



Ente Nazionale per l'Aviazione Civile

AEROPORTO "LEONARDO DA VINCI" FIUMICINO - ROMA



TORRE 3

PROGETTO ESECUTIVO

PARTE GENERALE

RELAZIONI SPECIALISTICHE

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. MILANO n. A20155	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Arch. Elisabetta Rimoldi Ord. Arch. MILANO n. 13889 CAPO PROGETTO	IL DIRETTORE TECNICO Arch. Maurizio Martignago Ord. Arch. ROMA n. 9951 PROGETTAZIONE E D.L. INFRASTRUTTURE AEROPORTUALI
--	--	--

CODICE IDENTIFICATIVO													Ordinatore:
RIFERIMENTO PROGETTO				RIFERIMENTO DIRETTORIO					RIFERIMENTO ELABORATO				—
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.		
0A969X	---	---	PE	PG	---	---	---	R	REL	0001	0	0	SCALA:

 	RESPONSABILE DIVISIONE PROGETTAZIONE E DIREZIONE LAVORI INFRASTRUTTURE AEROPORTUALI: Arch. Maurizio Martignago	RESPONSABILE UNITA' PROGETTAZIONE INFRASTRUTTURE DI VOLO Ing. Claudio Barbetta	SUPPORTO SPECIALISTICO: -	REVISIONE <table border="1"> <tr><th>n.</th><th>data</th></tr> <tr><td>0</td><td>LUGLIO 2019</td></tr> <tr><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>2</td><td></td></tr> <tr><td>3</td><td></td></tr> <tr><td>4</td><td></td></tr> </table>	n.	data	0	LUGLIO 2019	1		2		3		4	
	n.	data														
	0	LUGLIO 2019														
	1															
	2															
3																
4																
REDATTO:		VERIFICATO:														

Visto del Committente: Aeroporti di Roma S.p.A.	RIFERIMENTI COMMITTENTE: rif. WBS: DSA.002/00.1A4 rif. Incarico: 03/10/2016 U0024449
IL RESPONSABILE DELL'INIZIATIVA Ing. Giorgio Gregori DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURE	IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO -
IL POST HOLDER PROGETTAZIONE INFRASTRUTTURE E SISTEMI Ing. Paolo Cambula PER IL POST HOLDER MANUTENZIONE FCO CIVILE, IMPIANTI E SISTEMI Ing. Pierluigi Fratarcangeli	

**AEROPORTO “LEONARDO DA VINCI”
ROMA - FIUMICINO**

PROGETTO ESECUTIVO

TORRE 3

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

INDICE

1	INTRODUZIONE	5
2	DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO	6
2.1	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	6
2.2	NORMATIVE NAZIONALI.....	6
2.3	NORMATIVE INTERNAZIONALI	6
2.4	RACCOMANDAZIONI NAZIONALI ED INTERNAZIONALI.....	7
2.5	BIBLIOGRAFIA	7
3	DESCRIZIONE SOMMARIA DELLE NUOVE OPERE	14
3.1	TIPOLOGIA DI FONDAZIONI	15
4	INDAGINI GEOGNOSTICHE DISPONIBILI.....	17
4.1	INDAGINI DI PROGETTO.....	17
4.2	INDAGINI NUOVO PARCHEGGIO MULTIPIANO F.....	18
4.3	INDAGINI HOTEL HILTON	18
5	CONDIZIONI STRATIGRAFICHE E DI FALDA DI PROGETTO.....	20
5.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	20
5.2	CONDIZIONI STRATIGRAFICHE GENERALI.....	20
5.3	MONITORAGGIO PIEZOMETRICO NELL'AREA DI PROGETTO	22
5.4	STRATIGRAFIA DI PROGETTO	23
6	INQUADRAMENTO SISMICO.....	24
6.1	STRUTTURE SISMOGENETICHE	24
6.2	AZIONI SISMICHE DI PROGETTO DA NORMATIVA.....	26
6.2.1	<i>Vita utile dell'opera e periodo di riferimento</i>	<i>26</i>
6.2.2	<i>Stati limite ultimi di riferimento e periodo di ritorno dell'azione sismica</i>	<i>26</i>
6.2.3	<i>Parametri su sito di riferimento rigido orizzontale</i>	<i>26</i>
6.2.4	<i>Determinazione della categoria di sottosuolo.....</i>	<i>27</i>
6.2.5	<i>Accelerazione massima attesa in sito</i>	<i>29</i>
7	ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE (RSL).....	31
7.1	PREMESSA.....	31
7.2	DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO.....	31
7.3	ANALISI DI DISAGGREGAZIONE E SCELTA DEGLI ACCELEROGRAMMI SPETTRO-COMPATIBILI	34
7.4	RISULTATI DELL'ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE (RSL)	38
8	STABILITÀ DEL SITO NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE	43
8.1	DATI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	43
8.2	METODO DI CALCOLO	44
8.2.1	<i>Vita utile dell'opera e periodo di riferimento Valutazione della sollecitazione ciclica CSR</i> <i>44</i>	
8.2.2	<i>Valutazione della resistenza ciclica CRR da CPT</i>	<i>45</i>
8.2.3	<i>Indice del potenziale di liquefazione</i>	<i>48</i>
8.3	RISULTATI DELL'ANALISI	49
9	CRITERI SEGUITI NELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	53

9.1	GENERALITÀ.....	53
9.2	MATERIALI A GRANA GROSSA.....	55
9.2.1	<i>Stato iniziale del deposito</i>	55
9.2.1.1	Densità relativa Dr.....	56
9.2.2	<i>Angolo di resistenza al taglio</i>	57
9.2.3	<i>Deformabilità</i>	59
9.2.3.1	Moduli elastici iniziali.....	59
9.2.3.2	Moduli elastici "operativi".....	61
9.3	MATERIALI A GRANA FINE SATURI.....	64
9.3.1	<i>Classificazione</i>	64
9.3.2	<i>Stato iniziale del deposito</i>	68
9.3.3	<i>Resistenza al taglio in condizioni non drenate</i>	69
9.3.3.1	Prove di laboratorio.....	69
9.3.3.2	Valutazione da prove CPTU.....	69
9.3.4	<i>Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i>	70
9.3.5	<i>Deformabilità</i>	70
9.3.5.1	Parametri di deformabilità e di consolidazione da prove edometriche.....	70
9.3.5.2	Moduli elastici iniziali.....	70
10	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	73
10.1	GENERALITÀ.....	73
10.2	CLASSIFICAZIONE DEI MATERIALI.....	74
10.3	FORMAZIONE A2.....	86
10.3.1	<i>Caratteristiche fisiche e densità relativa</i>	88
10.3.2	<i>Caratteristiche di resistenza al taglio</i>	93
10.3.3	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	97
10.3.3.1	Velocità delle onde di taglio.....	97
10.3.3.2	Modulo di taglio iniziale.....	101
10.3.3.3	Modulo elastico iniziale.....	105
10.3.3.4	Modulo elastico per il calcolo dei cedimenti.....	109
10.3.4	<i>Coefficienti di permeabilità</i>	116
10.3.5	<i>Tabelle riassuntive di caratterizzazione geotecnica</i>	117
10.4	FORMAZIONE A1.....	119
10.4.1	<i>Caratteristiche fisiche</i>	119
10.4.2	<i>Stato iniziale e pressioni di preconsolidazione</i>	125
10.4.3	<i>Resistenza al taglio non drenata</i>	129
10.4.4	<i>Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i>	132
10.4.5	<i>Deformabilità e consolidazione in condizioni edometriche</i>	132
10.4.6	<i>Modulo di taglio a piccole deformazioni</i>	133
10.4.6.1	Velocità delle onde di taglio.....	133
10.4.6.2	Modulo di taglio iniziale.....	135
10.4.6.3	Modulo di elastico iniziale.....	137
10.4.7	<i>Coefficienti di permeabilità</i>	139
10.4.8	<i>Tabelle riassuntive di caratterizzazione geotecnica</i>	139
11	CONCLUSIONI.....	141

1 INTRODUZIONE

In questa relazione vengono illustrati ed interpretati i risultati delle indagini geotecniche effettuate nella zona interessata dalla realizzazione di una nuova palazzina uffici (EPUA III) all'interno dell'Aeroporto di Roma Fiumicino.

Il presente documento è finalizzato principalmente alla caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni, necessaria alla definizione della tipologia delle fondazioni delle opere d'arte principali in progetto (definizione del modello geotecnico). I calcoli e verifiche geotecniche delle opere di fondazione sono trattate in opportune specifiche relazioni di calcolo.

La relazione si articola come segue:

- il capitolo 2 elenca i documenti, le normative, le raccomandazioni e la bibliografia di riferimento;
- il capitolo 3 descrive sommariamente le nuove opere in progetto e le tipologie di fondazioni adottate per le opere previste;
- il capitolo 4 riporta un riepilogo delle indagini geognostiche disponibili;
- il capitolo 5 presenta le condizioni stratigrafiche e di falda di progetto;
- il capitolo 6 riporta le indicazioni sui parametri sismici quali risultano dalla applicazione della normativa vigente
- il capitolo 7 espone i risultati della risposta sismica locale;
- il capitolo 8 riporta le verifiche di stabilità del sito in termini di valutazione del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione;
- il capitolo 9 descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche disponibili;
- il capitolo 10 riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni incontrate di interesse progettuale, 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;
- il capitolo 11 presenta le conclusioni dello studio condotto, con l'indicazione delle problematiche geotecniche salienti dell'area in oggetto.

2 DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

2.1 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

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

- [1] Progetto Torre 3: Relazione Geologica;
- [2] Progetto Torre 3: Profili Geologici;
- [3] Progetto Torre 3: Fascicolo Indagini geognostiche in situ e prove di laboratorio;
- [4] Realizzazione nuovo parcheggio Multipiano F, Progetto Esecutivo: Indagini geognostiche in situ e prove di laboratorio
- [5] Progetto Torre 3: Piante e sezioni fondazioni;

2.2 NORMATIVE NAZIONALI

- [6] 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”.
- [7] 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.
- [8] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle Nuove Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario
- [9] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l’applicazione norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [10] Regione Lazio (2016). Regolamento regionale n. 14/2016: Regolamento regionale per lo snellimento e la semplificazione delle procedure per l’esercizio delle funzioni regionali in materia di prevenzione del rischio sismico e di repressione delle violazioni della normativa sismica. Abrogazione del Regolamento regionale n.2/2012 e successive modifiche.

2.3 NORMATIVE INTERNAZIONALI

- [11] EN 1997 Eurocodice 7 “Geotechnical Design”
 - Part 1: General rules
 - Part 2: Standards for laboratory testing

- Part 3: Standards for field testing.

2.4 RACCOMANDAZIONI NAZIONALI ED INTERNAZIONALI

- [12] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1977) - Raccomandazioni sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche
- [13] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1994) - Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio
- [14] UNI EN ISO 14688-1:2003 – Indagini e prove geotecniche - Identificazione e classificazione dei terreni - Identificazione e descrizione.
- [15] UNI CEN ISO/TS 17892-1:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 1: Determinazione del contenuto in acqua.
- [16] UNI CEN ISO/TS 17892-2:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 2: Determinazione della massa volumica dei terreni a grana fine.
- [17] UNI CEN ISO/TS 17892-3:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 3: Determinazione della massa volumica dei granuli solidi – metodo del picnometro.
- [18] UNI CEN ISO/TS 17892-4:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 4: Determinazione della distribuzione granulometrica.
- [19] UNI CEN ISO/TS 17892-12:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 12: Determinazione dei limiti di Atterberg.

2.5 BIBLIOGRAFIA

- [20] Mario Manassero, Andrea Dominijanni, "Riqualifica Strutturale di un Sistema di Piste Aeroportuali" - Rivista Italiana di Geotecnica 3/2010
- [21] Lunne T., Berre T. and Strandvik S. (1997), "Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay". Conference on Recent Developments in Soil and Pavement mechanics, Rio de Janeiro, June 1997, Proc. pp.81-102.
- [22] Terzaghi K., Peck R.B. and Mesri G. (1996), "Soil mechanics in engineering practice", 3rd edition, Wiley & Sons, New York.
- [23] Andrus R.D., Youd T.L. (1989) "Penetration tests in liquefiable gravels" Technical Papers, Proceedings XII ICSMFE, vol.1, Rio de Janeiro.
- [24] Atkinson J.H., Bransby P.L. (1978) "The mechanics of soils – An Introduction to Critical State Soil Mechanics" Univ. Series in Civil Eng., Mc Graw-Hill.

- [25] Atkinson J.H., Little J.A. (1988) "Undrained triaxial strength and stress-strain characteristics of a glacial till soil" Canadian Geotechnical Journal, 25, pag. 428.
- [26] 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).
- [27] 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.
- [28] 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.
- [29] Baligh (1975) "Theory of deep site static cone penetration resistance" Research Report R-75-56, MIT, Cambridge.
- [30] Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., Robertson P.K. (1989) "Design parameters of cohesionless soils from in situ tests" Spec. Session of In Situ Testing of Soil Properties for Transportation Facilities, National Research Council, TRB, Washington.
- [31] Berardi R. (1999) "Non linear elastic approaches in foundation design" Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Balkema.
- [32] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36, n° 1.
- [33] Boulanger R.W. and Idriss I.M. (2011). "Cyclic failure and liquefaction: current issues". Proc. 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Santiago, Chilean geotechnical Society, pp. 137-159.
- [34] Burland J.B. (1990) "On the compressibility and shear strength of natural clays" Géotechnique 40, n° 3, pag. 329.
- [35] Cestari F. (1996) "Prove geotecniche in sito", II edizione, ed. GEO-GRAPH s.n.c., SEGRATE;
- [36] Charles J.A. (1989) "Geotechnical properties of coarse grained soils" General Report, Discussion Session 8, Proceedings XII ICSMFE, vol.4, Rio de Janeiro.
- [37] 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.
- [38] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.

- [39] 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.
- [40] Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" CIRIA Report 103.
- [41] Foti S., Lai C., Lancellotta R. (2002) "Porosity of fluid-saturated porous media from measured seismic wave velocities" *Géotechnique* 52, n° 5, pp. 359-373.
- [42] Garizio, G.M. (1997). "Determinazione dei parametri geotecnici ed in particolare di K_0 da prove penetrometriche". Tesi di Laurea, Politecnico di Torino.
- [43] Gruppo di lavoro CPTI (2004a). Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, versione 2004 (CPTI04), INGV, Bologna. <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI04/>
- [44] Gruppo di Lavoro, (2004b), per la redazione della mappa di pericolosità sismica. INGV, Final Report, (<http://esse1.mi.ingv.it>) con Appendici.
- [45] 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.
- [46] Housley, G.T. and Teh, C.I. (1988). "Analysis of Piezocone in Clay". Proc. of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando.
- [47] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" *Proceedings In-situ 2001*, Bali.
- [48] 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.
- [49] 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. *Erdbaumechanik Wien*, Edit. H. Brandl.
- [50] 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.
- [51] Kramer, S.L. e Mayfield, R.T. (2007) "Return Period of Soil Liquefaction", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE.
- [52] Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol.100, n° 7.
- [53] 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.

- [54] Leroueil S., Vaughan P.R. (1990) "The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks" *Geotechnique*, 40, n. 3, pag. 467.
- [55] Leroueil S., Jamiolkowski M. (1991) "Exploration of soft soil and determination of design parameters" *Proceedings of GEOCOAST'91, General Report, Session 1, Yokohama, Japan.*
- [56] Levadoux, J.N. and Baligh, M.M. (1986). "Consolidation after Undrained Piezocone Penetration. I: Prediction". *JGE ASCE*, N°7.
- [57] Li A. L., Rowe R.K. (2002) "Some design considerations for embankments on rate sensitive soils" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 128, n° 11, ASCE, pp. 885-887.
- [58] Liao, S.C.C. and Whitman, R.V. (1986), "Overburden Correction Factors for SPT in sand", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 112, No. 3, 373-377.
- [59] 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.*
- [60] Lukas G.L., Leclerc De Bussy B. (1976) "Pressuremeter and laboratory test Correlations for Clays"; *Journal of Geotechnical Engineering, Proc. ASCE*, vol. 102, GT9, pp. 965-963.
- [61] Lunne T., Christoffersen H.P., Tjelta T.I. (1985) "Engineering use of piezocone data in North Sea clays" *Proc. XI ICSMFE, S. Francisco.*
- [62] Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997). "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice" *Blackie Academic and Professional, London.*
- [63] Matlock, H., Reese, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE*, Vol.86, No.SM5, pp.63-91.
- [64] Mayne P.W., Rix G.J. (1993) "Gmax - Qc relationship for clays" *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, vol.16, n°1, pp. 54-60.
- [65] Meletti, C., Galadini, F., Valensise, G., Stucchi, M., Basili, R., Barba, S., Vannucci, G., and Boschi, E., (2008). A seismic source model for the seismic hazard assessment of the Italian territory. *Tectonophysics (online version)* 450, 85-108.
- [66] Mitchell J.K. (1976) "Fundamentals of soil behavior" *John Wiley & Sons.*
- [67] Nagaraj T.S., Miura N. (2001) "Soft clay behaviour – Analysis and assessment" *Balkema, Rotterdam.*
- [68] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol.6.

- [69] Olsen R.S., Farr J.V. (1986) "Site characterization using the cone penetration test" Proc. Intern. Symposium In-Situ '86, Blacksburg (USA).
- [70] Powell, J.J.M. and Butcher, A.P. (1991) "Assessment of ground stiffness from field and laboratory tests". Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, 1, 153-6, Balkema Pub., Rotterdam.
- [71] 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*.
- [72] 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.
- [73] 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.
- [74] Robertson P.K., Campanella R.G., Wightman A. (1983) "SPT-CPT Correlations" *Journal of the Geotechnical Eng. Division, ASCE, Vol. 109.*
- [75] 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.*
- [76] 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.*
- [77] 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.).
- [78] Robertson, P.K. (1990). "Soil Classification using the Cone Penetration Test". *Canadian Geotechnical Journal, n° 1.*
- [79] Rocchi G.F. (1994) "On the evaluation of initial states and strength from penetration testings in silica sands" Unpublished.
- [80] 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.*
- [81] Schofield A.N. & Wroth C.P. (1968) "Critical state soil mechanics" Mc Graw-Hill.
- [82] 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.
- [83] Scott R. F. (1989) "Consolidation of sensitive clay as phase change process" *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, n°10.*

- [84] 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.).
- [85] Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971), "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 97(9), pp.1249-1273.
- [86] Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1982), "Ground motions and soil liquefaction during earthquakes", Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.
- [87] Seed, R.B., Cetin, K.O., Moss, R.E.S., Kammerer, A.M., Wu, J., Pestana, J.M., Riemer, M.F., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E. and Faris, A. (2003), "Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: a Unified and Consistent Framework, Keynote Presentation at the 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seimar", Earthquake Engineering Research Center, Report NO. EERC 2003-6, College of Engineering University of California, Berkeley.
- [88] Seed, R.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., Chung, L.M. (1985), "The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111(12), pp.1425-1445.
- [89] Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" General Report, Proceedings VII ECSMFE, Brighton.
- [90] 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.
- [91] Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.
- [92] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
- [93] 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.
- [94] Stucchi et alii. (2007). DBMI04, il database delle osservazioni macrosismiche dei terremoti italiani utilizzate per la compilazione del catalogo parametrico CPTI04. <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI04/>, Quaderni di Geofisica, Vol 49, pp.38.
- [95] Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content" Soils and Foundations 23, n° 4.
- [96] Tokimatsu K. (1988) "Penetration tests for dynamic problems", Penetration Testing 1988, ISOPT-1, De Ruiter (ed.) Balkema Rotterdam, ISBN 906191 801 4.

- [97] Wood D.M. (1990) "Soil Behavior and critical state soil mechanics" Cambridge University Press.
- [98] 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.
- [99] Vucetic M., Dobry R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response" Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
- [100] Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, L.W.D., Harder, L.F. Jr., Hynes, M.H., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F. III, Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B. and Stokoe, K.H. II (2001), "Liquefaction Resistance of Soil: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 127, n° 10, pp.817-833.

3 DESCRIZIONE SOMMARIA DELLE NUOVE OPERE

Il sito in cui sorgerà la nuova opera si trova all'interno dell'Aeroporto di Roma Fiumicino e più precisamente in prossimità del Terminal 1 tra l'attuale "Parcheggio Multipiano F" e le direttrici di accesso all'Aeroporto del tracciato autostradale della Roma-Fiumicino (si veda l'immagine successiva).

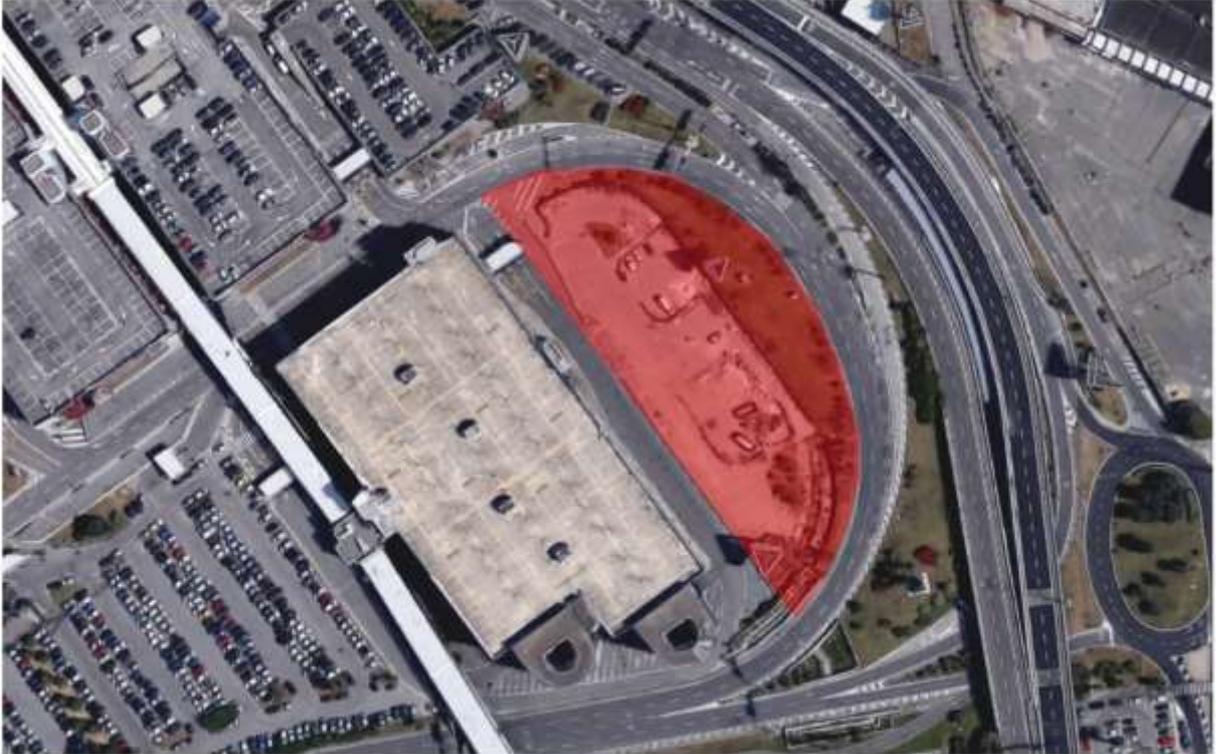


Figura 3.1: Vista satellitare dell'area interessata dagli interventi (Google Earth®)

L'intervento prevede la realizzazione di un edificio che avrà funzione di infrastruttura aeroportuale destinato ad attività direzionali Captive.

L'edificio si eleva per 25.37 m di altezza da piano interrato a piano copertura e 29.12 m fino a copertura torrino scale.

L'intervento prevede nel suo complesso la realizzazione di spazi ad uso ufficio. La superficie in pianta è articolata in due spazi,

i) una parte centrale in cui sono concentrati i collegamenti verticali e orizzontali, caratterizzati da due corpi scala e due corpi ascensori e spazi destinati a servizi,

ii) una parte perimetrale in cui sono posizionati gli uffici con due layout funzionali alternativi ("open space" o uffici singoli).

La quasi totalità delle pareti esterne dei vari corpi di fabbrica sono costituite da superfici vetrate che saranno scandite orizzontalmente da sole fasce marcapiano e/o traversi in corrispondenza dei vari piani, mentre verticalmente da montanti con un passo circa pari a 2.0 m.

Da un punto di vista strutturale il corpo di fabbrica può essere assunto come indipendente. È, difatti, prevista la realizzazione di un ponte pedonale che colleghi l'antistante parcheggio multipiano al primo livello della Torre 3 tuttavia la struttura di tale ponte pedonale sarà completamente indipendente dalla struttura della Torre per quanto concerne il comportamento sia sotto carichi verticali che orizzontali.

3.1 TIPOLOGIA DI FONDAZIONI

Per gli elementi strutturali (nuclei in c.a. e colonne) in corrispondenza dei locali interrati è prevista una platea di fondazione di spessore pari ad 1.20 m fondata a -4.55 m su pali di diametro 600 mm (11 metri di lunghezza).

Per le colonne in acciaio che non ricadono sulla platea di 120 cm, cioè per gli elementi che si fermano a quota -0.33 m, sono presenti plinti a quattro o a due pali con spessore sempre di 120 cm, ed una soletta in c.a. dello spessore di 30 cm per le parti controterra che funge da collegamento tra i plinti ed il solaio gettato che fa da copertura all'interrato.

I pali saranno del tipo "a spostamento", tipo FDP (Full Displacement Piles) o analoghi. Tale soluzione consente di trasferire i carichi di fondazione verso la base: tuttavia la lunghezza dei pali è stata contenuta in modo da interessare il solo strato sabbioso A2 e mantenere una distanza dallo strato compressibile sottostante sufficiente per assicurare un'adeguata diffusione dei carichi agenti. Tale soluzione fa sì che la maggior parte dei cedimenti interessi lo strato granulare superiore e quindi possano essere considerati per lo più immediati.

In Figura 3.2 si riporta uno spaccato assonometrico fondazione-interrato, una sezione trasversale con l'indicazione dei vari elementi che compongono la fondazione e due spaccati assonometrici dei plinti su pali.

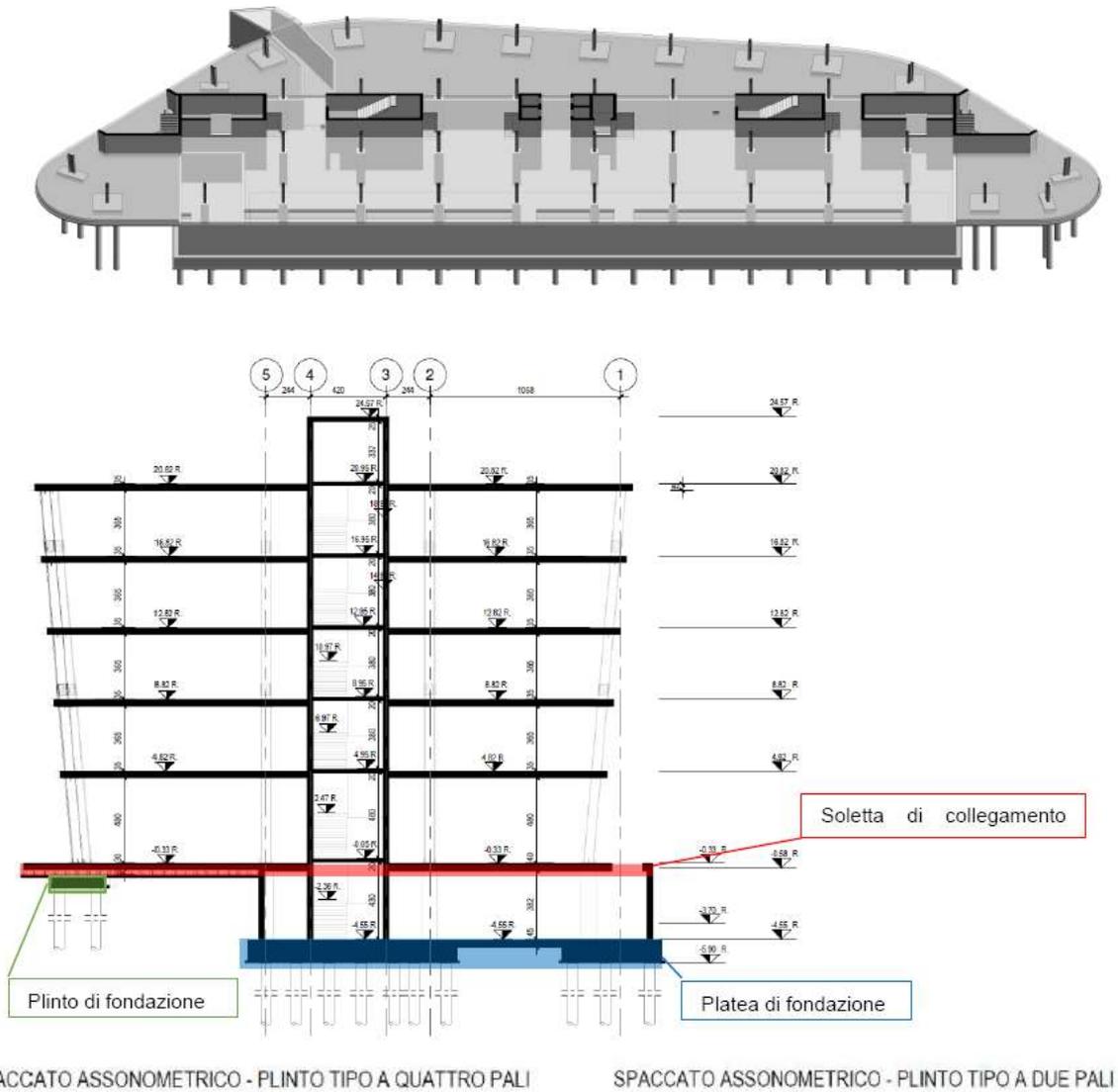


Figura 3.2: Spaccato assonometrico fondazione-interrato; sezione trasversale; spaccati assonometrici dei plinti su pali

4 INDAGINI GEOGNOSTICHE DISPONIBILI

L'intero sedime aeroportuale è stato oggetto negli ultimi anni a numerose e svariate indagini geognostiche, con diverse finalità e caratteristiche. Per la redazione del presente progetto sono state utilizzate le risultanze di indagini geognostiche dedicate, oltre ad indagini pregresse attinenti a opere limitrofe in analogo contesto litostratigrafico.

L'ubicazione delle indagini è riportata in Figura 4.1.

I certificati delle singole indagini geognostiche sono allegati al progetto in un fascicolo a parte (v.Rif[3]).

4.1 INDAGINI DI PROGETTO

Tali indagini, eseguite dalle imprese Geoter s.r.l., Geoservice s.r.l., Polo Geologico s.r.l. e Altair s.r.l. nel 2017, consistono in:

- n.1 sondaggio a carotaggio (S1), profondo 40 m da p.c., con esecuzione di prove spt in foro e prelievo di campioni rimaneggiati e indisturbati di terreno per successiva caratterizzazione geotecnica di laboratorio, con determinazione delle caratteristiche fisiche, di resistenza meccanica, di compressibilità. Il foro di sondaggio è stato strumentato con tubazione pvc per prova geofisica in foro;
- n.1 prova DH eseguita in foro di sondaggio fino a 35 m da p.c., secondo il protocollo comprendente due geofoni a interasse fisso a 1 m, con valutazione delle V_p e V_s con la profondità, stima della V_{s30} e calcolo dei relativi moduli di deformabilità dinamici;
- n.5 prove penetrometriche statiche (CPTU1-2-3-4-6), spinte a profondità variabili da 16 a 40 m da p.c.;
- n.2 prove sismiche Masw di superficie (Masw1-2) con protocollo a 24 geofoni a interasse di 2 m cad., per la valutazione della V_{s30} ;

Alle indagini suddette si aggiungono n.2 scavi superficiali (Pz-Ch1 - 2) di profondità pari a 5 m da p.c., finalizzate al prelievo di campioni ambientali e successiva analisi chimica dei terreni in ottemperanza al Testo Unico Ambientale DL 152/2006.

4.2 INDAGINI NUOVO PARCHEGGIO MULTIPIANO F

Si tratta di indagini eseguite per la progettazione di un parcheggio multipiano ubicato 100 m più a Ovest dell'area di interesse progettuale, nel medesimo contesto litostratigrafico. Le indagini disponibili sono consistite in (Geotecnica Veneta srl, Altair srl 2015):

- n.2 sondaggi a carotaggio S1 ed S2, eseguiti fino a 35 m da p.c, con esecuzione di prove spt, prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati, installazione di tubazione cieca per geofisica (in S1) e strumentazione piezometrica a tubo aperto (S2). Sui campioni di terreno prelevati è stata eseguita una successiva caratterizzazione di laboratorio con determinazione delle caratteristiche fisiche, di resistenza meccanica, di compressibilità e delle proprietà dinamiche e cicliche dei terreni;
- n.1 esecuzione di prova Down Hole da 0 a 35 m da p.c., con valutazione delle V_p e V_s con la profondità, stima della V_{s30} e calcolo dei relativi moduli di deformabilità dinamici;
- n.4 prove penetrometriche statiche tipo CPTU, spinte a profondità variabili tra 30 ÷ 35 m da p.c.;
- n.2 prove MASW, ognuna costituita da n. 24 geofoni a interasse di 1.5/2.0 m cad., per la valutazione delle V_{s30} per i primi 30 m di profondità da p.c.;
- n.1 analisi spettrale HVSR eseguita con tromografia per la valutazione della frequenza di risonanza.

4.3 INDAGINI HOTEL HILTON

Sono costituite da n.9 sondaggi e n.8 prove penetrometriche statiche eseguite per la progettazione dell'Hotel Hilton, distanti circa 150 m dall'opera di progetto, in analogo contesto stratigrafico e litotecnico. La profondità raggiunte da tali indagini variano da 20 a 35 m da p.c. non sono particolarmente significative ai fini progettuali, se non per confermare l'assetto litostratigrafico in un ambito più vasto.

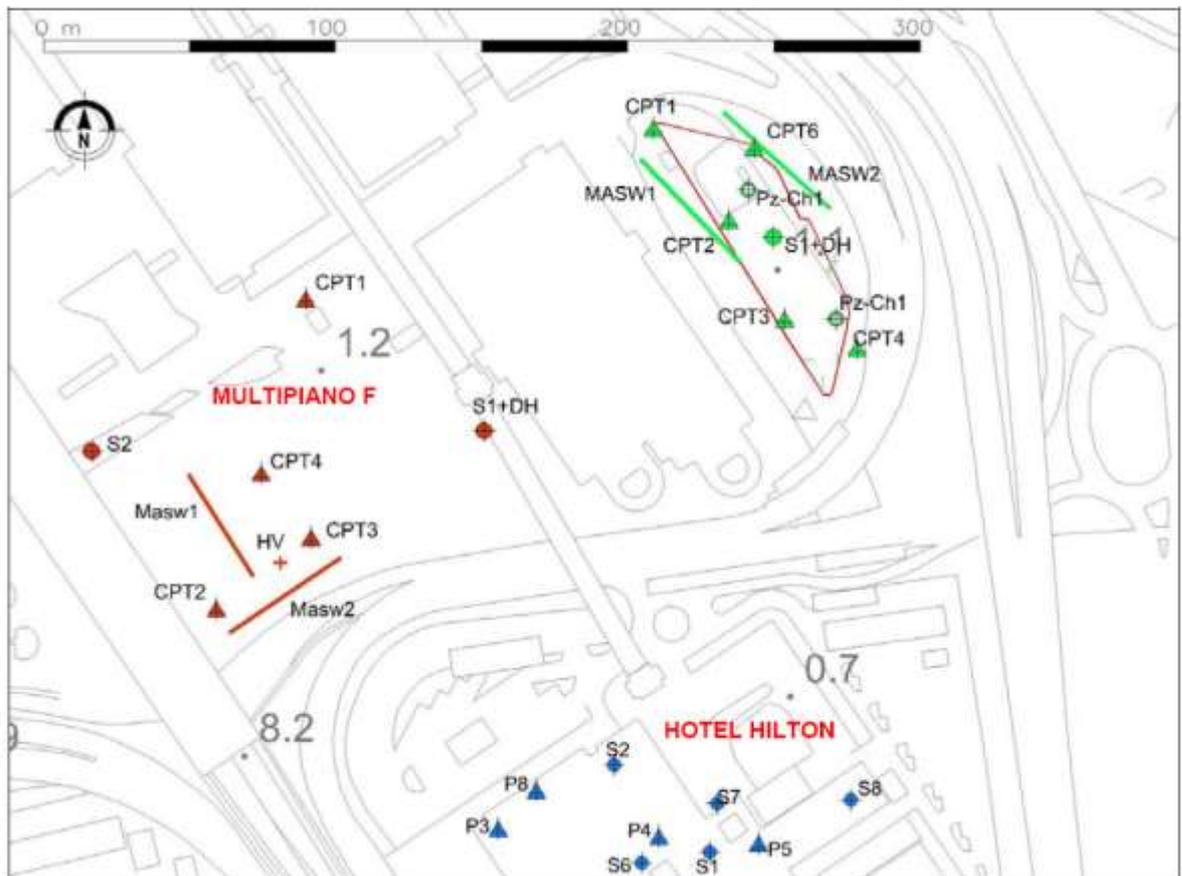


Figura 4.1: Stralcio planimetrico con ubicazione delle indagini e impronta dell'opera di progetto

5 CONDIZIONI STRATIGRAFICHE E DI FALDA DI PROGETTO

5.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Per quanto riguarda l'inquadramento geologico, si fa rimando alla Relazione Geologica ed ai Profili Geologici allegati al presente Progetto.

5.2 CONDIZIONI STRATIGRAFICHE GENERALI

Le indagini eseguite hanno messo in evidenza la presenza, su tutta l'area indagata, di depositi di natura costiera e lagunare di età recente (*Olocene*), sovrastanti materiali più antichi (depositi alluvionali, riconducibili alla fase trasgressiva che si pone immediatamente sopra il substrato basale Pleistocenico, presenti a profondità elevata, superiore a 70.0 m dal p.c.).

Nel seguito si descrivono le condizioni stratigrafiche riscontrate:

A partire dal piano campagna si trova uno spessore variabile di materiali di riporto e terreno antropico di natura sabbiosa, a tratti ghiaiosa. Lo spessore di questo strato, denominato "MA" (materiali antropici) raggiunge circa 2.0÷3.0 m dal p.c.

Al di sotto, e fino ad una profondità di circa 23m da p.c., si trova uno spessore consistente di depositi dunari e di barra costiera - genericamente sabbiosi (formazione A2), che sono tendenzialmente meno addensati nei primi 8÷10 m di profondità circa, con alcune sottili intercalazioni fini tra 8 e 9 m circa. Verso la base dei depositi (tra 17 e 23 m) si hanno numerosi piccoli resti conchigliari, e si individuano localmente sottili livelli sabbiosi molto addensati, finanche debolmente cementati, caratterizzati da scarsa continuità laterale.

Da 23 m circa da p.c. si individuano limi argillosi e argille limose grigie, da poco a mediamente consistenti, plastiche, con rari frammenti conchigliari sparsi. Nella parte sommitale, fino a 25 m da p.c., i sedimenti presentano alternanze decimetriche di livelli sabbiosi e sabbiosi limosi addensati. Altre intercalazioni di livelli granulari possono presentarsi localmente anche a profondità maggiori.

Il letto della formazione argillosa si trova a circa 65-70 m da p.c., ben individuato con perforazioni profonde poste a poche centinaia di m più a Nord (indagini per ampliamento aerostazione Est). Più in profondità si individuano sabbie e ghiaie plurimetriche riconducibili alla discordanza basale che da inizio alla fase trasgressiva post-wurmiana (trasgressione lagunare). A seguire si sviluppano potenti sequenze di argille plioceniche molto consistenti.

Si sottolinea che l'area è completamente urbanizzata, quindi non vi è evidenza di elementi morfologici di rilievo.

5.3 MONITORAGGIO PIEZOMETRICO NELL'AREA DI PROGETTO

Le informazioni sull'idrogeologia, nei pressi dell'area di studio, derivano da misurazioni di falda freatica eseguite in più fasi.

Attualmente è installata strumentazione piezometrica nel sondaggio S2 del 2015, attinente al nuovo multipiano F, ubicato circa 200 m più a ovest, e nel piezometro del sistema generale di monitoraggio pz12, ubicato 200 m a Est . I risultati sono riportati nella tabella seguente.

Piez.	Quota boccaforo m slm	Sogg.	Quota	Sogg.	Quota	Sogg.	Quota	Sogg.	Quota
		m pc	m slm						
		11/2015		01/2015		05/2016		02/2017	
S2 - Mult. F	1,59	-2,95	-1,36	-2,35	-0,76	-2,71	-1,12	-2,85	-1,26
pz12	1,49	-2,71	-1,22	-2,82	-1,33	-2,74	-1,25	-2,68	-1,19

Sulla base di tali misurazioni si deduce che la falda freatica è posta mediamente a - 2,5÷-3 m circa da p.c., con quote assolute poste stabilmente oltre 1 m sotto il livello medio mare; le escursioni stagionali sono contenute in $\pm 0,5$ m.

5.4 STRATIGRAFIA DI PROGETTO

Nel seguito si riporta una Tabella con indicazione della stratigrafia di progetto .

Tabella 5-1: Stratigrafia di progetto TORRE 3

Formazione	Base strato (m dal p.c.)
MA	≤ 3.00
A2a	10.00
A2b	22.5 ÷ 24.00
A1	71.00
profondità falda	2.0 m dal p.c.

6 INQUADRAMENTO SISMICO

L'inquadramento sismico dell'area di interesse per il tracciato è redatto in accordo alle prescrizioni fornite dalle NTC2008, Doc.Rif.[8].

Nel seguito verrà descritto brevemente il quadro sismologico dell'area, definendo successivamente l'azione sismica di progetto in accordo alle norme.

6.1 STRUTTURE SISMOGENETICHE

Relativamente a questo tema si richiama quanto già contenuto nella Relazione Geologica allegata al seguente progetto, come segue.

La pericolosità sismica è da intendersi come “grado di probabilità che si verifichi, in una determinata area ed in un determinato periodo di tempo, un evento sismico dannoso con l'insieme degli effetti geologici e geofisici ad esso connessi, senza alcun riguardo per le attività umane”. L'analisi del livello di pericolosità distingue quindi due fasi: (i) la definizione della pericolosità sismica di base, in condizioni di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), in assenza di discontinuità stratigrafiche e/o morfologiche; (ii) l'analisi della pericolosità locale, ossia della modificazione locale dello scuotimento sismico prodotta dalle reali caratteristiche del terreno, dalla successione litostratigrafia locale, dalle condizioni morfologiche, unitamente alla possibilità di sviluppo di effetti cosismici: fagliazione superficiale, fenomeni di densificazione, fenomeni di liquefazione, cedimenti differenziali, instabilità dei pendii e frane indotte dal sisma, movimenti gravitativi profondi, tsunami, ecc.

Zonazione sismica ZS9Il territorio nazionale è caratterizzata da una sismicità che si distribuisce lungo fasce (zone sismogenetiche) a caratteristiche sismiche omogenee, variamente orientate.

La zonazione ZS9 (INGV, 2004), già evoluzione di zonazioni precedenti (ZS4, 2000) mette in risalto la disposizione di tali fasce; essa è stata elaborata in modo da soddisfare alcuni requisiti fondamentali, tra i quali è opportuno citare:

- *la possibilità di fornire, per ogni ZS, una stima di profondità dei terremoti utilizzabile in combinazione con le relazioni di attenuazione determinate su base regionale;*

- *fornire, per ogni ZS, un meccanismo di fagliazione prevalente utilizzabile in combinazione con le relazioni di attenuazione modulate su tale meccanismo, mediante i coefficienti proposti tramite appositi algoritmi.*

I dati di sismicità ottenuti dai database di riferimento sono stati gestiti in associazione agli elementi descritti attraverso la zonazione ZS9, allo scopo di predisporre gli elementi di ingresso per il calcolo della pericolosità sismica sull'intero territorio nazionale.

Il territorio più prossimo alla zona di Fiumicino ricade esternamente alla fascia sismogenetica 922. La zona 922 racchiude aree caratterizzate da elevato flusso di calore (vulcano albano laziale), caratterizzato da una diffusa sismicità di energia moderata, con pochi eventi di energia più elevata responsabili di danni significativi su aree di limitate estensioni (INGV, 2004).

Da notare che, secondo le interpretazioni INGV, l'area compresa tra le sismozone 921 e 922, laddove si inserisce l'Agro Romano e la zona di Fiumicino, è considerata pressochè priva di sismicità.



