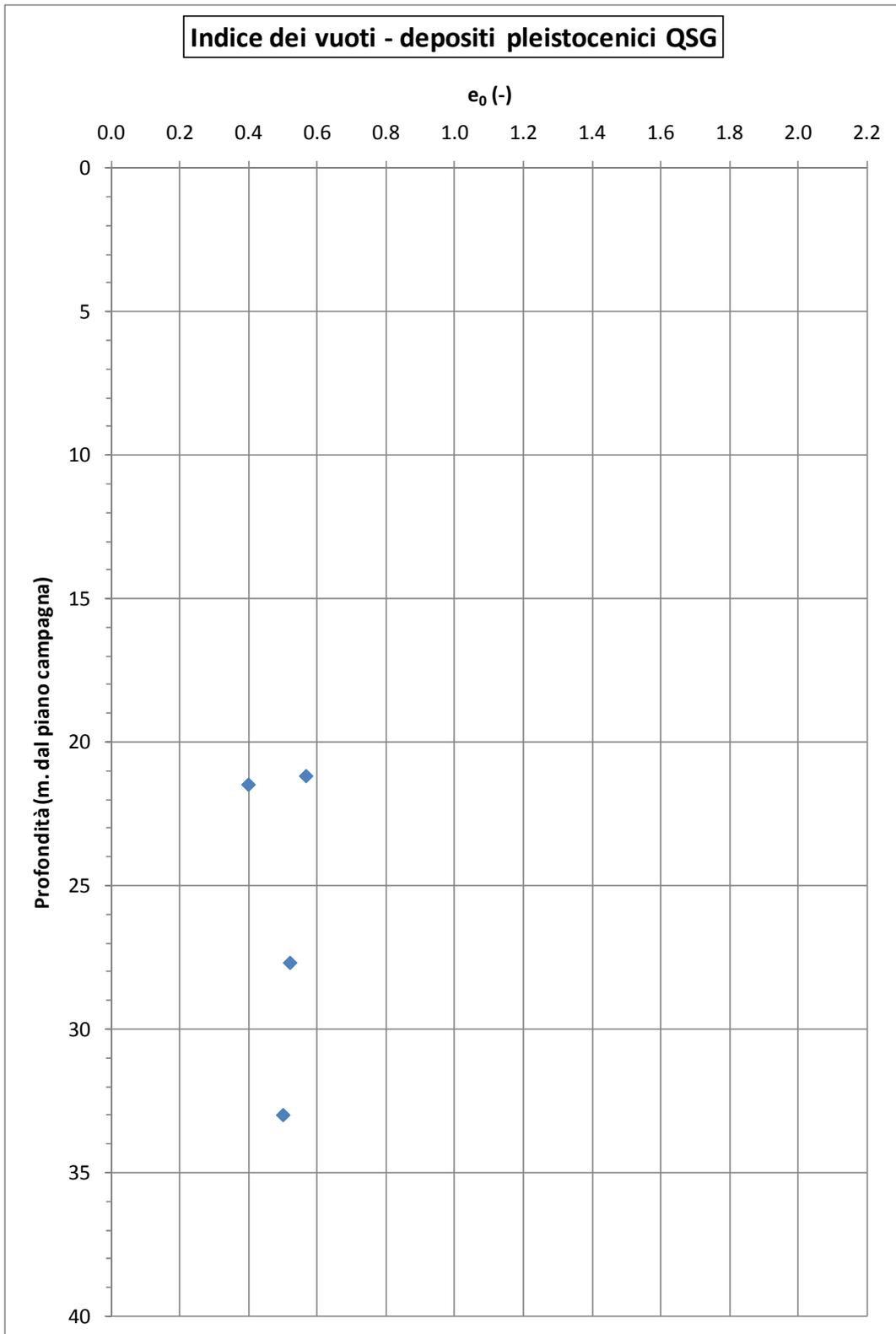


Figura 5.45 : indice dei vuoti iniziale, depositi pleistocenici QSG

