

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 0+000 a 10+050)**

GENERAL CONTRACTOR		DIRETTORE LAVORI		SCALA
IL PROGETTISTA INTEGRATORE	Consorzio Iricav Due ing. Paolo Carmona 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	1	B	-	-	-	D	-	-	-
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
Firma	Data
Luca RANDOLFI	

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: IN1710EI2RBGE0000001B.DOCX
		Cod. origine:





Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

TUTTI I DIRITTI DEL PRESENTE DOCUMENTO SONO RISERVATI: LA RIPRODUZIONE ANCHE PARZIALE E' VIETATA

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000001B</p>	<p>Foglio 2 di 95</p>

INDICE

1.	PREMESSA.....	4
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	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.....	13
5.	CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI.....	20
5.1	Premessa.....	20
5.2	Densità relativa dei materiali a grana grossa	20
5.2.1	Generalità	20
5.2.2	Sabbie.....	20
5.2.3	Ghiaie	21
5.3	Resistenza al taglio – parametri drenati	22
5.3.1	Materiali a grana grossa	22
5.3.1.1	Angolo di resistenza al taglio di sabbie e ghiaie in accordo a Bolton (1986)	22
5.3.1.2	Angolo di resistenza al taglio di sabbie e ghiaie in accordo a Schmertmann.....	24
5.3.1.3	Angolo di resistenza al taglio di sabbie in accordo a Robertson (2012) e Jefferies e Been (2006)	25
5.3.2	Materiali a grana fine.....	25
5.4	Resistenza al taglio – parametri non drenati	26
5.5	Determinazione della storia tensionale – (OCR).....	27
5.6	Determinazione del coefficiente di consolidazione verticale c_v	27
5.7	Permeabilità di progetto.....	30
5.8	Parametri di deformazione.....	30
5.8.1	Materiali a grana grossa	30
5.8.2	Materiali a grana fine.....	32
5.9	Qualità dei campioni	33
6.	BREVE DESCRIZIONE DEL TRACCIATO, DELLE OPERE PRINCIPALI DA REALIZZARE E DEL PROFILO STRATIGRAFICO	35
6.1	Falda di progetto	35
6.2	Tratto compreso fra pk 0+000 e pk 4+942	36
6.3	Tratto compreso fra pk 4+942 e pk 7+600 (include la GA01)	51
6.4	Tratto compreso fra pk 7+660 e pk 10+045	65
6.5	Permeabilità	76
7.	RIASSUNTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	78
8.	PROBLEMATICHE DI LIQUEFAZIONE.....	80



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000001B</p>	<p>Foglio 3 di 95</p>

9. STABILIZZAZIONE SUPERFICIALE DEI MATERIALI IN SITO81

ALLEGATI87

 Allegato 1 - Planimetrie tracciato ed ubicazione delle indagini88

 Allegato 2 – Profili geotecnici92

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 4 di 95

1. PREMESSA

Il presente documento costituisce il primo volume della Relazione Geotecnica Generale di Progetto Esecutivo della sub tratta Verona – Vicenza della Linea AV/AC Verona – Padova. In particolar modo, nel seguito si prende in esame il tratto compreso tra pk 0+000 e pk 10+045.



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 tratto in questione (Capitolo 6);
- valutazione dei principali parametri geotecnici di interesse per la progettazione (Capitolo 7);
- discussione sulle problematiche di liquefazione (Capitolo 8);
- esame della problematica dei trattamenti a calce per i terreni superficiali (Capitolo 9)

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



Si ricorda che, in ogni caso, in base alla Normativa NTC 2008, l'unico soggetto 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, 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 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 5 di 95

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

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 con ubicazione indagini e profilo geotecnico tav. 1-11
- [8] IN1710EI2RHGE0000007A Relazione di sintesi dei sondaggi e prove eseguite (da 0+000 a 21+990)
- [9] IN1710EI2RHGE0000008A Relazione di sintesi dei sondaggi e prove eseguite (da 21+990 a 44+250)
- [10] IN1710EI2P5GE0000012A-22A Planimetria 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 0+000 a 10+050)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000001B</p>	<p>Foglio 6 di 95</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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 7 di 95



- [30] Atkinson J.H. and Sallfors G. (1991), "Experimental determination of soil properties. General Session 1", Proc. X ECSMFE, Florence, Vol. 3, pp-915-956
- [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 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 8 di 95

- [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] Lunne T., Christoffersen H.P., Tjelta T.I. (1985) "Engineering use of piezocone data in North Sea clays" Proc. XI ICSMFE, S. Francisco
- [49] 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
- [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 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 9 di 95

- [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 and Yoshimi Y. (1983), Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on Spt N-Value and Fines Content." Soils and Foundations, Vol.23, Issue no.4, 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 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 10 di 95

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 susseguite 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 eseguite in sito comprendono:

- 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 esplorativi (PT);
- prove geofisiche tipo MASW.

La posizione delle indagini eseguite nelle varie fasi di progettazione è illustrata nella Planimetria geotecnica con ubicazione indagini e profilo geotecnico (Doc. Rif. [7]) e riportata in Allegato 1. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni di sintesi delle indagini (Doc. Rif. [8] e [9]).

La totalità delle indagini disponibili ed esaminate sul tratto in questione è riportata nella Tabella 1.



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 11 di 95

Tabella 1 - Indagini da pk 0+000 a pk 10+450

Progressiva pk	ID indagini -	Campagna anno
0+139	BH-PE-01	2020-2021
1+000	SP1	2014/2015
1+000	SP1bis	2014/2015
1+280	BH-PZ-PE-03	2020-2021
1+550	SPA2	2014/2015
2+272	BH-PE-05	2020-2021
3+098	MASW-PE-01	2020-2021
3+191	BH-DH-PE-06	2020-2021
3+469	BH-PE-07	2020-2021
3+522	PT-PE-03	2020-2021
3+784	BH-PE-08	2020-2021
3+790	MASW-PE-02	2020-2021
4+025	SA203R003	2002
4+603	PT-PE-04	2020-2021
4+838	BH-PE-09	2020-2021
5+119	MASW-PE-03	2020-2021
5+125	SPA5	2014/2015
5+170	XA203B004	2002
5+339	BH-PE-10	2020-2021
5+344	CH-PE-10	2020-2021
5+600	SP6+ CH1 + SDC7	2014/2015
5+630	BH-PE-11	2020-2021
5+630	CH-PE-11	2020-2021
6+088	PT-PE-05	2020-2021
6+091	BH-PE-12	2020-2021
6+185	CPTU-PE-03	2020-2021
6+275	XA203B005	2002
6+306	BH-PE-13	2020-2021
6+307	CH-PE-13	2020-2021
6+321	POZZO3	2020-2021
6+322	PZ31	2020-2021
6+323	PZ32	2020-2021
6+423	PT-PE-06	2020-2021
6+500	SPA8	2014/2015
6+817	CH-PE-14	2020-2021
6+818	BH-PE-14	2020-2021
6+830	SA203R006	2002
7+408	BH-PE-15	2020-2021
7+472	MASW-PE-04	2020-2021
7+600	CPTU1	2014/2015
7+600	SPA9	2014/2015
7+610	CPTU2	2014/2015
7+670	CPTU3 e CPTU3bis	2014/2015
7+670	SPA10	2014/2015
7+692	BH-PE-16	2020-2021
8+050	SPA9bis	2014/2015
8+075	BH-PE-16Bis	2020-2021
8+161	BH-PE-17	2020-2021
8+420	SP11 + CH2 + SDA12	2014/2015
8+480	CPTU7	2014/2015

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)

Progetto

IN17

Lotto

10



Codifica

EI2RBGE0000001B

Foglio

12 di 95

Progressiva pk	ID indagini -	Campagna anno
8+675	BH-PE-18Bis	2020-2021
8+808	BH-PZ-PE-18	2020-2021
8+850	SPA12bis	2014/2015
9+020	SA203P008	2002
9+240	SPAA13	2014/2015
9+524	BH-PZ-PE-19	2020-2021
9+650	SPA13bis	2014/2015
9+976	BH-PE-20	2020-2021
10+027	SA203P009	2002
10+030	SP14 + CH3 + SDA15	2014/2015
10+030	SP14bis	2014/2015
10+045	CPTU15	2014/2015

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 13 di 95

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 definizione dei livelli di falda di progetto, si rimanda al capitolo 6.1. Per le tematiche locali, con particolare riferimento alla zona della Galleria Artificiale di San Martino Buon Albergo, si rimanda alla Relazione Idrogeologica di tratta [3].



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 17 di 95

Tabella 5 - Riepilogo dati piezometrici 4/6

Pk	ID	EST	NORD	QUOTA (m slm)	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	20/12/17	30/12/17	05/01/18	11/01/18	
1+150	SPA2	1659808	5033060.2	46.501	2.07				2.31					2.69			2.61					2.72						2.82				2.63		
1+480	SPA5	1662842	5031461.7	47.118	7.85	7.93	7.97	8.08	8.14	8.20	8.33	8.43	8.31	8.46	8.30	8.27	8.29	8.24	8.31	8.42	8.51	8.6	8.71	8.65	8.63	8.81	8.67	8.74	8.69	8.59	8.55	8.45	8.42	
1+575	SDC7	1663217	5031149.6	45.826	7.45	7.47	7.55	7.58	7.69	7.78	7.94	8.06	7.91	8.07	8.02	7.98	8.24	8.23	8.32	8.41	8.53	8.62	8.76	8.73	8.69	8.75	8.70	8.78	8.74	8.63	8.57	8.47	8.48	
5+150	SPA8	1663810	5030560.5	43.866	6.18	6.74	6.93	6.81	7.01	7.04	7.23	7.27	7.13	7.16	7.39	7.45	7.90	7.96	8.05	8.12	8.20	8.28	8.37	8.36	8.33	8.38	8.35	8.39	8.36	8.10	8.03	7.92	8.02	
5+150	SPA9	1664759	5029968.7	42.353	9.02				8.90					9.26				9.72										9.85				9.74		
5+150	SPA9bis	1665163	5030022.5	31.863	1.46	1.51	1.39	1.5	1.44	1.40	1.56	1.58	1.52	1.68	1.57	1.49	1.55	1.65	1.69	1.76	1.78	1.47	1.49	1.48	1.14	1.09	1.20	1.22	1.19	0.85	0.83	0.81	1.07	
5+200	SPA10	1664830	5029966.9	32.619	in press				in press					in press				in press				in press					in press				in press			
5+250	SDA12	1665614	5029846.8	31.079	1.20				1.21					1.29				1.27									1.26				1.28			
5+625	SPA12bis	1665999	5029701.9	30.73	1.35				1.39					1.43				1.45									1.50				1.47			
5+850	SPAA13 sup	1666350	5029615.7	29.307	0.69				0.74					0.80				0.81									0.77				0.85			
6+100	SPAA13 prof	1666350	5029615.7	29.307	0.50				0.58					0.63				0.62									0.61				0.66			
6+450	PZ1	1662833	5031457	46.664	7.98	8.06	8.10	8.21	8.27	8.33	8.46	8.56	8.44	8.59	8.43	8.40	8.42	8.37	8.44	8.55	8.64	8.73	8.84	8.78	8.76	8.84	8.8	8.87	8.82	8.72	8.63	8.58	8.55	
6+450	SDA15	1667128	5029443.1	29.039	1.06				1.19					1.25				1.16									1.16				1.19			
6+450	SPA13bis	1666789	5029539.6	29.348	1.25				1.36					1.42				1.39									1.37				1.4			
6+475	PZ2	1663818	5030563.8	43.288	6.13	6.69	6.88	6.76	6.96	6.99	7.19	7.23	7.09	7.14	7.35	7.41	7.86	7.92	8.01	8.08	8.16	8.24	8.33	8.32	8.29	8.34	8.31	8.35	8.32	8.06	7.95	7.88	7.98	
6+700	PZ3	1663288	5031919.5	46.468	7.87	7.88	7.91	8.12	8.32	8.37	8.61	8.68	8.69	8.84	8.76	8.74	8.77	8.70	8.80	8.93	9.04	9.16	9.3	9.27	9.21	9.28	9.24	9.3	9.25	9.15	9.08	9.02	9.03	
6+950	PZ4	1663793	5030764.1	46.356	8.08	8.08	8.11	8.22	8.52	8.56	8.76	8.83	8.82	8.97	8.89	8.86	8.90	8.81	8.98	9.10	9.21	9.33	9.48	9.43	9.37	9.44	9.39	9.45	9.41	9.30	9.25	9.17	9.19	
7+625	PZ5	1664463	5030744.7	44.534	7.93	8.01	8.12	8.23	8.43	8.29	8.49	8.62	8.43	8.59	8.97	9.01	9.36	9.35	9.43	9.51	9.61	9.71	9.84	9.76	9.74	9.83	9.75	9.84	9.8	9.62	9.57	9.51	9.48	
7+650	PZ6	1662619	5031065.3	39.536	1.62	1.73	1.78	1.88	1.88	1.95	2.07	2.15	2.08	2.15	1.98	1.94	1.92	1.90	1.97	2.06	2.13	2.23	2.35	2.28	2.23	2.29	2.23	2.23	2.22	2.16	2.10	2.05	1.98	
7+975	PZ7	1663080	5030356.6	45.99	9.37	9.21	9.18	9.30	9.12	9.29	9.51	9.62	9.52	9.64	9.84	9.87	10.21	10.27	10.38	10.46	10.54	10.61	10.71	10.62	10.54	10.56	10.49	10.54	10.47	10.35	10.25	10.19	10.29	
8+450	PZ8	1663745	5030101.1	43.668	8.19	8.36	8.41	8.43	8.55	8.58	8.62	8.67	8.60	8.78	9.01	9.10	9.43	9.50	9.59	9.67	9.73	9.82	9.96	9.75	9.72	9.77	9.72	9.76	9.68	9.59	9.52	9.47	9.54	
8+808	PZ-PE-18	665910.99	5029697.71	31.436																														
8+875	SPA8 BIS	1663808	5030560.1	43.333	6.18	6.74	6.93	6.81	7.01	7.04	7.23	7.27	7.13	7.18	7.39	7.45	7.90	7.96	8.05	8.12	8.20	8.28	8.37	8.36	8.33	8.38	8.35	8.39	8.36	8.10	7.99	7.92	8.02	
9+250	POZZO 1	1662825	5031451.4	47.806	9.01				9.30					9.61				9.40									9.84				9.76			
9+250	POZZO 2	1663828	5030569.6	43.236	6.07				6.92					7.08				7.86									8.26				8.00			
9+524	PZ-PE-19	666681.47	5029681.60	29.567																														
9+700	PZA	1659496	5033447.8	61.213	16.34				16.68					16.94				16.92									17.18				16.89			
10+025	PZB	1659819	5033226.4	59.226	14.95				15.16					15.59				15.65									15.97				15.80			

