

AUTOSTRADA A1 MILANO - NAPOLI
da progr. km 585+000 a progr. km 588+000

PIANO DI RISANAMENTO ACUSTICO
AI SENSI DELLA LEGGE QUADRO n. 447/95

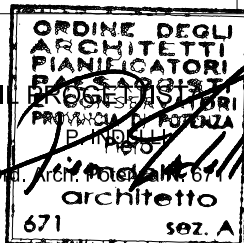
PROGETTO ESECUTIVO
MACROINTERVENTO 145
COMUNE DI VALMONTONE

GEOLOGIA E GEOTECNICA

Titolo Elaborato

RELAZIONE GEOTECNICA DI CARATTERIZZAZIONE

Commessa	Codice Elaborato	Rev	Scala	Data
0I286	GEO-003	1	-	04-2017



Rev	Descrizione	Data	Redatto	Verificato	Approvato	Autorizzato
0	EMISSIONE	04-2017	P. PELLEGRINI	E.PAMPANA	P. INDELLI	R. TURRI
1	VERIFICA AI FINI DELLA VALIDAZIONE DLGS 50/2016 E DPR 207/2010	05-2017	P. PELLEGRINI	E.PAMPANA	P. INDELLI	R. TURRI
2						
3						

RELAZIONE GEOTECNICA DI CARATTERIZZAZIONE

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE	5
2. DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO	7
2.1. DOCUMENTAZIONE.....	7
2.2. NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI.....	7
2.3. BIBLIOGRAFIA.....	8
3. QUADRO PROGETTUALE	13
3.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO DELL'AREA	13
3.2. IDROLOGIA SOTTERRANEA	16
3.3. SISMICITÀ DELL'AREA	18
3.4. INDAGINI GEOTECNICHE DISPONIBILI.....	21
3.4.1. INDAGINI DEL PROGETTO DI AMPLIAMENTO A TERZA CORSIA (1984).....	21
3.4.2. INDAGINI DEL PROGETTO PRELIMINARE DI AMPLIAMENTO A QUARTA CORSIA (2009).....	23
3.4.3. INDAGINI DEL PROGETTO DEFINITIVO DI AMPLIAMENTO A QUARTA CORSIA (2011)	24
3.4.4. INDAGINI DEL PROGETTO ESECUTIVO PER BARRIERE ANTIRUMORE (2015)	27
4. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	28
4.1. GENERALITÀ.....	28
4.2. MATERIALI A GRANA GROSSA (SABBIE E GHIAIE).....	29
4.2.1. INTRODUZIONE	29
4.2.2. STATO INIZIALE DEL DEPOSITO	29
4.2.2.1 Determinazione della densità relativa D_r da prove CPT in sabbia	30
4.2.2.2 Determinazione della densità relativa D_r da prove SPT	31
4.2.2.2.1 In sabbia	31
4.2.2.2.2 In sabbie e ghiaie	33
4.2.3. ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO	35
4.2.4. CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ.....	37
4.2.4.1 Moduli elastici iniziali.....	37
4.2.4.1.1 Generalità.....	37
4.2.4.1.2 G_{01} da prove SPT	38
4.2.4.1.3 G_{01} da prove CPTE/CPTU.....	38
4.2.4.2 Moduli di deformabilità "operativi".....	39
4.2.4.2.1 Generalità.....	39
4.2.4.2.2 Moduli di deformabilità "operativi" da prove SPT in sabbia e ghiaia.....	39
4.2.4.3 Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960)	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.....	43
4.3.4.	RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA	45
4.3.4.1	Premesse di carattere generale.....	45
4.3.4.2	Prove di laboratorio.....	45
4.3.4.3	Valutazione di c_u da prove CPTE/CPTU	45
4.3.4.4	Valutazione di c_u da prove SPT.....	46
4.3.5.	PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO IN TERMINI DI SFORZI EFFICACI	46
4.3.6.	CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ.....	47
4.3.6.1	Moduli elastici iniziali.....	47
4.3.6.1.1	Generalità.....	47
4.3.6.1.2	G_{01} da prove CPTE/CPTU.....	47
4.3.6.2	Moduli elastici "operativi" in condizioni drenate	48
4.3.6.3	Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960)	49
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI TRACCIATO	50
5.1.	GENERALITÀ.....	50
5.2.	RILEVATO AUTOSTRADALE (R1)	54
5.2.1.	GENERALITÀ.....	54
5.2.2.	CARATTERISTICHE FISICHE E DENSITÀ RELATIVA.....	54
5.2.3.	CARATTERISTICHE DI RESISTENZA AL TAGLIO	54
5.2.4.	CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ.....	54
5.2.4.1	Moduli iniziali	54
5.2.4.2	Moduli elastici "operativi".....	54
5.2.5.	TABELLA RIASSUNTIVA DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	55
5.3.	COPERTURE ELUVIO-COLLUVIALI (A1).....	56
5.3.1.	GENERALITÀ.....	56
5.3.2.	CARATTERISTICHE FISICHE	56
5.3.3.	STATO INIZIALE E PRESSIONI DI PRECONSOLIDAZIONE	56
5.3.4.	CARATTERISTICHE DI RESISTENZA AL TAGLIO	57
5.3.4.1	Resistenza al taglio in tensioni totali	57
5.3.4.2	Resistenza al taglio in tensioni efficaci.....	57
5.3.5.	CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ.....	57
5.3.5.1	Moduli elastici iniziali.....	57
5.3.6.	TABELLA RIASSUNTIVA DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	58
5.4.	DEPOSITI VULCANICI SCIOLTI A GRANA FINE (T1).....	59
5.4.1.	GENERALITÀ.....	59
5.4.2.	CARATTERISTICHE FISICHE	59
5.4.3.	STATO INIZIALE E PRESSIONI DI PRECONSOLIDAZIONE	59

5.4.4.	CARATTERISTICHE DI RESISTENZA AL TAGLIO	60
5.4.4.1	Resistenza al taglio in tensioni totali	60
5.4.4.2	Resistenza al taglio in tensioni efficaci.....	60
5.4.5.	CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ.....	60
5.4.5.1	Moduli elastici iniziali.....	60
5.4.6.	TABELLA RIASSUNTIVA DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	61
5.5.	DEPOSITI VULCANICI SCIOLTI A GRANULOMETRIA SABBIOSO-LIMOSA (T2-1).....	62
5.5.1.	GENERALITÀ.....	62
5.5.2.	CARATTERISTICHE FISICHE E DENSITÀ RELATIVA.....	62
5.5.3.	CARATTERISTICHE DI RESISTENZA AL TAGLIO	62
5.5.3.1	Resistenza al taglio in tensioni totali	62
5.5.3.2	Resistenza al taglio in tensioni efficaci.....	63
5.5.4.	CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ.....	63
5.5.4.1	Moduli iniziali	63
5.5.4.2	Modulo di deformabilità operativo.....	63
5.5.5.	TABELLA RIASSUNTIVA DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	64
5.6.	DEPOSITI VULCANICI SCIOLTI A GRANULOMETRIA DA SABBIOSA A SABBIOSO-GHIAIOSA (T2-2) 65	
5.6.1.	GENERALITÀ.....	65
5.6.2.	CARATTERISTICHE FISICHE E DENSITÀ RELATIVA.....	65
5.6.3.	CARATTERISTICHE DI RESISTENZA AL TAGLIO	65
5.6.4.	CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ.....	66
5.6.4.1	Moduli iniziali	66
5.6.4.2	Modulo di deformabilità operativo.....	66
5.6.5.	TABELLA RIASSUNTIVA DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	67
5.7.	MATERIALI LITOIDI (T3).....	68
5.7.1.	GENERALITÀ.....	68
5.7.2.	TABELLA RIASSUNTIVA DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	68
5.8.	TABELLE RIASSUNTIVE DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	69
5.9.	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	72
5.10.	SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE	72
APPENDICE A - FIGURE		77

1. INTRODUZIONE

La presente relazione geotecnica illustra ed interpreta i risultati delle indagini geotecniche disponibili per il piano di risanamento acustico ai sensi della legge quadro 447/95, previsto nel tratto di autostrada A1 Milano-Napoli compreso tra la progr. km 585+000 e la progr. km 588+000. Il tratto di autostrada indicato attraversa il comune di Valmontone.

L'esame geotecnico è finalizzato principalmente alla caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni interessati dal tracciato in progetto, necessaria alla definizione dello schema geotecnico di sottosuolo necessario al dimensionamento delle fondazioni delle opere in progetto.

Lo studio si basa risultati delle seguenti campagne di indagini geognostiche:

- Autostrade per l'Italia, Autostrada A1 Milano-Napoli da progr. km 20+480 a progr. km 20+118.27. Ampliamento alla terza corsia del tratto San Cesareo-Valmontone. Progetto Esecutivo (1984)
- Autostrade per l'Italia, Autostrada A1 Milano-Napoli da progr. km 577+100 a progr. km 592+943. Ampliamento alla quarta corsia del tratto San Cesareo-Colleferro. Progetto Preliminare (2009)
- Autostrade per l'Italia, Autostrada A1 Milano-Napoli da progr. km 577+100 a progr. km 592+943. Ampliamento alla quarta corsia del tratto San Cesareo-Colleferro. Progetto Definitivo (2011)
- Autostrade per l'Italia, Autostrada A1 Milano-Napoli da progr. km 585+000 a progr. km 588+000. Piano di risanamento acustico ai sensi della legge quadro 447/95. Progetto Esecutivo (2015)

La relazione si articola 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, 0**);
 - indicazioni sui parametri sismici quali risultano dall'applicazione della normativa vigente (**paragrafo 3.3**);
 - un riepilogo delle indagini geotecniche (**paragrafo 3.4**) finalizzate al Progetto Esecutivo delle barriere antirumore.
- Il **capitolo 4** descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche disponibili.

- Il **capitolo 5** riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni indicate nel documento di riferimento n° 1 in termini di proprietà fisiche (composizione granulometrica, caratteristiche di plasticità, etc.) e meccaniche (resistenza al taglio e deformabilità) quali risultano dall'interpretazione delle indagini disponibili.

2. DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

2.1. DOCUMENTAZIONE

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

1. Autostrade per l'Italia S.p.A., Autostrada A1 Milano-Napoli da progr. km 585+000 a progr. km 588+000. Piano di Risanamento acustico ai sensi della legge quadro 447/95. Progetto Esecutivo. Relazione Geologica
2. Autostrade per l'Italia, Autostrada A1 Milano-Napoli da progr. km 585+000 a progr. km 588+000. Piano di risanamento acustico ai sensi della legge quadro 447/95. Progetto Esecutivo. Relazione sulle indagini geognostiche
3. Autostrade per l'Italia S.p.A., Autostrada A1 Milano-Napoli da progr. km 585+000 a progr. km 588+000. Piano di Risanamento acustico ai sensi della legge quadro 447/95. Progetto Esecutivo. Planimetria con ubicazione indagini e profilo geotecnico in scala 1:2000/1:200.

2.2. NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI

1. 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".
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. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003. "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
4. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316. "Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.03.03".
5. EN 1997 Eurocodice 7 (Febbraio 2005)
 - Part 1: General rules
 - Part 2: Standards for laboratory testing
 - Part 3: Standards for field testing.
6. Decreto Ministero Infrastrutture n. 29 (14 gennaio 2008) "Norme tecniche per le costruzioni".

7. Circolare n. 617 C.S.LL.PP. (02 febbraio 2009) "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni".

2.3. BIBLIOGRAFIA

1. Andrus R.D., Youd T.L. (1989) "Penetration tests in liquefable 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" 14th 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: 2nd part, Drained penetration of sands" 4th 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, 12th 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 Hystory 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 75th Anniversary of K. Terzaghi's. Erdbaumechnik 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, 14th 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, 11th 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) "Gmax - Qc 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. Scott, R.F. (1989). Consolidation of sensitive clay as phase change process. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol.115, n° 10, ASCE.
50. 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.
51. 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.).
52. Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" *General Report, Proc. 7th ECSMFE*, Brighton.
53. 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.
54. Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" *CIRIA Report* 113.
55. Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" *Proceedings ESOPT I*.
56. 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.
57. 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.
58. Tavenas F., Jean P., Leblond P., Leroueil S. (1983b) "The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics" *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20.
59. Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content" *Soils and Foundations* 23, n° 4.
60. Wood D.M. (1990) "Soil Behavior and critical state soil mechanics" Cambridge University Press.
61. Viggiani G., Atkinson J.H. (1995) "Stiffness of fine-grained soils at very small strains" *Géotechnique* 45, n° 2, pp.249-265.

62. 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.
63. Vucetic M., Dobry R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response" Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
64. 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. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO DELL'AREA

L'area in studio è ubicata ai margini delle prime propaggini carbonatiche dei Monti Lepini, è caratterizzata da un succedersi di basse colline di origine piroclastica, separate da un reticolo di vallette dovute all'incisione eluviale, tutte tributarie di quella più ampia del Fiume Sacco. I terreni affioranti nell'area in esame, dal più recente al più antico, sono:

- terreni di riporto
- alluvioni limo argilloso-sabbiose
- piroclastiti cineritiche
- tufi

Diretta conseguenza di tale tipo di affioramenti è il pendio delle colline, che risulta dolce, in corrispondenza dell'affioramento dei prodotti cineritici, mentre là dove affiorano i tufi litoidi è piuttosto acclive. La geologia locale deriva dalla deposizione dei materiali piroclastici, provenienti dal vicino Apparato Vulcanico dei Colli Albani. La Valle Latina, di derivazione tettonica, è dovuta al ribassamento per faglie dirette, tra i rilievi dei Monti Lepini e dei Monti Ernici; il riempimento alluvionale ed il ricoprimento vulcanico nascondono le dislocazioni presenti. I pendii delle colline sono generalmente dolci e poco acclivi, solo in poche zone e per lo più per motivi antropici, si assiste ad una rottura di pendio che si presenta come una scarpata pressoché verticale. Le zone pianeggianti sono quelle a quota minore e sono immediatamente prospicienti o in sede di area alluvionale dei corsi d'acqua affiorano terreni di natura limo argillosa e talvolta coltri di riporto. La maggior parte dei terreni affioranti sono alluvioni e piroclastiti, mentre i tufi litoidi si rinvencono generalmente a 15-30 m di profondità; sulle dorsali delle colline affiorano cineriti di tipo limo-sabbioso al tetto pedogenizzate ed argillificate, che sovrastano le pozzolane ed i tufi.

Gli affioramenti sono principalmente caratterizzati da depositi piroclastici appartenenti all'unità di Madonna degli Angeli ricoperta nella parte centro meridionale dell'area da depositi antropici

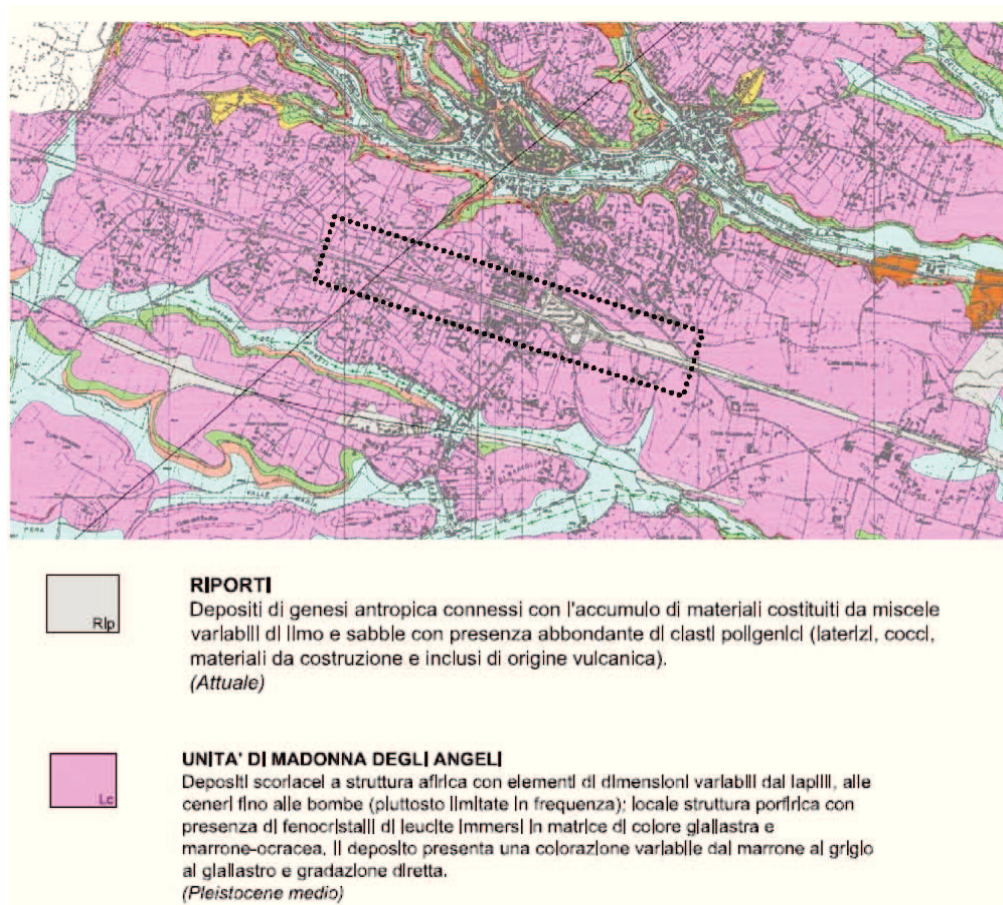


Figura 3.1 – Stralcio di carta geologica in scala 1:10.000

A scala minore, i materiali investigati sono principalmente *depositi vulcanici* legati all'attività di emissione vulcanica del complesso Albano e di altri centri del Lazio centro-meridionale, di *epoca pleistocenica ed olocenica*.

Il tratto autostradale in oggetto si trova ad una quota media di circa 280 m s.l.m. Il tracciato autostradale si sviluppa all'interno delle formazioni piroclastiche dei Colli Albani che possiedono una disposizione tabulare caratterizzata da rilievi piuttosto morbidi e moderatamente acclivi, solcati da valli fluviali di profondità variabile secondo un'idrografia a pattern di tipo centrifugo. Le scarpate fluviali sono spesso ripide e talvolta sub-verticali in associazione al grado di cementazione che contraddistingue i depositi piroclastici. Dalla carta del PAI si deduce che l'area è priva di fenomeni di instabilità.

L'andamento delle curve isofreatiche dell'area in esame sono illustrate in **Figura 3.2**, dove si evince che la piezometrica si colloca fra le quote di 180 m s.l.m. a nord del tracciato e a circa 200 m s.l.m. dallo svincolo di Valmontone in direzione sud. La falda principale è quindi rintracciabile con una soggiacenza superiore ai 70 m di profondità.

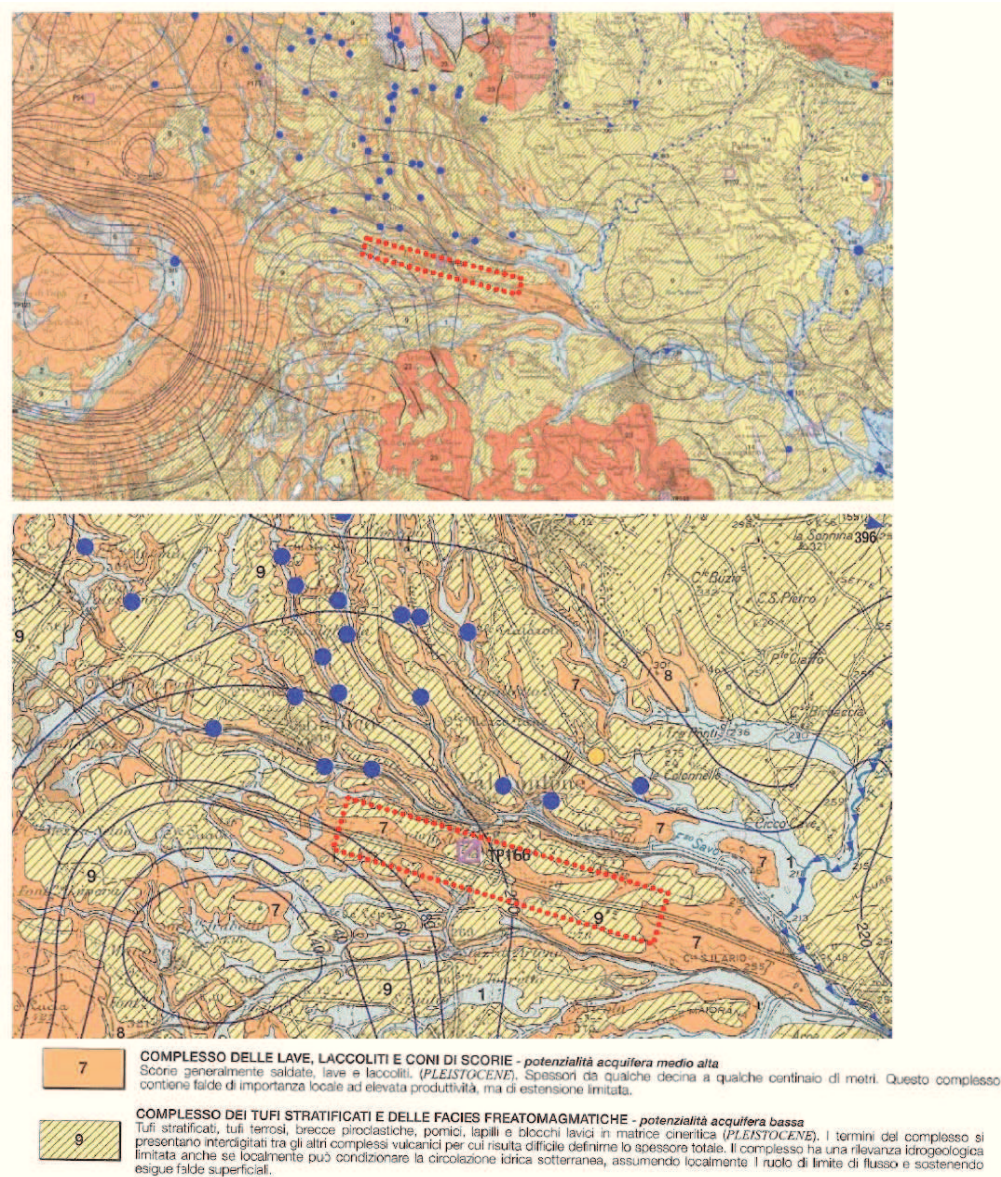


Figura 3.2 – Stralcio di carta idrogeologica dei Colli Albani

3.2. IDROLOGIA SOTTERRANEA

Le informazioni sull'idrogeologia derivano essenzialmente dal monitoraggio dei piezometri installati nei fori di sondaggio eseguiti durante le campagne d'indagine di Progetto Preliminare dell'ampliamento a quarta corsia e dagli studi riportati nel Doc. Rif.n.1.

Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati del monitoraggio piezometrico eseguito in corrispondenza:

- delle verticali attrezzate in fase di Progetto Preliminare dell'ampliamento a quarta corsia, aggiornate all'aprile 2009, cfr. **Tabella 3.1**;
- delle verticali attrezzate in fase di Progetto Definitivo dell'ampliamento a quarta corsia, aggiornate al giugno 2011, cfr. **Tabella 3.2**;
- del monitoraggio piezometrico funzionale alla progettazione esecutiva delle barriere antirumore, aggiornate al gennaio 2016, cfr. **Tabella 3.3**.

Nella redazione dei profili geotecnici si è fatto riferimento, per ciascun piezometro, alla minima soggiacenza (profondità della falda dal piano campagna locale) derivante dalle letture di disponibili.

Ad oggi non sono note le escursioni stagionali della falda.

In questa sede, ai fini dell'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio, si farà orientativamente riferimento ai livelli di falda indicati in **Tabella 3.1**, in **Tabella 3.2** e in **Tabella 3.3**.

Tabella 3.1 - Misure piezometriche sondaggi Progetto Preliminare di ampliamento a quarta corsia

Sondaggio	Quota (m s.l.m.)	PIEZOM. ⁽¹⁾	Base tubo aperto (m)	D _w ⁽²⁾ (m)	Periodo di lettura
SA5	298.50	T.A.	29.60	28.35	aprile 2009
SA6	270.11	T.A.	32.00	10.70	aprile 2009
⁽¹⁾ = T.A.: piezometro a tubo aperto, C.T.C.: cella tipo Casagrande					
⁽²⁾ = profondità della falda da p.c.					

Tabella 3.2 - Misure piezometriche sondaggi Progetto Definitivo di ampliamento a quarta corsia

Sondaggio	Quota (m s.l.m.)	PIEZOM. ⁽¹⁾	Base tubo aperto (m)	D _w ⁽²⁾ (m)	Periodo di lettura
SC11bis	284.81	T.A.	30.00	27.70	maggio 2011
SC13bis	277.93	T.A.	15.00	assente	giugno 2011
⁽¹⁾ = T.A.: piezometro a tubo aperto, C.T.C.: cella tipo Casagrande					
⁽²⁾ = profondità della falda da p.c.					

Tabella 3.3 - Misure piezometriche sondaggi Progetto Esecutivo per barriere antirumore

Sondaggio	Quota (m s.l.m.)	PIEZOM. ⁽¹⁾	Base tubo aperto (m)	D _w ⁽²⁾ (m)	Periodo di lettura
M145_S02	302.83	T.A.	14.00	Assente	11/01/2016
M145_S03	286.95	T.A.	14.00	10.03	11/01/2016
M145_S04	284.39	T.A.	14.00	Assente	11/01/2016
⁽¹⁾ = T.A.: piezometro a tubo aperto, C.T.C.: cella tipo Casagrande					
⁽²⁾ = profondità della falda da p.c.					

3.3. SISMICITÀ DELL'AREA

Come riportato nel documento di riferimento n.1, in base alla classificazione delle zone sismiche in Italia che fanno riferimento all'Ordinanza del Presidente del Consiglio del 20/03/2003 e conseguente normativa tecnica del 03/06/2003, il territorio è dichiarato sismico. Tali Norme Tecniche indicano 4 valori di accelerazioni orizzontali (ag/g) di ancoraggio dello spettro di risposta elastico e le norme progettuali e costruttive da applicare. Ciascuna zona è individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale al suolo (ag), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, secondo lo schema della tabella seguente.

zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche)
1	>0.25	0.35
2	0.15÷.025	0.25
3	0.05÷.015	0.15
4	<0.05	0.05

Il 22 Maggio 2009, con l'approvazione in Giunta Regionale della DGR n. 387 recante "Nuova Classificazione Sismica della Regione Lazio", la Regione Lazio recepisce la nuova classificazione sismica come indicato in Figura 3.3.



EO-003.doc

Figura 3.3 – Zonazione sismica della regione Lazio (2009)

Per quanto detto si può concludere che l'area in oggetto ricada in zona **2B** per cui l'accelerazione sismica di picco su terreno rigido compresa fra 0.15 e 0.20g (vedi tab. 2).

Zona Sismica	Sottozona Sismica	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g)
1		$0.25 \leq a_g \leq 0.278$ (<i>val. max. per il Lazio</i>)
2	A	$0.20 \leq a_g \leq 0.25$
	B	$0.15 \leq a_g \leq 0.20$
3	A	$0.10 \leq a_g \leq 0.15$
	B	(<i>val. min.</i>) $0.062 \leq a_g \leq 0.10$

L'area in oggetto si presenta prevalentemente poco acclive, classificabile in Categoria Topografica "T1" – "Superfici pianeggianti, pendii e rilievi con inclinazione media inferiore o uguale a 15°", quindi non soggetta a penalizzazione derivante dalla morfologia ed a cui corrisponde un valore massimo del Coefficiente di amplificazione topografica $St = 1.0$.

3.4. INDAGINI GEOTECNICHE DISPONIBILI

I dati riportati nei profili stratigrafico-geotecnici (cfr. il documento di riferimento n° 2 di **paragrafo 2.1**) sono stati desunti dai risultati delle indagini geotecniche condotte nell'area durante le seguenti campagne di indagine:

- Autostrade per l'Italia, Autostrada A1 Milano-Napoli da progr. km 20+480 a progr. km 20+118.27. Ampliamento alla terza corsia del tratto San Cesareo-Valmontone. Progetto Esecutivo (1984)
- Autostrade per l'Italia, Autostrada A1 Milano-Napoli da progr. km 577+100 a progr. km 592+943. Ampliamento alla quarta corsia del tratto San Cesareo-Colleferro. Progetto Preliminare (2009)
- Autostrade per l'Italia, Autostrada A1 Milano-Napoli da progr. km 577+100 a progr. km 592+943. Ampliamento alla quarta corsia del tratto San Cesareo-Colleferro. Progetto Definitivo (2011)
- Autostrada A1 Milano-Napoli da progr. km 585+000 a progr. km 588+000. Piano di risanamento acustico ai sensi della legge quadro 447/95. Progetto Esecutivo (2015)

3.4.1. Indagini del Progetto di ampliamento a terza corsia (1984)

L'indagine del Progetto di ampliamento a terza corsia (1984), per la tratta in oggetto, è consistita nell'esecuzione di:

- n.2 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (S3, S16) all'interno dei quali sono stati prelevati n.14 campioni indisturbati, n.1 campione rimaneggiato e n.1 prova SPT;
- n.5 prove penetrometriche statiche (CPT15, CPT16, CPT18bis, CPT19, CPT20);
- n.5 pozzetti esplorativi (PZ25, PZ26, PZ28, PZ29, PZ30), all'interno dei quali sono stati prelevati campioni rimaneggiati.

La **Tabella 3.4** riassume le principali caratteristiche dei sondaggi.

La **Tabella 3.5** elenca le principali caratteristiche delle prove penetrometriche statiche CPT.

La **Tabella 3.6** elenca le principali caratteristiche dei pozzetti esplorativi.

Tabella 3.4 - Riepilogo sondaggi dell'indagine di Progetto di ampliamento a terza corsia (1984)

Sigla	Prog. km	Quota (m s.l.m.m.)	Tipo	D	C.I.	C.R.	SPT	LEF	PRES	Strumentazione
S3	~585+800	282.00	C.C.	13.7	5	-	-	-	-	-
S16	~586+890	292.00	C.C.	35.5	9	1	1	-	-	-
C.C. = perforazione a carotaggio continuo D.N. = perforazione a distruzione di nucleo D = profondità in metri da piano campagna C.I. = n. di campioni indisturbati C.R. = n. di campioni rimaneggiati SPT = n. prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio LEF = n. prove Lefranc in foro di sondaggio PRES = n. prove pressiometriche in foro di sondaggio T.A. = piezometro a tubo aperto (tra parentesi il tratto finestrato, in metri da testa sondaggio) C.P.C. = cella piezometrica Casagrande (tra parentesi la profondità, in metri da testa sondaggio, della cella)										

Tabella 3.5 - Riepilogo prove CPT dell'indagine di Progetto di ampliamento a terza corsia (1984)

Sigla	Prog. km	Quota (m s.l.m.m.)	D (m)
CPT15	~585+300	301.20	9.90
CPT16	~585+780	293.30	11.60
CPT18bis	~586+630	281.50	20.80
CPT19	~586+840	285.20	19.30
CPT20	~587+500	273.00	14.00
D	= profondità in metri da piano campagna		

Tabella 3.6 - Riepilogo pozzetti dell'indagine di Progetto di ampliamento a terza corsia (1984)

Sigla	Prog. km	Quota (m s.l.m.m.)	D	D _w	PLT	γ _d	C.R.
PZ25	~585+320	300.30	5.0	-	-	-	-
PZ26	~586+670	281.80	4.0	-	-	-	-
PZ28	~586+840	284.30	4.0	-	-	-	1
PZ29	~586+860	284.20	4.0	-	-	-	-
PZ30	~587+540	270.20	4.0	-	-	-	1
D = profondità del pozzetto, in metri da piano campagna D _w = profondità, in metri da piano campagna, a cui è stata osservata presenza d'acqua PLT = profondità, in metri da piano campagna, a cui sono state eseguite le prove di carico su piastra γ _d = profondità, in metri da piano campagna, a cui sono state eseguite le prove di densità in sito C.R. = n. di campioni rimaneggiati prelevati							

I campioni indisturbati prelevati dai sondaggi sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- prove di classificazione:
 - analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;

- peso di volume naturale;
- peso specifico dei grani;
- contenuto d'acqua;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:
 - prove di taglio diretto consolidate drenate (TD-CD);
 - prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU);
 - prove di compressione edometrica (ED-IL).

Sui campioni rimaneggiati prelevati dai sondaggi sono state eseguite le seguenti prove:

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

3.4.2. Indagini del Progetto Preliminare di ampliamento a quarta corsia (2009)

L'indagine del Progetto Preliminare di ampliamento a terza corsia (2009), per la tratta in oggetto, è consistita nell'esecuzione di:

- n.2 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (SA5, SA6) all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
 - prove penetrometriche dinamiche SPT;
 - misure di resistenza al penetrometro tascabile e Vane Test nei livelli coesivi sciolti;
 - campioni indisturbati;
 - campioni rimaneggiati;

La **Tabella 3.7** 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.

Tabella 3.7 - Riepilogo sondaggi dell'indagine di Progetto Preliminare di quarta corsia (2009)

Sigla	Prog. km	Quota (m s.l.m.m.)	Tipo	D	C.I.	C.R.	SPT	LEF	PRES	Strumentazione
SA5	~585+310	298.50	C.C.	29.6	2	2	5	-	-	T.A. (26.6)
SA6	~587+520	270.11	C.C.	32.0	2	4	11	-	-	T.A. (30.0)
C.C.	=	perforazione a carotaggio continuo								
D.N.	=	perforazione a distruzione di nucleo								
D	=	profondità in metri da piano campagna								
C.I.	=	n. di campioni indisturbati								
C.R.	=	n. di campioni rimaneggiati								
SPT	=	n. prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio								
LEF	=	n. prove Lefranc in foro di sondaggio								
PRES	=	n. prove pressiometriche in foro di sondaggio								
T.A.	=	piezometro a tubo aperto (tra parentesi il tratto finestrato, in metri)								
C.P.C.	=	cella piezometrica Casagrande (tra parentesi la profondità, in metri da testa sondaggio, della cella)								

I campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati dai sondaggi sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- prove di classificazione:
 - analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
 - limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
 - peso di volume naturale;
 - peso specifico dei grani;
 - contenuto d'acqua;
- prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:
 - prove di compressione monoassiale (ELL);
 - prove di taglio diretto (TD);
 - prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU);
 - prove di compressione edometrica (ED-IL).

3.4.3. Indagini del Progetto Definitivo di ampliamento a quarta corsia (2011)

L'indagine del Progetto Definitivo di ampliamento a quarta corsia (2011), per il la tratta in oggetto, è consistita nell'esecuzione di:

- n.3 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (SC11bis, SC12, SC13bis) all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
 - prove dinamiche SPT;
 - misure di resistenza al penetrometro tascabile e Vane Test nei livelli coesivi sciolti;
 - campioni indisturbati;

- campioni rimaneggiati;
- n.1 sondaggio geotecnico a distruzione di nucleo (SC12CH) all'interno del quale sono stati prelevati campioni indisturbati
- n.2 pozzetti esplorativi (PZB11, PZB14), all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
 - prove di carico su piastra;
 - prove di densità in sito;
 - campioni rimaneggiati.

La **Tabella 3.8** 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 3.9** elenca le principali caratteristiche dei pozzetti esplorativi, delle prove di carico su piastra (PLT) e delle prove di densità in sito eseguite all'interno degli stessi.

I campioni indisturbati prelevati dai sondaggi sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- prove di classificazione:
 - analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
 - limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
 - contenuto d'acqua;
 - peso di volume naturale;
 - peso specifico dei grani
- prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:
 - prove di taglio diretto (TD);
 - prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU)
 - prova triassiale consolidata isotropicamente non drenata (TX_CIU);
 - prove di compressione edometrica (ED-IL);
- prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità in condizioni di carico ciclico:
- prove in colonna risonante (CR).

Sui campioni rimaneggiati prelevati dai sondaggi sono state eseguite le seguenti prove:

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

Tabella 3.8 - Riepilogo sondaggi dell'indagine di Progetto Definitivo di quarta corsia (2011)

Sigla	Progr. km	Quota (m s.l.m.m.)	Tipo	D	C.I.	C.R.	SPT	LEF	PRES	Strumentazione
SC11bis	~586+320	284.814	C.C.	30.0	1	6	6	-	-	T.A. (6.0 ÷ 30.0)
SC12	~586+640	281.400	C.C.	35.0	3	7	9	-	-	Tubo in PVC
SC12CH	~586+640	281.483	D.N.	35.0	2	-	-	-	-	Tubo in PVC
SC13bis	~587+895	277.939	C.C.	15.0	4	3	5	-	-	T.A. (3.0 ÷ 15.0)
C.C. = perforazione a carotaggio continuo D.N. = perforazione a distruzione di nucleo D = profondità in metri da piano campagna C.I. = n. di campioni indisturbati C.R. = n. di campioni rimaneggiati SPT = n. prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio LEF = n. prove Lefranc in foro di sondaggio PRES = n. prove pressiometriche in foro di sondaggio T.A. = piezometro a tubo aperto (tra parentesi il tratto finestrato, in metri da testa sondaggio) C.P.C. = cella piezometrica Casagrande (tra parentesi la profondità, in metri da testa sondaggio, della cella)										

Tabella 3.9 - Riepilogo pozzetti dell'indagine di Progetto Definitivo di quarta corsia (2011)

Sigla	Prog. Km	Quota (m s.l.m.m.)	D	D _w	PLT	γ _d	C.R.
PZB11	~588+990	290.67	4.0	-	0.5; 1.0	0.5	3
PZB14	~587+630	270.90	4.0	-	0.6; 1.1	0.6	3
D = profondità del pozzetto, in metri da piano campagna D _w = profondità, in metri da piano campagna, a cui è stata osservata presenza d'acqua PLT = profondità, in metri da piano campagna, a cui sono state eseguite le prove di carico su piastra γ _d = profondità, in metri da piano campagna, a cui sono state eseguite le prove di densità in sito C.R. = profondità, in metri da piano campagna, a cui sono stati prelevati campioni rimaneggiati							

3.4.4. Indagini del Progetto Esecutivo per barriere antirumore (2015)

Le attività sono state eseguite dalla ditta GEOSTUDI S.r.L. ed hanno riguardato:

- Esecuzione di n°5 sondaggi a carotaggio continuo spinti ad una profondità di 15.00 metri dal p.c. per complessivi 75.00 metri lineari di perforazione
- Prelievo di n°15 campioni indisturbati, n.15 campioni rimaneggiati ed esecuzione di n°24 prove in foro del tipo SPT nel corso dei sondaggi geognostici
- Esecuzione di n°3 prospezioni geofisiche di tipo MASW

La **Tabella 3.10** riassume le principali caratteristiche dei sondaggi e il numero di campioni prelevati.

Tabella 3.10 - Sondaggi stratigrafici del 2015 per il Progetto Esecutivo delle barriere antirumore

Sigla	Progr. km	Tipo	D (m da p.c.)	C.I.	C.R.	SPT	Strumentazione
M145_S01	~585+500	C.C.	15.00	3	3	5	-
M145_S02	~586+500	C.C.	15.00	3	3	5	T.A. (2.0-15.0)
M145_S03	~586+450	C.C.	15.00	3	3	4	T.A. (2.0-15.0)
M145_S04	~587+100	C.C.	15.00	3	3	5	T.A. (2.0-15.0)
M145_S05	~587+580	C.C.	15.00	3	3	5	-
C.C. = perforazione a carotaggio continuo D = profondità C.I. = n. di campioni indisturbati C.R. = n. di campioni rimaneggiati SPT = n. prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio T.A. = piezometro a tubo aperto (tra parentesi il tratto finestrato, in metri da testa sondaggio)							

I campioni prelevati durante le campagne di indagine sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- 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 granuli;
- prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza:
 - prove di taglio diretto (TD);
 - prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU).

4. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

4.1. GENERALITÀ

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, descritti nei **paragrafi 4.2 e 4.3**, tengono conto del fatto che lungo il tracciato autostradale in esame si rinvencono fondamentalmente depositi di origine vulcanica e depositi di origine eluvio-colluviale, nell'ambito dei quali sono stati effettuati (cfr. il **paragrafo 3.4**):

- sondaggi geotecnici con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati;
- prove penetrometriche dinamiche SPT in foro;
- prove penetrometriche statiche con punta elettrica CPT con misura della resistenza di punta q_c e dell'attrito laterale f_s ;
- prove geofisiche di tipo "cross-hole", per la determinazione delle velocità di propagazione delle onde di taglio V_s e di compressione V_p ;
- prospezioni geofisiche di tipo MASW;
- pozzetti stratigrafici con misura delle densità in sito e prove di carico su piastra;
- prove di laboratorio di classificazione, di resistenza e di deformabilità sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nei fori di sondaggio.

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

L'individuazione del tipo di terreno, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è fatta principalmente sulla base:

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

Utili indicazioni/conferme sono state tratte anche dall'interpretazione delle prove CPTe e CPTU (vedi ad esempio [Robertson & Campanella, 1984](#), [Robertson et al., 1986a, b](#); [Olsen & Farr, 1986](#); [Searle, 1979](#)). In particolare nel caso in esame si è fatto riferimento alla correlazione empirica riportata nella **Figura 4.1** ([Robertson, 1990](#); [Lunne et al., 1997](#)), ove compaiono le seguenti quantità:

q_c = resistenza di punta;

f_s = resistenza di attrito laterale;

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

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

σ_{v0} = pressione verticale totale geostatica;

σ_{v0}' = pressione verticale efficace geostatica.

4.2. MATERIALI A GRANA GROSSA (SABBIE E GHIAIE)

4.2.1. Introduzione

Lungo la tratta in oggetto i materiali a grana grossa sono essenzialmente costituiti da sabbie, sabbie limose e sabbie con limo (considerando tra i materiali a grana grossa anche le sabbie con limo ed i limi con sabbia aventi contenuto di fine superiore al 35% ma caratterizzati da valori del limite liquido inferiori al 30%).

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.

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 farà l'ipotesi che i corpi sabbiosi e sabbioso-limosi (A2) presenti nei depositi alluvionali in esame non sono 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 $k_0 = (1 - \sin \phi')$. Va rilevato che in tali depositi una leggera sovraconsolidazione potrebbe 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 situ.

Le pressioni interstiziali vengono ricavate sulla base delle indicazioni riportate nei documenti delle indagini in sito, nonché dei risultati della strumentazione (piezometri) messa in opera.

L'indice dei vuoti in sito (e_o) e la densità relativa (D_r) possono essere ricavate con una certa approssimazione dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche 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:

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

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:

$$\sigma_{oct}' = \frac{1 + 2 \cdot k_o}{3} \cdot \sigma_{vo}' = \text{pressione verticale efficace media esistente}$$

in sito (kPa)

σ_{vo}' = pressione verticale efficace esistente in sito (kPa)

$(k_o)_{nc} = 0.5$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati (-)

$(k_o)_{sc} = 0.5 \cdot (OCR)^{0.5}$ = coefficiente di spinta a riposo per

terreni sovraconsolidati	(-)
OCR = 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 Tabella 4.1	(-)

Tabella 4.1 - Coefficienti empirici C₀, C₁ e C₂ (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 diversamente, si assumeranno valori di C₀, C₁ e C₂ corrispondenti alle sabbie medie.

