

COMMITTENTE:



ALTA
SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE
OBIETTIVO N. 443/01
LINEA AV/AC TORINO – VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA
Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza
PROGETTO ESECUTIVO
PARTE GENERALE
GEOLOGIA E GEOTECNICA
GENERALE
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)**

GENERAL CONTRACTOR		DIRETTORE LAVORI		SCALA -
IL PROGETTISTA INTEGRATORE	Consorzio Iricav Due ing. Paolo Carmona Data:		Data:	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.	FOGLIO
I N 1 7	1 0	E	I 2	R B	G E 0 0 0 0	0 0 3	B	- - - D - - -

	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma Luca RANDOLFI	Data

Progettazione:

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA
A	EMISSIONE	A. Mingoia	Febbraio 2021	V. Pastore	Febbraio 2021	P. Ascari	Febbraio 2021	
B	RECEPIMENTO ISTRUTTORIA VALIDATORE	A. Mingoia	Aprile 2021	V. Pastore	Aprile 2021	P. Ascari	Aprile 2021	

CIG. 8377957CD1	CUP: J41E91000000009	File: IN1710EI2RBGE0000003B.DOCX
		Cod. origine:



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000003B</p>	<p>Foglio 2 di 118</p>

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	Documentazione di progetto.....	5
2.1	Documentazione di progetto.....	5
2.2	Normativa e standard di riferimento.....	6
2.3	Bibliografia.....	6
3	DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINE.....	10
4	DATI PIEZOMETRICI.....	14
5	CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI.....	21
5.1	Premessa.....	21
5.2	Densità relativa dei materiali a grana grossa.....	21
5.2.1	Generalità.....	21
5.2.2	Sabbie.....	21
5.2.3	Ghiaie.....	22
5.3	Resistenza al taglio – parametri drenati.....	23
5.3.1	Materiali a grana grossa.....	23
5.3.1.1	Angolo di resistenza al taglio di sabbie e ghiaie in accordo a Bolton (1986).....	23
5.3.1.2	Angolo di resistenza al taglio di sabbie e ghiaie in accordo a Schmertmann.....	25
5.3.1.3	Angolo di resistenza al taglio di sabbie in accordo a Robertson (2012) e Jefferies e Been (2006).....	26
5.3.2	Materiali a grana fine.....	26
5.4	Resistenza al taglio – parametri non drenati.....	27
5.5	Determinazione della storia tensionale – (OCR).....	28
5.6	Determinazione del coefficiente di consolidazione verticale c_v	29
5.7	Permeabilità di progetto.....	31
5.8	Parametri di deformazione.....	31
5.8.1	Materiali a grana grossa.....	31
5.8.2	Materiali a grana fine.....	33
5.9	Qualità dei campioni.....	34
6	BREVE DESCRIZIONE DEL TRACCIATO, DELLE OPERE PRINCIPALI DA REALIZZARE E DEL PROFILO STRATIRAFICO.....	36
6.1	Falda di progetto.....	36
6.2	Tratto compreso fra pk 21+990 e pk 25+700.....	37
6.3	Tratto compreso fra pk 25+700 e pk 27+300.....	58
6.4	Tratto compreso fra pk 27+300 e pk 31+700.....	73
6.5	Tratto compreso fra pk 31+700 e pk 33+500.....	93
6.6	Permeabilità.....	99
7	RIASSUNTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO.....	100

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 3 di 118

8	PROBLEMATICHE DI LIQUEFAZIONE.....	102
9	STABILIZZAZIONE SUPERFICIALE DEI MATERIALI IN SITO	103
ALLEGATI.....		109
Allegato 1	- Planimetrie tracciato ed ubicazione delle indagini	110
Allegato 2	- Profili geotecnici	114

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 4 di 118

1 PREMESSA

Il presente documento costituisce il terzo volume della Relazione Geotecnica Generale di Progetto Esecutivo della sub tratta Verona – Vicenza della Linea AV/AC Verona – Padova, e riguarda il tratto compreso tra la pk 21+990 e la 33+500.

Il documento si basa su tutti i risultati delle indagini realizzate lungo la tratta in oggetto, sia durante la fase di Progetto Definitivo (d'ora in avanti denominato PD), sia durante ulteriori fasi conoscitive, ad esempio richieste dalla Conferenza dei Servizi, sia nell'ambito della più recente campagna di indagine approntata specificatamente per la fase di Progetto Esecutivo (d'ora in avanti denominato PE).

Il documento è così organizzato:

- Definizione dei documenti di riferimento (Capitolo 2)
- presentazione delle campagne d'indagine eseguite (capitolo 3);
- sintesi delle misure piezometriche (capitolo 4);
- Criteri di valutazione dei parametri geotecnici (Capitolo 5);
- Breve descrizione delle principali opere e delle condizioni geotecniche e stratigrafiche generali presenti nel Lotto in questione (Capitolo 6);
- Stima dei principali parametri geotecnici per la progettazione (Capitolo 7);
- Discussione sulle problematiche di liquefazione (Capitolo 8).
- Studio sulla applicabilità della stabilizzazione dei terreni superficiali. (Capitolo 9)

Scopo del documento è di fornire un quadro geotecnico di riferimento, da utilizzare ai fini del calcolo geotecnico delle opere da realizzare.

Si ricorda che, in ogni caso, in base alla Normativa NTC 2008, l'unico responsabile della parametrizzazione geotecnica, nonché dello sviluppo del modello geotecnico, è il progettista (punto 6.2.2. delle NTC) delle singole opere. Quanto qui di seguito esposto pertanto deve essere inteso come una caratterizzazione geotecnica orientativa, e che il progettista dovrà comunque far propria o modificare a seconda delle condizioni locali, del modello di terreno adottato per il calcolo, e delle caratteristiche dell'opera da progettare.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 5 di 118

2 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

2.1 Documentazione di progetto

- [1] IN1710EI2RHGE0000001A Relazione geologica, caratterizzazione e modellazione geologica del sito 1/2 (da 0+000 a 21+990)
- [2] IN1710EI2RHGE0000002A Relazione geologica, caratterizzazione e modellazione geologica del sito 2/2 (da 22+000 a 44+250)
- [3] IN1710EI2RHGE0000003A Relazione idrogeologica 1/2 (da 0+000 a 21+990)
- [4] IN1710EI2RHGE0000004A Relazione idrogeologica 2/2 (da 22+000 a 44+250)
- [5] IN1710EI2RHGE0000005A Relazione sulla modellazione sismica del sito e pericolosità sismica di base 1/2 (da 0+000 a 21+990)
- [6] IN1710EI2RHGE0000006A Relazione sulla modellazione sismica del sito e pericolosità sismica di base 2/2 (da 22+000 a 44+250)
- [7] IN1710EI2LZGE0000012A-22A Planimetria geotecnica con ubicazione indagini e profilo geotecnico tav.1-11
- [8] IN1710EI2RHGE0000007A Relazione di sintesi dei sondaggi e prove eseguite 1/2 (da 0+000 a 21+990)
- [9] IN1710EI2RHGE0000008A Relazione di sintesi dei sondaggi e prove eseguite 2/2 (da 21+990 a 44+250)
- [10] IN1710EI2P5GE0000012A-22A Carta di ubicazione indagini di Progetto Esecutivo, tav. 1-11
- [11] IN1710EI2PRGE0000001A, Indagini in sito di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - SOCOTEC
- [12] IN1710EI2PRGE0000002A, Indagini in sito di Progetto Esecutivo da pk 21+990 a pk 44+250 - SOCOTEC
- [13] IN1710EI2PRGE0000003A, Indagini in sito di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - ATI GEOSERVING - GEOLAVORI
- [14] IN1710EI2PRGE0000004A, Indagini in sito di Progetto Esecutivo da pk 21+990 a pk 44+250 - ATI GEOSERVING - GEOLAVORI
- [15] IN1710EI2PRGE0000005A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - SOCOTEC - Vol.1
- [16] IN1710EI2PRGE0000006A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - SOCOTEC - Vol.2

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000003B</p>	<p>Foglio 6 di 118</p>

- [17] IN1710EI2PRGE0000007A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 21+990 a pk 44+250 - SOCOTEC - Vol.1
- [18] IN1710EI2PRGE0000008A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 21+990 a pk 44+250 - SOCOTEC - Vol.2
- [19] IN1710EI2PRGE0000009A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - ATI GEOSERVING - GEOLAVORI - Vol.1
- [20] IN1710EI2PRGE00000010A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - ATI GEOSERVING - GEOLAVORI - Vol.2
- [21] IN1710EI2PRGE00000011A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 21+990 a pk 44+250 - ATI GEOSERVING - GEOLAVORI - Vol.1
- [22] IN1710EI2PRGE00000012A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 21+990 a pk 44+250 - ATI GEOSERVING - GEOLAVORI - Vol.2
- [23] IN1710EI2IGGE0000001A, Indagini Geofisiche di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - SOCOTEC
- [24] IN1710EI2IGGE0000002A, Indagini Geofisiche di Progetto Esecutivo da 21+990 a 44+250 - SOCOTEC
- [25] IN1710EI2IGGE0000003A, Indagini Geofisiche di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - ATI GEOSERVING - GEOLAVORI
- [26] IN1710EI2IGGE0000004A, Indagini Geofisiche di Progetto Esecutivo da 21+990 a 44+250 -ATI GEOSERVING - GEOLAVORI

2.2 Normativa e standard di riferimento

- [27] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30
- [28] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008

2.3 Bibliografia

- [29] Andrus, R. D., and Stokoe, K. H. (2000), “Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE 126(11), 1015–025
- [30] Atkinson J.H. and Salfors G. (1991), “Experimental determination of soil properties. General Session 1”, Proc. X ECSMFE, Florence, Vol. 3, pp-915-956

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 7 di 118

- [31] Atkinson J.H. (2000), "Non-linear soil stiffness in routine design", *Geotechnique*, Vol.50, n.5, pp.487-508
- [32] Baligh (1975) "Theory of deep site static cone penetration resistance" Research Report R-75-56, MIT, Cambridge
- [33] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" *Geotechnique* 36 , n° 1
- [34] Chen B.S. e Mayne P.W. (1996), "Statistical relationship between piezocone measurements and stress history of clays", *Canadian Geotechnical Journal*, n.3, pp.488-499
- [35] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995
- [36] Cubrinovski, M., and Ishihara, K. (1999) "Empirical Correlation between SPT N-Value and Relative Density for Sandy Soils," *Soils and Foundations*, Japanese Geotechnical Society, Vol. 39, No. 5, pp 61-71
- [37] DeGroot D.J. e Sandven R. (2004), "General report: Laboratory and field comparison". Proc. ISC-2 Geotechnical and geophysical Site Characterization, Viana da Fonseca & Mayne ed.. pp.1775-1789
- [38] Houlsby G. T., Teh, C. I. (1988) "Analysis of the piezocone in clay" *Penetration Testing 1988*, ISOPT-1, De Ruiter (ed.). Balkema Rotterdam
- [39] Ishihara K. (1996), "Soil behaviour in earthquake Engineering". Clarendon Press, Oxford.
- [40] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" *Proceedings In-situ 2001*, Bali
- [41] Jamiolkowski M., Ghionna V. N., Lancellotta R. & Pasqualini E. (1988). New correlations of penetration tests for design practice. Proc., *Penetration Testing 1988*, ISOPT 1, Orlando, Florida, J. De Ruiter ed., Vol.1,263-296
- [42] Jeffries M.G. and Been, K. (2006), "Soil liquefaction- A critical state approach". Taylor & Francis, ISBN 0-419-16170-8, 478 pages
- [43] Keaveny J.M. e Mitchell J.K. (1986), "Strength of fine-grained soils using the piezocone". Use of in-situ tests in *Geotechnical Engineering (GSP 6)*, ASCE, Reston, Va., pp.668-699
- [44] Kulhawy F.H. e Mayne P.W. (1990), "Manual on estimating soil properties for foundation design", Cornell University, Geotechnical Engineering Group, Ithaca, New York, EL-6800, Research Project 1493-6
- [45] Lancellotta R. (1987) "Geotecnica" Zanichelli, Bologna

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 8 di 118

- [46] Lunne T., Berre T. and Strandvik S. (1997), "Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay". Conference on Recent Developments in Soil and Pavement mechanics, Rio de Janeiro, June 1997, Proc. pp.81-102
- [47] Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997). "Cone Penetration Testing in Engineering Practice" Blackie Academic and Professional, London
- [48] Mair R.J. (1993), "Developments on geotechnical engineering research.: applications to tunnels and deep excavation. Unwin Memorial Lecture 1992", Proc. Inst. Civ. Engineering, Vol.3, pp.27-41
- [49] Mayne P., Kulhawy F. H., (1990) "Manual on estimating soil properties for foundation design" EPRI EL 6800, Project 1493-6, Final Report – Cornell University Ithaca, New York
- [50] Mesri, G. and Abdel-Ghaffar, M.E.M. (1993). "Cohesion intercept in effective stress stability analysis". Journal of Geotechnical Engineering 119 (8), 1229-1249
- [51] Mesri G. e Godlewski P.M. (1977), "Time and stress-compressibility relationship". JGED, ASCE, GT5
- [52] Robertson P.K. and Cabal K.L. (2012), "Guide to Penetration Testing" Gregg Drilling & testing Inc. Publications. 5th Edition, November 2012. Teh, C.I. & Houlsby, G.T. (1991), "An analytical study of the cone penetration test in clay", Geotechnique 41, n. 1, pp. 17-34
- [53] Schmertmann J. H. (1978) "Guidelines for cone penetration test: performance and design" US Department of Transportation – FHWA – TS-78-209
- [54] Seed H.B. e Idriss I.M. (1970), "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis", Report EERC 70-10, University of California, EERC, Berkeley
- [55] Seed H.B. and Sun J.I. (1989) Implications of Site Effects in the Mexico City Earthquake of September 19, 1985 for Earthquake-Resistant Design Criteria in the San Francisco Bay Area of California. National Science Foundation, Washington, DC., March 1989, 138 p
- [56] 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
- [57] 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
- [58] Tavenas F., Leblond P., Jean P., Leroueil S. (1983a) "The permeability of natural soft clays. Part I: Methods of laboratory measurement" Canadian Geotechnical Journal, vol. 20

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 9 di 118

- [59] Tavenas F., Jean P., Leblond P., Leroueil S. (1983b) "The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics" Canadian Geotechnical Journal, vol. 20
- [60] Terzaghi K., Peck R.B. and Mesri G. (1996), "Soil mechanics in engineering practice", 3rd edition, Wiley & Sons, New York
- [61] Tokimatsu k., Yoshimi Y (1983) "Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-Value and Fines Content" Soils and Foundations Volume 23, Issue 4, December 1983, Pages 56-74
- [62] Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 10 di 118

3 DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINE

Per la progettazione della tratta Verona – Padova della linea AV/AC Torino – Venezia, a partire dal 2014 sono state eseguite numerose indagini nell'ambito delle varie fasi progettuali susseguitesisi nel tempo. Le principali sono:

- campagna indagini 2014 e 2015 per PD;
- campagna indagini 2018 per CDS;
- campagna indagini 2020 per PE.

In particolar modo, le indagini relative alla campagna del 2018 hanno fatto seguito alle richieste emerse nella CDS, mentre quelle più recenti riguardano il Progetto Esecutivo. Oltre a queste, sono state individuate alcune indagini storiche risalenti al periodo compreso tra il 1998 ed il 2002.

Le indagini in sito eseguite consistono in:

- sondaggi a carotaggio continuo ed a distruzione di nucleo (BH);
- sondaggi con installazione di piezometro di Casagrande o a tubo aperto (BH-PZ);
- perforazioni per l'esecuzione di prove cross-hole o down-hole (rispettivamente BH-CH e BH-DH);
- prove penetrometriche dinamiche in foro (SPT);
- prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU);
- pozzetti esplorativo (PT);
- prove geofisiche tipo MASW.

La posizione delle indagini eseguite in tutte le fasi di progettazione è illustrata nella Planimetria delle indagini (Doc. Rif. [7]) e in Allegato 1. Si faccia riferimento ai Report delle Indagini per maggiori informazioni in merito (Doc. Rif. [11] e seguenti).

Le indagini disponibili ed esaminate nel tratto in questione sono riportate in Tabella 1.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 11 di 118

Tabella 1 - Indagini tra pk 21+990 e pk 33+500

Progressiva pk	ID indagini -	Campagna anno
21+990	BH15V	2015
22+125	CPTU26V	2015
22+325	CPTU27V	2015
22+360	BH16V+CH4V	2015
22+500	CPTU28V	2015
22+640	CPTU29V	2015
22+750	CPTU29Vbis	2015
22+780	BH17	2015
22+850	CPTU30V new	2015
23+050	CPTU31V	2015
23+200	BH18V	2015
23+250	P14	2015
23+250	P14 bis	2015
23+330	CPTU32V	2015
23+470	CPTU33V	2015
23+532	MASW-PE-10	2020-2021
23+590	CPTU34V	2015
23+670	BH19V	2015
23+670	CPTU35V e CPTU35Vbis	2015
24+175	CPTU36V	2015
24+750	BH23V	2015
24+915	BH24V+CH5V	2015
25+105	CPTU38V	2015
25+110	P15	2015
25+110	P15 bis	2015
25+177	MASW-PE-11	2020-2021
22+012	BH-PE-44	2020-2021
22+134	CPTU-PE-23	2020-2021
23+175	BH-PE-45	2020-2021
23+363	BH-PE-46	2020-2021
23+067	CPTU-PE-24	2020-2021
23+363	CPTU-PE-25	2020-2021
23+498	BH-PE-47	2020-2021
23+998	BH-PE-48	2020-2021
23+974	CPTU-PE-26	2020-2021
24+384	BH-PE-49	2020-2021
24+579	CPTU-PE-27	2020-2021
24+804	CPTU-PE-28	2020-2021
25+084	BH-PE-50	2020-2021
25+085	CPTU-PE-29	2020-2021
25+312	CPTU-PE-30	2020-2021
25+315	BH-PZ-PE-51	2020-2021
25+478	BH-PZ-PE-52	2020-2021
25+820	BH26V	2015
26+299	MASW-PE-12	2020-2021
26+550	CPTU44V	2015
26+725	BH27V	2015
26+775	CPTU45V	2015
26+938	MASW-PE-13	2020-2021
27+220	BH28V	2015

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000003B

Foglio

12 di 118

Progressiva pk	ID indagini -	Campagna anno
25+703	CPTU-PE-31	2020-2021
26+004	CPTU-PE-32	2020-2021
26+001	BH-PE-53	2020-2021
26+284	BH-DH-PE-54	2020-2021
26+281	CPTU-PE-33	2020-2021
26+389	CPTU-PE-34	2020-2021
26+801	CPTU-PE-35	2020-2021
27+450	CPTU72	2014/2015
27+450	SPA37	2014/2015
27+550	SPA38	2014/2015
27+600	CPTU70	2014/2015
27+650	CPTU74	2014/2015
27+825	NA203C006	2002
27+925	SPA40	2014/2015
27+990	CPTU46V	2015
28+030	CPTU75	2014/2015
28+130	BH29V	2015
28+600	SPC41	2014/2015
28+670	XA203O013	2002
28+670	CPTU76	2014/2015
28+900	BH30V	2015
29+050	CPTU77	2014/2015
29+225	MASW-PE-14	2020-2021
29+650	CPTU78	2014/2015
29+650	SPC42	2014/2015
29+925	CPTU79	2014/2015
30+000	CPTU80	2014/2015
30+125	CPTU81 e CPTU81bis	2014/2015
30+175	SPC43	2014/2015
30+225	CPTU82	2014/2015
30+425	SPC44	2014/2015
30+450	NA203O007	2002
30+696	MASW-PE-15	2020-2021
31+075	CPTU84 e CPTU84bis e CPTU84ter	2014/2015
31+150	CPTU85	2014/2015
31+275	CPTU86	2014/2015
31+350	SPC45	2014/2015
31+350	CPTU87 e CPTU87bis	2014/2015
31+525	CPTU88 e CPTU88bis	2014/2015
31+725	SPC46	2014/2015
31+725	NA203O008	2002
32+300	NA203R012	2002
32+366	MASW-PE-16	2020-2021
32+690	SPC47	2014/2015
32+690	NA203R013	2002
32+690	SPC47bis	2014/2015
33+000	S 47 bis	2015
33+250	S 48	2015
33+360	S 49	2015
33+433	MASW-PE-17	2020-2021
33+477	XA203V018	2002
27+558	CPTU-PE-36	2020-2021

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000003B

Foglio

13 di 118

Progressiva pk	ID indagini -	Campagna anno
27+561	BH-PE-55	2020-2021
27+586	BH-PE-56	2020-2021
27+587	CPTU-PE-37	2020-2021
28+385	BH-PE-57	2020-2021

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 14 di 118

4 DATI PIEZOMETRICI

Nelle tabelle che seguono (da Tabella 2 a Tabella 7) si elencano le letture piezometriche eseguite nel corso delle diverse campagne di indagine a partire da novembre 2014.

Per quanto concerne la falda di progetto, si rimanda al capitolo 6.1.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003	A

Tabella 2 – Sintesi dati piezometrici 1/6

Fk	ID	QUOTA (m slm)	13/11/14	25/11/14	17/12/14	19/01/15	18/02/15	27/03/15	07/04/15	15/04/15	21/04/15	25/04/15	02/05/15	09/05/15	16/05/15	20/05/15	31/07/15	27/08/15	26/09/15	12/10/15	13/10/15	16/10/15	24/10/15	05/11/15	21/11/15	03/12/15	19/12/15	07/01/16	24/01/16	06/02/16		
23+175	P14	28.032																	3.30	3.26		3.10	3.19	3.17	3.19	3.26	3.28	3.21	3.23	3.23		
23+175	P14 bis	28.068																	3.30	3.35		3.21	3.30	3.28	3.30	3.37	3.39	3.33	3.33	3.34		
23+200	BH18V	27.417						6.05		6.24	6.30	6.35	6.36	6.41	6.44	6.45	11.30	7.79	7.16				6.61	6.61	6.52	6.52	6.63	6.46				
23+670	BH19V	27.946						3.90		3.99	3.98	4.05	4.04	4.12	4.16	4.18	7.58	5.35	5.00			4.96	4.67	4.60	4.53	4.47	4.51	4.49	4.41	4.4	4.38	
25+000	P15	29.089																	3.37	3.28			3.15	3.13	3.08	3.13	3.21	3.21	3.13	3.04	3.04	
25+000	P15 bis	29.055																	3.37	3.30			3.22	3.18	3.12	3.15	3.23	3.23	3.17	3.06	3.07	
26+750	BH27V	28.521						1.15		1.25	1.29	1.33	1.34	1.40	1.40	1.40	2.03	2.22	2.15			2.11	1.99	1.90	1.76	1.69	1.74	1.72	1.62	1.51	1.56	
28+125	BH29V	33.47						3.40		3.50	3.50	3.54	3.53	3.56	3.58	3.59	4.06	4.17	4.06			3.98	3.91	3.91	3.79	3.72	3.78	3.75	3.62	3.63	3.62	
	BH30V																In press	In press	In press					In press				In press			In press	
28+920		31.465																														
27+450	SPA37	30.964		2.18	2.09	2.44	2.39	2.25									3.12	3.15	3.08					2.78	2.62	2.64	2.64	2.43	2.43	4.96		
27+800	SPA38	34.048				5.18	5.12	4.82									5.68	5.75	5.62					5.31	5.23	5.23	5.23	5.23	4.96			
27+950	SPA40	31.708	0.70	1.13	0.96	1.27	1.20	0.90									1.85	1.70	1.60					1.38	1.35	1.37	1.37	1.27				
28+590	SP C41	32.274																														
29+860	SP C42	33.874	0.07	0.50		0.75	0.71	0.58								0.99	0.89	0.85						0.75	0.76	0.80	0.80	0.71	0.71	1.14		
30+180	SP C43	36.043														1.47	1.40	1.37						1.16	1.17	1.21	1.21	1.21	1.21	1.21	1.21	1.21
30+430	SP C44	36.44	0.63	0.85		0.98	0.92	0.80								1.20	1.02	0.97						0.87	0.92	0.94	0.94	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89
31+350	SP C45	38.485	0.45			0.67	0.60	0.48								1.16	1.11	1.04						0.98	0.90	0.95	0.95	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93
31+740	SP C46	40.57	1.20	1.20		1.20	1.18	1.06								1.81	1.83	1.73						1.54	1.55	1.67	1.67	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63
32+725	SP C47	44.925	2.70	2.27		2.90	2.80	2.64								4.49	4.49	4.28						3.82	3.92	4.20	4.20	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08
33+280	S48	57.197							13.29					13.82		14.11	15.79	15.75	15.61					15.16	15.23	15.23	15.59	15.59	15.49	15.49	15.49	15.49
33+380	S49	50.821							6.82					7.36		7.68	9.34	9.28	9.15					8.78	8.91	9.17	9.17	9.09	9.09	9.09	9.09	9.09

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 17 di 118

Tabella 4 – Sintesi dati piezometrici3/6

Pk	ID	QUOTA (m slm)	24/11/16	30/11/16	07/12/16	15/12/16	22/12/16	30/12/16	05/01/17	12/01/17	19/01/17	28/01/17	02/02/17	09/02/17	16/02/17	22/02/17	04/03/17	10/03/17	16/03/17	24/03/17	30/03/17	07/04/17	13/04/17	20/04/17	30/04/17	05/05/17	12/05/17	19/05/17	26/05/17	01/06/17
23+175	P14	28.032		3.27				3.32				3.37					3.29				3.34				3.26				3.22	
23+175	P14 bis	28.068		3.33				3.41				3.44					3.37				3.44				3.33				3.29	
23+200	BH18V	27.417		6.38				6.4				6.47					6.21				6.46				6.61				6.58	
23+670	BH19V	27.946		4.33				4.29				4.31					4.14				4.24				4.37				4.25	
25+000	P15	29.089		2.94				2.98				3.07					2.83				2.86				2.89				2.84	
25+000	P15 bis	29.055		2.96				2.93				2.99					2.87				2.74				2.79				2.7	
26+760	BH27V	28.521		1.44				1.54				1.65					1.48				1.58				1.59				1.56	
28+125	BH29V	33.47		3.52				3.63				3.65					3.51				3.62				3.6				3.54	
	BH30V																													
28+920		31.465		In press				In press				In press					In press													
27+450	SPA37	30.964		2.29				2.48				2.62					2.46				2.56				2.6				2.46	
27+600	SPA38	34.048		4.97				5.11				5.12					4.97				5.09				5.05				5.04	
27+950	SPA40	31.708		1.22				1.39				1.46					1.37				1.42				1.37				1.36	
28+590	SPC41	32.274																												
29+660	SPC42	33.874		0.55				0.68				0.75					0.7				0.65				0.62				0.63	
30+180	SPC43	36.043		1.14				1.26				1.28					1.29				1.3				1.28				1.28	
30+430	SPC44	36.44		0.83				0.96				0.97					0.99				1				0.96				0.97	
31+350	SPC45	38.485		0.79				0.8				0.98					0.84				0.89				0.94				0.77	
31+740	SPC46	40.57		1.56				1.64				1.85					1.52				1.58				1.76				1.38	
32+725	SPC47	44.925		3.86				4.11				4.8					3.88				3.98				4.54				2.91	3.48
33+260	S48	57.197		15.20				15.48				16.14					15.3				15.44				15.87				14.32	14.85
33+360	S49	50.821		8.82				9.12				9.73					8.94				9.08				9.43				7.92	8.43

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 18 di 118

Tabella 5 – Sintesi dati piezometrici 4/6

Pk	ID	QUOTA (m slm)	08/06/17	15/06/17	22/06/17	01/07/17	07/07/17	13/07/17	20/07/17	28/07/17	03/08/17	11/08/17	18/08/17	24/08/17	31/08/17	08/09/17	13/09/17	22/09/17	29/09/17	06/10/17	13/10/17	19/10/17	28/10/17	03/11/17	10/11/17	16/11/17	23/11/17	28/11/17	06/12/17	15/12/17	
23+175	P14	28.032				3.28				3.35					3.43				3.32				3.48						3.29		
23+175	P14 bis	28.068				3.36				3.42					3.50				3.41				3.43					3.37			
23+200	BH18V	27.417				8.75				8.62					8.58				6.30				6.41					6.32			
23+570	BH19V	27.946				6.18				6.14					5.88				4.95				4.85					4.67			
25+000	P15	29.089				3.05				3.21					3.37				3.35				3.36					3.3			
25+000	P15 bis	29.055				2.99				3.16					3.35				3.36				3.52					3.32			
26+760	BH27V	28.521				1.83				1.99					2.22				2.22				2.15					2.03			
28+125	BH29V	33.47				3.74				3.88					4.10				4.09				4.00					3.85			
28+920	BH30V	31.465				In press				In pressione									In pressione				In press					In press			
27+450	SPA37	30.964				2.82				3.03					3.12				3.09				3.17					2.94			
27+800	SPA38	34.048				5.18				5.27					5.34				5.25				5.43					5.22			
27+950	SPA40	31.708				1.55				1.71					1.81				1.73				1.76					1.53			
28+590	SPC1	32.274																													
29+860	SPC2	33.874				0.83				0.87					0.95				0.86				0.91					0.73			
30+180	SPC3	36.043				1.30				1.38					1.45				1.37				1.41					1.33			
30+430	SPC4	36.44				0.99				1.08					1.14				1.07				1.1					1.02			
31+350	SPC5	38.486				1.00				1.12					1.32				1.25				1.35					1.25			
31+740	SPC6	40.57				1.82				2.05					2.36				2.35				2.6					2.42			
32+725	SPC7	44.925				4.89				5.07					5.57				5.61				6.01					5.69			
33+260	S48	57.197				16.07				16.53					17.06				17.14				17.65					17.22			
33+360	S49	50.821				9.85				10.10					10.61				10.69				11.16					10.78			

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 19 di 118

Tabella 6 – Sintesi dati piezometrici 5/6

Pk	ID	QUOTA (m slm)	20/12/17	30/12/17	05/01/18	11/01/18	18/01/18	25/01/18	03/02/18	06/02/18	13/02/18	21/02/18	28/02/18	08/03/18	15/03/18	24/03/18	28/03/18	04/04/18	13/04/18	19/04/18	27/04/18	03/05/18	11/05/18	18/05/18	24/05/18	31/05/18	07/06/18	14/06/18	22/06/18	30/06/18	
23+175	P14	28.032		3.31					3.3				3.24			3.12					3.16						3.1				3.25
23+175	P14 bis	28.068		3.38					3.36				3.21			3.18					3.22						3.17				3.3
23+200	BH18V	27.417		6.23					6.00				5.96			5.57					5.83						5.9				7.26
23+870	BH19V	27.946		4.62					4.52				4.36			4.17					4.28						4.34				4.55
25+000	P15	29.089		3.2					3.03				2.92			2.52					2.56						2.61				2.77
25+000	P15 bis	29.055		3.22					3.01				2.89			2.58					2.42						2.49				2.68
26+750	BH27V	28.521		1.91					1.63				1.44			1.08					1.26						1.3				1.56
28+125	BH29V	33.47		3.79					3.67				3.47			3.18					3.35						3.41				3.59
28+920	BH30V	31.465		In press.					In press.				In pressione			In press.					In press.						In press.				In press.
27+450	SPA37	30.964		2.87					2.53				2.32			1.94					2.13						2.23				2.34
27+800	SPA38	34.048		5.17					4.98				4.97			4.85					4.95						4.98				5.12
27+950	SPA40	31.708		1.44					1.35				1.15			1.02					1.21						1.16				1.37
28+590	SPC41	32.274																													
29+880	SPC42	33.874		0.69					0.63				0.53			0.40					0.52						0.46				0.61
30+180	SPC43	36.043		1.32					1.28				1.25			1.15					1.24						1.18				1.25
30+430	SPC44	36.44		1					0.97				0.93			0.84					0.92						0.87				0.94
31+350	SPC45	38.485		1.11					0.85				0.78			0.42					0.51						0.52				0.6
31+740	SPC46	40.57		2.04					1.61				1.44			1.14					1.16						1.14				1.3
32+725	SPC47	44.925		4.69					3.42				3.33			2.31					2.27						2.46				2.85
33+280	S48	57.197		16.21					14.92				14.91			13.34					13.24						13.59				14.08
33+380	S49	50.821		9.85					8.60				8.55			6.9					6.81						7.17				7.65

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 20 di 118

Tabella 7 – Sintesi dati piezometrici 6/6

Pk	ID	QUOTA (m slm)	06/07/18	12/07/18	20/07/18	27/07/18	02/08/18	10/08/18	17/08/18	23/08/18	29/08/18	04/09/18	13/09/18	20/09/18	27/09/18	04/10/18	12/10/18	19/10/18	25/10/18	31/10/18	27/08/20	24/09/20	08-29/10/20	26/11/20
23+175	P14	28.032				3.31					3.46				3.36					3.17	distrutto	distrutto	distrutto	distrutto
23+175	P14 bis	28.068				3.37					3.42				3.42					3.23	distrutto	distrutto	distrutto	distrutto
23+200	BH18V	27.417				7.98					7.84				6.94					6.58	distrutto	distrutto	distrutto	distrutto
23+870	BH19V	27.946				distrutto														distrutto	distrutto	distrutto	distrutto	
25+000	P15	29.089				2.86					3				3					2.85	non trovato	non trovato	non trovato	non trovato
25+000	P15 bis	29.055				2.78					2.96				2.94					2.92	non trovato	non trovato	non trovato	non trovato
26+750	BH27V	28.521				1.74					1.89				1.79					distrutto	distrutto	distrutto	distrutto	distrutto
28+125	BH29V	33.47				3.72					3.95				3.72					3.5	3.89	3.80	3.35	3.44
28+920	BH30V	31.465				In pres.					In press.				In press.					In press.	In press.	In press.	In press.	In press.
27+450	SPA37	30.964				2.59					2.86				2.68					2.33	inaccessibile	inaccessibile	inaccessibile	inaccessibile
27+600	SPA38	34.048				5.29					5.49				5.23					5.06	5.36	5.16	4.87	5.06
27+950	SPA40	31.708				1.53					1.65				1.4					1.13	1.56	1.40	0.99	1.28
28+590	SP C41	32.274																			distrutto	distrutto	distrutto	distrutto
29+880	SP C42	33.874				0.75					0.75				0.67					0.44	0.82	0.72	0.34	0.49
30+180	SP C43	36.043				1.31					1.32				1.27					1.11	1.38	1.24	1.20	1.32
30+430	SP C44	36.44				0.99					1.01				0.96					0.81	1.01	0.87	0.83	0.96
31+350	SP C45	38.485				0.82					0.96				0.76					0.65	0.99	0.96	0.65	0.77
31+740	SP C46	40.57				1.49					1.58				1.4					1.3	1.82	1.70	1.29	1.43
32+725	SP C47	44.925				3.59					3.84				3.17					3.15	4.58	4.39	3.01	3.51
33+280	S48	57.197				14.8					15.03				14.4					14.3	15.93	15.82	14.38	14.92
33+380	S49	50.821				8.36					8.6				7.97					7.88	9.52	9.42	8.02	8.52

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2RBGE0000003	A

5 CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

5.1 Premessa

Di seguito si illustrano le metodologie seguite per la valutazione dei parametri geotecnici, a partire dai dati di prove in sito e di laboratorio.

Si precisa che, accordo a quanto previsto dalle NTC 2008 al punto 6.2.2, rimane responsabilità del progettista l'assunzione del modello geotecnico e dei parametri da adottare nel calcolo. In tale luce, il progettista dovrà quindi valutare le condizioni locali, e potrà assumere, sempre a partire dai dati di base (indagini in sito e prove di laboratorio contenute nei documenti di riferimento), valori diversi da quelli qui stimati e proposti, anche utilizzando correlazioni diverse da quelle di seguito esposte.

5.2 Densità relativa dei materiali a grana grossa

5.2.1 Generalità

I valori di densità relativa dei terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie), sono stati valutati a partire dai risultati delle prove SPT e CPT.

5.2.2 Sabbie

Per le sabbie, i valori di D_r sono stati stimati a partire dai dati SPT in accordo a quanto indicato da Skempton (1986, Doc. rif. [56]). Nella formulazione adottata, la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente relazione:

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

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in Tabella 8;

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

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

Tabella 8 - 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)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 22 di 118

Per quanto concerne invece la stima della D_r a partire dai dati CPT, ci si è avvalsi della correlazione proposta da Kulhawy and Mayne (1990, Doc. rif. [49]):

$$(D_r)^2 = Q_{tn} / k_{Dr}$$

dove:

Q_{tn} resistenza alla punta normalizzata = $(q/p_a) / (\sigma'_{vo}/p_a)^{0.5}$;

k_{Dr} costante (valida per sabbie silicee); che dipende dalla compressibilità, dal grado di sovraconsolidazione e dall'età del deposito. Per le sabbie medie, tipicamente normalconsolidate e relativamente recenti incontrate nell'area in questione, si è adottato un valore costante e pari a 350, assunto come rappresentativo per tutti i depositi sabbiosi della tratta;

p_a pressione atmosferica = 98.1 kPa;

σ'_{vo} tensione verticale efficace (geostatica) alla generica quota.

Tale correlazione è di fatto stata impiegata solo per le sabbie, avendo il penetrometro statico generalmente incontrato rifiuto nelle ghiaie.

5.2.3 Ghiaie

L'interpretazione dei valori NSPT per le ghiaie è stata eseguita in accordo al metodo proposto da Cubrinowski & Ishihara (1999, Doc. rif. [36]) per materiali normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo k_o dell'ordine di 0,4÷0,5, successivamente esteso da Ishihara et al. (2001, Doc. rif. [40]) anche al caso dei terreni sovraconsolidati. Tale metodo utilizza la seguente espressione:

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

essendo:

D_r densità relativa (-)

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

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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 23 di 118

- σ'_{vo} pressione verticale efficace geostatica (kPa)
- $k_{o,NC}$ coefficiente di spinta a riposo di terreni normalmente consolidati (-) (si veda il paragrafo precedente)
- $k_{o,SC}$ coefficiente di spinta a riposo di terreni sovraconsolidati (-) (si veda il paragrafo precedente)

- Si rileva che l'espressione sopra indicata è applicabile al seguente caso.
- Energia trasferita alle aste pari al 78%. L'esperienza acquisita nelle indagini eseguite in Italia ha mostrato che mediamente l'energia trasferita alle aste è inferiore al 78% e pari all'incirca al 60%; nell'applicazione della formula, il valore N_{SPT} misurato, assunto pari a $(N_{SPT})_{60\%}$, viene pertanto corretto in base alla seguente equazione:

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

- Resistenze ottenute con il campionatore standard nelle sabbie e con il campionatore LPT, di diametro maggiore rispetto a quello standard, nel caso delle ghiaie.
In questa sede, in mancanza di prove con il campionatore LPT, l'applicazione della formula in presenza di terreni sabbioso-ghiaiosi ($D_{50} \geq 1$ mm) è stata fatta senza apportare alcuna correzione ai valori N_{SPT} misurati (su tale aspetto si vedano Clayton, 1995; Skempton, 1986 [56]; Tokimatsu & Yoshimi, 1983 [61]).

5.3 Resistenza al taglio – parametri drenati

5.3.1 Materiali a grana grossa

Per i materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie), i valori dei parametri di resistenza al taglio sono stati qui stimati a partire dai risultati delle prove in situ, e segnatamente dalle prove SPT e CPT.

Sia per sabbie che per le ghiaie i valori dell'angolo di resistenza al taglio operativo sono stati stimati considerando i diversi approcci di seguito descritti.

5.3.1.1 Angolo di resistenza al taglio di sabbie e ghiaie in accordo a Bolton (1986)

L'angolo di resistenza al taglio di picco φ' può essere determinato con il metodo proposto da Bolton (1986, Doc. rif. [33]). Tale metodo, unitamente alla procedura utilizzata per tenere conto della non linearità dell'involuppo di rottura, può essere sintetizzato nel modo seguente.

La non linearità dell'involuppo di rottura può essere messa in conto facendo riferimento alla nota

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 24 di 118

espressione di Baligh (1975, Doc. rif. [32]):

$$\tau_{ff} = \sigma_{ff}' \cdot [\tan \varphi_o' + \tan \alpha \cdot (\frac{1}{2.3} - \log_{10} \frac{\sigma_{ff}'}{p_a})]$$

essendo:

- $\varphi_o' > \varphi_{cv}'$ angolo di attrito riferito ad una pressione $\sigma_{ff}' = 272$ kPa (°);
- φ_{cv}' angolo di attrito a volume costante, corrispondente a pressioni σ_{ff}' elevate (°);
- α angolo che determina la curvatura dell'involuppo di rottura (°);
- p_a 98.1 kPa;
- σ_{ff}' tensione efficace normale alla superficie di rottura (kPa);
- τ_{ff} tensione di taglio agente sulla superficie di rottura (kPa).

L'angolo di attrito φ_o' può essere stimato come segue (v. Bolton, 1986, Doc. rif. [33]):

- φ_o' $\varphi_{cv}' + m \cdot DI$
- DI $D_r \cdot [Q - \ln(p_f')] - 1$

essendo:

- Q 10
- p_f' $1.4 \cdot \sigma_{ff}'$ (vedi Jamiokowski et al. 1988, ref. [41]) (kPa)
- m costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (v. Tabella 9) (°)
- D_r densità relativa, valutata in accordo a quanto riportato al punto 5.2.