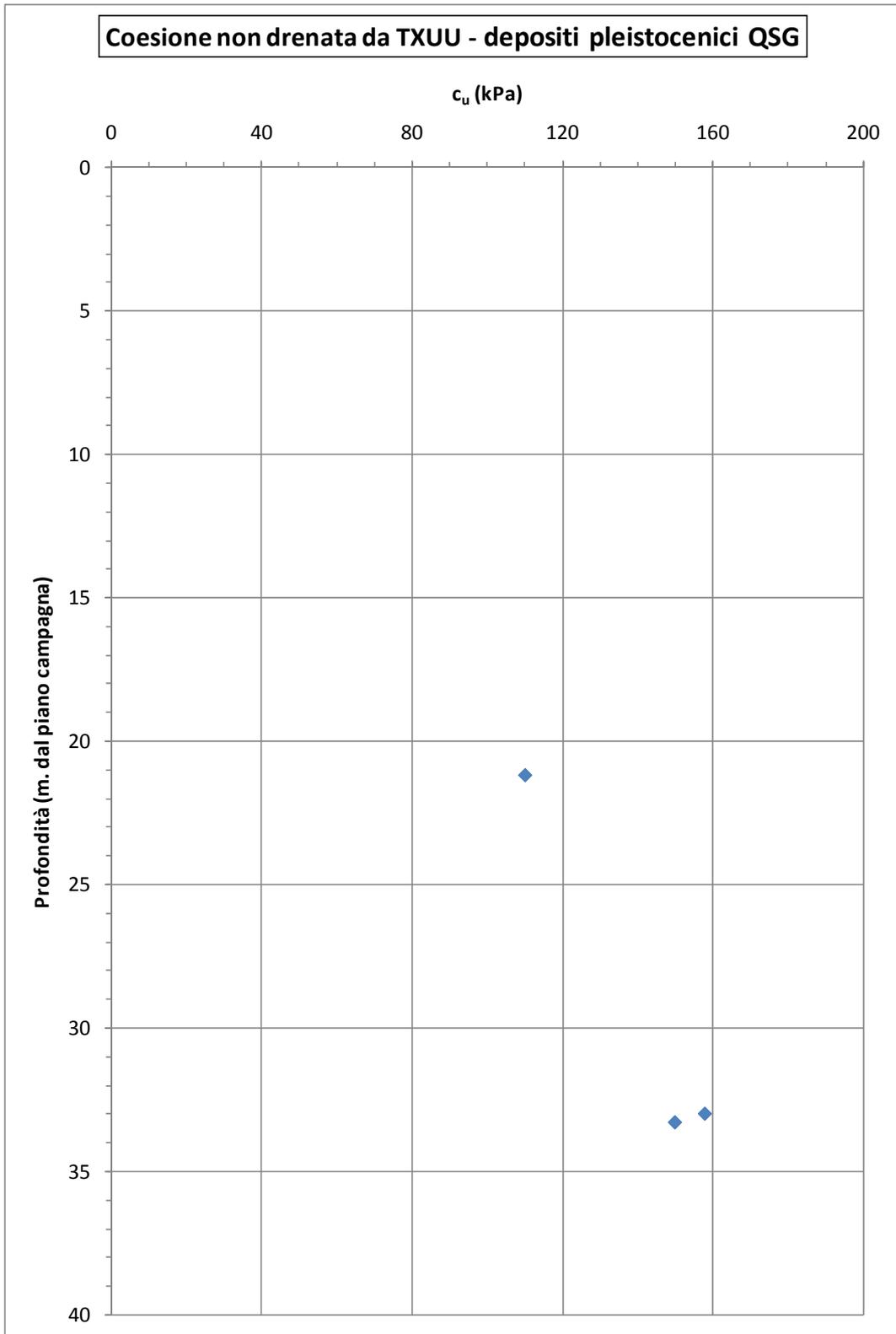


Figura 5.46 : Resistenza a taglio in tensioni totali da prove TXUU depositi pleistocenici QSG