Figura 6.1: Zonazione sismogenetica dell'Italia centrale (INGV, 2004). I limiti di colore blu separano zone con analogo significato cinematico, che differiscono principalmente per le caratteristiche di sismicità. Il cerchio rosso identifica la regione più prossima all'area di studio

6.2 AZIONI SISMICHE DI PROGETTO DA NORMATIVA

Per quanto concerne la definizione dell'azione sismica di progetto si è fatto riferimento alle NTC2008 (Doc.Rif.[8]) di cui è parte integrante la definizione dei valori di pericolosità sismica da adottare nelle verifiche. La strategia progettuale, d'intesa con la Committente è riportata nei paragrafi successivi.

6.2.1 Vita utile dell'opera e periodo di riferimento

Vita Nominale pari a $V_N = 100$ anni

Classe d'Uso III \Rightarrow coefficiente d'uso $C_u = 1.5$

Vita utile di riferimento: $V_R = V_N \cdot C_u = 150$ anni

6.2.2 Stati limite ultimi di riferimento e periodo di ritorno dell'azione sismica

Gli stati limite da considerare e i tempi di ritorno da associare sono:

- Stato Limite Ultimo: SLC – Stato Limite di Collasso (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 5\%$ nel periodo V_R) $\Rightarrow T_R = 2475$ anni;
- Stato Limite Ultimo: SLV – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 10\%$ nel periodo V_R) $\Rightarrow T_R = 1424$ anni;
- Stato Limite Esercizio: SLD – Stato Limite di Danno (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 63\%$ nel periodo V_R) $\Rightarrow T_R = 151$ anni
- Stato Limite Esercizio: SLO – Stato Limite di Operatività (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 81\%$ nel periodo V_R) $\Rightarrow T_R = 90$ anni

6.2.3 Parametri su sito di riferimento rigido orizzontale

Le opere in oggetto si trovano nel Comune di Fiumicino. La posizione che corrisponde all'incirca al baricentro delle strutture presenta le seguenti coordinate:

Longitudine: 12,25

Latitudine: 41,79

I valori dei parametri sismici di riferimento su suolo rigido orizzontale sono:

- a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo rigido;
- T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori dei parametri nei punti di interesse sono stati valutati attraverso l'interpolazione dei valori relativi ai quattro nodi della griglia di riferimento nazionale posti nell'intorno di ciascun punto in esame. Il foglio elettronico "Spettri di risposta – V. 1.0.3" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici consente il calcolo automatico dei parametri sopra descritti. Considerati gli stati limite di riferimento assunti per l'opera in progetto (vedi paragrafo 6.2.2), per i corrispondenti tempi di ritorno indicati al paragrafo precedente, si ottengono i seguenti valori dei parametri spettrali.

Tabella 6-1: Valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* per suolo rigido per i differenti stati limite ultimo

Stato Limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	90	0.046	2.602	0.277
SLD	151	0.054	2.634	0.292
SLV	1424	0.098	2.821	0.345
SLC	2475	0.111	2.857	0.357

6.2.4 Determinazione della categoria di sottosuolo

L' identificazione della categoria di sottosuolo, in accordo alla normativa di riferimento, è stata effettuata sia in base ai valori della velocità equivalente ($V_{s,30}$) delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità sulla base dell'interpretazione delle indagini in sito dirette e non. La categoria risultante nell'area in esame è di tipo C ($V_{s,30} \approx 218 \div 236$ m/s), ovvero (secondo la definizione della NTC2008):

“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30m caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di ($V_{s,30}$) compresi tra 180m/s e 360 m/s”

Nella Figura 6.2 è riportato l'andamento della velocità delle onde di taglio, il profilo di calcolo adottato nelle analisi (RSL) e il valore della ($V_{s,30}$).

Come già evidenziato, le correlazioni di letteratura basate sulle prove CPT forniscono andamenti della velocità delle onde di taglio che si discostano in maniera apprezzabile dai valori misurati con le prove MASW, risultando sensibilmente inferiori, in particolare nell'ambito della formazione argilloso-limoso al di sotto dei 25 m circa di profondità. Tuttavia la valutazione del valore di $V_{s,30}$ (con riferimento al paragrafo 3.2.2 delle NTC2008) eseguita sulla base dei due set di valori (stimati dalle correlazioni con le prove CPT e misurati) fornisce lo stesso risultato in termini di categoria di sottosuolo, che risulta per entrambi i casi di tipo C. ovvero (secondo la definizione della NTC2008).

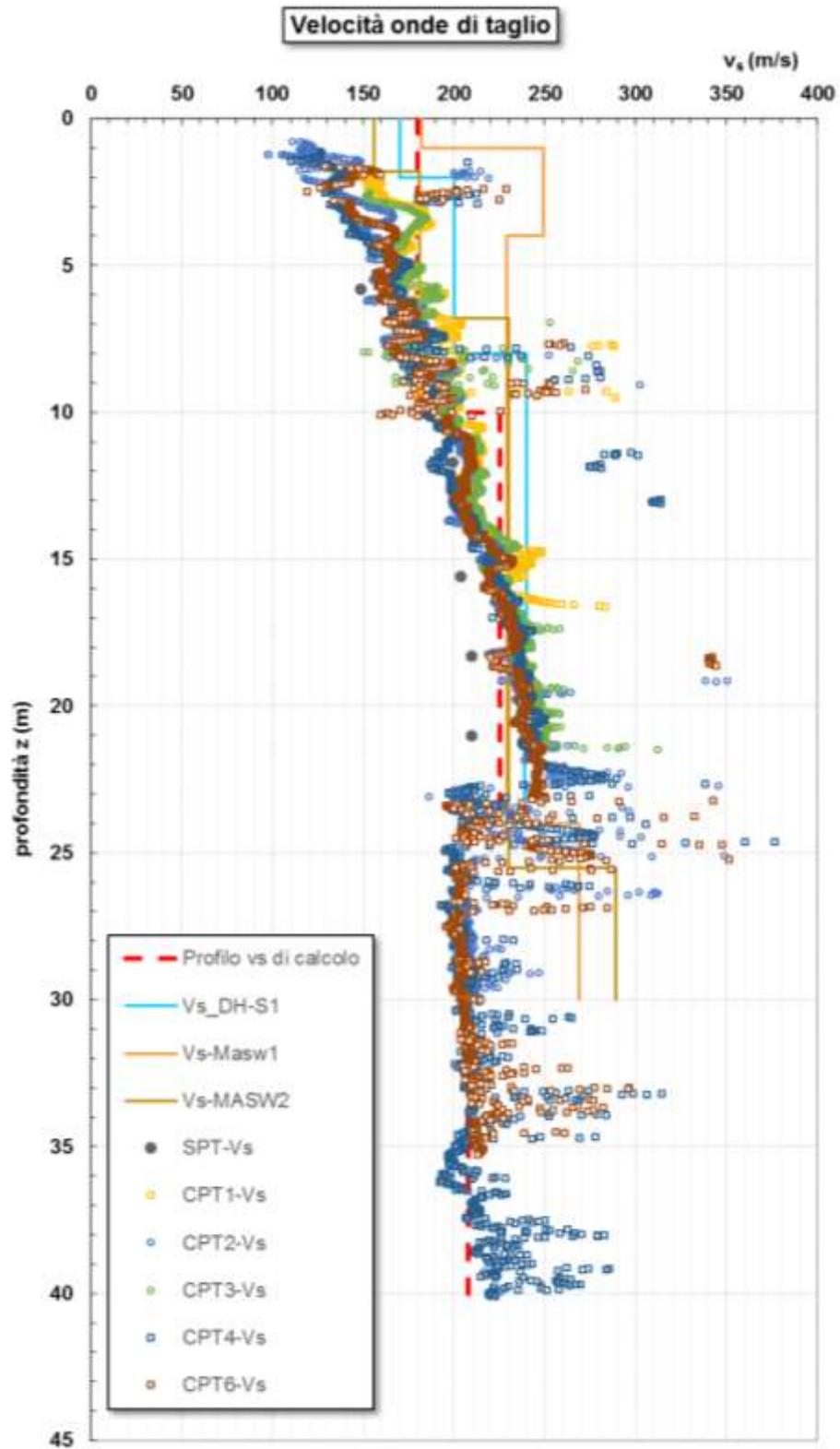


Figura 6.2: Profili di Vs da correlazione sui risultati di prove CPTU, SPT e misure dirette

6.2.5 Accelerazione massima attesa in sito

L'accelerazione massima attesa al sito a_{max} è definita attraverso la seguente relazione:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

in cui

a_g = accelerazione massima su sito rigido;

S_S = coefficiente d'amplificazione stratigrafica (da NTC 2008);

S_T = coefficiente d'amplificazione topografica.

Per gli Stati Limite di riferimento selezionati (vedi paragrafo 6.2.2) si ottengono i seguenti valori per il coefficiente di amplificazione stratigrafica:

Secondo le NTC2008:

Tabella 6-2: Valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s - categoria di sottosuolo di progetto C da NTC2008

Stato Limite	T_R [anni]	S_s [-]
SLO	90	1.5
SLD	151	1.5
SLV	1424	1.5
SLC	2475	1.5

Secondo le analisi di (RSL) vedi par.7.4:

Tabella 6-3: Valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s – da (RSL) vedi par.7.4

Stato Limite	T_R [anni]	S_s [-] p.c.	S_s [-] -6m da p.c.
SLO	90	1.29	1.04
SLD	151	1.38	1.02
SLV	1424	1.29	1.03
SLC	2475	1.35	1.13

Il coefficiente di amplificazione topografica (S_T) è assunto pari a 1.0, valore assegnato per siti con categoria topografica T1, caratterizzati da pendii con pendenza inferiore a 15° (Tabb. 3.2.IV e 3.2.VI - NTC 2008, riportate per semplicità nella (Tabb. 3.2.IV e 3.2.VI - NTC 2008, riportate per semplicità nella Tabella seguente).

Tabella 6-4: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 - Tabelle 3.2.IV e 3.2.VI

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Categoria	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_t
T1	-	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

7 ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE (RSL)

7.1 PREMESSA

In accordo a quanto previsto al punto 4 della D.G.R. Lazio n. 489 del 17 ottobre 2012 (“Modifica dell’Allegato 2 della DGR Lazio n. 387 del 22 maggio 2009”) per le Strutture di classe d’uso III, per la definizione dei fenomeni di amplificazione stratigrafica è stata condotta una analisi numerica di Risposta Sismica Locale (RSL) secondo il seguente schema:

- definizione del modello geotecnico di suolo in termini di caratteristiche di rigidità dedotte dalla caratterizzazione geotecnica sulla base dei risultati delle indagini geognostiche e geofisiche;
- analisi di disaggregazione sismica attraverso il quale è possibile individuare la coppia, magnitudo (M) e distanza epicentrale (d), che più di altre contribuisce a determinare il terremoto di progetto per i differenti stati limite considerati;
- selezione di 7 accelerogrammi spettro compatibili da impiegare nell’analisi (RSL); tale analisi è condotta con l’ausilio del software REXEL (Iervolino et al., 2010), sui moti contenuti nella banca dati ESD (European Strong-motion Database);
- stima dello spettro di risposta in superficie e in corrispondenza di alcune profondità significative, mediante un’analisi monodimensionale di risposta sismica locale condotta con l’ausilio del programma STRATA.

7.2 DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO

Sulla base delle considerazioni contenute nei paragrafi relativi alla caratterizzazione geotecnica, sulla base dei risultati delle indagini geognostiche e geofisiche è stato definito un profilo di velocità delle onde di taglio (V_s) caratteristico dell’area in esame. Il profilo di riferimento adottato nelle analisi è così schematizzato:

da 0m a 10m	strato granulare (unità A2a – $V_s=180$ m/s);
da 10m a 24m	strato granulare (unità A2b – $V_s=225$ m/s);
da 24m a 70m	strato coesivo (unità A1 – $V_s=208$ m/s);

a 70m è stato posto il “bed rock” del modello costituito da ghiaie e sabbie profonde.

Ogni strato considerato, nell'analisi (RSL) è caratterizzato dai valori di densità, modulo di taglio iniziali (G) e fattore di smorzamento (ξ).

Sulla base del modello geotecnico assunto, il software STRATA, permette di analizzare, come lo spettro di input, posto alla base del modello, si modifica nell'attraversare i terreni in funzione della deformazione indotta. L'incremento della deformazione indotta è stimata mediante un calcolo iterativo in cui i valori di modulo di deformazione di taglio iniziali (G) e fattore di smorzamento (ξ) si modificano sulla base delle curve di degrado/incremento caratteristiche di ogni strato attraversato. Le curve di variazione di (G) e (ξ) sono state dedotte dall'involuppo delle curve ottenute dai risultati delle prove cicliche su colonna risonante su campioni prelevati nel sito dell'aeroporto e ritenuti idonee a rappresentare i terreni di fondazione in oggetto. Le curve sono mostrate nelle

Figura 7.1 e Figura 7.2.

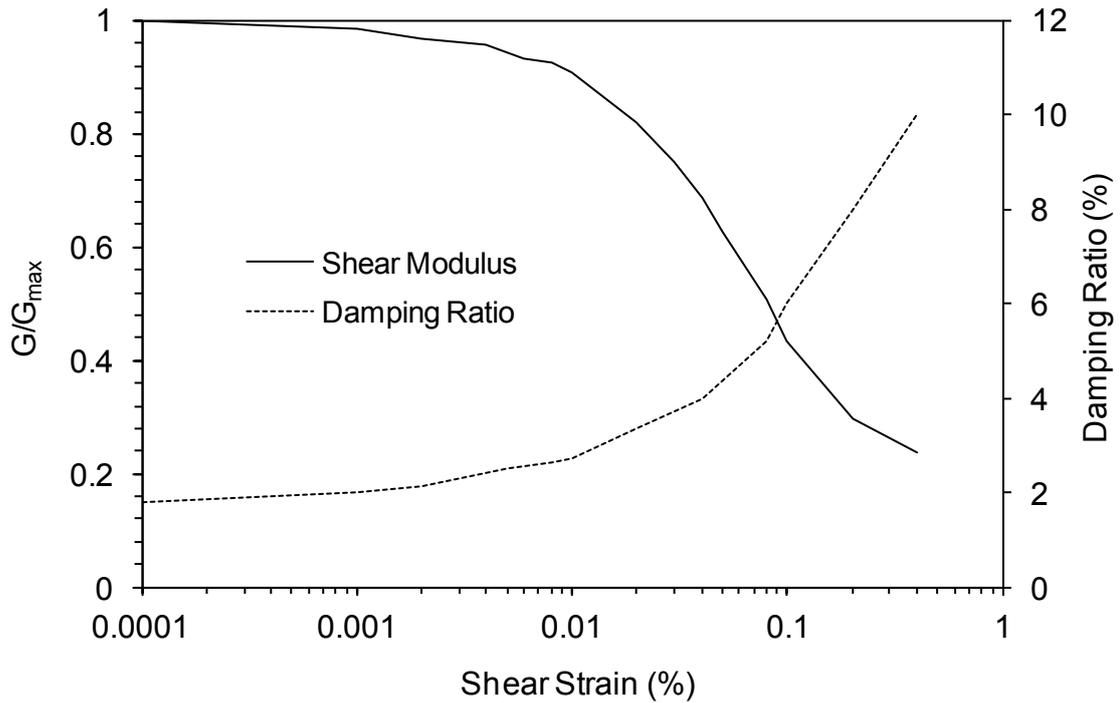


Figura 7.1: Curve di degrado della rigidità ed incremento dello smorzamento in funzione della deformazione ciclica da prova di colonna risonante (materiali coesivi)

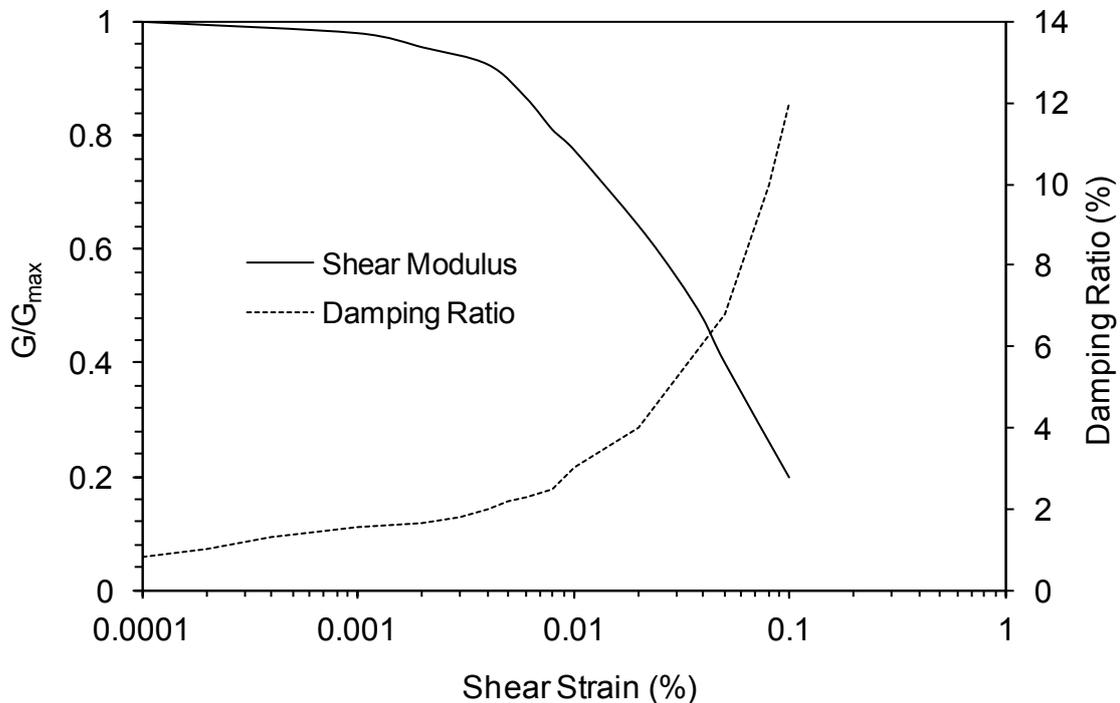


Figura 7.2: Curve di degrado della rigidità ed incremento dello smorzamento in funzione della deformazione ciclica da prova di colonna risonante (materiali non coesivi)

7.3 ANALISI DI DISAGGREGAZIONE E SCELTA DEGLI ACCELEROGRAMMI SPETTRO-COMPATIBILI

L'analisi di disaggregazione è stata condotta sulla base dei risultati forniti dal progetto DPC-INGV S1. L'analisi ha permesso di valutare la coppia Magnitudo (M) - distanza dalla sorgente (d) che più di altre contribuisce a determinare il valore in questione, per i differenti stati limite. I valori riportati in tabella sono i valori medi ottenuti dal reticolo di riferimento nel quartetto di punti più vicino all'area in esame:

Tabella 7-1: Magnitudo (M) e distanza epicentrale (d)

Stato Limite	M [-]	d [km]
SLO	5.1	63
SLD	5.1	56
SLV	4.9	28
SLC	4.9	23

Sulla base dello spettro di risposta su suolo A definito dai precedenti parametri di pericolosità e della coppia magnitudo-distanza, è stato individuato un insieme di 7 accelerogrammi da impiegare nelle analisi di risposta sismica locale 1D spettro compatibili con quello di normativa. La ricerca è stata compiuta sulla banca dati europea ESD con l'ausilio del programma REXEL v. 3.5 (Iervolino et al., 2010);

I criteri di ricerca utilizzati sono riassunti nella Tabella 7-2 di seguito riportata.

Tabella 7-2: Criteri di ricerca per gli accelerogrammi spettrocompatibili

Stato Limite	M [-]	d [km]
SLO	4.9÷5.5	0÷80
SLD		0÷80
SLV		0÷30
SLC		0÷30
Parametri di Spettro compatibilità		
Tolleranza inf.:	20%	
Tolleranza sup.:	30%	
T1	0.15s	
T2	2s	
Vita nominale	100 anni	
Classe d'uso:	III ($C_u=1.5$)	
Tipo di suolo:	A	

Nelle Tabelle a seguire sono riportati, per ogni stato limite, i risultati dell'analisi di spettro compatibilità e le informazioni dei moti scelti.

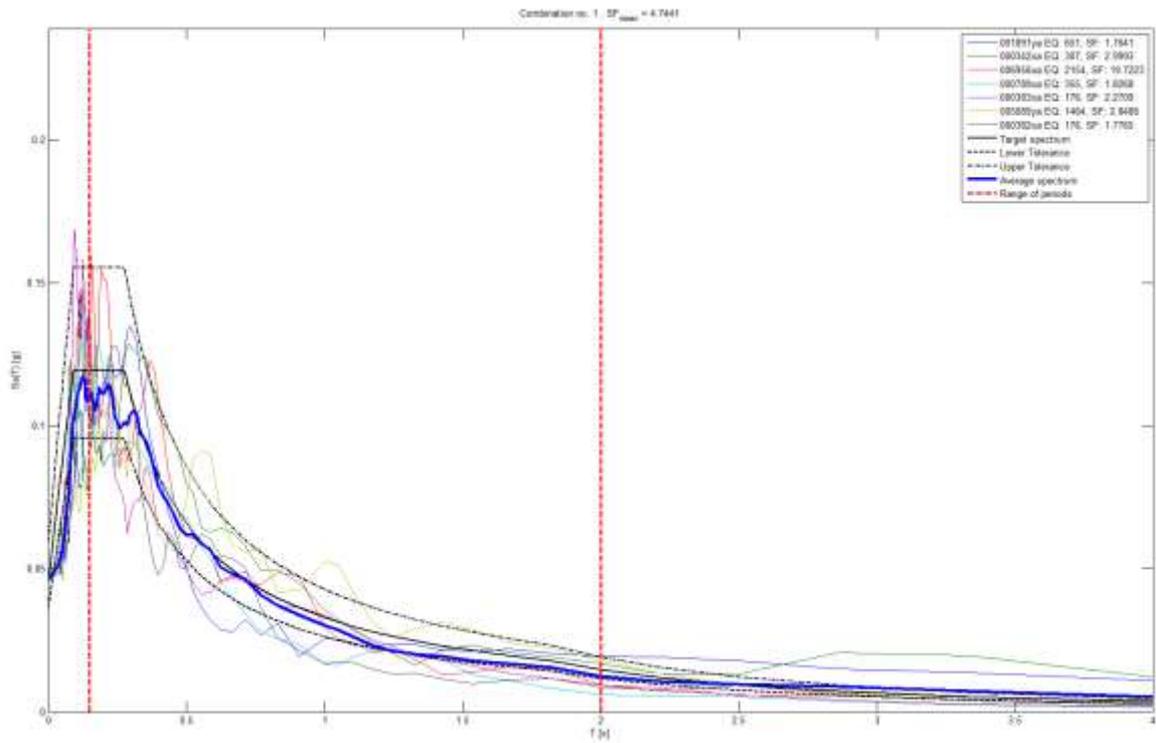


Figura 7.3: SLO – Risultato della spettro compatibilità (REXEL v.3.5)

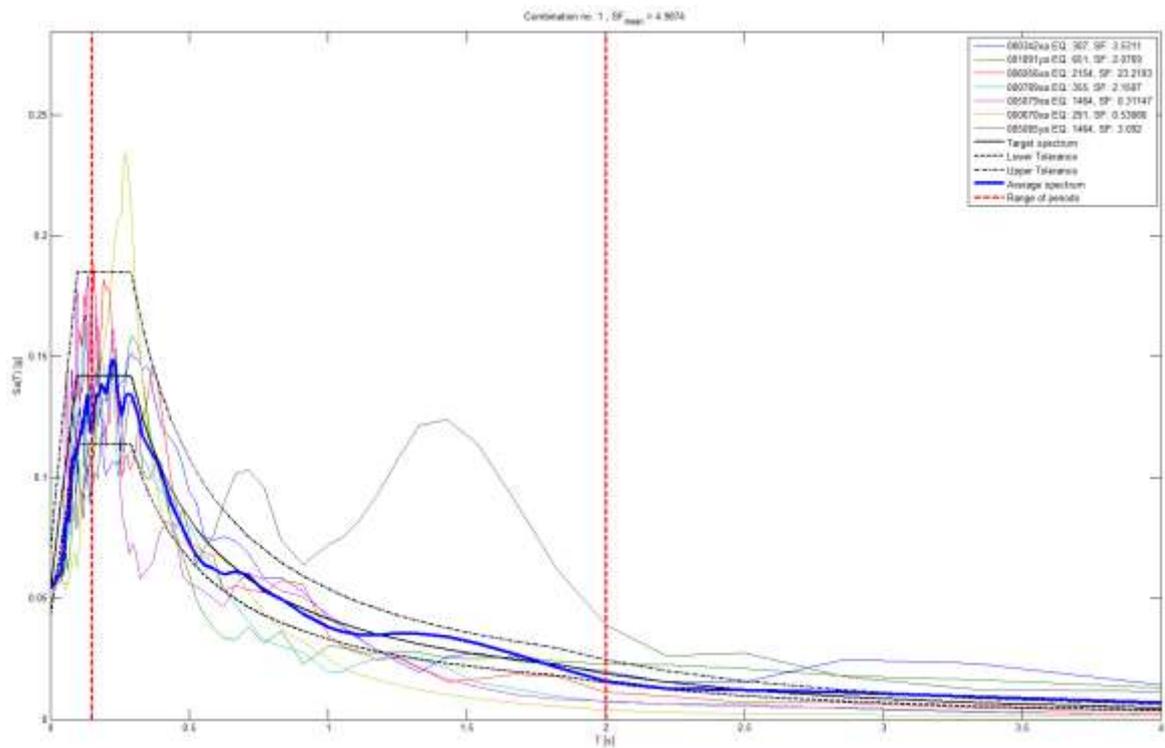


Figura 7.4: SLD – Risultato della spettro compatibilità (REXEL v.3.5)

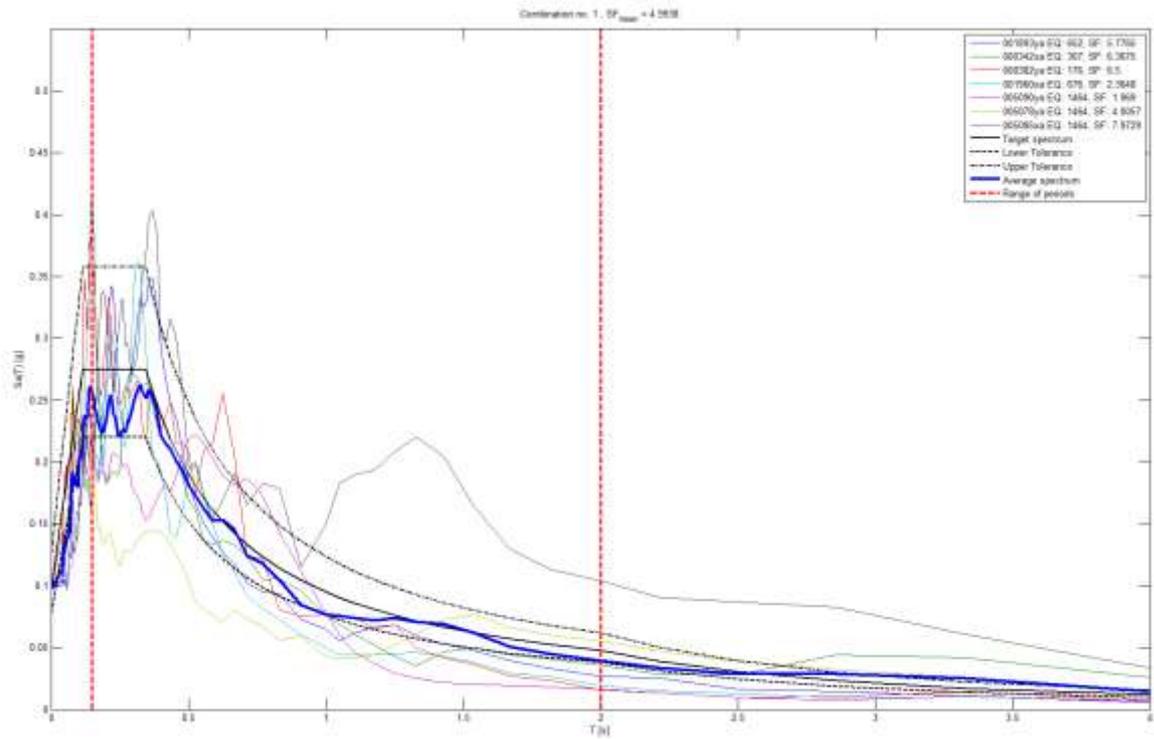


Figura 7.5: SLV – Risultato della spettro compatibilità (REXEL v.3.5)

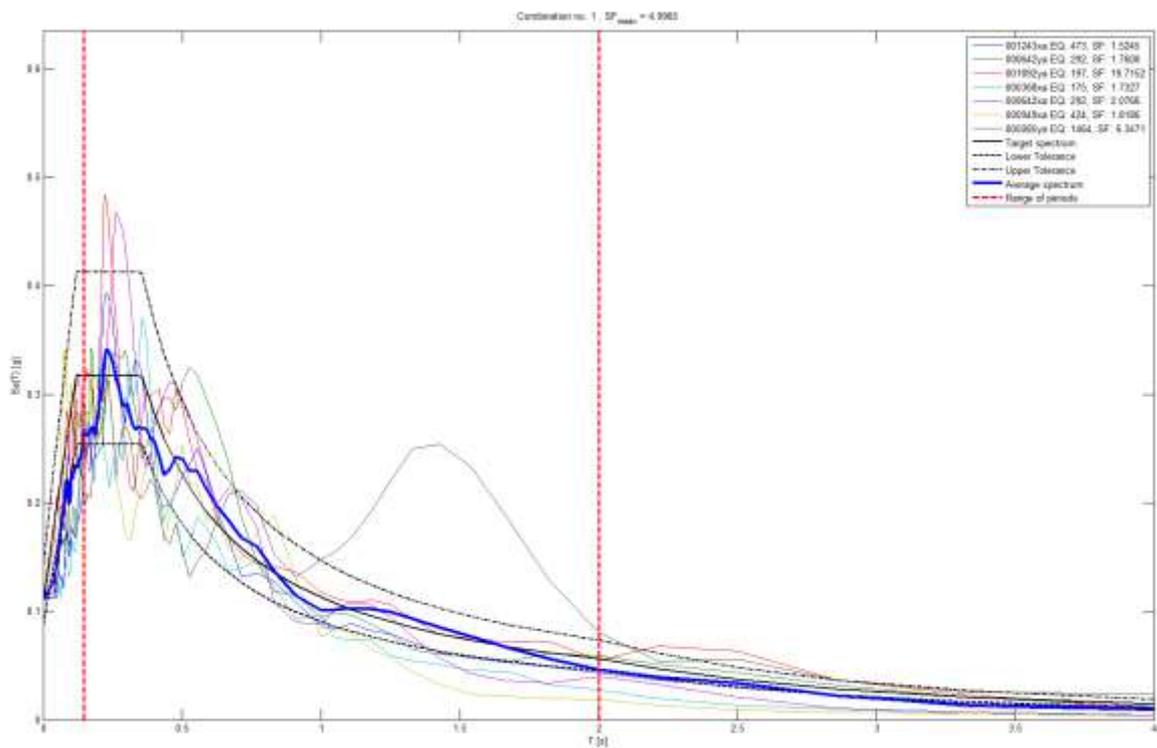


Figura 7.6: SLC – Risultato della spettro compatibilità (REXEL v.3.5)

7.4 RISULTATI DELL'ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE (RSL)

La risposta sismica locale è stata stimata in due differenti punti: in corrispondenza del piano campagna (RSL1) e ad una profondità di -6m dal piano campagna (RSL2), quota di imposta del piano interrato relativo all'EPUIA III.

Nelle figure 7.7÷7.10 sono riportati i risultati ottenuti per ogni stato limite, in corrispondenza del piano campagna, ed il confronto con lo spettro di normativa, in particolare:

- lo spettro ottenuto dalla RSL per i differenti accelerogrammi;
- lo spettro medio ottenuto dalla RSL;
- lo spettro di risposta normalizzato per la categoria di suolo da NTC2008 suolo C.

Dall'esame delle figure è possibile osservare come la risposta sismica locale, a piano campagna, sia in linea con quanto prescritto dalle Norme Tecniche, infatti i valori di amplificazione dovuti al tipo di suolo (S_s) siano compresi tra 1.29÷1.38 (vedi Tabella 7-3) ed inferiori al valore massimo (1.5) prescritto dalle NTC2008 per il suolo C.

Tabella 7-3: Valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s – da (RSL)

Stato Limite	T_R [anni]	S_s [-] p.c.	S_s [-] -6m da p.c.
SLO	90	1.29	1.04
SLD	151	1.38	1.02
SLV	1424	1.29	1.03
SLC	2475	1.35	1.13

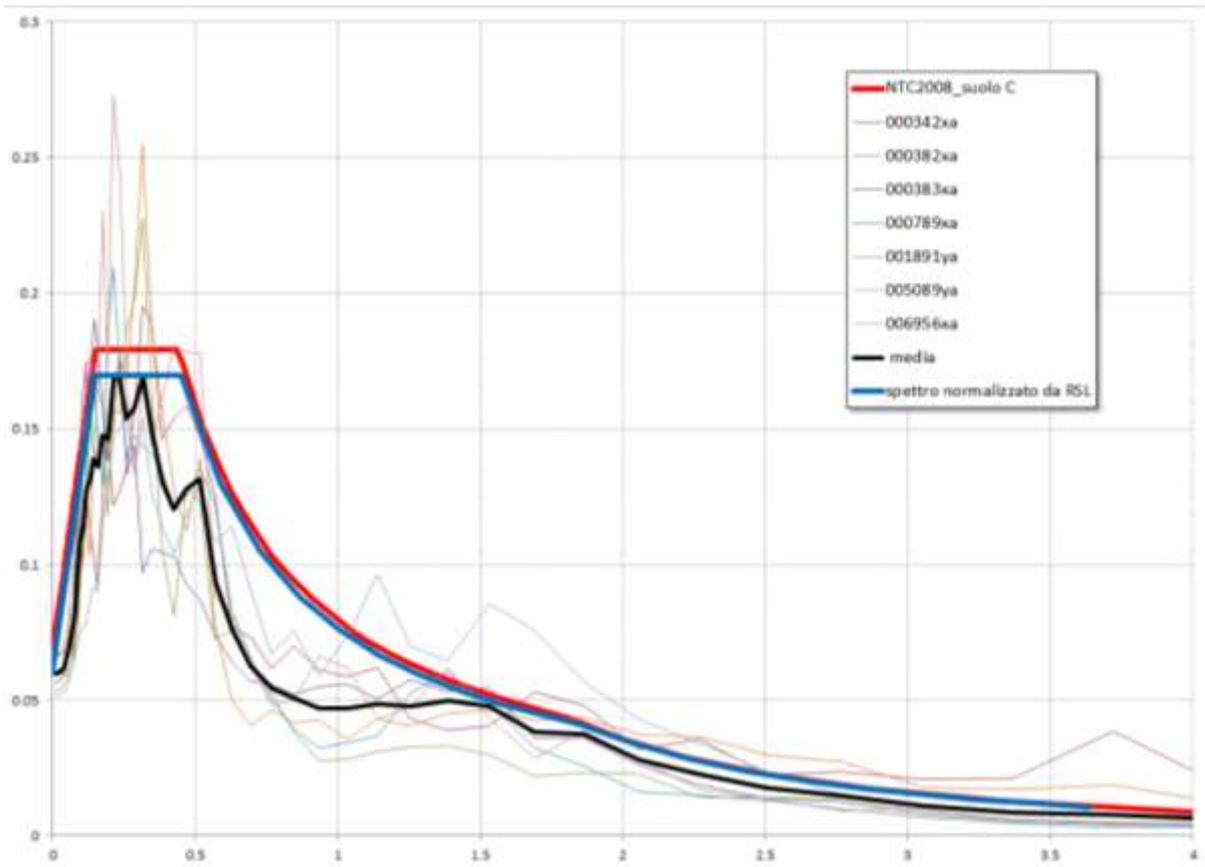


Figura 7.7: SLO – Spettro di risposta elastica a piano campagna

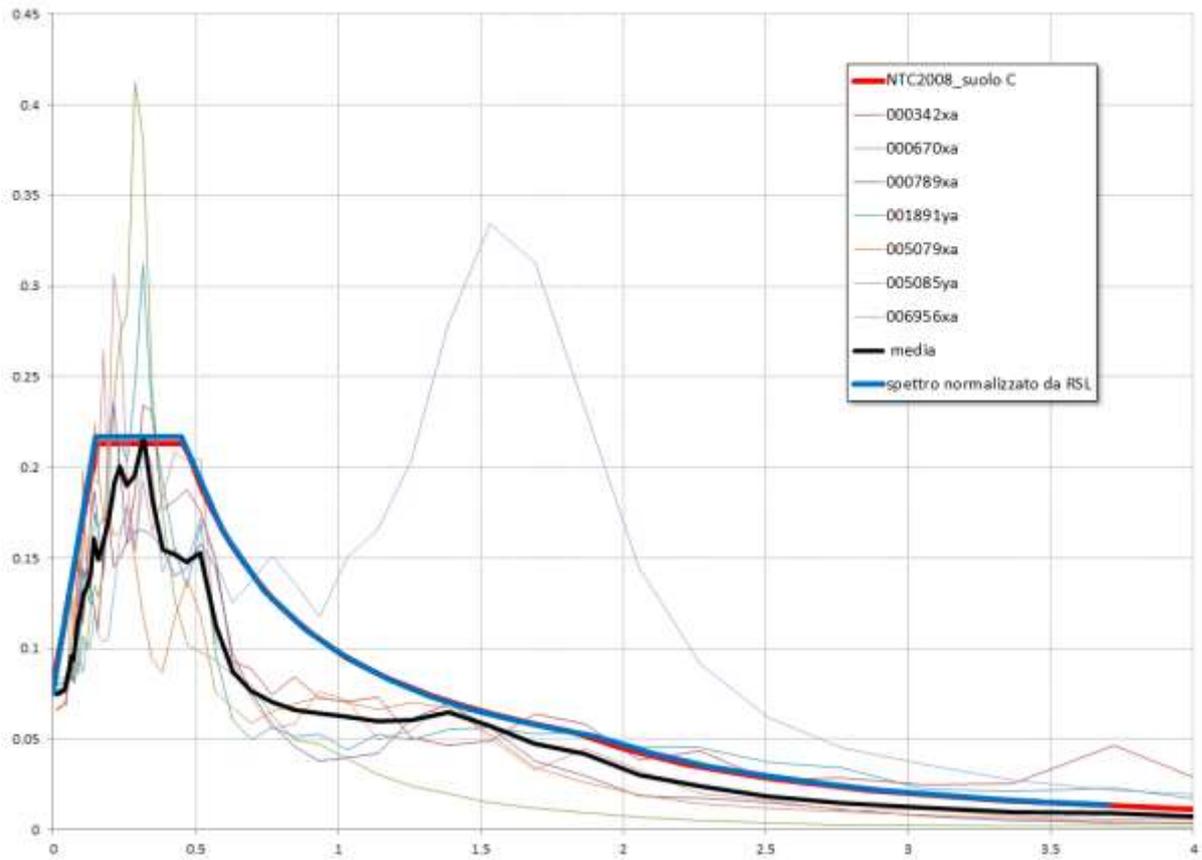


Figura 7.8: SLD – Spettro di risposta elastica a piano campagna

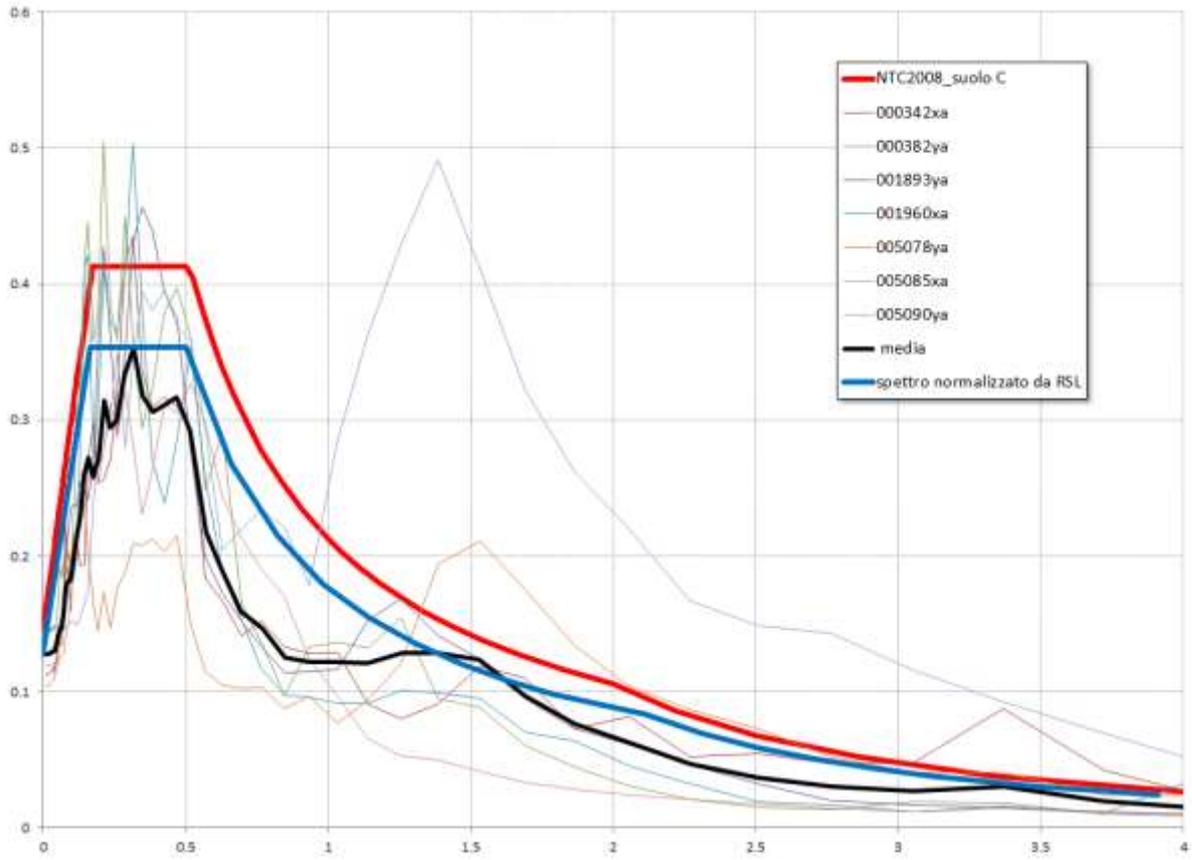


Figura 7.9: SLV – Spettro di risposta elastica a piano campagna

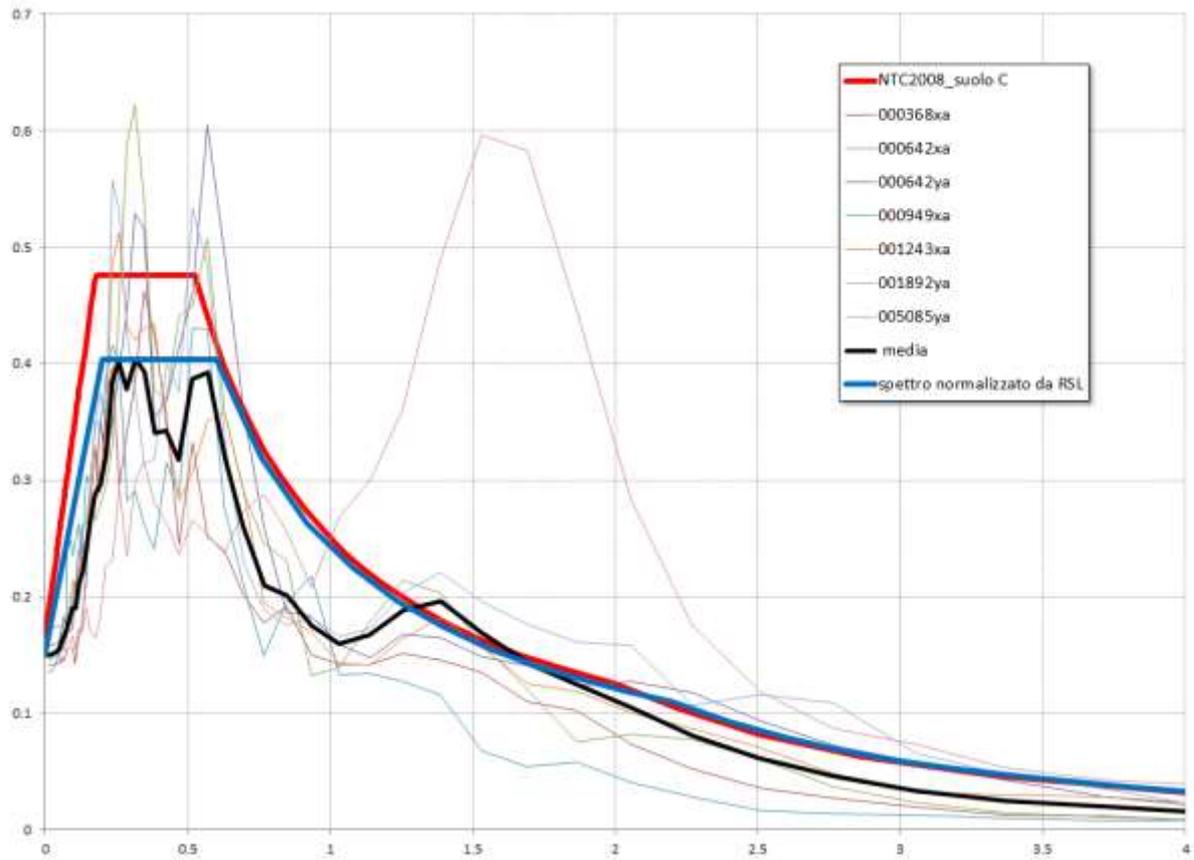


Figura 7.10: SLC – Spettro di risposta elastica a piano campagna

8 STABILITÀ DEL SITO NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

8.1 DATI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

Secondo le NTC2008, va valutata la stabilità del sito nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine l'insieme dei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, allorché sollecitati da azioni cicliche e dinamiche in condizioni non drenate.