Tabella 9 - Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	m(-)
Tipo prova triassiale di compressione ($\sigma_2' = \sigma_3'$)	3
Tipo prova triassiale in estensione o di deformazione piana ($\sigma_2' \neq \sigma_3'$)	5

σ_2' = tensione principale efficace intermedia

σ_3' = tensione principale efficace minore

I valori dell'angolo di attrito φ_{cv}' possono essere ricavati da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative e, in assenza di queste ultime, assegnati in base a quanto

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000003B</p>	<p>Foglio 25 di 118</p>

indicato nella Tabella 10 (vedi ad esempio Youd, 1972 ; Stroud, 1988).

Tabella 10 - Valori di φ_{cv} per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

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

Nel caso delle ghiaie si potrà assumere mediamente $\varphi_{cv}' = 35^\circ \div 36^\circ$.

Per la determinazione di α si può fare riferimento a quanto indicato in Jamiolkowski et al. (1988), e precisamente:

$$\alpha = \frac{D_r - 0.2}{0.8} \cdot 10^\circ > 0^\circ$$

5.3.1.2 Angolo di resistenza al taglio di sabbie e ghiaie in accordo a Schmertmann

Il valore dell'angolo di resistenza al taglio operativo per sabbie e ghiaie è stato anche stimato in accordo alla formulazione proposta da Schmertmann (1978, Doc. rif. [53]), ed illustrata nella Figura 1, sulla base dei valori di densità relativa stimati al punto 5.2, ed entrando nel grafico a seconda della granulometria prevalente del materiale riscontrato in una data area.

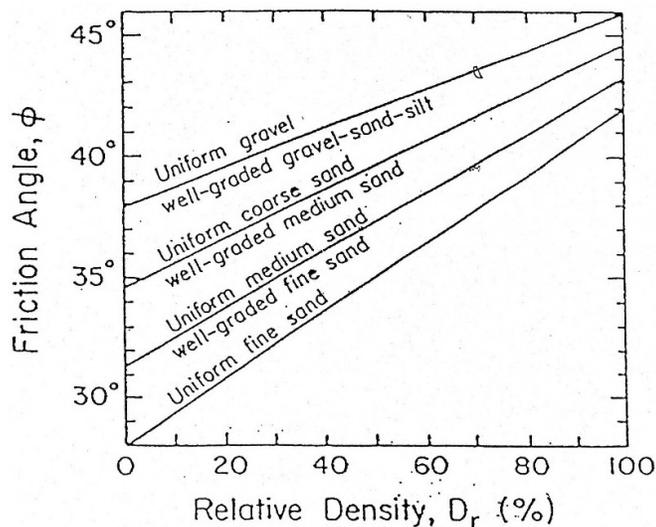


Figura 1 - Relazione fra angolo di resistenza al taglio operativo e densità relativa

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000003B</p>	<p>Foglio 26 di 118</p>

5.3.1.3 Angolo di resistenza al taglio di sabbie in accordo a Robertson (2012) e Jefferies e Been (2006)

Sulla base degli studi di Jefferies e Been (2006, Doc. rif. [42]), Robertson (2012, Doc. rif. [52]), ha proposto la seguente correlazione fra la resistenza alla punta normalizzata Q_{tn} e, il valore dell'angolo di attrito a volume costante ϕ_{cv} :

$$\phi' = \phi'_{cv} + 15.94 * \log(Q_{tn}) - 26.88$$

dove

Q_{tn} resistenza alla punta normalizzata $= (q_t - \sigma_{v0}) / \sigma'_{v0}$

ϕ'_{cv} angolo d'attrito a volume costante, considerato variabile fra 32° e 34°.

5.3.2 Materiali a grana fine

Avendo a disposizione prove triassiali consolidate non drenate, si è generalmente proceduto ad una stima dei parametri di resistenza al taglio drenata c' e ϕ' mediante interpolazione dei punti di rottura.

In alternativa, i valori sono stati stimati sulla base delle correlazioni riportate nelle Figura 2 e nella Figura 3, come citati da Mesri e Abdel Ghaffar (1993, Doc. rif. [50]). I valori riportati nell'articolo citato si riferiscono a back-analysis di rotture di pendii, in argille NC e OC.

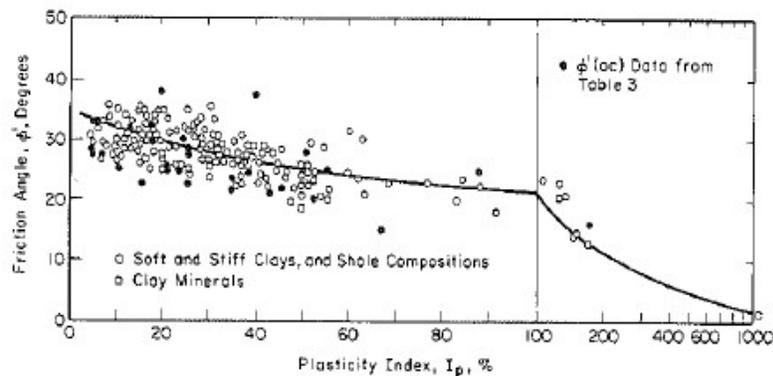


Figura 2 - Valori dell'angolo di resistenza al taglio per materiali argillosi (Mesri e Abdel-Ghaffar, 1993)

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000003B</p>	<p>Foglio 27 di 118</p>

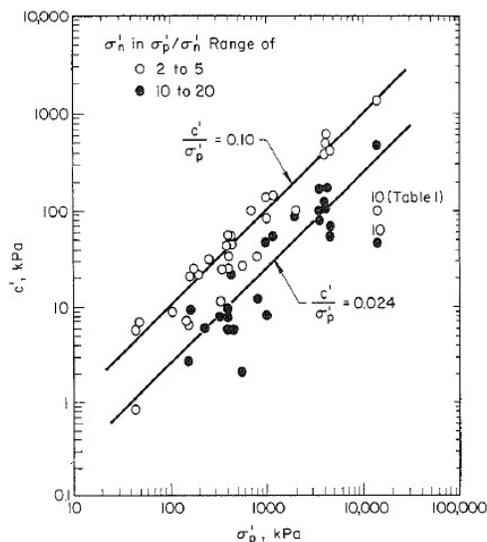


Figura 3 - Valori della coesione intercetta c' in funzione della tensione di preconsolidazione e del valore della tensione normale al piano di rottura, al momento della rottura σ'_n (da Mesri e Abdel-Ghaffar, 1993)

5.4 Resistenza al taglio – parametri non drenati

I valori delle resistenze al taglio non drenata c_u sono stati stimati sulla base delle prove di laboratorio e sulla base delle prove in sito CPTU.

Nella stima dei parametri qui fornita, si è tenuto in conto quanto segue:

- I valori delle prove di laboratorio possono talora essere affetti da un grado di disturbo del campione. Nella loro valutazione si è quindi tenuto conto di tale possibile degrado, stimato sulla base di diversi elementi, ed in particolare:
 - sulla natura dei materiali, tenendo conto che i materiali con elevata componente sabbioso-limosa, sono generalmente più sensibili al campionamento;
 - sulla compatibilità fra valori delle prove speditive (pocket e vane) condotte sulla carote (in sito o in laboratorio) ed i valori da prove triassiali;
 - privilegiando i valori ottenuti da prove consolidate non drenate (TX-CIU), rispetto a quelle del tipo TX-UU, che usualmente, ed in particolare per i materiali più teneri, e più sensibili al campionamento, possono sottostimare le reali resistenze di sito;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 28 di 118

- i valori ottenuti da prove in sito CPTU risultano in genere affidabili, essendo supportati da numerosi studi, sia teorici che empirici, che dimostrano una stretta correlazione fra la resistenza alla punta q_t e il valore della resistenza al taglio non drenata.

Per l'interpretazione delle prove CPTU, ci si è avvalsi della seguente correlazione, derivata essenzialmente dalla teoria della capacità portante di fondazioni profonde:

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_k}$$

utilizzando un fattore $N_k = 14$, in accordo a Lunne et al. (1997, Doc. rif. [47]).

5.5 Determinazione della storia tensionale – (OCR)

Per la valutazione della tensione di preconsolidazione dei materiali argillosi, si è in generale fatto riferimento alle prove edometriche, ove il valore della tensione di preconsolidazione è stato stimato con il classico metodo di Casagrande.

In alternativa, il valore della tensione di preconsolidazione (e quindi di OCR), è stato anche valutato sulla base dei dati CPTU mediante la seguente correlazione di Chen e Mayne (1996, Doc. rif. [34]):

$$\sigma'_p = k \cdot (q_t - \sigma_{v0})$$

in cui il valore del coefficiente k viene stimato a partire dal valore dell'indice di plasticità, nel modo seguente:

$$k = 0.86 \cdot IP^{-0.28}$$

Un valore di $k = 0.33$ è stato generalmente considerato adeguato per i materiali rinvenuti nella tratta.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 29 di 118

5.6 Determinazione del coefficiente di consolidazione verticale c_v

Il valore del coefficiente di consolidazione in direzione verticale è stato ottenuto generalmente dalle prove edometriche, facendo riferimento ai provini di migliore qualità.

In alternativa, il coefficiente di consolidazione può essere stimato interpretando le prove di dissipazione, valutando il valore in direzione orizzontale c_h , in accordo a Teh e Houlsby (1988, Doc. rif. [38]).

La relazione proposta è la seguente:

$$T^* = \frac{c_h t}{r^2 \sqrt{I_r}}$$

essendo:

T^* fattore adimensionale funzione della percentuale di dissipazione della sovrappressione interstiziale iniziale; per un grado di dissipazione del 50% si ha $T^* = 0.245$;

I_r indice di rigidità del materiale, stimato in base alla Figura 4 (Keaveny and Mitchell, 1986, Doc. rif. [43]), funzione dell'indice di plasticità del materiale. Per il caso in esame, si è considerato $I_r = 140$

$$I_r \approx \frac{0.65 \cdot G_o}{c_u} = \text{indice di rigidità};$$

r raggio del cono, pari a 1.78 cm;

t tempo necessario a raggiungere un determinato grado di dissipazione.

Tabella 11 - Fattore adimensionale T (da Houlsby & Teh (1988))

	Grado di consolidazione U %			
	30	40	50	60
Pietra porosa sulla punta	T = 0.032	T = 0.063	T = 0.118	T = 0.226
Pietra porosa alla base del cono	T = 0.078	T = 0.142	T = 0.245	T = 0.439

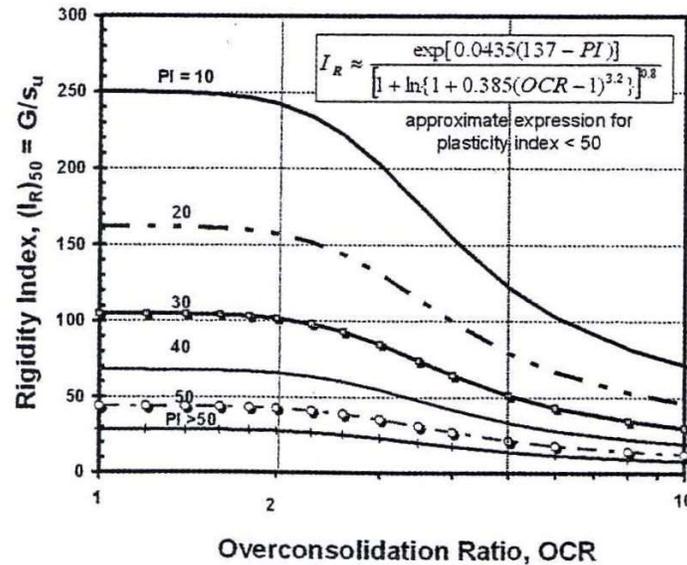


Figura 4 – Coefficiente di sovraconsolidazione in funzione dell'indice di rigidezza (Keaveny and Mitchell, 1986)

Nei piezoconi tradizionalmente impiegati in Italia, la pietra porosa si trova alla base della punta, (u_2), e quindi si è fatto riferimento ai valori riportati nella seconda riga della Tabella 11.

In accordo alle indicazioni di Baligh (1975, Doc. rif. [32]), il processo di dissipazione della sovrappressione interstiziale avviene nel ramo di scarico. In sostanza, la penetrazione della punta ha provocato un eccesso di sovrappressioni interstiziali, e la loro dissipazione fa tornare le tensioni efficaci allo stato precedente l'infissione. Pertanto, i valori di c_h ottenuti da tale formulazione (ma non solo da questa), sono relativi allo stato di sovraconsolidazione del materiale.

Per ottenere il valore di c_h nelle condizioni NC, Baligh propone di correggere il valore ottenuto con un coefficiente pari al rapporto fra il valore del coefficiente di ricompressione RR e quello di compressione vergine CR, entrambi ottenuti da prove edometriche. Si applica quindi la seguente correlazione:

$$C_h(NC) = C_h(OC) \frac{RR}{CR} \approx \frac{C_h(OC)}{8}$$

Nella valutazione del coefficiente in direzione verticale, si è tenuto conto di quanto suggerito da Lancellotta (1987, Doc. rif. [44]):

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 31 di 118

- nei depositi argillosi uniformi, non tettonizzati, la permeabilità in direzione orizzontale può essere più elevata che non in direzione verticale, in virtù di strutture deposizionali, per un fattore dell'ordine di 1.5;
- nel caso di terreni stratificati, con fitte alternanze sabbioso-limose, i valori del rapporto k_h / k_v possono essere sensibilmente più elevati, e variare nel campo 5-15.

5.7 Permeabilità di progetto

Per quanto concerne i valori di permeabilità, si presentano nel seguito i risultati delle prove di tipo Lefranc. Per quanto concerne la valutazione della permeabilità dell'acquifero sabbioso-ghiaioso di San martino Buonalbergo, si rimanda alle relazioni e agli studi specialistici contenuti nel documento dello studio idrogeologico (Doc. rif. [4]).

Si ricorda come i valori di permeabilità siano fortemente influenzati da condizioni locali. Si raccomanda pertanto, nel caso di assunzione per il dimensionamento di opere di aggotamento della falda, ed in generale per analisi di filtrazione, di esaminare attentamente le condizioni e la stratigrafia locale del sito, e valutare il possibile ampio spettro di valori che la permeabilità può assumere, Ciò tenendo anche conto dei fattori legati all'anisotropia dei depositi, in coerenza con quanto sopra riportato per il valore del coefficiente di consolidazione in direzione verticale ed orizzontale.

5.8 Parametri di deformazione

5.8.1 Materiali a grana grossa

Per quanto concerne la stima dei parametri di deformabilità dei materiali a grana grossa, si è ritenuto di procedere come segue:

- Valutazione dei moduli di taglio e di Young iniziali G_0 ed E_0 , sulla base dei dati delle misure geofisiche effettuate nelle diverse fasi progettuali, (CH, DH e MASW), con un confronto dei dati sperimentali con i valori e le tendenze deducibili dalle prove penetrometriche dinamiche (SPT) e statiche (CPT),
- Sulla base dei valori tipici di deformazione attesa per le diverse opere (seguendo ad esempio quanto raccomandato da Atkinson e Salfors (1991, Doc. rif. [30]), e da Atkinson (2000, Doc. rif. [31]), e riportato in Figura 5) valutazione dell'entità del degrado dei moduli iniziali, facendo riferimento a curve di letteratura.

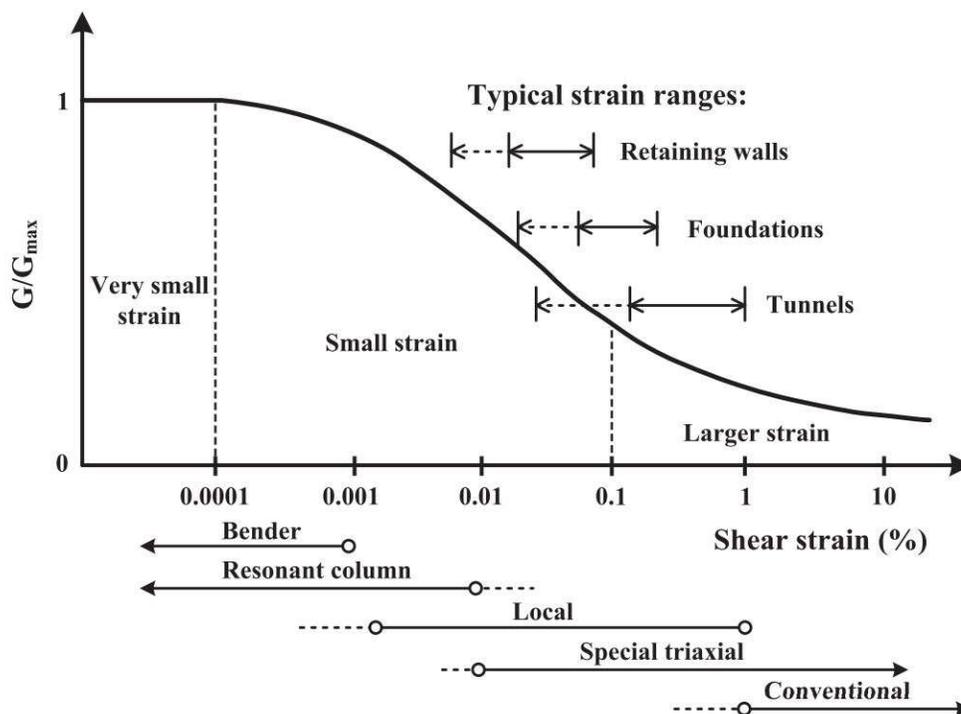


Figura 5 – Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria (Doc. rif. [29],[31])

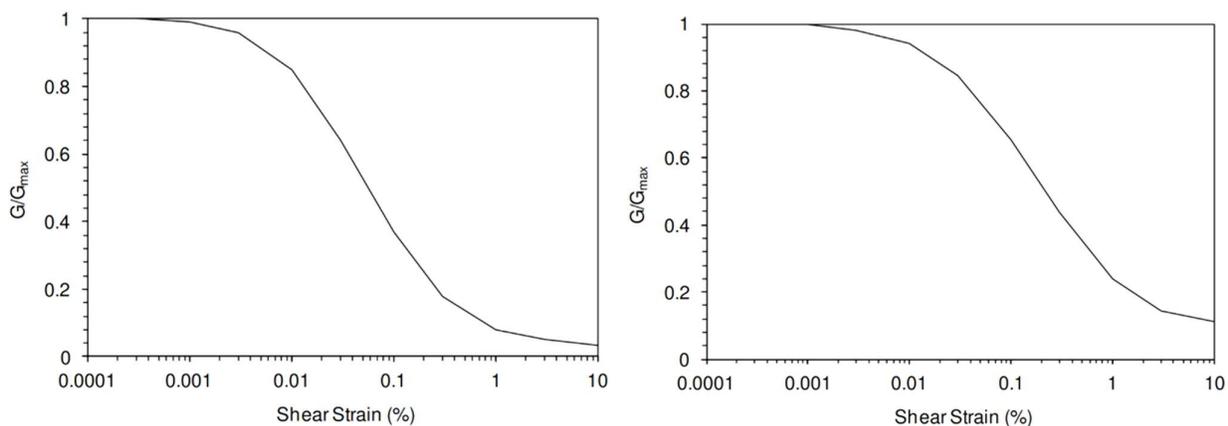


Figura 6 – Curva di decadimento del modulo di taglio per depositi sabbiosi (in alto, Doc. rif. [54]) e argillosi (in basso, Doc. rif. [55])

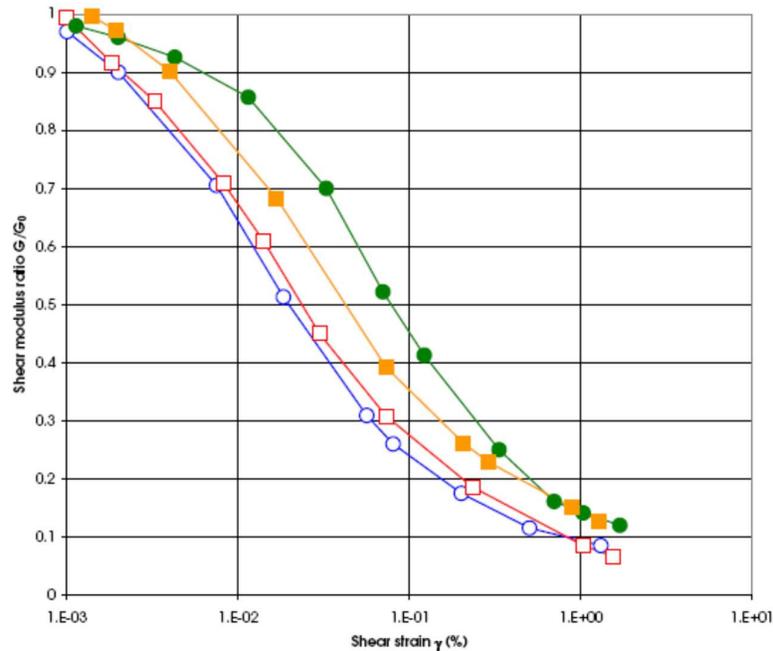


Figura 7 – Altro esempio di curva di decadimento del modulo di taglio (Doc. rif. [39])

Le curve di degrado del modulo in funzione della distorsione a taglio a disposizione in letteratura sono molte e il progettista potrà scegliere quella che riterrà più opportuna. In questa sede, si sono generalmente proposti valori di moduli di Young operativi, validi per il calcolo di cedimenti di fondazioni superficiali e per scavi, ipotizzando valori del decadimento del modulo dell'ordine di $1/3 \div 1/5$ di quello iniziale.

In linea di principio, nel momento in cui anche un generico materiale argilloso, per effetto del cambio tensionale, si trovi in un campo deformativo a principale componente elastica, si può seguire allo stesso modo questa procedura.

5.8.2 Materiali a grana fine

Quando non ci si trovi ad operare in campo elastico, e convenga invece adottare parametri che definiscano il comportamento sia nel ramo di ricarica (comportamento elastico o pseudo-elastico), e nel campo di compressione vergine, per la definizione dei parametri di deformazione vengono forniti i valori di RR e CR, (rapporto di ricompressione e di compressione vergine), nel piano $\varepsilon_v - \log \sigma'_v$.

Per quanto invece concerne la deformabilità viscosa, viene fornito, quando di possibile interesse, un valore

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 34 di 118

di $c_{\alpha\varepsilon}$ (coefficiente di compressibilità secondaria), sempre nel piano ε_v - $\log\sigma'_v$, generalmente dedotto, laddove disponibili, dalle prove edometriche. In alternativa, si è utilizzata la correlazione proposta da Mesri e Godlewski (1977, Doc. rif. [51]):

$$c_{\alpha\varepsilon}/CR = 0.04 \pm 0.01.$$

Infine, nel caso in cui ci si è trovati di fronte a strati di modesto spessore in profondità (>15-20 m da p.c.), per i quali non sono disponibili misure geofisiche né prove di laboratorio, il valore del modulo di Young operativo, da impiegare solo nel caso in cui il materiale sia ricaricato nel ramo della ricompressione, e quindi senza importanti deformazioni plastiche, è stata stimato con la correlazione empirica:

$$E' = 200-300 \cdot c_u.$$

5.9 Qualità dei campioni

Per i materiali argillosi, molti dei dati qui dedotti ed in particolare quelli relativi alla storia tensionale ed alla deformabilità, provengono dalla interpretazione dei risultati delle prove meccaniche di laboratorio, con particolare riferimento alle prove edometriche.

Con riferimento a queste prove, la qualità dei campioni indisturbati di materiali argillosi può essere valutata sulla base di criteri proposti in letteratura. Ad esempio Lunne et al. (1997, Doc. rif. [46]) e Terzaghi et al. (1996, Doc. rif. [57]), propongono una classificazione della qualità dei campioni basata sulla misura dell'entità di deformazione del campione all'applicazione della tensione verticale efficace di sito σ'_{v0} . Il principio alla base di tale criterio di valutazione è che maggiore è il valore della deformazione a tale livello tensionale, maggiore è il disturbo. In termini quantitativi, le tabelle che seguono mostrano la classificazione come riportata da De Groot e Sandven (2004, Doc. rif. [37]).

Tabella 12 - Grado di affidabilità dei campioni (SQD) Terzaghi et al. (1996)

Deformazione volumetrica $\varepsilon_{vol}(\%)$ a σ'_{v0} (in una prova edometrica) $\varepsilon_{vol} = \varepsilon_{assiale}$	SQD
<1	A (best)
1÷2	B
2÷4	C
4÷8	D
>8	E (worst)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 35 di 118

Tabella 13 - Grado di affidabilità dei campioni Lunne et al. (1997). $\Delta e/e_0$ a σ'_{v0}

OCR = 1 ÷ 2	OCR = 2 ÷ 4	Livello
< 0.04	< 0.03	Da molto buono a eccellente
0.04 ÷ 0.07	0.03 ÷ 0.05	Da buono ad accettabile
0.07 ÷ 0.14	0.05 ÷ 0.10	Scarso
>0.14	>0.10	Molto scarso

In virtù di tale classificazione, si sono generalmente esclusi i dati provenienti dai campioni di scarsa qualità. In ogni caso, il progettista può utilmente consultare direttamente il dato sperimentale, al fine di valutare l'attendibilità dell'operazione svolta.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 36 di 118

6 BREVE DESCRIZIONE DEL TRACCIATO, DELLE OPERE PRINCIPALI DA REALIZZARE E DEL PROFILO STRATIRAFICO

Il tratto d'interesse è compreso tra le pk 21+990 e pk 33+500 (fine del viadotto Montebello) ed è rappresentato nelle figure in Allegato 1. All'interno di esso si prevede la realizzazione di:

- viadotti S. Bonifacio e Montebello;
- Ponte sul Dugaletto;
- cavalcaferrovia;
- sottovia e sottovia pedonali;
- tombini idraulici;
- rilevati, di altezza variabile fino ad oltre 8 m.

Tenendo conto della posizione dei singoli manufatti, sulla base delle evidenze geotecniche riscontrate il tratto è stato suddiviso in zone relativamente omogenee, per fornire un inquadramento generale relativamente a: stratigrafia, caratteristiche e problematiche geotecniche.

Nei seguenti capitoli si descrivono le unità geotecniche identificate esaminando i risultati delle indagini. La distribuzione spaziale di tali materiali è illustrata nei Profili Geotecnicici (Doc. rif. [7]). Si rimanda invece alle relazioni geotecniche delle singole WBS per informazioni di dettaglio ed assunzioni progettuali.

6.1 Falda di progetto

Le soggiacenze misurate nei piezometrici lungo la tratta in esame riportati (v. capitolo 4) indicano una relativa stabilità nelle escursioni stagionali. La differenza di quota massima e minima misurata risulta generalmente inferiore ad 1.5 m, sebbene in alcuni piezometri si registrino variazioni superiori a 3 m (v. BH19V, SPC47, S48 ed S49).

Le letture disponibili indicano una soggiacenza di falda generalmente modesta. Ai fini progettuali, prendendo a riferimento i livelli di falda definiti nella relazione idrogeologica (Doc. rif. [3]), si assumeranno i seguenti livelli di falda:

Tratta compresa tra le progressive 21+990 e 23+500

- falda di progetto a medio termine e lungo termine: -3 m da p.c.;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 37 di 118

Tratta compresa tra le progressive 23+500 e 26+000

- falda di progetto a medio e lungo termine: -1.5 m da p.c.;

Tratta compresa tra le progressive 26+000 e 33+500

- falda di progetto a medio e lungo termine: piano campagna.

Il progettista avrà comunque la facoltà, in presenza di particolari condizioni locali, e sulla base di letture piezometriche affidabili, di assumere quote diverse da quelle sopra riportate, in particolare per ciò che riguarda il dimensionamento delle opere provvisoriale, giustificando la scelta.

Si segnala che fra le progressive 28 e 32 circa, ove è presente uno spesso strato di limi argillosi teneri, sovrastanti un acquifero ghiaioso a circa 20-30 m di profondità, tale acquifero si trova in pressione rispetto al p.c. Sono stati installati piezometri elettrici in tale strato. La prevalenza rispetto al p.c. attuale, della quale si dovrà tenere conto nella eventualità di esecuzione di pali che si intestino nello strato di base, è dell'ordine di almeno 1-2 m. ulteriori informazioni verranno acquisite in fase di monitoraggio.

6.2 Tratto compreso fra pk 21+990 e pk 25+700

Il tratto in esame parte dalla fine del Viadotto Alpone (inizio lotto) e si estende per circa 3700 m, lungo i quali si prevede la realizzazione di rilevati di altezza compresa tra 3 m e 7.6 m, del Ponte sul Dugaletto (pk 23+550 circa), del Viadotto S. Bonifacio (pk 25+050 circa) e di due sottovia alle pk 23+050 e pk 14+030 circa.

Si anticipa che, lungo tale tratto, vi sono alcune indagini ancora non disponibili. La caratterizzazione di tali materiali (e parzialmente anche del profilo stratigrafico) risulta quindi ancora preliminare, e da perfezionare a valle dei risultati delle prove.

Le indagini eseguite sono elencate in Tabella 14 e consistono in sondaggi a carotaggio continuo (BH e P), prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) e dinamiche e prove geofisiche tipo cross-hole (CH) e MASW. La posizione delle indagini ed il loro esito sono descritti in dettaglio in elaborati di progetto dedicati.

Tabella 14 - Indagini tra pk 21+990 e pk 25+700

Progressiva pk	ID indagini	Campagna anno
21+990	BH15V	2015

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 38 di 118

Progressiva pk	ID indagini -	Campagna anno
22+125	CPTU26V	2015
22+325	CPTU27V	2015
22+360	BH16V+CH4V	2015
22+500	CPTU28V	2015
22+640	CPTU29V	2015
22+750	CPTU29Vbis	2015
22+780	BH17	2015
22+850	CPTU30V new	2015
23+050	CPTU31V	2015
23+200	BH18V	2015
23+250	P14	2015
23+250	P14 bis	2015
23+330	CPTU32V	2015
23+470	CPTU33V	2015
23+532	MASW-PE-10	2020-2021
23+590	CPTU34V	2015
23+670	BH19V	2015
23+670	CPTU35V e CPTU35Vbis	2015
24+175	CPTU36V	2015
24+750	BH23V	2015
24+915	BH24V+CH5V	2015
25+105	CPTU38V	2015
25+110	P15	2015
25+110	P15 bis	2015
25+177	MASW-PE-11	2020-2021
22+012	BH-PE-44	2020-2021
22+134	CPTU-PE-23	2020-2021
23+175	BH-PE-45	2020-2021
23+363	BH-PE-46	2020-2021
23+067	CPTU-PE-24	2020-2021
23+363	CPTU-PE-25	2020-2021
23+498	BH-PE-47	2020-2021
23+998	BH-PE-48	2020-2021
23+974	CPTU-PE-26	2020-2021
24+384	BH-PE-49	2020-2021
24+579	CPTU-PE-27	2020-2021
24+804	CPTU-PE-28	2020-2021
25+084	BH-PE-50	2020-2021
25+085	CPTU-PE-29	2020-2021
25+312	CPTU-PE-30	2020-2021
25+315	BH-PZ-PE-51	2020-2021
25+478	BH-PZ-PE-52	2020-2021

Sulla base della metodologia descritta nel capitolo 5 e dei risultati delle prove di laboratorio e di sito, le figure che seguono forniscono le interpretazioni relative a:

- Densità relativa stimata da prove SPT (v. Figura 10);
- Angolo di attrito stimato da prove SPT (v. Figura 12);

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 39 di 118

- Limiti di Atterberg e carta di plasticità di Casagrande (v. Figura 13, Figura 14 e Figura 15);
- Resistenza al taglio non drenata dei terreni coesivi (v. Figura 16 e Figura 17);
- Pressione di preconsolidazione dei terreni coesivi (v. Figura 18);
- Rapporti di compressione e ricomprensione da prove edometriche (v. Figura 20);
- Velocità delle onde di taglio (Doc. rif. [4], v. Figura 21 e Figura 22);
- Modulo di taglio alle piccole deformazioni, a partire dai valori stimati di V_s (v. Figura 23 e Figura 24) e dei risultati delle prove CPTU (v. Figura 25).

Come rappresentato nel Profilo Geotecnico (v. Allegato 2, Doc. rif. [7]), nei primi 10-15m di profondità si riscontra la presenza di depositi sciolti di tipo incoerente (sabbie limose limi sabbiosi, unità 4 e 3a), alternati a depositi teneri e mediamente consistenti di natura limoso argillosa (unità 3b).

In particolare, come indicato in Figura 8 tra pk 23+000 e pk 23+650 circa tali depositi sono costituiti principalmente da limo con argilla debolmente sabbioso (unità 3b) ed all'interno di essi si misurano resistenze alla punta q_c variabili e generalmente comprese tra 0.7 MPa e 2 MPa. Sulla base delle prove eseguite i materiali risultano avere media plasticità e per essi si stimano (v. Figura 13 e Figura 14):

peso di volume $\gamma = 18\div 20 \text{ kN/m}^3$;
contenuto d'acqua naturale $w_n = 20\div 30\%$;
LL = 30÷45%, IP = 10÷20.

Le prove CPTU e triassiali eseguite confermano la scarsa consistenza dei depositi e, sulla base delle interpretazioni sintetizzate in Figura 16 e Figura 17, i valori di resistenza al taglio non drenata si stimano essere mediamente pari a 30-70 kPa, con riferimento ai primi 10/12 m dalla superficie. Si segnala che in queste alternanze il carotaggio dei materiali a predominante grana fine si presenta particolarmente difficile, sia per la natura essenzialmente limosa del materiale, sia per la frequente presenza di livelletti sabbiosi, che drenano l'acqua ed impediscono sostanzialmente il mantenimento di pressioni interstiziali negative, garanzia di una buona riuscita del campione.

I risultati di prove edometriche e CPTU descrivono i terreni come leggermente sovraconsolidati e caratterizzati dalle pressioni di preconsolidazione rappresentate in Figura 18, che indicano OCR perlopiù compresi tra 2 e 4, con diminuzione con la profondità.

Dall'esame delle curve edometriche, si stimano rapporti di compressione $CR = 0.05-0.08$ e di ricomprensione $RR = 0.007-0.012$ (v. Figura 20). Si ritiene che tali valori (in particolar modo quelli di CR, compressibilità nel ramo di compressione vergine), siano influenzati da un elevato grado di disturbo del materiale, e una stima di variabilità di CR attorno a 0.12-0.22 risulta probabilmente più realistica, ancorché cautelativa.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 40 di 118

Tra pk 21+990 e 23+000 circa ed oltre pk 23+650 i depositi più superficiali sono invece costituiti da sabbie limose e sabbie con limo (unità 3a e 4), con contenuto di fini variabile da 10% a 40% ed all'interno dei quali si misurano $N_{SPT} = 5-25$ colpi/30 cm (v. Figura 9). I materiali si presentano come sciolti o mediamente addensati, con densità relative comprese tra 30-60%. Per i livelli a più elevata componente sabbiosa (unità 4), si stimano angoli di attrito $\phi = 34^{\circ}-37^{\circ}$ (v. Figura 12). Valori più bassi (dell'ordine di $30-32^{\circ}$), possono invece essere stimati per quegli strati a più elevata componente limosa.

A profondità maggiori dei 35-40 m circa, e fino alle massime profondità indagate (50 m) vi è uno strato di sabbia limosa o debolmente limosa (unità 4) con $FC < 20\%$ ed all'interno del quale si misurano $N_{SPT} = 30-60$ colpi/30 cm (v. Figura 9). L'unità risulta relativamente densa, con $D_R = 50-80\%$ (v. Figura 10 e Figura 11) e per essa si stimano angoli di attrito $\phi = 37^{\circ}-41^{\circ}$ (v. Figura 12). Dai risultati delle indagini in sito e sulla base del profilo di V_s , per lo strato si indicano velocità $V_s = 220-300$ m/s e valori del modulo G_0 compresi tra 100 MPa e 200 MPa.

Sulla base del profilo di V_s (v. Figura 21 e Figura 22, Doc. rif. [4], v. Figura 23 e Figura 24) e dell'esito delle indagini in sito, si stimano $V_s = 140-300$ m/s (anche fino a 400) e G_0 pari a 40-170 (300) MPa. con incremento con la profondità.

Localmente, a profondità di circa 18-22 m pc e tra 20-40 m pc (v. CPTU-PE-30, Doc. rif. [9]), si ha la presenza di limi argillosi (unità 2) ed all'interno dei quali si registrano $q_c = 1-2.5$ MPa. Per i terreni appartenenti a questa unità si stimano:

- peso di volume $\gamma = 18\div 20$ kN/m³;
- contenuto d'acqua naturale $w_n = 30\div 40\%$;
- LL = 30÷45%, IP = 10÷15;

Le prove CPTU e triassiali indicano che i terreni sono mediamente consistenti e con valori di resistenza al taglio non drenata superiore a 100 kPa e mediamente pari a 120 kPa (v. Figura 17). Con l'aumentare della profondità si passa da materiali sovraconsolidati a debolmente sovraconsolidati, caratterizzati dalle pressioni di preconsolidazione illustrate in v. Figura 18 ed OCR compresi tra 1 e 2.5 circa (v. Figura 19).

I parametri caratteristici suggeriti per le unità individuate sono riportati nel capitolo 7.

