

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP J34H16000620009

U.O. COORDINAMENTO TERRITORIALE NORD

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA-TRIESTE

LOTTO 3: VARIANTE DI PORTOGRUARO

**GEOTECNICA
RELAZIONE GEOTECNICA**

SCALA:

-

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

I Z 0 4 3 0 R 2 6 R H G E 0 0 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato / Data
A	Emissione Definitiva	S. Corti	Giugno 2021	R. Lestingi	Giugno 2021	Lo Presti	Giugno 2021	A.PEREGO Giugno 2021
				<i>Deccato Luigi</i>		<i>Lo Presti</i>		

File: IZ0430R26RHGE0000001A.doc

n. Elab.:

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	6
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
2.1	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	7
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	7
2.3	BIBLIOGRAFIA.....	9
3	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	14
4	CAMPAGNE D'INDAGINE	16
4.1	INDAGINI A SUPPORTO DELLA PRIMA FASE DEL PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA.....	16
4.2	INDAGINI A SUPPORTO DELLA REVISIONE DEL PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA.....	17
5	MONITORAGGIO PIZOMETRICO	19
6	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	20
6.1	GENERALITÀ	20
6.2	INDIVIDUAZIONE DEL TIPO DI TERRENO DA PROVE CPT/CPTU	20
6.3	MATERIALI A GRANA FINE	23
6.3.1	<i>Classificazione</i>	23
6.3.2	<i>Stato tensionale iniziale</i>	26
6.3.3	<i>Resistenza al taglio in condizioni non drenate</i>	28
6.3.3.1	Prove di laboratorio	28
6.3.3.2	Valutazione di c_u da prove CPTU	29
6.3.3.3	Valutazione di c_u da prove SPT	29
6.3.4	<i>Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i>	29
6.3.5	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	29
6.3.5.1	Moduli elastici iniziali	29
6.3.5.2	Moduli elastici iniziali da prove CPT/CPTU	30
6.3.5.3	Moduli elastici iniziali da prove SPT.....	30
6.3.5.4	Moduli elastici “operativi” in condizioni drenate	31
6.3.5.5	Moduli elastici “operativi” in condizioni non drenate.....	33
6.3.5.6	Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960).....	34
6.3.6	<i>Coefficienti di permeabilità e di consolidazione primaria e secondaria</i>	34

6.4	MATERIALI A GRANA GROSSA	35
6.4.1	<i>Stato iniziale del deposito</i>	35
6.4.2	<i>Densità relativa</i>	37
6.4.2.1	Densità relativa dalle prove penetrometriche statiche in sabbia, CPT.....	37
6.4.2.2	Densità relativa dalle prove penetrometriche dinamiche in sabbia, SPT.....	37
6.4.3	<i>Angolo di resistenza al taglio</i>	38
6.4.4	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	40
6.4.4.1	Moduli elastici iniziali	40
6.4.4.2	Moduli elastici iniziali da prove CPT	40
6.4.4.3	Moduli elastici iniziali da prove SPT	41
6.4.4.4	Moduli elastici "operativi"	42
6.4.4.5	Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960).....	45
6.4.5	<i>Coefficienti di permeabilità</i>	46
7	QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO	48
7.1	MODELLO GEOLOGICO LOCALE.....	48
7.2	DESCRIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE	48
7.3	CONDIZIONI SISMICHE DEL SITO.....	50
8	CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' STRATIGRAFICHE GEOTECNICHE	51
8.1	UNITÀ GEOTECNICA 1	51
8.2	UNITÀ GEOTECNICA 2	69
8.3	UNITÀ GEOTECNICA 3	77
8.4	PERMEABILITA'.....	95
8.5	DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	97
9	ANALISI DI SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE	99
9.1	GENERALITÀ	99
9.2	CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE	100
9.3	PERICOLOSITÀ SISMICA E MAGNITUDO.....	101
9.4	METODO DI ANALISI	102
9.4.1	<i>CRR da correlazioni su prove SPT</i>	103
9.4.2	<i>Calcolo del fattore di sicurezza</i>	107

9.4.3	<i>Indice di potenziale di liquefazione</i>	107
9.4.4	<i>Sintesi dei risultati delle verifiche a liquefazione</i>	108
10	RESISTENZA GEOTECNICA DEI PALI SOGGETTI A CARICO ASSIALE	110
10.1	INTRODUZIONE	110
10.2	CURVE DI RESISTENZA DEL PALO SINGOLO	110
10.3	RESISTENZA DI CALCOLO DEI PALI TRIVELLATI DA PARAMETRI GEOTECNICI	110
10.3.1	<i>Resistenza laterale di calcolo</i>	112
10.3.2	<i>Resistenza di base di calcolo</i>	113
10.4	RESISTENZA CARATTERISTICA	115
10.5	RESISTENZA DI PROGETTO	116
10.6	STRATIGRAFIA, FALDA E PARAMETRI GEOTECNICI	118
10.7	CURVE DI RESISTENZA DEL PALO SINGOLO	118



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE
Posti di Movimento e Varianti di Tracciato
LOTTO 3: Variante di tracciato a Portogruaro

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	30	R 26 RH	GE 00 00 000	A	5 di 129

1 INTRODUZIONE

La presente relazione illustra e riassume la caratterizzazione geotecnica preliminare dei terreni realizzata per lo studio di fattibilità tecnico economica per il potenziamento della Linea Venezia Trieste nell'area della variante di Portogruaro. Lo scopo dello studio geotecnico è di definire il modello geotecnico su cui basare raccomandazioni preliminari per le opere da presentare in progetto.

In generale, per la definizione del modello geotecnico (unità geotecniche e caratteristiche meccaniche) si è fatto riferimento ai risultati dello studio geologico e alle campagne di indagini eseguite nel 2018 e a cavallo tra 2020 e 2021.

La relazione si articola come segue:

- il capitolo 2 elenca i documenti, le normative e la bibliografia di riferimento;
- il capitolo 3 riporta una breve descrizione del tracciato in esame;
- il capitolo 4 riporta una sintesi delle indagini geotecniche di sito e di laboratorio disponibili ai fini della presente caratterizzazione;
- il capitolo 5 riporta una sintesi delle letture piezometriche effettuate fino a febbraio 2020;
- il capitolo 6 descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche;
- il capitolo 7 riporta il quadro di riferimento geologico e definisce le unità geotecniche incontrate lungo la tratta in esame;
- il capitolo 8 riporta la caratterizzazione geotecnica dei terreni quale risulta dall'interpretazione delle indagini;
- il capitolo 9 riporta i risultati delle analisi di suscettibilità alla liquefazione sulla base dei dati delle prove di tipo SPT;
- il capitolo 10 riporta i risultati dei calcoli per il predimensionamento geotecnico dei pali di fondazione dello scatolare.



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE
Posti di Movimento e Varianti di Tracciato
LOTTO 3: Variante di tracciato a Portogruaro

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	30	R 26 RH	GE 00 00 000	A	7 di 129

2 **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

2.1 **DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO**

- [1] ITALFERR 2018– Progetto di fattibilità tecnico-economica – Soppressione Passaggi a Livello e Varianti di Tracciato – Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica (Doc. IZ0400R69RGGE0001001A)
- [2] ITALFERR 2019– Progetto di fattibilità tecnico-economica – Potenziamento della linea Venezia-Trieste – Relazione geotecnica generale (Doc. IZ0400R13RBOC0001001A)
- [3] ITALFERR 2020– Progetto di fattibilità tecnico-economica – Potenziamento della linea Venezia-Trieste – Stabilità e cedimenti dei rilevati – Relazione di calcolo (Doc. IZ0400R13RBOC0001002B)
- [4] ITALFERR 2018– Progetto di fattibilità tecnico-economica – Soppressione Passaggi a Livello e Varianti di Tracciato – Indagini geofisiche – (Doc. IZ0400R69IGGE0005001A)
- [5] ITALFERR 2021– Progetto di fattibilità tecnica ed economica – Potenziamento Linea Venezia Trieste -Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica (Doc. IZ0430R69RGGE0001001A)
- [6] ITALFERR 2021– Progetto di fattibilità tecnica ed economica – Potenziamento Linea Venezia Trieste – Carta Geologica con elementi di geomorfologia e Profilo Geologico (Doc. IZ0430R69L5GE0001001A)
- [7] ITALFERR 2021– Progetto di fattibilità tecnica ed economica – Potenziamento Linea Venezia Trieste – Plano-profilo Geotecnico (IZ0430R26L6GE0000001A)
- [8] ITALFERR 2021– Progetto di fattibilità tecnica ed economica – Potenziamento Linea Venezia Trieste - Indagini geognostiche (Doc. IZ0430R69SGGE0005001A)
- [9] ITALFERR 2021– Progetto di fattibilità tecnica ed economica – Potenziamento Linea Venezia Trieste – Prove geotecniche di laboratorio di laboratorio (Doc. IZ0430R69PRGE0005001A)

2.2 **NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO**

- [10] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30.

- [11] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore del Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- [12] RFI DTC SI MA IFS 001 E del 21.12.2020- “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”.
- [13] RFI DTC INC CS LG IFS 001 A del 21.12.2011 – “Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra”.
- [14] RFI DTC SI SP IFS 001 D del 20.12.2019- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi” – RFI.
- [15] RFI DTC SI GE SP IFS 003 A del 22.12.2017- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 18 – “Utilizzo di aggregati riciclati e trattamenti con calce per opere in terra” – RFI.
- [16] 2008/217/CE - “Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo ad alta velocità (20/12/2007)”.
- [17] 2011/275/CE - “Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo convenzionale (26/04/2011)”.
- [18] Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N°2019/776 della Commissione del 16 Maggio 2019
- [19] UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [20] UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [21] AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- [22] AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida.

2.3 BIBLIOGRAFIA

- [23] Andrus, RD, NP Mohanan, P Piratheepan, BS Ellis, and TL Holzer (2007). Predicting shear-wave velocity from cone penetration resistance, Proc., 4th Inter. Conf. on Earthq. Geotech. Eng., Thessaloniki, Greece.
- [24] 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.
- [25] Balmer G. (1952) "A general analytical solution for Mohr's envelope" ASTM, 52.
- [26] Bieniawski Z.T. (1989) "Engineering Rock Mass Classifications" New York, John Wiley & Sons.
- [27] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1.
- [28] Boulanger, R. W. and Idriss, I. M. (2004). State normalization of penetration resistances and the effect of overburden stress on liquefaction resistance, in Proceedings, 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, D. Doolin et al., eds., Stallion Press, Vol. 2, pp. 484–91.
- [29] Brown E.T., Hoek E. (1988) "Discussion on paper n° 20431 by R. Ucae entitled "Determination of shear failure envelope in rock masses" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 114, n° 3.
- [30] Burland, J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. Géotechnique 40, n° 3, 329-378.
- [31] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
- [32] 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.
- [33] Durgunoglu H.T., Mitchell J.K. (1975) "Static penetration resistance of soils, I -Analyses, II - Evaluation of the theory and interpretation for practice" ASCE Specialty Conference on in Situ Measurements of Soil Properties, Raleigh NC, V.I..

- [34] Fahey M. (1992) "Shear modulus of cohesionless soil: variation with stress and strain level" Canadian Geotechnical Journal, n°30.
- [35] Fleming W.G.K., Weltman A.J., Randolph M.F., Elson W.K. (1985) "Piling Engineering" Surrey University Press, Glasgow and London, Halsted Press, a division of John Wiley & Sons, New York.
- [36] Gwizdala K. (1984) "Large bored piles in non cohesive soils" Swedish Geotechnical Institute, Report n° 26.
- [37] Hoek E., Brown E.T. (1980) "Underground excavations in rock" London, Institution of Mining and Metallurgy.
- [38] Hoek E. (1983) "Strength of jointed rock masses" Géotechnique, 33, n° 3.
- [39] Hoek E., Brown E.T. (1988) "The Hoek-Brown failure criterion – A 1988 update" Proc. of 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada.
- [40] Hoek E. (1990) "Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion" Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 27.
- [41] Hoek E., Wood D., Shah S. (1992) "A modified Hoek-Brown failure criterions for jointed rock masses" Proc. Int. ISRM Symposium on Rock Characterisation, EUROCK'92, Chester, United Kingdom.
- [42] Hoek E., Kaiser P.K., Bawden W.F. (1997) "Support of underground excavations in hard rock" Rotterdam, A.A. Balkema.
- [43] Hoek E., Marinos P., Benissi M. (1998) "Applicability of the Geological Strenght Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses" The Case of Athens Schist Formation, Bull. Engg, Geol, Env. 57(2), 151-160.
- [44] Hoek E., Carranza-Torres C.T., Corkum B. (2002) "Hoek-Brown failure criterion- 2002 edition" Proc. North American Rock Mechanics Society Meeting in Toronto, July.
- [45] Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2008), "Soil liquefaction during earthquakes", MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.
- [46] Ishihara, K. and Yoshimine, M., (1992), Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes: Soils and Foundations, 32(1), p.173-188.



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE
Posti di Movimento e Varianti di Tracciato
LOTTO 3: Variante di tracciato a Portogruaro

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	30	R 26 RH	GE 00 00 000	A	11 di 129

- [47] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" Proceedings In-situ 2001, Bali.
- [48] Iwasaki T., Tokida K., Tatsuoka F., Watanabe S., Yasuda S. and Sado H. (1982). "Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods", Vol III, Proc. 3rd Intl. Conf. on Microzonation, Seattle, pp. 1319-1330.
- [49] 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.
- [50] Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.100, n° 7.
- [51] 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.
- [52] 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.
- [53] Marchetti S. (1985) "On the field determination of k_0 in sand" Discussion Session 2A, 11th ICSMFE, S. Francisco.
- [54] Matlock, H., Reese, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, V.86, No.SM5, pp.63-91.
- [55] Mayne, P.W., G.J. Rix, (1995). Correlation between shear wave velocity and cone tip resistance in natural clays, Soils and Foundations, vol. 35, n. 2, 107-110.
- [56] Mayne, P. W., (2006), In-situ test calibrations for evaluating soil parameters, Overview paper, Characterization and Engineering Properties of Natural Soils II (Proc. Singapore Workshop), Taylor & Francis Group, London, United Kingdom.
- [57] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- [58] Rocchi G.F. (2003) "Correlazione empirica tra coefficiente di permeabilità, indice dei vuoti e caratteristiche di plasticità in argille e limi" Documento interno Studio Geotecnico Italiano.



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE
Posti di Movimento e Varianti di Tracciato
LOTTO 3: Variante di tracciato a Portogruaro

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	30	R 26 RH	GE 00 00 000	A	12 di 129

- [59] Robertson P.K. and Wride C.E. (1998). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test". Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, 35(3), pp. 442-459.
- [60] 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.
- [61] Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1982), "Ground motions and soil liquefaction during earthquakes", Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.
- [62] 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.
- [63] Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" General Report, Proc. 7th ECSMFE, Brighton.
- [64] 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.
- [65] Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.
- [66] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
- [67] 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.
- [68] Sykora, D. E., Stokoe K. H. (1983). Correlations of in situ measurements in sands of shear wave velocity. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 20: 125 – 136.
- [69] Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content" Soils and Foundations 23, n° 4.
- [70] Vucetic M., Dobry R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response" Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
- [71] Yoshimine M., Nishizaki H., Amano K. and Hosono Y. (2006). "Flow deformation of liquefied sand under constant shear load and its application to analysis of flow slide in infinite slope". Soil dynamics and earthquake Eng., vol. 26, pp. 253-264.



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE
Posti di Movimento e Varianti di Tracciato
LOTTO 3: Variante di tracciato a Portogruaro

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	30	R 26 RH	GE 00 00 000	A	13 di 129

- [72] Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523.
- [73] 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



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE
Posti di Movimento e Varianti di Tracciato
LOTTO 3: Variante di tracciato a Portogruaro

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	30	R 26 RH	GE 00 00 000	A	14 di 129

3 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Il potenziamento della linea Venezia-Trieste prevede diverse opere lungo il tracciato. Il progetto in particolare prevede lo sviluppo di un nuovo Posto Movimento a San Donà di Piave (Lotto 1) e a Fossalta (Lotto 2), varianti ferroviarie con nuovi rilevati e/o viadotti a Portogruaro (Lotto 3) e sul fiume Isonzo (Lotto 4).

In questo documento ci si occupa in particolare della variante di Portogruaro (vedi Figura 3.1), in cui la curva della linea esistente viene rimodellata con raggio di curvatura più ampio. Dopo l'attivazione della nuova variante, il vecchio tracciato sarà dismesso. L'intervento in generale si sviluppa tra il km 59+818 e il km 61+063, per una lunghezza complessiva di circa 1250 m.

La campagna geognostica ha mostrato la presenza di livelli torbosi fino alle massime profondità indagate e la forte presenza di campioni indisturbati in cui lo stato in sito farebbe presupporre la presenza di materiali strutturati. A causa delle peculiari condizioni geotecniche sopradescritte, nel primo tratto in rilevato e di affiancamento alla linea esistente verrà previsto un intervento di consolidamento per mezzo di pali in CFA al fine di contenere i cedimenti relativi allo strato superficiale (nonché quello più deformabile) e permettere di mantenere le condizioni di esercizio sulla linea esistente. Nei tratti in cui le altezze del rilevato sono più elevate e la nuova linea è maggiormente distanziata da quella esistente, sarà previsto uno scatolare cavo fondato su pali. Tale intervento permette, attraverso la sua rigidità, di distribuire eventuali cedimenti inattesi dovuti alla presenza localizzata di livelli di torba difficilmente valutabili con i modelli geotecnici.

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	30	R 26 RH	GE 00 00 000	A	15 di 129



Figura 3.1- Tracciato di progetto – Variante di Portogruaro



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE
Posti di Movimento e Varianti di Tracciato
LOTTO 3: Variante di tracciato a Portogruaro

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	30	R 26 RH	GE 00 00 000	A	16 di 129

4 CAMPAGNE D'INDAGINE

I dati stratigrafici e geotecnici riportati nella presente relazione e nei profili geotecnici sono stati desunti dai risultati delle indagini geotecniche e di laboratorio condotte a supporto del progetto di potenziamento della linea in oggetto, nello specifico:

- Campagna di indagine ITALFERR eseguita nel 2018 nell'ambito della prima fase di PFTE. Di tale campagna indagini si farà riferimento al sondaggio di pertinenza per la variante di Portogruaro, ovvero a BH6;
- Campagna di indagine ITALFERR eseguita a cavallo tra la fine del 2020 e l'inizio del 2021 nell'ambito della revisione del PFTE;

Il dettaglio delle indagini geognostiche considerate nel presente report è riportato nei paragrafi successivi.

4.1 INDAGINI A SUPPORTO DELLA PRIMA FASE DEL PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA

In fase di PFTE è stata eseguita una prima campagna di indagini di cui si riportano in Tabella 4.1 le indagini di pertinenza per il sito in esame. Per il dettaglio delle prove si rimanda ai Doc.Rif.[2] e [4].

Tabella 4.1 – Indagini a supporto della prima fase di PFTE

Progressiva	ID	Tipo di indagine	GAUSS BOAGA-FUSO O		Quota (m slmm)	Profondità (m)	SPT (n.prove)	Lefranc (n.prove)	Foro attrezzato	CI (#)	CR (#)
			X	Y							
(km »)	(sigla)	(Tipo)							C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tube Aperto ⁽²⁾ Down Hole		
60+320	BH6	Sondaggio	2352370	5072419	1.94	40	13	2	TA (2.0m÷17.0m)	5	3
60+335	MASW_BH6	MASW	2352386	5072425							

⁽¹⁾ = Tra parentesi la profondità della cella Casagrande

⁽²⁾ = Tra parentesi il tratto finestrato

CI = campioni indisturbati

CR campioni rimaneggiati/semidisturbati

	POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE Posti di Movimento e Varianti di Tracciato LOTTO 3: Variante di tracciato a Portogruaro					
	RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA IZ04	LOTTO 30	CODIFICA R 26 RH	DOCUMENTO GE 00 00 000	REV. A

4.2 INDAGINI A SUPPORTO DELLA REVISIONE DEL PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA

In fase di revisione del PFTE sono state eseguite prove di tipo CPTU, sondaggi e prove di laboratorio oltre a indagini geofisiche di tipo MASW e HVSR.

Indagini in sito:

- n. 3 sondaggi a carotaggio continuo (VP1, VP3 e VP4) spinti sino a profondità di 40 m con:
 - installazione di n.1 piezometro a tubo aperto nel sondaggio VP4;
 - esecuzione di n.2 prove Down-Hole nei sondaggi VP1 e VP3.
 - prove penetrometriche in foro tipo SPT;
 - prove di permeabilità tipo Lefranc;
 - prove pressiometriche;
 - prelievo di campioni indisturbati durante le perforazioni;
 - prelievo di campioni rimaneggiati durante le perforazioni;
 - esecuzione di prove Pocket Penetrometer sul materiale in cassetta;
- n.2 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) andate a rifiuto alla profondità di circa 6-7 m da piano campagna.
- n.2 stendimenti con interpretazione MASW e HVSR;

Prove di laboratorio sui campioni prelevati:

- descrizione e prove di classificazione;
- prove di taglio diretto (TD);
- prove triassiali consolidate isotropicamente non drenate (TxCIU);
- prove triassiali consolidate isotropicamente drenate (TxCID);
- prove triassiali non consolidate e non drenate (TxUU);
- prove edometriche.

Per il dettaglio delle prove si rimanda ai Doc. Rif.[12] e [9].

In Tabella 4.2 si riporta una sintesi delle indagini considerate con le progressive (approssimate) di riferimento ottenute proiettando le indagini lungo la linea ferroviaria.

Tabella 4.2 – Indagini a supporto della revisione del PFTE

Progressiva (km »)	ID (sigla)	Tipo di indagine (Tipo)	GAUSS BOAGA- FUSO O		Quota (m slmm)	Profondità (m)	SPT (n.prove)	Lefranc (n.prove)	Foro attrezzato C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tubo Aperto ⁽²⁾ Down Hole	CI (#)	CR (#)
			X	Y							
59+970	VP1	Sondaggio	2352020	5072416	3.98	40	14	4	Down-Hole	5	7
60+610	VP3	Sondaggio	2352666	5072370	0.94	40	14	4	Down-Hole	4	6
60+950	VP4	Sondaggio	2353014	5072320	1.44	40	14	5	TA (3.0m÷34m)	5	5
60+730	VP1A	CPTU	2352783	5072307	0.65	6.8					
60+730	VP1B	CPTU	2352786	5072307	0.65	6.2					
60+780	MASW_VP1	MASW	2352939	5072347							
60+780	HVSR039	HVSR	2352938	5072342							

⁽¹⁾ = Tra parentesi la profondità della cella Casagrande
⁽²⁾ = Tra parentesi il tratto finestrato
CI = campioni indisturbati
CR campioni rimaneggiati/semidisturbati



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE
Posti di Movimento e Varianti di Tracciato
LOTTO 3: Variante di tracciato a Portogruaro

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	30	R 26 RH	GE 00 00 000	A	19 di 129

5 MONITORAGGIO PIZOMETRICO

Il modello idrogeologico dell'area è riportato in un capitolo dedicato nella Relazione geologica (Doc.Rif.[5]). Le uniche letture piezometriche significative sono quelle eseguite nel foro di sondaggio BH6 durante il periodo agosto 2018 – luglio 2019 (vedi anche Relazione geologica, Doc.Rif. [1]). Le soggiacenze variano tra un minimo di 0.93 m da p.c. e un massimo di 1.70 m da p.c.

La falda di progetto riportata nel Capitolo 9 è stata presa a 1 m di profondità da p.c., corrispondente alla minima soggiacenza (arrotondata) registrata nel piezometro.



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE
Posti di Movimento e Varianti di Tracciato
LOTTO 3: Variante di tracciato a Portogruaro

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	30	R 26 RH	GE 00 00 000	A	20 di 129

6 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1 GENERALITÀ

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, di seguito descritti, tengono conto del fatto che lungo il tracciato in esame sono stati rinvenuti depositi limoso-sabbiosi, sabbie limose e argille limose sabbiose.

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

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

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è fatta sulla base della descrizione stratigrafica dei sondaggi, dell'interpretazione delle prove penetrometriche statiche (CPTU) e delle prove di laboratorio sui campioni di terreno.

Sono stati inoltre analizzati i risultati, in termini di velocità delle onde di taglio (V_s), misurate dalle prove geofisiche Down-Hole, SCPTU e MASW.

6.2 INDIVIDUAZIONE DEL TIPO DI TERRENO DA PROVE CPT/CPTU

Nell'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPT e CPTU si farà riferimento alle seguenti quantità:

q_c = resistenza di punta;

q_t = resistenza di punta corretta;

f_s = resistenza di attrito sul manicotto laterale;

u_2 = pressione interstiziale immediatamente dietro il cono.

Nel caso delle prove CPT non viene misurata la pressione interstiziale; pertanto in prima approssimazione si assumerà $q_t = q_c$, essendo q_c la resistenza di punta misurata.

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

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

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

$$Q_T = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma_{vo}}$$

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

essendo:

α = rapporto delle aree del penetrometro statico, nel caso in oggetto pari a 0.8;

u_o = pressione idrostatica;

σ_{vo} = pressione verticale totale geostatica

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica.

Nella letteratura tecnica sono state sviluppate in passato numerose correlazioni che a partire dai valori delle quantità indicate precedentemente permettono di risalire al tipo di materiale attraversato dalla prova (si veda ad esempio Robertson & Campanella, 1984, Robertson et al., 1986; Olsen & Farr, 1986; Searle, 1979 per quanto riguarda le prove CPT e Robertson & Campanella, 1986 per quanto riguarda le prove CPTU).

Attualmente le correlazioni più utilizzate sono quelle proposte da Robertson (1990) (si veda anche Lunne et al., 1997), riportate nella Figura 6.1.

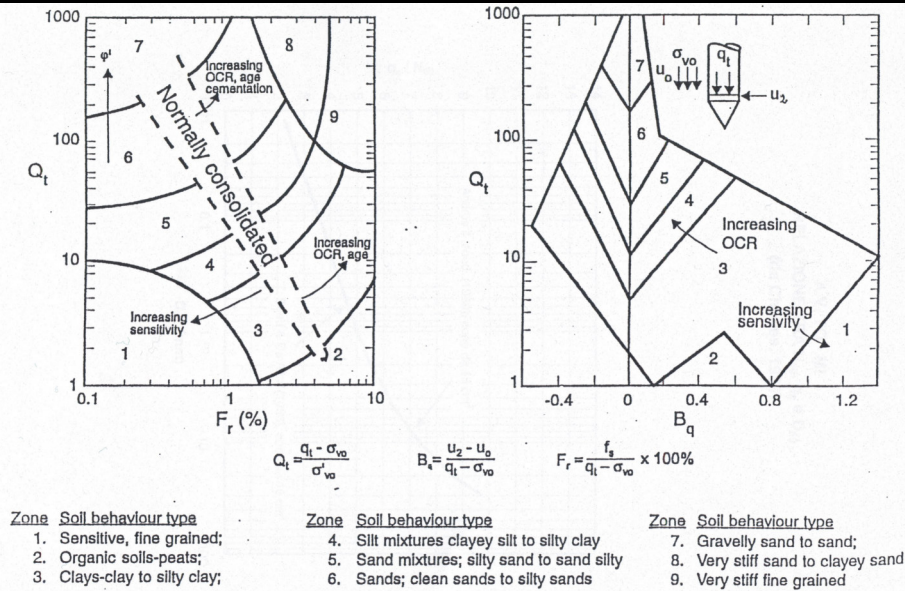


Figura 6.1 - Correlazioni per la definizione del materiale attraversato dalle prove CPT/CPTU (Robertson, 1990)

La prima correlazione è applicabile alle prove CPT e alle prove CPTU e sfrutta le quantità F_r e Q_T ; nel caso delle prove CPT i valori di F_r e Q_T possono essere ricavati in prima approssimazione sostituendo q_c a q_t .

La seconda correlazione è applicabile alle prove CPTU e sfrutta le quantità β_q e Q_T .

Attraverso la determinazione dei valori di F_r e Q_T si determina l'indice I_c "Soil Behaviour Type Index" attraverso la seguente equazione ricorsiva nel parametro n , da definirsi mediante procedura iterativa:

$$I_c = ((3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2)^n$$

Roberston (2010) fornisce una descrizione del comportamento del terreno in funzione del parametro I_c (si veda Tabella 6.1).

Tabella 6.1 - Roberston (2010)

<i>Zone</i>	<i>Soil Behavior Type</i>	<i>I_c</i>
1	<i>Sensitive, fine grained</i>	N/A
2	<i>Organic soils – clay</i>	> 3.6
3	<i>Clays – silty clay to clay</i>	2.95 – 3.6
4	<i>Silt mixtures – clayey silt to silty clay</i>	2.60 – 2.95
5	<i>Sand mixtures – silty sand to sandy silt</i>	2.05 – 2.6
6	<i>Sands – clean sand to silty sand</i>	1.31 – 2.05
7	<i>Gravelly sand to dense sand</i>	< 1.31
8	<i>Very stiff sand to clayey sand*</i>	N/A
9	<i>Very stiff, fine grained*</i>	N/A

* *Heavily overconsolidated or cemented*

6.3 MATERIALI A GRANA FINE

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

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

6.3.1 Classificazione

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

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

Oltre alla classificazione convenzionale, sarà considerata anche una classificazione basata su considerazioni legate alla posizione dello stato iniziale in sito, dato dall'indice dei vuoti (e_0), o da quello normalizzato corrispondente I_{v0} , e dalla pressione verticale efficace geostatica (σ'_{v0}), rispetto alla curva di

compressibilità intrinseca edometrica (ICL_{oed}) definita da Burland (1990); quest'ultima è data dalla seguente equazione:

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

dove:

σ'_v = pressione verticale efficace corrente in kPa

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_{vo} è dato quindi dalla seguente equazione:

$$I_{vo} = \frac{e_o - e_{100}^*}{C_c^*}$$

essendo:

e_o = rapporto dei vuoti iniziale del materiale.

Con riferimento anche a quanto indicato nella Figura 6.2 (si veda ad esempio anche Nagaraj & Miura, 2001) si ha che:

- Terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{v0})-(\sigma'_{v0})$ alla sinistra della curva ICL_{oed} (terreni tipo B1) sono da considerare sovraconsolidati meccanicamente; in aggiunta alla sovraconsolidazione meccanica, tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione;
- Terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{v0})-(\sigma'_{v0})$ che cadono sulla curva ICL_{oed} (terreni tipo B2) sono da considerare normalmente consolidati; tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione;
- Terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{v0})-(\sigma'_{v0})$ alla destra della curva ICL_{oed} (terreni tipo A) sono da considerare 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 (si veda ad esempio Mitchell, 1976).

In generale vale quanto segue:

1. I terreni tipo A, 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.
2. I terreni tipo B2, se dotati di legami di cementazione, possono avere comportamenti simili a quelli dei terreni di tipo A; in assenza di legami di cementazione hanno invece:
 - un comportamento duttile o moderatamente fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci connessa solo a fenomeni di riorientazione delle particelle);
 - la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (plastiche), positive (riduzione dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali positive in condizioni non drenate.
3. I terreni di tipo B1, non appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici, hanno:
 - un comportamento di tipo fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci);

- o la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (plastiche o visco-plastiche) negative (aumento dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali negative in condizioni non drenate.

Il comportamento fragile è accentuato se si è in presenza di legami di cementazione.

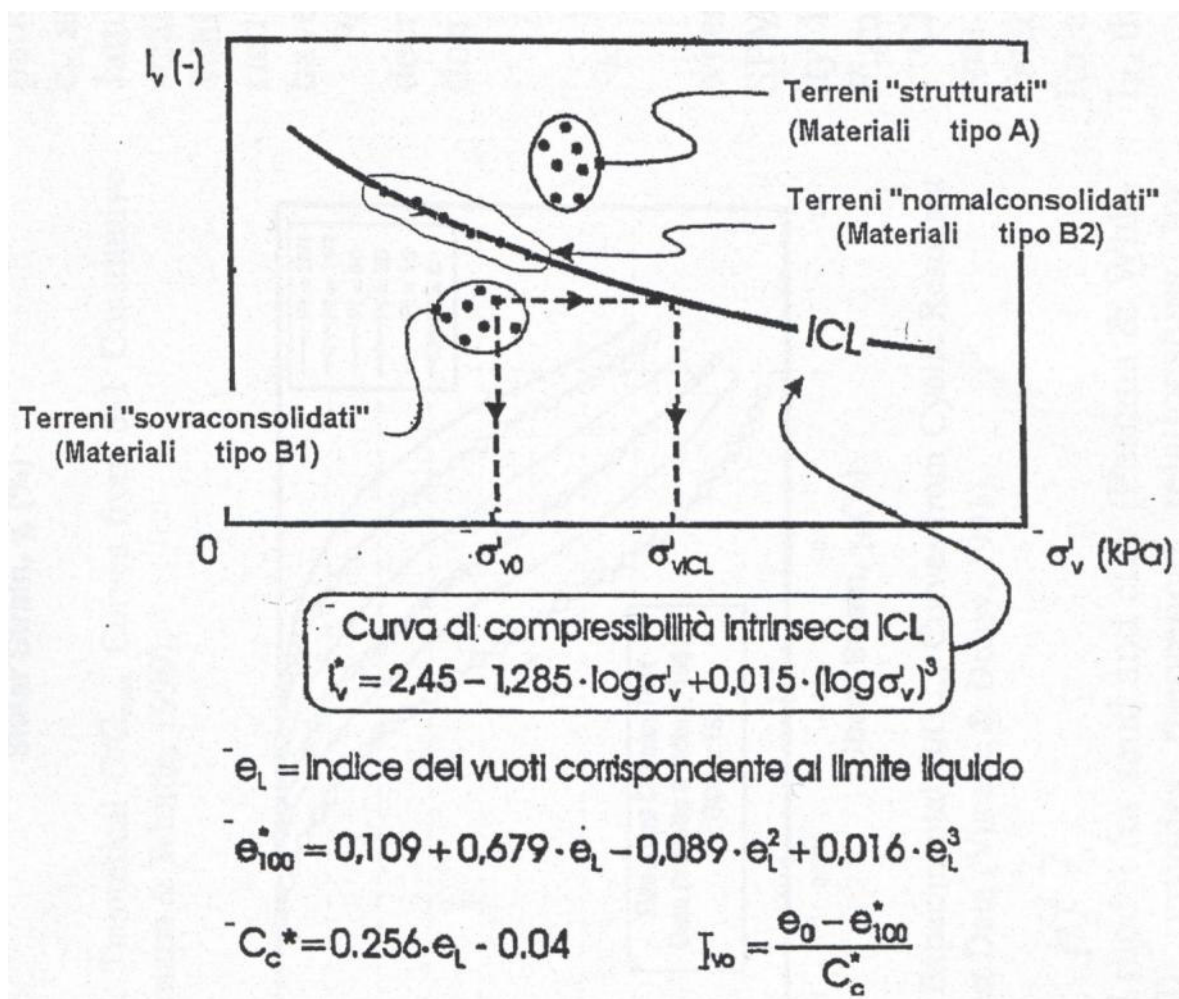


Figura 6.2 - Diagramma di stato per i materiali a granulometria fine (limi e argille)

6.3.2 Stato tensionale iniziale

La valutazione dello stato tensionale iniziale verrà fatta sulla base:

- di quanto desumibile dagli studi di carattere geologico;
- dell'interpretazione delle prove di laboratorio.

In particolare, nel caso dei materiali B1, di cui al paragrafo 6.3.1, lo stato tensionale in sito sarà stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione meccanico ($GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$), essendo σ_{vmax}' la pressione di preconsolidazione desumibile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande e σ_{vo}' la pressione verticale efficace geostatica.

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

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

essendo:

φ' = angolo di resistenza al taglio.

Nel caso dei terreni tipo B2 e tipo A la pressione di preconsolidazione $\sigma_{vp}' > \sigma_{vo}'$, determinabile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande, non rappresenta né la tensione verticale massima (σ_{vmax}') subita dal deposito né la tensione in corrispondenza della quale si innescano deformazioni irreversibili visco-plastiche (σ_{vy}'); inoltre il grado di sovraconsolidazione OCR (definito convenzionalmente come $\sigma_{vp}' / \sigma_{vo}'$) non deriva da fenomeni di precompressione meccanica. In tali circostanze, in mancanza di rilievi sperimentali:

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

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

- la pressione σ_{vy}' verrà stimata sulla base della seguente equazione (vedi Bjerrum, 1967, Rocchi et al., 2003):

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

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

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

Per completezza e ove appropriato, la pressione di preconsolidazione σ_{vmax}' ed il grado di sovraconsolidazione $GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$ verranno determinati anche sulla base delle seguenti espressioni (vedi Ladd & Foot, 1974; Ladd et al. 1977):

$$(GSC)^{0.85} = \frac{\frac{c_u}{\sigma_{vo}'}}{\left(\frac{c_u}{\sigma_{vo}'}\right)_{NC}}$$

dove:

$$\left(\frac{c_u}{\sigma_{vo}'}\right)_{NC} \cong 0.30 \text{ (Chandler et al., 2004)}$$

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate in compressione e carico determinata con prove di laboratorio o con l'interpretazione delle prove CPT o SPT in accordo a quanto descritto nel paragrafo successivo;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica.

6.3.3 Resistenza al taglio in condizioni non drenate

La resistenza al taglio non drenata c_u dei terreni limoso-argillosi saturi sotto falda verrà valutata facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio disponibili e all'interpretazione delle prove penetrometriche CPTU e SPT.

Come noto la resistenza al taglio non drenata è funzione delle tensioni efficaci di consolidazione e del percorso di carico; in questa sede si farà riferimento a prove di laboratorio e a correlazioni empiriche per l'interpretazione delle prove CPT e SPT che forniscono valori di c_u corrispondenti a tensioni efficaci di consolidazione pari a quelle geostatiche e a percorsi di carico caratteristici di prove triassiali di compressione e carico.

6.3.3.1 Prove di laboratorio

Nella definizione della resistenza al taglio non drenata da prove di laboratorio si farà principalmente riferimento, laddove presenti, a prove condotte su campioni indisturbati saturi di buona qualità



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE
Posti di Movimento e Varianti di Tracciato
LOTTO 3: Variante di tracciato a Portogruaro

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	30	R 26 RH	GE 00 00 000	A	29 di 129

6.3.3.2 Valutazione di c_u da prove CPTU

La resistenza al taglio non drenata c_u , associabile a condizioni triassiali di compressione, verrà stimata sulla base delle seguenti espressioni (vedi ad esempio Lunne et al., 1985).

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}}$$

essendo:

N_{kt} = coefficiente adimensionale compreso tra 10 e 20 (qui assunto pari a $N = 16.0$)

σ_{v0} = pressione verticale totale

q_t = resistenza di punta corretta.

