

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP J34H16000620009

**U.O. COORDINAMENTO TERRITORIALE NORD**

**PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA**

**POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA-TRIESTE**

**Posti di Movimento e Varianti di Tracciato**

**Lotto 1: Realizzazione del Nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

SCALA:

-

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

I Z 0 4    1 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



## INDICE

1	INTRODUZIONE.....	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
2.1	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO .....	5
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO .....	5
2.3	BIBLIOGRAFIA.....	6
3	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO .....	12
4	CAMPAGNE D'INDAGINE .....	14
4.1	INDAGINI A SUPPORTO DELLA PRIMA FASE DEL PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA.....	14
4.2	INDAGINI A SUPPORTO DELLA REVISIONE DEL PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA.....	15
5	MONITORAGGIO PIZOMETRICO .....	17
6	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	18
6.1	GENERALITÀ .....	18
6.2	MATERIALI A GRANA FINE .....	18
6.2.1	<i>Classificazione</i> .....	18
6.2.2	<i>Stato tensionale iniziale</i> .....	21
6.2.3	<i>Resistenza al taglio in condizioni non drenate</i> .....	23
6.2.3.1	Prove di laboratorio .....	23
6.2.3.2	Valutazione di $c_u$ da prove SPT .....	24
6.2.4	<i>Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i> .....	24
6.2.5	<i>Caratteristiche di deformabilità</i> .....	24
6.2.5.1	Moduli elastici iniziali .....	24
6.2.5.2	Moduli elastici iniziali da prove SPT.....	25
6.2.5.3	Moduli elastici “operativi” in condizioni drenate .....	25
6.2.5.4	Moduli elastici “operativi” in condizioni non drenate.....	27
6.2.5.5	Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960).....	28
6.2.6	<i>Coefficienti di permeabilità e di consolidazione primaria e secondaria</i> .....	28
6.3	MATERIALI A GRANA GROSSA .....	29
6.3.1	<i>Stato iniziale del deposito</i> .....	29

6.3.2	<i>Densità relativa</i> .....	31
6.3.2.1	Densità relativa dalle prove penetrometriche dinamiche in sabbia, SPT.....	31
6.3.3	<i>Angolo di resistenza al taglio</i> .....	32
6.3.4	<i>Caratteristiche di deformabilità</i> .....	34
6.3.4.1	Moduli elastici iniziali .....	34
6.3.4.2	Moduli elastici iniziali da prove SPT.....	34
6.3.4.3	Moduli elastici "operativi".....	35
6.3.4.4	Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960).....	38
6.3.5	<i>Coefficienti di permeabilità</i> .....	38
7	QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO .....	41
7.1	MODELLO GEOLOGICO LOCALE.....	41
7.2	DESCRIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE .....	41
7.3	CONDIZIONI SISMICHE DEL SITO.....	42
8	CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' STRATIGRAFICHE GEOTECNICHE .....	44
8.1	UNITÀ GEOTECNICA 1 .....	44
8.2	UNITÀ GEOTECNICA 2 .....	58
8.3	UNITÀ GEOTECNICA 3 .....	76
8.4	PERMEABILITA'.....	94
8.5	DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO .....	96
9	ANALISI DI SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE .....	98
9.1	GENERALITÀ .....	98
9.2	CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE .....	99
9.3	PERICOLOSITÀ SISMICA E MAGNITUDO.....	100
9.4	METODO DI ANALISI .....	101
9.4.1	<i>CRR da correlazioni su prove SPT</i> .....	102
9.4.2	<i>Calcolo del fattore di sicurezza</i> .....	106
9.4.3	<i>Indice di potenziale di liquefazione</i> .....	106
9.4.4	<i>Sintesi dei risultati delle verifiche a liquefazione</i> .....	107



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE

**Posti di Movimento e Varianti di Tracciato**

**LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	4 di 112

## 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 del Posto di Movimento (PM) di San Donà di Piave. 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 ad aprile 2021;
- 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;



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE

Posti di Movimento e Varianti di Tracciato

LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	5 di 112

## 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 – Sondaggi e stratigrafie (Doc. IZ0400R69SGGE0005001A)
- [2] ITALFERR 2018– Progetto di fattibilità tecnico-economica – Soppressione Passaggi a Livello e Varianti di Tracciato – Indagini geofisiche (Doc. IZ0400R69IGGE0005001A)
- [3] ITALFERR 2021– Progetto di fattibilità tecnica ed economica – Potenziamento Linea Venezia Trieste - Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica (Doc. IZ0410R69RGGE0001001A)
- [4] ITALFERR 2021– Progetto di fattibilità tecnica ed economica – Potenziamento Linea Venezia Trieste – Carta Geologica e Profilo Geologico (Doc. IZ0410R69L6GE0001001A)
- [5] ITALFERR 2021– Progetto di fattibilità tecnica ed economica – Potenziamento Linea Venezia Trieste - Indagini geognostiche (Doc. IZ0410R69SGGE0005001A)
- [6] ITALFERR 2021– Progetto di fattibilità tecnica ed economica – Potenziamento Linea Venezia Trieste – Prove di laboratorio (Doc. IZ0410R69PRGE0005001A)
- [7] ITALFERR 2021– Progetto di fattibilità tecnica ed economica – Potenziamento Linea Venezia Trieste – Prove di laboratorio - Campioni del sondaggio BH1 (Doc. IZ0410R69PRGE0005002A)
- [8] ITALFERR 2021– Progetto di fattibilità tecnica ed economica – Potenziamento Linea Venezia Trieste - Indagini geofisiche (Doc. IZ0410R69IGGE0005001A)
- [9] ITALFERR 2021– Progetto di fattibilità tecnica ed economica – Potenziamento Linea Venezia Trieste - Monitoraggio piezometrico (Lecture da Ottobre 2020 ad Aprile 2021) (Doc. IZ0410R69RHGE0005001A)

### 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 dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE

**Posti di Movimento e Varianti di Tracciato**

**LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	6 di 112

- [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.



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE

**Posti di Movimento e Varianti di Tracciato**

**LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	7 di 112

- [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.



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE

**Posti di Movimento e Varianti di Tracciato**

**LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	8 di 112

- [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 Strength 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.
- [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.



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE

**Posti di Movimento e Varianti di Tracciato**

**LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	9 di 112

- [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.
- [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.



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE

**Posti di Movimento e Varianti di Tracciato**

**LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	10 di 112

- [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.
- [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,



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE

**Posti di Movimento e Varianti di Tracciato**

**LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	11 di 112

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 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	12 di 112

### 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 del PM di San Donà (vedi Figura 3.1), in cui la piattaforma ferroviaria viene allargata in maniera sostanzialmente simmetrica per permettere l'alloggiamento di due nuovi binari, uno su ogni lato rispetto alla ferrovia esistente. L'intervento in generale si sviluppa tra il km 33+600 e il km 35+163 circa, per una lunghezza complessiva poco superiore a 1500 m.

La campagna geognostica ha mostrato la presenza di locali livelletti torbosi fino alle massime profondità indagate e la presenza di alcuni campioni indisturbati in cui lo stato in sito farebbe presupporre la presenza di materiali strutturati. Tuttavia, anche in base ai valori di limite liquido piuttosto bassi, si ritiene che i materiali siano generalmente leggermente sovraconsolidati. Data la sostanziale simmetria dell'intervento e la limitata altezza dei rilevati non si riscontrano problematiche.

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	13 di 112



**Figura 3.1- Tracciato di progetto – PM di San Donà**



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE

Posti di Movimento e Varianti di Tracciato

LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	14 di 112

## 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 PM di San Donà, ovvero a BH1;
- 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.[1] e [2].

**Tabella 4.1 – Indagini a supporto della prima fase di PFTE**

Progressiva (km »)	ID (sigla)	Tipo di indagine (Tipo)	Monte Mario/Italy 2		Quota (m slmm)	Profondità (m)	SPT (n.prove)	Lefranc (n.prove)	Foro attrezzato C=Casagrande <sup>(1)</sup> TA=Tube Aperto <sup>(2)</sup> Down Hole	CI (#)	CR (#)
			X	Y							
34+210	BH1	Sondaggio	2330966	5057830	0.758	30	10	2	TA (2.0m÷12.0m)	4	2
34+210	MASW_BH1	MASW	2330977	5057816							

<sup>(1)</sup> = Tra parentesi la profondità della cella Casagrande

<sup>(2)</sup> = Tra parentesi il tratto finestrato

CI = campioni indisturbati

CR campioni rimaneggiati/semidisturbati

	<b>POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE</b> <b>Posti di Movimento e Varianti di Tracciato</b> <b>LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave</b>					
	RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA <b>IZ04</b>	LOTTO 10	CODIFICA R 26 RH	DOCUMENTO GE 0000 0001	REV. A

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

In fase di revisione del PFTE sono stati eseguiti sondaggi e prove di laboratorio oltre a indagini geofisiche di tipo MASW e HVSR.

##### Indagini in sito:

- n. 2 sondaggi a carotaggio continuo (SNPM1 e SNPM2) spinti sino a profondità di 30 m con:
  - installazione di n.2 piezometro con piezometro Norton (SNPM2) e Cella Casagrande (SNPM1).;
  - prove penetrometriche in foro tipo SPT;
  - prove di permeabilità tipo Lefranc;
  - prelievo di campioni indisturbati durante le perforazioni;
  - prelievo di campioni rimaneggiati durante le perforazioni;
- n.2 stendimenti con interpretazione MASW e HVSR eseguiti nei pressi dei punti di perforazione dei due suddetti sondaggi;

##### Prove di laboratorio sui campioni prelevati:

- descrizione e prove di classificazione;
- prove di taglio diretto (TD);
- prove edometriche.

Per il dettaglio delle prove si rimanda ai Doc. Rif.[6] e [7].

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)	Monte Mario/Italy 2		Quota (m slmm)	Profondità (m)	SPT (n.prove)	Lefranc (n.prove)	Foro attrezzato C=Casagrande <sup>(1)</sup> TA=Tubo Aperto <sup>(2)</sup> Down Hole	CI (#)	CR (#)
			X	Y							
33+820	SNPM1	Sondaggio	2330621	5057633	1.00	30	9	2	C (5.0m÷17.5m)	6	3
34+870	SNPM2	Sondaggio	2331418	5058308	0.91	30	9	2	TA (3.0m÷12.0m)	5	1
33+860	MASW SNPM1	MASW	2330693	5057615							
34+790	MASW SNPM2	MASW	2331385	5058231							
33+860	HVSR SNPM1	HVSR	2330683	5057608							



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE

Posti di Movimento e Varianti di Tracciato

LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	16 di 112

Progressiva	ID	Tipo di indagine	Monte Mario/Italy 2		Quota	Profondità	SPT	Lefranc	Foro attrezzato	CI	CR
(km »)	(sigla)	(Tipo)	X	Y	(m slmm)	(m)	(n.prove)	(n.prove)	C=Casagrande <sup>(1)</sup> TA=Tubo Aperto <sup>(2)</sup> Down Hole	(#)	(#)
34+790	HVSR SNPM1	HVSR	2331400	5058244							

<sup>(1)</sup> = Tra parentesi la profondità della cella Casagrande

<sup>(2)</sup> = Tra parentesi il tratto finestrato

CI = campioni indisturbati

CR campioni rimaneggiati/semidisturbati



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE

**Posti di Movimento e Varianti di Tracciato**

**LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	17 di 112

## 5 MONITORAGGIO PIZOMETRICO

Il modello idrogeologico dell'area è riportato in un capitolo dedicato nella Relazione geologica (Doc.Rif.[3]). Le letture piezometriche sono quelle eseguite nel foro di sondaggio BH1, SNPM1 e SNPM2 durante il periodo ottobre 2020 – aprile 2021 (vedi anche la Relazione del monitoraggio piezometrico, Doc.Rif.[9]). Le soggiacenze per il sondaggio SNPM2 variano tra un minimo di 1.62 m da p.c. e un massimo di 2.09 m da p.c mentre per il sondaggio BH1 e SNPM1 variano tra 0.60 m (profondità minima) e 2.02 m da p.c.

La falda di progetto riportata nel Capitolo 9 è stata presa a circa 1 m di profondità da p.c.



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE

Posti di Movimento e Varianti di Tracciato

LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	18 di 112

## 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, argille limose e limi argillosi.

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 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 MASW.

### 6.2 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.

#### 6.2.1 *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.



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE

Posti di Movimento e Varianti di Tracciato

LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	19 di 112

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 ( $\sigma'_{v0}$ ), 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:

$\sigma'_v$  = pressione verticale efficace corrente in kPa

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

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

essendo:

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

$e_{100}^* = 0.109 + 0.679 \cdot e_L - 0.089 \cdot e_L^2 + 0.016 \cdot e_L^3$  = rapporto dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione verticale efficace  $\sigma'_v = 100$  kPa

$$C_c^* = e_{100}^* - e_{1000}^* = 0.256 \cdot e_L - 0,04$$

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

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

L'indice dei vuoti iniziale normalizzato  $I_{v0}$  è dato quindi dalla seguente equazione:

$$I_{v0} = \frac{e_0 - e_{100}^*}{C_c^*}$$

essendo:

$e_0$  = rapporto dei vuoti iniziale del materiale.

Con riferimento anche a quanto indicato nella Figura 6.1 (si veda ad esempio anche Nagaraj & Miura, 2001) si ha che:

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

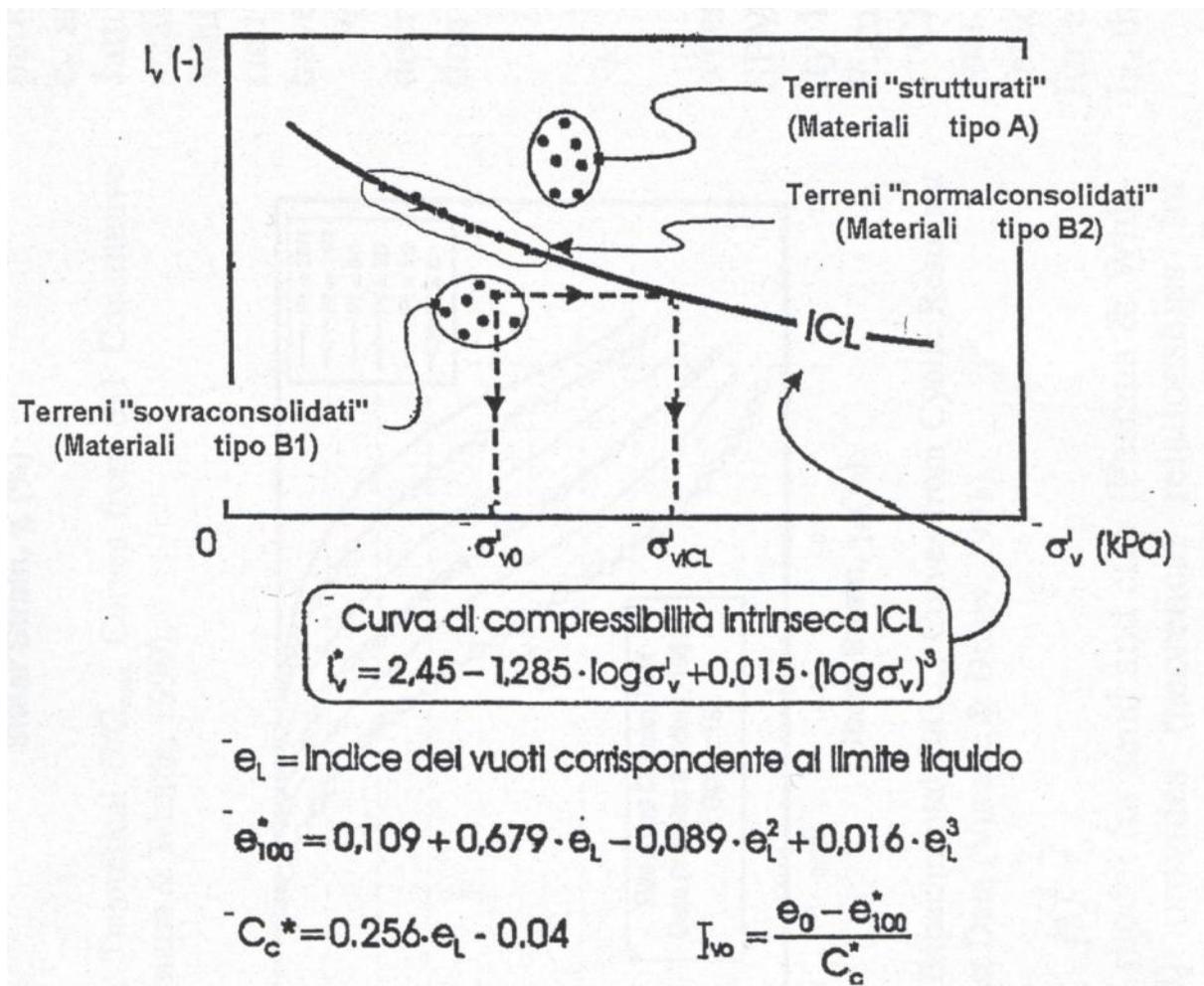


Figura 6.1 - Diagramma di stato per i materiali a granulometria fine (limi e argille)

### 6.2.2 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 6.2.1, lo stato tensionale in sito sarà stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione meccanico ( $GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$ ), essendo  $\sigma_{vmax}'$  la pressione di preconsolidazione desumibile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande e  $\sigma_{vo}'$  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:

$\varphi'$  = 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 ( $\sigma_{vmax}'$ ) subita dal deposito né la tensione in corrispondenza della quale si innescano deformazioni irreversibili visco-plastiche ( $\sigma_{vy}'$ ); inoltre il grado di sovraconsolidazione OCR (definito convenzionalmente come  $\sigma_{vp}' / \sigma_{vo}'$ ) non deriva da fenomeni di precompressione meccanica. In tali circostanze, in mancanza di rilievi sperimentali:

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

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

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

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

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

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

Per completezza e ove appropriato, la pressione di preconsolidazione  $\sigma_{vmax}'$  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;

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

### 6.2.3 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 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 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.

#### 6.2.3.1 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 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	24 di 112

### 6.2.3.2 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:

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

### 6.2.4 **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).

### 6.2.5 **Caratteristiche di deformabilità**

#### 6.2.5.1 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:

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

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

essendo:

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

$\nu'$  = rapporto di Poisson del terreno =  $0,15 \div 0,30$

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

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

	POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE <b>Posti di Movimento e Varianti di Tracciato</b> <b>LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave</b>					
	RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA <b>IZ04</b>	LOTTO 10	CODIFICA R 26 RH	DOCUMENTO GE 0000 0001	REV. A

#### 6.2.5.2 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).

#### 6.2.5.3 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 6.3.4.1.
- 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  $\gamma$  indotto, proposte da Vucetic & Dobry (1991), sono riportate nella Figura 6.2. In alternativa alle curve di degrado indicate nelle Figura 6.2 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 6.2, 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.

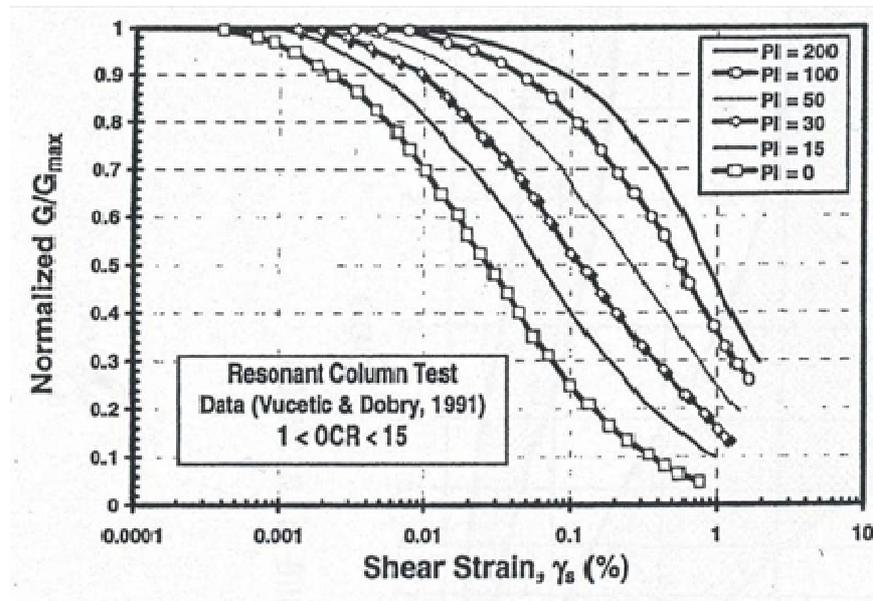


Figura 6.2 - Curve sperimentali del rapporto  $G/G_{max}$  da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991)

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:

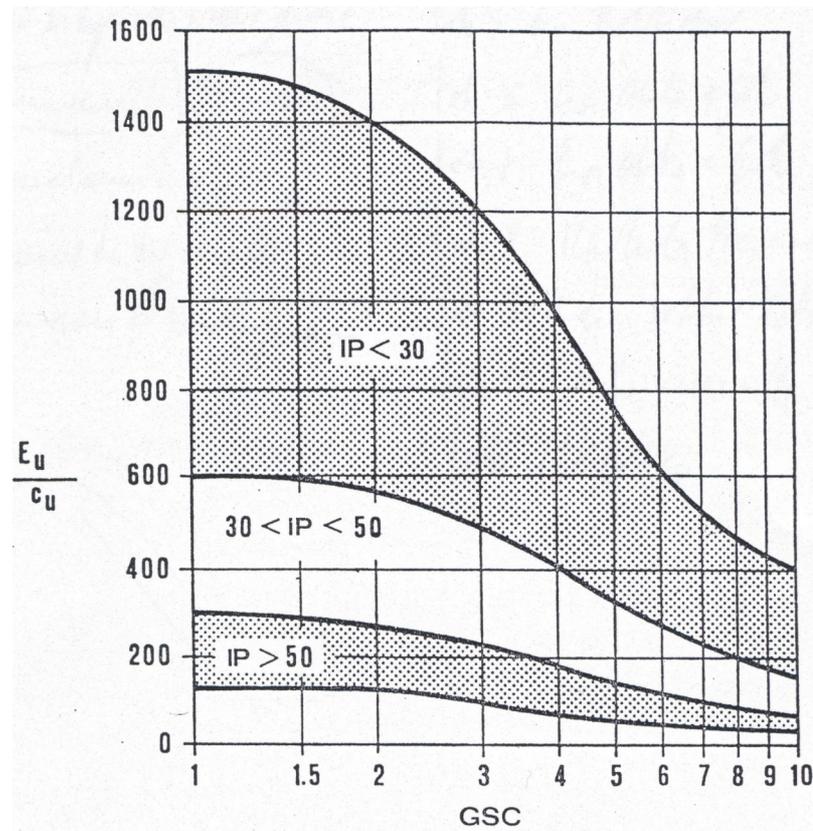
- $E_{op1}$  pari a  $1/10-1/12 E_0$  o  $(150\div 200)\cdot cu$  o quanto desumibile dai risultati delle prove edometriche nel caso di problemi di “primo carico” (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati);
- $E_{op2}$  pari a  $1/5\cdot E_0$  o  $(400\div 500)\cdot cu$  nel caso di problemi di 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  $C_r$ ).

#### 6.2.5.4 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 6.3.



**Figura 6.3 - 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  $\sigma_p'$  e la pressione verticale efficace geostatica  $\sigma_{vo}'$ .

	POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE <b>Posti di Movimento e Varianti di Tracciato</b> <b>LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave</b>					
	RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA <b>IZ04</b>	LOTTO 10	CODIFICA R 26 RH	DOCUMENTO GE 0000 0001	REV. A

#### 6.2.5.5 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 6.2.3.

#### 6.2.6 **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 6.7).

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.



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE

**Posti di Movimento e Varianti di Tracciato**

**LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	29 di 112

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  $c_{\alpha}$ , 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).

### 6.3 MATERIALI A GRANA GROSSA

Lungo il tracciato in oggetto i materiali a grana grossa sono essenzialmente costituiti da sabbie limose. 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.

#### 6.3.1 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;



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE

Posti di Movimento e Varianti di Tracciato

LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	30 di 112

- 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 6.2.2.

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.

### 6.3.2 *Densità relativa*

#### 6.3.2.1 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 6.1;

$\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota di esecuzione della prova SPT (kg/cm<sup>2</sup>)

$N_{SPT}$  = 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 6.1 - 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.

### 6.3.3 Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi'$  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

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

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

$M$  = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura (vedi Tabella 6.2)

$\varphi_{cv}'$  = 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 6.2 - 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
$\sigma_2'$ = tensione principale efficace intermedia	
$\sigma_3'$ = tensione principale efficace minore	

I valori dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi_{cv}'$  sono ricavabili da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, ipotizzabili in base a quanto indicato nella Tabella 6.3 (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

**Tabella 6.3 - Valori dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi_{cv}'$  per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)**

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

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

In questa sede l'interpretazione 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):

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

$\varphi_{cv}' = 34^\circ$  per le sabbie e ghiaie

$m = 3$ .



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE

Posti di Movimento e Varianti di Tracciato

LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	34 di 112

### 6.3.4 Caratteristiche di deformabilità

#### 6.3.4.1 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:

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

$\nu'$  = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,30

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

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

#### 6.3.4.2 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 della correlazione proposta da Ohta & Goto (1978) (vedi anche Baldi et al. 1989); in base a tale correlazione vale quanto segue:

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

essendo:

$$C = 67,3$$

$z$  = profondità dal p.c. in metri

$f_A$  = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi la Tabella 6.4)

$f_G$  = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la Tabella 6.5)

**Tabella 6.4 - Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente  $f_A$**   
(funzione dell'epoca geologica del deposito)

$f_A$	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

**Tabella 6.5 - 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  $G_0$  secondo quanto segue:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

essendo:

$\rho$  = Densità del materiale

#### 6.3.4.3 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 6.3.4.1.
- Le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio  $G$  in funzione del livello di deformazione  $\gamma$  indotto, tratte da Lo Presti (1989), sono riportate nella Figura 6.4 e Figura 6.5.

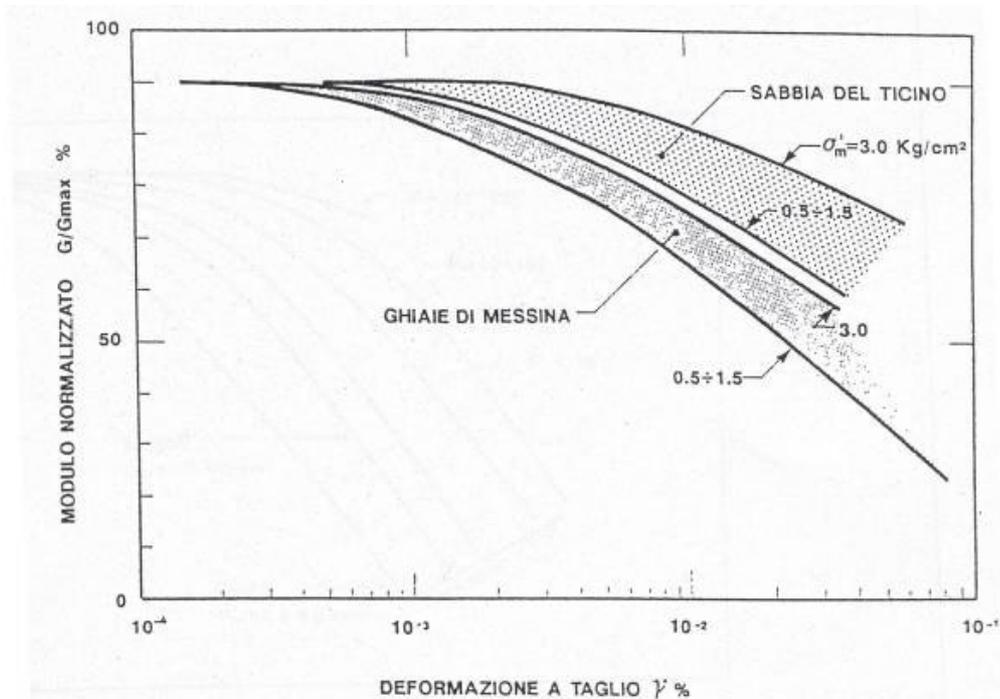


Figura 6.4 - Degrado del modulo G per terreni incoerenti

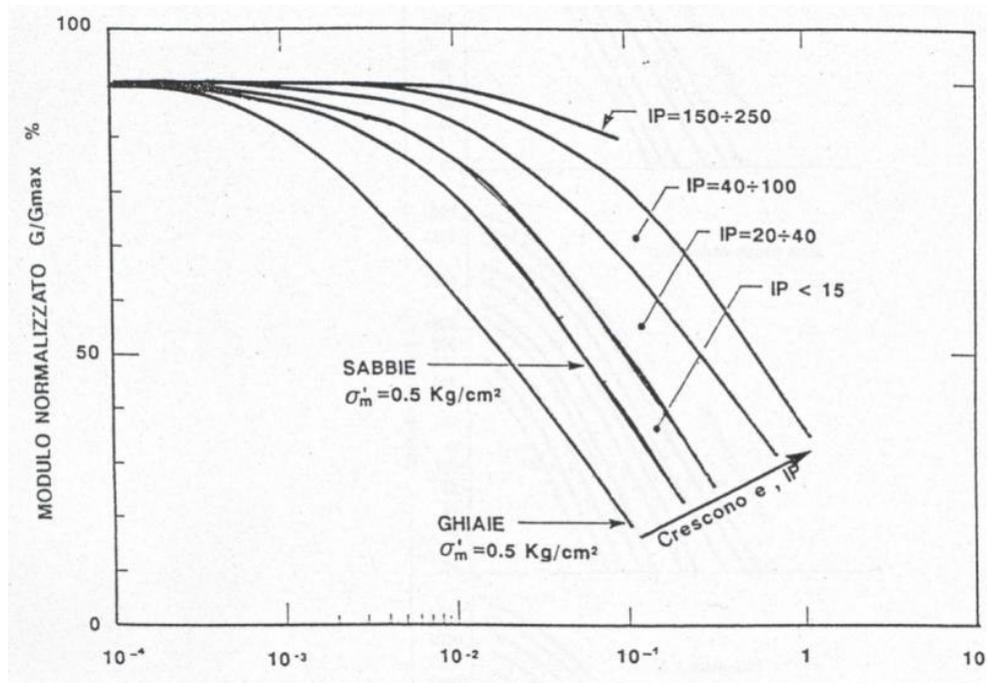


Figura 6.5 - Degrado del modulo G per vari tipi di terreno



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE

Posti di Movimento e Varianti di Tracciato

LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	37 di 112

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 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  $E'_{25}$ .