AV/AC VERONA VICENZA

pk 21+990 - pk 25+700

Contributi granulometrici (%)

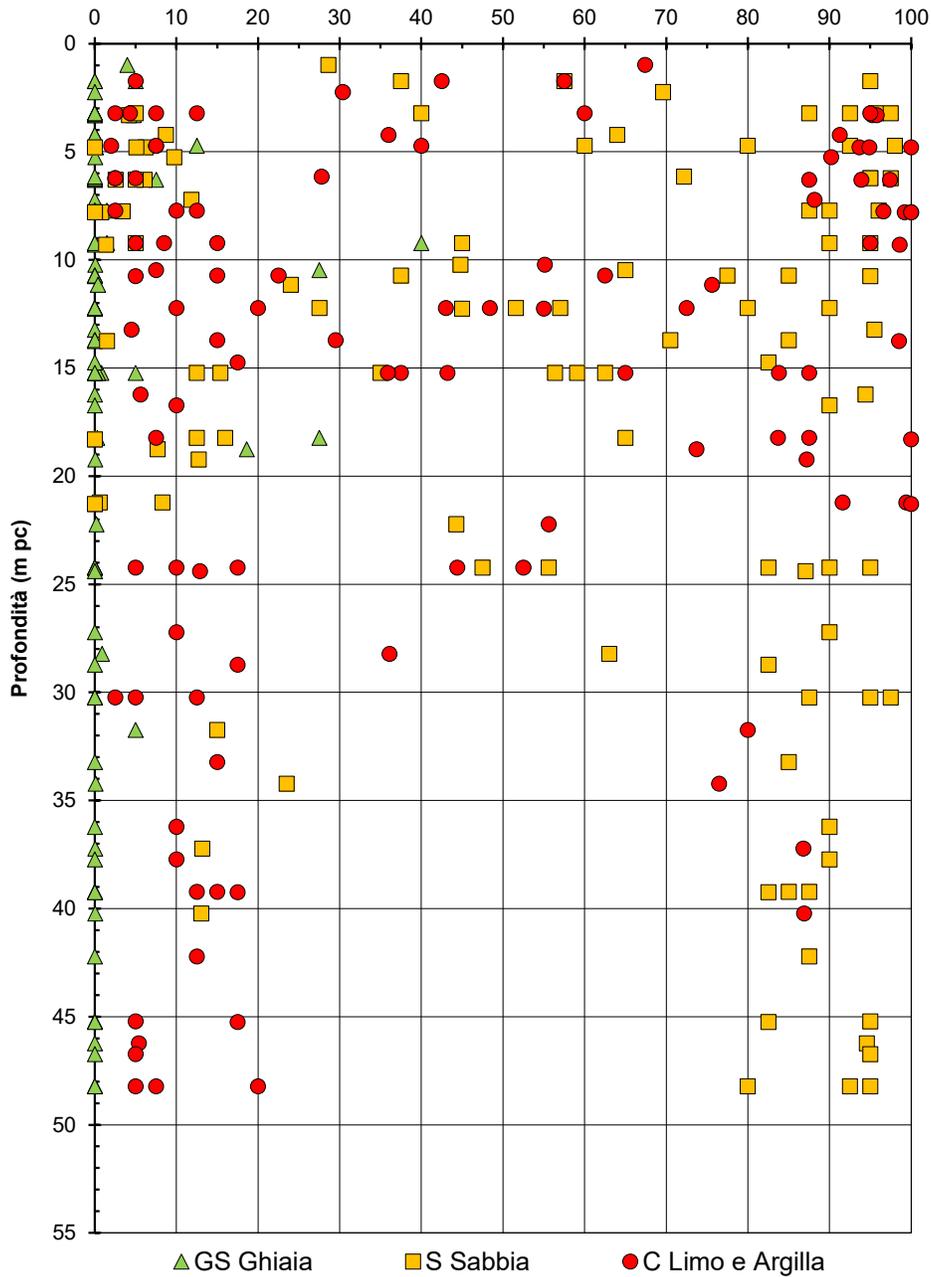


Figura 8 – Sintesi analisi granulometriche tra pk 21+990 e pk 25+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 21+990 - pk 25+700

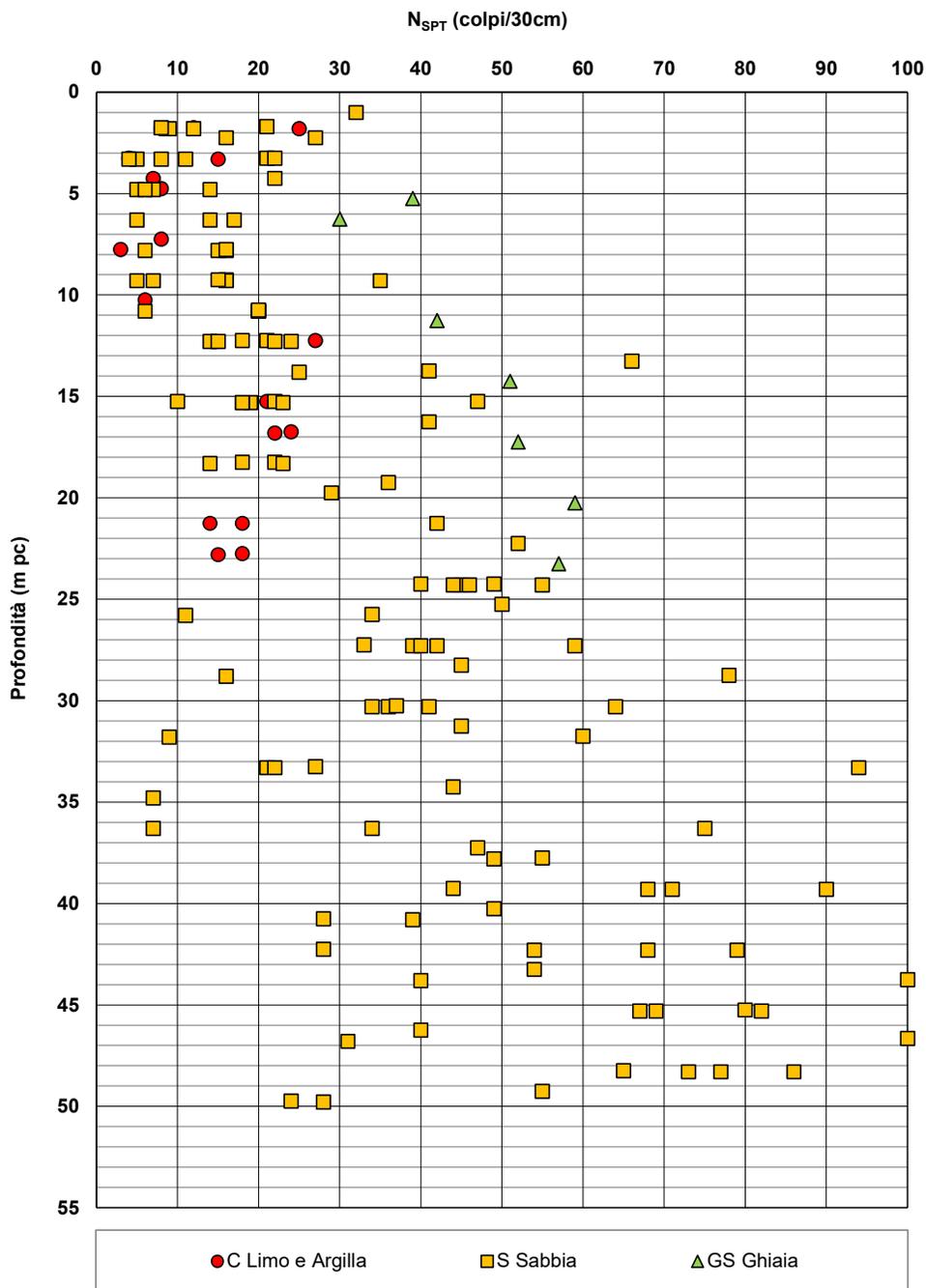


Figura 9 – Esito delle prove SPT tra pk 21+990 e pk 25+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 21+990 - pk 25+700

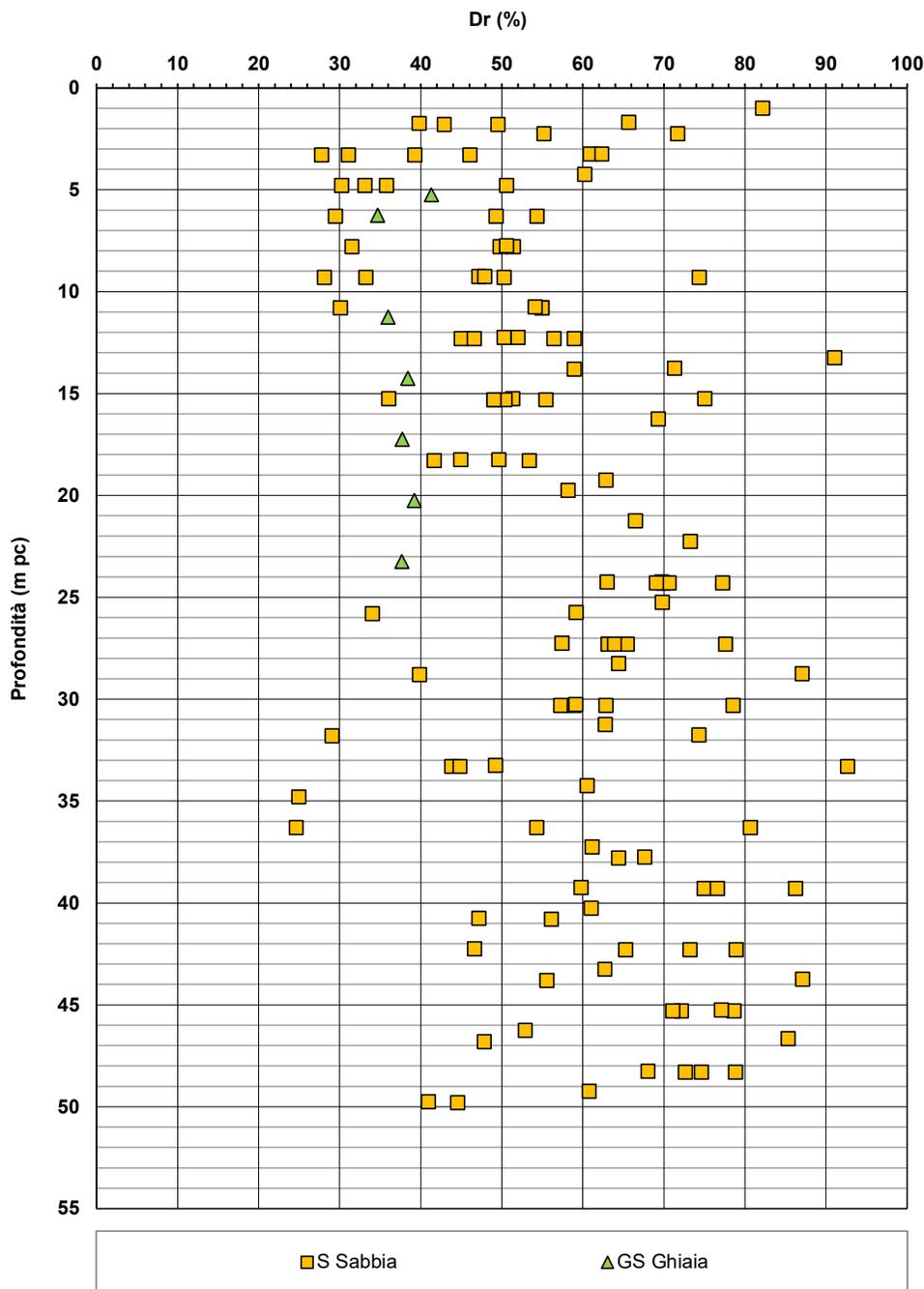


Figura 10 – Densità relativa da prove SPT tra pk 21+990 e pk 25+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 21+990 - pk 25+700

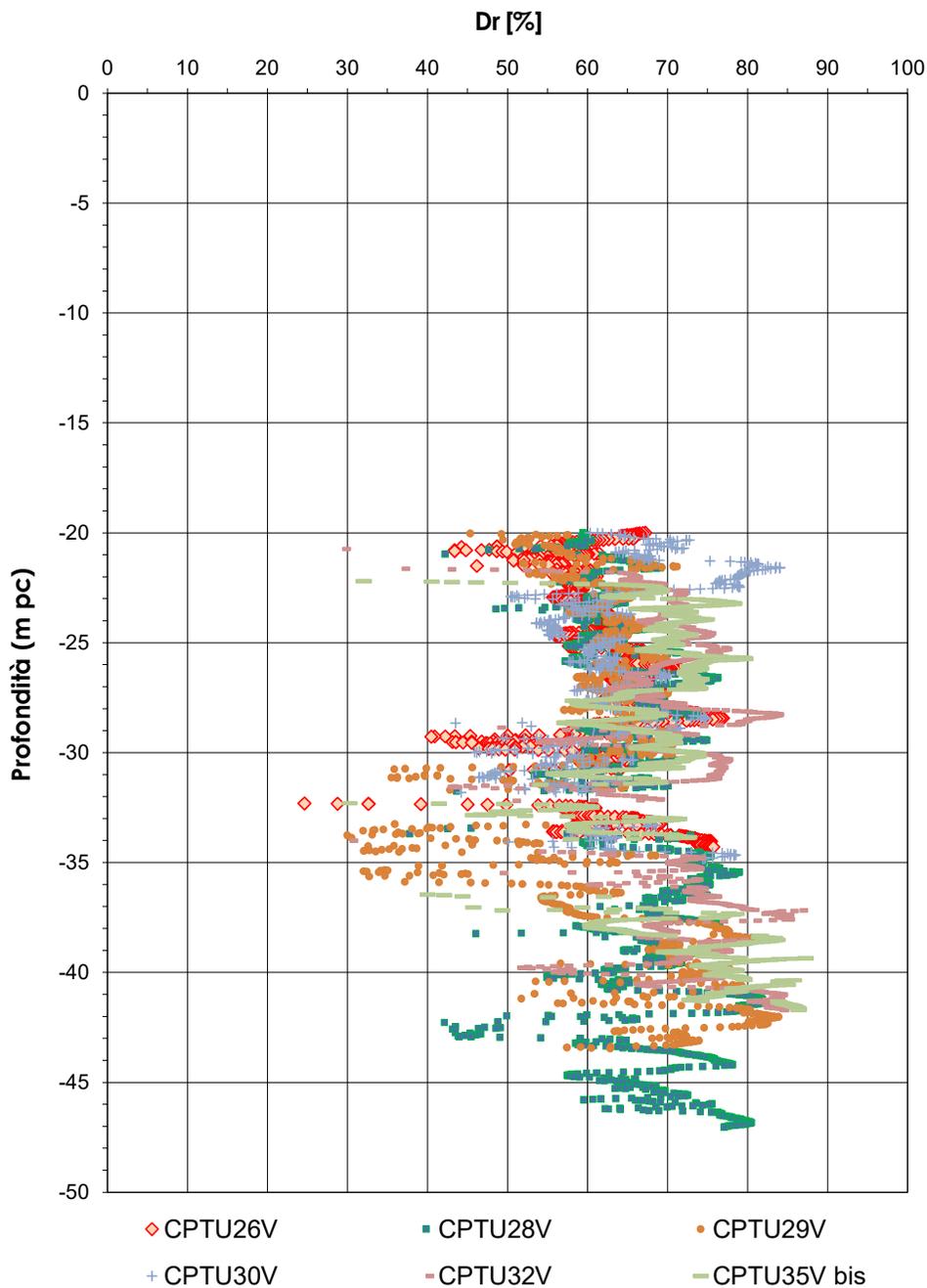


Figura 11 – Densità relativa da prove CPT tra pk 21+990 e pk 25+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 21+990 - pk 25+700

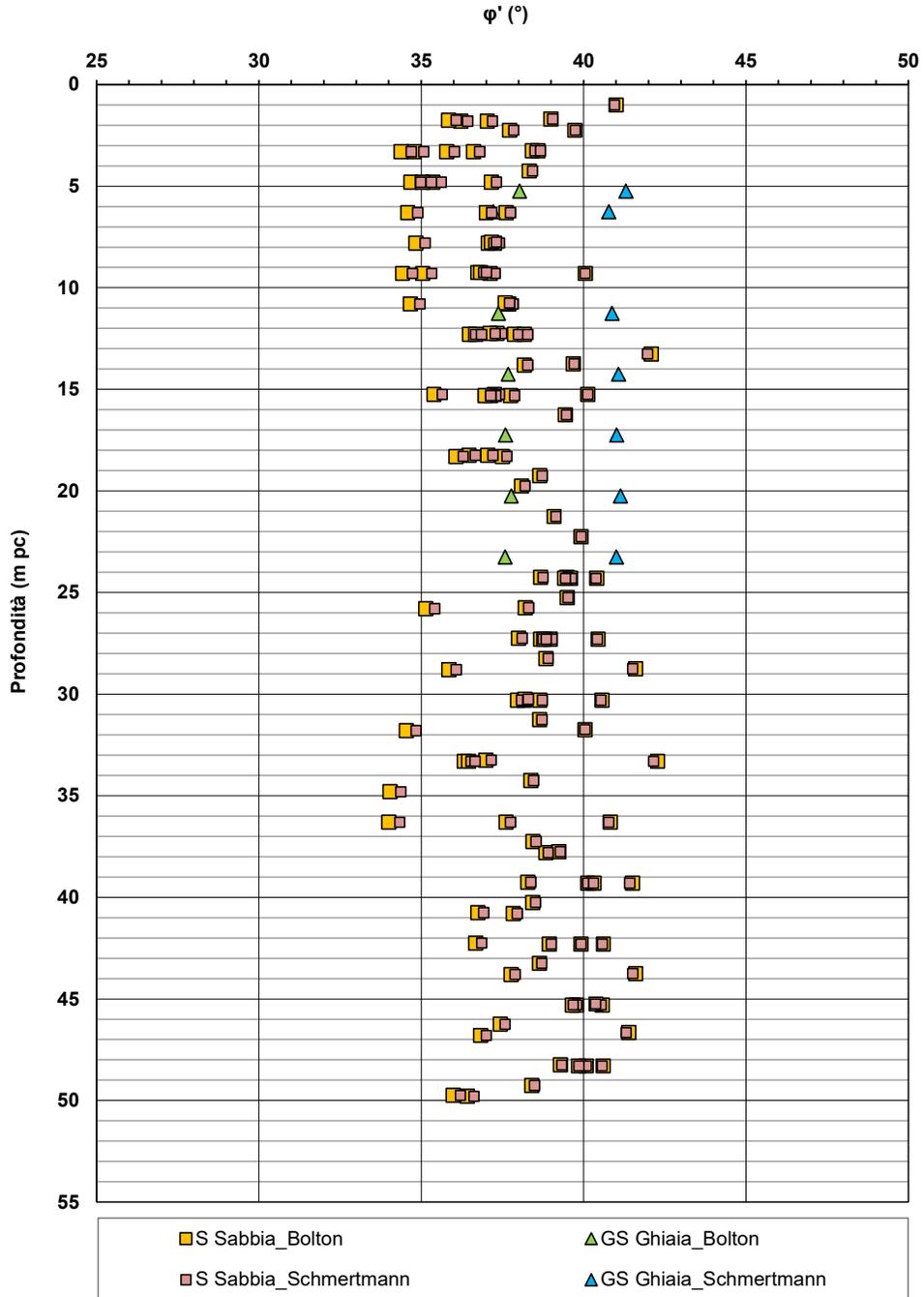


Figura 12 – Angoli di attrito da prove SPT tra pk 21+990 e pk 25+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 21+990 - pk 25+700

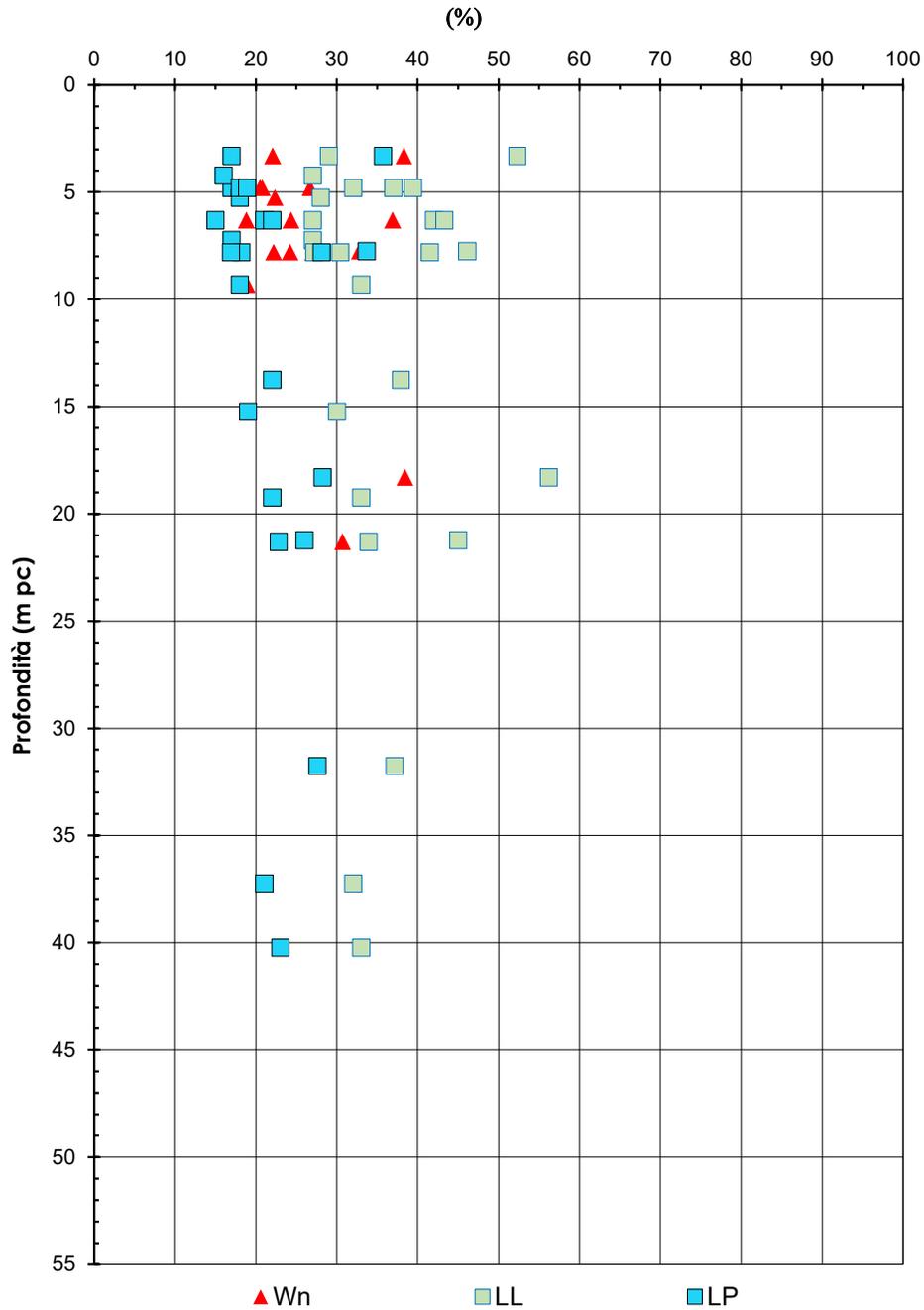


Figura 13 – Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua tra pk 21+990 e pk 25+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 21+990 - pk 25+700

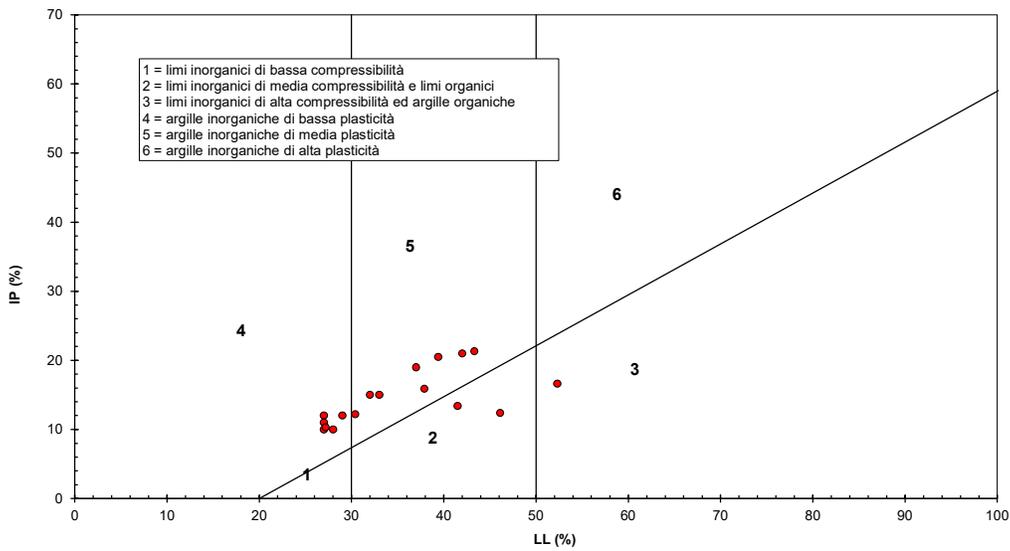


Figura 14 – Carta di plasticità di Casagrande: depositi coesivi superficiali tra pk 21+990 e pk 25+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 21+990 - pk 25+700

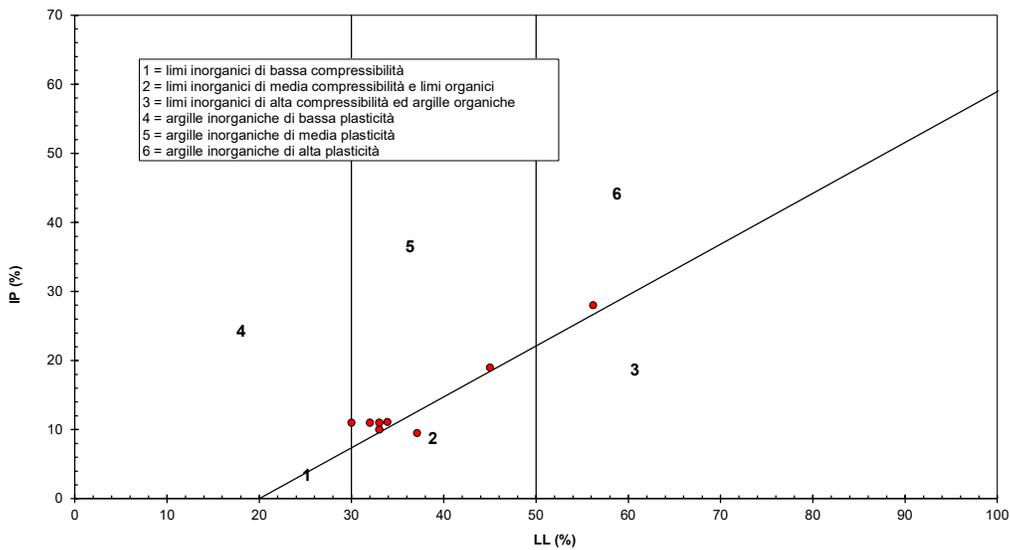


Figura 15 – Carta di plasticità di Casagrande: depositi coesivi profondi tra pk 21+990 e pk 25+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 21+990 - pk 25+700

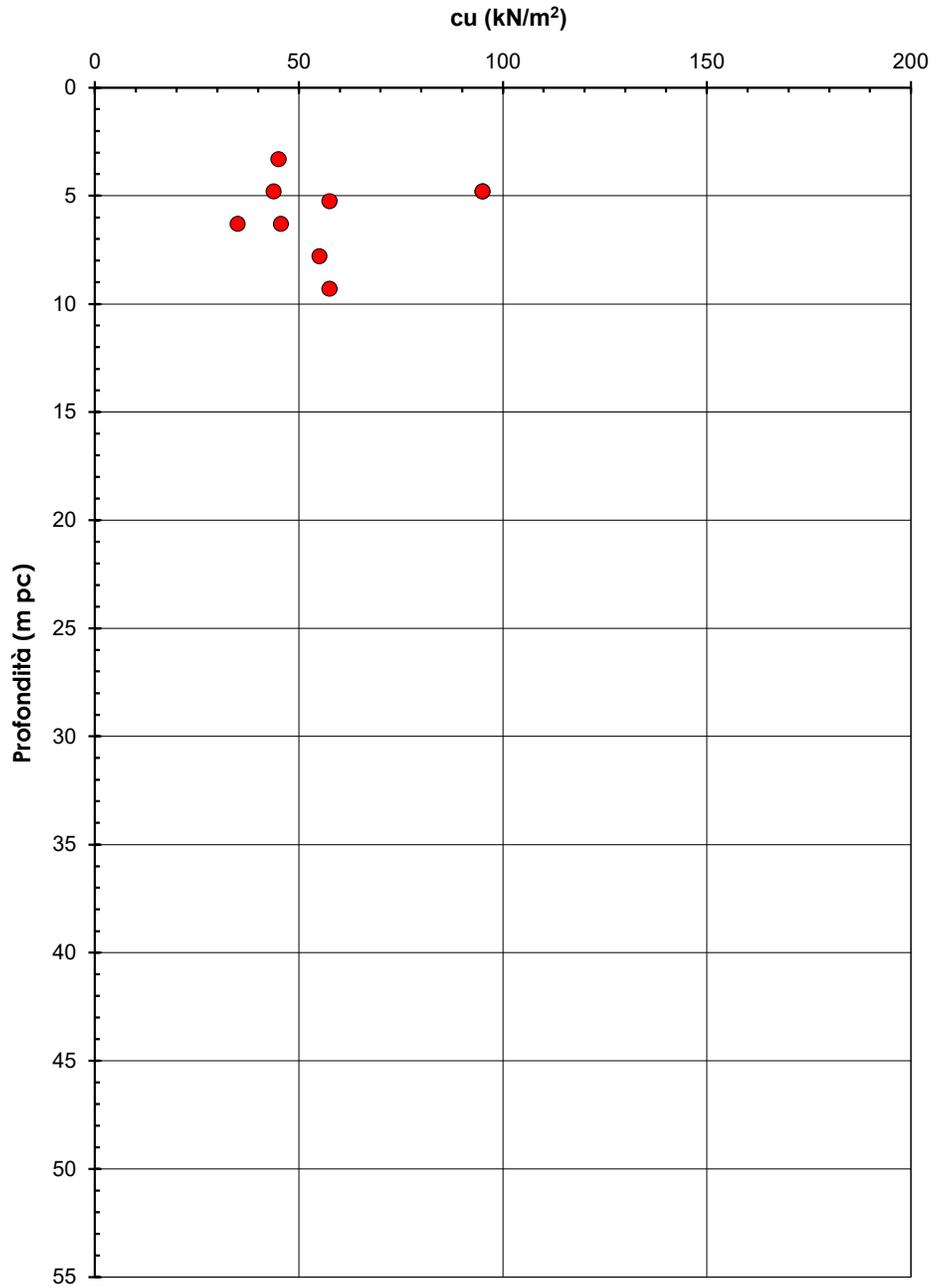


Figura 16 – Resistenza al taglio non drenata stimata da prove di laboratorio, tra pk 21+990 e pk 25+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 21+990 - pk 25+700

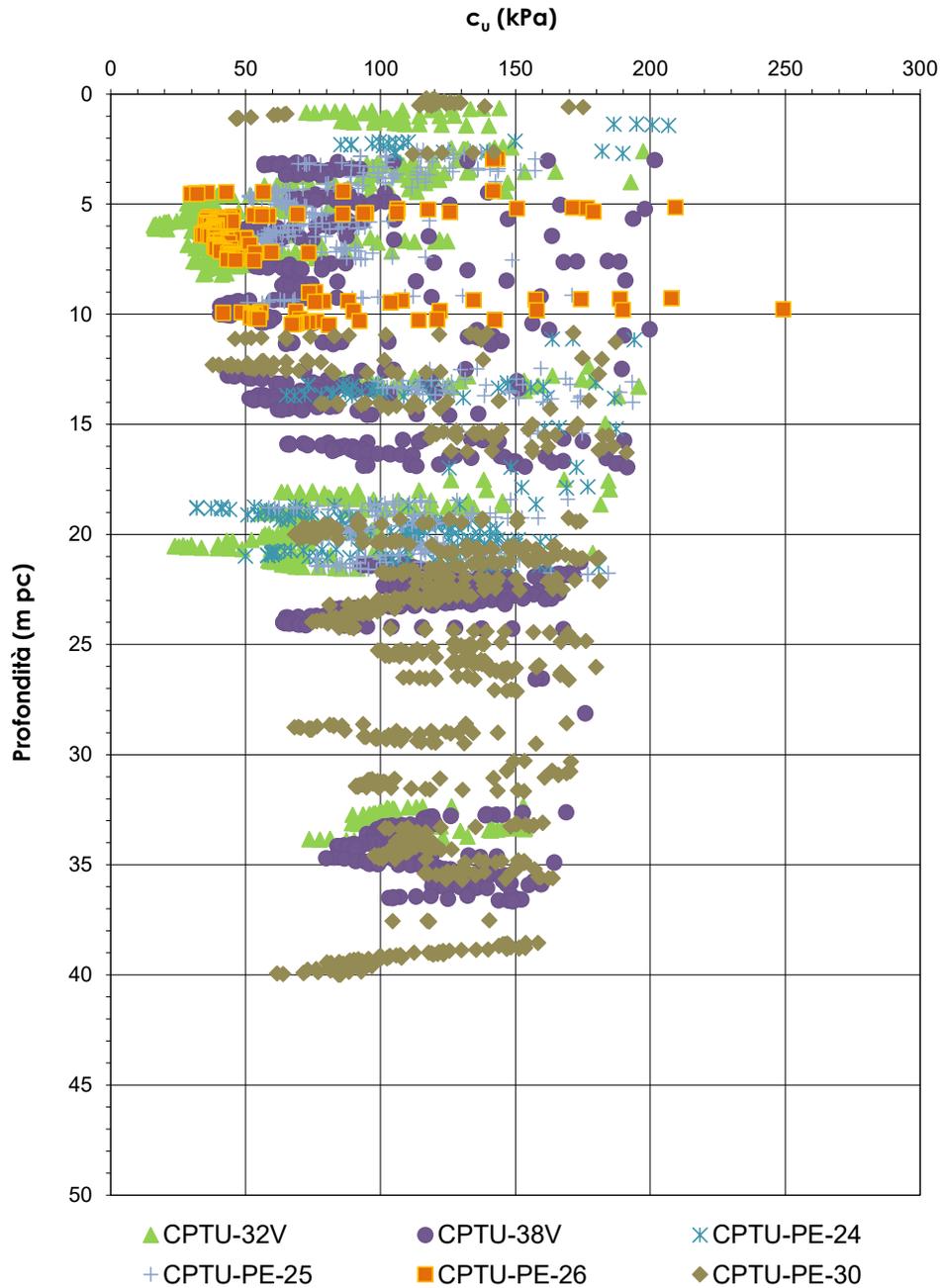


Figura 17 – Resistenza al taglio non drenata stimata da prove CPTU tra pk 21+990 e pk 25+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 21+990 - pk 25-700

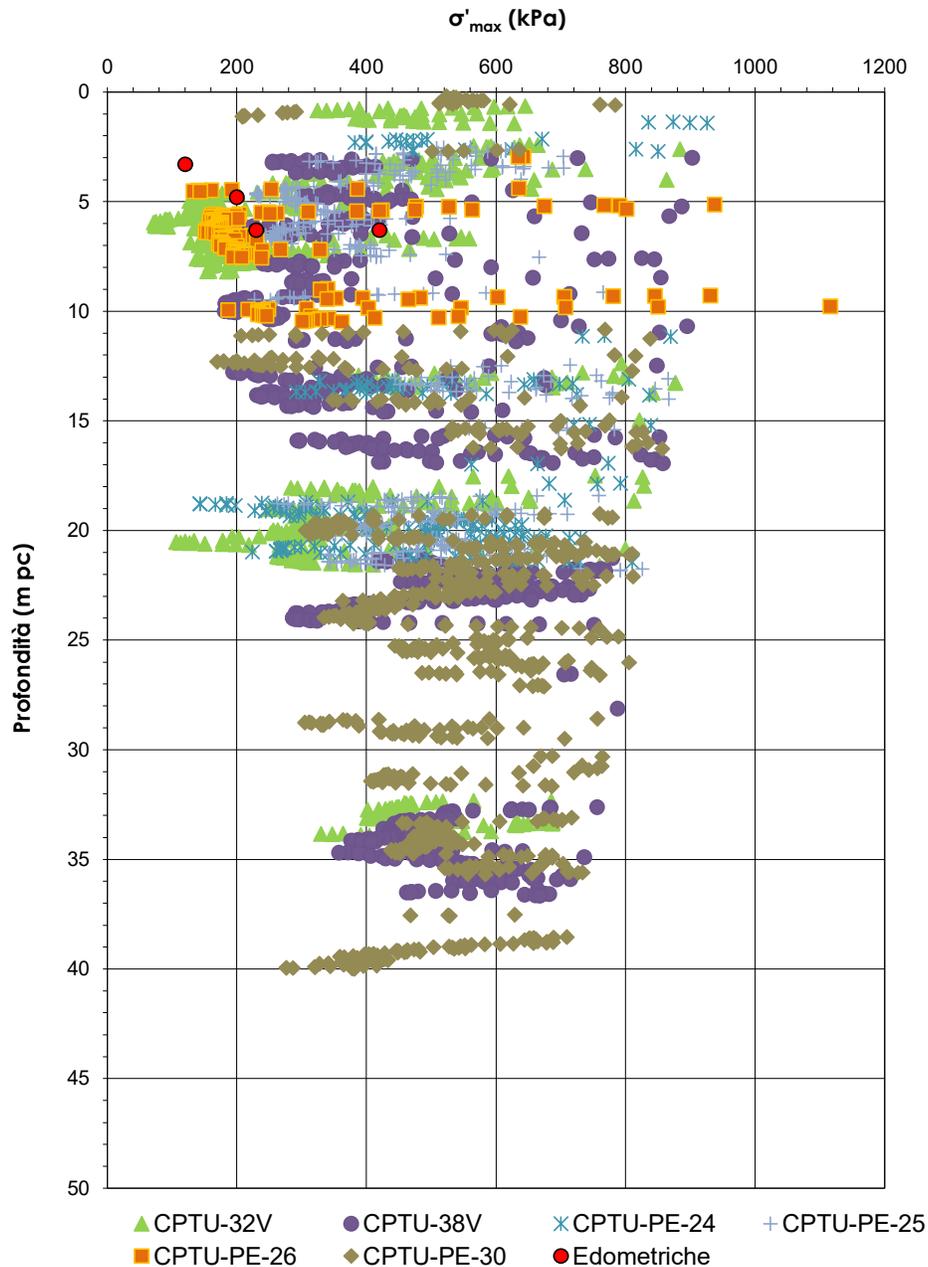


Figura 18 – Tensioni di preconsolidazione stimate da prove edometriche e CPTU tra pk 21+990 e pk 25+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 21+990 - pk 25+700

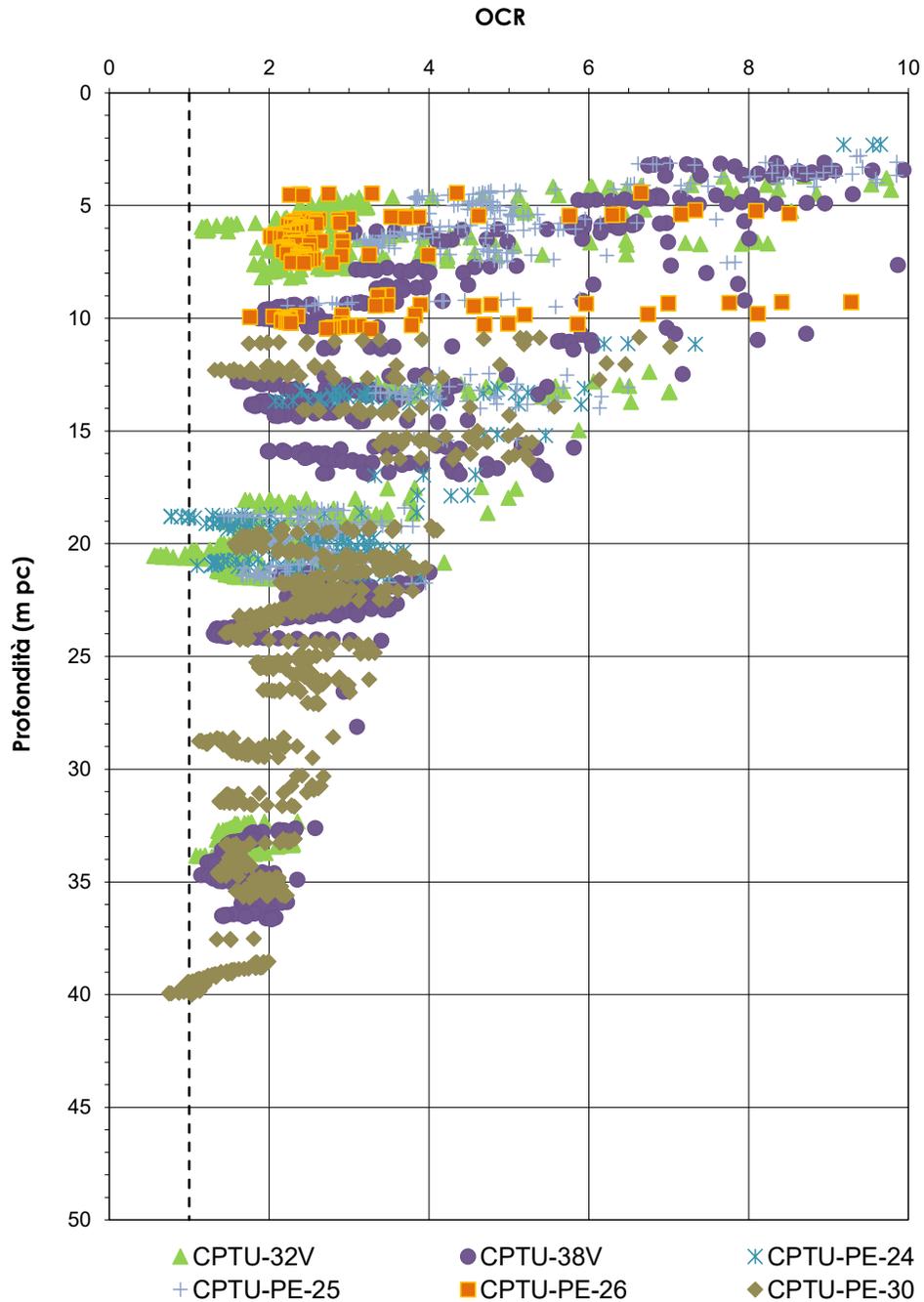


Figura 19 – OCR stimato da prove edometriche e CPTU tra pk 21+990 e pk 25+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 21+990 - pk 25+700

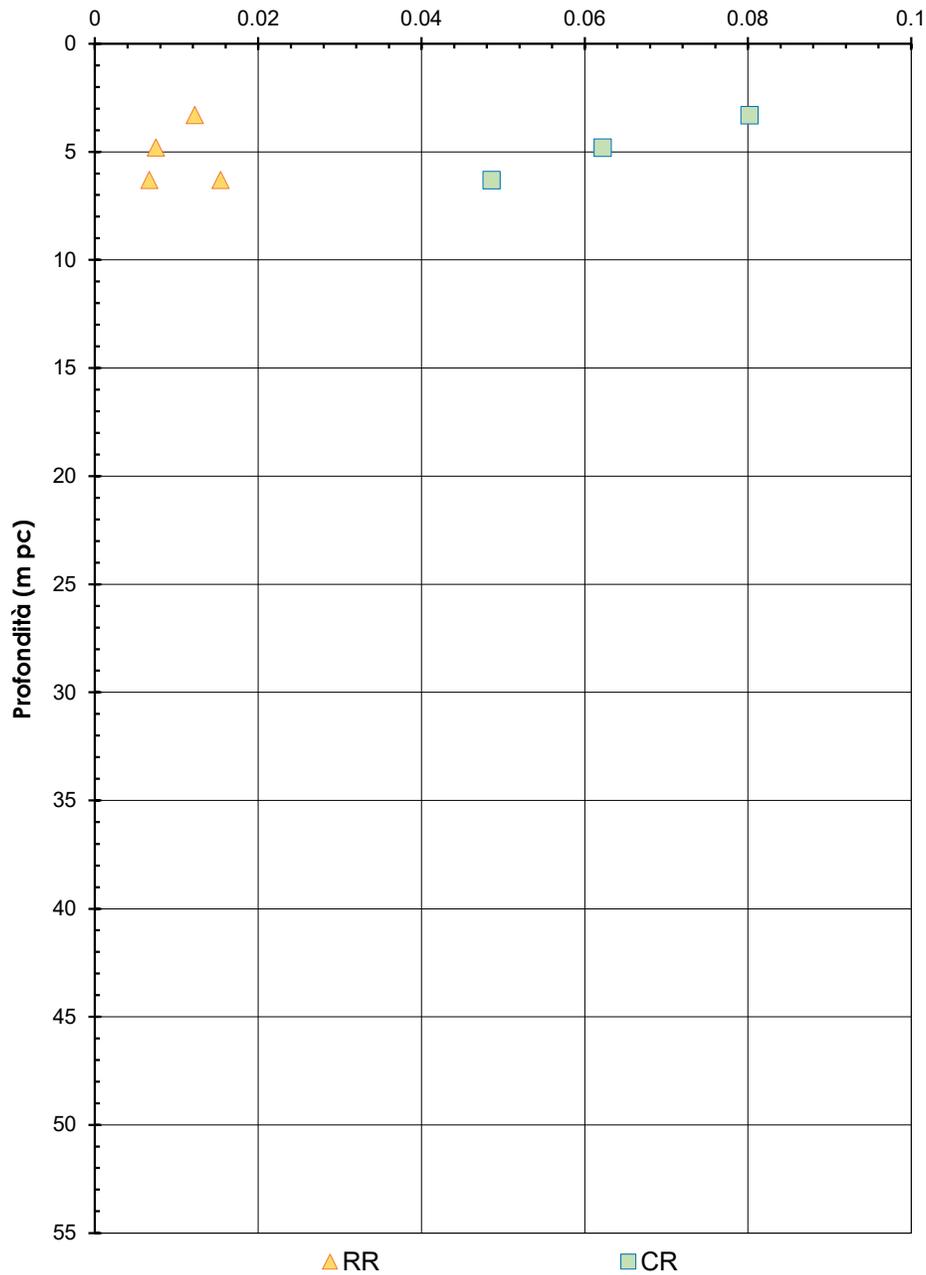


Figura 20 – Rapporti di compressione/ricomprensione da prove edometriche, tra pk 21+990 e pk 25+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 20+000 - pk 24+000