6.3.3.3 Valutazione di c_u da prove SPT

La resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda, associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, può essere stimata adottando la correlazione empirica proposta da Stroud (1974) (vedi anche Clayton, 1995). In base a tale correlazione risulta quanto segue:

$$c_u \cong (4,5 \div 5,5) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

6.3.4 **Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci**

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

6.3.5 **Caratteristiche di deformabilità**

6.3.5.1 Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	30	R 26 RH	GE 00 00 000	A	30 di 129

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

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

essendo:

 γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m³
 ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,30

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente dalle prove geofisiche “down hole”, “cross hole”, “SCPTU” e MASW.

6.3.5.2 Moduli elastici iniziali da prove CPT/CPTU

I moduli di elasticità iniziali possono essere ricavati dalle prove CPT/CPTU utilizzando la correlazione empirica proposta da Mayne & Rix (1993) secondo la quale:

$$G_o = \frac{99.5 \cdot (p_a)^{0.305} \cdot (q_t)^{0.685}}{e_o^{1.13}}$$

essendo:

 G_o = modulo di taglio iniziale

 p_a = pressione atmosferica nella stessa unità di misura di G_o e di q_t
 q_t = resistenza di punta del penetrometro statico corretta

 e_o = indice dei vuoti iniziale.

6.3.5.3 Moduli elastici iniziali da prove SPT

I moduli di elasticità iniziali possono essere ricavati dalle misure dirette della velocità V_s ricorrendo alla correlazione di Ohta e Goto (1978) assumendo $f_G=1.0$ (si veda paragrafo 6.4.4.1).

6.3.5.4 Moduli elastici “operativi” in condizioni drenate

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

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato. In generale saranno seguite le seguenti regole:

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

In tali situazioni le deformazioni plastiche indotte dalle variazioni tensionali sono relativamente contenute e l’utilizzo di modelli costitutivi elastici o elastici non lineari può essere ritenuto accettabile.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono essenzialmente:

- I moduli elastici iniziali di cui al paragrafo 6.3.5.1.
- Le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto misurate in laboratorio o ricavabili dalla letteratura tecnica. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto, proposte da Vucetic & Dobry (1991), sono riportate nella Figura 6.3. In alternativa alle curve di degrado indicate nelle Figura 6.3 possono essere adottate le espressioni (leggi iperboliche) riportate nel caso dei materiali a grana grossa.

Va tuttavia rilevato che la procedura suddetta, associata all’utilizzo delle curve di degrado del modulo di Figura 6.3, risulta rigorosamente applicabile in problemi di scarico e/o di scarico e ricarico tensionale; nel caso di problemi di “primo carico”, caratterizzati da incrementi di tensione rispetto alla condizione geostatica potrebbe condurre ad una sottostima degli spostamenti.

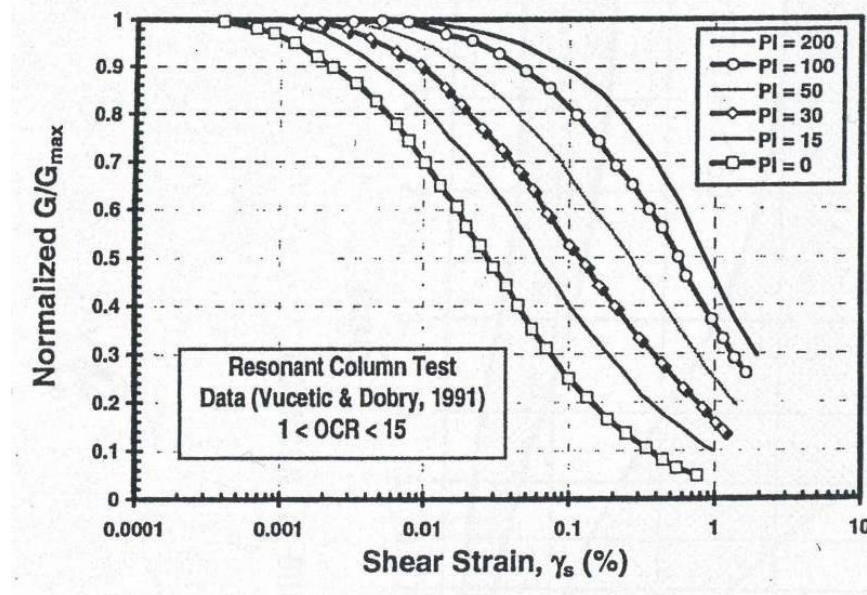


Figura 6.3 - Curve sperimentali del rapporto G/G_{max} da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991)

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici i moduli di Young “operativi” E_{op} saranno convenzionalmente assunti pari a:

- E_{op1} pari a 1/10-1/12 E_0 o (150÷200)·cu o quanto desumibile dai risultati delle prove edometriche nel caso di problemi di “primo carico” (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati);
- E_{op2} pari a 1/5· E_0 o (400÷500)·cu nel caso di problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non).

2. Per opere di fondazione con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell’opera collocati all’esterno della superficie di plasticizzazione del terreno.

Nelle analisi si farà necessariamente riferimento a modelli costitutivi elasto-plastici ed ai risultati delle prove edometriche ad incremento di carico (ED-IL) in termini di coefficienti di compressione (C_c e C_r).

6.3.5.5 Moduli elastici "operativi" in condizioni non drenate

Nella valutazione dei cedimenti immediati dei rilevati il modulo di Young "operativo" E_u verrà stimato essenzialmente sulla base della correlazione empirica proposta da Duncan & Buchignani (1976), riportata in Figura 6.4.

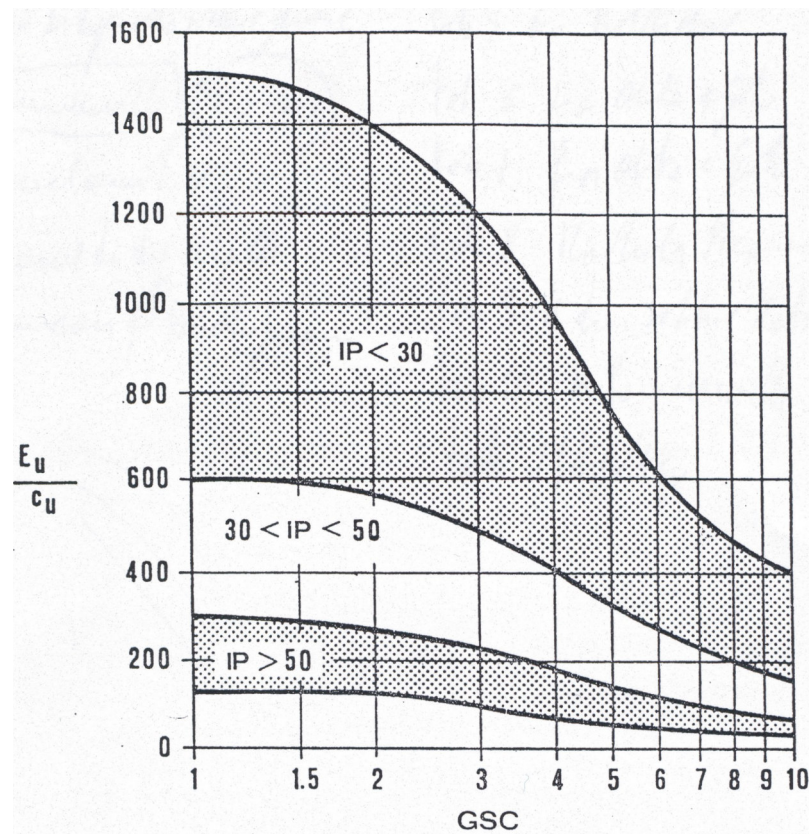


Figura 6.4 - Modulo di Young operativo in condizioni non drenate (Duncan e Buchignani, 1976)

Il grado di sovraconsolidazione indicato nella figura è inteso essere il rapporto tra la pressione di preconsolidazione σ_p' e la pressione verticale efficace geostatica σ_{vo}' .



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE
Posti di Movimento e Varianti di Tracciato
LOTTO 3: Variante di tracciato a Portogruaro

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	30	R 26 RH	GE 00 00 000	A	34 di 129

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

Nel caso del progetto di pali di fondazione il modulo di reazione orizzontale “operativo”, nel caso di ricorso a calcoli semplificati lineari, può essere assunto pari a (si veda ad esempio Elson (1984):

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

essendo:

c_u = resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda, determinata secondo i criteri di cui al paragrafo 6.3.3.

6.3.6 **Coefficienti di permeabilità e di consolidazione primaria e secondaria**

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si farà riferimento ai risultati delle prove di permeabilità tipo Lefranc in foro se disponibili ed a valori di bibliografia (si veda Tabella 6.8).

Si rileva che anche i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalla prove in foro si riferiscono a pressioni verticali efficaci pari a quelle geostatiche, ovvero ad indici dei vuoti pari a quelli iniziali e_o .

La variazione del coefficiente di permeabilità con l'indice dei vuoti corrente, potrà essere stimata sulla base della seguente espressione:

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

essendo:

k = coefficiente di permeabilità corrente

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

e = indice dei vuoti corrente

e_o = indice dei vuoti iniziale

$$C_k = 0.5 \cdot e_o.$$

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

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

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

6.4 MATERIALI A GRANA GROSSA

Lungo il tracciato in oggetto i materiali a grana grossa sono essenzialmente costituiti da sabbie, sabbie limose e sabbie con limo. In questa sede si intendono a grana grossa quei materiali caratterizzati da percentuali di fine (limo + argilla) inferiori a $\approx 35\%$.

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

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

- Terreni sopra falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a $\approx 50\%$;
- Terreni sotto falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a $\approx 35\%$.

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

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

6.4.1 Stato iniziale del deposito

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

- Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale;
- Pressioni interstiziali;

- Macrostruttura;
- Indice dei vuoti iniziale e_o e densità relativa D_r .

Indicazioni sulle **tensioni geostatiche e sulla storia tensionale** possono essere ricavate con una certa approssimazione dagli studi di carattere geologico. In questa sede si faranno le seguenti ipotesi:

- I livelli prettamente sabbiosi non sono mai stati soggetti a pressioni litostatiche superiori a quelle attuali; essi verranno trattati pertanto come depositi normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo $k_0 = (1 - \sin \varphi') = 0.4 \div 0.5$.

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

- I livelli di sabbie limose e sabbie con limo hanno subito storie desumibili dall'interpretazione delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati, in accordo a quanto riportato nel paragrafo 6.3.2.

Le **pressioni interstiziali** possono essere ricavate sulla base della strumentazione (piezometri) messa in opera, nonché dalle risultanze dagli studi di carattere idrogeologico.

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

L'**indice dei vuoti in sito (e_o) e la densità relativa (D_r)** possono essere ricavate con una certa approssimazione dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche e dinamiche e dalle prove geofisiche in foro di sondaggio come riportato nei paragrafi successivi.

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

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

essendo:

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

e_{\min} = indice dei vuoti minimo del materiale (-)

e_o = indice dei vuoti in sito del materiale (-)

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

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

6.4.2 Densità relativa

6.4.2.1 Densità relativa dalle prove penetrometriche statiche in sabbia, CPT

La densità relativa D_r è stata desunta dalla seguente relazione (Jamiolkowski et al. 2001):

$$D_r = [100 \cdot [0.268 \cdot \ln(q_d / (\sigma'_v)^{0.5}) - 0.675]]$$

6.4.2.2 Densità relativa dalle prove penetrometriche dinamiche in sabbia, SPT

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

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

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in Tabella 6.2;

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

$(K_o)_{nc}$ = $1 - \sin \phi'$ = 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 sovra consolidati (-)

GSC = grado di sovra consolidazione (-)

D_r = densità relativa (-)

Tabella 6.2 - 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 sovra consolidate	27,5÷43,3	$(21,7÷27,5) \cdot \frac{1+2 \cdot (k_0)_{sc}}{1+2 \cdot (k_0)_{nc}}$

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

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

$$N_{SPT} = \frac{50}{a} \cdot 30 \quad \text{se il rifiuto viene raggiunto nel primo tratto di 15 cm}$$

$$N_{SPT} = \frac{50}{b} \cdot 30 \quad \text{se il rifiuto viene raggiunto nel secondo tratto di 15 cm}$$

$$N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{c} \cdot 15 \quad \text{se il rifiuto viene raggiunto nel terzo tratto di 15 cm}$$

essendo (a), (b) e (c) gli affondamenti misurati (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50, rispettivamente nel primo, secondo e terzo tratto di 15 cm.

6.4.3 Angolo di resistenza al taglio

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

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

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

essendo:

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

Q = coefficiente che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle, assunto pari a 10

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

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

M = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura (vedi Tabella 6.3)

φ_{cv}' = angolo di resistenza al taglio a volume costante o di stato critico ($^{\circ}$)

D_r = densità relativa (-)

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

Tabella 6.3 - Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	$m(\cdot)$
Prova triassiale di compressione ($\sigma_2' = \sigma_3'$)	3
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 resistenza al taglio φ_{cv}' sono ricavabili da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, ipotizzabili in base a quanto indicato nella Tabella 6.4 (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

Tabella 6.4 - Valori dell'angolo di resistenza al taglio φ_{cv}' per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

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

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

In questa sede l'interpretazione delle prove, riportata nei successivi capitoli, verrà effettuata in accordo al metodo di Bolton (1986), assumendo cautelativamente, in considerazione del generalmente elevato contenuto di fine (limi e argille):

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

$$\varphi_{cv}' = 33^{\circ} \text{ per le sabbie e ghiaie}$$

$$m = 3.$$

6.4.4 Caratteristiche di deformabilità

6.4.4.1 Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

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

essendo:

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

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,30

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente da prove geofisiche "down hole", "cross hole", SCPTU, MASW o indirettamente, interpretando i risultati delle prove CPTU e SPT come descritto nei paragrafi successivi.

6.4.4.2 Moduli elastici iniziali da prove CPT

I moduli di elasticità iniziali da prove CPT in sabbia possono essere ricavati utilizzando la correlazione proposta da Baldi et al. (1989) e da Bellotti et al. (1989) o quella di Rix & Stokoe (1991) applicabili con ragionevole approssimazione sia a terreni normalmente consolidati che a terreni sovraconsolidati.

In particolare nel caso presente si è operato in accordo a Rix & Stokoe (1991) secondo cui vale la seguente espressione:

$$G_0 = q_c \cdot 1634 \cdot \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0}}} \right)^{-0,75}$$

dove:

σ'_{v0} = pressione verticale efficace esistente in sito (kPa)

q_c = resistenza di punta del penetrometro statico (kPa)

G_o = modulo di taglio iniziale (kPa)

6.4.4.3 Moduli elastici iniziali da prove SPT

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

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

essendo:

$$C = 67,3$$

z = profondità dal p.c. in metri

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi la Tabella 6.5)

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la Tabella 6.6)

Tabella 6.5 - Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A
(funzione dell'epoca geologica del deposito)

f_A	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

Tabella 6.6 - Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G
(funzione della composizione granulometrica del deposito)

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

Dai valori della velocità delle onde di taglio V_s si ottiene il modulo di taglio iniziale G_o secondo quanto segue:

$$G_o = \rho \cdot V_s^2$$

essendo:

ρ = Densità del materiale

6.4.4.4 Moduli elastici "operativi"

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

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

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

- I moduli elastici iniziali di cui al paragrafo 6.4.4.1.
- Le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione γ indotto, tratte da Lo Presti (1989), sono riportate nella Figura 6.5 e Figura 6.6.

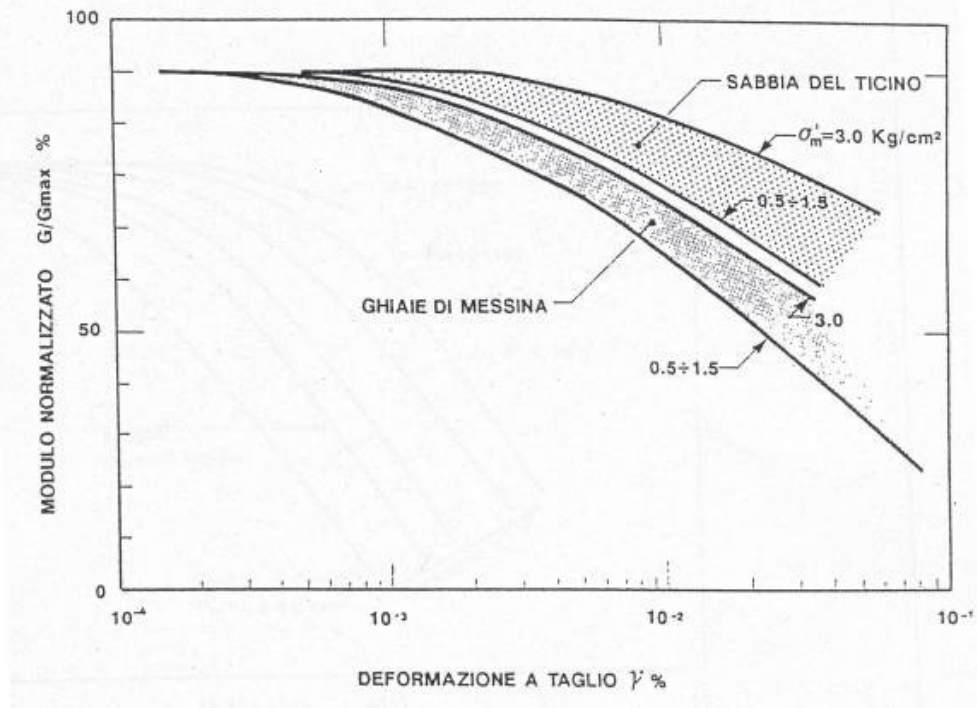


Figura 6.5 - Degradamento del modulo G per terreni incoerenti

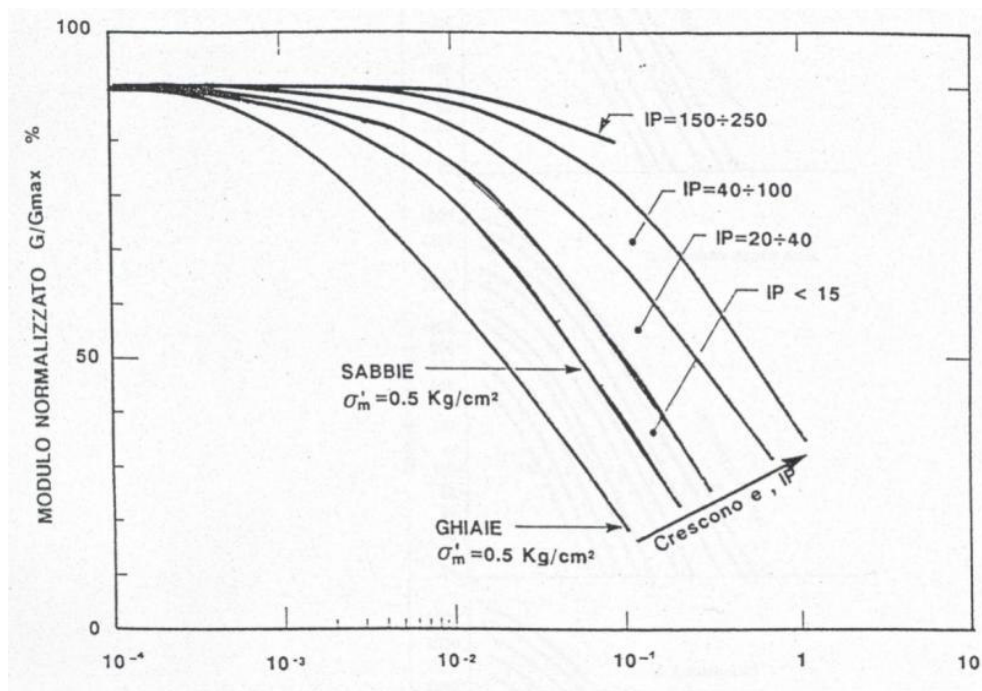


Figura 6.6 - Degradamento del modulo G per vari tipi di terreno

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, per la stima dei moduli “operativi” da associare allo specifico problema al contorno verranno fatte le seguenti assunzioni “convenzionali”:

- nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young “operativi” E_{op1} sono pari a circa $(1/6 \div 1/10) \cdot E_0$ o, in alternativa, pari a quelli desumibili dalle correlazioni empiriche riportate successivamente; per tali strutture in terra possono essere infatti ammessi cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde e dirette.
- nell’analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young “operativi” E_{op2} sono pari a circa $1/5 \cdot E_0$, ciò in considerazione del fatto che:
 - gli spostamenti totali e differenziali ammissibili per l’opera sono molto contenuti (i cedimenti ammissibili sono infatti generalmente inferiori a $0.01 \cdot B$, essendo B la dimensione minore della fondazione).
 - da ciò deriva che, in base alla normativa vigente e alla pratica corrente, tale tipo di opere è caratterizzato infatti da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per capacità portante generalmente superiori a $2.5 \div 3$;

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

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) una stima dei moduli elastici “operativi” può essere fatta utilizzando le seguenti espressioni:

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

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

essendo:

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

D_r = densità relativa espressa come frazione dell’unità;

q_c = resistenza di punta del penetrometro statico.

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

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

$$E_{op1} = E'_{25} = (10,5 - 3,5 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$E_{op1} = E'_{25} = (52,5 - 35 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

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

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

Nel progetto delle fondazioni profonde su pali i moduli di reazione orizzontale iniziali (E_{si}) alla Matlock & Reese (1960), utili per definire la parte iniziale delle curve p-y, verranno valutati in accordo alla seguente espressione:

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

essendo:

k_{hi} = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale, riportato nella Tabella 6.7 (vedi Reese et al, 1974 e Elson, 1984) (kN/m^3);

z = profondità dal piano campagna originario.

Tabella 6.7 - Gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale secondo Reese et al. (1974) (vedi anche Elson (1984))

D_r (%)	K_{hi} (kN/m^3)
35%	6000 ÷ 10000
50%	12000 ÷ 17000
70%	20000 ÷ 25000

6.4.5 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio; in alternativa o per conferma essi possono essere stimati sulla base delle seguenti metodologie (vedi Sommerville, 1986):

1. Dati bibliografici riportati in Tabella 6.8.
2. Utilizzo della seguente procedura:
 - Valutazione del coefficiente di uniformità = D_{60}/D_{10} , essendo D_{60} il diametro corrispondente al 60% di passante e D_{10} il diametro corrispondente al 10% di passante;
 - Assegnazione del valore caratteristico di D_{50} , ovvero del diametro corrispondente al 50% di passante;
 - Utilizzo dei diagrammi riportati nella Figura 6.7.

Tabella 6.8 - Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica

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

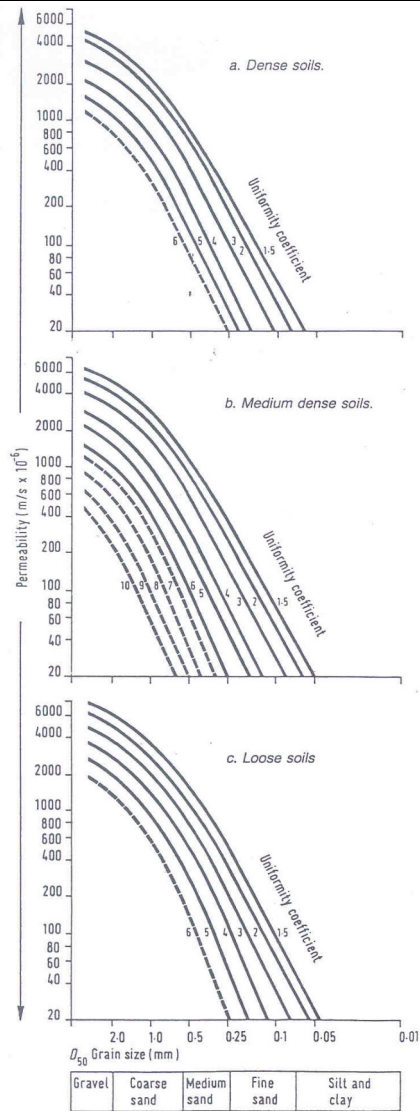


Figura 6.7 - Coefficiente di permeabilità (k) in funzione del coefficiente di uniformità U ($U=D_{60}/D_{10}$) e del D_{50} (Sommerville, 1986)



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE
Posti di Movimento e Varianti di Tracciato
LOTTO 3: Variante di tracciato a Portogruaro

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	30	R 26 RH	GE 00 00 000	A	48 di 129

7 QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO

7.1 MODELLO GEOLOGICO LOCALE

Sulla base di quanto riportato nella Carta Geologica (Doc.Rif.[7]), nella Relazione Geologica (Doc.Rif.[6]) e nei profili geologici (Doc.Rif.[9]), le unità affioranti sono costituite interamente da depositi alluvionali di età compresa tra il Pleistocene superiore e l'Olocene e sono descritte di seguito dalle unità più recenti fino alle più antiche:

- **Alluvioni attuali (ba2/ba3):** depositi a litofacies sabbioso-limosa (ba2) o a litofacies limoso-argillosa (ba3) di canale fluviale, argine e piana inondabile (Età: Olocene Attuale). Nell'area in esame si ha preponderanza della litofacies limoso-argillosa.
- **Alluvioni recenti (bb2/bb3/bb4):** depositi a litofacies sabbioso-limosa (bb2), limoso-argillosa (bb3), torboso-limosa (bb4) di canale fluviale, argine e piana inondabile (Età: Pleistocene Superiore, Olocene). Nell'area in esame si ha preponderanza della litofacies limoso-argillosa e torboso-limosa.
- **Alluvioni antiche:** depositi a litofacies ghiaioso-sabbiosa (bt1), sabbioso-limosa (bt2), limoso-argillosa (bt3), torboso-limosa (bt4) di canale fluviale, argine, piana inondabile e meandro abbandonato (Età: Pleistocene Superiore). Nell'area in esame si ha la presenza tipicamente della litofacies ghiaioso-sabbiosa al di sopra delle litofacies limoso-argillosa e torboso-limosa.

7.2 DESCRIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

A partire dal modello geologico locale riportato nel paragrafo precedente, sulla base delle descrizioni stratigrafiche riportate nei certificati dei sondaggi, dei valori di N_{spt} , dei valori di q_c e sulla base dei risultati delle prove granulometriche eseguite sui campioni di materiale raccolti, sono state identificate le unità geotecniche di seguito descritte nella successione stratigrafica incontrata. In Tabella 7.1 si riporta la denominazione delle unità geotecniche individuate insieme alla rispettiva unità geologica di appartenenza.

	POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE Posti di Movimento e Varianti di Tracciato LOTTO 3: Variante di tracciato a Portogruaro					
	RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA IZ04	LOTTO 30	CODIFICA R 26 RH	DOCUMENTO GE 00 00 000	REV. A

Tabella 7.1 - Corrispondenza tra unità geotecniche e geologiche (da legenda profilo geotecnico Doc.Rif.[7])

LEGENDA

UNITA' GEOTECNICHE - DESCRIZIONE MATERIALE

h	Depositi antropici
1	Depositi alluvionali costituiti da limi sabbiosi, argille limose e/o con limo, con locali intercalazioni torbose
2	Depositi alluvionali costituiti da ghiaie sabbiose
3	Depositi alluvionali costituiti da limi sabbiosi, argille limose e/o con limo, con locali intercalazioni torbose

Dal punto di vista geotecnico, la stratigrafia e le unità geotecniche individuate sono le seguenti:

- **Unità 1:** Depositi alluvionali costituiti da limi sabbiosi, argille limose e/o con limo, con locali intercalazioni torbose. Tali depositi sono quelli appartenenti alle unità geologiche ba3, bb3, bb4 descritte sopra e si riscontrano lungo quasi tutta la tratta con spessori dell'ordine di 5-7 m a partire da piano campagna. Tali depositi non sono presenti nella porzione più orientale dell'area di interesse.
- **Unità 2:** Depositi alluvionali costituiti da ghiaie sabbiose. Tali depositi sono quelli appartenenti all'unità geologica bt1 descritta sopra e si riscontrano lungo quasi tutta la tratta con spessori dell'ordine di 5-7 m al di sotto dell'unità 1. Come l'unità 1, tali depositi non sono presenti nella porzione più orientale dell'area di interesse
- **Unità 3:** Depositi alluvionali costituiti da limi sabbiosi, argille limose e/o con limo, con locali intercalazioni torbose. Tali depositi sono quelli appartenenti alle unità geologiche bt3 e bt4 descritte sopra e si riscontrano lungo tutta la tratta al di sotto dell'unità 2 (oppure direttamente dal piano campagna dove le unità 1 e 2 non sono presenti) fino alla massima profondità investigata.

Date le differenti caratteristiche meccaniche (dovute probabilmente alla presenza di strati di torba) che si riscontrano al di sotto dei 30 m di profondità, tale unità sarà poi suddivisa in due sottounità 3a (relativa alla porzione a quote superiori ai 30 m di profondità da p.c.) e 3b (relativa alla porzione a quote inferiori ai 30 m di profondità da p.c.).

7.3 CONDIZIONI SISMICHE DEL SITO

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 75 anni. La classe d'uso assunta è la III. Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso, vale:

$$V_R = V_N \times C_u = 75 \times 1.5 = 112.5 \text{ anni.}$$

Sulla base della localizzazione geografica del sito di progetto (longitudine=12.57384 e latitudine=45.64827) vengono definiti i parametri di riferimento del moto sismico in superficie, successivamente correlati con gli stati limite e la vita nominale dell'opera, al fine di definire gli obiettivi da raggiungere in termini di sicurezza e prestazioni delle opere o di parti di esse (cfr. Tabella 7.2).

Tabella 7.2 - Valori dei parametri di riferimento del moto sismico in superficie per gli stati limite di riferimento per il sito di progetto, per $V_R = 75$ anni.

SL	T_R anni	a_g g	F_0 -	T_C^* s
SLO	68	0.049	2.523	0.283
SLD	113	0.060	2.569	0.312
SLV	1068	0.138	2.582	0.399
SLC	2193	0.170	2.662	0.416

In relazione con quanto emerso dalle analisi geofisiche, i settori di studio sono caratterizzati da una categoria di sottosuolo di tipo **C** (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*). Invece, per quanto concerne la categoria topografica, per tutta l'area di studio si consiglia l'adozione di una categoria **T1** (*Superficie pianeggiante, pendii e rilevati isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$*).

Sulla base di quanto sopra, i valori del fattore di sito S e dell'azione sismica di progetto $a_{max} = S \cdot a_g$ per i periodi di ritorno corrispondenti ai diversi stati limite per il sito di Portogruaro sono riportati in Tabella 7.3:

Tabella 7.3 - Valori dei parametri a_g e dei coefficienti di sito S e accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento per $V_R = 75$ anni.

SL	T_R anni	a_g g	S -	a_{max} g
SLO	68	0.049	1.500	0.073
SLD	113	0.060	1.500	0.090
SLV	1068	0.138	1.486	0.205
SLC	2193	0.170	1.428	0.243

8 CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' STRATIGRAFICHE GEOTECNICHE

La caratterizzazione stratigrafica è stata eseguita basandosi sui risultati delle prove penetrometriche statiche (CPTU), sui risultati delle prove penetrometriche standard (SPT) e pressiometriche effettuate in corrispondenza dei fori di sondaggio e sui risultati delle prove di laboratorio.

Nei paragrafi seguenti si riportano, suddivisi per unità geotecnica sulla base di quanto discusso nel capitolo 7, i risultati delle varie interpretazioni secondo quanto riportato nel capitolo 6, a seconda della natura dei terreni incontrati.

8.1 UNITÀ GEOTECNICA 1

Nelle figure seguenti sono presentate le sintesi dei dati di laboratorio e dell'interpretazione delle prove in sito.

In particolare sono presentate:

- Caratteristiche fisiche dei materiali:
 - Figura 8-1: granulometria sintetica da prove di laboratorio. Si nota come i materiali recuperati nei campioni siano a grana fine (contenuto di fini tipicamente maggiore di 80%).
 - Figura 8-2: peso dell'unità di volume da prove di laboratorio. I valori sono tipicamente compresi tra 17 kN/m³ e 19 kN/m³.
 - Figura 8-3: contenuto in acqua da prove di laboratorio. I valori sono piuttosto dispersi e compresi tra 30% e 60%.
 - Figura 8-4: indice dei vuoti ricavato dalle prove di laboratorio. I valori sono compresi tra 0.8 e 1.1.
 - Figura 8-5: limite liquido da prove di laboratorio. I valori sono compresi tra 35% e 60%.
 - Figura 8-6: indice di plasticità da prove di laboratorio. I valori sono piuttosto dispersi e compresi tipicamente tra 10% e 30%.
 - Figura 8-7: carta di Casagrande, da cui si deduce che i materiali ricadono in diverse classi, variabili dai limi inorganici di media plasticità e limi organici alle argille inorganiche di alta plasticità.
- Parametri di resistenza al taglio:
 - Figura 8-8: prove SPT. I valori sono tipicamente compresi tra 5 e 10 colpi/30 cm.

- Figura 8-9: coesione non drenata stimata sulla base dei valori di N_{spt} , q_c e prove pressiometriche. I valori provenienti dall'interpretazione delle varie prove sono in linea tra di loro e sono tipicamente compresi tra 20 e 60 kPa, con i valori più bassi tra 20 kPa e 30 kPa tra 2 m e 5 m di profondità.
- Figura 8-10: stima della coesione efficace e dell'angolo di attrito da prove di taglio diretto. I valori sono compresi tipicamente negli intervalli $c' = 0-5$ kPa e $\phi' = 25-28^\circ$. Tali valori sono in linea con i dati dell'unica prova TX-CIU disponibile, i quali indicano valori dei parametri di resistenza $c' = 0$ kPa e $\phi' = 24^\circ$.
- Parametri di deformabilità:
 - Figura 8-11: modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 da interpretazione di prove SPT e CPTU. I valori provenienti dall'interpretazione delle varie prove sono in linea tra di loro e sono tipicamente compresi tra 20 MPa e 40 MPa. I valori sono in linea con quelli desumibili dalle prove sismiche in sito Down-hole.
 - Figura 8-12: stato del materiale in sito sul piano di Burland. Si può notare la presenza di tre punti su quattro al di sopra della linea di compressibilità intrinseca, indice di materiale strutturato. Esiste comunque il sospetto che tali punti siano rappresentativi dei livelli torbosi e non delle caratteristiche dello strato nel suo complesso.
 - Figura 8-13: coefficiente di compressione vergine (C_c) da prove edometriche. Si notano valori molto elevati (fino a 0.6-0.8) compatibili con la presenza di materiali strutturati.
 - Figura 8-14: coefficiente di compressione vergine (C_c^*) sul piano di Burland (1990), rappresentativi della pendenza della linea di compressibilità intrinseca. Si notano valori più bassi (0.2-0.4) rispetto ai coefficienti di compressione vergine stimati da prova edometrica, compatibili con la presenza di materiali strutturati.
 - Figura 8-15: coefficiente di ricomprensione (C_r) da prove edometriche. Si notano valori molto elevati, compresi tra 0.06 e 0.12.
 - Figura 8-16: grado di sovraconsolidazione (OCR) da prove edometriche e da interpretazione prove CPTU. I valori da prove edometriche possono essere fuorvianti in quanto se il materiale è strutturato la sovraconsolidazione da prova edometrica è solo apparente. Dall'interpretazione delle prove CPTU (che tipicamente distruggono la struttura), risulta comunque che il materiale dello strato nel suo complesso è sovraconsolidato.

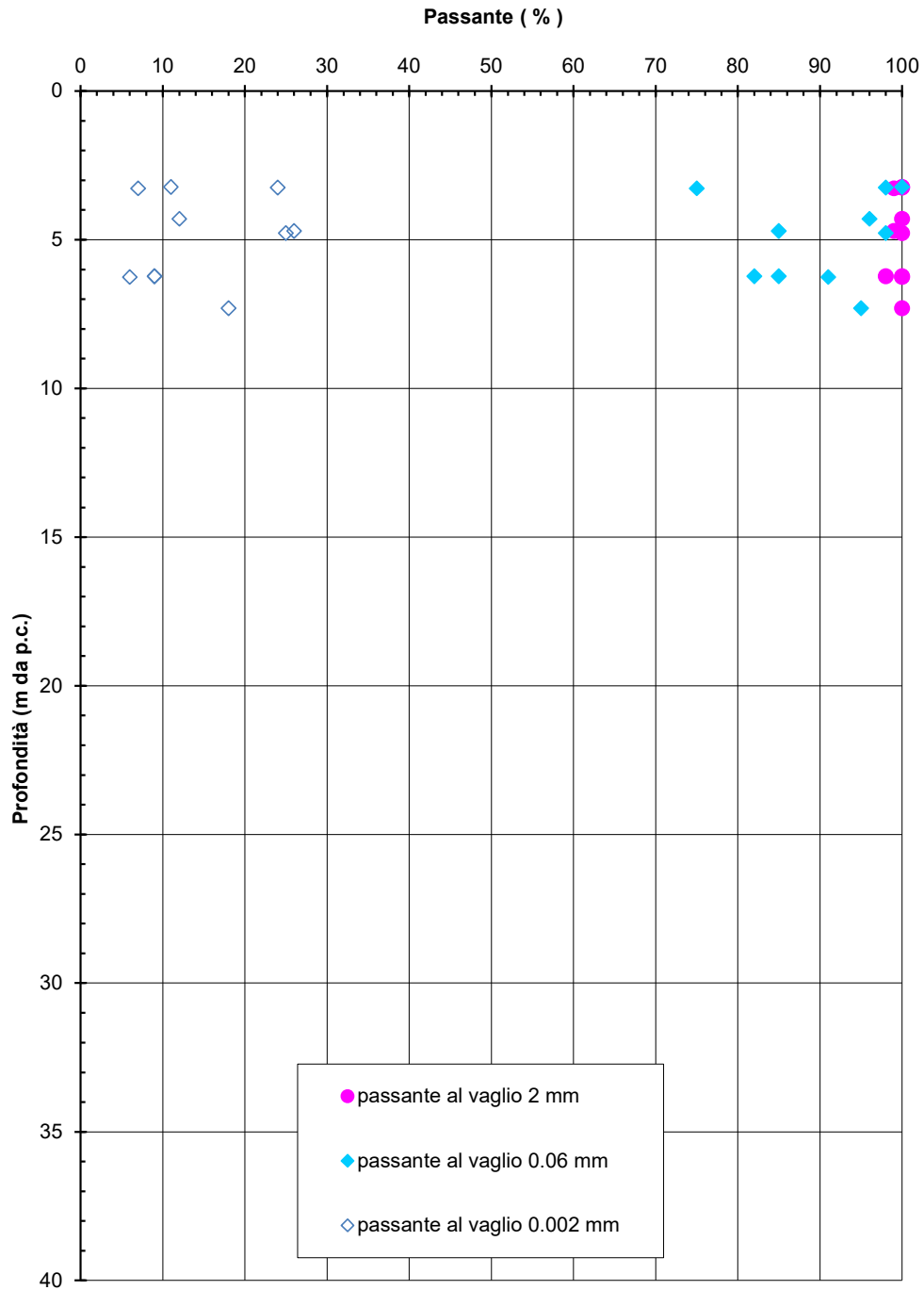


Figura 8-1 - Unità 1 - Granulometria sintetica da prove di laboratorio.