4.2.2.2 Determinazione della densità relativa Dr 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:

$$D_r = \left(\frac{1}{A + B \cdot \sigma'_{v0}} \cdot N_{SPT} \right)^{0.5}$$

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in
 σ'_{v0} = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm²)

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

(k₀)_{nc} = 0.5 = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati (-)

(k₀)_{sc} = 0.5 · (GSC)^{0.5} = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati (-)

GSC = grado di sovraconsolidazione (-)

D_r = densità relativa (-)

La suddivisione tra sabbie fini e sabbie grosse è fatta con riferimento a quanto riportato nella **Tabella 4.2**.

Tabella 4.2 - Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27.5	27.5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43.3	21.7
Sabbie sovraconsolidate	27.5÷43.3	$(21.7 \div 27.5) \cdot \frac{1 + 2(k_0)_{sc}}{1 + 2(k_0)_{nc}}$

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

4.2.2.2.2 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 ghiaioso-sabbiosa, 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.

4. L'interpretazione dei valori N_{SPT} verrà fatta in accordo al metodo proposto da [Cubrinowski & Ishihara \(1999\)](#) per materiali normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo k_0 dell'ordine di $0.4 \div 0.5$, successivamente esteso da [Ishihara et al. \(2001\)](#) anche al caso dei terreni sovraconsolidati; tale metodo utilizza la seguente espressione:

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

essendo:

D_r = densità relativa (-)

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

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

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

$k_{0,NC}$ = coefficiente di spinta a riposo di terreni normalmente consolidati (cfr. **paragrafo 4.2.2.2.1**) (-)

$k_{0,SC}$ = coefficiente di spinta a riposo di terreni sovraconsolidati (cfr. **paragrafo 4.2.2.2.1**) (-)

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 (cfr. 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 ϕ' può essere determinato facendo riferimento al metodo proposto da Bolton (1986) in base al quale:

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

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

essendo:

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

$$Q = \text{fattore che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle di sabbia,}$$

$$\text{valore consigliato per particelle silicee} = 10$$

$$p_f' = 1.4 \cdot \sigma_{ff}' \text{ (cfr. Jamiokowski et al. 1988)} \quad (\text{kPa})$$

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

$$m = \text{costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (cfr. Tabella 4.3)} \quad (^\circ)$$

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

Tabella 4.3 - Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	m (°)
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
σ_2' = tensione principale efficace intermedia	
σ_3' = tensione principale efficace minore	

I valori dell'angolo di attrito ϕ_{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 4.4** (cfr. ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988)

Tabella 4.4 - Valori dell'angolo di attrito φ'_{cv} per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

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

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

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

$$\varphi'_{cv} = 32^\circ \text{ per le sabbie}$$

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

$$m = 3.$$

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'_0 , possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{01} = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \text{ (kPa)}$$

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

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m³

ν' = 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 come descritto nel **paragrafo 4.2.4.1.2**.

I moduli di taglio (G_0) e di Young (E_0) 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_{o1} 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 della correlazione proposta da [Ohta & Goto \(1978\)](#) (cfr. anche [Baldi et al., 1989](#)); in base a tale correlazione vale quanto segue:

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

essendo:

$$C = 67.3$$

z = profondità dal p.c. in metri

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (cfr. la **Tabella 4.5**)

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (cfr. la **Tabella 4.6**)

Tabella 4.5 - Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A
(funzione dell'epoca geologica del deposito)

f_A	Olocene	Pleistocene
	1.0	1.3

Tabella 4.6 - 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	1.09	1.07

4.2.4.1.3 G_{o1} da prove CPTE/CPTU

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 di deformabilità "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 livello 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 γ indotto, tratte da [Lo Presti \(1989\)](#), sono riportate in **Figura 4.2** e **Figura 4.3**.

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_0 ; 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_0 ; 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.

4.2.4.2.2 Moduli di deformabilità "operativi" da prove SPT in sabbia e ghiaia

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

$$E'_{25} = (10.5 - 3.5 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \text{ MPa} \quad \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$E'_{25} = (52.5 - 35 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \text{ MPa} \quad \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

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:

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

essendo:

k_{hi} = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale, riportato nella **Tabella 4.7** (cfr. [Reese et al., 1974](#) e [Elson, 1984](#))

z = profondità dal piano campagna originario.

Tabella 4.7 - Gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale secondo Reese et al. (1974) (cfr. anche Elson (1984))

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

Nel caso di pali di fondazione posizionati in cresta ad una scarpata naturale o artificiale, i moduli di reazione orizzontali saranno ridotti di una quantità pari al rapporto tra il coefficiente di spinta passiva del terreno calcolato per un piano di campagna orizzontale e lo stesso parametro calcolato per un piano di campagna con inclinazione pari alla pendenza della scarpata.

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, 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.

4.3.2. Classificazione

La classificazione dei terreni a grana fine viene 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, viene considerata anche una classificazione basata su considerazioni legate alla posizione dello stato iniziale in sito, dato dall'indice dei vuoti (e_0), o da quello normalizzato corrispondente I_{v0} , e dalla pressione verticale efficace geostatica (σ'_{v0}), rispetto alla curva di compressibilità intrinseca edometrica (ICL_{oed}) definita in [Burland \(1990\)](#) o misurata sperimentalmente. La ICL_{oed} definita in [Burland \(1990\)](#) è data dalla seguente equazione:

$$I_v = 2.45 - 1.285 \cdot \log \sigma'_v + 0.015 \cdot (\log \sigma'_v)^3$$

dove:

σ'_v = pressione verticale efficace corrente in kPa

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

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 I_{v0} è dato dalla seguente equazione:

$$I_{v0} = \frac{e_o - e_{100}^*}{C_c^*} = \text{indice dei vuoti iniziale normalizzato.}$$

Con riferimento anche a quanto indicato nella **Figura 4.4** (vedi ad esempio anche [Nagaraj & Miura, 2001](#)) si ha che:

- Terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{v0})-(\sigma'_{v0})$ alla sinistra della curva ICL_{oed} (**terreni tipo B1**) sono da considerare sovraconsolidati meccanicamente; in aggiunta alla sovraconsolidazione meccanica tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione.
- Terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{v0})-(\sigma'_{v0})$ 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 $(I_{v0})-(\sigma'_{v0})$ alla destra della curva ICL_{oed} (**terreni tipo A**) sono da considerare strutturati; 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. Non appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici, 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 (visco-plastiche), positive (riduzione dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali positive in condizioni non drenate.
2. I **terreni tipo B2**, se dotati di legami di cementazione, possono avere comportamenti simili a quelli dei terreni di tipo A; in assenza di legami di cementazione hanno invece:
 - un comportamento duttile o moderatamente fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci connessa solo a fenomeni 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. Non appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici, 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.
- 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**, una stima del grado di sovraconsolidazione meccanico ($GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$) si ottiene dall'interpretazione delle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande.

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

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

essendo:

σ_{vo}' = tensione verticale efficace geostatica

σ_{vmax}' = tensione verticale efficace massima subita dal deposito

φ' = 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 (σ_{vmax}') subita dal deposito, né la tensione in corrispondenza della quale si innescano deformazioni irreversibili visco-plastiche (σ_{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:

$$k_o = (1 - \sin \varphi')$$

- la pressione σ'_{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:

$$OCR^* = \frac{\sigma'_{vy}}{\sigma'_{vo}}$$

In mancanza di prove edometriche, sia per materiali tipo B1 sia per i materiali tipo B2 e A, la pressione di preconsolidazione σ'_{vp} ed il grado di sovraconsolidazione $OCR = \sigma'_{vp} / \sigma'_{vo}$, saranno stimati con l'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**;

σ'_{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 (%)

σ_{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.

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

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 prove di laboratorio e a correlazioni empiriche per l'interpretazione delle prove CPTE/CPTU e SPT che forniscono 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 CPTE/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](#)).

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

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

essendo:

$$14 \leq N_k \leq 16$$

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

σ_{vo} = pressione verticale totale

q_c = resistenza di punta

$$B_q = \frac{u_2 - u_o}{q_t - \sigma_{vo}} \text{ (-)}$$

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

$\alpha = 0.8$ = rapporto delle aree

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

u_o = pressione idrostatica

σ_{vo} = pressione verticale totale geostatica.

4.3.4.4 Valutazione di c_u da prove SPT

Nel caso di terreni limoso-argillosi a grana fine poco compatti, 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 **Figura 4.5** (NAVFAC, 1971).

Nel caso di terreni a grana fine più compatti, 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:

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

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 (TD), triassiali consolidate non drenate (TX-CIU) e drenate (TX-CID).

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 a 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:

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

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0.15 ÷ 0.20

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/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 nel **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 CPTE/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_{01} e di q_c

q_c = resistenza di punta del penetrometro statico

e_o = indice dei vuoti iniziale.

4.3.6.2 Moduli elastici "operativi" in condizioni drenate

Il comportamento dei terreni a grana fine risulta non lineare; i moduli elastici operativi equivalenti risultano infatti funzione sia della pressione efficace media corrente sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

Per tenere conto di tale aspetto in questa sede saranno seguite le seguenti regole:

1. Caso di opere di sostegno e di fondazione su terreni sovraconsolidati meccanicamente (terreni tipo B1) con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell'opera collocati all'interno della superficie di plasticizzazione intrinseca del materiale.

In tali situazioni le deformazioni plastiche indotte da sforzi isotropi e deviatorici sono modeste e l'utilizzo di modelli costitutivi elastici o elastici non lineari può essere ritenuto accettabile.

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 4.3.6.1**.
- Le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto.

Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto, proposte da [Vucetic & Dobry \(1991\)](#), sono riportate nella **Figura 4.6**.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo lineari, i moduli di deformabilità "operativi" di Young saranno assunti pari a circa $1/3 \div 1/5$ di quello iniziale E_o .

2. Caso di opere di sostegno e di fondazioni su terreni tipo B2 ed A con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell'opera collocati all'esterno della superficie di plasticizzazione del terreno naturale definita dalla pressione di plasticizzazione σ_{vy}' .

Nelle analisi geotecniche si farà riferimento a modelli costitutivi elasto-plastici e/o elasto-visco-plastici e all'interpretazione delle prove edometriche.

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

Nel caso del progetto di pali di fondazione il modulo di reazione orizzontale "operativo", nel caso di ricorso a calcoli semplificati lineari, può essere assunto pari a (vedi ad esempio [Elson, 1984](#)):

$$E_s = 400 \cdot c_u \text{ (kPa)}$$

essendo:

c_u = resistenza al taglio non drenata determinata secondo i criteri di cui al **paragrafo 4.3.4.**

Utili riferimenti bibliografici sono anche in [Tomlinson, 1977](#).

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI TRACCIATO

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, geomorfologici ed idrogeologici (documento di riferimento n°1);
- delle indagini geognostiche eseguite (documento di riferimento n°2);
- dell'interpretazione delle indagini in accordo ai criteri descritti nel **capitolo 4**.

I materiali investigati sono costituiti in prevalenza da *depositi vulcanici* legati all'attività di emissione vulcanica del complesso Albano e di altri centri del Lazio centro-meridionale, di *epoca pleistocenica ed olocenica*.

Nell'ambito dei depositi vulcanici, in ragione della granulometria è possibile distinguere tra:

- materiale piroclastico a granulometria prevalente argilloso-limosa (sigla C sui log stratigrafici del profilo geotecnico)
- materiale piroclastico a granulometria prevalente limoso-sabbiosa - tufi (sigla T sui log stratigrafici del profilo geotecnico)
- materiale piroclastico a granulometria sabbiosa, sabbioso-ghiaiosa sabbioso-brecciosa/clastica e con lapilli - pozzolana, tufo pozzolanico (sigla P sui log stratigrafici del profilo geotecnico)

Lo stato di questi materiali varia come segue, secondo il pedice riportato nelle stratigrafie dei sondaggi del profilo geotecnico:

- s = stato sciolto (processi di argillificazione e pedogenitici)
- sl = stato semi-litoide
- l = stato litoide

In funzione dell'entità dei legami fra le particelle (vetrosi, legati ai processi vulcanici, oppure di cementazione), si passa da materiale a consistenza elevata, lapidea, a terreno sciolto, per lo più argillificato, a seguito di intensi processi di alterazione. È ragionevole che questi fenomeni di argillificazione e pedogenesi si siano verificati nelle fasi di pausa tra le varie emissioni vulcaniche, come testimoniato dal fatto che spesso gli strati terrosi si alternano a livelli di tufo più compatti, che conservano caratteristiche più simili a quelle originarie.

Da un punto di vista stratigrafico risulta particolarmente difficile definire un andamento regolare degli strati a causa della elevata variabilità delle caratteristiche dei materiali vulcanici sia in senso verticale sia in senso orizzontale. La genesi e l'evoluzione dei processi deposizionali e di alterazione fanno sì che la struttura sia estremamente variabile sia a livello microscopico che macroscopico.

Pertanto in questa fase per i materiali vulcanici si è proceduto ad individuare una suddivisione in funzione della granulometria prevalente e dello stato di consistenza, come segue:

- T1 depositi vulcanici sciolti a granulometria da limoso-argillosa a limoso-sabbiosa
- T2 depositi vulcanici sciolti a granulometria sabbiosa, sabbioso-ghiaiosa con clasti e lapilli
- T3 depositi vulcanici con consistenza da semi-litoide a litoide

Tra la progr. 586+300 e la progr. 586+700 circa, ad Ovest dello svincolo di Valmontone, i materiali vulcanici soggiacciono a terreni sciolti di copertura, presumibilmente di tipo eluvio-colluviale, a granulometria prevalentemente limosa con componenti subordinate da argillose a sabbiose (terreni tipo A1).

Per quanto riguarda la falda, i piezometri installati mostrano letture con falda a profondità superiore a 10 m dal p.c. (cfr. **Tabella 3.1, Tabella 3.2, Tabella 3.3**).

Si fa presente che le letture dei piezometri hanno evidenziato la presenza della falda freatica a profondità quasi sempre superiori a quelle interessate dal prelievo dei campioni, sebbene i materiali campionati rivelino un grado di saturazione mediamente molto elevato, anche > 90%. Questo fatto è correlabile alla struttura con molti vuoti, molto permeabile e molto influenzata dall'acqua interstiziale che viene assorbita.

Di seguito si riportano alcune osservazioni di carattere stratigrafico (cfr. elaborati di planimetria con ubicazione delle indagini e profilo geotecnico)

Terreni di copertura

I terreni di copertura sono di origine eluvio-colluviale, si presentano principalmente sotto forma di materiale a granulometria fine prevalente e raggiungono spessori fino a 5.0÷10.0 m.

I materiali di copertura di natura eluvio-colluviale *A1* sono stati caratterizzati a partire dai risultati delle prove di laboratorio.

Materiali vulcanici

Questi materiali interessano tutto il tracciato di progetto.

Si trovano al di sotto del terreno di copertura, quando presente, altrimenti risultano ovunque affioranti.

Nella porzione superficiale si presentano in facies terrosa/sciolta a seguito di intensi processi di alterazione, con legami che vengono in buona parte distrutti dal campionamento e durante la realizzazione delle prove in sito; nell'ambito del materiale vulcanico terroso/sciolto nel profilo geotecnico è stata operata ove possibile una distinzione in funzione della granulometria prevalente (*T1* per granulometria fine e *T2* per granulometria grossolana). Tuttavia, trattandosi di depositi legati a fenomeni vulcanici esplosivi, risulta difficile definirne un andamento stratigrafico "regolare" sia in profondità sia in senso planimetrico.

Al di sotto della zona del materiale piroclastico sciolto (a profondità variabile da 10 a 20 m – localmente anche 27 m nel sondaggio SC12) talora è presente un substrato costituito da piroclastite da semilitoide a litoide (materiale *T3*), di consistenza più elevata.

La piroclastite litoide può presentarsi in forma di strati di spessore accertato nell'ordine di 5÷8 m che interrompono la verticale di materiale sciolto (cfr. ad es. sondaggi SA6 tra 15.0 e 20.0 m e SC11bis tra 10.5 e 22.0 m da bocca foro);

I materiali di natura vulcanica (*T1* e *T2*) risultano essere strutturati e sono pertanto soggetti ad un marcato rimodellamento della loro microtessitura, sia in termini di indice dei vuoti, sia di riorientazione delle particelle, in modo particolare quando vengono interessati da prove in sito (del tipo SPT oppure CPT) e anche, seppure in misura minore, quando vengono sottoposti al disturbo del campionamento.

I risultati delle prove in sito (SPT e CPT), oltre a non essere utilizzabili direttamente per dedurre i parametri geotecnici (in quanto le correlazioni di letteratura sono applicabili soltanto al caso di materiali sciolti di natura sabbiosa non strutturati), possono essere

impiegati soltanto per discriminare fra tipi di materiale, consentendo l'individuazione di limiti inferiori (per via del disturbo indotto dalle prove stesse) di resistenza comuni caratteristici dei terreni esaminati.

La caratterizzazione geotecnica di questi materiali pertanto si baserà prevalentemente sui risultati delle prove di laboratorio, i quali vanno comunque esaminati tenendo conto del fatto che i terreni sono strutturalmente complessi ed hanno una sensibilità elevata.

Nel **paragrafo 5.3** è riportata anche la caratterizzazione geotecnica dei materiali di rilevato autostradale esistente *Ri*, che presenta altezze variabili da 2 a 5 m circa.

Per quanto riguarda l'andamento della superficie freatica, la falda si trova a profondità maggiore di 20 m dal p.c., ad eccezione del tratto di copertura eluvio-colluviale e nel sondaggio SA6 dove è stata misurata a circa 10 m da bocca foro.

5.2. RILEVATO AUTOSTRADALE (RI)

5.2.1. Generalità

Il tratto di autostrada in questione corre in rilevato in approccio allo svincolo di Valmontone e presenta un'altezza massima nell'ordine di 5m.

Le resistenze N_{SPT} nei materiali da rilevato sono risultate di 3 e 7 colpi/30 cm (cfr. **Figura 5.1**).

5.2.2. Caratteristiche fisiche e densità relativa

Le granulometrie dei materiali in oggetto sono riportate nella **Figura 5.2**.

Sulla base di tali granulometrie le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia possono variare come segue:

limo+argilla = 17%÷32%

sabbia = 37%÷39%

ghiaia = 33%÷52%.

L'unità geotecnica Ri risulta perciò prevalentemente costituita da ghiaie con sabbie e sabbie con ghiaie limose.

Il peso di volume naturale (γ_n) è stato assunto pari a $\gamma_n = 19 \text{ kN/m}^3$.

La densità relativa (D_r) determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT è compresa nell'intervallo $D_r=15\div40\%$ (cfr. **Figura 5.3**).

5.2.3. Caratteristiche di resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito (ϕ') determinata sulla base dei risultati delle prove SPT risulta maggiore di 34° (cfr. **Figura 5.4**).

5.2.4. Caratteristiche di deformabilità

5.2.4.1 Moduli iniziali

I moduli di taglio iniziale (G_{01}), determinati sulla base dei risultati delle prove penetrometriche SPT nei materiali del rilevato, sono rappresentati in **Figura 5.4**.

Con i presupposti indicati nel **paragrafo 4.2.4.2.1**, i moduli di Young operativi (E_{op1}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/3\div1/5)\cdot E_o$.

5.2.4.2 Moduli elastici "operativi"

Con riferimento ai risultati delle prove SPT, per i materiali Ri si stimano moduli elastici operativi E'_{25} nell'ordine di $2\div3 \text{ MPa}$ (cfr. **Figura 5.6**).

5.2.5. Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri caratteristici dei materiali che costituiscono il rilevato autostradale esistente *Ri*.

Parametro	Valori minimi	Valori medi
γ_t (kN/m ³)	19.0	19.5
N_{SPT} (colpi/30 cm)	3	5
D_r (%)	15	27
φ' (°)	34	35
G_{01} (kPa)	20	23
E_{op1} (kPa)	$(G_{01})/(3 \div 5)^{(1)}$	
E'_{25} (MPa)	2	3
k_h (kN/m ³)	3500	6000

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

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

D_r = densità relativa;

φ' = angolo di attrito di picco;

G_{01} = modulo di taglio iniziale riferito a pressioni efficaci pari a quelle geostatiche;

E_{op1} = modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a 0.01·B) e di opere di sostegno;

B = dimensione minore della fondazione (m);

p_a = 100 kPa = pressione atmosferica di riferimento;

z = profondità dal p.c. in metri;

E'_{25} = modulo di deformabilità operativo;

k_h = coefficiente per modulo di reazione orizzontale

Note:

$$^{(1)} \quad G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o'} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa}), \text{ essendo } p' \text{ la pressione efficace media corrente e } p_o' \text{ la}$$

pressione efficace media geostatica.

5.3. COPERTURE ELUVIO-COLLUVIALI (A1)

5.3.1. Generalità

I depositi eluvio-colluviali sciolti presentano valori di resistenza di punta (q_c) nell'intorno di 1 MPa (**Figura 5.7**). I valori di SPT misurati all'interno dei fori di sondaggio (**Figura 5.8**) risultano normalmente compresi tra 3 e 10 colpi/30cm.

5.3.2. Caratteristiche fisiche

Le granulometrie dei materiali in oggetto sono riportate in **Figura 5.9**.

La composizione granulometrica varia come segue:

argilla = 5% ÷ 40%

limo = 27% ÷ 65%

sabbia = 11% ÷ 50%

ghiaia = 0% ÷ 15%

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) sono riportate in **Figura 5.10** e **Figura 5.11**; esse possono variare come segue:

LL = 40% ÷ 60%

IP = 10% ÷ 20%.

Facendo riferimento alla Carta di plasticità di Casagrande, riportata in **Figura 5.12**, i materiali in oggetto possono essere classificati come limi inorganici di media compressibilità, limi organici e limi inorganici di alta compressibilità ed argille organiche.

Il peso di volume naturale (γ_n) varia nell'intorno di 18 kN/m³ (cfr. **Figura 5.13**).

Il grado di saturazione è normalmente prossimo all'unità (cfr. **Figura 5.14**).

Il contenuto d'acqua naturale (w_n) risulta generalmente compreso tra 30% e 50%, crescente con la profondità (cfr. **Figura 5.15**).

L'indice dei vuoti iniziale (e_o) risulta dell'ordine di 0.8÷1.4 (cfr. **Figura 5.16**).

5.3.3. Stato iniziale e pressioni di preconsolidazione

Nella **Figura 5.17** sono riportati gli stati iniziali dei materiali nel piano di Burland (1990) I_v -log σ_{vo}' . Nelle figure suddette è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca ICL_{oed} , determinata sulla base della correlazione empirica di [Burland \(1990\)](#).

Nell'unico campione disponibile, il materiale in esame si colloca al di sopra della linea di compressibilità intrinseca ICL_{oed} ; si ritiene che l'unità geotecnica A1 possa essere considerata costituita da materiali strutturati.

In **Figura 5.18** sono diagrammati i valori di GSC determinati sulla base dei risultati delle prove penetrometriche CPT, in accordo alla procedura descritta al **paragrafo 4.3.3**.

Ai valori del coefficiente di spinta del terreno a riposo k_0 possono essere attribuiti valori pari a:

$$k_0 = (0.45 \div 0.60) \cdot \sqrt{GSC}$$

5.3.4. Caratteristiche di resistenza al taglio

5.3.4.1 Resistenza al taglio in tensioni totali

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 sono riportate in **Figura 5.19**. La **Figura 5.20** rappresenta i valori di coesione non drenata ricavabili da tutti i dati geognostici disponibili per i materiali A1.

5.3.4.2 Resistenza al taglio in tensioni efficaci

I parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sono stati valutati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto (TD). I risultati sono riportati in **Figura 5.21** per $c'=0$ e in **Figura 5.22** per $c' \neq 0$.

5.3.5. Caratteristiche di deformabilità

5.3.5.1 Moduli elastici iniziali

I moduli di taglio elastici iniziali G_{01} ottenuti dall'interpretazione delle prove CPT e delle prove Cross-Hole sono riportati in **Figura 5.23**.

Sulla base di quanto riportato nella figura di cui sopra si osserva che i moduli di taglio iniziali G_{01} stimati da prove CPT con indice dei vuoti pari al minimo valore disponibile dalle prove di laboratorio sono tendenzialmente minori di quelli ottenuti dalla prova geofisica in foro.

5.3.6. Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente si riassumono i parametri caratteristici dei depositi eluvio-colluviali A1.

Parametro	Valori minimi	Valori medi
γ_t (kN/m ³)	17.2	17.6
N_{SPT} (colpi/30 cm)	3	7
$OCR=\sigma'_{vp}/\sigma'_{vo}$ (-)	1	3
ϕ' (°)	Per $c'=0$ 32 Per $c'=5$ kPa 30	Per $c'=0$ 35 Per $c'=10$ kPa 32
c_u (kPa)	16.5 per $z < 8.5$ 40 per $z \geq 8.5$	55 per $z < 8.5$ 80 per $z \geq 8.5$
G_{o1} (MPa)	35	60
k_h (kN/m ³)	400 c_u	

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

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

OCR = grado di sovraconsolidazione;

ϕ' = angolo di attrito di picco;

c' = coesione efficace di picco;

c_u = resistenza non drenata;

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

z = profondità dal p.c. in metri;

k_h = coefficiente per modulo di reazione orizzontale

Note:

$$^{(1)} \quad G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o'} \right)^{0.5} \text{ (kPa)}, \text{ essendo } p' \text{ la pressione efficace media corrente e } p_o' \text{ la}$$

pressione efficace media geostatica.

5.4. DEPOSITI VULCANICI SCIOLTI A GRANA FINE (T1)

5.4.1. Generalità

I depositi vulcanici sciolti a granulometria da limoso-argillosa a limoso-sabbiosa presentano valori di resistenza di punta (q_c) generalmente compresi tra 0.5 e 3.5 MPa (**Figura 5.24**). I valori di SPT misurati all'interno dei fori di sondaggio (**Figura 5.25**) risultano normalmente compresi tra 3 e 20 colpi/30cm nei primi 10 m da p.c.; per profondità maggiori, sono stati misurati valori nell'ordine di 25 colpi/30cm.

5.4.2. Caratteristiche fisiche

Le granulometrie dei materiali in oggetto sono riportate in **Figura 5.26**.

La composizione granulometrica varia come segue:

argilla = 0% ÷ 55%

limo = 33% ÷ 76%

sabbia = 0% ÷ 54%

ghiaia = 0% ÷ 12%

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) sono riportate in **Figura 5.27** e **Figura 5.28**; esse possono variare come segue:

LL = 40% ÷ 100%, con un valore pari a 120.7%

IP = 10% ÷ 40%, con alcuni valori intorno al 2÷4% e altri compresi tra 50% e 65%.

Facendo riferimento alla Carta di plasticità di Casagrande, riportata in **Figura 5.29**, i materiali in oggetto possono essere classificati come limi inorganici di media compressibilità, limi organici, limi inorganici di alta compressibilità ed argille organiche.

Il peso di volume naturale (γ_n) risulta compreso tra 12.6 e 18.2 kN/m³ (cfr. **Figura 5.30**).

Il grado di saturazione è normalmente superiore a 0.7 (cfr. **Figura 5.31**).

Il contenuto d'acqua naturale (w_n) risulta generalmente compreso tra 30% e 70% con valori fino al 90% (cfr. **Figura 5.32**).

L'indice dei vuoti iniziale (e_o) risulta dell'ordine di 1.0÷2.5 (cfr. **Figura 5.33**).

5.4.3. Stato iniziale e pressioni di preconsolidazione

Nella **Figura 5.34** sono riportati gli stati iniziali dei materiali nel piano di Burland (1990) I_v -log σ_{vo}' . Nelle figure suddette è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca ICL_{oed} , determinata sulla base della correlazione empirica di Burland (1990).

Ad eccezione di un solo campione, i materiali in esame si collocano generalmente al di sopra o a cavallo della linea di compressibilità intrinseca ICL_{oed} ; si ritiene che essi possano essere considerati come materiali strutturati; 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.

In **Figura 5.35** sono diagrammati i valori di GSC determinati sulla base dei risultati delle prove penetrometriche CPT, in accordo alla procedura descritta al **paragrafo 4.3.3**.

Ai valori del coefficiente di spinta del terreno a riposo k_0 possono essere attribuiti valori pari a:

$$k_0 = (0.45 \div 0.60) \cdot \sqrt{GSC}$$

5.4.4. Caratteristiche di resistenza al taglio

5.4.4.1 Resistenza al taglio in tensioni totali

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 sono riportate in **Figura 5.36**. La **Figura 5.37** rappresenta i valori di coesione non drenata ricavabili da tutti i dati geognostici disponibili per i materiali T1.

Sulla base di quanto riportato nelle figure suddette, tenuto anche conto di quanto detto in § 5.1, ai terreni in esame possono essere assegnati i seguenti andamenti:

- Valori minimi
 - $c_u = 16$ kPa per $z < 8.5$ m
 - $c_u = 30$ kPa per $8.5 \leq z < 11.0$
 - $c_u = 45$ kPa per $z \geq 11.0$
 - Valori medi
 - $c_u = 55$ kPa per $z < 11.0$
 - $c_u = 100$ kPa per $z \geq 11.0$
- essendo z la profondità dal p.c. in metri.

5.4.4.2 Resistenza al taglio in tensioni efficaci

I parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sono stati valutati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto (TD). I risultati sono riportati in **Figura 5.38** per $c'=0$ e in **Figura 5.39** per $c' \neq 0$.

5.4.5. Caratteristiche di deformabilità

5.4.5.1 Moduli elastici iniziali

I moduli di taglio elastici iniziali G_{01} ottenuti dall'interpretazione delle prove CPT sono riportati in **Figura 5.40**.

5.4.6. Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente si riassumono i parametri caratteristici dei depositi vulcanici sciolti da argilloso-limosi a limoso-sabbiosi T1.

Parametro	Valori minimi	Valori medi
γ_t (kN/m ³)	13.4	15.1
N_{SPT} (colpi/30 cm)	3	17
$OCR = \sigma'_{vp} / \sigma'_{vo}$ (-)	1	2
φ' (°)	Per $c' = 0$ 29 Per $c' = 30$ kPa 27	Per $c' = 0$ 35 Per $c' = 60$ kPa 30
c_u (kPa)	16 per $z < 8.5$ 30 per $8.5 \leq z < 11.0$ 45 per $z \geq 11.0$	55 per $z < 11.0$ 100 per $z \geq 11.0$
G_{o1} (MPa)	8	20
k_h (kN/m ³)	400 c_u	

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

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

OCR = grado di sovraconsolidazione;

φ' = angolo di attrito di picco;

c' = coesione efficace di picco;

c_u = resistenza non drenata;

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

z = profondità dal p.c. in metri;

k_h = coefficiente per modulo di reazione orizzontale

Note:

$$^{(1)} \quad G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o'} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa}), \text{ essendo } p' \text{ la pressione efficace media corrente e } p_o' \text{ la}$$

la pressione efficace media geostatica.

5.5. DEPOSITI VULCANICI SCIOLTI A GRANULOMETRIA SABBIOSO-LIMOSA (T2-1)

5.5.1. Generalità

I depositi vulcanici sciolti a granulometria sabbioso-limosa mostrano valori di resistenza di punta (q_c) generalmente compresi tra 2 e 10 MPa con andamento crescente in funzione della profondità. In **Figura 5.41** sono diagrammati i valori di q_c misurati nella porzione a granulometria sabbioso-limosa T2-1.

I valori SPT misurati all'interno dei fori di sondaggio (**Figura 5.42**), risultano prevalentemente compresi tra 3 e 50 colpi/30cm con andamento crescente in funzione della profondità.

5.5.2. Caratteristiche fisiche e densità relativa

Le granulometrie dei materiali sabbioso-limosi T2-1 sono rappresentate in **Figura 5.43**. Sulla base di tali granulometrie le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia per i materiali T2-1 possono variare come segue:

argilla = 2% ÷ 19%

limo = 14% ÷ 44%

sabbia = 42% ÷ 71%

ghiaia = 0% ÷ 18%

Il peso di volume naturale (γ_n) è risultato variabile tra 12 e 17 kN/m³ (cfr. **Figura 5.44**).

La densità relativa (D_r), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT e CPT risulta generalmente compresa tra 15 e 80% crescente con la profondità (cfr. **Figura 5.45**). Si rileva che in presenza di sabbie fini limose l'interpretazione delle prove SPT e CPT è stata effettuata facendo riferimento ai coefficienti empirici delle sabbie fini.

5.5.3. Caratteristiche di resistenza al taglio

5.5.3.1 Resistenza al taglio in tensioni totali

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 sono riportate in **Figura 5.46**, insieme ai valori di coesione non drenata ricavabili da tutti i dati geognostici disponibili per i materiali T2-1.

5.5.3.2 Resistenza al taglio in tensioni efficaci

I parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sono stati valutati sia sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto TD sia mediante interpretazioni delle prove penetrometriche SPT e statiche CPT.

I risultati delle prove di laboratorio sono riportati in **Figura 5.47** e **Figura 5.48**, quelli delle prove in sito in **Figura 5.49**.

5.5.4. Caratteristiche di deformabilità

5.5.4.1 Moduli iniziali

I moduli di taglio elastici iniziali G_{01} ottenuti dalle prove geofisiche in foro (disponibili per la sola la campagna Progetto Definitivo di ampliamento a quarta corsia) sono riportati nella **Figura 5.50**, quelli ottenuti dall'interpretazione delle prove SPT e CPT sono riportati in **Figura 5.51**.

Sulla base di quanto riportato nelle figure di cui sopra si osserva che i moduli di taglio iniziali G_{01} da prove SPT e CPT sono minori di quelli ottenuti dalla prova geofisica in foro.

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:

$$V_s = \sqrt{\frac{G_{01} \cdot 9.81}{\gamma_t}}$$

Con i presupposti indicati nel **paragrafo 4.2.4.2**, i moduli di Young operativi (E_{op1}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$, con E_0 calcolato in accordo al legame che intercorre tra E_0 e G_0 ed essendo:

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5} \quad \text{in kPa}$$

dove p' è la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

5.5.4.2 Modulo di deformabilità operativo

Il modulo di deformabilità operativo ricavabile dall'interpretazione delle prove SPT e CPT è riportato in **Figura 5.52**.

5.5.5. Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri caratteristici dei depositi vulcanici sabbioso-limosi T2-1.

Parametro	Valori minimi	Valori medi
γ_t (kN/m ³)	12.1	14.7
N_{SPT} (colpi/30 cm)	3	15
$OCR = \sigma'_{vp} / \sigma'_{v0}$ (-)	2	4
D_r (%)	15	40
φ' (°)	Per $c'=0$ 32 Per $c'=7$ kPa 30	Per $c'=0$ 36 Per $c'=5$ kPa 35
c_u (kPa)	15 per $z < 7.0$ 25 per $7.0 \leq z < 13.5$ 85 per $z \geq 13.5$	50 per $z < 7.0$ 100 per $7.0 \leq z < 13.5$ $100 + 16.0 z$ per $z \geq 13.5$
G_{o1} (kPa)	$370 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.65}$	$600 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.60}$
E'_{25} (MPa)	$70 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.90}$	$300 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.90}$
k_h (kN/m ³)	3500	12000

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

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

OCR = grado di sovraconsolidazione;

D_r = densità relativa;

φ' = angolo di attrito di picco;

c' = coesione efficace di picco;

c_u = resistenza non drenata;

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

p_a = 100 kPa = pressione atmosferica di riferimento;

z = profondità dal p.c. in metri;

E'_{25} = modulo di deformabilità operativo;

k_h = coefficiente per modulo di reazione orizzontale

Note:

$$(1) \quad G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o} \right)^{0.5} \text{ (kPa)}, \text{ essendo } p' \text{ la pressione efficace media corrente e } p_o'$$

la pressione efficace media geostatica.

5.6. DEPOSITI VULCANICI SCIOLTI A GRANULOMETRIA DA SABBIOSA A SABBIOSO-GHIAIOSA (T2-2)

5.6.1. Generalità

Nei depositi vulcanici sciolti a granulometria da sabbiosa a sabbioso-ghiaiosa con clasti e lapilli le prove CPT hanno dato rifiuto strumentale.

I valori SPT misurati all'interno dei fori di sondaggio (**Figura 5.53**) sono risultati sempre maggiori di 30 colpi/30cm.

5.6.2. Caratteristiche fisiche e densità relativa

Tipiche granulometrie dei materiali da sabbiosi a sabbioso-ghiaiosi sono rappresentate in **Figura 5.54**. Sulla base di tali granulometrie le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia per i materiali T2-2 possono variare come segue:

argilla = 0% ÷ 2%

limo = 7% ÷ 21%

sabbia = 35% ÷ 46%

ghiaia = 36% ÷ 52%

Il peso di volume naturale (γ_n) è risultato pari a 14 e 18 kN/m³ (cfr. **Figura 5.55**).

La densità relativa (D_r), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT risulta compresa tra 25 e 55% (cfr. **Figura 5.56**).

5.6.3. Caratteristiche di resistenza al taglio

I parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sono stati valutati sia sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto TD sia mediante interpretazioni delle prove penetrometriche SPT.

I risultati delle prove di laboratorio sono riportati in **Figura 5.57**, quelli delle prove in sito in **Figura 5.58**.

Il dato di resistenza al taglio in tensioni efficaci ricavabile dalla prova di taglio diretto sembrerebbe in contrasto con le caratteristiche granulometriche del campione CR3 del sondaggio SA6 su cui è stata condotta la prova, classificato come ghiaia con sabbia limosa. Per questo, ai fini della caratterizzazione geotecnica, l'angolo d'attrito dei materiali T2-2 è stato stimato a partire dalle prove SPT, adottando valori ragionevolmente cautelativi per tener conto della numerosità dei dati a disposizione.

5.6.4. Caratteristiche di deformabilità

5.6.4.1 Moduli iniziali

I moduli di taglio elastici iniziali G_{01} ottenuti dall'interpretazione delle prove SPT sono riportati in **Figura 5.59**.

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:

$$V_s = \sqrt{\frac{G_{01} \cdot 9.81}{\gamma_t}}$$

Con i presupposti indicati nel **paragrafo 4.2.4.2**, i moduli di Young operativi (E_{op1}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$, con E_0 calcolato in accordo al legame che intercorre tra E_0 e G_0 ed essendo:

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5} \quad \text{in kPa}$$

dove p' è la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

5.6.4.2 Modulo di deformabilità operativo

Il modulo di deformabilità operativo ricavabile dall'interpretazione delle prove SPT è riportato in **Figura 5.60**.

5.6.5. Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri caratteristici dei depositi vulcanici da sabbiosi a sabbioso-ghiaiosi T2-2.

Parametro	Valori minimi	Valori medi
γ_t (kN/m ³)	14.5	16.1
N_{SPT} (colpi/30 cm)	33	38
D_r (%)	23	40
φ' (°)	34	38
G_{o1} (kPa)	170	190
E'_{25} (MPa)	23	40
k_h (kN/m ³)	5500	12000

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

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

D_r = densità relativa;

φ' = angolo di attrito di picco;

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

z = profondità dal p.c. in metri;

E'_{25} = modulo di deformabilità operativo;

k_h = coefficiente per modulo di reazione orizzontale

Note:

$$^{(1)} \quad G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o'} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa}), \text{ essendo } p' \text{ la pressione efficace media corrente e } p_o' \text{ la}$$

pressione efficace media geostatica.

5.7. MATERIALI LITOIDI (T3)

5.7.1. Generalità

Il materiale T3 (materiale piroclastico di consistenza da semi-litoide a litoide) si trova a profondità maggiori rispetto agli altri materiali indagati e presenta valori di N_{SPT} sempre superiori a 50 colpi/30 cm, con molti valori a rifiuto. I valori di R.Q.D. misurati sono compresi fra 50 e 90%.

Dal profilo geotecnico si evince che le fondazioni degli interventi antirumore potranno interessare i materiali litoidi per sviluppi planimetrici e profondità piuttosto limitate. In questi casi sarà opportuno ricorrere ad uno schema geotecnico di sottosuolo che sostituisca il T3 con il T2 sovrastante.

Considerata la scarsità di dati di resistenza e deformabilità disponibili, nel paragrafo seguente viene proposta una caratterizzazione geotecnica ragionevolmente cautelativa.

5.7.2. Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Nella tabella seguente sono riassunti i parametri caratteristici assunti per i depositi vulcanici litoidi T3.

Parametro	Valori minimi	Valori medi
γ_t (kN/m ³)	16.9	17.2
N_{SPT} (colpi/30 cm)	50	60
RQD (%)	50	75
c_u (kPa)	1000	1700
τ_{lim} (kPa)	100	120

Simbologia:

- γ_t = peso di volume naturale;
- N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
- RQD = Rock Quality Designation;
- c_u = resistenza non drenata;
- τ_{lim} = adesione laterale limite

5.8. TABELLE RIASSUNTIVE DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Tabella 5.1 - Parametri caratteristici dell'unità geotecnica *Ri*

Parametro	Valori minimi	Valori medi
γ_t (kN/m ³)	19.0	19.5
N _{SPT} (colpi/30 cm)	3	5
D _r (%)	15	27
φ' (°)	34	35
G _{o1} (kPa)	20	23
E _{op1} (kPa)	$(G_{o1})/(3 \div 5)^{(1)}$	
E' ₂₅ (MPa)	2	3
k _h (kN/m ³)	3500	6000

Tabella 5.2 - Parametri caratteristici dell'unità geotecnica *A1*

Parametro	Valori minimi	Valori medi
γ_t (kN/m ³)	17.2	17.6
N _{SPT} (colpi/30 cm)	3	7
OCR= $\sigma'_{vp}/\sigma'_{vo}$ (-)	1	3
φ' (°)	Per c'=0 32 Per c'=5 kPa 30	Per c'=0 35 Per c'=10 kPa 32
c _u (kPa)	16.5 per z < 8.5 40 per z ≥ 8.5	55 per z < 8.5 80 per z ≥ 8.5
G _{o1} (MPa)	35	60
k _h (kN/m ³)	400 c _u	

Tabella 5.3 - Parametri caratteristici dell'unità geotecnica *T1*

Parametro	Valori minimi	Valori medi
γ_t (kN/m ³)	13.4	15.1
N _{SPT} (colpi/30 cm)	3	17
OCR= $\sigma'_{vp}/\sigma'_{vo}$ (-)	1	2
φ' (°)	Per c'=0 29 Per c'=30 kPa 27	Per c'=0 35 Per c'=60 kPa 30
c _u (kPa)	16 per z < 8.5 30 per 8.5 ≤ z < 11.0 45 per z ≥ 11.0	55 per z < 11.0 100 per z ≥ 11.0
G _{o1} (MPa)	8	20
k _h (kN/m ³)	400 c _u	

Tabella 5.4 - Parametri caratteristici dell'unità geotecnica T2-1

Parametro	Valori minimi	Valori medi
γ_t (kN/m ³)	12.1	14.7
N _{SPT} (colpi/30 cm)	3	15
OCR= $\sigma'_{vp}/\sigma'_{v0}$ (-)	2	4
D _r (%)	15	40
φ' (°)	Per c'=0 32 Per c'=7 kPa 30	Per c'=0 36 Per c'=5 kPa 35
c _u (kPa)	15 per z < 7.0 25 per 7.0 ≤ z < 13.5 85 per z ≥ 13.5	50 per z < 7.0 100 per 7.0 ≤ z < 13.5 100+16.0 z per z ≥ 13.5
G _{o1} (kPa)	$370 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.65}$	$600 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.60}$
E' ₂₅ (MPa)	$70 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.90}$	$300 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.90}$
k _h (kN/m ³)	3500	12000

Tabella 5.5 - Parametri caratteristici dell'unità geotecnica T2-2

Parametro	Valori minimi	Valori medi
γ_t (kN/m ³)	14.5	16.1
N _{SPT} (colpi/30 cm)	33	38
D _r (%)	23	40
φ' (°)	34	38
G _{o1} (kPa)	170	190
E' ₂₅ (MPa)	23	40
k _h (kN/m ³)	5500	12000

Tabella 5.6 - Parametri caratteristici dell'unità geotecnica T3

Parametro	Valori minimi	Valori medi
γ_t (kN/m ³)	16.9	17.2
N _{SPT} (colpi/30 cm)	50	60
RQD (%)	50	75
c _u (kPa)	1000	1700
τ_{lim} (kPa)	100	120

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

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

OCR = grado di sovraconsolidazione;

D_r = densità relativa;

RQD = Rock Quality Designation;

φ' = angolo di attrito di picco;

c' = coesione efficace di picco;

c_u = coesione non drenata;

τ_{lim} = adesione laterale limite;

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

E_{op1} = modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a 0.01·B) e di opere di sostegno;

B = dimensione minore della fondazione (m);

p_a = 100 kPa = pressione atmosferica di riferimento;

z = profondità dal p.c. in metri;

E'_{25} = modulo elastico operativo;

k_h = coefficiente per modulo di reazione orizzontale

Note:

$$^{(1)} \quad G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o'} \right)^{0.5} \text{ (kPa)}, \text{ essendo } p' \text{ la pressione efficace media corrente e } p_o' \text{ la}$$

la pressione efficace media geostatica.