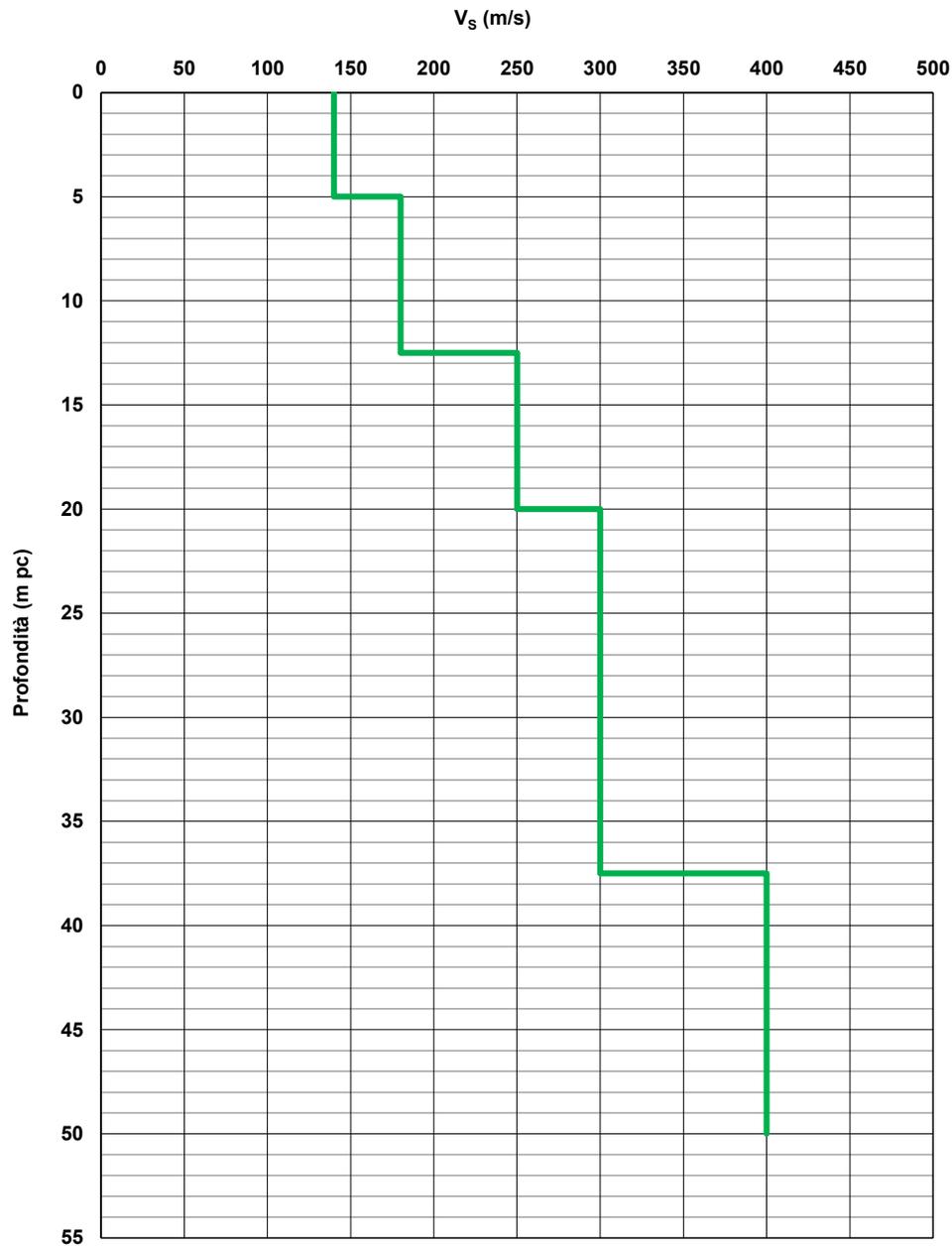


Figura 21 – Profilo di velocità Vs tra pk 20+000 e pk 24+000 (Doc. rif. [4])

AV/AC VERONA VICENZA

pk 24+000 - pk 28+000

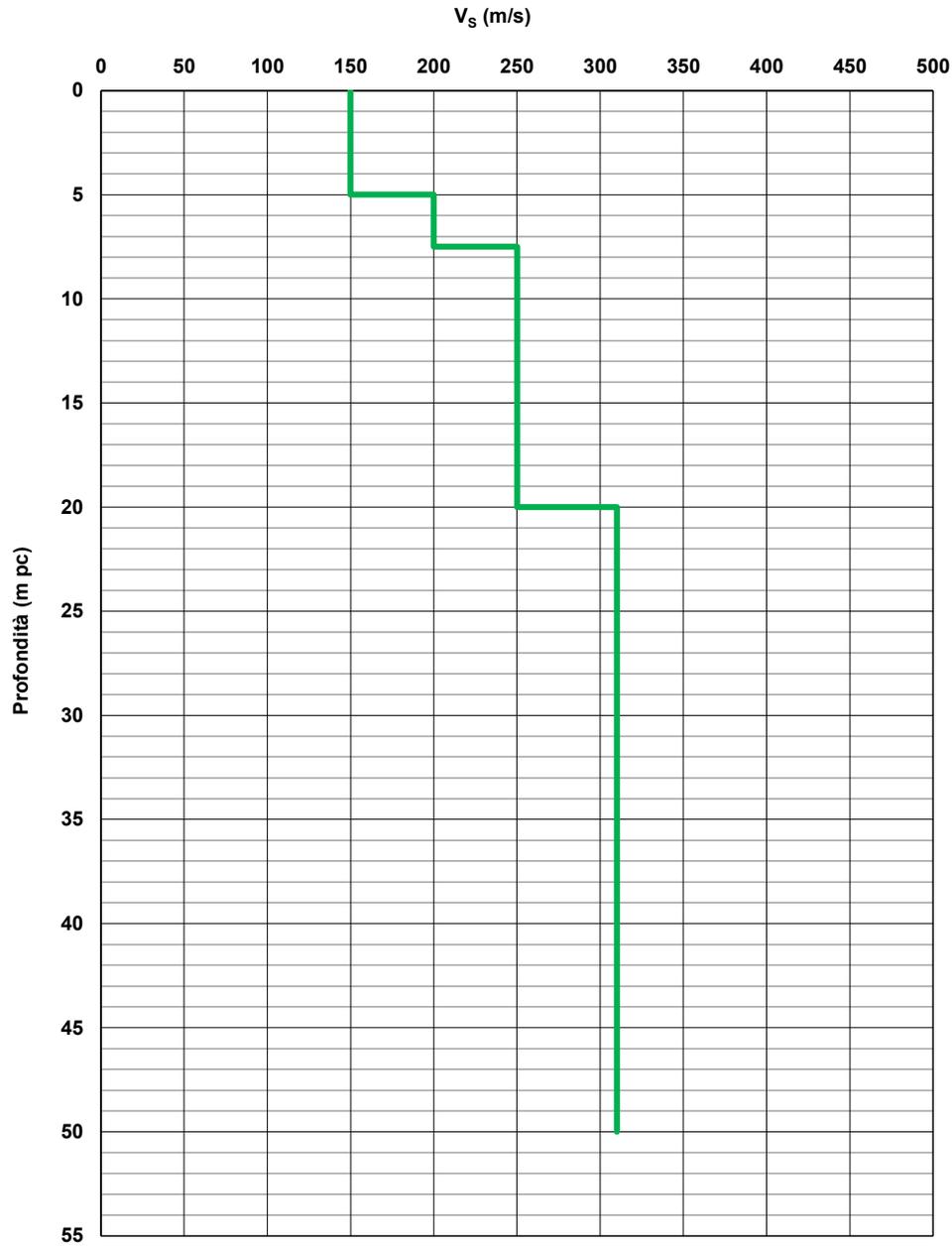


Figura 22 – Profilo di velocità Vs tra pk 24+000 e pk 28+000 (Doc. rif. [4])

AV/AC VERONA VICENZA

pk 20+000 - pk 24+000

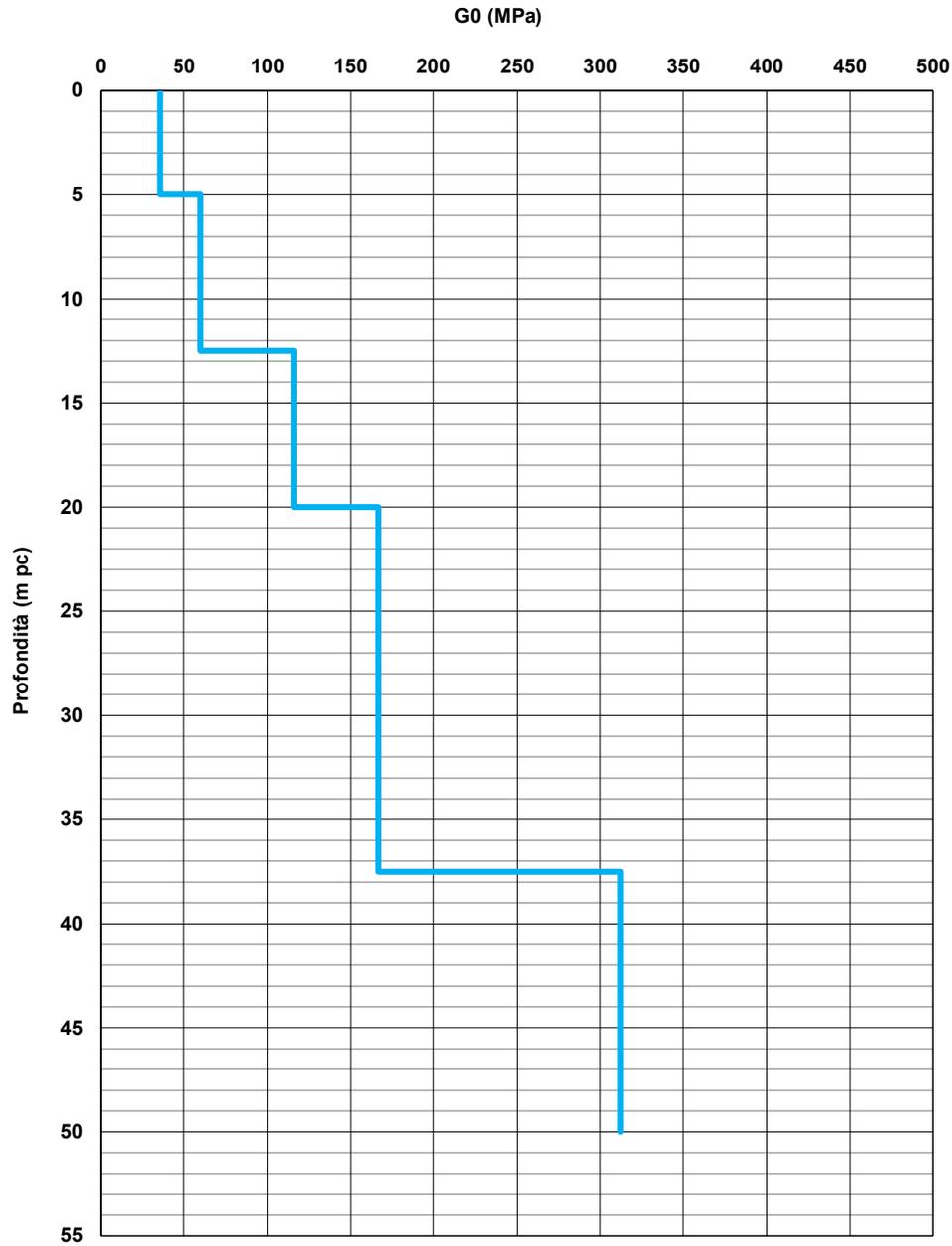


Figura 23 – Modulo di taglio G₀ da profilo Vs tra pk 20+000 e pk 24+000

AV/AC VERONA VICENZA

pk 24+000 - pk 28+000

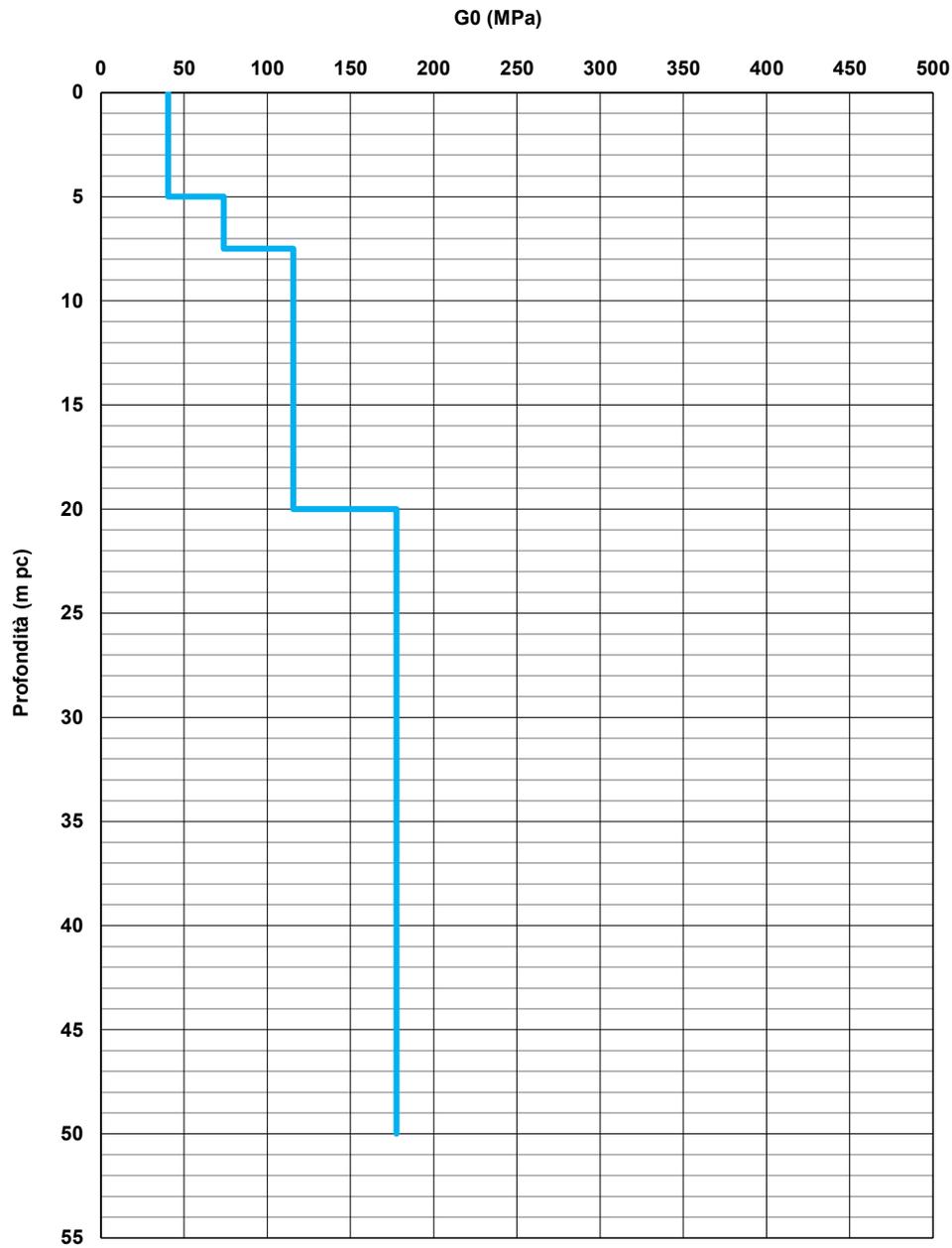


Figura 24 – Modulo di taglio G₀ da profilo Vs tra pk 24+000 e pk 28+000

AV/AC VERONA VICENZA

pk 21+990 - pk 25-700

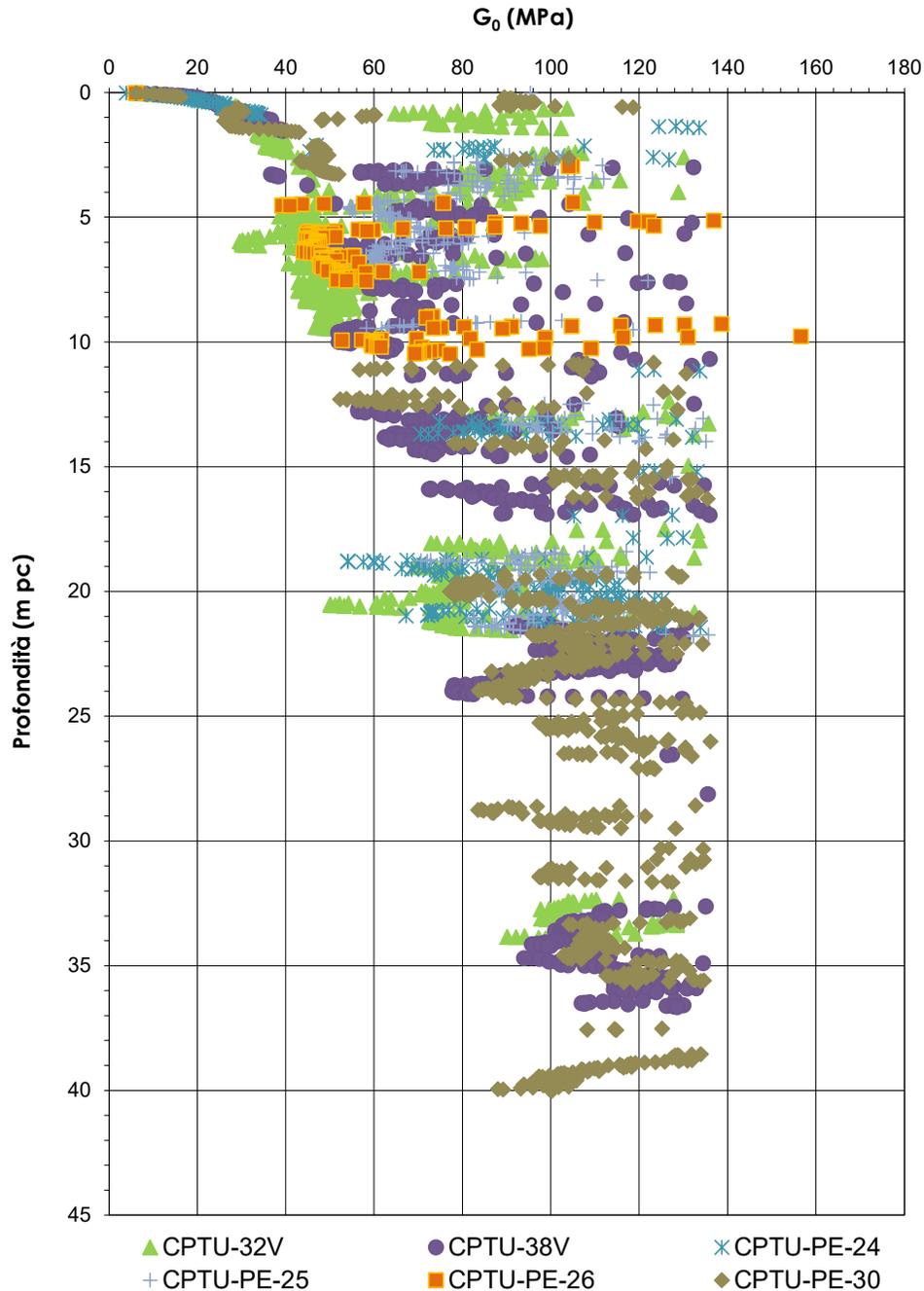


Figura 25 – Modulo di taglio G_0 da prove CPTU tra pk 21+990 e pk 25+700

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 58 di 118

6.3 Tratto compreso fra pk 25+700 e pk 27+300

Il tratto in esame prevede la realizzazione di rilevati con altezza compresa tra 3.5 m e 6.5 m e di un sottovia alla pk 26+531.

Anche in questo tratto, come nel precedente, vi sono indagini in corso di esecuzione, il cui risultato verrà integrato. La caratterizzazione qui riportata verrà pertanto rivista alla luce dell'esito delle nuove indagini.

Le indagini disponibili lungo questi 1600 m consistono in sondaggi a carotaggio continuo (BH), prove penetrometriche statiche e dinamiche (CPTU), e prove sismiche tipo MASW.

Tabella 15 - Indagini tra pk 25+700 e pk 27+300

Progressiva Pk	Indagini ID	Campagna Anno
25+820	BH26V	2015
26+299	MASW-PE-12	2020-2021
26+550	CPTU44V	2015
26+725	BH27V	2015
26+775	CPTU45V	2015
26+938	MASW-PE-13	2020-2021
27+220	BH28V	2015
25+703	CPTU-PE-31	2020-2021
26+004	CPTU-PE-32	2020-2021
26+001	BH-PE-53	2020-2021
26+284	BH-DH-PE-54	2020-2021
26+281	CPTU-PE-33	2020-2021
26+389	CPTU-PE-34	2020-2021
26+801	CPTU-PE-35	2020-2021

I risultati delle prove in sito e di laboratorio sono stati interpretati secondo la metodologia descritta nel capitolo 5 al fine di fornire le seguenti stime:

- Densità relativa stimata da prove penetrometriche (v. Figura 28 e Figura 29);
- Angolo di attrito stimato da prove SPT (v. Figura 30);
- Limiti di Atterberg e carta di plasticità di Casagrande (v. Figura 31 e Figura 32);
- Resistenza al taglio non drenata dei terreni coesivi (v. Figura 33 e Figura 34);
- Pressione di preconsolidazione dei terreni coesivi (v. Figura 35);
- Rapporti di compressione e ricomprensione da prove edometriche (v. Figura 37);

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 59 di 118

Come si deduce dalla Figura 26, in corrispondenza di questo tratto il profilo geotecnico (v. Allegato 2, Doc. rif. [7]) è caratterizzato dalla presenza di uno strato superficiale di depositi poco consistenti e prevalentemente costituiti da limo argilloso debolmente sabbioso (unità 3b), all'interno dei quali si registrano resistenze alla punta $q_c = 1-2$ MPa. Lo strato, di spessore ridotto nel primo tratto (1-2 m) negli ultimi 1000 m circa si approfondisce e raggiunge spessori di 7-10 m nella parte finale (Bh28V, CPTU72). Allegato 2, Doc. rif. [7]). Dall'esito delle prove eseguite (v. Figura 31 e Figura 32), si osserva un'elevata plasticità e si definiscono i seguenti parametri:

peso di volume $\gamma = 17.5 \div 19$ kN/m³
contenuto d'acqua naturale $w_n = 30 \div 45\%$;
LL 50-9, LP=20-30, IP > 30-50.

Le prove CPTU e triassiali eseguite confermano la presenza di materiali da poco a mediamente consistenti e, sulla base delle interpretazioni sintetizzate in Figura 33 e Figura 34, i valori di resistenza al taglio non drenata si stimano essere mediamente pari a 30-70 kPa.

I risultati di prove edometriche e CPTU descrivono i terreni come poco sovraconsolidati, con OCR che tendenzialmente calano con la profondità con valori attorno a 4 a circa 5 m, OCR= 2 a circa 10 m di profondità, per tendere a valori di 1.2-1.3 verso i 20-25 m da p.c..(v. Figura 36) e caratterizzati dalle tensioni di preconsolidazione rappresentate in Figura 35 e che variano tra 100 e 400 kPa.

Sulla base delle analisi penetrometriche, si definiscono velocità dell'ordine di 120-150 m/s, che confermano le scarse caratteristiche meccaniche dei depositi. In termini di rigidità, dall'esame delle curve edometriche si stimano rapporti di compressione CR =0.10 - 0.24 e di ricomprensione RR= 0.014–0.06 (Figura 37). Si rileva pertanto la presenza, verso la fine del tratto individuato, di materiali potenzialmente molto compressibili (nel caso di superamento della tensione di preconsolidazione), con elevato contenuto organico, e di plasticità medio-alta.

Lo strato sottostante è costituito da una sabbia limosa o sabbia con limo (unità 4), avente un contenuto di fini generalmente inferiore al 40% (v. Figura 26). Come illustrato in Figura 27, nei primi 3-5 m di profondità lo strato appare caratterizzato da $N_{SPT} = 12-20$ colpi/30 e mediamente addensato, con $D_R = 50-90\%$ (v. Figura 28 e Figura 29). Più in profondità e fino a circa 13-15 m pc, si registrano resistenze di circa 15-30 colpi/30 cm ed il materiale risulta essere maggiormente addensato, con D_R fino a 70-90%.

Secondo le interpretazioni riassunte in Figura 30, si stima che lo strato abbia un angolo di attrito tra 37° e 40°.

A profondità superiori a 10-15 m e fino alla massima profondità indagata (30 m pc), si identifica la presenza di uno strato coesivo composto da limo argilloso (Doc. rif. [9]), all'interno del quale si misurano $q_c = 1.5-$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 60 di 118

2.5 MPa (unità 3b e quindi unità 2). In considerazione dei risultati delle analisi di laboratorio mostrati in Figura 41 e Figura 43 si stimano i seguenti parametri:

peso di volume $\gamma = 18 \div 20 \text{ kN/m}^3$

contenuto d'acqua naturale $w_n = 25-30\%$;

LL = 35÷40%, IP = 15÷35.

Le prove CPTU e triassiali indicano che i terreni sono da mediamente a molto consistenti, in coerenza quanto si osserva dai limiti di Atterberg e sono caratterizzati da valori di resistenza al taglio non drenata mediamente pari a 75-150 kPa (v. Figura 33 e Figura 34).

Inoltre, come dimostrano le tensioni di preconsolidazione in Figura 35, il deposito risulta essere normalconsolidato o debolmente sovraconsolidati, con $OCR=1.1-2.5$ (v. Figura 36). L'esame delle curve edometriche ha consentito di stimare rapporti di compressione $CR = 0.12-0.21$ e di ricomprensione $RR = 0.02-0.04$.

Per quanto riguarda i dati V_s , le prove MASW indicano valori fra 100 e 200 m/s nei primi 10-15 m circa, per poi incrementarsi nell'intervallo 250-300 fino a 20-25 m da p.c., e quindi rimanere quindi costanti su tale valore massimo fino a 30/40 m di profondità.

I parametri caratteristici suggeriti per le unità individuate sono riportati nel capitolo 7.

AV/AC VERONA VICENZA

pk 25+700 - pk 27+300

Contributi granulometrici (%)