Sulla base della Classe d'Uso dell'opera, si sono scelti i seguenti parametri per le verifiche a liquefazione:

- Zona sismogenetica di riferimento del modello ZS9: \Rightarrow 922 (Colli Albani)
- $M=5.45$ (cfr. la Tabella seguente)
- $a_g/g = 0.098$ (tempo di ritorno $T_R=1424$ anni - SLV)
- $S = 1.5$ (cautelativo rispetto alle analisi RSL effettuate per l'area)

Si è fatto riferimento all'area sismogenetica più vicina al sito, ottenendo un valore massimo della magnitudo M , secondo il criterio che viene solitamente seguito nelle analisi di liquefazione.

Tabella 8-1: Valori di M_w massimi per le zone sismogenetiche del modello ZS9

Nome ZS	Numero ZS	M_{wmax}
Colli Albani, Etna	922, 936	5.45
Ischia-Vesuvio	928	5.91
Altre zone	901, 902, 903, 904, 907, 908, 909, 911, 912, 913, 914, 916, 917, 920, 921, 926, 932, 933, 934	6.14
Medio-Marchigiana/Abruzzese, Appennino Umbro, Nizza Sanremo	918, 919, 910	6.37
Friuli-Veneto Orientale, Garda-Veronese, Garfagnana-Mugello, Calabria Jonica	905, 906, 915, 930	6.60
Molise-Gargano, Ofanto, Canale d'Otranto	924, 925, 931	6.83
Appennino Abruzzese, Sannio - Irpinia-Basilicata	923, 927	7.06
Calabria tirrenica, Iblei	929, 935	7.29

8.2 METODO DI CALCOLO

Le analisi sono state svolte attraverso l'impiego di metodi empirici che, tenendo conto della composizione granulometrica dei materiali attraversati dalla punta del penetrometro (SPT o CPT), consentono di valutare il coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione (FL) come rapporto tra la resistenza ciclica Cyclic Resistance Ratio (CRR) e la sollecitazione ciclica Cyclic Stress Ratio (CSR). Il metodo si considera applicabile fino a profondità pari a circa 20 m.

8.2.1 Vita utile dell'opera e periodo di riferimento Valutazione della sollecitazione ciclica CSR

Lo sforzo di taglio indotto ad ogni profondità in un terreno a superficie piana durante l'evento sismico è dovuto essenzialmente alla propagazione delle onde di taglio polarizzate orizzontalmente. Un metodo semplificato per la valutazione della sollecitazione ciclica CSR indotta dallo scuotimento sismico è quello di Seed ed Idriss (1971), secondo cui essa è approssimabile ad una sollecitazione uniforme composta da una serie avente un numero equivalente di cicli di carico uniformi, con un valore di accelerazione di ampiezza pari al 65% del valore di picco a_{\max} , come:

$$CSR = \frac{\tau_c}{\sigma_{v0}} = 0.65 \frac{\tau_{\max}}{\sigma_{v0}} = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}} \cdot r_d$$

in cui:

a_{\max} accelerazione di picco al sito;

g accelerazione di gravità;

τ_c valore rappresentativo dello sforzo di taglio ciclico;

σ_{v0} tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni totali;

σ'_{v0} tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni efficaci;

r_d coefficiente di riduzione dello sforzo di taglio ciclico in funzione della profondità dal piano campagna, calcolato come segue (Youd et al., 2001):

$$\begin{aligned} r_d &= 1.0 - 0.007565 \cdot z && \text{per } z \leq 9.15m \\ r_d &= 1.174 - 0.0267 \cdot z && \text{per } 9.15 < z \leq 23m \end{aligned}$$

8.2.2 Valutazione della resistenza ciclica CRR da CPT

La resistenza alla liquefazione di un terreno può essere vista come il valore di CSR per il quale avviene la liquefazione in un numero specificato di cicli di carico; a questo valore, per convenzione, ci si riferisce in termini di resistenza alla liquefazione (CRR).

Le procedure per la valutazione del CRR sulla base di prove in situ (nello specifico CPT) fanno riferimento ad un terremoto di magnitudo 7.5, pertanto la stima deve essere corretta per tener conto della magnitudo del terremoto atteso. Tale correzione viene introdotta applicando alla stima del CRR per magnitudo 7.5 (CRR_{7.5}) un fattore di scala MSF ("Magnitude Scaling Factor") che viene differenziato a seconda della composizione granulometrica del deposito (vedi Figura 8.1).

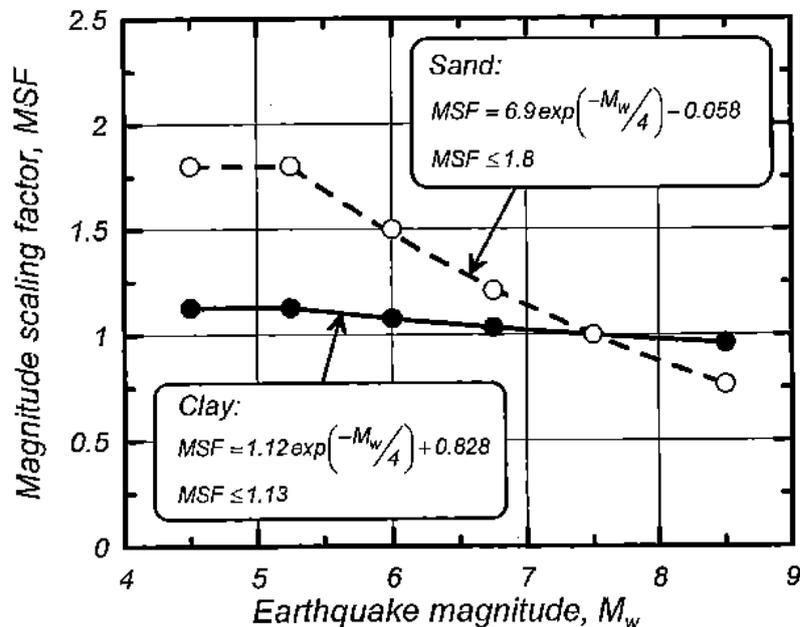


Figura 8.1: Fattore di scala MSF (Boulanger e Idriss, 2007)

La relazione tra la resistenza ciclica CRR e la resistenza penetrometrica alla punta adottata per le analisi di liquefazione è mostrata, nel caso di sabbie pulite, in Figura 8.2 ed è esprimibile come segue (Robertson & Wride, 1998, come riportato da Youd et al., 2001):

per $(q_{c1N})_{cs} < 50$
$$CRR_{7.5} = 0.833 \cdot \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05$$

per $50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$
$$CRR_{7.5} = 93 \cdot \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08$$

Nel caso di materiali coesivi la resistenza ciclica CRR viene espressa in funzione del valore di C_u (Youd et al., 2001):

$$CRR_{7.5} = 0.8 \cdot \frac{C_u}{\sigma'_{v0}}$$

La resistenza alla punta è espressa in termini di valori normalizzati di q_{c1N} , rispetto alla pressione atmosferica P_a , come segue:

$$q_{c1N} = \left(\frac{q_c}{P_a} \right) \cdot \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

dove σ'_{v0} è lo sforzo verticale efficace alla profondità di prova, mentre n è un esponente funzione del tipo di terreno, variabile da $n = 0.5$ per materiali sabbiosi a $n = 1.0$ per materiali argillosi.

La natura del terreno (sabbioso, argilloso o intermedio) e quindi il corrispondente valore di n , sono determinati secondo una procedura iterativa, attraverso l'indice del tipo di materiale I_c , determinato come segue:

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

dove:

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

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma'_{v0}} \cdot 100$$

La procedura iterativa prevede i seguenti passi: inizialmente n è posto pari a 1.0 e se risulta $I_c > 2.6$, il terreno è classificato come argilloso ed n è confermato pari a 1.0; nel caso risulti $I_c < 2.6$, il calcolo viene ripetuto ponendo $n = 0.5$. Se nella seconda iterazione risulta $I_c < 2.6$, il terreno è classificato come sabbioso ed n è confermato pari a 0.5, altrimenti se $I_c > 2.6$, il terreno viene classificato come "intermedio" e n assume il valore di 0.75.

La resistenza penetrometrica alla punta normalizzata q_{c1N} per sabbie limose viene corretta al valore equivalente per sabbie pulite $(q_{c1N})_{cs}$ attraverso la seguente relazione:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N}$$

dove K_c , il fattore correttivo per le caratteristiche dei grani è definito dalla seguente equazione (Robertson & Wride, 1998):

per $I_c \leq 1.64$ $K_c = 1.0$;

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

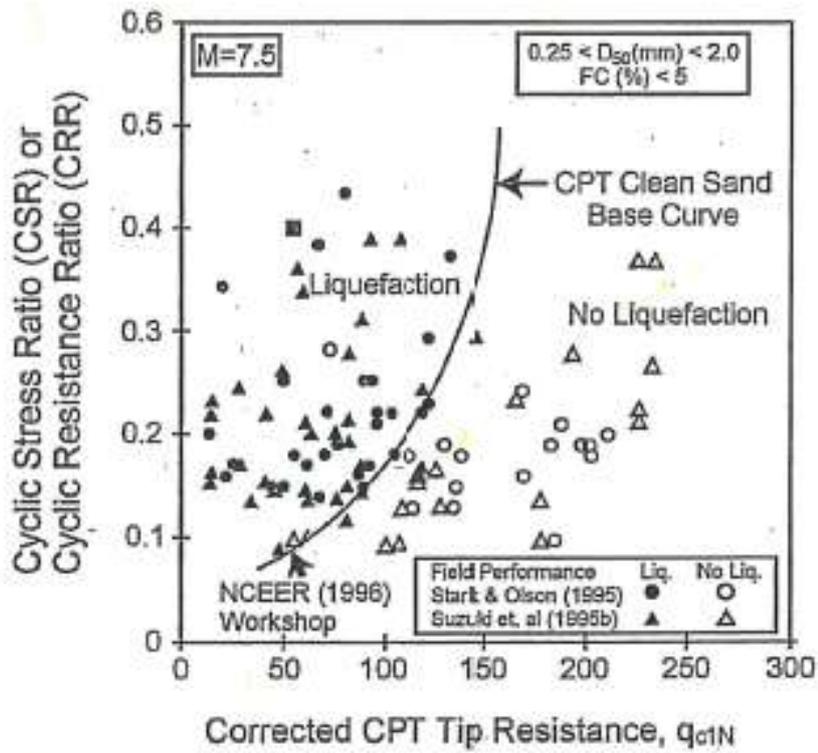


Figura 8.2: Relazione tra il rapporto di sforzo ciclico e la resistenza alla punta penetrometrica q_{c1N} (valori per $M = 7.5$) (Robertson & Wride, 1998).

8.2.3 Indice del potenziale di liquefazione

I risultati delle analisi per ciascuna CPT sono esprimibili in termini di indice del potenziale di liquefazione LPI. E' un indice globale della suscettibilità alla liquefazione per ciascun sondaggio (Iwasaki et al. (1982), determinabile come segue:

$$LPI = \int_0^{20} F(z) \cdot W(z) dz$$

dove $W(z)$ è una funzione pesata, linearmente decrescente con la superficie del terreno fino alla profondità di 20m; il peso maggiore è attribuito agli strati superficiali come segue:

$$W(z) = 10 - \frac{1}{2}z$$

La funzione $F(z)$ riflette il potenziale di liquefazione ad ogni strato e dipende dal fattore di sicurezza alla liquefazione FL :

$$\text{Per } FL \geq 1 \quad F(z) = 0$$

$$\text{Per } FL < 1 \quad F(z) = 1 - FL$$

Sulla base degli studi di Iwasaki et al. (2003) e di Sonmez (2003), l'indice di potenziale di liquefazione LPI è correlato alla suscettibilità di liquefazione secondo le classi definite secondo Senmez, 2003.

Tabella 8-2: Correlazione tra i valori dell'indice di potenziale di liquefazione e la suscettibilità alla liquefazione per il sito (Sonmez, 2003).

Indice del potenziale di liquefazione LPI	Suscettibilità alla liquefazione
$0 \leq LPI \leq 1$	Nulla
$1 < LPI \leq 2$	Basso
$2 < LPI \leq 5$	Moderato
$5 < LPI \leq 15$	Alto
$LPI > 15$	Molto alto

8.3 RISULTATI DELL'ANALISI

L'analisi è stata condotta sul database complessivo delle prove CPTU effettuate in sito.

I risultati sono stati riportati nel dettaglio nel grafico di Figura 8.3-Figura 8.7 e in Tabella 8-3, e mostrano un quadro di stabilità rispetto alla liquefazione del sito.

Dall'analisi delle prove CPTU si osserva come, in nessun caso, il valore del fattore di sicurezza sia inferiore all'unità.

Risulta, quindi, che l'indice del potenziale di liquefazione LPI valutato secondo Iwasaki et al., 1982 è nullo.

Alla luce di tali risultati, si ritiene quindi che il rischio che i terreni interessati siano soggetti a fenomeni di liquefazione sia nullo, anche perché, le verifiche sono state effettuate considerando un valore $S=1.5$ cautelativo rispetto ai risultati delle analisi (RSL) che stimano, per condizioni di stato limite (SLV), un valore $S=1.35$ (vedi par. 7.4).

Tabella 8-3: Indice del potenziale di liquefazione

Prova	LPI	Suscettibilità
CPT1	0.00	nulla
CPT2	0.00	nulla
CPT3	0.00	nulla
CPT4	0.00	nulla
CPT6	0.00	nulla

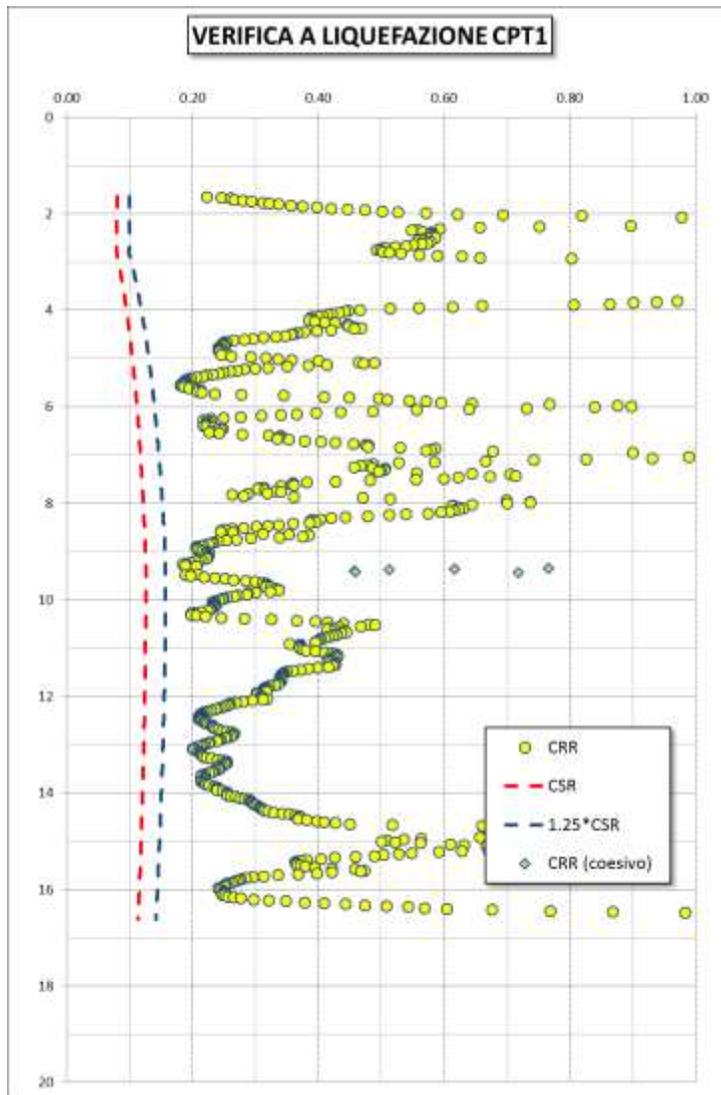


Figura 8.3: Suscettibilità alla liquefazione CPT1

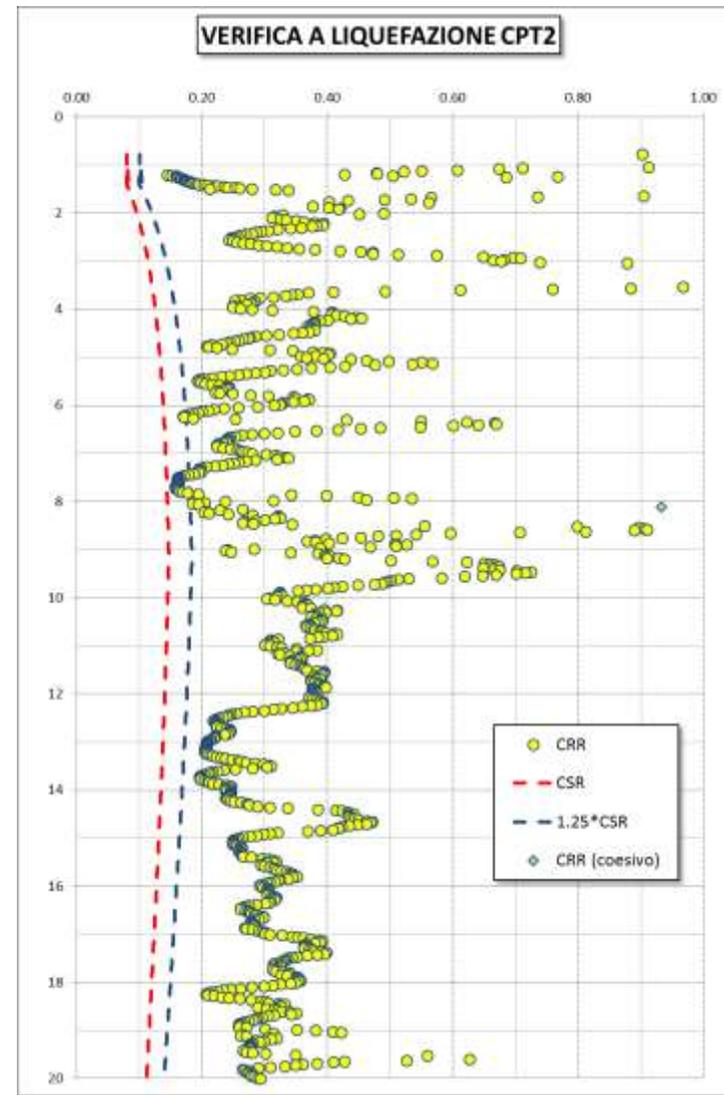


Figura 8.4: Suscettibilità alla liquefazione CPT2

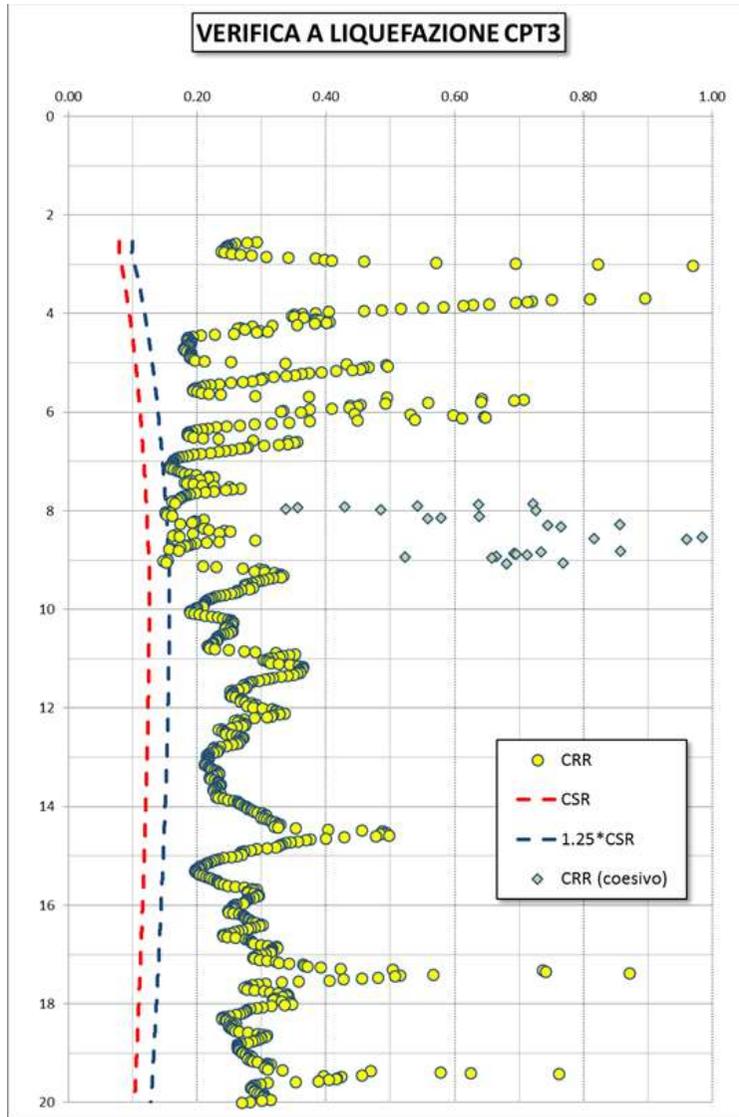


Figura 8.5: Suscettibilità alla liquefazione CPT3

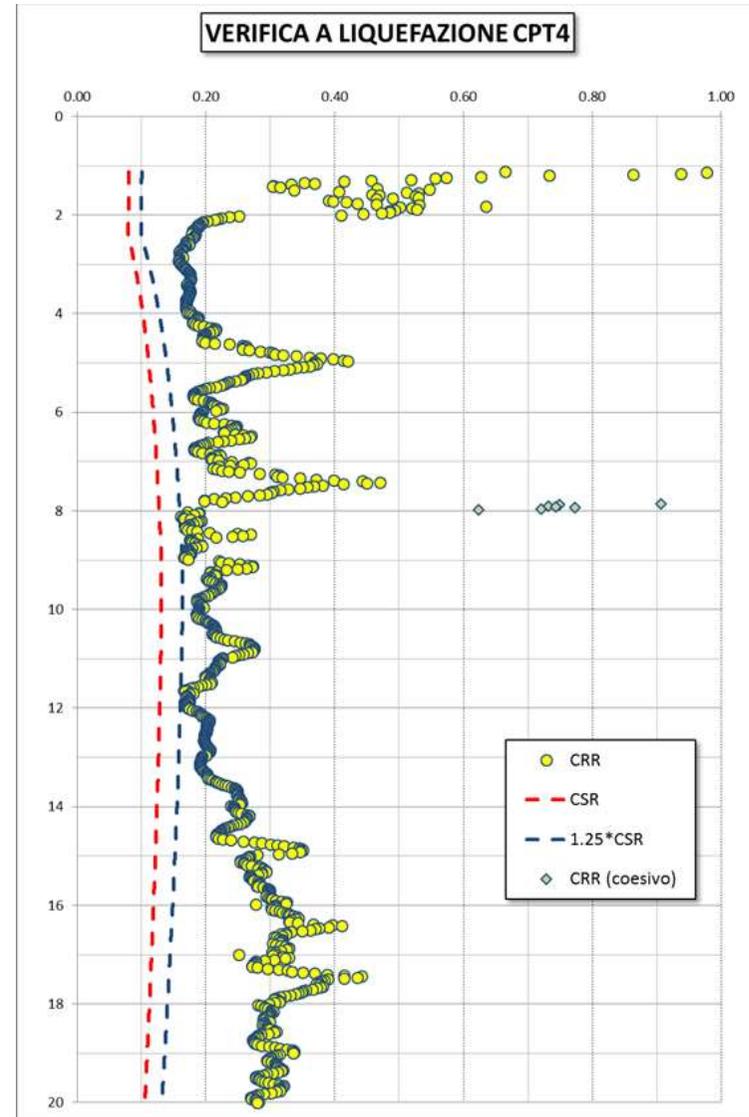


Figura 8.6: Suscettibilità alla liquefazione CPT4

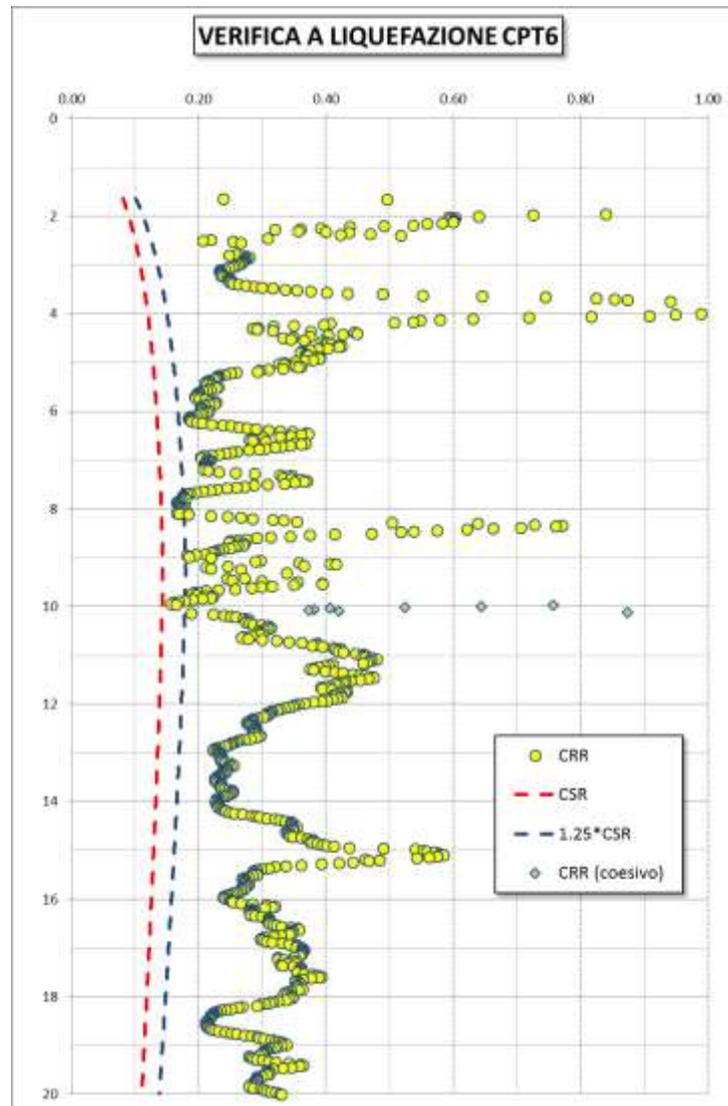


Figura 8.7: Suscettibilità alla liquefazione CPT6

9 CRITERI SEGUITI NELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

9.1 GENERALITÀ

I criteri d'interpretazione delle indagini geotecniche, descritti nei paragrafi seguenti, tengono conto del fatto che nel sito in esame si rinvengono fondamentalmente depositi sabbiosi, sabbioso-limosi e limoso-argillosi, nell'ambito dei quali sono stati effettuati (vedi il par 4):

- sondaggi geotecnici con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati;
- prove penetrometriche dinamiche SPT in foro;
- prove penetrometriche statiche con punta elettrica CPTU con misura della resistenza di punta q_c e dell'attrito laterale f_s e della pressione interstiziale u ;
- prove geofisiche con cono sismico, per la determinazione delle velocità di propagazione delle onde di taglio V_s ;
- prove di laboratorio di classificazione, di resistenza e di deformabilità sui campioni prelevati nei fori di sondaggio.

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica dei materiali sopra indicati sono stati distinti:

- materiali a grana grossa
- materiali a grana fine

Nel paragrafo 9.2 vengono descritti i criteri seguiti per la caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana grossa; il paragrafo 9.3 riguarda invece i terreni a grana fine.

L'individuazione del tipo di terreno, e quindi la scelta del metodo di caratterizzazione geotecnica da utilizzarsi, è stata fatta principalmente sulla base:

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

Utili indicazioni/conferme verranno tratte anche dall'interpretazione delle prove CPT (vedi ad esempio Robertson & Campanella, 1984, Robertson et al., 1986a, b; Olsen & Farr, 1986; Searle, 1979).

Nel caso in esame in particolare si è fatto riferimento alla correlazione empirica riportata nella Figura 9.1 (Robertson,1990; Lunne et al., 1997), ove compaiono le seguenti quantità:

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

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

essendo:

q_c = resistenza di punta;

f_s = resistenza di attrito laterale;

q_t = resistenza di punta totale (corretta per la pressione dell'acqua);

σ_{vo} = pressione verticale totale geostatica;

σ'_{vo} = pressione verticale efficace geostatica.

- | 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 |

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

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

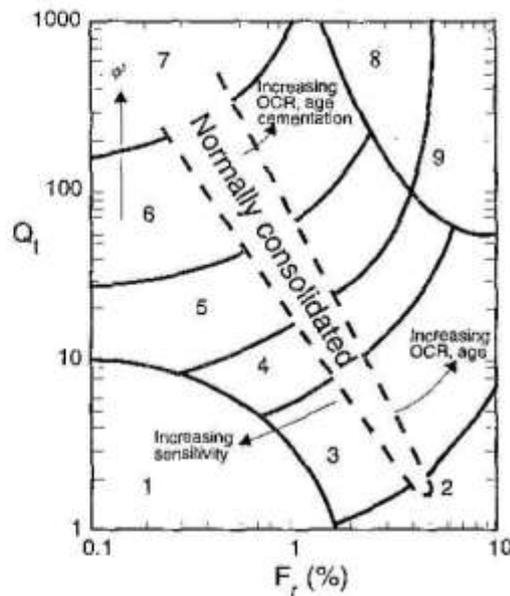


Figura 9.1: Correlazioni per la definizione del materiale attraversato dalle prove CPT e CPTU (Robertson, 1990)

9.2 MATERIALI A GRANA GROSSA

Nel sito in esame i materiali a grana grossa sono essenzialmente costituiti da sabbie, sabbie limose e sabbie con limo.

In conseguenza del fatto che nei terreni a grana grossa non è possibile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica in questo caso è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito e delle prove di laboratorio di classificazione effettuate su campioni rimaneggiati (analisi granulometrica e peso specifico dei grani).

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

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

9.2.1 Stato iniziale del deposito

Lo stato iniziale del deposito è definito in termini di:

- tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale;
- pressioni interstiziali;
- densità relativa D_r .

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

In questa sede si fa l'ipotesi che i corpi sabbiosi e sabbioso-limosi (A2) presenti nei depositi in esame non siano mai stati soggetti a pressioni litostatiche superiori a quelle attuali; essi verranno trattati pertanto come depositi normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo $k_0 = (1 - \sin\phi')$.

Le pressioni interstiziali vengono ricavate sulla base dei risultati della strumentazione (piezometri) messa in opera, nonché delle risultanze degli studi di carattere idrogeologico. Come già anticipato, in questa sede, ai fini della caratterizzazione geotecnica si farà riferimento orientativamente ai livelli di falda indicati al paragrafo 5.4.

La densità relativa (D_r) può essere ricavata dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT e di quelle statiche CPTU (cfr. il paragrafo seguente 9.2.1.1).

9.2.1.1 Densità relativa D_r

Da prove CPT

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 et al., 1997; Jamiolkowski et al., 2001):

Garizio et al., 1997

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

$$\sigma_{oct}' = \frac{1 + 2 \cdot k_o}{3} \cdot \sigma_{vo}'$$

essendo:

D_r = densità relativa (-)

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

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

$(k_o)_{sc} = (k_o)_{nc} \cdot (GSC)^{0.5}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati (-)

GSC = grado di sovra consolidazione (-)

q_c = resistenza di punta del penetrometro statico (kPa)

C_0 , C_1 e C_2 = coefficienti empirici funzione delle dimensioni medie delle particelle

(cfr. la Tabella 9-1) (-)

Tabella 9-1: Coefficienti empirici C_0 , C_1 e C_2 (Harman, 1976; Villet & Mitchell 1981; Baldi et al., 1983; Baldi et al., 1986; Jamiolkowski et al., 1988; Rocchi, 1994)

Tipo di sabbia	D_{50} (mm)	C_0 (-)	C_1 (-)	C_2 (-)
fine	0.20 ÷ 0.25	110	0.59	2.95
media	0.40 ÷ 0.55	205	0.51	2.91
grossa	1.00 ÷ 2.00	234	0.48	3.30
D_{50} = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante				

In questa sede, si sono assunti valori di C_0 , C_1 e C_2 corrispondenti alle sabbie fini.

Da prove SPT

In accordo con quanto indicato in Skempton (1986), la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente legge:

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

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate nella Tabella 9-2

σ_{vo}' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota di esecuzione della prova SPT
(kg/cm²)

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

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

$(k_o)_{sc} = (k_o)_{nc} \cdot (GSC)^{0.5}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati (-)

GSC = grado di sovraconsolidazione meccanico (-)

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

Tabella 9-2: 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	$(21.7 \div 27.5) \cdot \frac{1 + 2 \cdot (k_o)_{sc}}{1 + 2 \cdot (k_o)_{nc}}$

9.2.2 Angolo di resistenza al taglio

I parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto (TD) e sulla base dell'interpretazione delle prove di sito CPTU ed SPT.

In particolare l'angolo di resistenza al taglio di picco φ' può essere determinato facendo riferimento al metodo proposto da Bolton (1986) in base al quale:

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

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

essendo:

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

φ_{cv}' = angolo di attrito a volume costante ($^\circ$)

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

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

σ_{ff}' = tensione efficace normale alla superficie di rottura = 272 kPa

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (vedi la Tabella 9-3) ($^\circ$)

D_r = densità relativa (-)

Tabella 9-3: 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 seguente (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

Tabella 9-4: 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	$\varphi_{cv}' = 33^\circ$	$\varphi_{cv}' = 30^\circ$

In questa sede l'interpretazione è stata effettuata, assumendo:

$\varphi_{cv}' = 32^\circ$ per le sabbie

m = 3

9.2.3 Deformabilità

9.2.3.1 Moduli elastici iniziali

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

$$G_{01} = \frac{\gamma_n}{9.81} \cdot (v_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

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

essendo:

γ_n = 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/s

Il modulo di taglio iniziale può essere anche ricavato direttamente da prove CPTE/CPTU sulla base della correlazione proposta da Rix & Stokoe (1991), in base alla quale risulta quanto segue:

$$G_{01} = 291 \cdot q_c \cdot \left[\frac{q_c}{(\sigma'_{vo} \cdot p_a)^{0.5}} \right]^{-0.75}$$

essendo p_a la pressione atmosferica di riferimento.

I moduli di taglio (G_0) e di Young (E_0) iniziali, corrispondenti a pressioni efficaci medie generiche p' (pressioni a seguito di variazioni tensionali significative, ad esempio di grossi scavi), possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

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

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente da prove geofisiche da cono sismico o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT e CPTU.

Velocità onde di taglio da prove CPTU

In sabbie normalmente consolidate, silicee non cementate, la velocità delle onde di taglio può essere ricavata nel modo seguente, in accordo a Baldi et al., 1989:

$$V_s = 277 \cdot q_c^{0.13} \cdot \sigma'_{vo}{}^{0.27}$$

dove q_c (resistenza alla punta del penetrometro statico) e σ'_{vo} (tensione efficace geostatica) sono in (MPa).

Velocità onde di taglio da prove SPT

La velocità delle onde di taglio V_s da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate, può essere ricavata sulla base alla correlazione proposta da Ohta & Goto (1978); in base a tale correlazione vale quanto segue:

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

essendo:

$$C = 67.3$$

z = profondità dal p.c. in metri

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi Tabella 9-5)

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi Tabella 9-6)

Tabella 9-5: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A

f_A	Olocene	Pleistocene
	1.0	1.3

Tabella 9-6: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G

f_G	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
	1.45	1.15	1.14	1.09	1.07

9.2.3.2 Moduli elastici “operativi”

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 9.2.3.1;
- 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 nella Figura 9.2 e
- Figura 9.3.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo lineari, per la stima dei moduli di deformabilità “operativi” da associare allo problema specifico, 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 $1.0 \cdot 10^{-3} \div 5.0 \cdot 10^{-3}$;
- nel calcolo dei cedimenti delle fondazioni i moduli di Young “operativi” E_{op2} 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;
- nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young “operativi” E_{op3} sono pari a circa $1/10$ di quelli iniziali E_0 .

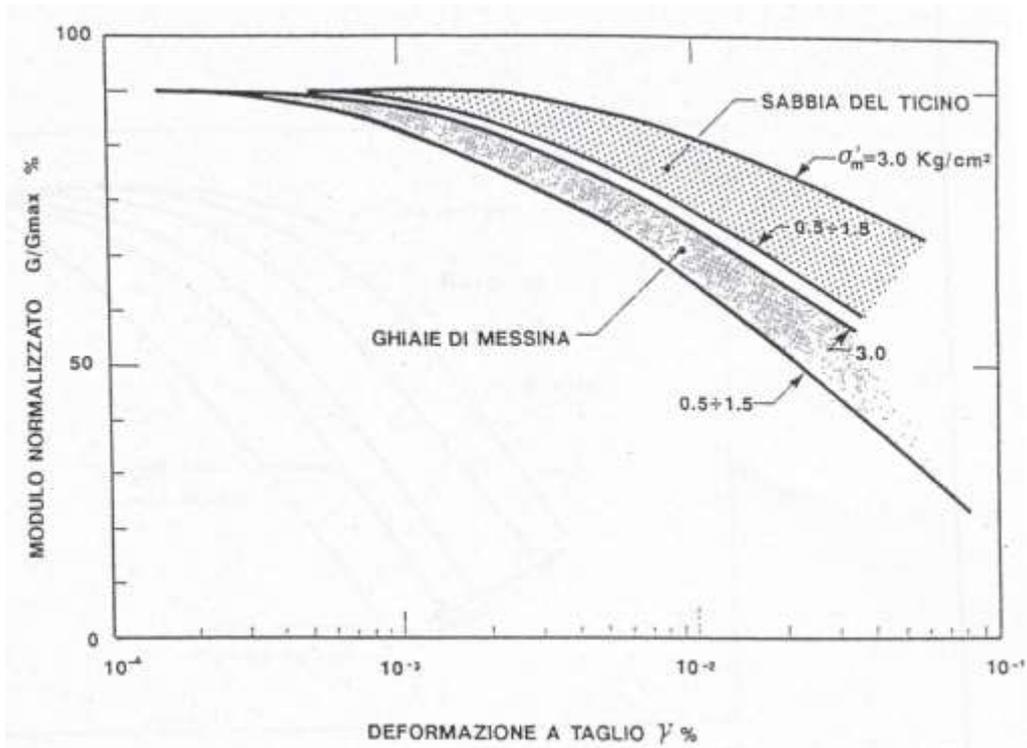


Figura 9.2: Degrado del modulo G per terreni incoerenti

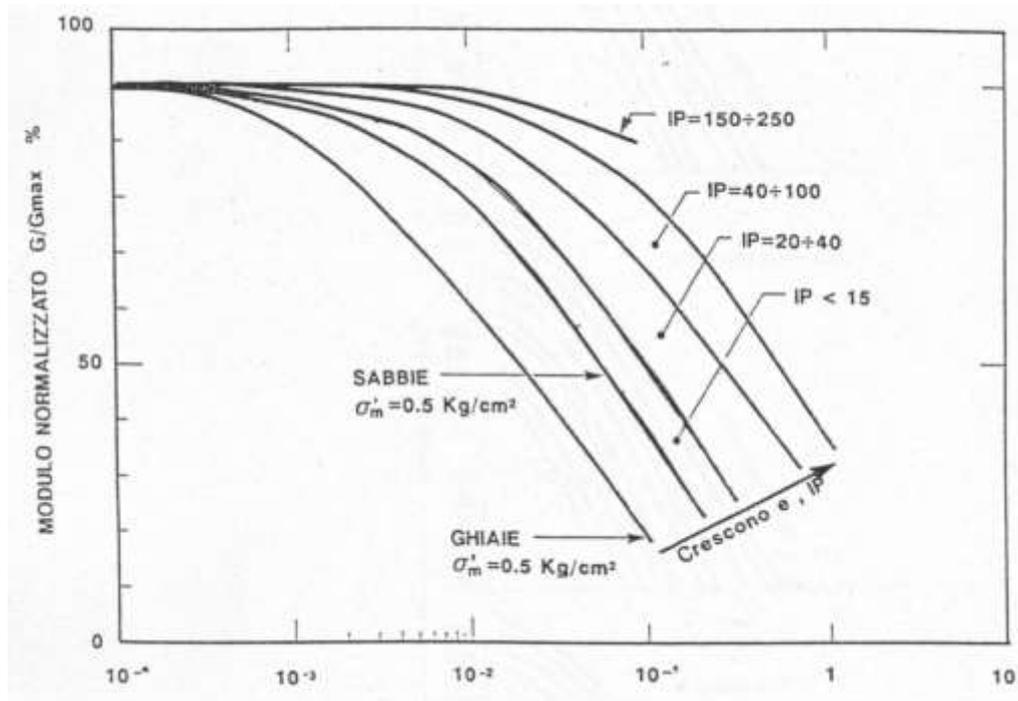


Figura 9.3: Degrado del modulo G per vari tipi di terreno

Da prove CPTU

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

$$E'_{25} = (3 - D_r) \cdot q_c \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso di sabbie normalmente consolidate}$$

$$E'_{25} = (15 - 10 \cdot D_r) \cdot q_c \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso di sabbie sovraconsolidate}$$

essendo:

E'_{25} = modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%;

D_r = densità relativa espressa come frazione dell'unità;

q_c = resistenza di punta del penetrometro, espressa in MPa.

Si rileva che:

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

le espressioni suddette conducono generalmente ad una sottostima dei valori di E'_{25} .

Da prove SPT

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

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

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

essendo:

E'_{25} = modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%;

D_r = densità relativa espressa come frazione dell'unità;

N_{SPT} = numero di colpi in prova SPT.

Si rileva che:

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

le espressioni suddette conducono generalmente ad una sottostima dei valori di E'_{25} .

9.3 MATERIALI A GRANA FINE SATURI

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine (formazione **A1**) 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;
- i coefficienti di permeabilità.

Si fa presente che, nella caratterizzazione del materiale A1, si è in ogni caso dato maggiore peso ai risultati delle prove di laboratorio rispetto a quelli ottenuti dalle prove penetrometriche. Questo è giustificato dal fatto che le prove in sito inducono fenomeni di rottura del materiale, il quale essendo strutturato tende a modificare le sue caratteristiche, con conseguente minor affidabilità dei risultati ai fini interpretativi (in alcuni casi tali risultati possono essere usati soltanto come parametri-indice).

9.3.1 Classificazione

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

- granulometria;
- peso di volume naturale e secco;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- contenuto d'acqua naturale;
- grado di saturazione;
- indice dei vuoti iniziale.

Oltre alla classificazione convenzionale, è stata eseguita anche una classificazione basata su considerazioni sulla 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 da Burland (1990). Quest'ultima è data dalla seguente equazione:

$$I_v = 2.45 - 1.285 \cdot \log \sigma'_{v0} + 0.015 \cdot (\log \sigma'_{v0})^3$$

dove:

σ'_v = pressione verticale efficace corrente in kPa

L'indice dei vuoti normalizzato I_v può essere calcolato con la seguente equazione:

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

essendo:

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 quindi dalla seguente equazione:

$$I_{v0} = \frac{e_0 - e_{100}^*}{C_c^*} = \text{indice dei vuoti iniziale normalizzato}$$

essendo:

e_0 = rapporto dei vuoti iniziale del materiale

Si sottolinea che l'espressione della *Intrinsic Compression Line* (ICL), definita da Burland (1990), è applicabile in generale a materiali che si collocano al di sopra della linea A della carta di Casagrande (argille inorganiche).