5.9. CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto per la valutazione della risposta sismica locale, in assenza di analisi specifiche si è fatto riferimento all'approccio semplificato, basato sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (cfr. § 3.2.2 della normativa di riferimento).

Ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione è stata effettuata in base alla velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità, definita come segue

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

con

h_i spessore in metri dell' i -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità.

Lo stesso riferimento normativo è stato adottato per la definizione della categoria topografica.

Il valore di $V_{s,30}$ è stato ricavato a partire da n. 3 indagini di sismiche M.A.S.W. Tale indagine ha evidenziato l'esistenza di diversi sismostrati che ben si accordano con la successione litostratigrafica conosciuta; il profilo di velocità ottenuto evidenzia un graduale aumento con la profondità delle V_s con un sostanziale miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei litotipi.

In ogni caso, per i profili di velocità delle onde di taglio misurati nelle indagini M.A.S.W. si ricavano valori di $V_{s,30}$ compresi tra **303 e 518 m/sec** corrispondenti alla categoria di sottosuolo da **B** a **C**.

Inoltre, considerata la morfologia locale dei luoghi in questione, è stata adottata una categoria topografica tipo **T1 (superficie pianeggiante)**.

5.10. SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

La suscettibilità dei terreni al fenomeno della liquefazione dipende essenzialmente dalle caratteristiche granulometriche, dalla saturazione e dall'intensità degli sforzi subiti (tipicamente onde sismiche o cicli di carichi applicati).

Il fenomeno può verificarsi essenzialmente in terreni che presentano le seguenti caratteristiche:

- granulometria da sabbie fini a medie (con contenuto in fine variabile generalmente dallo 0% al 25%);
- sotto falda;

- da poco a mediamente addensati;
- profondità dal piano campagna relativamente basse (di solito inferiore ai 15-20 metri).

Per quanto riguarda la normativa italiana si fa riferimento alle Norme Tecniche di Costruzione (D.M. 14/01/2008) che stabiliscono criteri di riferimento per l'esclusione della verifica alla liquefazione e forniscono metodologie di analisi da impiegare nel caso il sito venga riconosciuto a rischio.

Viene di seguito riportato il testo del paragrafo 7.11.3.4.2 delle Norme, relativo ai criteri di esclusione:

"La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 1. Eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;*
- 2. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0.1g$;*
- 3. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;*
- 4. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;*
- 5. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.*

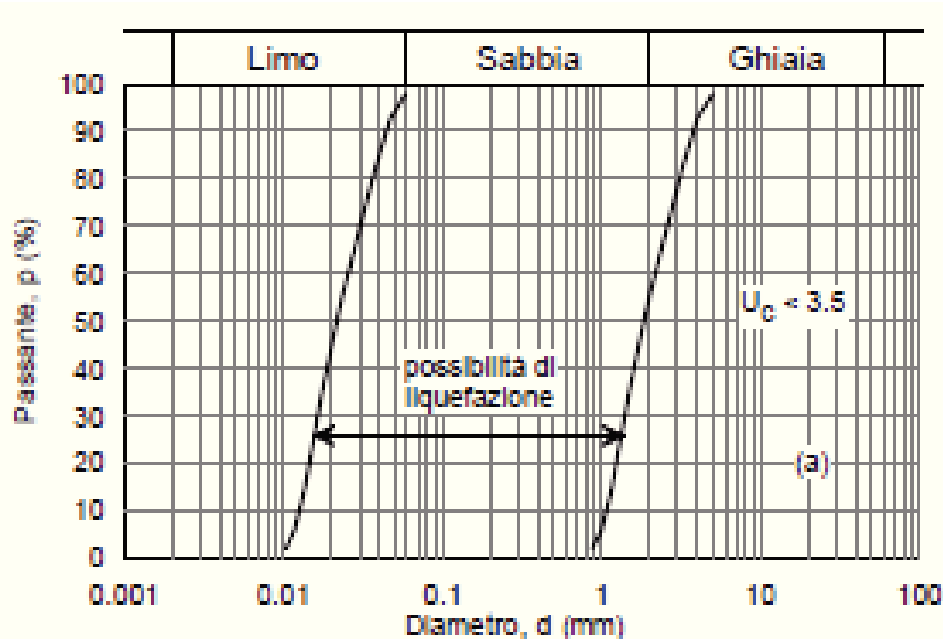


Figura 7.11.1(a) - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione per $U_c < 3.5$

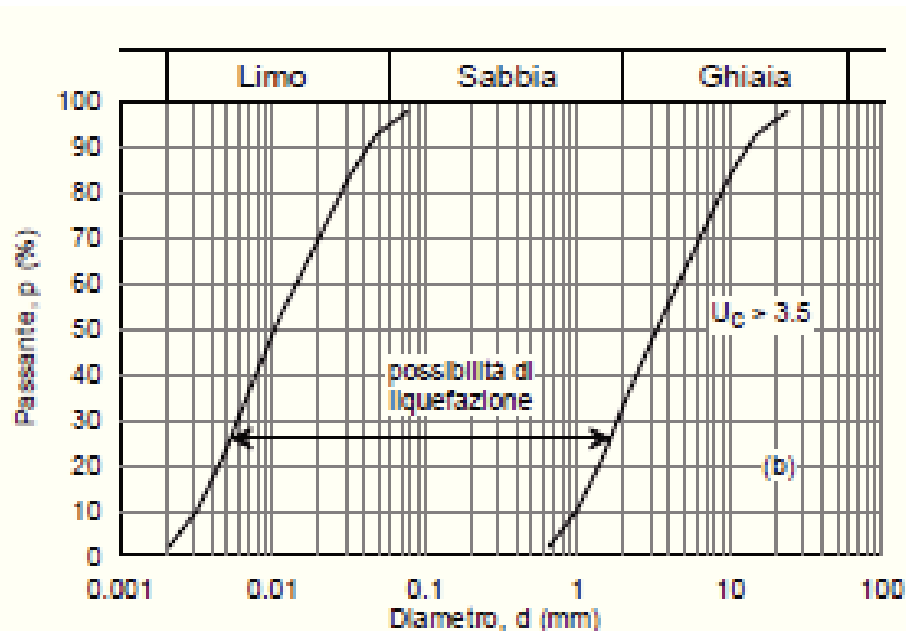


Figura 7.11.1(b) - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione per $U_c > 3.5$

Per i terreni relativi al tracciato autostradale oggetto di interventi sono stati quindi analizzati i criteri sopra citati.

1. Eventi sismici attesi

L'area ricade in zona sismogenetica n.922, così come definito nello studio conclusivo di ZS9 INGV del 2004. La corrispondente Magnitudo momento risulta pari a 5.45 (cfr. § 10 della Relazione Geologica di progetto).

2. Accelerazione massima attesa al p.c.

La verifica dell'accelerazione massima attesa al piano campagna è stata effettuata facendo riferimento agli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticali) delle azioni sismiche di progetto. L'accelerazione massima a_g risulta, per il sito in oggetto, superiore a 0.1g.

3. Livello della falda freatica

I rilievi effettuati mostrano la presenza di una falda freatica generalmente profonda (livelli piezometrici misurati a profondità maggiori di 20-25 m da bocca foro). Nei tratti di autostrada in rilevato la falda si presenta più superficiale, con rilievi accertati nell'ordine di 10m da bocca foro.

4. Stato di addensamento

I livelli prevalentemente sabbiosi (unità T2) si ritrovano a profondità maggiori di 7 m da piano autostrada.

La resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ risulta inferiore a 30 per i livelli più superficiali ed invece superiore per quelli più profondi.

5. Granulometria

I limiti granulometrici indicati dalla normativa nazionale fanno riferimento ai limiti di liquefazione definiti da Tsuchida (1970); tali limiti sono stati considerati, nel lavoro originale dell'autore, nella loro interezza escludendo quindi dal campo della possibile liquefazione quei terreni le cui curve granulometriche non siano interamente comprese nei limiti imposti.

Tali limiti vengono distinti in funzione del coefficiente di uniformità (U_c) dei terreni associando una prima coppia di limiti ad un $U_c < 3.5$ ed una seconda coppia di limiti ad un $U_c > 3.5$.

I limiti utilizzati nella presente relazione sono quelli relativi ad un coefficiente di uniformità superiore a 3.5 (caratteristica riscontrata nei campioni prelevati).

Le curve rappresentative dell'unità $T2$ si sviluppano invece quasi interamente all'interno dei limiti.

Vista l'esiguità dei tratti di queste ultime curve fuoriuscenti "dall'aria critica" e nella considerazione sperimentale della definizione dei limiti di Tsuchida, si ritiene non sufficientemente manifestata la relativa circostanza di esclusione per la verifica a liquefazione.

In conclusione l'unità geotecnica $T2$ è presente in quest'area con non idonee caratteristiche legate alla liquefazione per profondità maggiori di circa 10m da quota asfalto. Tuttavia, poiché in progetto sono previste fondazioni su pali di medio diametro di lunghezza non superiore a 7.00 m, si stima un basso rischio di liquefazione dei terreni interessati dalle opere a farsi.

APPENDICE A - FIGURE

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

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

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

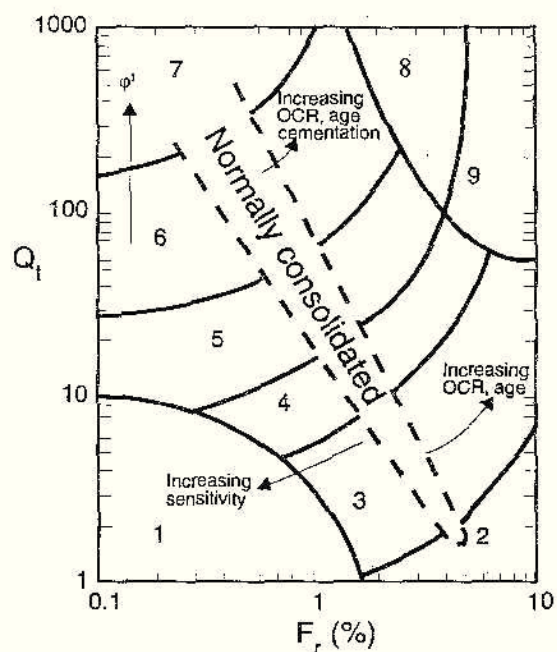
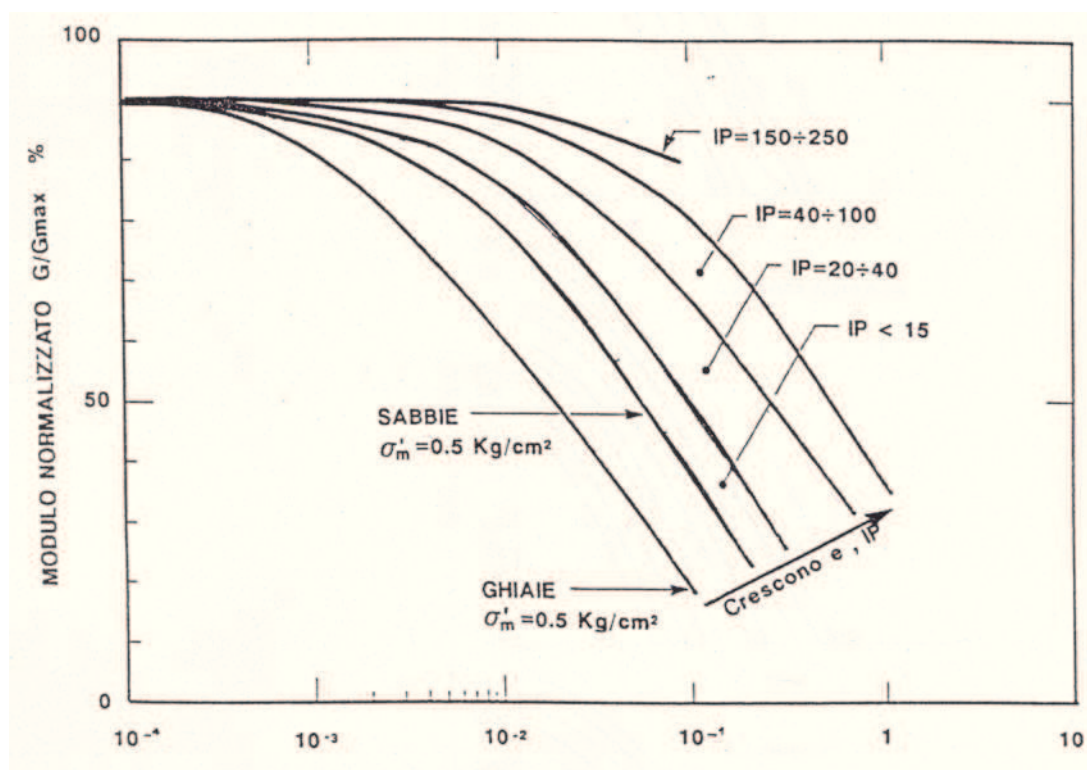
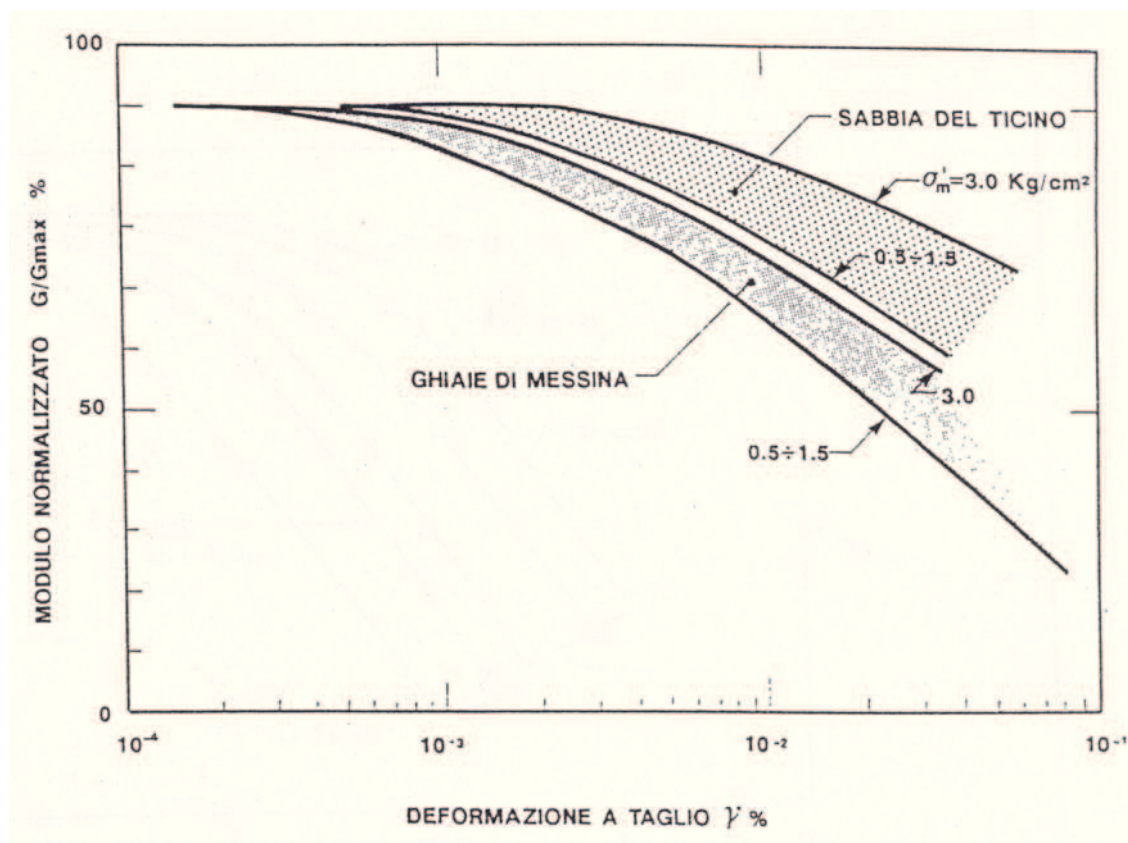


Figura 4.1 - Correlazioni per la definizione del materiale attraversato dalle prove CPT e CPTU (Robertson, 1990)



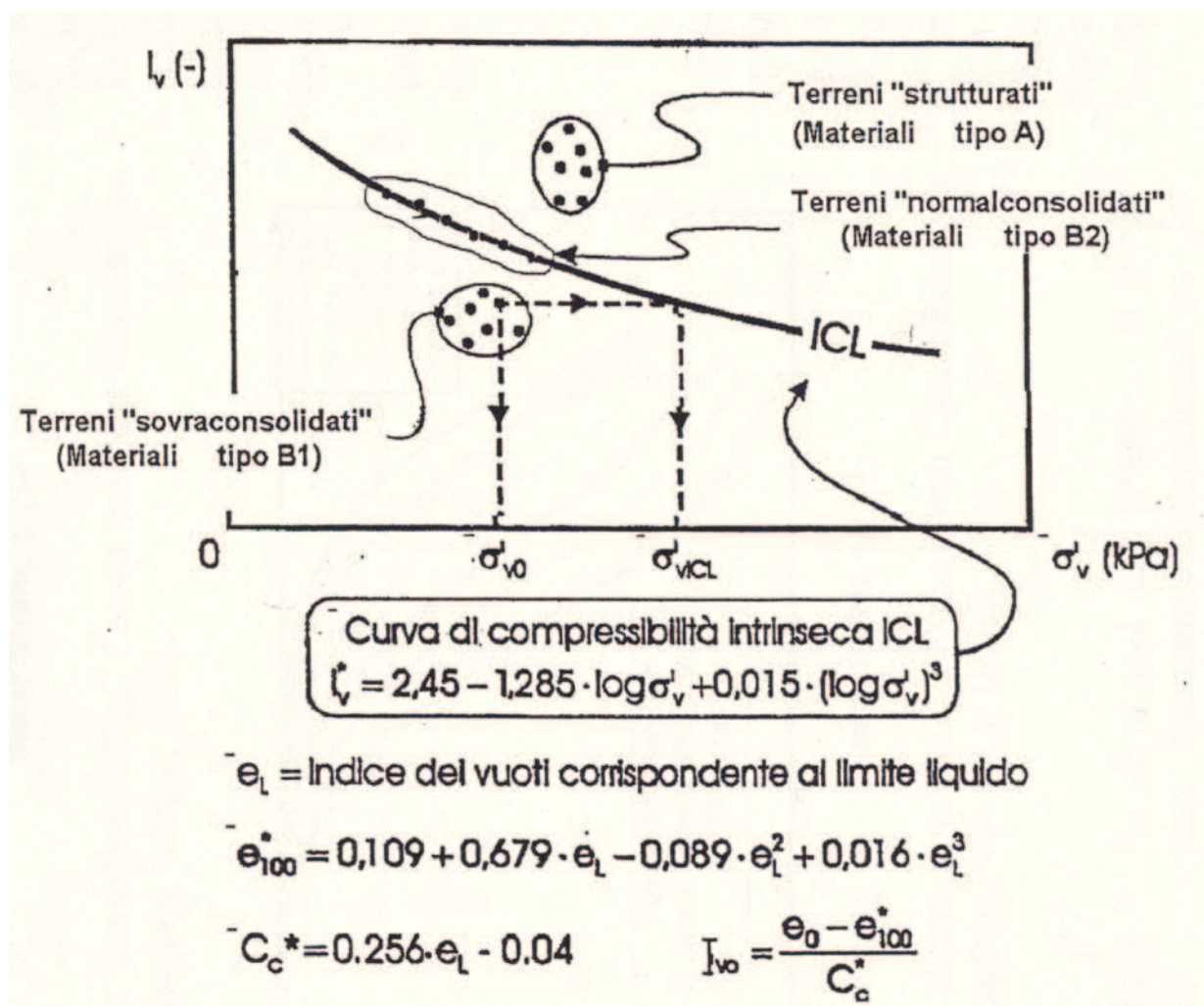


Figura 4.4 - Diagramma di stato per i materiali a granulometria fine (limi e argille)

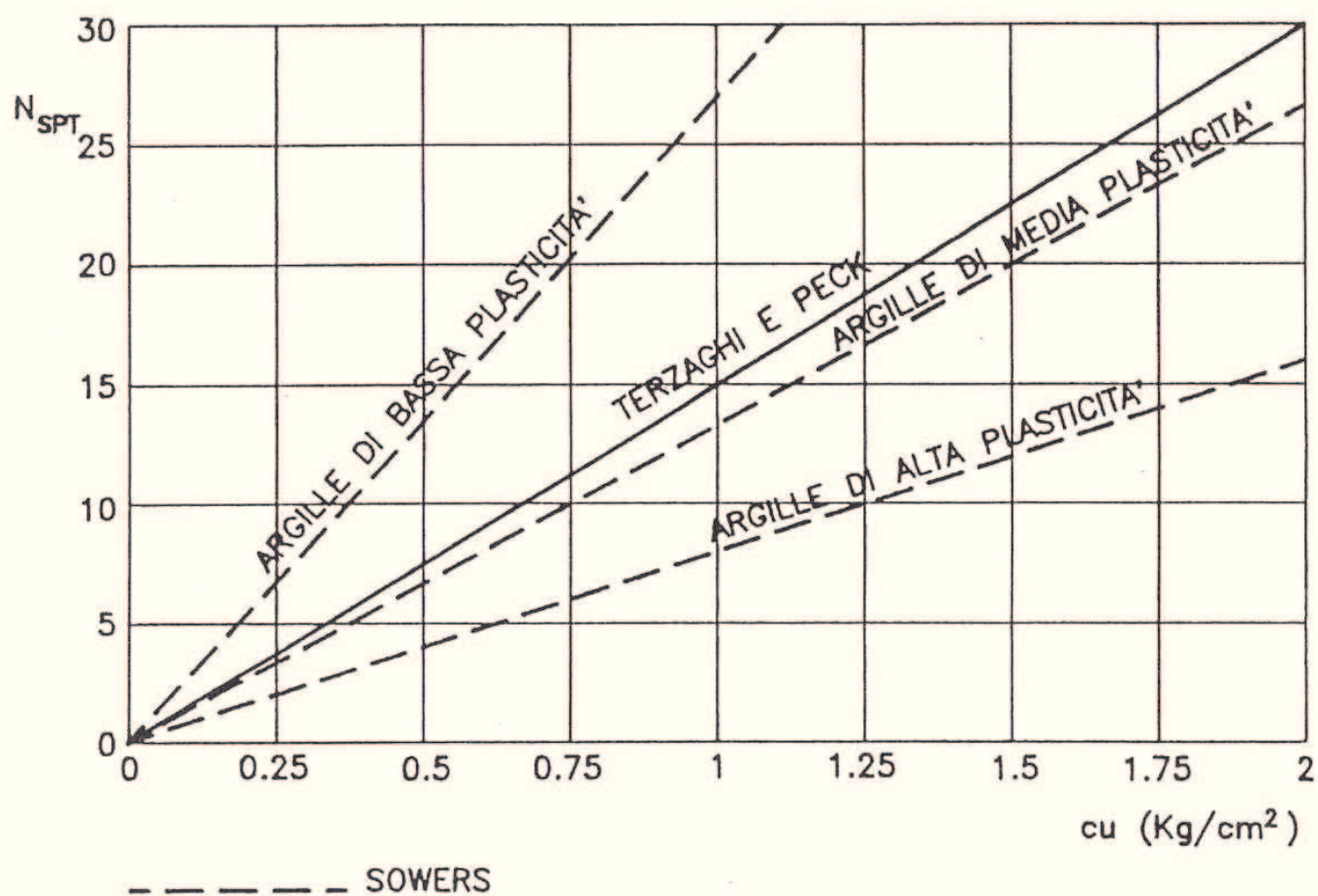


Figura 4.5 - Correlazione N_{SPT} - c_u (Navfac, 1971)

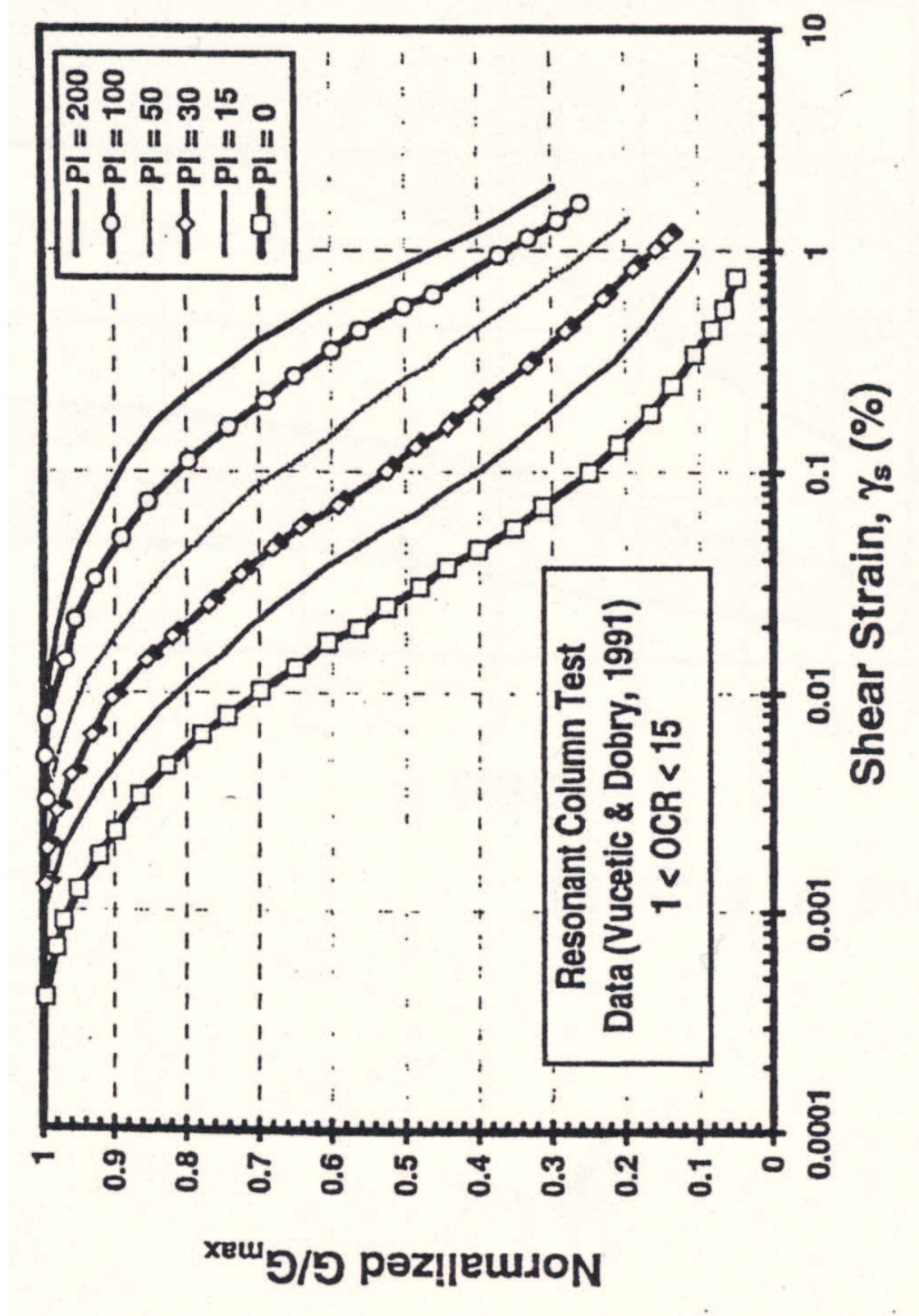


Figura 4.6 - Curve sperimentali del rapporto G/G_{max} da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991)