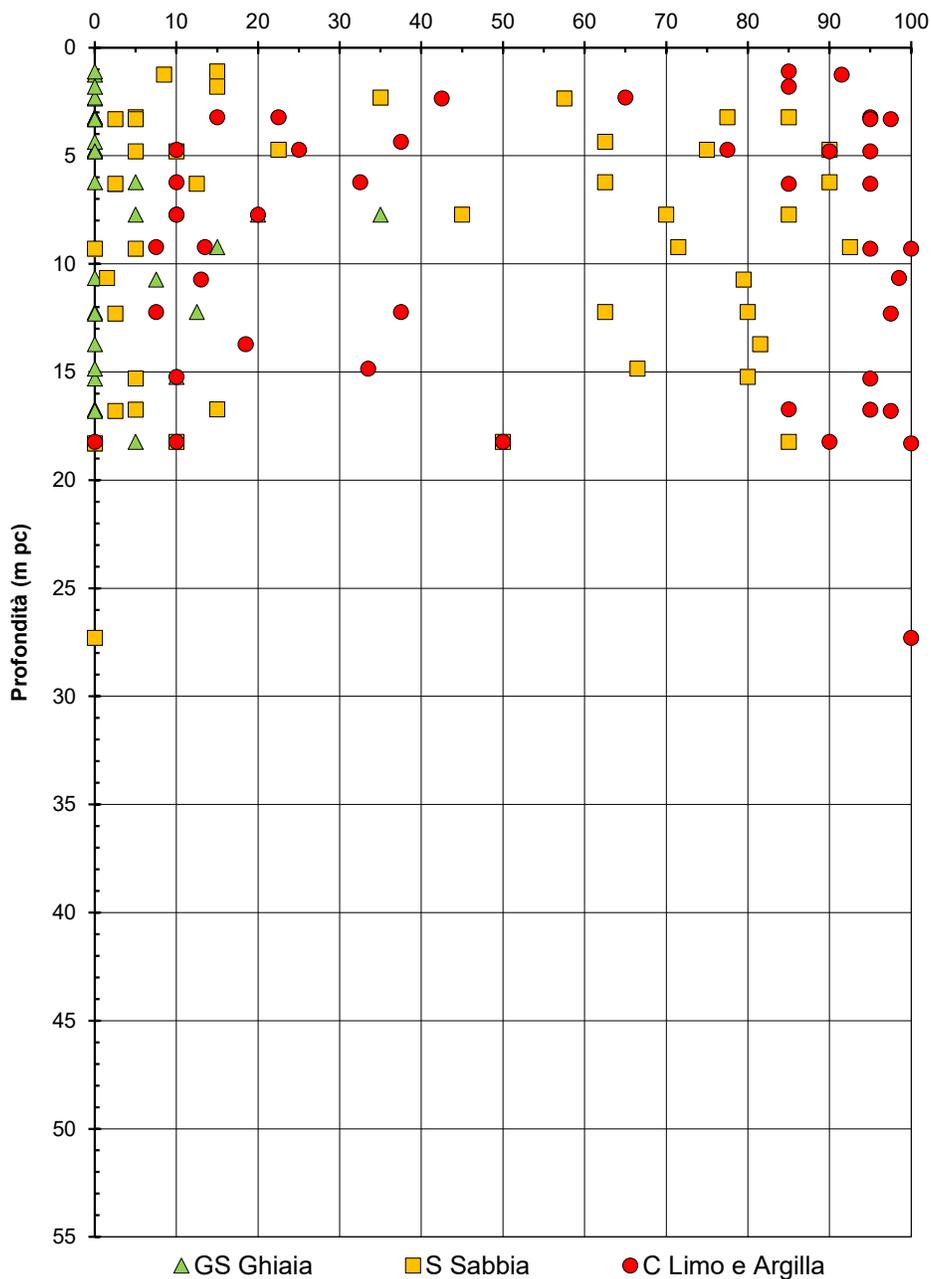


Figura 26 – Sintesi analisi granulometriche tra pk 25+700 e pk 27+300

AV/AC VERONA VICENZA

pk 25+700 - pk 27+300

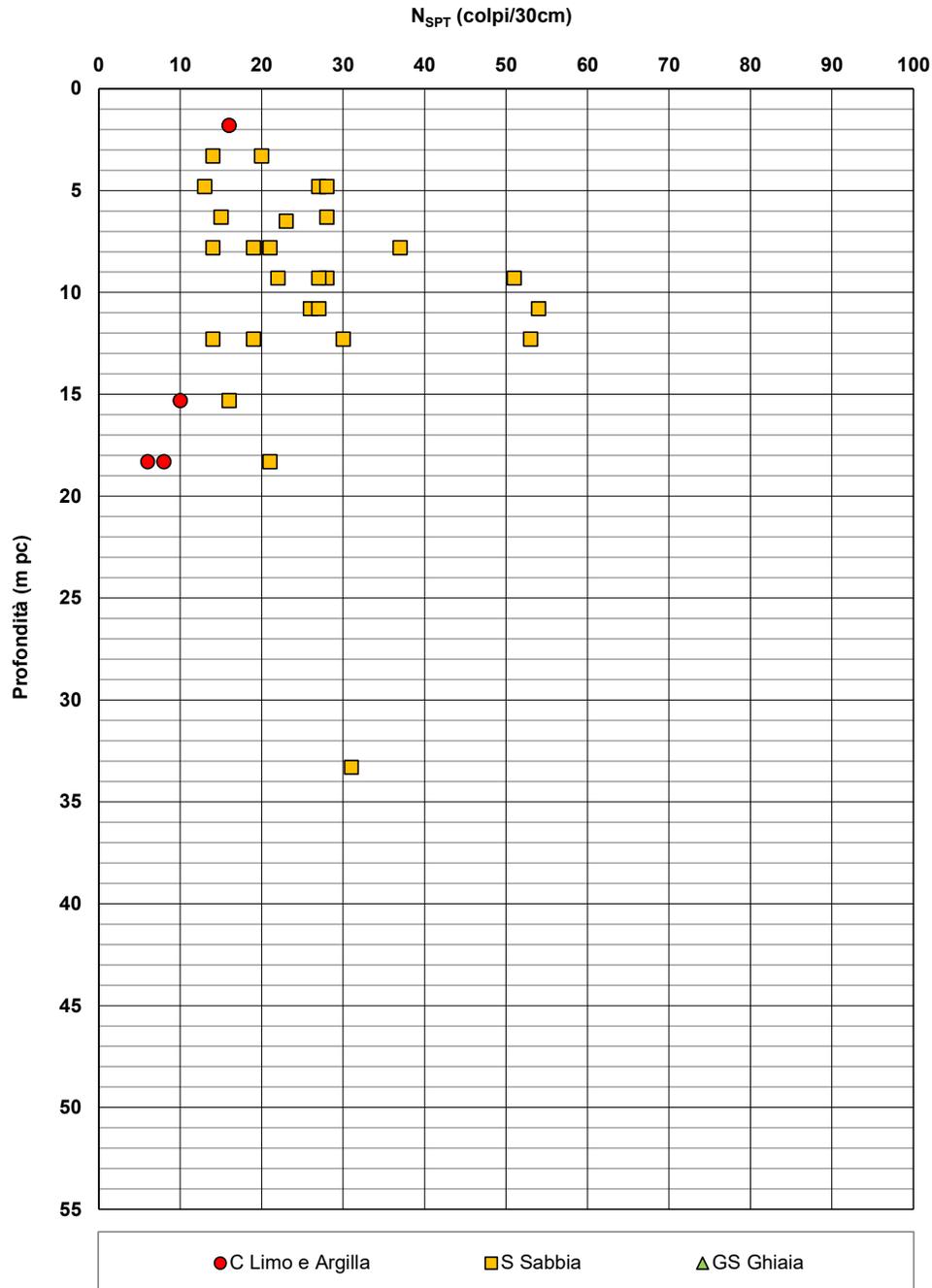


Figura 27 – Esito delle prove SPT tra pk 25+700 e pk 27+300

AV/AC VERONA VICENZA

pk 25+700 - pk 27+300

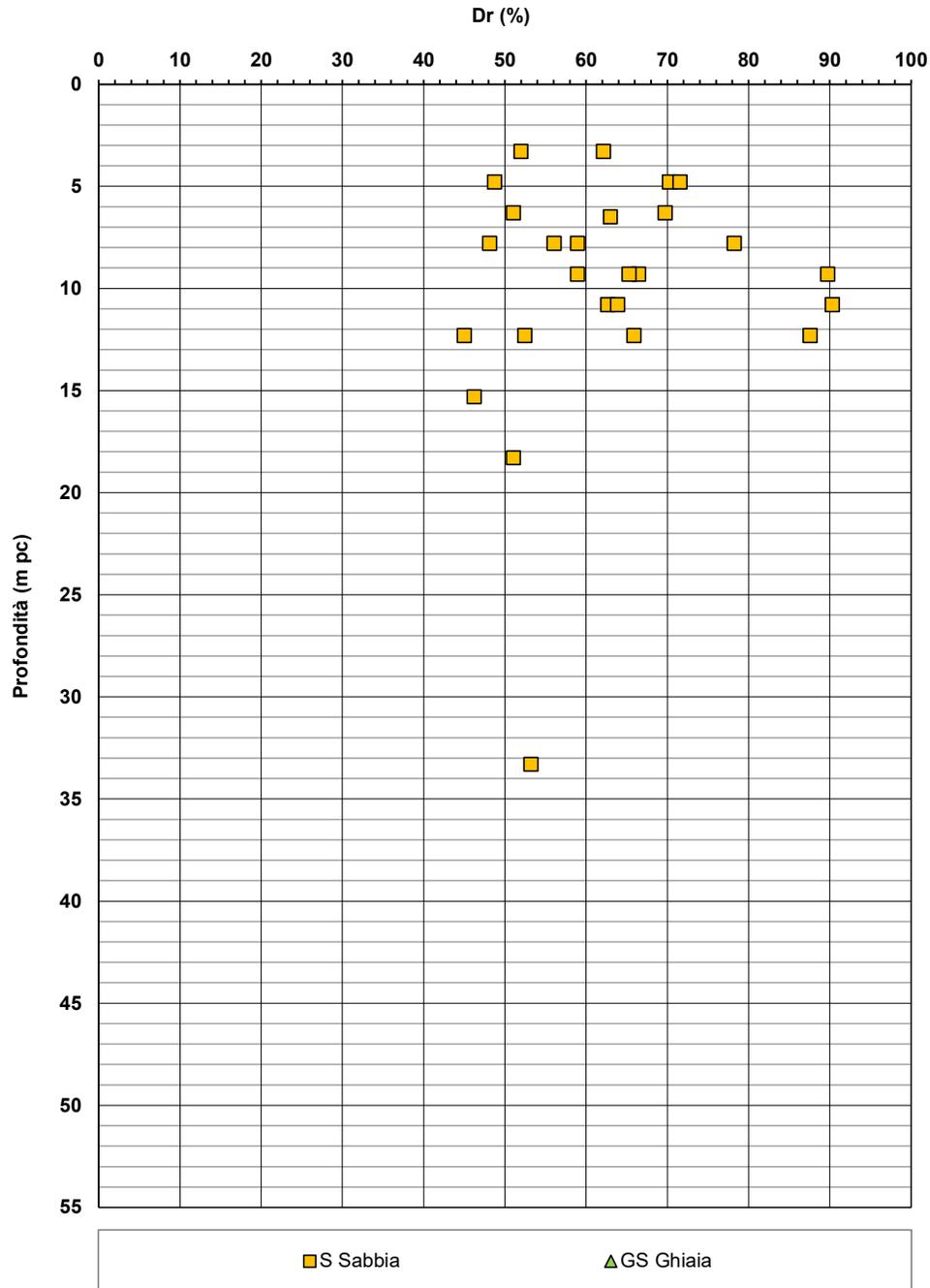


Figura 28 – Densità relativa da prove SPT tra pk 25+700 e pk 27+300

AV/AC VERONA VICENZA

pk 25+700 - pk 27+300

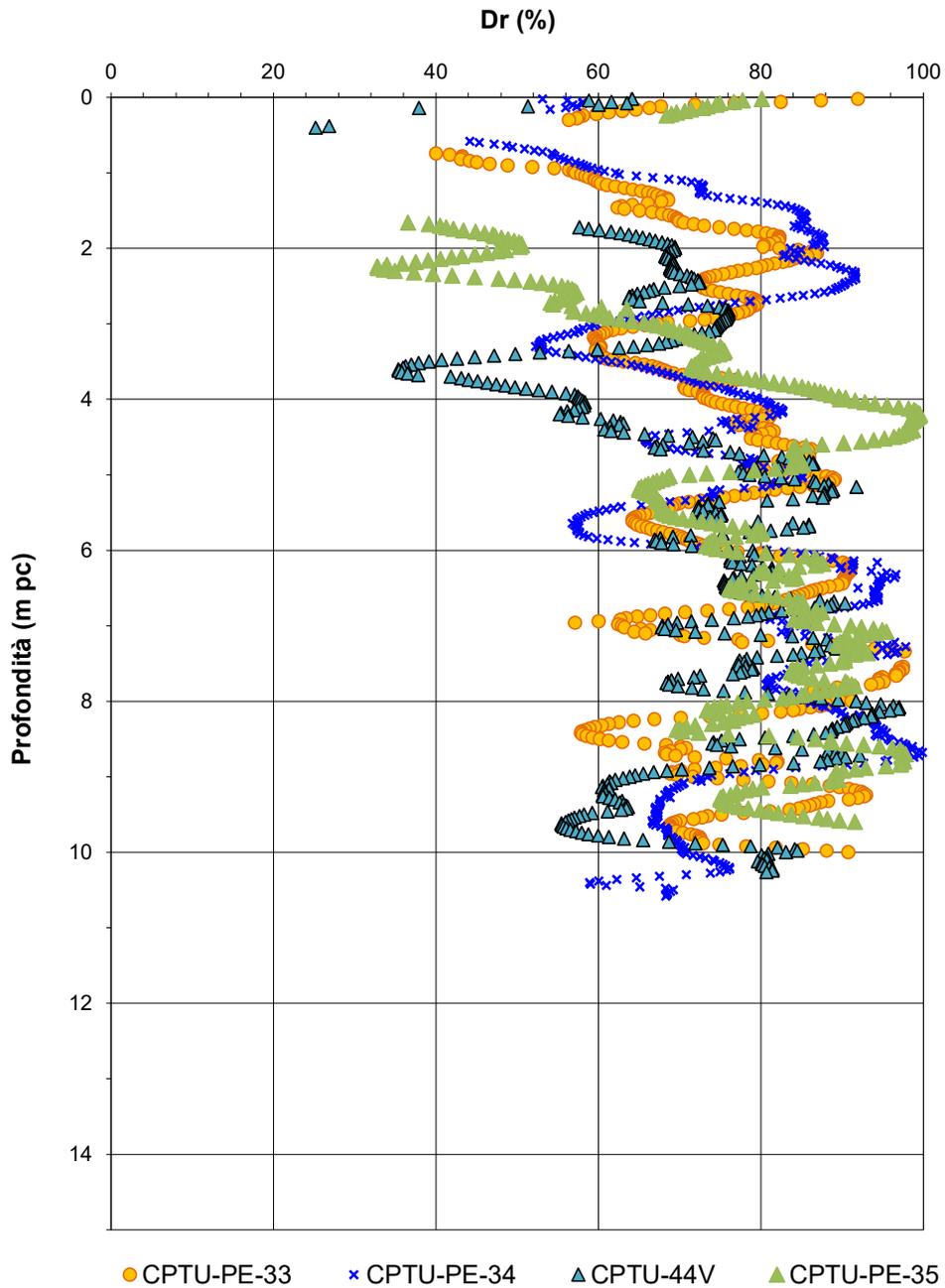


Figura 29 – Densità relativa da prove CPT tra pk 25+700 e pk 27+300

AV/AC VERONA VICENZA

pk 25+700 - pk 27+300

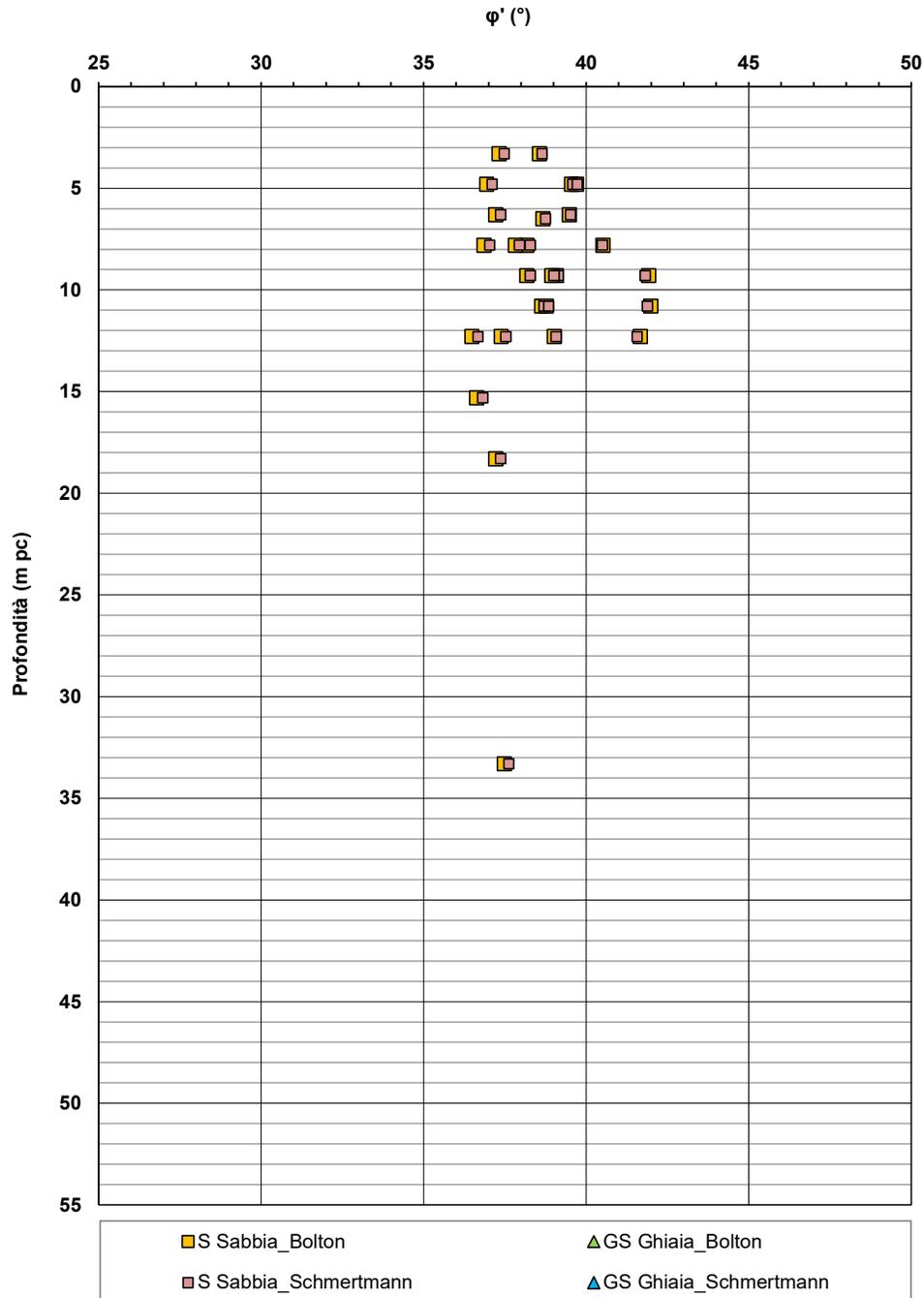


Figura 30 – Angoli di attrito da prove SPT tra pk 25+700 e pk 27+300

AV/AC VERONA VICENZA

pk 25+700 - pk 27+300

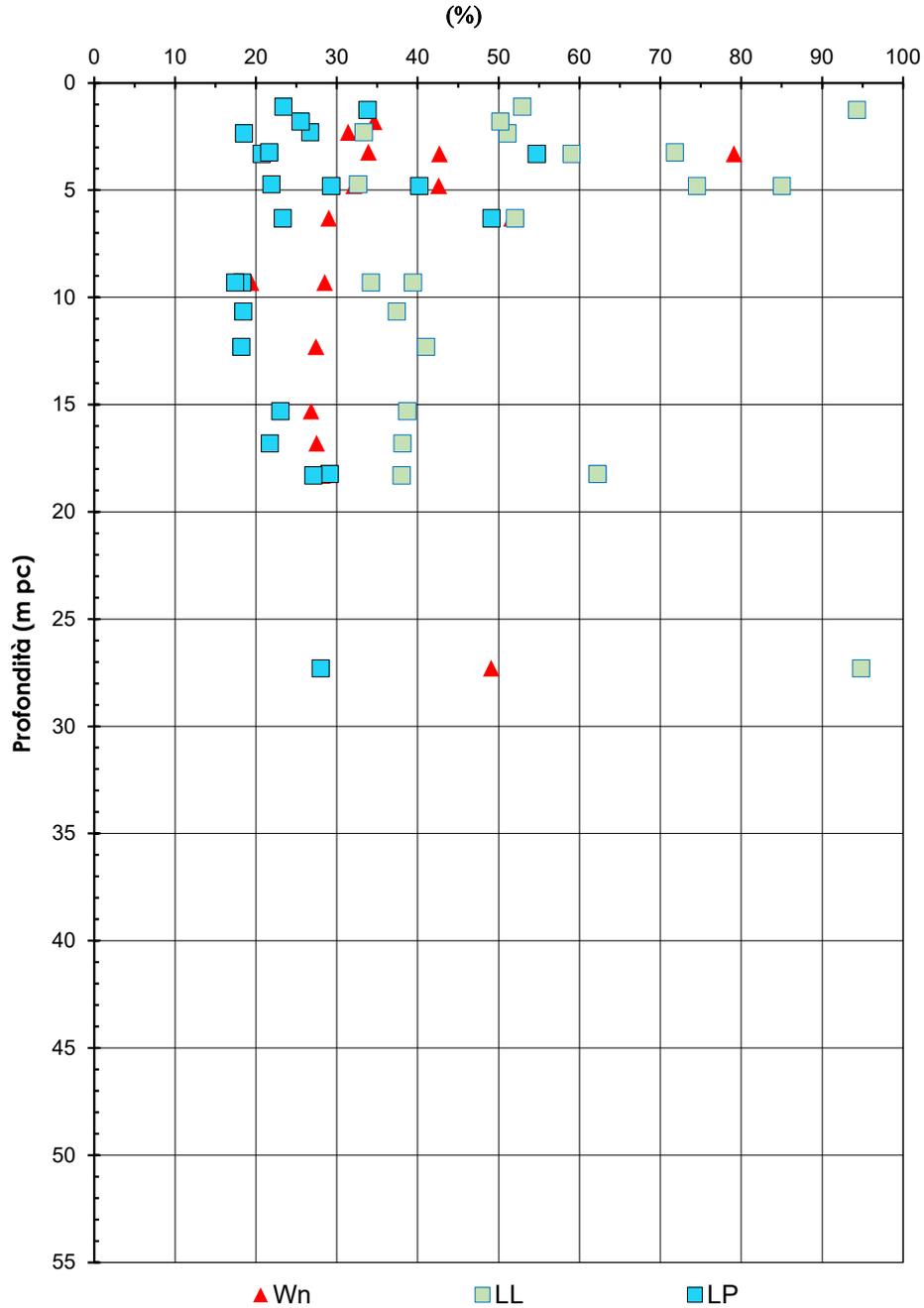


Figura 31 – Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua tra pk 25+700 e pk 27+300

AV/AC VERONA VICENZA

pk 25+700 - pk 27+300

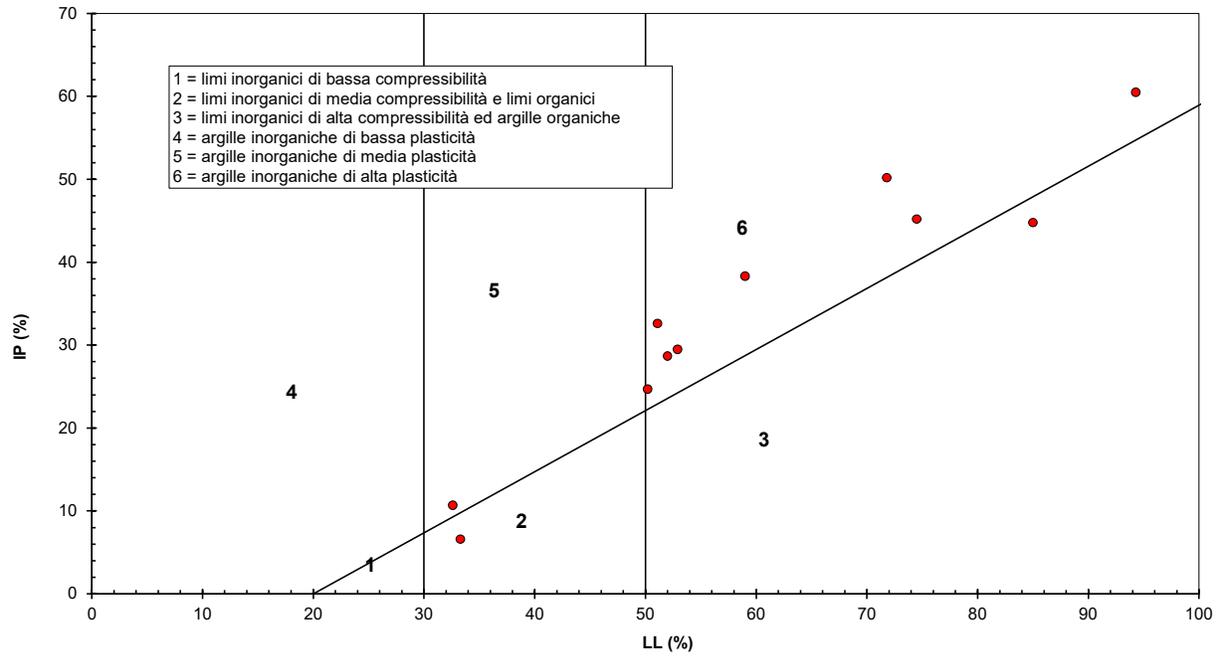


Figura 32 – Carta di plasticità di Casagrande: depositi coesivi superficiali tra pk 25+700 e pk 27+300

AV/AC VERONA VICENZA

pk 25+700 - pk 27+300

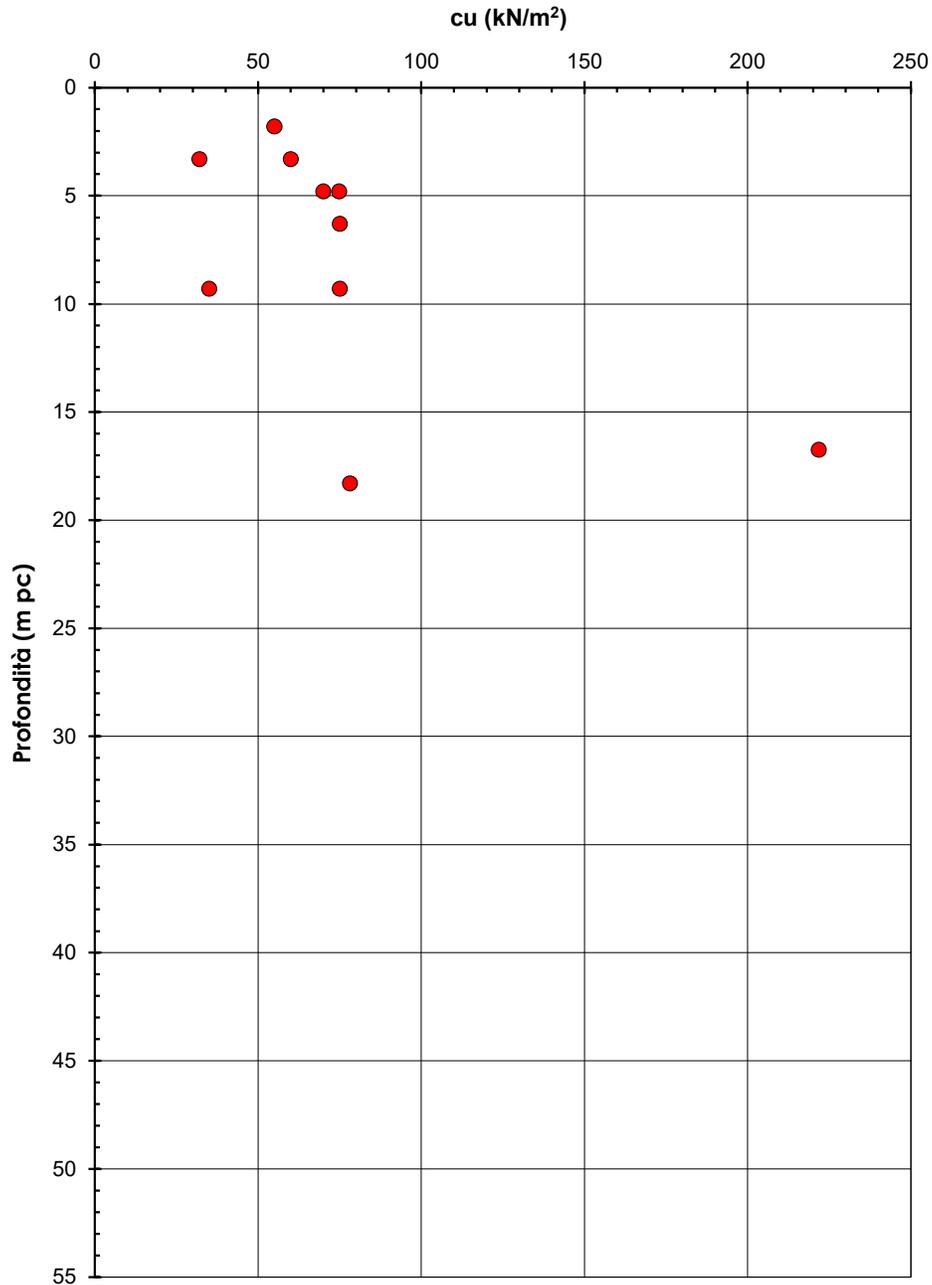


Figura 33 – Resistenza al taglio non drenata stimata da prove di laboratorio, tra pk 25+700 e pk 27+300

AV/AC VERONA VICENZA

pk 25+700 - pk 27+300

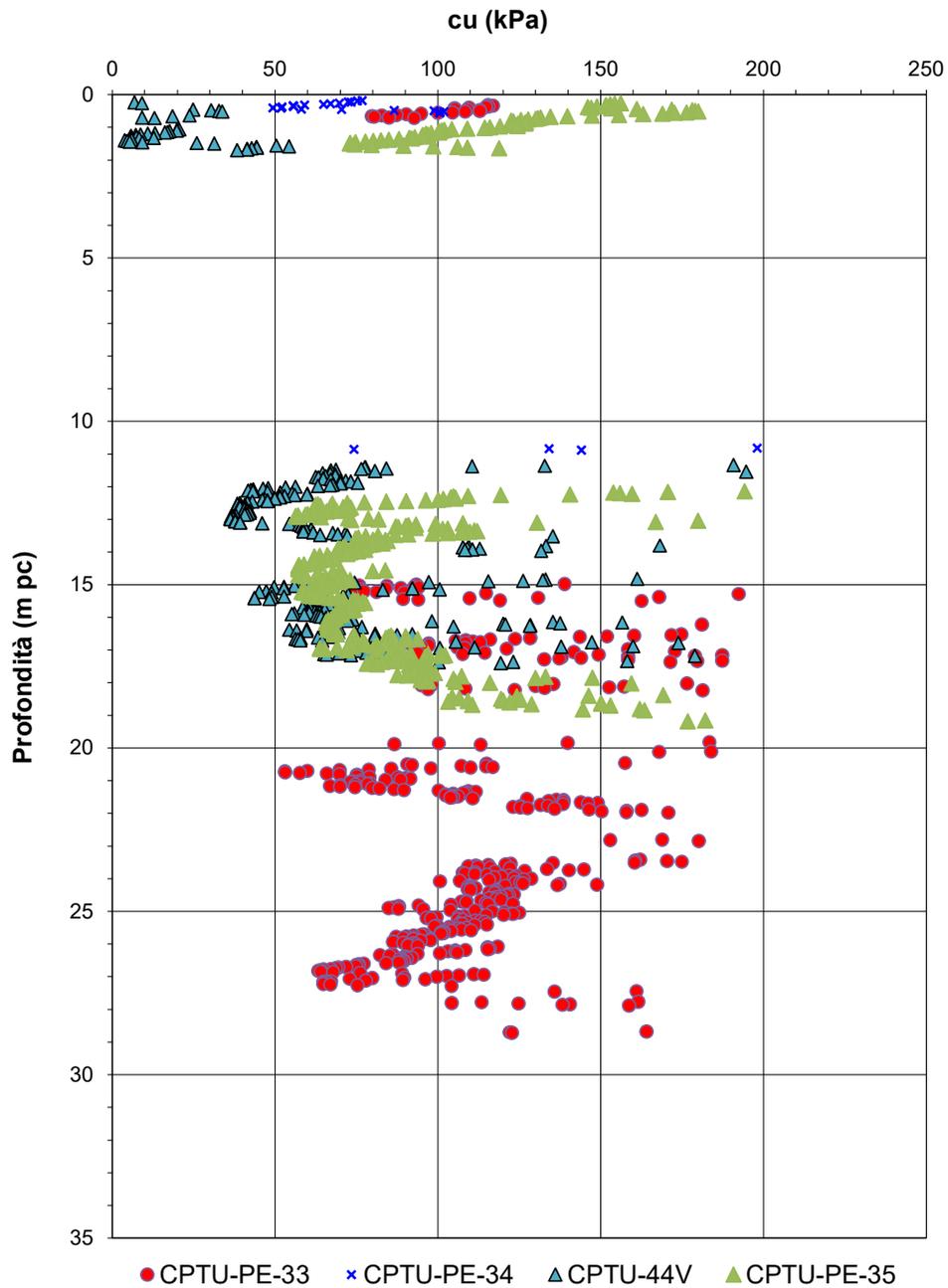


Figura 34 – Resistenza al taglio non drenata stimata da prove CPTU tra pk 25+700 e pk 27+300

AV/AC VERONA VICENZA

pk 25+700 - pk 27+300

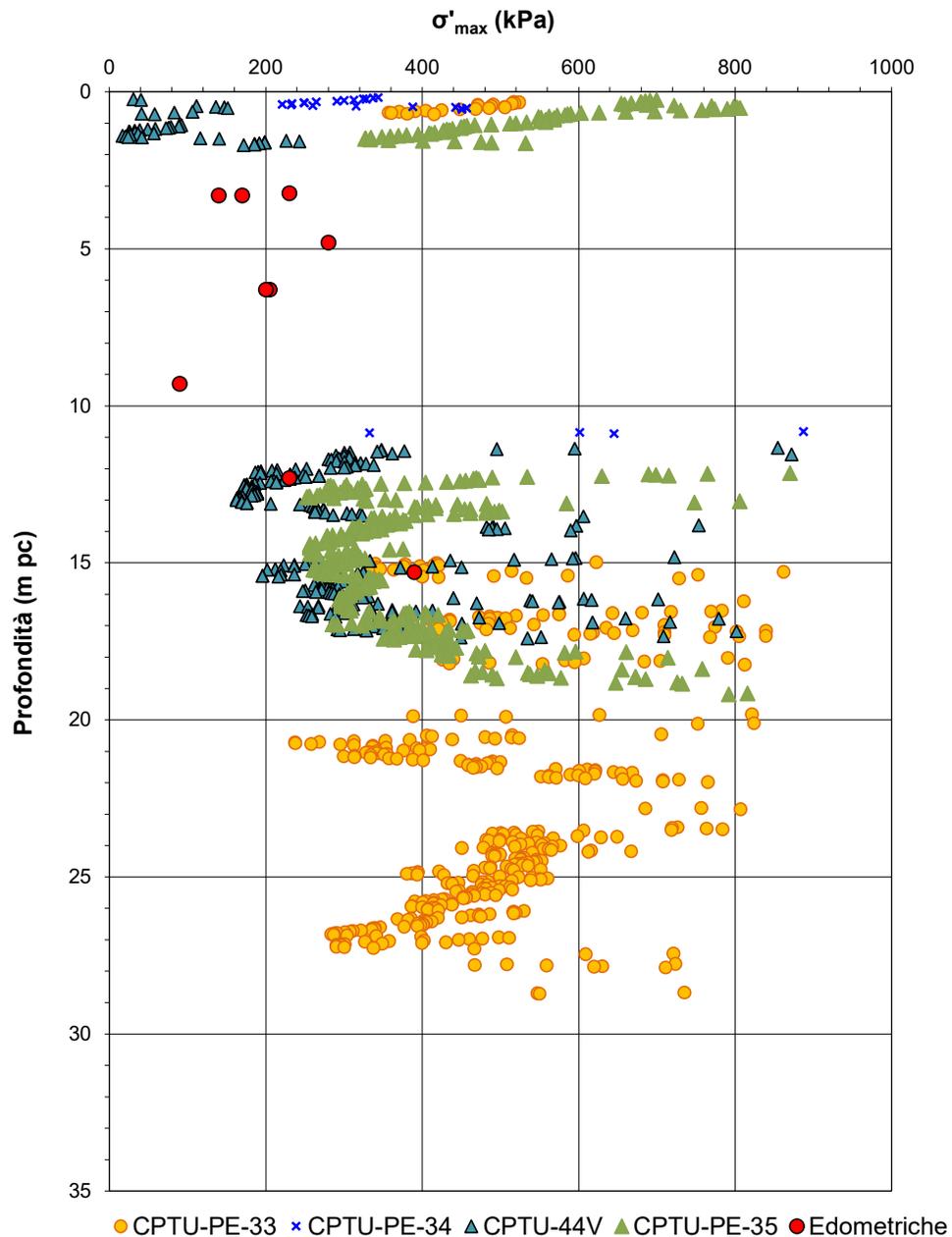


Figura 35 – Tensioni di preconsolidazione stimate da prove edometriche e CPTU tra pk 25+700 e pk 27+300

AV/AC VERONA VICENZA

pk 25+700 - pk 27+300

OCR

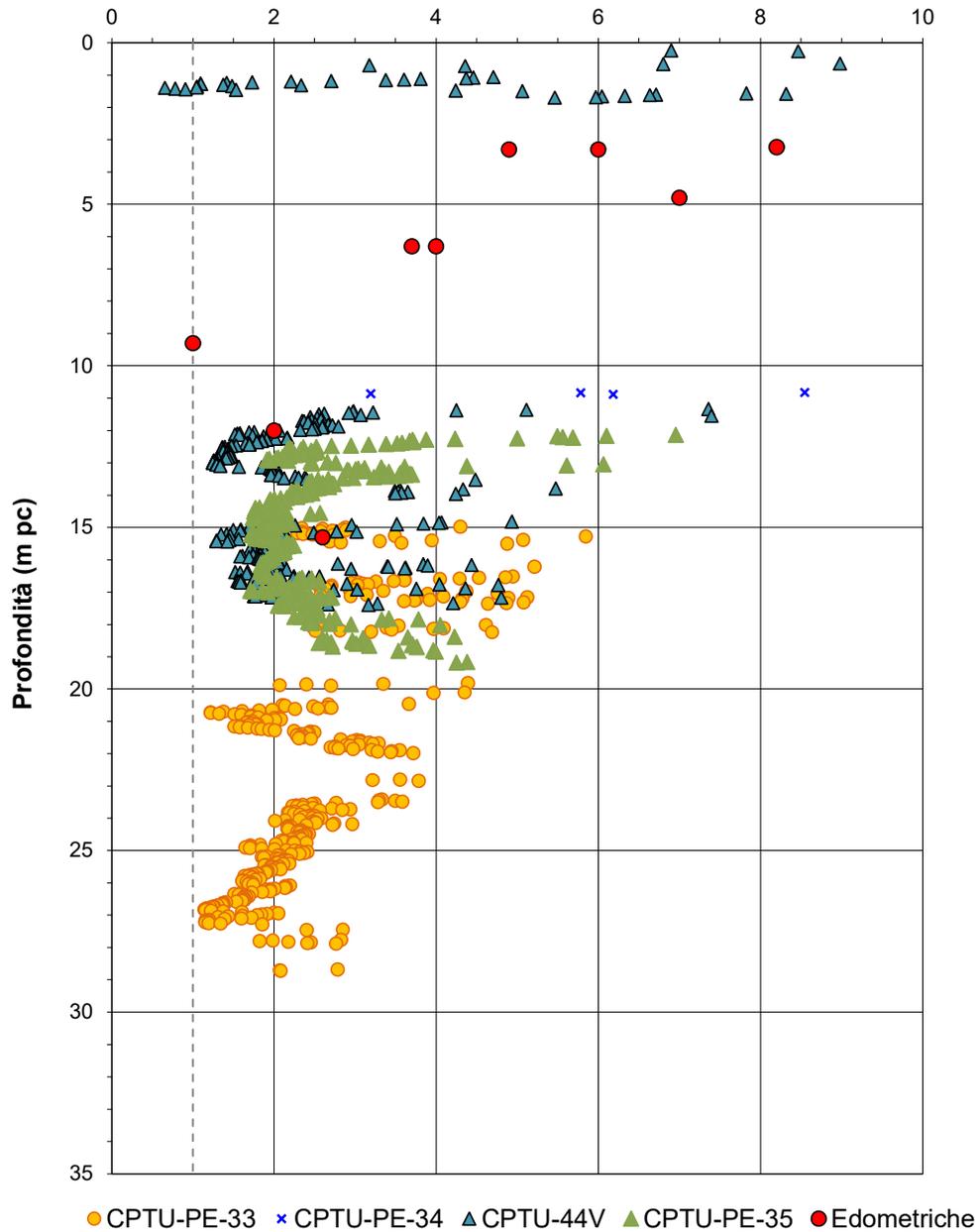


Figura 36 – OCR da prove edometriche e CPT tra pk 25+700 e pk 27+300

AV/AC VERONA VICENZA

pk 25+700 - pk 27+300

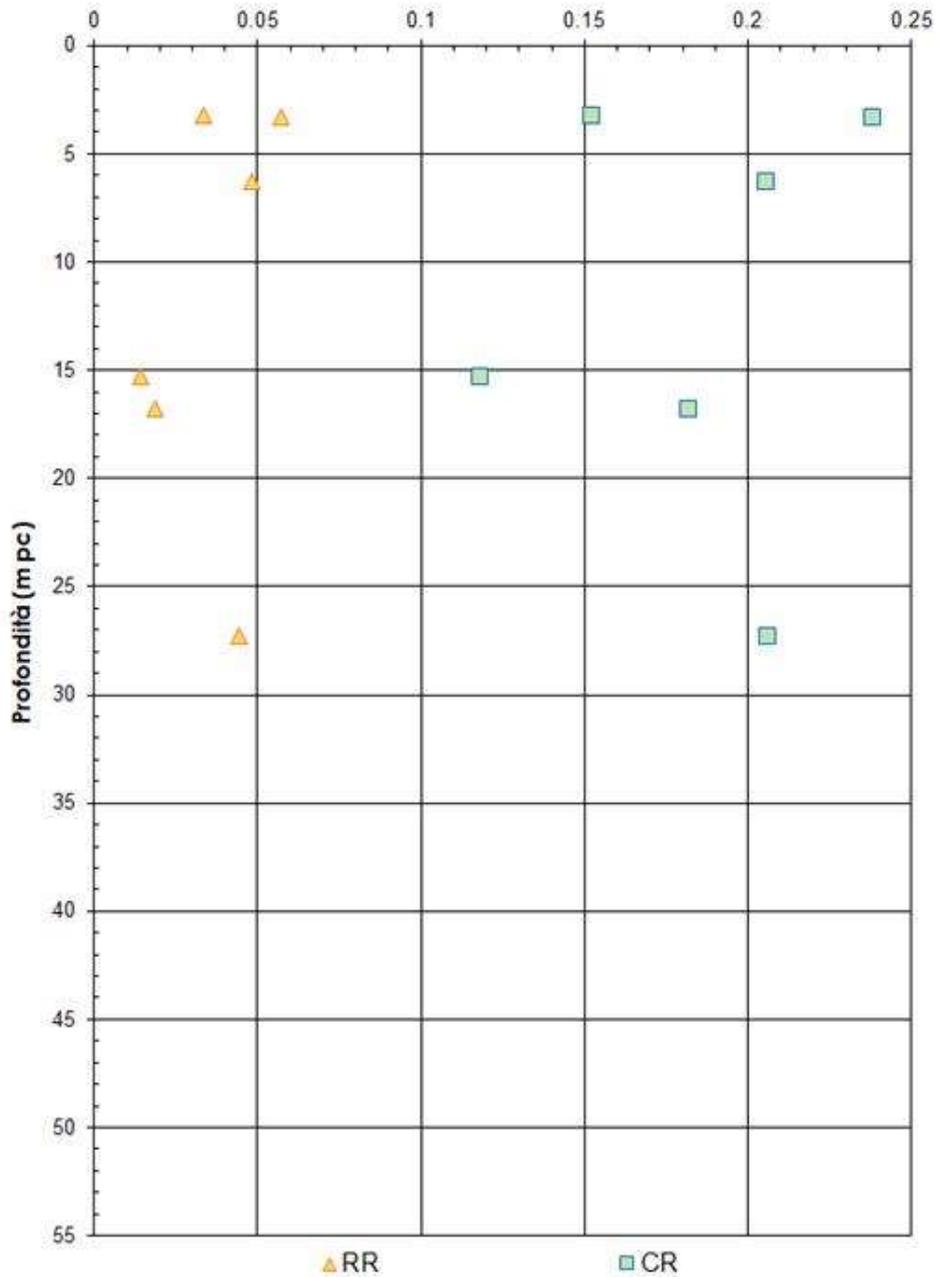


Figura 37 – Rapporti di compressione/ricomprensione da prove edometriche, tra pk 25+700 e pk 27+300

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 73 di 118

6.4 Tratto compreso fra pk 27+300 e pk 31+700

Lungo il tratto di lunghezza pari circa 4200 m si prevede la realizzazione di rilevati di altezza variabile fino a 7.5 m circa, di un cavalferrovia alla pk 27+675, la realizzazione di nuovi sottovia ed il prolungamento di numerosi sottovia e tombini.

Il rilevato da realizzare è in affiancamento, dalla progressiva 27+500 circa in poi, al rilevato della linea storica, e si innesta su quello.

Nella zona in esame sono stati realizzati sondaggi a carotaggio continuo (BH, SPA, SPC, NA, XA ed S), prove penetrometriche dinamiche (SPT) e statiche (CPTU), prove MASW e down-hole (DH). La Tabella 16 riporta l'elenco delle indagini eseguite nelle diverse fasi progettuali.

Tabella 16 - Indagini tra pk 27+300 e pk 31+700

Progressiva Pk	Indagini ID	Campagna Anno
27+450	CPTU72	2014/2015
27+450	SPA37	2014/2015
27+550	SPA38	2014/2015
27+600	CPTU70	2014/2015
27+650	CPTU74	2014/2015
27+825	NA203C006	2002
27+925	SPA40	2014/2015
27+990	CPTU46V	2015
28+030	CPTU75	2014/2015
28+130	BH29V	2015
28+600	SPC41	2014/2015
28+670	XA203O013	2002
28+670	CPTU76	2014/2015
28+900	BH30V	2015
29+050	CPTU77	2014/2015
29+225	MASW-PE-14	2020-2021
29+650	CPTU78	2014/2015
29+650	SPC42	2014/2015
29+925	CPTU79	2014/2015
30+000	CPTU80	2014/2015
30+125	CPTU81 e CPTU81bis	2014/2015
30+175	SPC43	2014/2015
30+225	CPTU82	2014/2015
30+425	SPC44	2014/2015
30+450	NA203O007	2002
30+696	MASW-PE-15	2020-2021
31+075	CPTU84 e CPTU84bis e CPTU84ter	2014/2015
31+150	CPTU85	2014/2015
31+275	CPTU86	2014/2015
31+350	SPC45	2014/2015
31+350	CPTU87 e CPTU87bis	2014/2015
31+525	CPTU88 e CPTU88bis	2014/2015

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 74 di 118

I risultati delle prove in sito e di laboratorio sono stati interpretati secondo la metodologia descritta nel capitolo 5 al fine di fornire le seguenti stime:

- Densità relativa stimata da prove SPT (v. Figura 49);
- Angolo di attrito stimato da prove SPT (v. Figura 40);
- Limiti di Atterberg e carta di plasticità di Casagrande (v. Figura 41 e Figura 43);
- Resistenza al taglio non drenata dei terreni coesivi (v. Figura 44 e Figura 45);
- Pressione di preconsolidazione dei terreni coesivi (v. Figura 46);
- Rapporti di compressione e ricomprensione da prove edometriche (v. Figura 48);
- Velocità delle onde di taglio (Doc. rif. [4], v. Figura 52);
- Modulo di taglio alle piccole deformazioni, a partire dai valori stimati di VS (v. Figura 53).

Come riportato nel Profilo Geotecnico (v. Allegato 2, Doc. rif. [7]), fino alla pk 31+700 circa, nei primi 20-25 m di profondità (localmente fino a 30, CPTU77, BH-PE 59), la stratigrafia in tutta l'area è dominata dalla presenza di depositi coesivi, da teneri a mediamente compatti (con incremento con la profondità) e costituiti da limo con argilla (unità 3b), a tratti da sabbioso a debolmente sabbioso (v. Figura 38), con locali intercalazioni sabbiose, generalmente decimetriche, e comunque sempre con componente fine (Figura 39).

I rari valori di SPT misurati (Figura 40) indicano una notevole dispersione dei dati, a testimonianza dell'influsso sul valore registrato delle intercalazioni presenti, e sono da considerarsi significativi solo oltre i 20/25 m di profondità, quando effettivamente eseguiti all'interno di strati granulari omogeni.

I valori di resistenza alla punta q_c nei primi 20/25 m si incrementano da 0.5 MPa fino a 1.0-1.5 MPa in profondità., (Doc. rif. [9]).

Le prove di laboratorio hanno evidenziato che si tratta di argille limose e limi argillosi, generalmente a più elevato contenuto organico in sommità (LL= 30-80, con molti valori nel campo 50-80, e IP = 30-50), e ricadenti quindi, nella carta di plasticità di Casagrande, nel gruppo delle argille inorganiche a plasticità medio-alta. (v. Figura 41 e Figura 43).

Più in profondità si assiste ad una tendenziale diminuzione del valore dell'indice plastico (IP = 15-30), e di LL (30-60).

Il valore dell'indice di consistenza varia fra 0.2 e 0.9, con un tendenziale decremento con la profondità.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 75 di 118

L'esito delle prove CPTU e triassiali conferma la presenza di materiali da poco a mediamente consistenti. Sulla base dell'andamento dei valori minimi dell'interpretazione delle prove CPTU, si può stimare un generale incremento con la profondità dei valori di resistenza al taglio non drenata da 30-40 kPa in sommità fino a 60-70 kPa in profondità (20-25 m). Sono possibili picchi locali, relativi a materiale essiccato, in sommità, nei primi 1-2 m, fino a 60-80 kPa.

L'andamento prima indicato del valore di c_u è in accordo con valori di c_u/σ'_{v0} decrescenti con la profondità, e quindi in accordo con valori di OCR che si decrementano con anch'essi con la profondità.

Tale andamento è confermato infatti da quanto riportato in Figura 46 e in Figura 47. I valori di OCR risultano dell'OCR nel campo 3-4 nei primi 10-12 m ca, per poi tendere verso l'unità (OCR= 1.1.-1.2) alla base dello strato, verso il 20/25 m di profondità.

Per quanto concerne la deformabilità in condizioni edometriche, l'esame delle curve edometriche porta a definire rapporti di compressione $CR = 0.13 - 0.24$ (con valori occasionali pari a $CR=0.8$, in corrispondenza di livelli torbosi strutturati) e di ricompressione $RR = 0.01 - 0.05$ (Figura 48).

Come illustrato in Figura 39 e nei Profili Geotecnici (v. Allegato 2, Doc. rif. [7]), all'interno dell'unità appena descritta, vi sono lenti di depositi prevalentemente incoerenti, di spessore compreso tra 1 m e 5 m e distinguibili nelle seguenti due sub-unità.

La prima è stata rinvenuta tra 7 m pc e 15 m pc ed è costituita da sabbia limosa (unità 3a), con contenuto di fini da 10% a 40% (v. Figura 39). Le resistenze alla penetrazione di questi depositi sono relativamente modeste, con $N_{SPT} = 5-15$ colpi/30 cm (v. Figura 40) e le risultanti densità relative indicano un materiale sciolto o scarsamente addensato, con $D_R = 25\%-45\%$ (v. Figura 49 e Figura 50). Come sintetizzato in Figura 51, per questa unità si stimano angoli di attrito compresi tra 34° e 37° . Sulla base del profilo di Vs definito (v. Figura 52, Doc. rif. [4]), per questa unità si stimano velocità comprese tra 200 e 250 m/s e $G_0 = 75-110$ MPa v. Figura 53).

La seconda sub-unità si colloca a profondità superiori, tra 20 m pc e 27 m pc. Trattasi di sabbia debolmente limosa (unità 4), con contenuto di fini compreso tra 10% e 30% (v. Figura 39) ed N_{SPT} maggiori di quelli misurati nella precedente sub-unità e pari a 15-40 colpi/30 cm. Si stima che tali depositi abbiano uno stato di addensamento medio-alto, con $D_R = 40\%-70\%$ (v. Figura 49) e ad essi siano attribuibili angoli di attrito compresi tra 37° e 40° (v. Figura 51). Sulla base del profilo di Vs definito (v. Figura 52, Doc. rif. [4]), per questa unità si stimano velocità pari a circa 250 m/s e $G_0 = 100-120$ MPa (v. Figura 53).

A profondità maggiori, le indagini suggeriscono la presenza di un'unità costituita da ghiaia sabbiosa

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 76 di 118

debolmente argillosa (unità 6), che definisce la profondità massima raggiunta dalle prove penetrometriche statiche e che è stata indagata direttamente solo grazie ai sondaggi XA2030013, BH-PE-60 e BH-PE-61 (Doc. rif. [9]). Come illustrato nelle figure seguenti, all'interno di essa si misurano un contenuto di fini di circa 10%-30% e N_{SPT} maggiori di 30 colpi/30 cm (in un caso si raggiungono le condizioni di rifiuto). Si stima che lo stato di addensamento del materiale sia modesto, con $D_R = 30\%-50\%$ (v. Figura 49) e che l'angolo di attrito sia compreso tra 37° e 40° (v. Figura 51). I profili di V_s (Doc. rif. [4]) e di G_0 rappresentati di seguito indicano rispettivamente valori pari a 400 m/s e 300 MPa.

Si segnala che, all'interno dello strato di base ghiaioso, si trova un acquifero in pressione, con prevalenza sul p.c. ancora da definire nel dettaglio, ma che al momento può essere quantificata a 1-2 m. sono in corso monitoraggi che dovranno essere considerati ai fini del dimissionamento di eventuali palificate, e per fornire adeguate istruzioni per evitare fenomeni di sifonamento del fondo della perforazione nel caso di impiego di pali trivellati.

Infine, nella porzione orientale del tratto, all'interno dello strato ghiaioso si rinviene la presenza di livelli di limo con argilla o argilla limosa (unità 3b), di spessori variabili tra 3 m e 10 m ed a profondità maggiori di 25 m pc (Doc. rif. [7]). Non si dispone di campioni di tali materiali che peraltro, essendo sovrastati da ghiaie, non sono stati raggiunti dalle prove CPTU. Tuttavia, sulla base delle misure eseguite con penetrometro tascabile, si stimano resistenze al taglio non drenate mediamente pari a 100-200 kPa (Doc. rif. [9]).

I parametri caratteristici suggeriti per le unità individuate sono riportati nel capitolo 7.