#### 6.3.4.4 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:

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

essendo:

$k_{hi}$  = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale, riportato nella Tabella 6.6 (vedi Reese et al, 1974 e Elson, 1984) (kN/m<sup>3</sup>);

z = profondità dal piano campagna originario.

**Tabella 6.6 - Gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale secondo Reese et al. (1974) (vedi anche Elson (1984))**

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

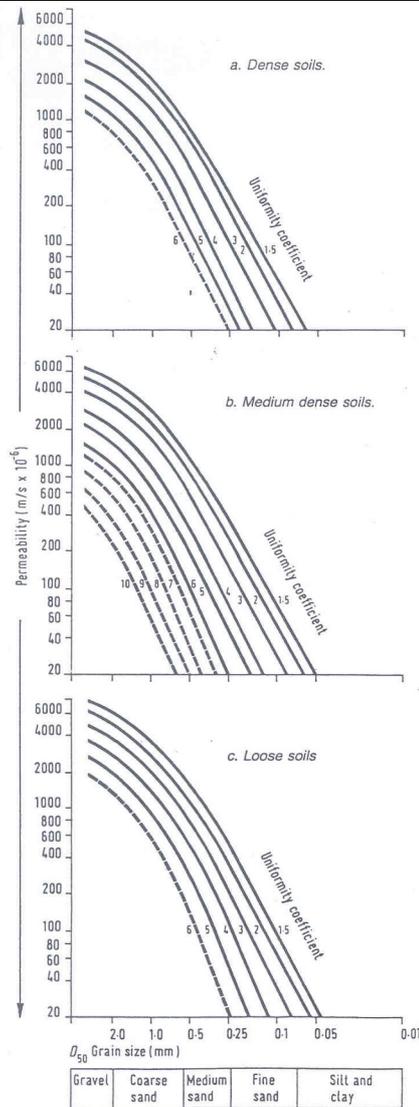
#### 6.3.5 **Coefficienti di permeabilità**

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 6.7.
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 6.6.

**Tabella 6.7 - Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica**

<b>k (m/sec)</b>	<b>Grado di permeabilità</b>	<b>Tipo di terreno</b>
$k > 1 \cdot 10^{-3}$	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 6.6 - 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 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	41 di 112

## 7 QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO

### 7.1 MODELLO GEOLOGICO LOCALE

Sulla base di quanto riportato nella Carta Geologica e i profili geologici (Doc.Rif.[4]) e nella Relazione Geologica (Doc.Rif.[3]), 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) e 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):** depositi a litofacies sabbioso-limosa (bb2) o a limoso-argillosa (bb3), di canale fluviale, argine e piana inondabile (Età: Pleistocene Superiore, Olocene). Nell'area in esame si ha la presenza tipicamente della litofacies limoso-argillosa.
- **Alluvioni antiche (bt2/bt3):** depositi a sabbioso-limosa (bt2) e a limoso-argillosa (bt3) di canale fluviale, argine e piana inondabile (Età: Pleistocene Superiore). Nell'area in esame si ha la presenza esame si ha preponderanza della litofacies limoso-argillosa.

### 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  $N_{spt}$ , 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 <b>Posti di Movimento e Varianti di Tracciato</b> <b>LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave</b>					
	RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA <b>IZ04</b>	LOTTO 10	CODIFICA R 26 RH	DOCUMENTO GE 0000 0001	REV. A

Tabella 7.1 - Corrispondenza tra unità geotecniche e geologiche (da legenda profilo geotecnico Doc.Rif.[10])

**LEGENDA**

**UNITA' GEOTECNICHE - DESCRIZIONE MATERIALE**

h	Antropico
1	Limi sabbiosi, argille limose e/o con limo
1s	Sabbie limose e/o con limo
2	Limi argillosi
3	Limi sabbiosi, argille limose e/o con limo
3s	Sabbie limose e/o con limo

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. Tali depositi sono quelli appartenenti all'unità geologica ba3 descritta sopra e si riscontrano lungo quasi tutta la tratta con spessori dell'ordine di 3-5 m a partire da piano campagna. Nella parte occidentale al di sotto di questa unità si incontra la facies più sabbiosa denominata 1s (unità geologica ba2).
- **Unità 2:** Depositi alluvionali costituiti da limi argillosi. Tali depositi sono quelli appartenenti all'unità geologica bb3 descritta sopra e si riscontrano lungo quasi tutta la tratta con spessori dell'ordine di 10-12 m al di sotto dell'unità 1.
- **Unità 3:** Depositi alluvionali costituiti da limi sabbiosi, argille limose e/o con limo. Tali depositi sono quelli appartenenti all'unità geologica bt3 descritte sopra e si riscontrano lungo tutta la tratta al di sotto dell'unità 2 fino alla massima profondità investigata. Localmente si incontra la facies più sabbiosa denominata 3s corrispondente all'unità geologica bt2.

### 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 vengono definiti i parametri di riferimento del moto sismico in superficie, successivamente correlati con gli stati limite e la vita nominale dell'opera, al



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE

Posti di Movimento e Varianti di Tracciato

LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	43 di 112

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	0.043	2.553	0.278
SLD	113	0.054	2.534	0.309
SLV	1068	0.125	2.603	0.396
SLC	2193	0.157	2.642	0.418

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 San Donà di Piave 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	0.043	1.500	0.0645
SLD	113	0.054	1.500	0.081
SLV	1068	0.125	1.500	0.1875
SLC	2193	0.157	1.451	0.2278

## 8 CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' STRATIGRAFICHE GEOTECNICHE

La caratterizzazione stratigrafica è stata eseguita basandosi sui risultati delle prove penetrometriche standard (SPT) 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

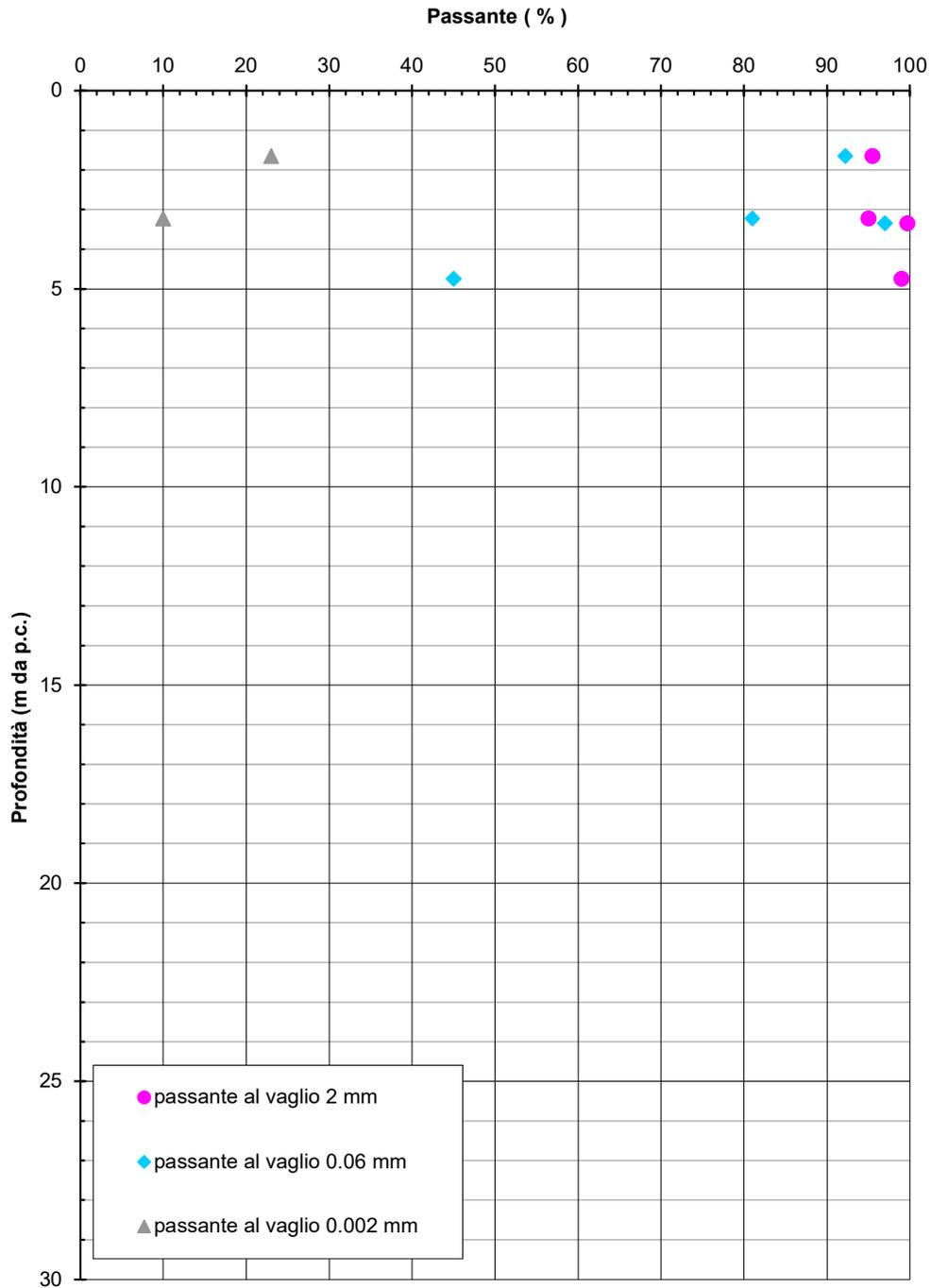
Nelle figure seguenti sono presentate le sintesi dei dati di laboratorio e dell'interpretazione delle prove in sito. La caratterizzazione viene effettuata per la parte a grana fine (prevalente), mentre la porzione a grana grossolana (1s) non viene caratterizzata in assenza di dati. Per i calcoli si farà comunque riferimento per cautela alla sola unità 1 a grana fine.

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%, localmente più basso dove si incontra lo strato 1s).
  - Figura 8-2: peso dell'unità di volume da prove di laboratorio. I valori sono tipicamente compresi tra 19 kN/m<sup>3</sup> e 20 kN/m<sup>3</sup>.
  - Figura 8-3: contenuto in acqua da prove di laboratorio. I valori sono tipicamente compresi tra 20% e 30%.
  - Figura 8-4: indice dei vuoti ricavato dalle prove di laboratorio. I valori sono compresi tra 0.6 e 0.8.
  - Figura 8-5: limite liquido da prove di laboratorio. Gli unici due valori variano tra 25% e 60%.
  - Figura 8-6: indice di plasticità da prove di laboratorio. Gli unici due valori variano tra 10% e 30%.
  - Figura 8-7: carta di Casagrande, da cui si deduce dagli unici due punti che i materiali possono variare tra argille inorganiche di bassa e alta plasticità.
- Parametri di resistenza al taglio:
  - Figura 8-8: prove SPT. I valori sono tipicamente compresi tra 30 e 40 colpi/30 cm.

- Figura 8-9: coesione non drenata stimata sulla base dei valori di  $N_{spt}$ . I valori sono tipicamente compresi tra 140 e 190 kPa. Per cautela, si terrà però conto di valori caratteristici più bassi, pari a 100 kPa.
- Figura 8-10: stima della coesione efficace e dell'angolo di attrito da prove di taglio diretto. I valori sono compresi tipicamente negli intervalli  $c' = 0-10$  kPa e  $\varphi' = 25-31^\circ$ .
- Parametri di deformabilità:
  - Figura 8-11: modulo di taglio a piccole deformazioni  $G_0$  da interpretazione di prove SPT. I valori sono tipicamente compresi tra 40 MPa e 50 Mpa.
  - Figura 8-12: stato del materiale in sito sul piano di Burland. Si può notare che l'unico punto misurato si colloca al di sotto della linea di compressibilità intrinseca, indice di materiale sovraconsolidato.

In assenza di dati si assegnano valori dei parametri di deformabilità caratteristici in linea con quelli degli strati sottostanti discussi a seguire.



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

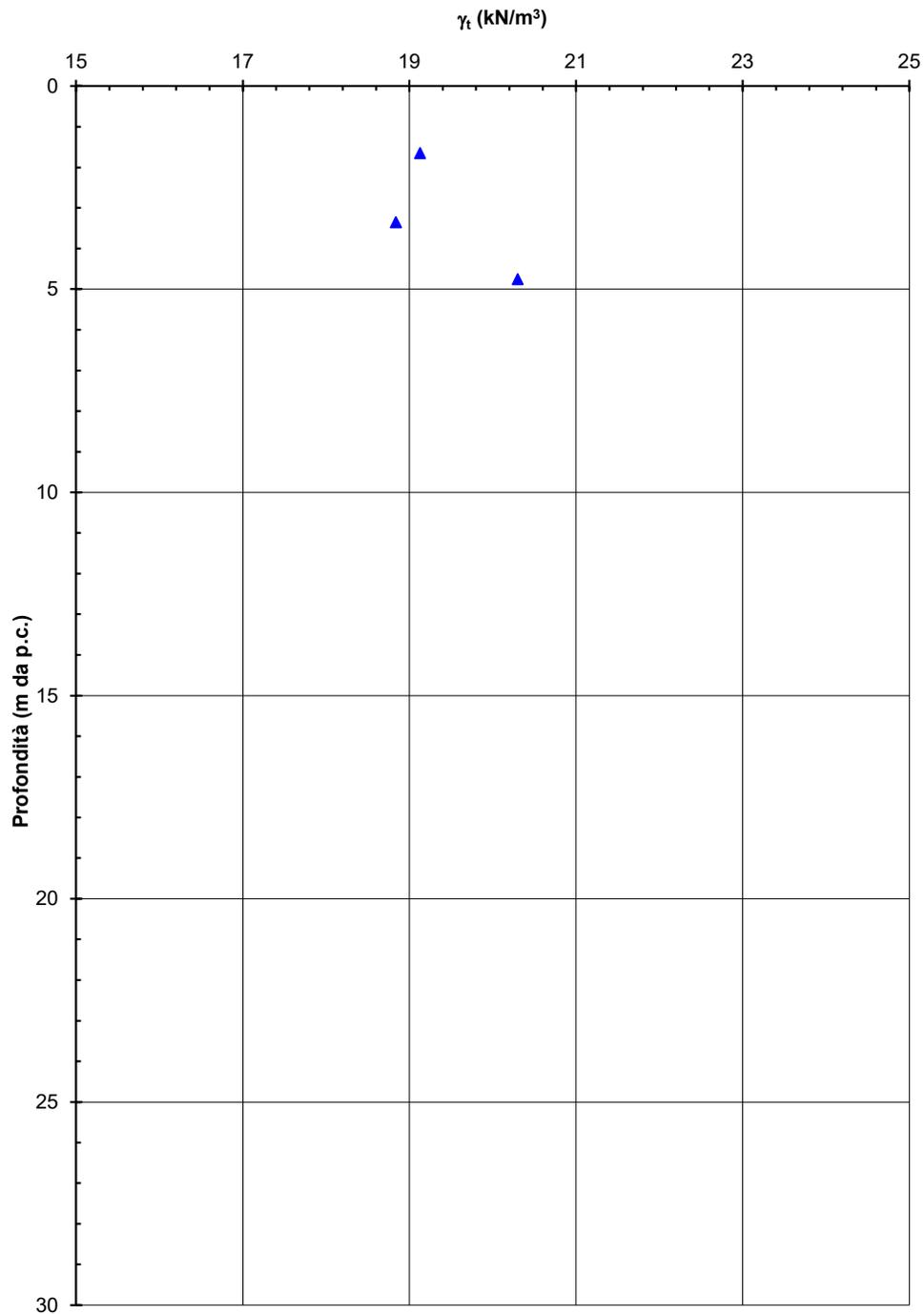
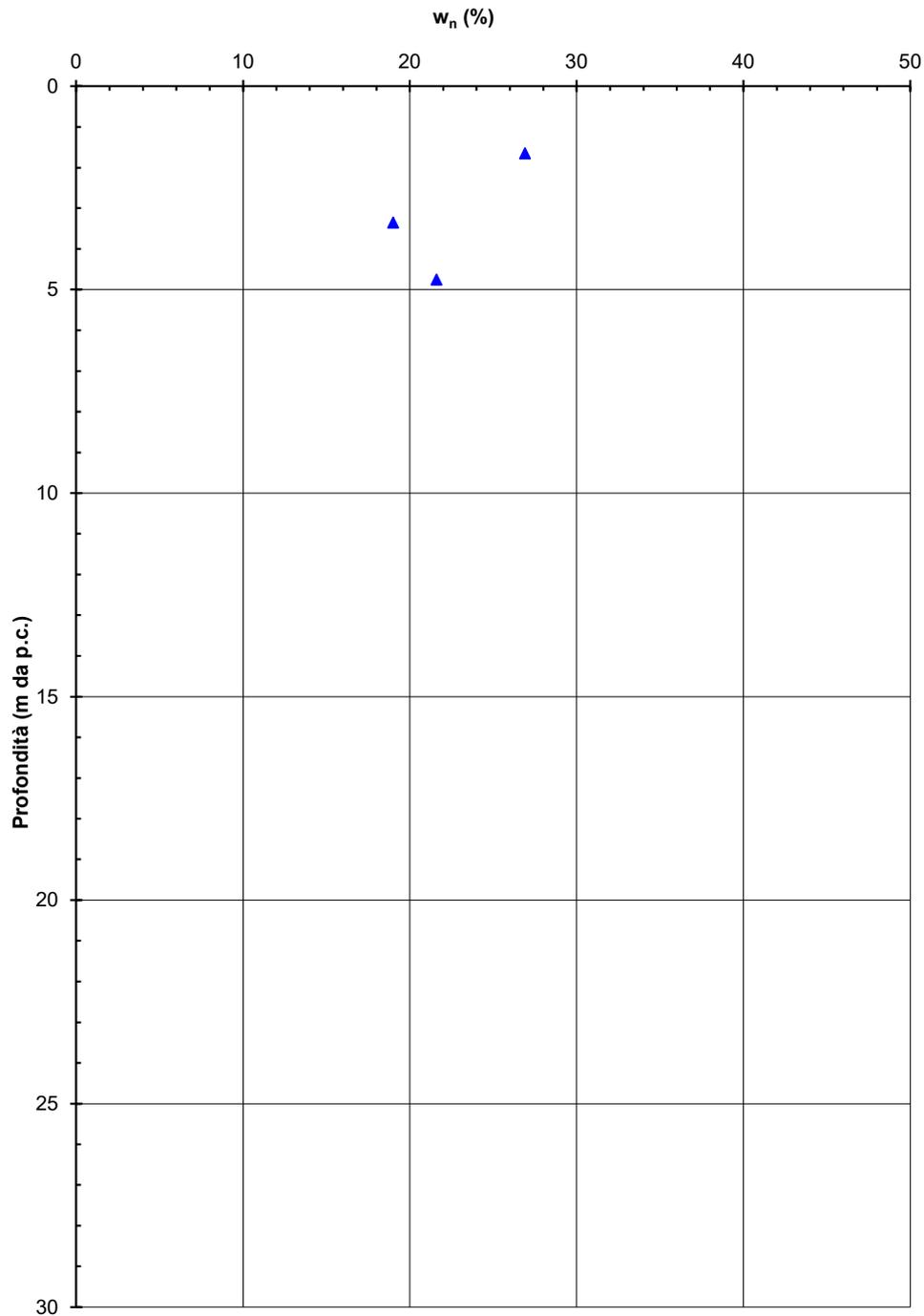
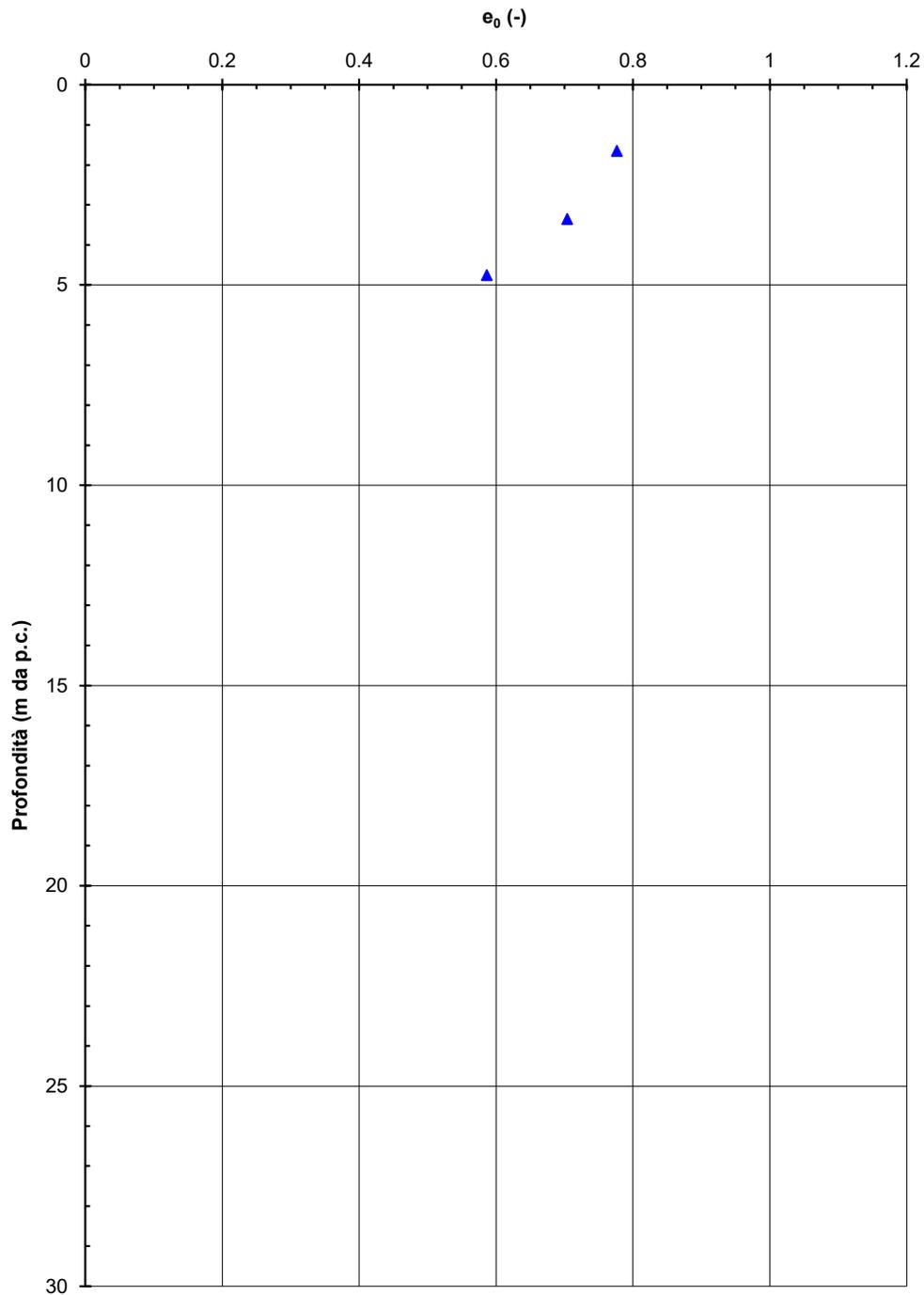


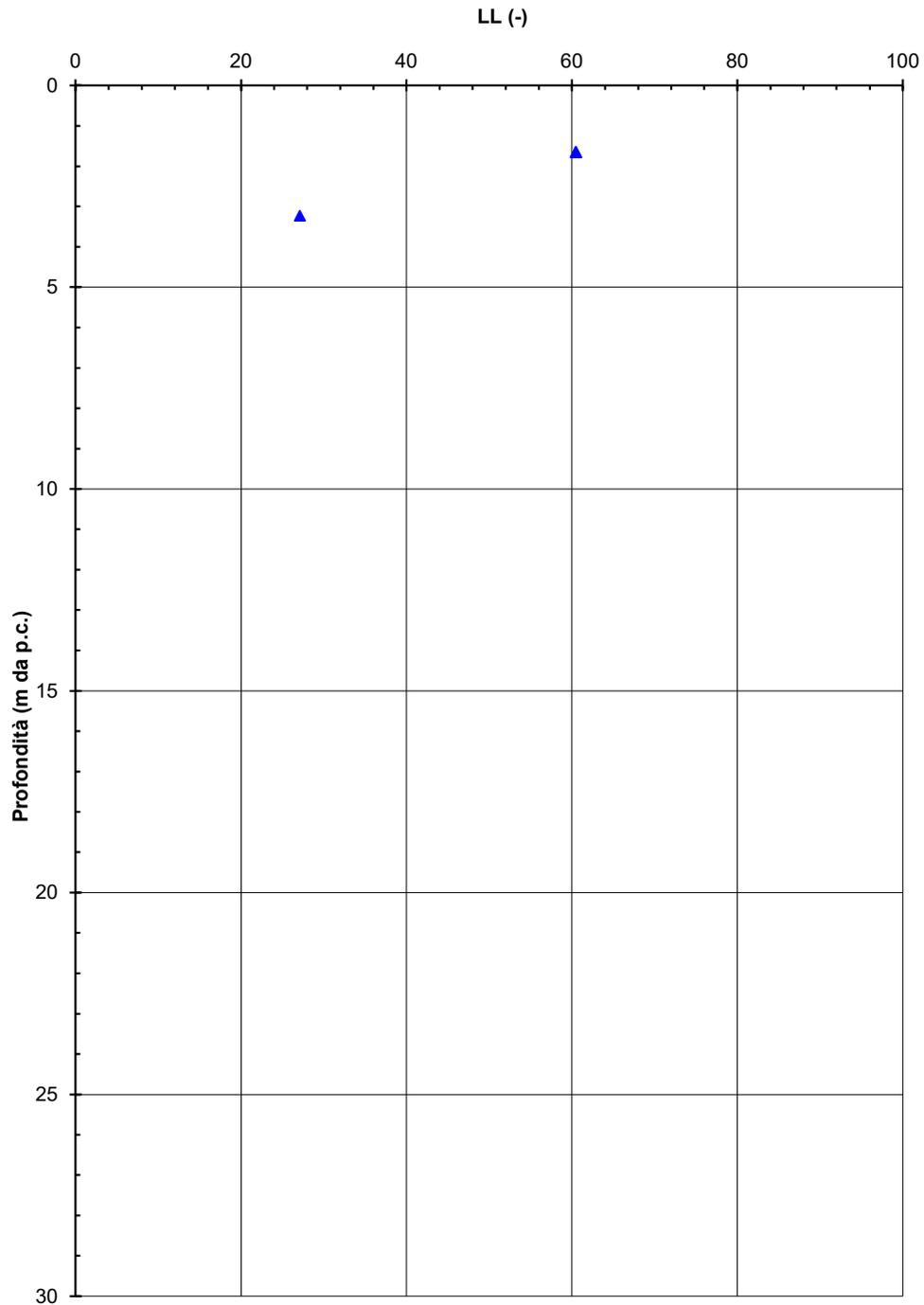
Figura 8-2 - Unità 1 - Peso dell'unità di volume da prove di laboratorio.