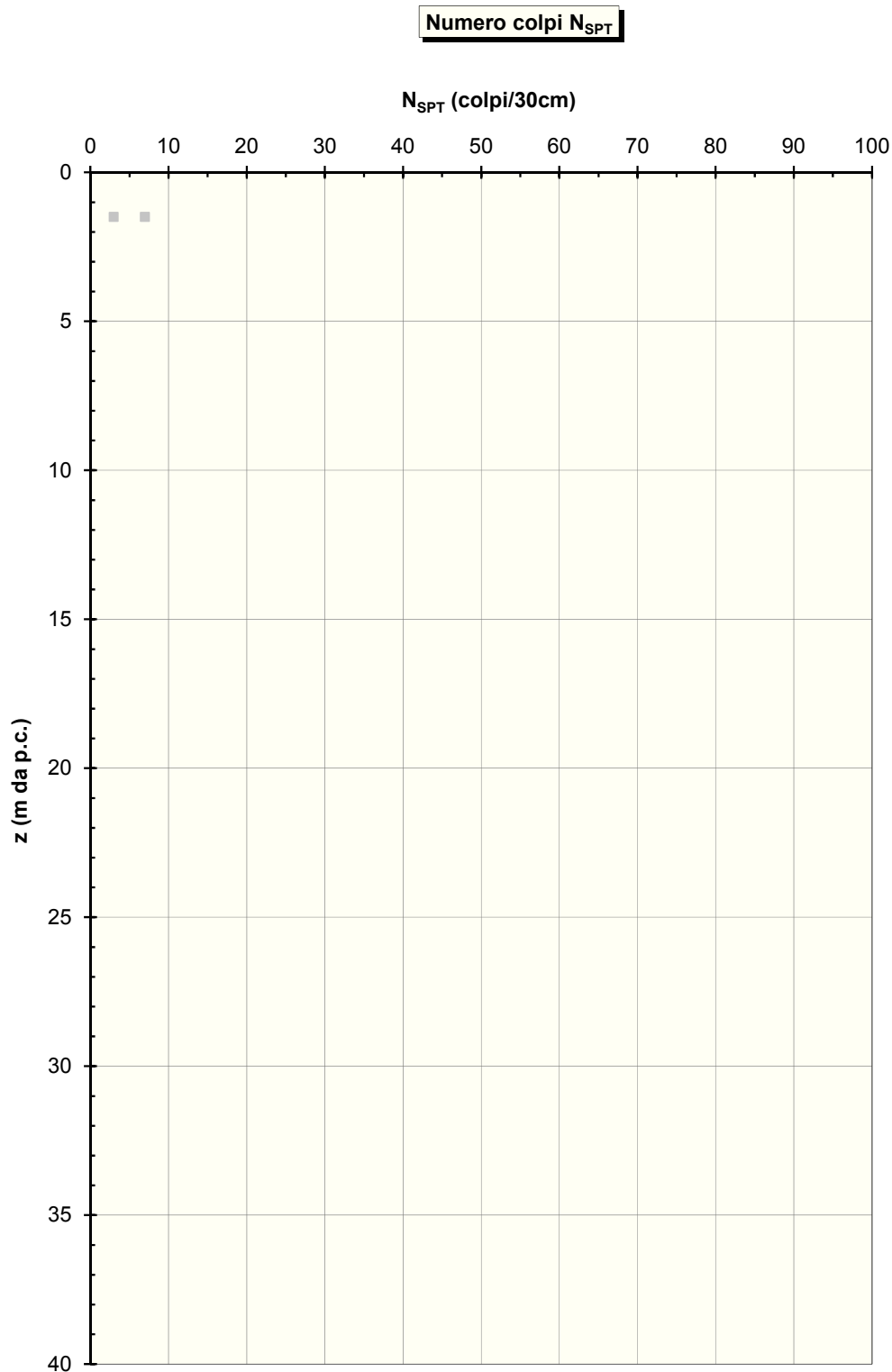


Figura 5.1 - Valori di N_{SPT} nei materiali R_i

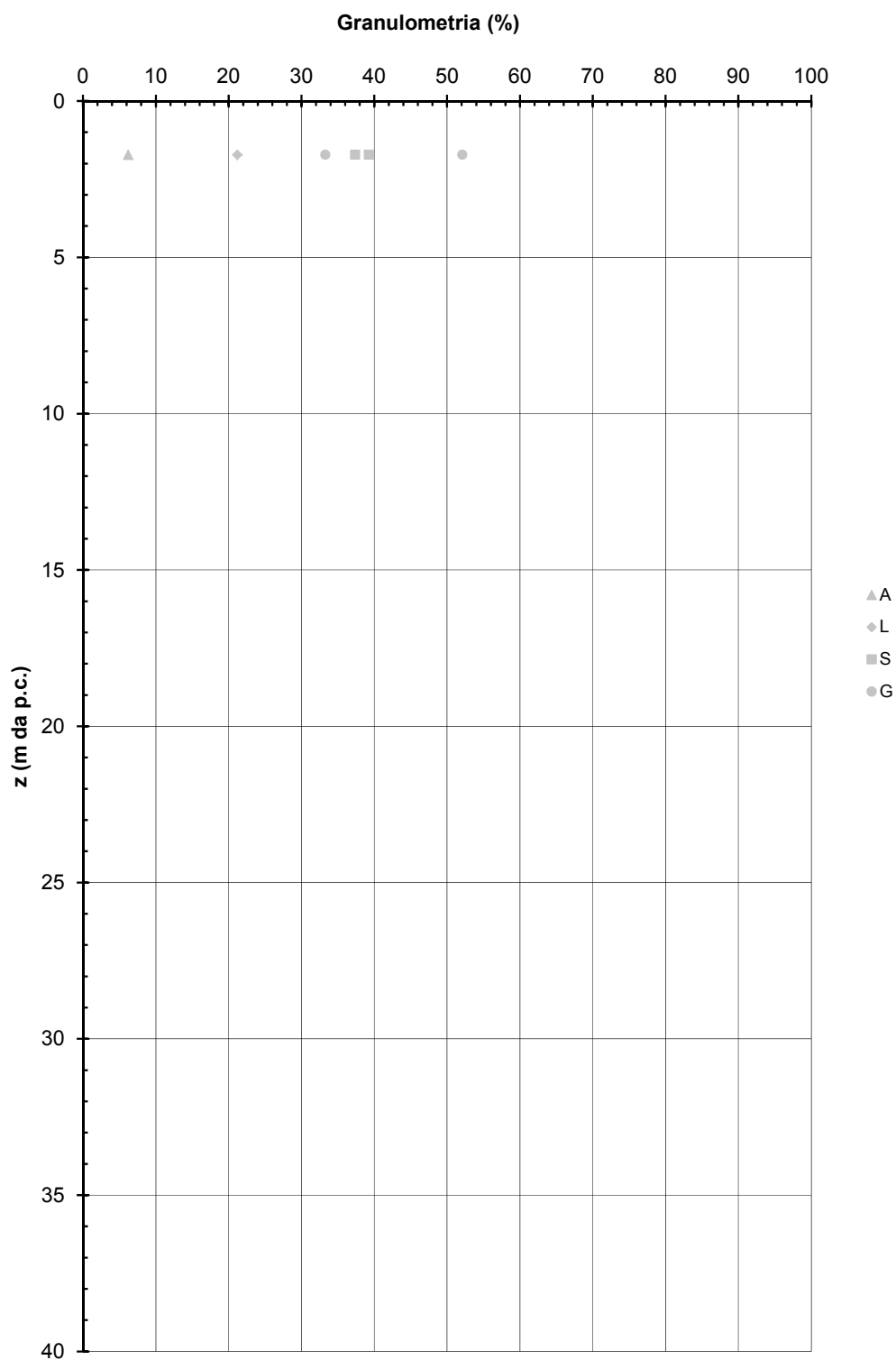


Figura 5.2 – Granulometrie dei materiali *Ri*

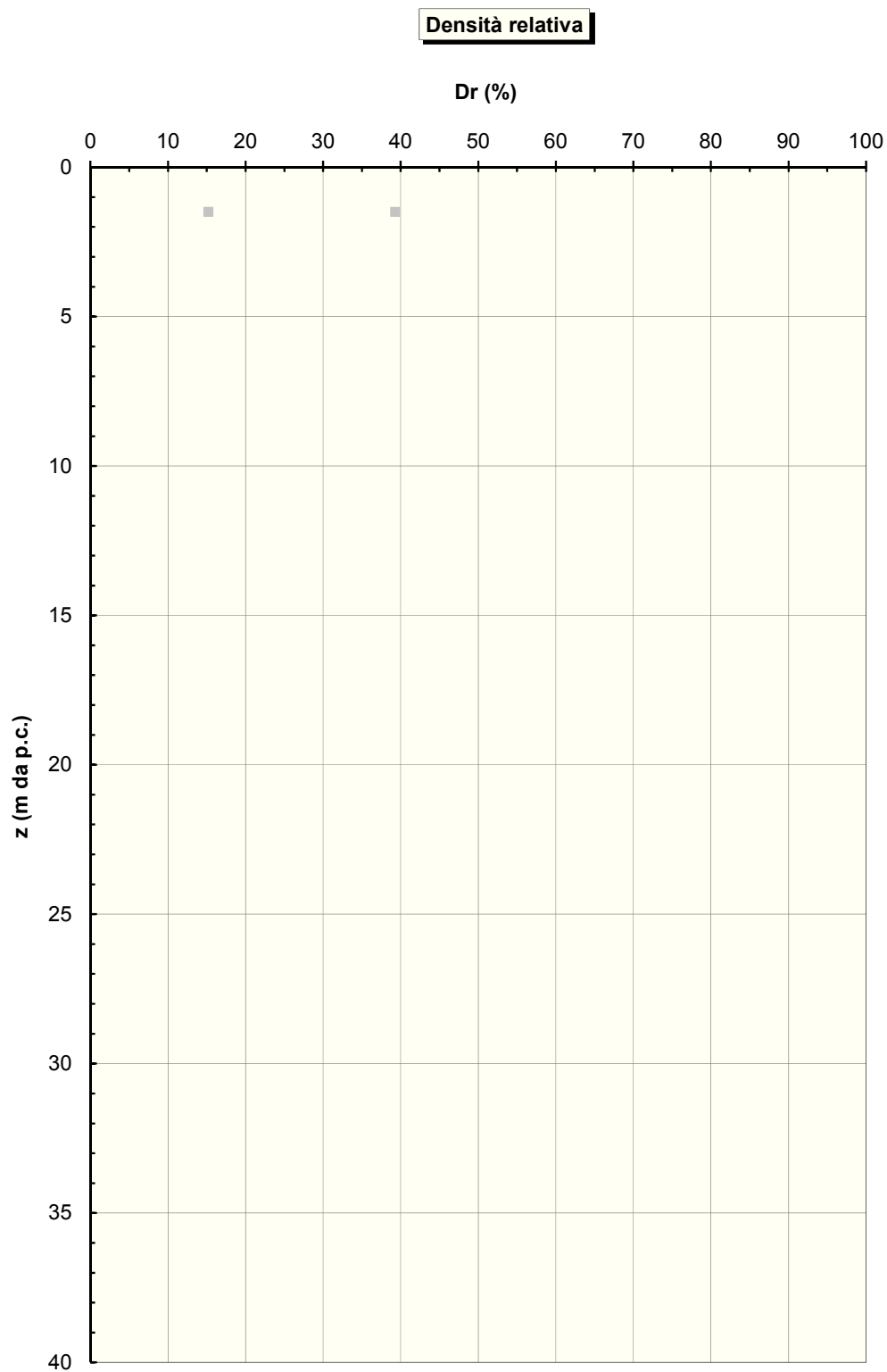


Figura 5.3 – Densità relativa nei materiali R_i

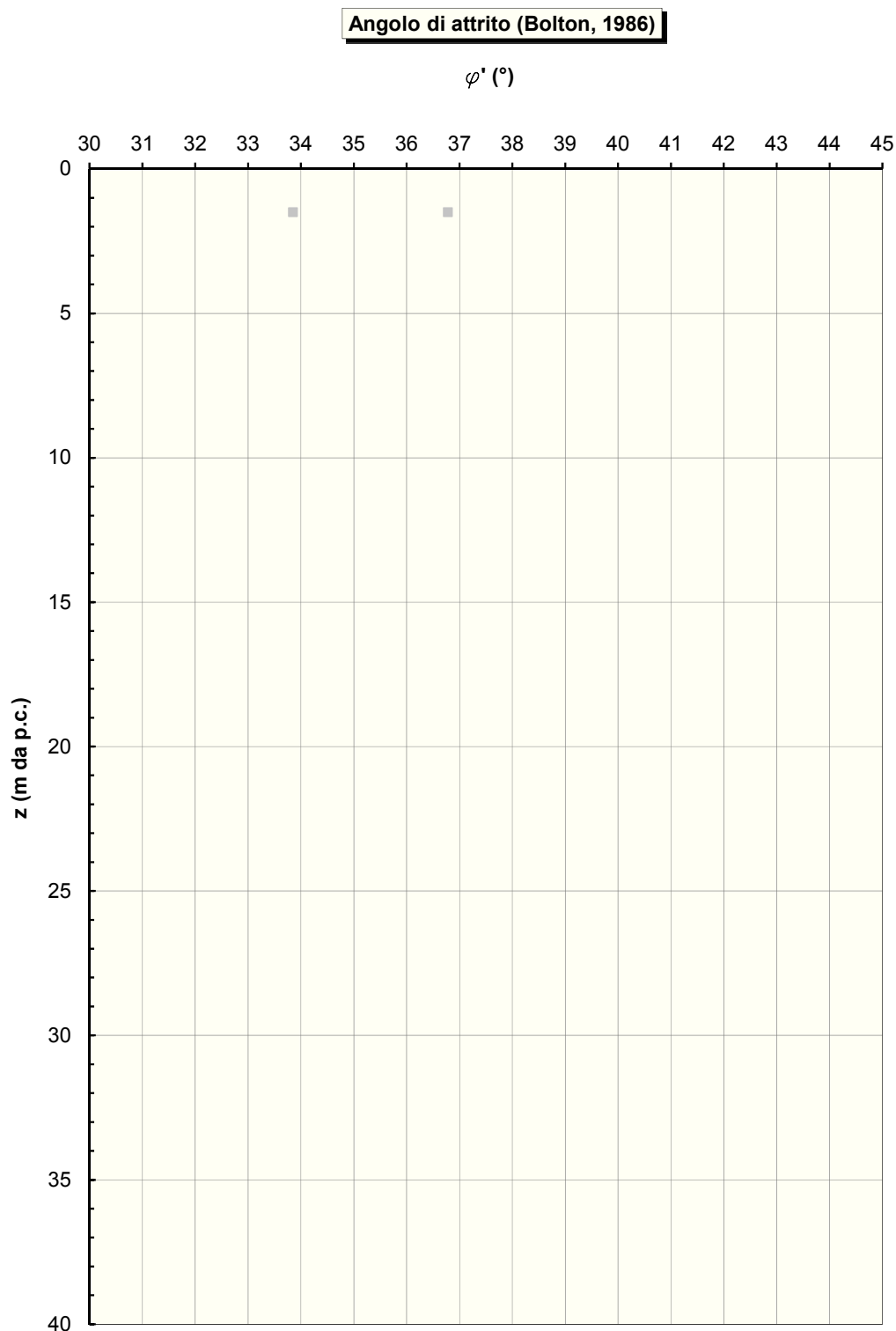


Figura 5.4 – Angolo d'attrito da prove SPT nei materiali R_i

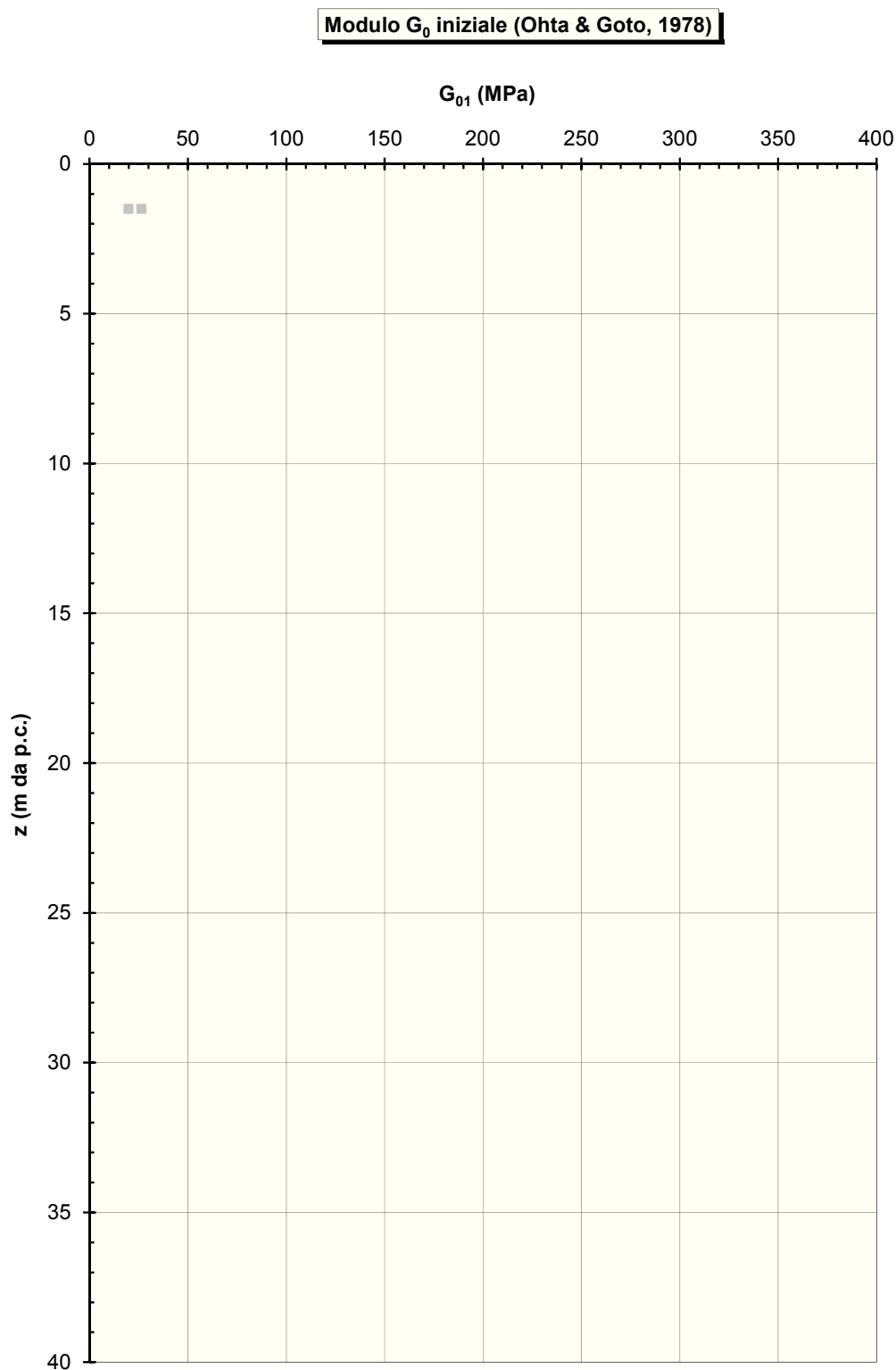


Figura 5.5 - Modulo di taglio iniziale nei materiali R_i

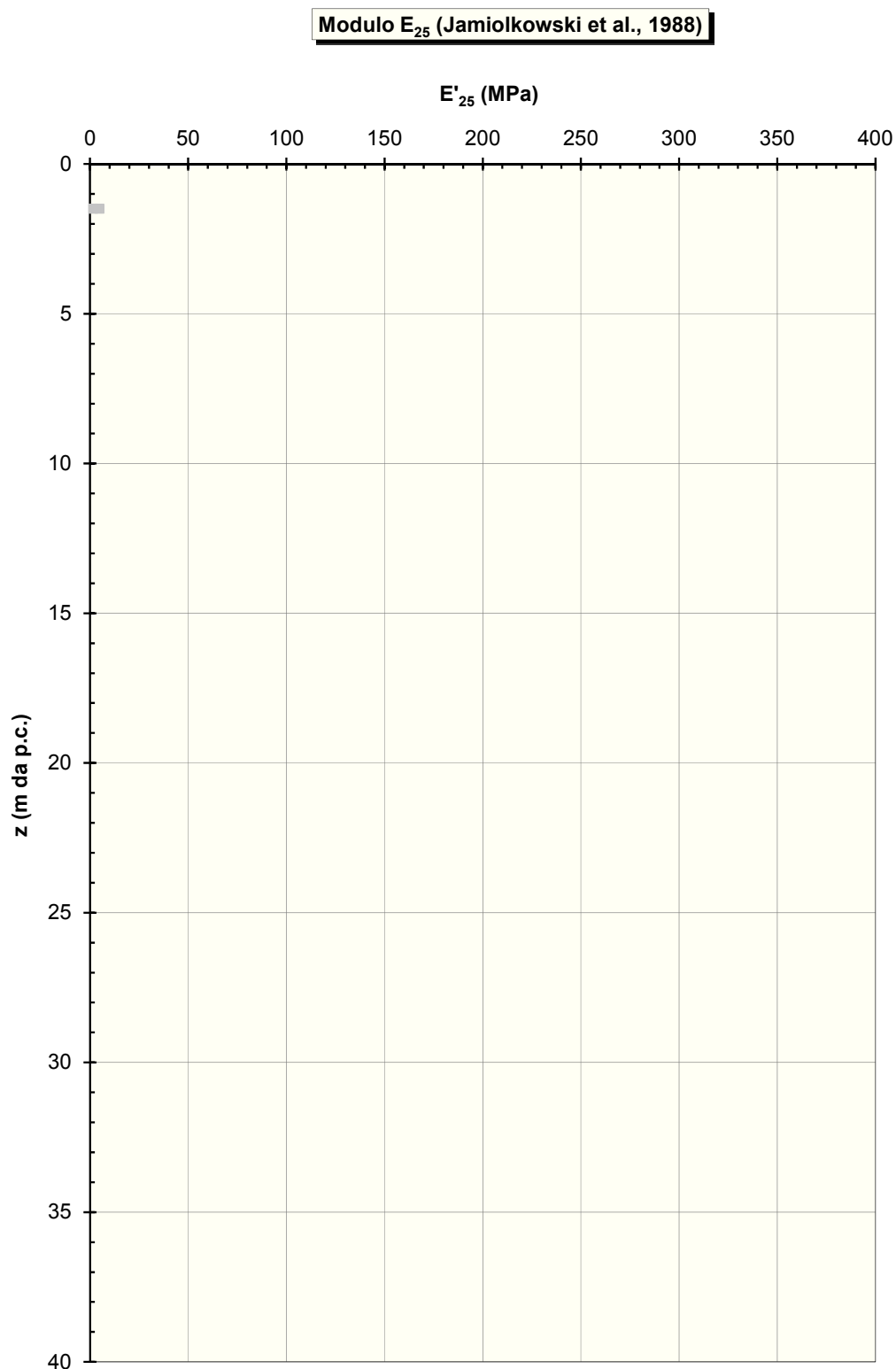


Figura 5.6 – Modulo elastico operativo da prove SPT nei materiali *Ri*

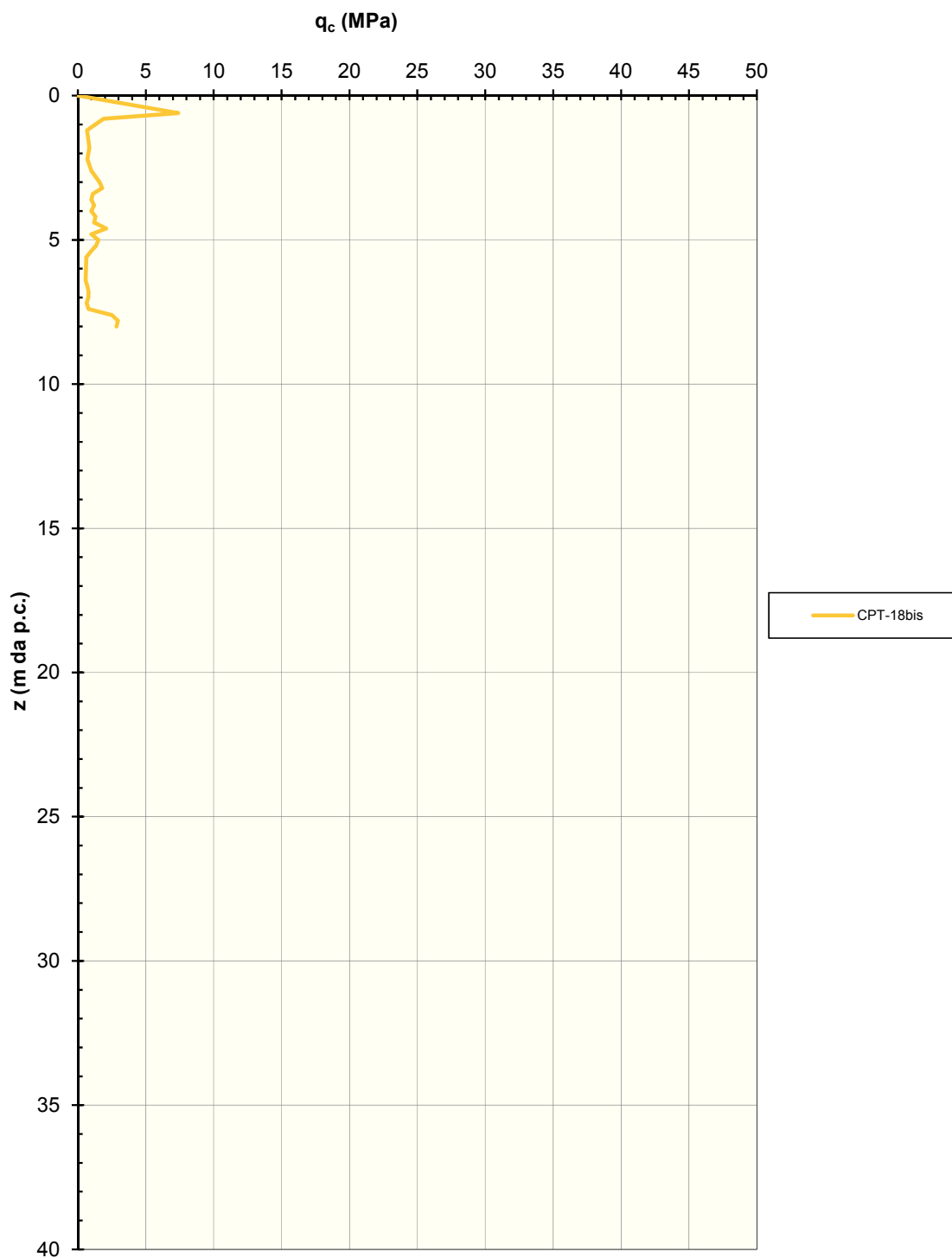


Figura 5.7 - Resistenza di punta q_c nei materiali A1

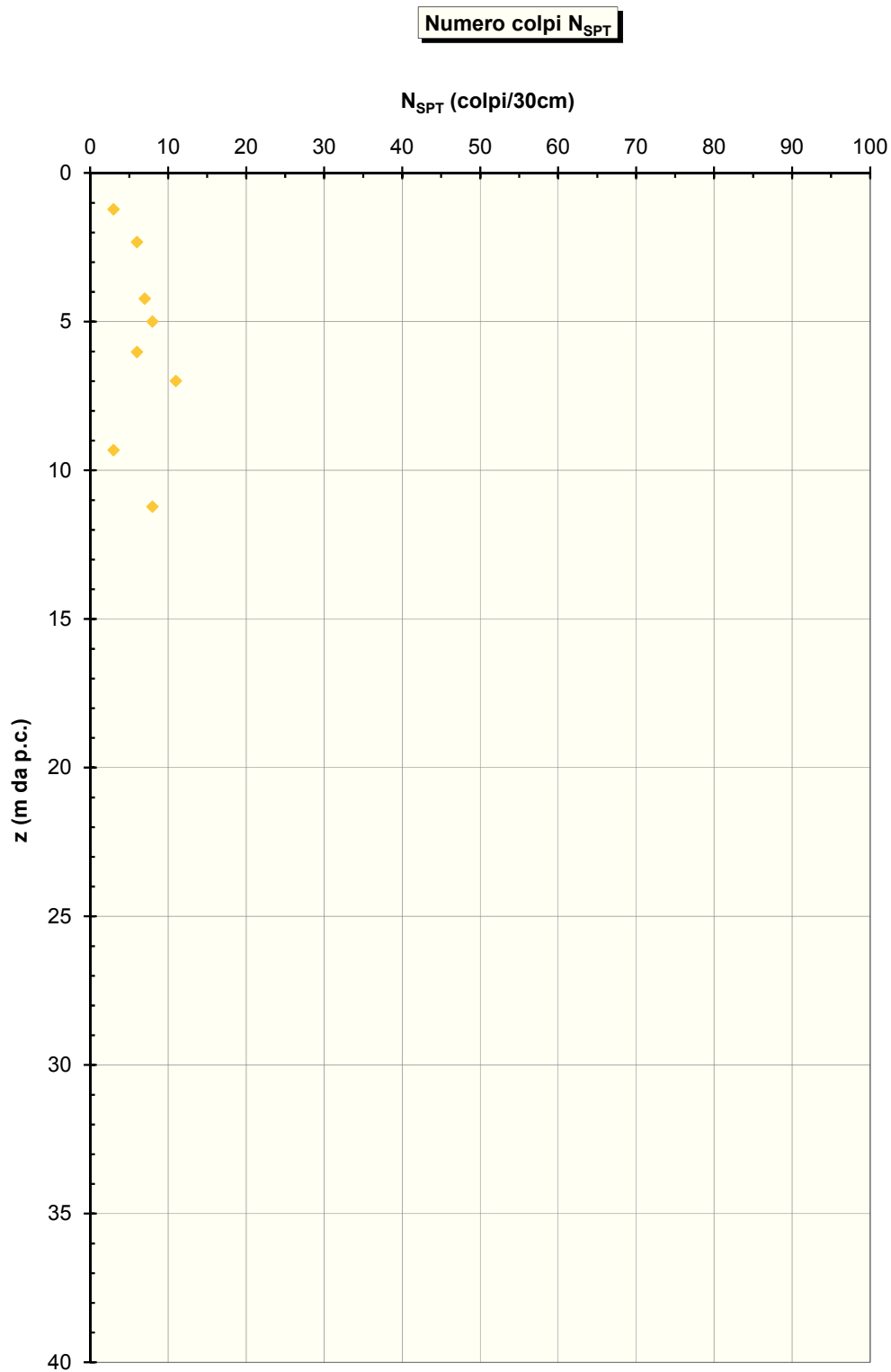


Figura 5.8 – N_{SPT} nei materiali A1

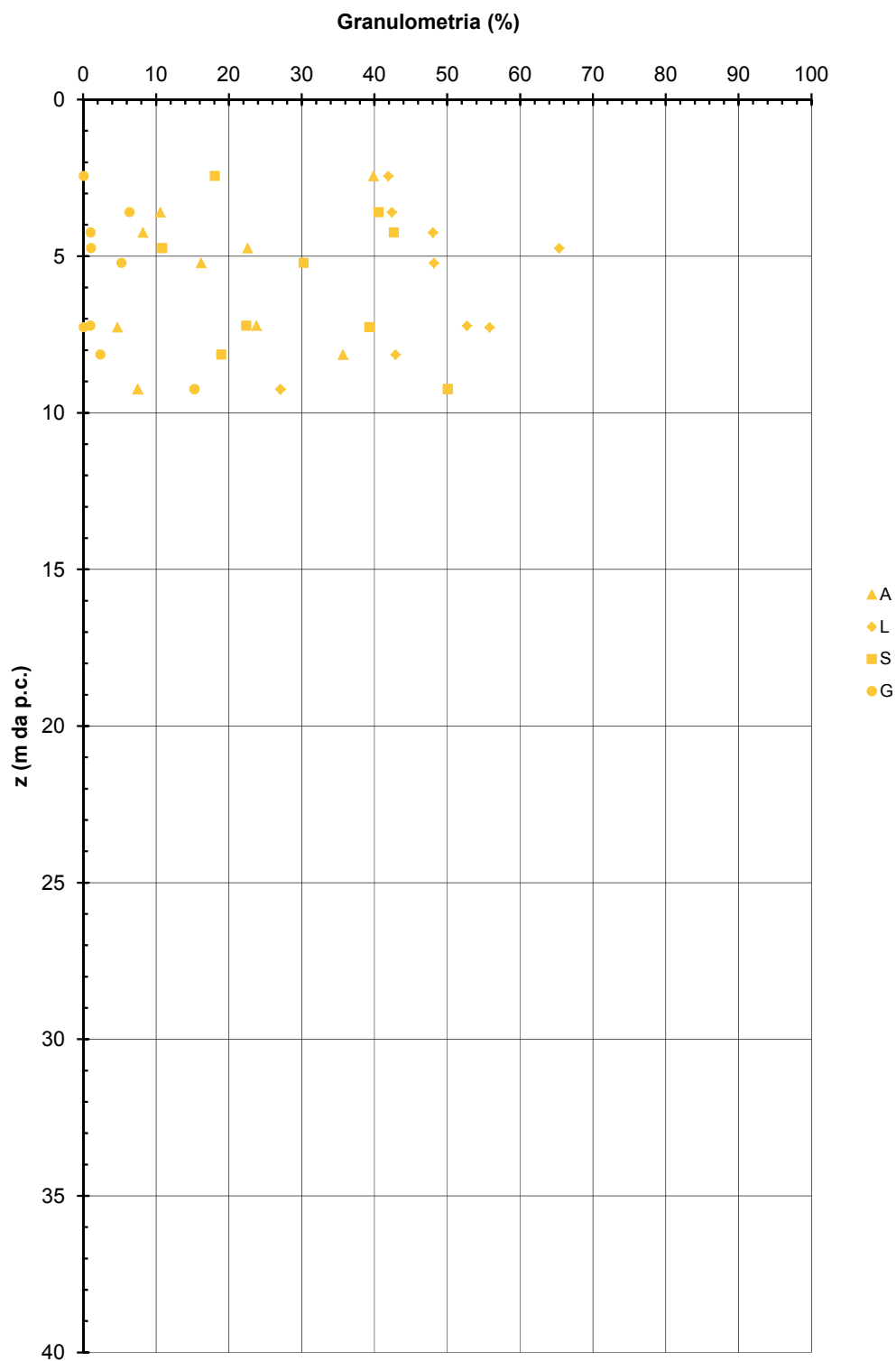


Figura 5.9 – Granulometrie dei materiali A1

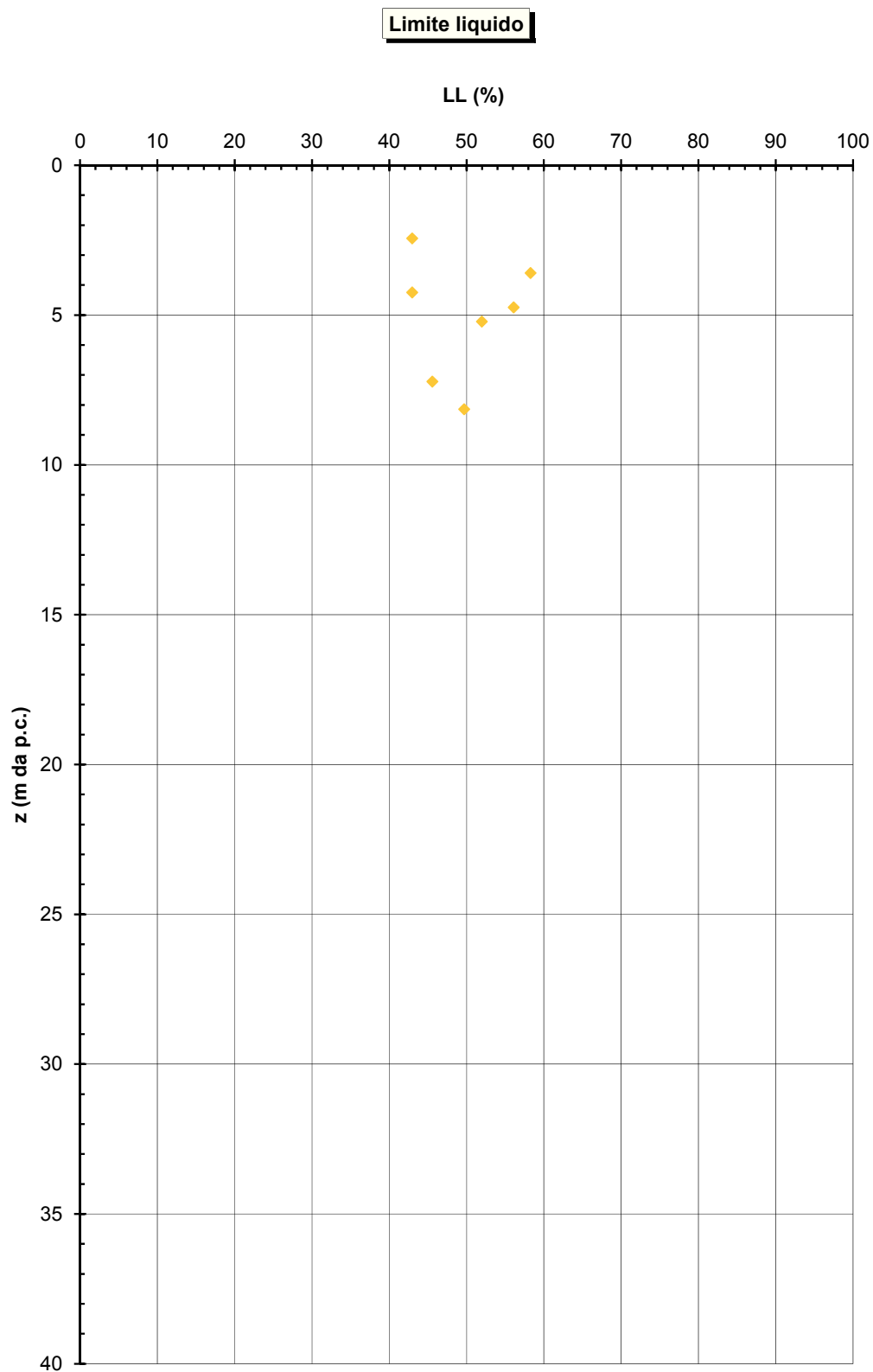


Figura 5.10 - Limite di liquidità di A1

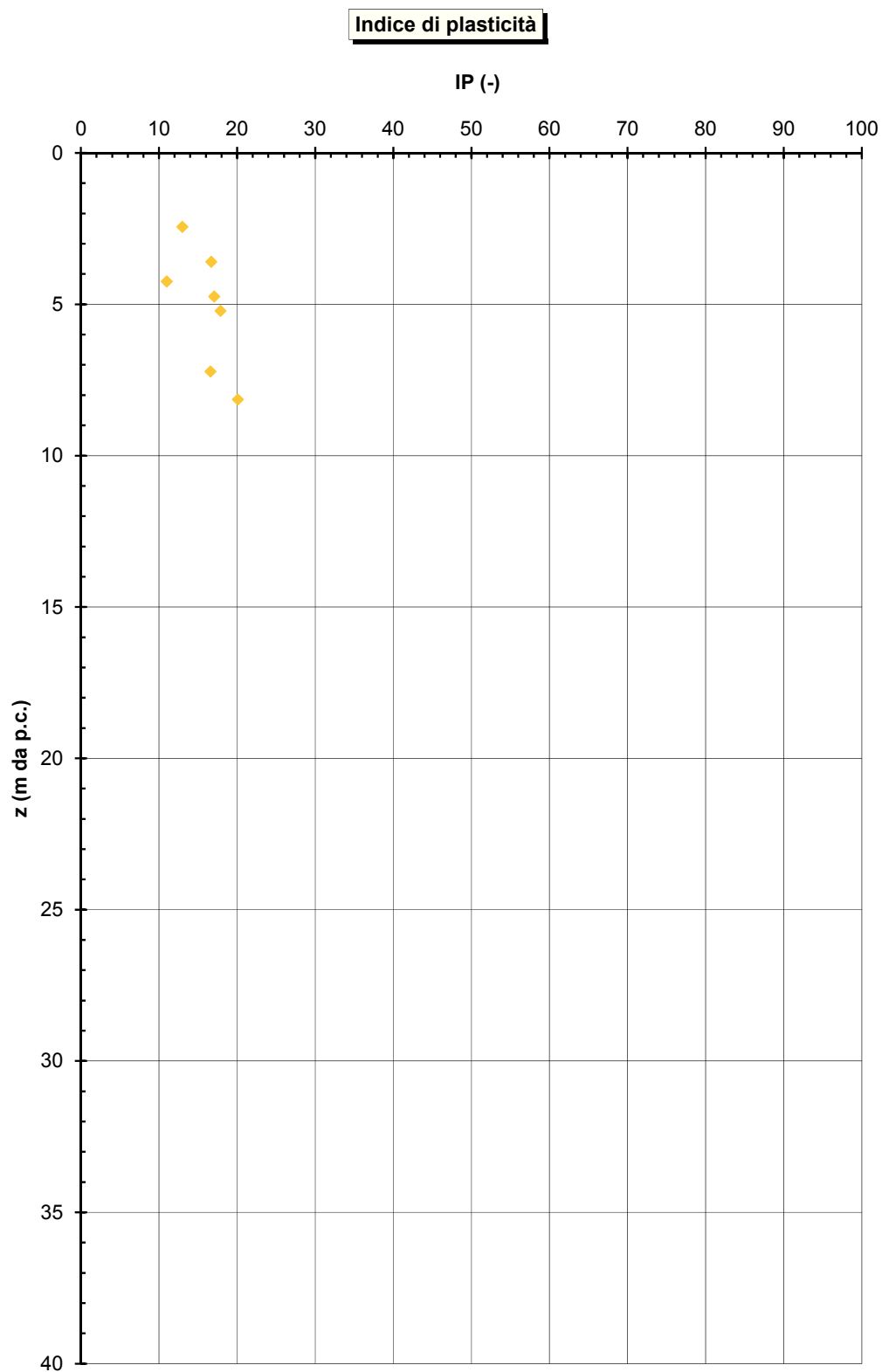


Figura 5.11 - Indice di plasticità dei materiali A1

Carta di Casagrande

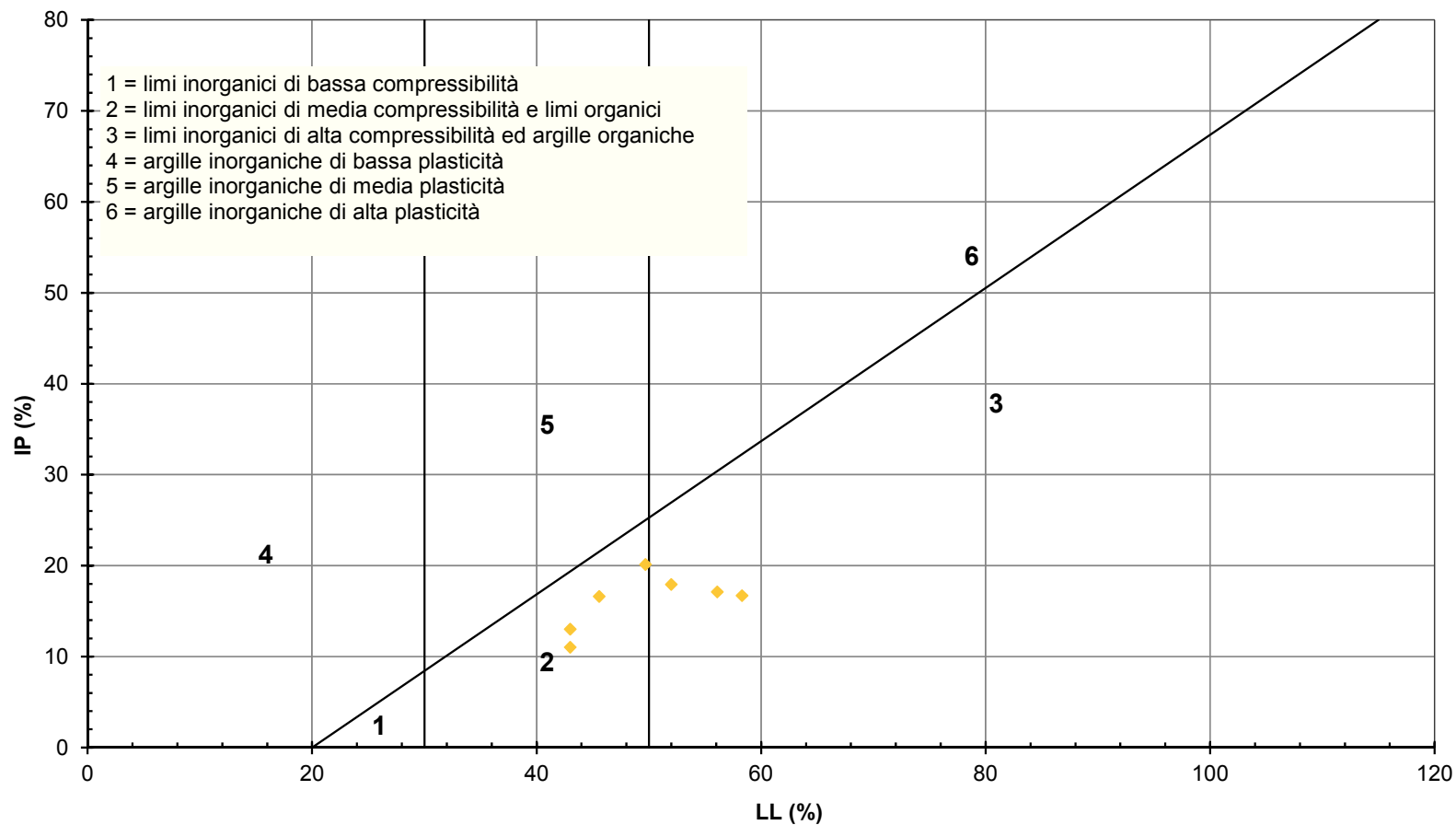


Figura 5.12 - Carta di plasticità dei materiali A1

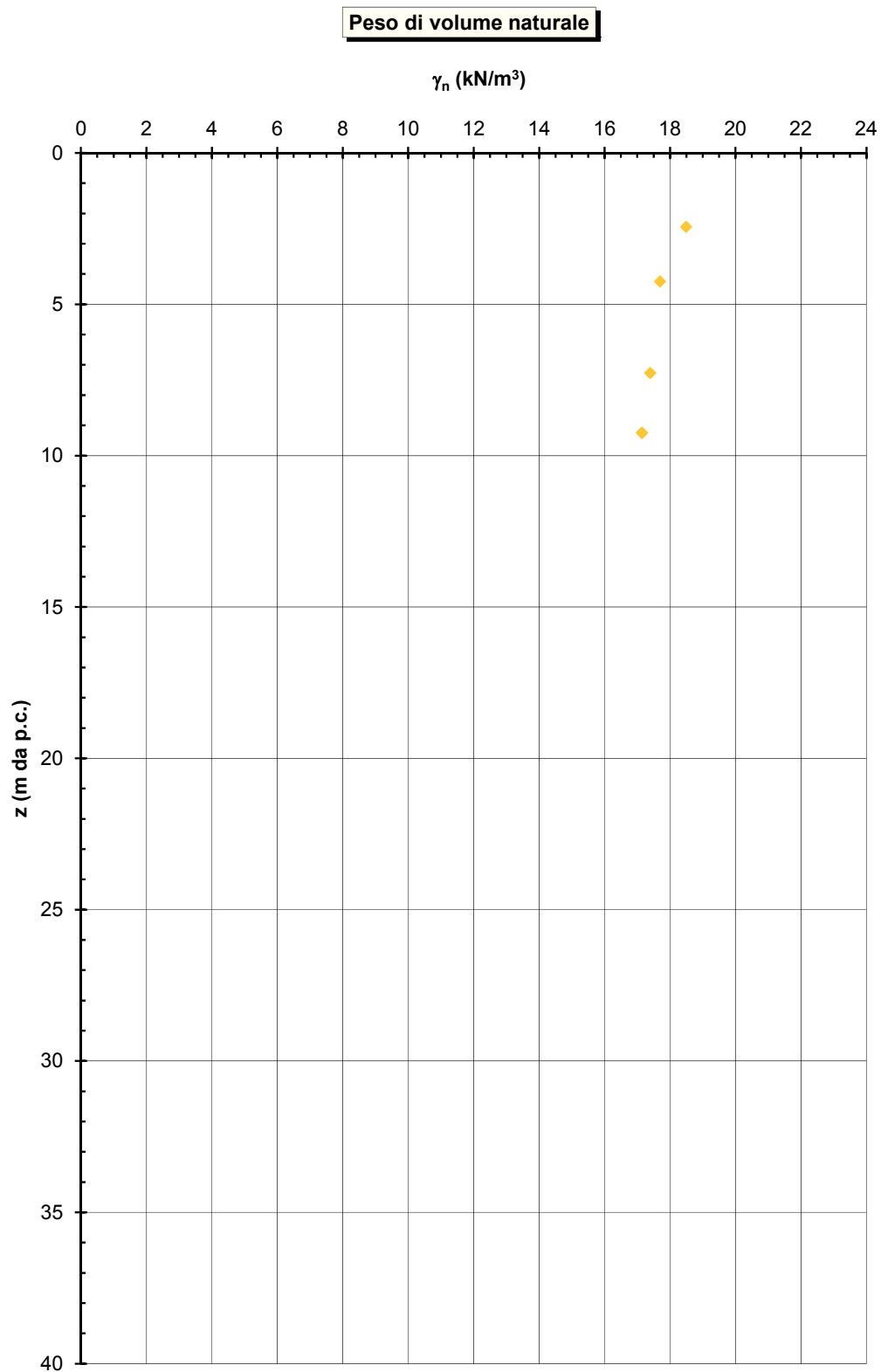


Figura 5.13 - Peso dell'unità di volume dei materiali A1

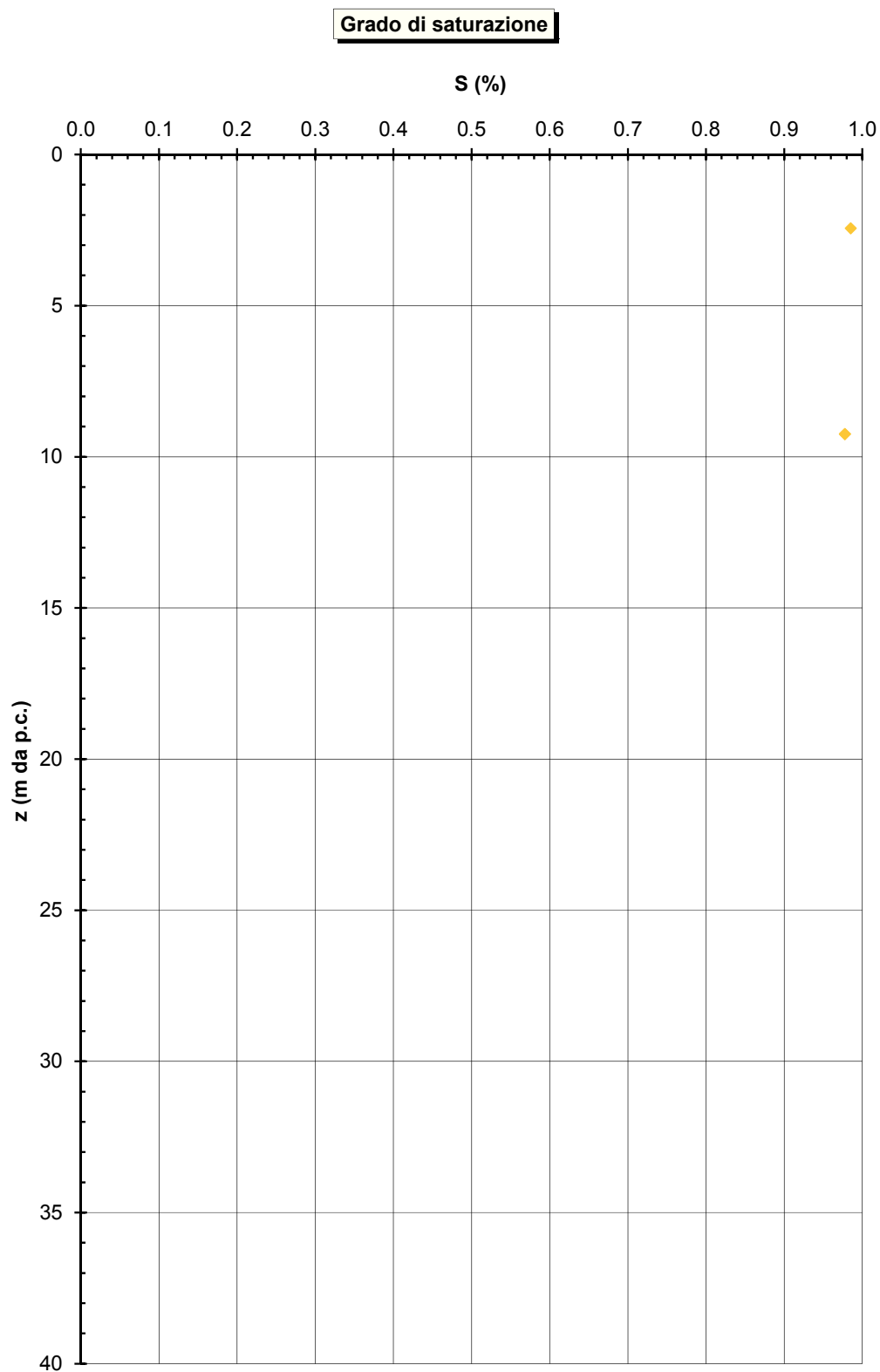


Figura 5.14 - Grado di saturazione dei materiali A1

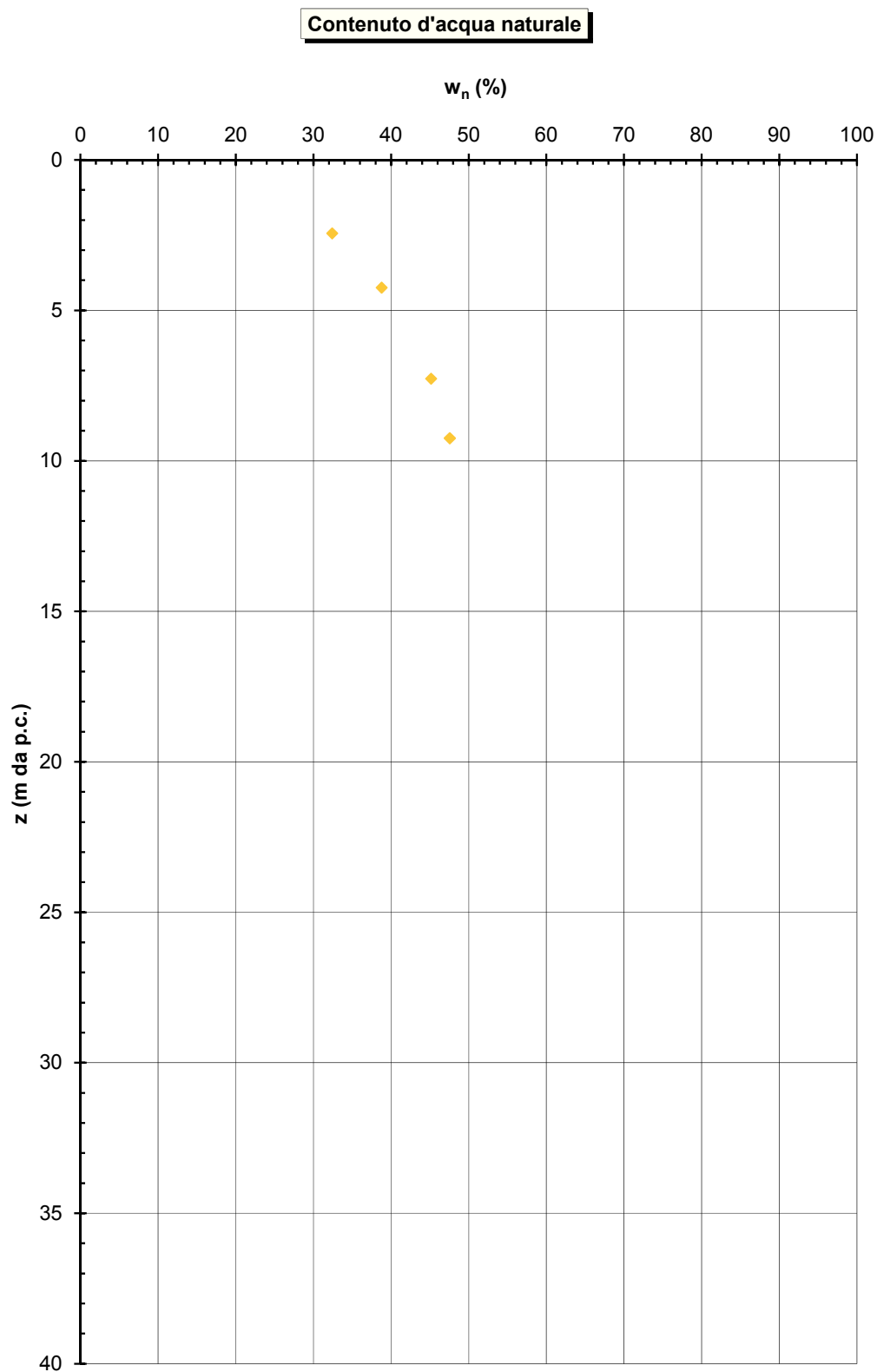


Figura 5.15 - Contenuto naturale d'acqua dei materiali A1

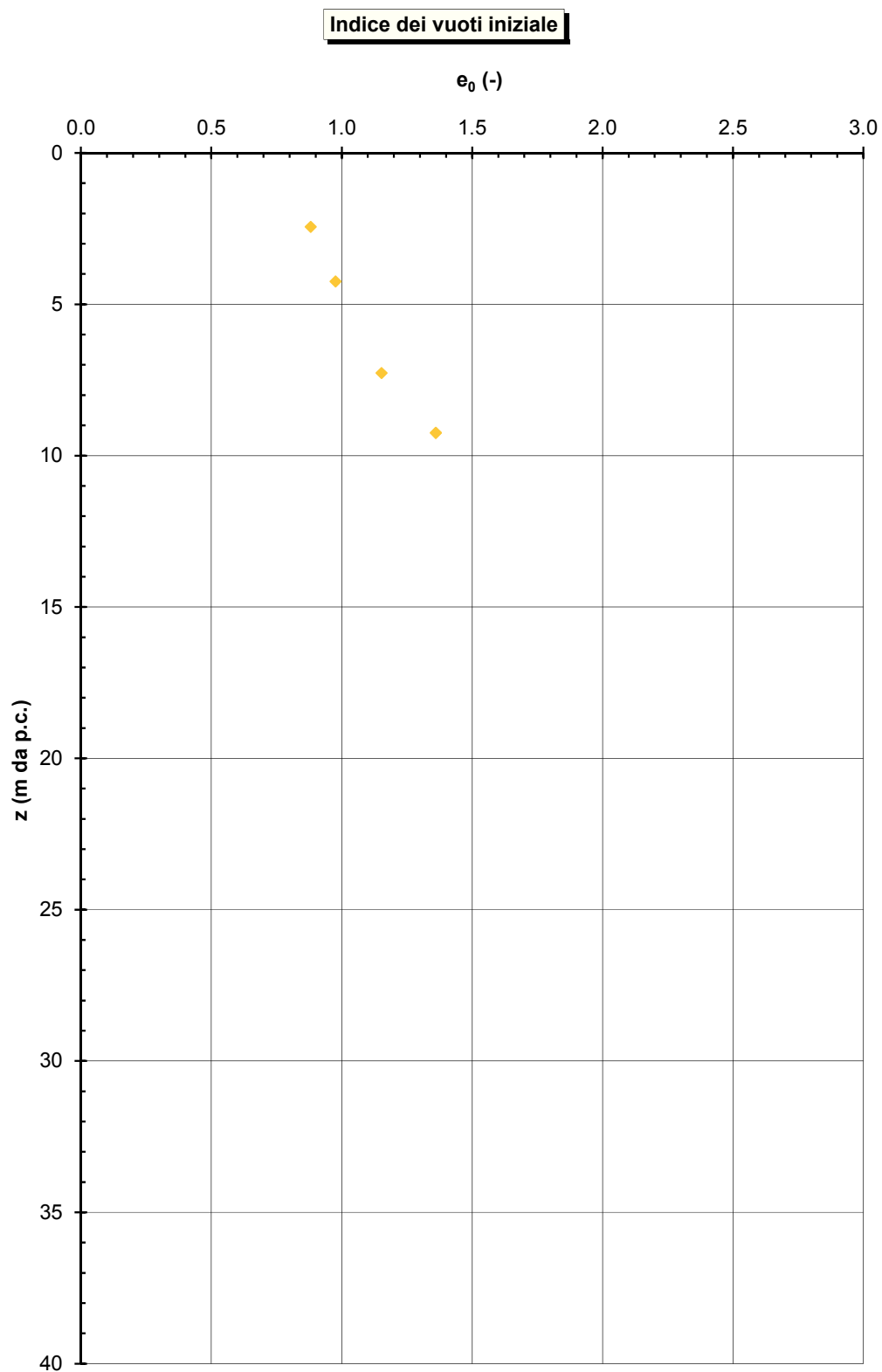


Figura 5.16 - Indice dei vuoti iniziale del materiale A1

Linea di compressibilità intrinseca e indice dei vuoti normalizzato in accordo a Burland (1990)