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)

Progetto

Lotto

Codifica

Foglio

IN17

10

EI2RBGE0000001B

18 di 95

Tabella 6 - Riepilogo dati piezometrici 5/6

Pk	ID	EST	NORD	QUOTA (m sim)	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	06/07/18	12/07/18	20/07/18	27/07/18	02/08/18
1+150	SPA2	1659808	5033060.2	46.501			2.21				2.32			1.69					1.31					1.22				1.32				1.54	
1+480	SPA5	1662842	5031461.7	47.118	8.44	8.46	8.4	8.36	8.35	8.39	8.47	8.47	8.31	8.17	8.10	8.09	7.98	7.96	7.78	7.71	7.79	7.50	7.18	7.16	7.26	7.02	6.85	6.81	6.87	7.01	7.11	7.09	7.16
1+575	SDC7	1663217	5031149.6	45.826	8.53	8.55	8.49	8.44	8.47	8.49	8.53	8.51	8.40	8.24	8.16	8.18	7.99	7.91	7.59	7.52	7.57	7.08	6.63	6.81	7.02	6.7	6.43	6.4	6.47	6.63	6.68	6.54	6.59
5+150	SPA8	1663810	5030560.5	43.866	8.08	8.09	8.13	8.05	8.16	8.18	8.22	8.20	8.12	7.95	7.89	7.91	7.77	7.55	6.90	6.85	6.95	6.69	6.38	6.72	6.91	6.45	6.07	5.91	6.05	6.16	6.25	6.09	6.12
5+150	SPA9	1664759	5029968.7	42.353			9.73				9.81			9.74					8.68									9.27				8.14	
5+150	SPA8bis	1665163	5030022.5	31.863	1.19	0.92	1.16	1.14	0.91	1.16	1.21	0.73	0.79	1.43	1.32	1.07	1.16	0.67	0.68	0.49	0.80	0.68	0.61	0.41	0.44	0.63	0.75	0.69	0.58	0.85	0.93	0.65	0.55
5+200	SPA10	1664830	5029866.9	32.619			in press							in press					in press					in press				in press				in press	
5+250	SDA12	1665614	5029846.8	31.079			1.23				1.16			1.13					1.16					in press				1.15				1.1	
5+625	SPA12bis	1665999	5029701.9	30.73			1.41				1.54			1.38					1.37					1.23				1.29				1.19	
5+850	SPAA13 sup	1666350	5029615.7	29.307			0.81				0.90			0.74					0.77					0.57				0.61				0.6	
6+100	SPAA13 prof	1666350	5029615.7	29.307			0.64				0.72			0.53					0.54					0.28				0.33				0.37	
6+450	PZ1	1662833	5031457	46.864	8.57	8.59	8.53	8.49	8.48	8.53	8.62	8.62	8.46	8.3	8.23	8.22	8.11	8.09	7.9	7.83	7.91	7.62	7.30	7.28	7.38	7.14	6.97	6.93	6.99	7.13	7.23	7.21	7.28
6+450	SDA15	1667128	5029443.1	29.039			1.22				1.29			1.02					1.08					0.84				0.92				1.06	
6+450	SPA13bis	1666789	5029539.6	29.348			1.38				1.45			1.23					1.25					1.03				1.09				1.18	
6+475	PZ2	1663818	5030563.8	43.288	8.04	8.05	8.09	8.01	8.12	8.14	8.18	8.16	8.08	7.91	7.85	7.87	7.73	7.51	6.86	6.81	6.92	6.65	6.34	6.68	6.87	6.41	6.03	5.87	6.01	6.12	6.21	6.05	6.08
6+700	PZ3	1663288	5031919.5	46.468	9.06	9.04	8.94	8.91	8.87	8.89	8.97	9.00	8.87	8.72	8.63	8.65	8.46	8.18	7.52	7.46	7.55	7.13	6.55	6.83	6.95	6.68	6.48	6.43	6.45	6.64	6.69	6.56	6.62
6+950	PZ4	1664793	5031564.1	46.356	9.22	9.22	9.12	9.1	9.08	9.09	9.17	9.19	9.06	8.94	8.85	8.89	8.68	8.46	7.82	7.75	7.85	7.44	6.86	7.14	7.27	6.99	6.8	6.74	6.77	6.95	6.99	6.85	6.91
7+625	PZ5	1664463	5030744.7	44.534	9.55	9.54	9.54	9.43	9.52	9.55	9.6	9.62	9.55	9.45	9.32	9.35	9.2	8.45	7.46	7.44	7.63	7.43	7.25	7.79	8.02	7.69	7.43	7.08	6.94	7.02	7.14	7.2	7.33
7+650	PZ6	1662619	5031065.3	39.536	2.01	2.03	1.98	1.93	1.94	2.01	2.11	2.12	1.92	1.76	1.71	1.72	1.64	1.61	1.43	1.39	1.44	1.26	1.04	1.03	1.09	0.94	0.82	0.8	0.83	0.94	1.01	1.02	1.05
7+975	PZ7	1663080	5030356.6	45.99	10.4	10.44	10.46	10.45	10.53	10.56	10.59	10.57	10.47	9.98	9.97	10.07	10.02	10.04	9.69	9.63	9.7	9.58	9.52	9.46	9.56	9.17	8.96	8.87	8.71	8.72	8.87	8.74	8.7
8+450	PZ8	1663745	5030101.1	43.868	9.62	9.65	9.72	9.68	9.74	9.78	9.81	9.78	9.71	9.44	9.41	9.44	9.34	9.36	8.87	8.79	8.83	8.74	8.67	8.66	8.7	8.35	8.09	8.01	7.9	7.94	8.06	7.91	7.92
8+808	PZ-PE-18	665910.99	5029697.71	31.436																													
8+875	SPA8 BIS	1663808	5030560.1	43.333	8.08	8.09	8.13	8.05	8.16	8.18	8.22	8.20	8.12	7.95	7.89	7.91	7.77	7.55	6.9	6.85	6.95	6.69	6.38	6.72	6.91	6.45	6.07	5.91	6.05	6.16	6.25	6.09	6.12
9+250	POZZO 1	1662825	5031451.4	47.806			9.57				9.65			9.31					8.89					8.28				7.92				8.21	
9+250	POZZO 2	1663828	5030569.6	43.236			8.04				8.13			7.85					8.79					6.61				5.81				6	
9+524	PZ-PE-19	666681.47	5029681.60	29.567																													
9+700	PZA	1659496	5033447.8	61.213			16.26				16.54			15.24					14.47					14.3				14.47				15.06	
10+025	PZB	1659819	5033226.4	59.226			14.98				15.12			14.25					13.81					13.42				13.53				13.78	





GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto	Lotto	Codifica	Foglio
	IN17	10	EI2RBGE0000001B	19 di 95

Tabella 7 - Riepilogo dati piezometrici 6/6

Pk	ID	EST	NORD	QUOTA (m slm)	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	28-29/10/20	26/11/20
1+150	SPA2	1659808	5033060.2	46.501				1.70				1.65					1.78	1.88	1.78	1.66	1.74
1+480	SPA5	1662842	5031461.7	47.118	7.3	7.37	7.45	7.51	7.43	7.48	7.56	7.69	7.67	7.76	7.90	8.01	7.90	non trovato	non trovato	non trovato	non trovato
1+575	SDC7	1663217	5031149.6	45.826	6.72	6.76	6.93	7.04	6.87	6.89	7.00	7.24	7.21	7.32	7.58	7.73	7.73	7.17	7.34	7.51	7.89
5+150	SPA8	1663810	5030560.5	43.866	6.29	6.38	6.42	6.51	6.47	6.45	6.60	6.82	6.88	7.00	7.19	7.27	7.29	6.54	6.93	7.04	7.71
5+150	SPA9	1664759	5029968.7	42.353				9.02				9.09					9.60	8.85	9.27	9.49	9.63
5+150	SPA9bis	1665163	5030022.5	31.863	0.94	0.95	0.97	1.52	1.33	1.23	0.86	0.63	0.75	0.73	0.97	1.28	0.91	0.80	0.84	0.52	0.64
5+200	SPA10	1664830	5029966.9	32.619				in press.				in press.					in press.	distrutto	distrutto	distrutto	distrutto
5+250	SDA12	1665614	5029846.8	31.079				1.18				1.16					1.19	1.13	1.11	0.98	1.09
5+625	SPA12bis	1665999	5029701.9	30.73				1.25				1.39					1.31	1.21	1.30	1.22	1.41
5+850	SPAA13 sup	1666350	5029615.7	29.307				0.71				0.76					0.65	0.67	0.75	0.72	0.82
6+100	SPAA13 prof	1666350	5029615.7	29.307				0.46				0.50					0.41	0.36	0.46	0.40	0.56
6+450	PZ1	1662833	5031457	46.664	7.43	7.49	7.58	7.64	7.56	7.61	7.69	7.82	7.80	7.89	8.03	8.14	8.03	7.71	7.78	7.80	8.06
6+450	SDA15	1667128	5029443.1	29.039				1.08				1.07					0.89	0.78	0.85	0.74	1.12
6+450	SPA13bis	1666789	5029539.6	29.348				1.24				1.26					1.12	distrutto	distrutto	distrutto	distrutto
6+475	PZ2	1663818	5030563.8	43.288	6.25	6.33	6.38	6.47	6.43	6.41	6.56	6.78	6.84	6.96	7.15	7.23	7.25	6.49	6.89	7.00	7.67
6+700	PZ3	1663288	5031919.5	46.468	6.81	6.84	7.25	7.41	7.2	7.28	7.34	7.46	7.49	7.59	7.76	7.92	7.93	7.49	7.63	7.86	8.09
6+950	PZ4	1663793	5031563.1	46.356	7.11	7.29	7.53	7.65	7.45	7.53	7.59	7.72	7.74	7.84	8.02	8.18	8.18	distrutto	distrutto	distrutto	distrutto
7+625	PZ5	1664463	5030744.7	44.534	7.49	7.56	7.8	7.76	7.95	7.96	7.85	7.83	7.73	7.76	7.97	8.12	8.32	7.51	8.25	8.54	8.89
7+650	PZ6	1662619	5031065.3	39.536	1.16	1.22	1.28	1.33	1.23	1.26	1.31	1.48	1.44	1.49	1.53	1.6	1.56	1.11	1.16	1.16	distrutto
7+975	PZ7	1663080	5030356.6	45.99	8.77	8.84	8.93	9.07	9.18	9.27	9.42	9.76	9.81	9.95	10.01	10.15	10.05	9.73	10.02	10.12	10.39
8+450	PZ8	1663745	5030101.1	43.668	8.03	8.06	8.09	8.15	8.3	8.35	8.52	8.81	8.82	8.9	9.08	9.19	9.12	8.43	8.80	8.93	9.51
8+808	PZ-PE-18	665910.99	5029697.71	31.436																	
8+875	SPA8 BIS	1663808	5030560.1	43.333	6.29	6.38	6.42	6.51	6.47	6.45	6.6	6.82	6.88	7	7.19	7.27	7.29	6.54	6.93	7.04	7.71
9+250	POZZO 1	1662825	5031451.4	47.606				8.63				8.82					9.03	7.63	7.71	7.74	8.01
9+250	POZZO 2	1663828	5030569.6	43.236				6.41				6.73					7.19	6.48	6.85	6.95	7.61
9+524	PZ-PE-19	666681.47	5029681.60	29.567																	
9+700	PZA	1659496	5033447.8	61.213				15.46				15.31					15.44	15.67	15.49	15.24	15.29
10+025	PZB	1659819	5033226.4	59.226				14.07				14.04					14.19	14.38	14.22	14.04	14.14

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001	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, in 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 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 21 di 95

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. [44]):

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

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 N_{SPT} 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 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 22 di 95

- 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 [35]; Skempton, 1986 [54]; 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 espressione di Baligh (1975, Doc. rif. [32]):

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 23 di 95

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

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

essendo:

Q	10
p_f'	$1.4 \cdot \sigma_{ff}'$ (v. Jamiokowski et al. 1988, Doc. rif. [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 indicato nella Tabella 10 (v. ad esempio Youd 1972 o Stroud 1988, Doc. rif. [62] e [57]).