Con riferimento anche a quanto indicato nella Figura 9.4 (vedi ad esempio anche Nagaraj & Miura, 2001) si ha che:

- Terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{vo})-(\sigma'_{vo})$ al di sotto della curva ICL_{oed} sono da considerare sovraconsolidati meccanicamente; in aggiunta alla sovraconsolidazione meccanica, tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione. Tali materiali, non appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici, presentano:
 - un comportamento di tipo fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci). Tale comportamento è accentuato se si è in presenza di legami di cementazione;
 - 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.

- Terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{vo})-(\sigma'_{vo})$ che cadono sulla curva ICL_{oed} sono da considerare normalmente consolidati; tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione. Tali materiali, in assenza di legami di cementazione, hanno:
 - 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.

- Terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{vo})-(\sigma'_{vo})$ al di sopra della curva ICL_{oed} sono da considerare sottoconsolidati; essi possono risultare in equilibrio sotto l'azione delle forze di gravità unicamente grazie alla presenza di particolari microstrutture "metastabili", intese nel senso più generale come disposizione geometrica delle particelle e presenza di legami di cementazione (vedi ad esempio Mitchell, 1976). Questi materiali, non appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici, 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.

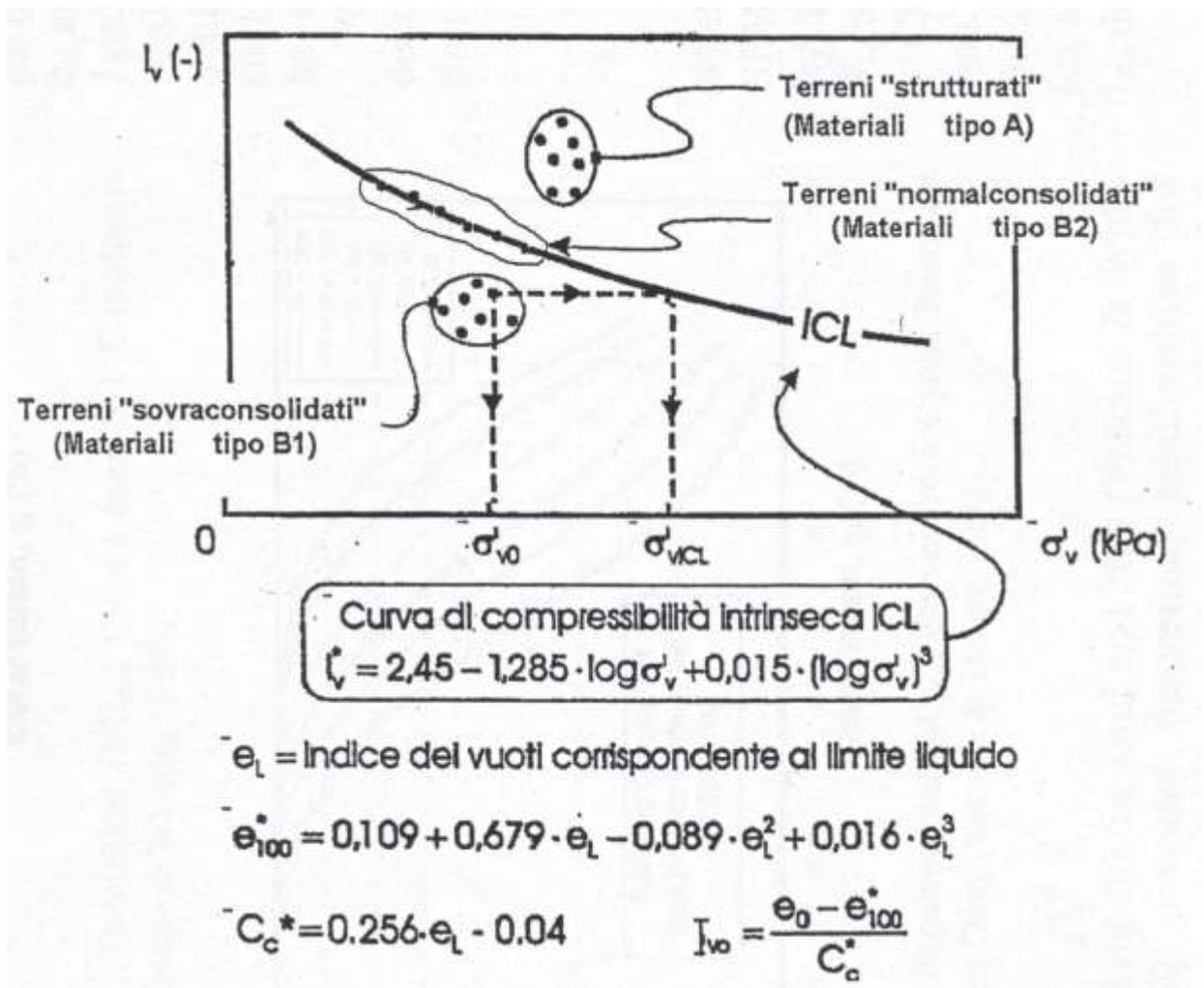


Figura 9.4: Diagramma di stato per i materiali a granulometria fine (limi e argille)

9.3.2 Stato iniziale del deposito

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

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

In particolare, lo stato tensionale in sito è stato stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione meccanico ($GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$, σ_{vo}' = tensione verticale efficace geostatica, σ_{vmax}' = tensione verticale efficace massima subita dal deposito) desumibili dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande.

Volumetric strain ε_{vo} (%) (for oedometer tests $\varepsilon_{vol} = \varepsilon_{assiale}$)	SQD
<1	A (best)
1÷2	B
2÷4	C
4÷8	D
>8	E (worst)

Tabella 9-7: Specimen quality designation (SQD) da Terzaghi et al. (1996)

OCR = 1 ÷ 2	OCR = 2 ÷ 4	Rating
< 0.04	< 0.03	Very good to excellent
0.04 ÷ 0.07	0.03 ÷ 0.05	Good to fair
0.07 ÷ 0.14	0.05 ÷ 0.10	Poor
>0.14	>0.10	Very poor

Tabella 9-8: Sample quality rating da Lunne et al. (1997). $\Delta e/e_0$ a σ'_{vo}

Il coefficiente di spinta del terreno a riposo k_o , in condizioni di materiale normalconsolidato e/o sottoconsolidato è stato pertanto stimato sulla base della seguente espressione:

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

essendo:

φ' = angolo di attrito in termini efficaci.

Per completezza il grado di sovraconsolidazione $\sigma_{vp}' / \sigma_{vo}'$, è stato determinato anche dall'interpretazione delle prove CPTU.

9.3.3 Resistenza al taglio in condizioni non drenate

La resistenza al taglio non drenata c_u dei terreni limoso-argillosi saturi è stata valutata facendo riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio, sia all'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTU.

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

9.3.3.1 Prove di laboratorio

In questa sede si è fatto 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 la gran parte delle tensioni di consolidazione geostatiche.

9.3.3.2 Valutazione da prove CPTU

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

$$c_u \approx \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k} \quad (\text{per prove CPT})$$

$$c_u \approx \frac{q_t - u_2}{N_{KE}} \quad (\text{per prove CPTU})$$

essendo:

$$14 \leq N_k \leq 16$$

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

σ_{vo} = pressione verticale totale

q_c = resistenza di punta

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

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

α = rapporto delle aree

u_2 = pressione interstiziale durante l'avanzamento del penetrometro

u_0 = pressione idrostatica

σ_{vo} = pressione verticale totale geostatica

9.3.4 Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci sono stati estrapolati da dati di letteratura relativi a materiali analoghi (cfr. l'articolo citato nel riferimento [20]), non essendo disponibili risultati di prove di laboratorio di taglio diretto (TD) e triassiali consolidate non drenate (TX-CIU) e drenate (TX-CID).

9.3.5 Deformabilità

9.3.5.1 Parametri di deformabilità e di consolidazione da prove edometriche

La deformabilità del materiale è stata valutata mediante l'analisi delle prove edometriche.

Da queste stesse prove sono stati anche valutati i parametri di consolidazione primaria e secondaria.

9.3.5.2 Moduli elastici iniziali

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

$$G_{01} = \frac{\gamma_n}{9.81} \cdot (v_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

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

essendo:

γ_n = 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 .

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' (pressioni a seguito di variazioni tensionali significative, ad esempio di grossi scavi), possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

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

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

G_{01} da prove CPTU

Una stima dei moduli di taglio iniziali G_{01} da prove CPT può essere fatta utilizzando la correlazione empirica proposta da Mayne & Rix (1993) secondo la quale:

$$G_{01} = \frac{99.5 \cdot (p_a)^{0.305} \cdot (q_c)^{0.685}}{e_o^{1.13}}$$

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.

Una valutazione della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s a partire dai risultati delle prove CPTU, da confrontare con i risultati delle misure dirette con cono sismico, è stata eseguita calcolando la V_s a ritroso dai valori di G_{01} ottenuti con la formula di Mayne & Rix (1993).

Per quanto riguarda le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto, tipiche curve di degrado vengono proposte da Vucetic & Dobry (1991) - cfr. la la Figura seguente.

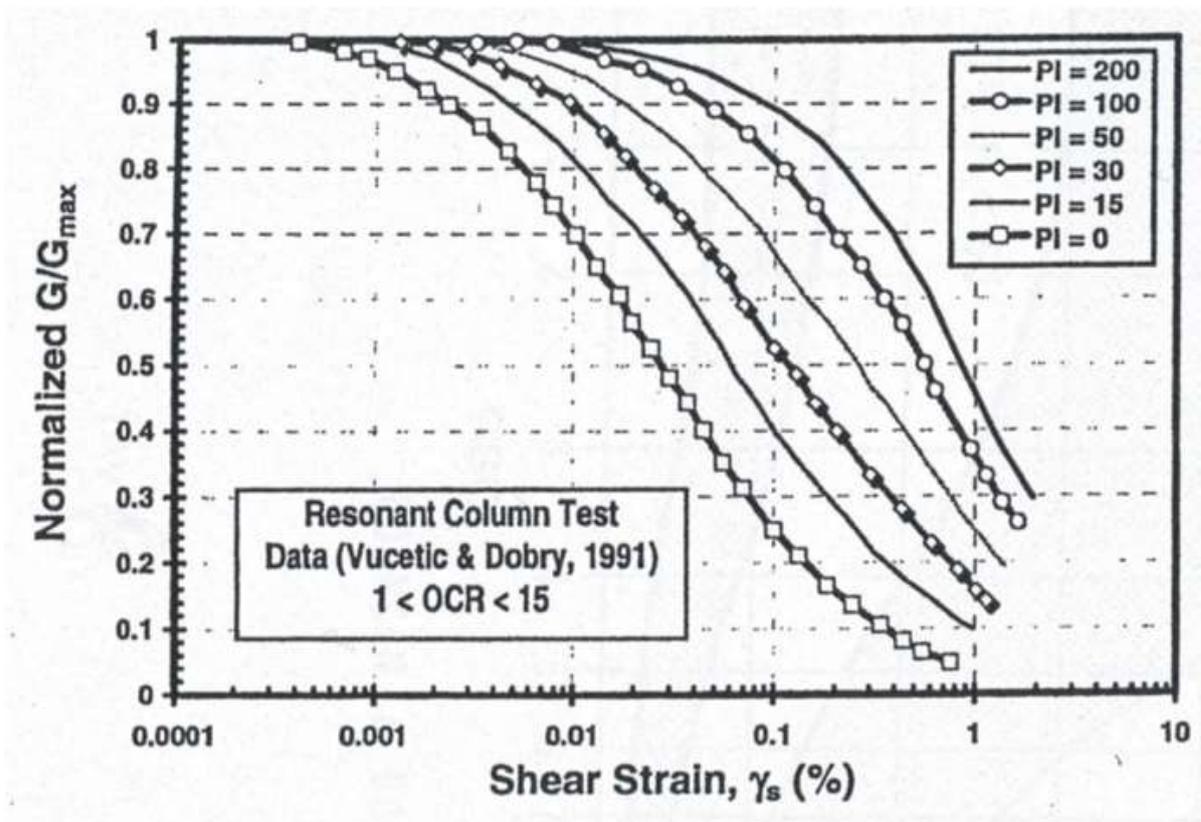


Figura 9.5: Curve sperimentali del rapporto G/G_{max} da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991)

10 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

10.1 GENERALITÀ

Il presente capitolo riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni individuate, basata sui risultati:

- degli studi geologici e geomorfologici;
- delle sezioni geotecniche allegate alla presente Relazione;
- dell'interpretazione delle indagini geognostiche eseguite in accordo ai criteri descritti nel capitolo 9, in particolare:
 - delle prove di laboratorio sui campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati dai sondaggi;
 - delle prove penetrometriche dinamiche SPT;
 - delle prove penetrometriche statiche CPTU;

L'interpretazione delle prove in sito è stata effettuata considerando orientativamente i livelli di falda riportati al paragrafo 5.4.

In base alle condizioni stratigrafiche presenti, i principali materiali incontrati, con caratteristiche geotecniche relativamente omogenee, sono:

- **sabbie, sabbie da debolmente limose a limose localmente debolmente argillose** (formazione **A2: A2a e A2b**) appartenenti ai depositi dunari e costieri superficiali;
- **limi, limi argillosi, argille, argille da limose a debolmente limose**, (formazione **A1**) appartenenti ai depositi di ambiente lagunare e/o costiero più profondi.

Si fa presente che i materiali più superficiali dei depositi antropici (riporti, misto granulare stabilizzato, ecc.) non sono stati oggetto di caratterizzazione geotecnica. Essi infatti saranno per lo più asportati per la costruzione del piano interrato e delle fondazioni delle nuove opere. In ogni caso, qualora un certo spessore di questi terreni dovesse rimanere in posto, si potranno assumere gli stessi parametri definiti per le sabbie della formazione A2a.

10.2 CLASSIFICAZIONE DEI MATERIALI

La Figura seguente riporta il grafico con i valori di resistenza di punta q_c misurati nel corso delle prove penetrometriche statiche. Risulta evidente quanto segue:

- materiale A2a: min 3.0÷5.0 MPa - max 10.0 MPa con punte a 15÷20 MPa
- materiale A2b: min 7.0÷10.0 MPa - max 13÷15 MPa con punte maggiori di 20 MPa
- materiale A1: 1.0÷2.0 MPa

intercalazioni di materiale coesivo nei materiali sabbiosi: 1.0÷2.0 MPa

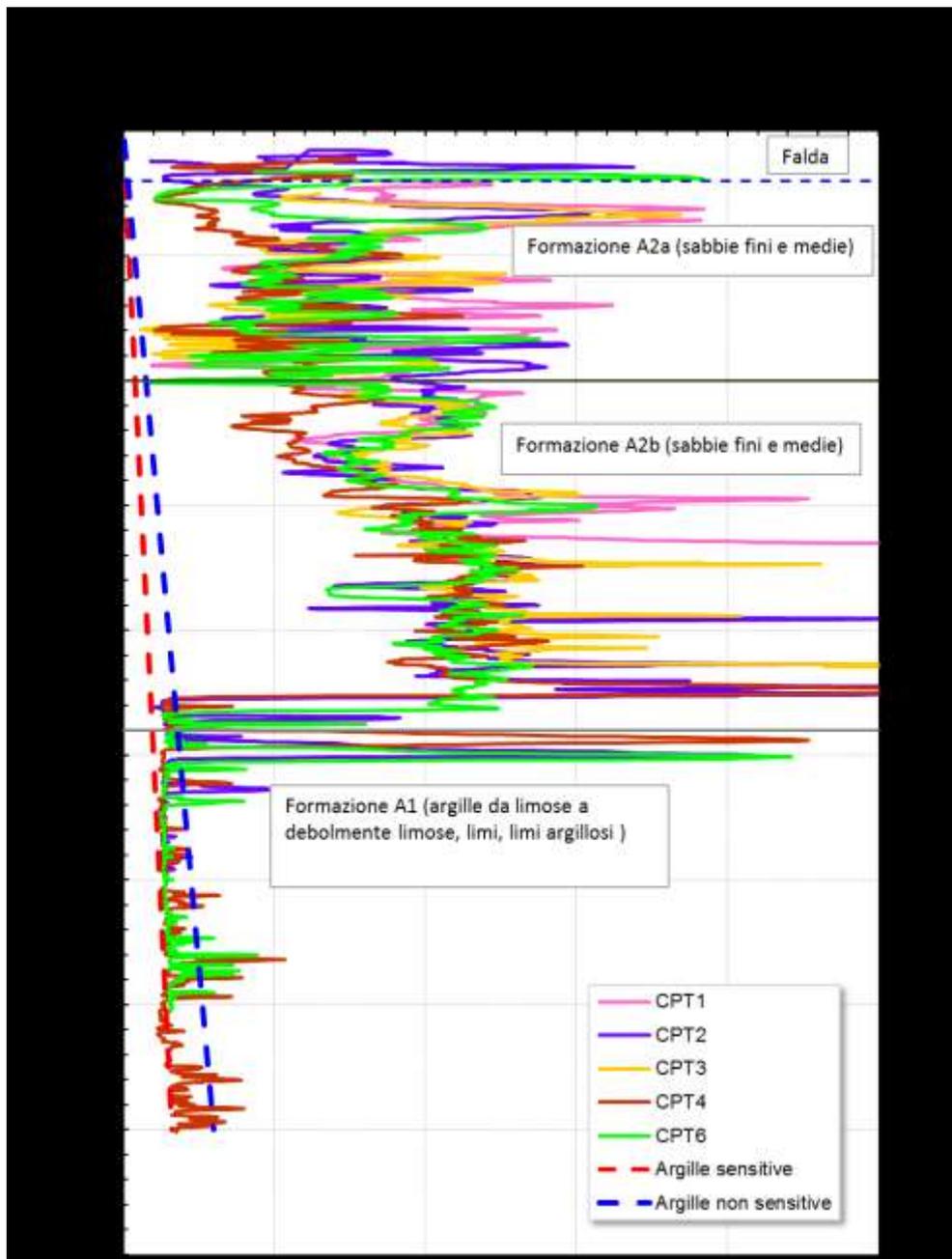


Figura 10.1: Resistenza di punta q_c –EPUIA III

Per confronto si riportano anche le CPT e, successivamente, i grafici ottenuti elaborando le prove in sito del Multipiano F.

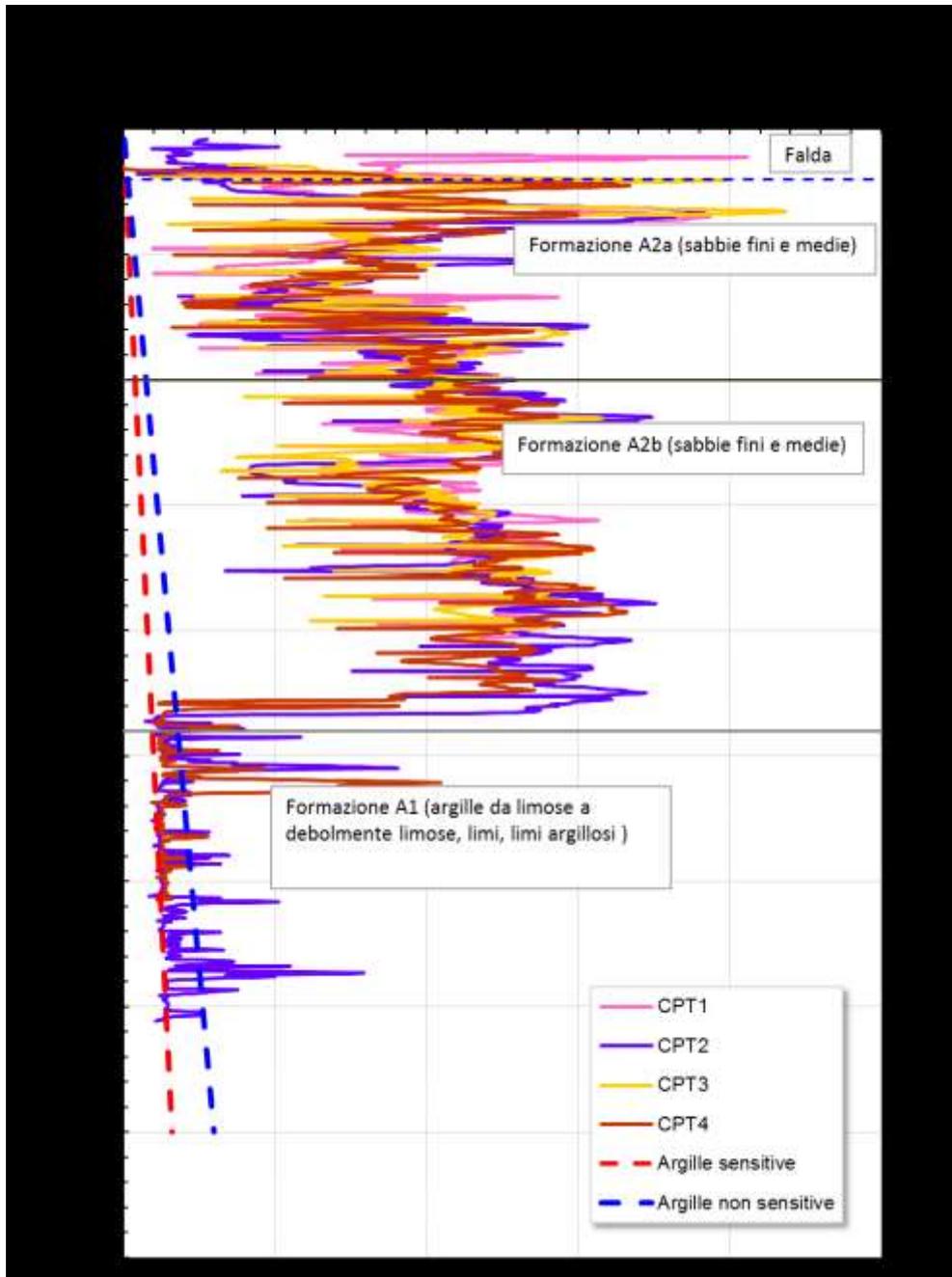
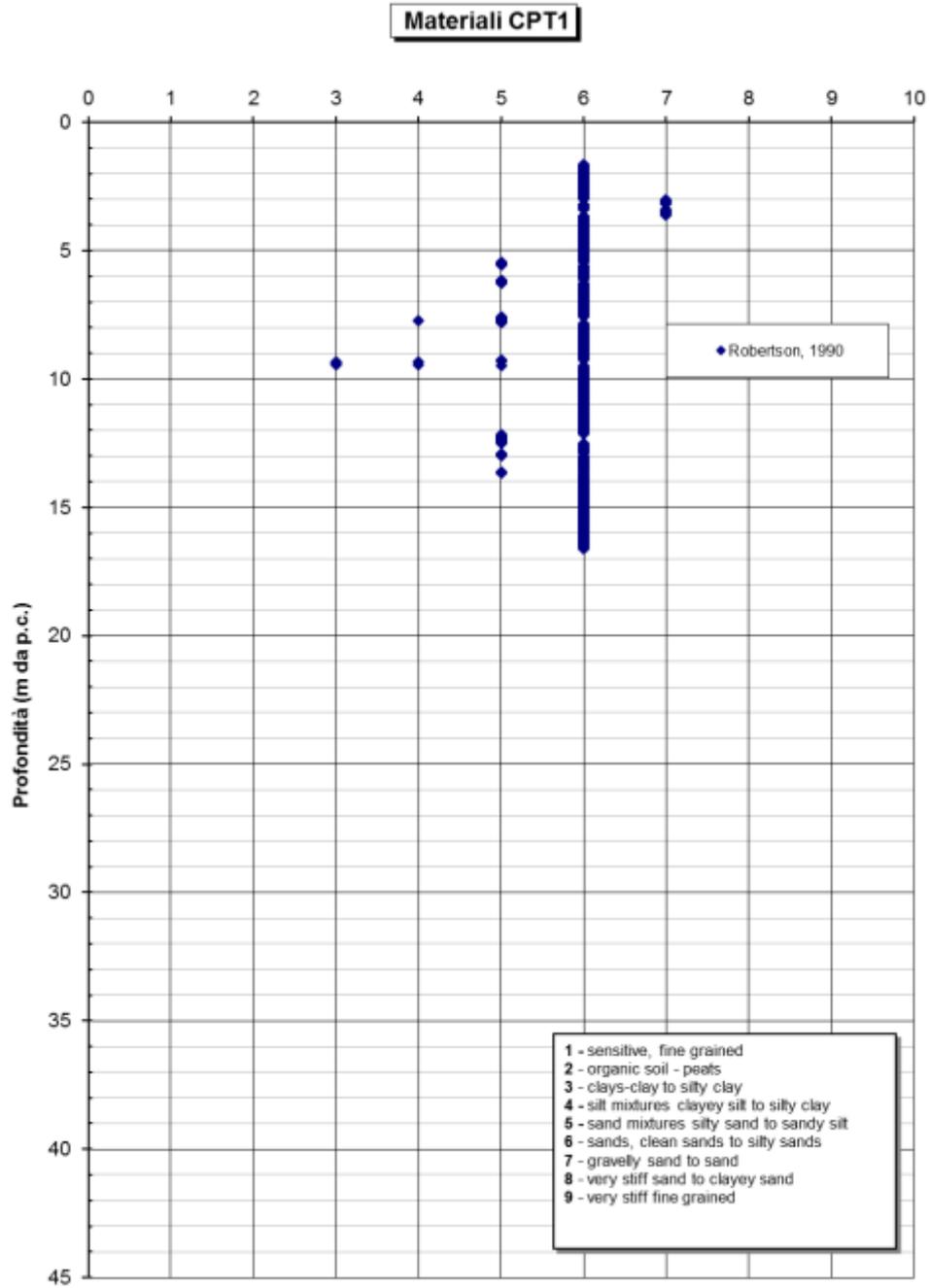


Figura 10.2: Resistenza di punta q_c –Multipiano F

L'identificazione dei materiali sulla base delle prove CPTU EPUA III ha condotto ai risultati mostrati nelle Figure seguenti (in accordo a Robertson, 1990):



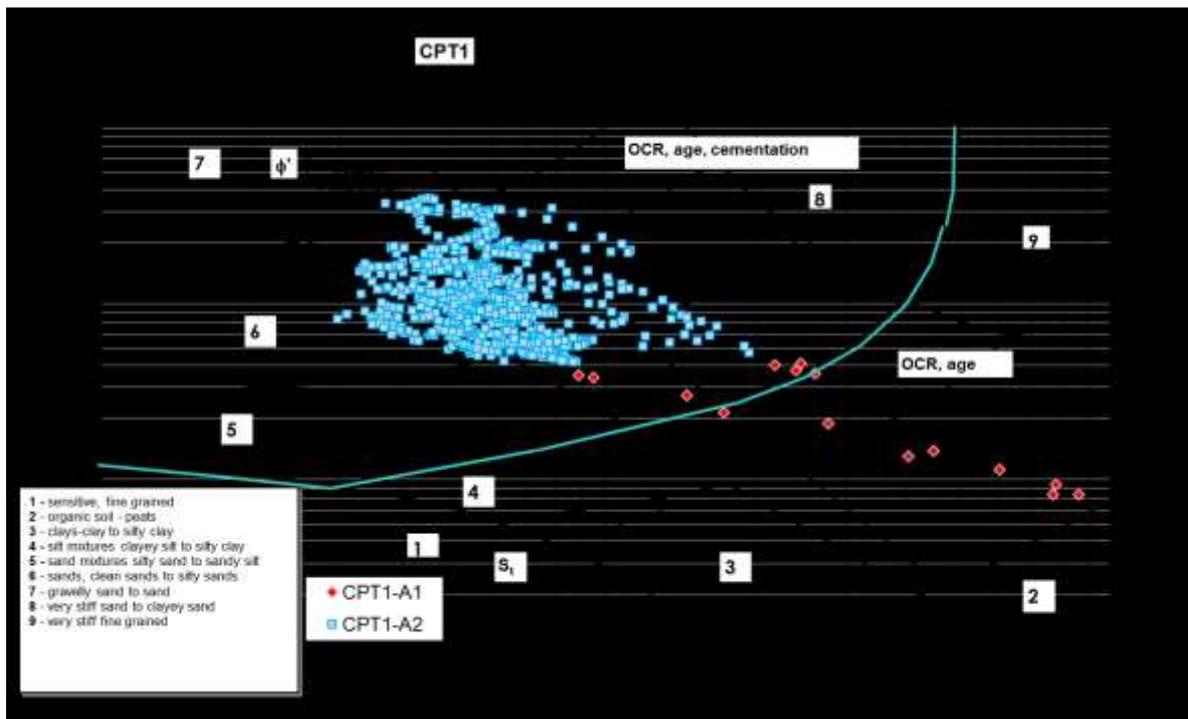
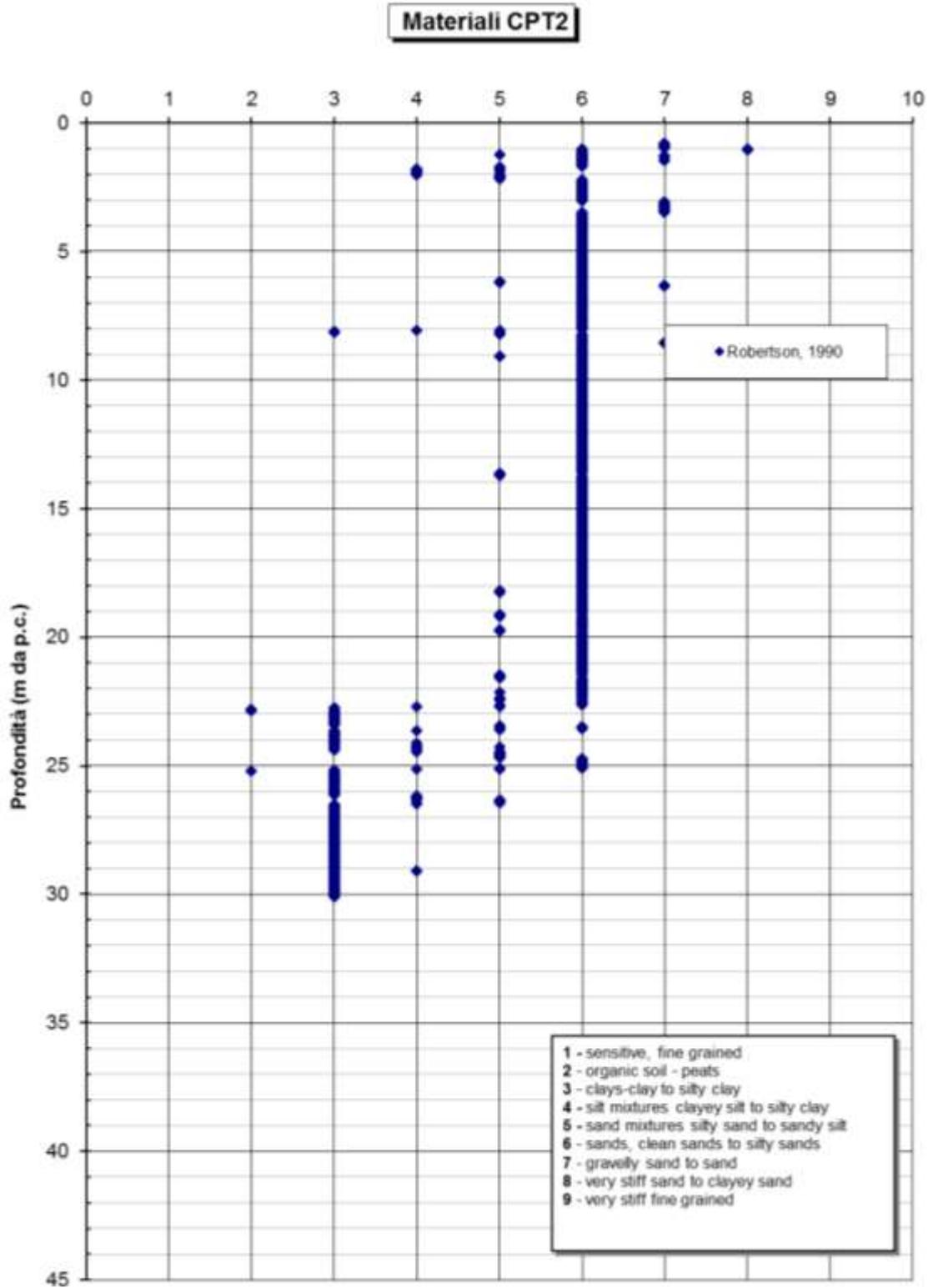


Figura 10.3: CPTU1 - Identificazione materiali secondo Robertson, 1990



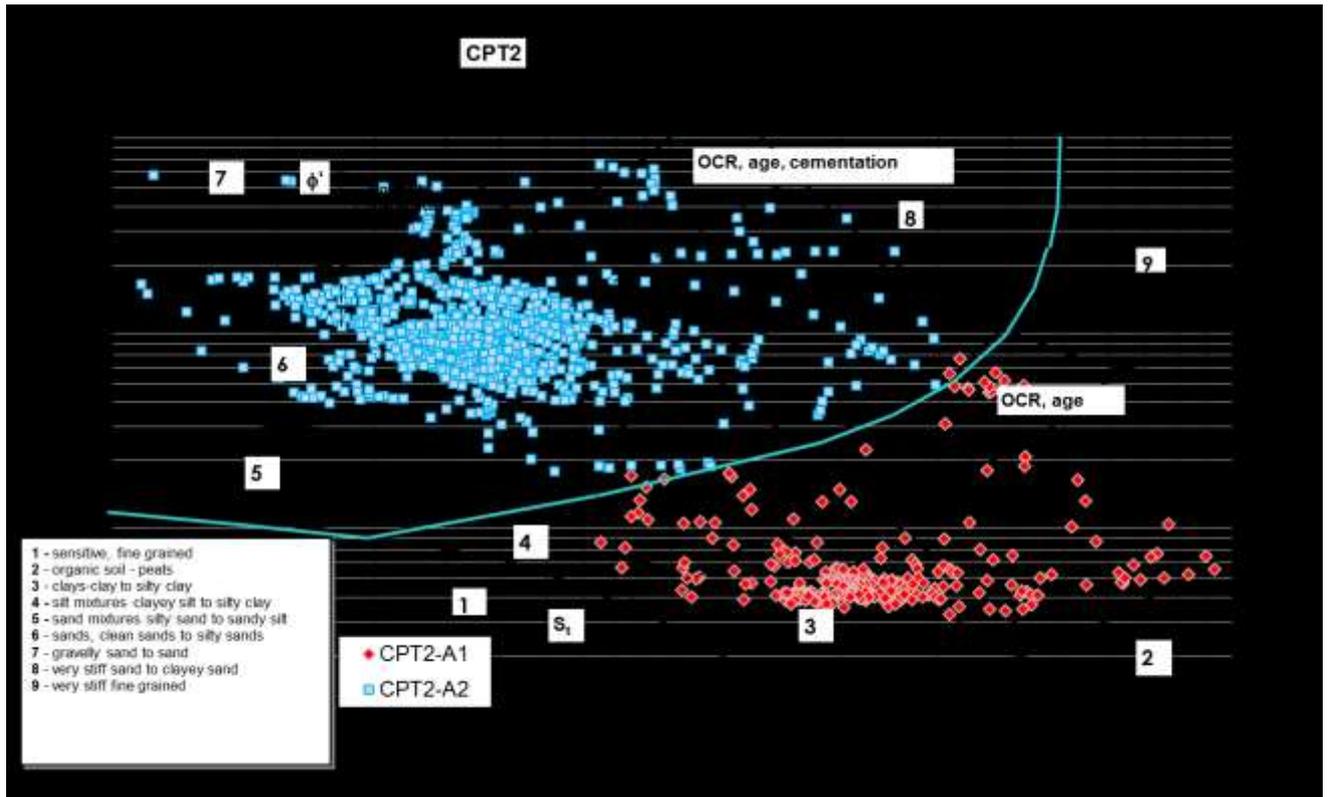
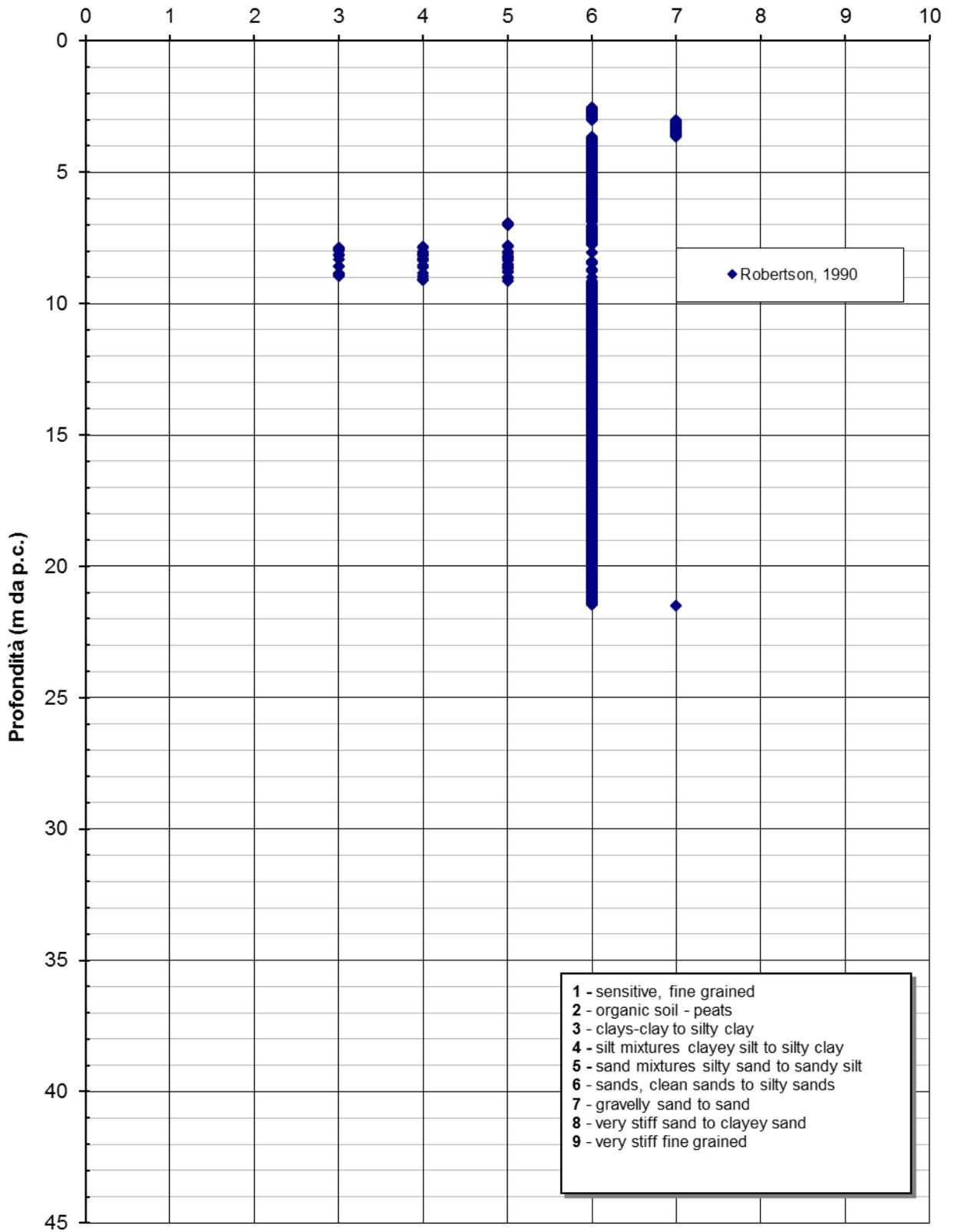


Figura 10.4: CPT2 - Identificazione materiali secondo Robertson, 1990

Materiali CPT3



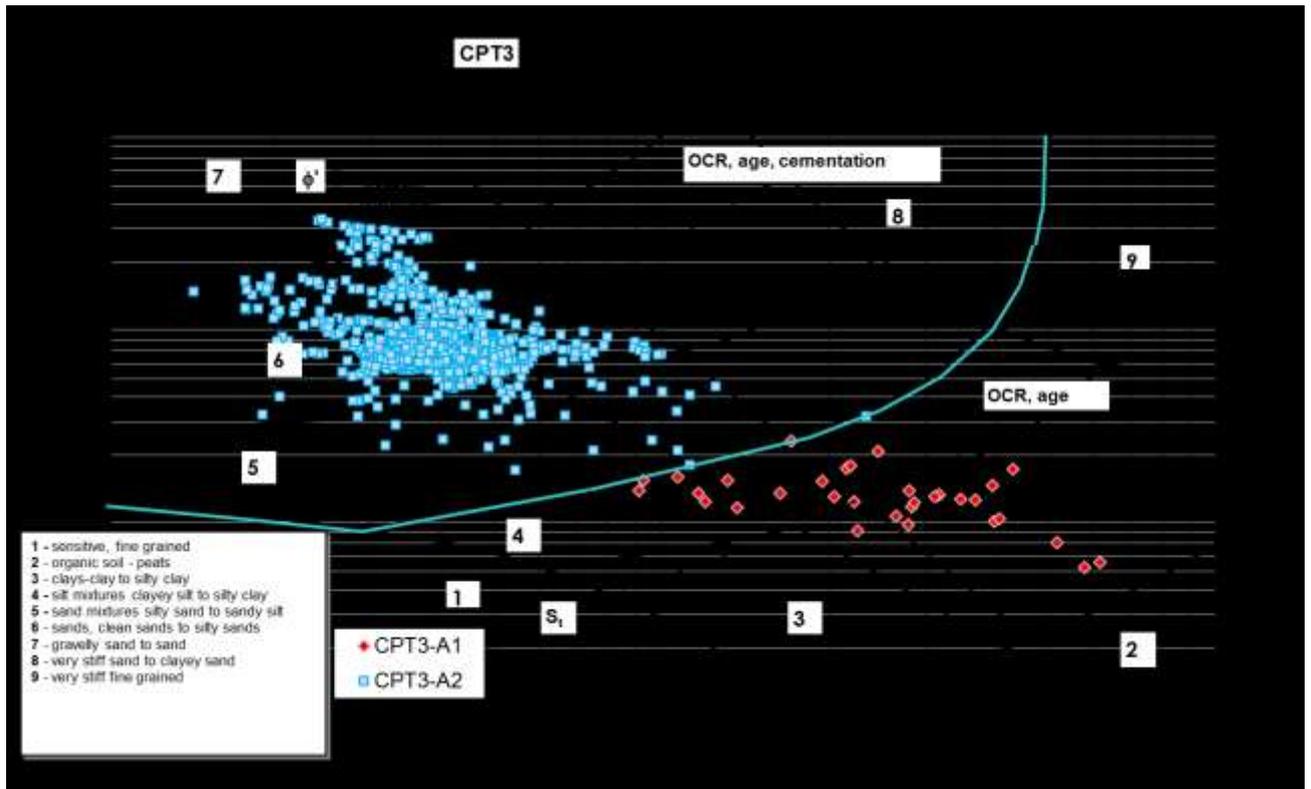
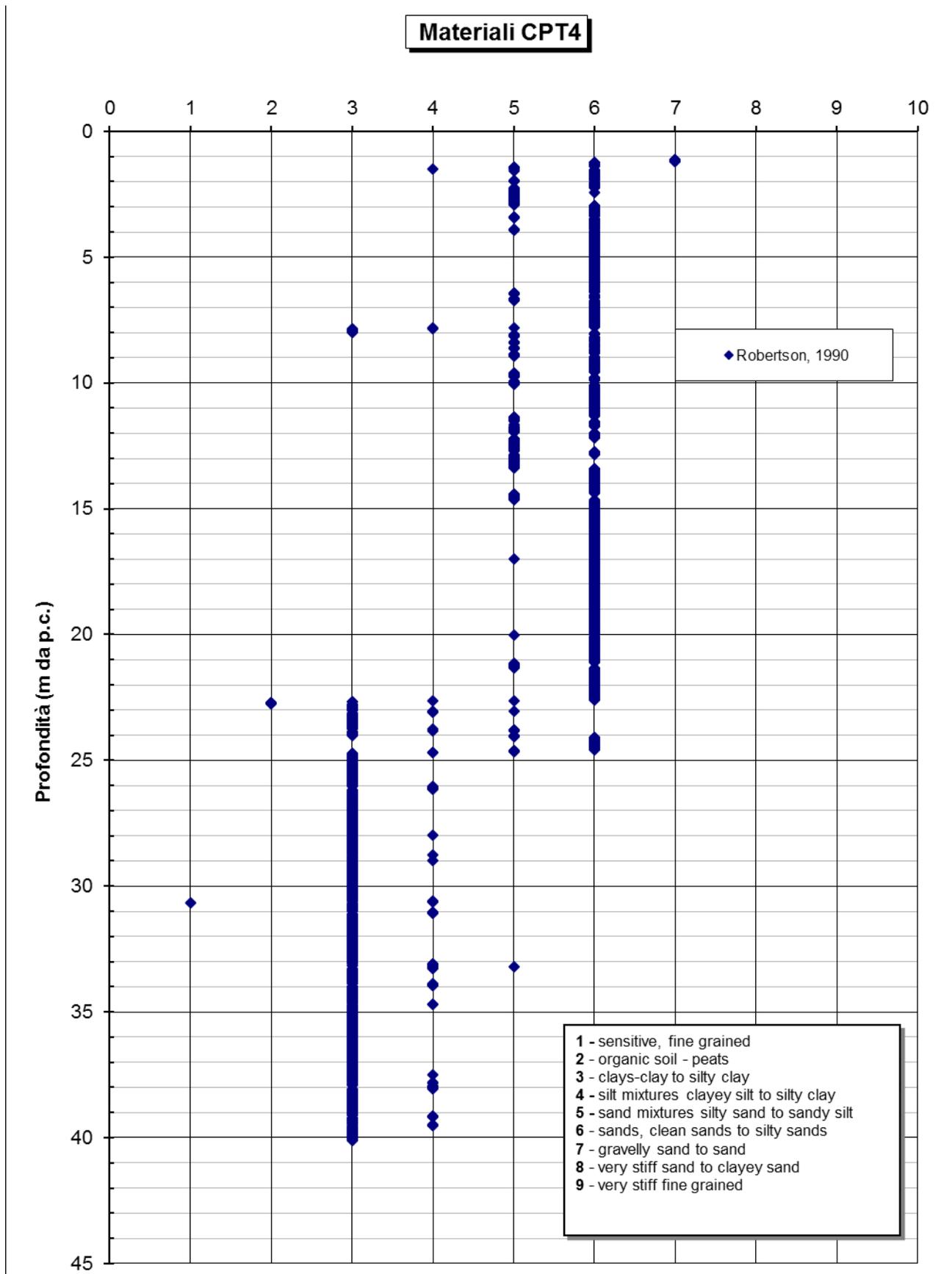