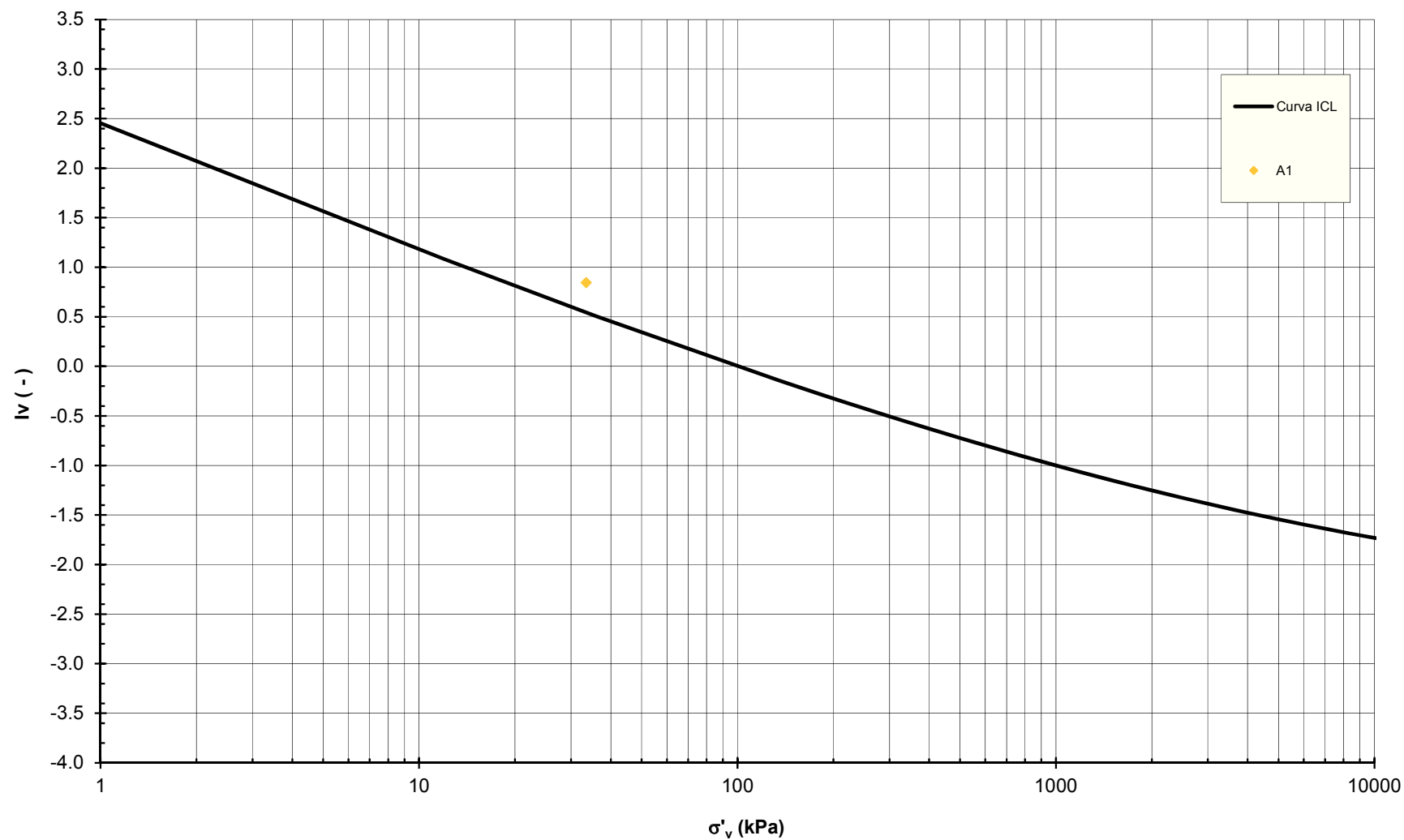


Figura 5.17 - Stati tensionali iniziali dei materiali A1 nel piano di Burland (1990)

Grado di sovraconsolidazione - Correlazione di Chen e Mayne (1996)

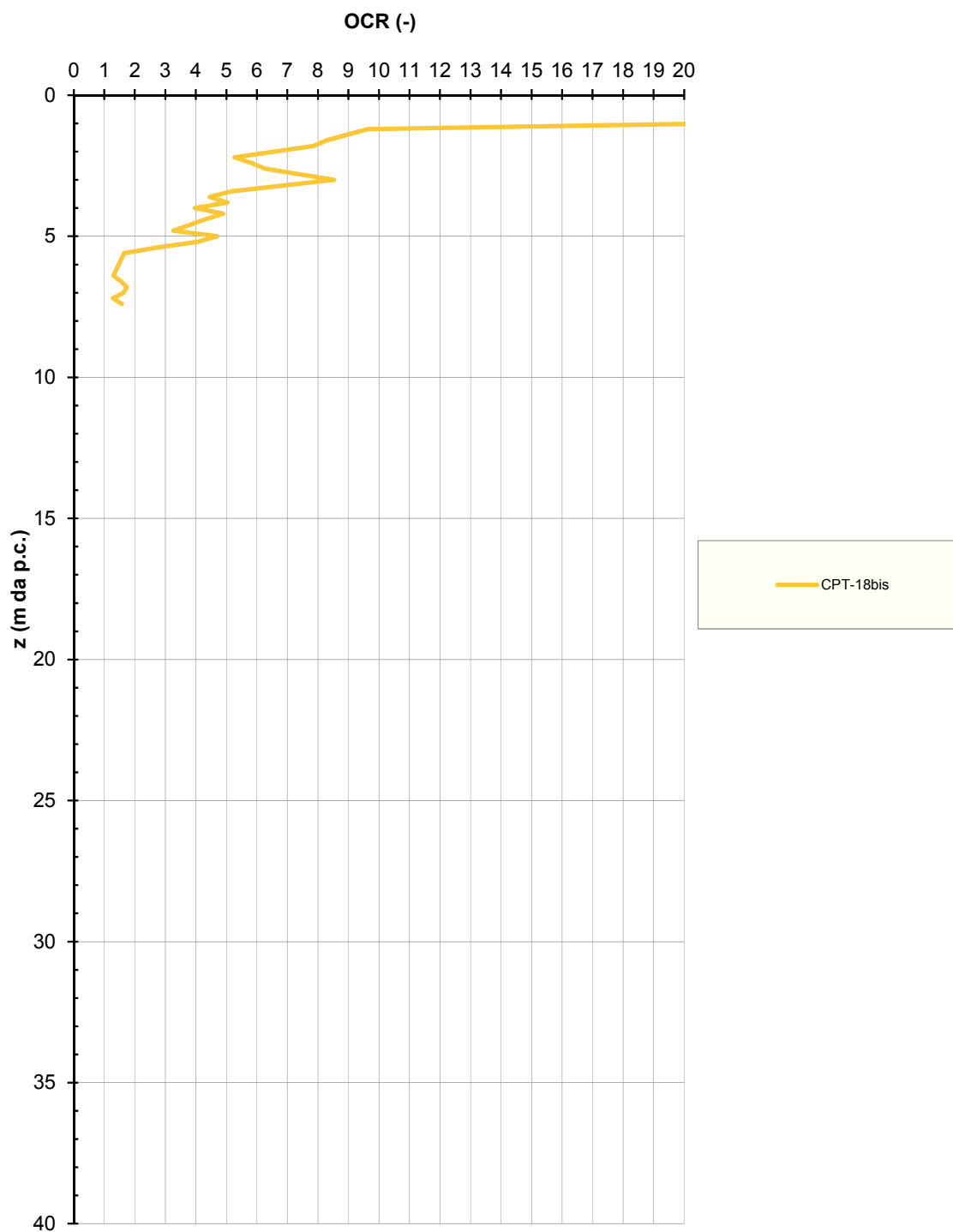


Figura 5.18 - Grado di sovraconsolidazione da prove CPT dei materiali A1

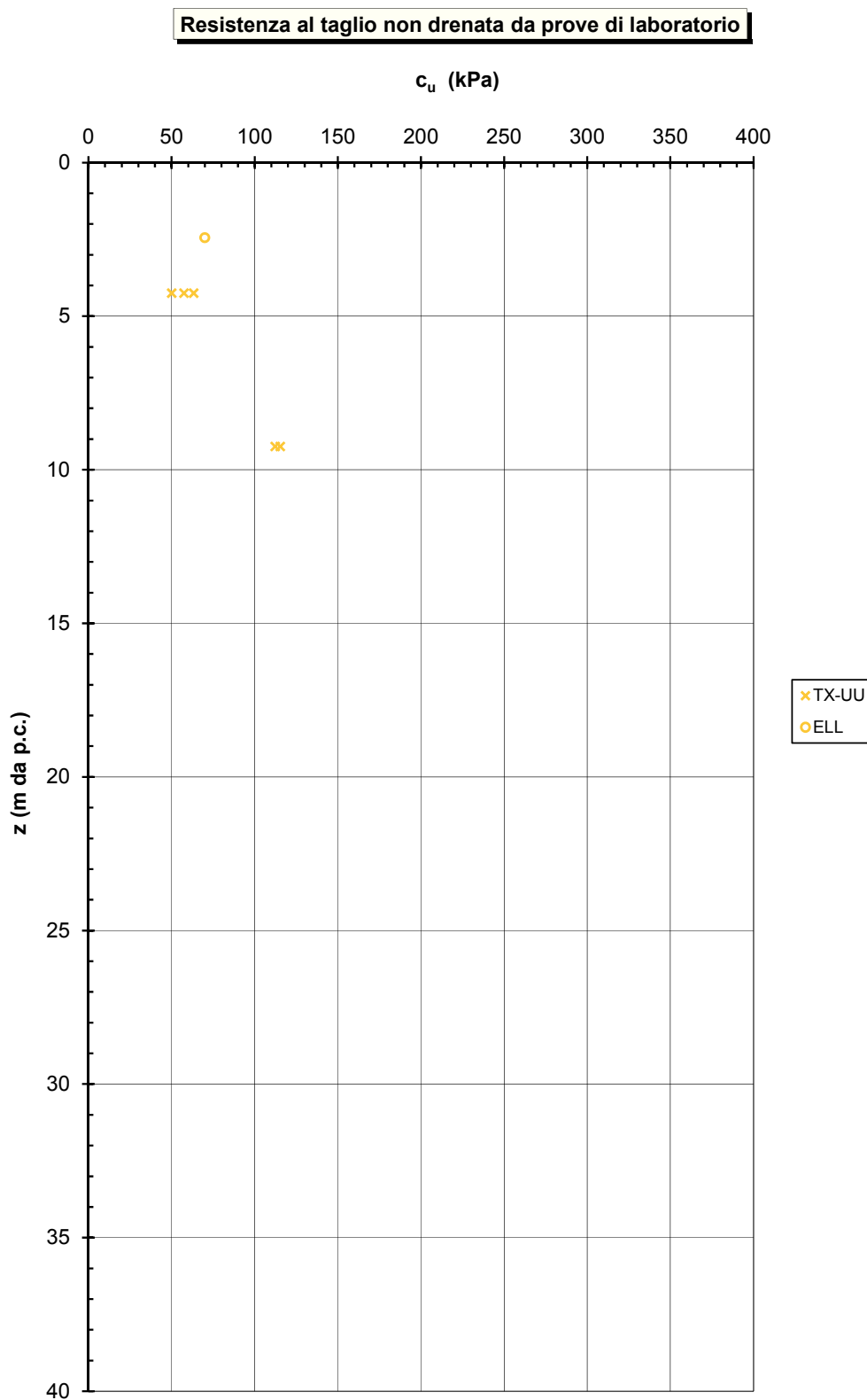


Figura 5.19 - Resistenza non drenata da prove di laboratorio dei materiali A1

Resistenza non drenata - Correlazione di Lunne et al. (1985, 1997)

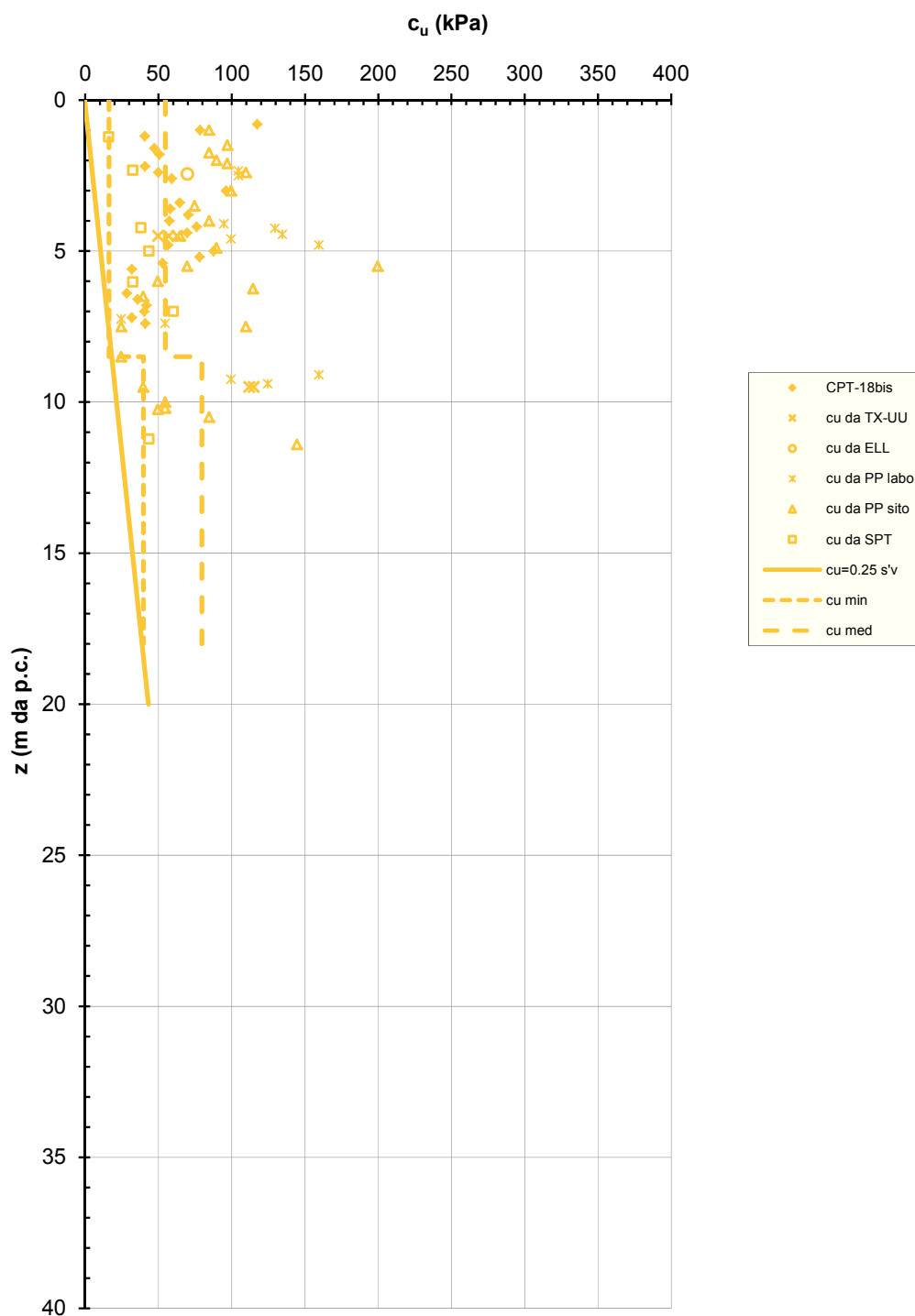


Figura 5.20 - Resistenza non drenata dei materiali A1

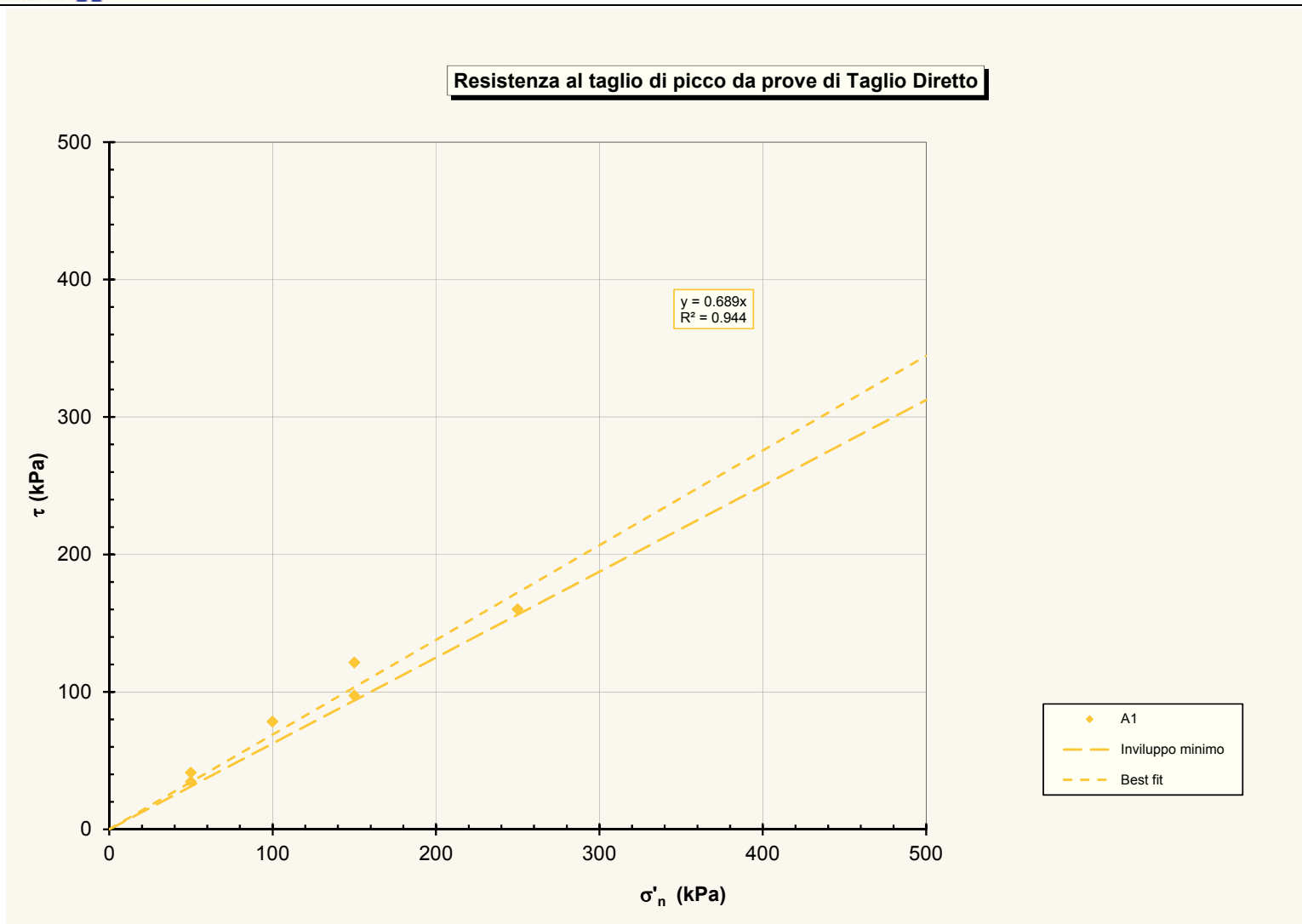


Figura 5.21 – Piano di Mohr per $c'=0$ da prove TD per i materiali A1

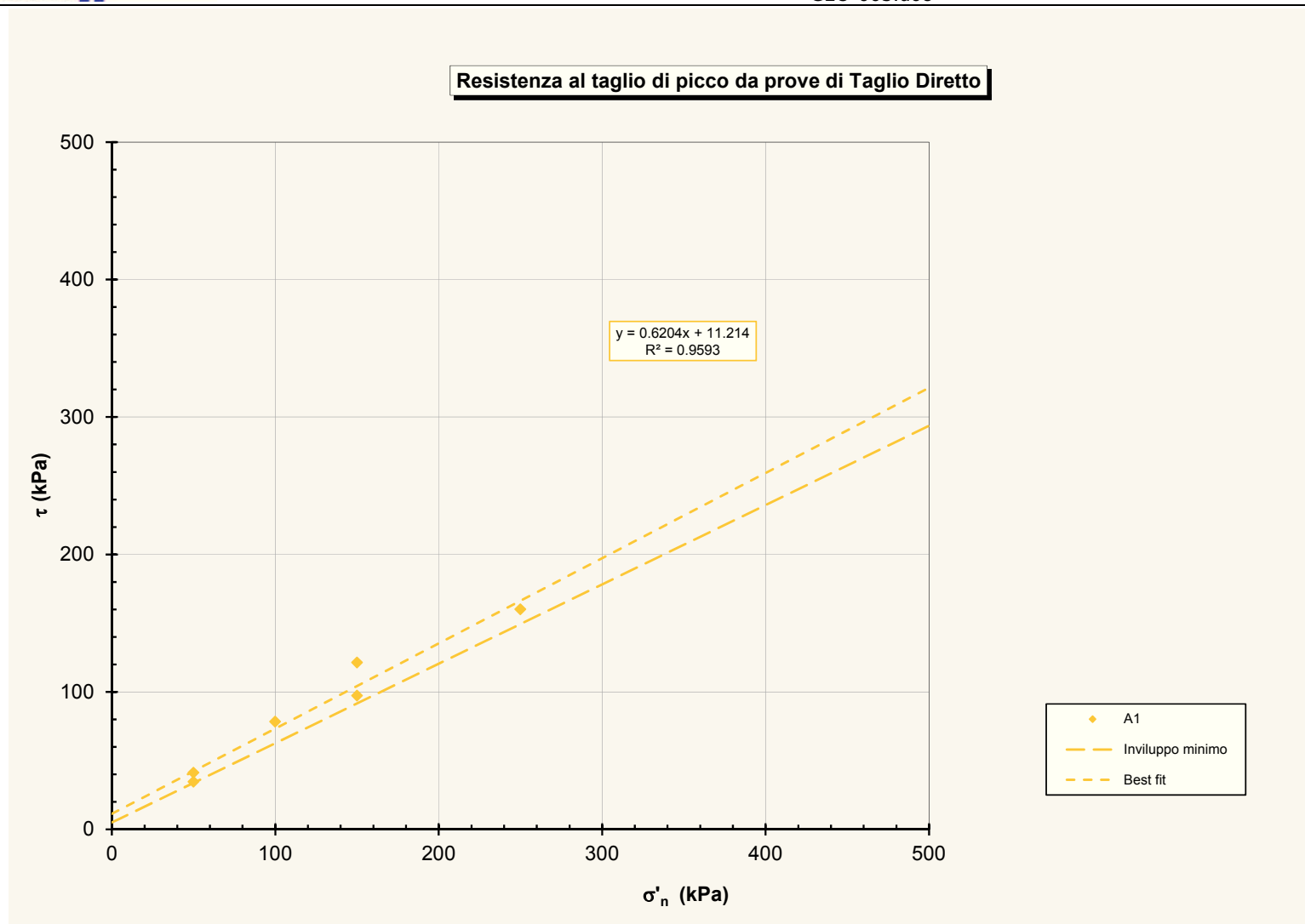


Figura 5.22 – Piano di Mohr per $c' \neq 0$ da prove TD per i materiali A1

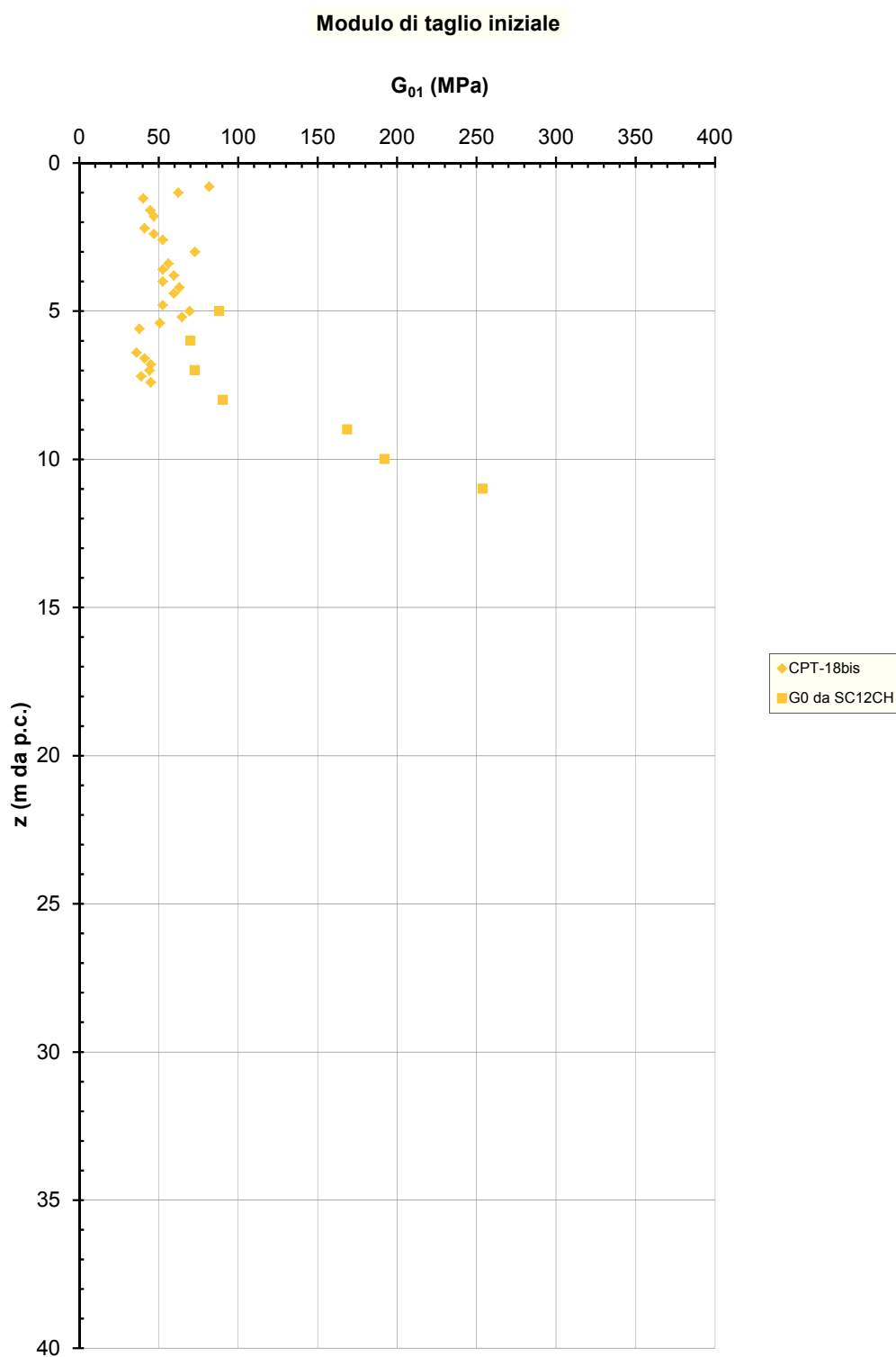


Figura 5.23 - Valori di G_{01} da prove CPT nei materiali A1

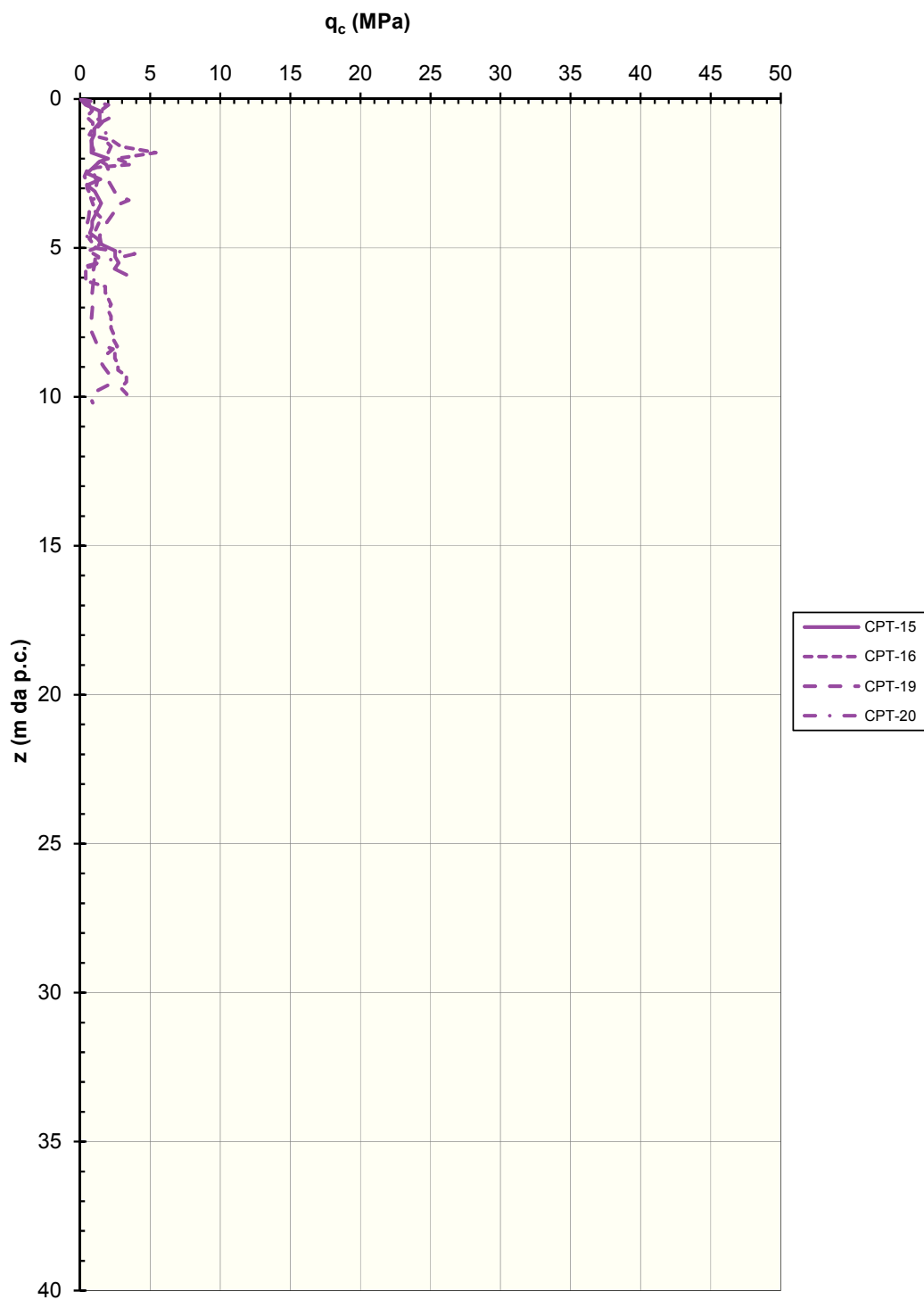


Figura 5.24 - Resistenza di punta q_c nei materiali T1

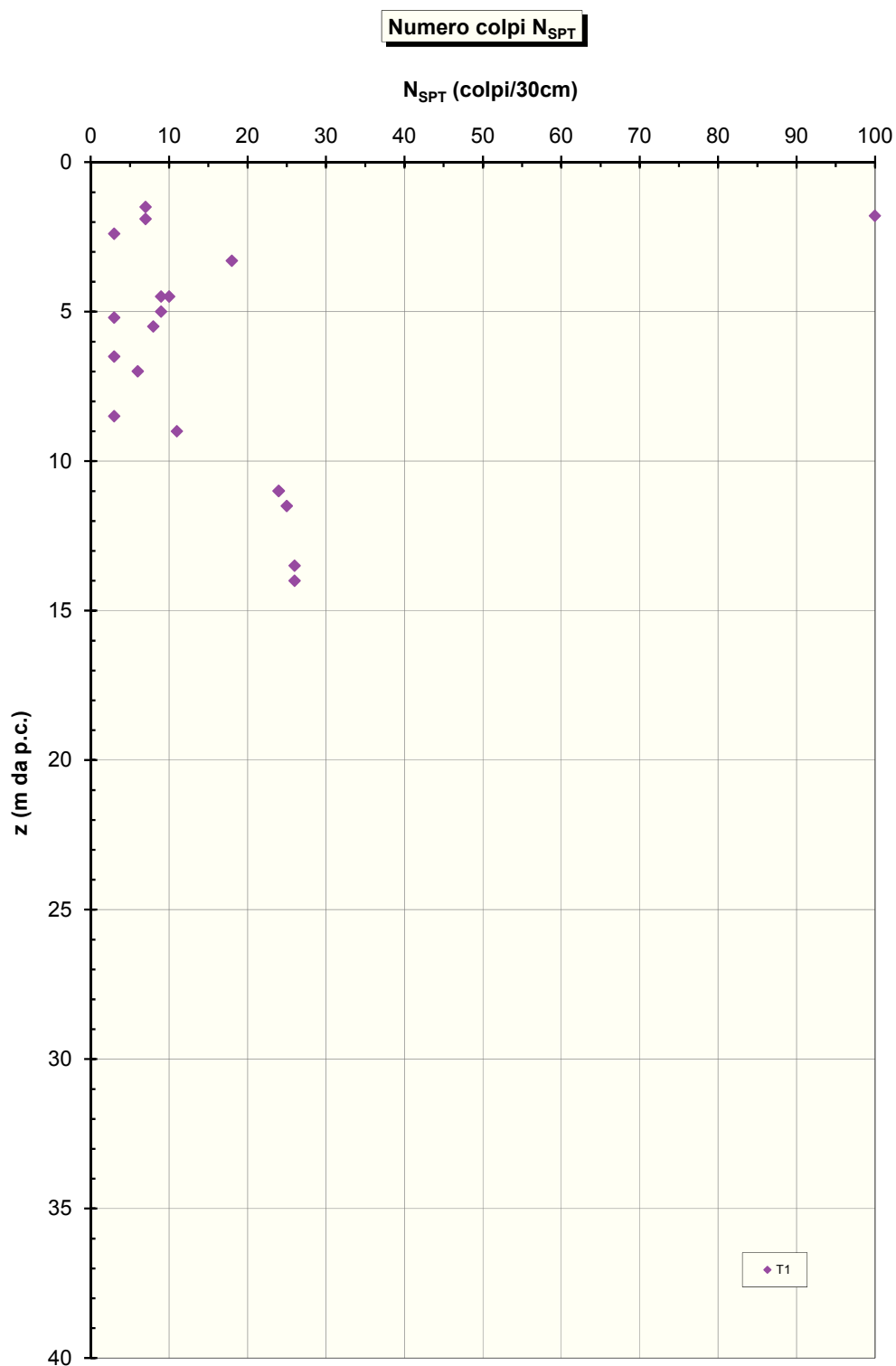


Figura 5.25 – N_{SPT} nei materiali T1

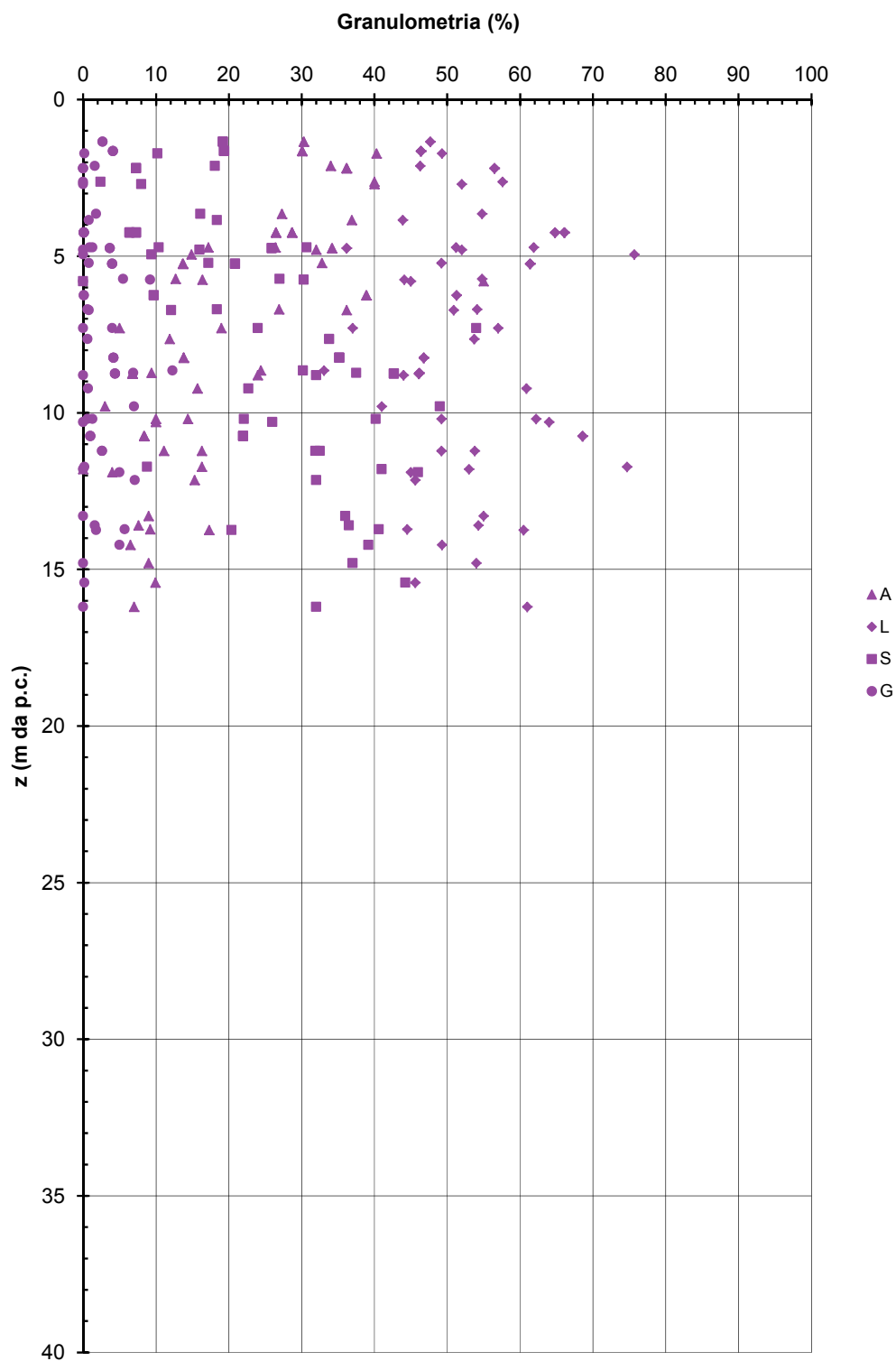
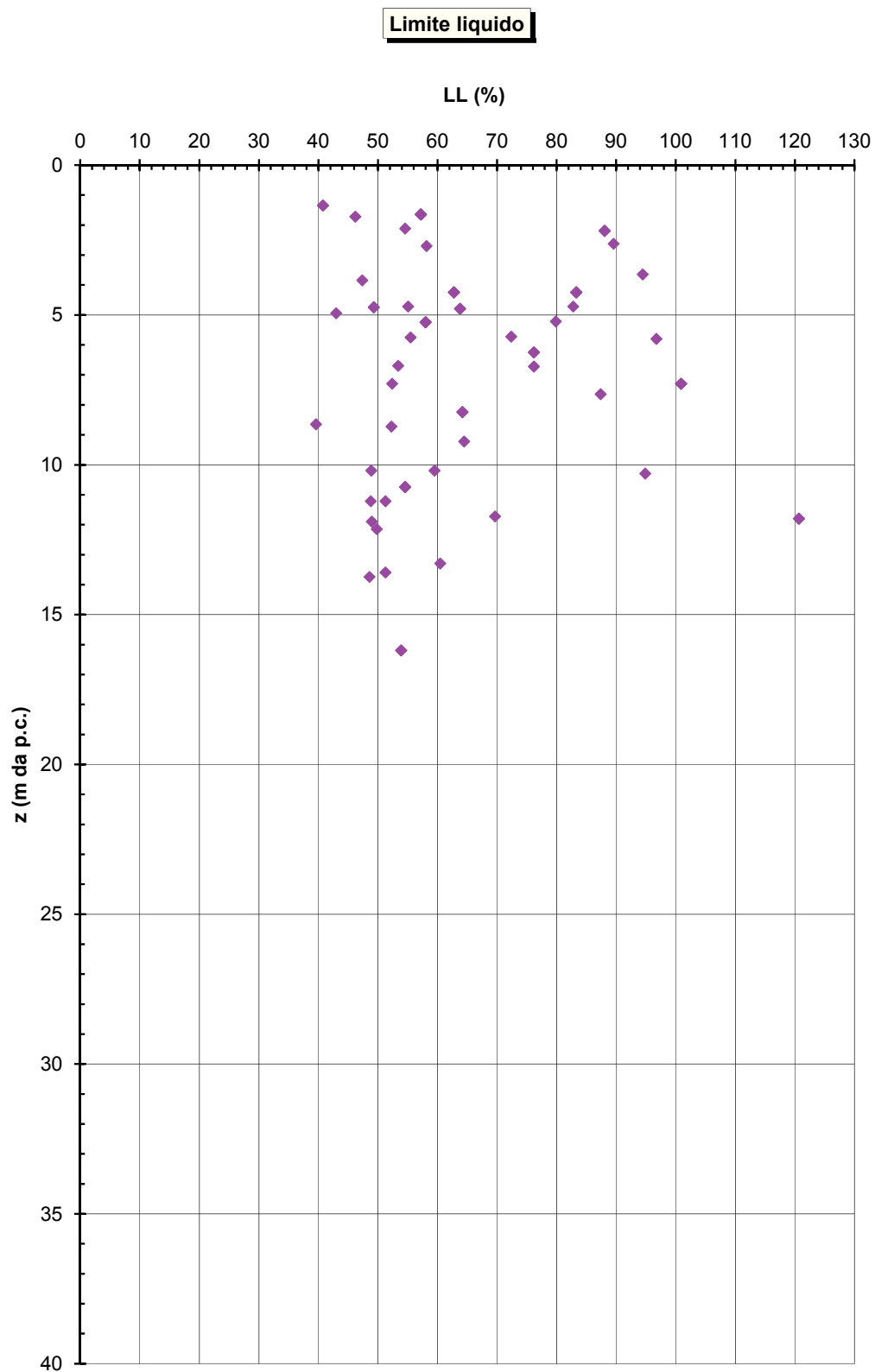