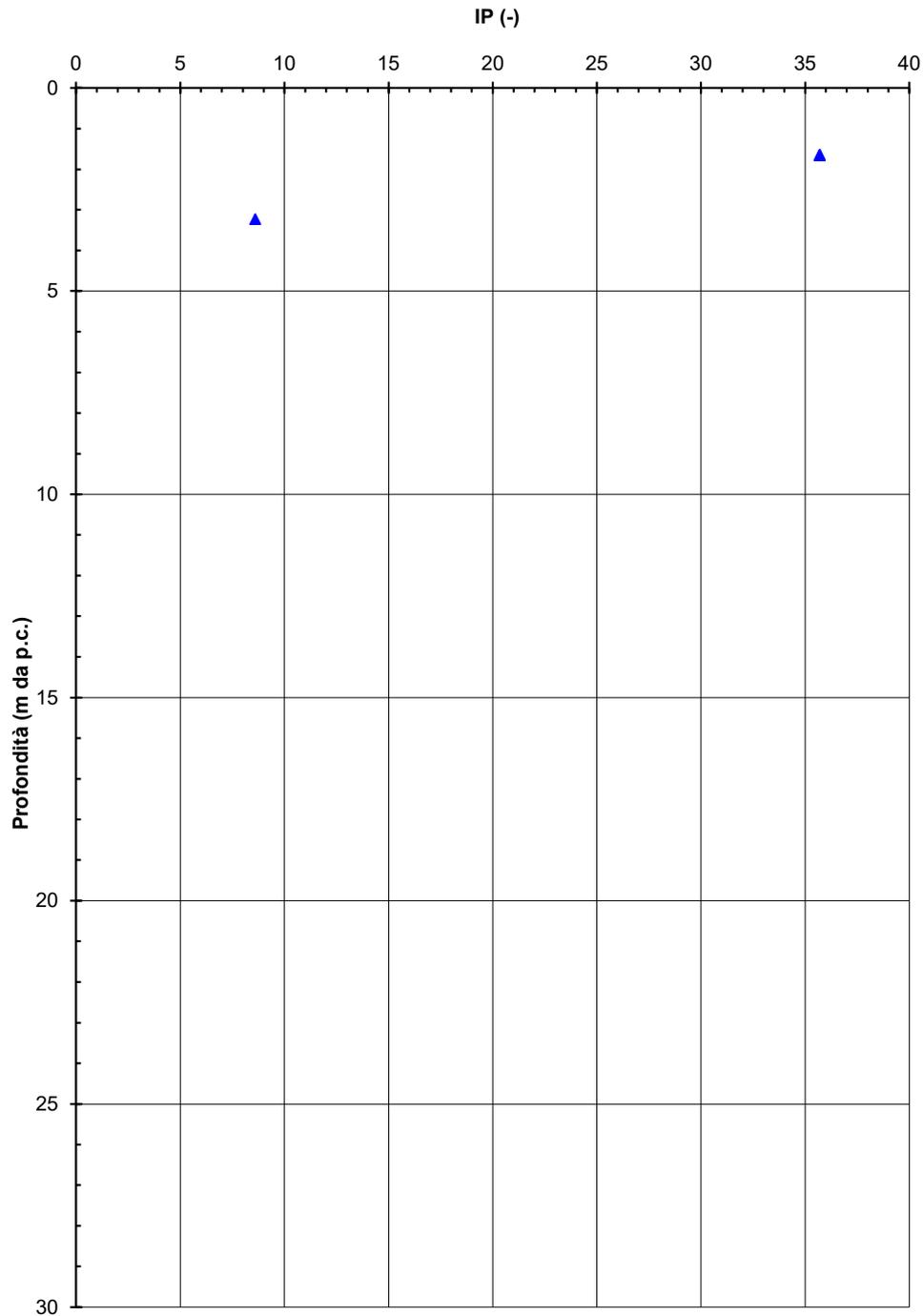
**Figura 8-3 - Unità 1 - Contenuto in acqua da prove di laboratorio.**



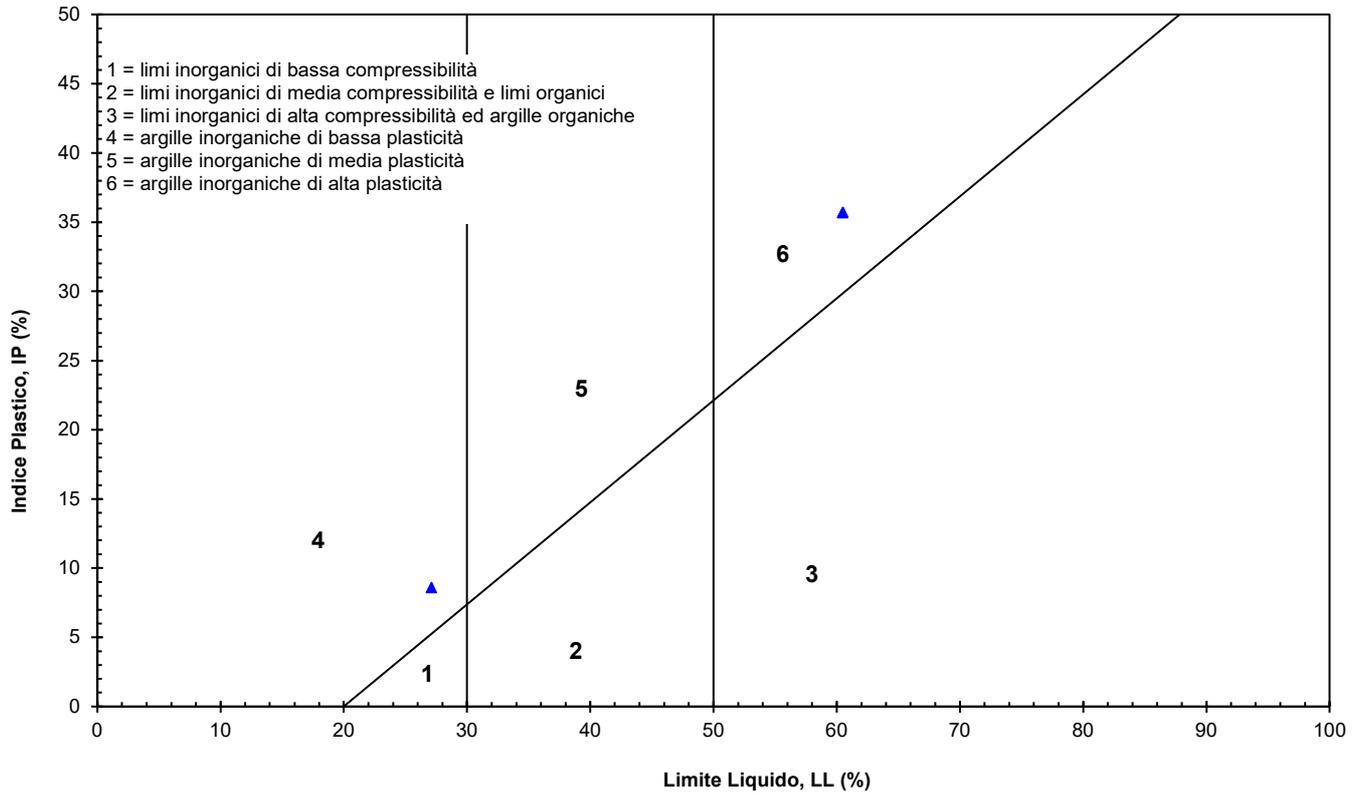
**Figura 8-4 - Unità 1 - Indice dei vuoti da prove di laboratorio.**



**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.**

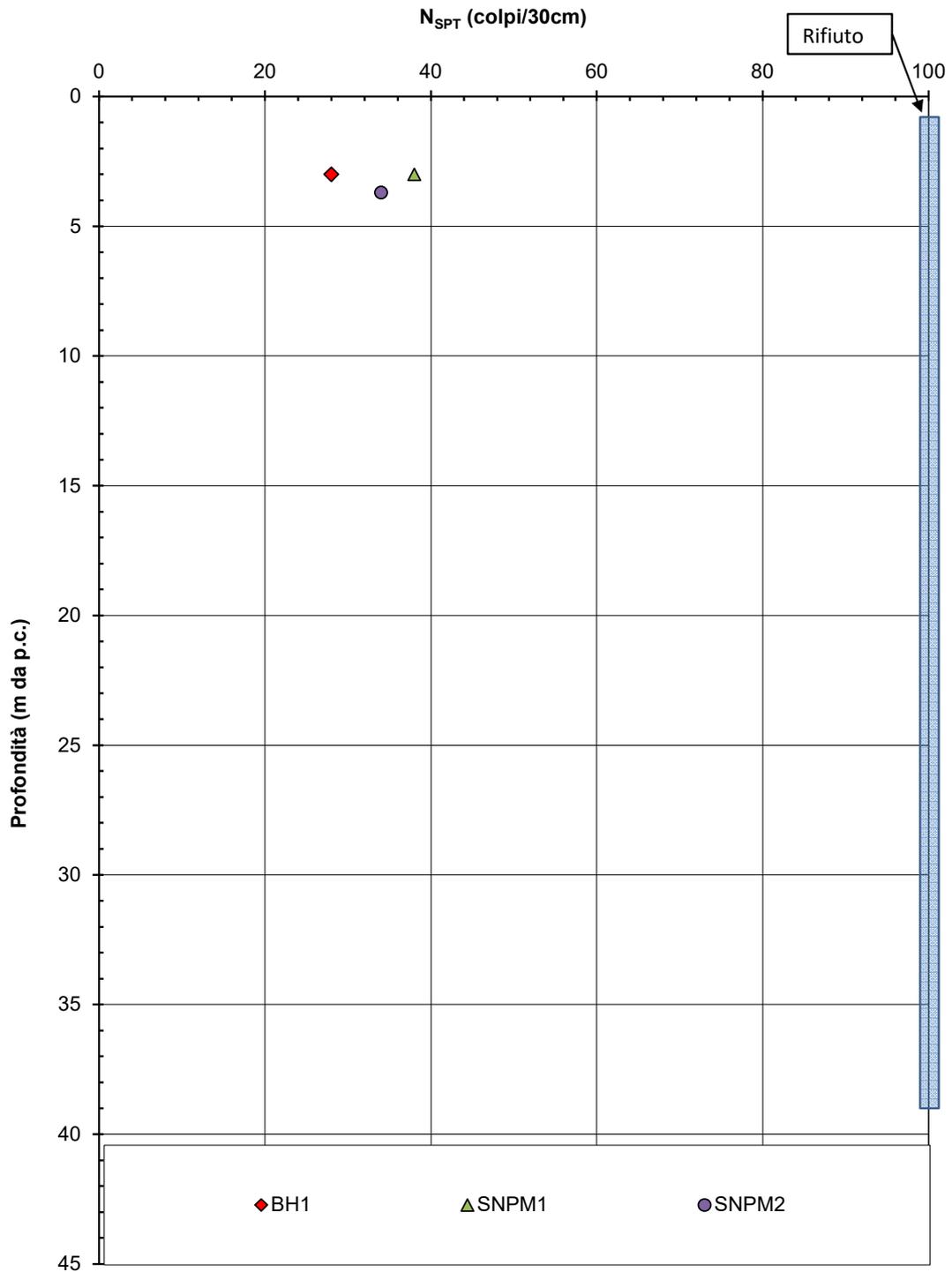


Figura 8-8 - Unità 1 - Prove SPT

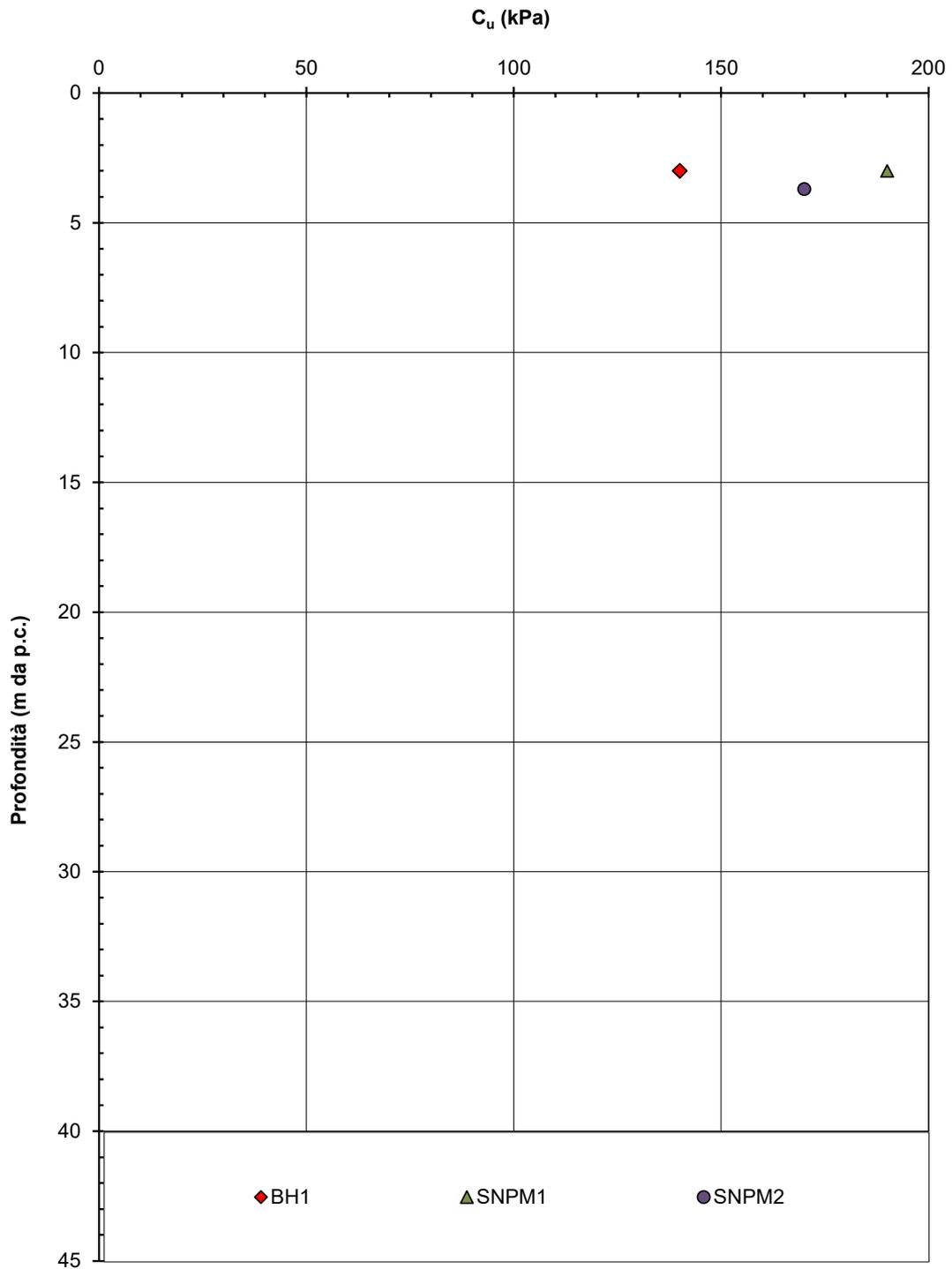


Figura 8-9 - Unità 1 - Stima coesione non drenata  $c_u$  da prove SPT

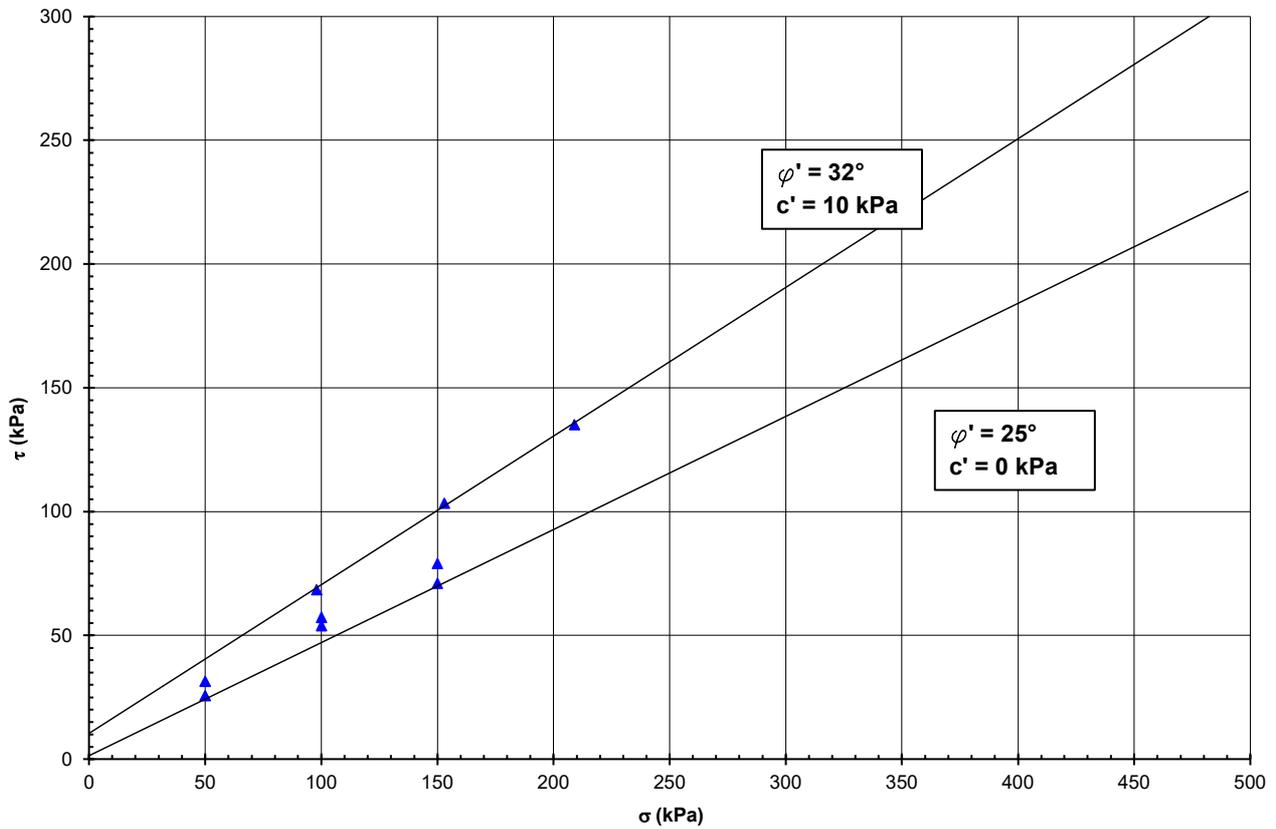


Figura 8-10 - Unità 1 - Stima coesione efficace e angolo di attrito da prove di laboratorio

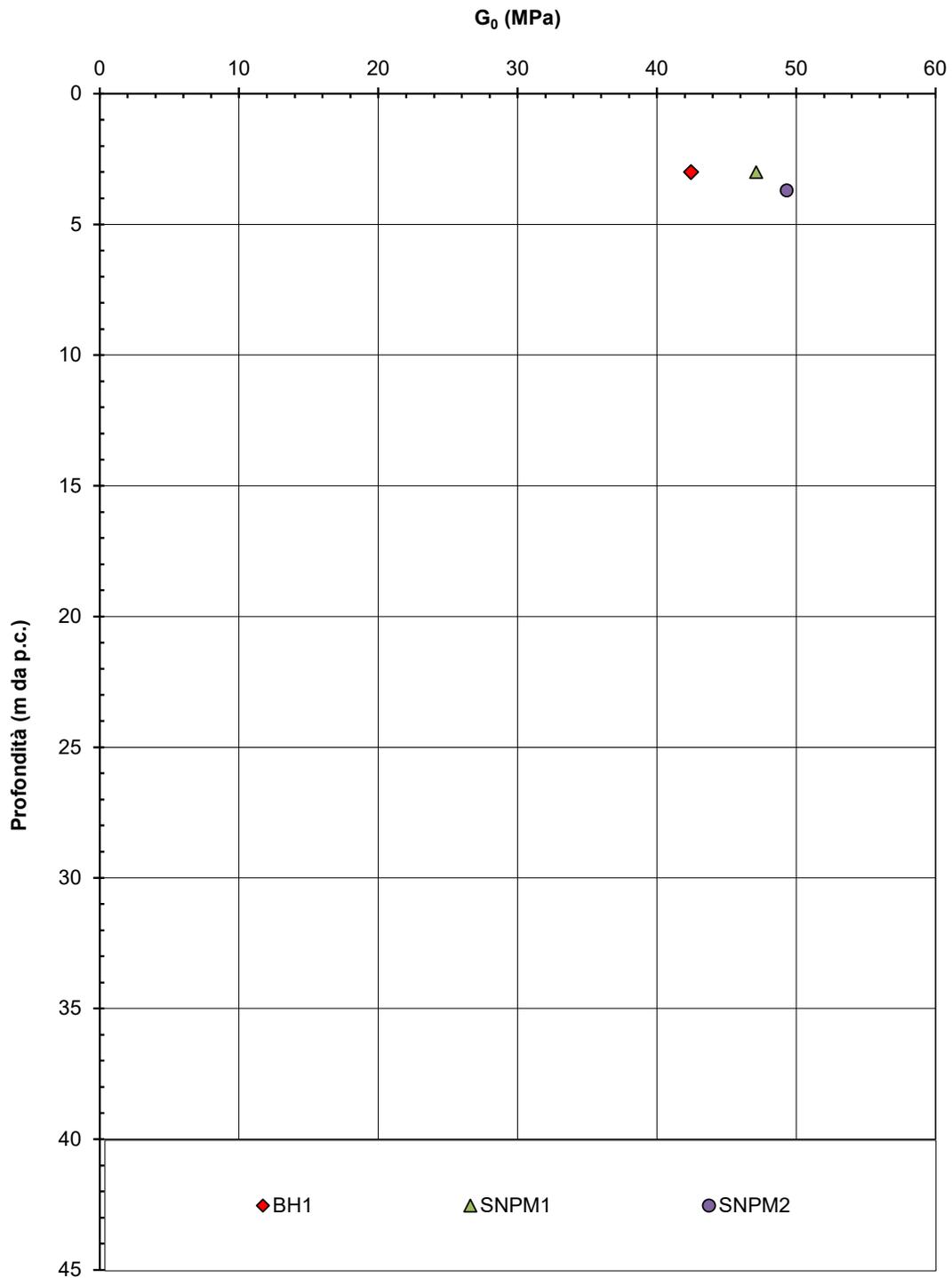
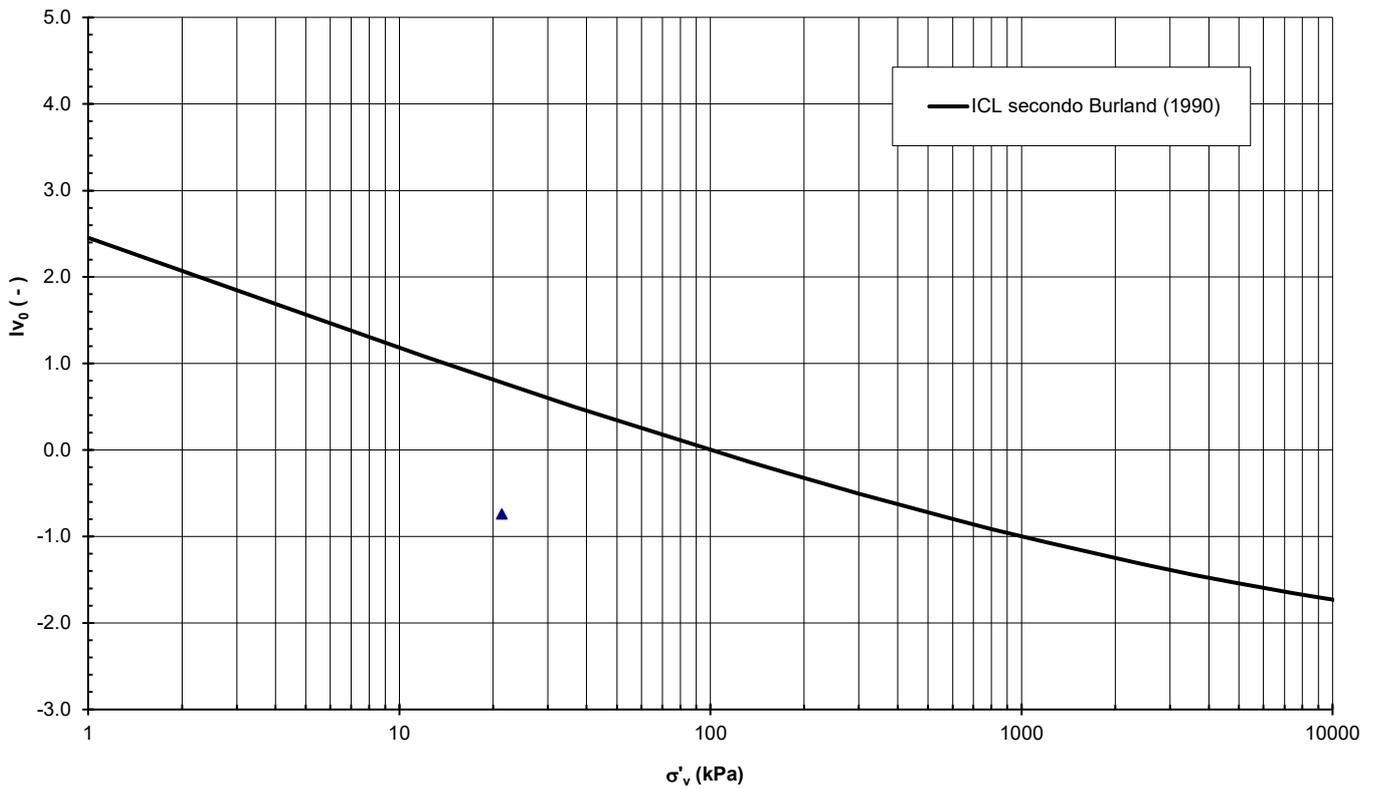


Figura 8-11 - Unità 1 - Stima modulo di taglio a piccole deformazioni da prove SPT



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

## 8.2 UNITÀ GEOTECNICA 2

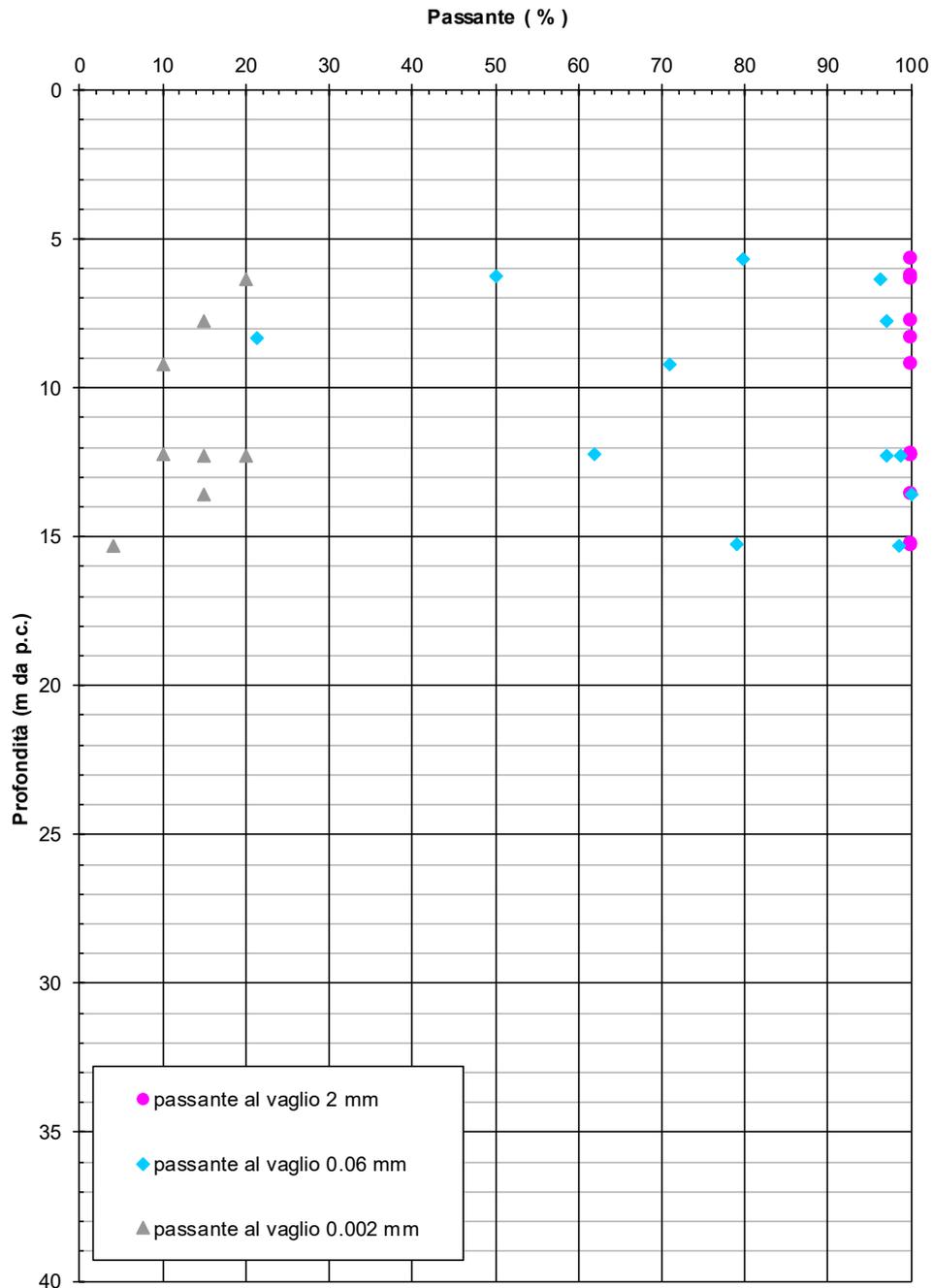
Nelle figure seguenti sono presentate le sintesi dei dati di laboratorio e dell'interpretazione delle prove in sito.