AV/AC VERONA VICENZA

pk 27+300 - pk 31+500

Contributi granulometrici (%)

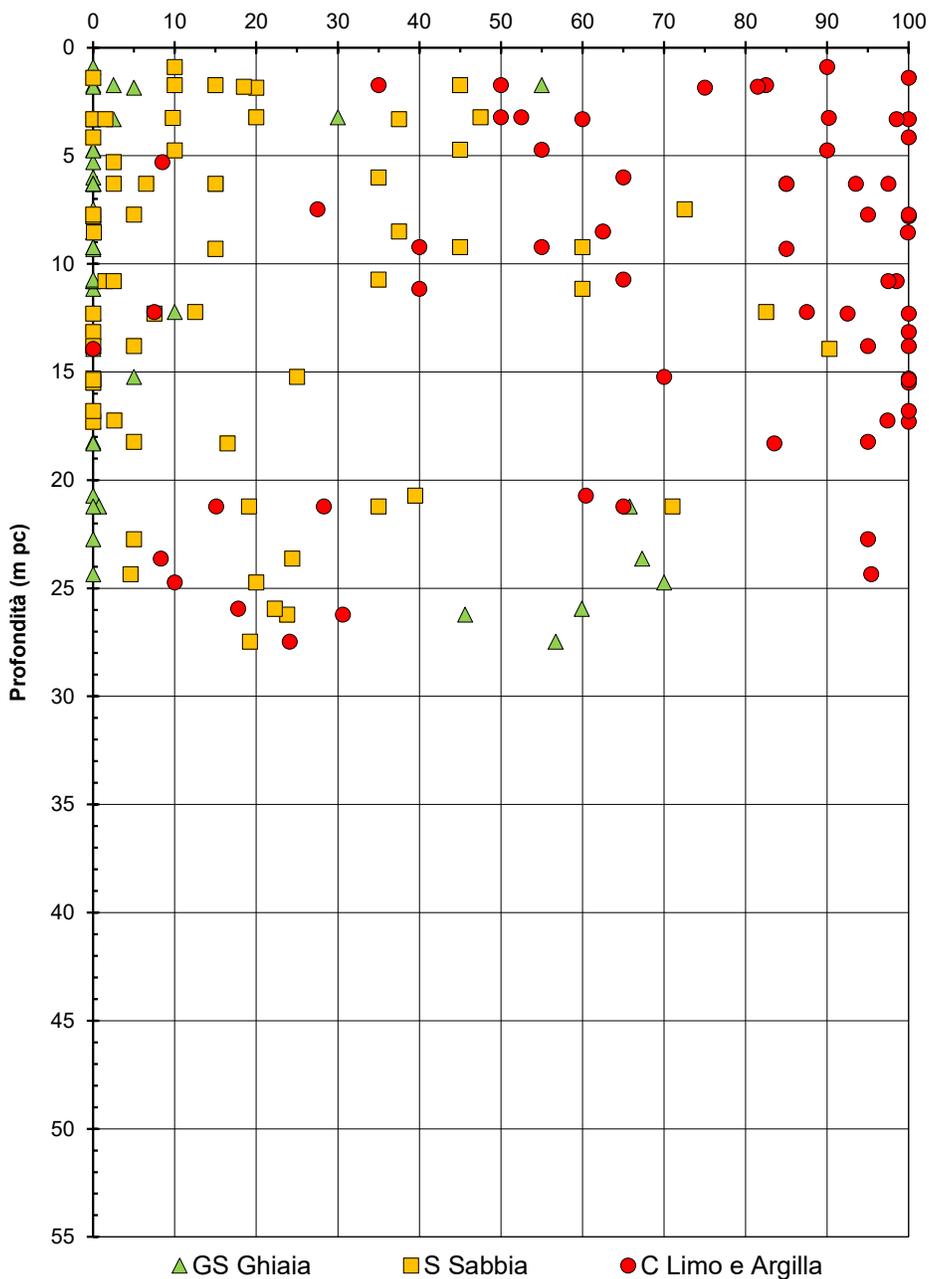


Figura 38 – Sintesi analisi granulometriche tra pk 27+300 e pk 31+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 27+300 - pk 31+500

Contributi granulometrici (%)

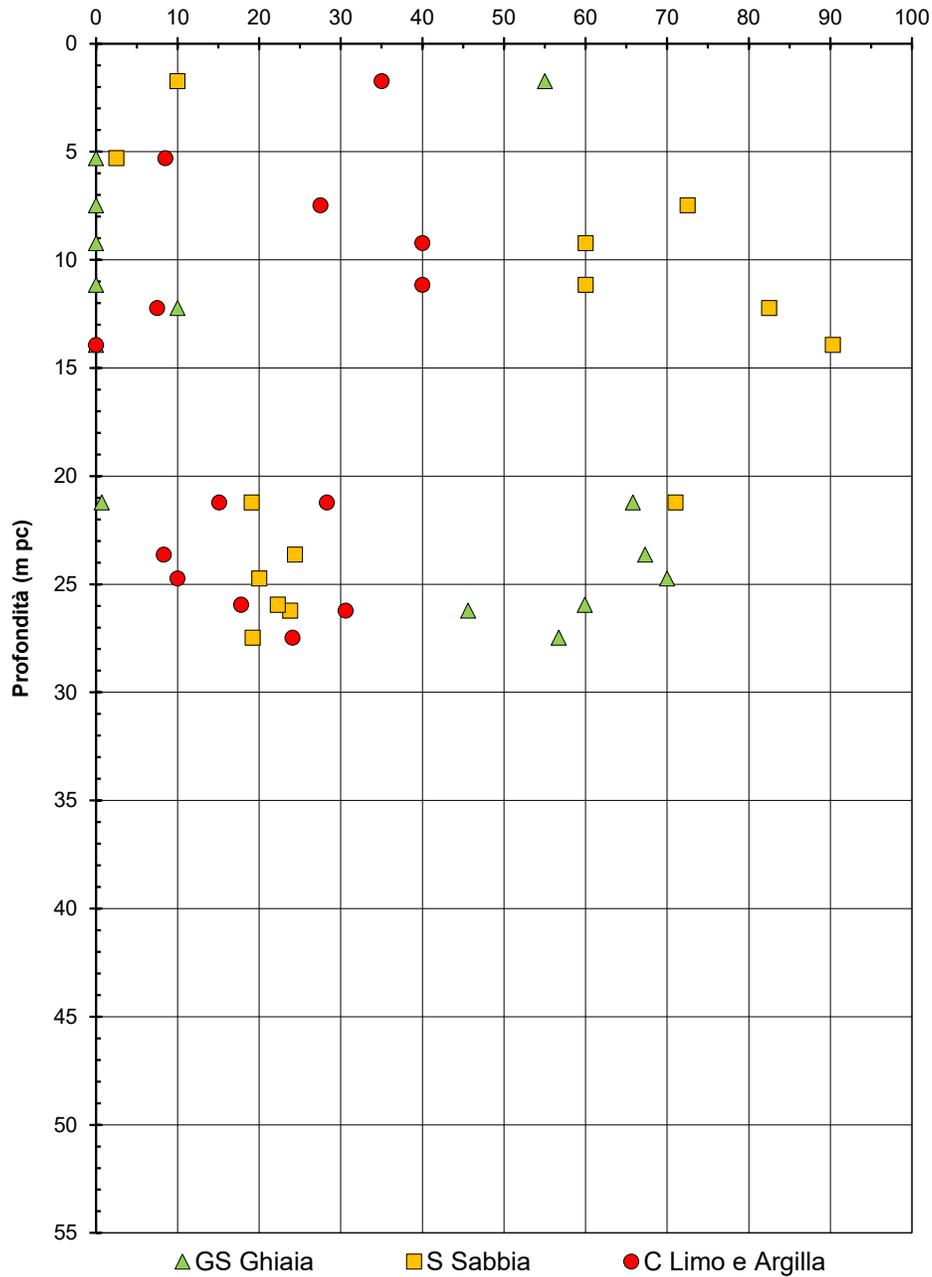
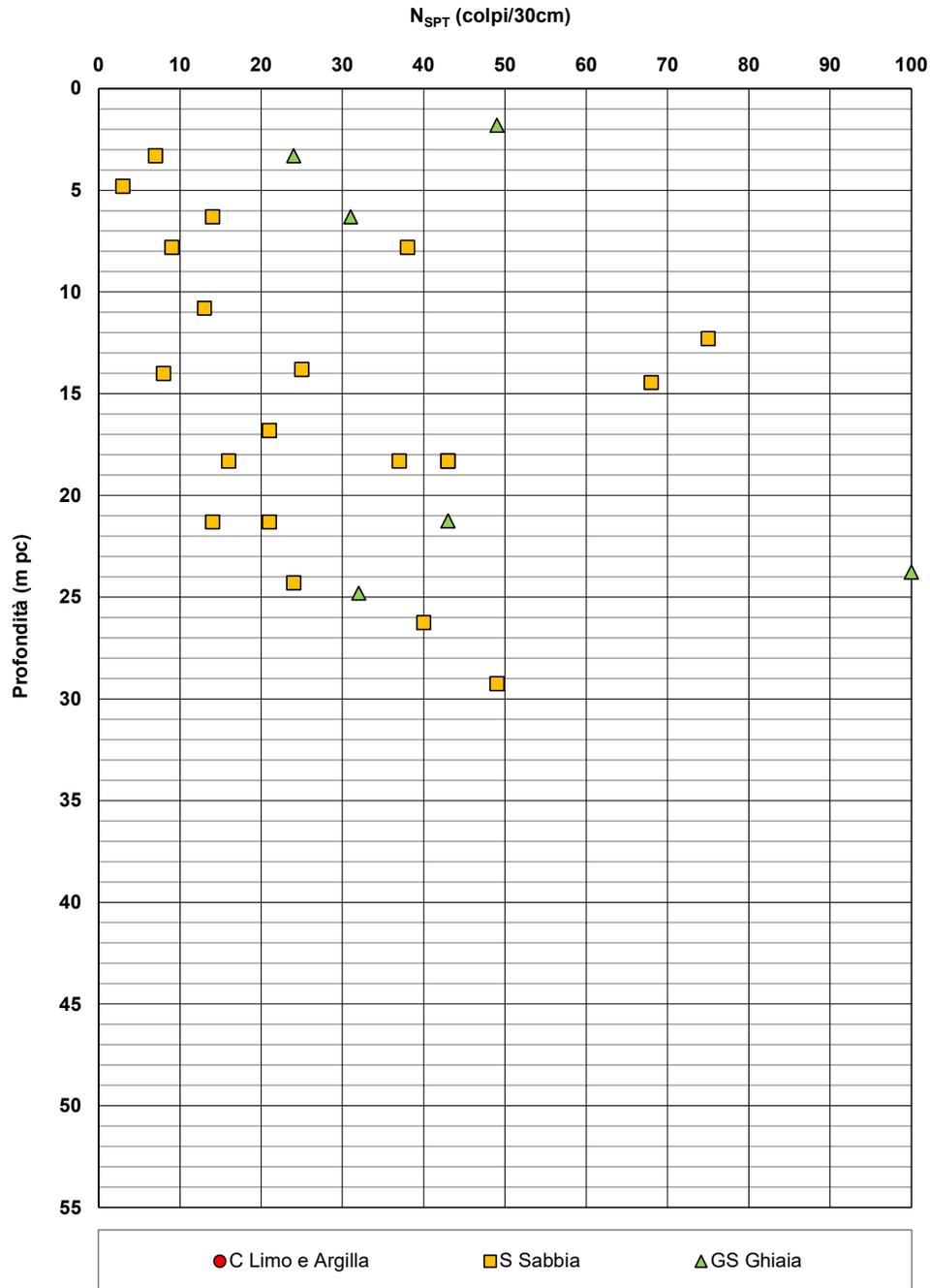


Figura 39 – Depositi incoerenti tra pk 27+300 e pk 31+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 27+300 - pk 31+500



AV/AC VERONA VICENZA

pk 27+300 - pk 33+500

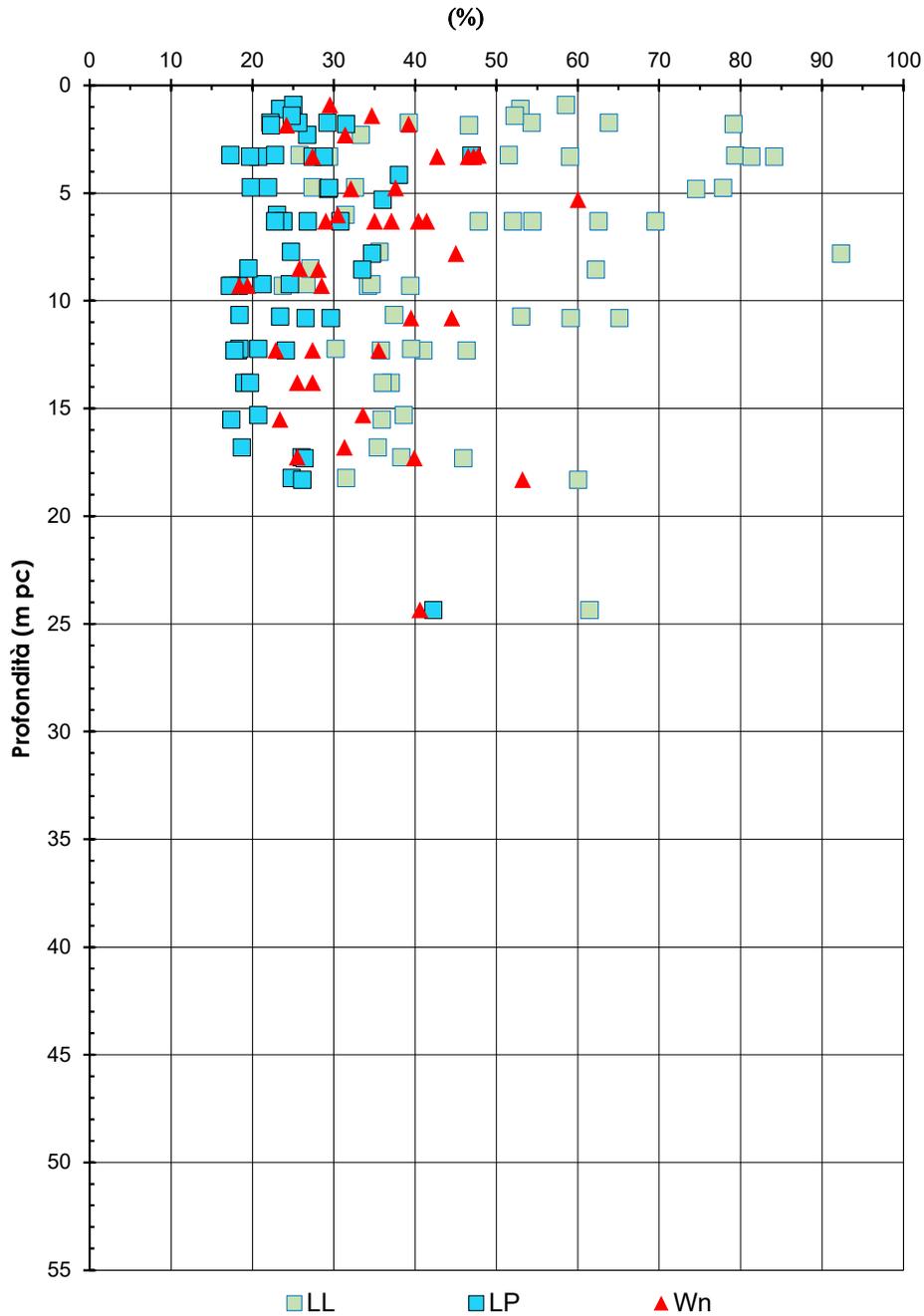


Figura 41 – Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua tra pk 27+300 e pk 31+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 27+300 - pk 31+500

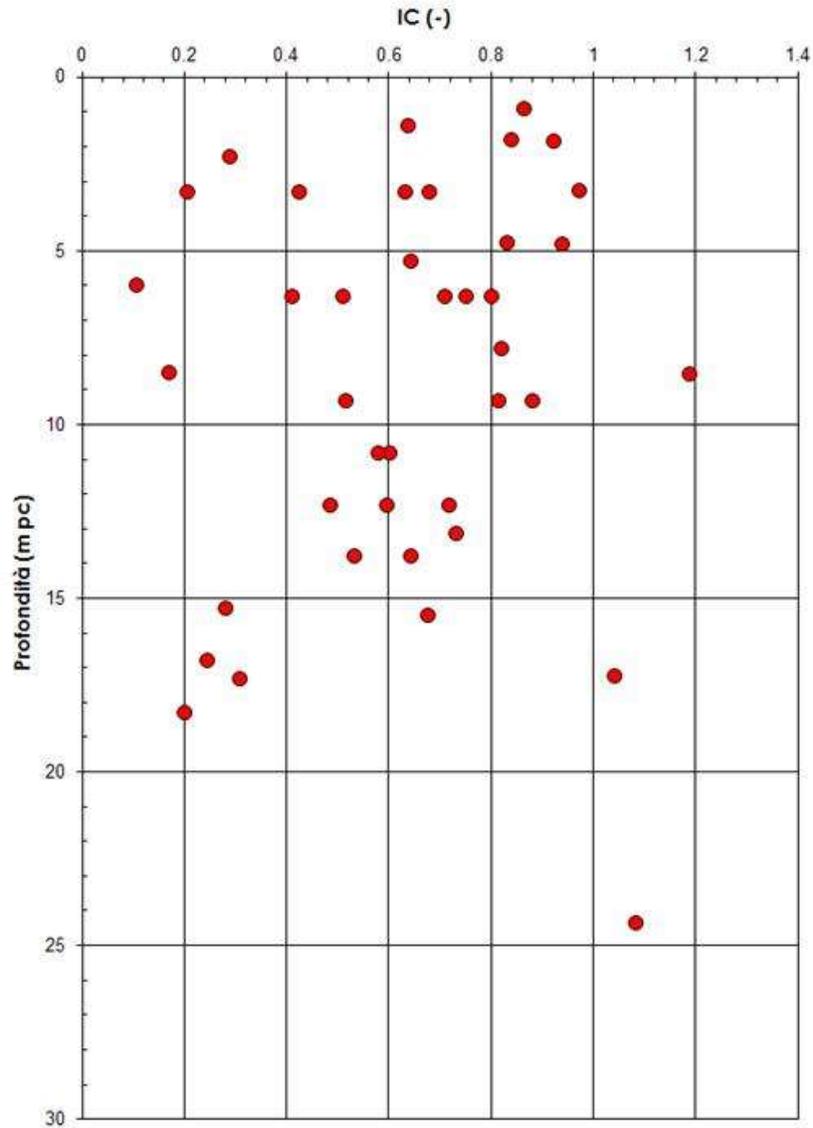


Figura 42 – Indice di consistenza IC dei depositi dell'unità 3b tra pk 27+300 e pk 31+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 27+300 - pk 33+500

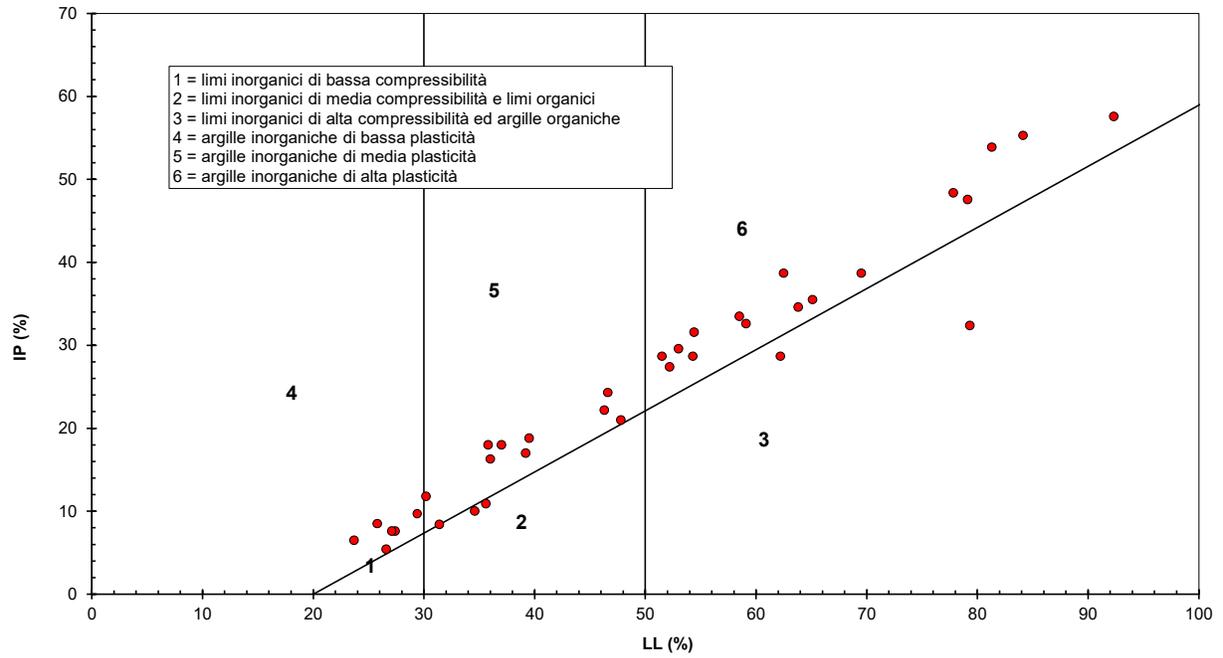


Figura 43 – Carta di plasticità di Casagrande: depositi coesivi tra pk 27+300 e pk 31+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 27+300 - pk 33+500

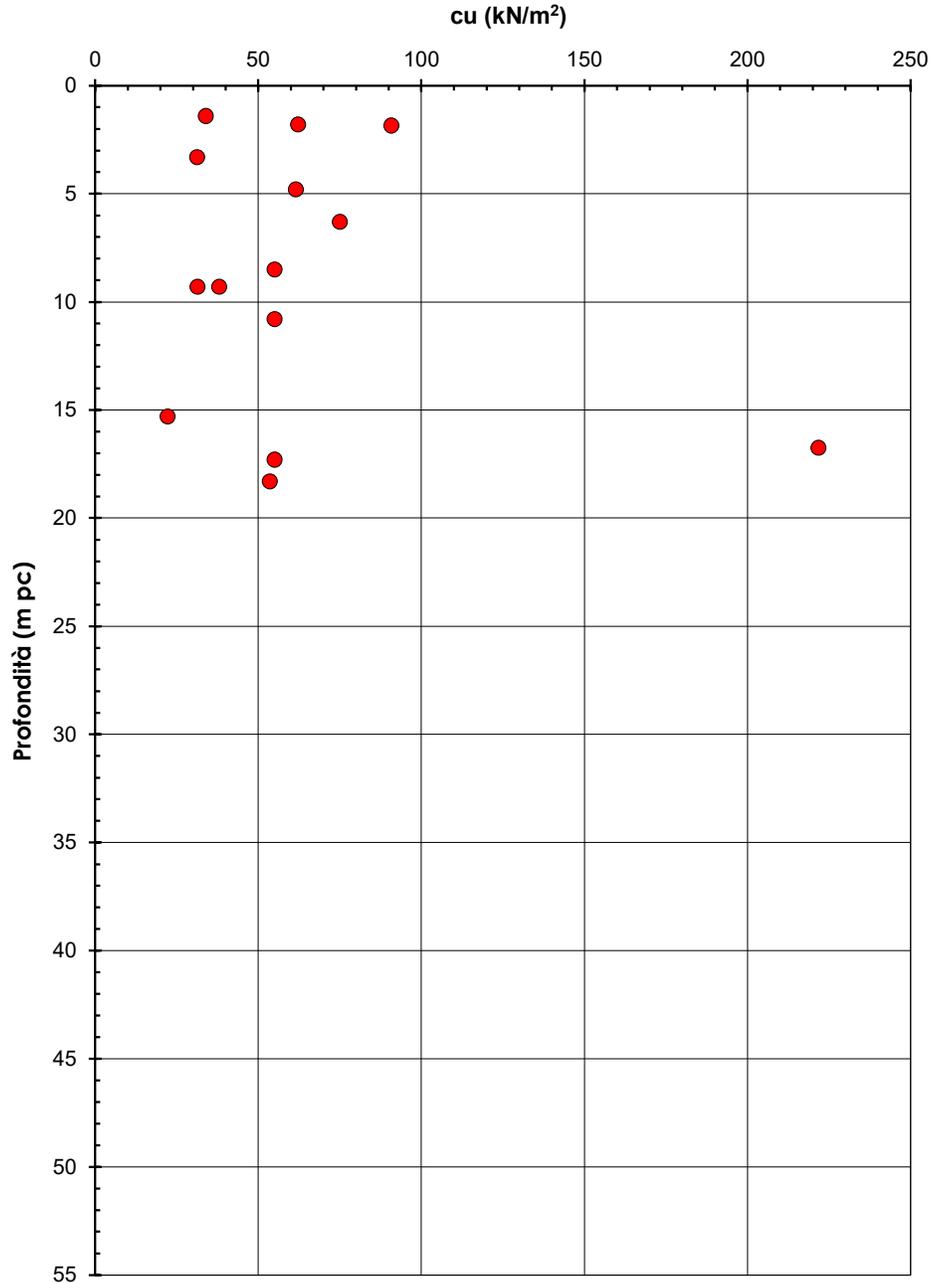


Figura 44 – Resistenza al taglio non drenata stimata da prove di laboratorio, tra pk 27+300 e pk 31+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 27+300 - pk 33+500

Cu (kPa)

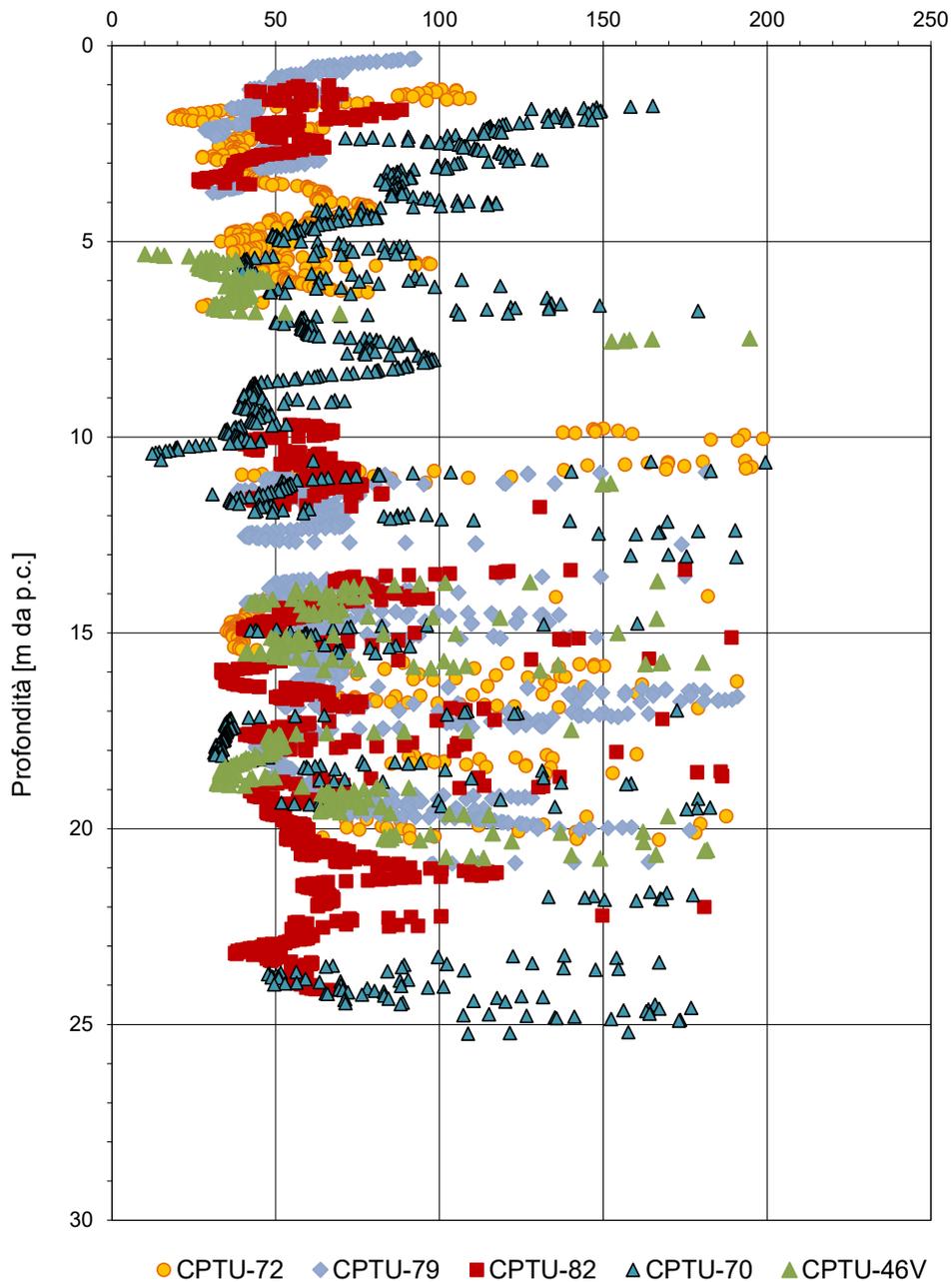


Figura 45 – Resistenza al taglio non drenata stimata da prove CPTU tra pk 27+300 e pk 31+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 27+300 - pk 33+500

$\sigma'_{v \max}$ (kPa)

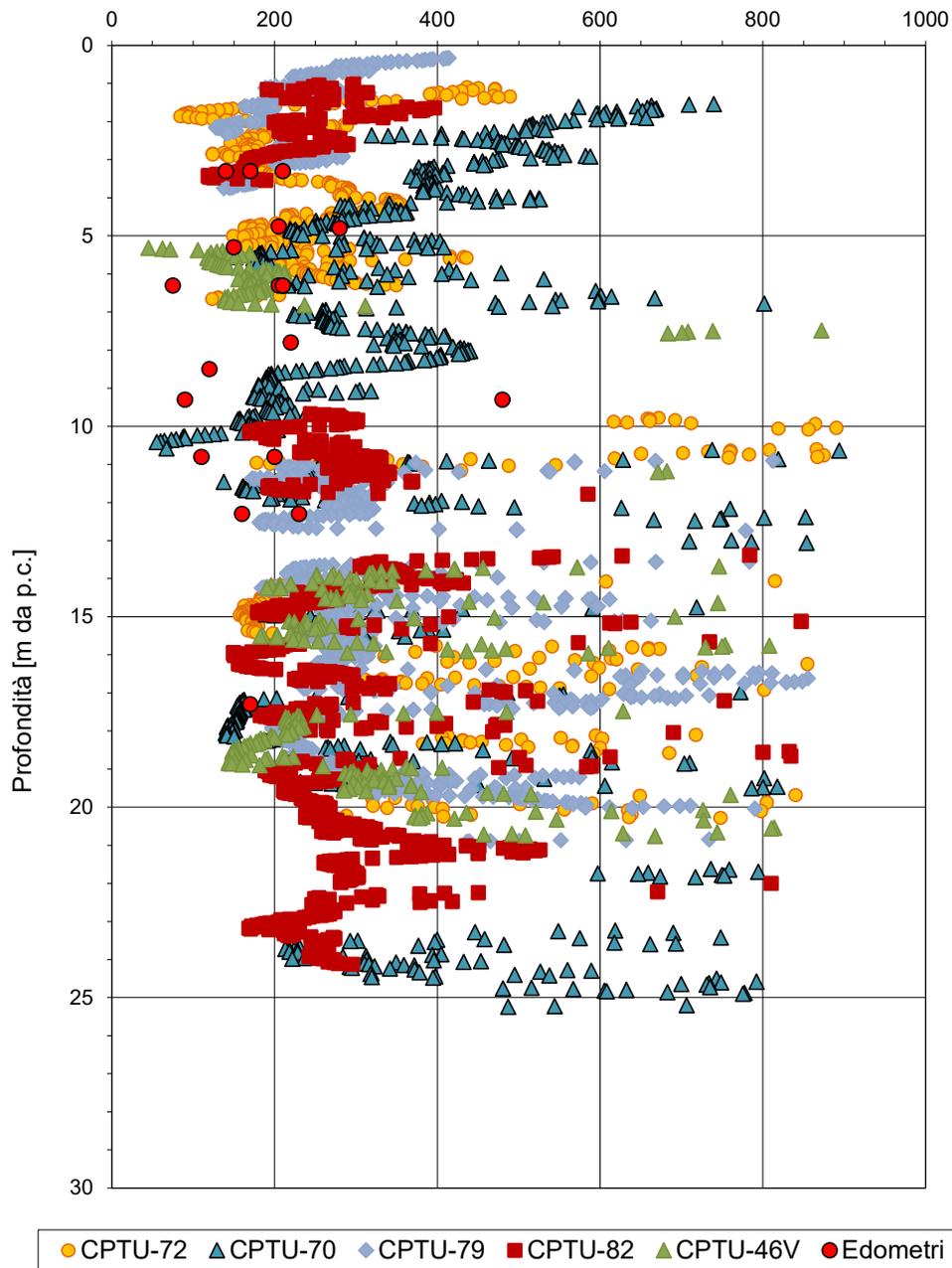


Figura 46 – Pressione di preconsolidazione da prove edometriche e CPTU tra pk 27+300 e pk 31+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 27+300 - pk 33+500

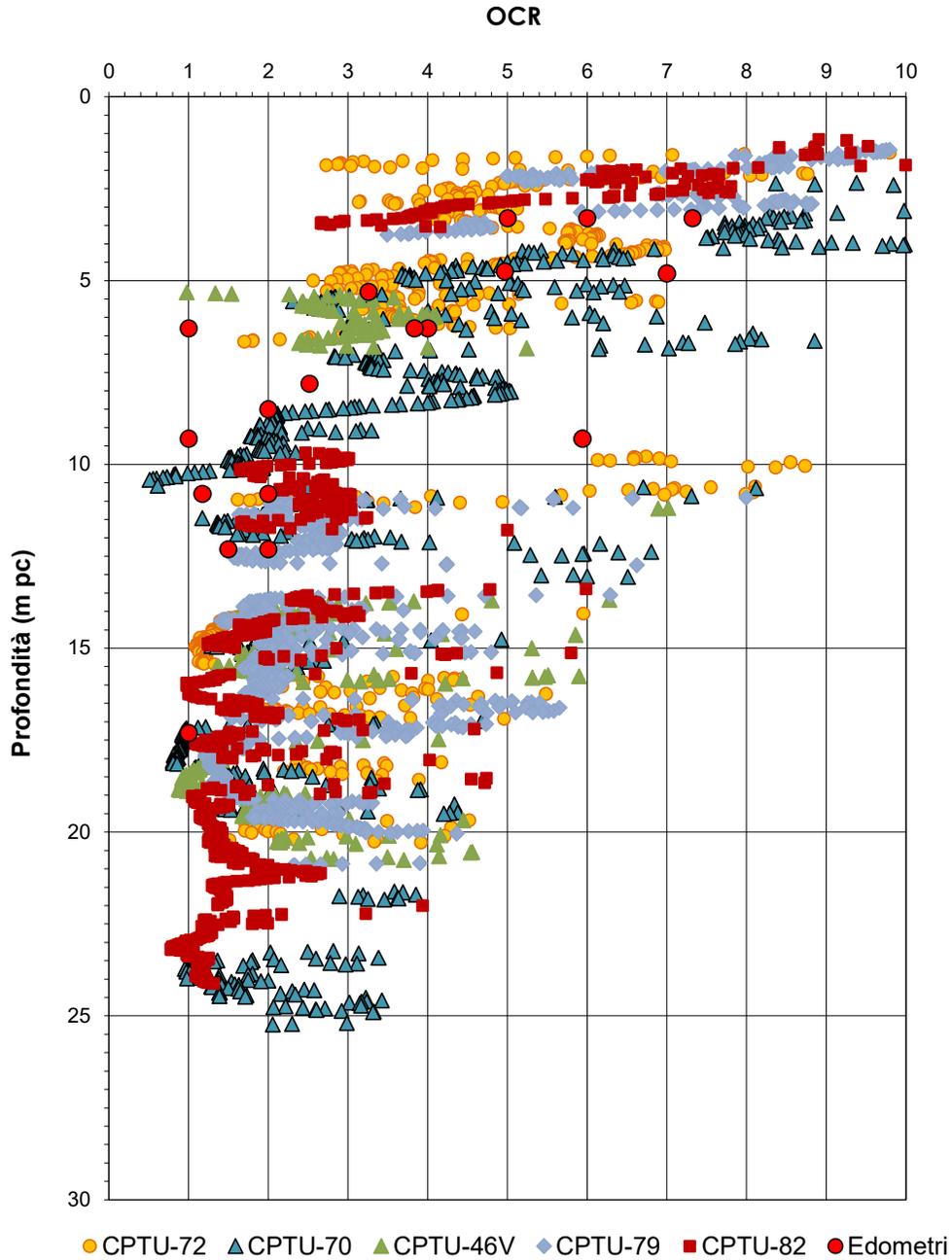


Figura 47 – OCR da prove edometriche e CPTU tra pk 27+300 e pk 31+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 27+300 - pk 33+500

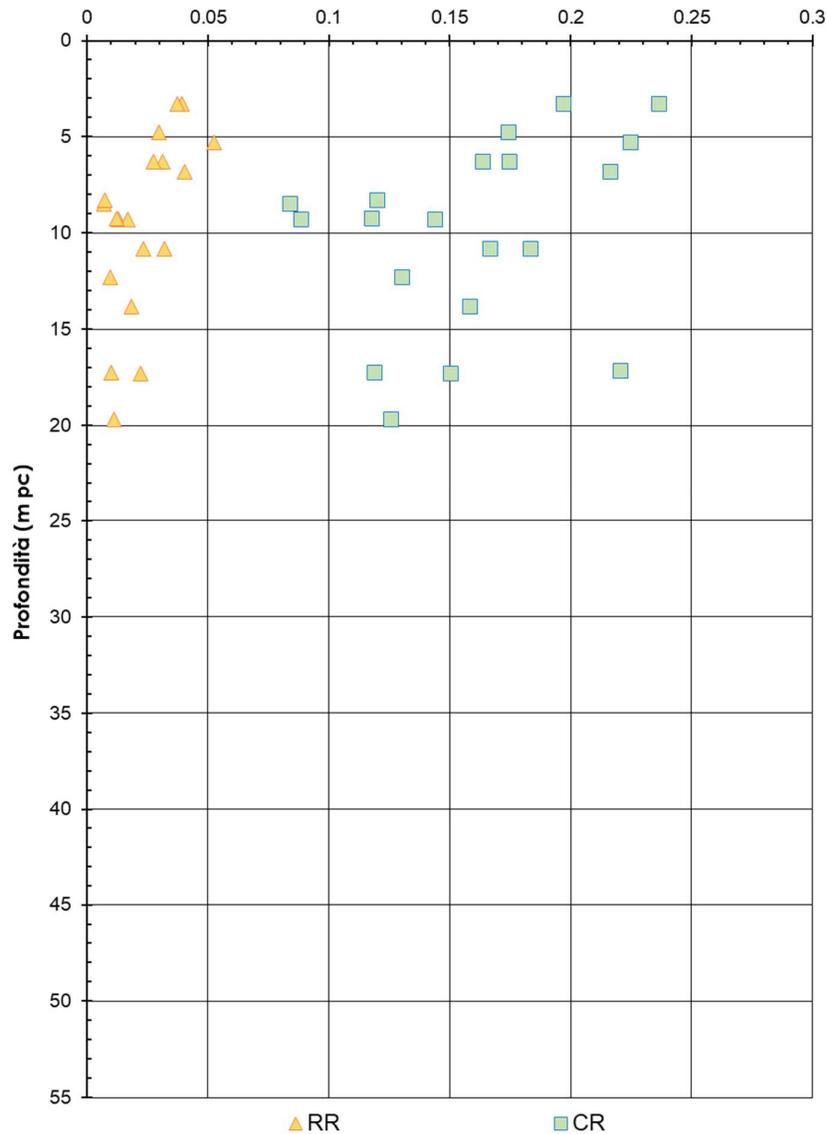


Figura 48 – Rapporti di compressione/ricompressione da prove edometriche, tra pk 27+300 e pk 31+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 27+300 - pk 31+500