Figura 5.26 – Granulometrie dei materiali T1



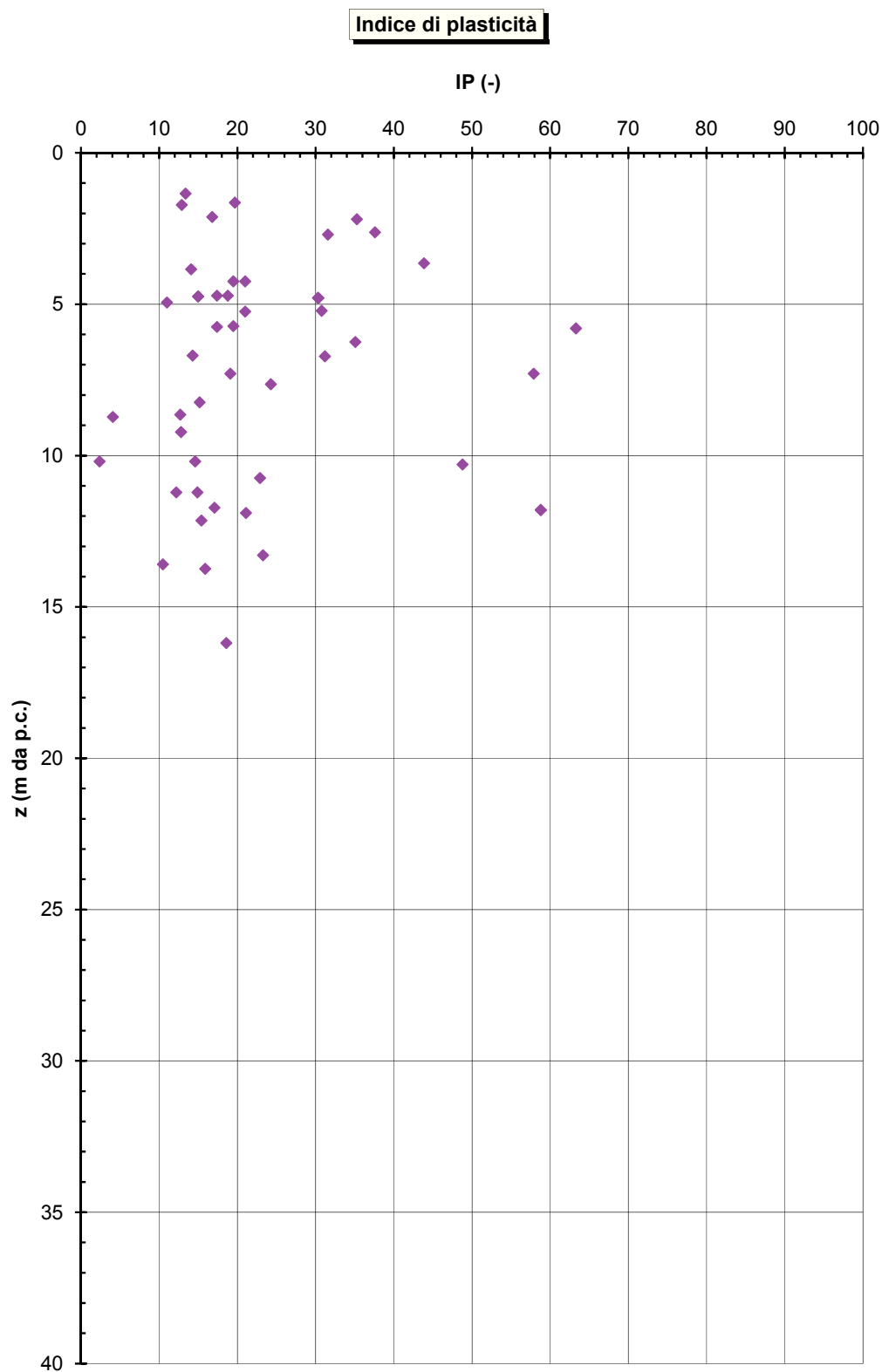


Figura 5.28 - Indice di plasticità dei materiali T1

Carta di Casagrande

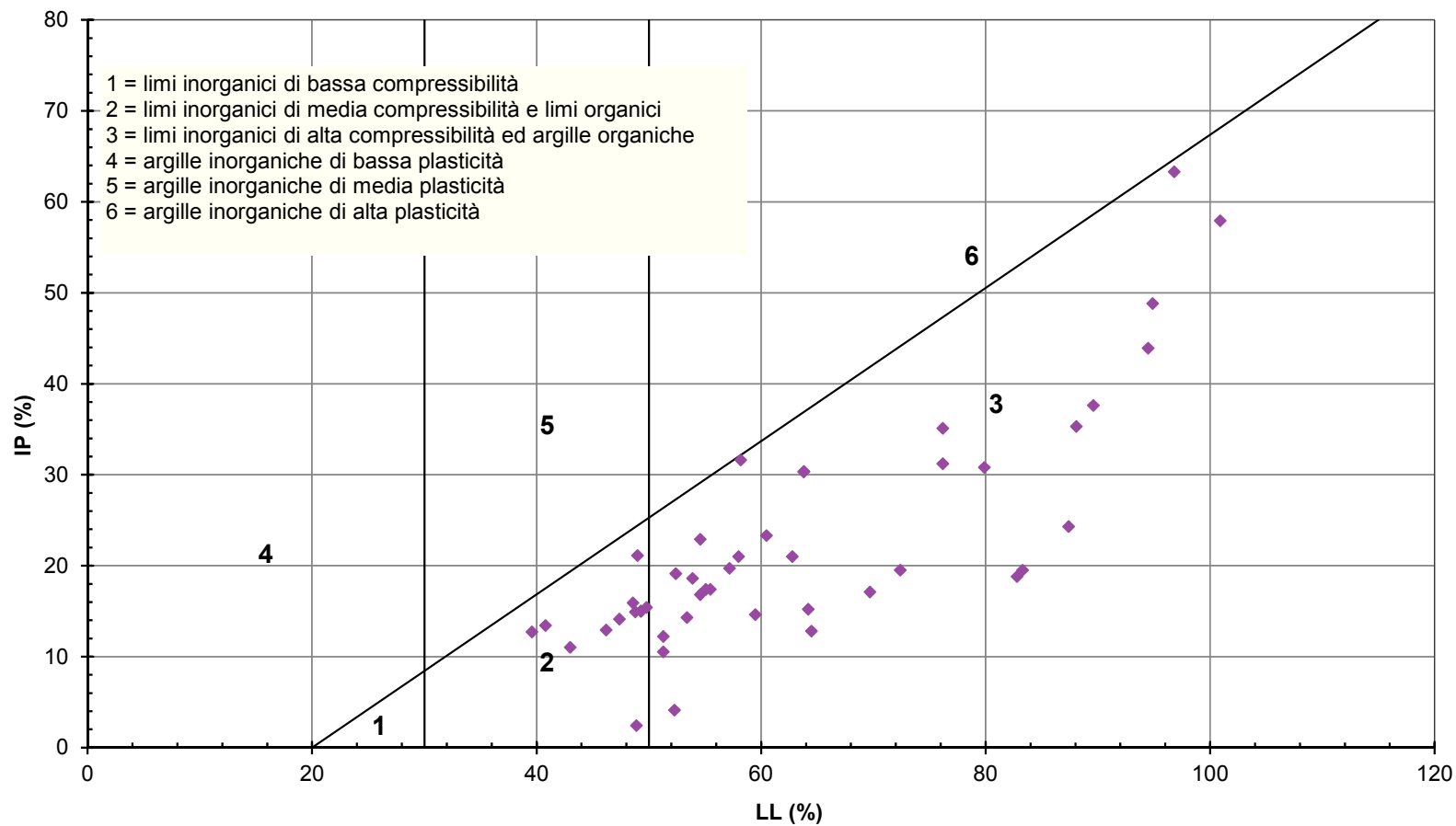


Figura 5.29 - Carta di plasticità dei materiali T1

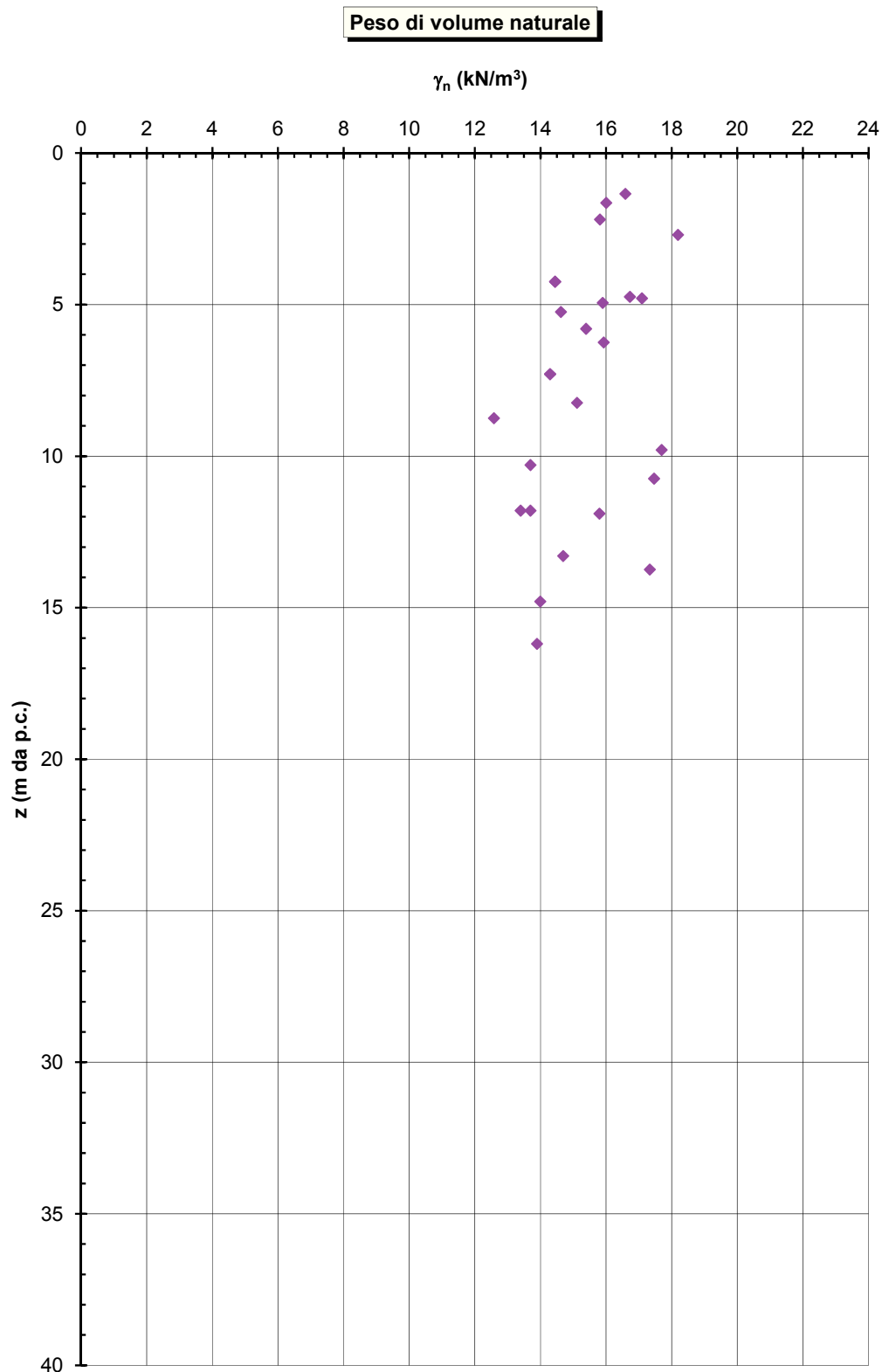


Figura 5.30 - Peso dell'unità di volume dei materiali T1

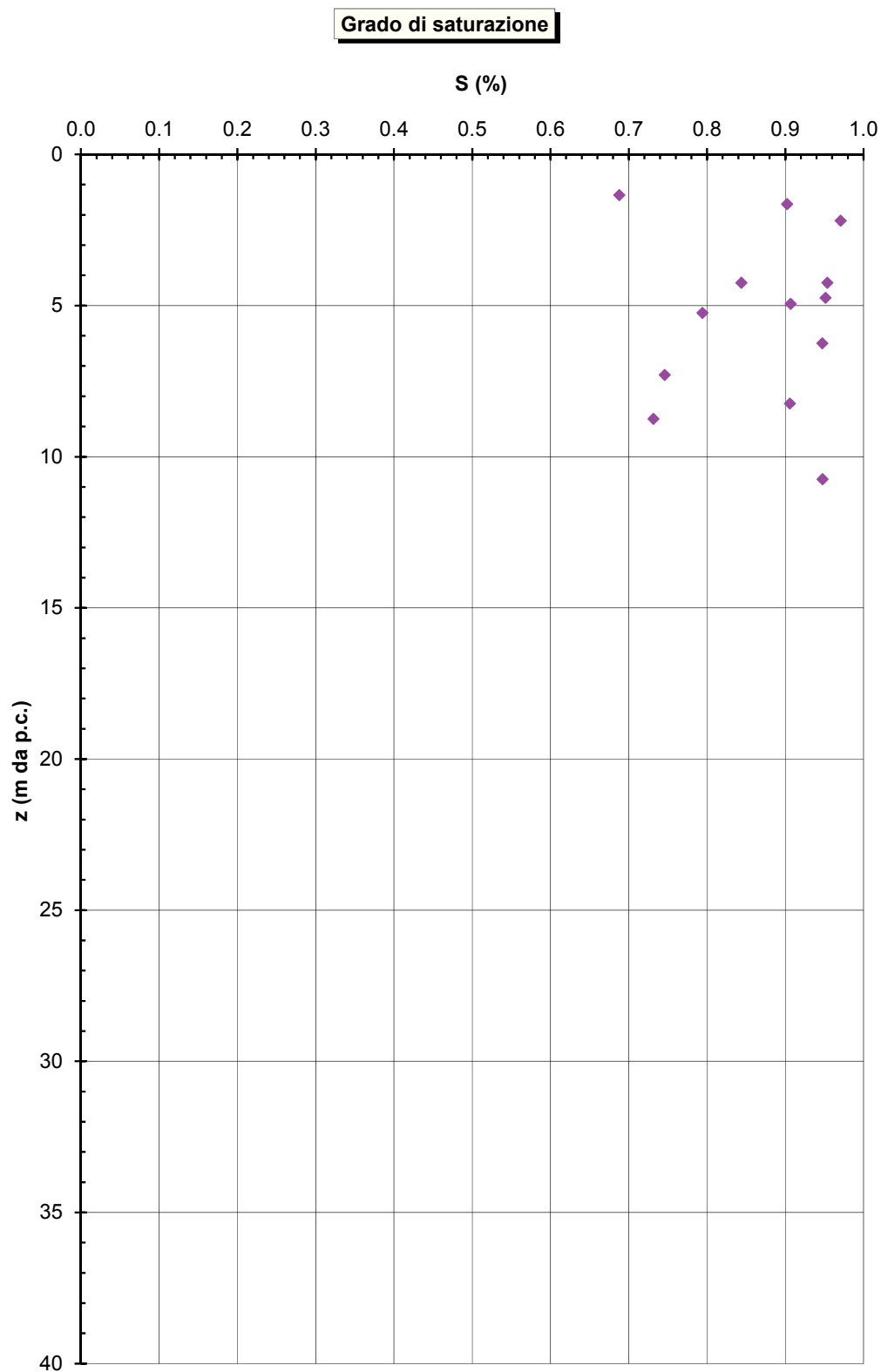


Figura 5.31 - Grado di saturazione dei materiali T1

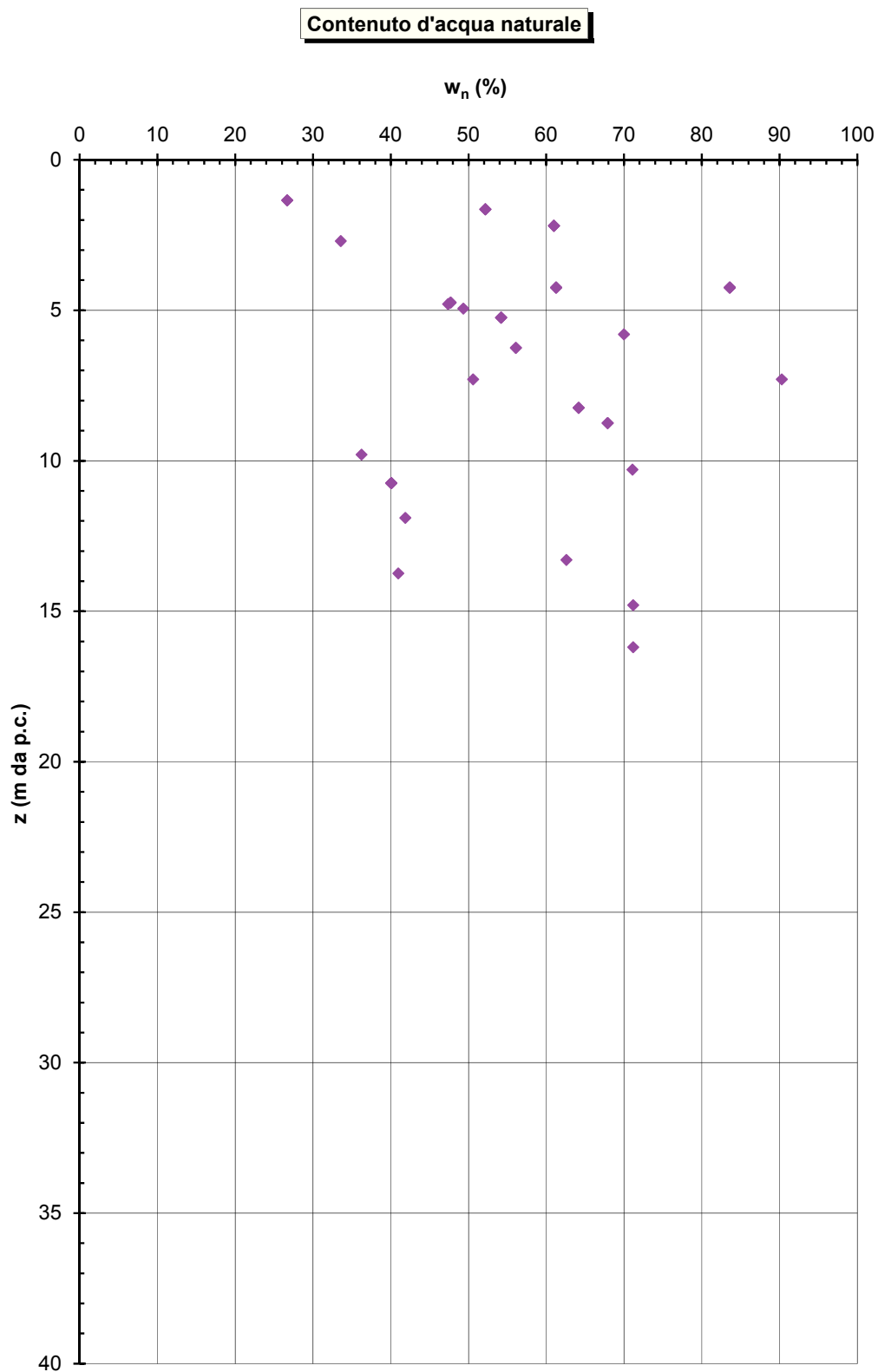


Figura 5.32 - Contenuto naturale d'acqua dei materiali T1

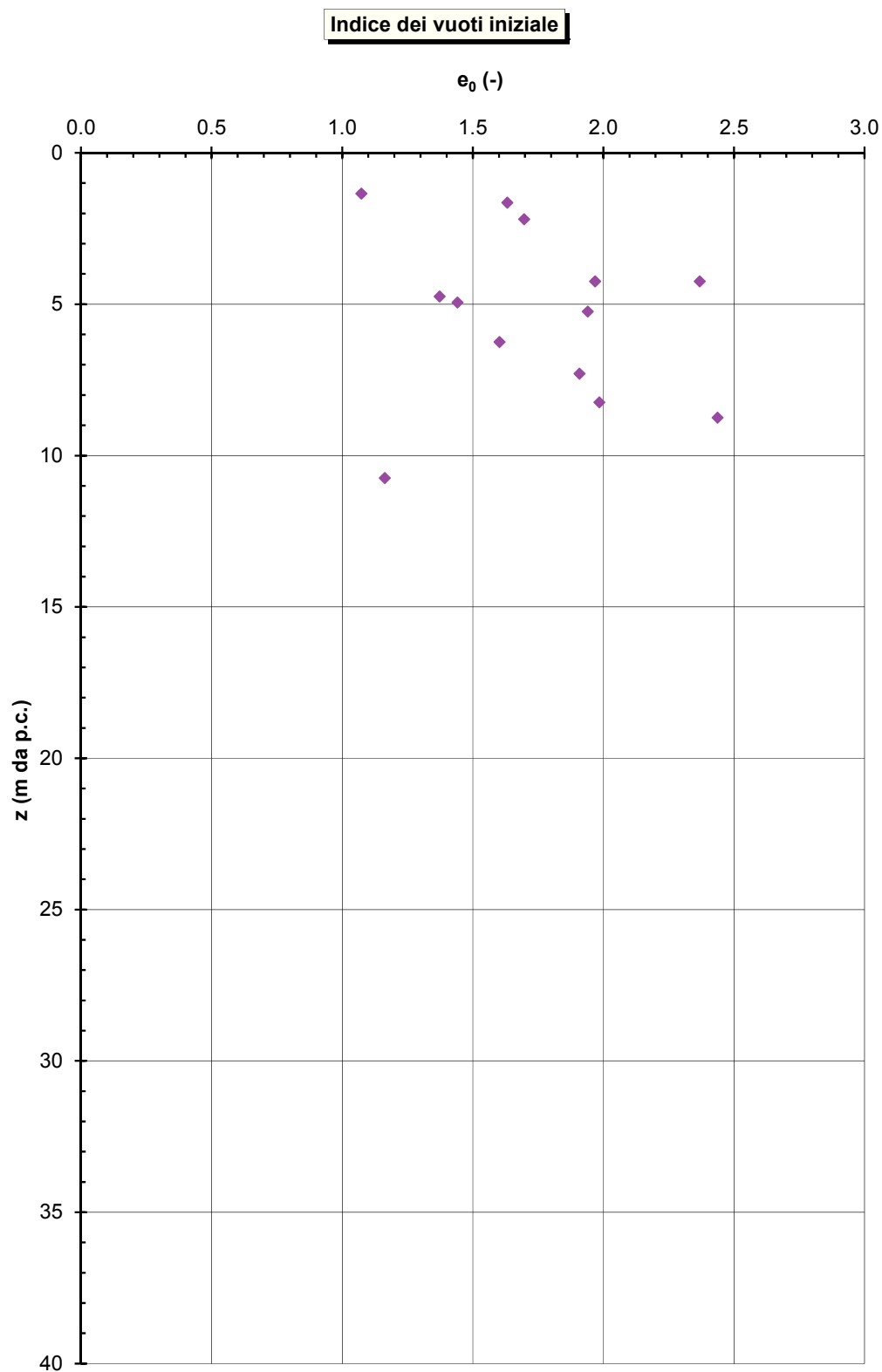


Figura 5.33 - Indice dei vuoti iniziale del materiale T1

Linea di compressibilità intrinseca e indice dei vuoti normalizzato in accordo a Burland (1990)

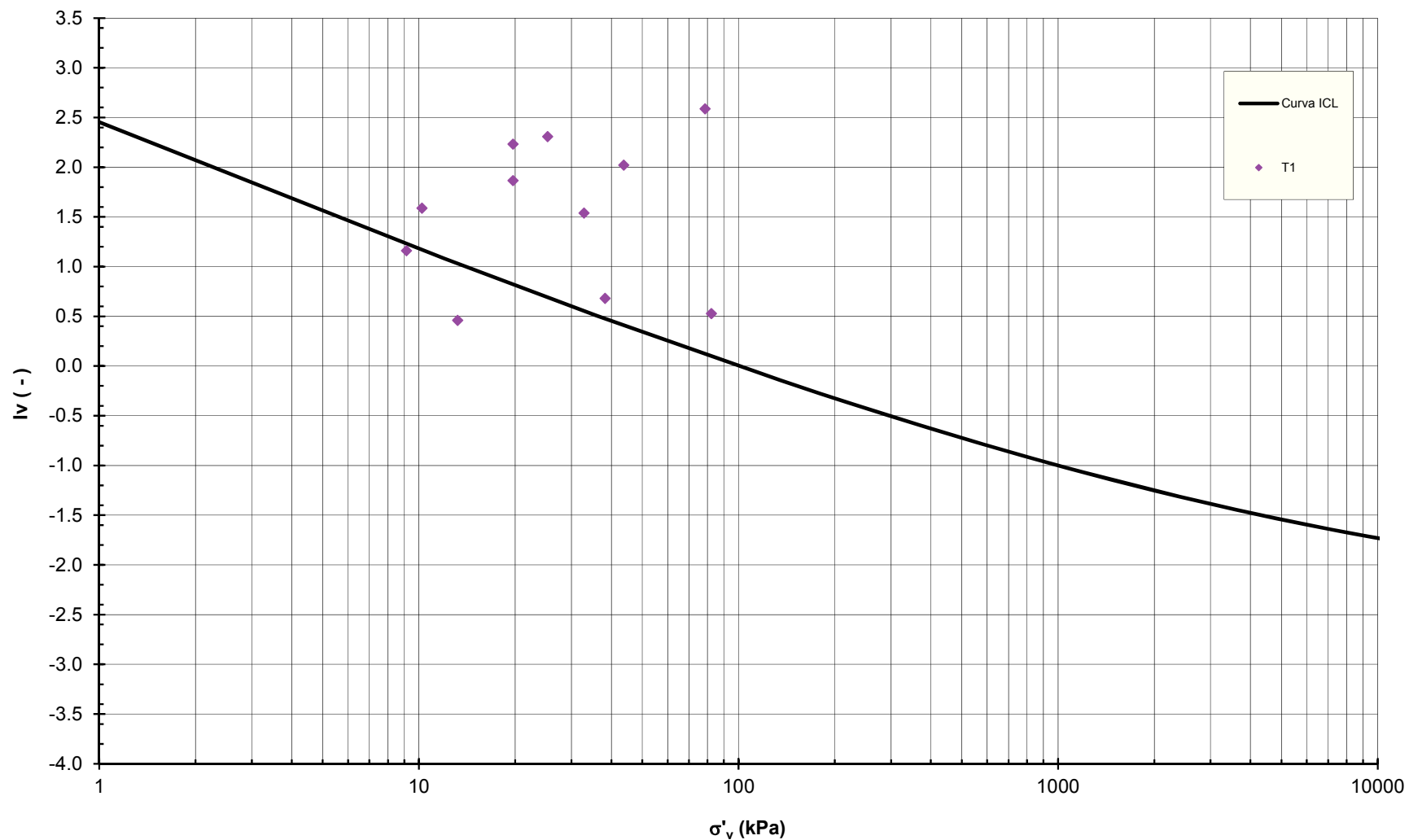


Figura 5.34 - Stati tensionali iniziali dei materiali T1 nel piano di Burland (1990)

Grado di sovraconsolidazione - Correlazione di Chen e Mayne (1996)

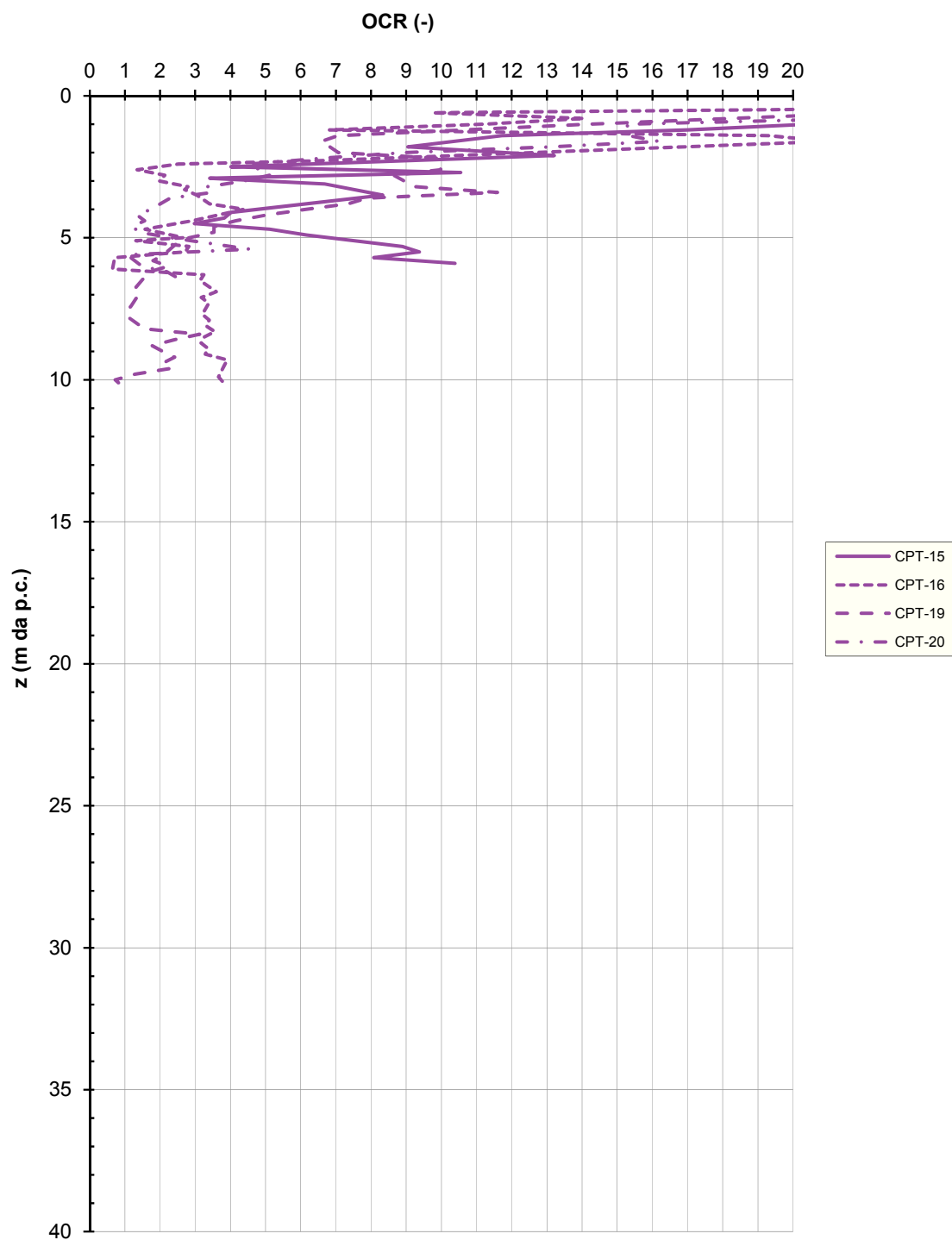


Figura 5.35 - Grado di sovraconsolidazione dei materiali T1

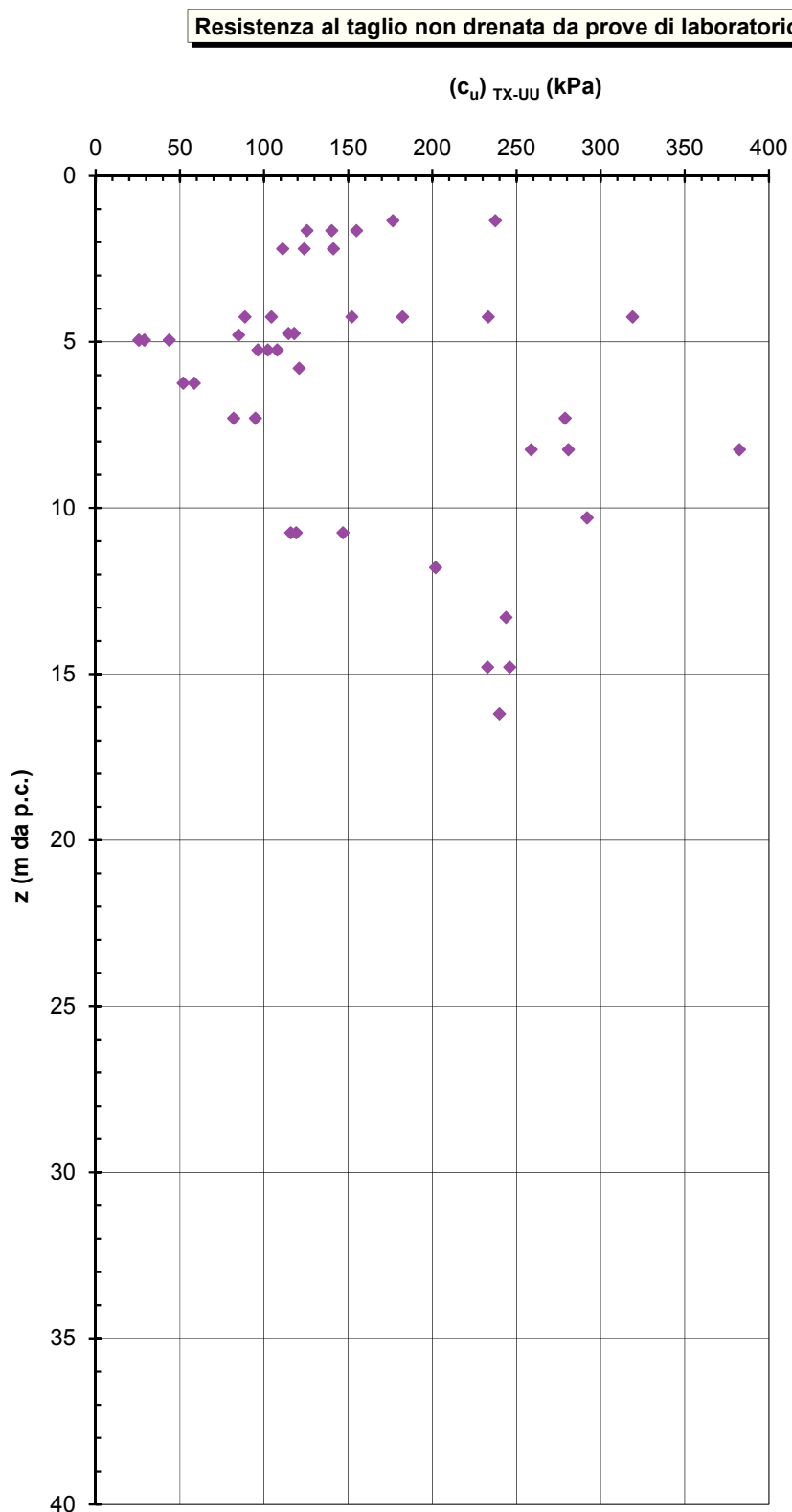


Figura 5.36 - Resistenza non drenata da prove TX-UU dei materiali T1

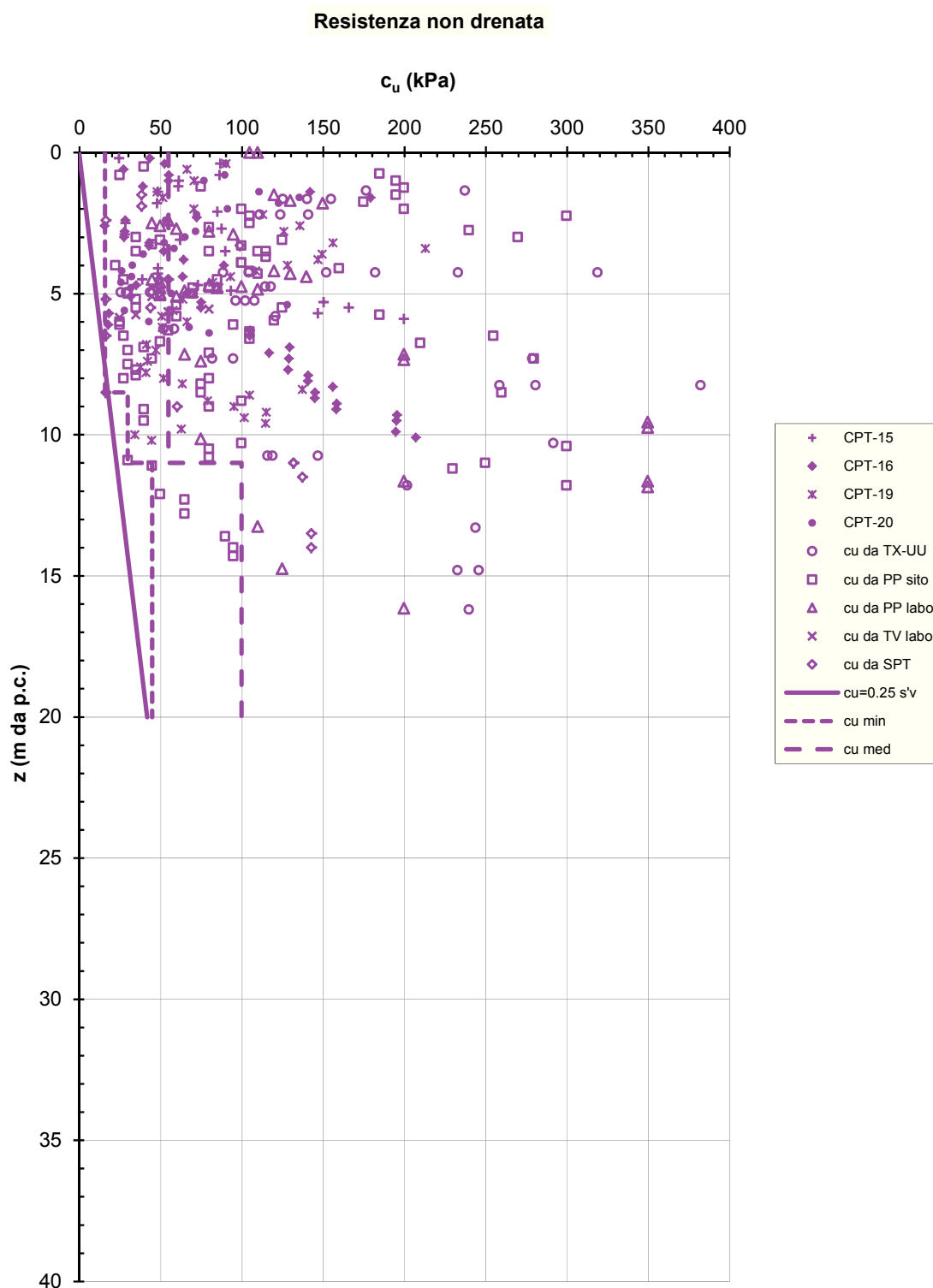


Figura 5.37 - Resistenza non drenata dei materiali T1

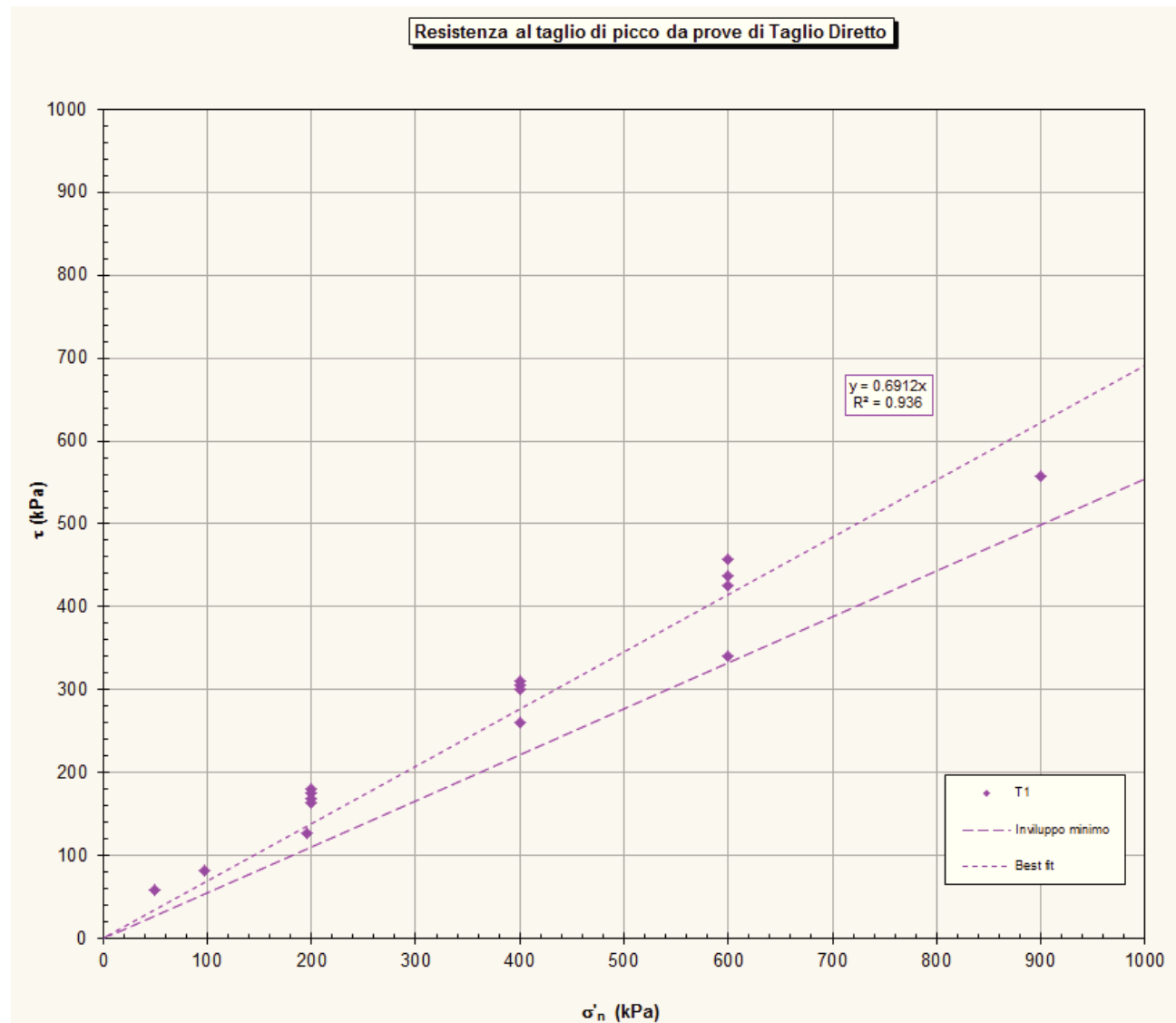


Figura 5.38 – Piano di Mohr per $c'=0$ da prove TD per i materiali T1

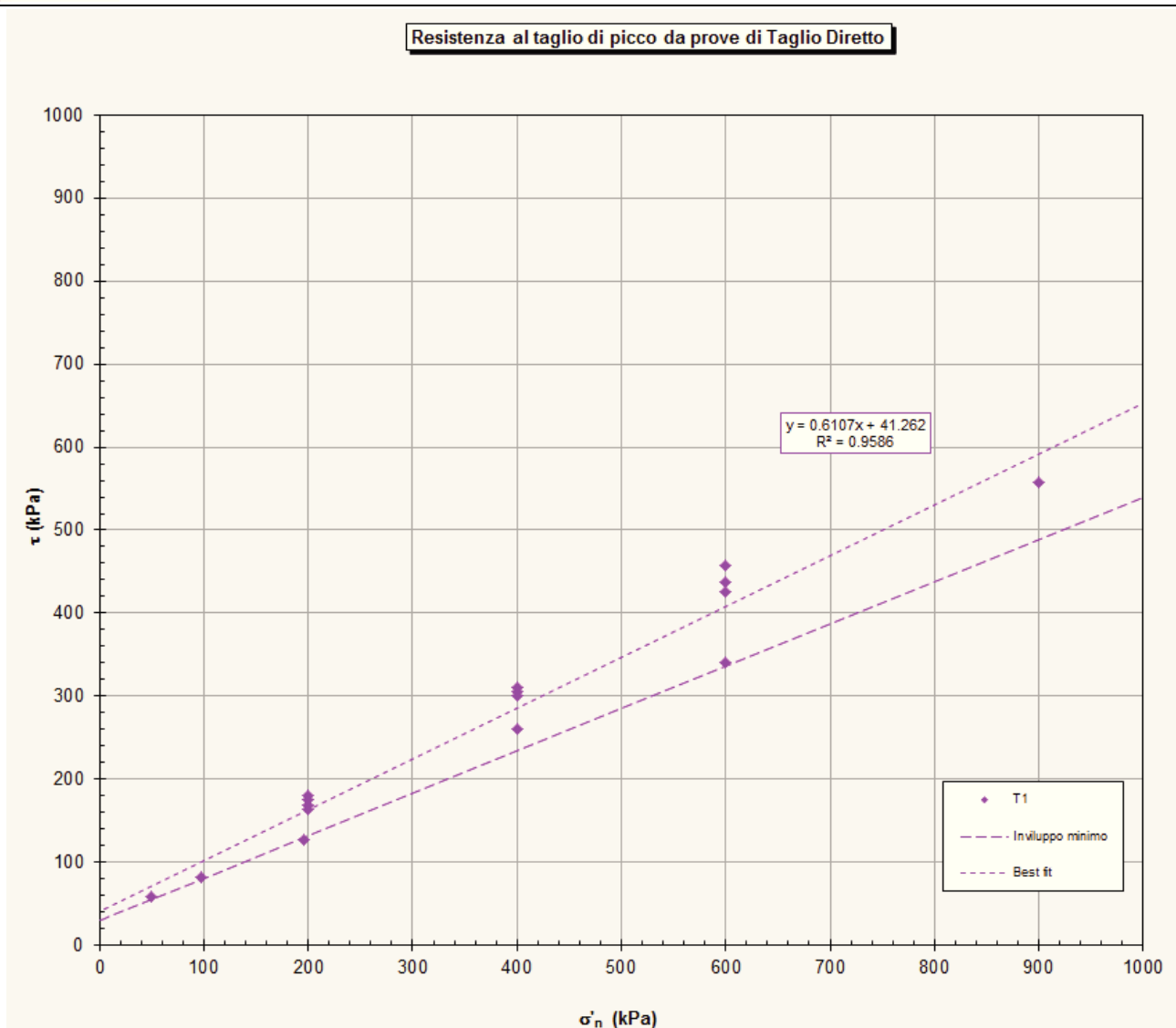


Figura 5.39 – Piano di Mohr per $c' \neq 0$ da prove TD per i materiali T1

Modulo di taglio iniziale - Correlazione di Mayne e Rix (1993)