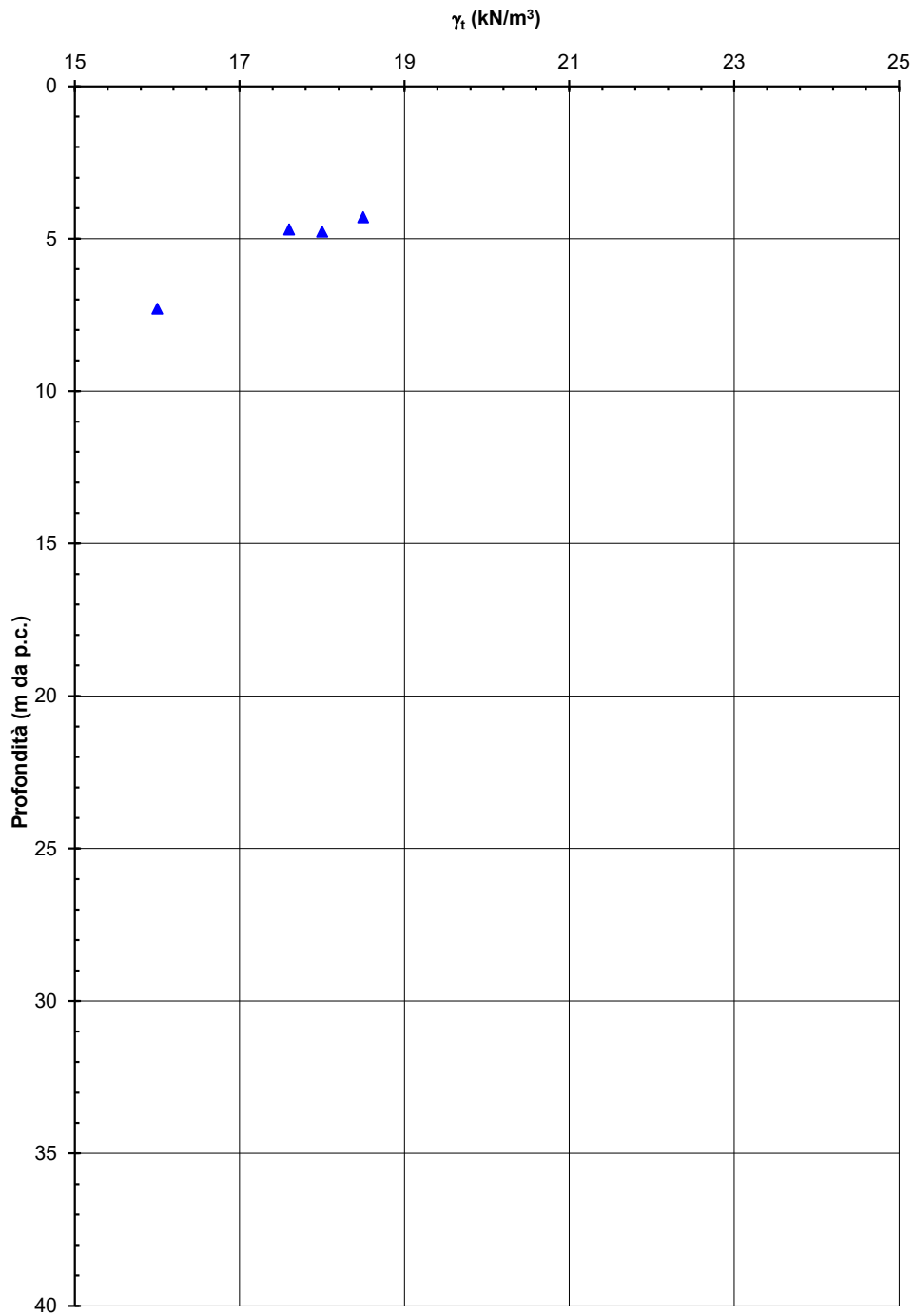


Figura 8-2 - Unità 1 - Peso dell'unità di volume da prove di laboratorio.

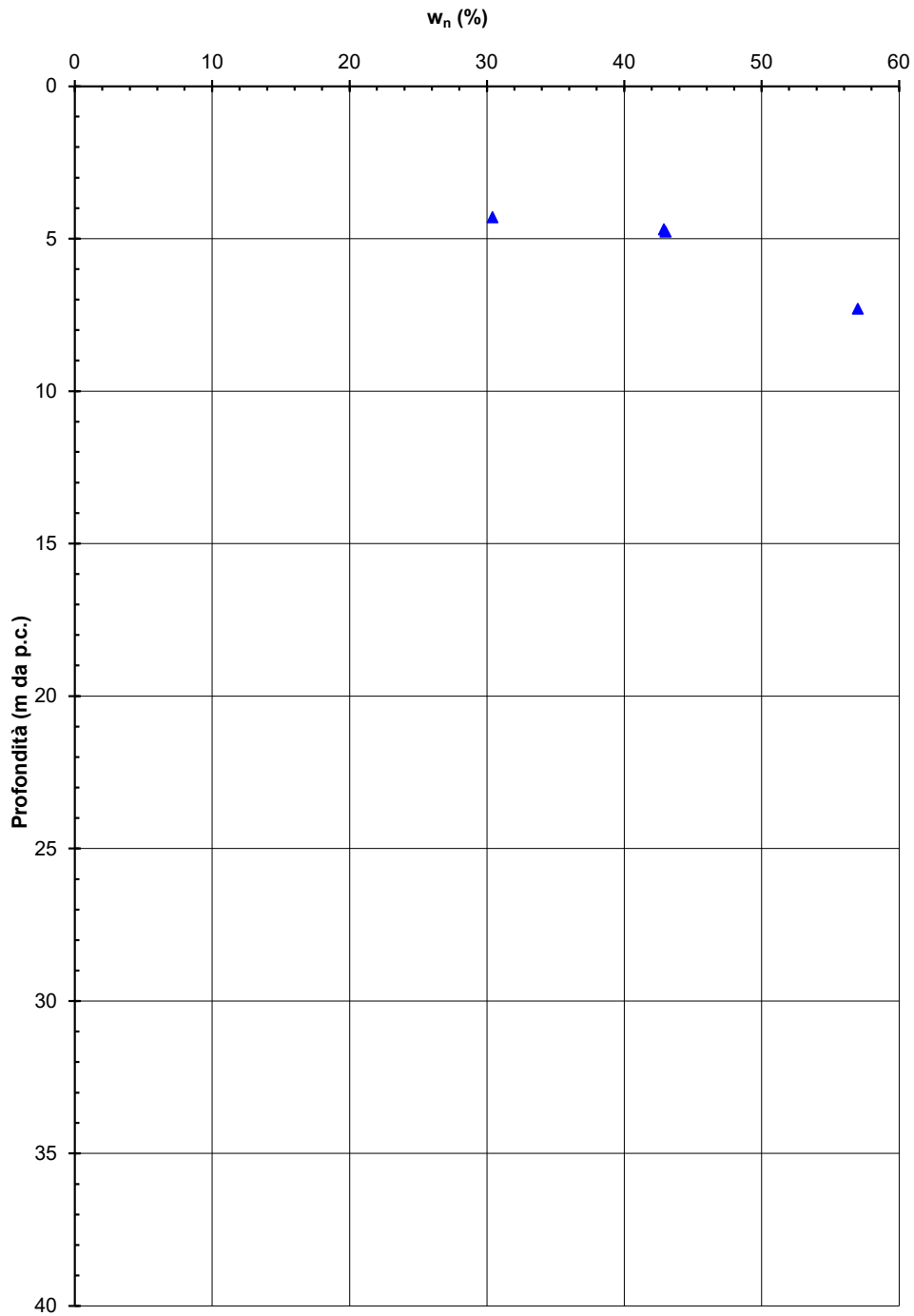


Figura 8-3 - Unità 1 - Contenuto in acqua da prove di laboratorio.

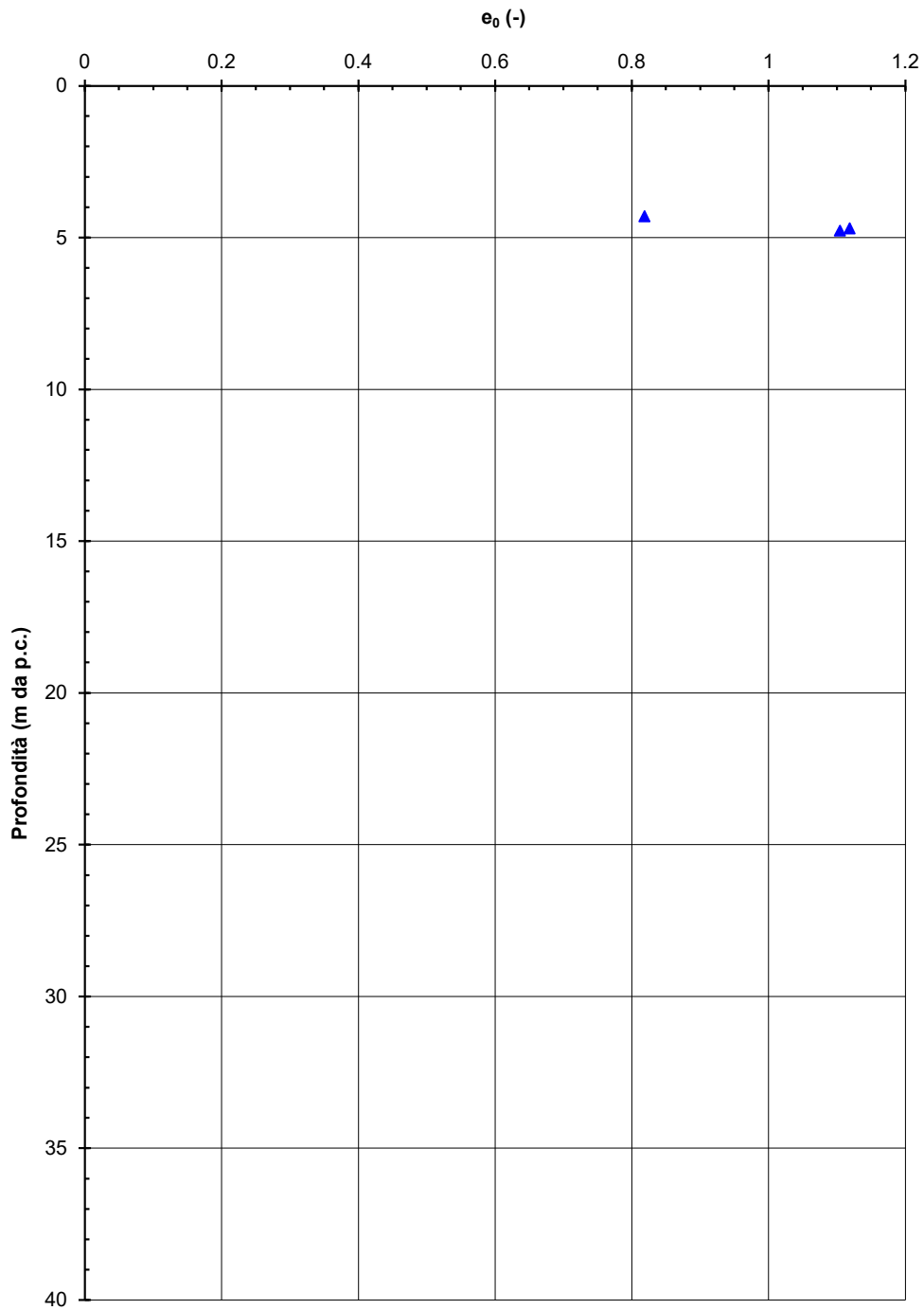


Figura 8-4 - Unità 1 - Indice dei vuoti da prove di laboratorio.

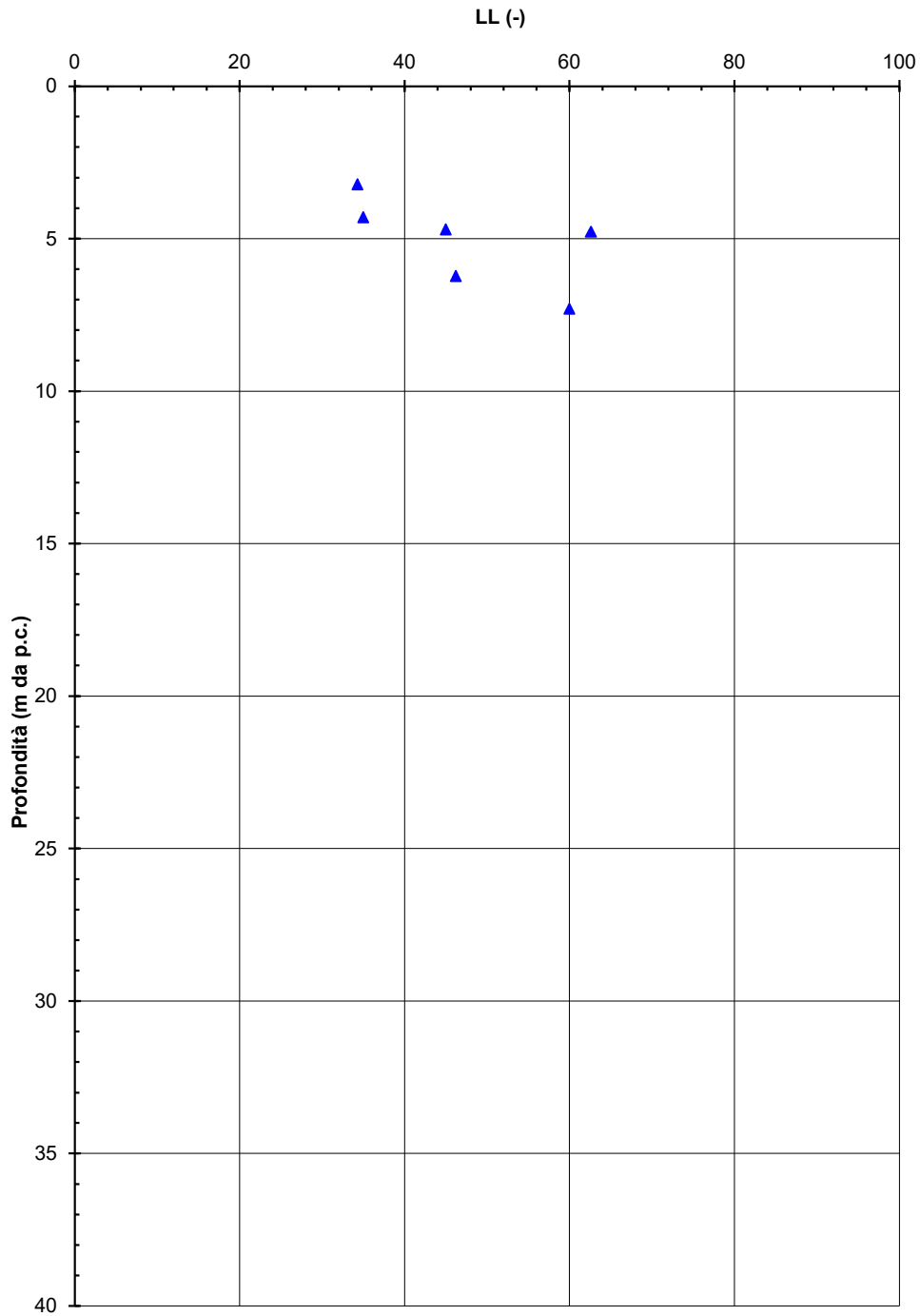


Figura 8-5 - Unità 1 - Limite liquido da prove di laboratorio.

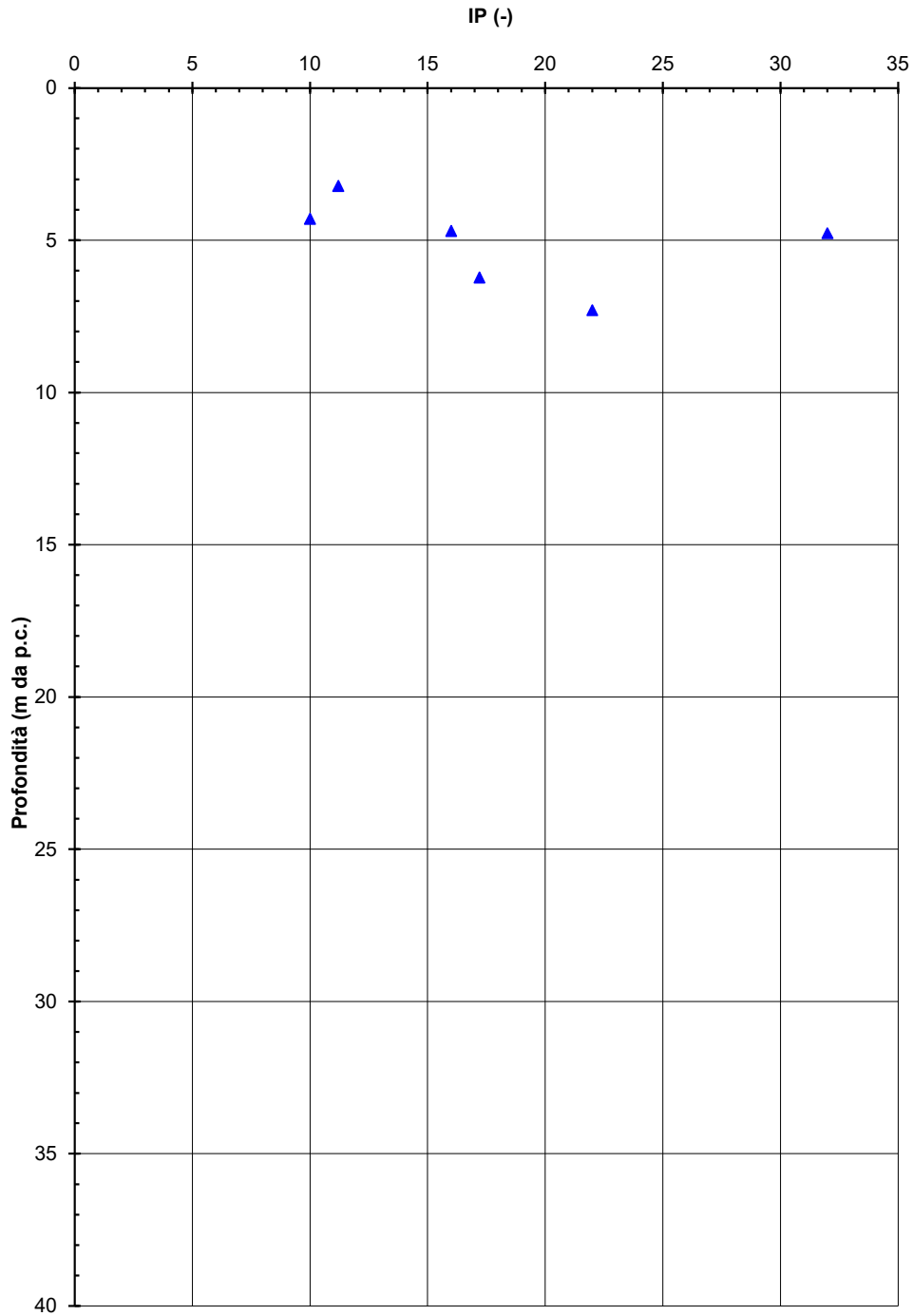


Figura 8-6 - Unità 1 - Indice di plasticità da prove di laboratorio.

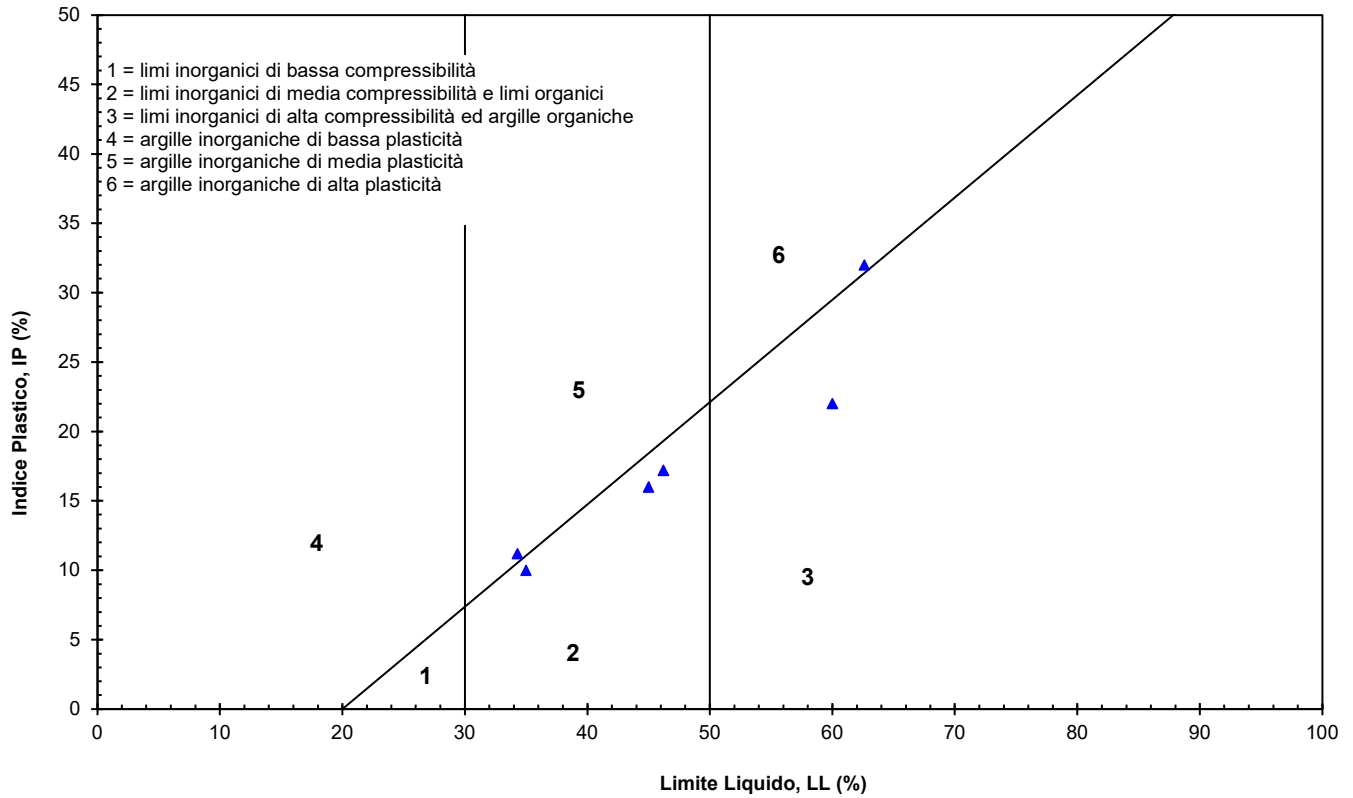


Figura 8-7 - Unità 1 - Carta di Casagrande.

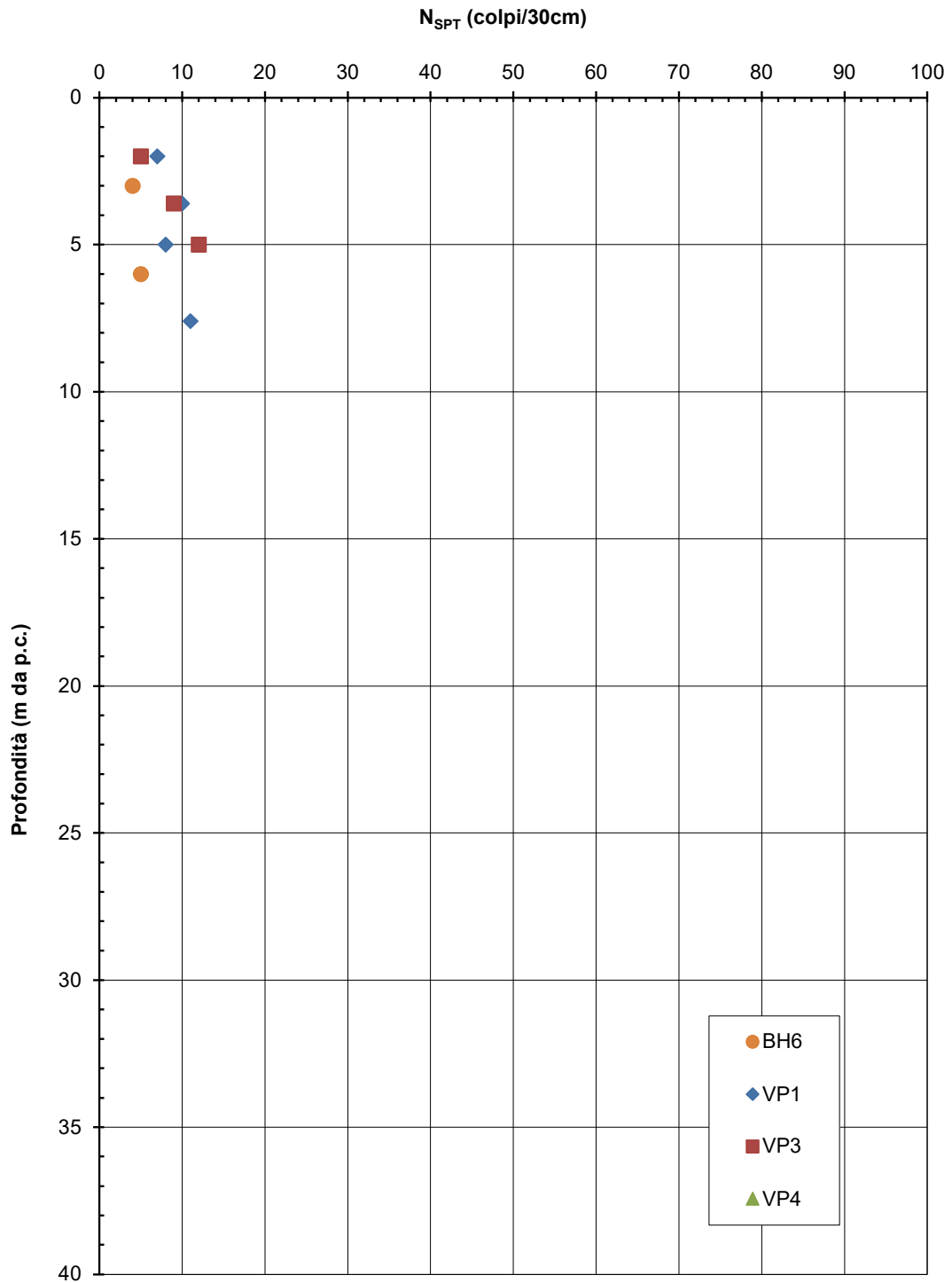


Figura 8-8 - Unità 1 - Prove SPT

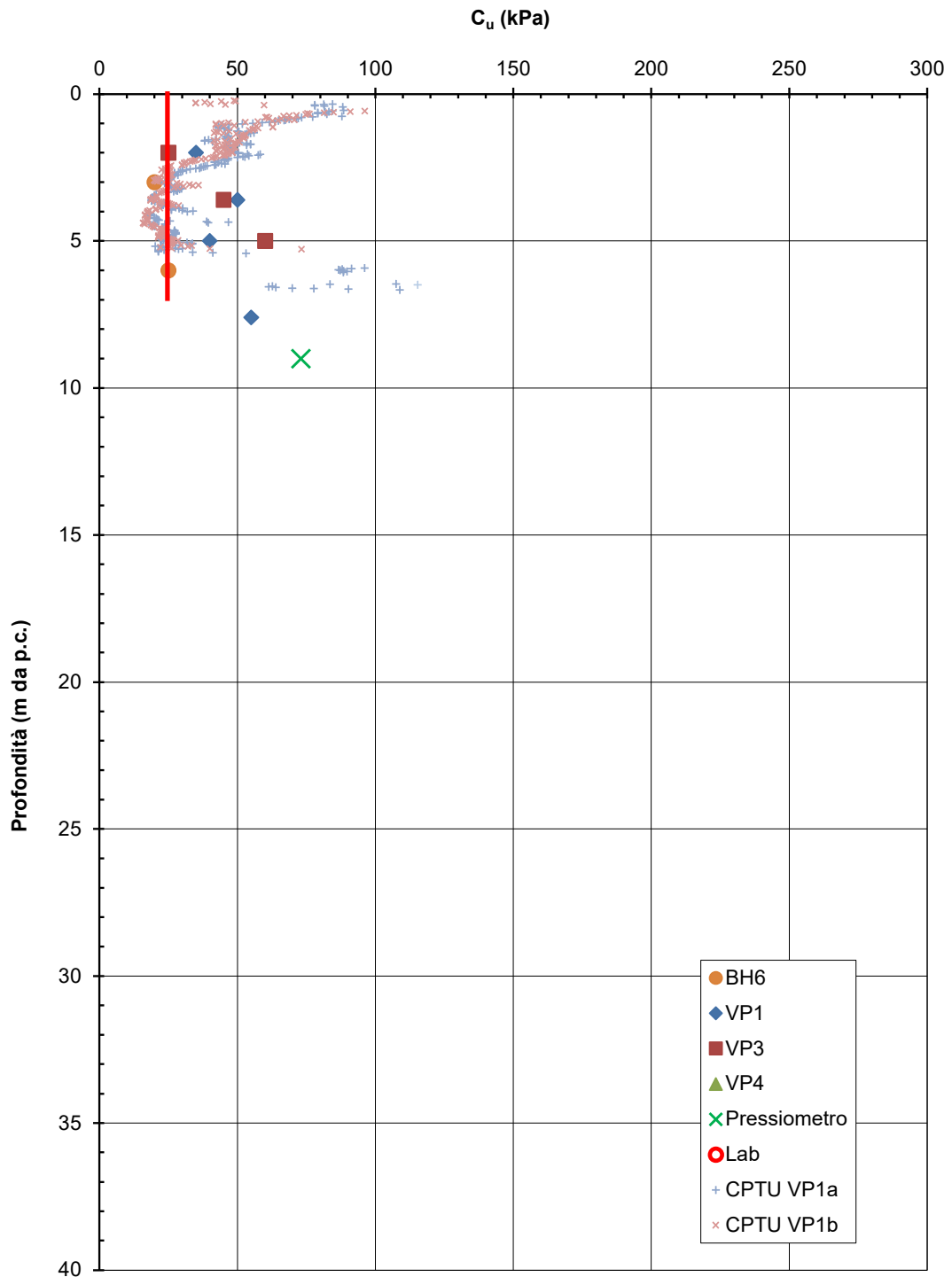


Figura 8-9 - Unità 1 - Stima coesione non drenata c_u da prove SPT, CPTU, pressiometriche e di laboratorio

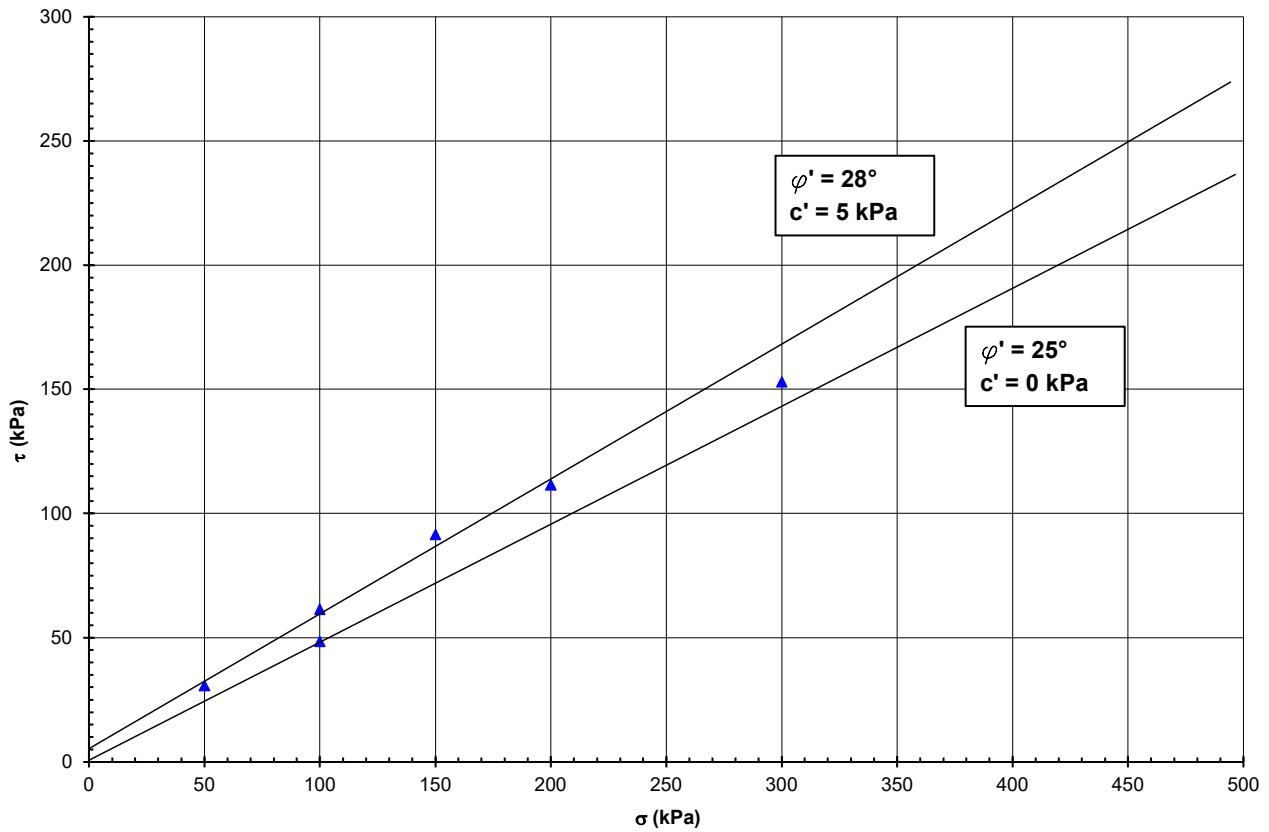


Figura 8-10 - Unità 1 - Stima coesione efficace e angolo di attrito da prove di laboratorio

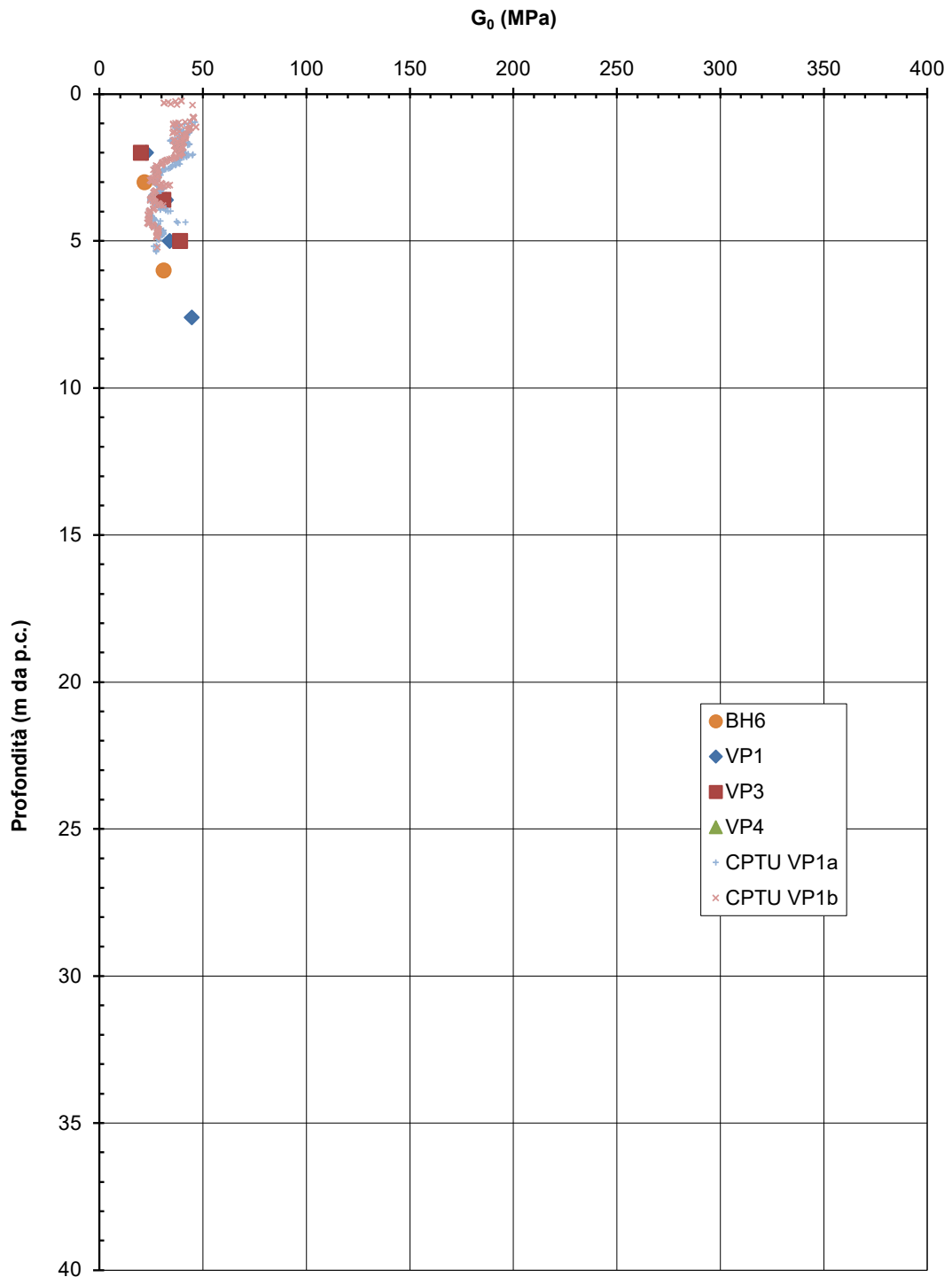


Figura 8-11 - Unità 1 - Stima modulo di taglio a piccole deformazioni da prove SPT e CPTU