In particolare sono presentate:

- Caratteristiche fisiche dei materiali:
  - Figura 8-13: granulometria sintetica da prove di laboratorio. Si nota come i materiali recuperati nei campioni siano a grana fine (contenuto di fini tipicamente maggiore di 50%).
  - Figura 8-14: peso dell'unità di volume da prove di laboratorio. I valori sono tipicamente compresi tra 19 kN/m<sup>3</sup> e 21 kN/m<sup>3</sup>.
  - Figura 8-15: contenuto in acqua da prove di laboratorio. I valori sono tipicamente compresi tra 20% e 30%.
  - Figura 8-16: indice dei vuoti ricavato dalle prove di laboratorio. I valori sono compresi tra 0.5 e 0.9.
  - Figura 8-17: limite liquido da prove di laboratorio. I valori sono compresi tra 20% e 50%.
  - Figura 8-18: indice di plasticità da prove di laboratorio. I valori sono piuttosto dispersi e compresi tra 10% e 25%.
  - Figura 8-19: carta di Casagrande, da cui si deduce che i materiali sono argille inorganiche di bassa e media plasticità.
- Parametri di resistenza al taglio:
  - Figura 8-20: prove SPT. I valori sono tipicamente compresi tra 10 e 40 colpi/30 cm.
  - Figura 8-21: coesione non drenata stimata sulla base dei valori di N<sub>spt</sub>. I valori sono piuttosto dispersi e tipicamente compresi tra 50 e 150 kPa. Per i calcoli, si terrà conto di un valore caratteristico pari a 80 kPa.
  - Figura 8-22: 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  $\varphi' = 25-31^\circ$ .
- Parametri di deformabilità:
  - Figura 8-23: modulo di taglio a piccole deformazioni  $G_0$  da interpretazione di prove SPT. I valori sono tipicamente compresi tra 40 MPa e 80 Mpa.
  - Figura 8-24: stato del materiale in sito sul piano di Burland. Si può notare la presenza di un punto su quattro al di sopra della linea di compressibilità intrinseca, indice di materiale

strutturato. Esiste comunque il sospetto che tale punto sia rappresentativo dei livelli torbosi e non delle caratteristiche dello strato nel suo complesso.

- Figura 8-25: coefficiente di compressione vergine ( $C_c$ ) da prove edometriche. L'unico valore misurato è dell'ordine di 0.25.
- Figura 8-26: coefficiente di compressione vergine ( $C_c^*$ ) sul piano di Burland (1990), rappresentativi della pendenza della linea di compressibilità intrinseca. Si notano valori tipicamente compresi tra 0.1 e 0.3.
- Figura 8-27: coefficiente di ricomprensione ( $C_r$ ) da prove edometriche. L'unico valore misurato è dell'ordine di 0.07.
- Figura 8-28: grado di sovraconsolidazione (OCR) da prove edometriche. L'unico valore misurato è dell'ordine di 3.



**Figura 8-13 - Unità 2 - Granulometria sintetica da prove di laboratorio.**

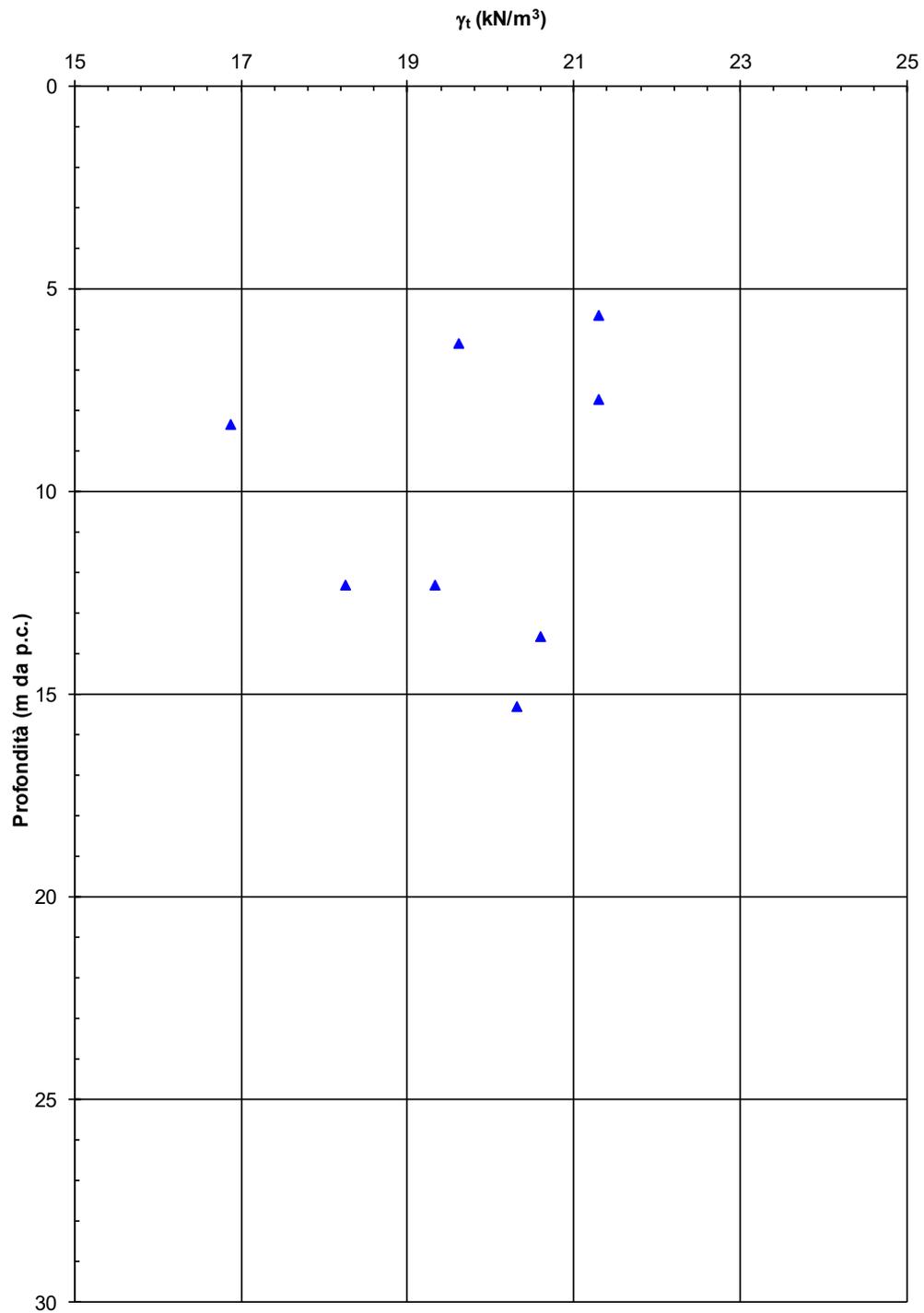


Figura 8-14 - Unità 2 - Peso dell'unità di volume da prove di laboratorio.

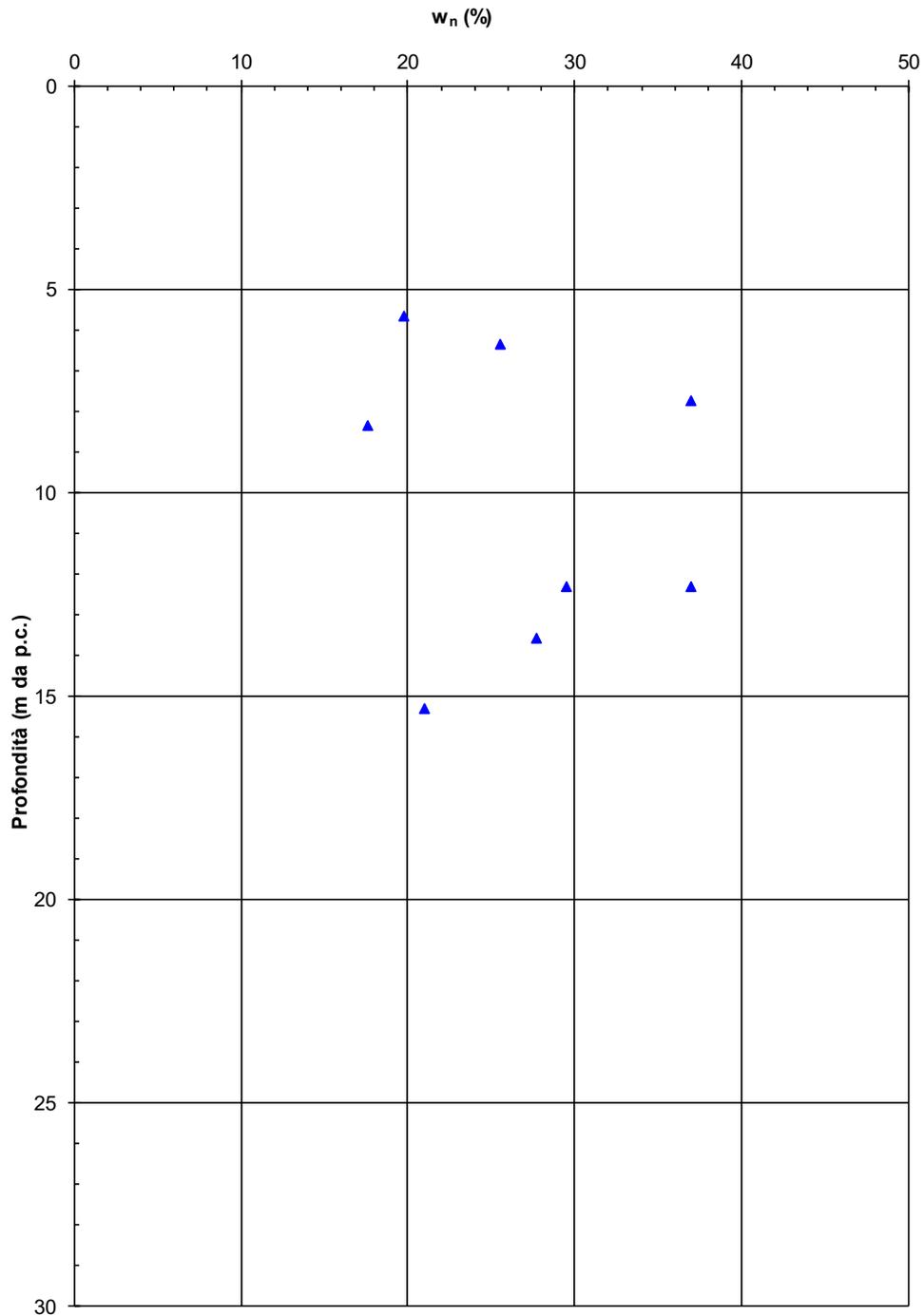


Figura 8-15 - Unità 2 - Contenuto in acqua da prove di laboratorio.

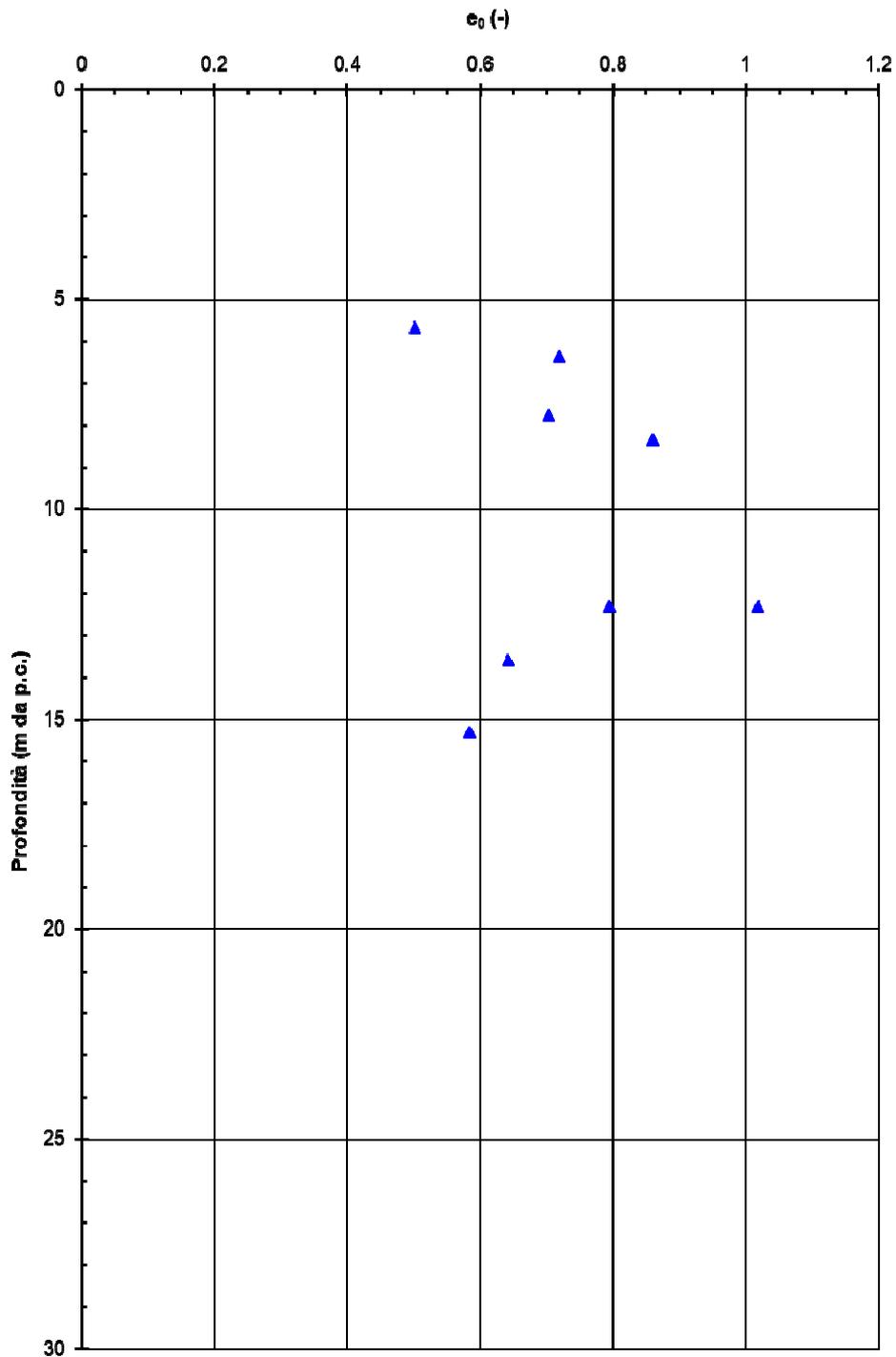
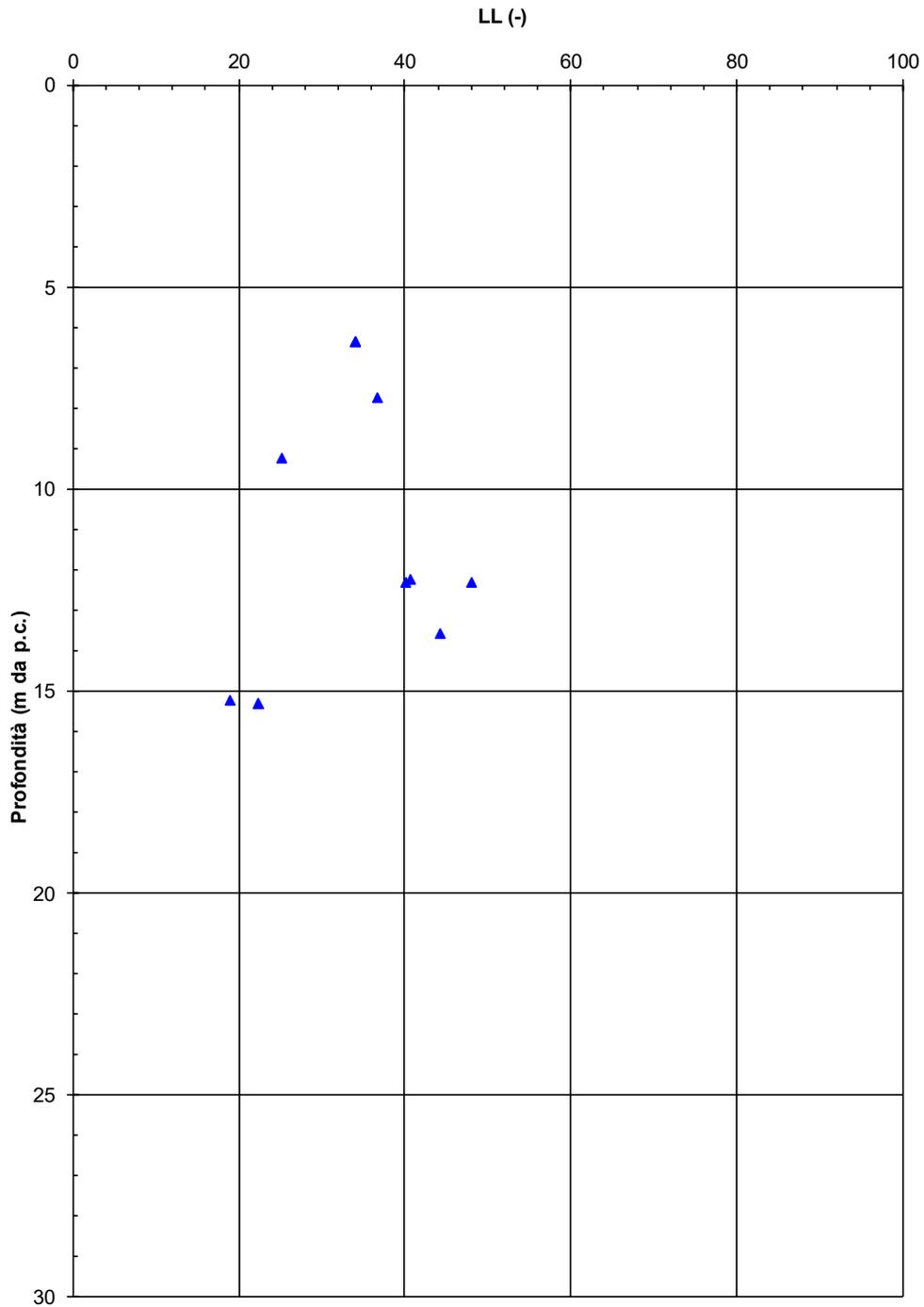
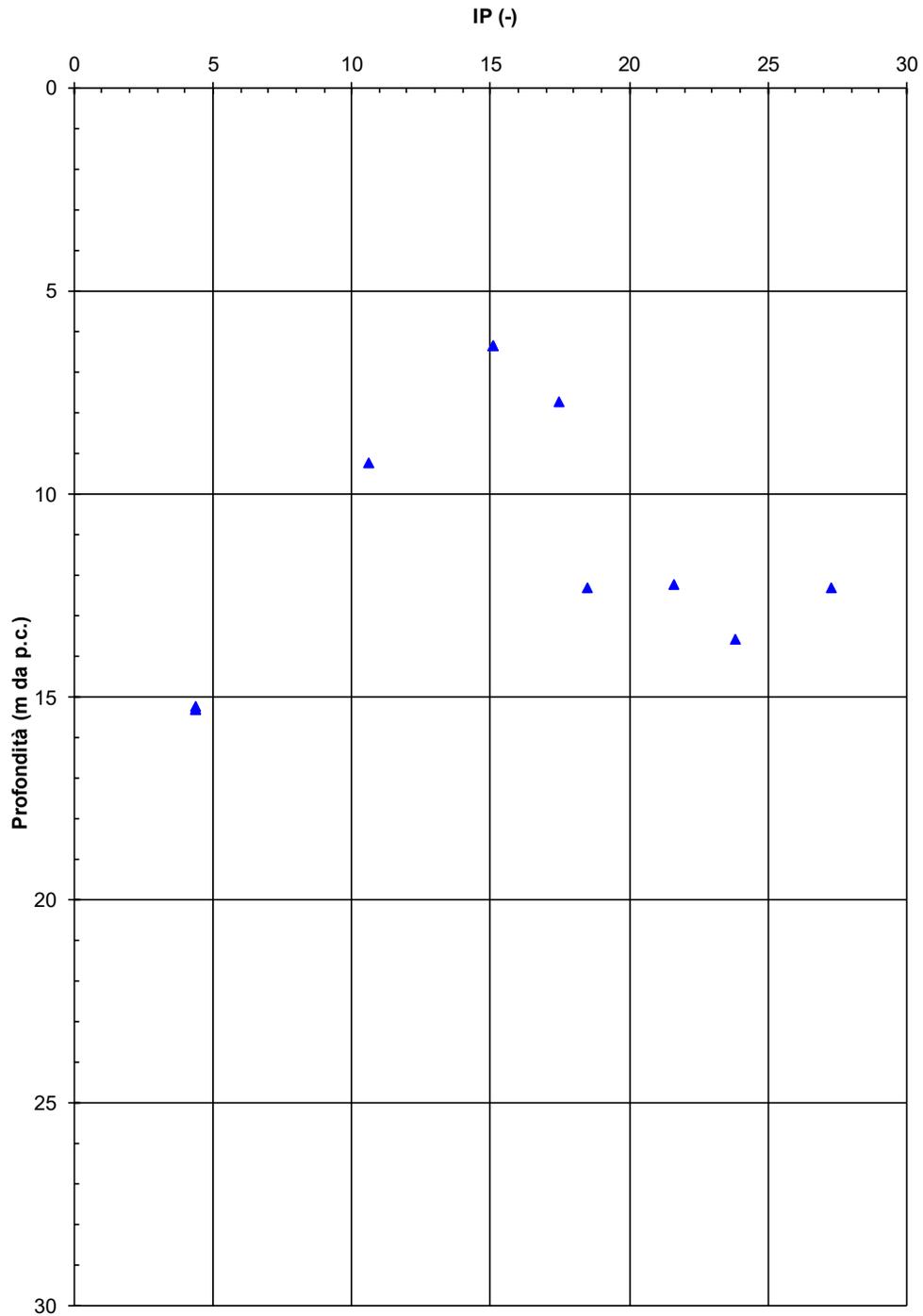


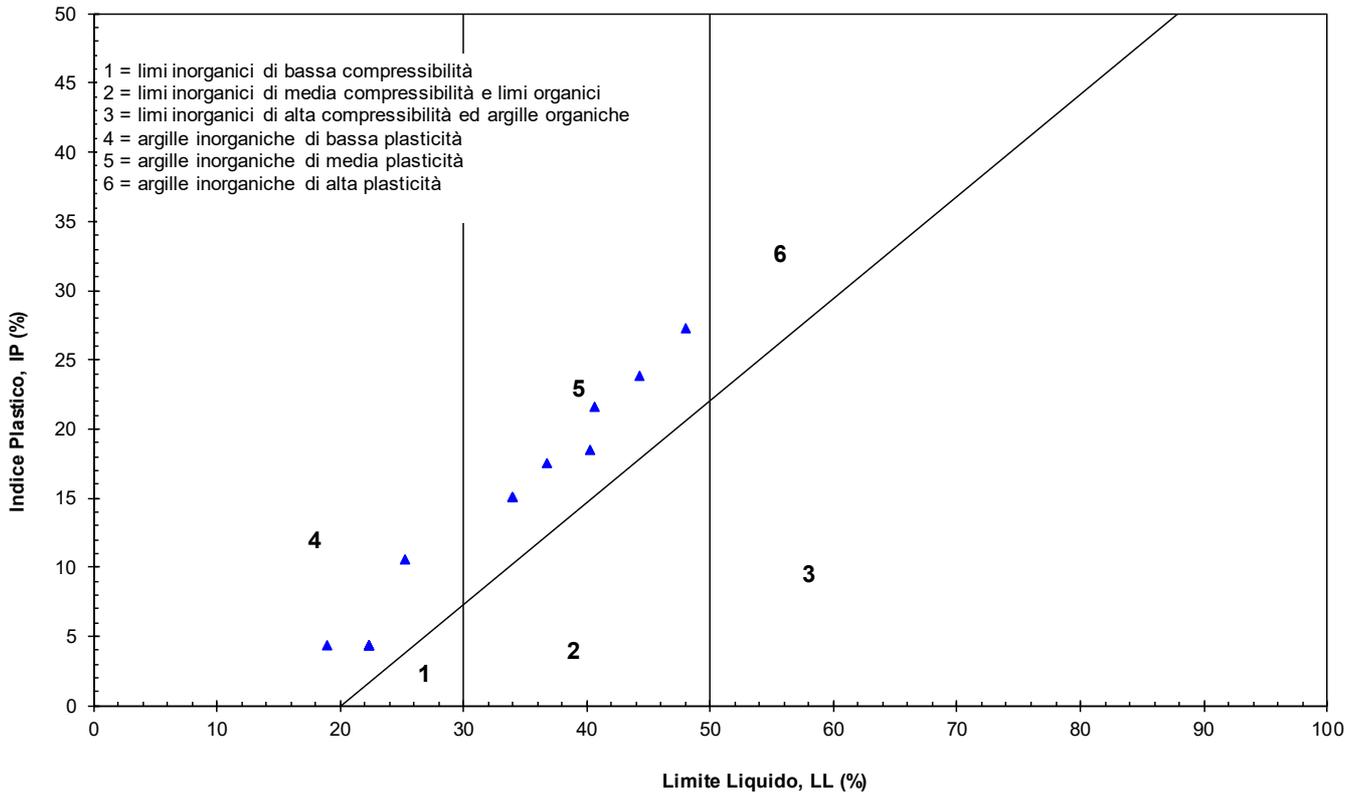
Figura 8-16 - Unità 2- Indice dei vuoti da prove di laboratorio.