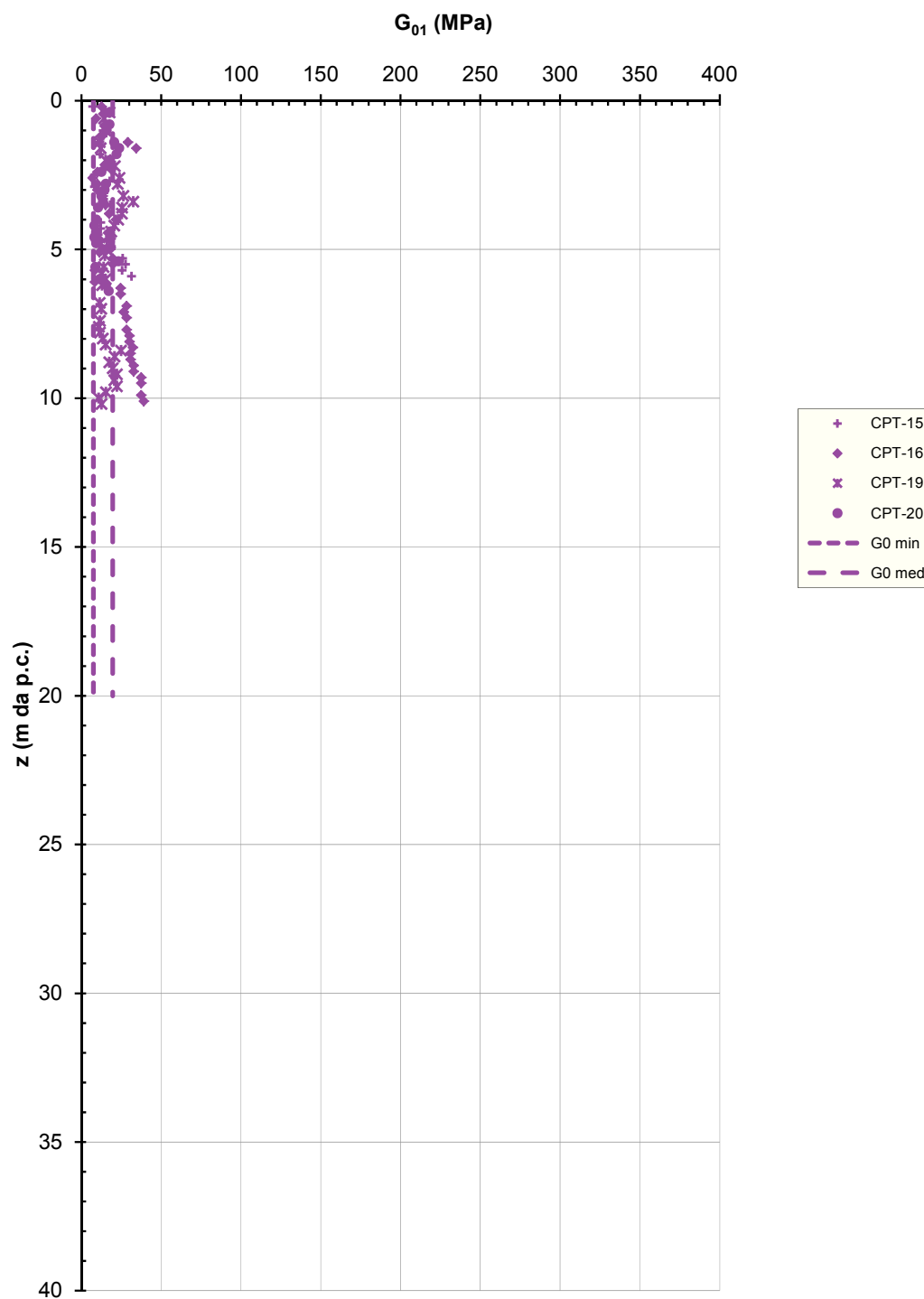


Figura 5.40 - Valori di G_{01} da prove CPT nei materiali T1

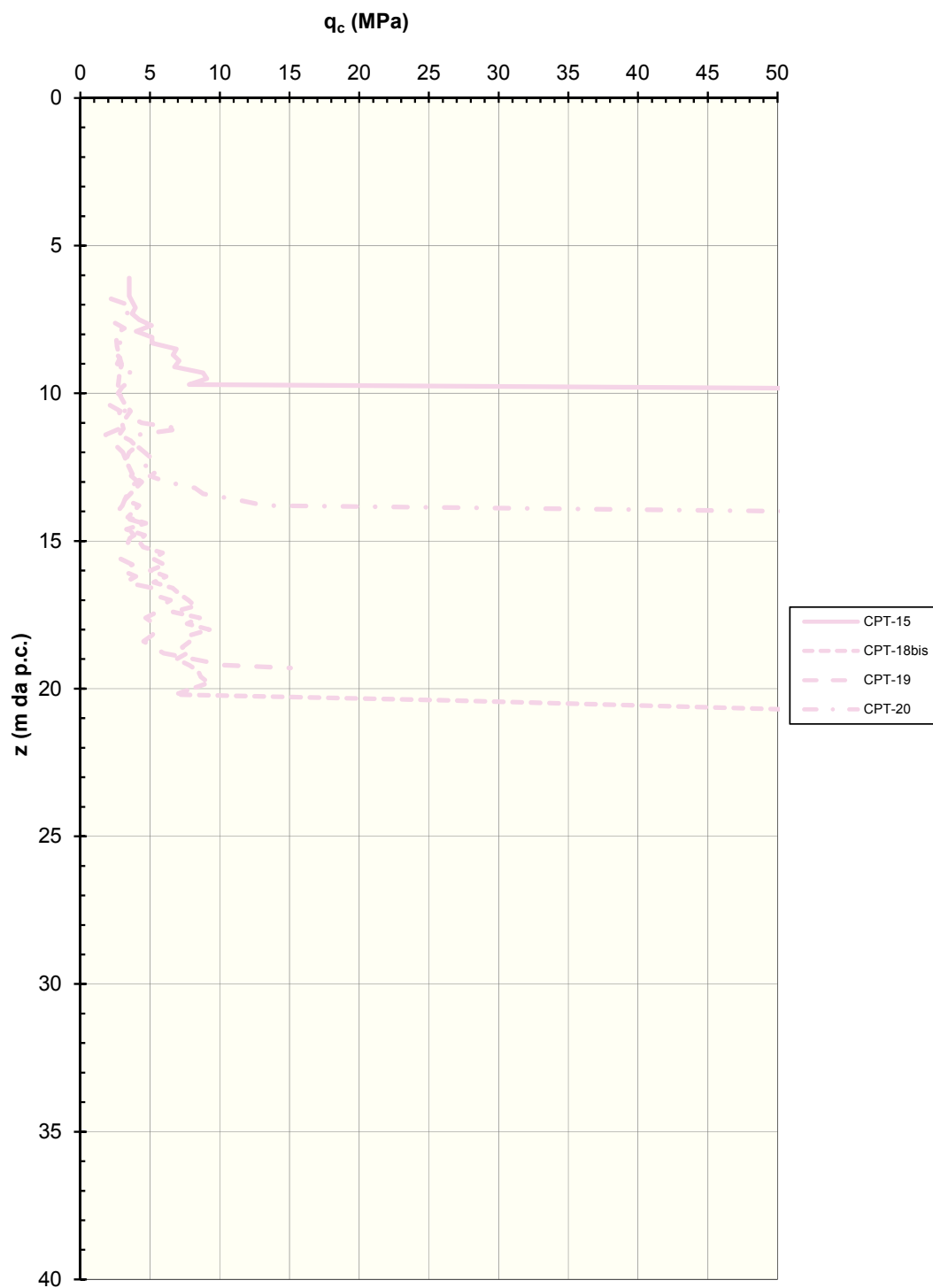


Figura 5.41 – Resistenza alla punta q_c nei materiali T2-1

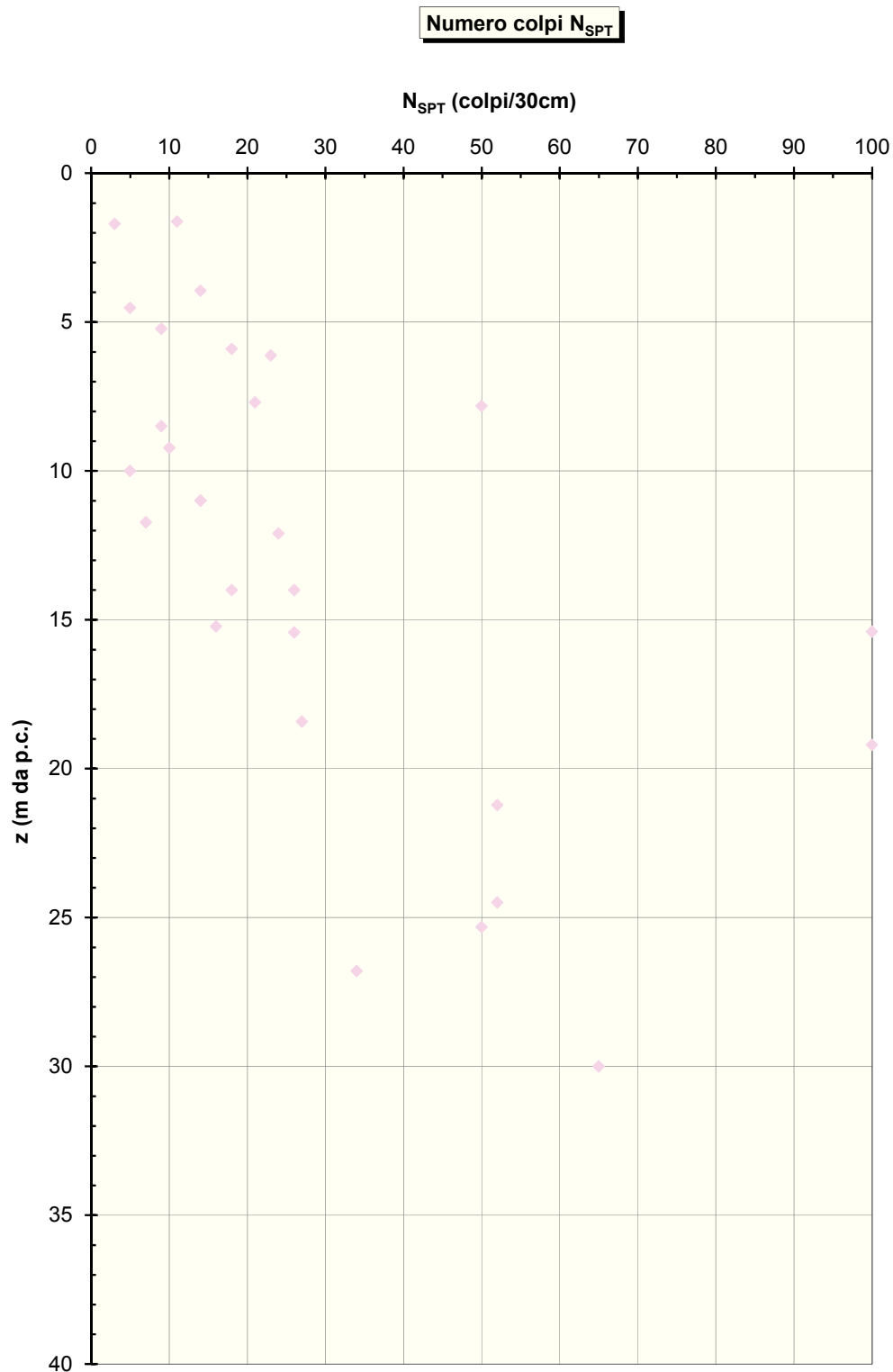


Figura 5.42 - N_{SPT} nei materiali T2-1

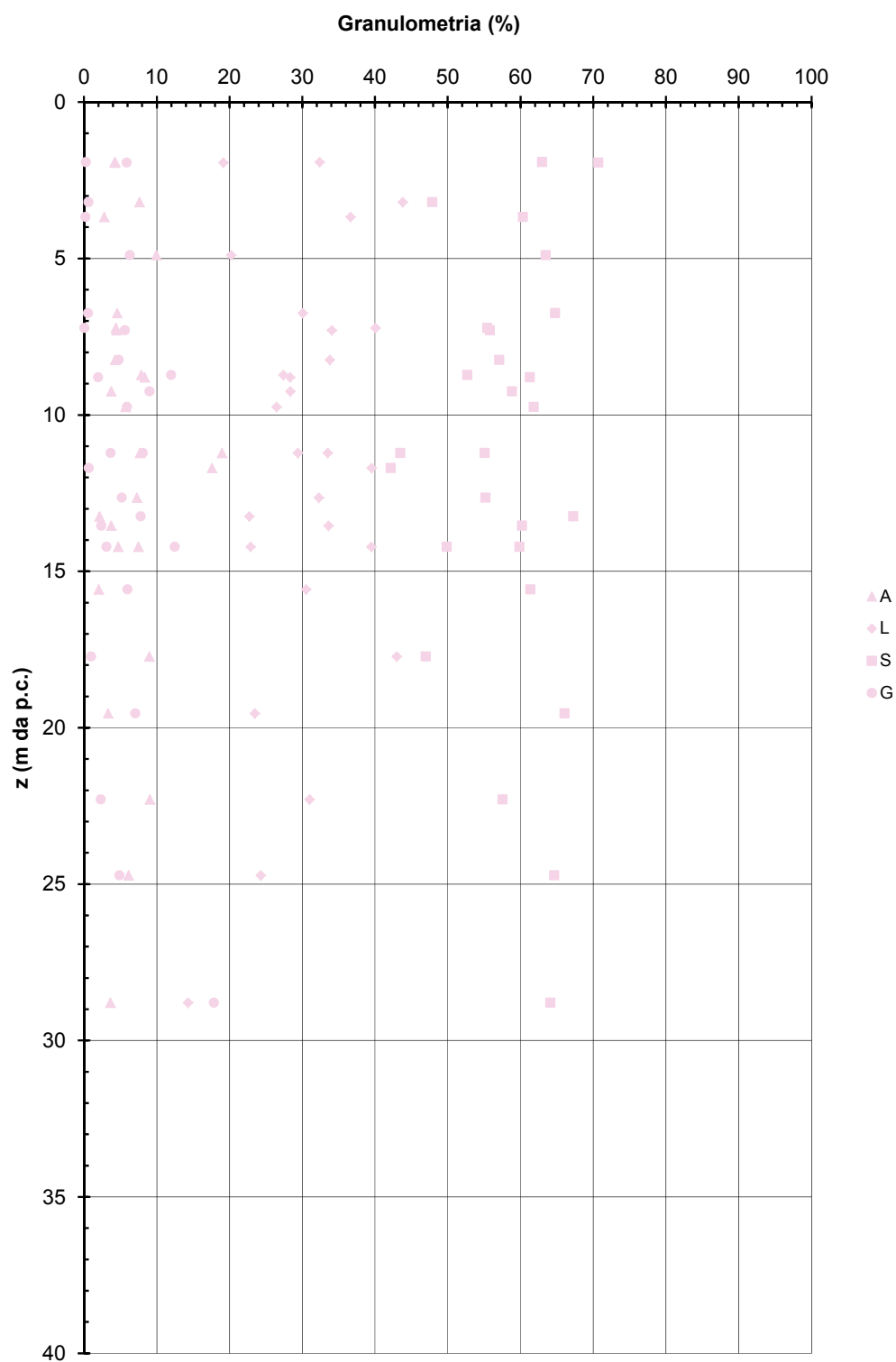


Figura 5.43 – Granulometrie dei materiali T2-1

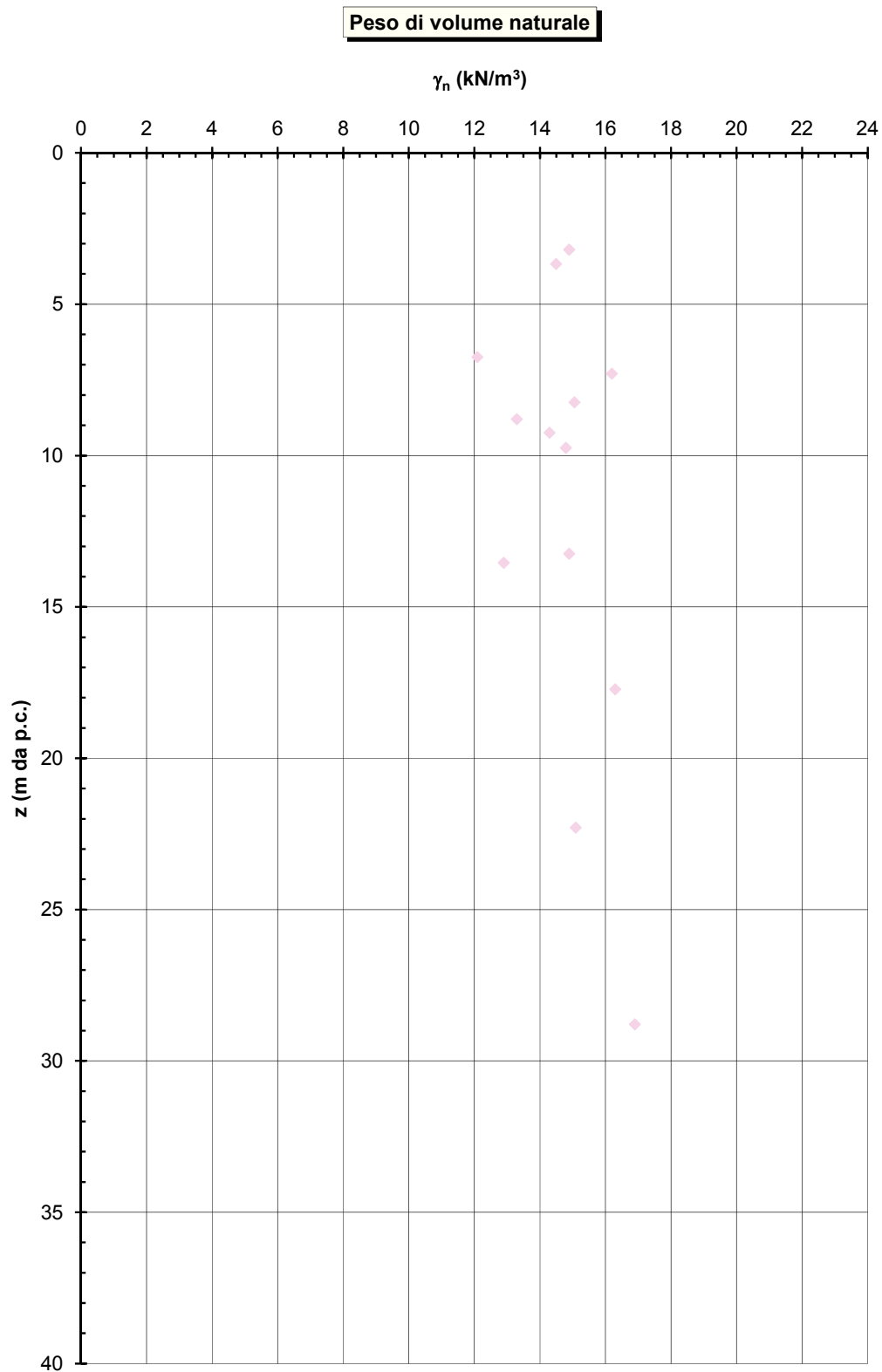


Figura 5.44 – Peso dell'unità di volume dei materiali T2-1

Densità relativa - Correlazione di Garizio (1997), Jamiolkowski et al. (2001)

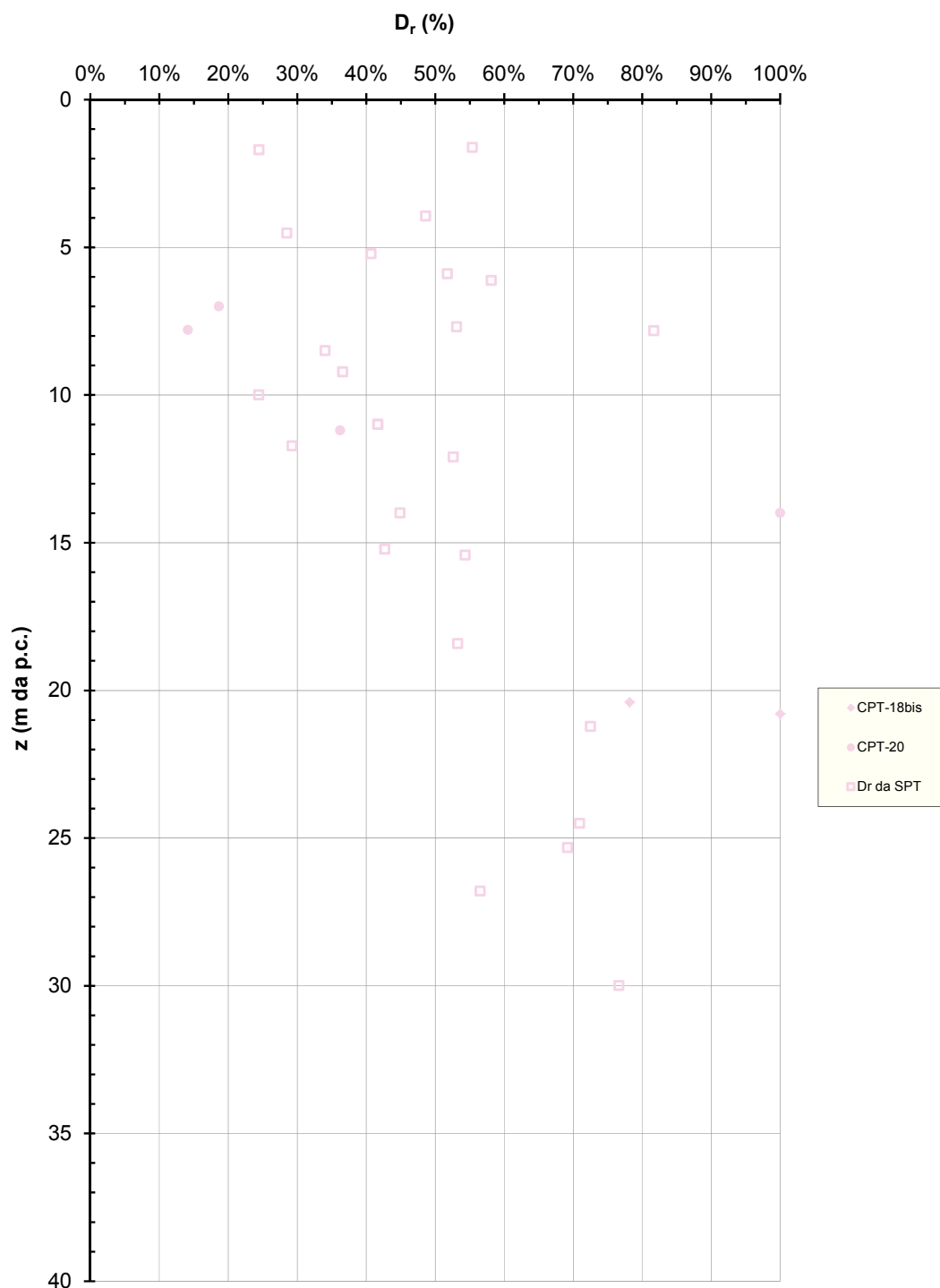


Figura 5.45 – Densità relativa nei materiali T2-1

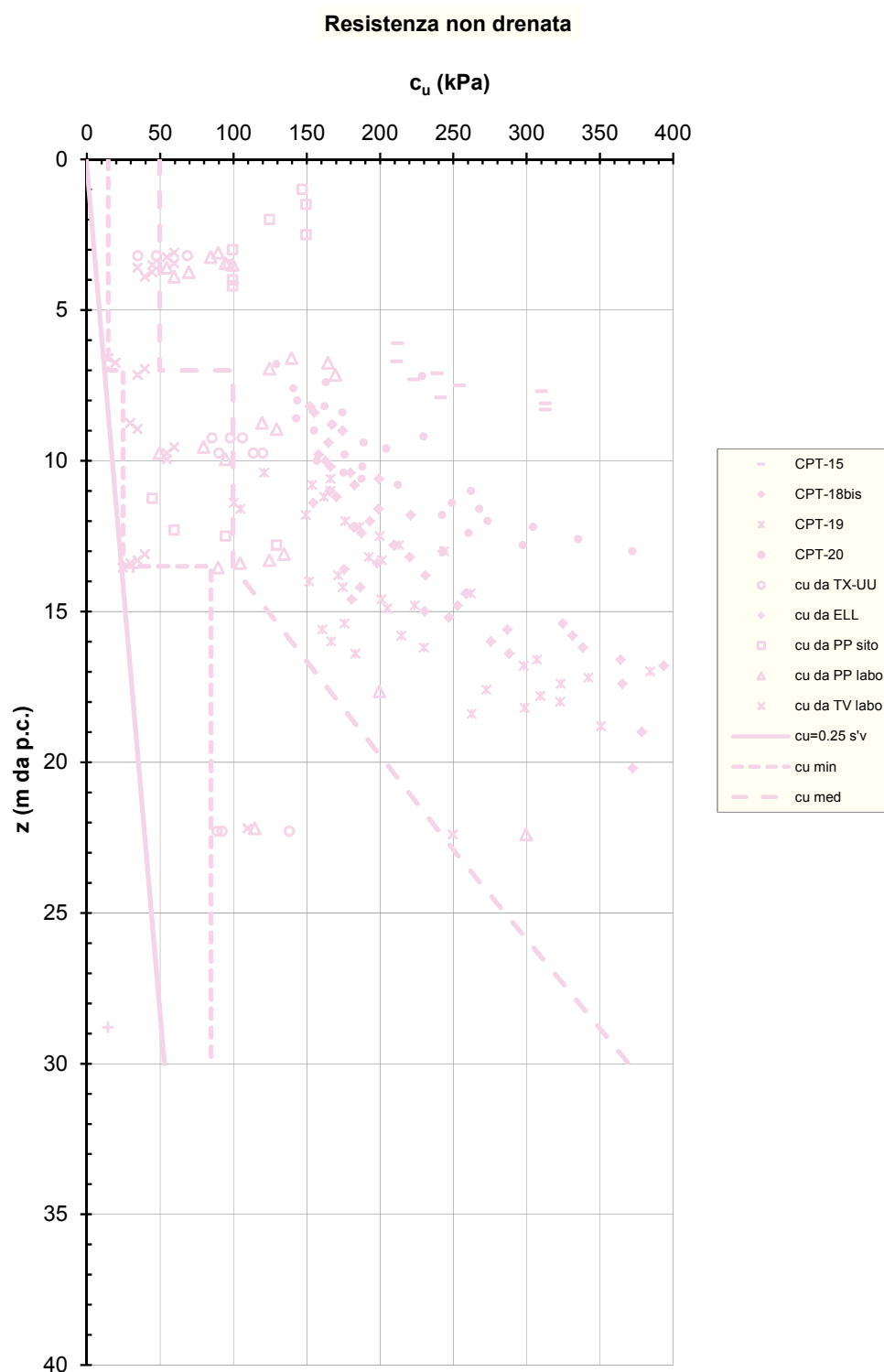


Figura 5.46 – Resistenza al taglio non drenata nei materiali T2-1

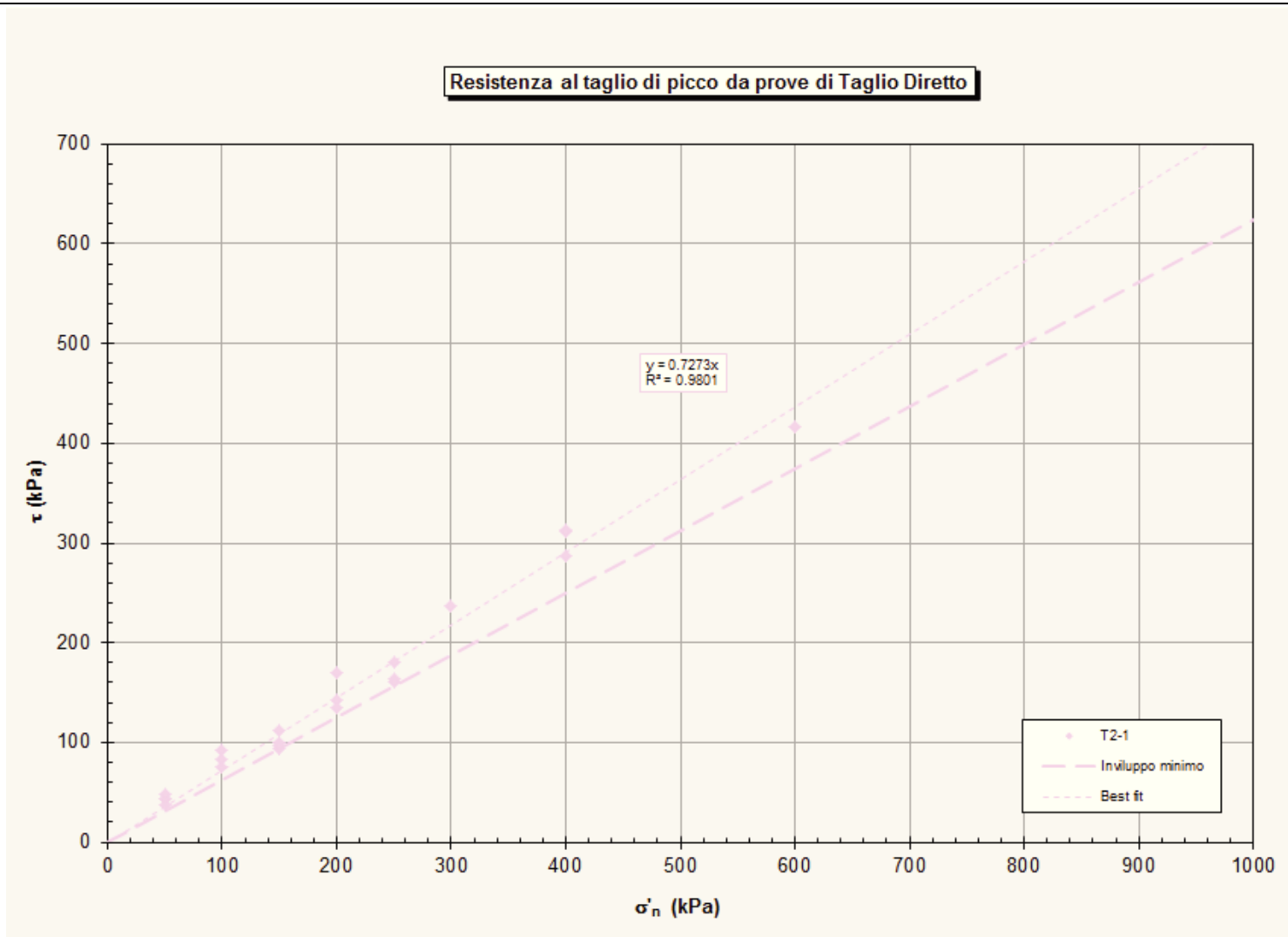


Figura 5.47 - Angolo d'attrito da prove TD-CD per $c'=0$ nei materiali T2-1

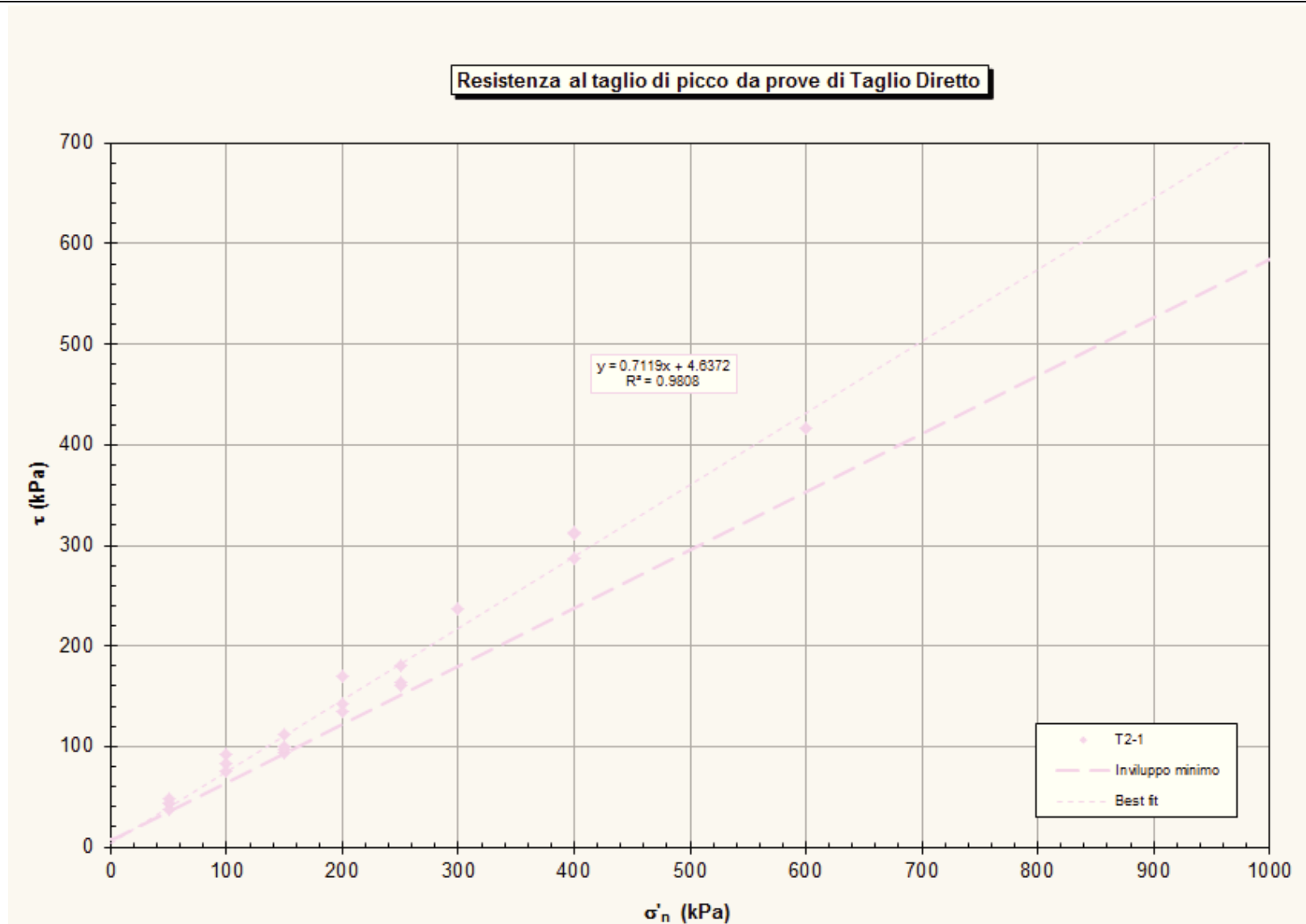
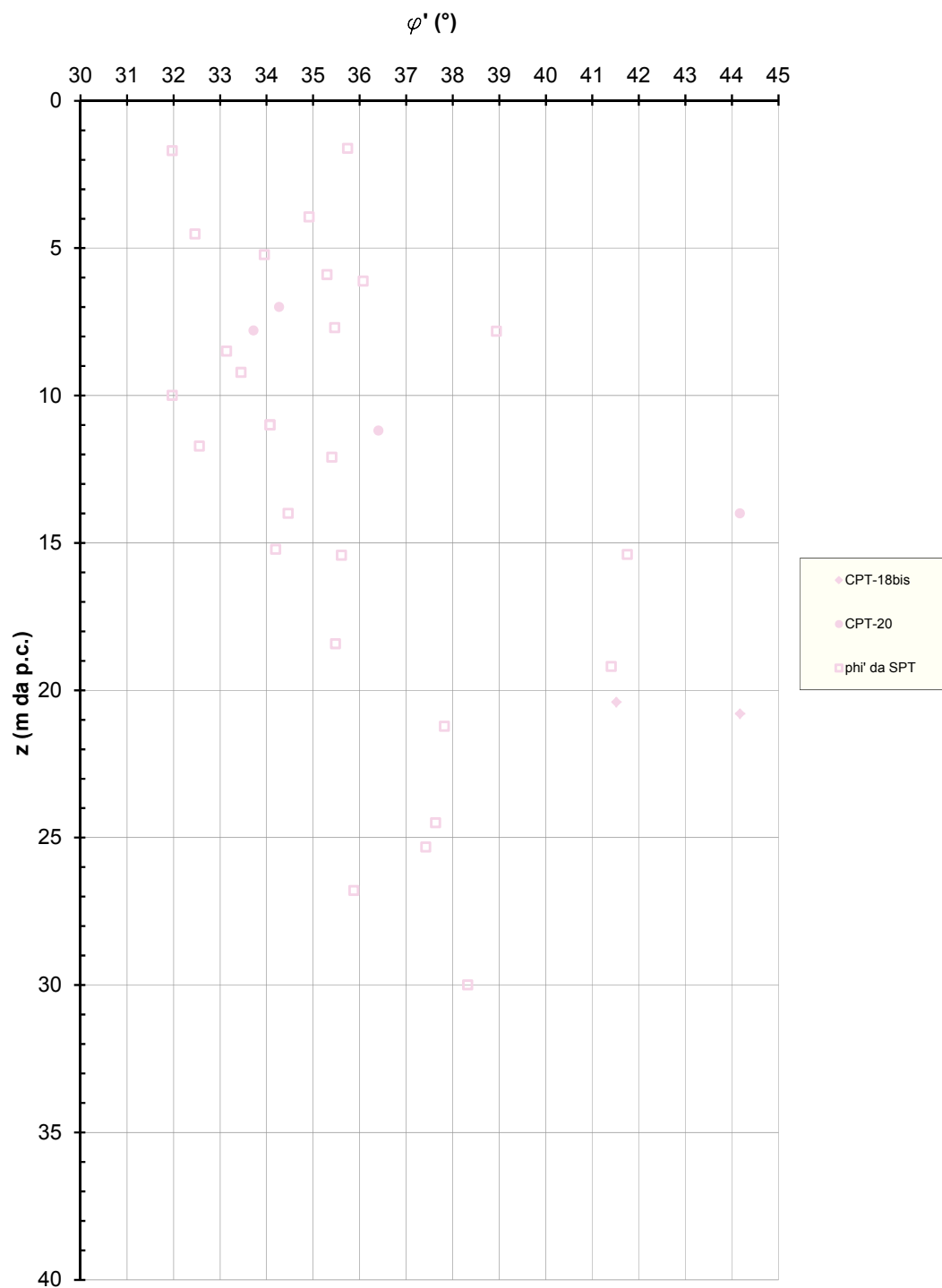