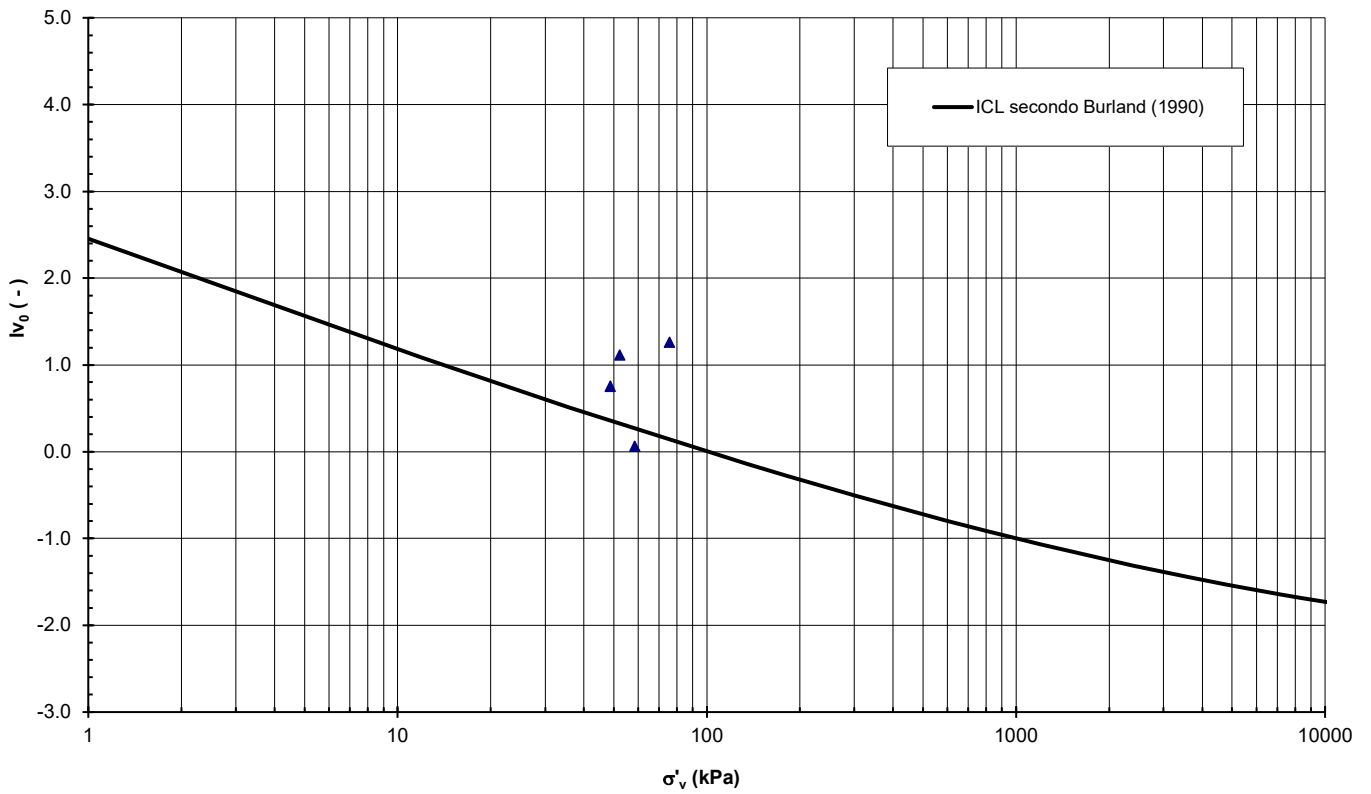


Figura 8-12 – Unità 1 - Stato del materiale sul piano di Burland (1990)

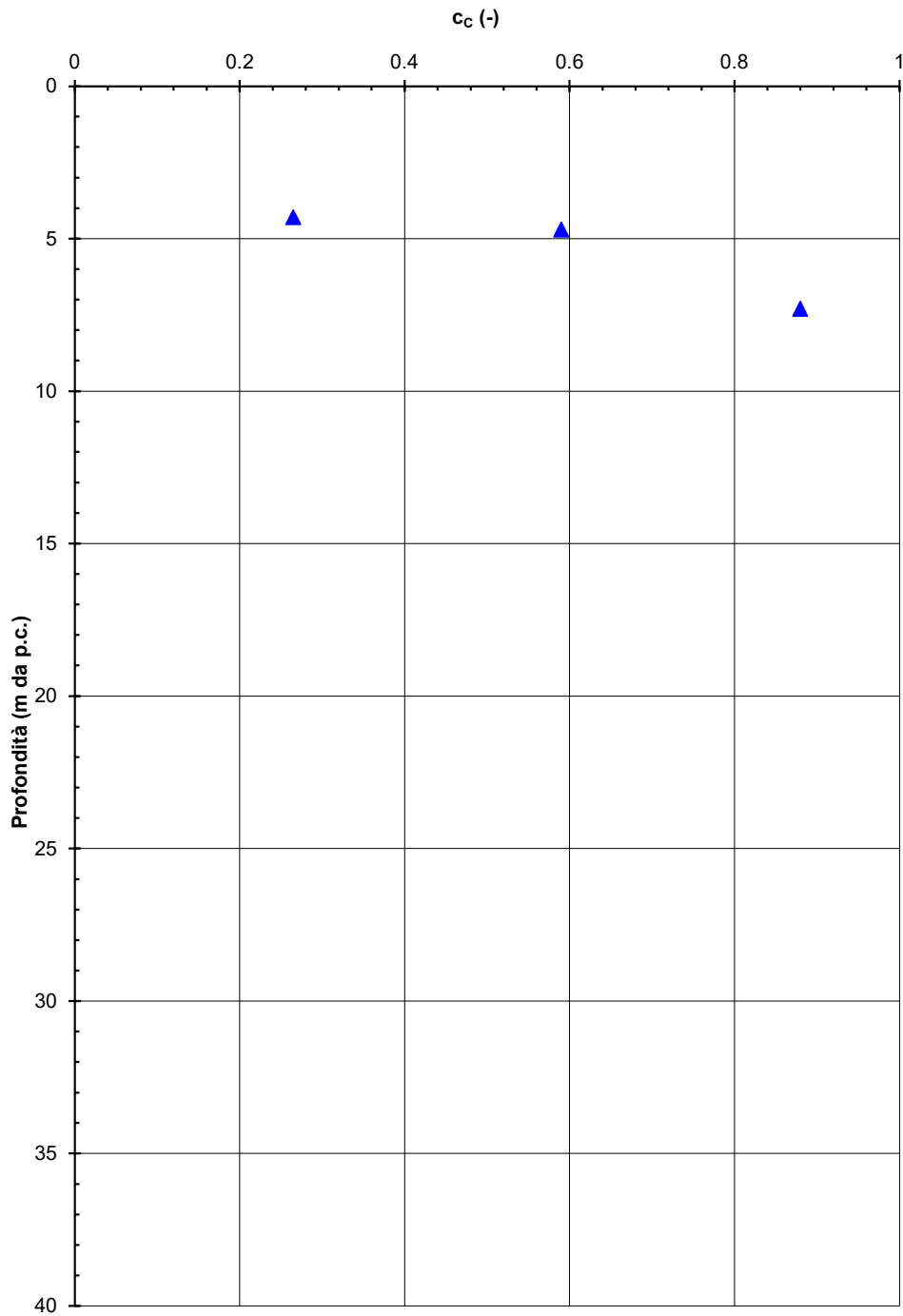


Figura 8-13 – Unità 1 - Coefficiente di compressione vergine da prove edometriche

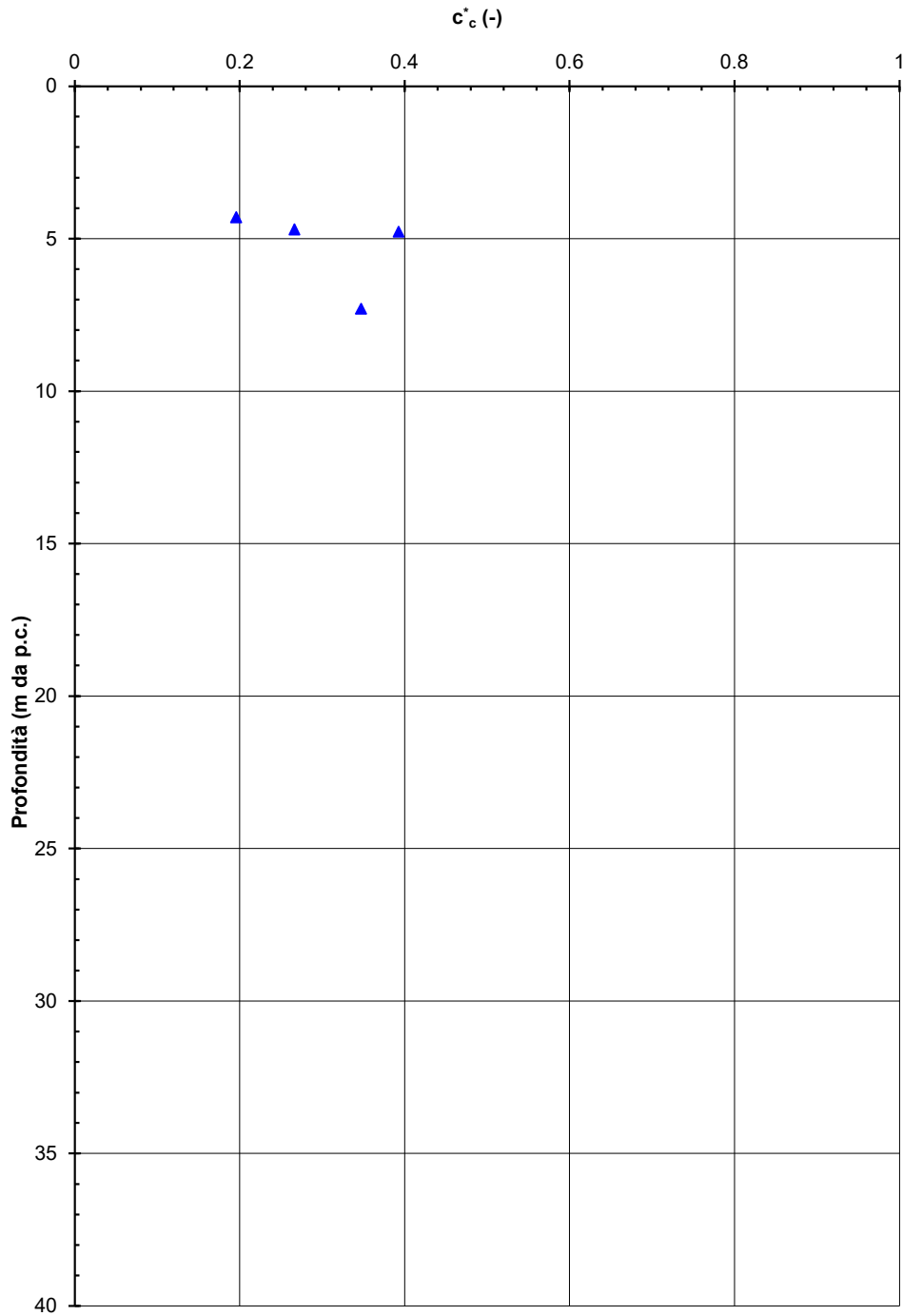


Figura 8-14 – Unità 1 - Coefficiente di compressione vergine (C_c^*) sul piano di Burland (1990)

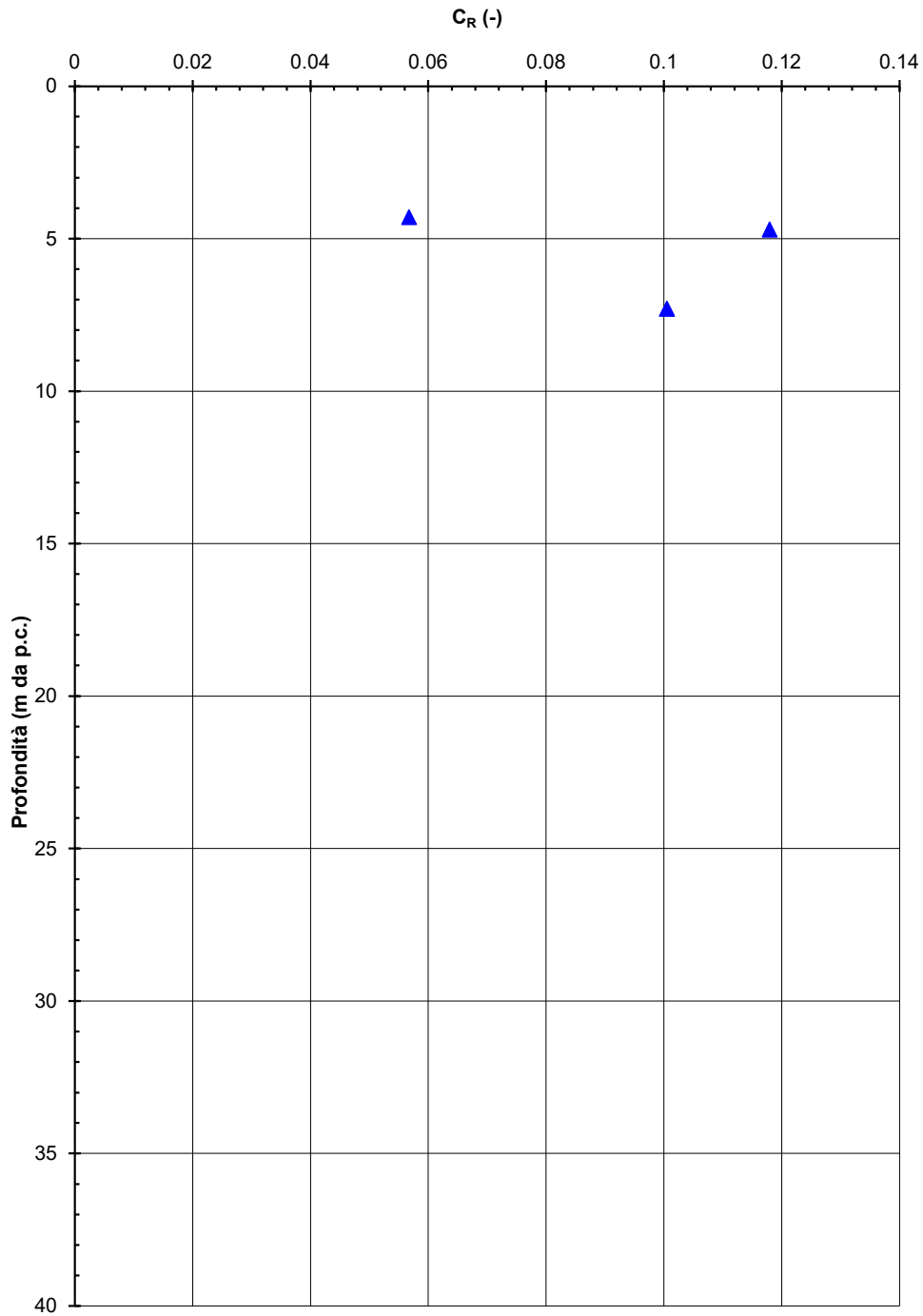


Figura 8-15 – Unità 1 - Coefficiente di ricompressione da prove edometriche

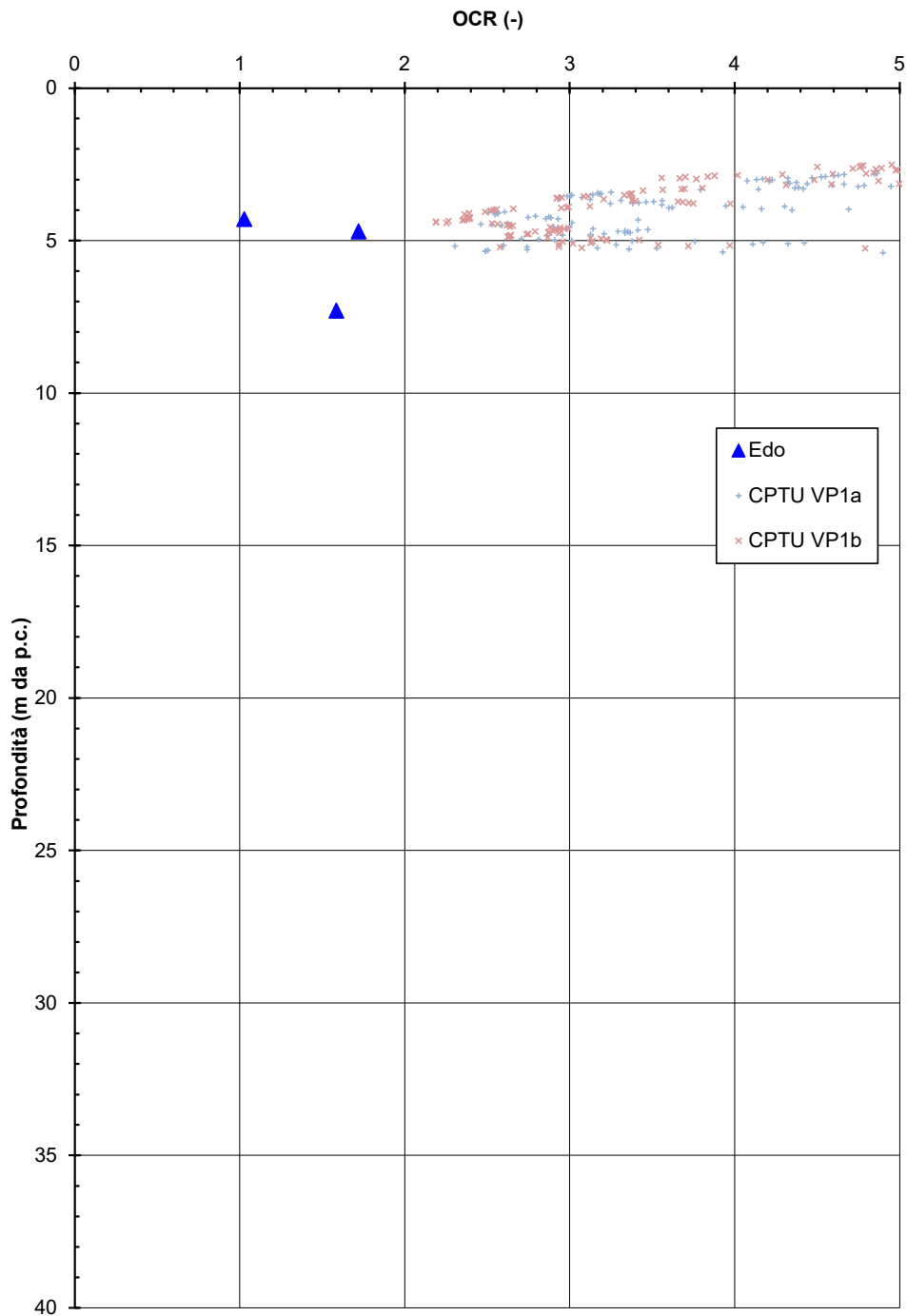


Figura 8-16 – Unità 1 - Grado di sovraconsolidazione da prove edometriche e da interpretazione prove CPTU

8.2 UNITÀ GEOTECNICA 2

Nelle figure seguenti sono presentate le sintesi dei dati di laboratorio e dell'interpretazione delle prove in sito.

In particolare sono presentate:

- Caratteristiche fisiche dei materiali:
 - Figura 8-17: granulometria sintetica da prove di laboratorio. Si nota come i materiali recuperati nei campioni siano a grana grossa (contenuto di fini inferiore a 30%).
- Parametri di resistenza al taglio:
 - Figura 8-18: prove SPT. I valori sono tipicamente compresi tra 25 e 35 colpi/30 cm, con alcuni valori a rifiuto.
 - Figura 8-19: densità relativa stimata sulla base dei valori di N_{spt} . I valori sono compresi tipicamente tra 35% e 70%.
 - Figura 8-20: stima dell'angolo di attrito da prove SPT. I valori sono compresi tipicamente tra 35° e 39°.
- Parametri di deformabilità:
 - Figura 8-21: modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 da interpretazione di prove SPT. I valori sono tipicamente compresi tra 80 MPa e 130 Mpa. I valori sono in linea con quelli desumibili dalle prove sismiche in sito Down-hole.
 - Figura 8-22: modulo di Young a piccole deformazioni E_0 da interpretazione di prove SPT. I valori sono tipicamente compresi tra 200 MPa e 320 Mpa.
 - Figura 8-23: modulo di Young operativo E'_{op} da interpretazione di prove SPT, stimato cautelativamente come $E_0/10$. I valori sono tipicamente compresi tra 20 MPa e 30 Mpa.

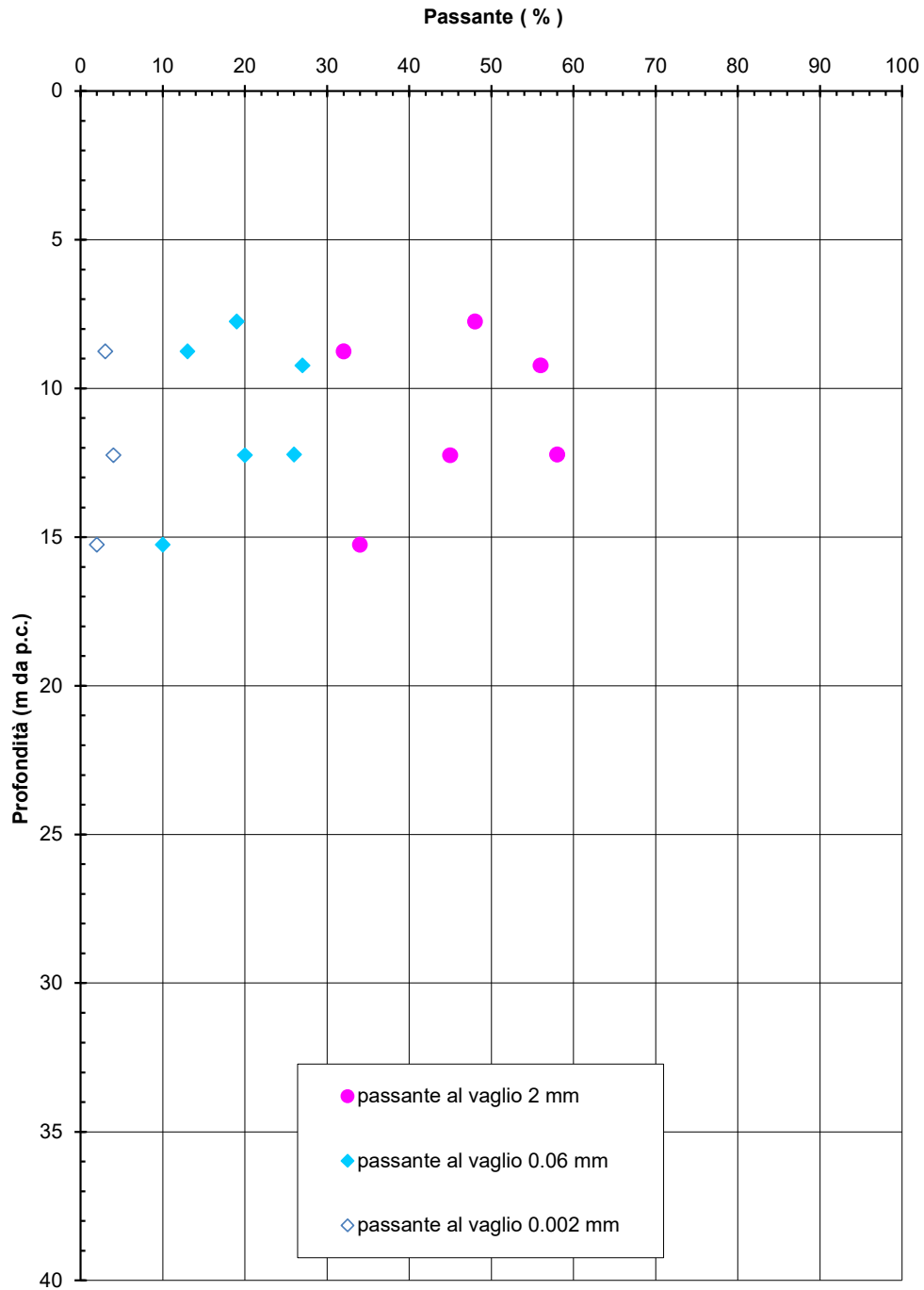


Figura 8-17 - Unità 2 - Granulometria sintetica da prove di laboratorio.

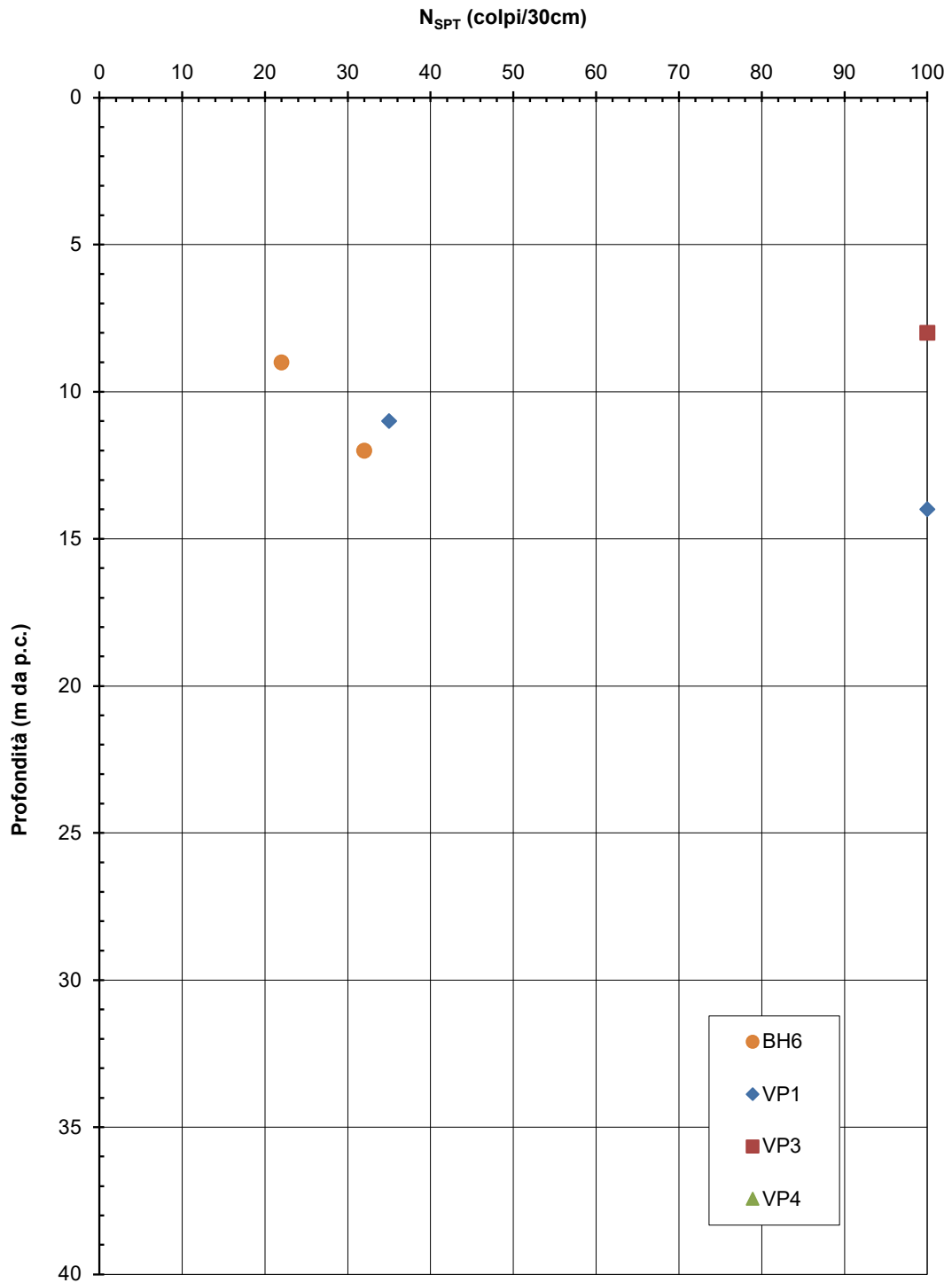


Figura 8-18 - Unità 2 - Prove SPT

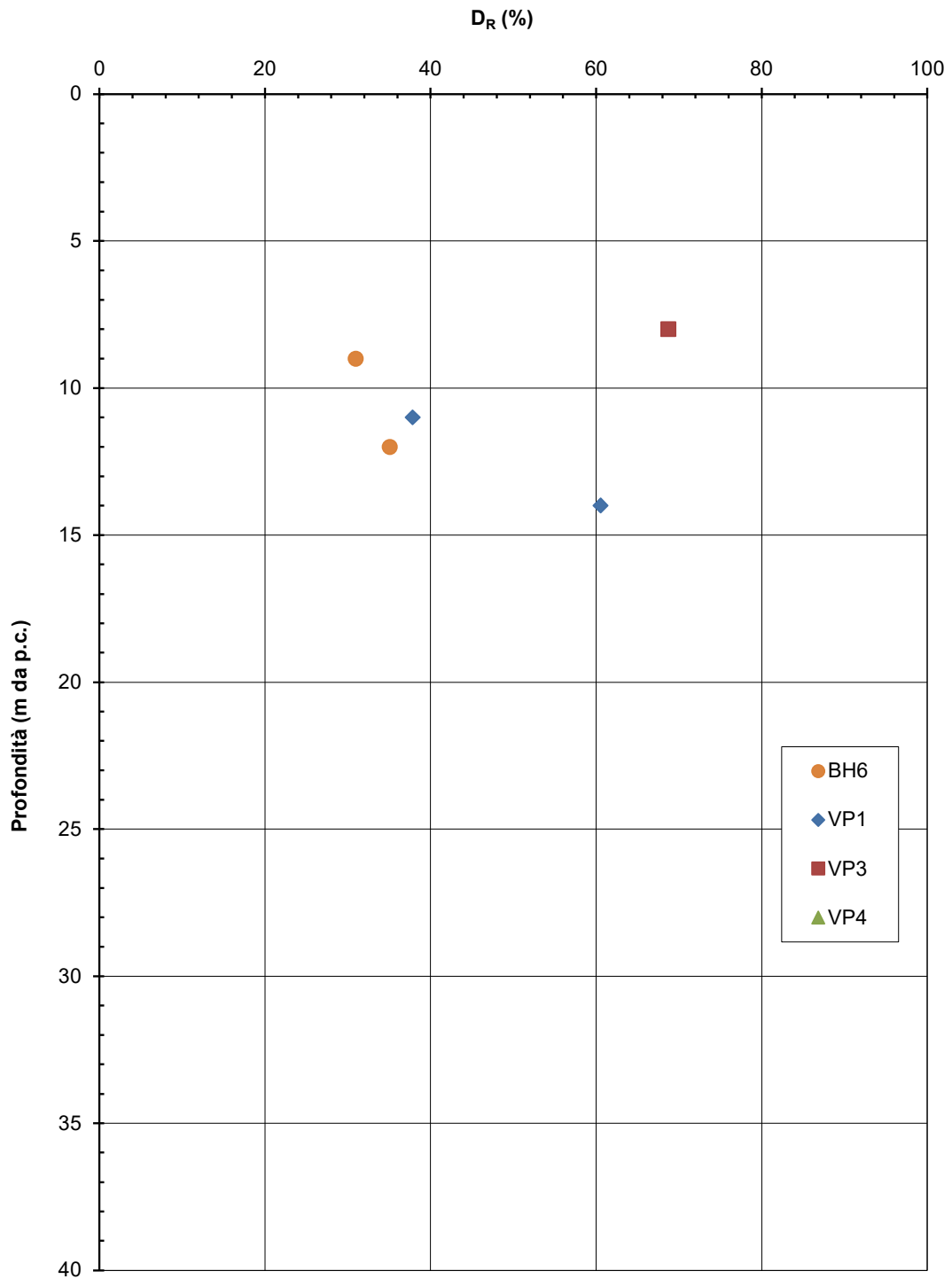


Figura 8-19 - Unità 2 - Stima densità relativa da prove SPT

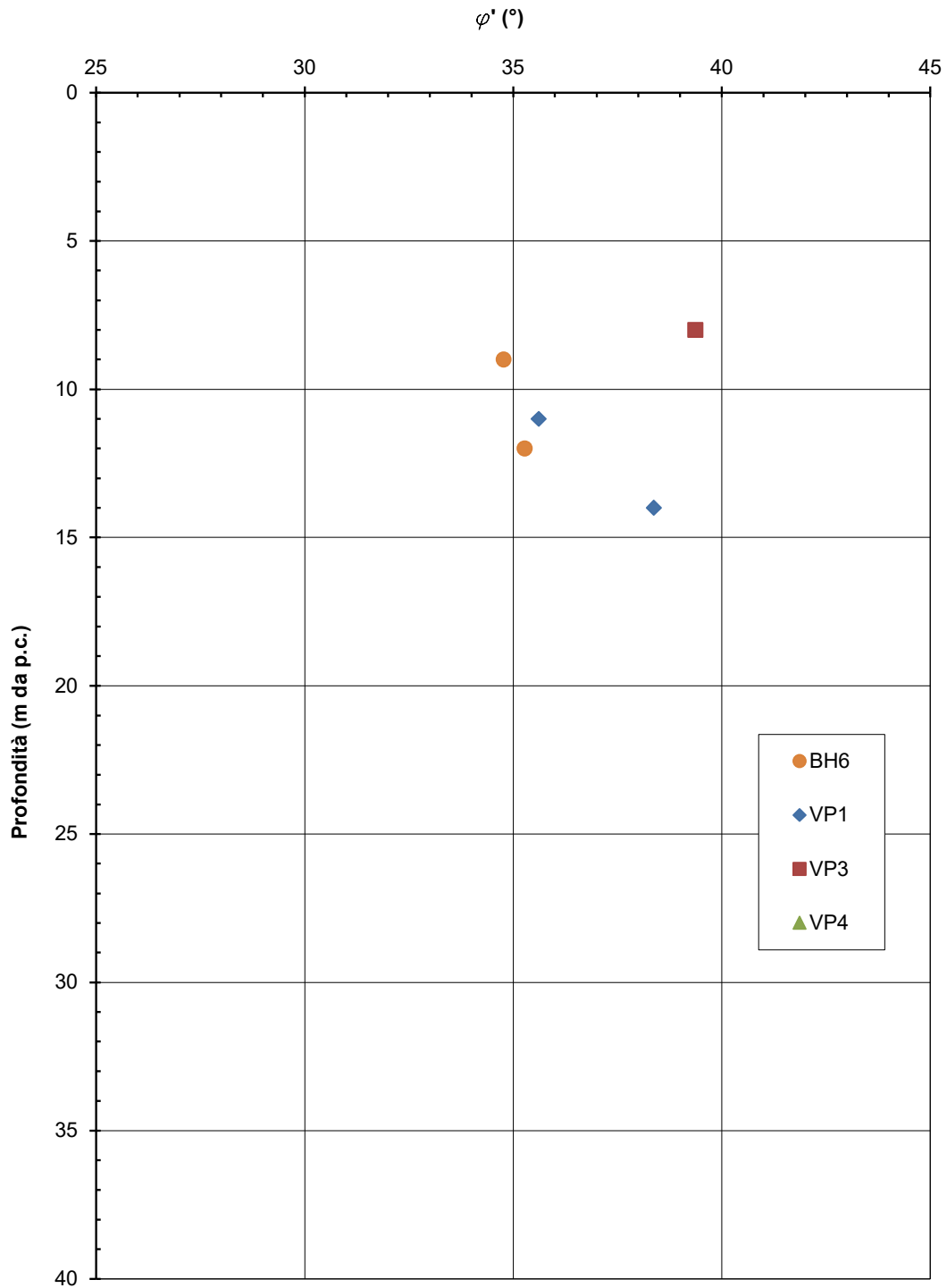


Figura 8-20 - Unità 2 - Stima angolo di attrito da prove SPT

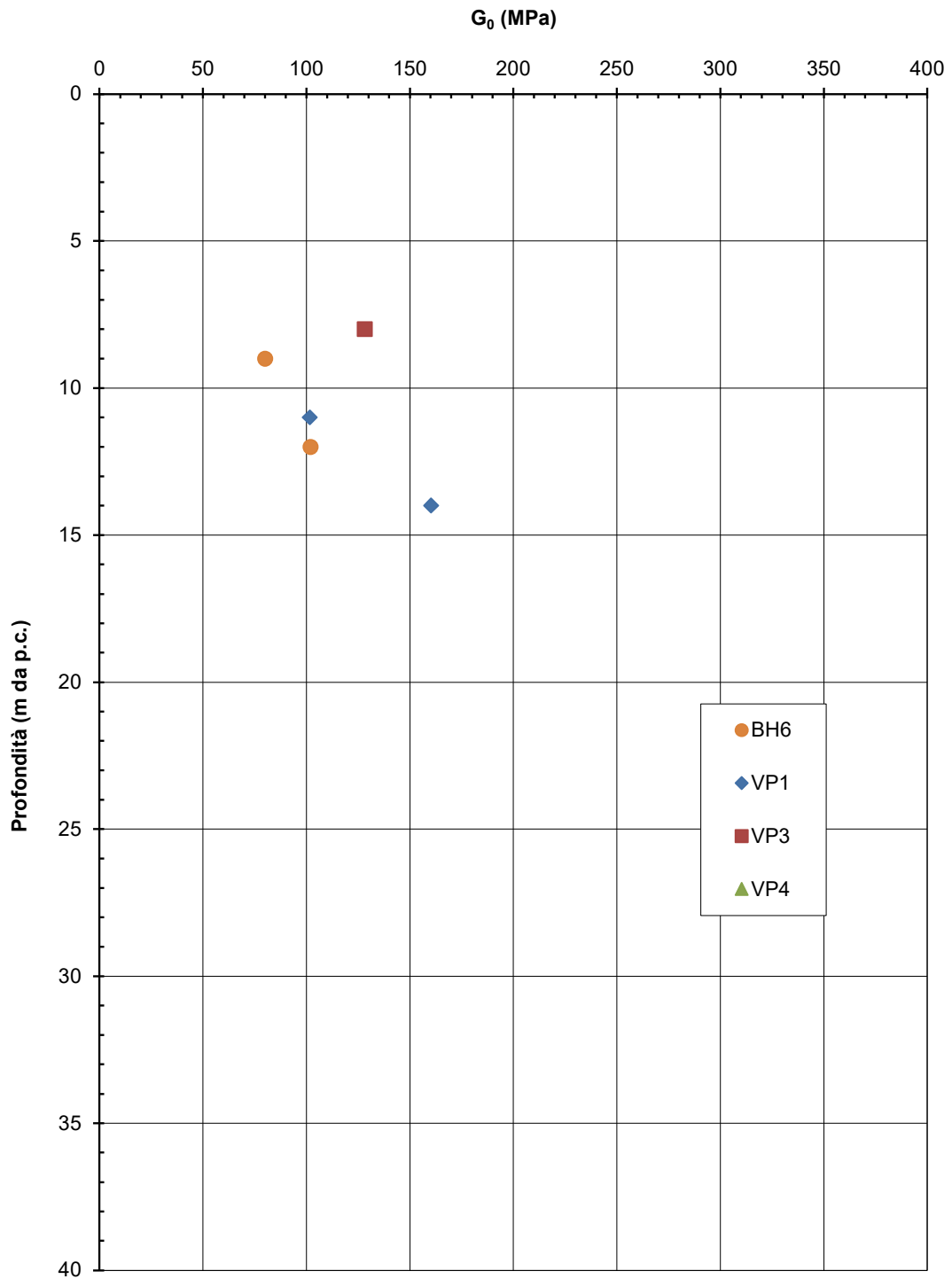


Figura 8-21 - Unità 2 - Stima modulo di taglio a piccole deformazioni da prove SPT