Figura 10.5: CPT3 - Identificazione materiali secondo Robertson, 1990



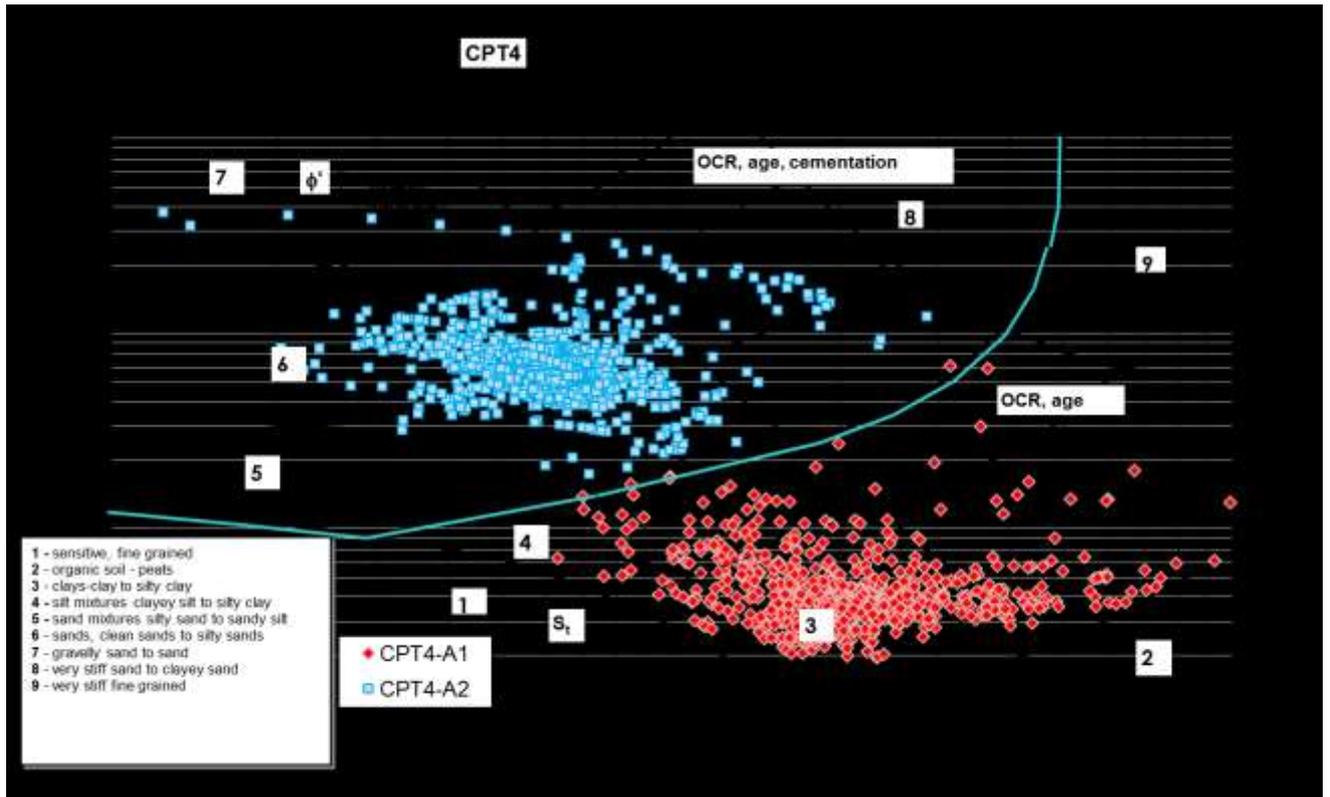
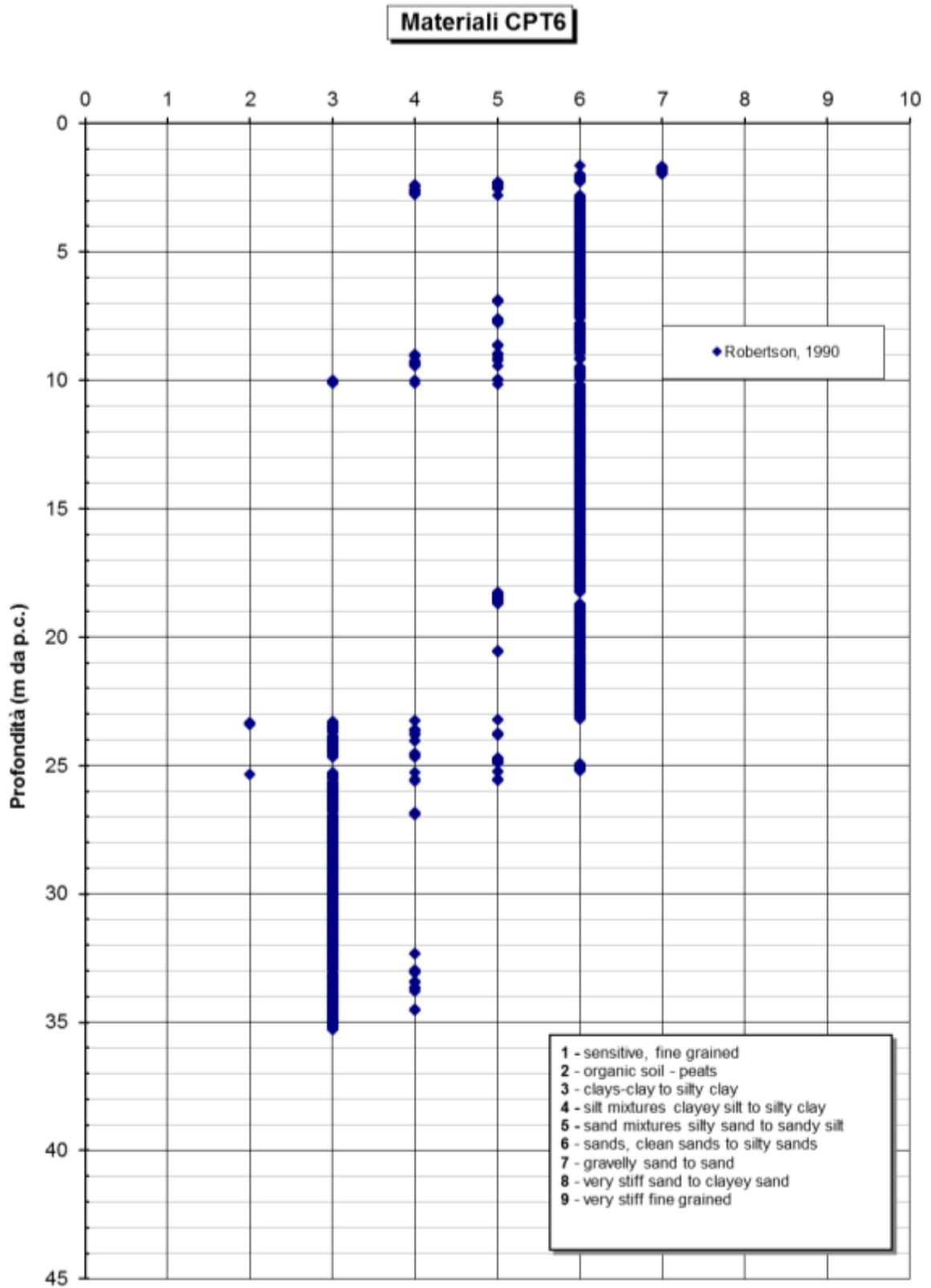


Figura 10.6: CPTU4 - Identificazione materiali secondo Robertson, 1990



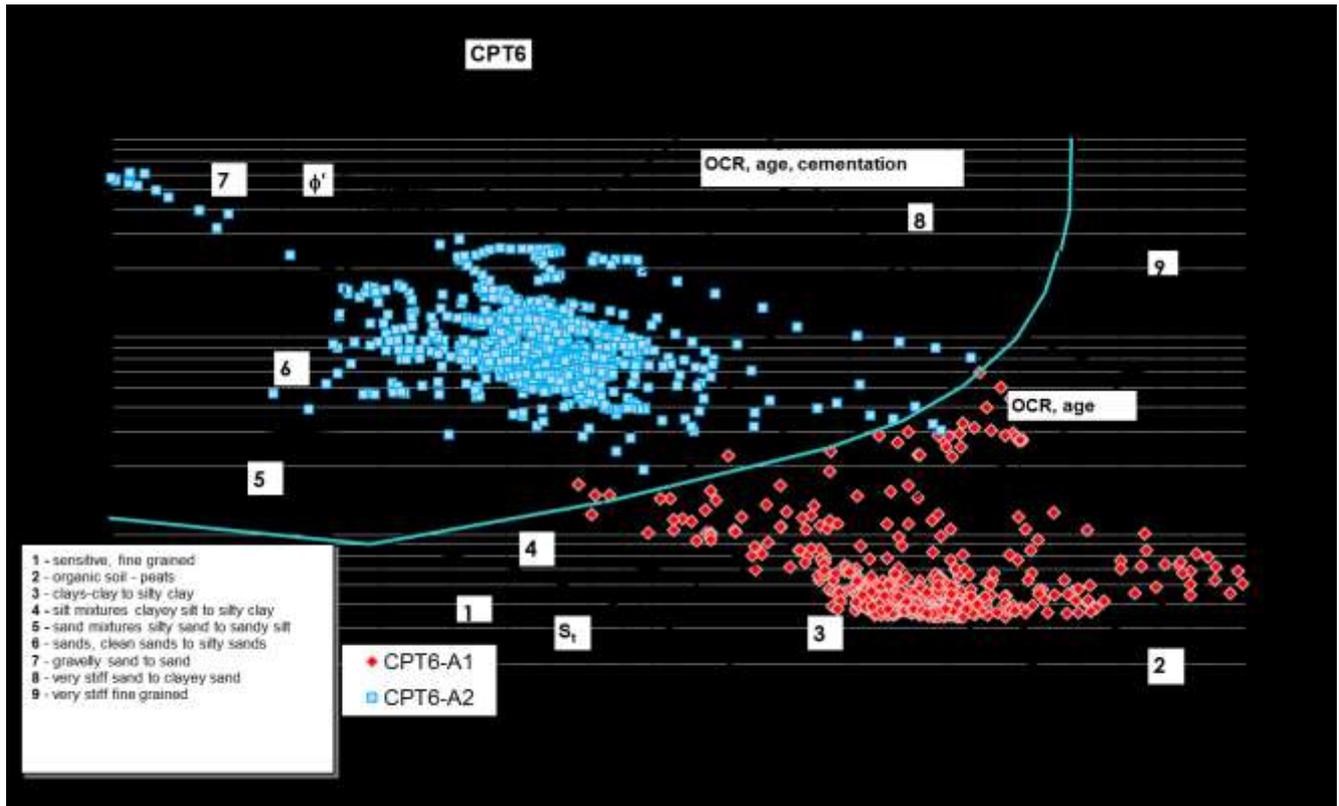


Figura 10.7: CPT6 - Identificazione materiali secondo Robertson, 1990

10.3 FORMAZIONE A2

I livelli di sabbia, sabbia limosa e limo con sabbia facenti parte dei depositi dunari e costieri A2 in esame (profondità 0÷24 m circa da p.c.) mostrano valori di resistenza di punta (q_c), come già detto, che sono generalmente compresi tra un minimo di circa 3 ÷ 5 MPa ed un massimo di circa 10 MPa (con anche punte a 15÷20 MPa) - per la formazione A2a - e tra un minimo di 7 ÷ 10 MPa ed un massimo di 13÷15 MPa (con anche punte a maggiori di 20 MPa) - per la formazione A2b (v. Figura 10.1).

I valori SPT misurati all'interno dei fori di sondaggio S1-EPUA III (cfr. la Figura seguente), risultano normalmente compresi tra 9 colpi/30cm e 22 colpi/30cm.

Esaminando i risultati delle SPT eseguite nei sondaggi S1 ed S2 del Multipiano F, si osserva che, il numero di colpi nei primi 10 m rimane compreso nel range delle SPT-EPUA III, mentre, a partire da 11 m da p.c. il numero di colpi aumenta e risulta compreso tra 22 e 30 colpi/30cm.

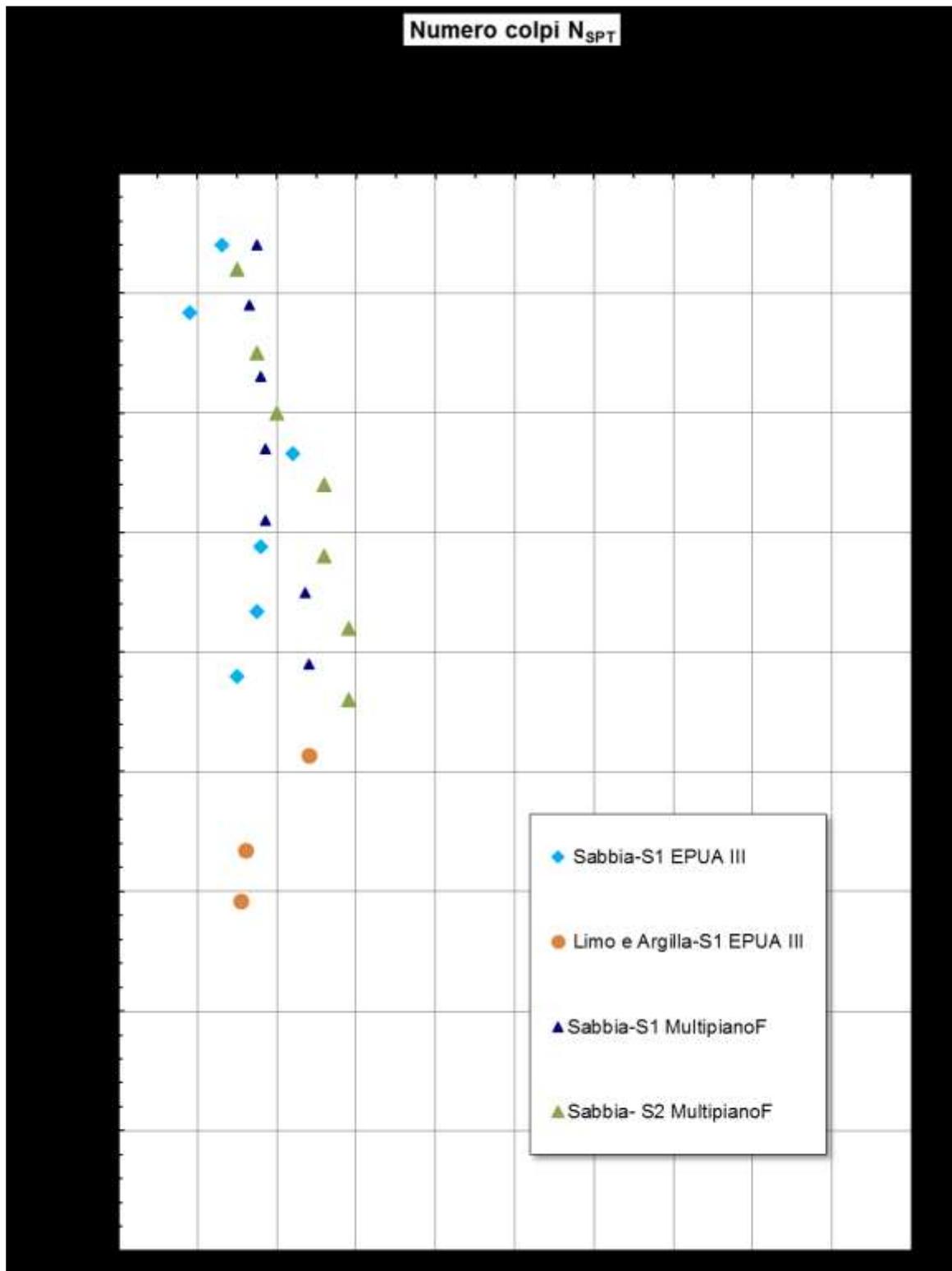


Figura 10.8: Valori di N_{spt} corretto per la presenza della falda

10.3.1 Caratteristiche fisiche e densità relativa

Sulla base delle curve granulometriche le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia possono variare come segue (Figura 10.9):

argilla + limo = 6% ÷ 21%

sabbia = 74% ÷ 94%

ghiaia = 0% ÷ 10%

Il peso di volume naturale (γ_n) può essere assunto pari a $\gamma_n = 18 \div 20 \text{ kN/m}^3$ (cfr. dati bibliografici – articolo [20]).

Il peso specifico dei grani è risultato variabile da 2.6 a 2.8 g/cm³.

La densità relativa (D_r), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove CPTU risulta generalmente compresa tra valori dell'ordine di $D_r=40\% \div 70\%$ per il litotipo A2a e $D_r=40\% \div 50\%$ per il litotipo A2b (cfr. le Figure seguenti). L'interpretazione delle prove SPT (cfr. la Figura 10.12) riporta valori in linea con quelli precedentemente esposti.

Si rileva che in presenza di sabbie fini limose l'interpretazione delle prove SPT e CPTU è stata effettuata facendo riferimento ai coefficienti empirici delle sabbie fini.

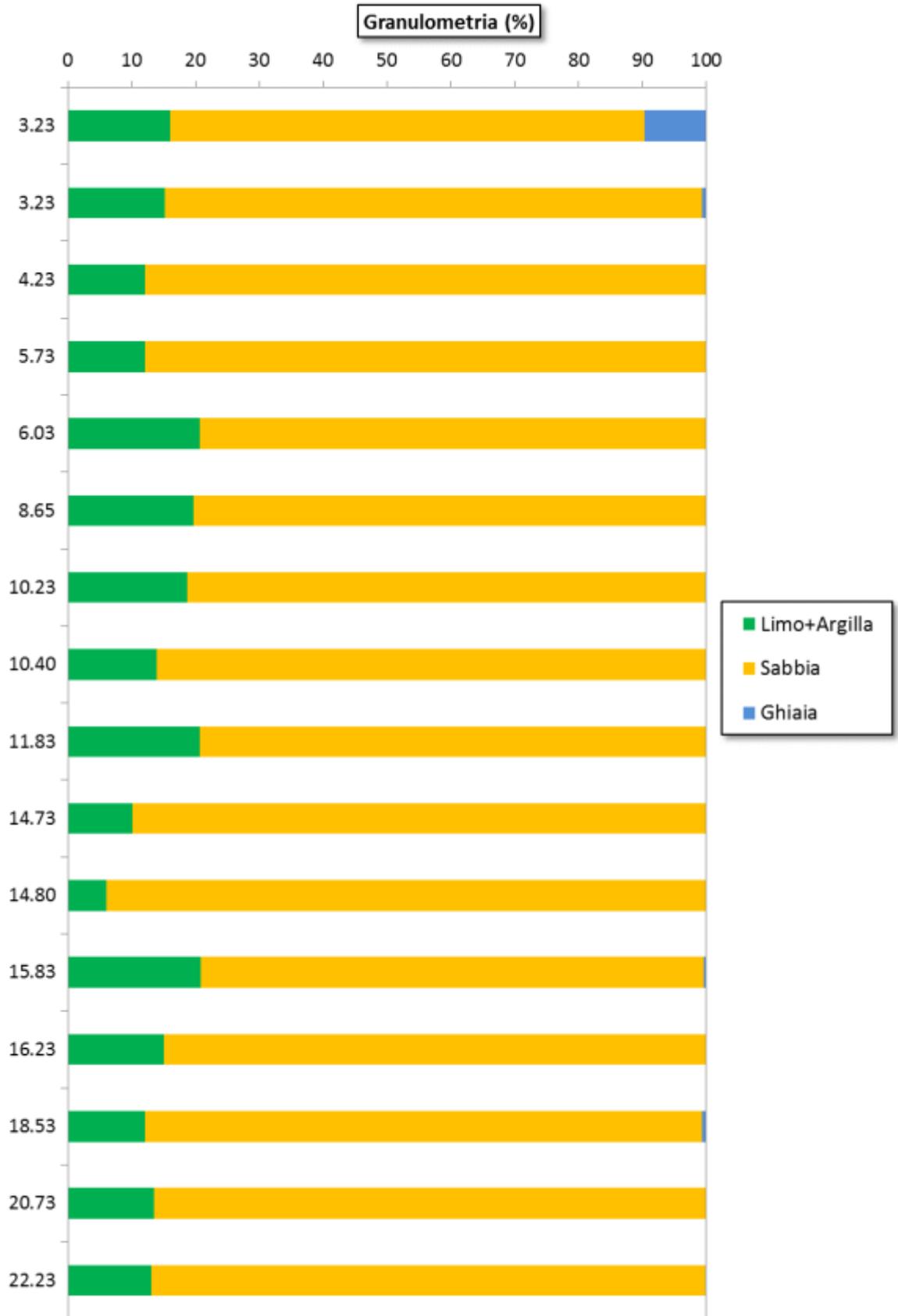


Figura 10.9: Materiale A2 - Classi granulometriche

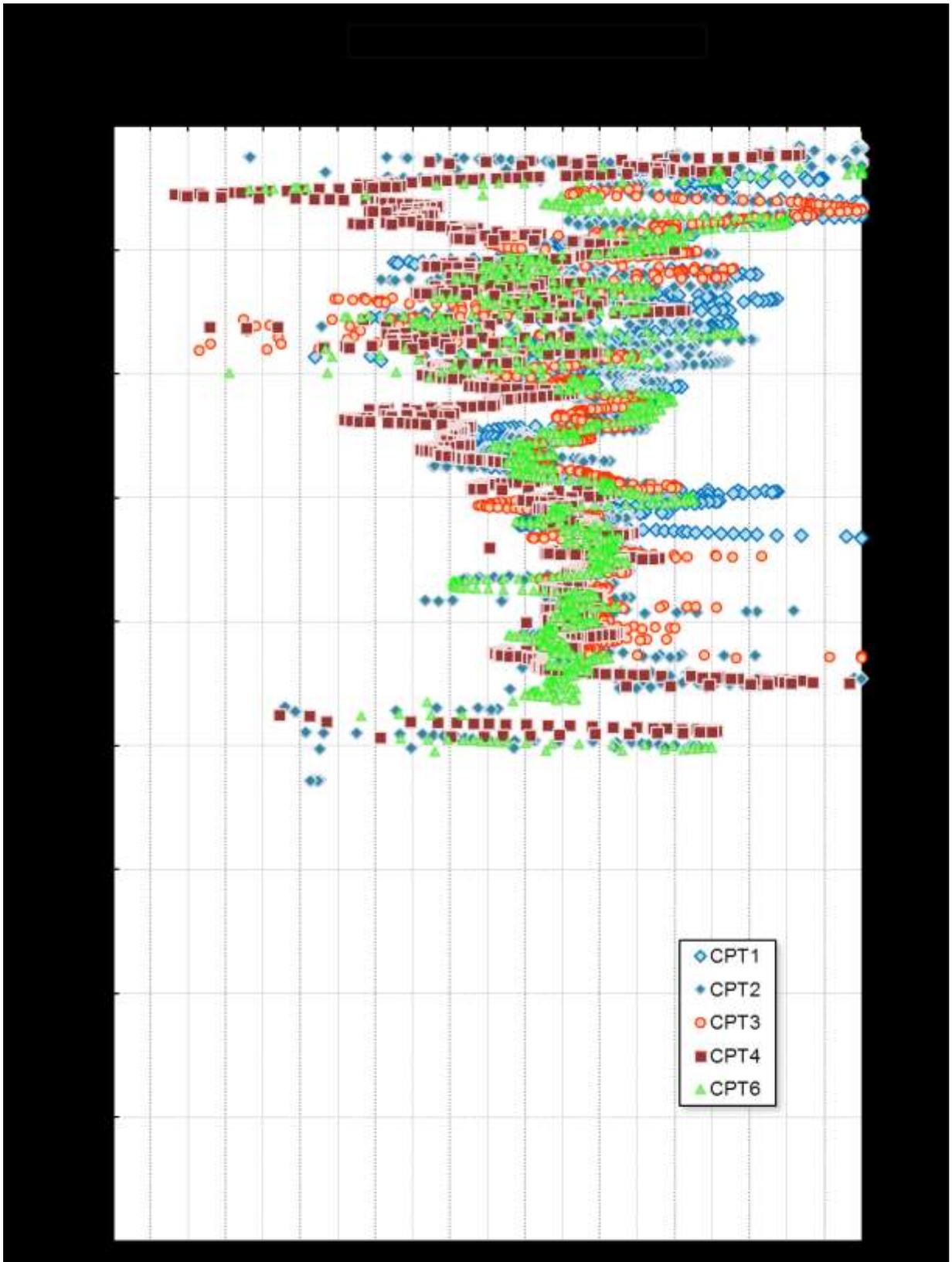


Figura 10.10: CPT - Densità relativa – EPUA III

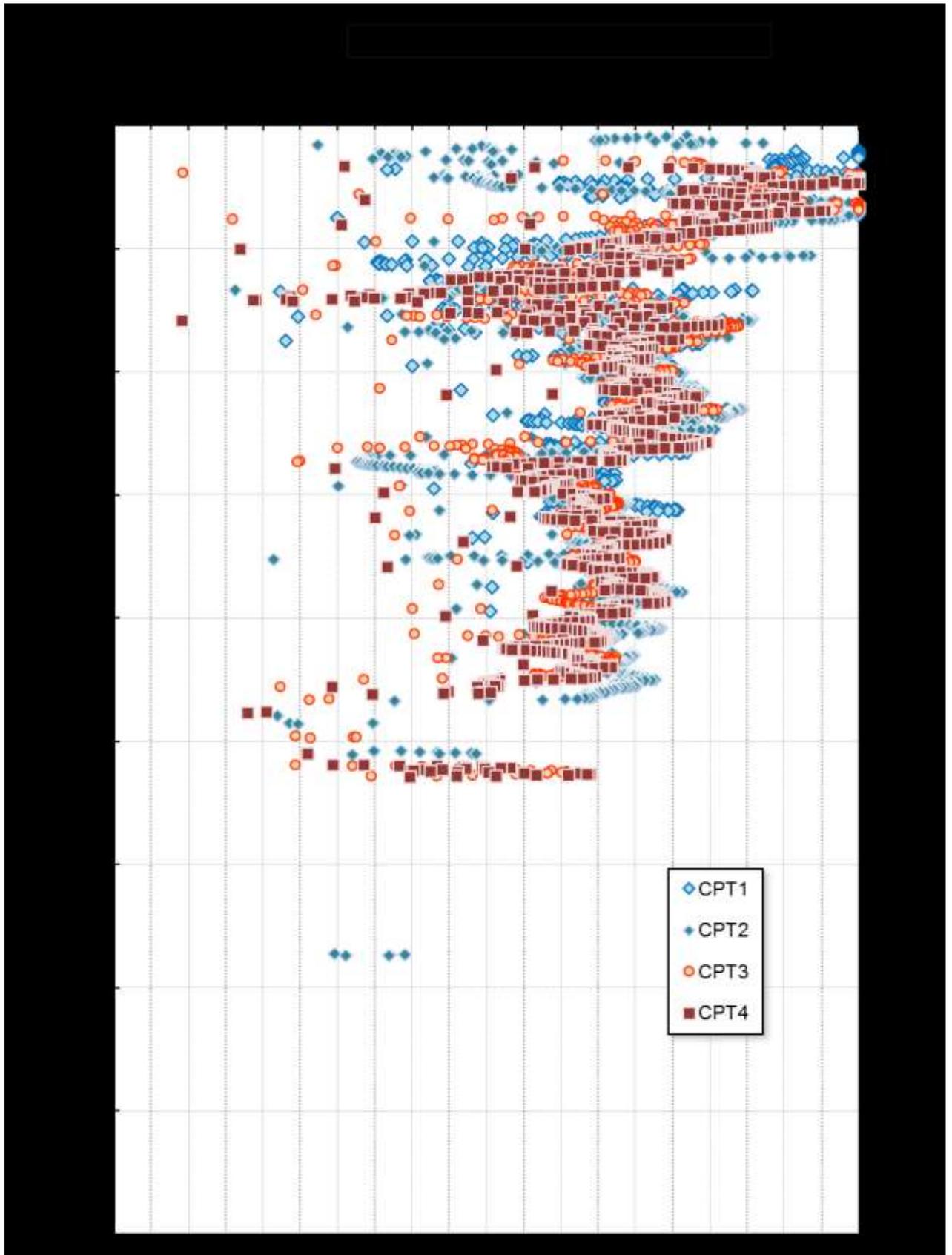


Figura 10.11: CPT - Densità relativa – Multipiano F

10.3.2 Caratteristiche di resistenza al taglio

I parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sono stati valutati a partire dai risultati delle prove CPTU, dalle prove SPT e delle prove di laboratorio.

Dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche, i valori di angolo di attrito φ' risultano piuttosto dispersi nei primi 10 m da p.c. e compresi tra $\varphi' = 34^\circ \div 38^\circ$. Procedendo verso il basso la dispersione diminuisce e si attesta tra $\varphi' = 36^\circ \div 38^\circ$ (Figura 10.13-10.14). I risultati della prova SPT ha fornito valori in linea con quanto già descritto per le prove CPT (cfr. la Figura 10.15: $\varphi' = 34^\circ \div 36^\circ$).

I risultati dell'unica prova di taglio diretto eseguita su campioni di materiale ricostituito hanno fornito $\varphi' = 33^\circ$ e $c' = 2$ kPa.

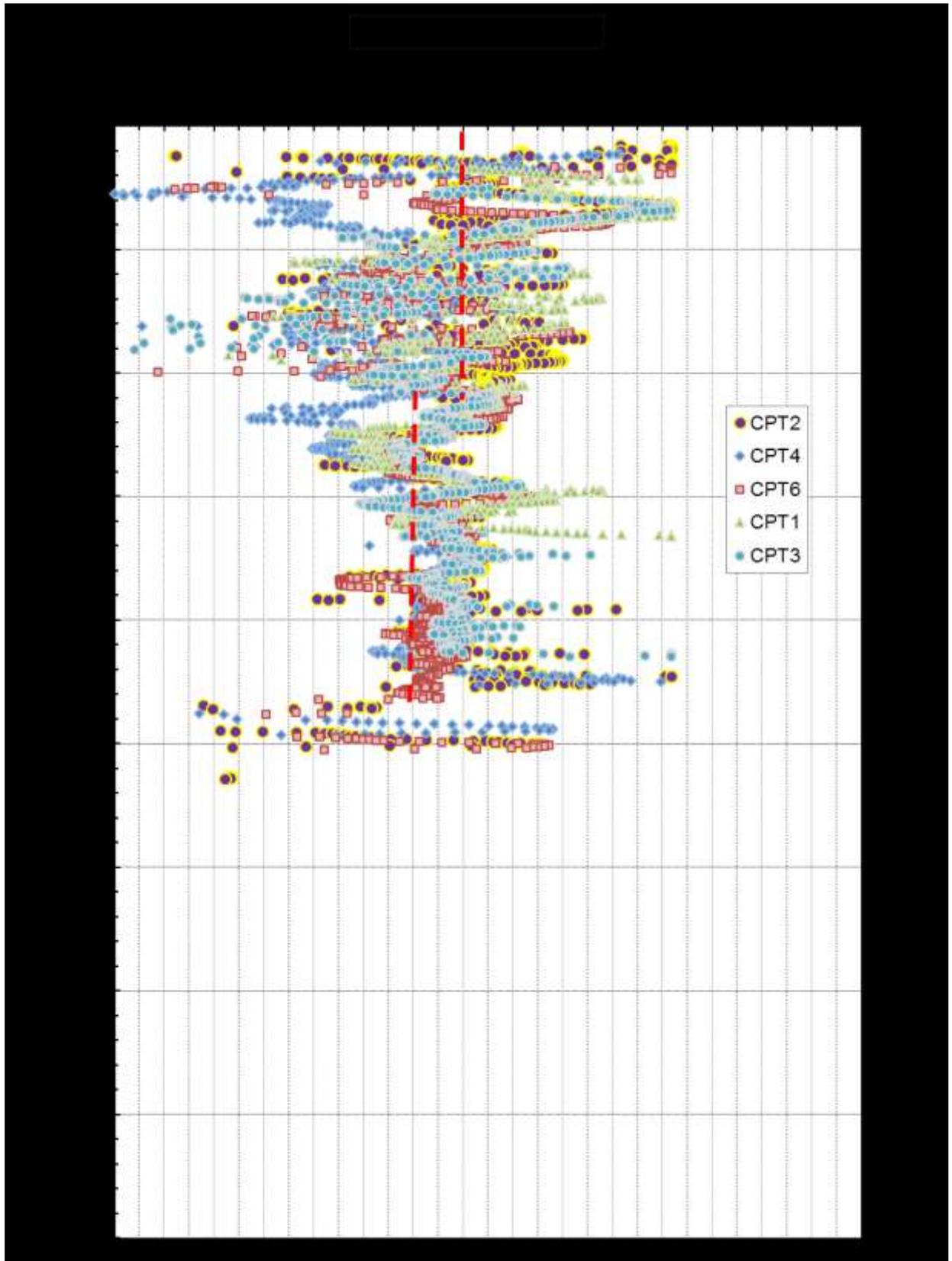


Figura 10.13: Angolo d'attrito efficace- CPTU EPUA III

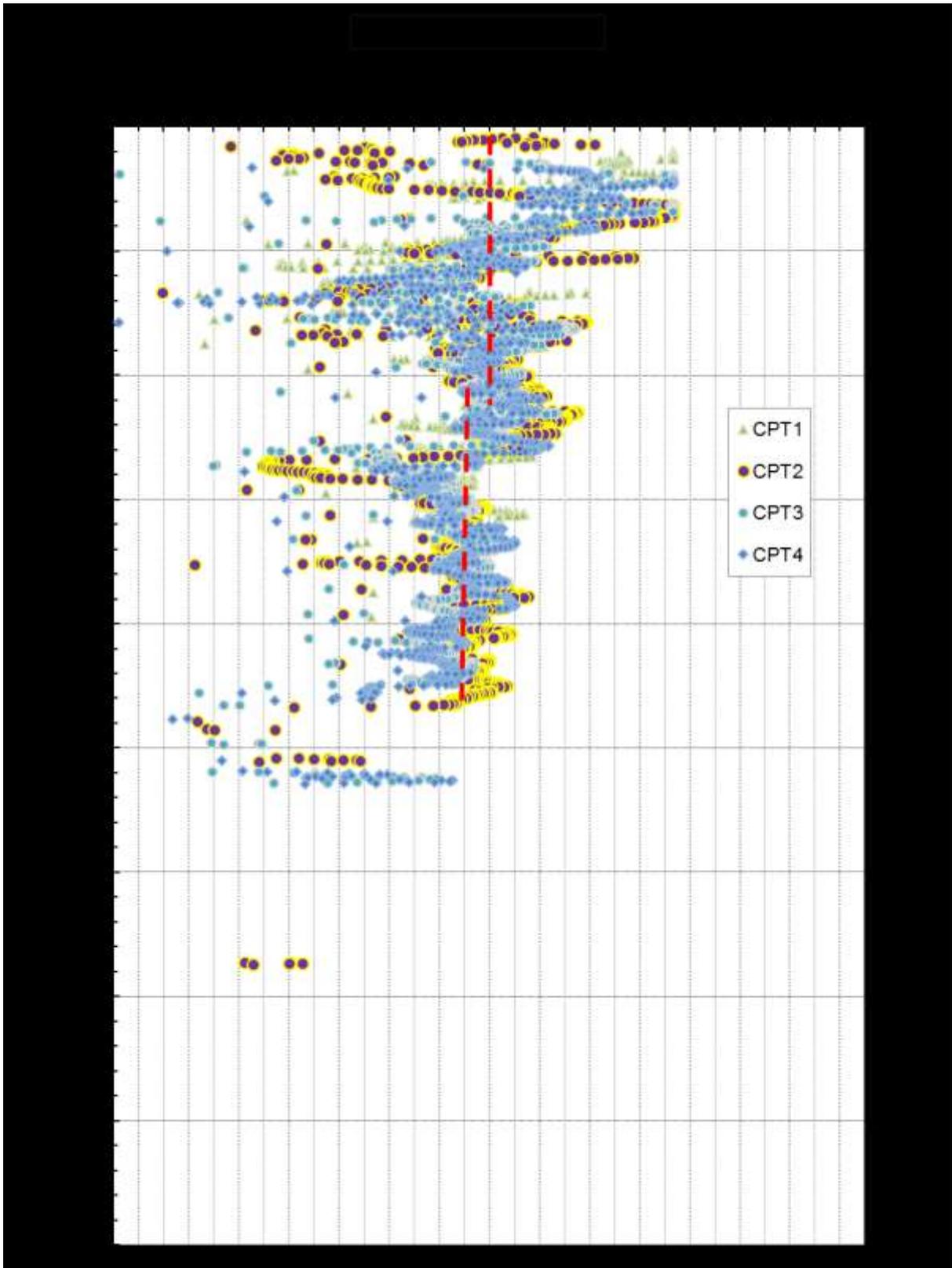


Figura 10.14: Angolo d'attrito efficace -CPTU MULTIPIANO F

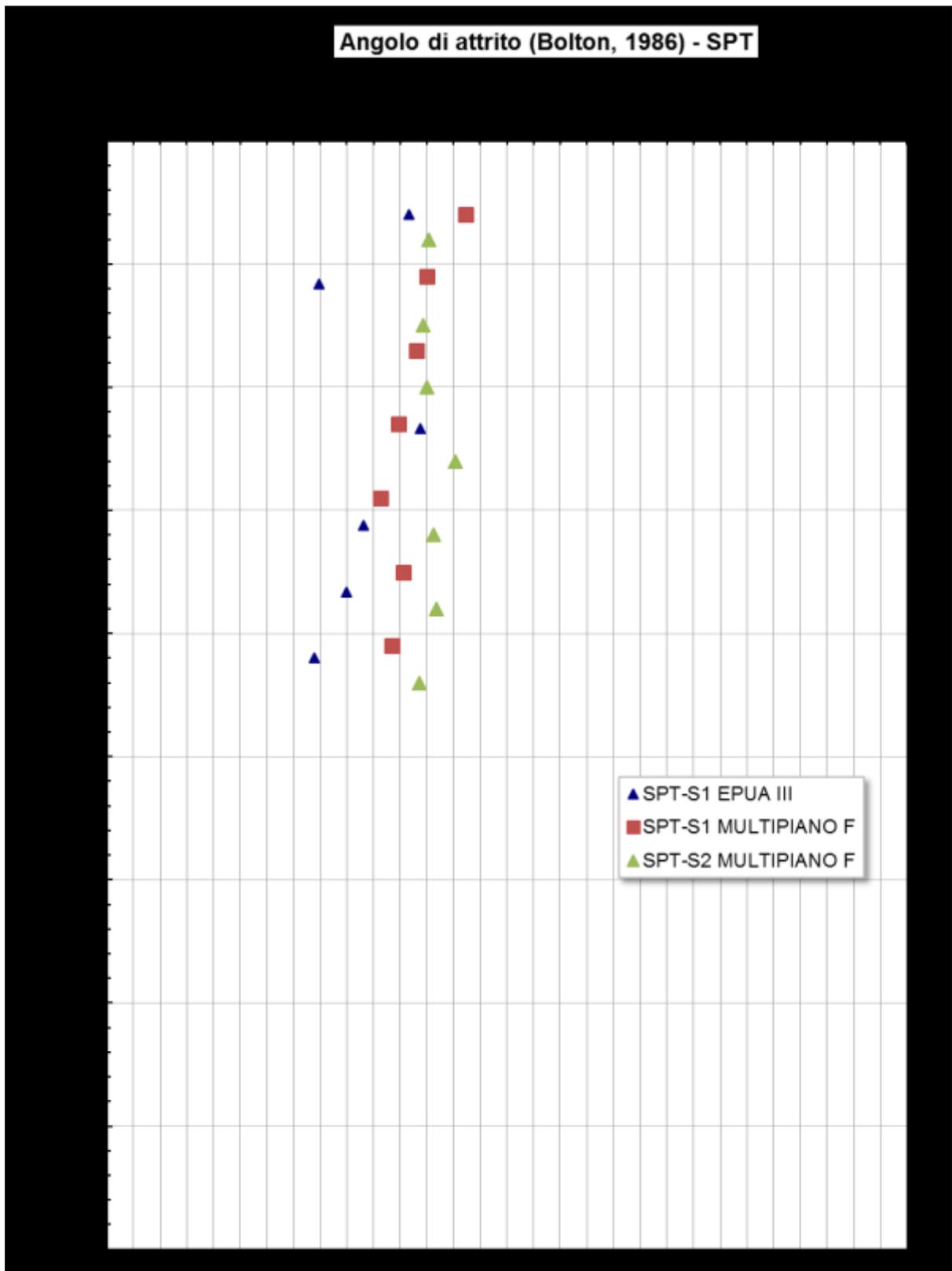


Figura 10.15 Angolo d'attrito efficace -Prove SPT

10.3.3 Caratteristiche di deformabilità

10.3.3.1 Velocità delle onde di taglio

I valori della V_s sono stati stimati a partire dai risultati delle prove CPTU e delle prove SPT.

L'andamento delle velocità (cfr. le Figure seguenti), seppure con delle differenze, risulta simile per i diversi approcci considerati.