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 24 di 95

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.

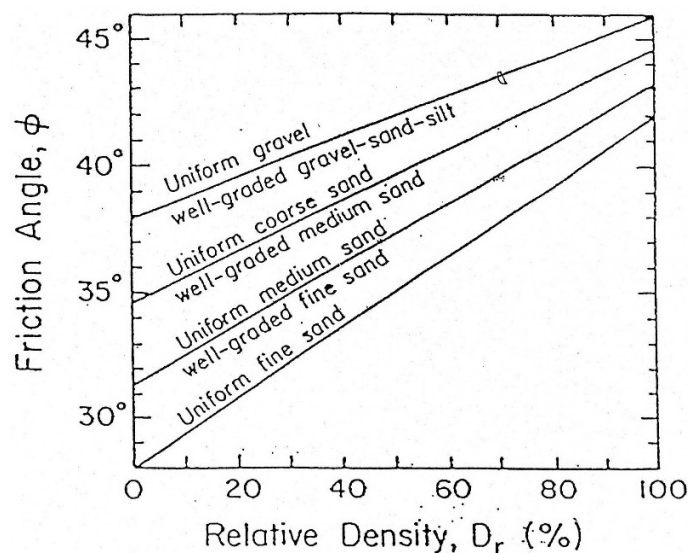


Figura 1 - Relazione fra angolo di resistenza al taglio operativo e densità relativa

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000001B</p>	<p>Foglio 25 di 95</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} ed 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.

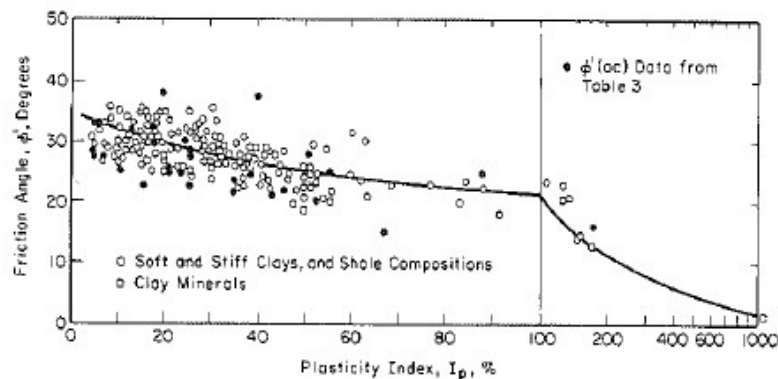




Figura 2 - Valori dell'angolo di resistenza al taglio per materiali argillosi (Mesri e Abdel-Ghaffar, 1993)

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000001B</p>	<p>Foglio 26 di 95</p>

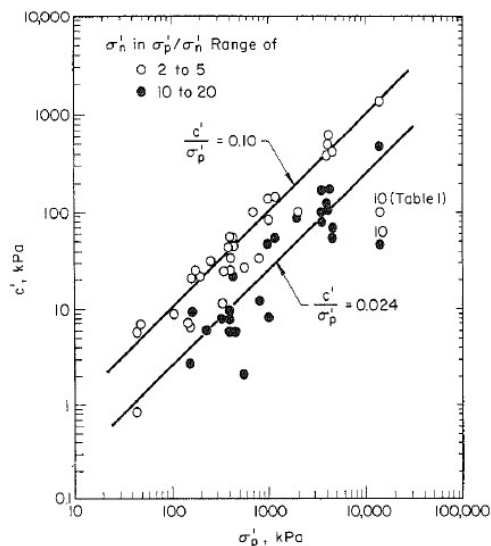




Figura 3 - Valori della coesione intercetta c' in funzione della tensione di preconsolidazione e del valore della tensione normale al piano di rottura, al momento della rottura σ'_n (da Mesri e Abdel-Ghaffar, 1993)

5.4 Resistenza al taglio – parametri non drenati

I valori della resistenza al taglio non drenata c_u sono stati stimati sulla base delle prove di laboratorio e delle prove penetrometriche tipo 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 sulle 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 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 27 di 95

- 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 IP , 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.

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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 28 di 95

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 $I_r = 140$
 $I_r \approx \frac{0.65 \cdot G_o}{c_u}$ = 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

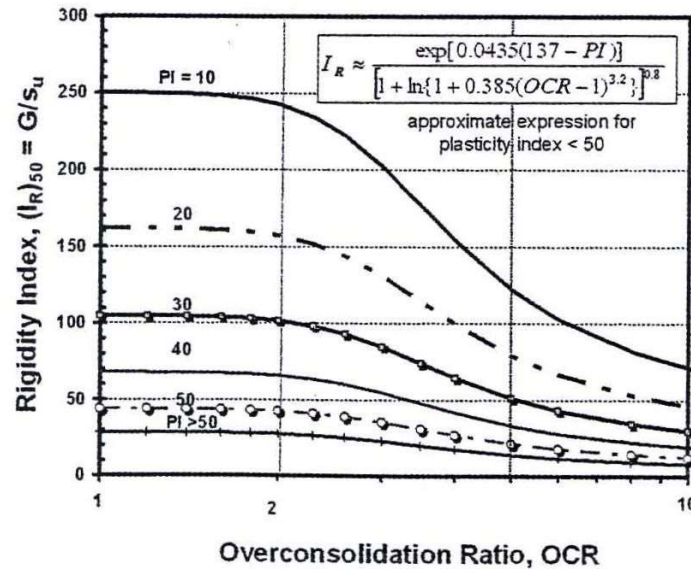


Figura 4 – Coefficiente di sovraconsolidazione in funzione dell'indice di rigidezza (Keaveny and Mitchell, 1986)



Nei piezoconi tradizionalmente impiegati in Italia, la pietra porosa si trova alla base della punta (u2), si è fatto quindi 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 provoca 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 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 30 di 95

- 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. [3]).

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.

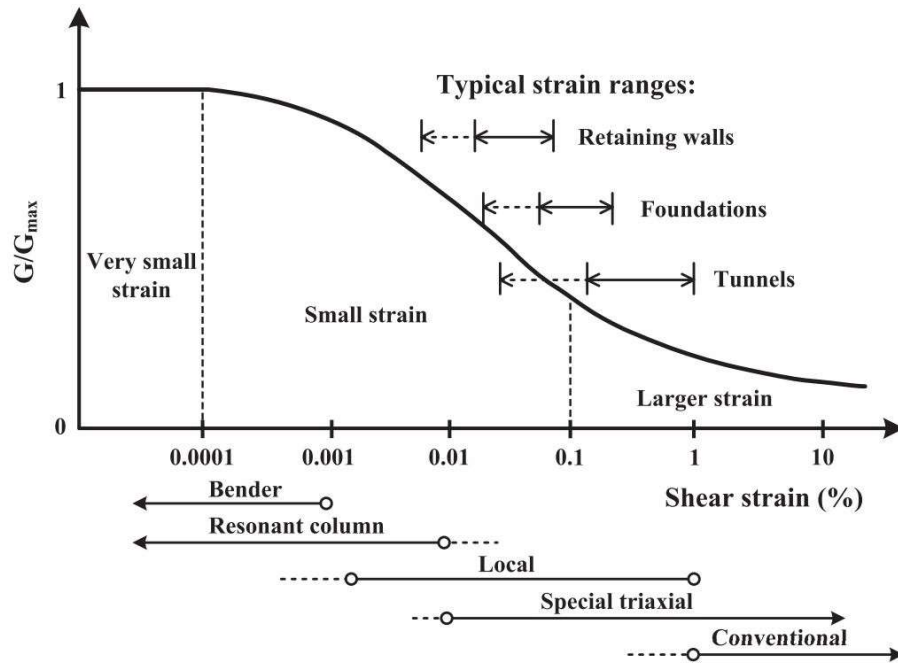


Figura 5 – Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria (Doc. rif.[29],[31])

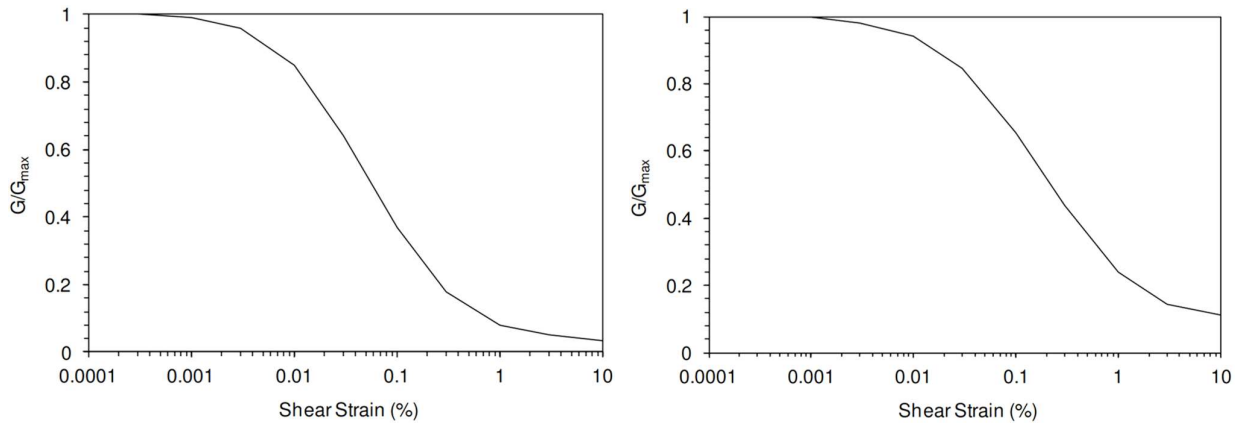


Figura 6 – Curva di decadimento del modulo di taglio per depositi sabbiosi (a sinistra, Doc. rif. [54]) e argillosi (a destra, Doc. rif. [55])

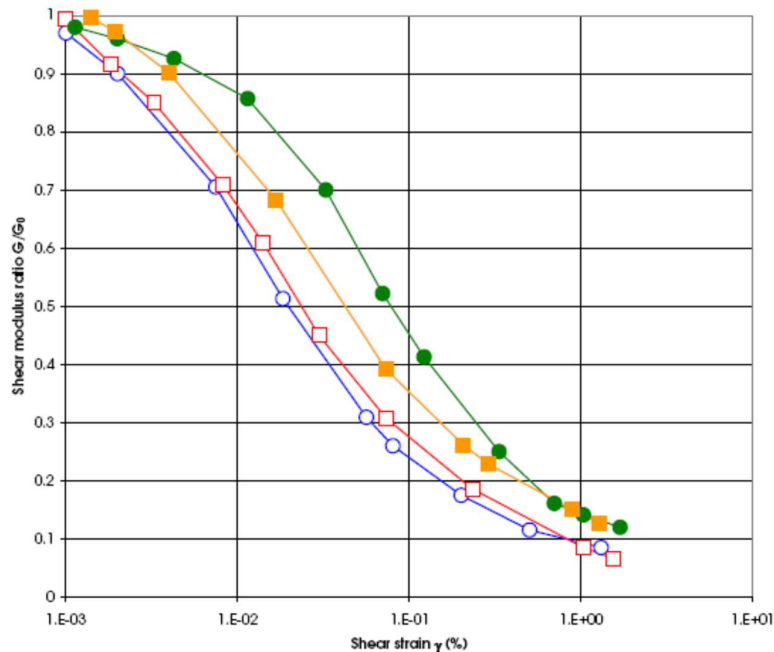


Figura 7 – Altro esempio di curva di decadimento del modulo di taglio (Doc. rif. [39])



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 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 33 di 95

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 dall'interpretazione dei risultati delle prove meccaniche di laboratorio ed in particolare delle 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 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 34 di 95

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 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 35 di 95

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

Il tratto d'interesse è compreso tra le pk 0+000 e pk 10+050 ed è rappresentato nella Planimetrie di progetto (Doc. rif. [7]), riportate in Allegato 1. All'interno di esso si prevede la realizzazione di:

- Viadotti Fontana delle Monache e Fibbio;
- galleria artificiale di San Martino Buon Albergo;
- variante storica;
- sottovia;
- attraversamenti idraulici;
- trincee
- rilevati.