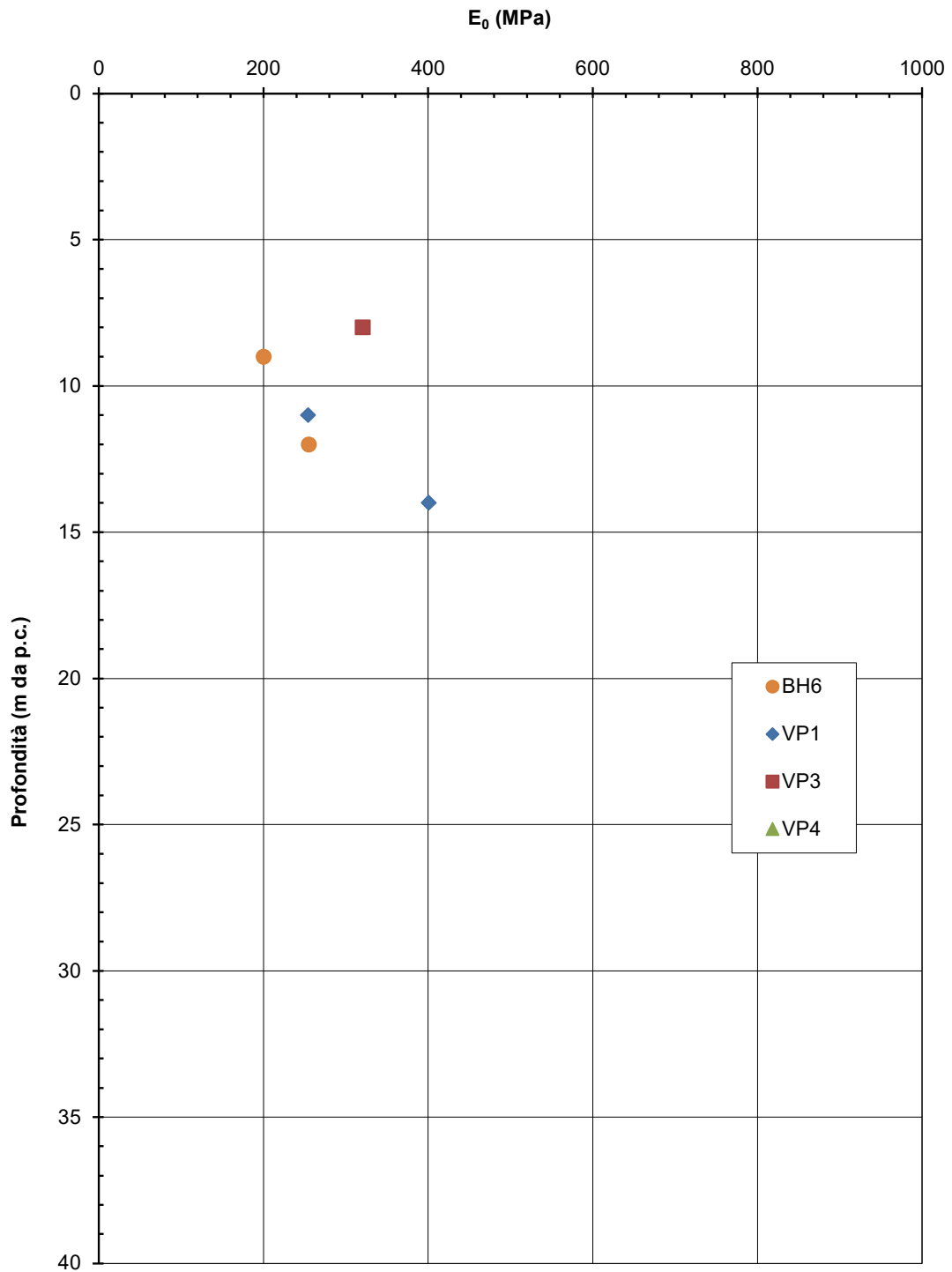


Figura 8-22 - Unità 2 - Stima modulo di Young a piccole deformazioni da prove SPT

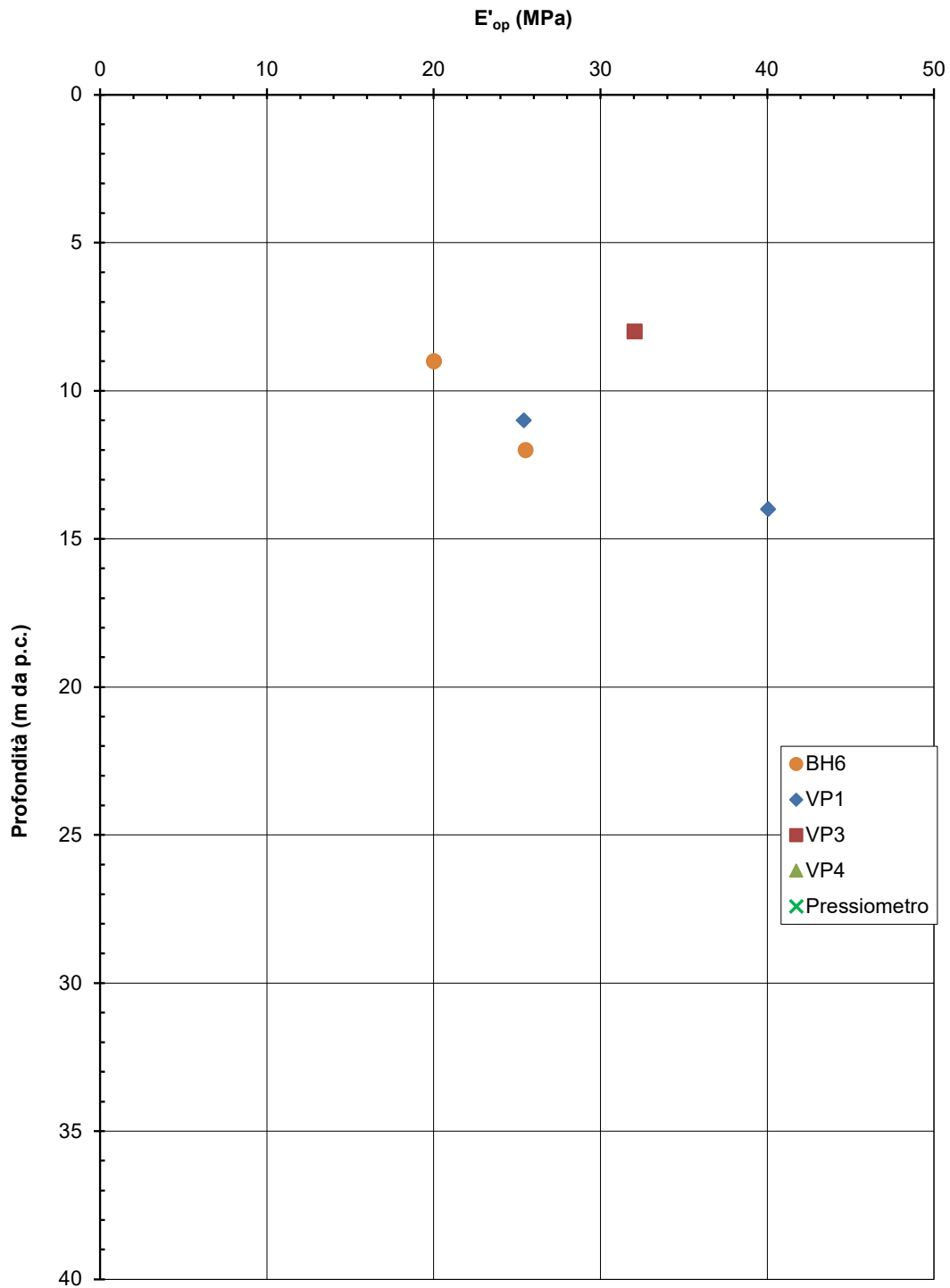


Figura 8-23 - Unità 2 - Stima modulo di Young operativo da prove SPT

8.3 UNITÀ GEOTECNICA 3

Nelle figure seguenti sono presentate le sintesi dei dati di laboratorio e dell'interpretazione delle prove in sito.

In particolare sono presentate:

- Caratteristiche fisiche dei materiali:
 - Figura 8-24: granulometria sintetica da prove di laboratorio. Si nota come i materiali recuperati nei campioni siano tipicamente a grana fine (contenuto di fini tipicamente maggiore di 60%), eccetto localmente.
 - Figura 8-25: peso dell'unità di volume da prove di laboratorio. I valori sono tipicamente compresi tra 19 kN/m³ e 21 kN/m³.
 - Figura 8-26: contenuto in acqua da prove di laboratorio. I valori sono tipicamente compresi tra 20% e 25%, localmente 30%, in particolare oltre i 25-30 m di profondità.
 - Figura 8-27: indice dei vuoti ricavato dalle prove di laboratorio. I valori sono tipicamente intorno a 0.6, localmente 0.7-0.8, in particolare oltre i 25-30 m di profondità.
 - Figura 8-28: limite liquido da prove di laboratorio. I valori sono tipicamente compresi tra 20% e 35%, con alcuni valori più alti fino a 80% oltre i 25-30 m di profondità.
 - Figura 8-29: indice di plasticità da prove di laboratorio. I valori sono tipicamente compresi tipicamente tra 5% e 12%, con alcuni valori localmente più alti, fino a 20%.
 - Figura 8-30: carta di Casagrande, da cui si deduce che i materiali sono tipicamente argille inorganiche di bassa (o al più media) plasticità. Si notano comunque alcuni punti che ricadono come classificazione nelle argille organiche, compatibili con la presenza di livelli torbosi.
- Parametri di resistenza al taglio:
 - Figura 8-31: prove SPT. I valori sono tipicamente compresi tra 15 e 35 colpi/30 cm, con alcuni valori più bassi, in particolare dove tale unità viene incontrata vicino alla superficie (5-10 colpi/30 cm). Si nota anche un calo dei valori tipici al di sotto dei 30 m di profondità.
 - Figura 8-32: coesione non drenata stimata sulla base dei valori di N_{spt}, prove pressiometriche e prove di laboratorio. I valori provenienti dall'interpretazione delle varie prove sono in linea tra di loro e sono tipicamente compresi tra 60 e 200 kPa. Si nota come la tendenza a valori crescenti con la profondità si inverte al di sotto dei 30 m di profondità, dove i valori tipici tornano a essere un po' più bassi e dell'ordine di 75-100 kPa.

- Figura 8-33: stima della coesione efficace e dell'angolo di attrito da prove di taglio diretto. I valori sono compresi tipicamente negli intervalli $c' = 0-25$ kPa e $\phi' = 25-32^\circ$. Tali valori sono in linea con i dati dell'unica prova TX-CID disponibile, i quali indicano valori dei parametri di resistenza $c' = 0$ kPa e $\phi' = 29^\circ$.
- Parametri di deformabilità:
 - Figura 8-34: modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 da interpretazione di prove SPT e CPTU. I valori provenienti dall'interpretazione delle varie prove sono in linea tra di loro e sono tipicamente compresi tra 100 MPa e 200 Mpa. I valori sono in linea con quelli desumibili dalle prove sismiche in sito Down-hole.
 - Figura 8-35: stato del materiale in sito sul piano di Burland. Si può notare la presenza di diversi punti al di sopra della linea di compressibilità intrinseca, indice di materiale strutturato. Esiste comunque il sospetto che tali punti siano rappresentativi dei livelli torbosi e non delle caratteristiche dello strato nel suo complesso.
 - Figura 8-36: coefficiente di compressione vergine (C_c) da prove edometriche. I valori sono compresi tipicamente tra 0.1 e 0.2, con un unico valore pari a 0.3 a circa 25 m di profondità.
 - Figura 8-37: coefficiente di compressione vergine (C_c^*) sul piano di Burland (1990), rappresentativi della pendenza della linea di compressibilità intrinseca. I valori sono compresi tipicamente tra 0.1 e 0.2, ovvero dello stesso ordine di grandezza dei coefficienti di compressione vergine stimati da prova edometrica; tale osservazione non è molto compatibile con la presenza di materiali strutturati.
 - Figura 8-38: coefficiente di ricomprensione (C_r) da prove edometriche. I valori sono compresi tipicamente tra 0.01 e 0.02, con un unico valore sensibilmente più alto pari a 0.075 a circa 25 m di profondità.
 - Figura 8-39: grado di sovraconsolidazione (OCR) da prove edometriche. I valori da prove edometriche possono essere fuorvianti in quanto se il materiale è strutturato la sovraconsolidazione da prova edometrica è solo apparente. In ogni caso il materiale, la lettura del dato grezzo indicherebbe materiale sovraconsolidato, in particolare nella porzione più vicina alla superficie, mentre a profondità significative il materiale tende a essere più vicino alla normalconsolidazione.

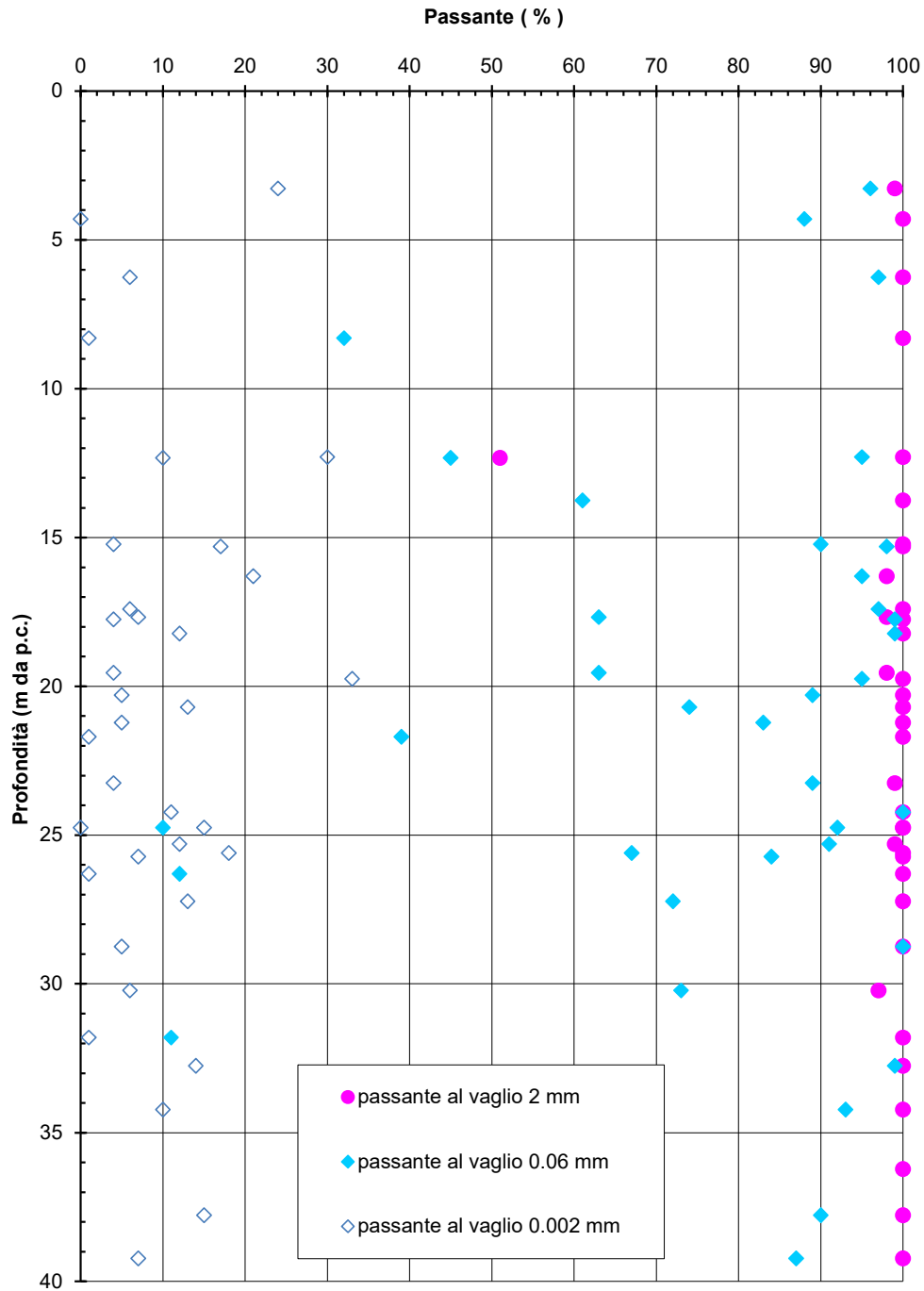


Figura 8-24 - Unità 3 - Granulometria sintetica da prove di laboratorio.

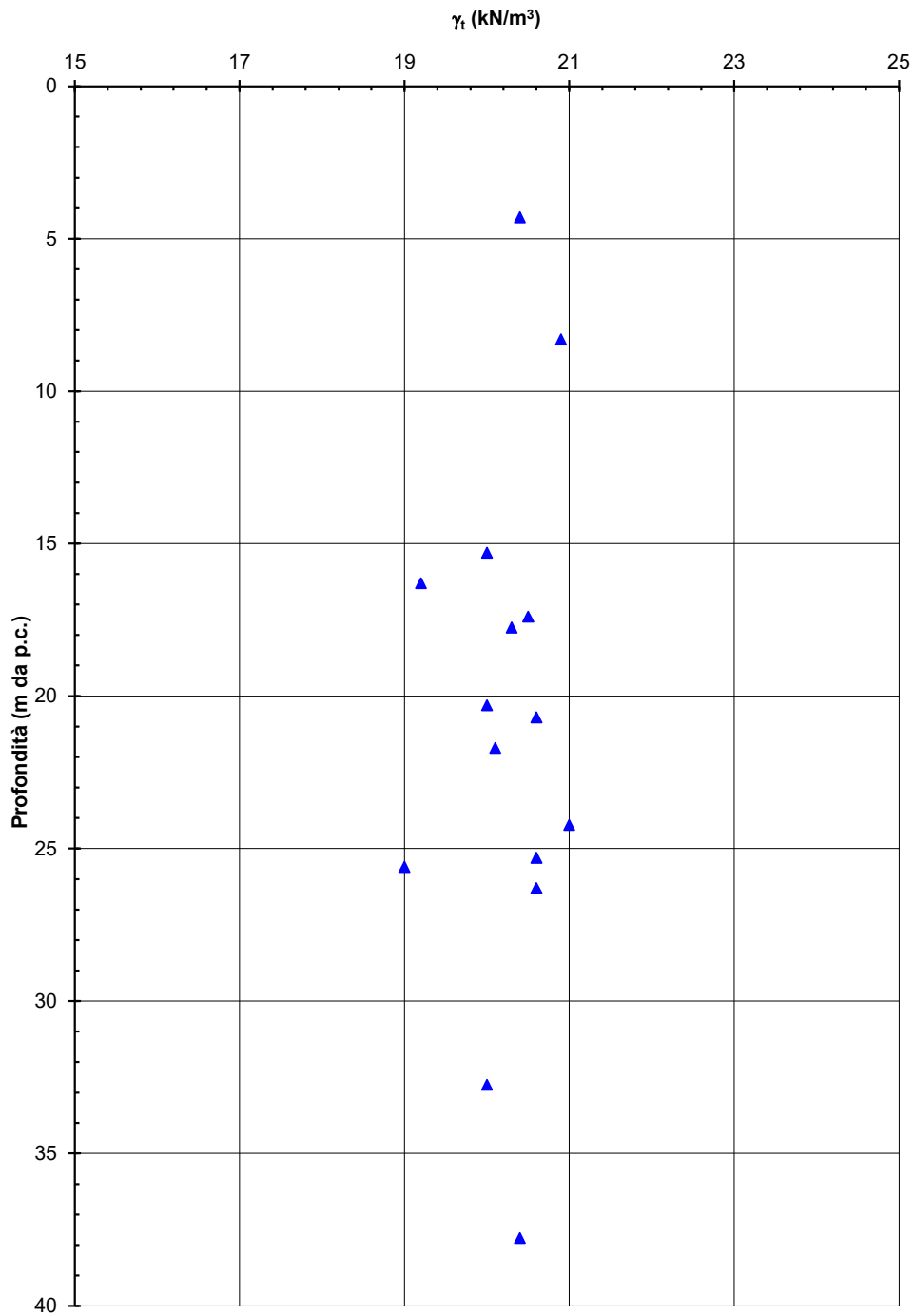


Figura 8-25 - Unità 3 - Peso dell'unità di volume da prove di laboratorio.

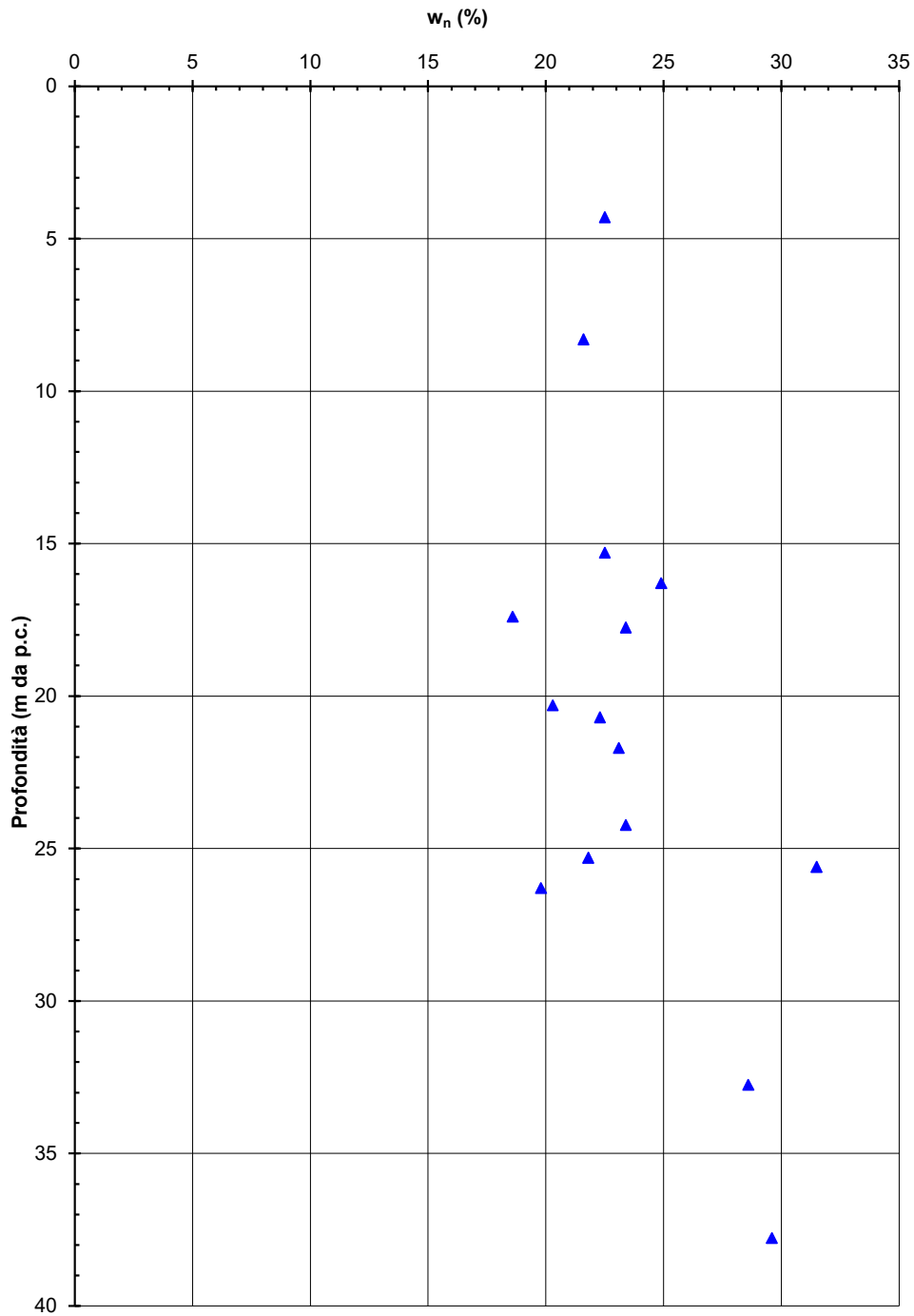


Figura 8-26 - Unità 3 - Contenuto in acqua da prove di laboratorio.

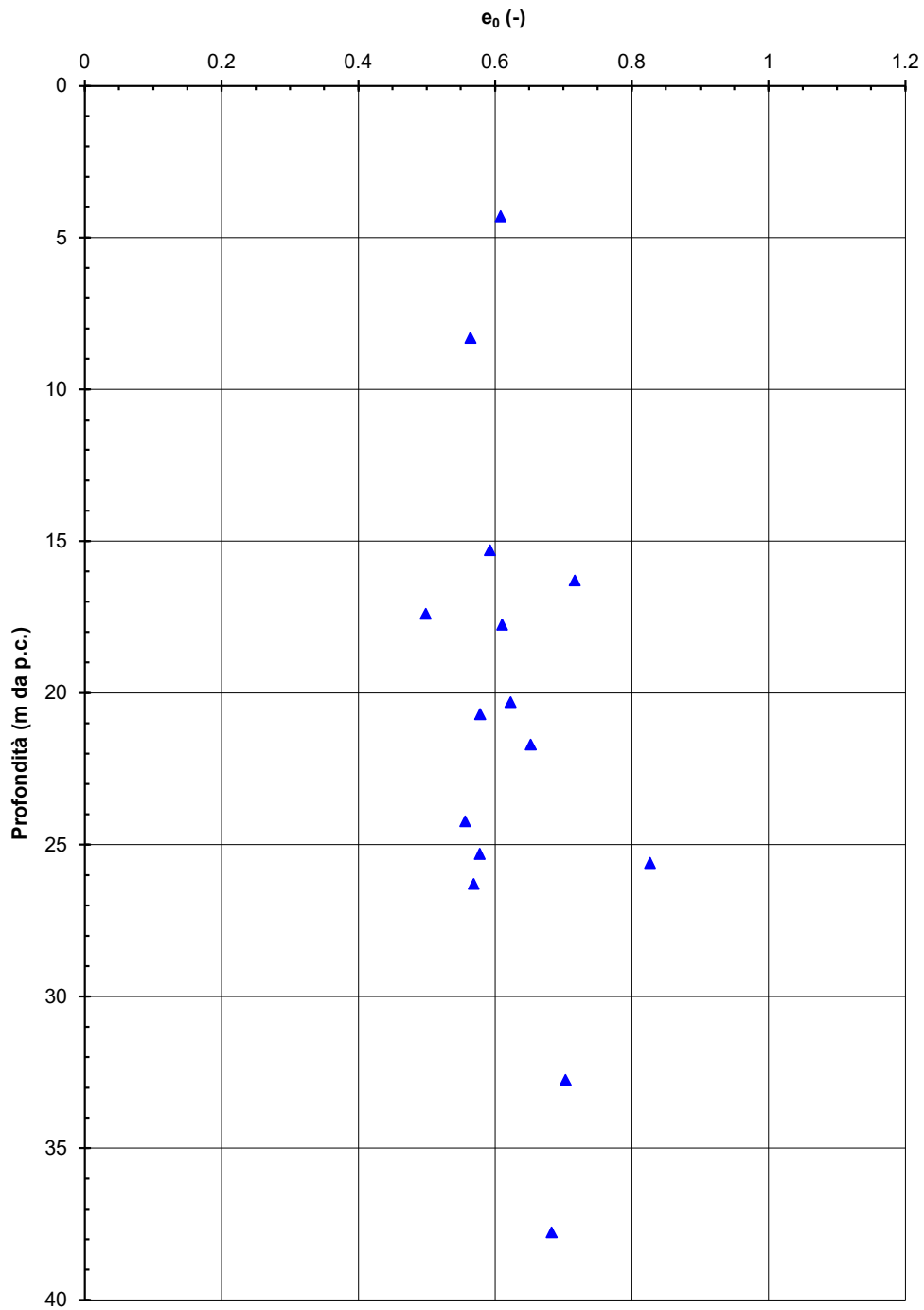


Figura 8-27 - Unità 3 - Indice dei vuoti da prove di laboratorio.

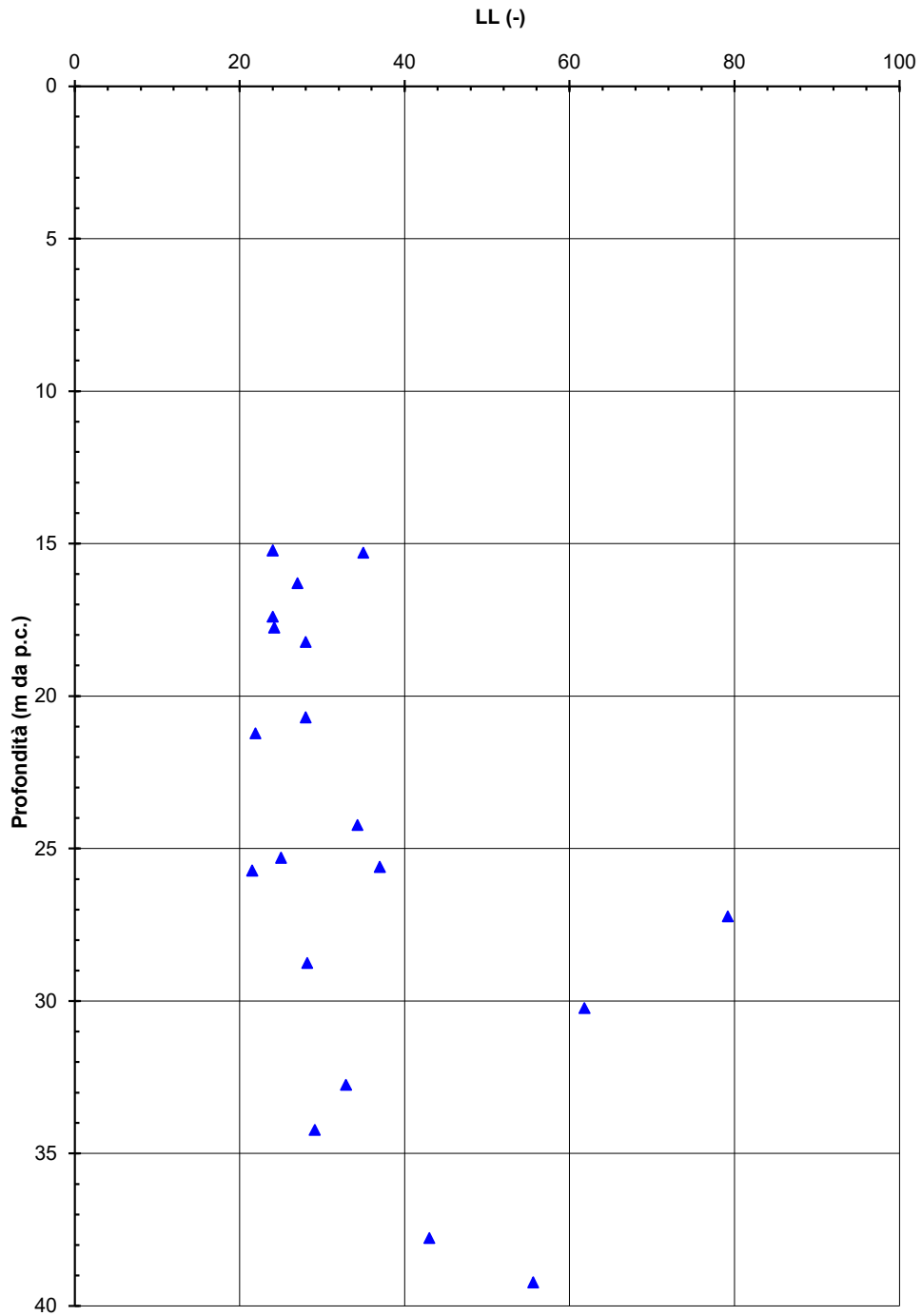


Figura 8-28 - Unità 3 - Limite liquido da prove di laboratorio.

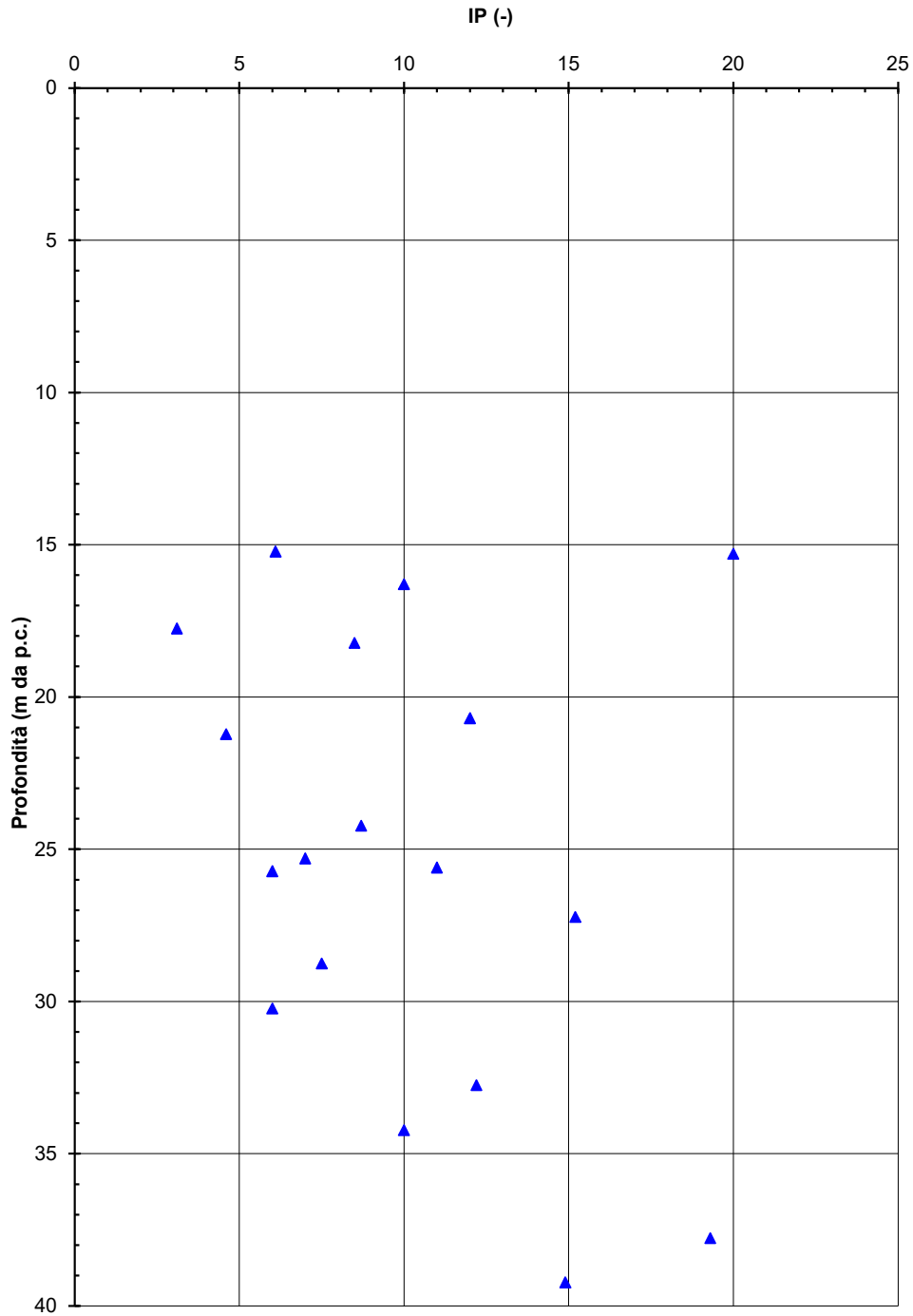


Figura 8-29 - Unità 3 - Indice di plasticità da prove di laboratorio.

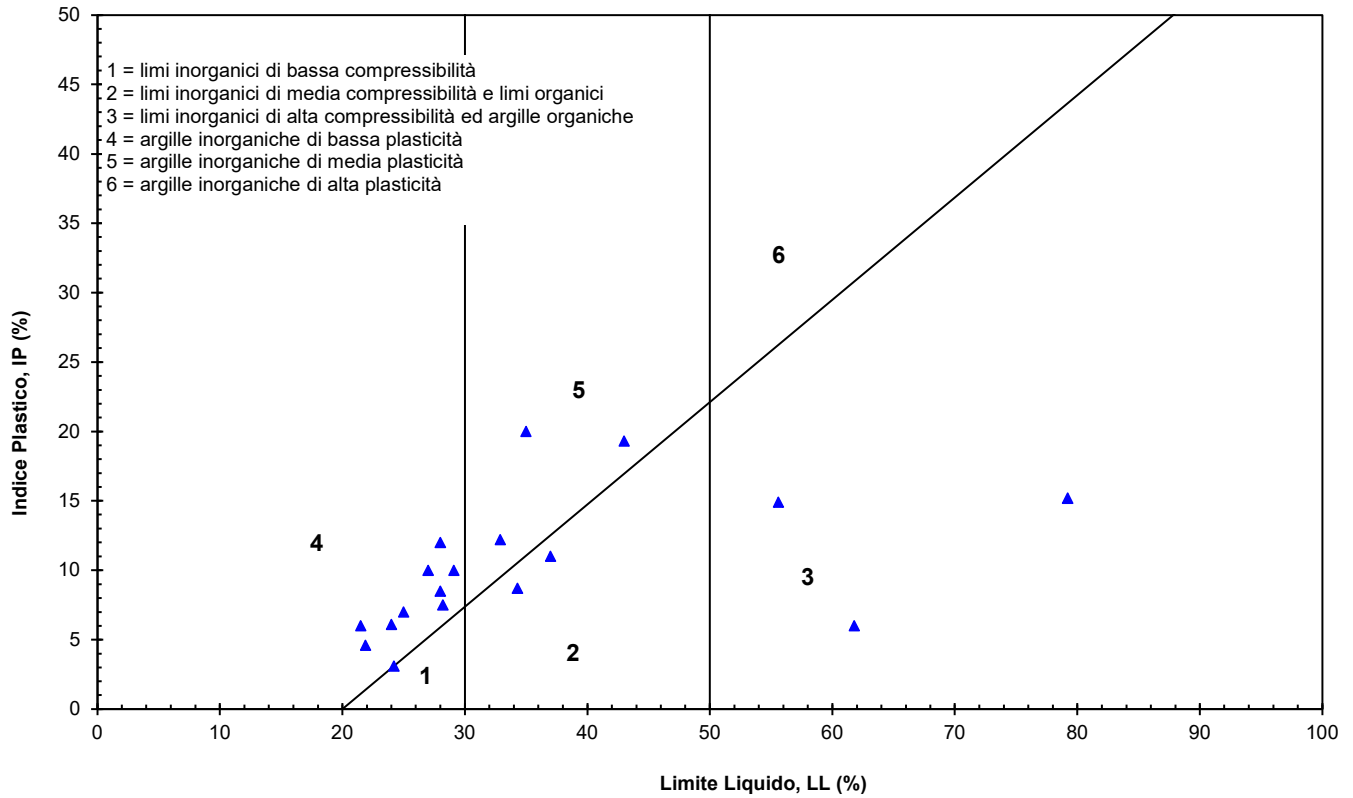


Figura 8-30 - Unità 3 - Carta di Casagrande.