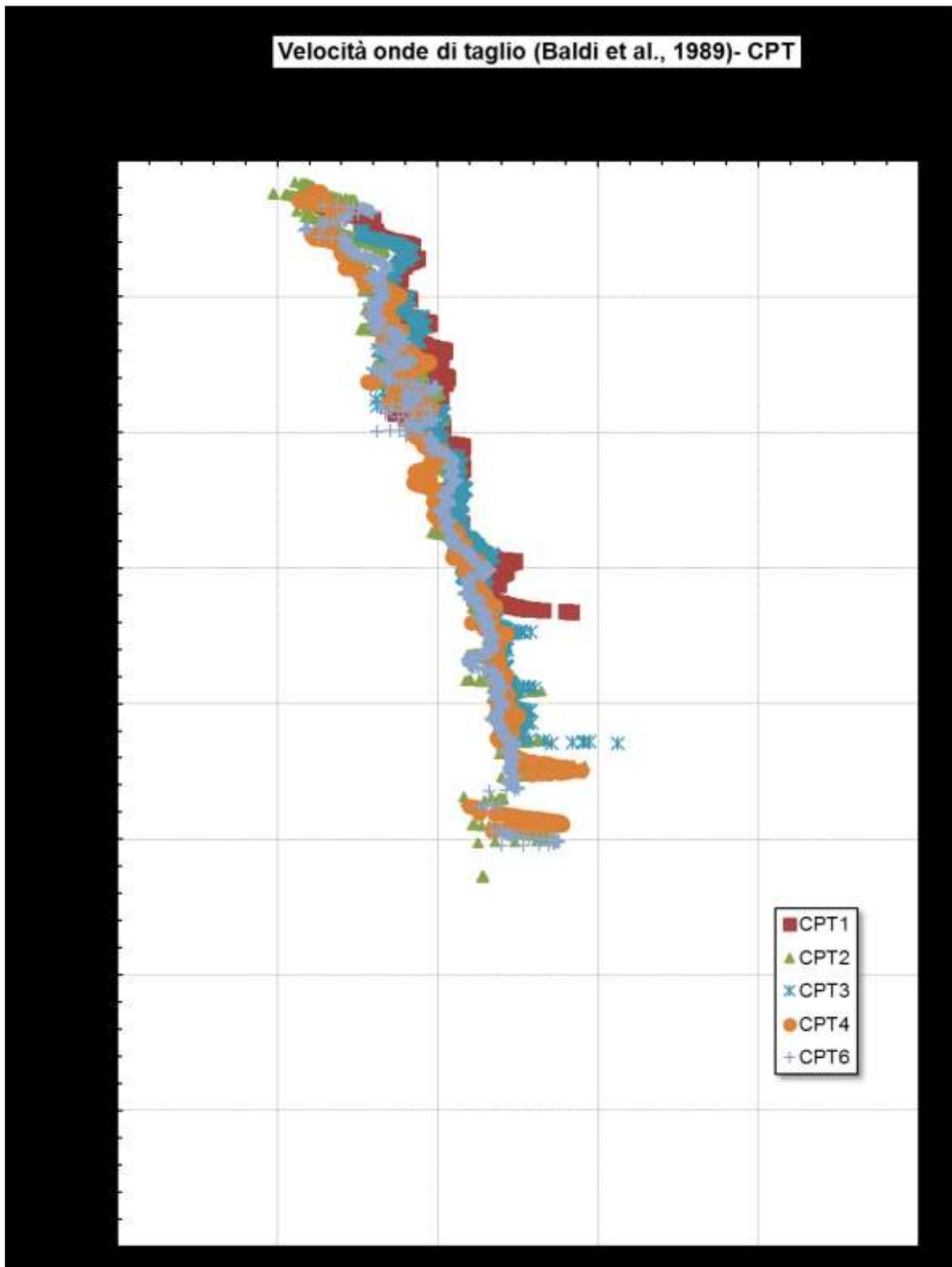


Figura 10.16: Velocità onde di taglio - CPT EPUA III

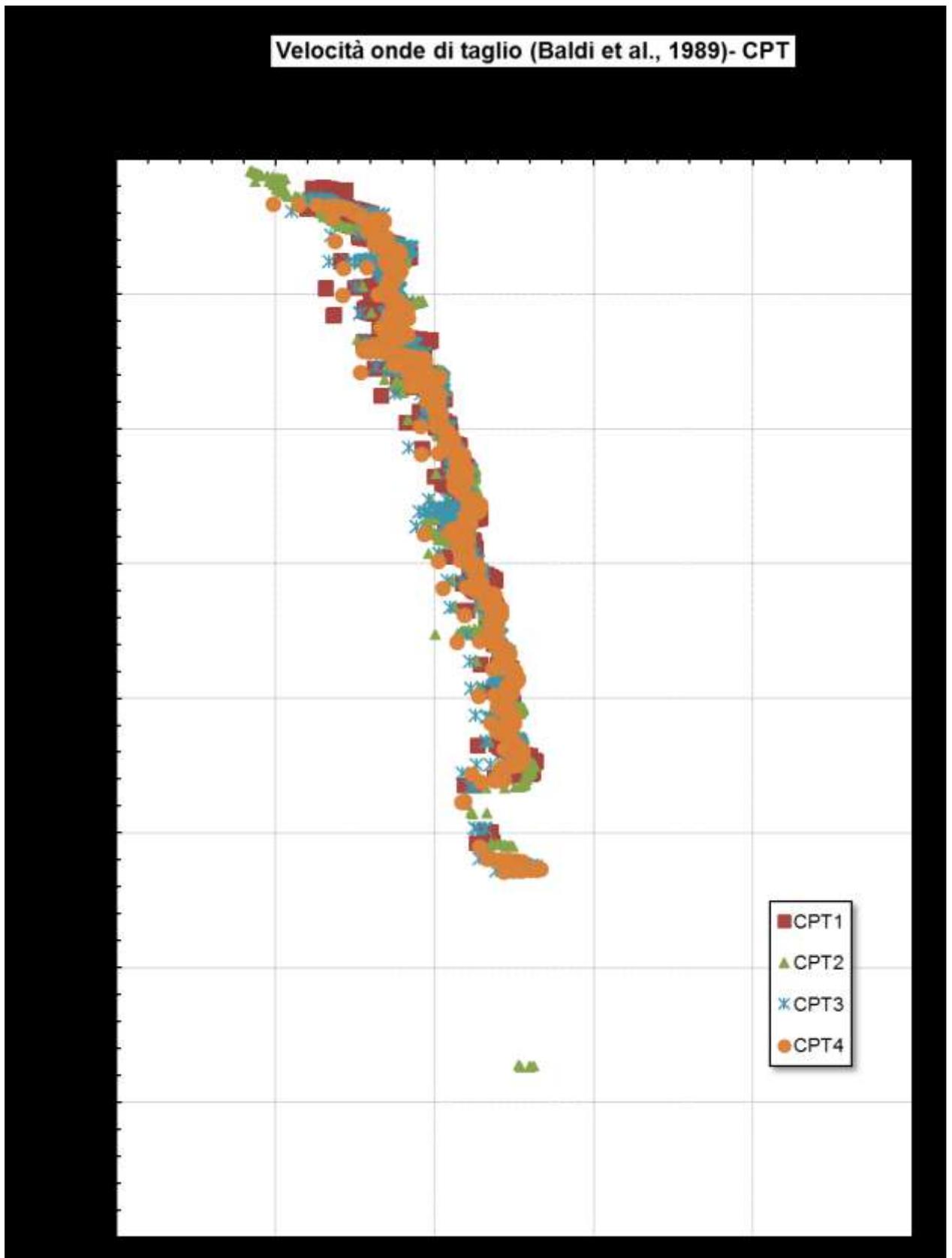


Figura 10.17: Velocità onde di taglio - CPT Multipiano F

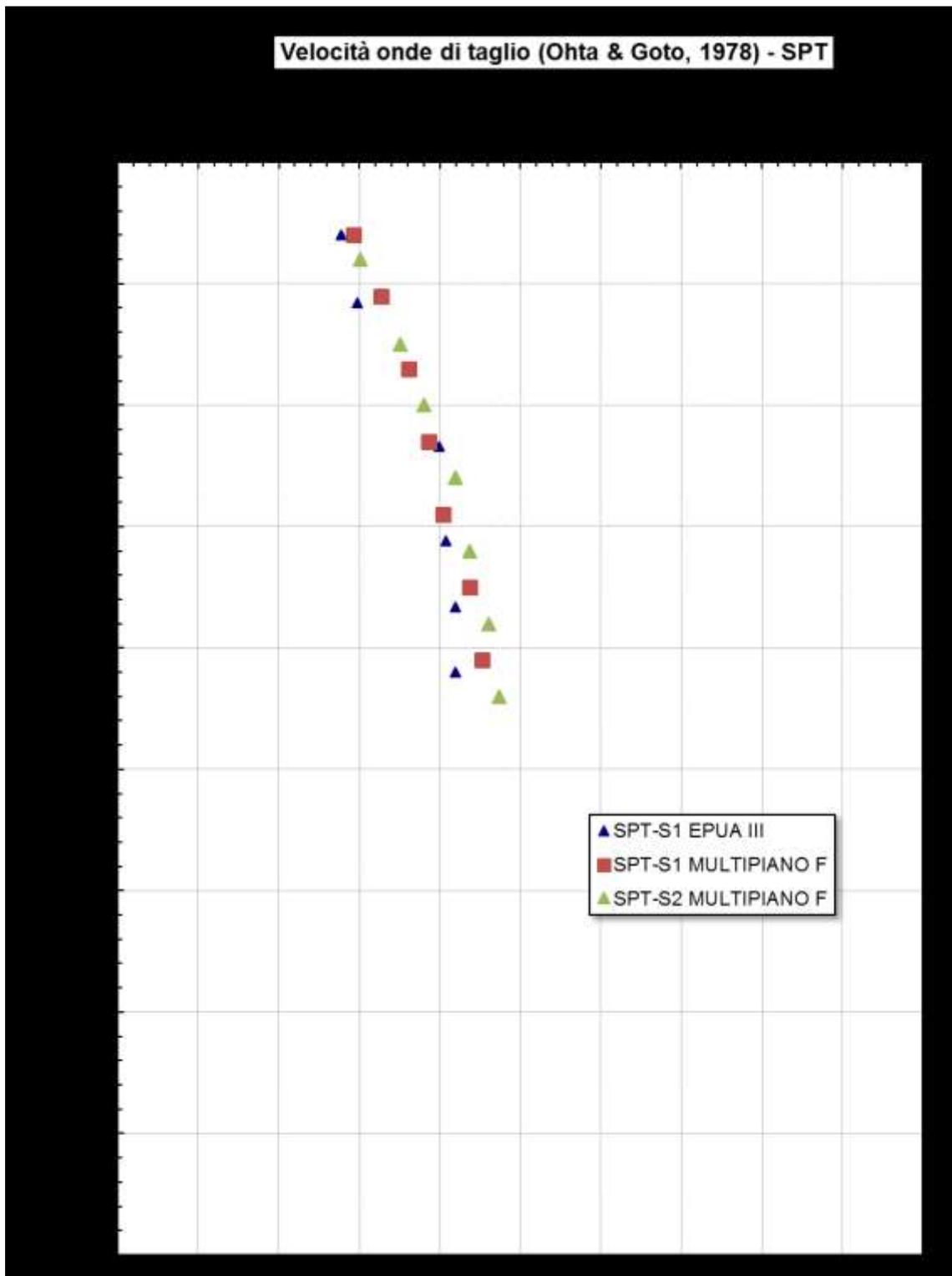


Figura 10.18: Velocità onde di taglio - SPT Multipiano F

10.3.3.2 Modulo di taglio iniziale

I moduli di taglio elastici iniziali G_0 , ottenuti sia a partire dalle V_s precedentemente stimate, sia con specifiche correlazioni a partire direttamente dalla q_c (Rix e Stokoe, 1991) che dagli N_{SPT} (Otha & Goto, 1978), mostrano un sostanziale buon accordo (cfr. le Figure seguenti).

L'andamento di G_0 con la profondità può, di conseguenza, essere approssimato con la seguente formula analitica:

$$G_0 = 85 \cdot (\sigma'_{vo}/100)^{0.5} \text{ (MPa)}$$

dove σ'_{vo} = pressione verticale efficace geostatica

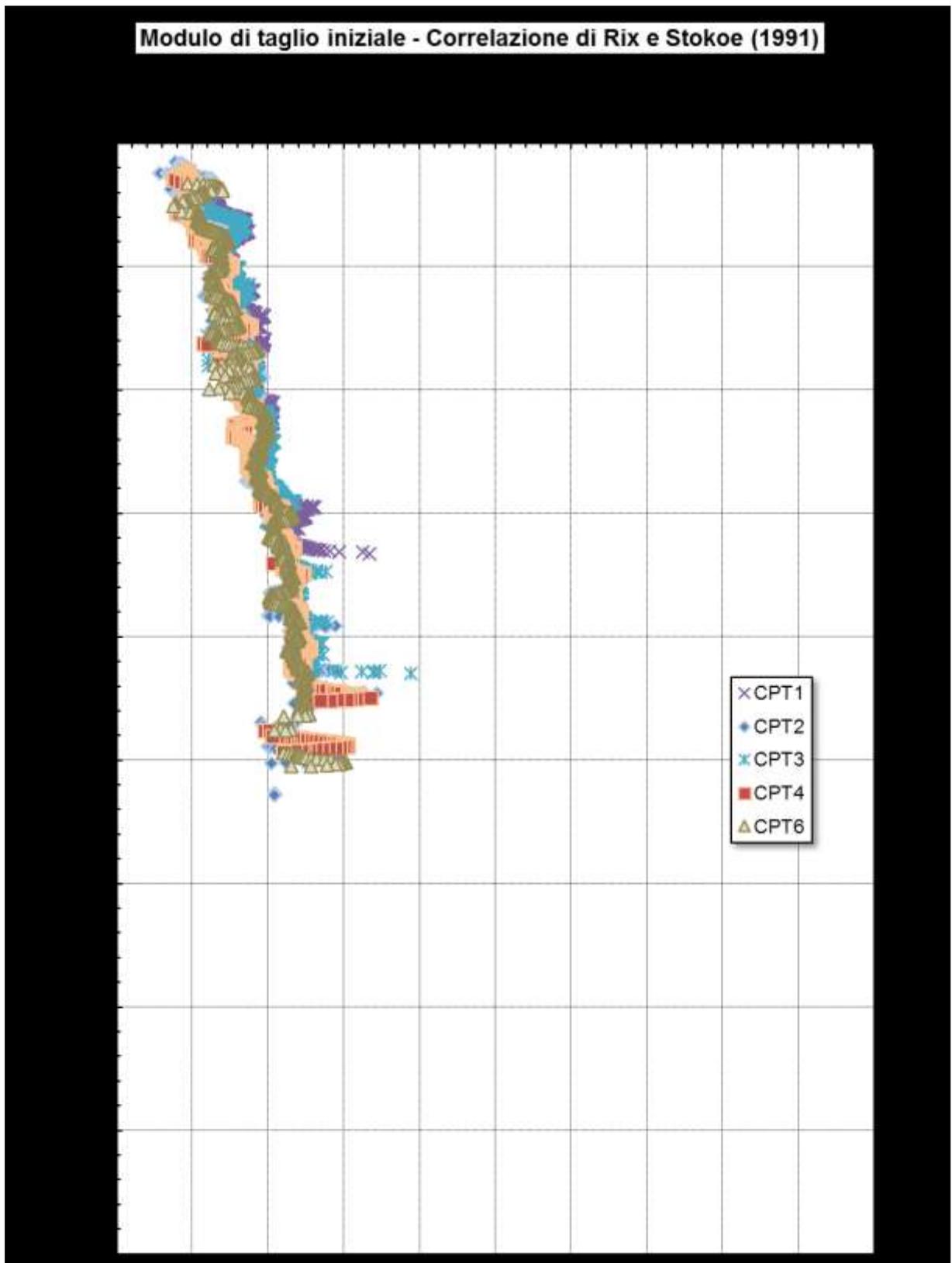


Figura 10.19: Modulo di taglio iniziale - CPT EPUA III

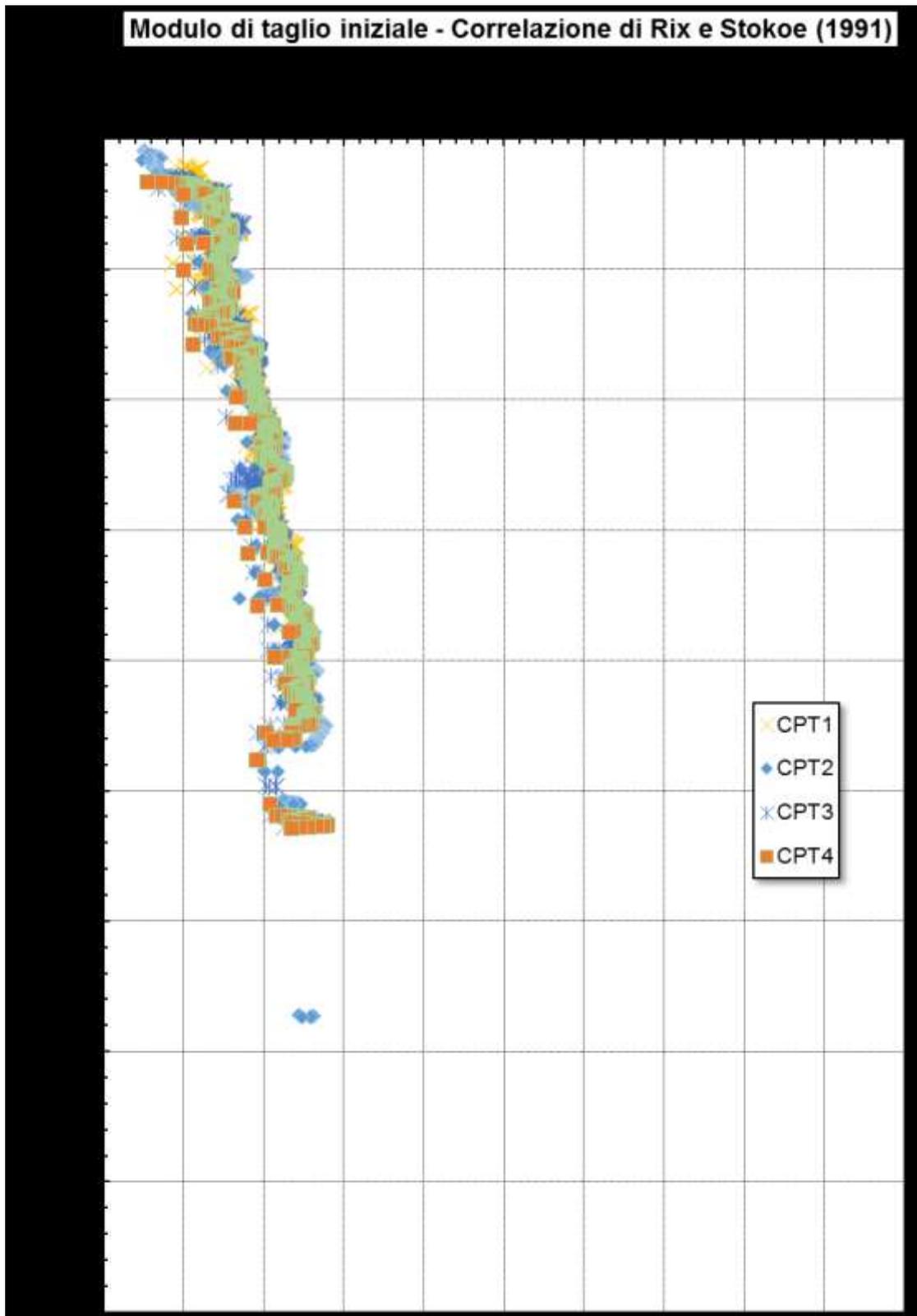


Figura 10.20: Modulo di taglio iniziale- CPT Multipiano F

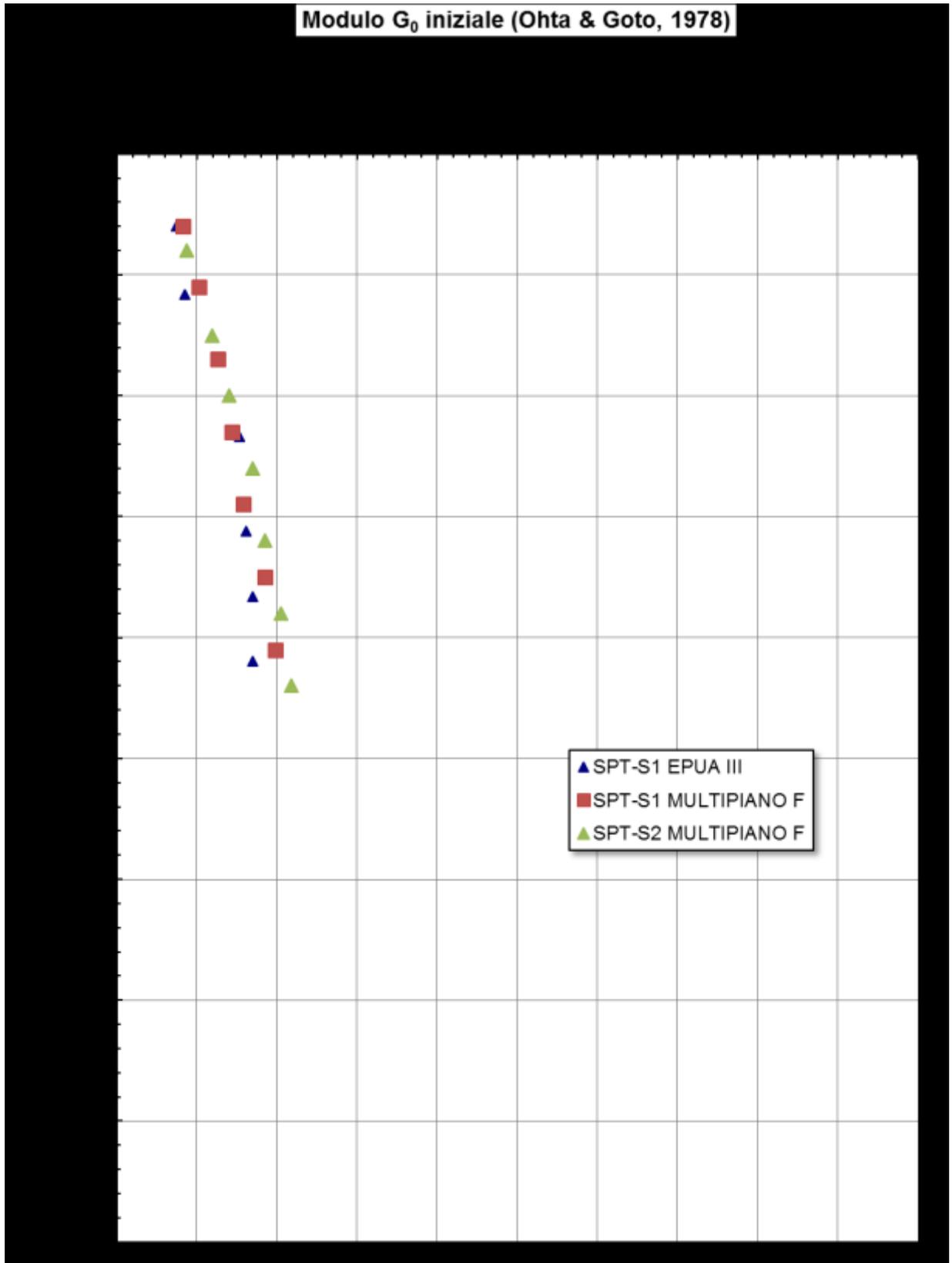


Figura 10.21: SPT- Modulo di taglio iniziale

10.3.3.3 Modulo elastico iniziale

I valori del modulo elastico iniziale a piccole deformazioni sono stati desunti a partire da valori di G_0 tramite le note relazioni della teoria dell'elasticità (cfr. le Figure seguenti):

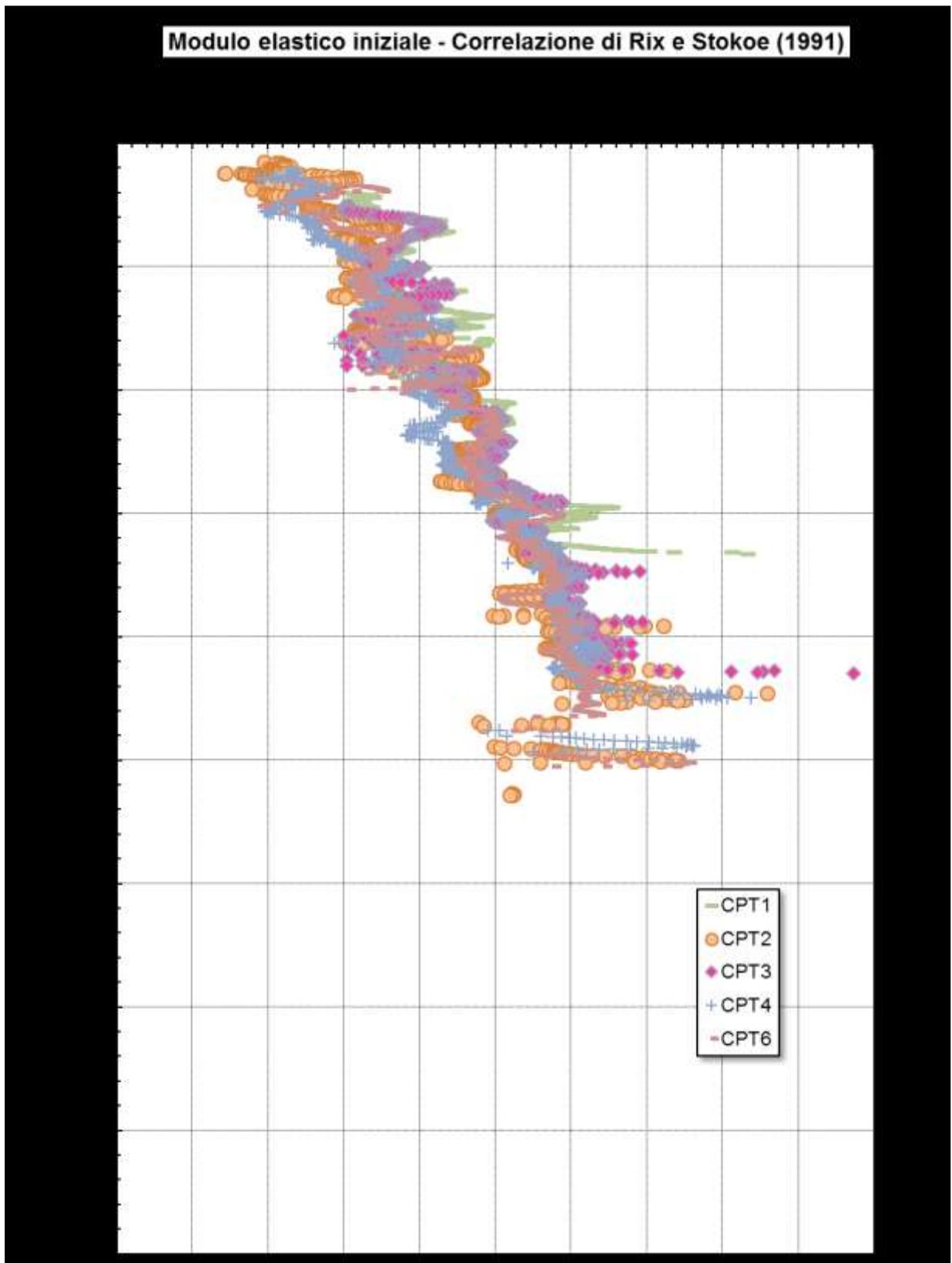


Figura 10.22: Modulo elastico iniziale - CPT EPUA III

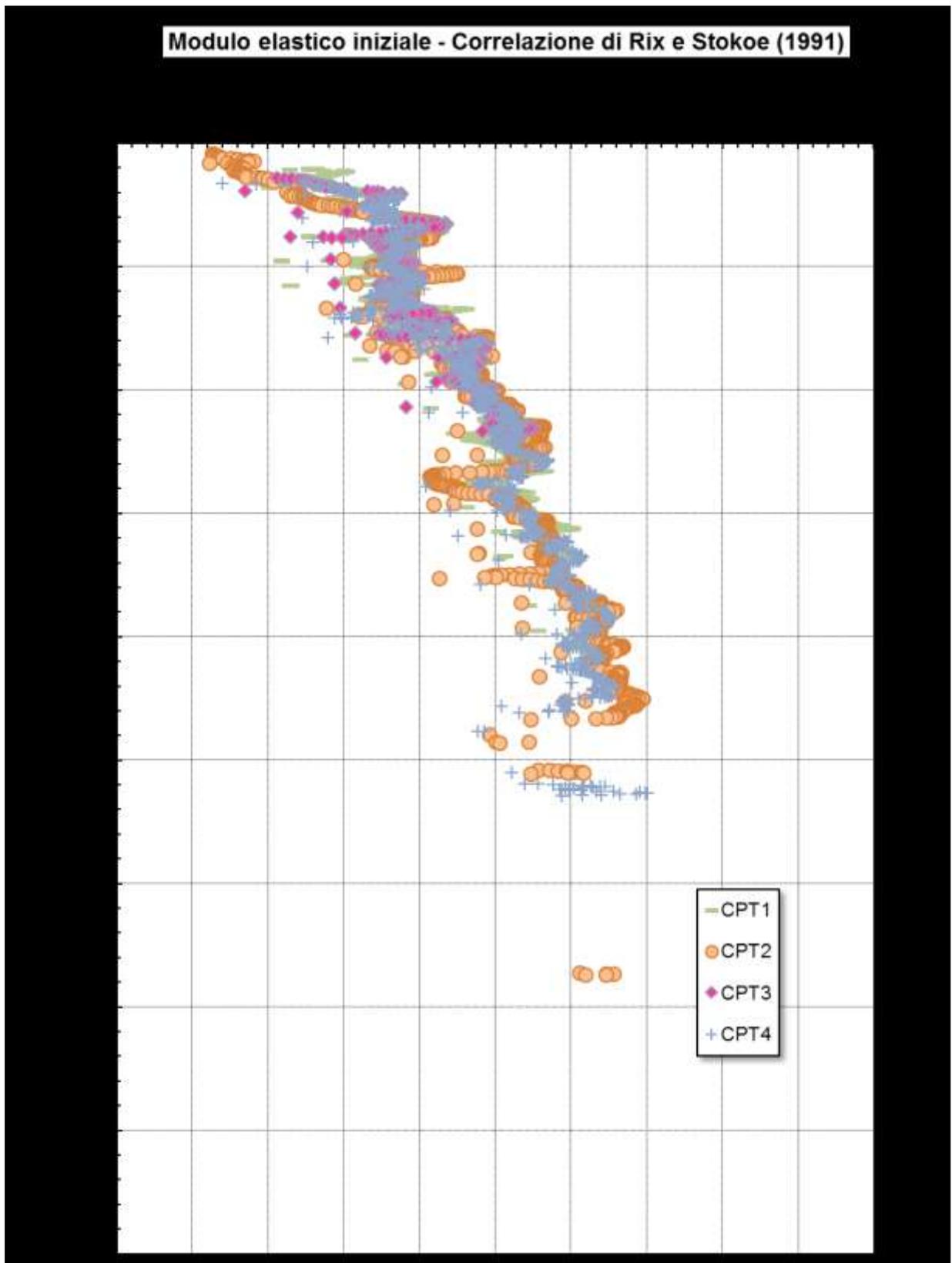


Figura 10.23: Modulo elastico iniziale - CPT Multipiano F

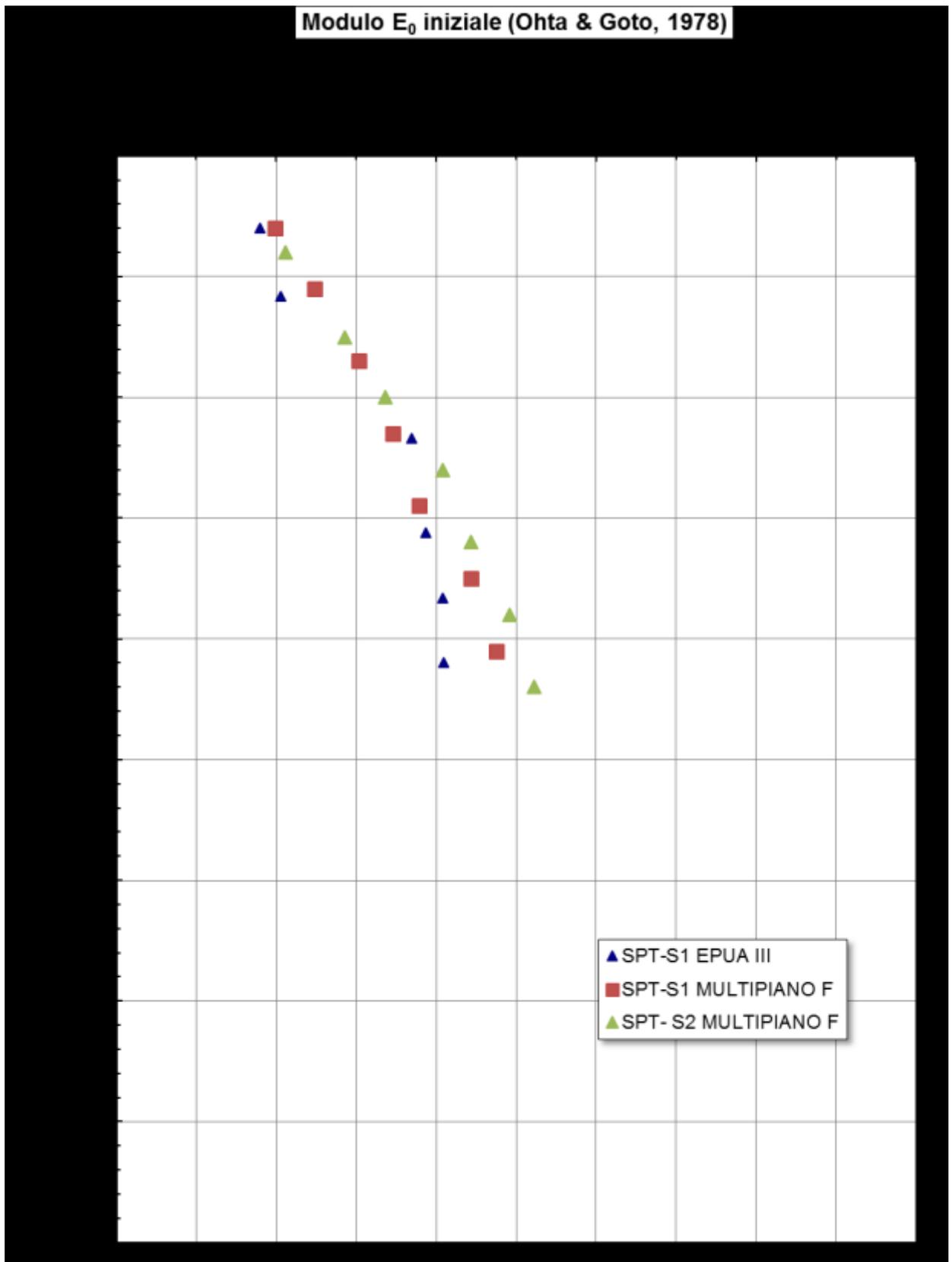


Figura 10.24: Modulo elastico iniziale

10.3.3.4 Modulo elastico per il calcolo dei cedimenti

I moduli elastici operativi, da utilizzare per il calcolo dei cedimenti, sono stati derivati dal valore iniziale mediante specifica relazione di decadimento in funzione del livello di deformazione. E' stata eseguita inoltre una valutazione del modulo elastico E'_{25} , corrispondente al livello di deformabilità in condizioni di sollecitazione pari al 25% dello sforzo di taglio a rottura, sia a partire dai risultati delle prove CPTU che di quelle SPT. I valori di E'_{25} appaiono $\approx E_0/10$, come si evince dalle Figure seguenti.