**Figura 8-17 - Unità 2 - Limite liquido da prove di laboratorio.**



**Figura 8-18 - Unità 2 - Indice di plasticità da prove di laboratorio.**



**Figura 8-19 - Unità 2 - Carta di Casagrande.**

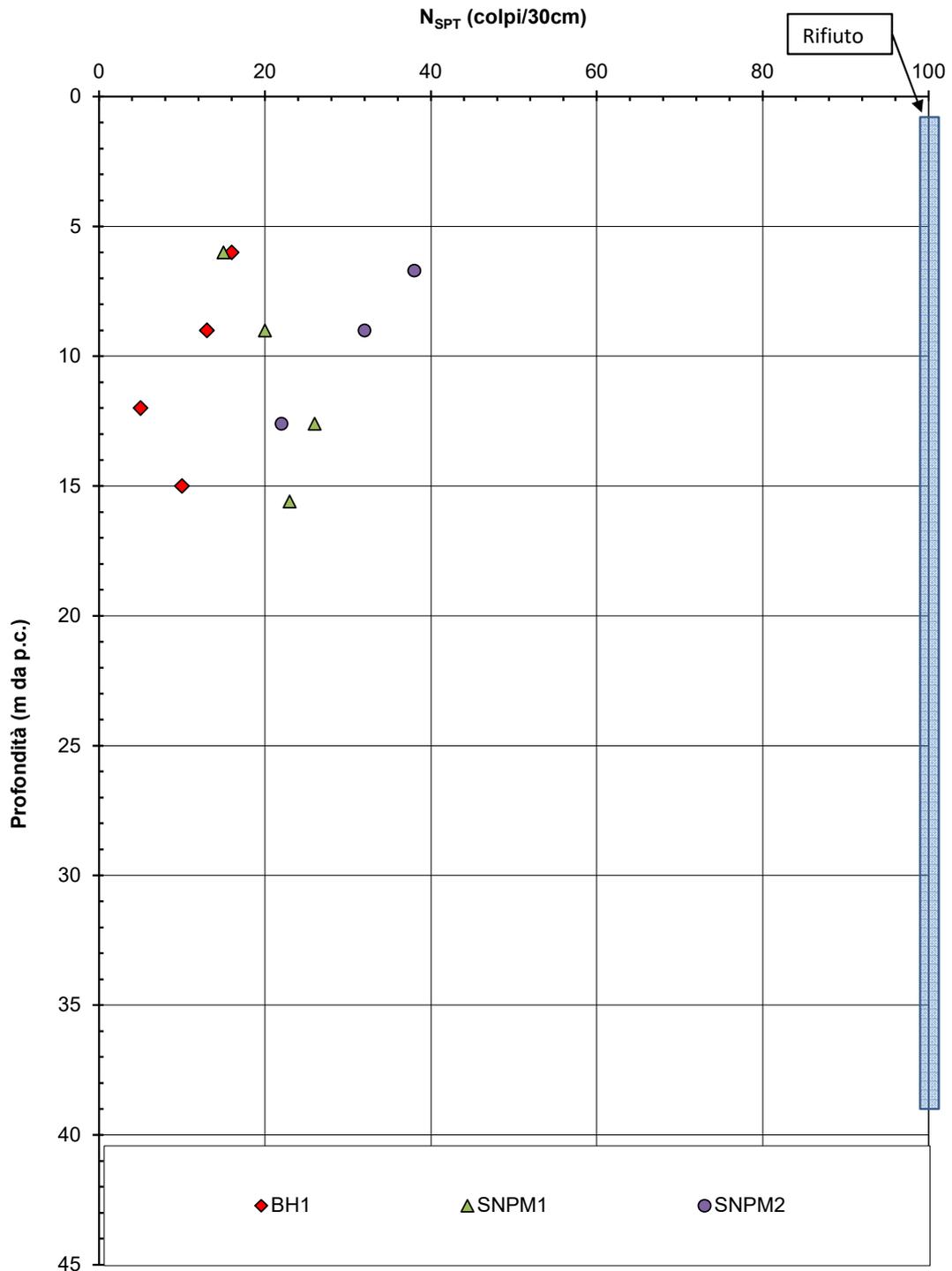


Figura 8-20 - Unità 2 - Prove SPT

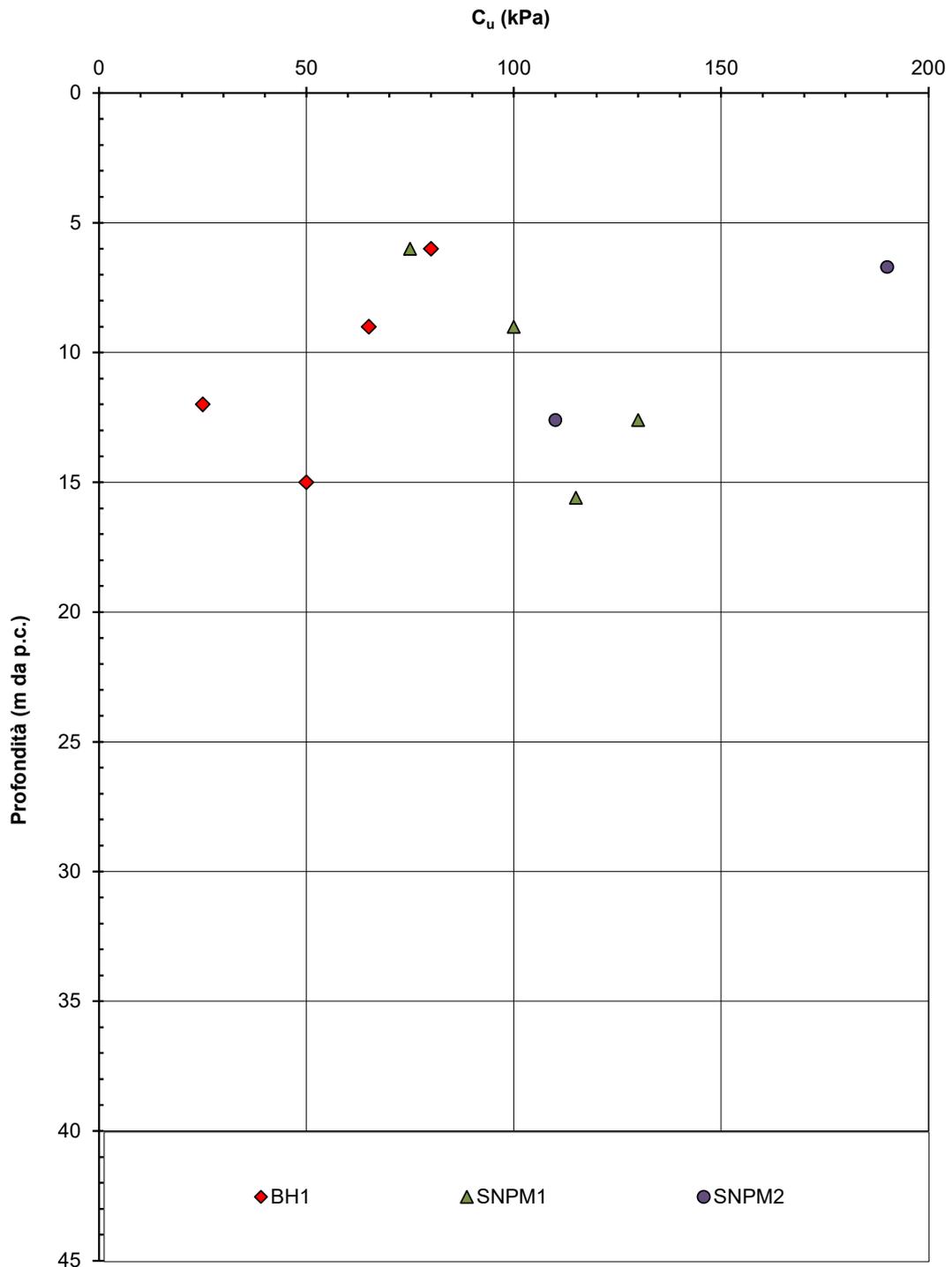


Figura 8-21 - Unità 2 - Stima coesione non drenata  $c_u$  da prove SPT

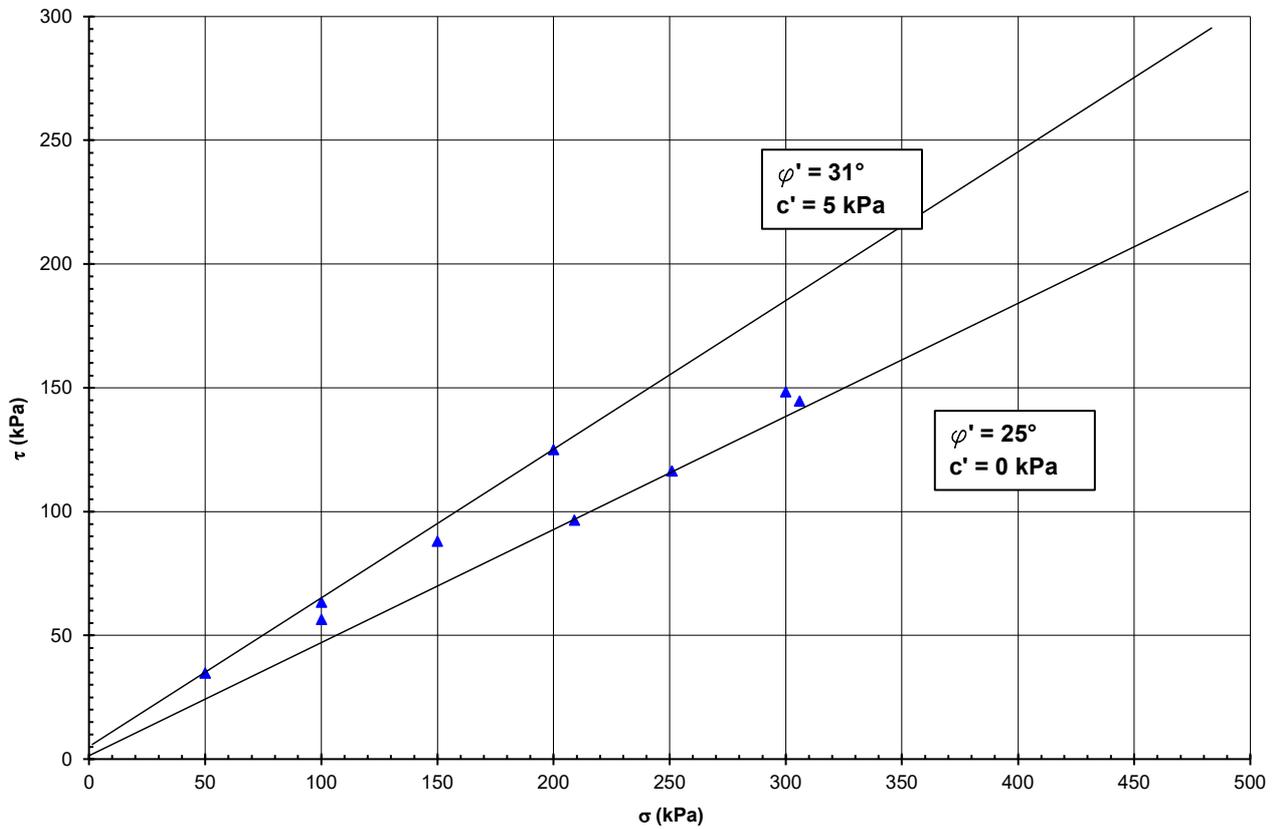


Figura 8-22 - Unità 2 - Stima coesione efficace e angolo di attrito da prove di laboratorio

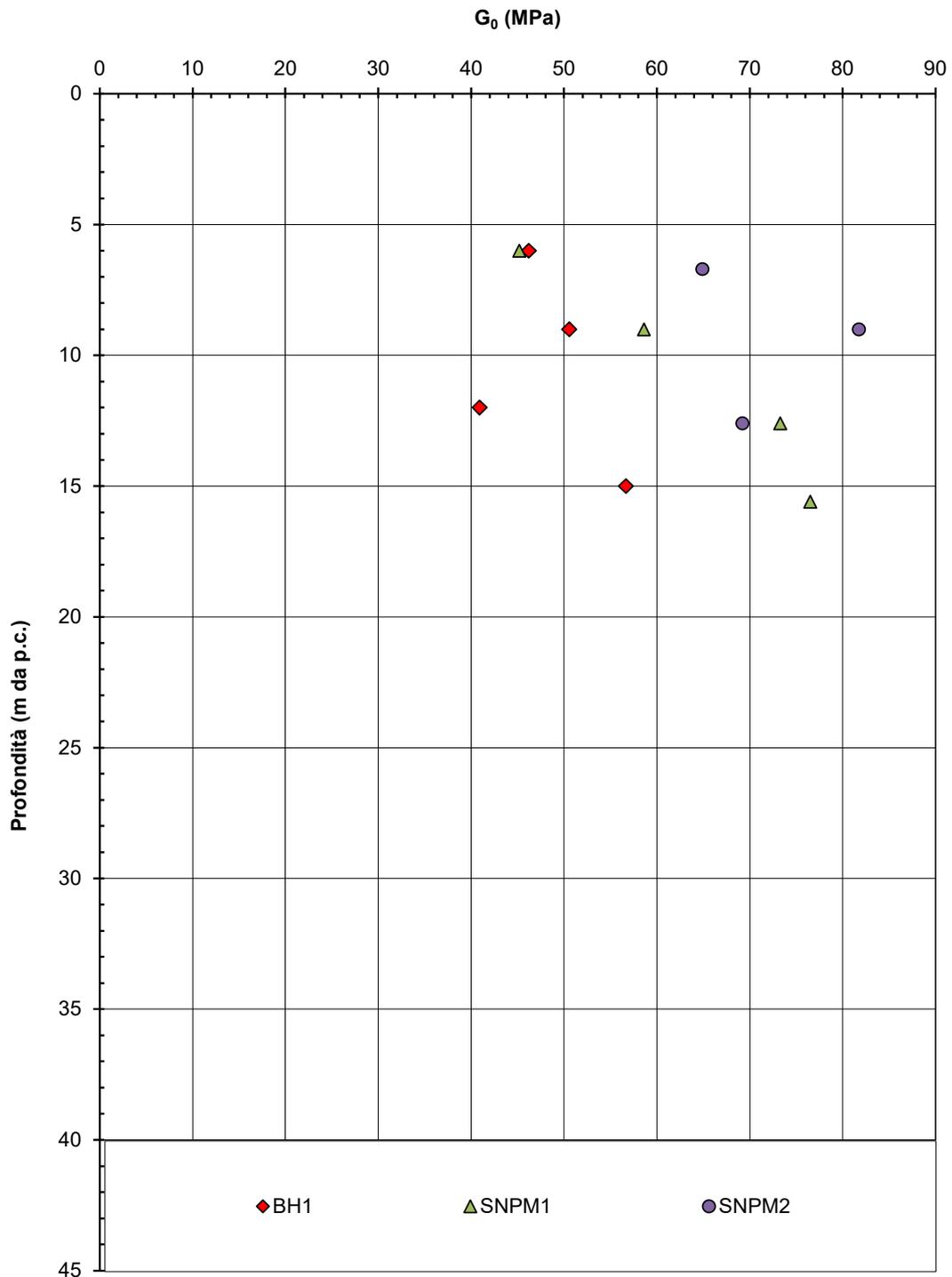
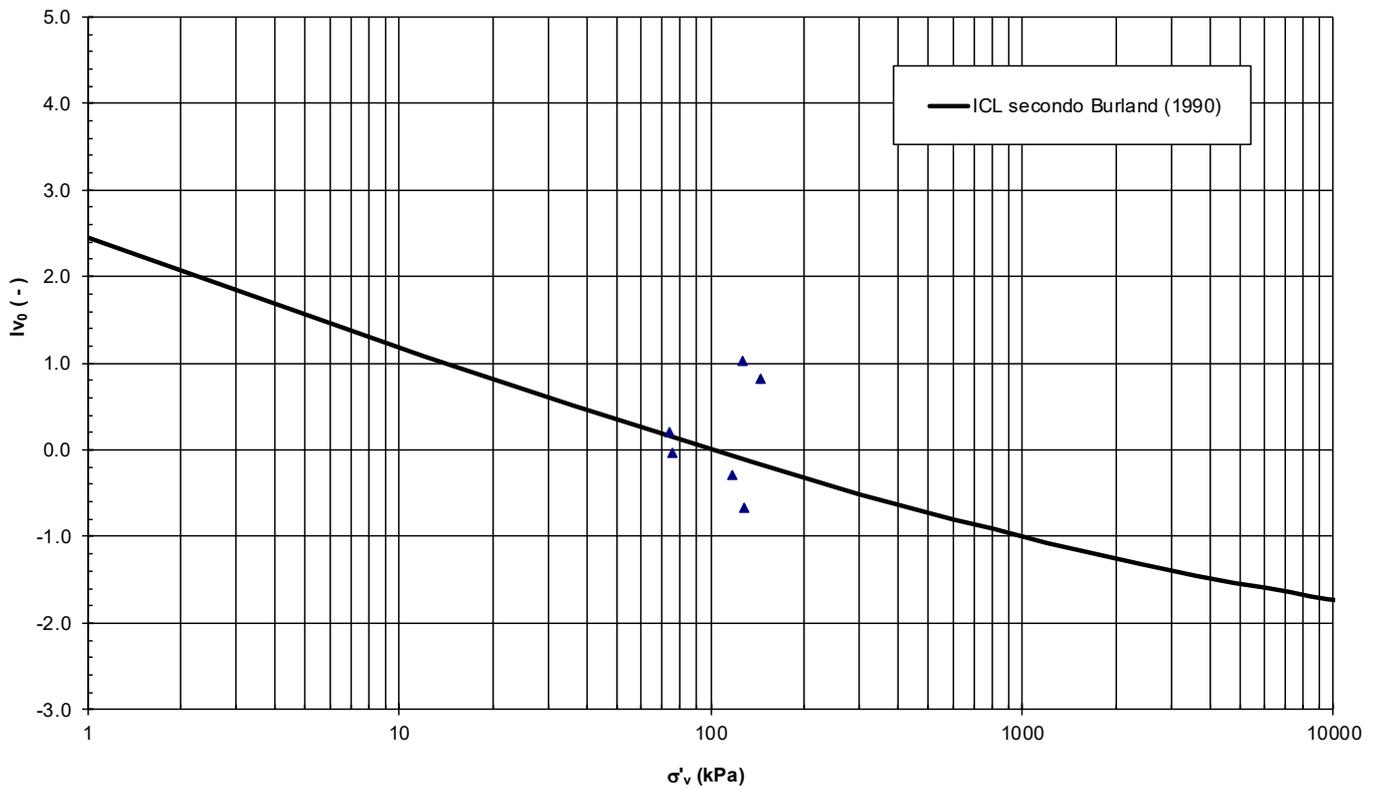


Figura 8-23 - Unità 2 - Stima modulo di taglio a piccole deformazioni da prove SPT



**Figura 8-24 – Unità 2 - Stato del materiale sul piano di Burland (1990)**

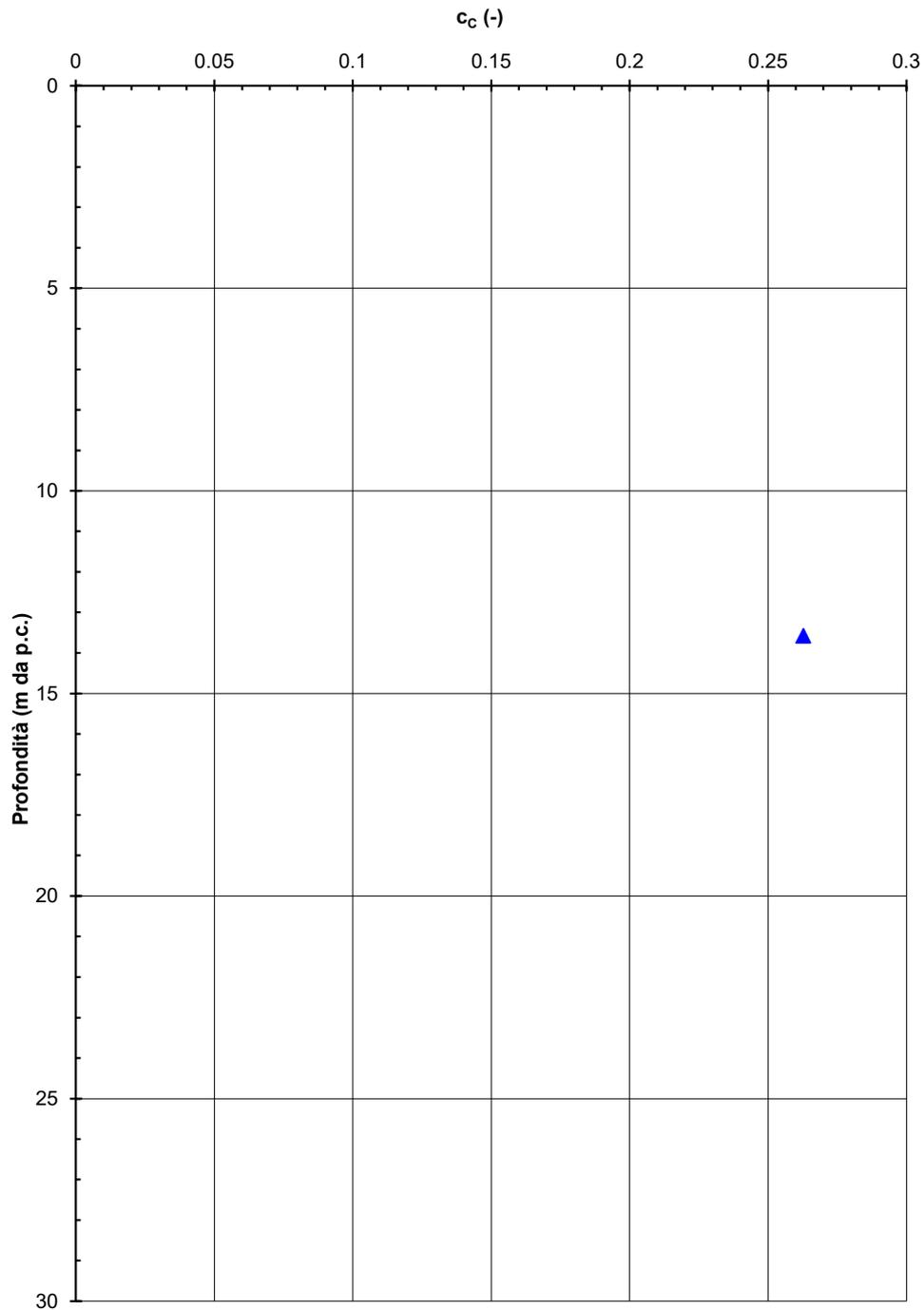


Figura 8-25 – Unità 2 - Coefficiente di compressione vergine da prove edometriche

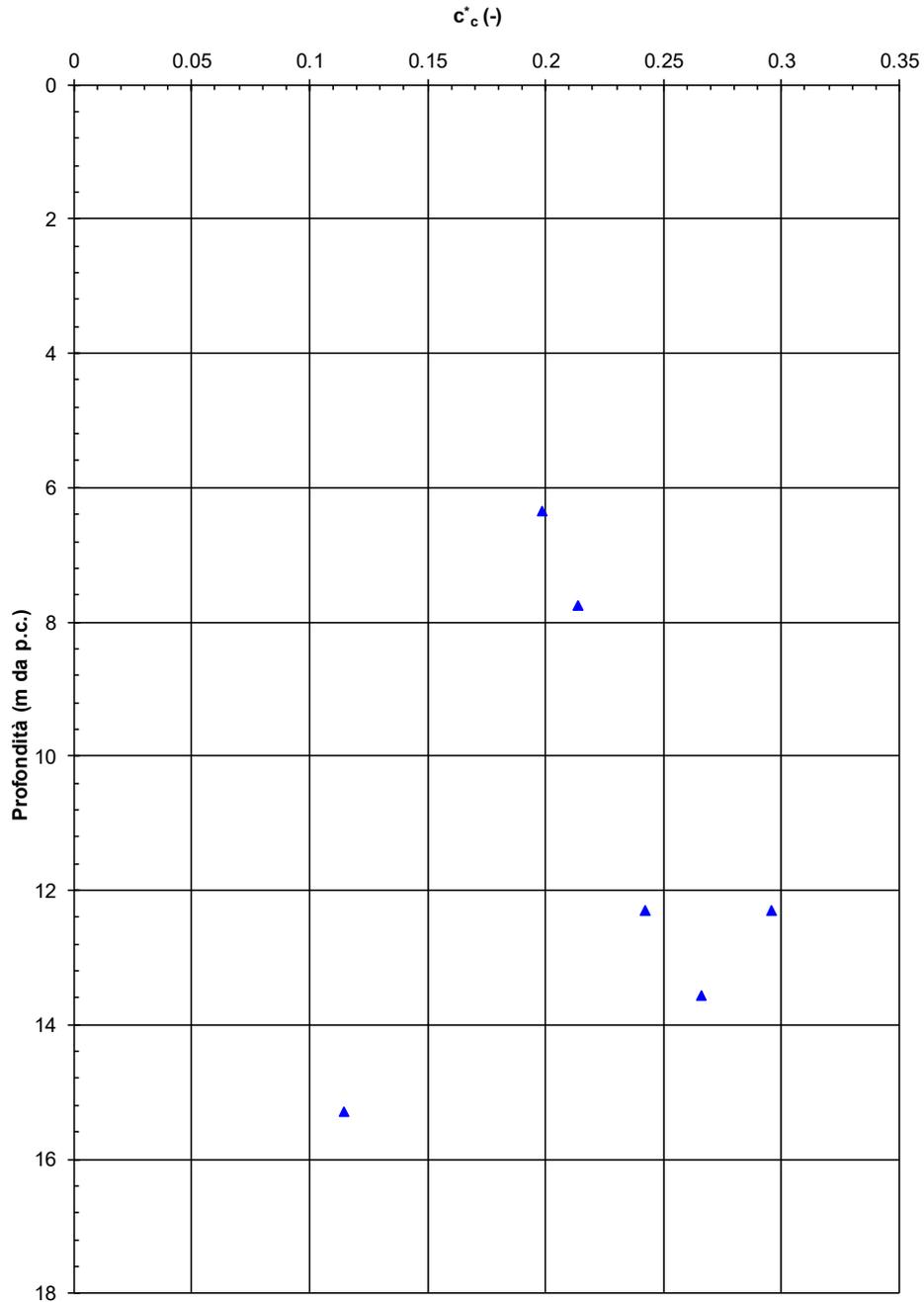
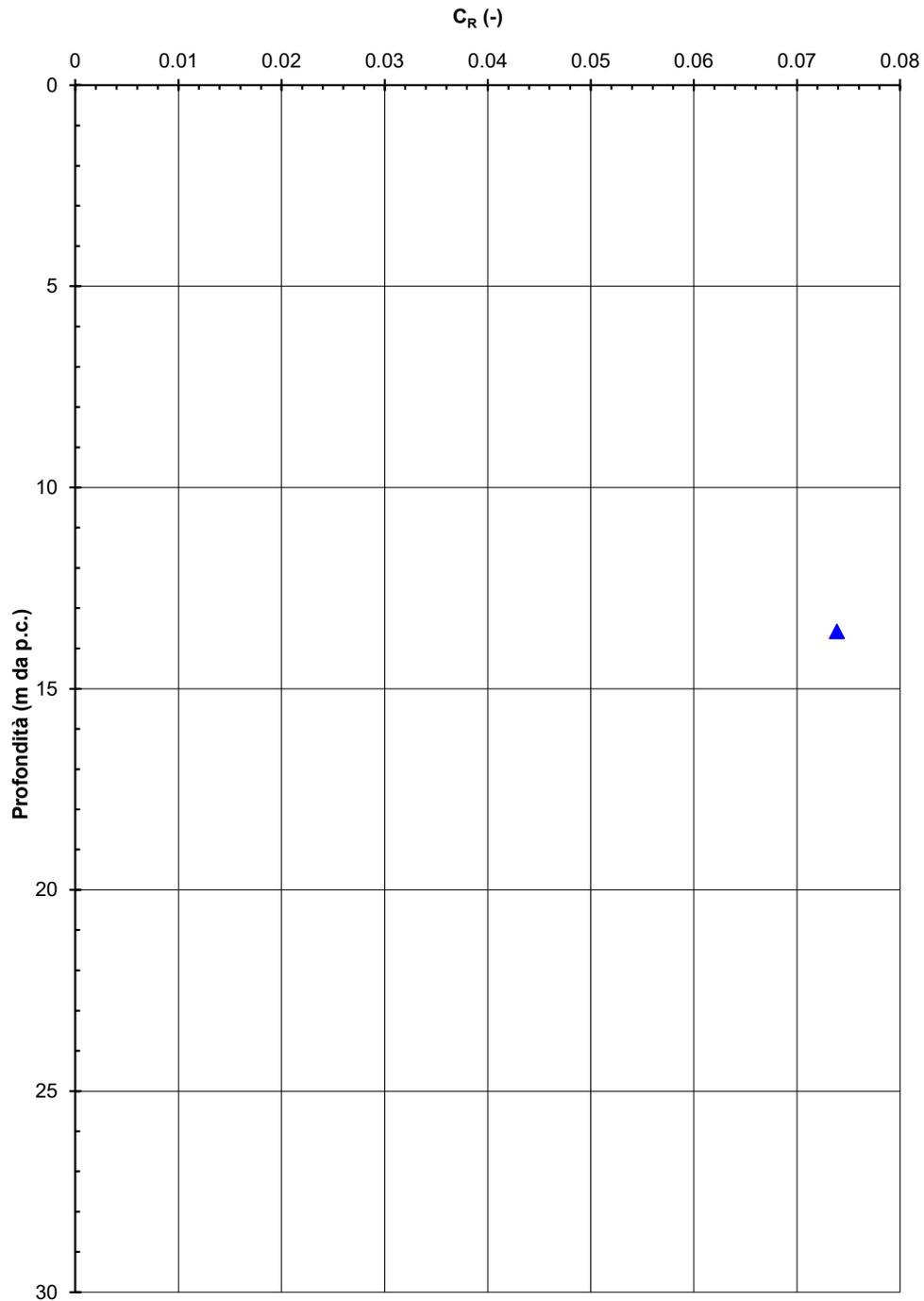


Figura 8-26 – Unità 2 - Coefficiente di compressione vergine ( $Cc^*$ ) sul piano di Burland (1990)



**Figura 8-27 – Unità 2 - Coefficiente di ricompressione da prove edometriche**

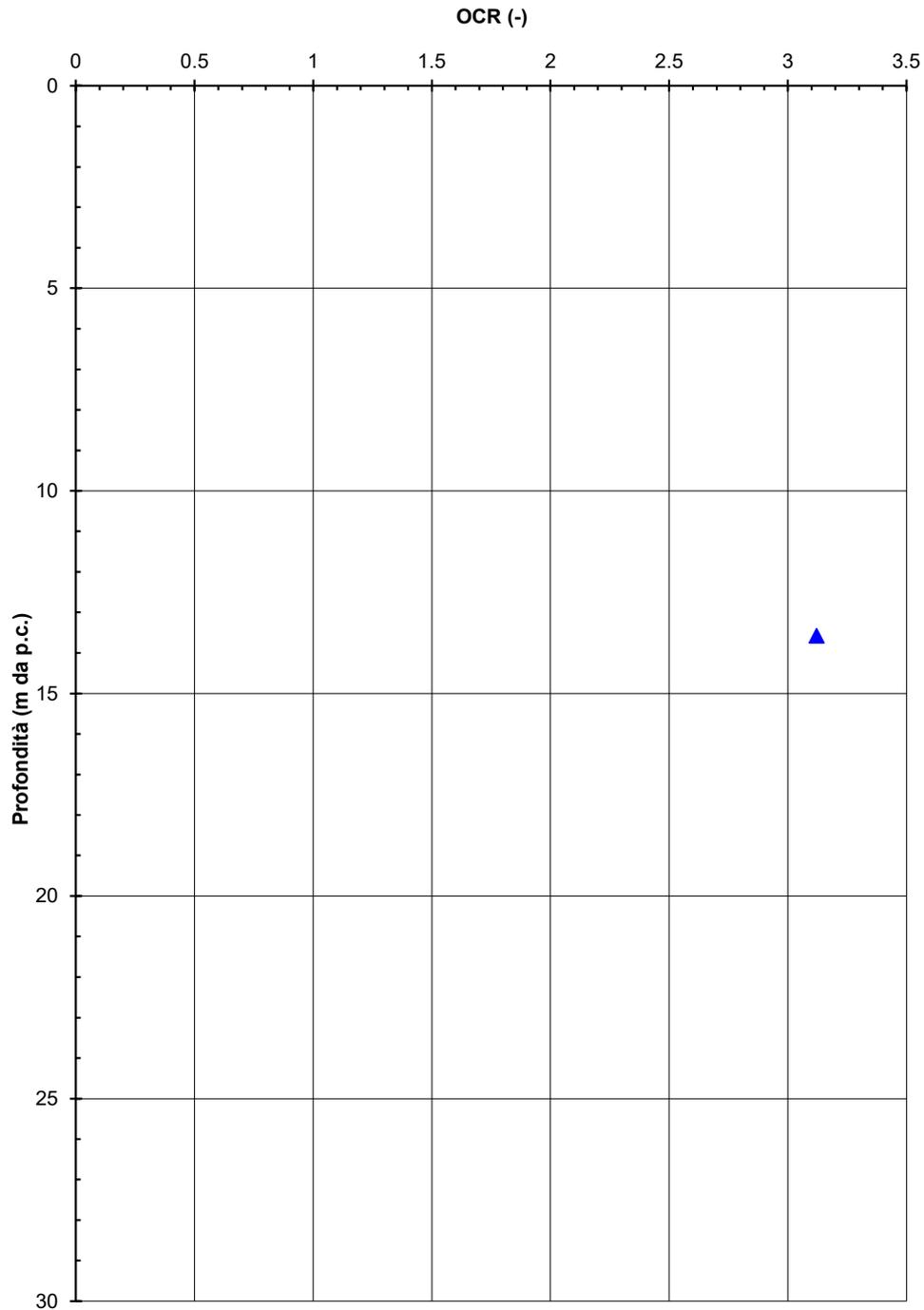


Figura 8-28 – Unità 2 - Grado di sovraconsolidazione da prove edometriche

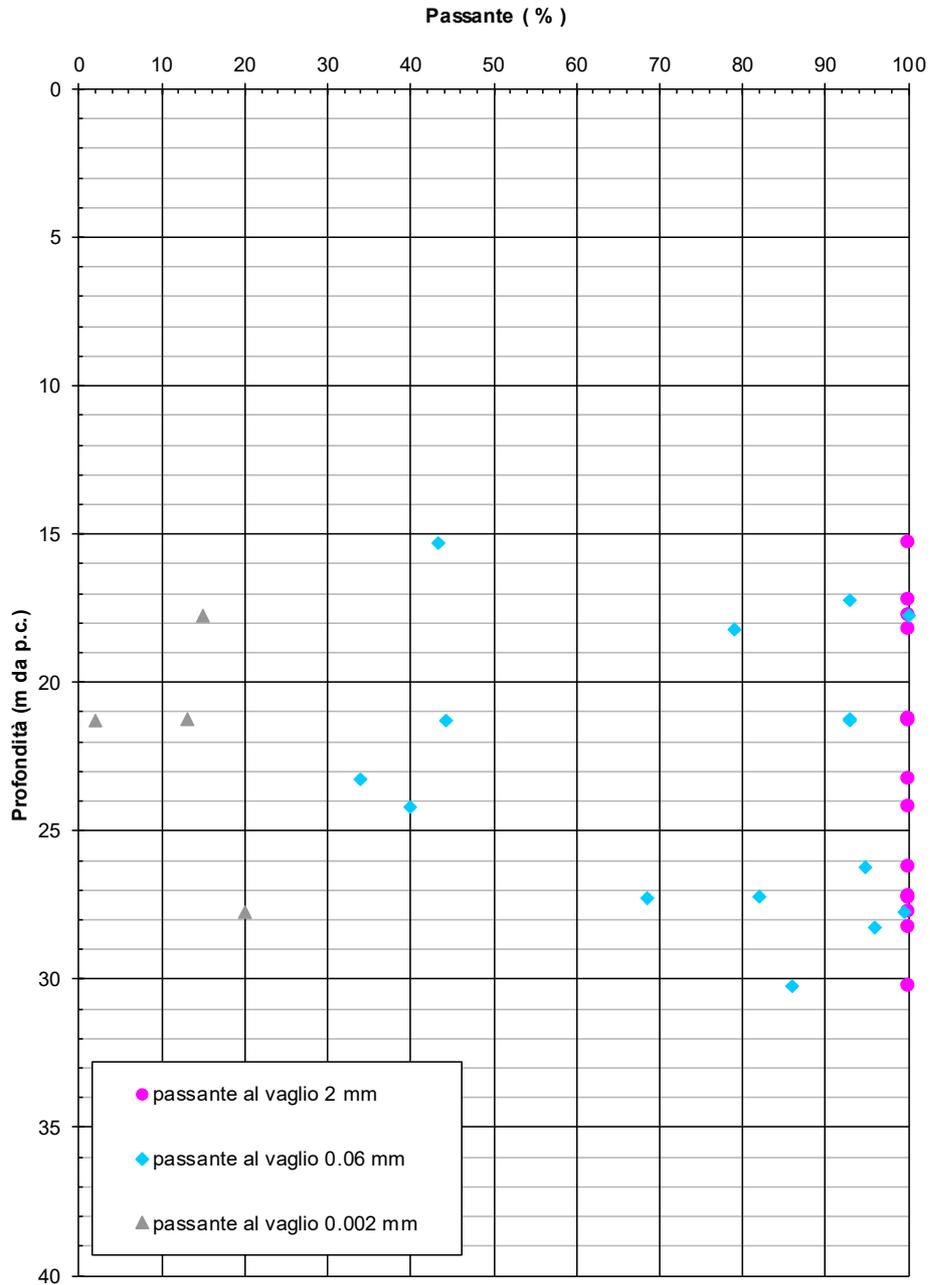
### 8.3 UNITÀ GEOTECNICA 3

Nelle figure seguenti sono presentate le sintesi dei dati di laboratorio e dell'interpretazione delle prove in sito. La caratterizzazione viene effettuata per la parte a grana fine (prevalente), mentre la porzione a grana grossolana (3s) non viene caratterizzata in assenza di dati. Per i calcoli si farà comunque riferimento per cautela alla sola unità 3 a grana fine.