Tenendo conto della posizione dei singoli manufatti e 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 capitoli seguenti 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], v. Allegato 2). Si rimanda invece alle relazioni geotecniche delle singole WBS per informazioni di dettaglio ed assunzioni progettuali.

6.1 Falda di progetto

I valori di soggiacenza misurati nei piezometri lungo la tratta in esame, riportati nel capitolo 4, indicano una sostanziale stabilità nelle escursioni stagionali. La differenza di quota massima e minima misurata risulta essere inferiore a 3 m.

Ai fini progettuali, prendendo a riferimento i livelli di falda definiti nella Relazione Idrogeologica (Doc. rif. [3]), si assumeranno:

- falda di progetto a medio termine (un anno): +4 m rispetto alla massima quota piezometrica rilevata nel periodo novembre 2014 – marzo 2015;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 36 di 95

- falda di progetto a lungo termine: +4.5 m rispetto alla minima soggiacenza rilevata nel periodo novembre 2014 – marzo 2015.

Si segnala che, nella progettazione delle opere provvisorie di sostegno degli scavi, ad esempio in presenza di opere temporanee di sostegno di rilevati realizzati al disopra del pc attuale, la quota di falda lato monte degli scavi potrà essere scelta dal progettista coerentemente con le letture piezometriche disponibili in zona, e tenendo conto della morfologia dell'area.

Per quanto riguarda, infine, la galleria artificiale di San Martino Buon Albergo, si rimanda al dettaglio del documento citato (Rif. [3]). Per quanto attiene la tratta compresa tra le progressive 7+630 e 10+045 (tratto di scorrimento al di sopra della piana del T. Fibbio), alla luce dei valori di soggiacenza rilevati nei piezometri, la Relazione Idrogeologica definisce i seguenti valori:

- falda di progetto a medio termine (un anno): piano campagna;
- falda di progetto a lungo termine: +1 m rispetto al piano campagna.

6.2 Tratto compreso fra pk 0+000 e pk 4+942



Trattasi della porzione iniziale della linea, fino all'inizio della galleria artificiale al km 4+942. In questo tratto si prevede l'allungamento di tre sottovia (alle pk 0+175, 1+876 e 2+197) e si evidenzia la presenza di un attraversamento idraulico alla pk 0+751, del Viadotto Fontana delle Monache alla pk 1+350 circa, di una variante della linea storica tra pk 1+876 e pk 3+450 e di diverse sottovia (Doc. Rif. [7]).

I rilevati ferroviari facenti parte del Progetto Esecutivo sono: RI01, RI04, RI06, RI08a, RI09a, RI10a e RI11. Sono tutti caratterizzati da altezze modeste, ad eccezione di RI04 ed RI06, che raggiungono un'altezza massima di circa 6.5 m.

Le indagini eseguite sono elencate nella Tabella 14 e consistono in sondaggi a carotaggio continuo (BH, SP, SA), prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) e dinamiche (SPT), pozzetti esplorativi (PT) e prove geofisiche tipo down-hole (DH) e MASW. La posizione delle indagini ed il loro esito sono descritti in dettaglio in elaborati di progetto dedicati (Doc. rif. [10] e [11]).

Tabella 14 - Indagini tra pk 0+000 e pk 4+942

Progressiva pk	ID indagini -	Campagna anno
0+139	BH-PE-01	2020-2021
1+000	SP1	2014/2015
1+000	SP1bis	2014/2015

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 37 di 95

Progressiva pk	ID indagini -	Campagna anno
1+280	BH-PZ-PE-03	2020-2021
1+550	SPA2	2014/2015
2+272	BH-PE-05	2020-2021
3+098	MASW-PE-01	2020-2021
3+191	BH-DH-PE-06	2020-2021
3+469	BH-PE-07	2020-2021
3+522	PT-PE-03	2020-2021
3+784	BH-PE-08	2020-2021
3+790	MASW-PE-02	2020-2021
4+025	SA203R003	2002
4+603	PT-PE-04	2020-2021
4+838	BH-PE-09	2020-2021

Il tratto in esame si colloca nella porzione occidentale della Pianura Veneta ed è caratterizzato dalla presenza di depositi quaternari, che appartengono in gran parte alla conoide fluviale del fiume Adige. Tale struttura è quasi interamente caratterizzata dalla presenza di terreni incoerenti, prevalentemente ghiaiosi.



La Figura 9 riporta i risultati delle prove SPT eseguite nel tratto considerato.

Per quanto riguarda le condizioni stratigrafiche, nel tratto iniziale, e fino al km 2+500 circa, la parte sommitale (primi 2-3 m) dell'attuale piano campagna può essere costituita da materiali di diverso tipo, e più in particolare:

- Materiali di riporto, tipicamente di natura eterogenea, e provenienti da lavorazioni legate alla antropizzazione dell'area. Tipicamente si tratta di limi sabbiosi e sabbie limose, spesso ghiaiosi, probabilmente provenienti da lavori eseguiti nell'area (BH-PE-01, CDS1, BH-PE-04) ,
- Coltri superficiali di natura anche limoso-argillosa (Unità 3b) , intervallati da livelli sabbiosi (unità 3a) , generalmente poco addensati e , se argillosi, con modesta resistenza al taglio. Si tratta di coltri superficiali probabilmente legate alla presenza di fossi (ancora presenti), che incidono sulla piana ai piedi dell'attuale LS. (SP1 e SP1bis, SP2A, BH-PE-02 e 03)

Si segnala al proposito che alcuni sondaggi (SP1bis e SP2A), realizzati appunto nel tratto indicato, ed in particolare fra la progressiva 1+000 e +2.000 circa, hanno evidenziato la presenza, a profondità di 2-3 m da p.c., di sottili lenti (circa 1 m di spessore), di limi argilloso-ghiaiosi teneri (unità 3b), con valori di SPT bassi (N_{SPT} 2-3 colpi/30cm), quindi di scarsa consistenza ($PP=$ 50-70 kPa). Considerata la presenza di un fosso in prossimità del piede della linea storica, si ritiene probabile che i sondaggi abbiano campionato l'antico alveo del fosso.

Non è possibile, causa la natura di entrambi i depositi, disporre di mappatura precisa di questi materiali,

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 38 di 95

se non nei limiti indicati schematicamente sul profilo geotecnico. Nella progettazione delle diverse opere, si dovrà tenere conto della possibile presenza di questi materiali, anche sulla base di un attento esame delle stratigrafie disponibili negli immediati intorno dell'opera in questione, ed esaminando la topografia dell'area.

Al di sotto di tale coltre, (e talora anche praticamente in superficie, al di sotto di un modesto spessore di coltivo) si rinviene ovunque da uno spesso strato di ghiaie e ghiaie sabbiose mediamente addensate (unità 6), all'interno delle quali si registrano valori di N_{SPT} anche superiori a 50 colpi/30cm.

Più in profondità, si individua la presenza di depositi sabbiosi da mediamente a molto addensati (unità 4), caratterizzati da N_{SPT} compresi tra 30 e 70 colpi/30cm.



Come illustrato in Figura 8 e nei Profili Geotecnici (v. Allegato 2), tra le due unità, a profondità comprese tra 13.5 m pc e 17.5 m pc, si rinvencono localmente strati di limi argillosi sovraconsolidati. I valori di pocket penetrometer sono compresi fra 150 e 250 kPa, mentre l'indice di vuoti si colloca su valori tipici di materiali compatti e sovraconsolidati, con valori e_0 fra 0.5 e 0.65. La Figura 12 riporta i valori dei limiti di Atterberg e del contenuto d'acqua naturale e Figura 13 l'indice di consistenza. Come si può notare, si tratta di materiali poco plastici, come evidenziato anche dalla Figura 14 che mostra la collocazione di questi materiali nella carta di Casagrande.

Nella porzione più orientale, i primi 1-2 m di profondità sono occupati da terreno di riporto (unità 1). Trattandosi di un'area fortemente antropizzata, non è escluso che lo spessore del riporto possa anche raggiungere valori maggiori.

Sulla base dei criteri descritti nel capitolo 5, i parametri geotecnici sono stati determinati mediante l'interpretazione dei risultati delle prove di sito e di laboratorio:

- Densità relativa stimata da prove SPT (v. Figura 10);
- Angolo di attrito stimato da prove SPT (v. Figura 11);
- Velocità delle onde di taglio stimata da prove SPT (v. Figura 15);
- Modulo di taglio alle piccole deformazioni valutati a partire dai valori stimati di V_s (v. Figura 17).

Si osserva quanto segue.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 39 di 95

- Ad esclusione di strati relativamente sottili in profondità e nella zona più ad ovest (v. sopra), il profilo è composto da depositi incoerenti aventi generalmente percentuali di materiale a grana fine inferiori al 20%.
- Complessivamente, i materiali risultano caratterizzati da una buona resistenza alla penetrazione oltre i 5 m di profondità.
- La densità relativa delle ghiaie, ed in particolar modo delle sabbie in profondità, risulta generalmente variabili fra il 35 e il 60%.
- Per le sabbie sottostanti, i valori risultano più elevati, e compresi nel campo 55-80%.
- Si stimano angoli di attrito compresi tra 39° e 42° per l'unità ghiaiosa (facendo più affidamento sui valori derivati dalla correlazione di Schmertmann (a causa della buona gradazione del materiale) mentre per gli strati sabbiosi molto addensati le interpretazioni indicano angoli compresi tra 37° e 41°.
- Il profilo di Vs derivante dalle interpretazioni discusse nella Relazione Sismica (Doc. Rif. [6]) conferma la presenza di materiali incoerenti da mediamente a molto addensati. Si rimarca che il profilo qui presentato può essere considerato come una miglior stima di un andamento medio nell'area in questione. Per un maggiore dettaglio su possibili condizioni locali, e per un riferimento ai dati di sito, si rimanda alla Relazione Sismica citata. Fino a 5 m pc, per le ghiaie superficiali si stimano valori di Vs crescenti e compresi tra 250 m/s e 400 m/s. A profondità maggiori le velocità sono da considerarsi pressoché costanti - variano tra 350 m/s e 450 m/s fino a 35 m da p.c.
- Per lo strato ghiaioso si stima un modulo di taglio alle piccole deformazioni (G_0) compreso tra 120 MPa e 250 MPa. Valori paragonabili sono stati calcolati per lo strato di sabbie profonde, in cui $G_0 = 150 \div 250$ MPa.
- Per i materiali delle unità 3a e 3b, ci si è rifatti generalmente ad una caratterizzazione sulla base della descrizione granulometrica dei materiali, di prova di classificazione, e dalle poche prove SPT e pocket disponibili.

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

AV/AC VERONA VICENZA

pk 0+000 - pk 4+942

Contributi granulometrici (%)