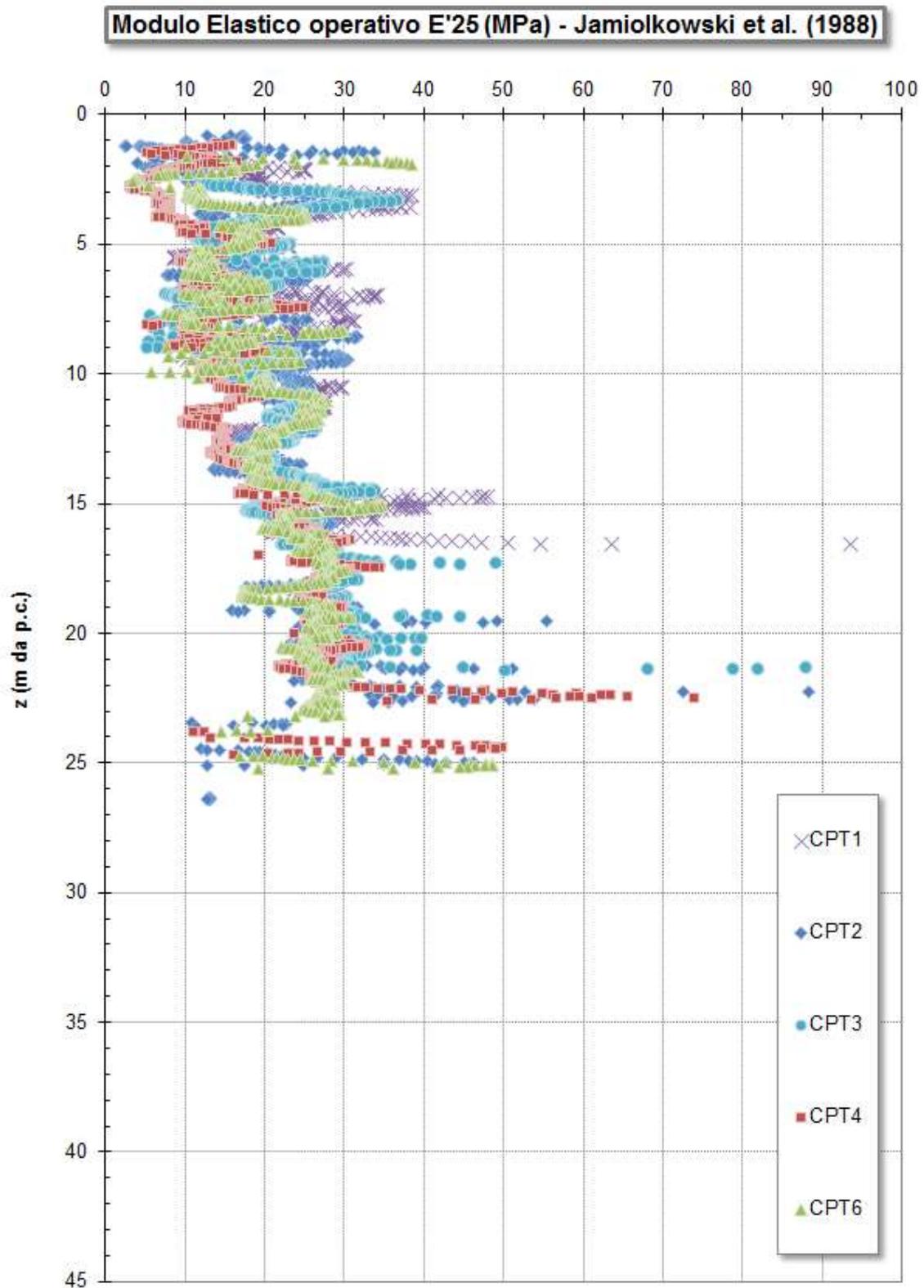


Figura 10.25: Modulo elastico operativo E'_{25} -CPT EPUA III

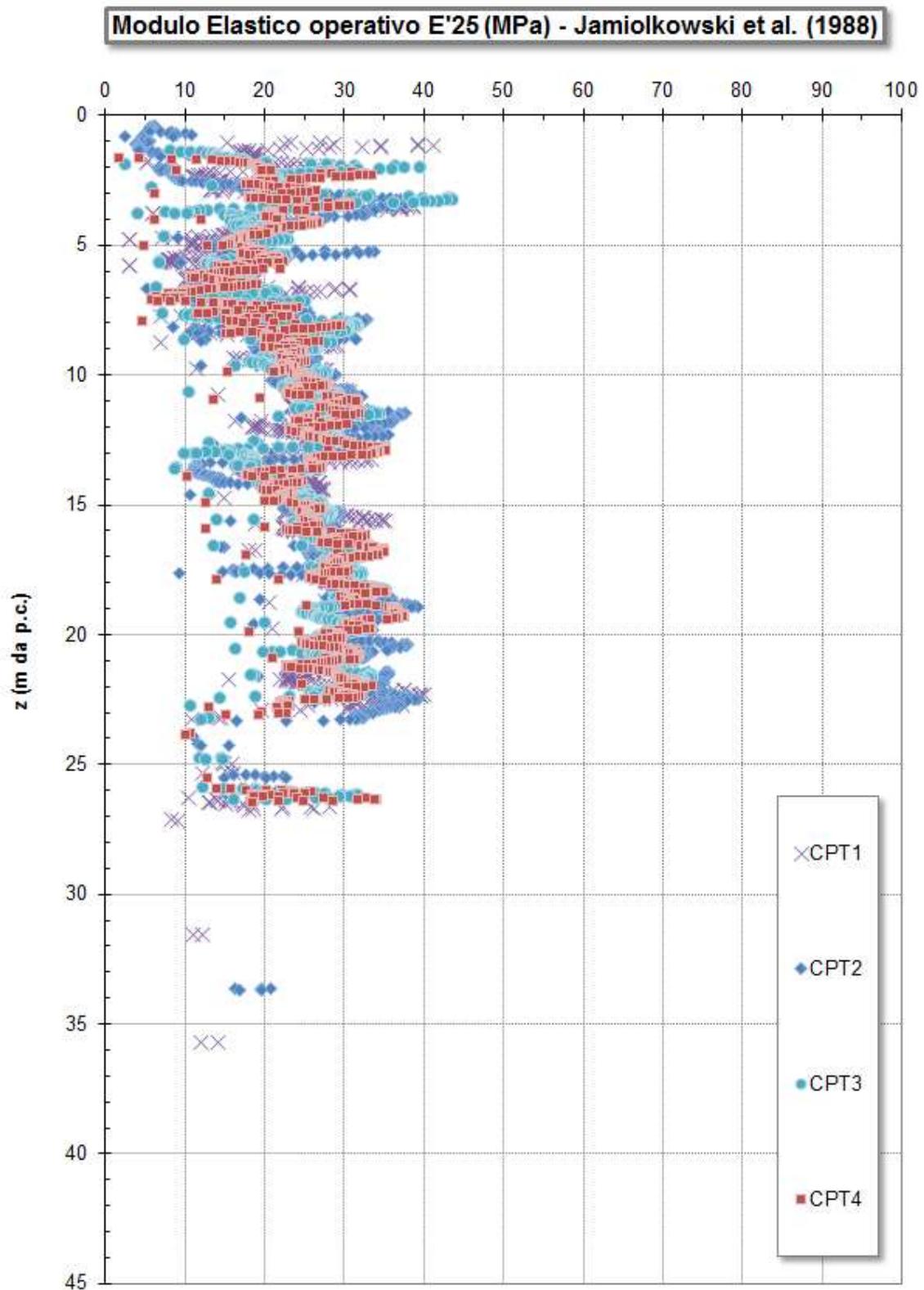


Figura 10.26: Modulo elastico operativo E'_{25} - CPT Multipiano F

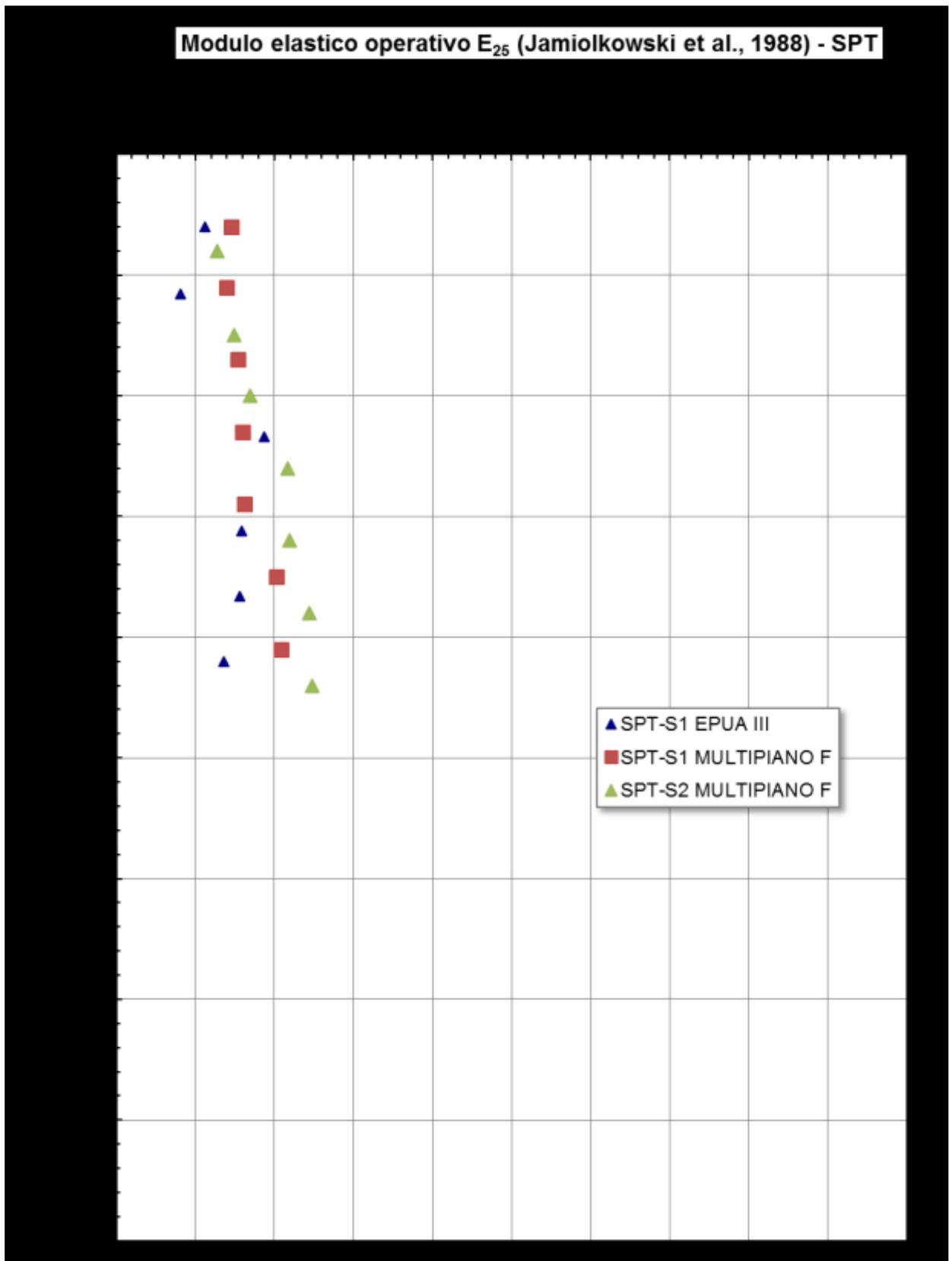


Figura 10.27: Modulo elastico operativo E'_{25} - SPT

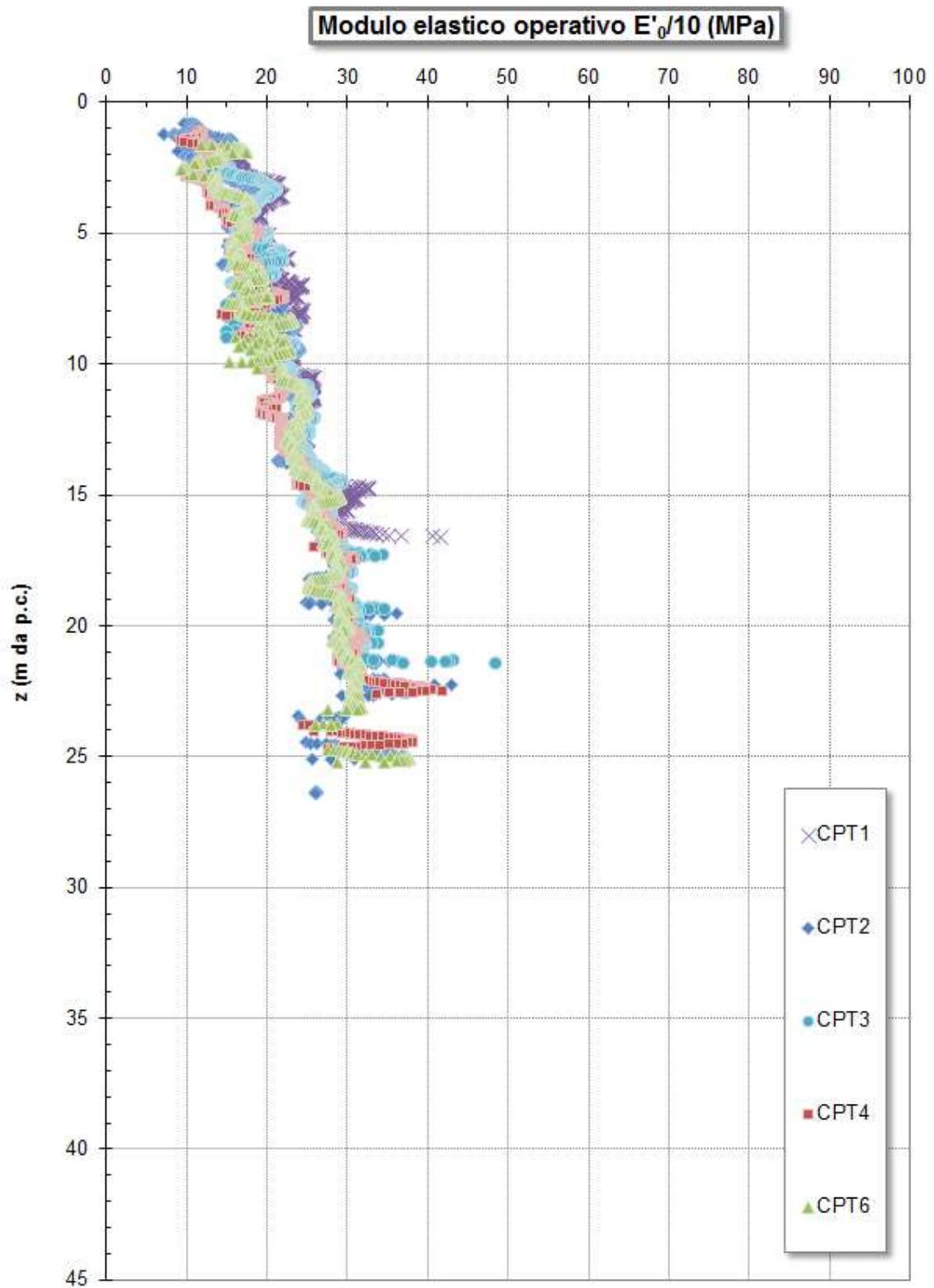


Figura 10.28: Modulo elastico operativo $E'_0/10$ - CPTU EPUA III

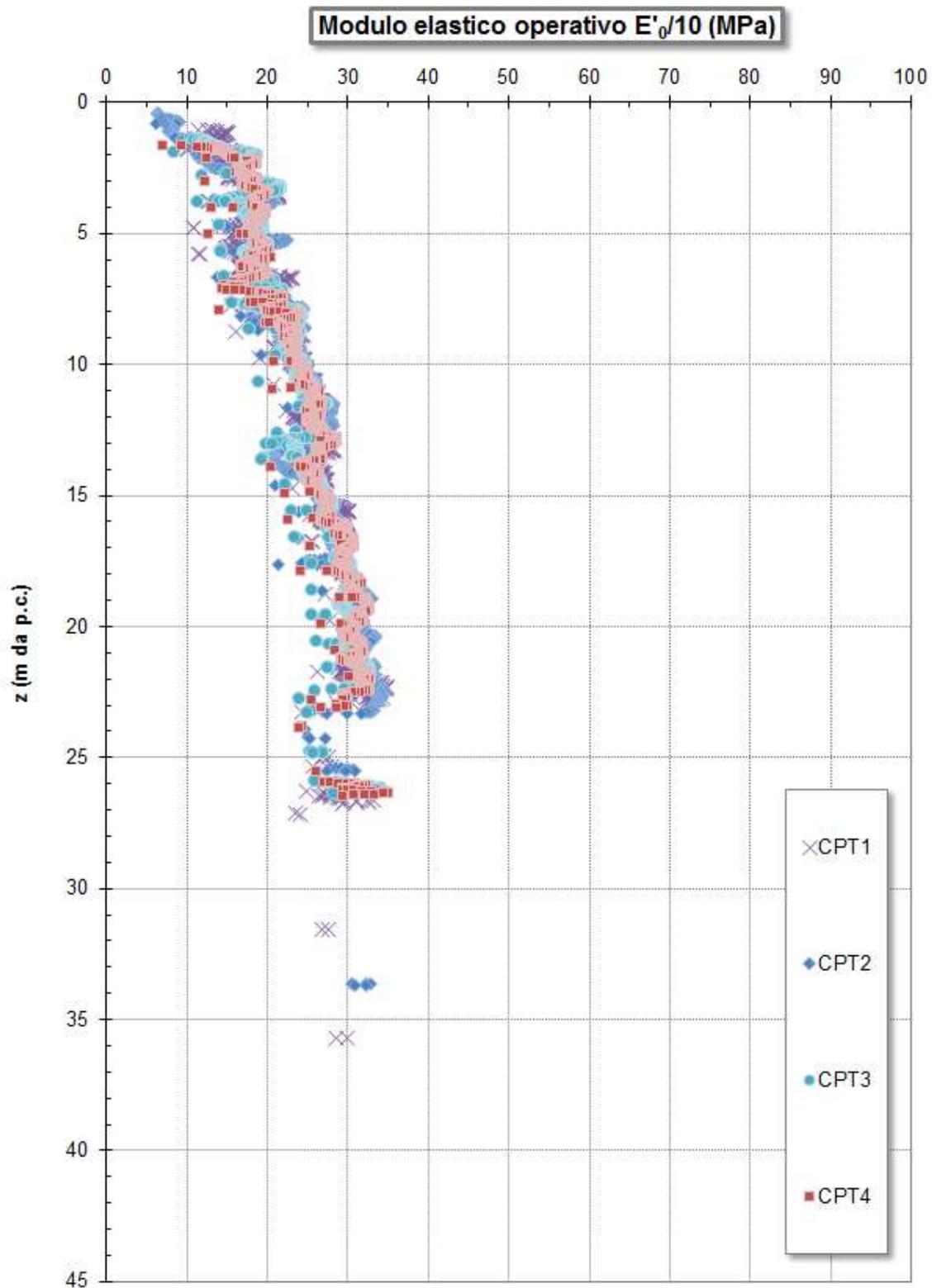


Figura 10.29: Modulo elastico operativo $E'_0/10$ - CPTU Multipiano F

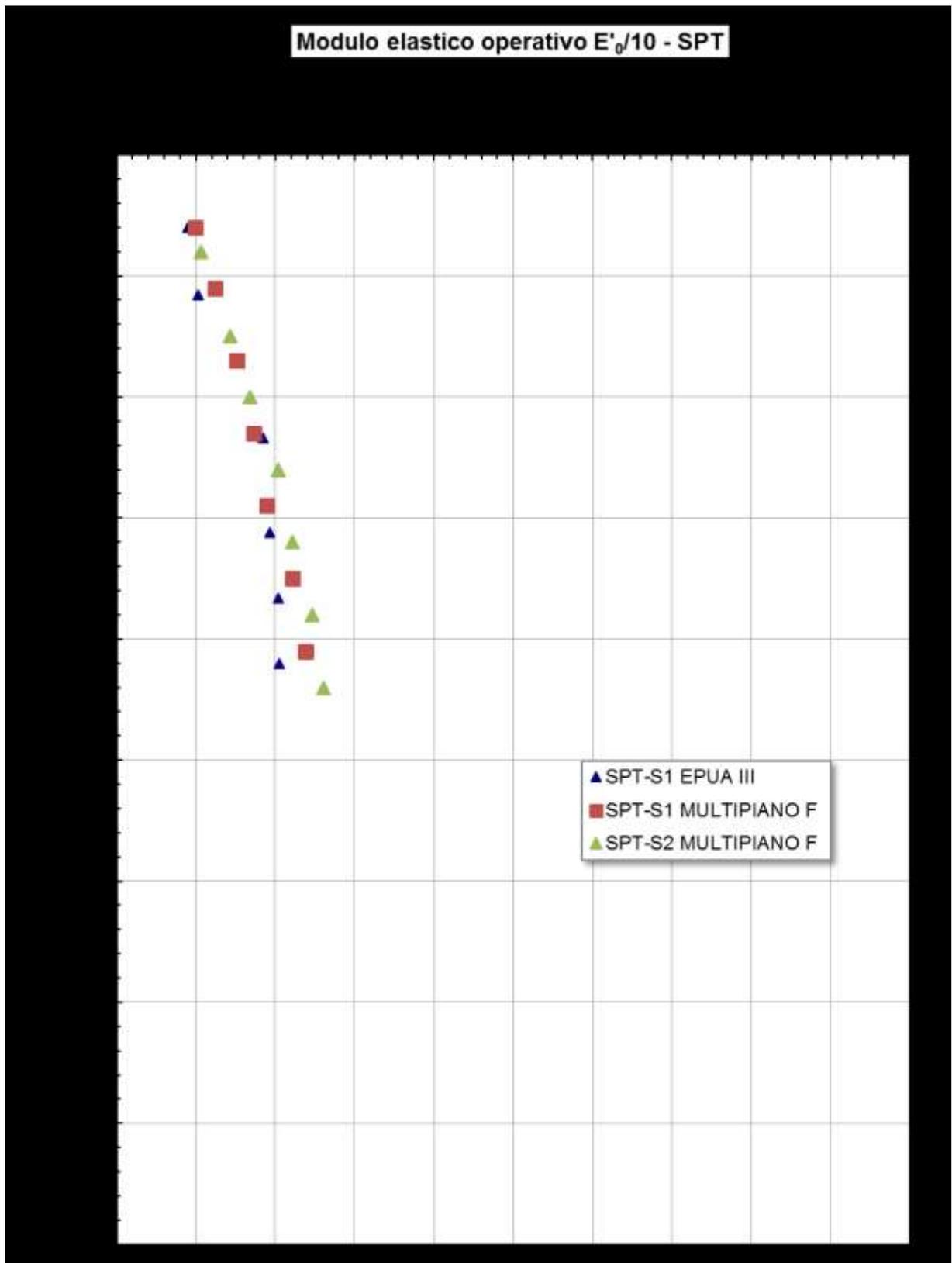


Figura 10.30: SPT - Modulo elastico operativo E'_0/10

10.3.4 Coefficienti di permeabilità

Con riferimento a quanto riportato nella Relazione geologica allegata al progetto, il complesso delle sabbie ($z=0\div 24$ m c.ca da p.c.), è caratterizzato da permeabilità medio-bassa o media. Le prove di permeabilità in foro condotte nel corso di varie perforazioni geognostiche, limitate alla porzione più superficiale dei depositi, indicano valori di k prossimi mediamente a 1×10^{-5} m/s. Viceversa, prove di emungimento (a gradini e/o di lunga durata) eseguite in alcuni pozzi di sondaggio e piezometri di controllo limitrofi, hanno indicato classi di permeabilità sull'ordine di 1×10^{-4} m/s, che rappresenta un valore più in linea con quelli di conducibilità attesi per questa tipologia di depositi.

Tabella 10-1. Permeabilità depositi sabbiosi

Area/Cantiere	Pozzo	Permeabilità (m/s)
Molo C	Pozzo M4	2.77×10^{-4}
Hub Est	Pozzo1	4.09×10^{-4}
Hub Est	Pozzo2	3.32×10^{-4}

Il complesso costituisce un acquifero sede di circolazione idrica significativa, con falde continue ed estese, generalmente freatiche, e alta capacità di ricarica. Talvolta la produttività può risultare ridotta, laddove le sabbie si presentano più fini o con significativa componente accessoria limosa.

10.3.5 Tabelle riassuntive di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti, nella Tabella seguente vengono riassunti i principali parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi A2.

Tabella 10-2: Formazione A2 – Parametri geotecnici medi caratteristici

γ_n (kN/m ³)	18 ÷ 20 ⁽¹⁾
q_c (MPa)	min 3.0 ÷ 5.0 - max 10.0 (punte a 15÷20.0) (formazione A2a) min 7.0 ÷10.0 - max 13÷15.0 0 (punte a 20.0) (formazione A2b)
D_r (%)	40 ÷ 70 (formazione A2a) 40 ÷ 50 (formazione A2b)
φ' (°)	34 ÷ 38 (formazione A2a) 36 ÷ 38 (formazione A2b)
GSC	1.0
$k_v = k_h$ (m/s)	$2.77 \cdot 10^{-4} \div 4.09 \cdot 10^{-4}$
V_s (m/s)	110 + 0.12 x z per z < 10 m (formazione A2a) 195 + 0.23 z per z ≥ 10 m (formazione A2b)
G_o (kPa)	$85 \cdot (\sigma'_{vo}/100)^{0.5}$ per z ≤ 23÷24 m da piano campagna
E'_o (kPa)	2.5 x G_o
E'_{op} (kPa)	≈ E'_{25} ≈ $E'_o/10$ per cedimenti rilevati e fondazioni $E'_o/5$ per calcolo fondazioni / opere di sostegno
⁽¹⁾ = dati confrontati con valori desunti dalla bibliografia (Manassero, Dominijanni, 2010)	

Simbologia

γ_n = peso di volume naturale;

q_c = Resistenza alla punta

D_r = Densità relativa

φ' = angolo di attrito operativo;

GSC = grado di sovraconsolidazione;

k_v = coefficiente di permeabilità verticale;

k_h = coefficiente di permeabilità orizzontale;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

G_o = modulo di taglio a piccole deformazioni;

E'_o = modulo di Young a piccole deformazioni;

E'_{op} = modulo di Young operativo;

z = profondità dal p.c. in metri;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica;

σ_{vp}' = pressione verticale efficace di preconsolidazione.

10.4 FORMAZIONE A1

Si tratta di argille limose e limi argillosi attribuibili in buona parte a depositi fluviali recenti. Sono stati individuati tipicamente ad una profondità compresa tra 22.5 ÷ 24.00 da p.c..

10.4.1 Caratteristiche fisiche

Per quanto riguarda la granulometria (cfr. la Figura seguente), le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia possono variare come segue:

argilla = 7% ÷ 62%

limo = 12% ÷ 59%

sabbia = 2% ÷ 81%

ghiaia = 0% ÷ 2%

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL, limite plastico LPe indice di plasticità IP) sono riportate nelle Figure seguenti; esse possono variare come segue:

LL = 37% ÷ 46%

LP = 19% ÷ 24%

IP = 8% ÷ 31%

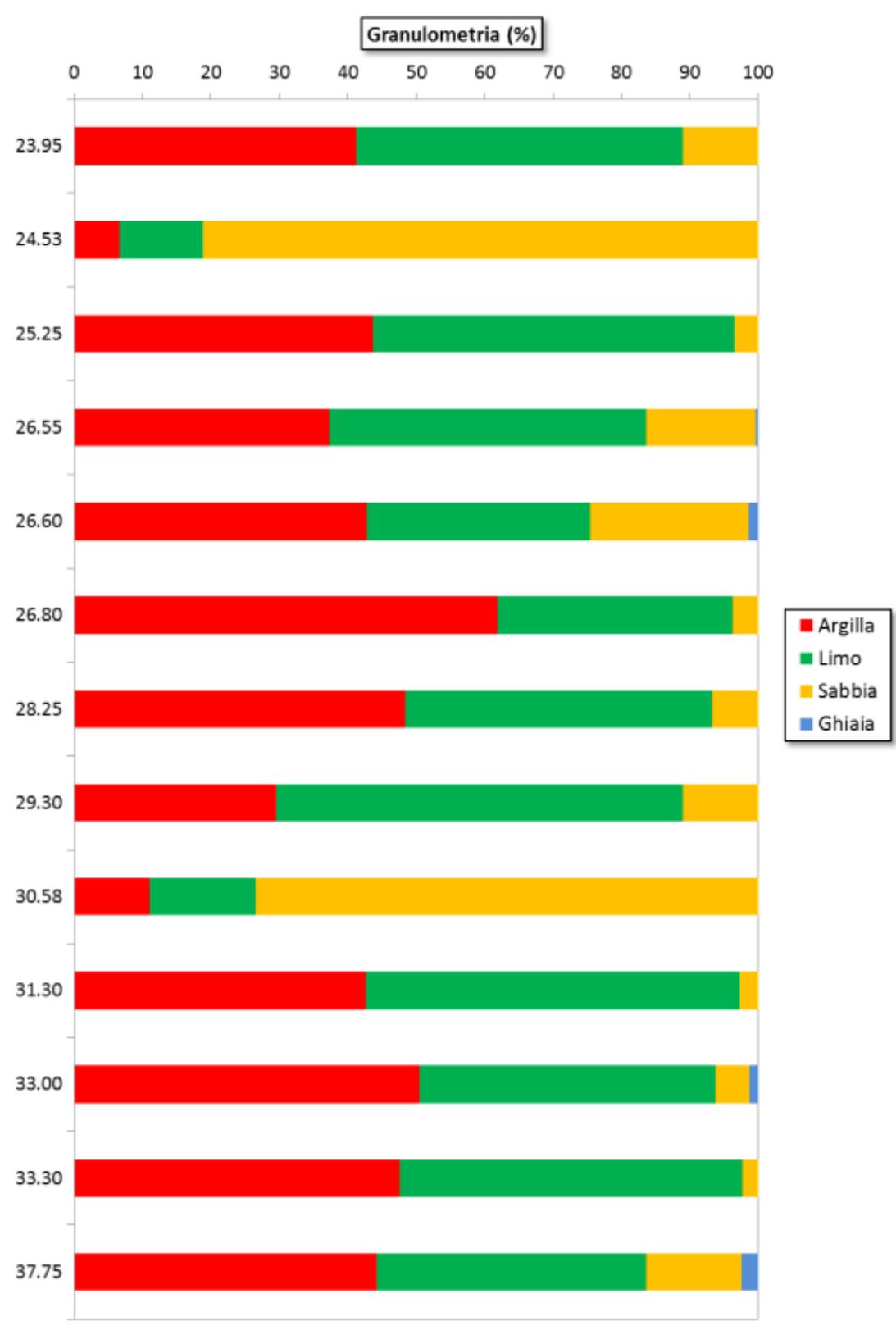


Figura 10.31: Materiale A1 – Granulometria

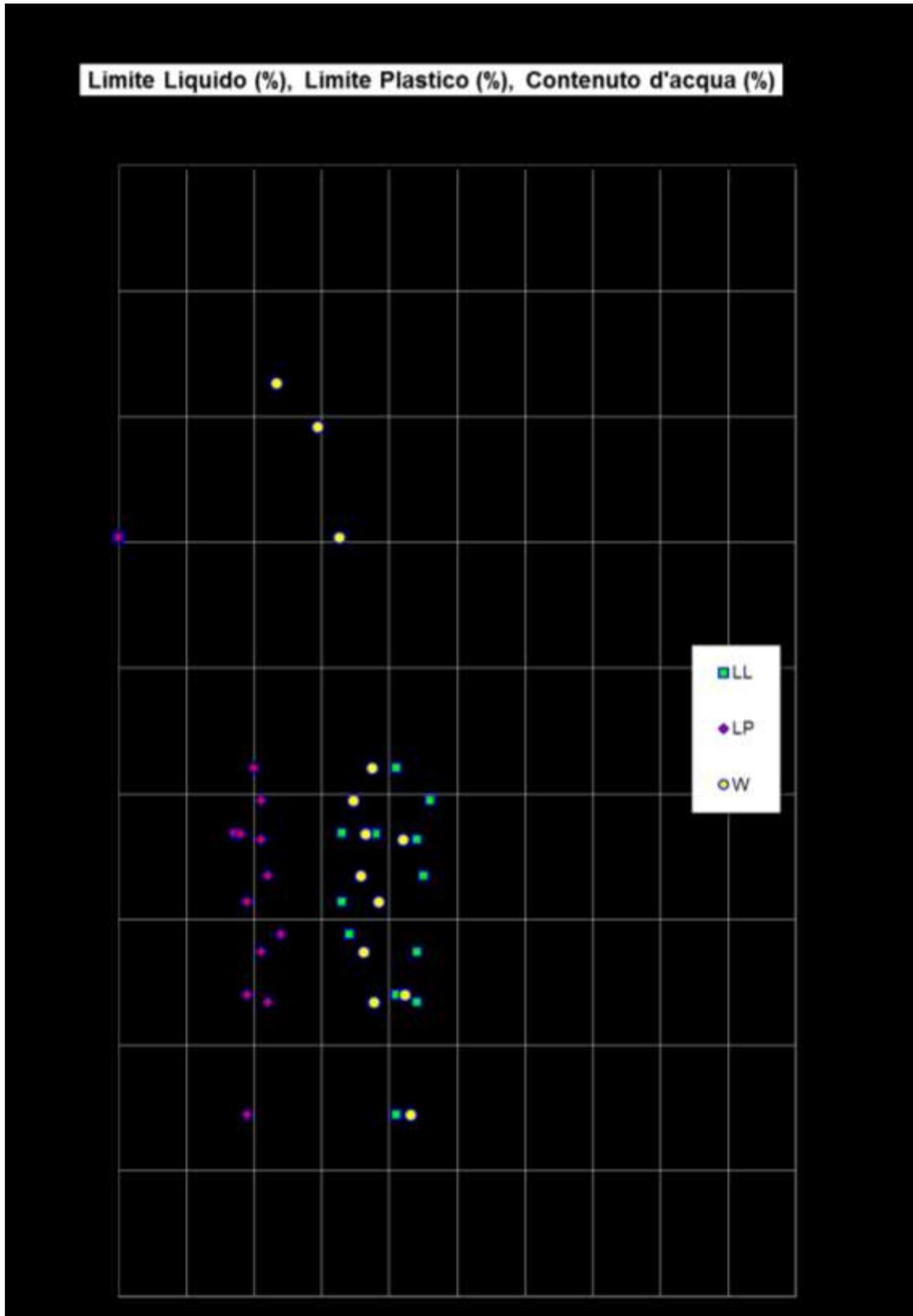


Figura 10.32: Materiale A1 – LL,LP,W (%)

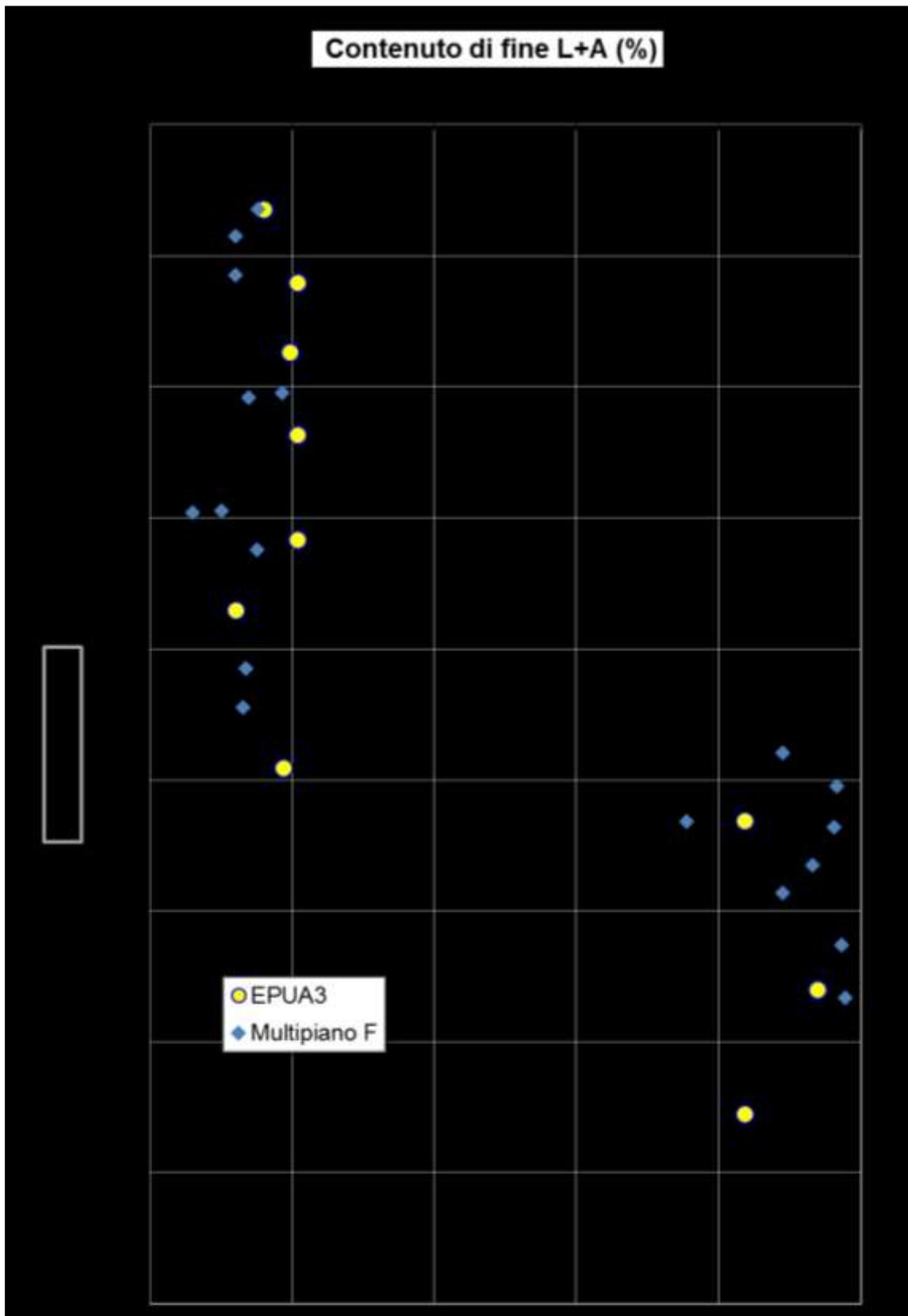


Figura 10.33: Materiale A1 - Contenuto di fine

Facendo riferimento alla Carta di plasticità di Casagrande, i materiali in oggetto possono essere classificati come:

- argille inorganiche di media plasticità;
- limi inorganici di media compressibilità e limi organici

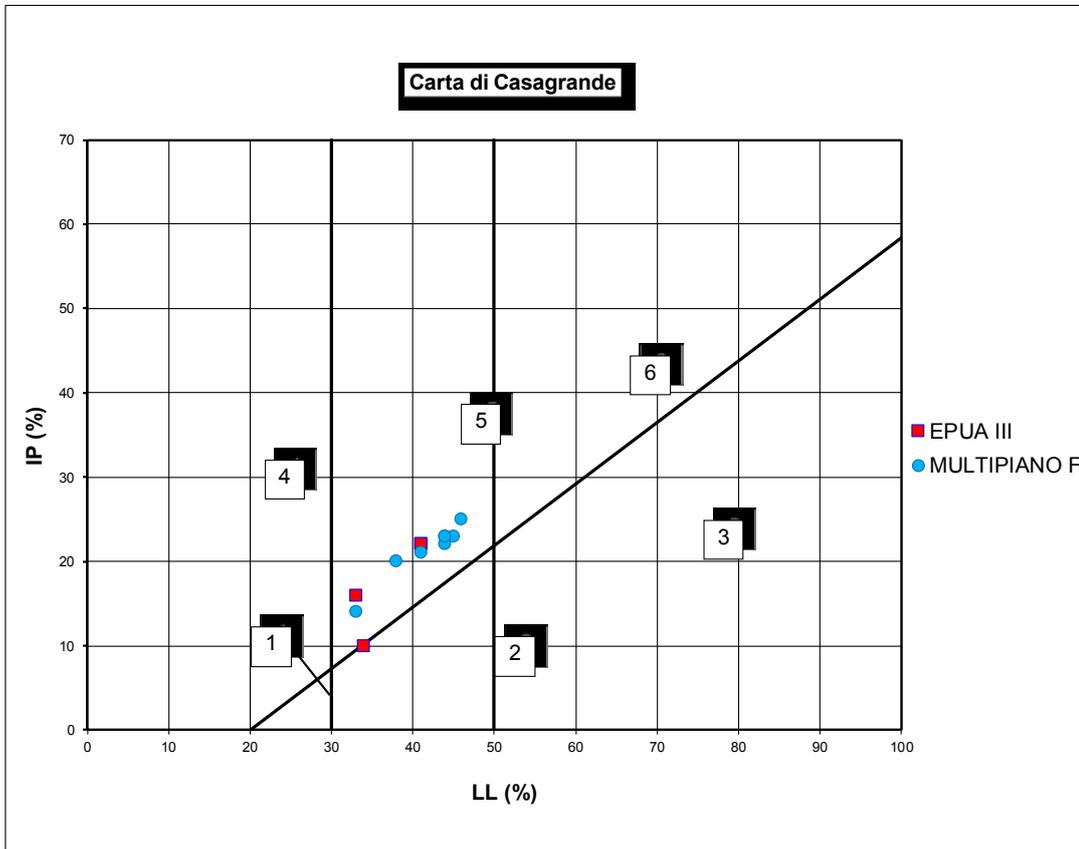
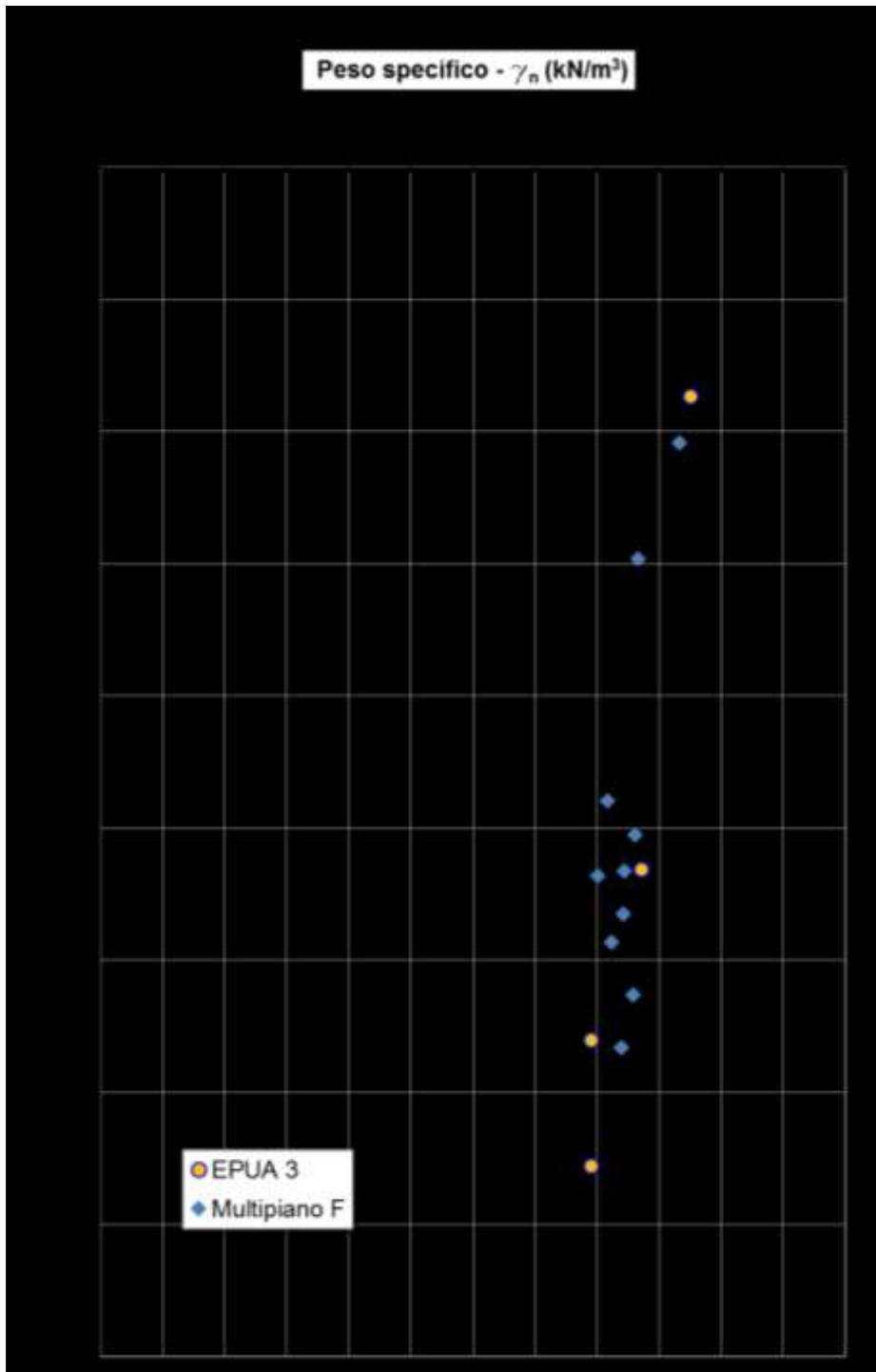


Figura 10.34: Materiale A1 – Carta di plasticità di Casagrande

Il peso di volume naturale (γ_n) risulta compreso tra 17.9 e 18.7 kN/m³ (cfr la Figura 10.35).

Il peso specifico dei grani G_s è tra 2.5 e 2.6 g/cm³.

Il contenuto d'acqua naturale (w_n) risulta generalmente compreso tra 37% e 43%.



10.4.2 Stato iniziale e pressioni di preconsolidazione

Nella Figura seguente sono riportati gli stati iniziali dei materiali nel piano di Burland (1990) I_v - $\log \sigma'_{vo}$; nella stessa Figura è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca ICL_{oed} e sono riportati gli andamenti delle prove edometriche.

I materiali in esame si collocano prevalentemente al di sopra della linea di compressibilità intrinseca ICL_{oed} ; si ritiene pertanto che essi possano essere trattati come materiali normalmente consolidati oppure sottoconsolidati.

Nelle Figure 10.38-10.39 è riportato il grado di sovraconsolidazione OCR in funzione della profondità, determinati sulla base dei risultati delle prove penetrometriche CPT, in accordo alla procedura descritta al paragrafo 9.

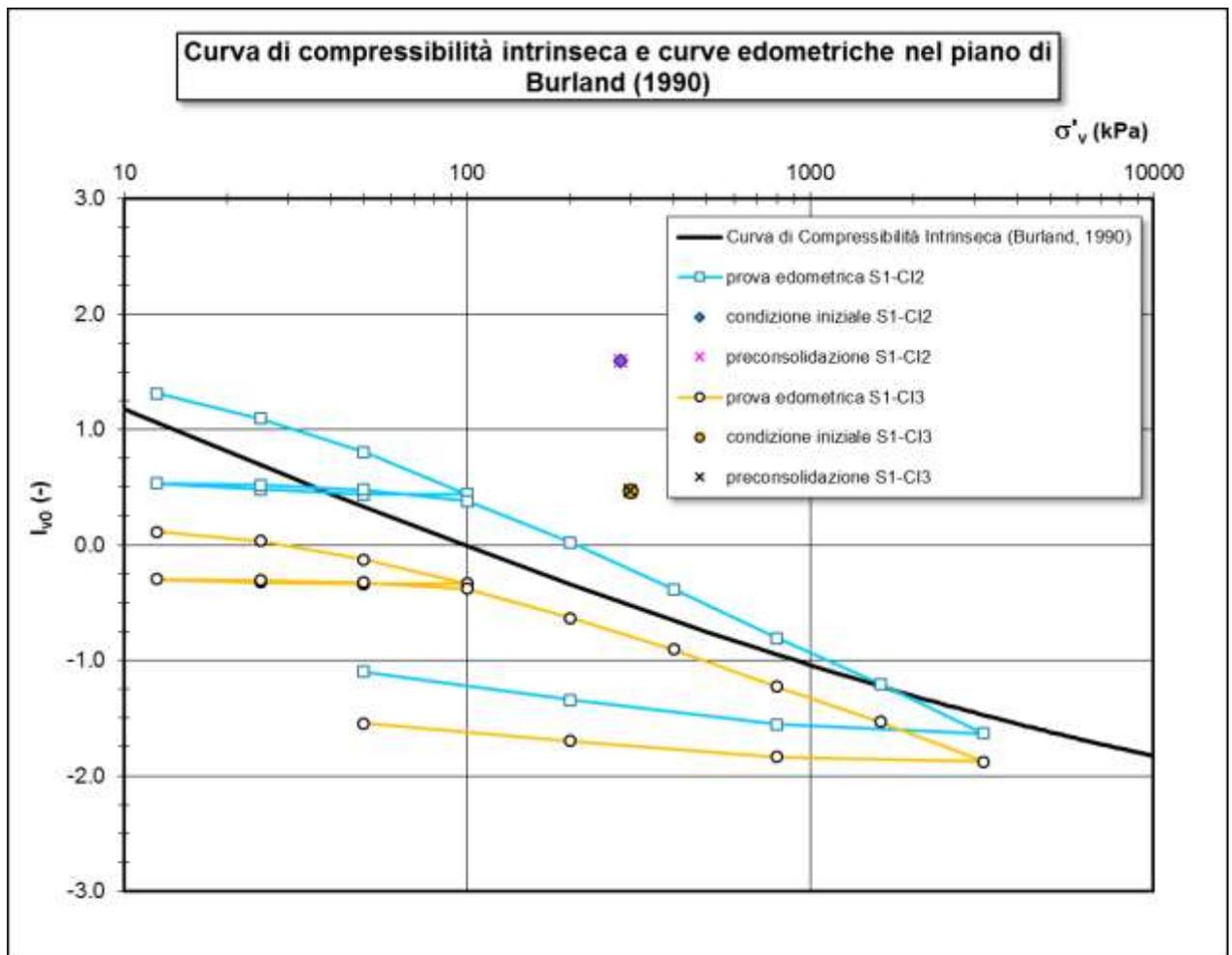


Figura 10.36: Materiale A1 – Curve edometriche nel piano di Burland- EPUA III

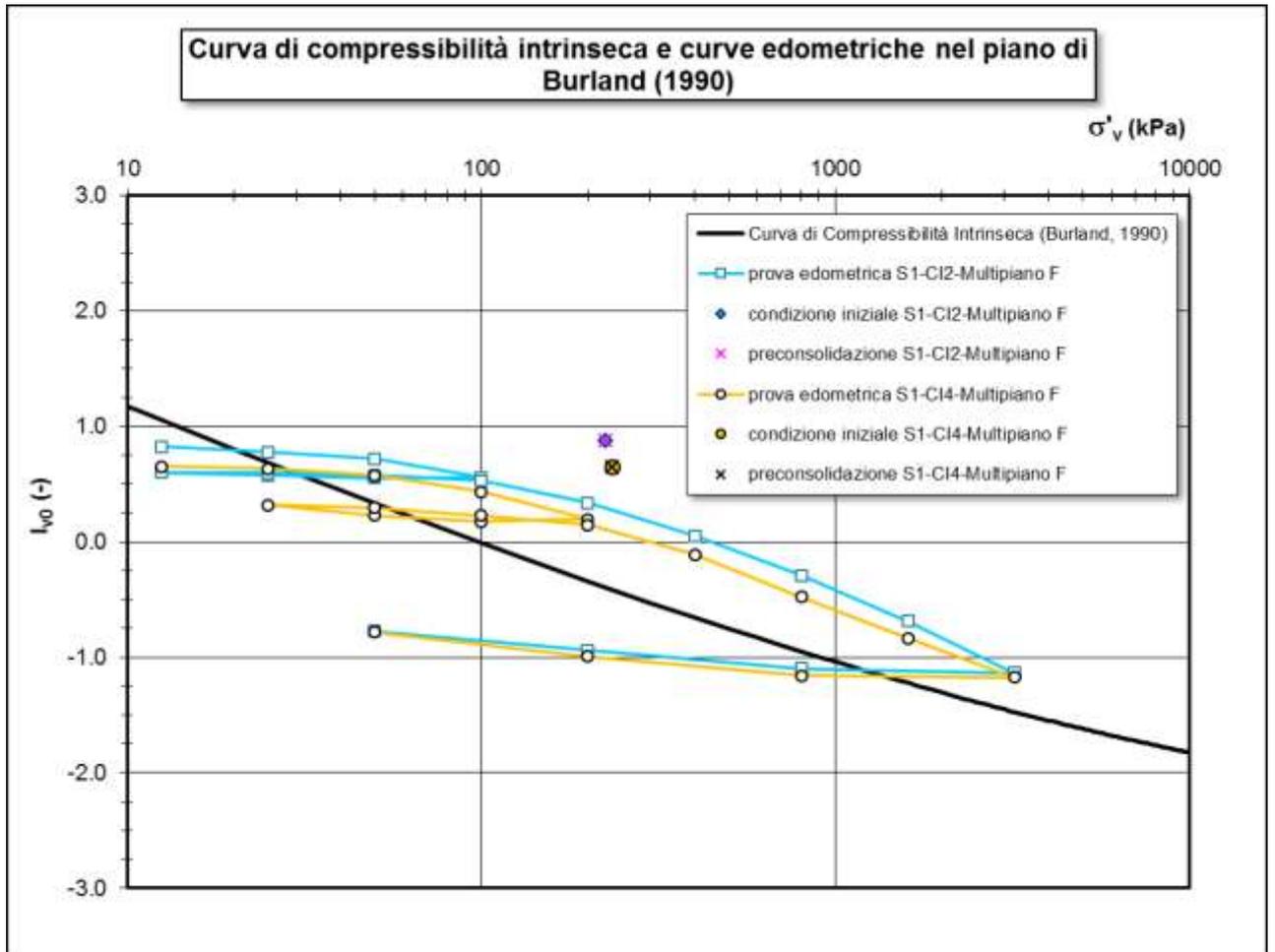


Figura 10.37: Materiale A1 – Curve edometriche nel piano di Burland –Multipiano F