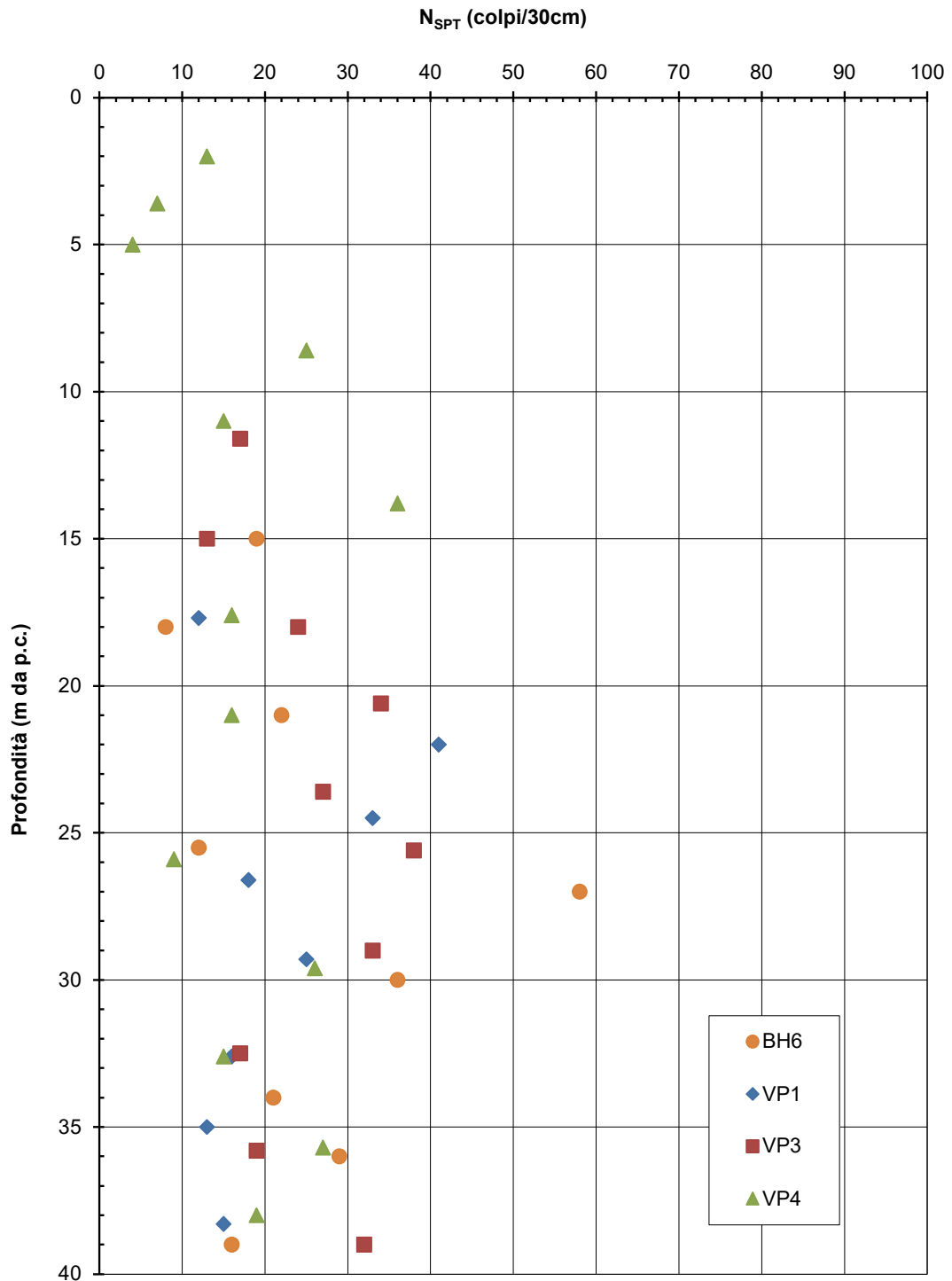


Figura 8-31 - Unità 3 - Prove SPT

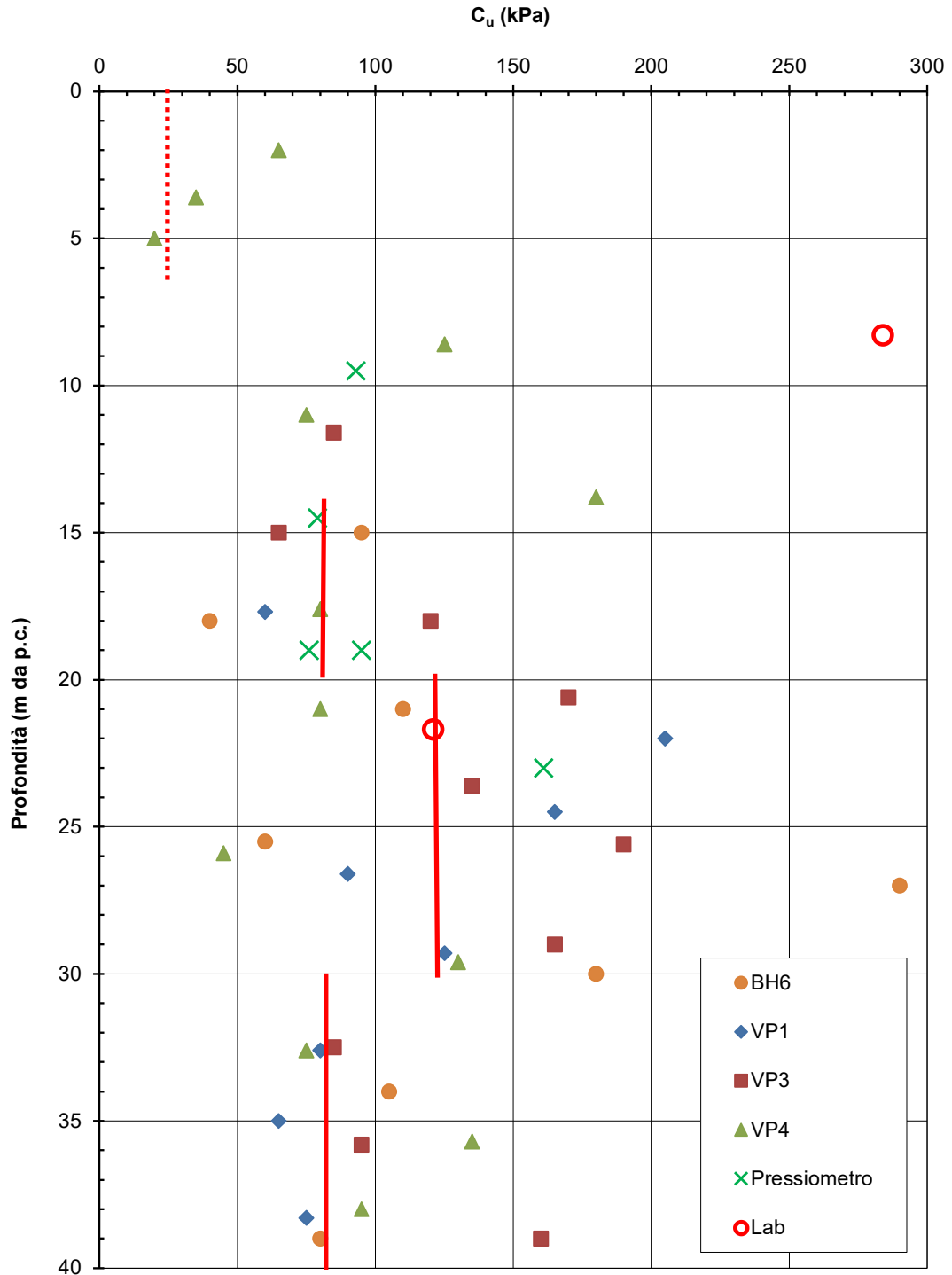


Figura 8-32 - Unità 3 - Stima coesione non drenata c_u da prove SPT, pressiometriche e di laboratorio

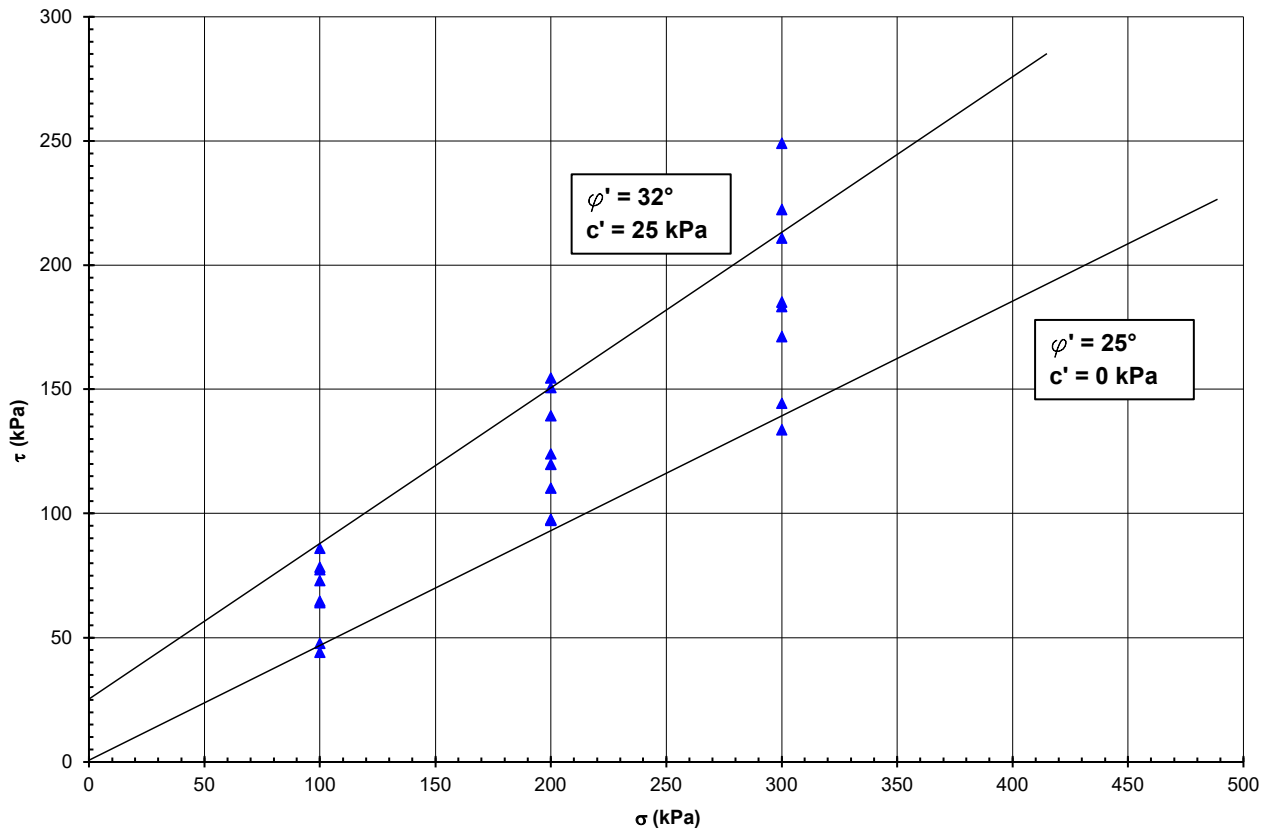


Figura 8-33 - Unità 3 - Stima coesione efficace e angolo di attrito da prove di laboratorio

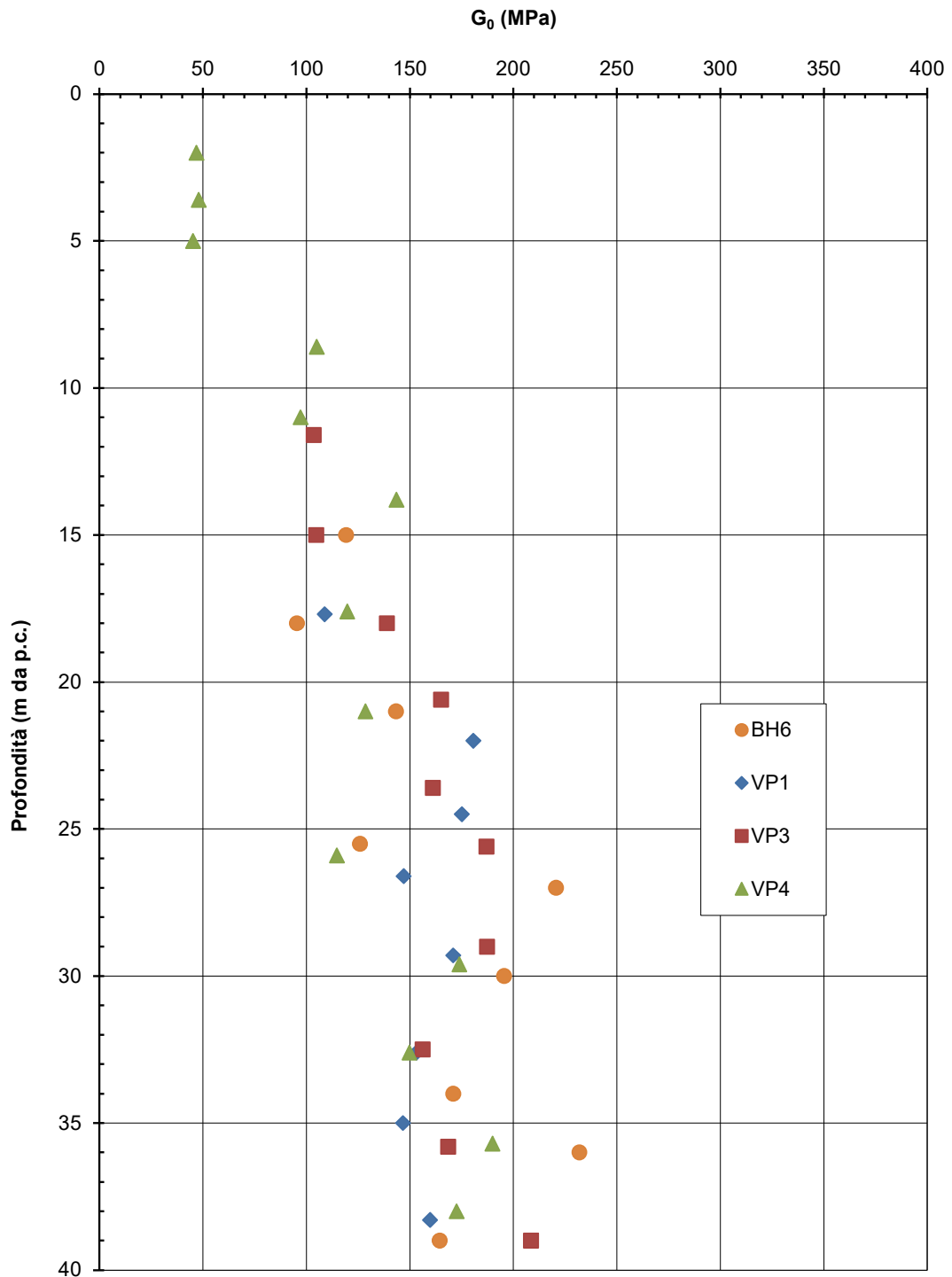


Figura 8-34 - Unità 3 - Stima modulo di taglio a piccole deformazioni da prove SPT

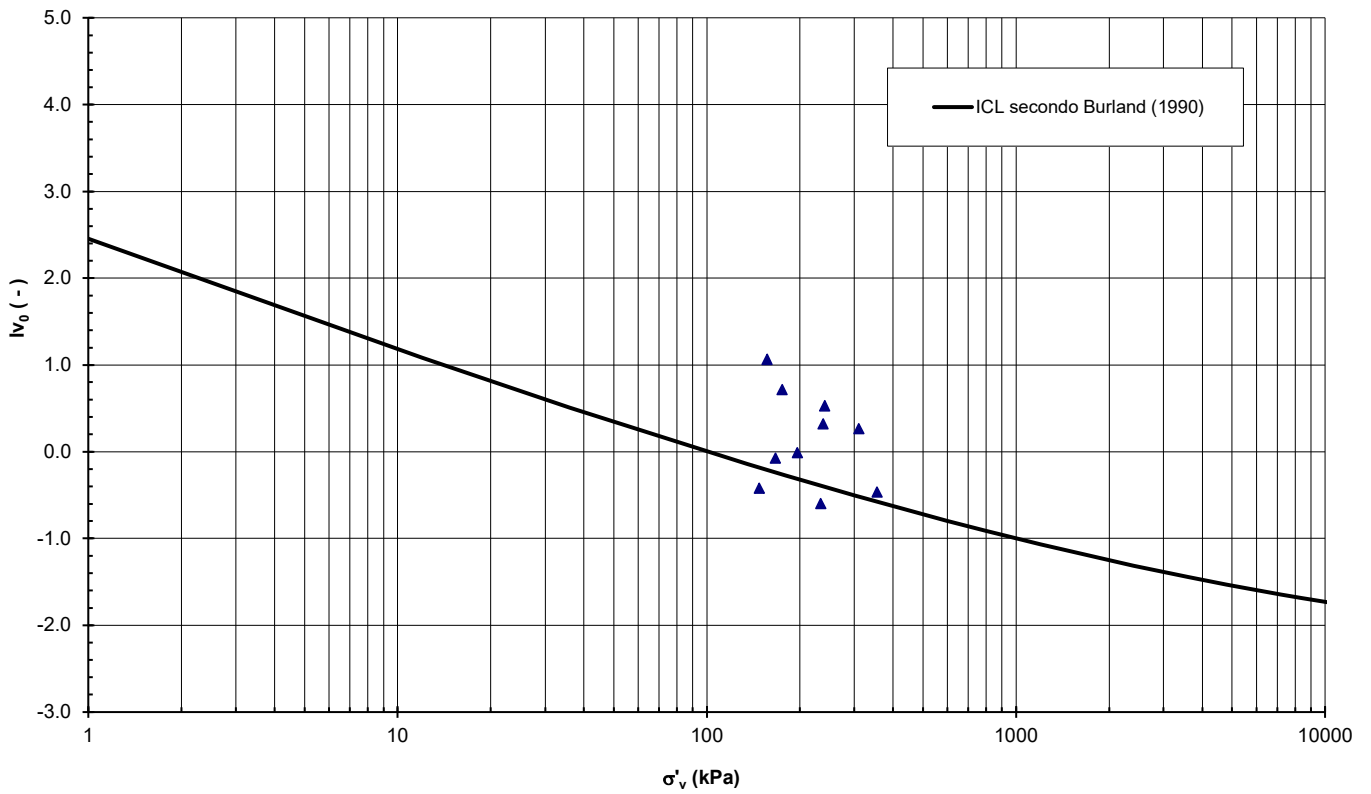


Figura 8-35 – Unità 3 - Stato del materiale sul piano di Burland (1990)

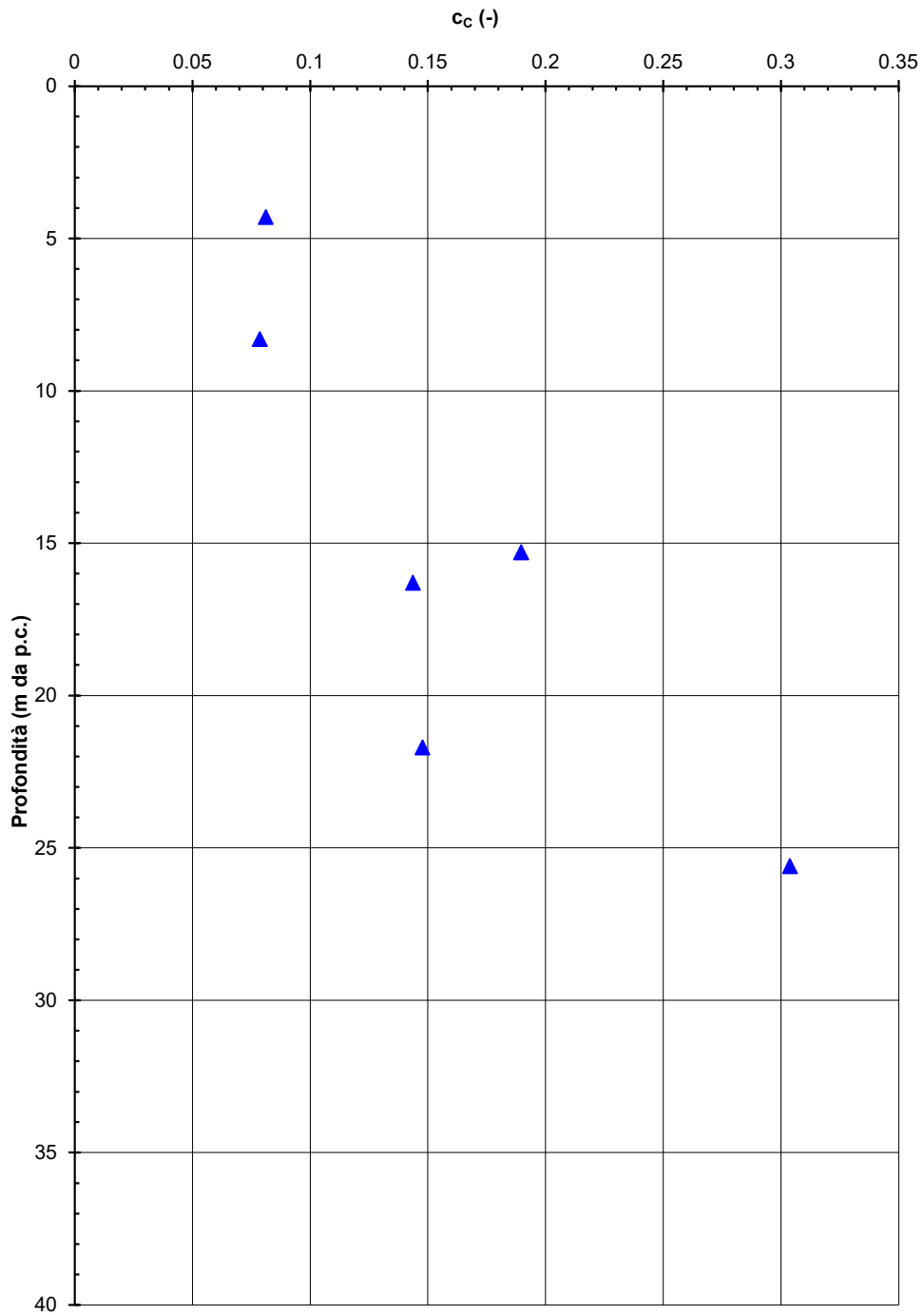


Figura 8-36 – Unità 3 - Coefficiente di compressione vergine da prove edometriche

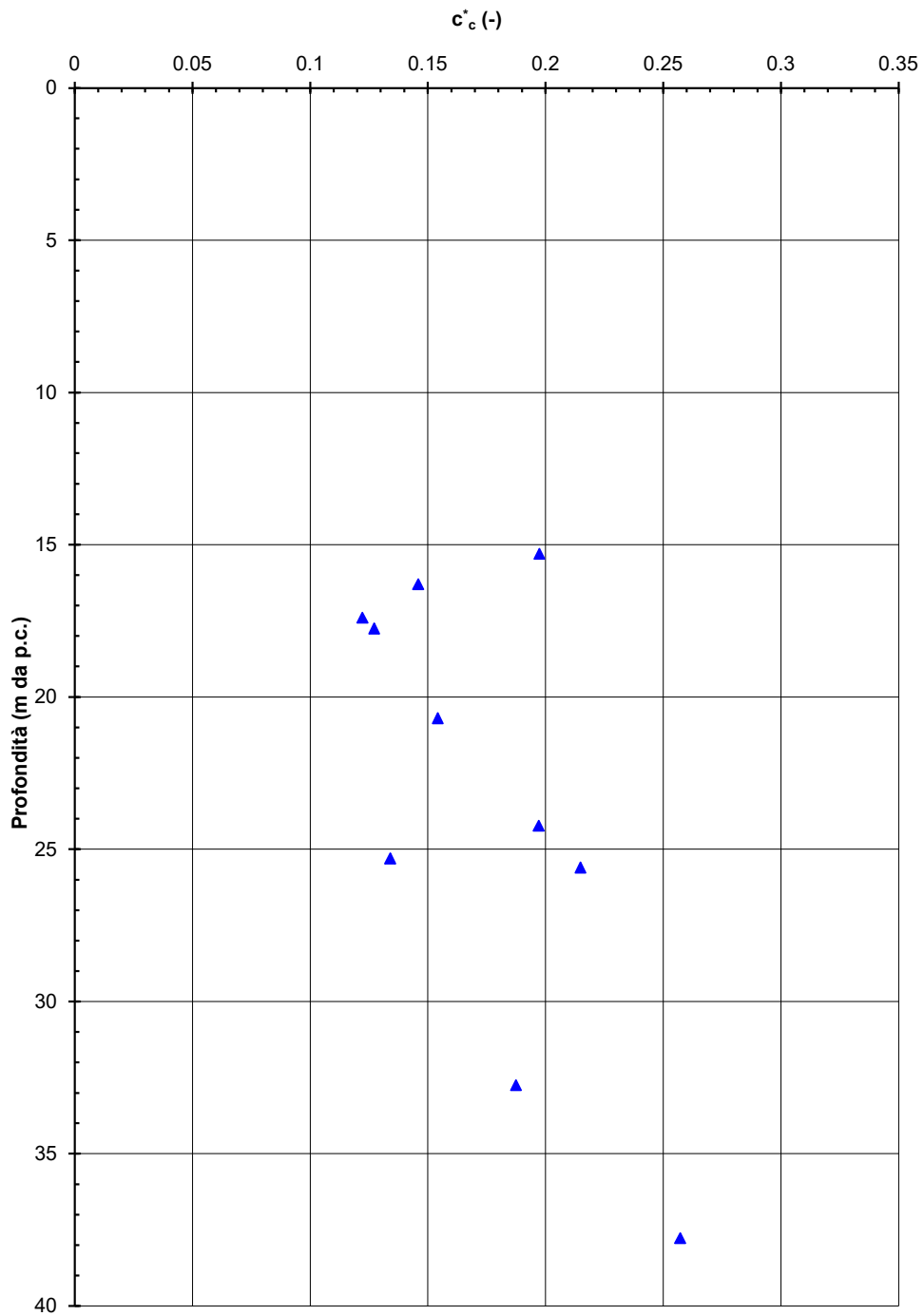


Figura 8-37 – Unità 3 - Coefficiente di compressione vergine (Cc^*) sul piano di Burland (1990)

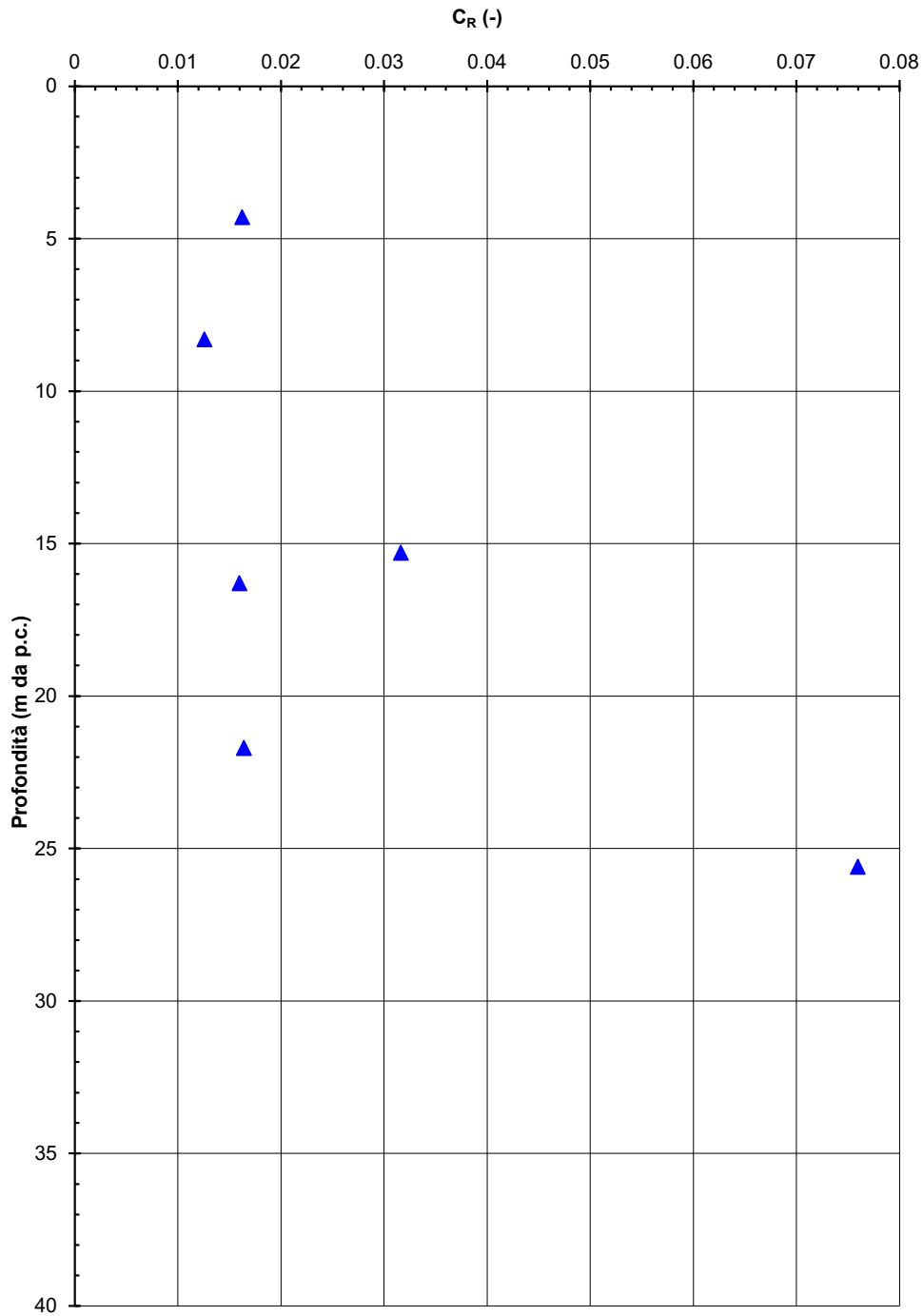


Figura 8-38 – Unità 3 - Coefficiente di ricompressione da prove edometriche

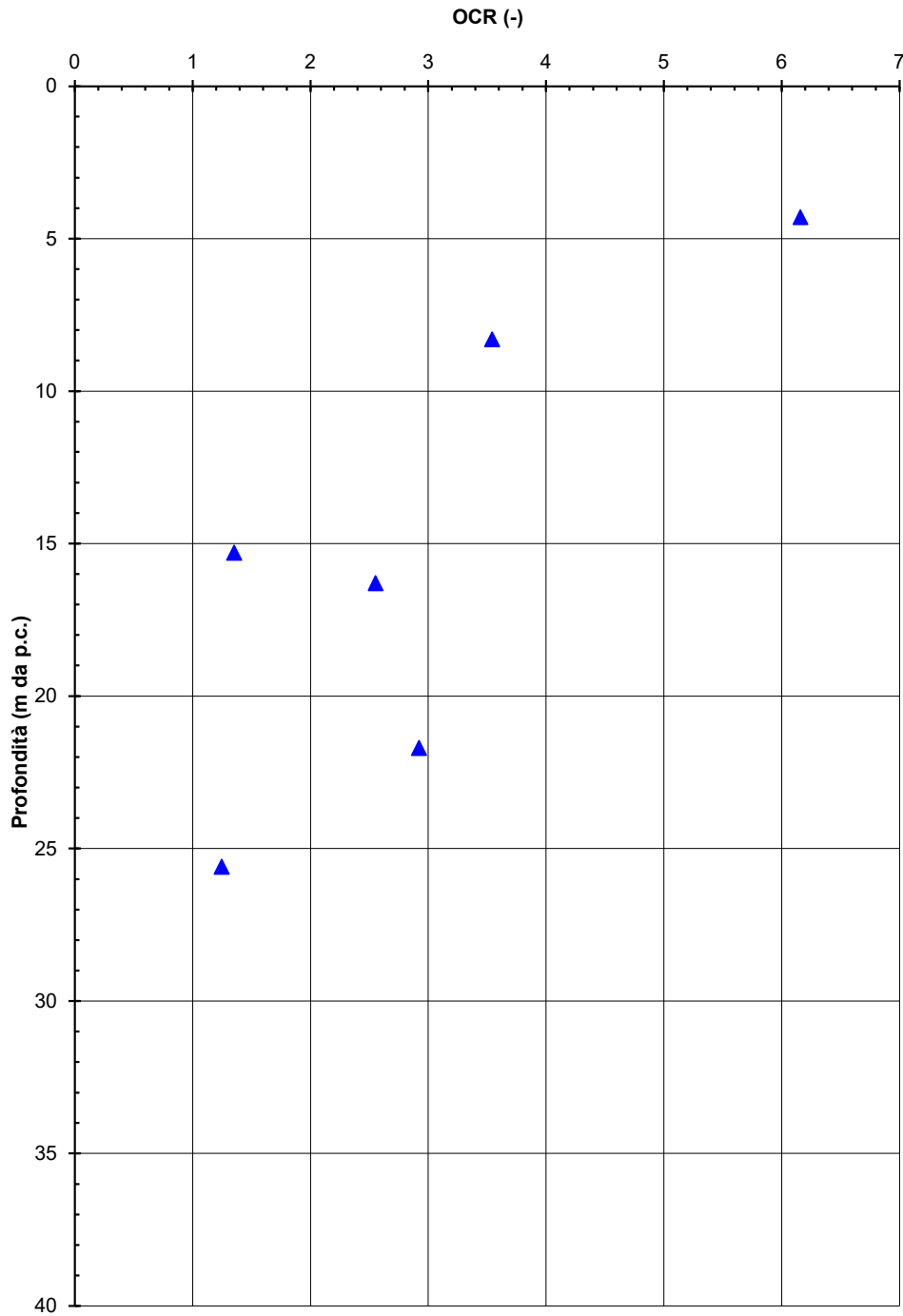


Figura 8-39 – Unità 3 - Grado di sovraconsolidazione da prove edometriche



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE
Posti di Movimento e Varianti di Tracciato
LOTTO 3: Variante di tracciato a Portogruaro

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	30	R 26 RH	GE 00 00 000	A	95 di 129

8.4 PERMEABILITA'

Nell'ambito delle due campagne di indagine sono state eseguite alcune prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile, i cui risultati sono riportati in Figura 8.40.

Dato che buona parte dei valori di permeabilità ricavati dalle prove Lefranc nei materiali a grana fine prevalente risultano molto elevati, per la definizione dei valori di progetto si è fatto riferimento anche ai riferimenti bibliografici considerando la litologia del materiale (si veda Tabella 6.8).

In particolare, per gli strati a grana fine (unità 1 e 3) si è fatto riferimento a un valore di permeabilità di progetto $k = 1 \cdot 10^{-8}$ m/s, mentre per gli strati a grana grossa (unità 2) si è fatto riferimento a un valore di permeabilità di progetto $k = 1 \cdot 10^{-5}$ m/s.

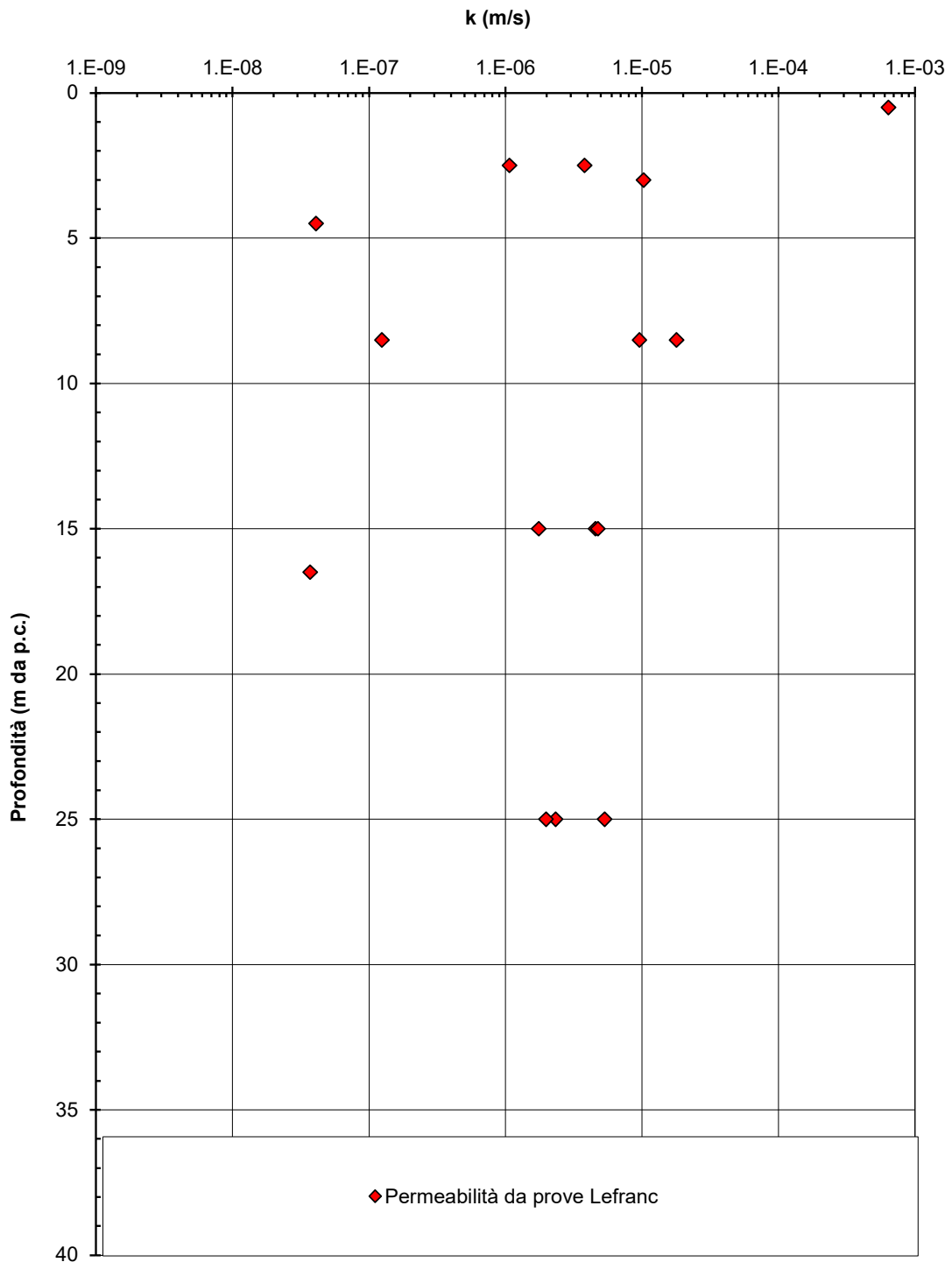


Figura 8.40 – Permeabilità k_h da prove Lefranc



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE
Posti di Movimento e Varianti di Tracciato
LOTTO 3: Variante di tracciato a Portogruaro

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	30	R 26 RH	GE 00 00 000	A	97 di 129

8.5 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Si propone di seguito la sintesi della caratterizzazione geotecnica, in particolare la definizione della stratigrafia e della falda di progetto, nonché dei parametri geotecnici caratteristici dei vari strati.