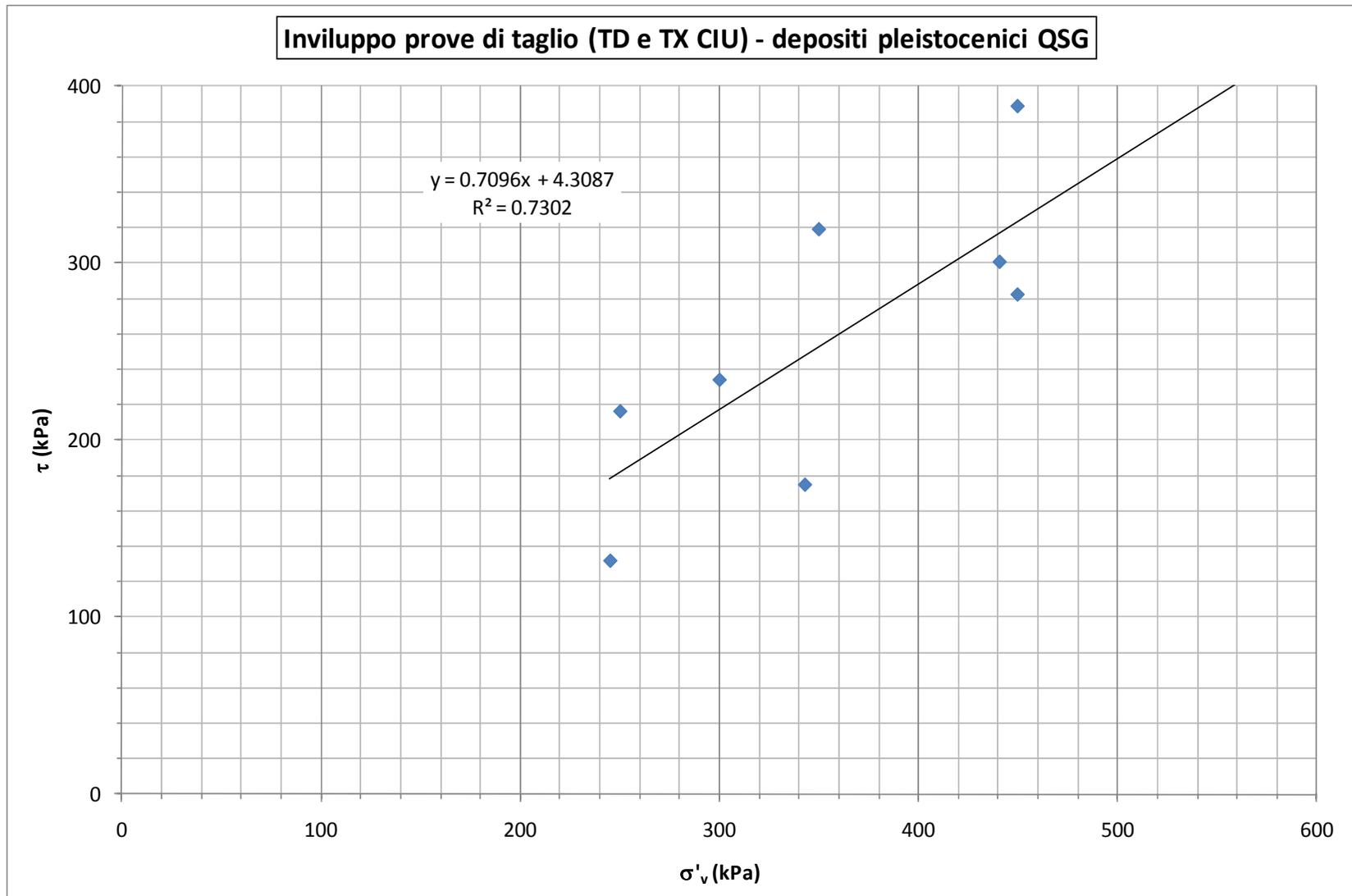


Figura 5.47: Inviluppo di resistenza dei risultati delle prove di taglio diretto e TXCIU, depositi pleistocenici QSG

### Analysis of Rock Strength using RocLab

#### Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength ( $\sigma_{ci}$ ) = 42 MPa  
GSI = 20  $m_i$  = 13 Disturbance factor (D) = 0.7  
intact modulus ( $E_i$ ) = 16000 MPa

#### Hoek-Brown Criterion

$m_b$  = 0.160  $s$  = 9.22e-6  $a$  = 0.544

#### Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.049 MPa friction angle = 39.53 deg

#### Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.002 MPa  
uniaxial compressive strength = 0.077 MPa  
global strength = 1.699 MPa  
deformation modulus = 424.43 MPa

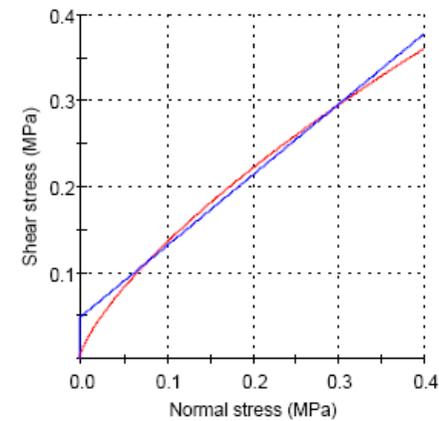
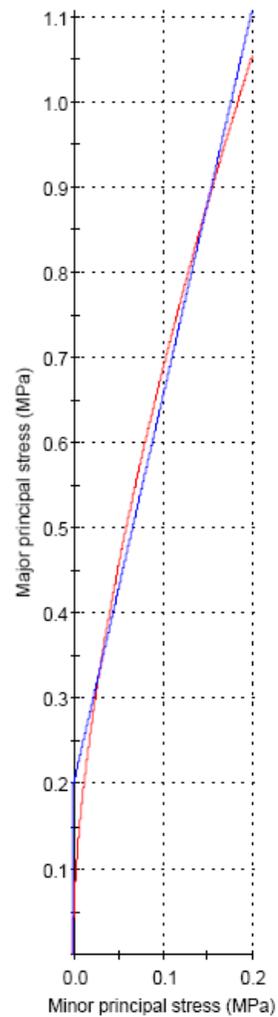


Figura 5.48 : Risultanze dall'applicazione del criterio di Hoek Brown, ammasso arenaceo su