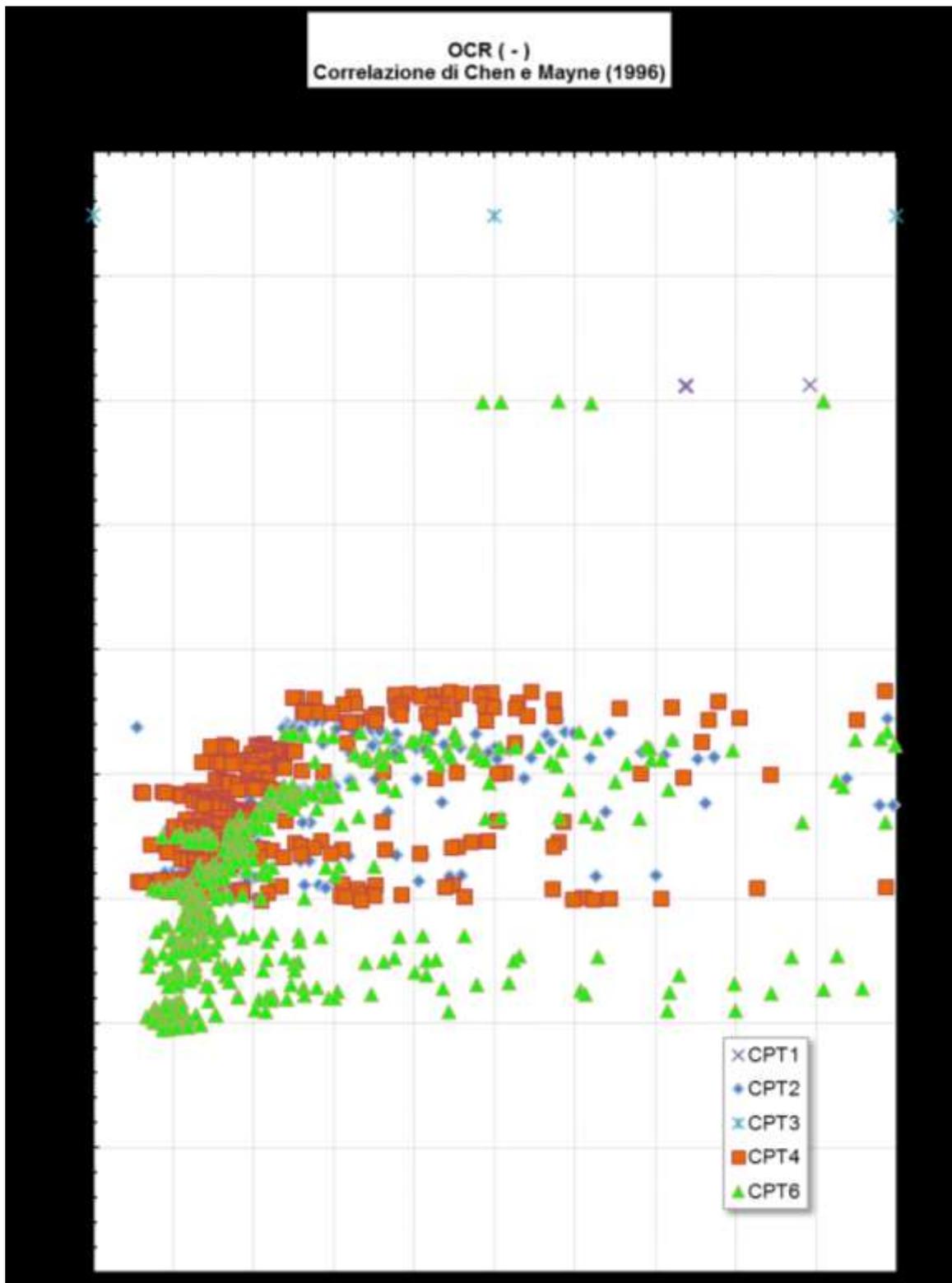


Figura 10.38: Materiale A1 – Grado di sovraconsolidazione- EPUA III

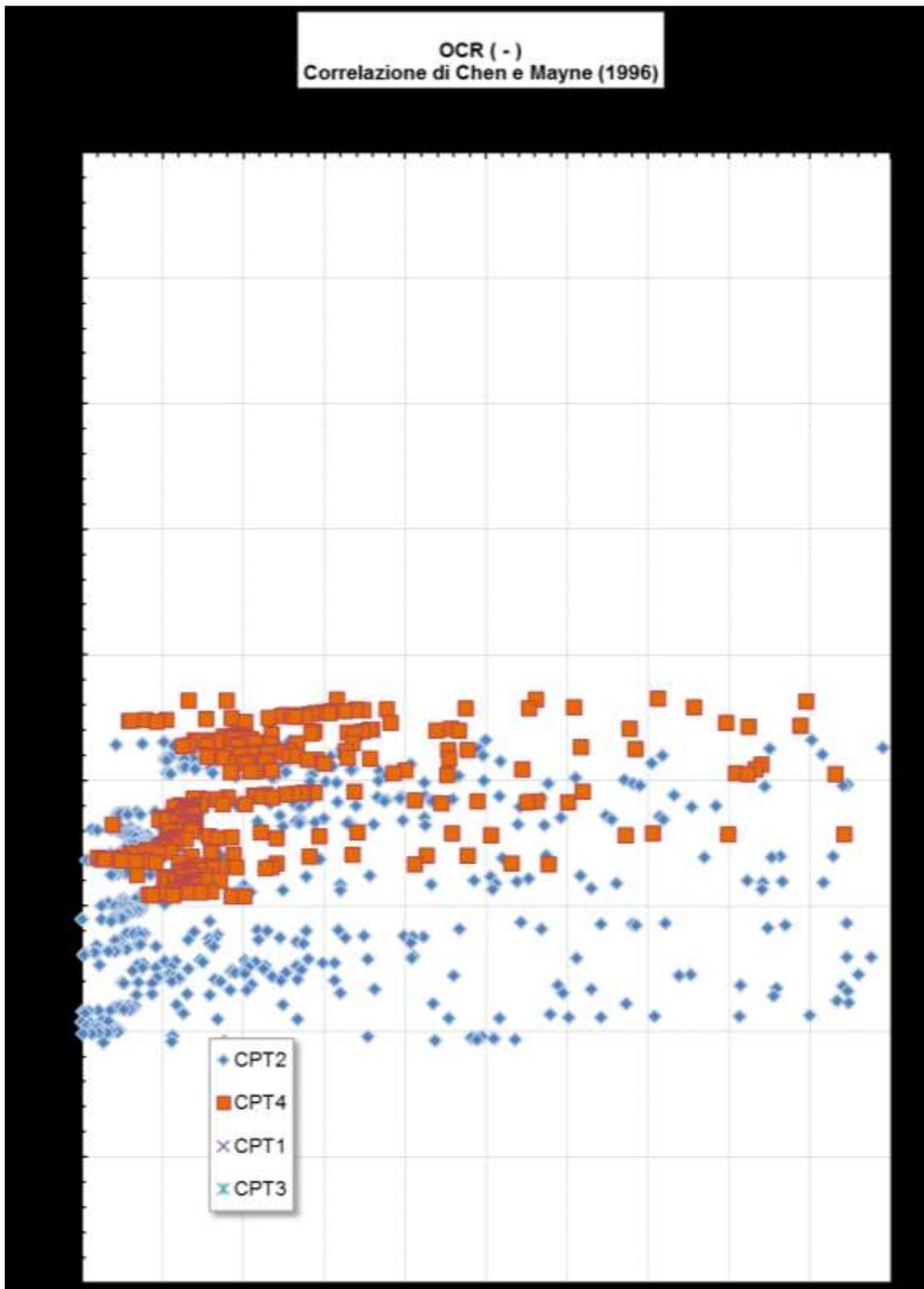


Figura 10.39: Materiale A1 – Grado di sovraconsolidazione- Multipiano F

A commento di quanto risulta dall'interpretazione delle CPTU si richiama quanto già indicato al par. 9.3, secondo cui le prove in sito inducono fenomeni di rottura del materiale, il quale essendo strutturato tende a modificare le sue caratteristiche, con conseguente minor affidabilità dei risultati ai fini interpretativi.

In alcuni casi i risultati derivanti dall'interpretazione delle CPTU pertanto sono stati considerati soltanto come parametri-indice, in quanto porterebbero ad una sovrastima significativa delle caratteristiche del materiale, e sono stati comunque sempre confrontati con le prove di laboratorio quando disponibili.

Sia le prove di laboratorio che i risultati dell'interpretazione delle prove CPTU mostrano in generale la presenza di un materiale normalmente consolidato oppure sottoconsolidato.

Al coefficiente di spinta del terreno a riposo k_o possono essere attribuiti valori pari a:

$$k_o = 1 - \sin \phi' = (0.62 \div 0.50)$$

10.4.3 Resistenza al taglio non drenata

La resistenza al taglio non drenata (c_u) ottenuta dalle prove TX-UU è sensibilmente minore da quella ottenuta mediante l'interpretazione delle prove CPTU, come riportato nella Figura seguente:

I valori della resistenza al taglio non drenata risultano piuttosto bassi, in relazione alla profondità ed alle tensioni geostatiche. I risultati delle prove possono risentire della sottoconsolidazione dei materiali dovuta alla sensibilità del deposito.

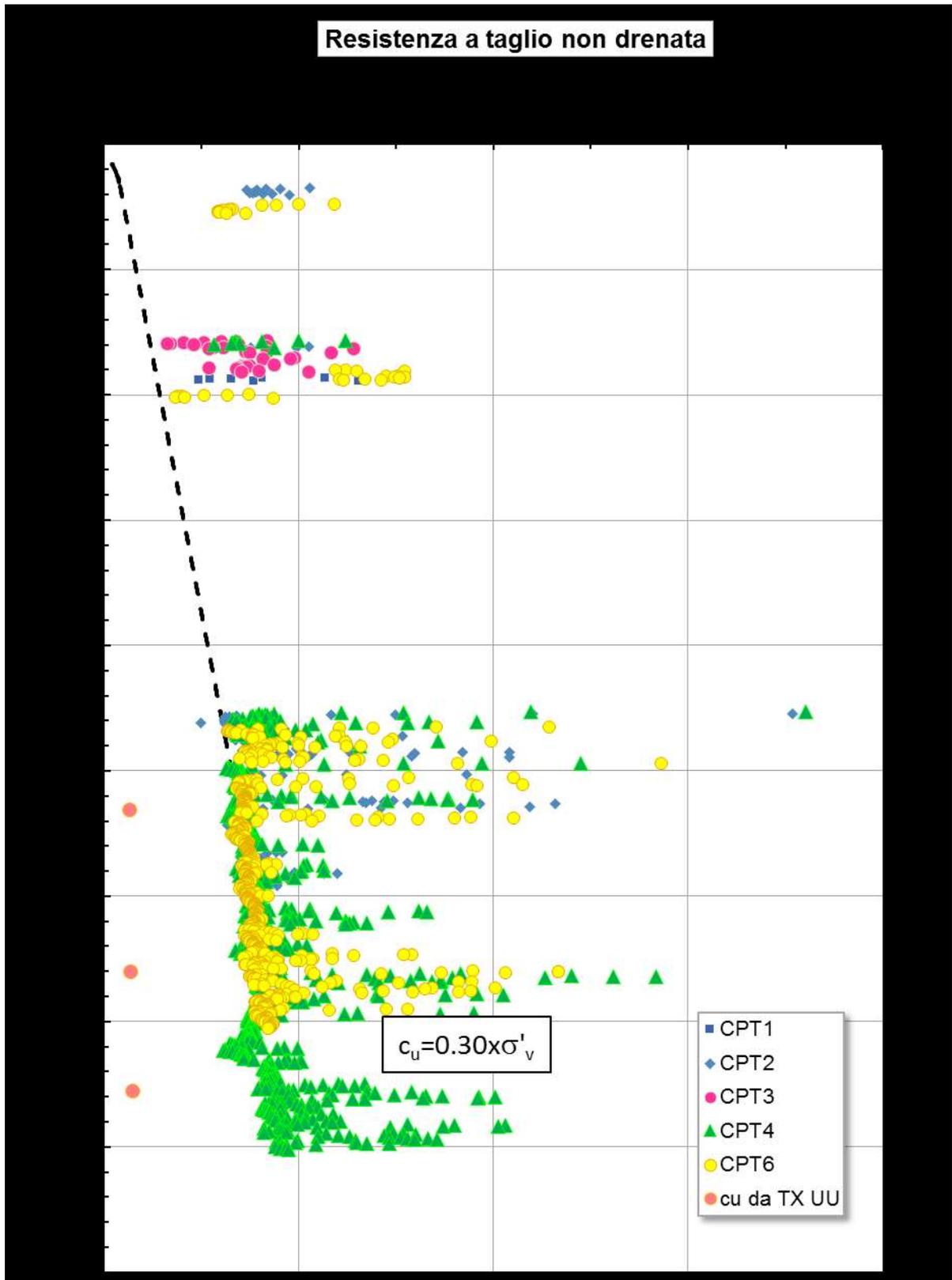


Figura 10.40: Materiale A1 – Resistenza al taglio non drenata da prove CPT EPUA III

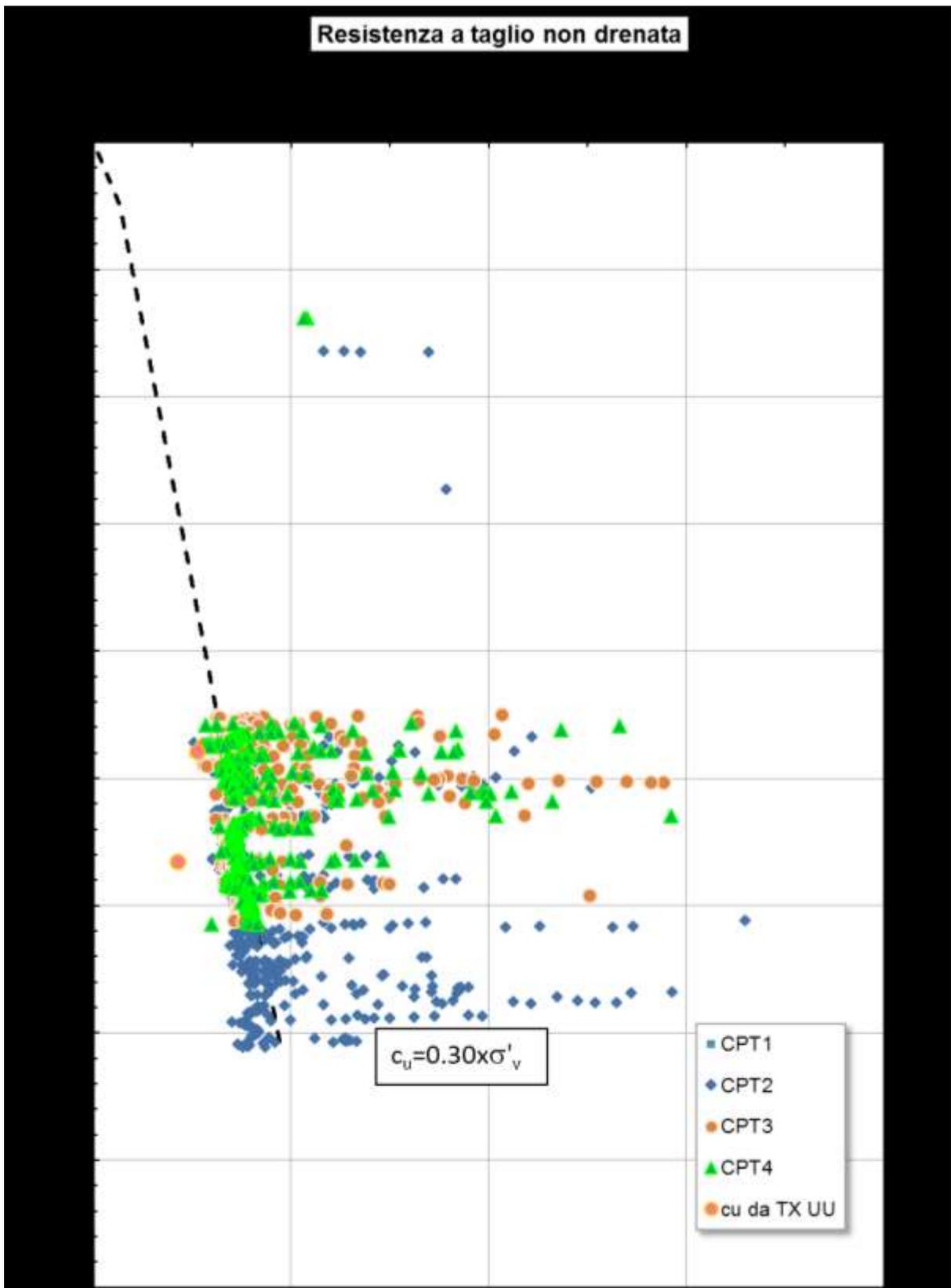


Figura 10.41: Materiale A1 – Resistenza al taglio non drenata da prove CPT Multipiano F

10.4.4 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sono stati desunti a partire dalle prove di laboratorio eseguite per il sito considerato e da dati bibliografici relativi a materiali granulometricamente e deposizionalmente analoghi presenti nell'area dell'Aeroporto (cfr. l'articolo [20]).

10.4.5 Deformabilità e consolidazione in condizioni edometriche

Nelle Figure seguenti sono riportati i parametri di deformabilità e consolidazione in condizioni edometriche ottenuti dalle prove di laboratorio disponibili, in particolare:

- RR rapporto di ricompressione (~ 0.02)
- CR rapporto di compressione ($0.20 \div 0.35$)
- C_c indice di compressione ($0.40 \div 0.65$)
- c_v coefficiente di consolidazione in direzione verticale ⁽¹⁾ ($1.0 \times 10^{-8} \div 8.0 \times 10^{-8}$)
- c_{α} coefficiente di consolidazione secondaria ⁽¹⁾ ($0.001 \div 0.002$)

⁽¹⁾ valutati nell'intorno superiore della tensione geostatica in sito

10.4.6 Modulo di taglio a piccole deformazioni

10.4.6.1 Velocità delle onde di taglio

A partire dai valori delle G_0 desunte dalle prove CPTU sono stati ricavati i profili delle velocità delle onde di taglio V_s di seguito riportati.

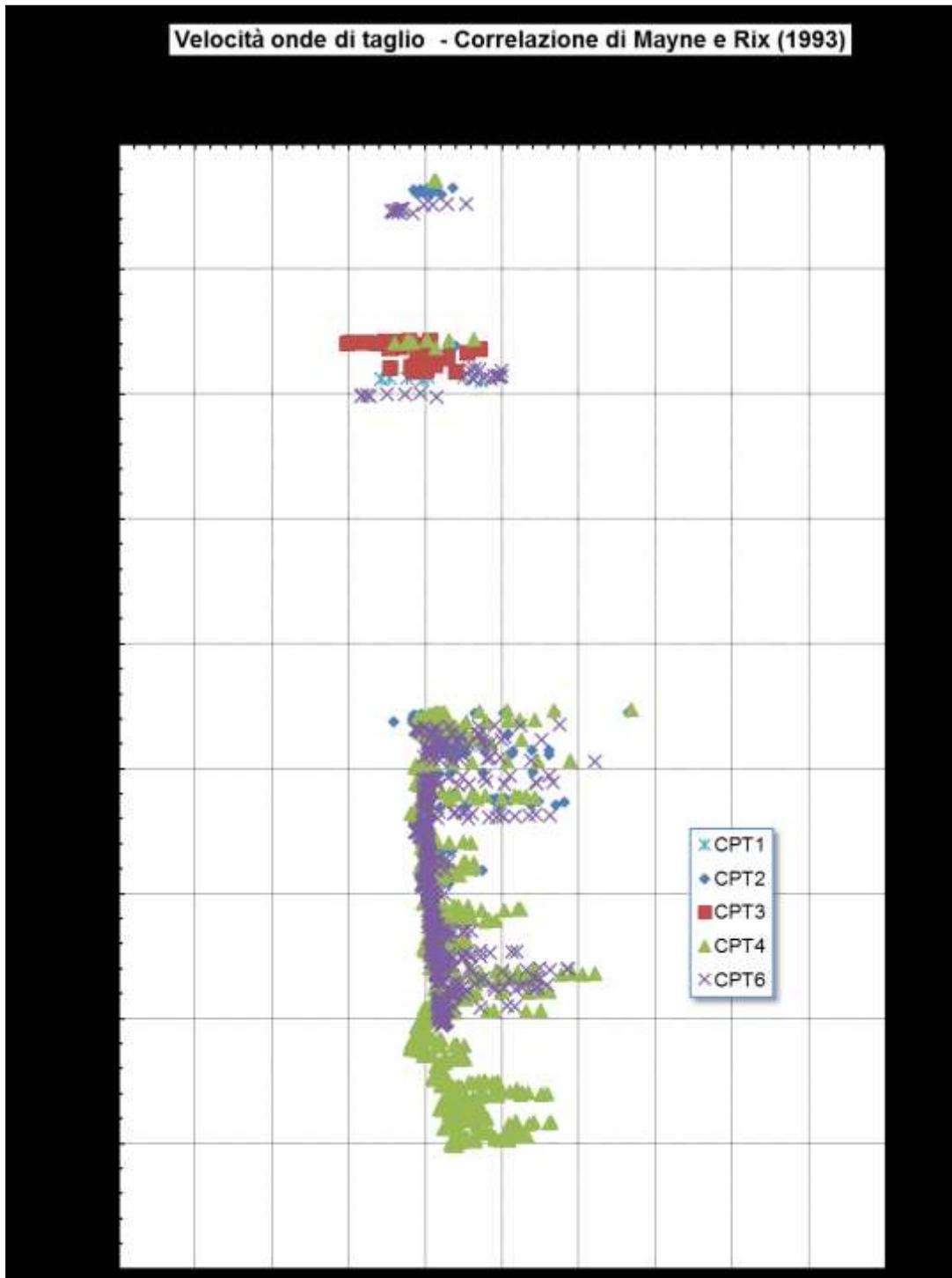


Figura 10.42: Velocità onde di taglio - CPT EPUA III

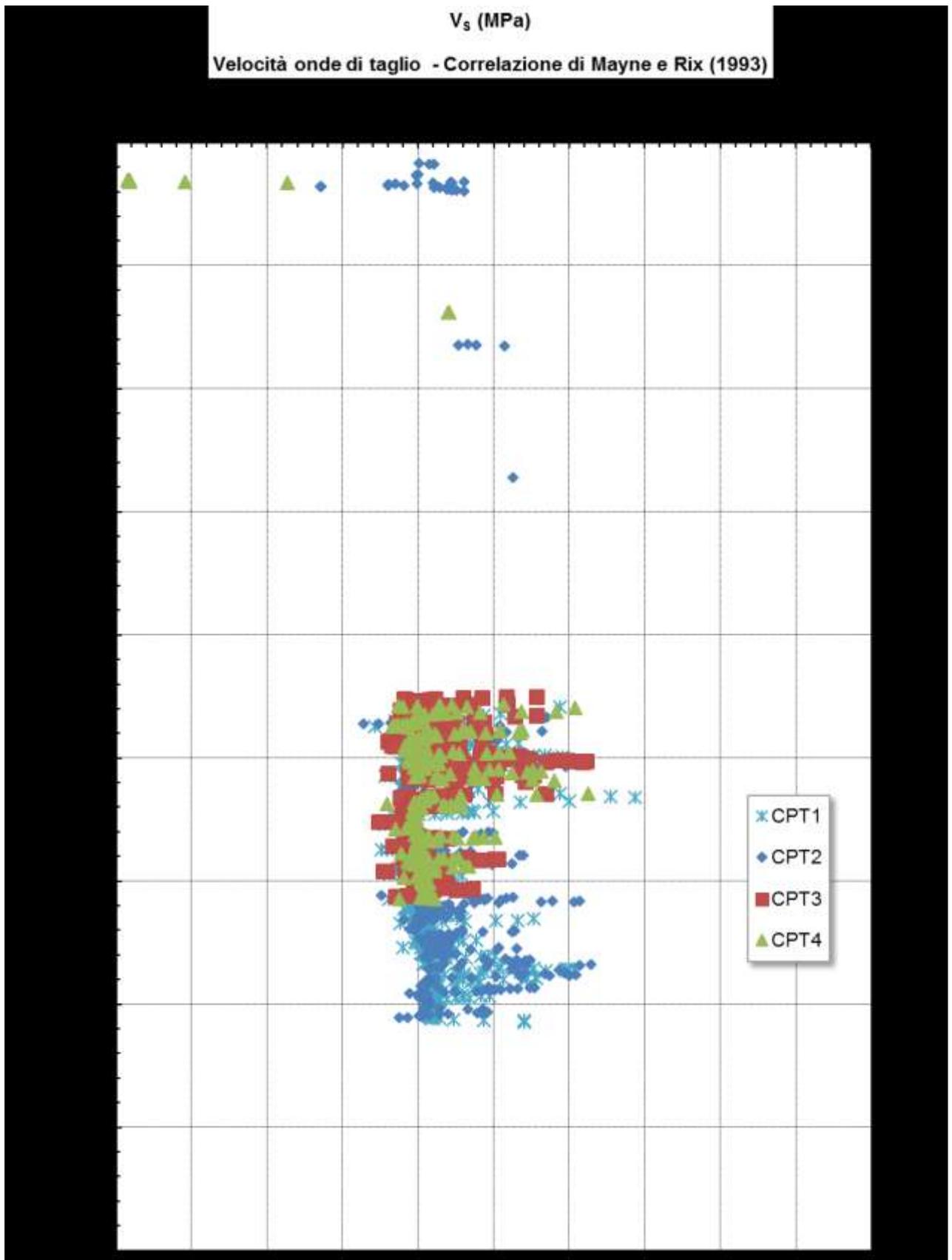


Figura 10.43: Velocità onde di taglio - CPT Multipiano F

10.4.6.2 Modulo di taglio iniziale

Dalle prove CPTU sono stati ricavati i valori del modulo di taglio iniziale G_0 attraverso la correlazione riportata al capitolo 9.3.5. Nella Figura seguente sono riportati i risultati ottenuti.

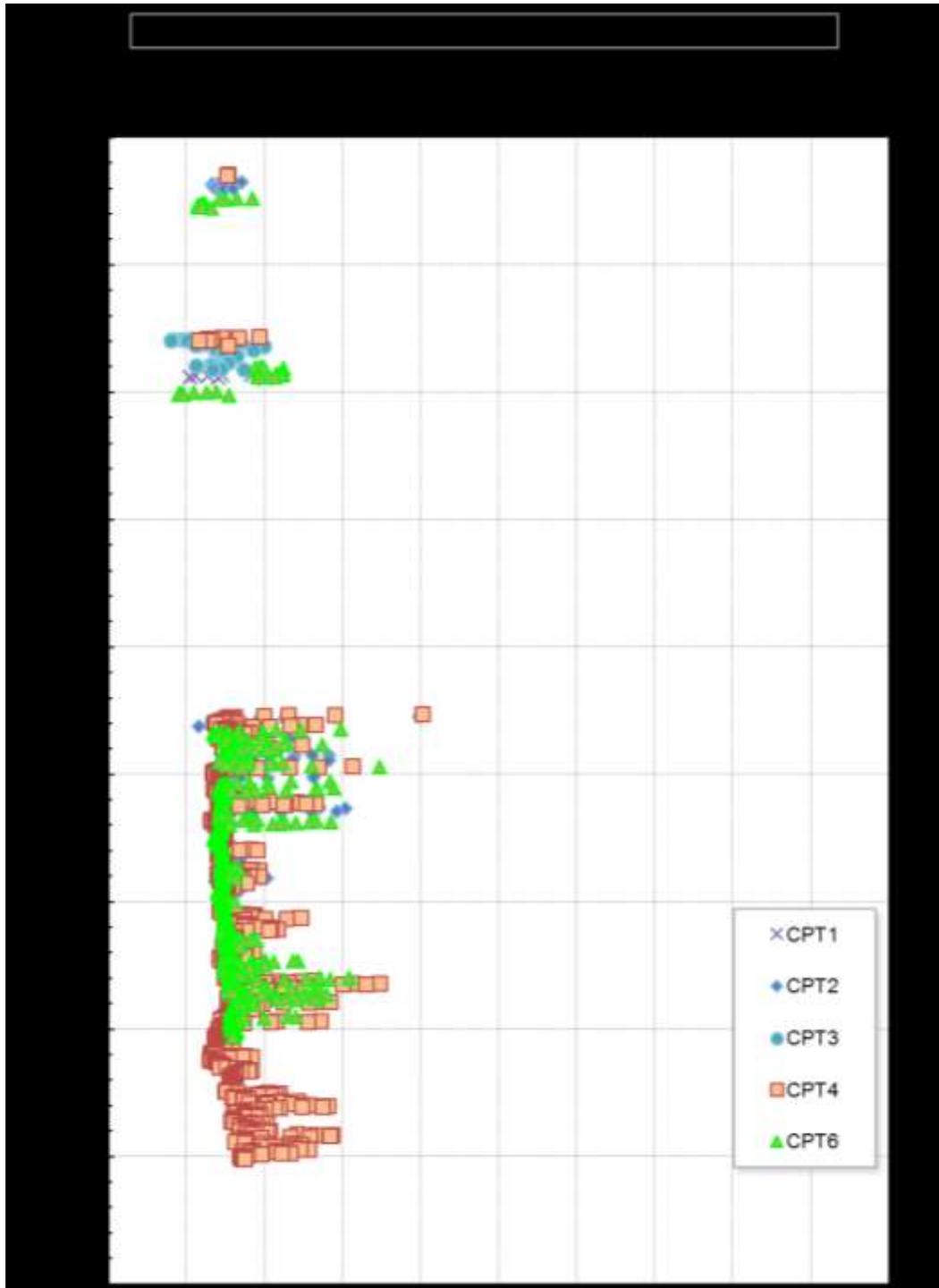


Figura 10.44: Modulo di taglio iniziale- EPUA III-

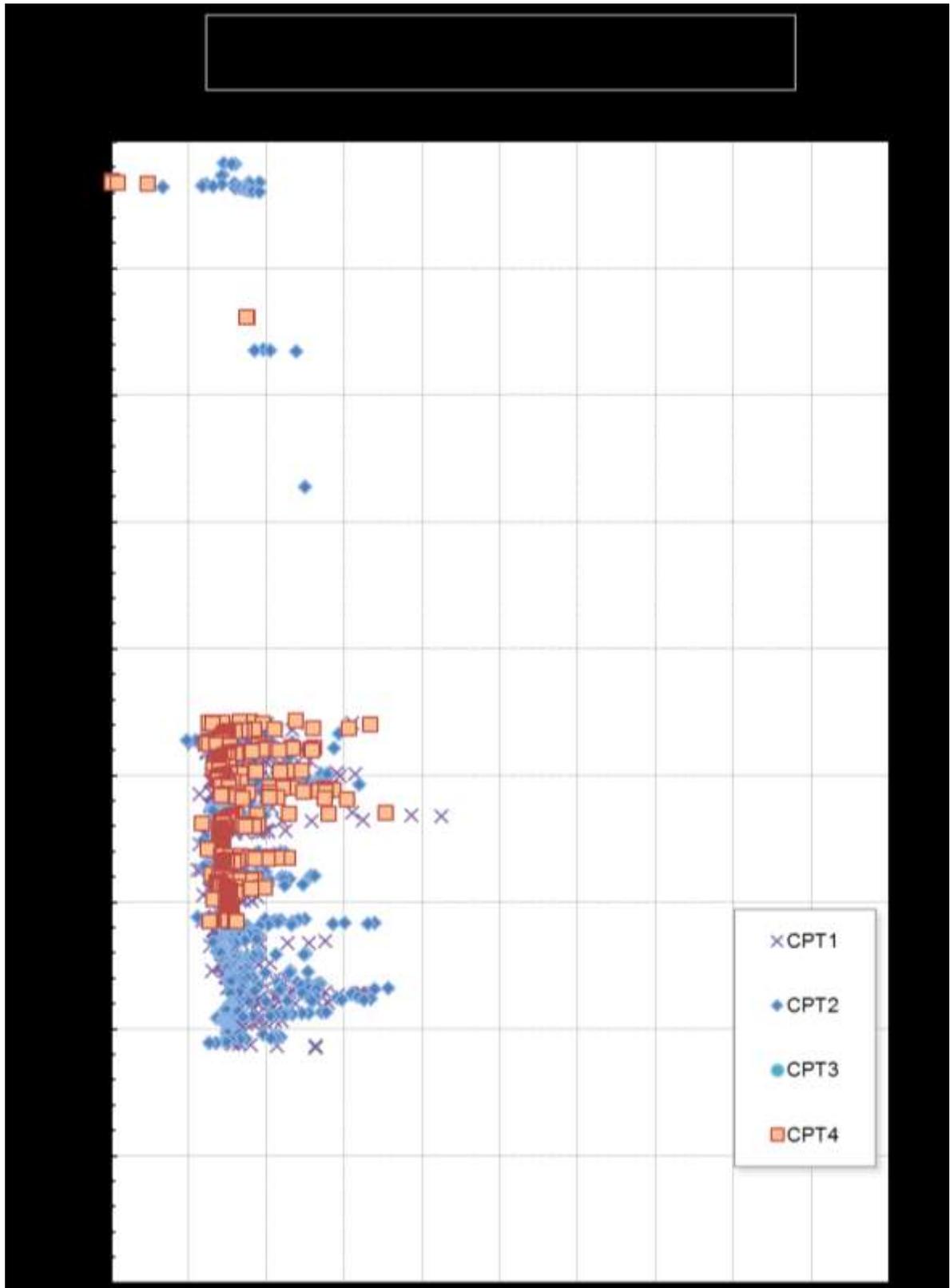


Figura 10.45:-Modulo di taglio iniziale- Multipiano F

10.4.6.3 Modulo di elastico iniziale

I valori del modulo elastico iniziale a piccole deformazioni sono stati desunti a partire da valori di G_0 tramite le note relazioni della teoria dell'elasticità (cfr. le Figure seguenti):

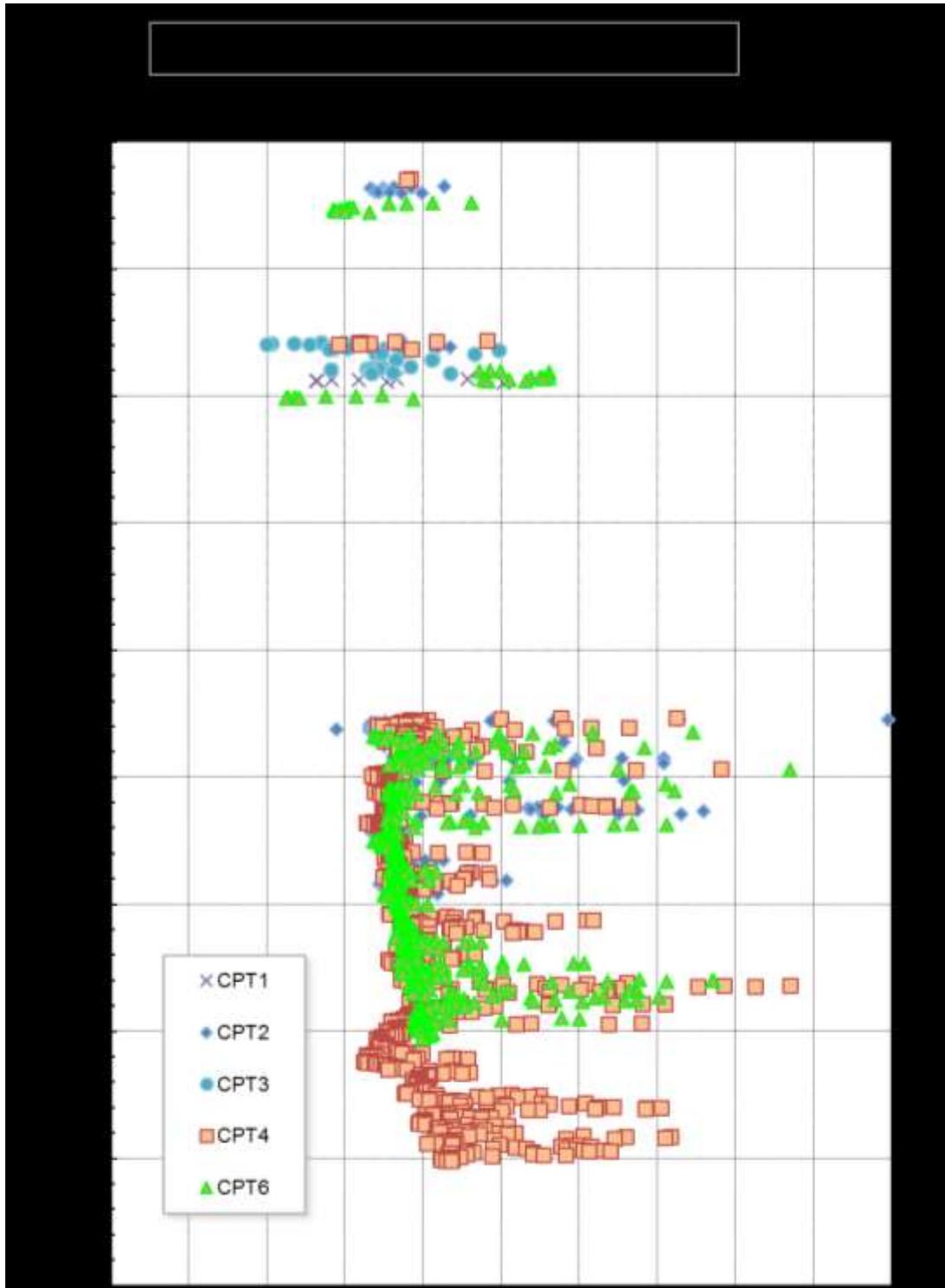


Figura 10.46: Modulo di taglio iniziale - EPUA III

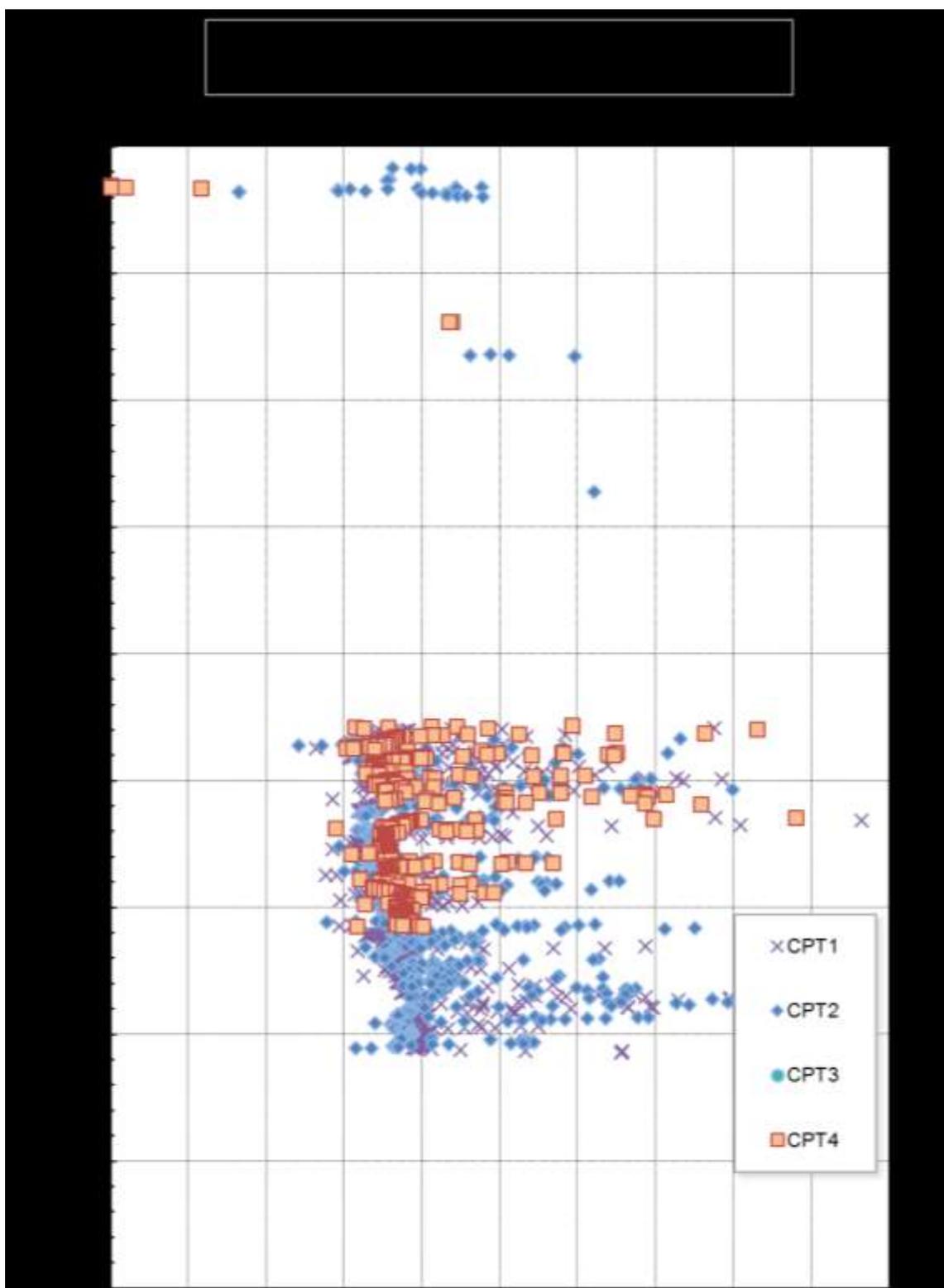


Figura 10.47: Modulo di taglio iniziale - Multipiano F

10.4.7 Coefficienti di permeabilità

Sulla base dei valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove edometriche si potrà assumere:

$$k_v = 1.0 \times 10^{-11} \div 1.0 \times 10^{-10} \text{ m/s} \quad \text{coefficiente di permeabilità in direzione verticale}$$

Date le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame si ritiene ragionevole adottare valori di k_h/k_v compresi tra 3 e 7 (coefficiente di permeabilità in direzione orizzontale).

10.4.8 Tabelle riassuntive di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nelle Tabelle seguenti vengono riassunti alcuni dei principali parametri medi caratteristici dei materiali coesivi della formazione A1.

Tabella 10-3: Formazione A1 – Parametri geotecnici medi caratteristici

γ_n (kN/m ³)	17.0 ÷ 19.0
q_c (MPa)	1.0 ÷ 2.0
c_u (kPa)	$0.30 \times \sigma'_{vo}$
c' (kPa)	0.00 ⁽¹⁾
ϕ' (°)	22 ÷ 30 ⁽¹⁾
GSC = $\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$ (-)	1.0
k_o (-)	(0.62 ÷ 0.50)
RR (-)	0.02 ÷ 0.04
CR (-)	0.15 ÷ 0.35
⁽¹⁾ = valore desunto dalla bibliografia (Manassero, Dominijanni, 2010)	

Simbologia

γ_n = peso di volume naturale;

q_c = resistenza alla punta;

c_u = resistenza al taglio non drenata;

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

ϕ' = angolo di attrito in termini di tensioni efficaci;

GSC = grado di sovraconsolidazione;

k_o = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

RR = rapporto di ricompressione edometrico per pressioni comprese tra σ_{vo}' e σ_{vp}' ;

CR = rapporto di compressione edometrico per pressioni superiori a σ_{vp}' .

11 CONCLUSIONI

In questa relazione sono stati illustrati ed interpretati i risultati delle indagini geognostiche effettuate nella zona interessata dalla realizzazione di una nuova palazzina uffici (EPUA III) all'interno dell'Aeroporto di Roma Fiumicino.

L'esame geotecnico è stato finalizzato alle caratterizzazioni geotecnica e sismica dei terreni, necessarie alla verifica delle condizioni di stabilità del sito e delle condizioni di realizzabilità delle opere, ed alla definizione dei parametri di progetto per il dimensionamento delle diverse strutture.

I temi di maggiore interesse emersi nel corso del presente studio sono stati i seguenti:

- da un punto di vista stratigrafico la presenza di depositi di origine dunare/costiera e fluvio-palustre recenti (Olocene), nell'ambito dei quali si distinguono materiali sabbiosi più in superficie (fino a 23÷24 m dal p.c. circa) e materiali limoso argillosi di consistenza medio-bassa a profondità superiori;
- la natura di materiali normalconsolidati per questi depositi, con anche localmente condizioni di sottoconsolidazione dei terreni coesivi, che comporta fenomeni di subsidenza dell'area, come documentato dagli studi di monitoraggio interferometrici a disposizione. In virtù di ciò è necessario, in fase di progettazione e verifica delle opere di fondazione limitare il volume di terreno interessato da cedimenti e garantire, in corrispondenza dell'interfaccia tra materiali sabbiosi ed argillosi, bassi incrementi tensionali, in modo da preservare la "struttura" dei materiali sottoconsolidati ed evitare l'insorgere di fenomeni "viscosi";
- la presenza della falda in prossimità del piano campagna (la quota freatica di progetto è fissata a circa 2.0 m di profondità);
- la stabilità dei materiali sabbiosi superficiali rispetto a fenomeni di liquefazione;
- la condizione dell'area di progetto come "*zona suscettibile di amplificazione sismica entro livelli confrontabili con quelli da Normativa*", sulla base dei risultati dell'analisi di risposta sismica locale effettuata.