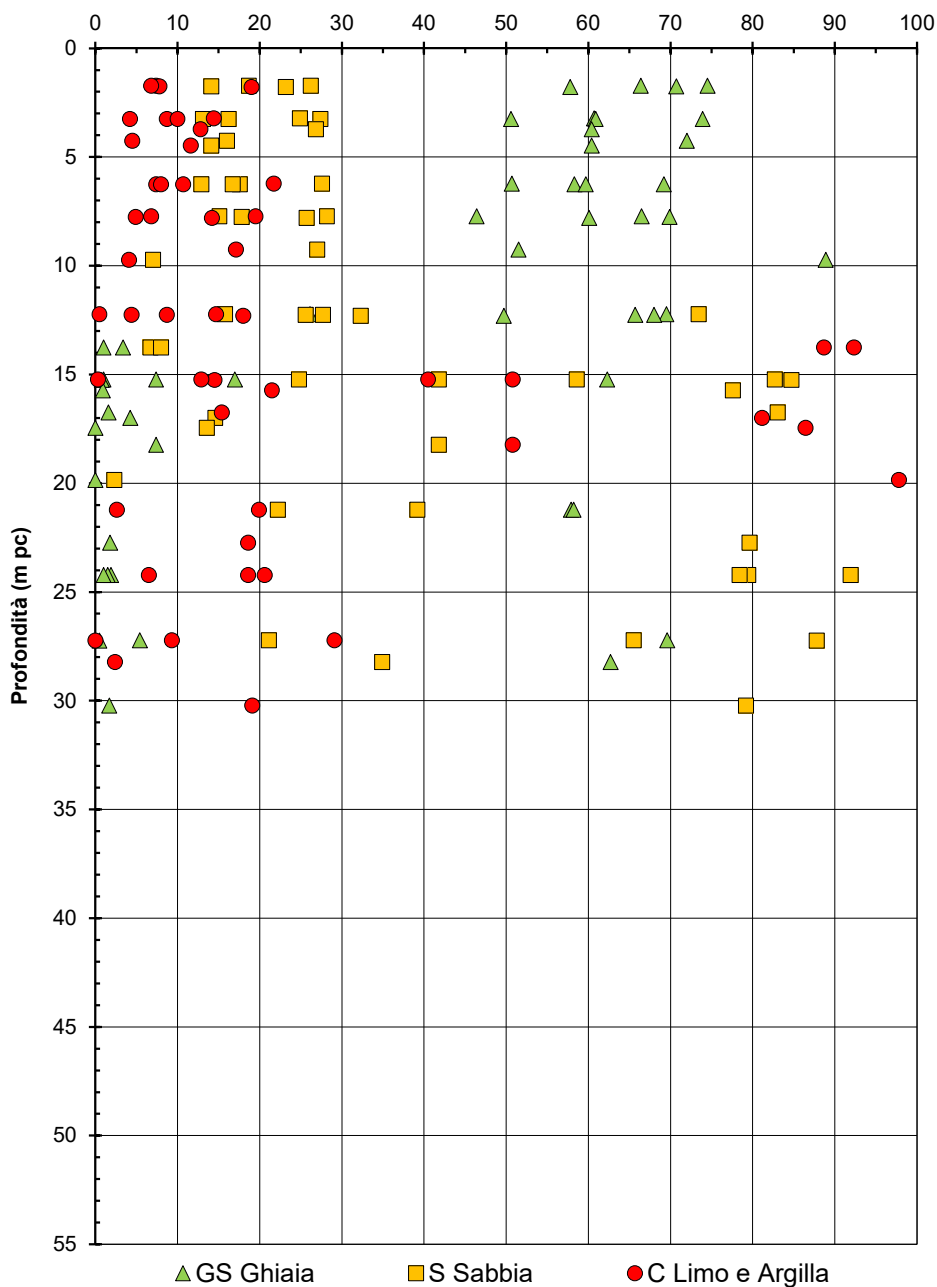


Figura 8 – Sintesi analisi granulometriche tra pk 0+000 e pk 4+942

AV/AC VERONA VICENZA

pk 0+000 - pk 4+942

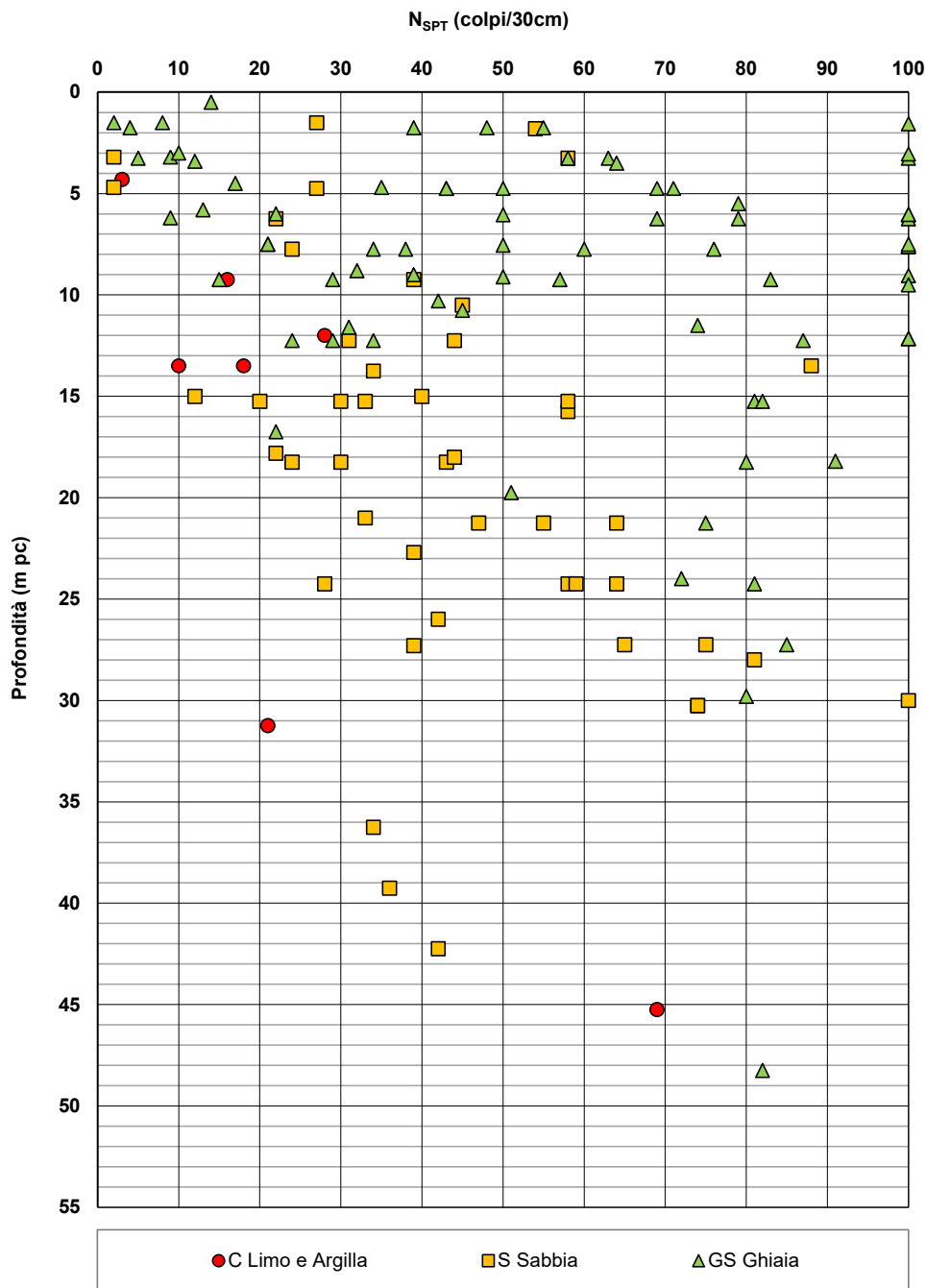


Figura 9 – Esito delle prove SPT tra pk 0+000 e pk 4+942

AV/AC VERONA VICENZA

pk 0+000 - pk 4+942

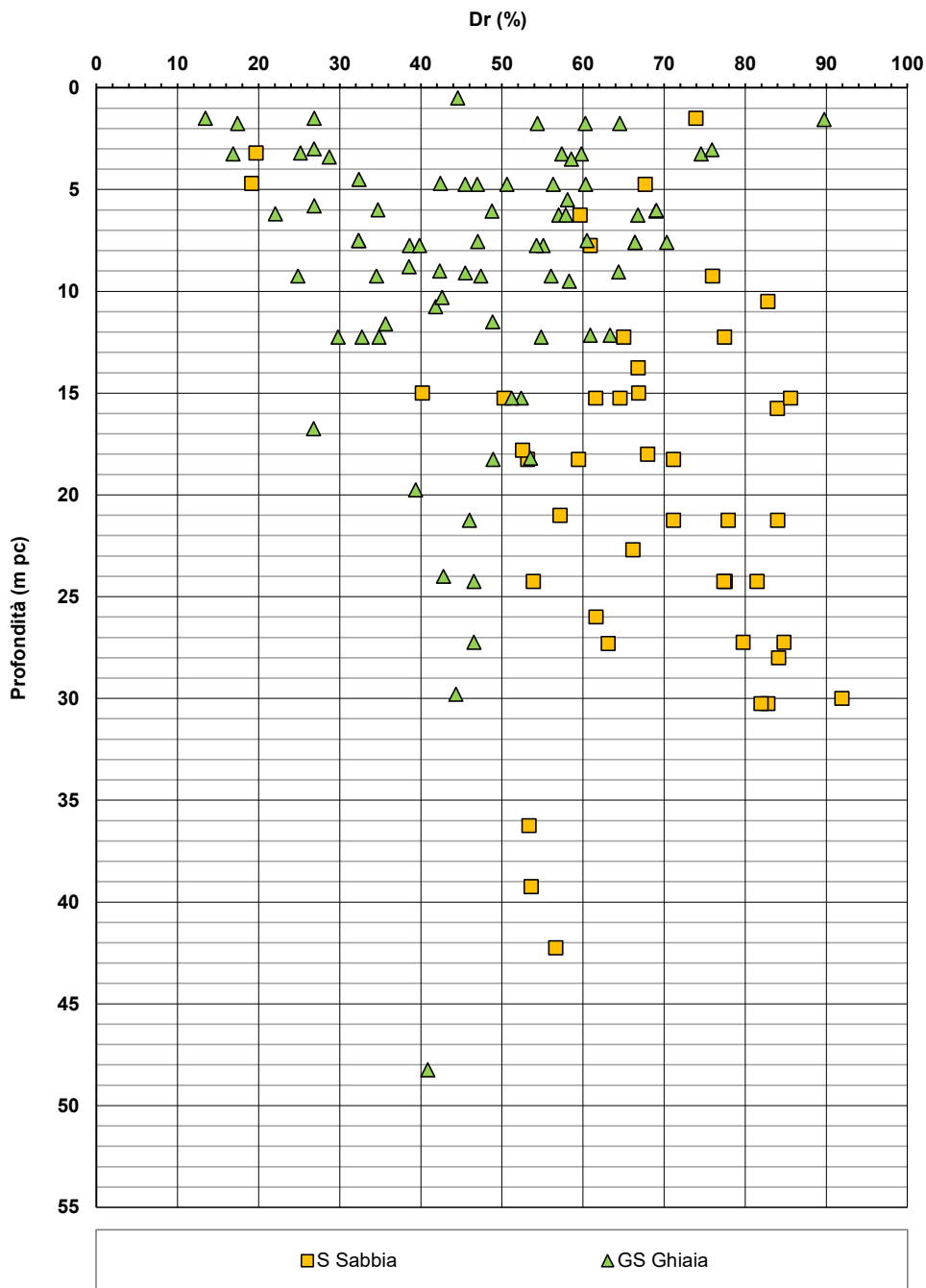


Figura 10 – Densità relativa da prove SPT tra pk 0+000 e pk 4+942

AV/AC VERONA VICENZA

pk 0+000 - pk 4+942

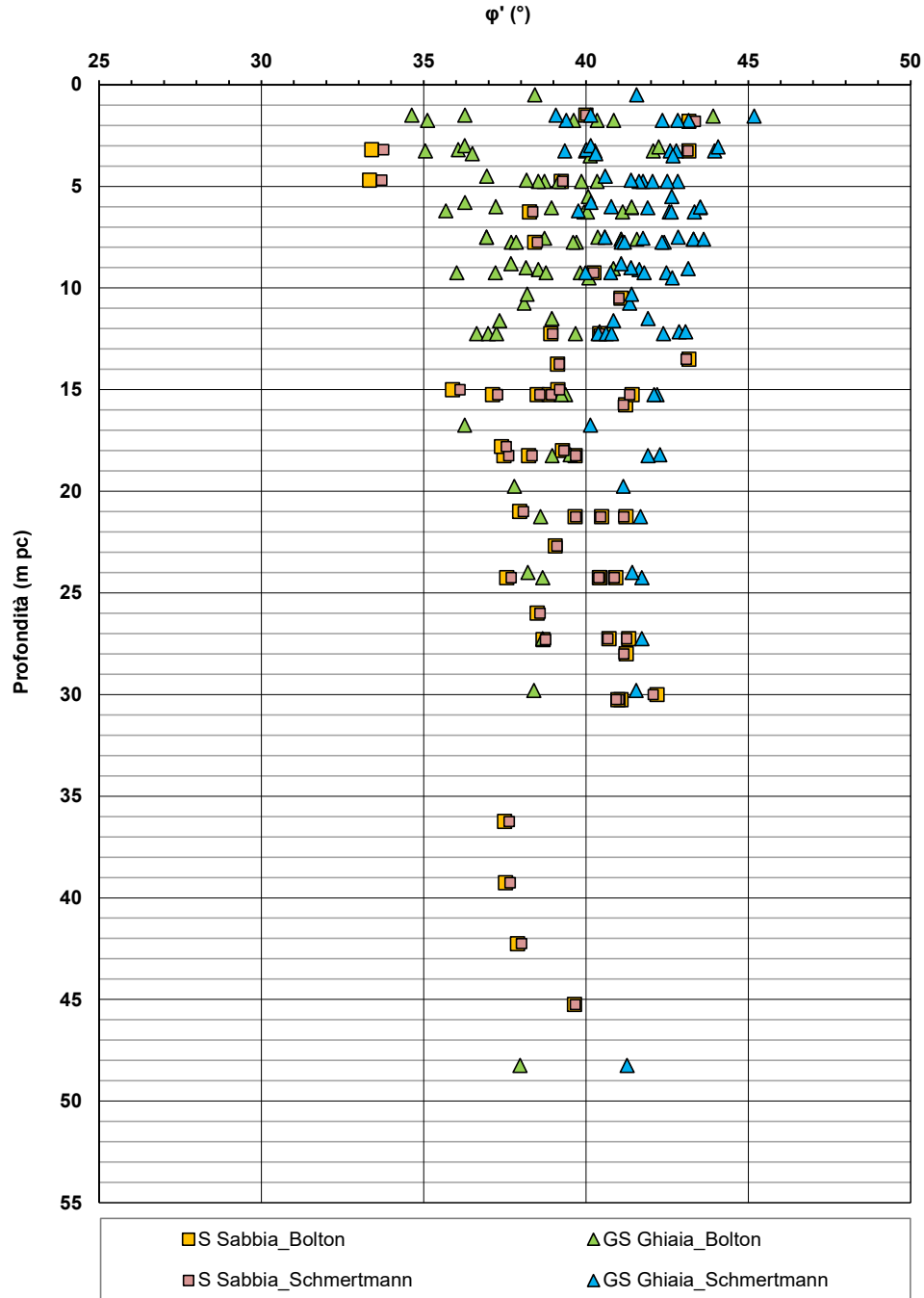


Figura 11 – Angoli di attrito da prove SPT tra pk 0+000 e pk 4+942