Si segnala in particolare la forte presenza di campioni indisturbati in cui lo stato in sito farebbe presupporre la presenza di materiali strutturati. Tuttavia, bisogna tenere in conto la presenza del rilevato ferroviario attuale, per cui non sono stati segnalati particolari problemi durante l'esercizio e per cui non risultano presenti trattamenti del terreno di fondazione. Allo stesso modo si osserva la presenza di rilevati stradali alti alcuni metri nelle immediate vicinanze anch'essi non soggetti a particolari problematiche di cedimento e/o stabilità. Una possibile spiegazione potrebbe essere che la maggior parte dei campioni indisturbati sono stati prelevati in corrispondenza di livelli torbosi. Inoltre, per quanto riguarda l'unità 3, i valori molto bassi del limite liquido, spesso sotto 30%, rendono sostanzialmente non applicabile la teoria di Burland (1990).

A scopo precauzionale, sono stati comunque assegnati all'unità 1 valori di compressibilità elevati e grado di sovraconsolidazione 1.05 per tenere in conto della possibile influenza di materiali strutturati. Lo stesso si è considerato per l'unità 3 nella sua porzione al di sotto di 30 m di profondità (denominata 3b) che in particolare in base ai risultati delle prove SPT risulta avere caratteristiche meccaniche più scadenti rispetto alla porzione superiore (denominata 3a).

Stratigrafia, falda di progetto e parametri caratteristici dei vari strati sono sintetizzati in Tabella 8-1.

Tabella 8-1 - Parametri geotecnici caratteristici dei terreni

Unità	Materiale	Profondità (m da p.c.)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	C_u (kPa)	C_c	C_R	e_0	OCR	E'_{op} (MPa)	k (m/s)
1	A	0 – 7	18	0	25	25	0.6	0.1	1	1.05	-	1·10 ⁻⁸
2	G	7 – 14	19	0	35	-	-	-	-	-	30	1·10 ⁻⁵
3a	A	14 – 20	20	10	27	80	0.15	0.015	0.6	1.5	-	1·10 ⁻⁸
		20 – 30				120						
3b	A	> 30	20	10	25	80	0.3	0.075	0.7	1.05	-	1·10 ⁻⁸

Materiale: A (grana fine; limi e argille), S (sabbia), G (ghiaia)

z: profondità da p.c. in m

 γ : peso dell'unità di volume

 c' : coesione efficace

 φ' : angolo d'attrito

 C_u : coesione non drenata

 C_c : coefficiente di compressione

 C_R : coefficiente di ricomprensione

 e_0 : indice dei vuoti in sito

OCR: grado di sovraconsolidazione

 E'_{op} : modulo di Young in condizioni drenate

k: permeabilità

Falda di progetto a 1m di profondità da p.c.



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE
Posti di Movimento e Varianti di Tracciato
LOTTO 3: Variante di tracciato a Portogruaro

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	30	R 26 RH	GE 00 00 000	A	99 di 129

9 ANALISI DI SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE

9.1 GENERALITÀ

Le NTC 2018, al par. 7.11.3.4.1 stabiliscono che:

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

Allo scopo di accertare la stabilità del sito di progetto rispetto alla liquefazione, è stata condotta una valutazione di pericolosità attraverso metodi semi-empirici basati sulla resistenza penetrometrica da prove SPT.

Si ricorda come, a causa della breve durata del moto sismico, il terreno reagisca in condizioni sostanzialmente non drenate. In tali condizioni, il comportamento non lineare dei materiali sabbiosi e sabbioso/limosi saturi, sottoposti a carichi ciclici indotti dal terremoto, porta alla generazione di sovrappressioni interstiziali con diminuzione anche significativa di resistenza e rigidezza apparente. Alla successiva dissipazione di tali sovrappressioni, corrisponde una riduzione di volume con la generazione di deformazioni permanenti in grado di causare, nello specifico, problematiche di esercizio post-sisma, stabilità dei rilevati, delle opere di sostegno e di attraversamento.

Il fenomeno della liquefazione è profondamente influenzato dal numero dei cicli del moto sismico del suolo, dalla densità relativa D_r e dalla granulometria del terreno. Un terreno a grana grossa, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la sua densità relativa. Il potenziale di liquefazione aumenta poi, ovviamente, al crescere del numero di cicli, ossia del valore di magnitudo sismica di riferimento.

Il problema principale che si pone in fase di progettazione è valutare la stabilità del sito di progetto rispetto alla liquefazione quando il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sottofalda, anche se contenenti una frazione fine limoso-argillosa.

9.2 CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE

Le NTC2018 al paragrafo 7.11.3.4.2 stabiliscono che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

- Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero (cfr. a_{max}) minori di 0.1 g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche CPT, normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve rappresentate in Figura 9.1 (coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$) e Figura 9.2 (coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$).

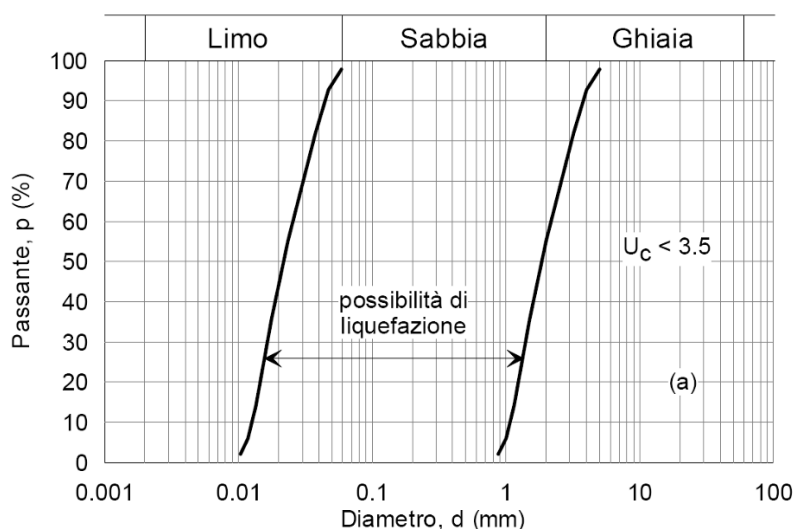


Figura 9.1: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c < 3.5$).

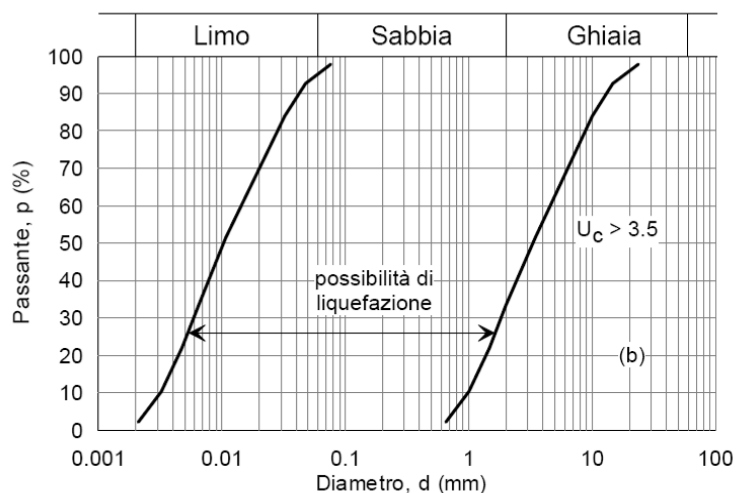


Figura 9.2: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c > 3.5$).

Nel caso in esame, nessuno dei suddetti motivi di esclusione risulta verificato:

- a_{max} è sempre superiore a 0.1 g.
- La falda ha profondità media stagionale inferiore a 15 m.
- I valori di $(N1)_{60}$ non sono sempre superiori a 30, così come i valori di q_{c1N} non sono sempre superiori a 180.
- La distribuzione granulometrica dei campioni prelevati è generalmente, anche se solo parzialmente, all'interno dei fusi di Figura 9.1 o Figura 9.2.

Pertanto, si procederà alla verifica a liquefazione come descritto ai paragrafi seguenti.

9.3 PERICOLOSITÀ SISMICA E MAGNITUDO

La valutazione del potenziale di liquefazione è stata condotta per il periodo di ritorno dell'azione sismica pari a quello dello stato limite SLV, ossia 1068 anni.

La pericolosità sismica di riferimento a_{max} per la valutazione della pericolosità a liquefazione per i tracciati di progetto è pari a 0.205 g (cfr. Capitolo 7.3). La magnitudo di riferimento per le verifiche, sulla base di quanto riportato nella Relazione Geologica (Doc. Rif.[5]), è pari a 6.6.

9.4 METODO DI ANALISI

La valutazione del pericolo di liquefazione è stata condotta in accordo al “metodo semplificato” originariamente proposto da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), confrontando lo sforzo di taglio ciclico normalizzato rispetto alla pressione verticale in sito (CSR) e la resistenza normalizzata del terreno al taglio ciclico (CRR) così definiti:

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di tensione ciclica}$$

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

Lo sforzo di taglio indotto ad ogni profondità in un sito a superficie piana durante l'evento sismico è dovuto essenzialmente alla propagazione delle onde di taglio polarizzate orizzontalmente. In accordo al metodo utilizzato, la tensione di taglio ciclico indotta dallo scuotimento sismico (sforzo di taglio ciclico normalizzato CSR) viene approssimata da un valore dell'accelerazione pari al 65% della accelerazione di picco a_{max} come segue:

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

dove:

a_{max} = accelerazione di picco al sito;

g = accelerazione di gravità;

τ_c = valore rappresentativo dello sforzo di taglio ciclico;

σ_{vc} = 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 da piano campagna, calcolato come segue in accordo a Blake (Blake, 1996, riportato da Youd et al., 2001):

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{1.5}}{1 - 0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z - 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.00121 \cdot z^2}$$

CSR può essere messo in relazione al numero di cicli significativi dell'azione sismica, funzione della magnitudo M . Per $M \neq 7.5$ (nel caso in esame $M = 6.6$) è necessario introdurre un fattore di scala della magnitudo MSF così definito:

$$MSF = \frac{CSR_M}{(CSR)_{M=7.5}} = \left(\frac{N_{M=7.5}}{N_M} \right)^b$$

dove CSR_M e N_M rappresentano i valori di CSR e numero di cicli equivalenti per il valore di magnitudo di progetto, mentre $(CSR)_{M=7.5}$ e $N_{M=7.5}$ sono riferiti all'evento con $M = 7.5$.

Nel presente studio è stato identificato un valore di $MSF = 1.6$ per $M = 6.6$ in accordo sia alle prescrizioni dell'Eurocodice 8 Parte 5, sia a quanto suggerito da Youd et al., 2001 e Idriss e Boulanger (2004).

Il rapporto di resistenza ciclica CRR può essere valutato mediante relazioni empiriche che correlino la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT o CPT. In questo caso sono stati utilizzati i risultati di prove di tipo SPT, come meglio descritto nel seguito.

9.4.1 CRR da correlazioni su prove SPT

Il procedimento qui utilizzato si basa sulla relazione riportata in Figura 9.3, originariamente proposta da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), e successivamente confermata da Youd et al. (2001).

In Figura 9.3, la resistenza penetrometrica SPT è espressa come numero di colpi $N_{1(60)}$ normalizzato ad una pressione verticale efficace di 100 kPa oltre che corretto per il valore standard di energia trasmessa (60% del valore nominale), come segue:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

dove:

- C_N = coefficiente correttivo che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace. In letteratura sono presenti diversi metodi per la valutazione del coefficiente correttivo C_N . Qui è stata applicata la relazione proposta da Liao e Whitman (1986):

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.5} \leq 1.7$$

in cui P_a è la pressione atmosferica, pari a 100kPa, e σ'_{v0} è la tensione verticale in sito, in termini di sforzi efficaci.

- C_E = coefficiente correttivo che va a considerare il rendimento energetico dell'attrezzatura e riconduce le misure ad un rendimento energetico del 60 % e può essere valutato nel modo seguente:

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

in cui ER_m è il fattore di rendimento (espresso in %) del trasferimento dell'energia del meglio all'attrezzo campionatore, relativo alla macchina utilizzata per fare la prova; considerando che la configurazione di prova normalmente adoperata in Italia ha un rendimento energetico del 60 %, tale coefficiente è stato posto pari ad 1.

- I coefficienti C_B (fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio), C_R (fattore correttivo per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice) e C_S (fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionatore) sono stati assunti pari ad 1 dato che le prove si considerano essere eseguite sulla base delle raccomandazioni fornite dall'AGI (1977).

Sempre in Figura 9.3, viene riportato il valore di CSR calcolato ed i corrispondenti valori di $N_{1(60)}$ da siti in cui sono stati osservati o meno gli effetti della liquefazione per eventi simili avvenuti in passato, con magnitudo 7.5. Le corrispondenti curve CRR sono state determinate all'interno del grafico in modo da separare chiaramente i dati corrispondenti all'avvenuta liquefazione da quelli per i quali non è stato osservato il fenomeno in esame.

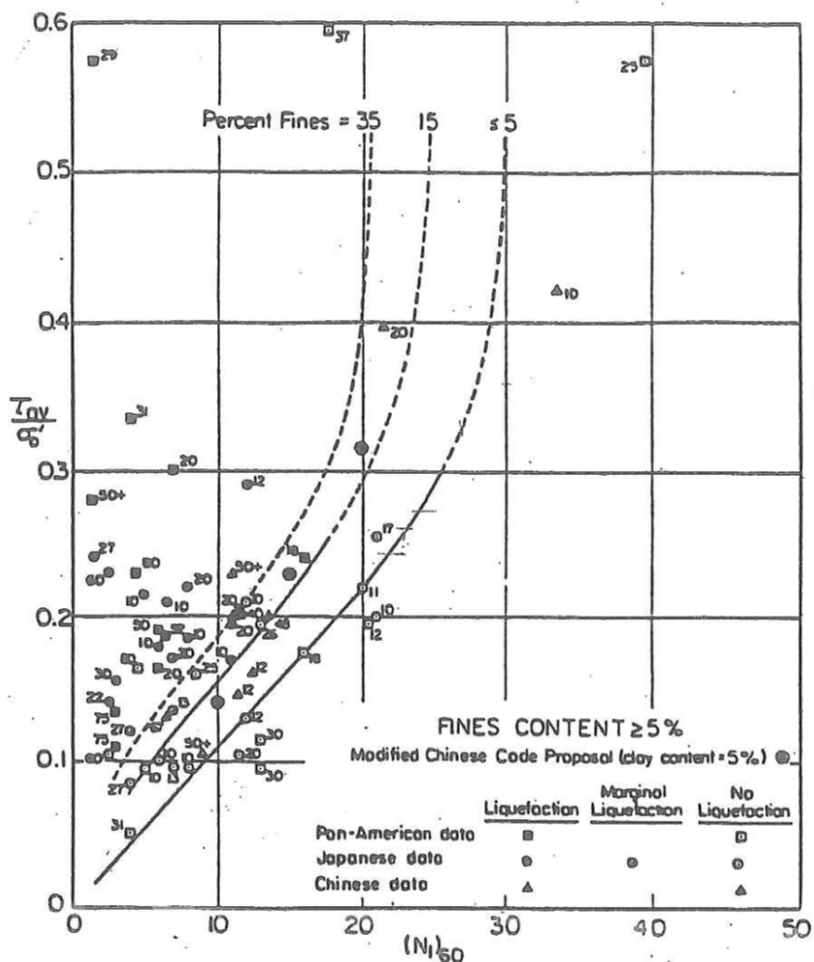


Figura 9.3: Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e $N_{1(60)}$ – sisma di riferimento Magnitudo = 7.5 (Seed et al., 1985).

Le curve sono valide per eventi simili di magnitudo pari a 7.5, per cui è necessario introdurre un fattore di scala (MSF) per adattare le curve di CRR alla magnitudo di riferimento per il caso in esame (6.6), come indicato in precedenza.

Si può osservare dalla Figura 9.3 come siano state sviluppate curve di resistenza ciclica per terreni aventi diverso contenuto di fini, a partire dalla curva di riferimento corrispondente alla sabbia pulita (FC < 5%).

La curva di riferimento per sabbie pulite è descritta dalla seguente equazione (Rauch, 1998, come riportato da Youd et al., 2001):

$$CRR_{7,5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

L'equazione è valida per $N_{1(60)} < 30$. Nel caso in cui sia $N_{1(60)} \geq 30$, le sabbie pulite sono classificate come non liquefacibili, a causa della loro elevata densità.

L'equazione che segue (Idriss e Seed, come riportato da Youd et al. 2001) viene utilizzata per la correzione di valori di $N_{1(60)}$ ai valori corrispondenti per sabbia pulita $N_{1(60)cs}$:

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

In cui:

$\alpha = 0$	e	$\beta = 1$	per FC < 5%
$\alpha = \exp [1.76 - (190/FC^2)]$	e	$\beta = [0.99 + (FC \cdot 1.5/1000)]$	per 5% < FC < 35%
$\alpha = 5$	e	$\beta = 1.2$	per FC \geq 35%

La resistenza alla liquefazione aumenta meno che proporzionalmente al crescere della tensione di confinamento. Una rappresentazione di tale relazione è stata proposta da Hynes e Olsen (1999) e riportata da Youd et al. (2001), elaborata sulla base dei risultati di prove cicliche in laboratorio. In particolare, gli autori raccomandano di utilizzare il seguente coefficiente di correzione:

$$k_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{(f-1)} \leq 1$$

dove:

σ'_{v0} = tensione verticale efficace;

p_a = pressione atmosferica di riferimento;

f = fattore che dipende dalla densità relative del materiale in sito.

In accordo a Youd et al. (2001) il fattore "f" si può stimare come segue, sia per sabbie pulite o limose e per ghiaie:

$$40\% < D_R < 60\% \quad f = 0.7 \div 0.8$$

$$60\% < D_R < 80\% \quad f = 0.6 \div 0.7$$

Pertanto, per ogni prova SPT dove non sia disponibile il relativo contenuto di fini da prove di laboratorio, è stato ipotizzato conservativamente un valore di contenuto di fini minimo pari al 5% per i materiali sabbiosi-ghiaiosi.

9.4.2 Calcolo del fattore di sicurezza

In conclusione, in accordo a Youd et al. (2001) il fattore di sicurezza FL rispetto al fenomeno della liquefazione vale:

$$FL = (CRR_{7.5}/CSR) MSF k_{\sigma}$$

9.4.3 Indice di potenziale di liquefazione

Con il fine di fornire una valutazione il più possibile quantitativa della pericolosità a liquefazione associabile ad ogni sondaggio o prova CPT, viene introdotto l'indice di Potenziale di Liquefazione (in letteratura LPI, Liquefaction Potential Index) in accordo a Iwasaki et al. (1982). Per ogni prova/sondaggio considerati, LPI viene determinato come segue:

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

dove $W(z)$ rappresenta un moltiplicatore (peso) linearmente decrescente con la profondità z (da 0 a 20 m) in grado di assegnare una maggiore importanza a ciò che avviene all'interno degli strati più superficiali, rispetto a fenomeni di generazione di pressioni interstiziali più profondi:

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

Nel metodo utilizzato viene altresì definita una funzione $F(z)$ che lega il valore di LPI al fattore di sicurezza alla liquefazione FL, come segue:

$$F_L \geq 1 \quad F(z) = 0$$

$$F_L < 1 \quad F(z) = 1 - F_L$$

Iwasaki et al. (1982) hanno confrontato i valori di LPI calcolati come sopra con le risultanze di osservazioni condotte su un database di 63 siti presso i quali si è avuta liquefazione e 22 caratterizzati dalla sua assenza, a seguito di eventi sismici avvenuti in Giappone; la conclusione è che effetti severi di liquefazione si hanno per $LPI > 15$, mentre tali effetti non si osservano per $LPI < 5$. Queste considerazioni

sono state ulteriormente sviluppate da Sonmez (2003), il quale ha raccomandato la classificazione di pericolosità a liquefazione in funzione di LPI come da Tabella 9-1.

Tabella 9-1: Classi di pericolosità alla liquefazione in funzione di LPI (Sonmez, 2003)

Indice Potenziale di Liquefazione LPI	Pericolosità
LPI = 0	Nessuna
$0 < LPI \leq 2$	Bassa
$2 < LPI \leq 5$	Moderata
$5 < LPI \leq 15$	Alta
$15 < LPI$	Molto alta

9.4.4 Sintesi dei risultati delle verifiche a liquefazione

Sulla base di quanto sopra esposto sono state condotte le verifiche a liquefazione ed i risultati ottenuti sono stati letti tenendo conto del dato stratigrafico e dei risultati delle indagini di laboratorio. In particolare, le verifiche sono state condotte:

- sulle prove SPT della campagna di indagine in fase di PFTE (BH6);
- sulle prove SPT della campagna di indagine in fase di revisione del PFTE (VP1, VP3 e VP4);

Si segnala che le prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) non sono state considerate dato che sono andate a rifiuto alla profondità di circa 6-7 m da piano campagna.

Di seguito, si allegano i risultati delle verifiche condotte, nello specifico nell' **ALLEGATO A.1** i risultati delle verifiche condotte sulle prove SPT.

In particolare, i grafici delle verifiche a liquefazione svolte sui risultati delle prove SPT mostrano:

- valori di SPT misurati a ciascuna profondità a partire dal piano campagna;
- contenuto di fine misurato in laboratorio sui campioni prelevati (simbolo pieno), oppure contenuto di fini stimato sulla base dei risultati disponibili dalle altre prove, per lo stesso orizzonte di terreno;
- valori di $N_{1(60)cs}$, ovvero del numero di colpi/30cm corretto in funzione della tensione verticale in sito, in funzione dell'energia trasmessa in fase di esecuzione della prova e del contenuto di fini;

- andamento con la profondità dello sforzo di taglio ciclico CSR, riferito alla magnitudo di riferimento per l'analisi (M=6.6) e i valori puntuali della resistenza allo sforzo di taglio sismico calcolati per tutti i valori di SPT che non siano stati esclusi dal calcolo di suscettibilità alla liquefazione perché classificati come non liquefacibili (si veda quanto detto al paragrafo precedente);
- valore del fattore di sicurezza ottenuto come rapporto CRR/CSR per ogni dato. Si osserva a questo proposito che la verifica alla suscettibilità alla liquefazione deve tener conto del potenziale insorgere di deformazioni anche significative anche per valori di FL>1 per cui si ritiene giustificato rappresentare la linea per FL>1.25.

In sintesi, seppur presenti alcuni spessori di materiale suscettibile, come mostrato in Tabella 9-2, per i quali sono stati dimostrati i valori degli LPI e FL stimati, i valori ottenuti di LPI sono da ritenersi trascurabili ai fini progettuali escludendo quindi il rischio di liquefazione nella tratta in esame.

Tabella 9-2: Sintesi risultati verifiche a liquefazione

Indagini di riferimento	Tipo di indagine	Spessore materiale potenzialmente liquefacibile	Profondità		FL	LPI (*) Classe di pericolosità
		[m]	da [m]	a [m]	[-]	[-]
VP1	Sondaggio	-	35	38	0.84	0
VP3	Sondaggio	-	-	-	-	0
VP4	Sondaggio	-	5	5	0.92	1.5
BH6	Sondaggio	-	-	-	-	0

10 RESISTENZA GEOTECNICA DEI PALI SOGGETTI A CARICO ASSIALE

10.1 INTRODUZIONE

Si presentano nel seguito i calcoli per il predimensionamento geotecnico dei pali di fondazione dello scatolare. I calcoli presentati nel seguito fanno riferimento alla sola resistenza geotecnica del palo singolo soggetto a carico assiale. Il dimensionamento dei pali andrà poi confermato nelle successive fasi progettuali.

10.2 CURVE DI RESISTENZA DEL PALO SINGOLO

Le curve di resistenza di progetto a compressione (o trazione) del palo singolo $R_{c,d}$ (o $R_{t,d}$), da confrontare con la massima azione di compressione (o trazione) agente in testa al palo E_d , sono date dalle seguenti espressioni:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R} = \min \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\} / \gamma$$

Resistenza di progetto a compressione

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R} = \min \left\{ \frac{(R_{t;cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t;cal})_{min}}{\xi_4} \right\} /$$

Resistenza di progetto a trazione

dove

- $R_{c,d}$ e $R_{t,d}$ resistenza di calcolo del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione, determinate ad una data profondità secondo quanto descritto al paragrafo 10.3;
- ξ_3 e ξ_4 fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica del palo in funzione del numero di verticali indagate, valutati secondo quanto indicato al paragrafo 10.4;
- $R_{c,k}$ e $R_{t,k}$ resistenza caratteristica del palo singolo rispettivamente a compressione e a trazione ad una data profondità, calcolate secondo quanto descritto al paragrafo 10.4;
- γ_R coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione dell'approccio considerato, valutati secondo quanto indicato al paragrafo 10.5.

10.3 RESISTENZA DI CALCOLO DEI PALI TRIVELLATI DA PARAMETRI GEOTECNICI

La resistenza di calcolo $R_{c,cal}$ a compressione del palo viene definita come capacità portante totale data dalla somma dei contributi della resistenza laterale e della resistenza di base, mentre la resistenza di

calcolo $R_{t,cal}$ a trazione del palo viene valutata come sola portata limite per attrito laterale. Di seguito si riportano entrambe le espressioni di calcolo:

$$R_{c,cal} = Q_{ult_comp} = Q_{lat_ult} + Q_{base_ult} - (W_p - W_s)$$

$$R_{c,traz} = Q_{ult_traz} = Q_{lat_ult} + (W_p - W_s)$$

dove:

Q_{ult_comp} Resistenza di calcolo a compressione;

Q_{ult_traz} Resistenza di calcolo a trazione;

$$Q_{lat_ult} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_t}^{z_b} \tau_{us} \cdot dz \quad \text{Portata limite per attrito laterale}$$

con:

τ_{us} = tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, calcolata come riportato nel paragrafo 10.3.1;

z_b = profondità della base del palo dal p.c. originario;

z_t = profondità della testa del palo dal p.c. originario.

$$Q_{base_ult} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ub} \quad \text{Portata limite di base}$$

con:

q_{ub} = pressione limite alla base del palo calcolata come riportato nel paragrafo 10.3.2;

W_p Peso del palo;

W_s Peso del terreno sostituito dal palo.

I contributi di resistenza laterale e di base sono stati calcolati come descritto di seguito in funzione del tipo di terreno attraversato e della tipologia e dimensione del palo da realizzare.

Il peso del palo, in accordo con quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2018, deve essere incluso tra le azioni permanenti di cui alla Tabella 6.2.I delle stesse NTC2018. Nella condizione di resistenza a compressione è stato assunto come carico permanente svavorevole, mentre nella condizione di calcolo di resistenza a trazione è stato assunto come azione permanente favorevole.

10.3.1 Resistenza laterale di calcolo

La resistenza laterale di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno attraversato, come segue:

Terreni a grana grossa (sabbie)

$$\tau_{u,s} (kPa) = k \cdot \sigma'_{vo} \cdot \tan \phi' \leq \tau_{u,s \max} (kPa)$$

dove:

k coefficiente empirico assunto in questa sede pari a 0.6;

σ'_{vo} tensione verticale efficace geostatica calcolata, a partire dal p.c. originario, alla quota di riferimento;

ϕ' angolo di resistenza al taglio del terreno.

Il valore di $\tau_{u,s \max}$ è assunto nei calcoli pari a 120 kPa.

Terreni a grana fine (limi e argille)

$$\tau_{ult} (kPa) = \alpha \cdot c_u \leq 100 \text{ kPa}$$

dove:

c_u resistenza a taglio non drenata;

α coefficiente adimensionale variabile col valore di c_u secondo quanto indicato in Tabella 10.1.

Tabella 10.1: valori indicativi di α per pali trivellati in terreni coesivi (AGI, 1984)

c_u (kPa)	α (-)
≤ 25	0.9
25÷50	0.8
50÷75	0.6
≥ 75	0.4

Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille sature e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli sopra descritti.

10.3.2 Resistenza di base di calcolo

La resistenza di base di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno alla base del palo, come segue (AGI, 1984):

Terreni a grana grossa (sabbie)

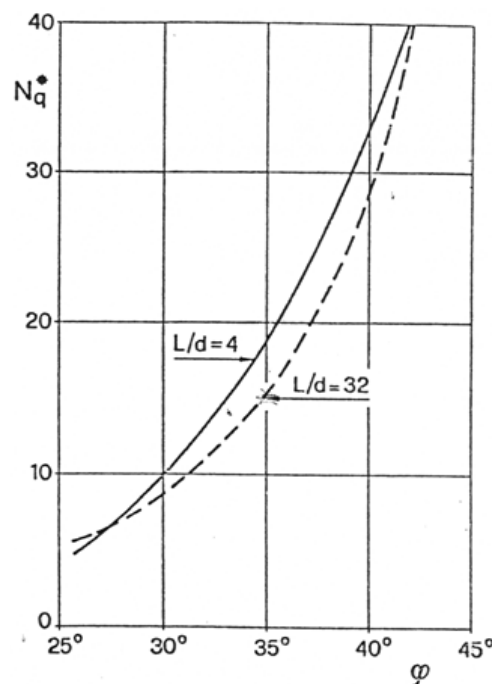
$$(q_{u,b})_{\frac{s}{D}=0.1} \text{ (kPa)} = N_q^* \cdot \sigma'_{vo} \leq q_{u,b,\max} \text{ (kPa)}$$

dove:

$(q_{u,b})_{\frac{s}{D}=0.1}$ pressione limite alla base associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo;

N_q^* parametro che può essere valutato mediante la Figura 10.1 abbattendo, per i pali trivellati, il valore ottenuto secondo: $\varphi_{\text{cal}} = \varphi' - 3$;

σ'_{vo} tensione verticale efficace calcolata dal p.c. originario.




	POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE Posti di Movimento e Varianti di Tracciato LOTTO 3: Variante di tracciato a Portogruaro					
	RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA IZ04	LOTTO 30	CODIFICA R 26 RH	DOCUMENTO GE 00 00 000	REV. A

Figura 10.1: Coefficienti N_q^* (Berezantzev, 1965)

Il valore di $q_{ub,max}$ è stato valutato in accordo a quanto riportato nella successiva Tabella 10.2 ed assunto conservativamente nei calcoli per i terreni in esame pari a 4000 kPa.

Tabella 10.2: valori di $(q_{u,b})_{max}$ per terreni grana grossa, Gwizdala, 1984

	$(q_{u,b})_{max}$
GHIAIE	7500
GHIAIE SABBIOSE	5800
SABBIE	5800
SABBIE LIMOSE	4300

Terreni a grana fine (limi e argille)

$$q_{ult} = 9 \cdot c_u + \sigma_{v0} \leq q_{ub,max}$$

dove:

c_u resistenza a taglio non drenata del terreno alla base del palo.

σ_{v0} tensione totale alla quota della base del palo

Il valore di $q_{ub,max}$ è stato assunto conservativamente nei calcoli per i terreni in esame pari a 3000 kPa.

Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati a grana fine (limi e argille) e strati a grana grossa (sabbie e ghiaie), la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi andrà abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo in accordo allo schema riportato in Figura 10.2.

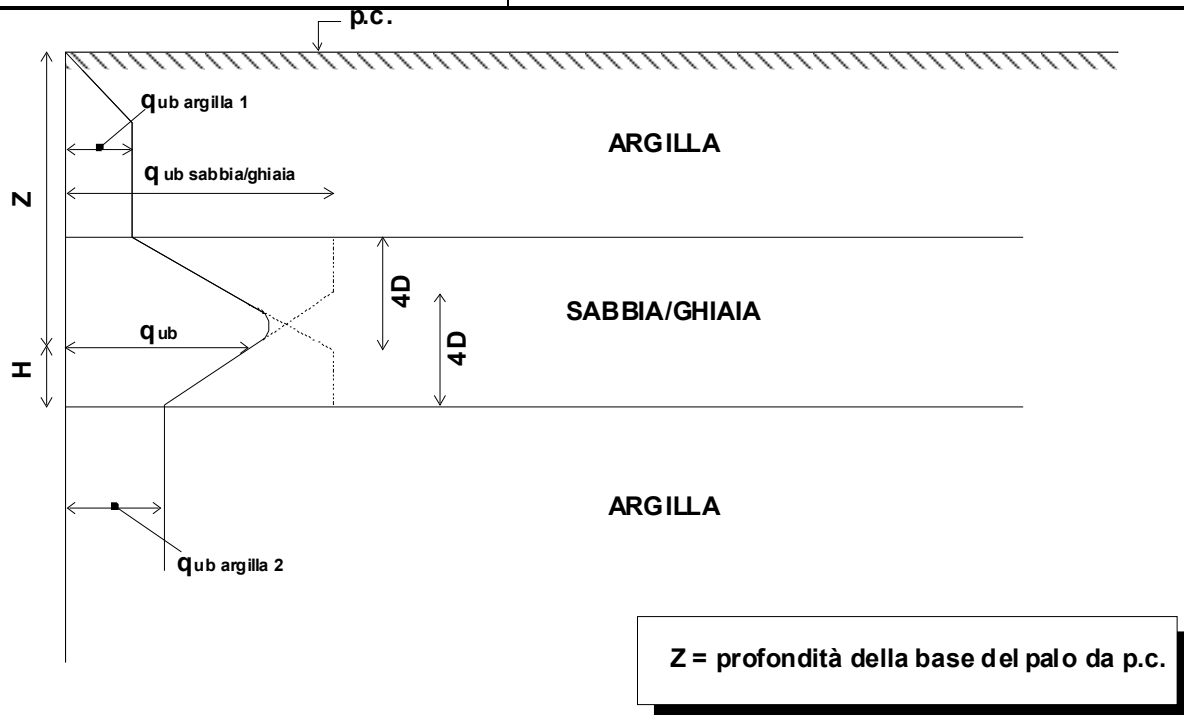


Figura 10.2: Criterio di valutazione della pressione ultima di base (q_{ub}) in terreni stratificati (modificata da Meyerhof, 1976)

10.4 RESISTENZA CARATTERISTICA

La resistenza caratteristica a compressione $R_{c,k}$ e la resistenza caratteristica a trazione $R_{t,k}$ del palo singolo sono state determinate a partire dalle resistenze di calcolo ottenute con metodi che utilizzano i parametri geotecnici; in accordo con quanto definito nel paragrafo 6.4.3.1.1 delle NTC2018 risulta pertanto:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

essendo:

$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$ resistenza caratteristica rispettivamente a compressione e a trazione del palo singolo ad una data profondità;

$R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$ resistenza di calcolo rispettivamente a compressione e a trazione determinate ad una data profondità;

$(R_{c,cal})_{media}$ e $(R_{t,cal})_{media}$ resistenza di calcolo media ad una data profondità;

$(R_{c,cal})_{min}$ e $(R_{t,cal})_{min}$ resistenza di calcolo minima ad una data profondità;

ξ_3, ξ_4 fattori di correlazione in funzione del numero di verticali indagate, in accordo a quanto indicato nel paragrafo 6.4.3.1 delle NTC2018, Tab. 6.4.IV.

Nel caso in esame si è assunto: $\xi_3 = 1.65$ e $\xi_4 = 1.55$. Si tiene conto nel calcolo cautelativamente di $\xi_3 = 1.65$ per 2 indagini disponibili.

10.5 RESISTENZA DI PROGETTO

I valori della resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ e della resistenza di progetto a trazione $R_{t,d}$ sono determinati applicando al valore caratteristico della resistenza i coefficienti parziali γ_R secondo le seguenti espressioni:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R}$$

essendo:

$R_{c,d}$ e $R_{t,d}$ resistenza di progetto del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione;

$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$ resistenza caratteristica del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione;

γ_R coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione dell'approccio considerato e della tipologia esecutiva del palo (vedi la Tabella 10.3 in cui sono riportati i fattori parziali relativi a pali trivellati).

Tabella 10.3: Coefficienti parziali alle resistenze caratteristiche

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	30	R 26 RH	GE 00 00 000	A	117 di 129

	Pali trivellati
Resistenza γ_R	R ₃
Base	1.35
Laterale - compressione	1.15
Laterale - trazione	1.25



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE
Posti di Movimento e Varianti di Tracciato
LOTTO 3: Variante di tracciato a Portogruaro

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	30	R 26 RH	GE 00 00 000	A	118 di 129

10.6 STRATIGRAFIA, FALDA E PARAMETRI GEOTECNICI

Per stratigrafia e parametri geotecnici caratteristici vedi paragrafo 8.5. La falda è stata assunta ad 1 m da p.c.

10.7 CURVE DI RESISTENZA DEL PALO SINGOLO

I calcoli sono stati condotti per pali di diametro $D = 1200$ mm e $D = 1500$ mm. Testa palo è stata assunta a 2.0 m da p.c.

In accordo a quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2018, il peso del palo deve essere aggiunto come carico esterno, tra le azioni permanenti e fattorizzato come da Tabella 6.2.I delle stesse NTC2018. Nel caso in oggetto verranno fornite anche le curve di resistenza:

- $R_{c,d} - ((W_p - W_s) \cdot \gamma_{G1}) = R_{c,d} - ((W'_p) \cdot \gamma_{G1})$
- $R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$

dove:

W_p = Peso del palo

W_s = Peso del terreno sostituito dal palo

Nella condizione di resistenza a compressione W_p è stato assunto come carico permanente strutturale sfavorevole, mentre nella condizione di calcolo di resistenza a trazione è stato assunto come azione permanente strutturale favorevole.

Di seguito si riportano:

- in Figura.10.3 e in Figura.10.4 le curve di resistenza di progetto a compressione e a trazione valide per le verifiche in condizioni statiche e sismiche;
- in Figura.10.5 e in Figura.10.6 le curve $R_{c,d} - (W'_p \cdot \gamma_{G1})$ valide rispettivamente per le verifiche in condizioni statiche e le verifiche in condizioni sismiche;
- in Figura.10.7 la curva $R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$ valida sia per le verifiche in condizioni statiche che per le verifiche in condizioni sismiche;
- in Figura.10.8 la resistenza laterale di calcolo divisa per 1.25 e decurtata del peso alleggerito del palo (W'_p), da confrontare con il carico agente sul singolo diaframma determinato con la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche SLE.

Le verifiche di capacità portante sono riportate nella relazione di riferimento IZ0430R26CLVI0100001A.