In particolare sono presentate:

- Caratteristiche fisiche dei materiali:
  - Figura 8-29: 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 35%), eccetto localmente negli strati 3s.
  - Figura 8-30: peso dell'unità di volume da prove di laboratorio. I valori sono tipicamente compresi tra 18 kN/m<sup>3</sup> e 20 kN/m<sup>3</sup>.
  - Figura 8-31: contenuto in acqua da prove di laboratorio. I valori sono tipicamente compresi tra 20% e 40%.
  - Figura 8-32: indice dei vuoti ricavato dalle prove di laboratorio. I valori sono tipicamente compresi tra 0.6 e 0.8.
  - Figura 8-33: limite liquido da prove di laboratorio. I valori sono tipicamente compresi tra 20% e 40%.
  - Figura 8-34: indice di plasticità da prove di laboratorio. I valori sono piuttosto dispersi e variano da 2% al 20% circa.
  - Figura 8-35: carta di Casagrande, da cui si deduce che i materiali sono tipicamente argille inorganiche di bassa e media plasticità.
- Parametri di resistenza al taglio:
  - Figura 8-36: prove SPT. I valori sono piuttosto dispersi e tipicamente compresi tra 20 e 60 colpi/30 cm.
  - Figura 8-37: coesione non drenata stimata sulla base dei valori di N<sub>spt</sub>. I valori sono tipicamente compresi tra 50 e 150 kPa.
  - Figura 8-38: stima della coesione efficace e dell'angolo di attrito da prove di taglio diretto. I valori sono compresi tipicamente negli intervalli  $c' = 5-10$  kPa e  $\varphi' = 21-31^\circ$ .
- Parametri di deformabilità:

- Figura 8-39: modulo di taglio a piccole deformazioni  $G_0$  da interpretazione di prove SPT. I valori sono tipicamente compresi tra 80 MPa e 140 Mpa.
- Figura 8-40: stato del materiale in sito sul piano di Burland. Si può notare la presenza dei pochi punti disponibili in corrispondenza o al di sopra della linea di compressibilità intrinseca, indice di materiale normalconsolidato o strutturato. Esiste comunque il sospetto che tali punti siano rappresentativi dei livelli torbosi e non delle caratteristiche dello strato nel suo complesso.
- Figura 8-41: coefficiente di compressione vergine ( $C_c$ ) da prove edometriche. L'unico valore determinato è dell'ordine di 0.25 a circa 18 m di profondità.
- Figura 8-42: coefficiente di compressione vergine ( $C_c^*$ ) sul piano di Burland (1990), rappresentativi della pendenza della linea di compressibilità intrinseca. L'unico valore disponibile è pari a 0.25 circa ovvero, dello stesso ordine di grandezza dei coefficienti di compressione vergine stimati da prova edometrica; tale osservazione non è compatibile con la presenza di materiali strutturati.
- Figura 8-43: coefficiente di ricomprensione ( $C_r$ ) da prove edometriche. L'unico valore determinato è dell'ordine di 0.07 a circa 18 m di profondità.
- Figura 8-44: grado di sovraconsolidazione (OCR) da prove edometriche. L'unico valore calcolato è pari a 1.8 a circa 18 m di profondità.



**Figura 8-29 - Unità 3 - Granulometria sintetica da prove di laboratorio.**

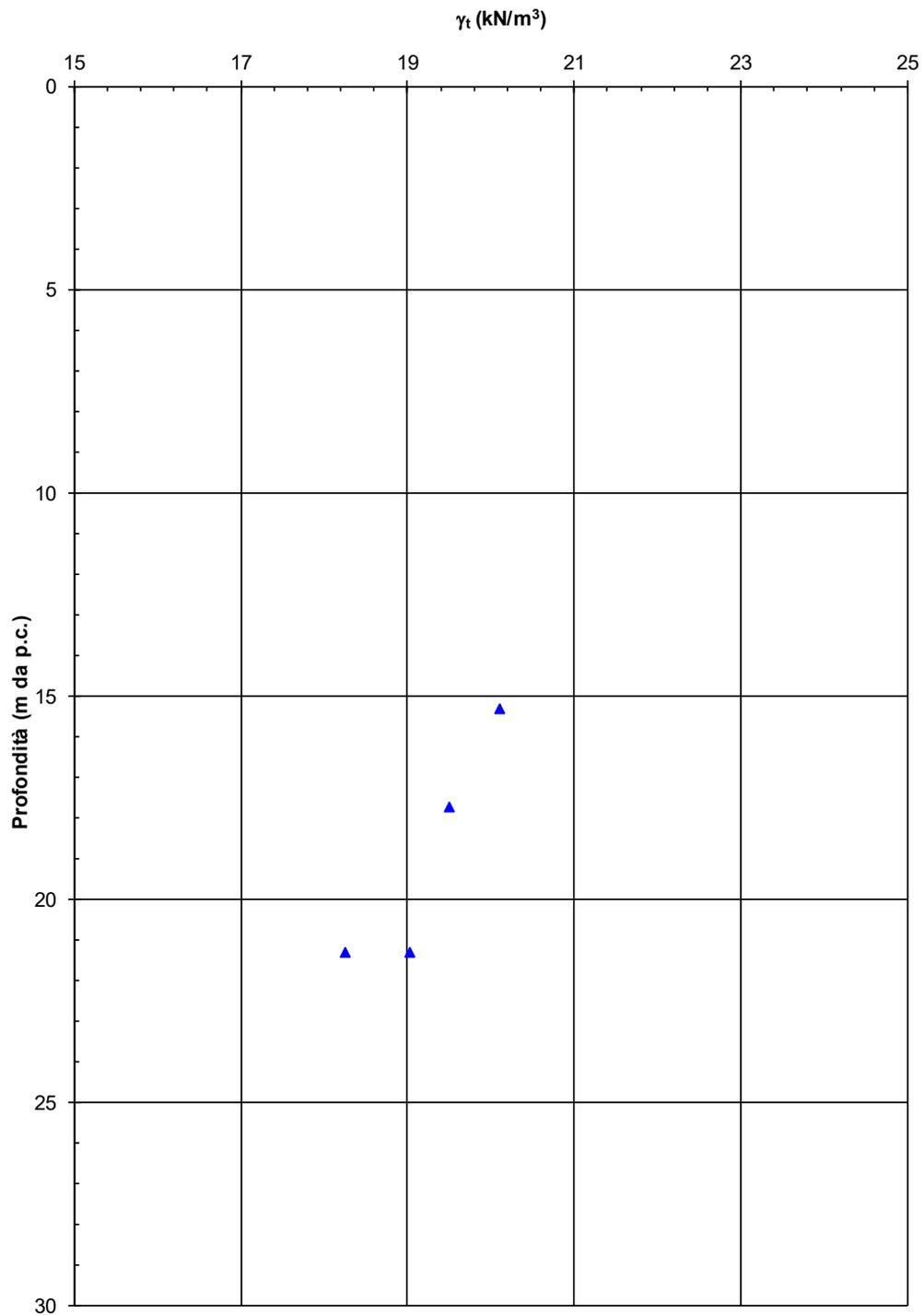


Figura 8-30 - Unità 3 - Peso dell'unità di volume da prove di laboratorio.

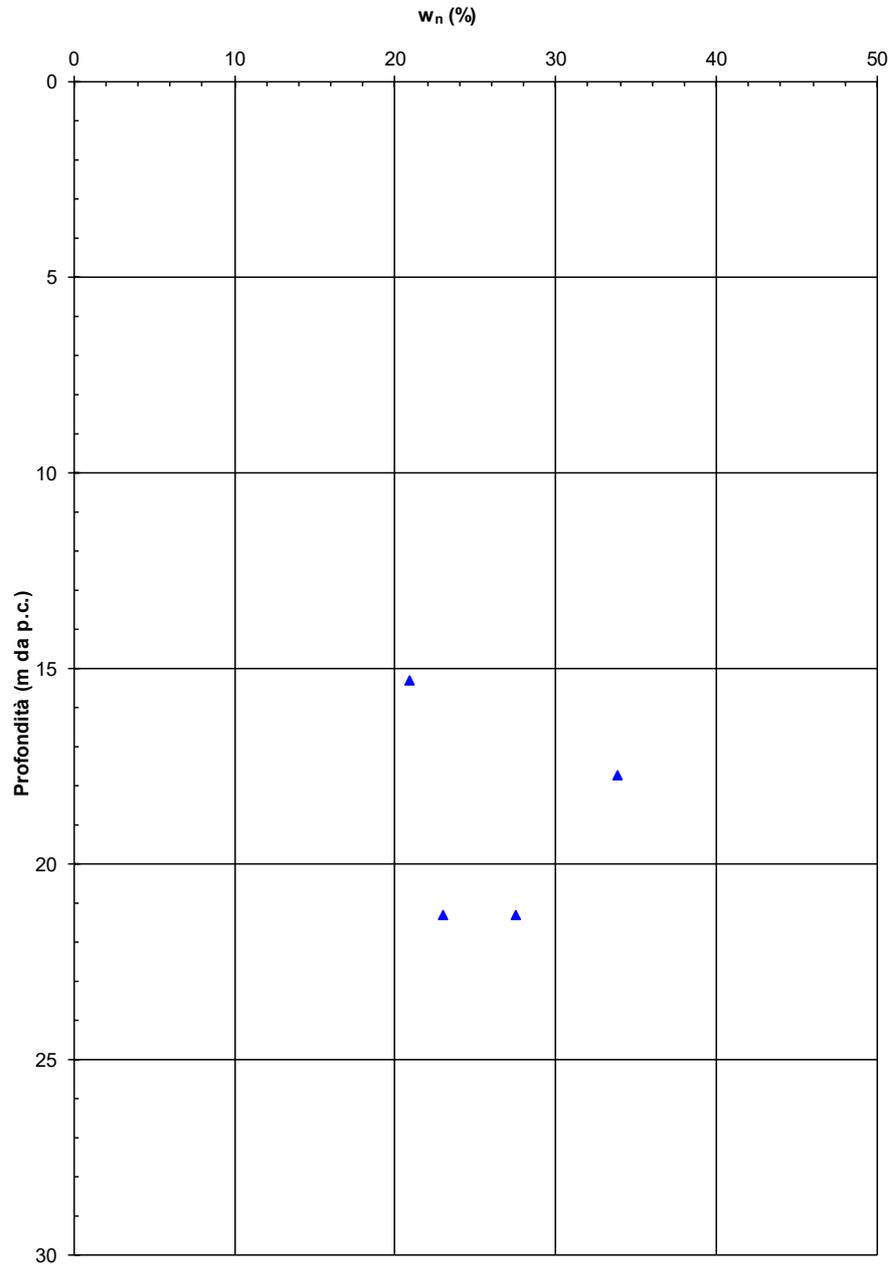
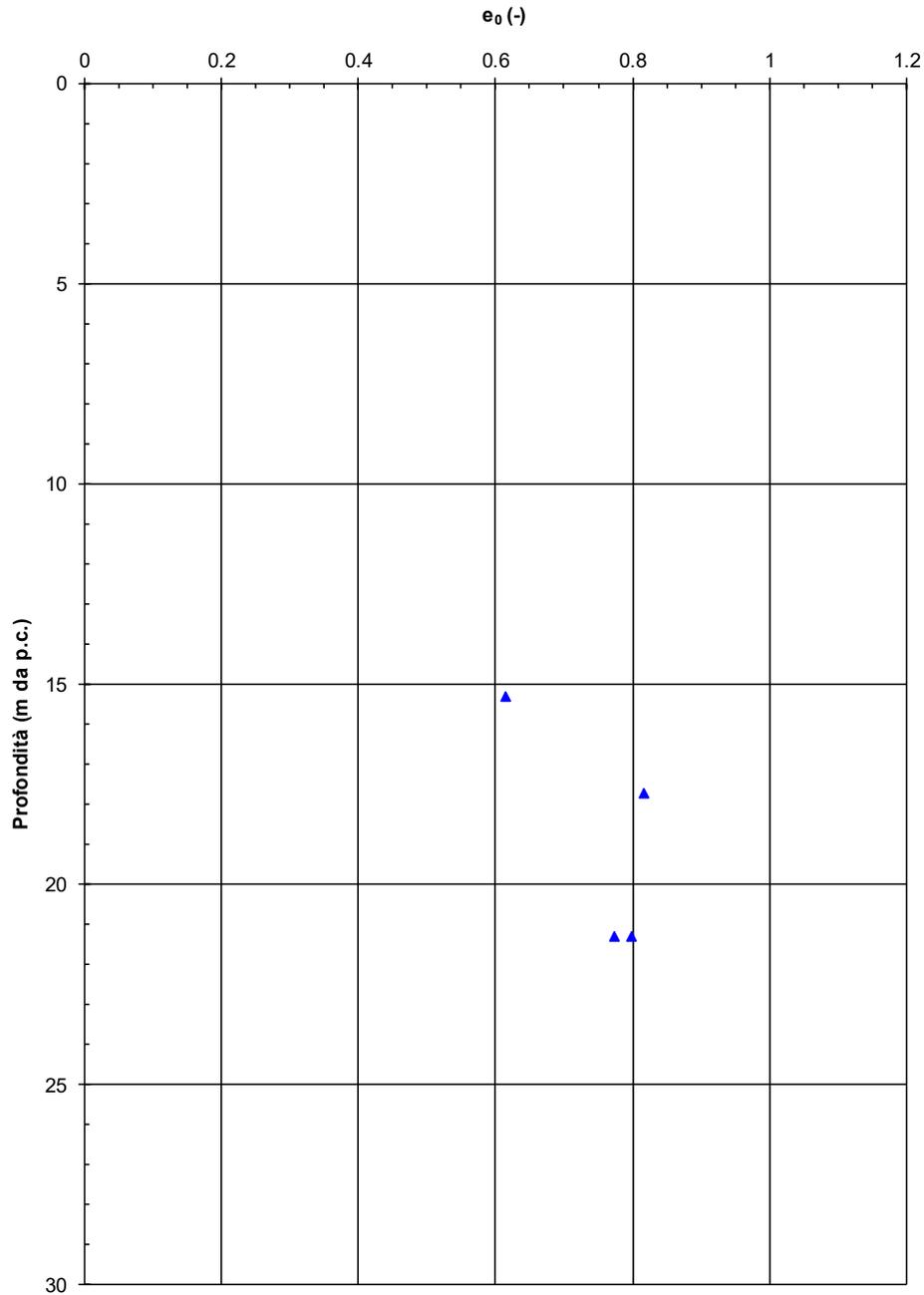
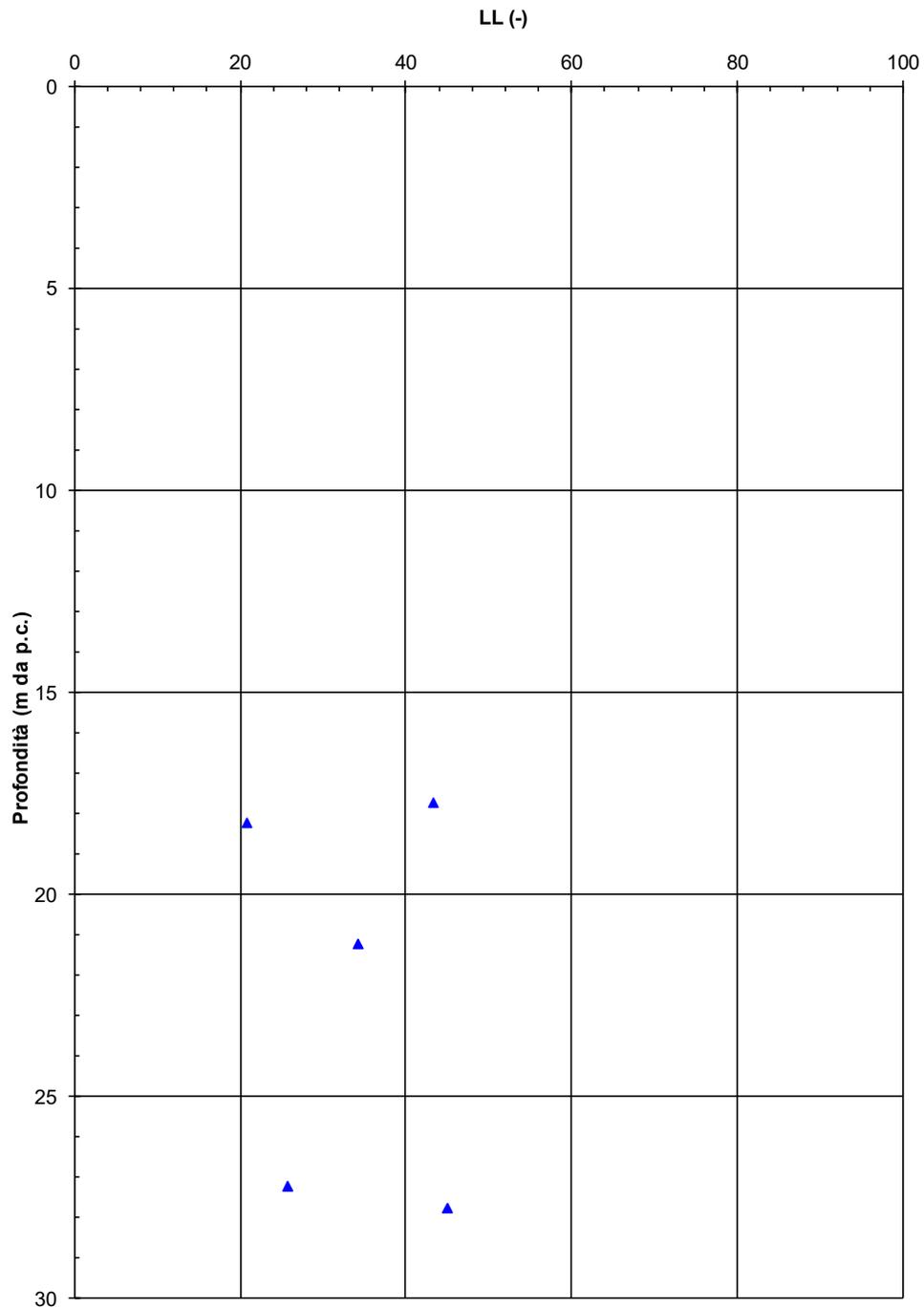


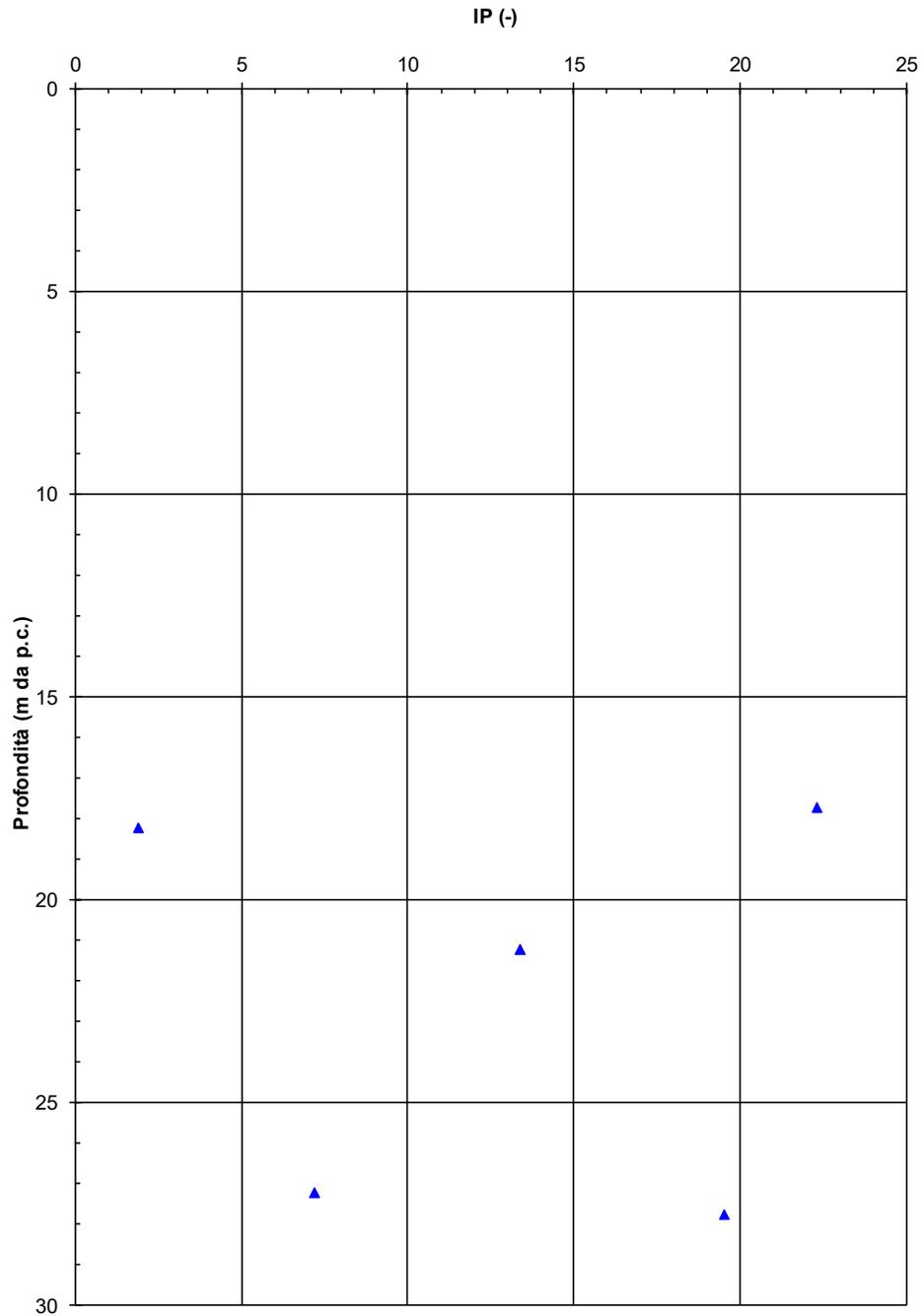
Figura 8-31 - Unità 3 - Contenuto in acqua da prove di laboratorio.