AV/AC VERONA VICENZA

pk 0+000 - pk 4+942

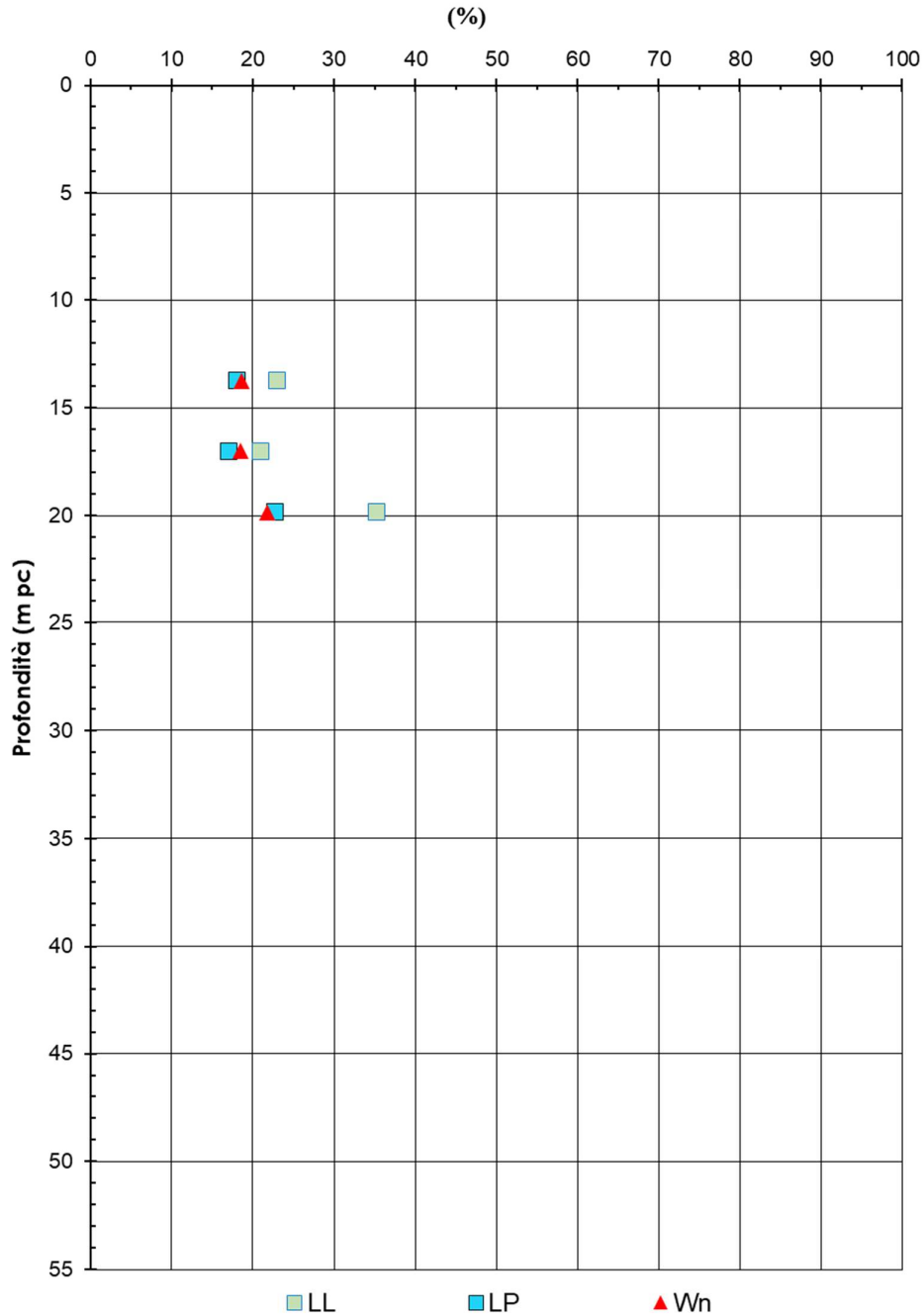


Figura 12 – Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua tra pk 0+000 e pk 4+942

AV/AC VERONA VICENZA

pk 0+000 - pk 4+942

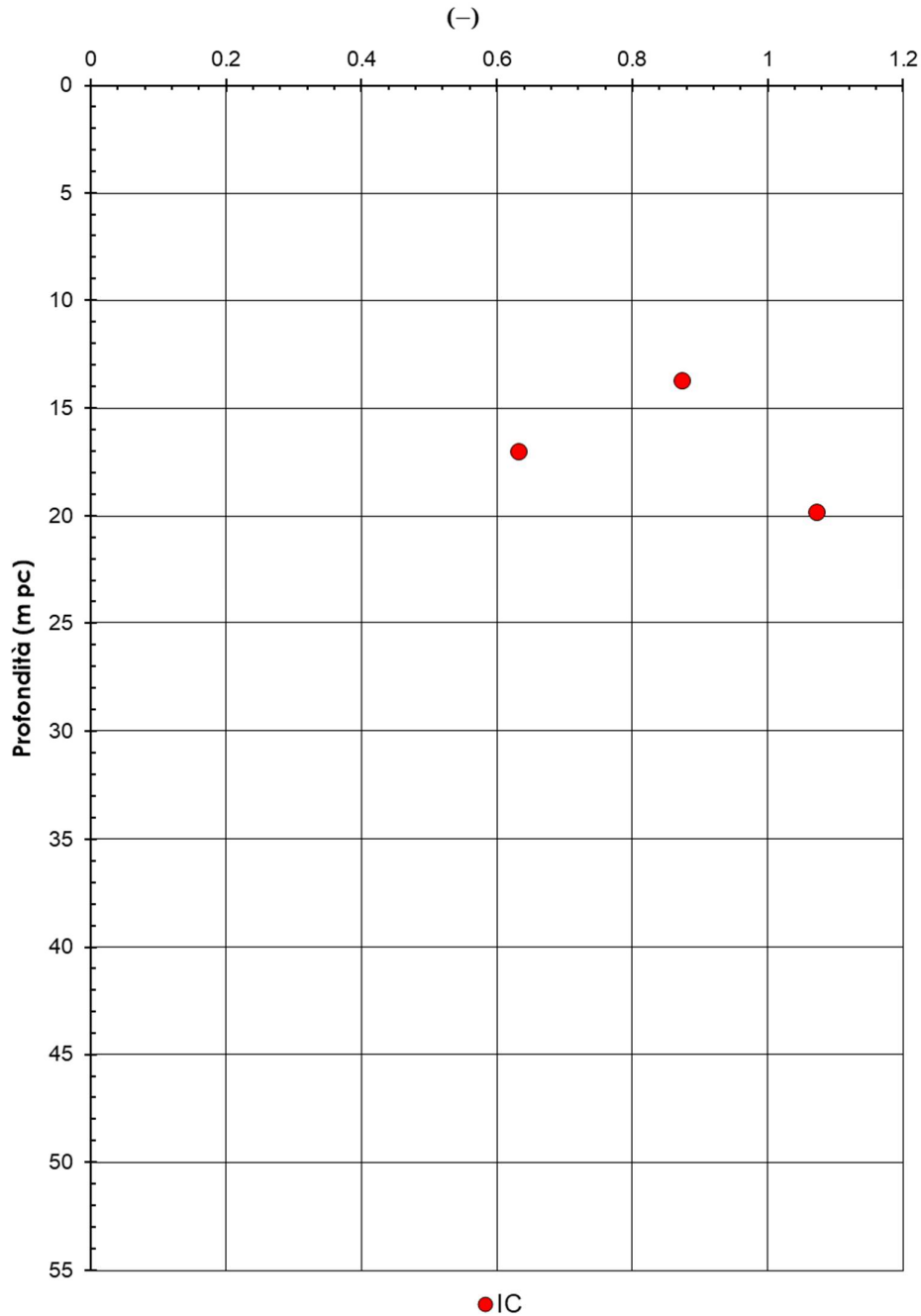


Figura 13 – Indice di consistenza tra pk 0+000 e pk 4+942

AV/AC VERONA VICENZA

pk 0+000 - pk 4+942

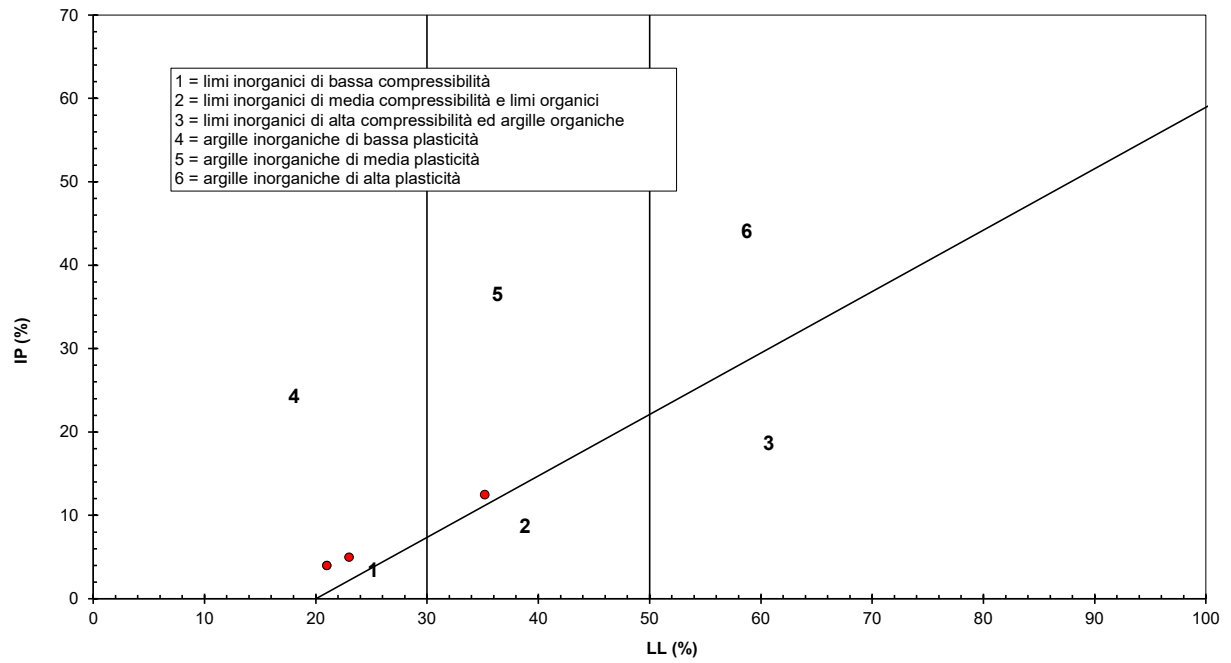


Figura 14 – Carta di plasticità di Casagrande: depositi coesivi tra pk 0+000 e pk 4+942