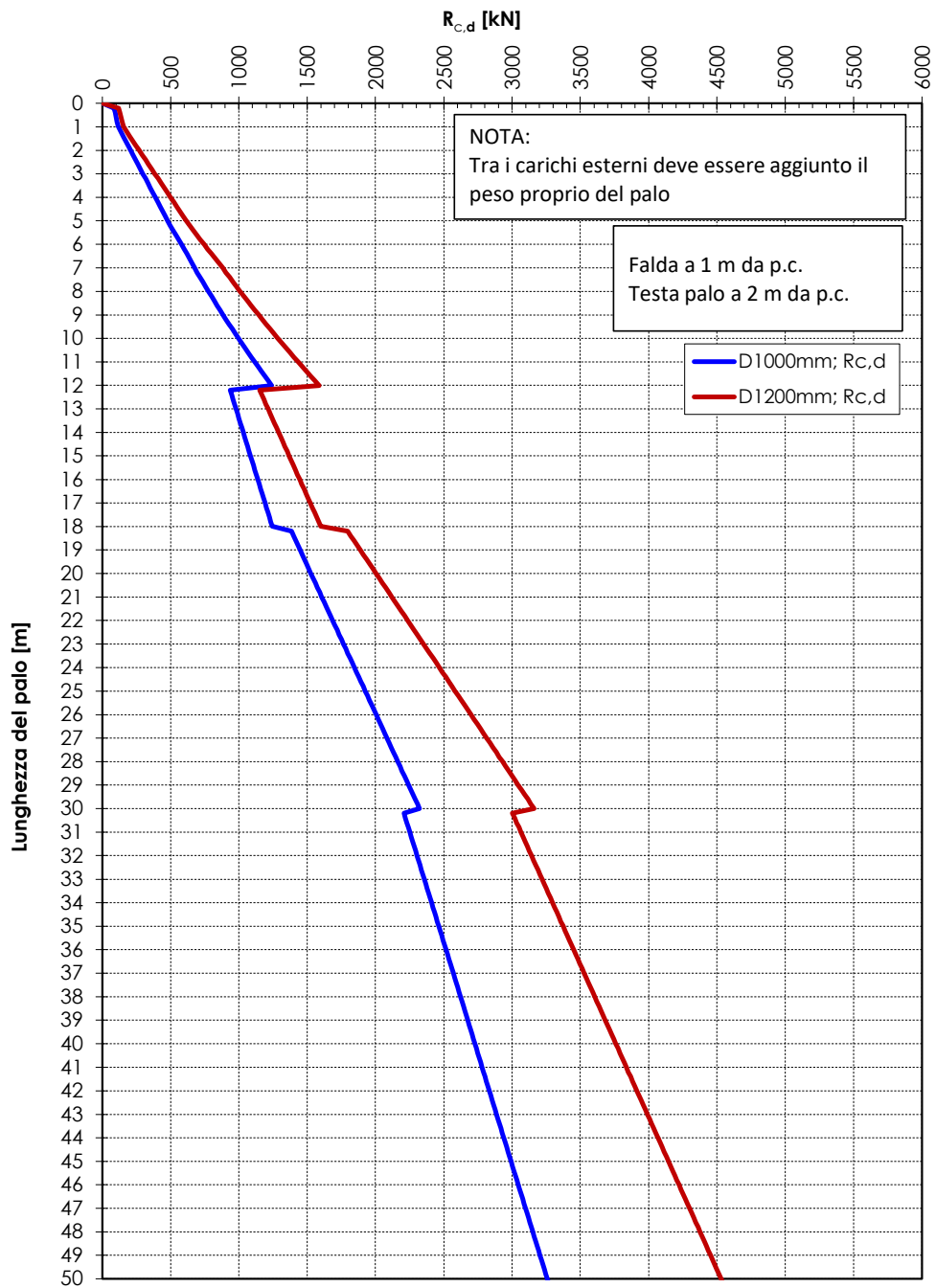


Figura.10.3: Resistenza di progetto a compressione in accordo a DA2

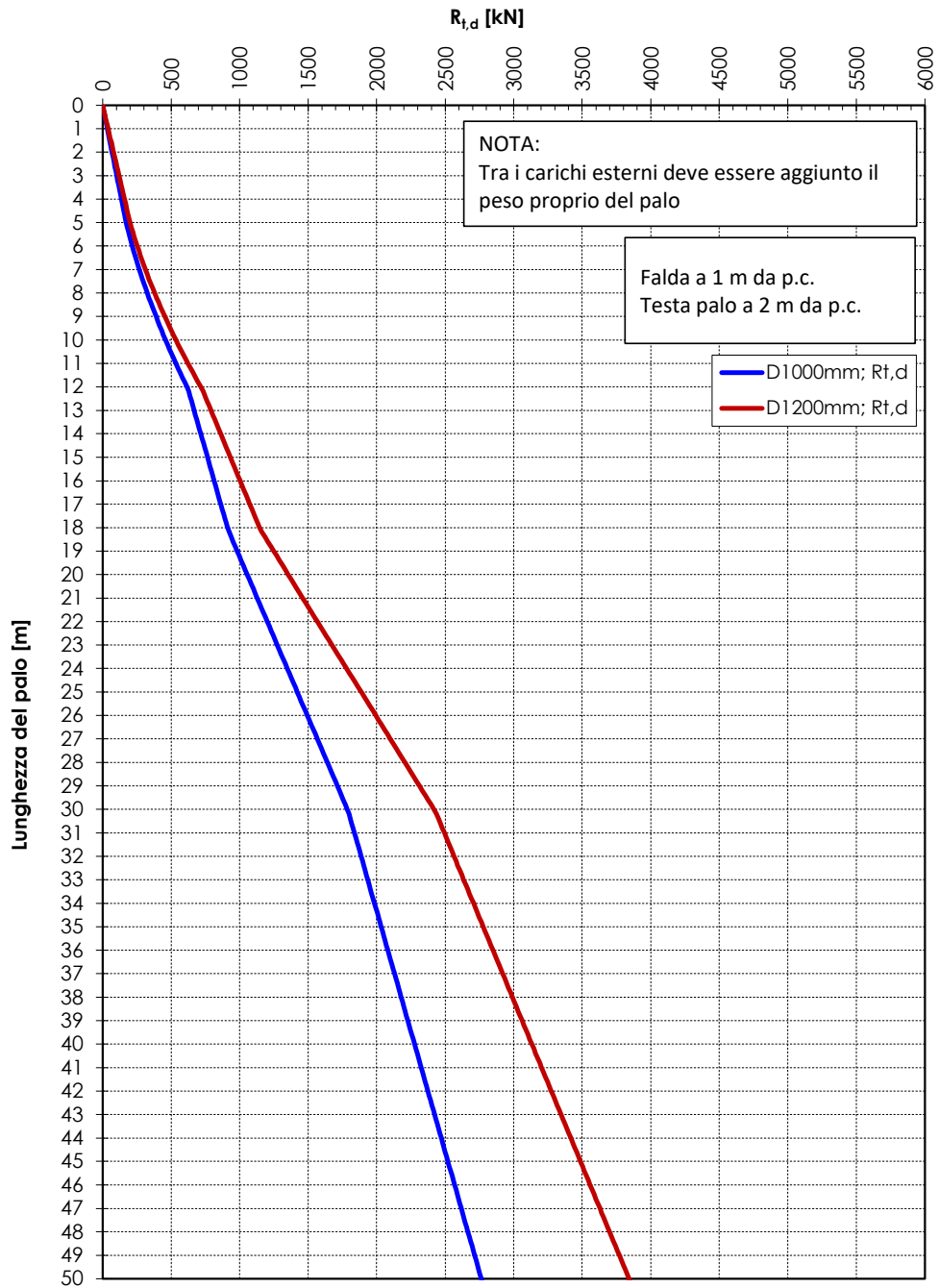


Figura.10.4: Resistenza di progetto a trazione in accordo a DA2

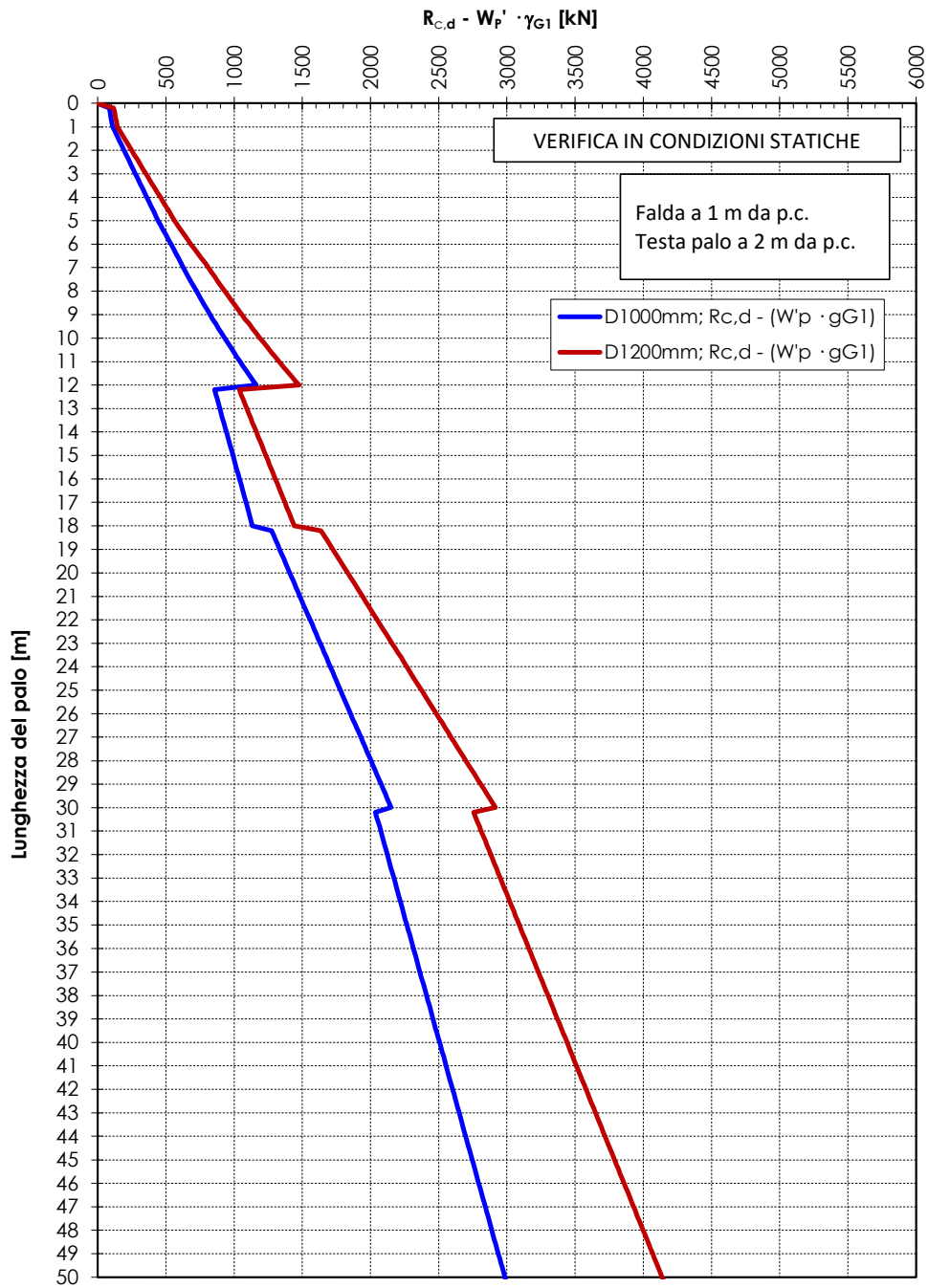


Figura.10.5: Curva: $R_{c,d} - ((W_{palo} - W_s) \cdot \gamma_{G1})$ in accordo a DA2 per verifica statica

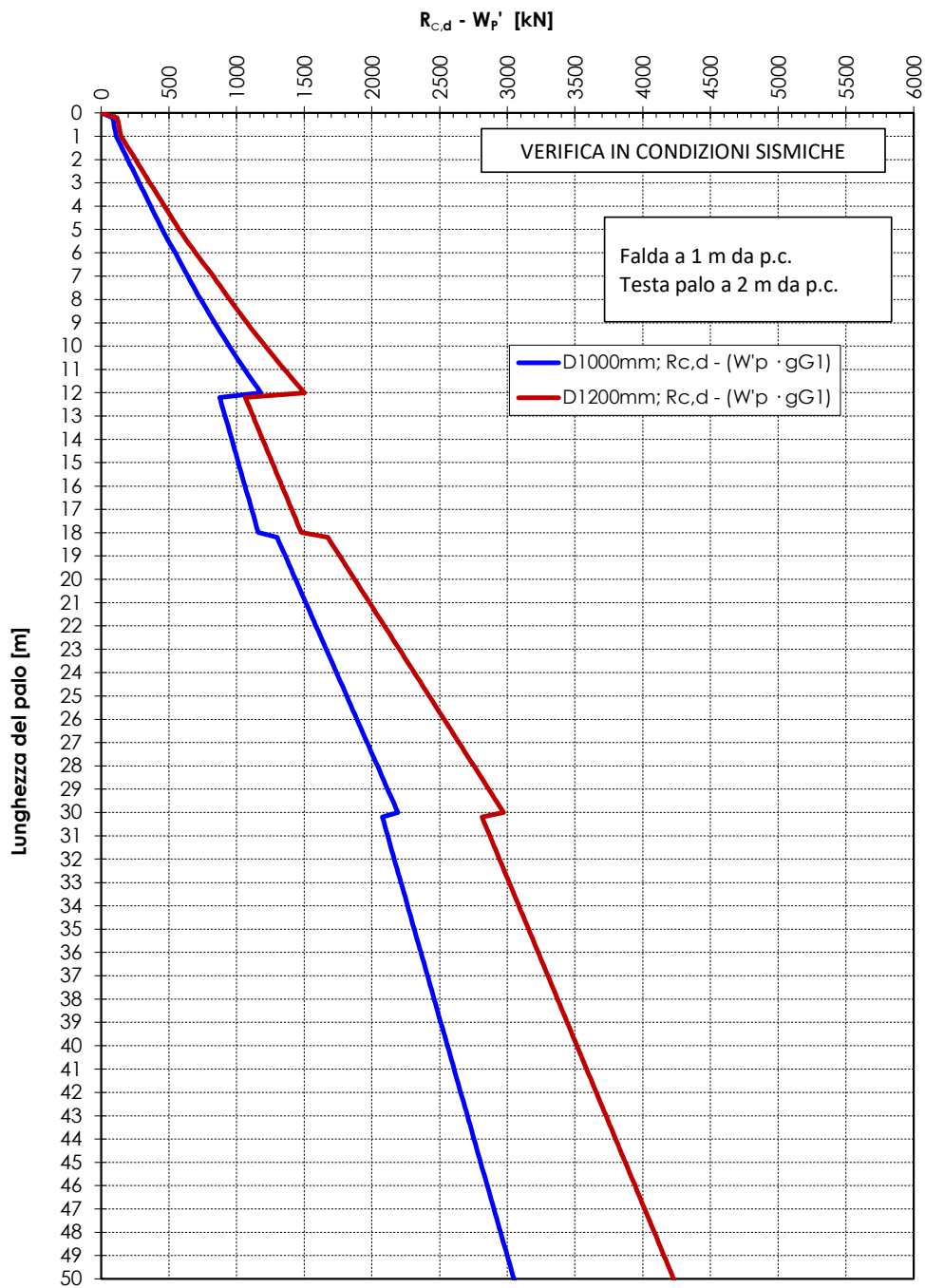


Figura.10.6: Curva: $R_{c,d} - ((W_{palo} - W_s) \cdot \gamma_{G1})$ in accordo a DA2 per verifica sismica

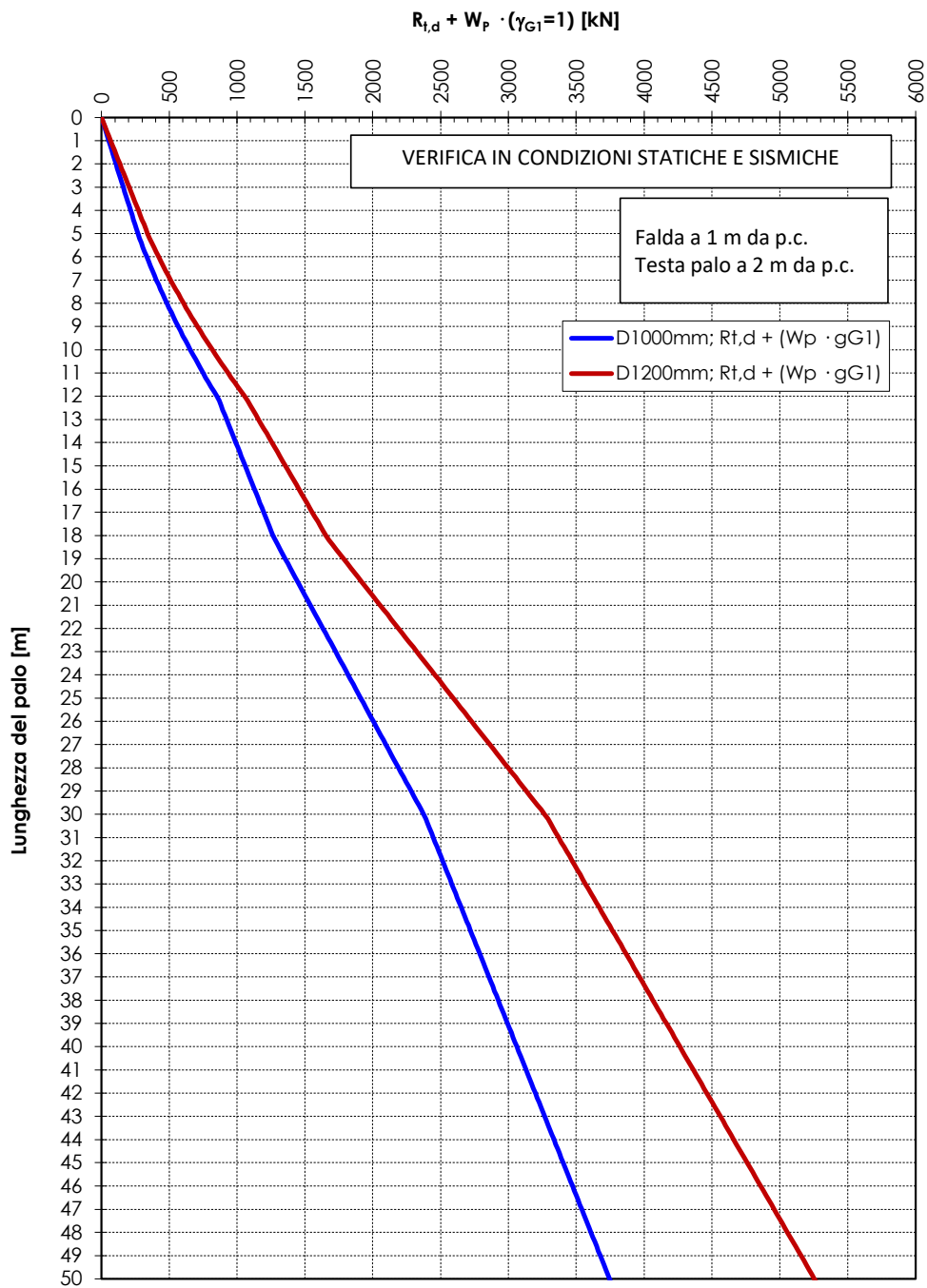


Figura.10.7: Curva: $R_{t,d} + W_{palo} \cdot (\gamma_{G1}=1)$ in accordo a DA2 per verifica statica e sismica

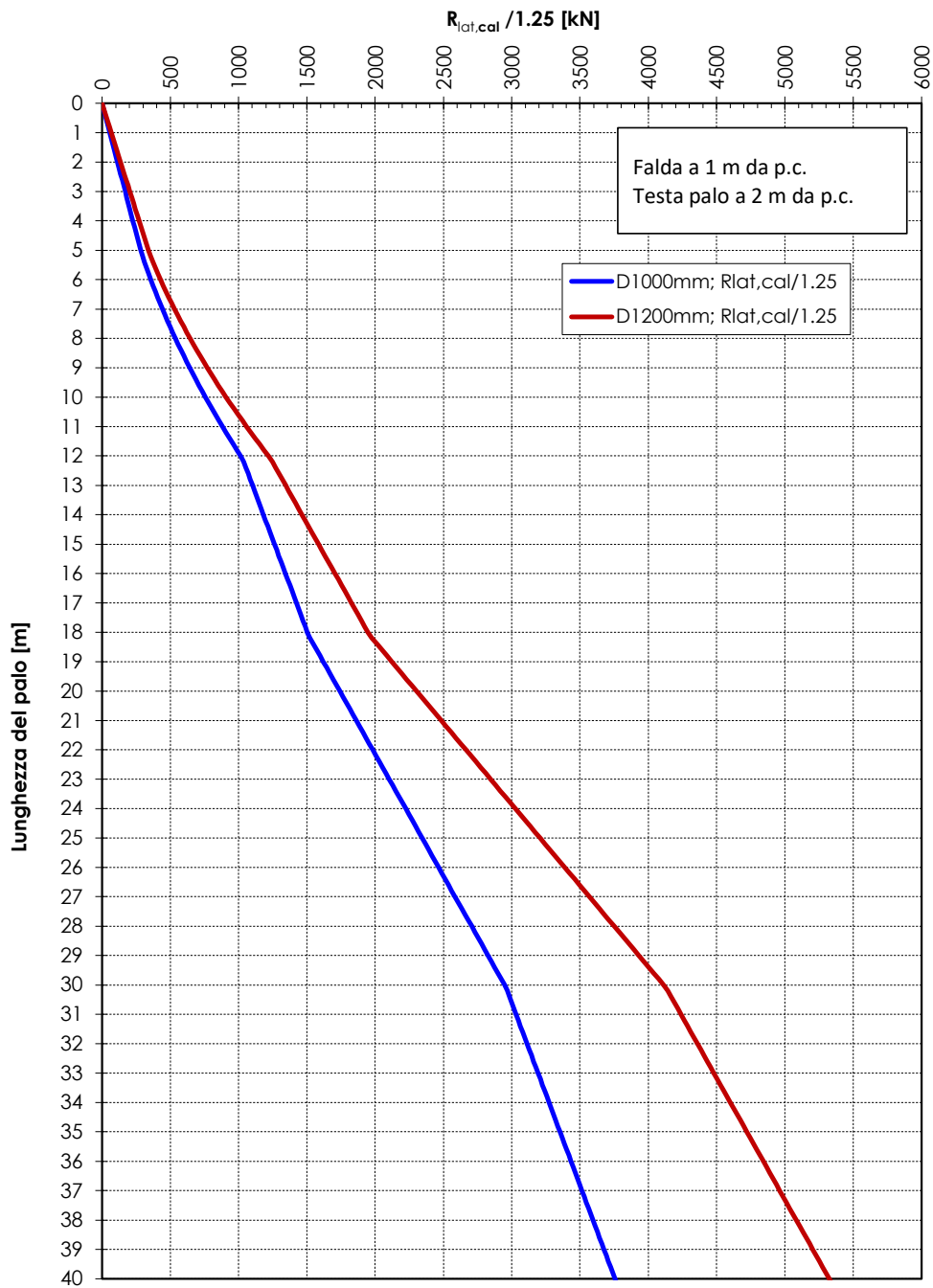


Figura.10.8: Curva $R_{lat,cal} / 1.25 - W'_p$ per verifica SLE combinazione rara



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE
Posti di Movimento e Varianti di Tracciato
LOTTO 3: Variante di tracciato a Portogruaro

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	30	R 26 RH	GE 00 00 000	A	125 di 129

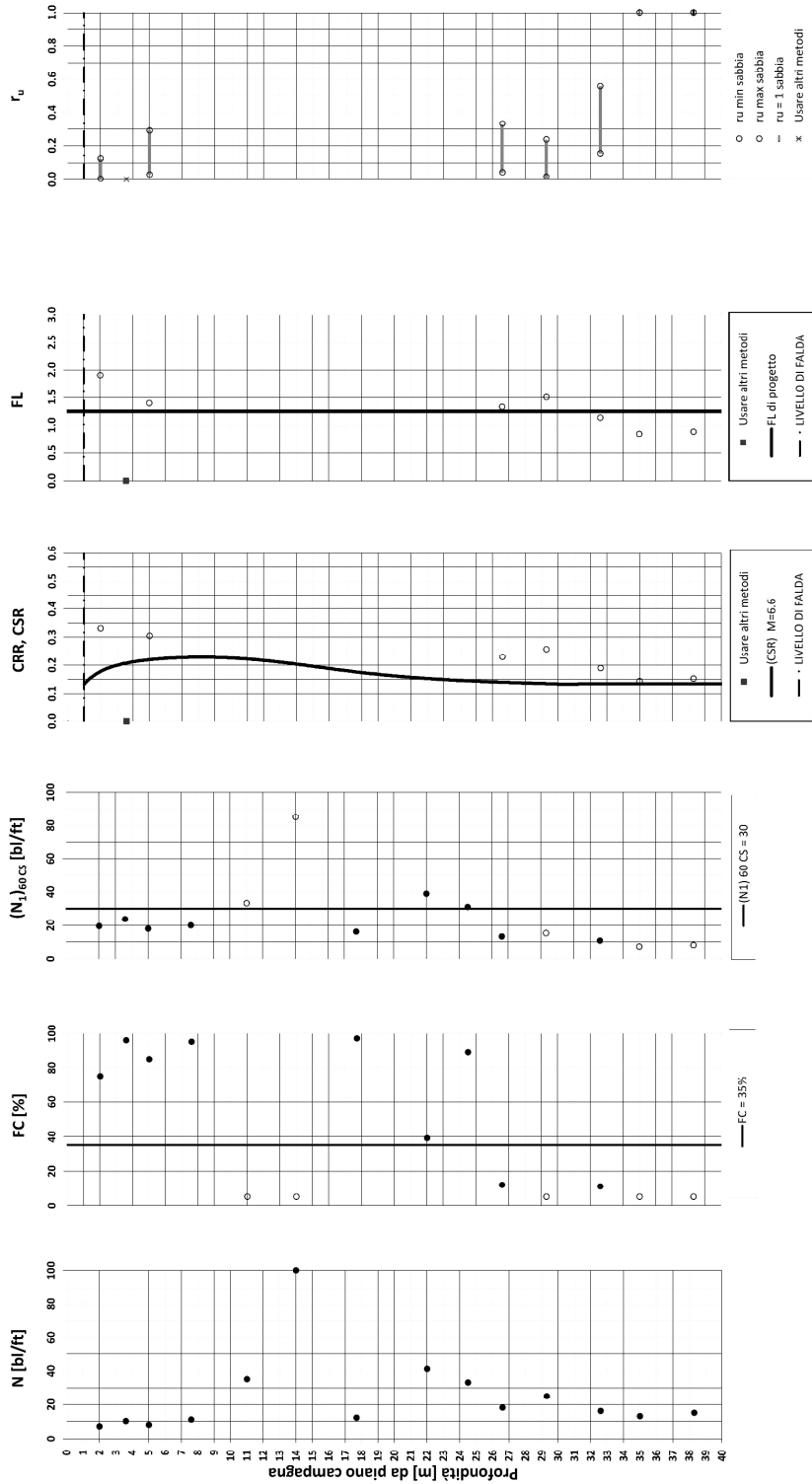
ALLEGATO A.1:

Verifiche a liquefazione su prove SPT

Var Portogruaro - Potenziamento della Linea Venezia-Trieste - Prova VP1

Amax_calc / $\beta = 0.205$ M_calc = 6.6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 1.6

Sovraccarico = 0 kPa



○ Dati basati sulla stima di valori tipici per lo strato

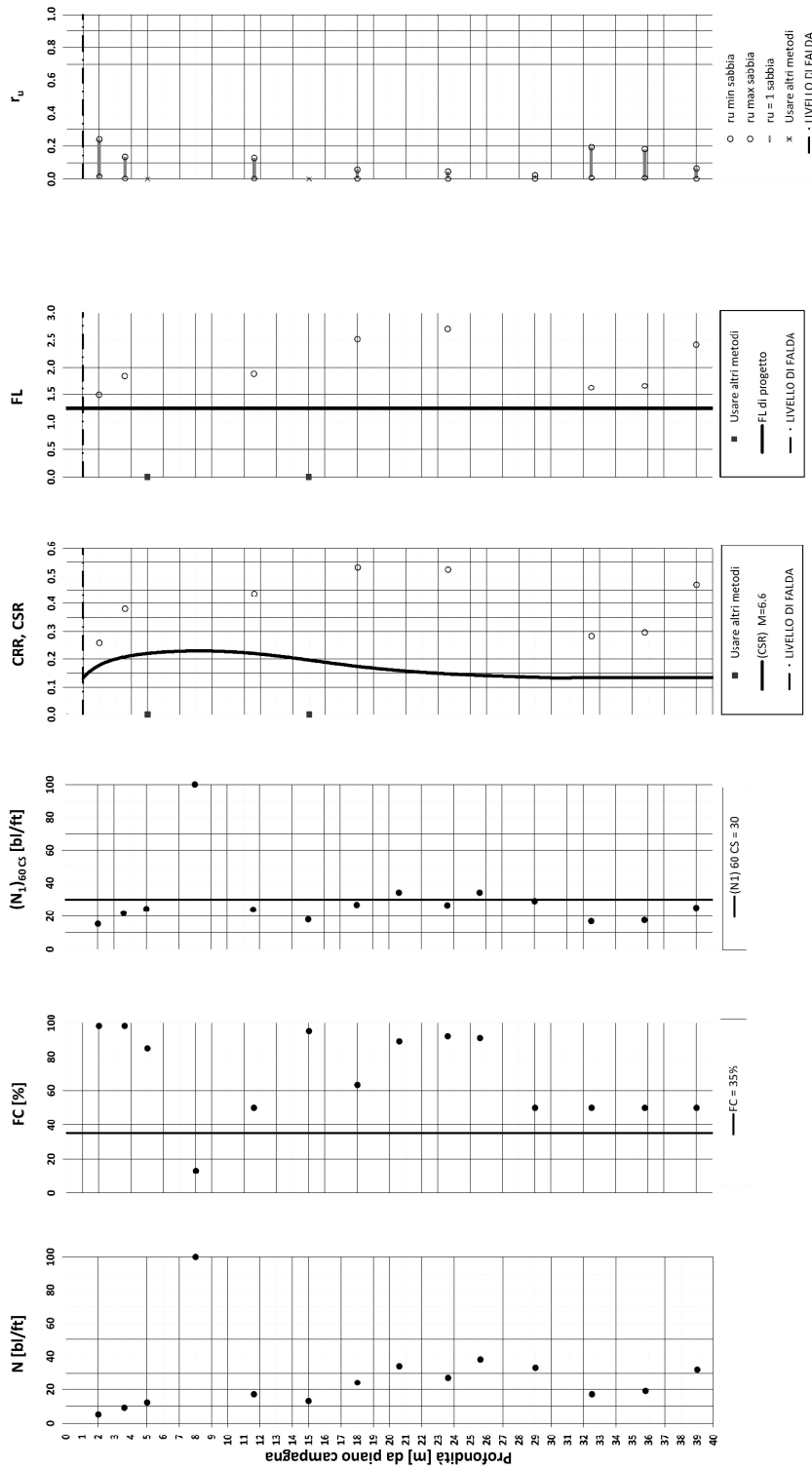
● Dati misurati in sito o calcolati sulla base di misure dirette

Esclude gli strati limo-argillosi

Var Portogruaro - Potenziamento della Linea Venezia-Trieste - Prova VP3

Amax_calc / β = 0.205 M_calc = 6.6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 1.6

Sovraccarico = 0 kPa



○ Dati basati sulla stima di valori tipici per lo strato

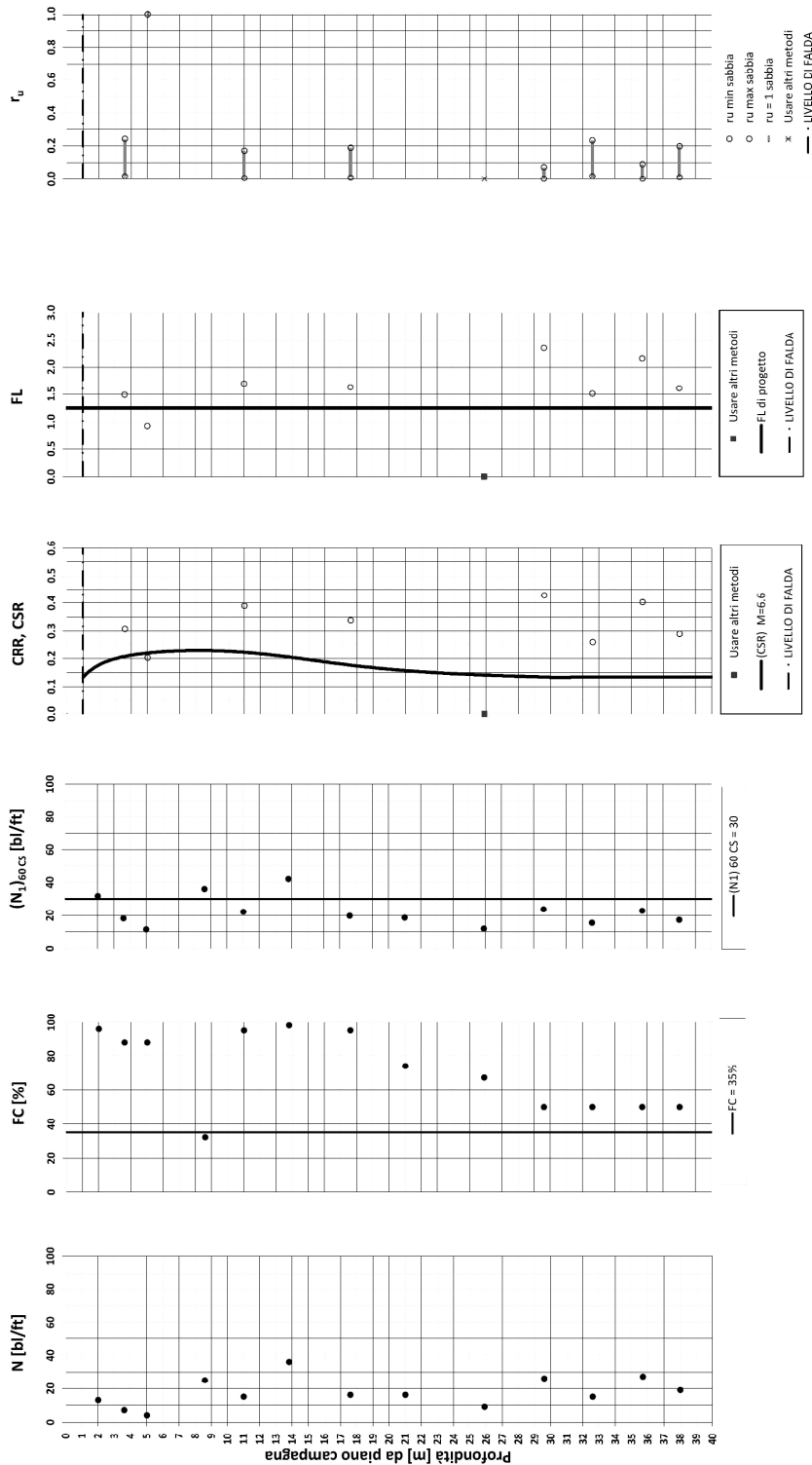
● Dati misurati in sito o calcolati sulla base di misure dirette

Esclude gli strati limo-argillosi

Var Portogruaro - Potenziamento della Linea Venezia-Trieste - Prova VP4

Amax_calc / $\beta = 0.205$ M_calc = 6.6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 1.6

Sovraccarico = 0 kPa



○ Dati basati sulla stima di valori tipici per lo strato

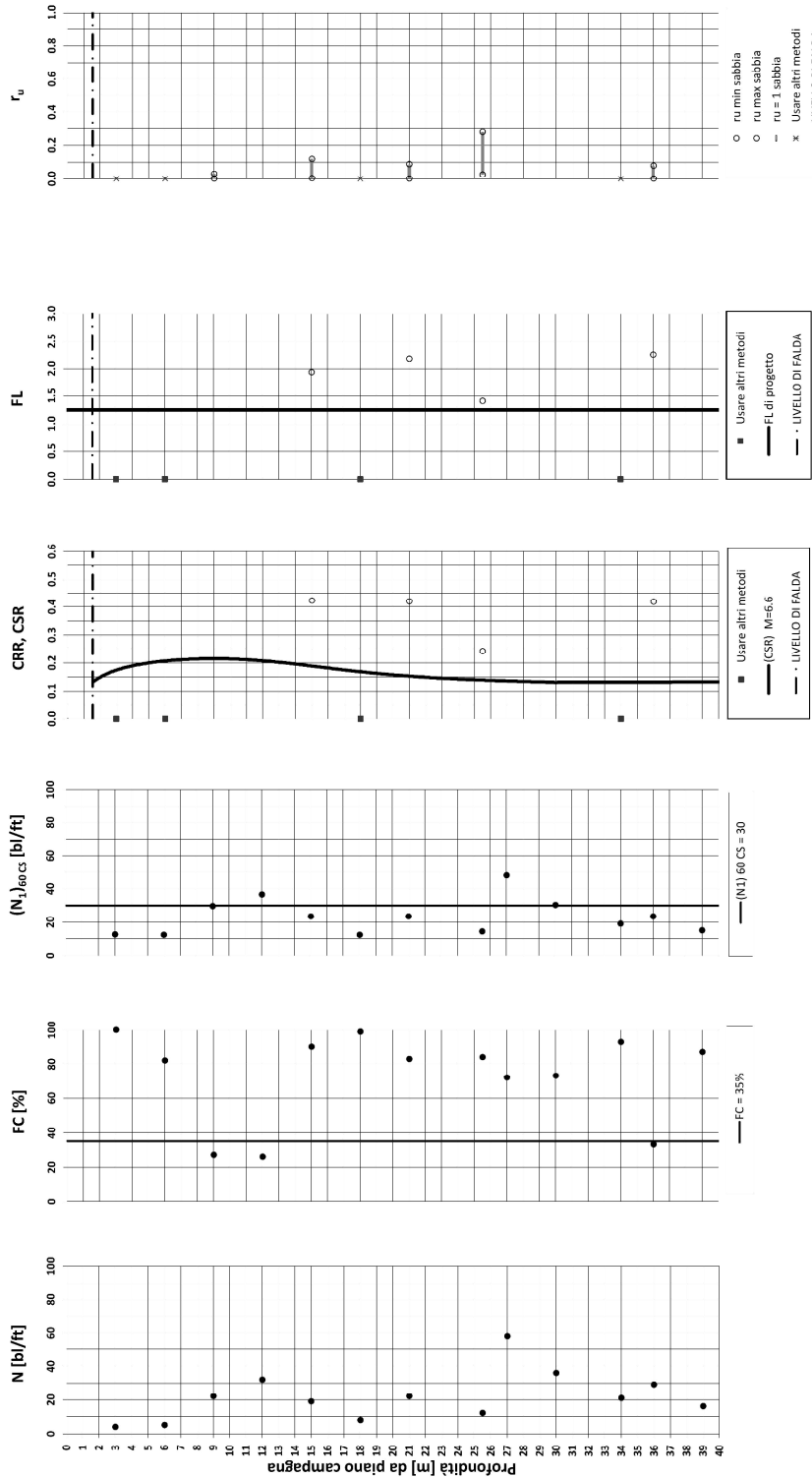
● Dati misurati in sito o calcolati sulla base di misure dirette

Esclude gli strati limo-argillosi

Var Portogruaro - Potenziamento della Linea Venezia-Trieste - Prova BH6

Amax_calc / $\beta = 0.205$ M_calc = 6.6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 1.6

Sovraccarico = 0 kPa



○ Dati basati sulla stima di valori tipici per lo strato

● Dati misurati in sito o calcolati sulla base di misure dirette

Esclude gli strati limo-argillosi