Figura 5.48 - Angolo d'attrito da prove TD-CD per $c' \neq 0$ nei materiali T2-1

Angolo d'attrito - Correlazione di Bolton (1986)



Modulo di taglio iniziale da prove Cross-Hole

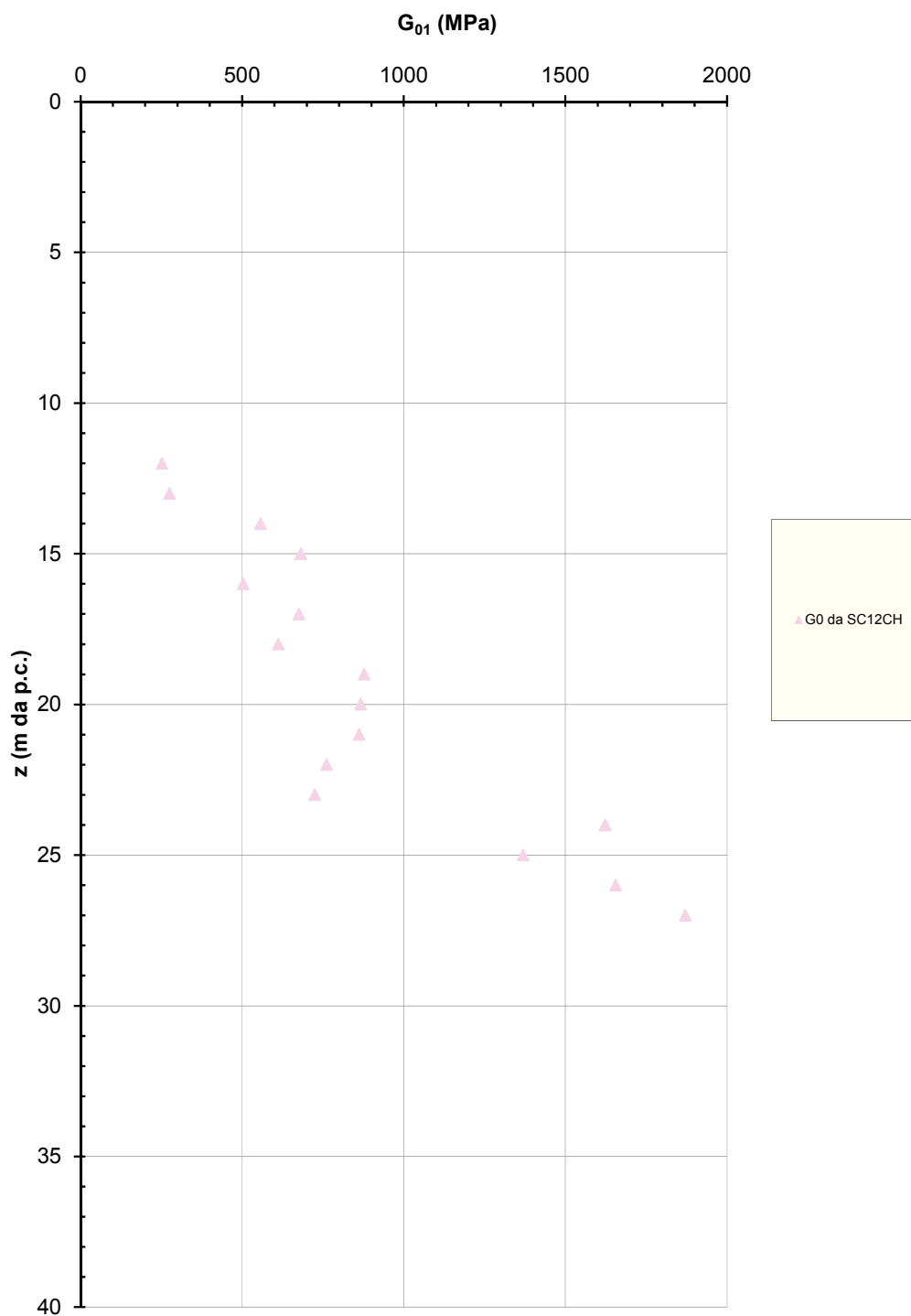


Figura 5.50 - Modulo di taglio iniziale da prove geofisiche in foro nei materiali T2-1

Modulo di taglio iniziale - Correlazione di Mayne e Rix (1993)

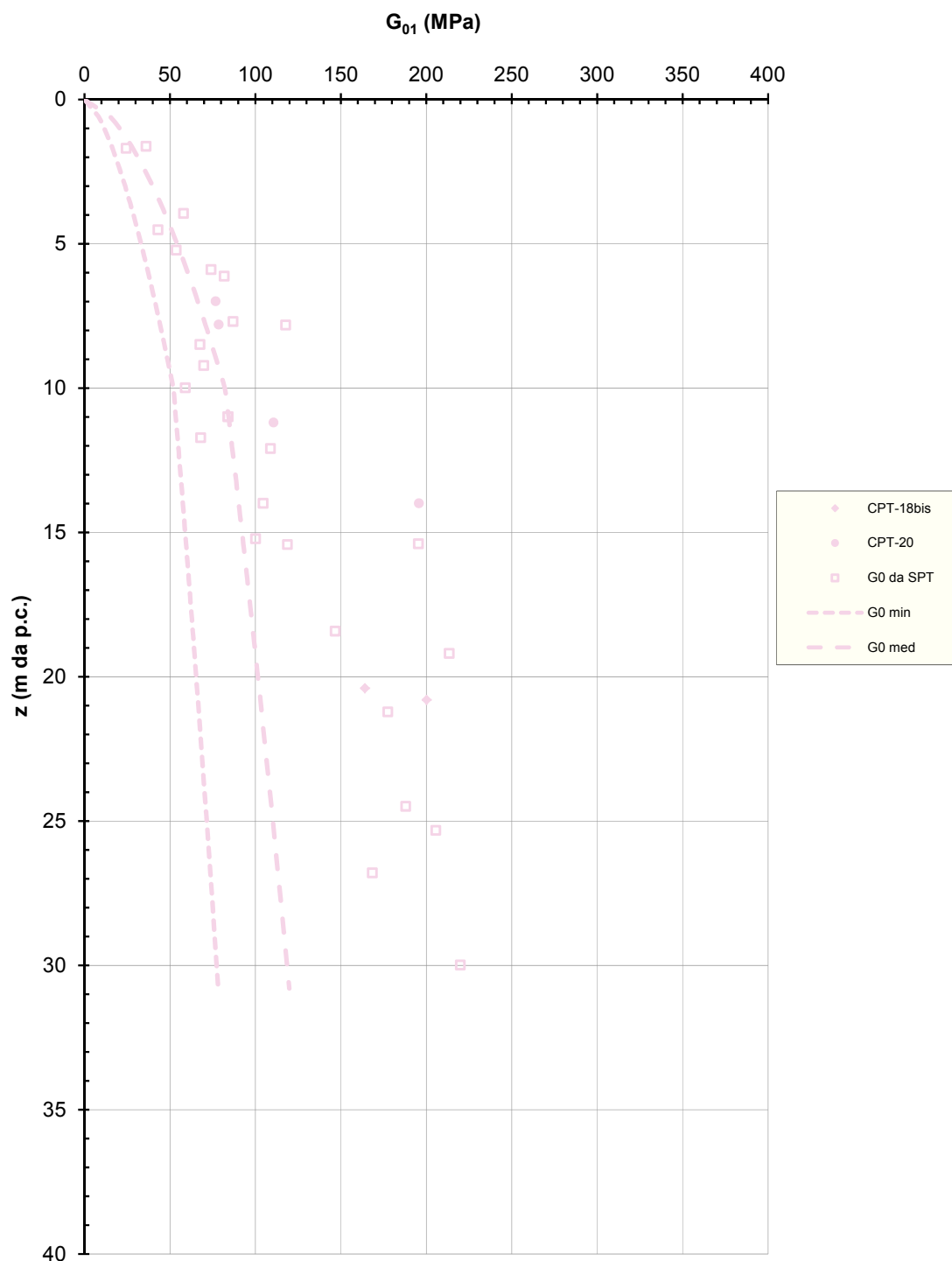


Figura 5.51 - Modulo di taglio iniziale da prove in sito nei materiali T2-1

Modulo E_{25} (Jamiołkowski et al., 1988)

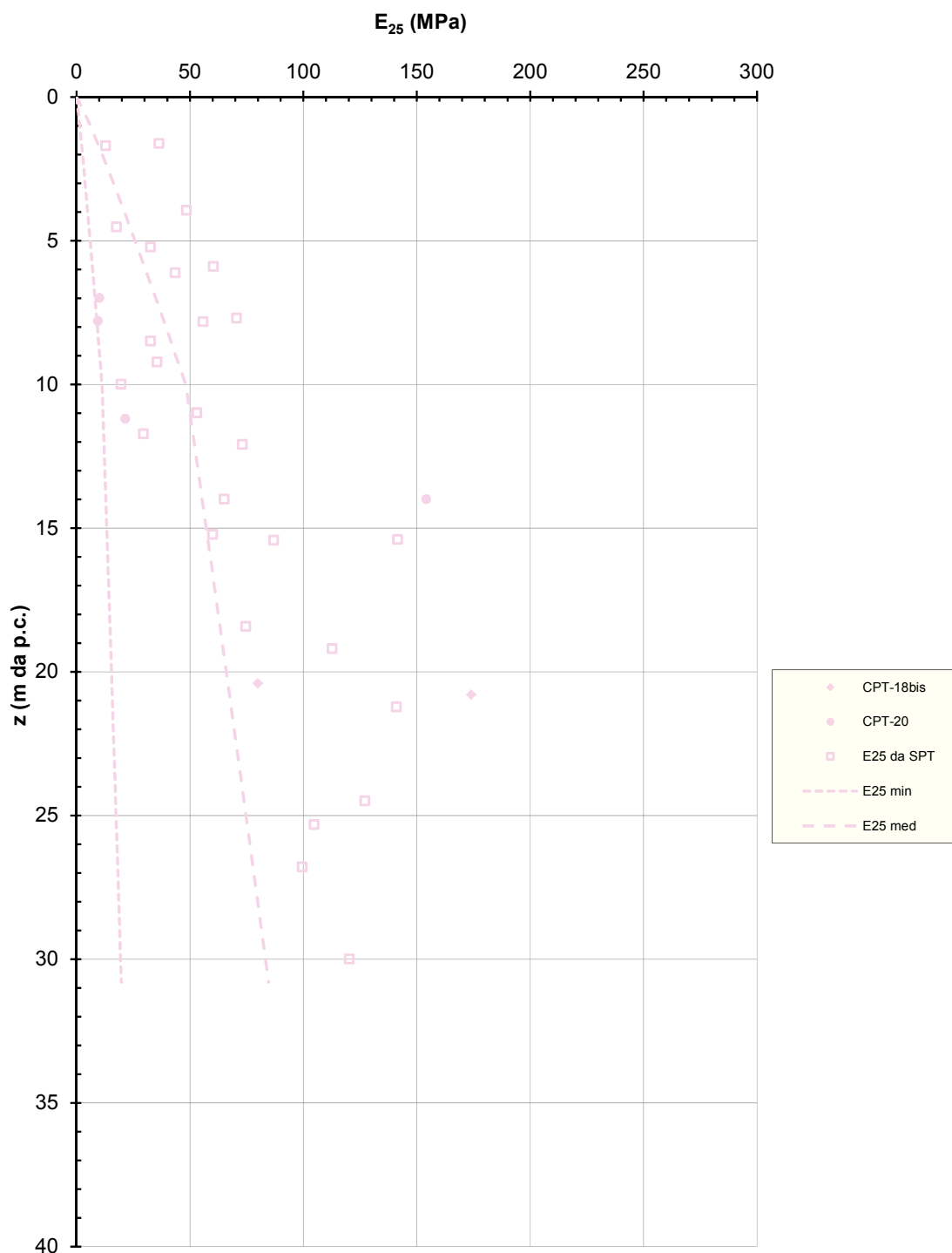


Figura 5.52 - Modulo di deformabilità operativo da prove in sito nei materiali T2-1

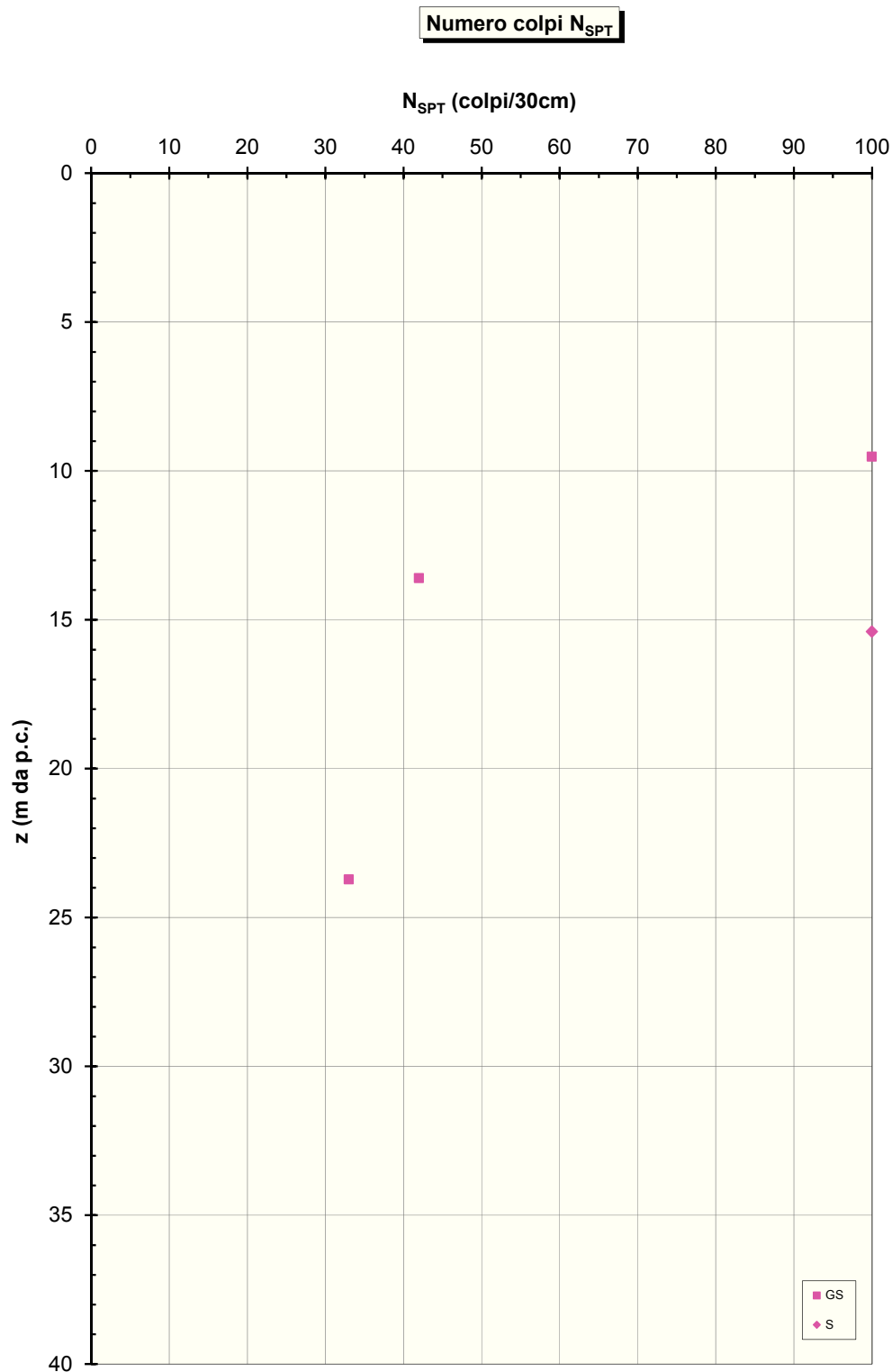


Figura 5.53 - N_{SPT} nei materiali T2-2

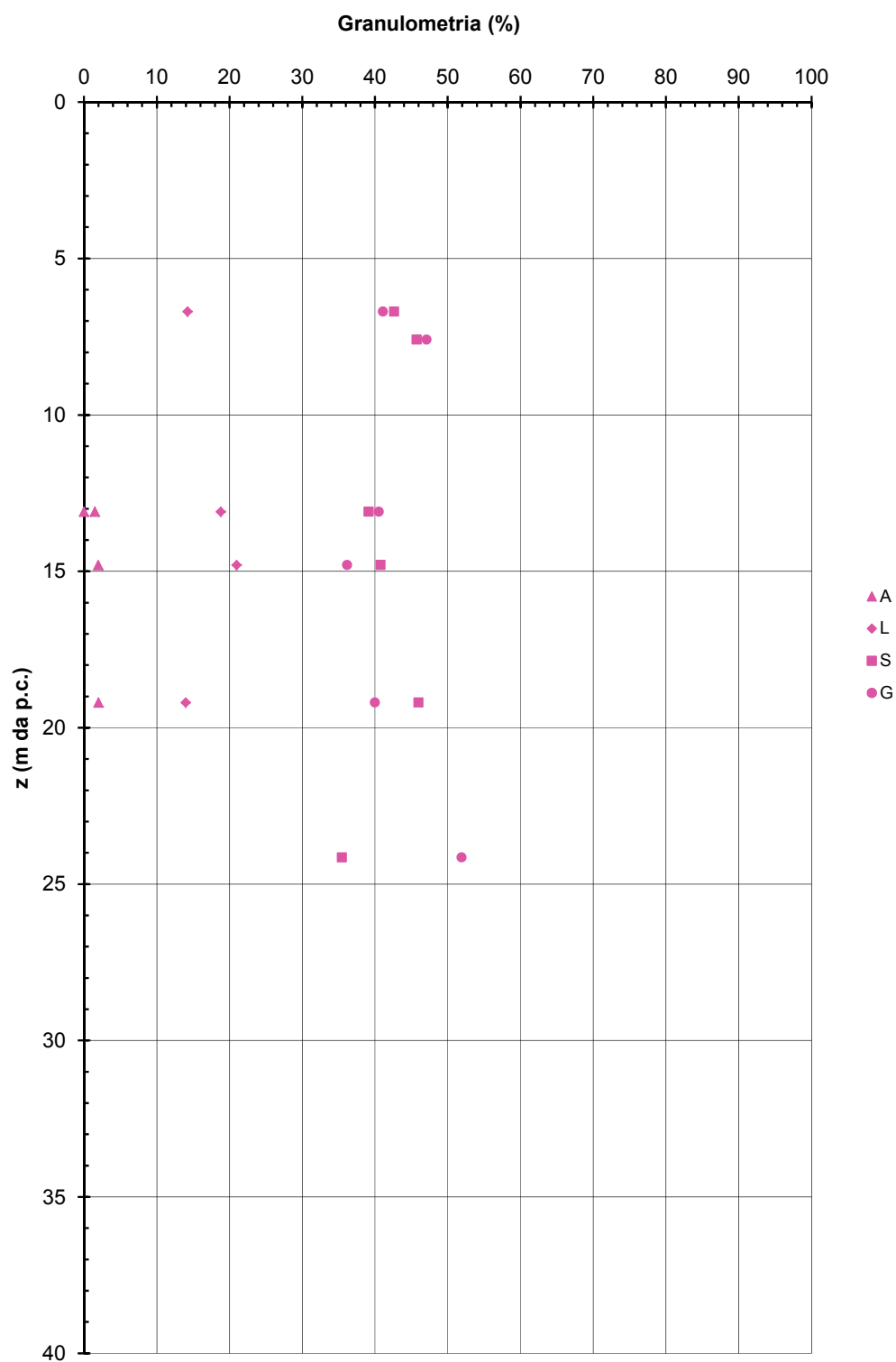


Figura 5.54 – Granulometrie dei materiali T2-2

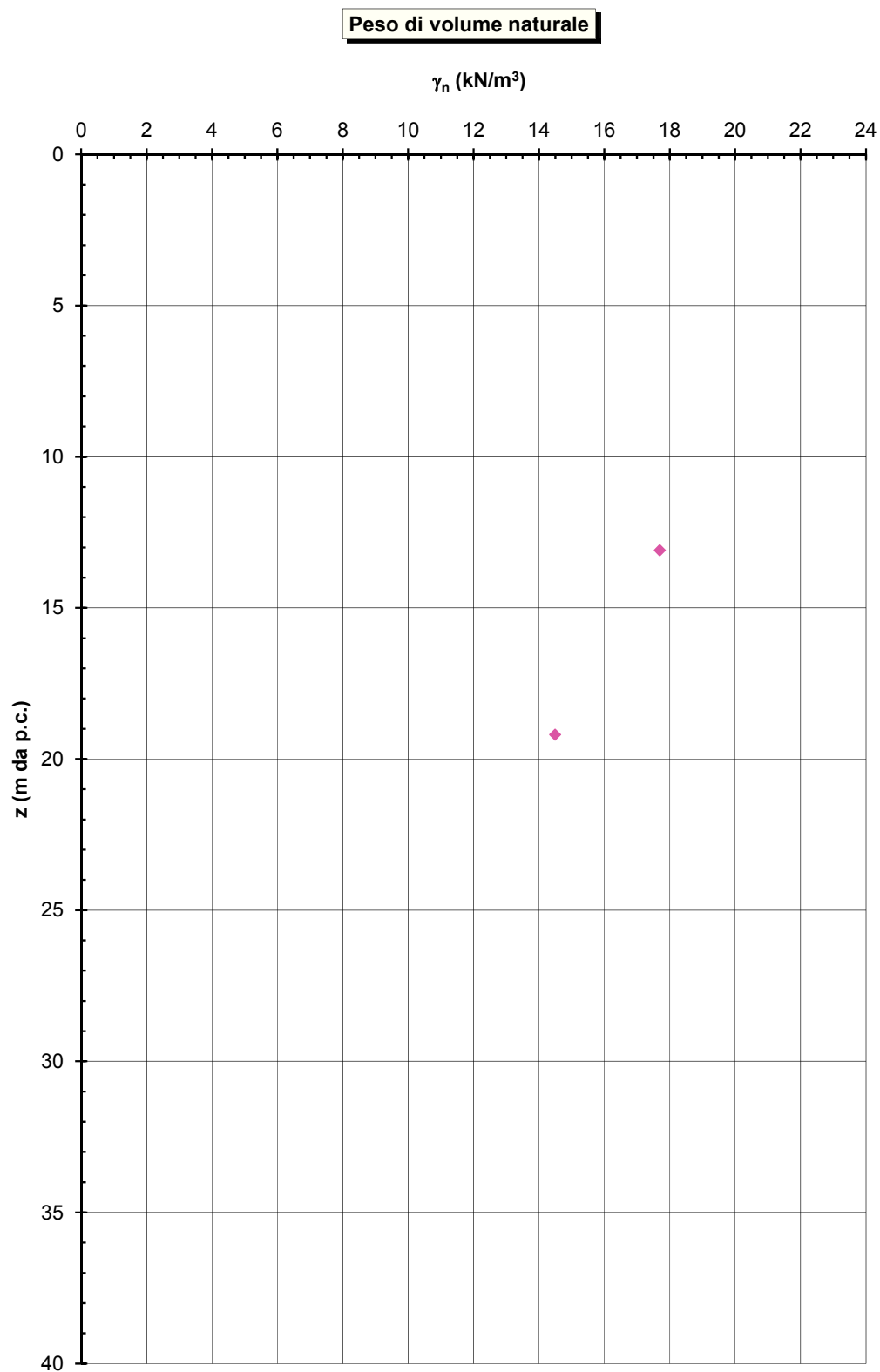


Figura 5.55 – Peso dell'unità di volume dei materiali T2-2

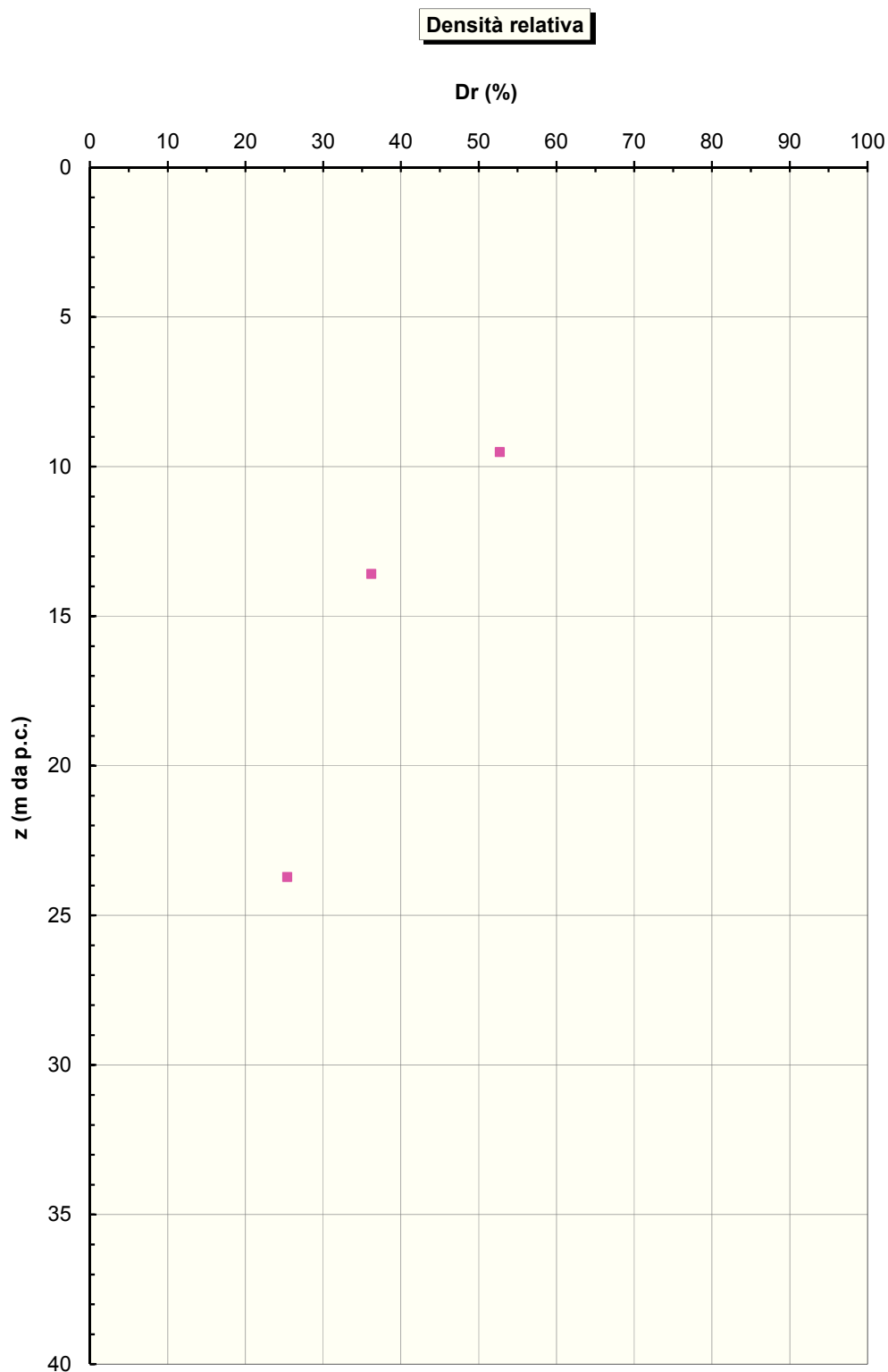


Figura 5.56 – Densità relativa nei materiali T2-2

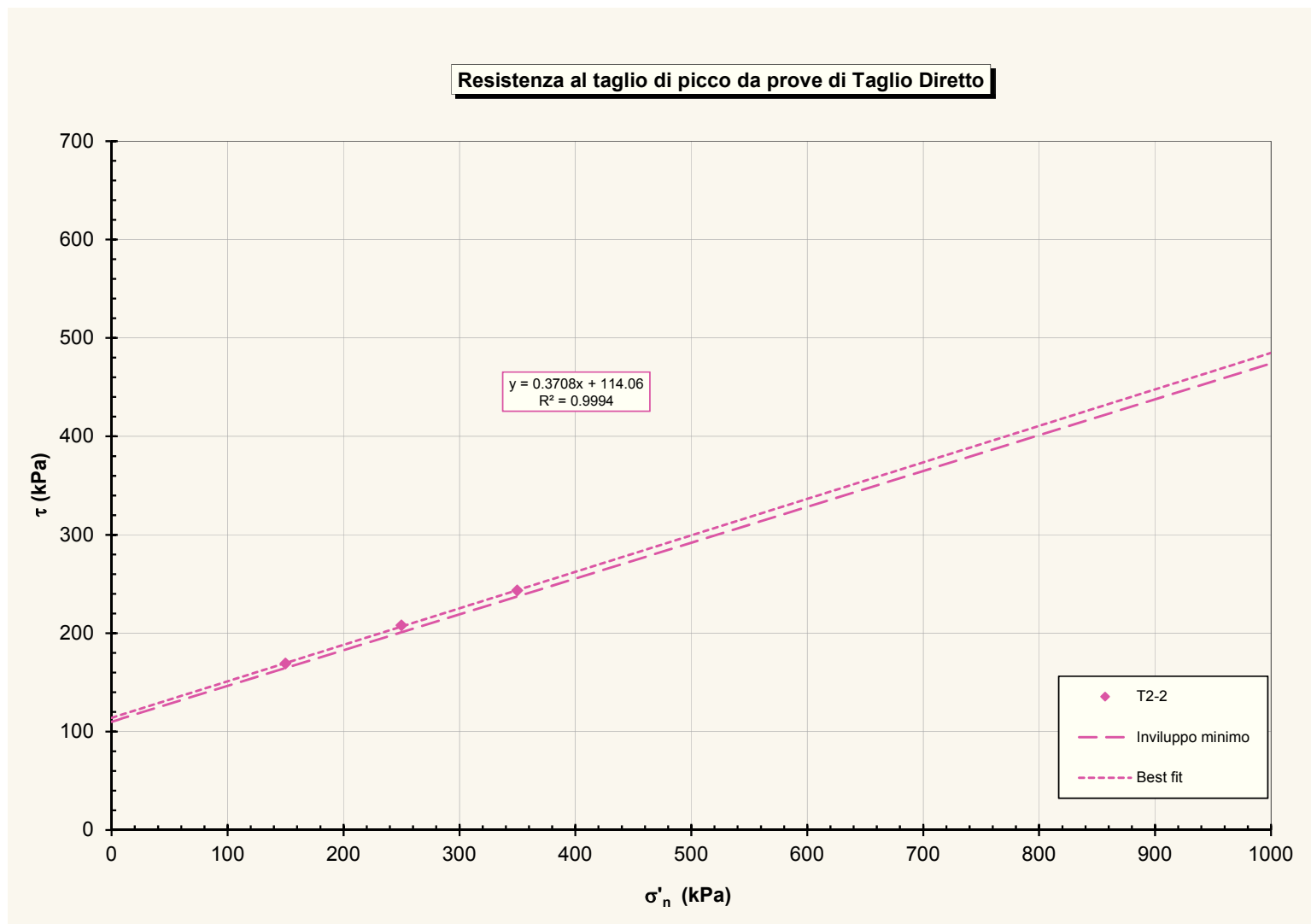


Figura 5.57 - Angolo d'attrito da prove TD-CD nei materiali T2-2

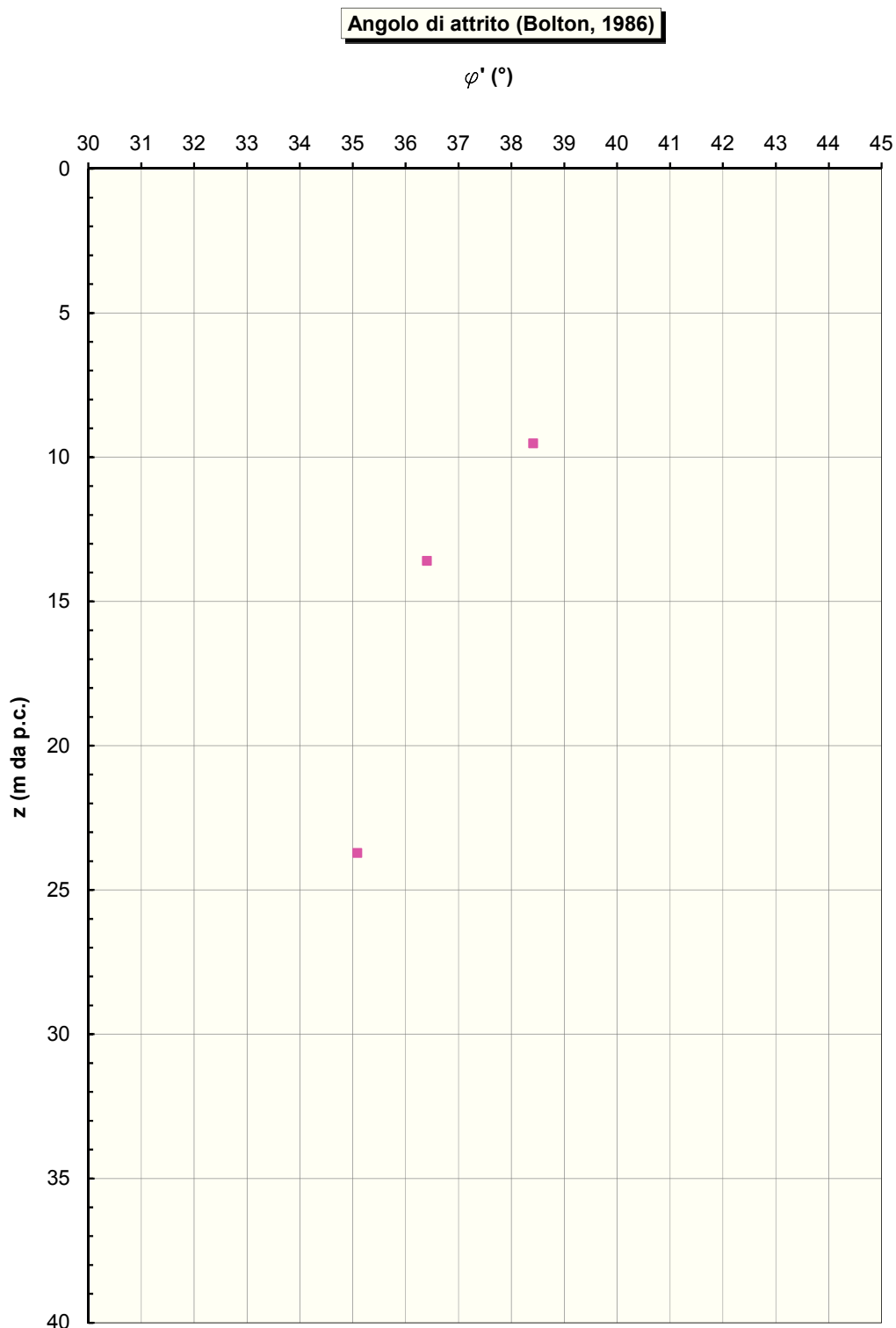


Figura 5.58 - Angolo d'attrito da prove SPT nei materiali T2-2

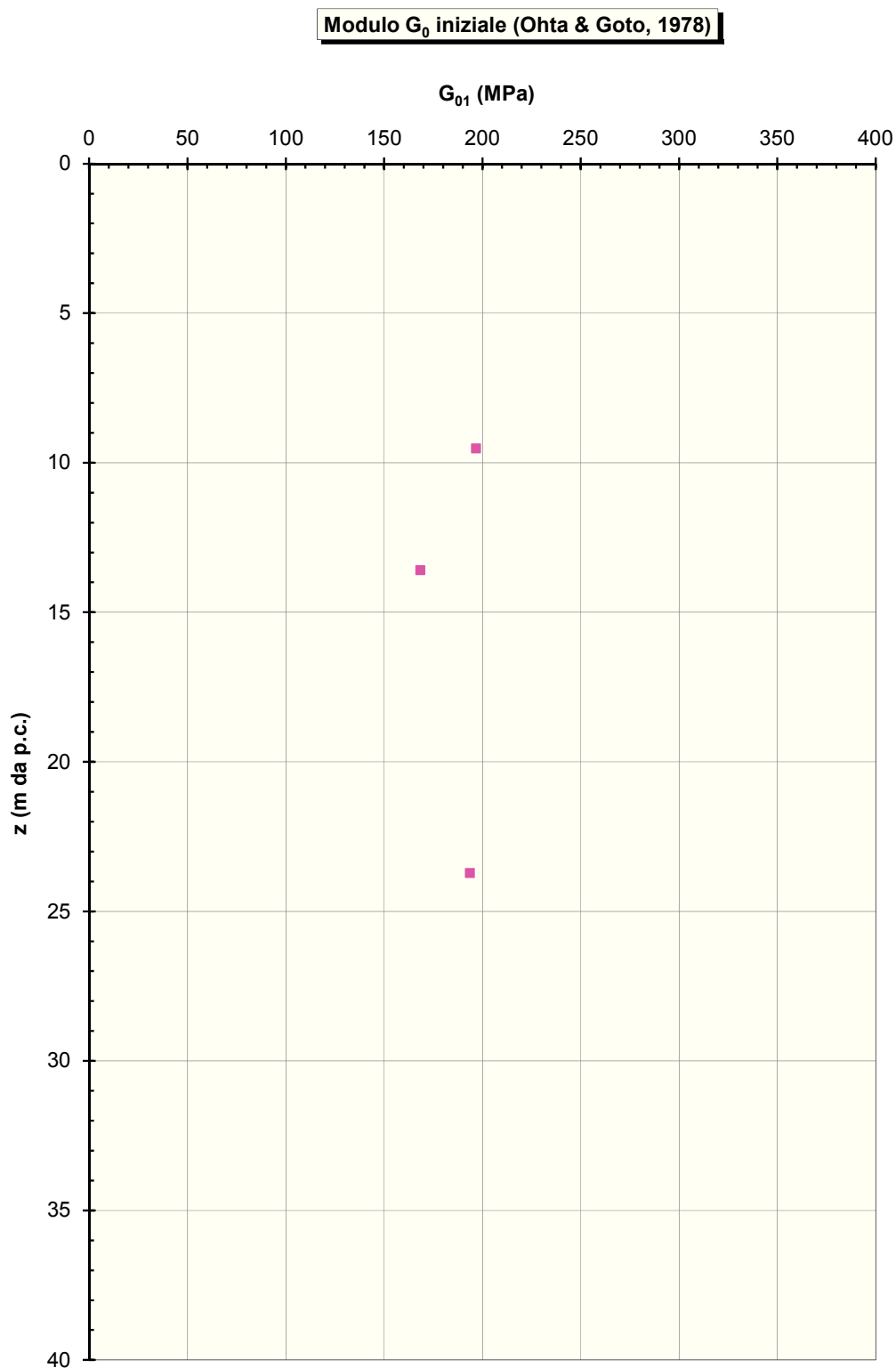


Figura 5.59 - Modulo di taglio iniziale da prove in sito nei materiali T2-2

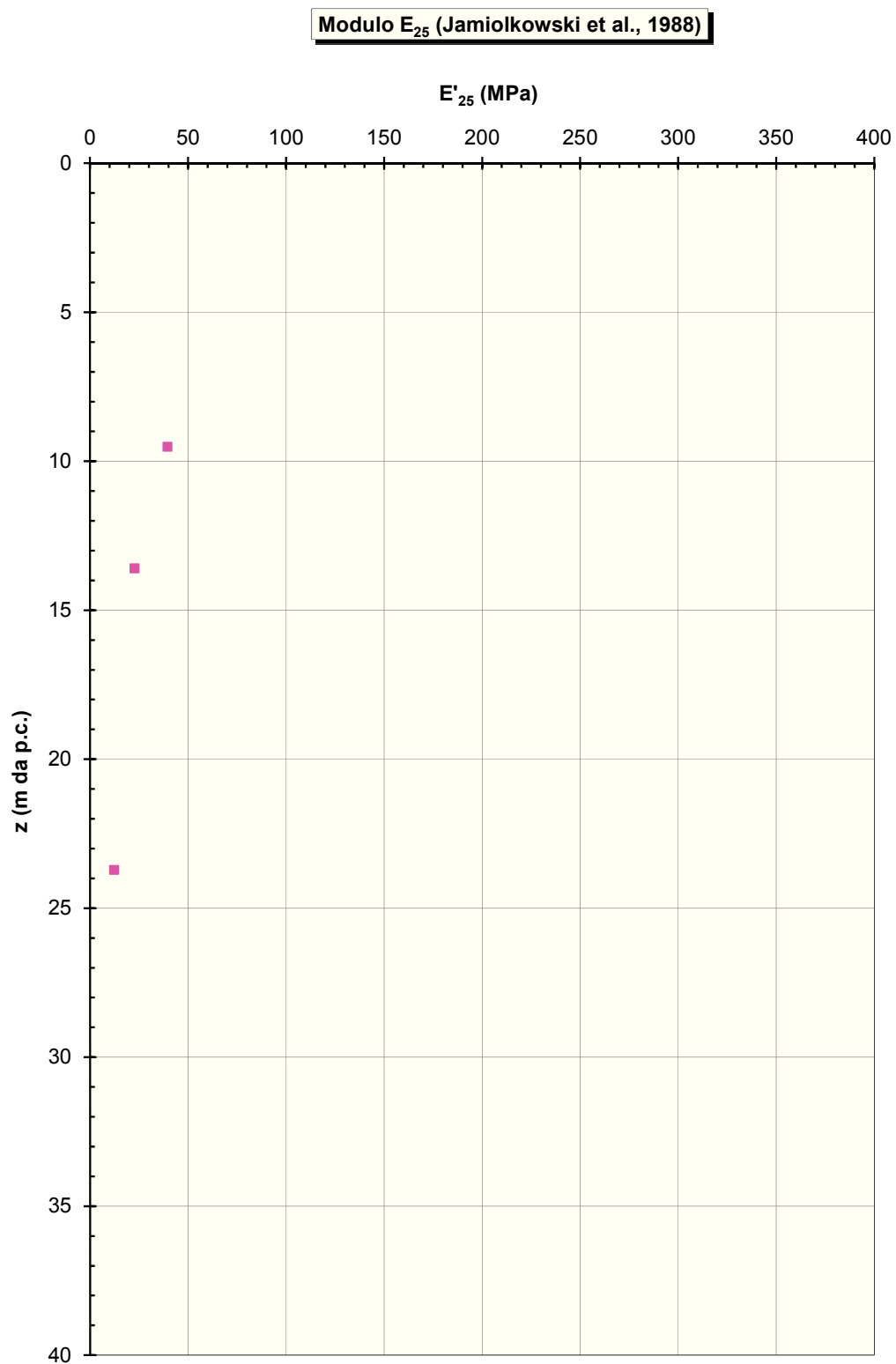


Figura 5.60 - Modulo di deformabilità operativo da prove in sito nei materiali T2-2