AV/AC VERONA VICENZA

pk 0+000 - pk 4+000

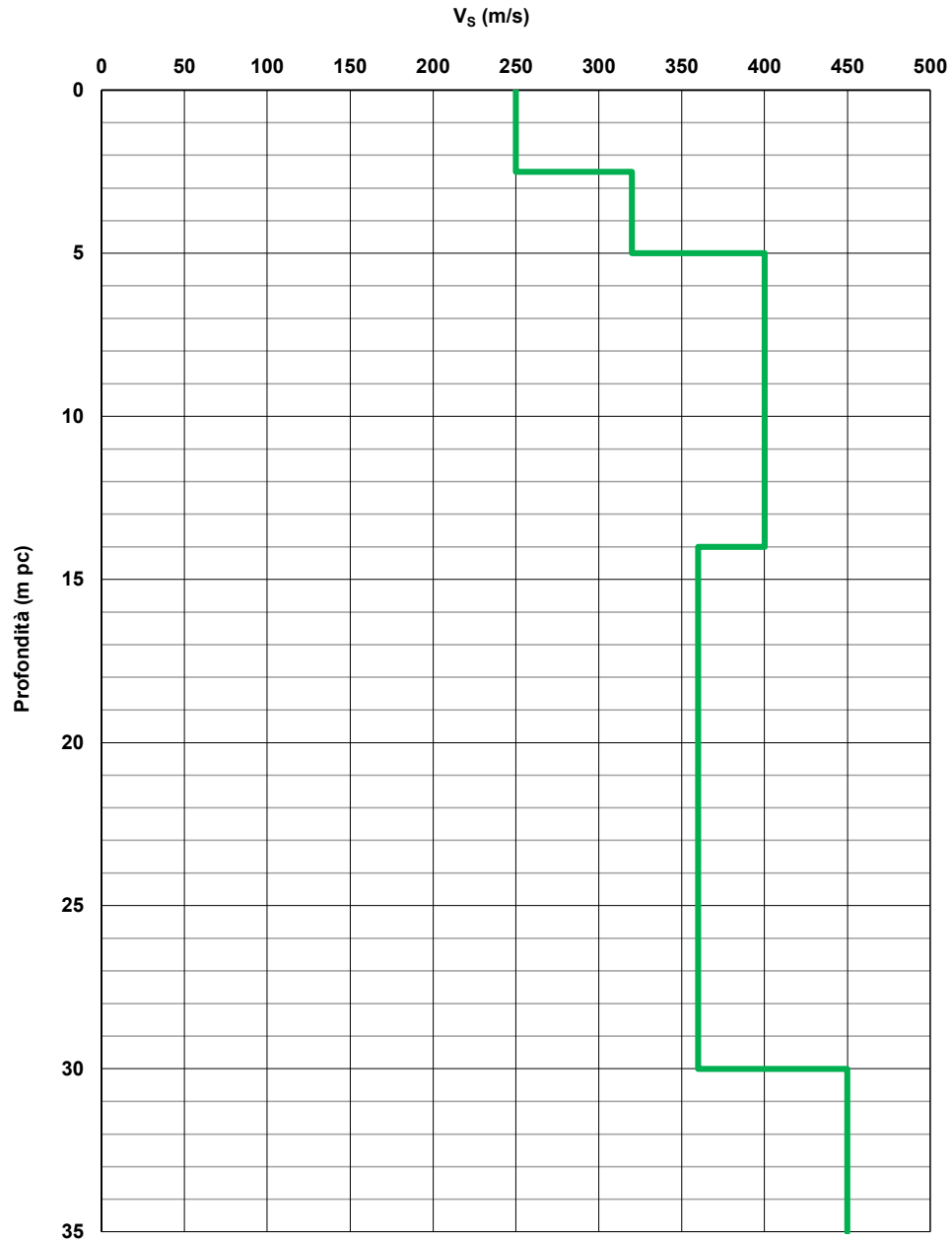


Figura 15 – Profilo di velocità V_s tra pk 0+000 e pk 4+000 (Doc. rif. [6])

AV/AC VERONA VICENZA

pk 4+000 - pk 5+879

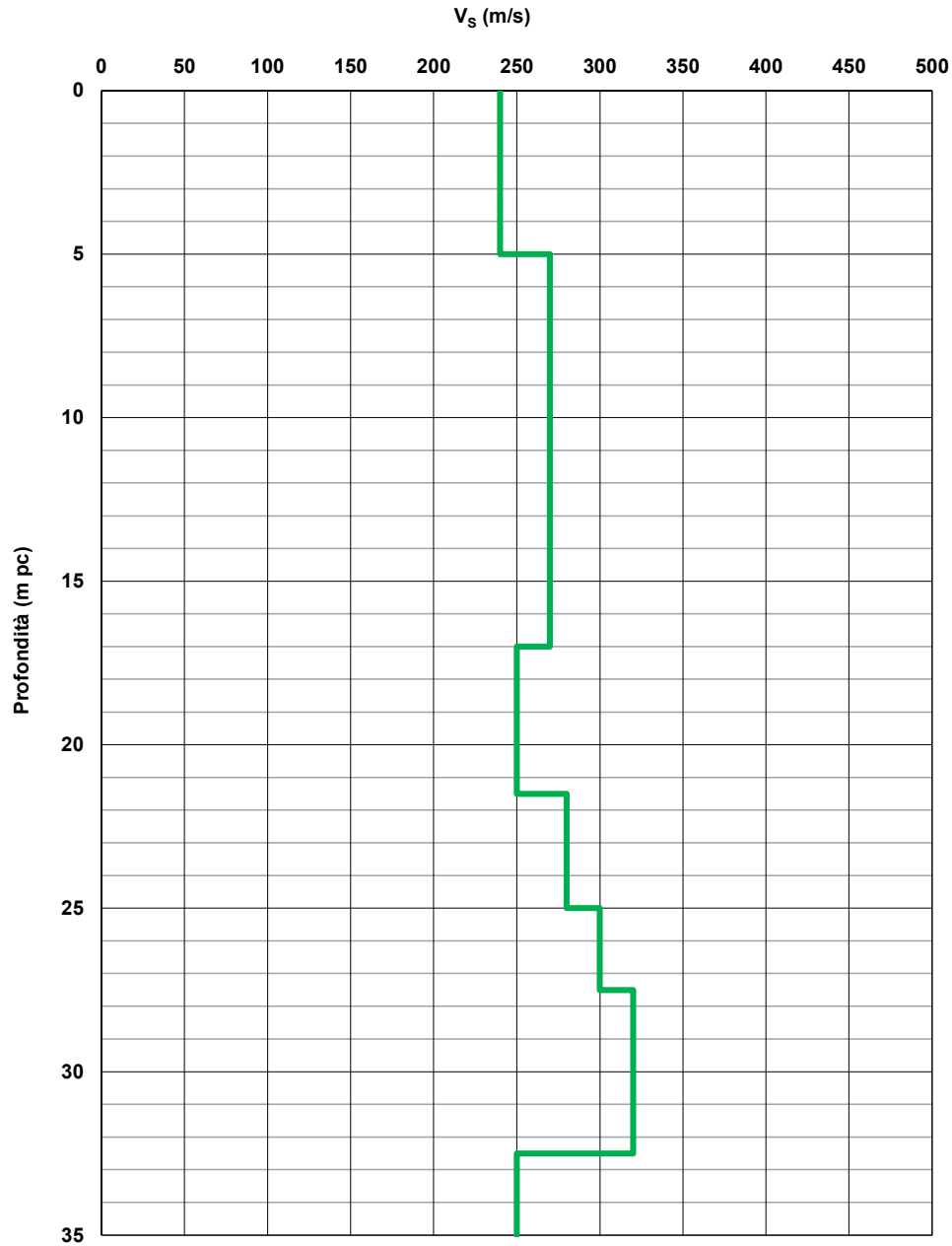


Figura 16 – Profilo di velocità Vs tra pk 4+000 e pk 5+879 (Doc. rif. [6])