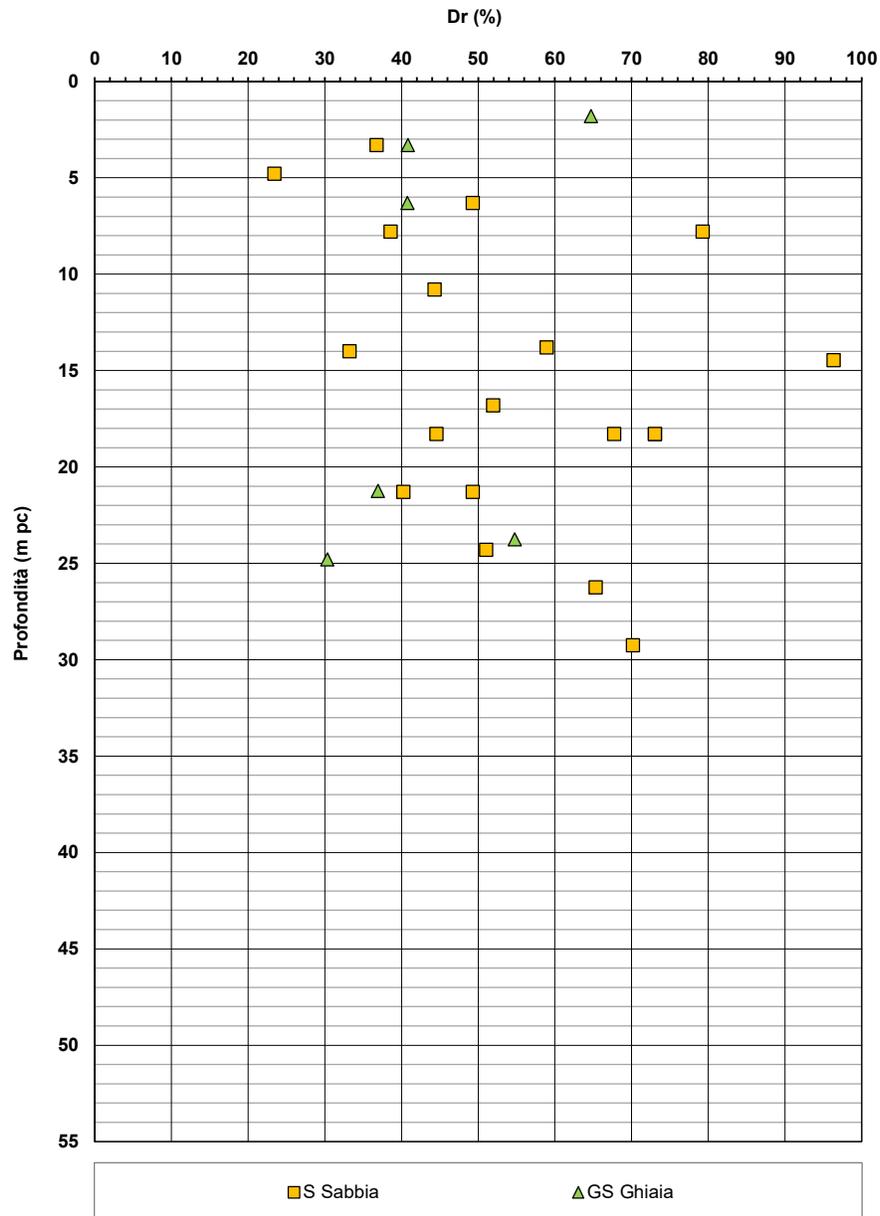


Figura 49 – Densità relativa da prove SPT tra pk 27+300 e pk 31+700

AV/AC VERONA VICENZA

PK 27+300- PK 31+500

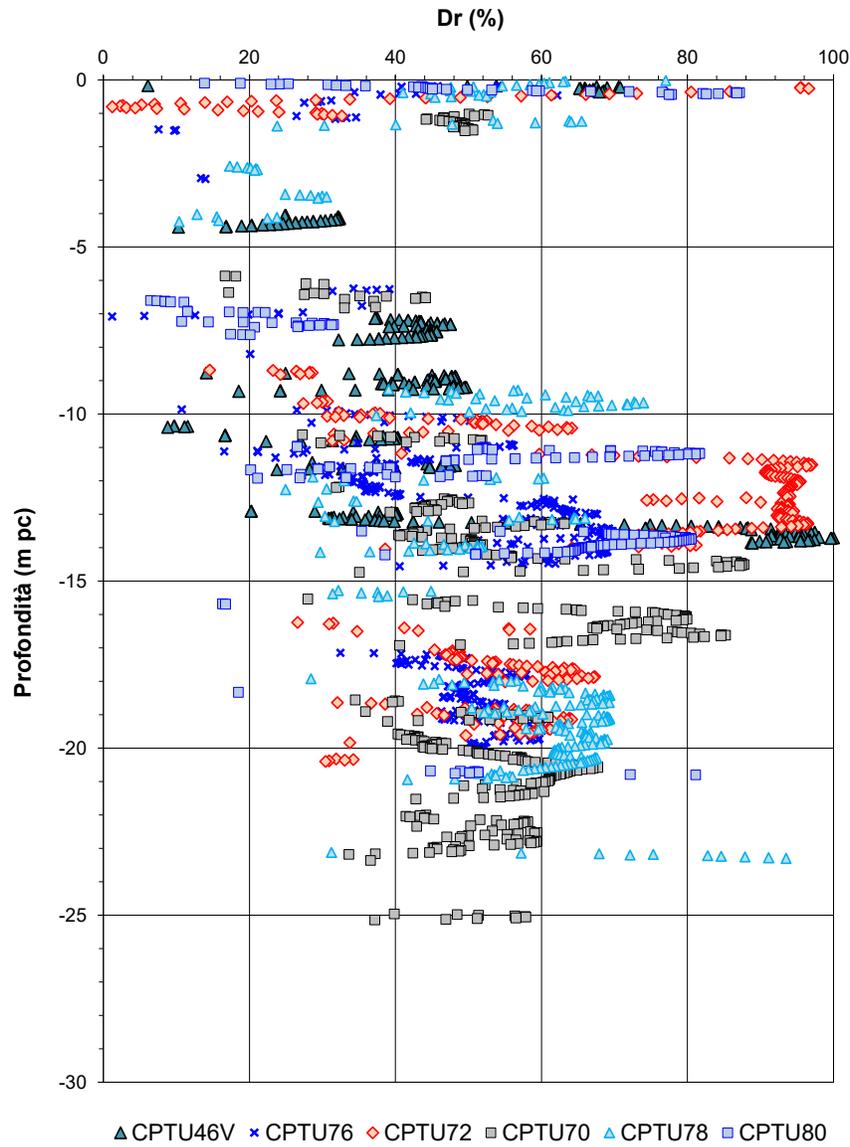


Figura 50 – Densità relativa da prove CPTU tra pk 27+300 e pk 31+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 27+300 - pk 31+500

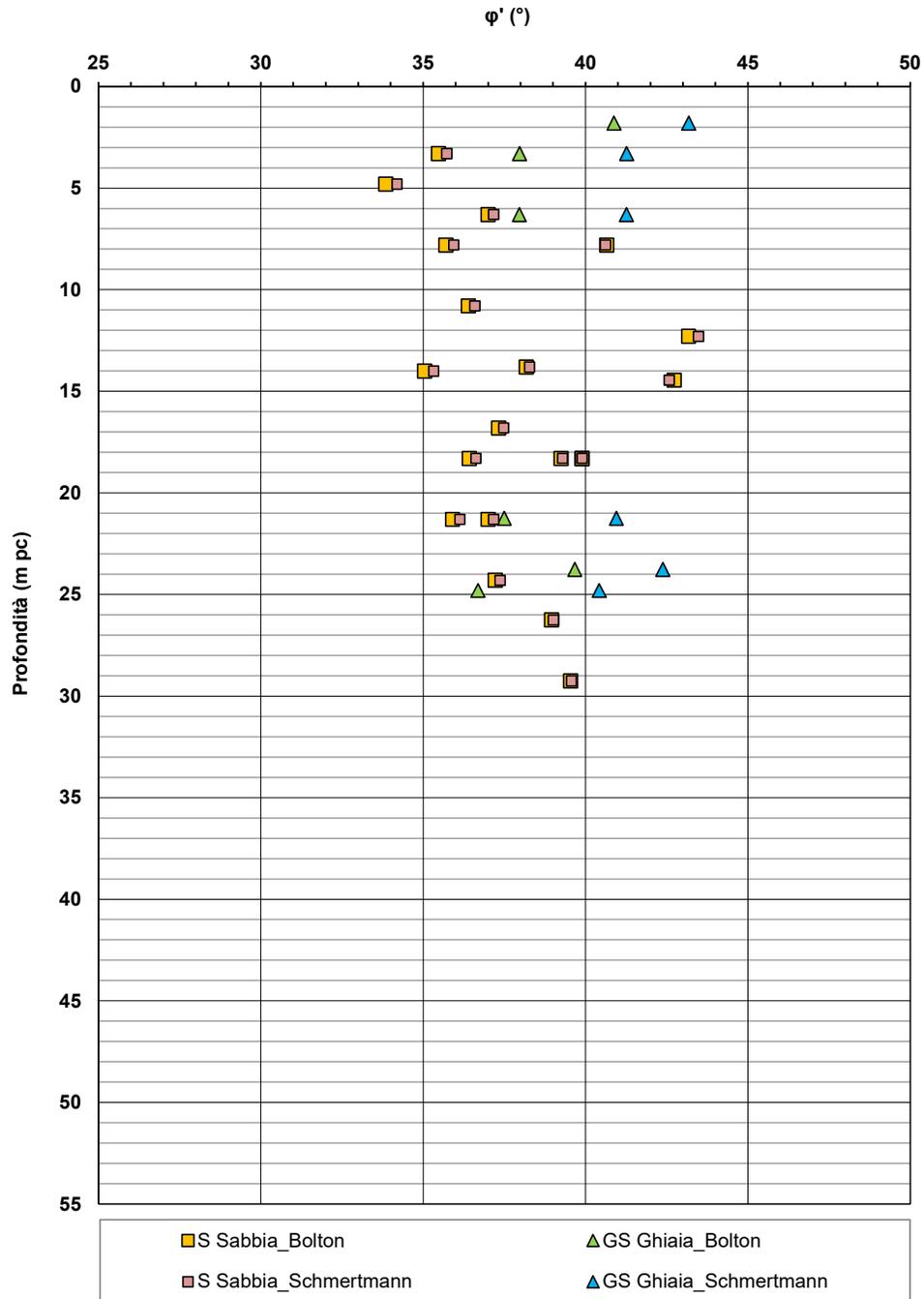


Figura 51 – Angoli di attrito da prove SPT tra pk 27+300 e pk 31+700

AV/AC VERONA VICENZA

pk 28+000 - pk 32+000

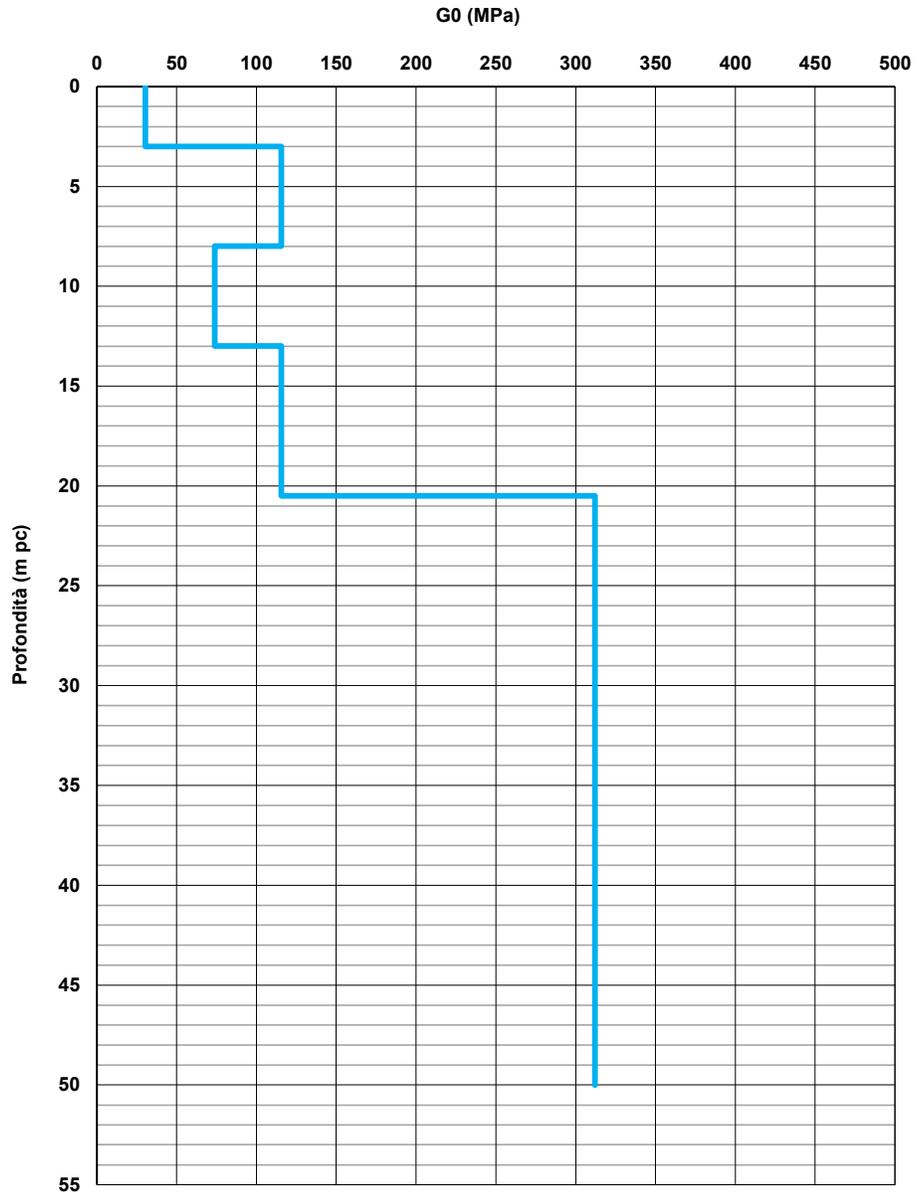


Figura 53 – Modulo di taglio G_0 tra pk 28+000 e pk 32+000

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 93 di 118

6.5 Tratto compreso fra pk 31+700 e pk 33+500

Lungo il tratto di lunghezza pari circa 2000 m si prevede la realizzazione di rilevati di altezza variabile tra 4 m e 5.5 m circa, di una variante della linea storica (a partire da pk 32+690) e del Viadotto Montebello (pk 33+165 circa), oltre alla costruzione ed al prolungamento di alcuni sottovia.

Nella zona in esame sono stati realizzati sondaggi a carotaggio continuo (BH, SPC, XA, NA ed S), prove penetrometriche dinamiche e statiche (CPTU) e prove MASW.

Tabella 17 - Indagini tra pk 31+700 e pk 33+500

Progressiva Pk	Indagini ID	Campagna Anno
31+725	SPC46	2014/2015
31+725	NA203O008	2002
32+300	NA203R012	2002
32+366	MASW-PE-16	2020-2021
32+690	SPC47	2014/2015
32+690	NA203R013	2002
32+690	SPC47bis	2014/2015
33+000	S 47 bis	2015
33+250	S 48	2015
33+360	S 49	2015
33+433	MASW-PE-17	2020-2021
33+477	XA203V018	2002
27+558	CPTU-PE-36	2020-2021
27+561	BH-PE-55	2020-2021
27+586	BH-PE-56	2020-2021
27+587	CPTU-PE-37	2020-2021
28+385	BH-PE-57	2020-2021

I risultati delle prove in sito e di laboratorio sono stati interpretati secondo la metodologia descritta nel capitolo 5 al fine di fornire le seguenti stime:

- Densità relativa stimata da prove SPT (v. Figura 56);
- Angolo di attrito stimato da prove SPT (v. Figura 57).

Coerentemente a quanto indicato nel Profilo Geotecnico (v. Allegato 2, Doc. rif. [7]), la stratigrafia a partire dalla pk 31+700 circa è caratterizzata da una maggiore presenza di terreni incoerenti e la potenziale assenza di livelli argillosi o limo argillosi all'interno dell'unità ghiaiosa profonda (Doc. rif. [7]), che, quando presenti, conservano la medesima caratterizzazione definita al punto precedente.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 94 di 118

Come descritto nella Figura 54, lungo tutto il profilo si riscontra una diffusa presenza di sabbie e ghiaie, con contenuto di fini mediamente inferiore al 30%, in misura crescente muovendosi verso est.

I depositi sabbiosi presentano caratteristiche simili a quelli più profondi rinvenuti nel tratto precedente (seconda sub-unità, v. cap. 6.4). In particolare, nei primi 25 m pc si misurano N_{SPT} variabili linearmente tra 15 colpi/30 cm e 60 colpi/30 cm (v. Figura 55) e l'unità risulta essere molto densa, con $D_R = 60\%-90\%$ (v. Figura 56). Come mostrato nelle figure seguenti, l'angolo di attrito si stima essere compreso tra 38° e 41° . I profili di V_s e G_0 sono i medesimi caratterizzanti il tratto tra pk 27+300 e pk 31+700 e, pertanto, anche in questo caso si stimano velocità pari a circa 250 m/s ed un modulo di taglio alle piccole deformazioni pari a 100-120 MPa.

Come mostrato dalle stratigrafie dei sondaggi, l'unità ghiaiosa si colloca generalmente a profondità superiori a 20-25 m pc (v. BH-PE-64 e precedenti, Doc. rif. [9]). Tuttavia, nei sondaggi BH-PE-65 e BH-PE-66 è stata rinvenuta anche a profondità inferiori a 10 m pc e definisce buona parte del profilo stratigrafico. Come illustrato in Figura 55, Figura 56 e Figura 57, le proprietà di questo strato sono simili a quelle definite nel tratto precedente. Si misurano N_{SPT} perlopiù superiori a 25 colpi/30 cm e fino a 60 colpi/30 cm e si stimano densità relative comprese tra 30% e 45% ed angoli di attrito di 37° - 39° . Anche in questo caso, facendo riferimento al medesimo profilo di V_s adottato nel tratto precedente, si indicano stimano V_s pari a 400 m/s (v. Figura 52) e $G_0 = 300$ MPa (v. Figura 53).

Relativamente ai rari livelli a grana fine presenti (unità 2), si tratta di materiali in genere compatti, con valori della resistenza al taglio non drenata dell'ordine dei 50-150 kPa. Per una trattazione più di dettaglio di tali materiali rimanda alla relazione geotecnica del tratto successivo.

I parametri caratteristici suggeriti per le unità individuate sono riportati nel capitolo 7.

AV/AC VERONA VICENZA

pk 27+300 - pk 33+500

Contributi granulometrici (%)

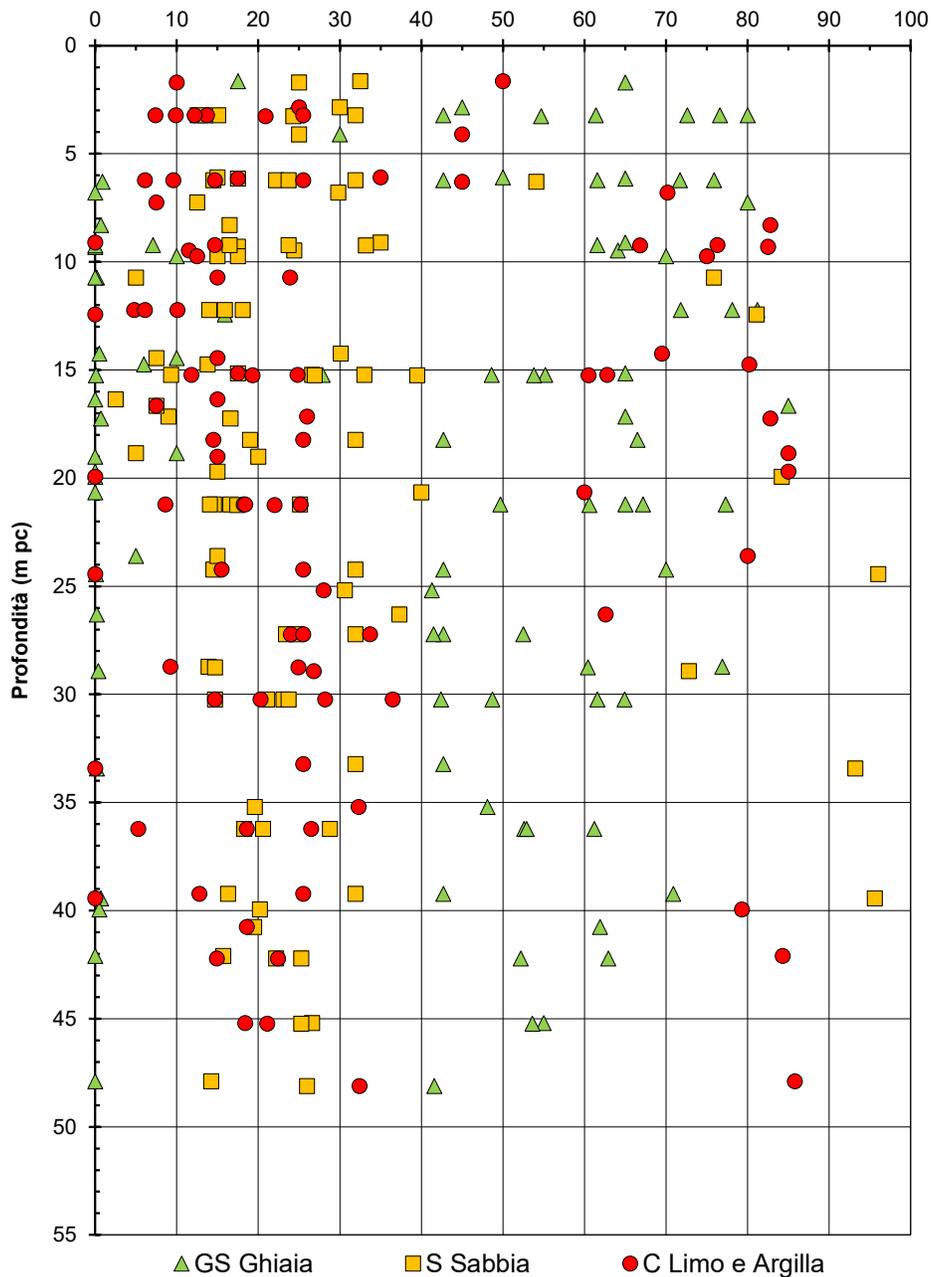


Figura 54 – Sintesi delle analisi granulometriche tra pk 31+700 e pk 33+500

AV/AC VERONA VICENZA

pk 27+300 - pk 33+500

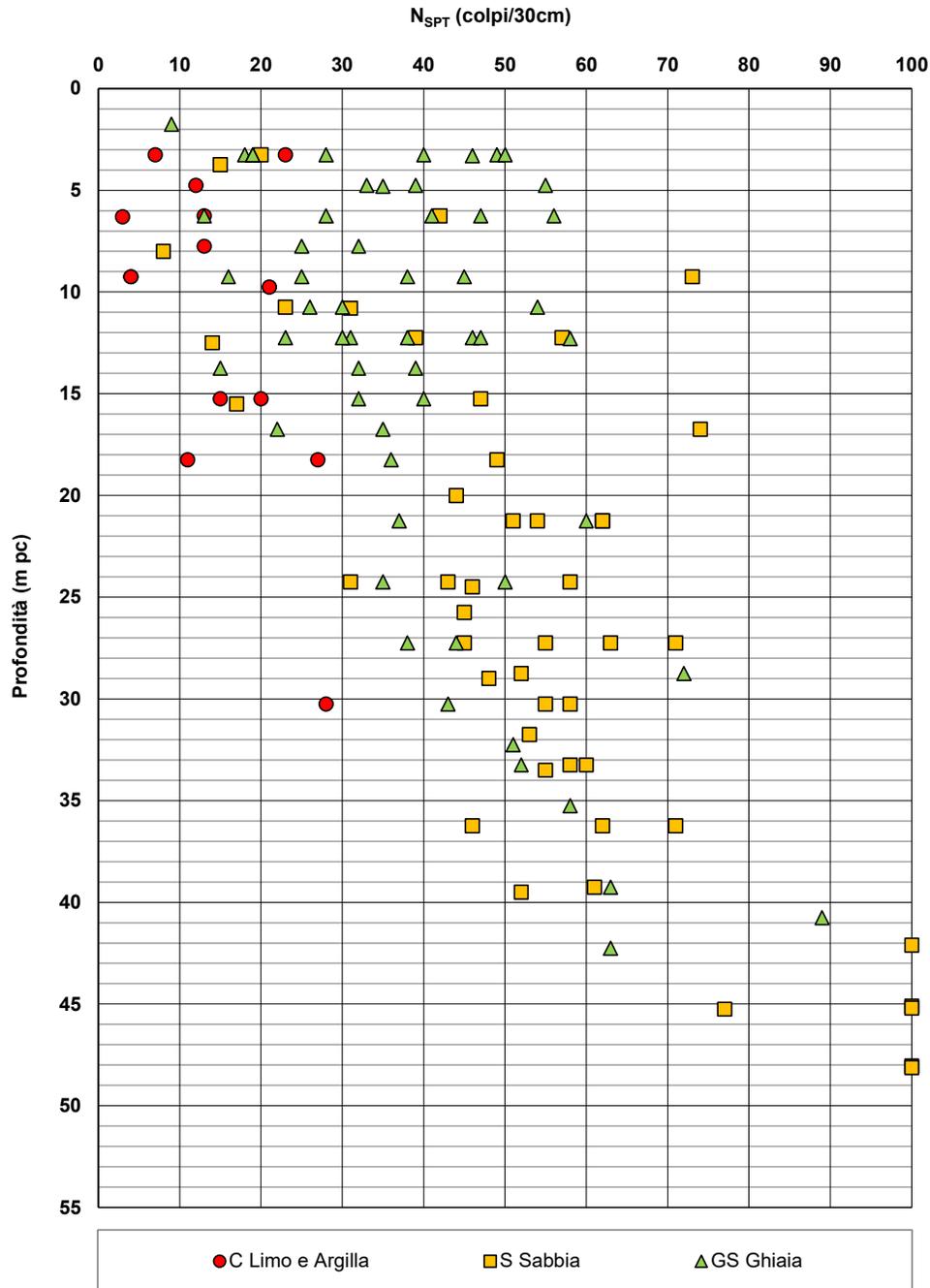


Figura 55 – Esito delle prove SPT tra pk 31+700 e pk 33+500

AV/AC VERONA VICENZA

pk 31+500 - pk 33+500

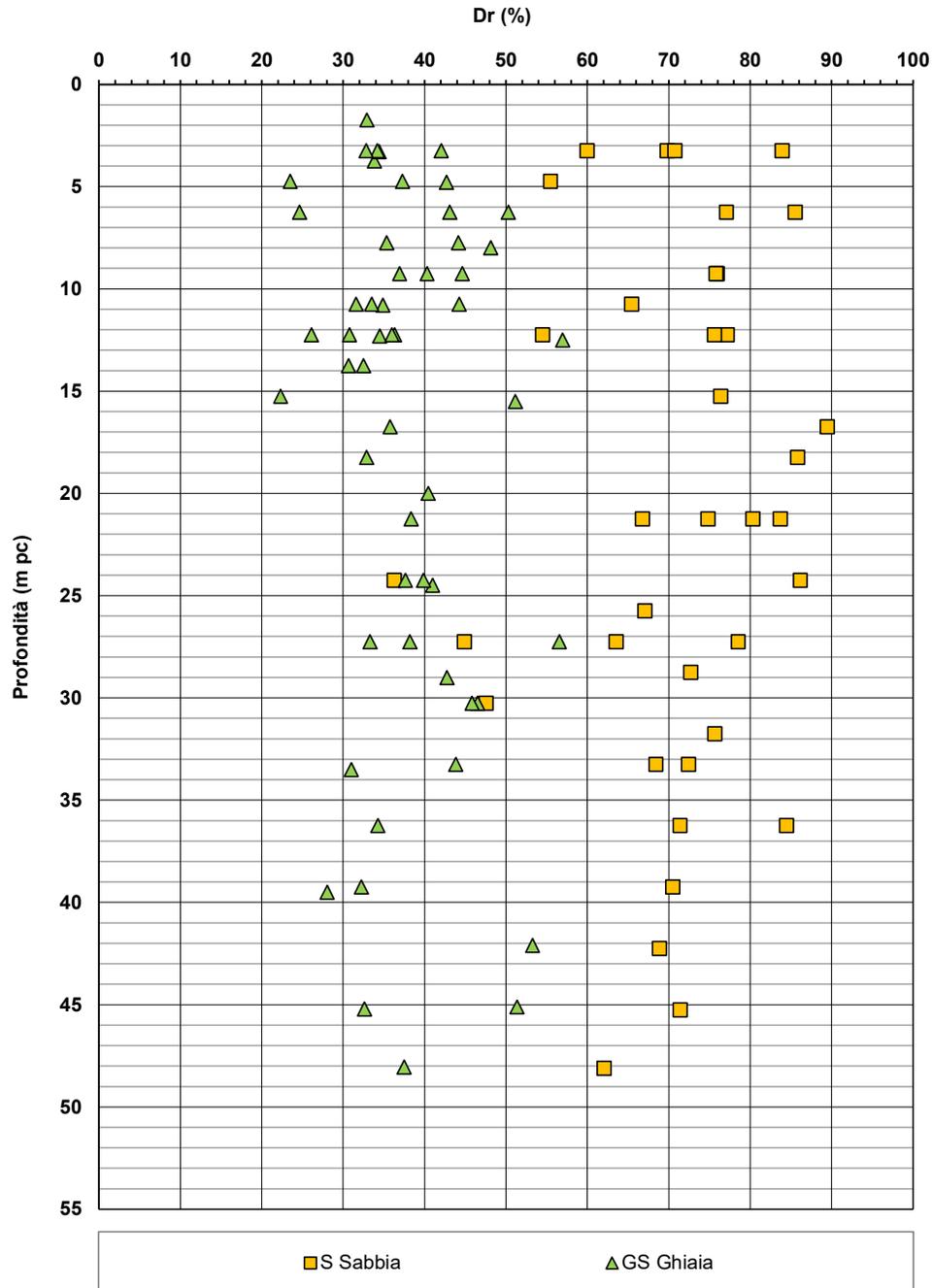


Figura 56 – Densità relativa da prove SPT tra pk 31+700 e pk 33+500

AV/AC VERONA VICENZA

pk 31+500 - pk 33+500

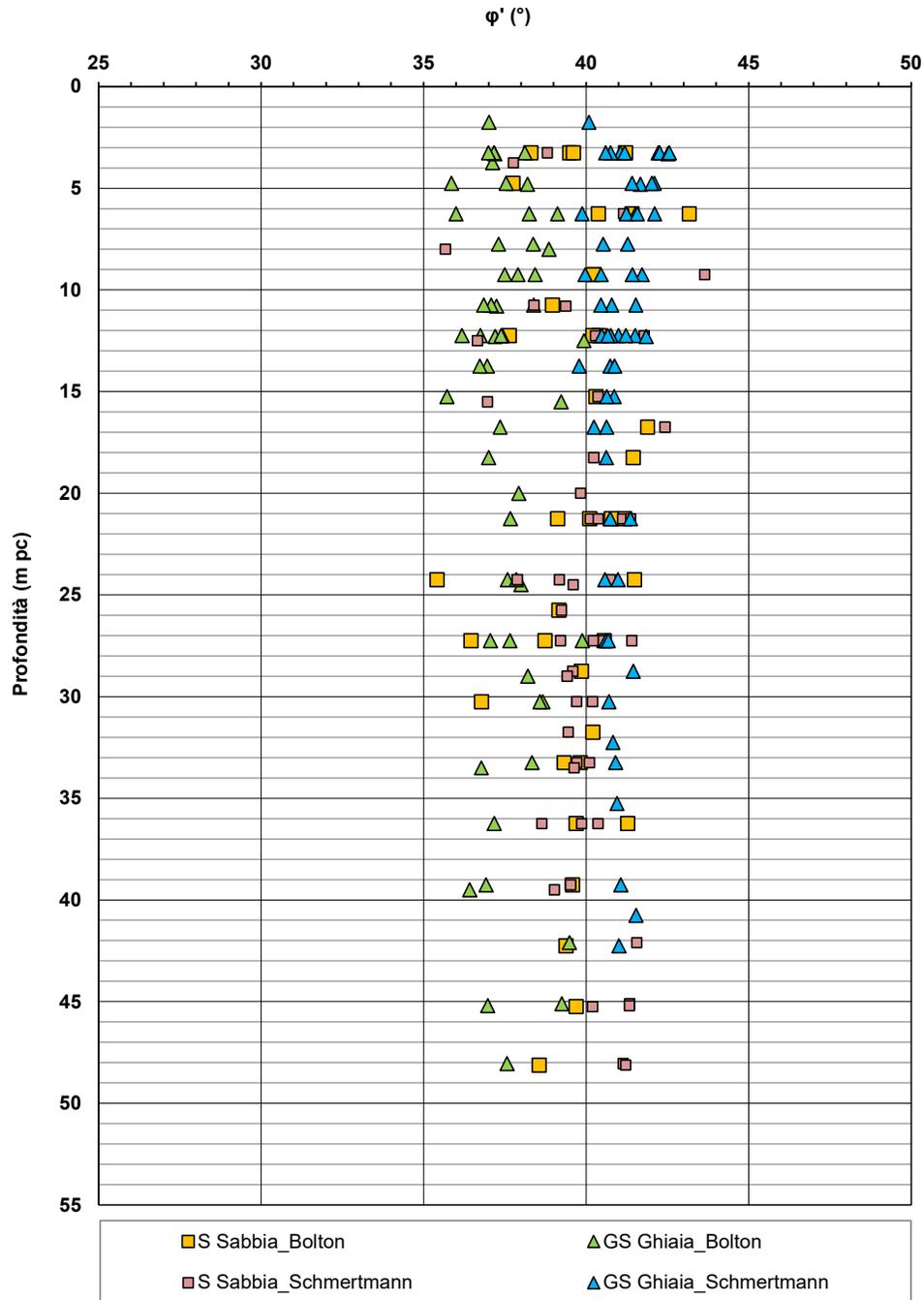


Figura 57 – Angoli di attrito da prove SPT tra pk 31+700 e pk 33+500

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 99 di 118

6.6 Permeabilità

Nell'ambito del Progetto Esecutivo sono state eseguite numerose prove Lefranc tra le progressive 21+990 e 25+700 al fine di fornire una stima accurata delle permeabilità dei materiali rinvenuti, in particolar modo in corrispondenza dei rilevati caratterizzati dalle altezze maggiori e da condizioni geotecniche non favorevoli e laddove si prevedono interventi di mitigazione degli effetti dovuti alla liquefazione dei terreni, con colonne di ghiaia.

Di seguito si fornisce una sintesi dei risultati delle prove e, per maggiori dettagli, si rimanda alla relazione Idrogeologica (Doc. Rif [4]).

Tabella 18 – Risultati prove Lefranc

Sondaggio n°	Profondità (m da pc)		livello falda (m da pc)	Litologia*	k (m/s)
	da	a			
BH-PE-50	6	6.7	5.3	L(A) / A(L)	6.07E-06
BH-PE-50	9	9.6	5.3	S(L) / A(L)	3.87E-06
BH-PE-50	11.3	12.1	5.3	L(A)[S]	2.96E-06

* Doc. rif. [7]

In considerazione dei dati disponibili, le attività di progettazione saranno eseguite adottando assunzioni cautelative, in funzione della natura delle opere in esame e delle indagini ritenute significative. Le cautele prese saranno volte a garantire accettabili margini di sicurezza.

Per maggiori dettagli circa le permeabilità attese, si rimanda alla Relazione Idrogeologica (Doc. rif. [4]) ed alle Relazioni Geotecniche delle singole WBS.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000003B</p>	<p>Foglio 100 di 118</p>

7 RIASSUNTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Lo studio geotecnico ha avuto come finalità la classificazione e caratterizzazione dei depositi investigati, coerentemente con le indicazioni emerse dallo studio geologico-geomorfologico della zona. I Profili Geotecnici (Doc. rif. [7]) individuano la presenza delle unità stratigrafiche definite nei capitoli precedenti, sulla base dei risultati delle indagini disponibili. I parametri caratteristici suggeriti per ognuna delle unità sono elencati nei seguenti paragrafi. Si rimanda alle relazioni geotecniche delle singole opere per maggiori dettagli circa i valori di progetto e, in particolar modo, le rigidzze operative stimate in ragione dei livelli deformativi attesi.

Tabella 19 - Parametri geotecnici caratteristici per la tratta dalla 21+990 alla 25+700

Unità	γ (kN/m ³)	Dr (%)	ϕ' (°)	Vs (m/s)	G0 (MPa)	E' (MPa)	c _u (kPa)	OCR	σ'_p (kPa)
3b	18-20	-	26-30	100-150	20-45	5-10	30-70	4-1.3(4)	(5)
3a	18-20	30-60	30-32	140-250	40-120	10-40	-		-
4	19-20	50-80	34-37 ⁽¹⁾ 37-41 ⁽²⁾	220-300 (400) ⁽³⁾	90-170 (300) ⁽³⁾	45-130 (250)	-		-
2	18-20	-	-	-	-	12-30	100-150		400-600

Note

- (1) Valori gli strati nei sabbiosi nei primi 10-15 m
(2) valori degli strati profondi (>35/40m)
(3) valori massimi a profondità maggiori di 35/40 m da p.c.
(4) decrescenti con la profondità
(5) per l'unità in questione si suggerisce di fare riferimento al valore di OCR

Tabella 20 - Parametri geotecnici caratteristici per la tratta dalla 25+700 alla 27+300

Unità	γ (kN/m ³)	Dr (%)	ϕ' (°)	Vs (m/s)	G0 (MPa)	E' (MPa)	c _u (kPa)	OCR	σ'_p (kPa)
3b	17.5-19	-	24-28	100-150	20-45	5-10	30-70	4-1.3(1)	(2)
4	19-20	50-90	37-40	200-300	80-170	40-100	-		-
2	18-20	-	-		-	15-25	75-150		400-600

Note

- (1) decrescente con la profondità
(2) per l'unità in questione si suggerisce di fare riferimento al valore di OCR

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)		Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 101 di 118

Tabella 21 - Parametri geotecnici caratteristici per la tratta dalla 27+300 alla 31+700

Unità	γ (kN/m ³)	Dr (%)	ϕ' (°)	Vs (m/s)	G0 (MPa)	E' (MPa)	c _u (kPa)	σ'_{p} (kPa)	OCR
3b	17.5-18.5	-	22-26	100-150	20-40		30-80	⁽³⁾	3-4 ⁽¹⁾ 1.1-1.3 ⁽²⁾
3a	19-20	25-45	32-37	-	-	-	-	-	
4	19-20	40-70	37-40	200-250	80-120	50-100	-	-	
6	19-20	30-50	37-40	400	300	>200	-	-	
2	18-20	-	-	-	-	20-40	100-150	-	

Note

⁽¹⁾ valori in sommità

⁽²⁾ valori alla base dello strato (20/25 m)

⁽³⁾ per il deposito in questione si preferisce fare riferimento ai valori di OCR

Tabella 22 - Parametri geotecnici caratteristici per la tratta dalla 31+700 alla 33+500

Unità	γ (kN/m ³)	Dr (%)	ϕ' (°)	Vs (m/s)	G0 (MPa)	E' (MPa)	c _u (kPa)	σ'_{p} (kPa)	OCR
3b	17.5-19.5	-	-	100-150	-	5-14	30-100		3-4 ⁽¹⁾ 1.1-1.3 ⁽³⁾
4	19-20	60-90	38-41	250	100-120	-	-	-	
6	19-20	30-45	37-39	400	300	-	-	-	
2	18-19	-	-	100-150 ⁽¹⁾ 150-200 ⁽²⁾	-	10-25 ⁽¹⁾ 25-40 ⁽²⁾	50-80 ⁽¹⁾ 80-150 ⁽²⁾	200-300 ⁽¹⁾ 400-500 ⁽²⁾	

Note

⁽¹⁾ Valori nei primi 5-15 m,

⁽²⁾ Valori per strati fini in profondità

⁽³⁾ per il deposito in questione si preferisce fare riferimento ai valori di OCR

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 102 di 118

8 PROBLEMATICHE DI LIQUEFAZIONE

Le presenza di livelli sabbiosi sciolti, con riferimento in particolare alla porzione iniziale della tratta qui considerata (dalla spalla del Viadotto Alpone e fino alla progressiva 27+500 circa, ove comincia invece la prevalenza di terreni argillosi), unitamente alla elevata sollecitazione sismica ($a_{max} = 0.29g$) fanno sì che diverse verticali evidenzino fenomeni di sovrappressione interstiziale non trascurabile. A volte si tratta di livelli in profondità, con scarsa continuità laterale, a volte invece si tratta di livelletti posti in prossimità del p.c., la cui influenza sulla stabilità dei rilevati (ad esempio), dovrà essere attentamente valutata.

Si raccomanda pertanto ai progettisti di valutare attentamente l'esito delle verifiche di liquefazione, di cui al documento [6], e verificare l'effetto stimato sulla struttura da dimensionare.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 103 di 118

9 STABILIZZAZIONE SUPERFICIALE DEI MATERIALI IN SITO

E' stata valutata, in termini generali, la possibile idoneità dei terreni più superficiali a subire un trattamento di stabilizzazione a calce per consentirne l'utilizzo per la realizzazione di rilevati e strati di sottofondo dei rilevati stessi.

La possibilità di utilizzo di calce per la stabilizzazione del terreno naturale viene analizzata nel capitolo 18.6.3 del Capitolato Generale Tecnico Di Appalto Delle Opere Civili - Parte II – RFI.

I pre-requisiti di idoneità dei materiali per il trattamento a calce sono sintetizzati nella Tabella 18.6.3.1.1-1, qui riportata per facilità di consultazione (Tabella 23).