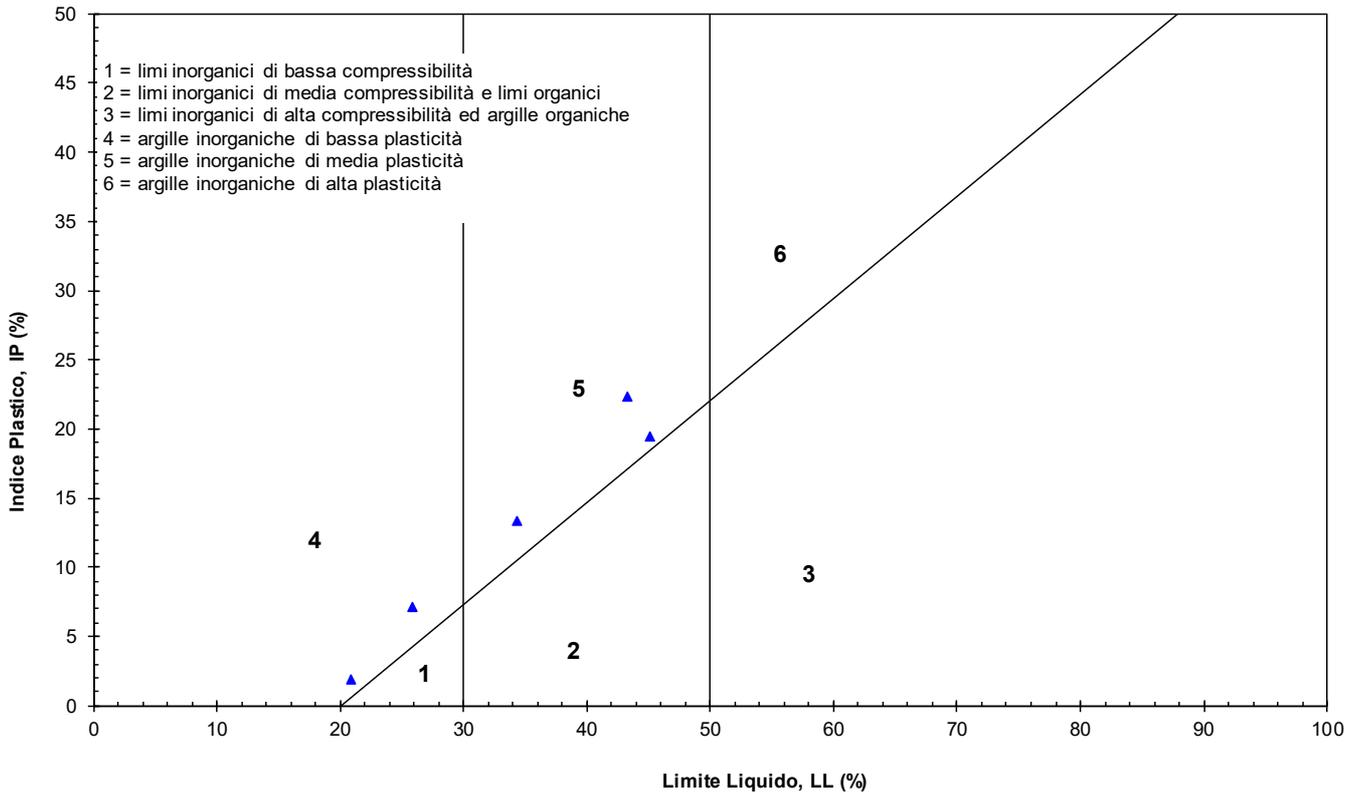
**Figura 8-32 - Unità 3 - Indice dei vuoti da prove di laboratorio.**



**Figura 8-33 - Unità 3 - Limite liquido da prove di laboratorio.**



**Figura 8-34 - Unità 3 - Indice di plasticità da prove di laboratorio.**



**Figura 8-35 - Unità 3 - Carta di Casagrande.**

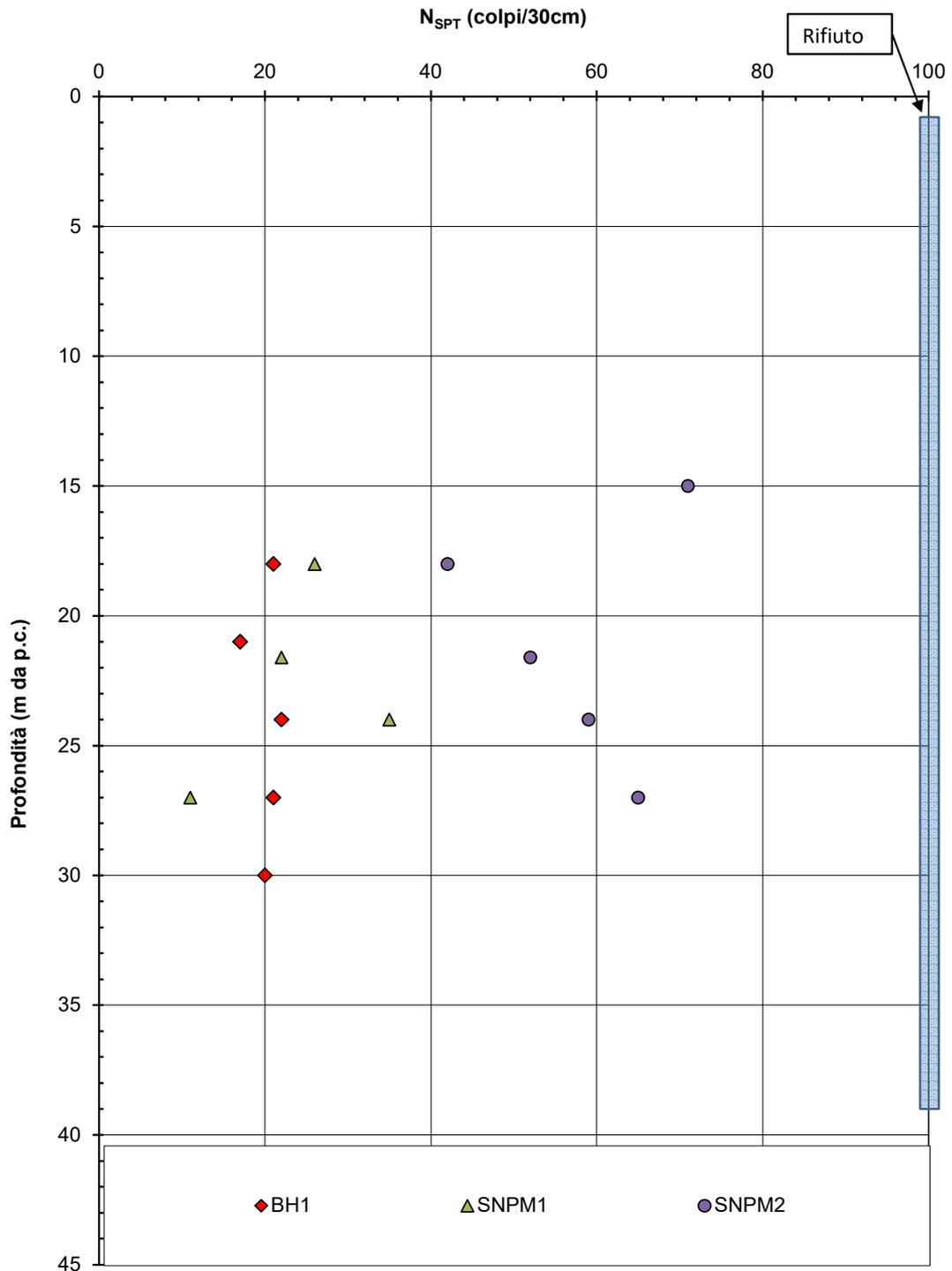


Figura 8-36 - Unità 3 - Prove SPT

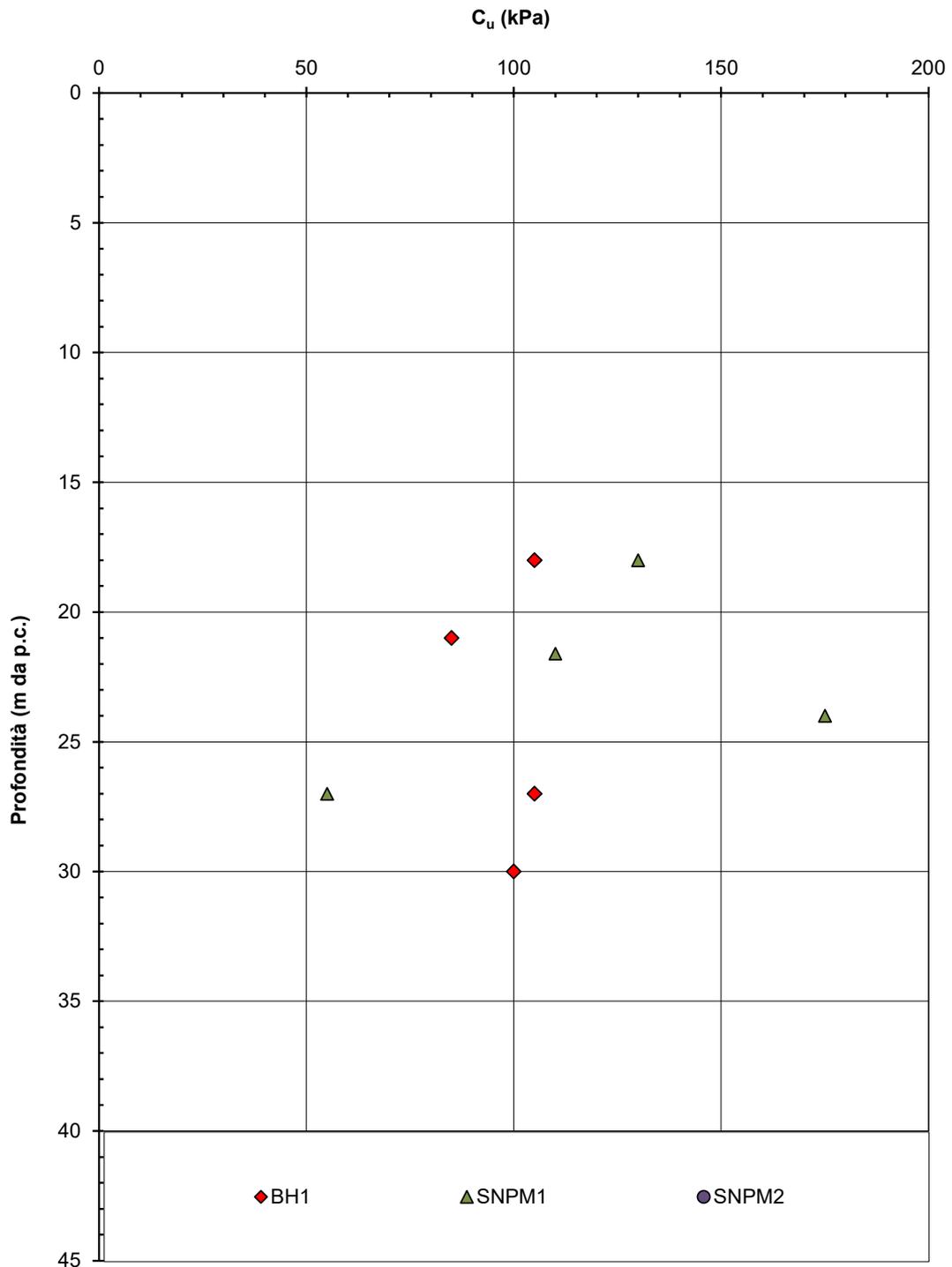


Figura 8-37 - Unità 3 - Stima coesione non drenata  $c_u$  da prove SPT

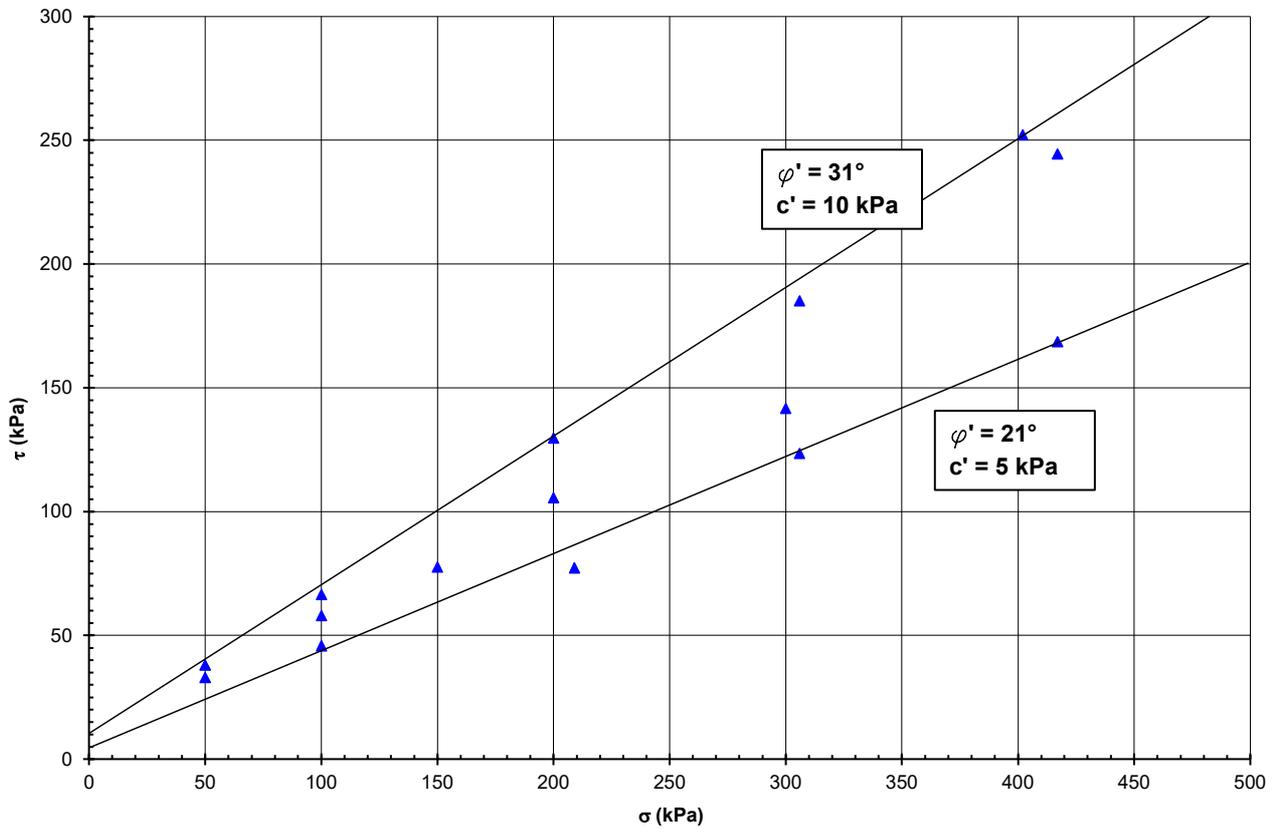


Figura 8-38 - Unità 3 - Stima coesione efficace e angolo di attrito da prove di laboratorio

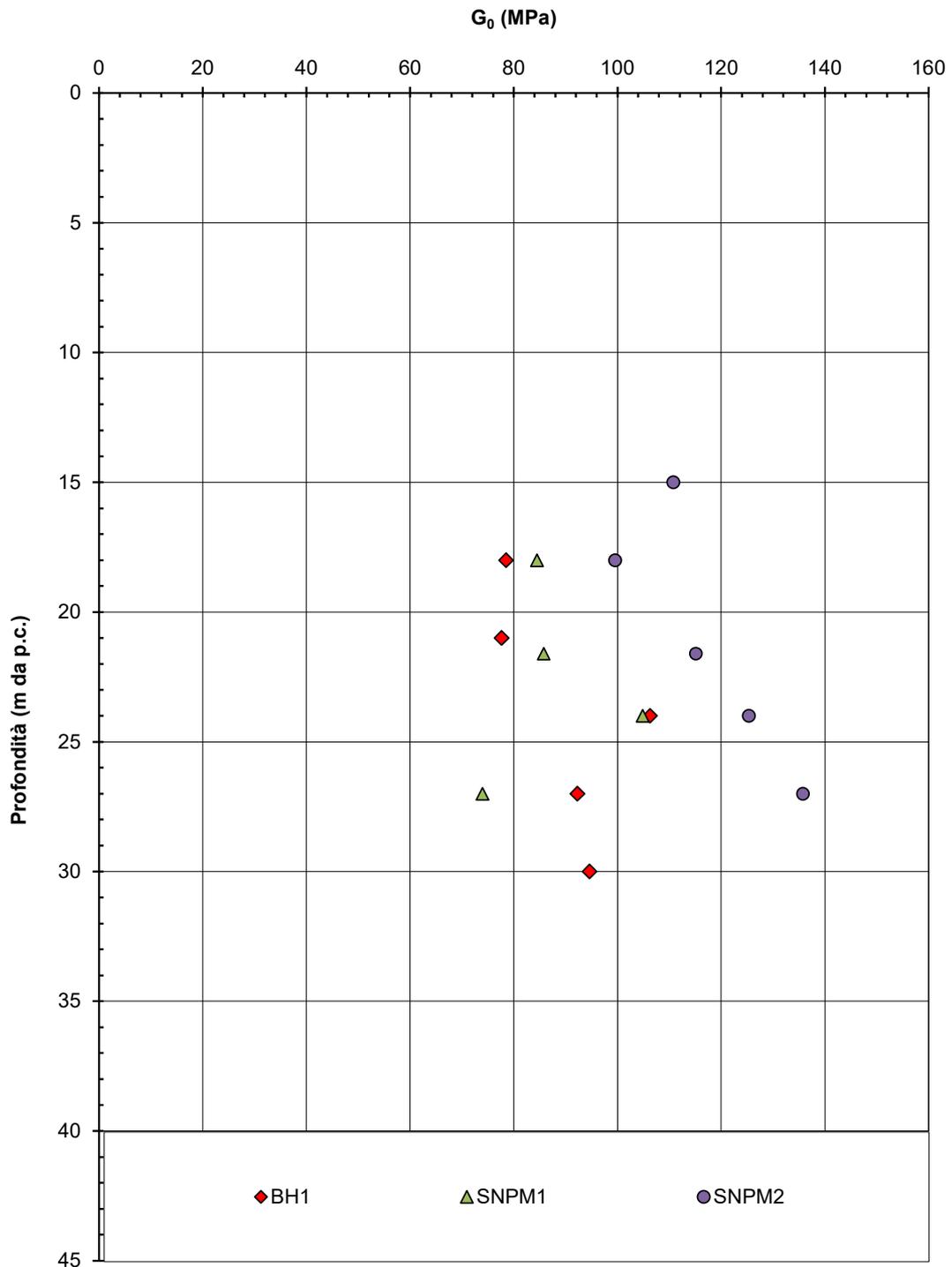
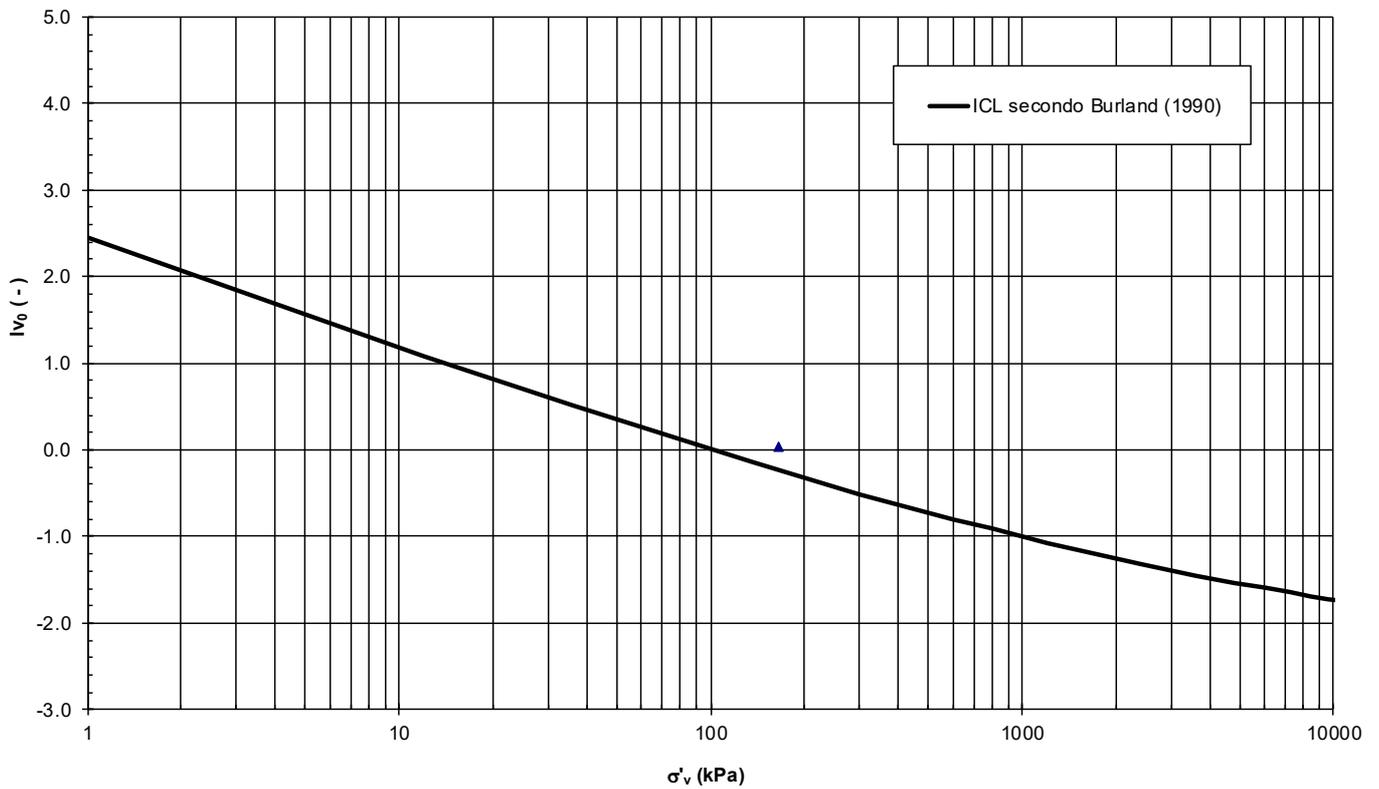


Figura 8-39 - Unità 3 - Stima modulo di taglio a piccole deformazioni da prove SPT



**Figura 8-40 – Unità 3 - Stato del materiale sul piano di Burland (1990)**

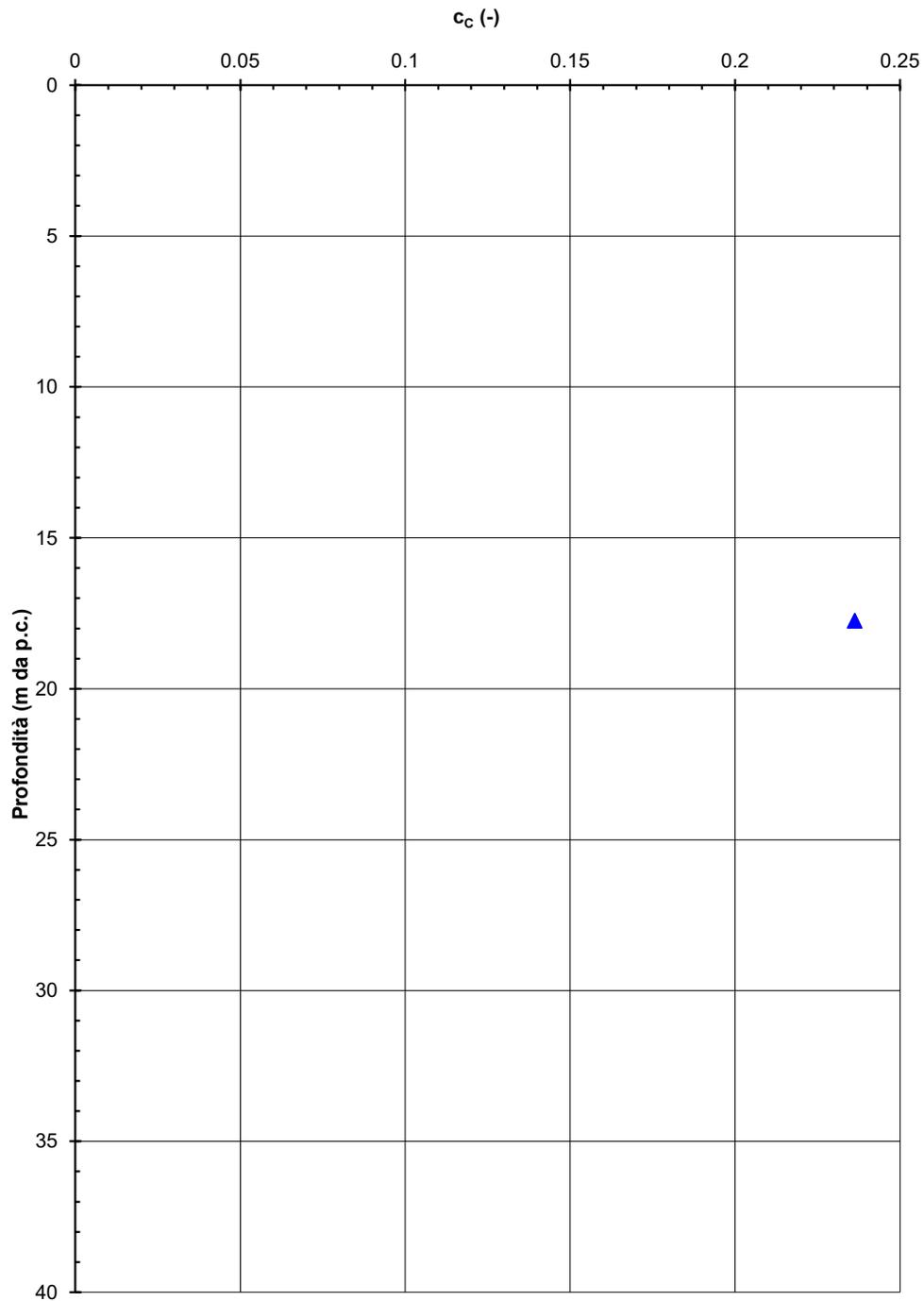


Figura 8-41 – Unità 3 - Coefficiente di compressione vergine da prove edometriche

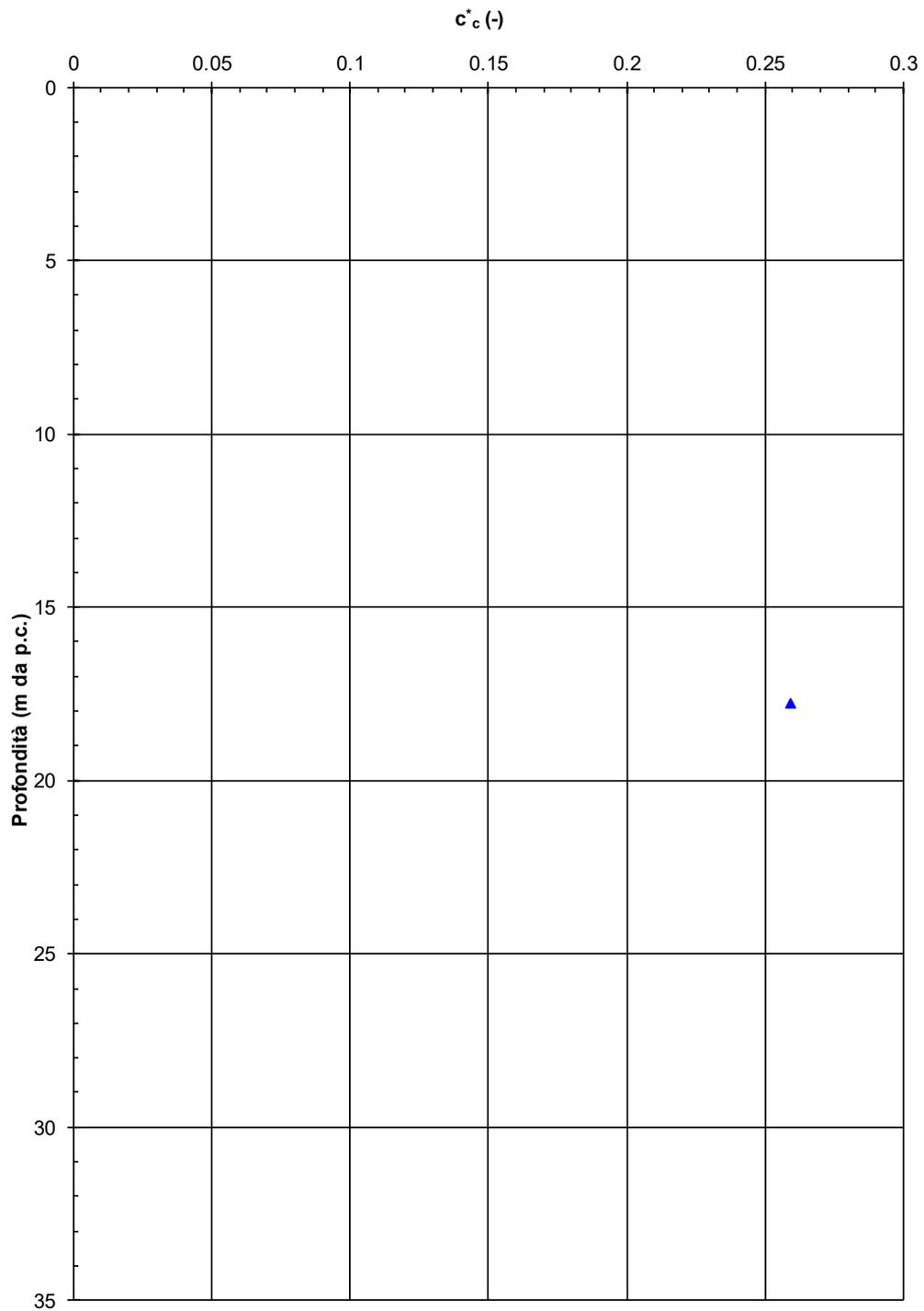
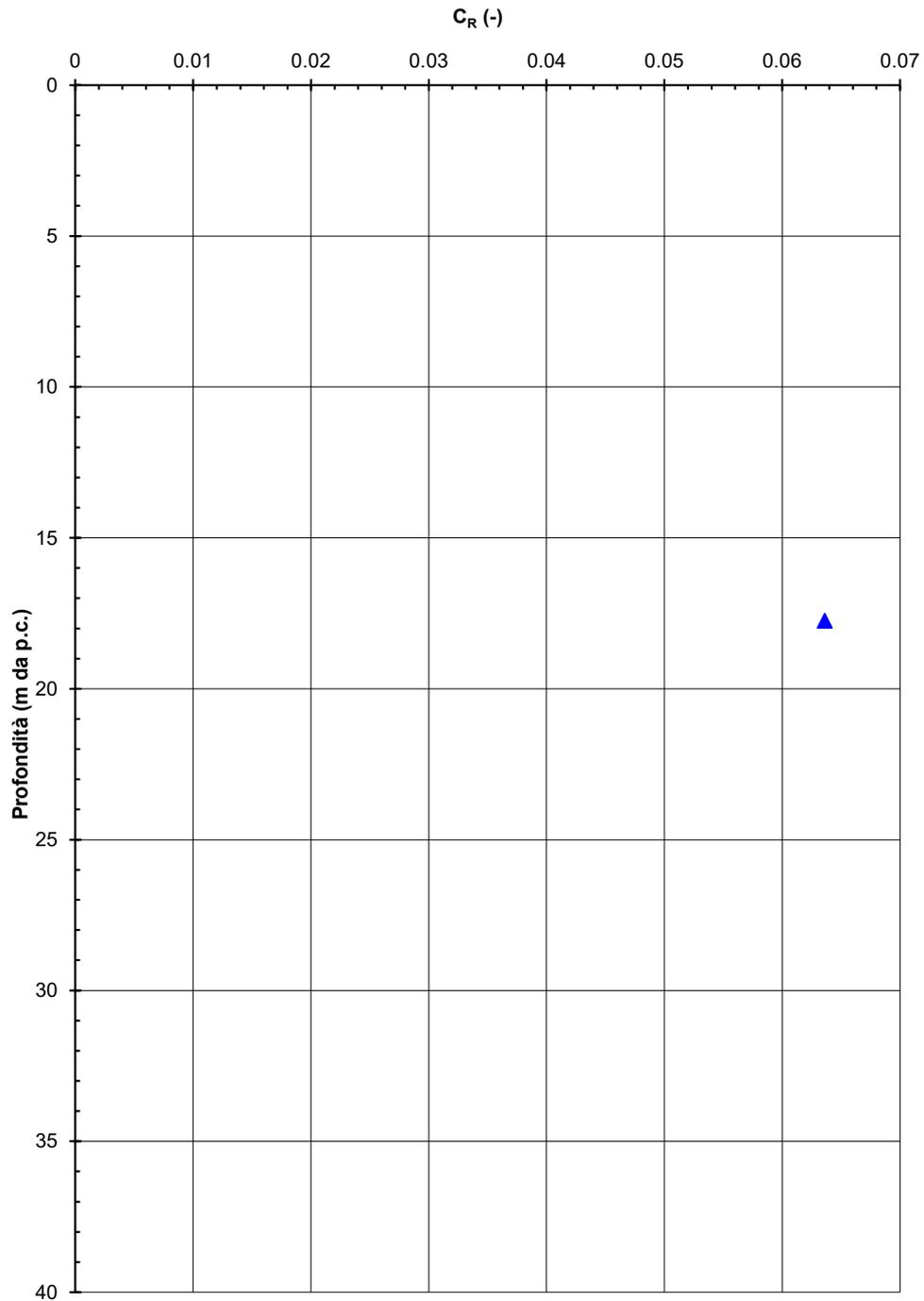
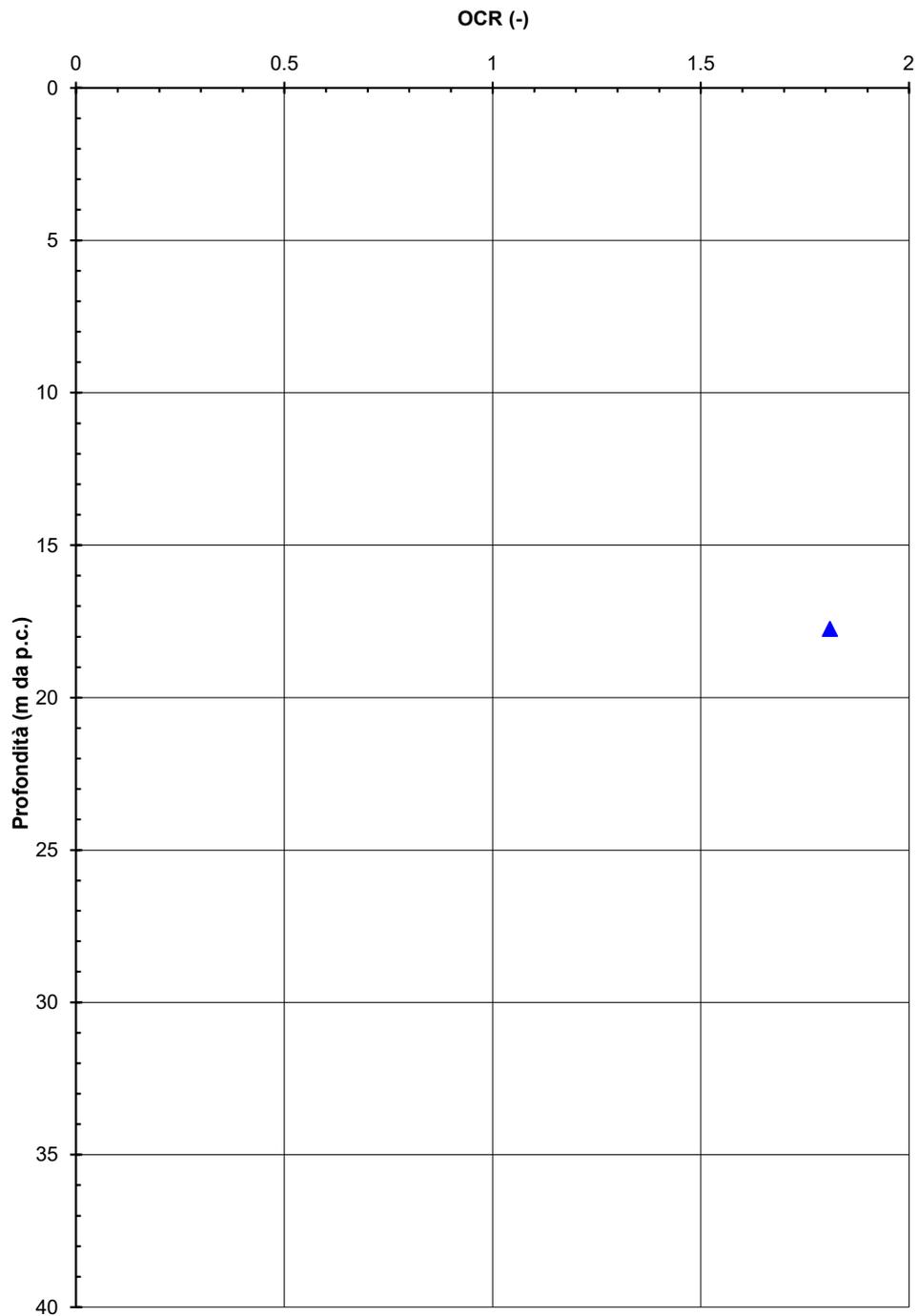