Tabella 23 – Limiti di accettazione dei terreni naturali da sottoporre a trattamento di stabilizzazione con calce

Tabella 18.6.3.1.1-1

LIMITI DI ACCETTAZIONE DEL TERRENO NATURALE			
Test di Laboratorio	Norma di riferimento	Requisito	Limiti di accettabilità
Analisi granulometrica	CNR B.U n. 36 UNI EN 933-1 UNI CEN ISO/TS 17892-4	Granulometria	par. 2.1 della norma CNR B.U. n.36 ⁽¹⁾
Limiti di Atterberg (LL-LP)	UNI CEN ISO/TS 17892-12	Indice di plasticità IP	>10 ⁽¹⁾
Contenuto in sostanze organiche	ASTM D 2974 - C	Sostanze organiche	< 2% ⁽²⁾
Contenuto in solfati	UNI EN 1744-1	Solfati totali	< 0,25% ⁽³⁾

⁽¹⁾ Saranno ammesse granulometrie diverse da quelle interamente comprese nel fuso e un valore minore della plasticità a condizione che si dimostri l'idoneità della terra ad essere trattata, attraverso lo studio delle miscele di laboratorio e un campo prova preventivamente approvato da Ferrovie. In ogni caso il diametro massimo degli elementi non dovrà essere maggiore della metà dello spessore finito di ciascuno degli strati di terra trattata per la realizzazione dei rilevati e l'indice di plasticità dovrà essere IP>5

⁽²⁾ Questo valore può essere aumentato fino al 4%, nel caso di impiego del trattamento per il piano di posa del rilevato, a condizione che siano soddisfatti i valori delle prove sul prodotto finale riportati al capitolo II.5

⁽³⁾ Questo valore può essere aumentato fino a raggiungere l'1%, qualora lo studio di laboratorio della miscela sia stato ritenuto idoneo da Ferrovie

Dal punto di vista granulometrico, i materiali da assoggettare al trattamento a calce devono, in linea di principio, rientrare nel fuso granulometrico riportato nel paragrafo 2.1 della Norma CNR B.U. 36 del 21/2/1973, riportato nella Figura 58.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 104 di 118

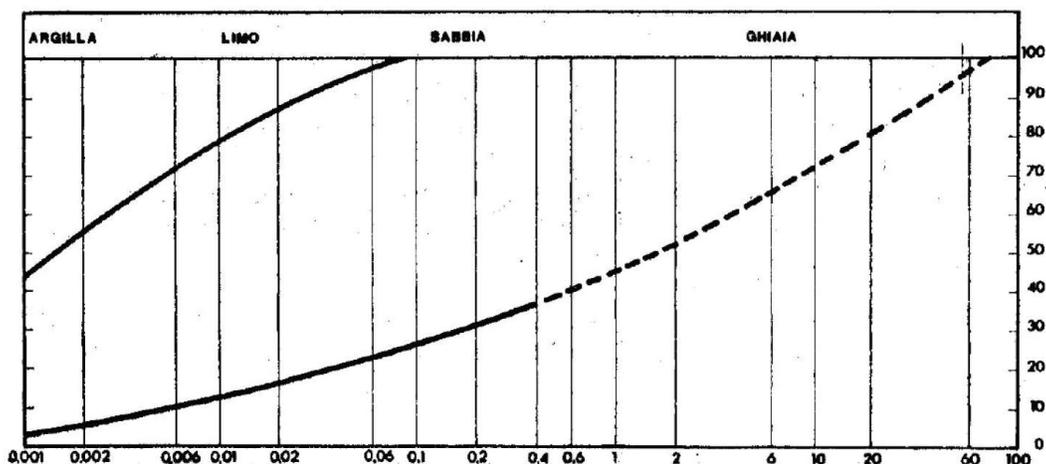


Figura 58 – Fusso granulometrico delle terre per la stabilizzazione con calce (CNR B.U. 36)

Come indicato nella Tabella 23, sono ammesse anche granulometrie non ricadenti nel fusso citato, anche con valori inferiori di plasticità, purché ne venga dimostrata l' idoneità tramite sperimentazione specifica di laboratorio e di sito.

Per valutare, in maniera preliminare ed in termini generali, la possibile idoneità al trattamento a calce dei terreni superficiali nella tratta in oggetto, sono stati esaminati i risultati delle prove di laboratorio disponibili eseguite su campioni di terreno prelevati nei sondaggi e nei pozzetti, nell' ambito dei primi 2 m di profondità da p.c..

Il grafico della Figura 59 mostra i valori del contenuto di fine determinati per profondità fino a 2 m da p.c.. Come si può vedere, salvo poche eccezioni, il contenuto di fini (<0.063 mm) risulta generalmente superiore al 25%, valore limite inferiore del fusso granulometrico di Figura 58 (CNR B.U. 36).

La Figura 60 mostra l' andamento dei valori dell' indice di plasticità IP nei primi 2 m di profondità, determinato su campioni prelevati nei sondaggi e nei pozzetti esplorativi eseguiti lungo la tratta. In alcuni casi (identificati nel grafico con IP = 0) la determinazione dei limiti di Atterberg non è stata possibile, data la natura non plastica del materiale (circa il 37% dei campioni considerati). Per i materiali di tipo coesivo, tranne pochi casi, la grande maggioranza dei campioni risulta conforme ai requisiti di accettazione di Tabella 23 (IP > 10) e solo alcuni valori cadono nell' intervallo 5 ÷ 10. Nessun campione tra quelli coesivi considerati (ovvero quelli per i quali è stata possibile la determinazione dei limiti di Atterberg) risulta avere un valore di IP inferiore a 5.

In linea generale, le caratteristiche granulometriche e di plasticità della maggior parte dei campioni superficiali (circa il 60 – 65%) appaiono compatibili con i requisiti minimi di accettazione delle terre per la stabilizzazione a calce. A questo proposito, i materiali appartenenti alla unità 3b si presentano con caratteristiche favorevoli nei confronti di questa tipologia di trattamento.

AV/AC VERONA VICENZA

Pk 21+990 ÷ 33+500

Contenuto di limo e argilla FC (%)

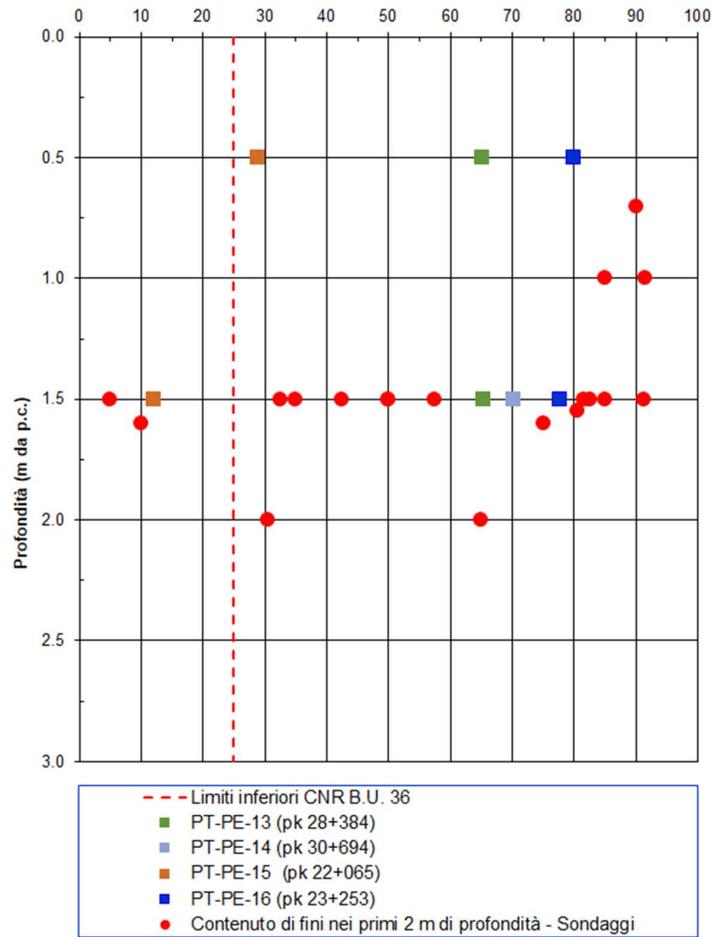


Figura 59 – Contenuto di fini dei campioni superficiali di terreno (0.0 ÷ 2.0 m)

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000003B</p>	<p>Foglio 106 di 118</p>

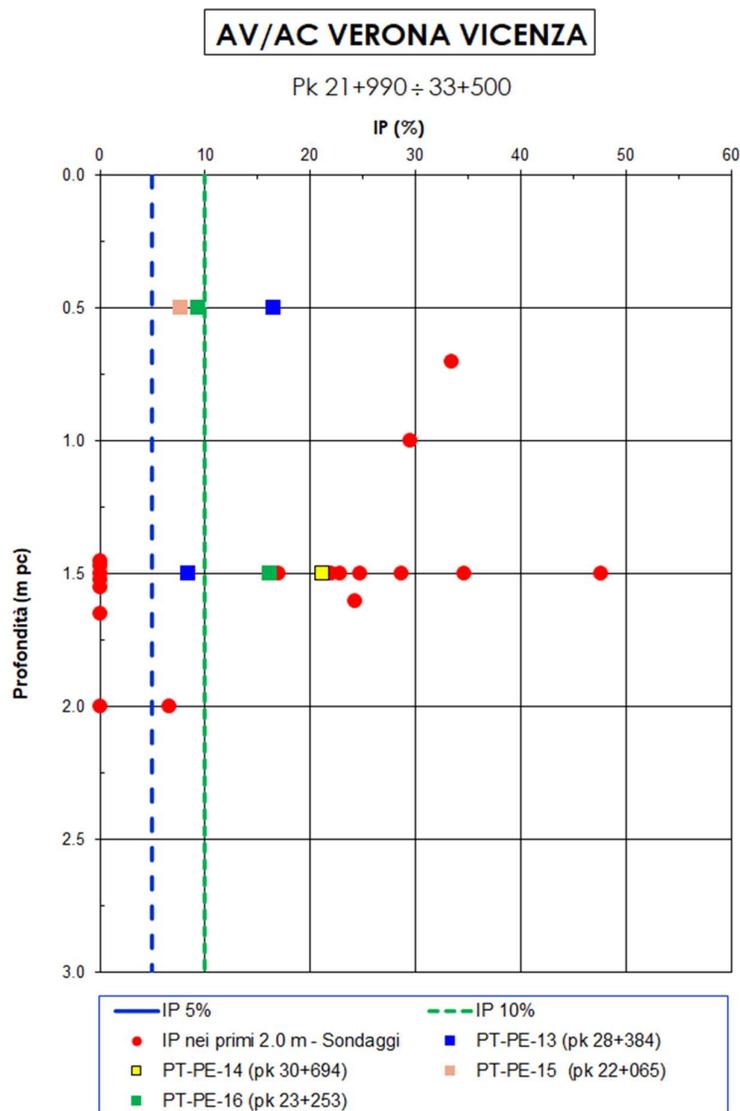


Figura 60 – IP dei campioni superficiali di terreno (0.0 ÷ 2.0 m)

Per quanto riguarda i limiti di accettazione per i solfati, le informazioni disponibili indicano valori di concentrazione sui campioni superficiali (0.0 ÷ 2.0 m) generalmente inferiori allo 0.01 %, compatibili con quanto indicato in Tabella 23. In sede di realizzazione di ciascun singolo rilevato, dovranno in ogni caso essere eseguite ulteriori e puntuali determinazioni in tal senso sul materiale da stabilizzare.

Analogamente, specifiche determinazioni andranno condotte in fase di realizzazione in termini di contenuto di sostanze organiche, per valutare localmente la compatibilità con questa tipologia di trattamento.

In generale, per i campioni superficiali prelevati lungo l'intero tracciato, il contenuto di sostanza organica è risultato compreso tra l'1.2 ed il 4.4% (mediamente il 3%), come era lecito attendersi in terreni superficiali sottoposti ad intenso uso agricolo; si tratta di valori compatibili con il trattamento, previa idonea sperimentazione per la determinazione della miscela ottimale.

Per completezza di trattazione, si segnala che sono in corso prove di laboratorio su miscele di terreno e calce a partire da campioni prelevati in diversi pozzetti lungo il tracciato della linea ferroviaria in progetto. Per quasi tutti i campioni, la curva granulometrica ricade nel fuso di riferimento (Figura 61).

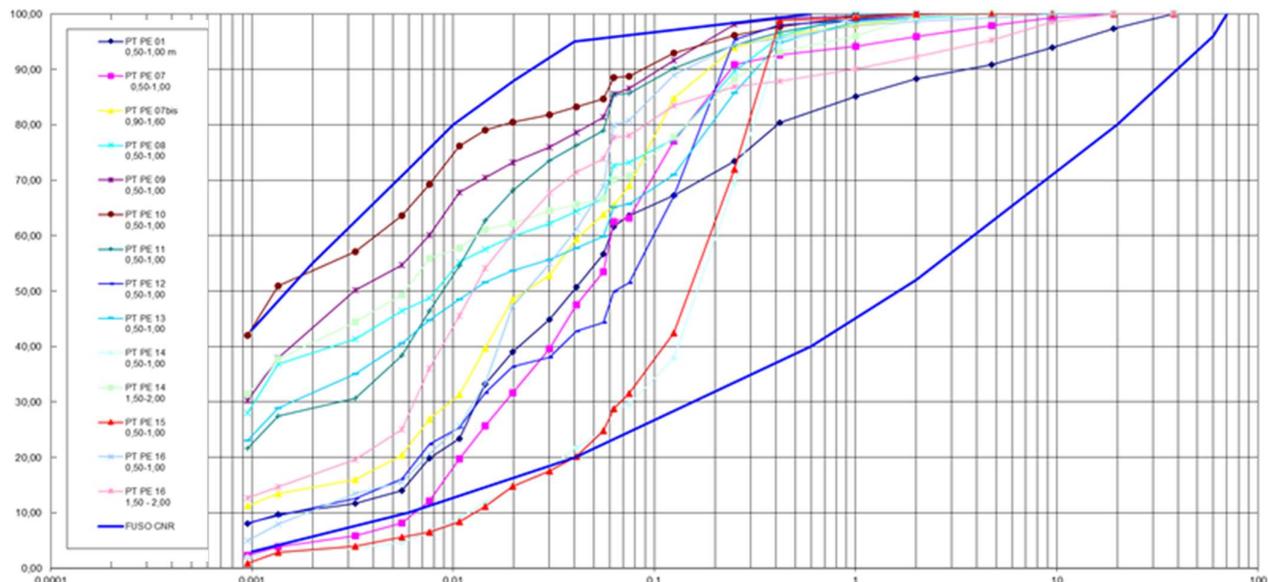


Figura 61. Curve granulometriche dei campioni prelevati dai pozzetti dislocati lungo la linea.

Ad oggi sono disponibili soltanto i risultati di laboratorio su miscele di terreno e calce relativi al campione prelevato nel pozzetto PT-PE-7bis, posizionato alla progressiva Pk 20+013 (quindi non incluso nella tratta in esame). Si tratta di materiale di tipo A7-6 con un consumo iniziale di calce (CIC) pari all'1.5%.

I risultati ottenuti su questo campione sono riportati in Tabella 24 ed appaiono positivi, già per contenuti di calce piuttosto ridotti, dell'ordine del 2% in peso (valore minimo a partire dal CIC, secondo quanto indicato al punto 18.6.3.1.2. del "Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili - Parte II - Sezione 18 - Utilizzo di aggregati riciclati e trattamenti con calce per opere in terra" di RFI.

I risultati delle altre prove in corso, insieme a quelli già menzionati del pozzetto PT-PE-7bis, saranno oggetto di una successiva emissione.

Nella fase realizzativa dovranno comunque essere condotte tutte le sperimentazioni del caso per aree omogenee di materiale, secondo quanto riportato per esteso nei paragrafi 18.6.3.2 e 18.6.3.3 del Capitolato RFI citato, inclusa la realizzazione di campi prova sperimentali.

Tabella 24 – Risultati delle prove di miscelazione con calce eseguite su materiale prelevato nel pozzetto PT-PE-7bis

POZZETTO ESPLORATIVO	PT-PE-7bis (pk 20+013)			
	PT-PE-7bis naturale	PT-PE-7bis trattato a CaO al 2%	PT-PE-7bis trattato a CaO al 2,5%	PT-PE-7bis trattato a CaO al 3%
Camp.	0,90-1,60	0,90-1,60	0,90-1,60	0,90-1,60
Prof. (m da p.c.)				
Descrizione	Limo con sabbia argilloso marrone rossiccio			
UNI 11531-1	A7-6			
ghiaia (> 2 mm)	0.7%			
sabbia (> 0.06 mm)	34.1%			
limo (> 2 µm)	50.6%			
argilla (< 2 µm)	14.7%			
Wn	35.7%			
LL	41.8%			
LP	23.6%			
IP	18.2%			
γ ricostituito max umido da prova proctor mod (Mg/m ³)	2.035	2.040	2.036	2.072
γ ricostituito max secco da prova proctor mod. (Mg/m ³)	1.798	1.785	1.768	1.755
W% Ottimo da prova proctor mod.	13.2	14.3	15.2	16.8
Gs (Mg/m ³) (STIMATO)	2.70			
INDICE CBR IPI a 2,5 mm (all' umidità ottima)	77.7			
INDICE CBR IPI a 5,0 mm (all' umidità ottima)	73.0			
INDICE CBR immerso 96h a 2,5 mm (all' umidità ottima)	3.1			
INDICE CBR immerso 96h a 5,0 mm (all' umidità ottima)	3.8			
Rigonfiamento dopo immersione 96h (%)	4.94			
Umidità dopo 96 ore di immersione (%)	23.2			
SOLFATI (%)				
SOSTANZA ORGANICA (%)	1.9			
Consumo iniziale di calce (CIC) (%)	1.5			
INDICE CBR IPI a 2,5 mm (all' umidità ottima)		74.5	94.9	94.3
INDICE CBR IPI a 5,0 mm (all' umidità ottima)		94.2	95.3	102.3
INDICE CBR immerso 96h a 2,5 mm (all' umidità ottima) (7 gg)		100.2	126.1	130.7
INDICE CBR immerso 96h a 5,0 mm (all' umidità ottima) (7 gg)		95.7	121.2	121.4
Rigonfiamento dopo immersione 96h (%) (7 gg)		0.09	0.06	0.05
Umidità dopo 96 ore di immersione (%) (7 gg)		17.2	18.3	20.0
INDICE CBR immerso 96h a 2,5 mm (all' umidità ottima) (28 gg)		104.9	124.7	142.6
INDICE CBR immerso 96h a 5,0 mm (all' umidità ottima) (28 gg)		84.3	129.5	138.8
Rigonfiamento dopo immersione 96h (%) (28 gg)		0.02	0.03	0.03
Umidità dopo 96 ore di immersione (%) (28 gg)				
ELL 7 gg compattata a OPT -2% (tensione verticale, MPa)		0.67	0.66	0.74
ELL 7 gg compattata a OPT -2% (Coes. non drenata Cu (MPa))		0.34	0.33	0.37
ELL 7 gg compattata a OPT (tensione verticale MPa)		0.75	0.86	0.92
ELL 7 gg compattata a OPT (Coes. non drenata Cu (MPa))		0.37	0.43	0.46
ELL 7 gg compattata a OPT +2% (tensione verticale MPa)		0.79	0.81	0.68
ELL 7 gg compattata a OPT +2% (Coes. non drenata Cu (MPa))		0.39	0.40	0.34
ELL 28 gg compattata a OPT -2% (tensione verticale MPa)		0.76	1.05	1.07
ELL 28 gg compattata a OPT -2% (Coes. non drenata Cu (MPa))		0.38	0.52	0.53
ELL 28 gg compattata a OPT (tensione verticale MPa)		0.85	1.04	1.09
ELL 28 gg compattata a OPT (Coes. non drenata Cu (MPa))		0.43	0.52	0.54
ELL 28 gg compattata a OPT +2% (tensione verticale MPa)		0.96	0.99	1.04
ELL 28 gg compattata a OPT +2% (Coes. non drenata Cu (MPa))		0.48	0.49	0.52

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	10	EI2RBGE0000003	A

ALLEGATI

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica E12RBGE0000003B</p>	<p>Foglio 110 di 118</p>

Allegato 1 - Planimetrie tracciato ed ubicazione delle indagini

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio IricAV Due</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>			
<p>Relazione geotecnica (da 33+500 a 44+250)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000004</p>	<p>A</p>

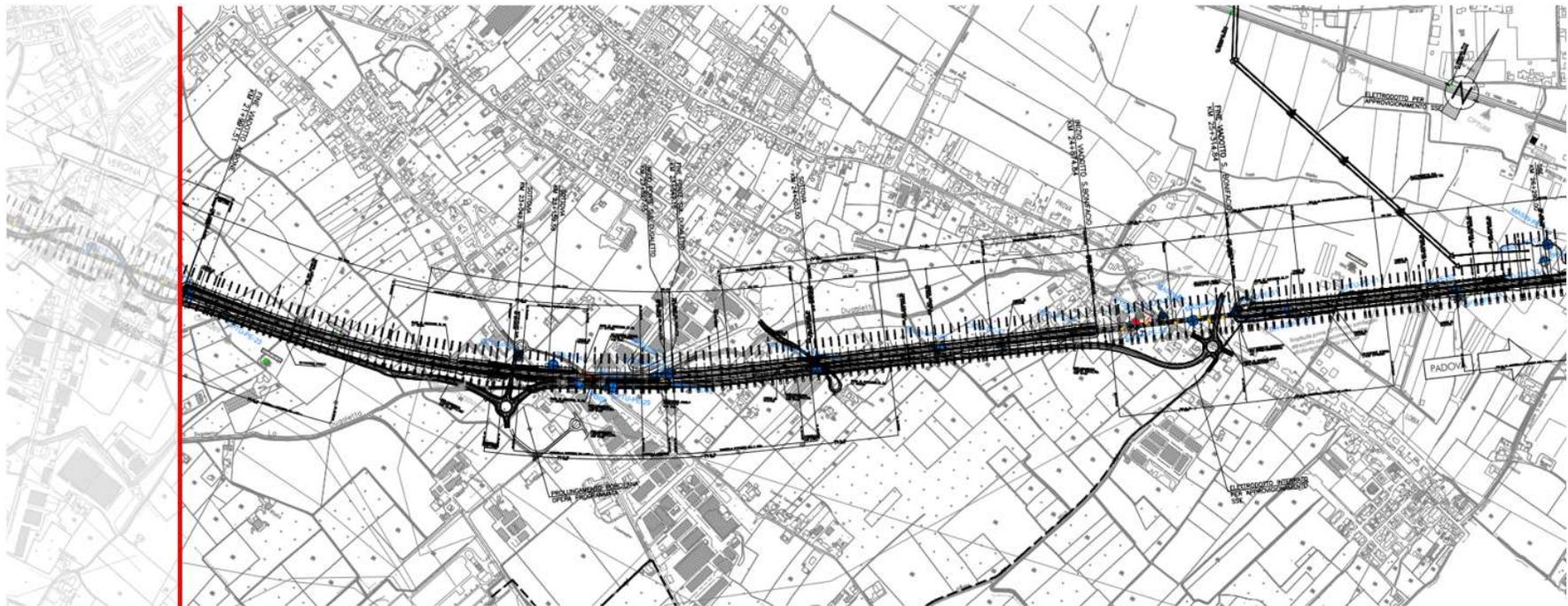


Figura 62 – Planimetria tracciato ed ubicazione indagini tra pk 21+990 e pk 26+350

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio IricAV Due</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>			
<p>Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000003B</p>	<p>Foglio 112 di 118</p>

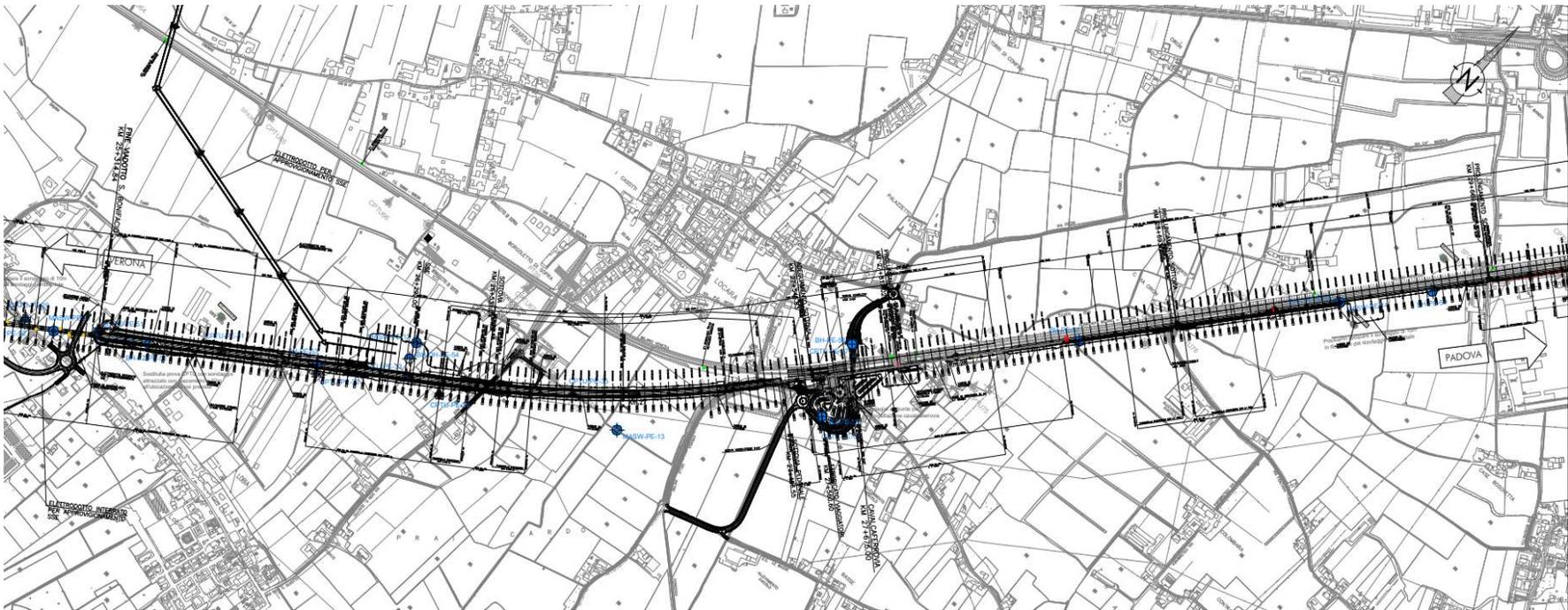


Figura 63 – Planimetria tracciato ed ubicazione indagini tra pk 25+025 e pk 29+925

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000003B</p>	<p>Foglio 113 di 118</p>

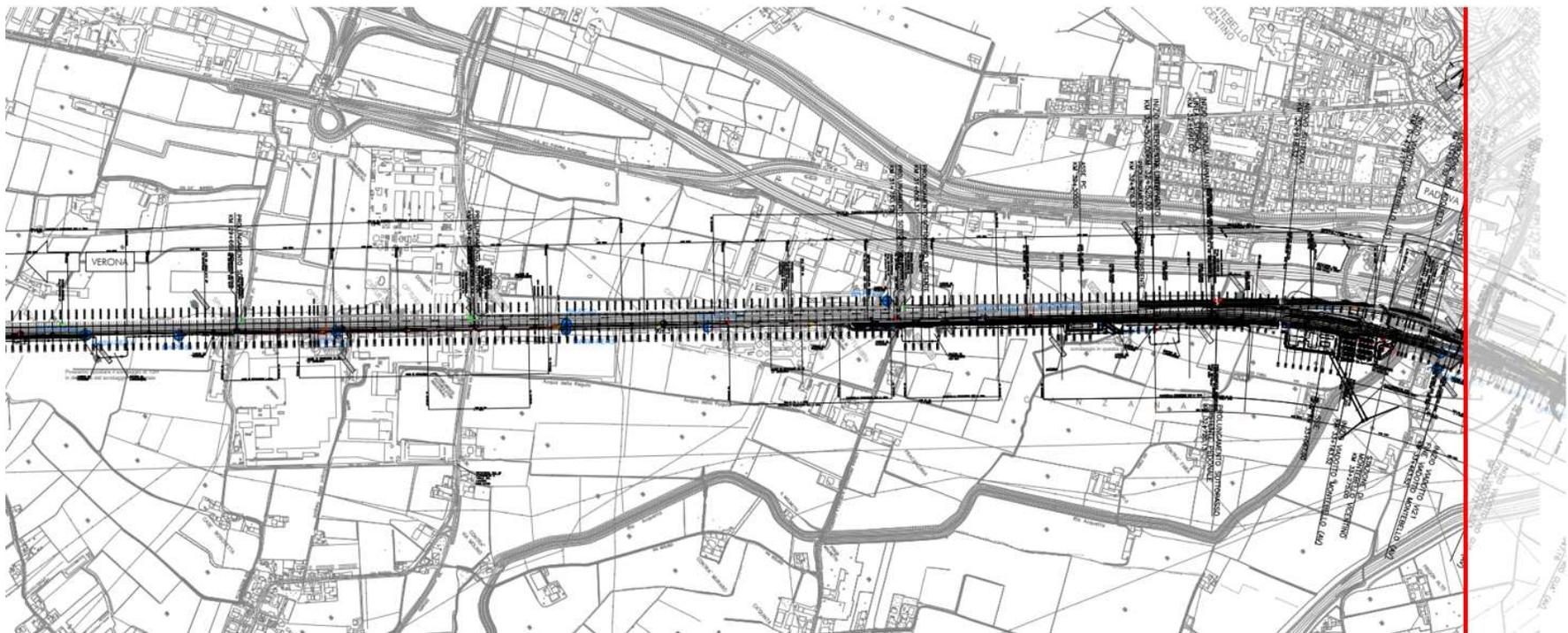


Figura 64 – Planimetria tracciato ed ubicazione indagini tra pk 28+950 e pk 33+500

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 11</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000003</p>	<p>A</p>

Allegato 2 – Profili geotecnici

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)		Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003	A

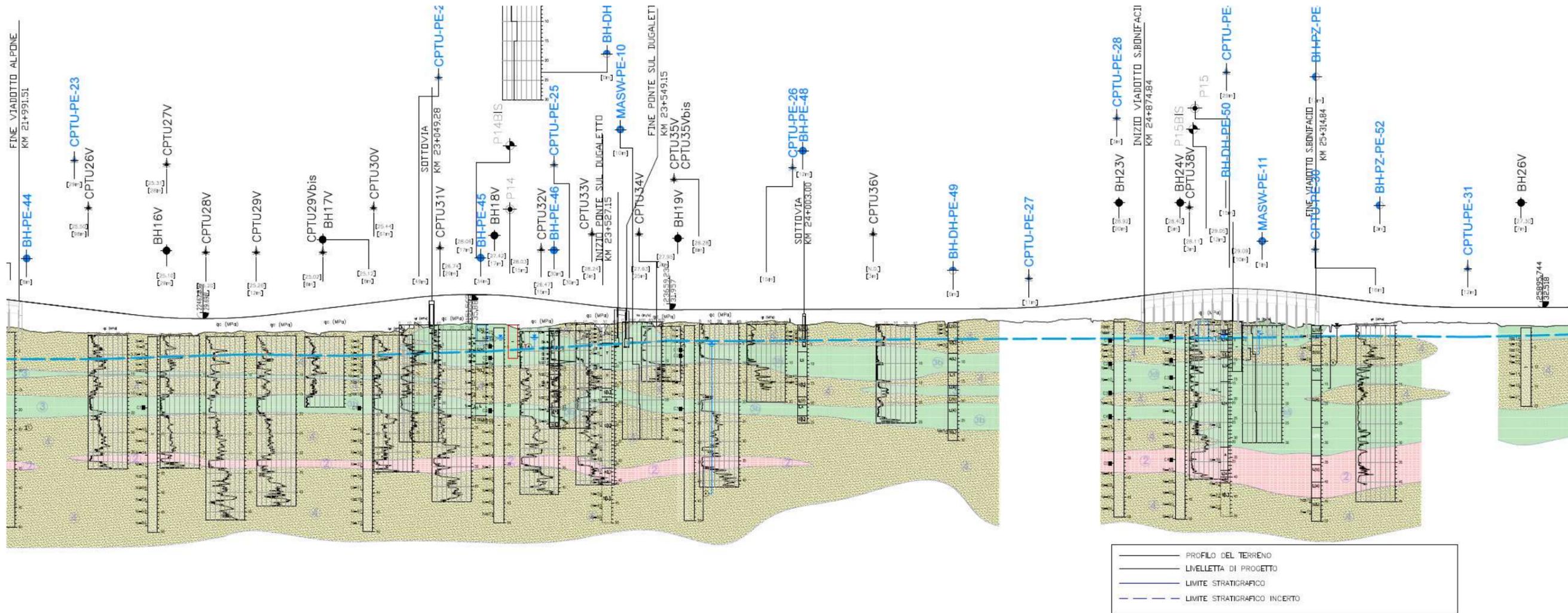


Figura 65 – Profilo geotecnico, tra pk 21+990 e pk 25+975

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)		Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 116 di 118

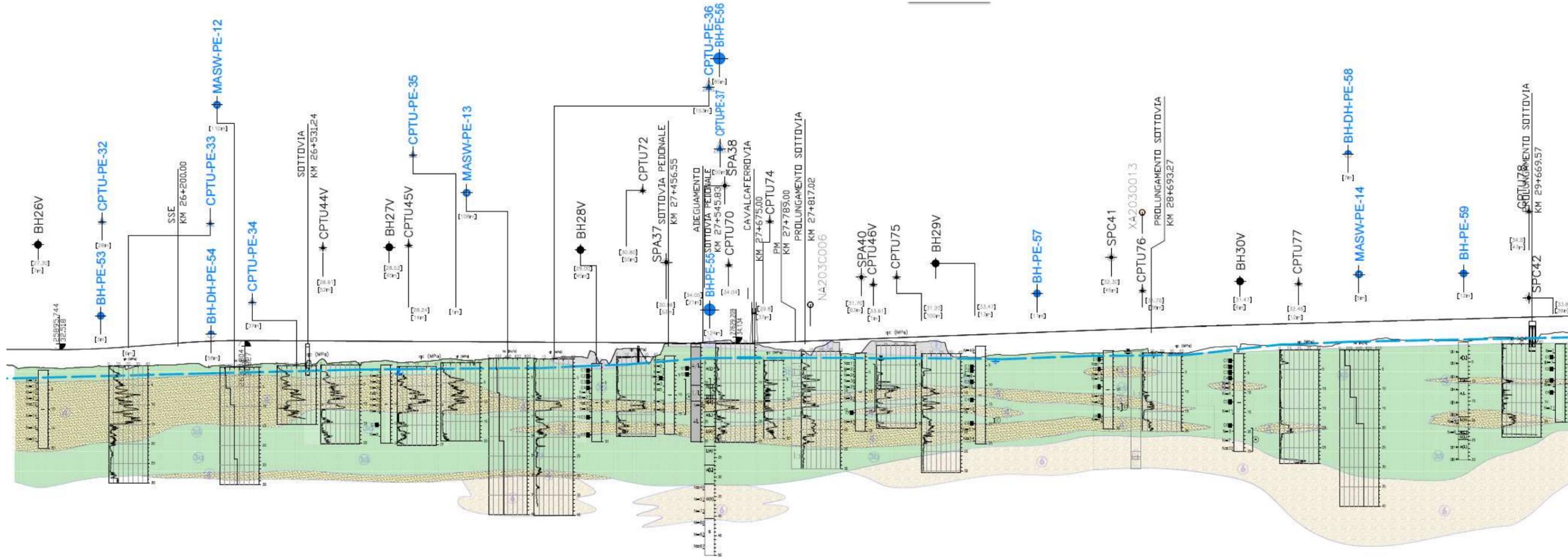


Figura 66 – Profilo geotecnico, tra pk 25+975 e pk 29+750

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 21+990 a 33+500)		Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B	Foglio 117 di 118

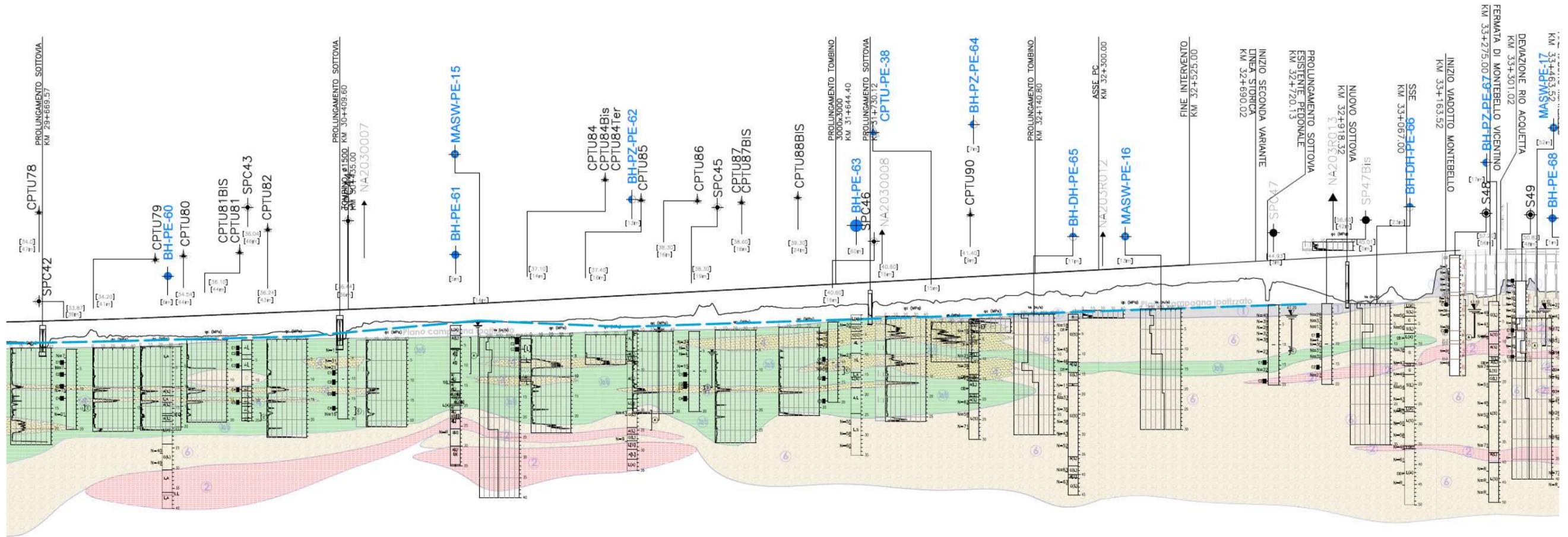


Figura 67 – Profilo geotecnico, tra pk 29+750 e 33+125

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 		
	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000003B

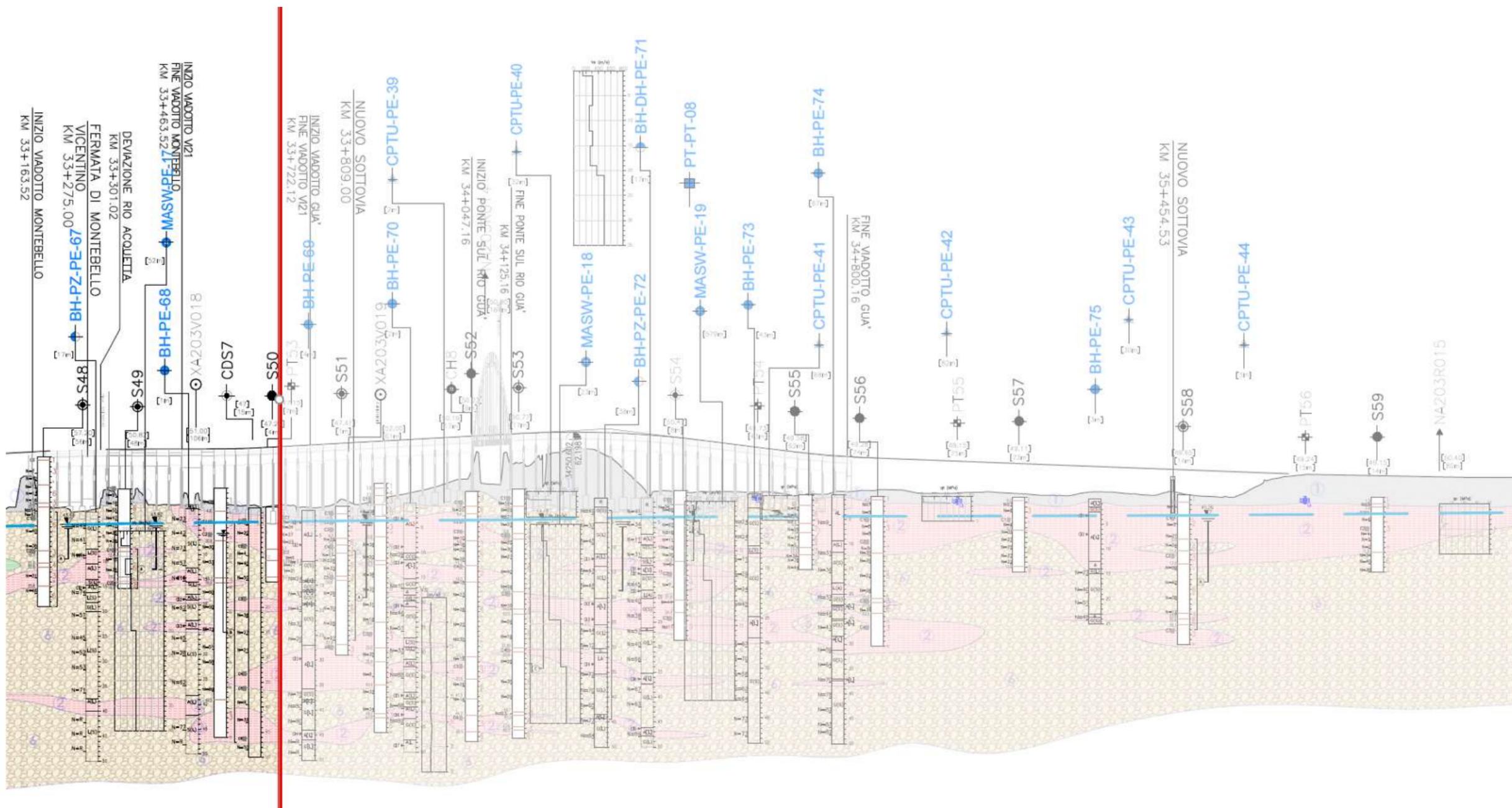


Figura 68 – Profilo geotecnico, tra pk 33+125 e 33+500