Figura 8-42 – Unità 3 - Coefficiente di compressione vergine ( $Cc^*$ ) sul piano di Burland (1990)



**Figura 8-43 – Unità 3 - Coefficiente di ricompressione da prove edometriche**



**Figura 8-44 – Unità 3 - Grado di sovraconsolidazione da prove edometriche**



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE

**Posti di Movimento e Varianti di Tracciato**

**LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	94 di 112

#### 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 8.45.

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 6.7).

In particolare, per tutte e tre unità, ai fini delle analisi dei cedimenti si farà cautelativamente riferimento a un valore di permeabilità di progetto  $k = 1 \cdot 10^{-8}$  m/s.

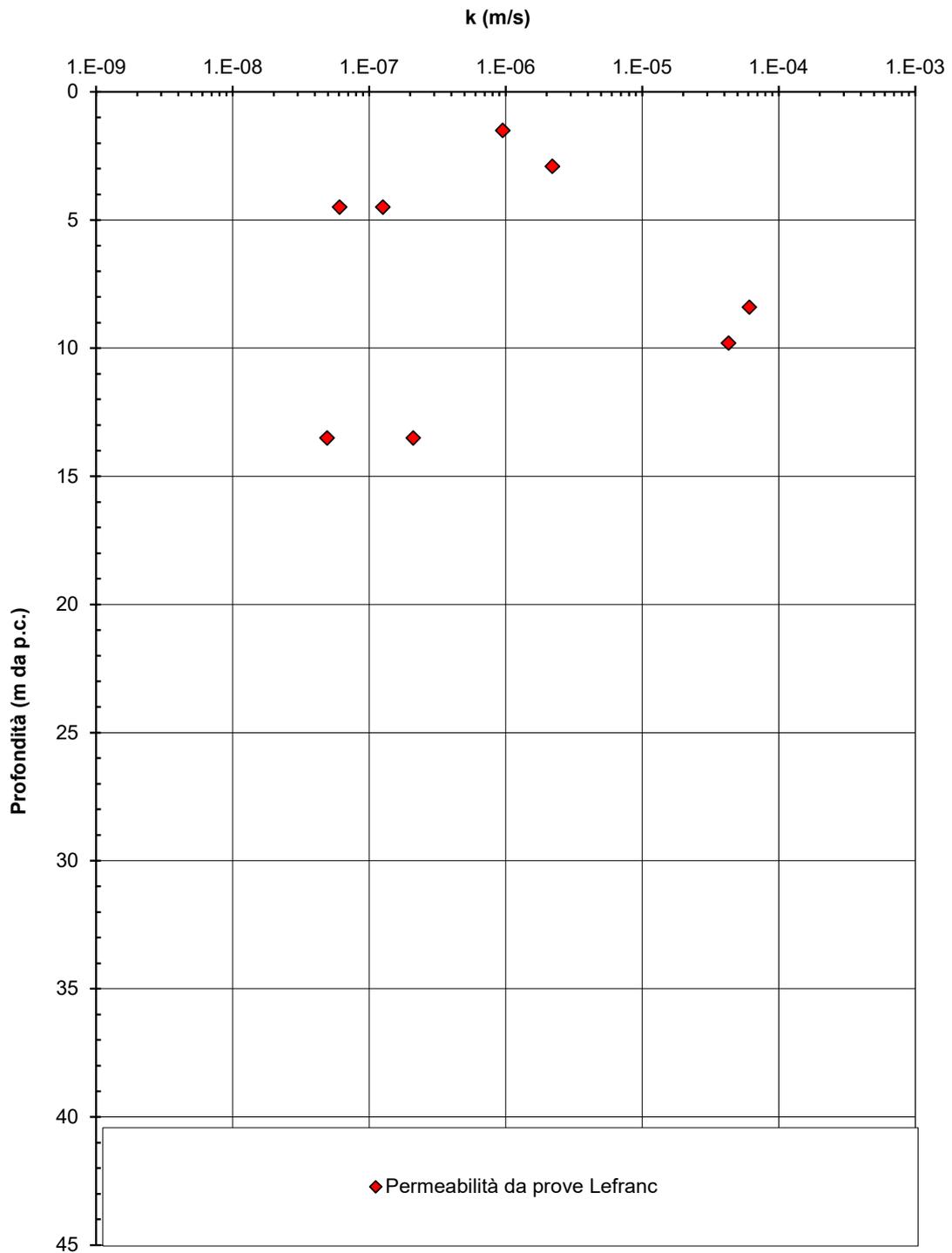


Figura 8.45 – Permeabilità  $k_h$  da prove Lefranc



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE

**Posti di Movimento e Varianti di Tracciato**

**LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	96 di 112

### 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 presenza di campioni indisturbati in cui lo stato in sito farebbe presupporre la presenza di materiali leggermente strutturati o comunque normalconsolidati. 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. Una possibile spiegazione potrebbe essere che la maggior parte dei campioni indisturbati sono stati prelevati in corrispondenza di livelli torbosi.

Stratigrafia, falda di progetto e parametri caratteristici dei vari strati sono sintetizzati in Tabella 8-1, tenendo anche in conto che le porzioni di rilevato più alte ricadono in una zona dove le sotto unità a grana più fine 1s e 3s sono assenti.

**Tabella 8-1 - Parametri geotecnici caratteristici dei terreni**

Unità	Materiale	Profondità (m da p.c.)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$C_u$ (kPa)	$C_c$	$C_R$	$e_0$	OCR	k (m/s)
1	A	0 – 4	19	0	25	100	0.25	0.07	0.7	4	1·10 <sup>-8</sup>
2	A	4 – 15	19	5	25	80	0.25	0.07	0.7	3	1·10 <sup>-8</sup>
3	A	> 15	19	5	25	100	0.25	0.07	0.8	1.5	1·10 <sup>-8</sup>

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

z: profondità da p.c. in m

$\gamma$ : peso dell'unità di volume

$c'$ : coesione efficace

$\varphi'$ : 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 <b>Posti di Movimento e Varianti di Tracciato</b> <b>LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave</b>					
	RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA <b>IZ04</b>	LOTTO 10	CODIFICA R 26 RH	DOCUMENTO GE 0000 0001	REV. A

## 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  $U_c > 3.5$ ).

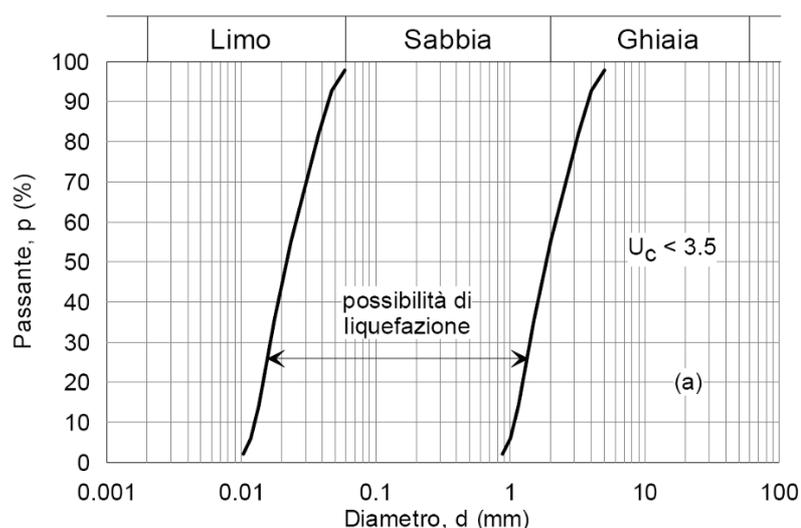
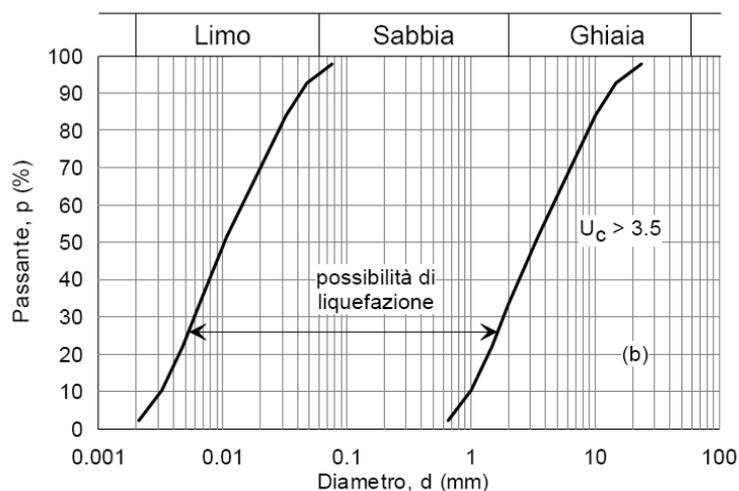


Figura 9.1 – Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ( $U_c < 3.5$ ).



**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.
- 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 0.1875 g (cfr. Capitolo 7.3). La magnitudo di riferimento per le verifiche, sulla base di quanto riportato nella Relazione Geologica (Doc. Rif.[3]), 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:

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

$a_{max}$  = accelerazione di picco al sito;

$g$  = accelerazione di gravità;

$\tau_c$  = valore rappresentativo dello sforzo di taglio ciclico;

$\sigma_{vc}$  = tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni totali;

$\sigma'_{v0}$  = tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni efficaci;

$r_d$  = coefficiente di riduzione dello sforzo di taglio ciclico in funzione della profondità da piano campagna, calcolato come segue in accordo a Blake (Blake, 1996, riportato da Youd et al., 2001):

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

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:

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

- $C_N$  = 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):

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \leq 1.7$$

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

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

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

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

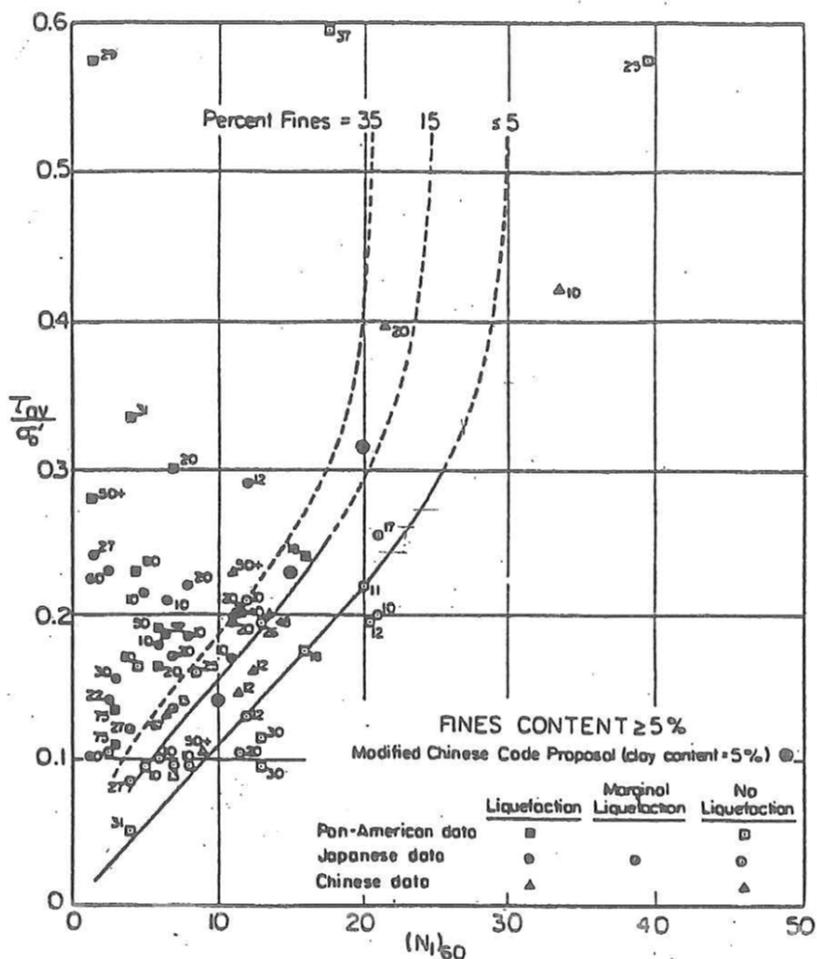


Figura 9.3 – Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e  $N_{1(60)}$  – sisma di riferimento Magnitudo = 7.5 (Seed et al., 1985).

Le curve sono valide per eventi sismici 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:

$\sigma'_{v0}$  = 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%  $f = 0.7 \div 0.8$

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



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE  
**Posti di Movimento e Varianti di Tracciato**  
**LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	106 di 112

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 (BH1);
- sulle prove SPT della campagna di indagine in fase di revisione del PFTE (SNPM1 e SNPM2);

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



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE

**Posti di Movimento e Varianti di Tracciato**

**LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	108 di 112

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, i valori ottenuti di FL per tutti i sondaggi sono sempre superiori a 1.25 con valori di LPI sempre nulli, escludendo quindi il rischio di liquefazione nella tratta in esame.



POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA TRIESTE

**Posti di Movimento e Varianti di Tracciato**

**LOTTO 1: Realizzazione del nuovo Posto di Movimento con modulo 750 m a San Donà di Piave**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
<b>IZ04</b>	10	R 26 RH	GE 0000 0001	A	109 di 112

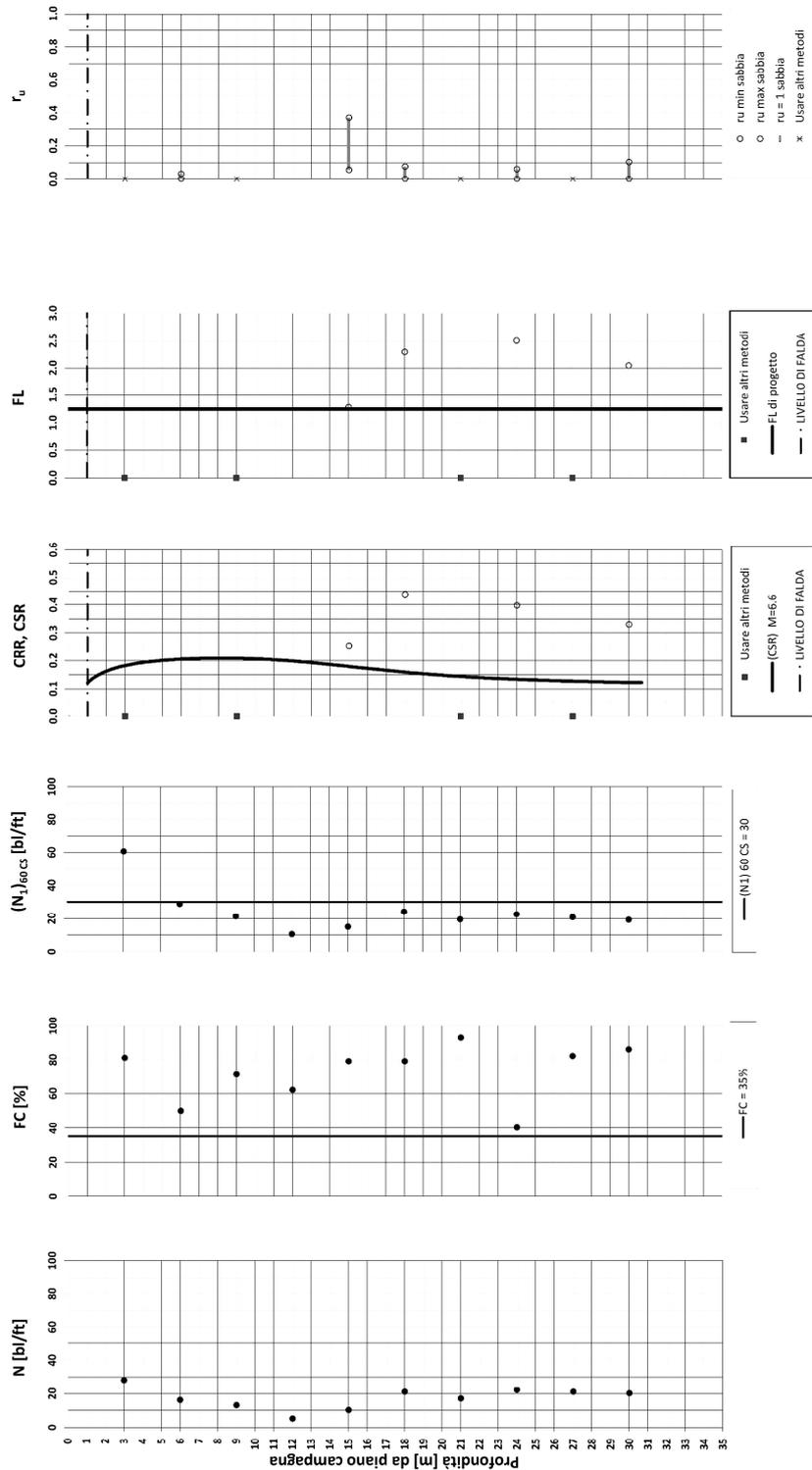
## **ALLEGATO A.1:**

Verifiche a liquefazione su prove SPT

PM San Donà - Potenziamento della Linea Venezia-Trieste - Prova BH1

Amax\_calc / g = 0.1875 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

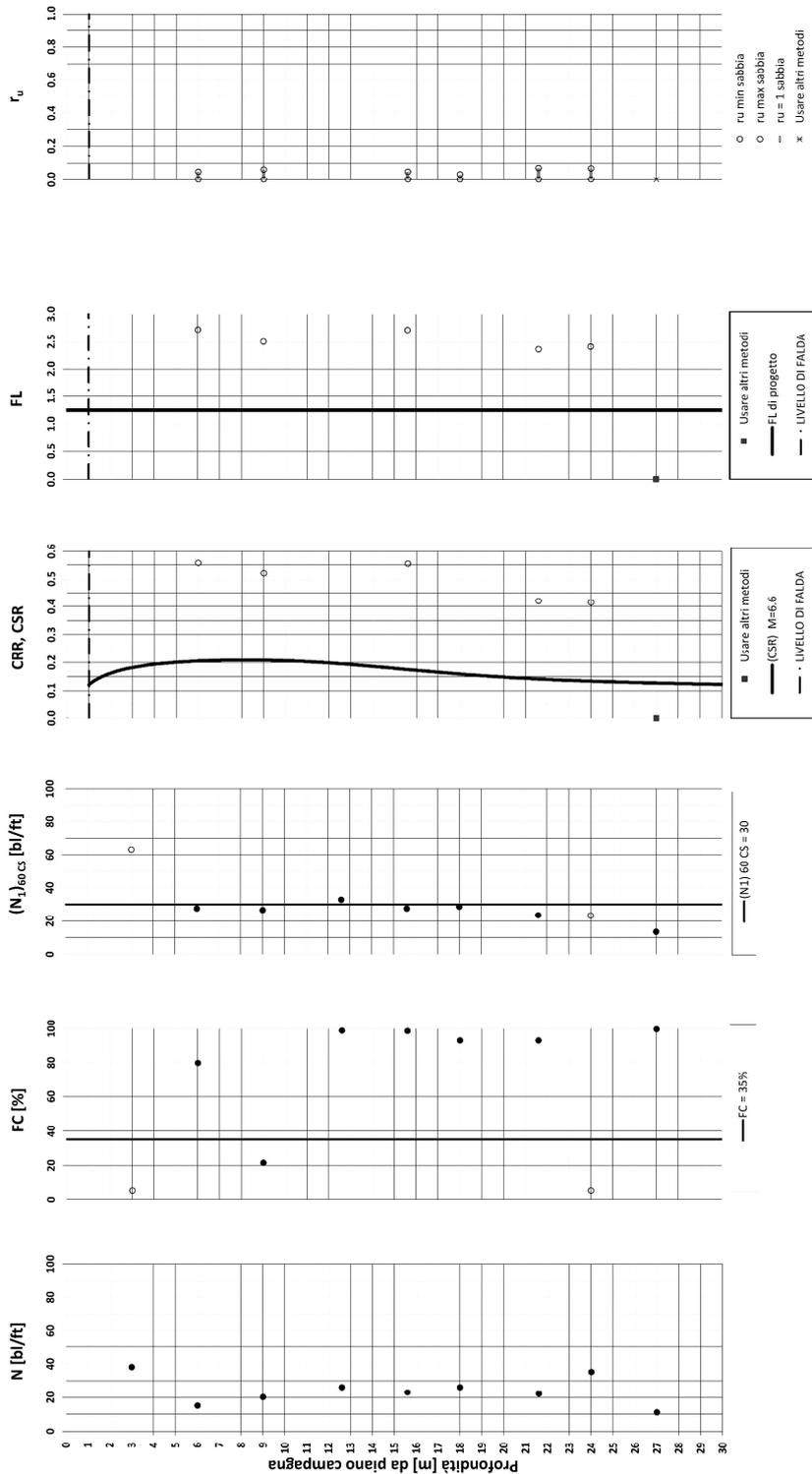
● Dati misurati in sito o calcolati sulla base di misure dirette

Esclude gli strati limo-argillosi

PM San Donà - Potenziamento della Linea Venezia-Trieste - Prova SNPM1

Amax\_calc / g = 0.1875 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

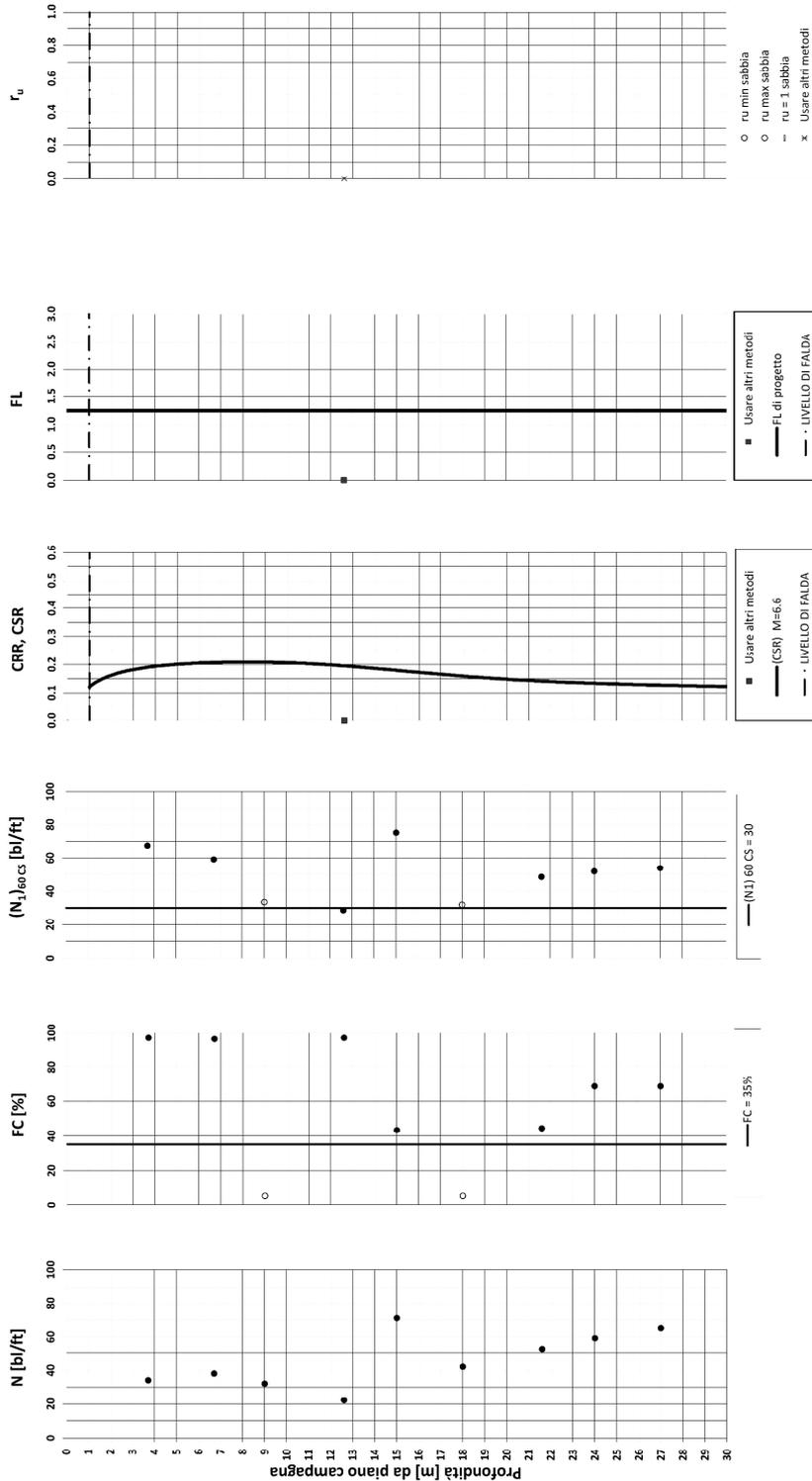
● Dati misurati in sito o calcolati sulla base di misure dirette

Esclude gli strati limo-argillosi

PM San Donà - Potenziamento della Linea Venezia-Trieste - Prova SNPM2

Amax\_calc / g = 0.1875 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