AV/AC VERONA VICENZA

pk 0+000 - pk 4+000

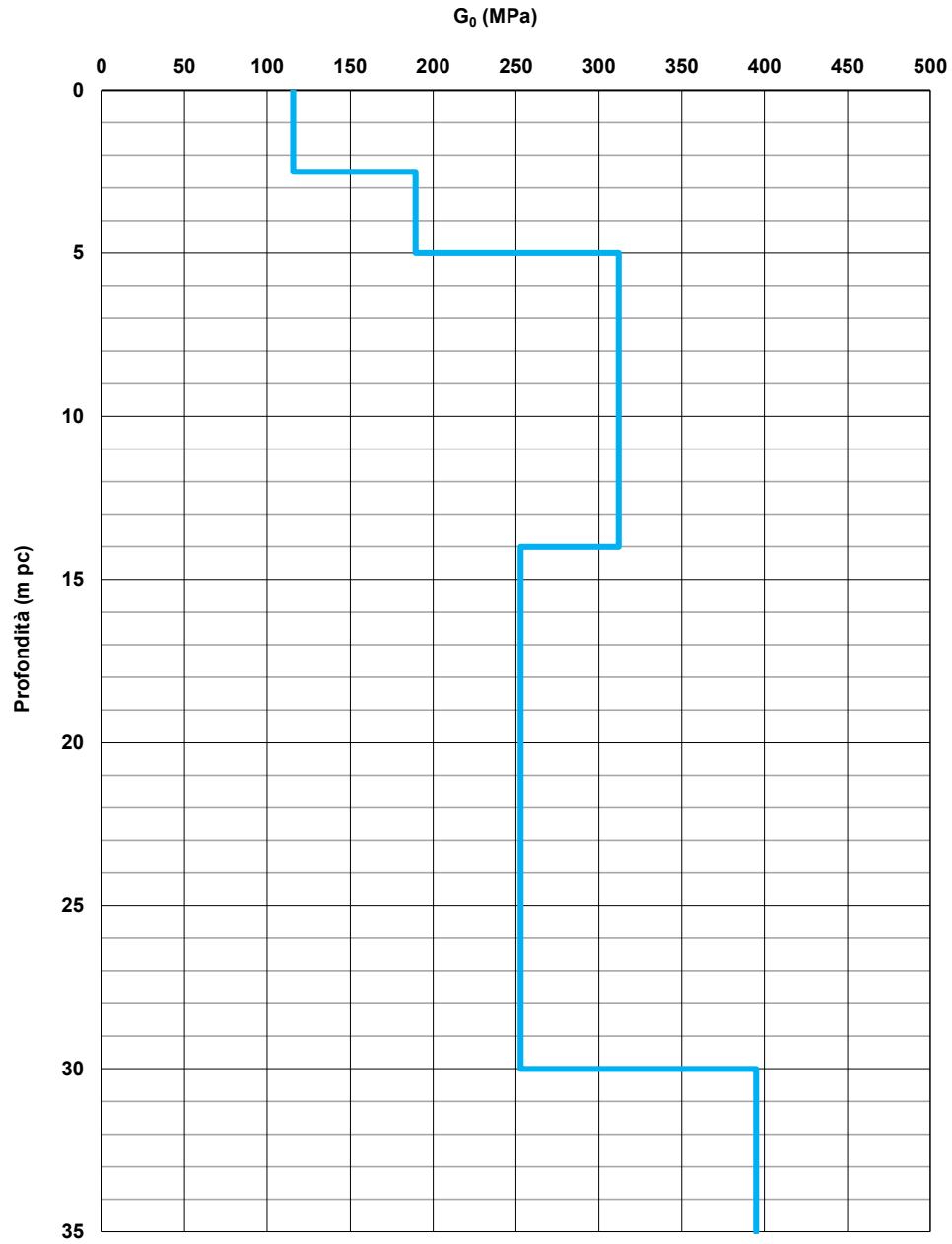


Figura 17 – Modulo di taglio G_0 tra pk 0+000 e pk 4+000

AV/AC VERONA VICENZA

pk 4+000 - pk 5+879

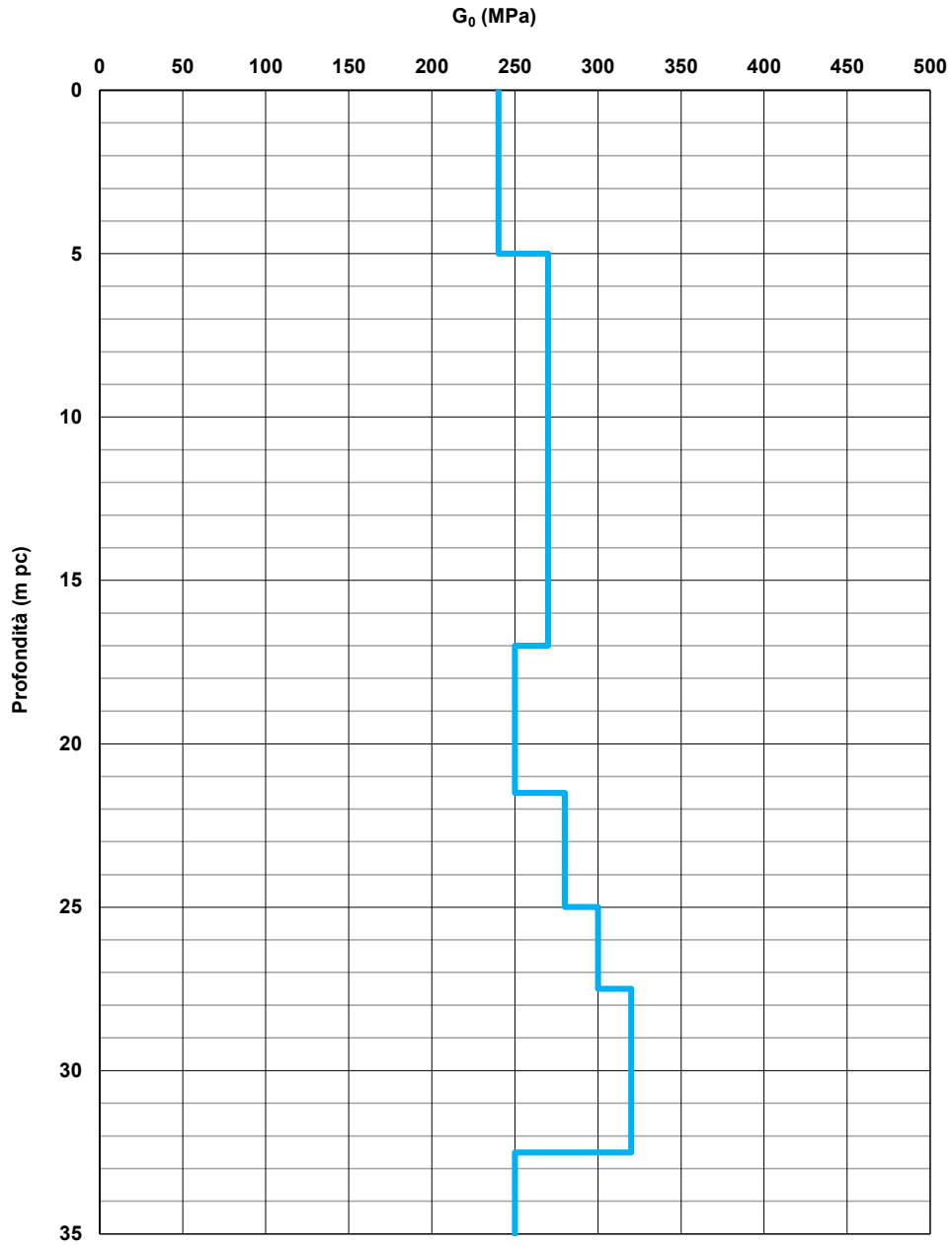




Figura 18 – Modulo di taglio G_0 tra pk 4+000 e pk 5+879

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 51 di 95

6.3 Tratto compreso fra pk 4+942 e pk 7+600 (include la GA01)



Il tratto in esame prevede la realizzazione della galleria artificiale (GA01) di San Martino Buon Albergo, di lunghezza complessiva pari a circa 1500 m e termina sulla spalla Ovest del Viadotto Fibbio. Inoltre, alla pk 6+200 circa, la linea ferroviaria intercetterà l'Autostrada A4 in corrispondenza dello svincolo di Verona Est. Non vi sono evidenti interferenze con opere esistenti.

Le indagini disponibili lungo questo tratto consistono in sondaggi a carotaggio continuo, prove penetrometriche statiche e dinamiche, pozzetti esplorativi e prove geofisiche tipo cross-hole (CH) e MASW, oltre a pozzi e piezometri nella zona della GA.

Tabella 15 - Indagini tra pk 4+942 e pk 7600

Progressiva Pk	Indagini ID	Campagna Anno
5+119	MASW-PE-03	2020-2021
5+125	SPA5	2014/2015
5+170	XA203B004	2002
5+339	BH-PE-10	2020-2021
5+344	CH-PE-10	2020-2021
5+600	SP6+ CH1 + SDC7	2014/2015
5+630	BH-PE-11	2020-2021
5+630	CH-PE-11	2020-2021
6+088	PT-PE-05	2020-2021
6+091	BH-PE-12	2020-2021
6+185	CPTU-PE-03	2020-2021
6+275	XA203B005	2002
6+306	BH-PE-13	2020-2021
6+307	CH-PE-13	2020-2021
6+321	POZZO3	2020-2021
6+322	PZ31	2020-2021
6+323	PZ32	2020-2021
6+423	PT-PE-06	2020-2021
6+500	SPA8	2014/2015
6+817	CH-PE-14	2020-2021
6+818	BH-PE-14	2020-2021
6+830	SA203R006	2002
7+408	BH-PE-15	2020-2021
7+472	MASW-PE-04	2020-2021
7+600	CPTU1	2014/2015
7+600	SPA9	2014/2015

Nei primi 10–15 m da p.c. le indagini indicano la presenza di ghiaia sabbiosa debolmente limosa mediamente addensata (unità 6), con un contenuto di fini non superiore a 20–30% (v. Figura 19) e N_{SPT}

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000001B</p>	<p>Foglio 52 di 95</p>

generalmente compresi tra 30 e 50 colpi/30cm, sebbene vi siano numerose registrazioni che superano i 70 colpi/30cm (v. Figura 20) ed anche test che hanno raggiunto le condizioni di rifiuto.

Le coperture rivolute localmente nei primi metri (CDS5, XA203B004) sono costituite da riporti, tipicamente materiali fortemente eterogenei. Non vi sono prove di sito e di laboratorio che permettano di caratterizzarlo con esattezza. Anche qualora fosse stata eseguita localmente qualche prova, il risultato non può essere estrapolato ad altre aree.

Gli spessori sono tipicamente di 1-2 m, e le descrizioni (quando presenti), ne riportano sempre una componente ghiaiosa, il che è perfettamente compatibile con la natura dei materiali di superficie.

Lo strato sottostante raggiunge una profondità di circa 25 m da p.c. ed è costituito da sabbie debolmente ghiaiose debolmente limose (unità 4). È caratterizzato da uno stato di addensamento medio-alto (v. Figura 21), da un contenuto di fini compreso tra 10% e 30% e da una buona resistenza alla penetrazione. Si registrano valori di N_{SPT} generalmente compresi tra 20 e 50 colpi/30cm, con un aumento negli ultimi 5 m, in cui $N_{SPT} = 50-70$ colpi/30cm.

Per i successivi 5 m circa di profondità, si evidenzia la presenza di uno strato sovraconsolidato di limo argilloso debolmente sabbioso, da consistente a molto consistente e con plasticità medio-bassa (unità 2). All'interno di questo strato, la prova penetrometrica statica indica la presenza di livelli ad elevato contenuto argilloso caratterizzati da q_c pari a circa 2 MPa, intervallati da materiali più sabbiosi con $q_c = 10-20$ MPa. Per quanto riguarda i livelli argillosi presenti in profondità, si distinguono due passaggi distinti.



- uno strato più discontinuo e sottile, generalmente al contatto ghiaie/sabbie (quota circa +35 m slm), dello spessore di 1 – 2 m;
- uno strato più profondo e più continuo, di 3-5 m di spessore, posizionato all'incirca alla quota +15 m slm.

La Figura 23 e la Figura 24 riportano le caratteristiche di umidità e di plasticità dei campioni analizzati. Si tratta in genere di materiali poco plastici, con contenuti d'acqua prossimi al limite plastico. Le prove triassiali disponibili indicano di conseguenza valori di resistenza al taglio non drenata elevati, e compresi generalmente nel campo 130÷200 kPa (v. Figura 25).

In profondità, negli ultimi metri indagati, si rinviene uno strato di sabbia limosa (unità 4) con valori di N_{SPT} compreso tra 30 e 70 colpi/30cm.

Le figure che seguono forniscono maggiori dettagli circa:

- Densità relativa stimata da prove SPT (v. Figura 21);

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 53 di 95

- Angolo di attrito stimato da prove SPT (v. Figura 22);
- Limiti di Atterberg e carta di plasticità di Casagrande (v. Figura 23 e Figura 24);
- Velocità delle onde di taglio stimata da prove SPT (v. Figura 26 e Figura 27);
- Modulo di taglio alle piccole deformazioni, a partire dai valori stimati di V_s (v. Figura 28 e Figura 29).

Si osserva quanto segue.

- Considerata la natura del terreno nei primi 20-25 m di profondità, la prova penetrometrica CPTU-PE-03 eseguita in assenza di una perforazione ha raggiunto poche decine di centimetri di profondità fornendo risultati non significativi.
- Complessivamente, i materiali risultano caratterizzati da una buona resistenza alla penetrazione, con alcuni valori a rifiuto nei primi metri di profondità, in corrispondenza delle ghiaie.
- Per l'unità ghiaiosa si calcolano densità relative di 35-65%, mentre per le sabbie sottostanti $D_R = 40-80\%$.
- Si stimano angoli di attrito compresi tra 39° e 42° per l'unità ghiaiosa (anche in questo caso facendo riferimento alla buona gradazione del materiale), mentre per gli strati sabbiosi molto addensati le interpretazioni indicano angoli di attrito compresi tra 37° e 41° .
- Il profilo di V_s derivante dalle interpretazioni discusse nella Relazione Sismica (Doc. rif. [6]) conferma la presenza di materiali incoerenti da mediamente addensati ad addensati. Nello strato ghiaioso superficiale si hanno velocità comprese tra 240 m/s e 300 m/s, crescenti con la profondità. Le velocità delle onde di taglio all'interno dello strato sabbioso in profondità sono invece da ritenersi costanti e pari a 250-300 m/s.
- Per lo strato ghiaioso si stima un modulo di taglio a piccole deformazioni (G_0) compreso tra 120 MPa e 180 MPa. Valori paragonabili sono stati calcolati per lo strato di sabbie profonde, in cui $G_0 = 150-200$ MPa.

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

AV/AC VERONA VICENZA

pk 4+942 - pk 7+600

Contributi granulometrici (%)

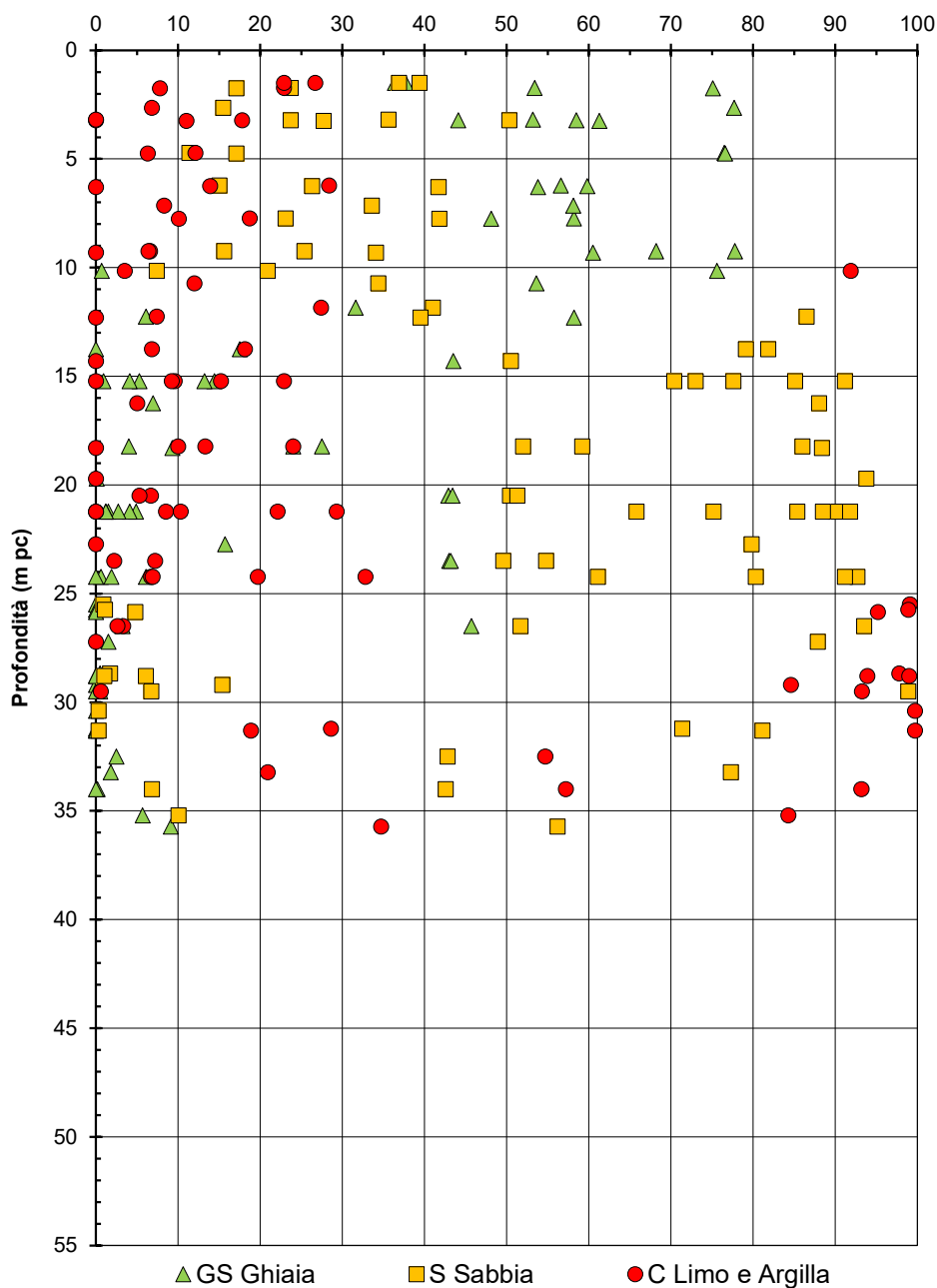


Figura 19 – Sintesi analisi granulometriche tra pk 4+942 e pk 7+600

AV/AC VERONA VICENZA

pk 4+942 - pk 7+600

N_{SPT} (colpi/30cm)

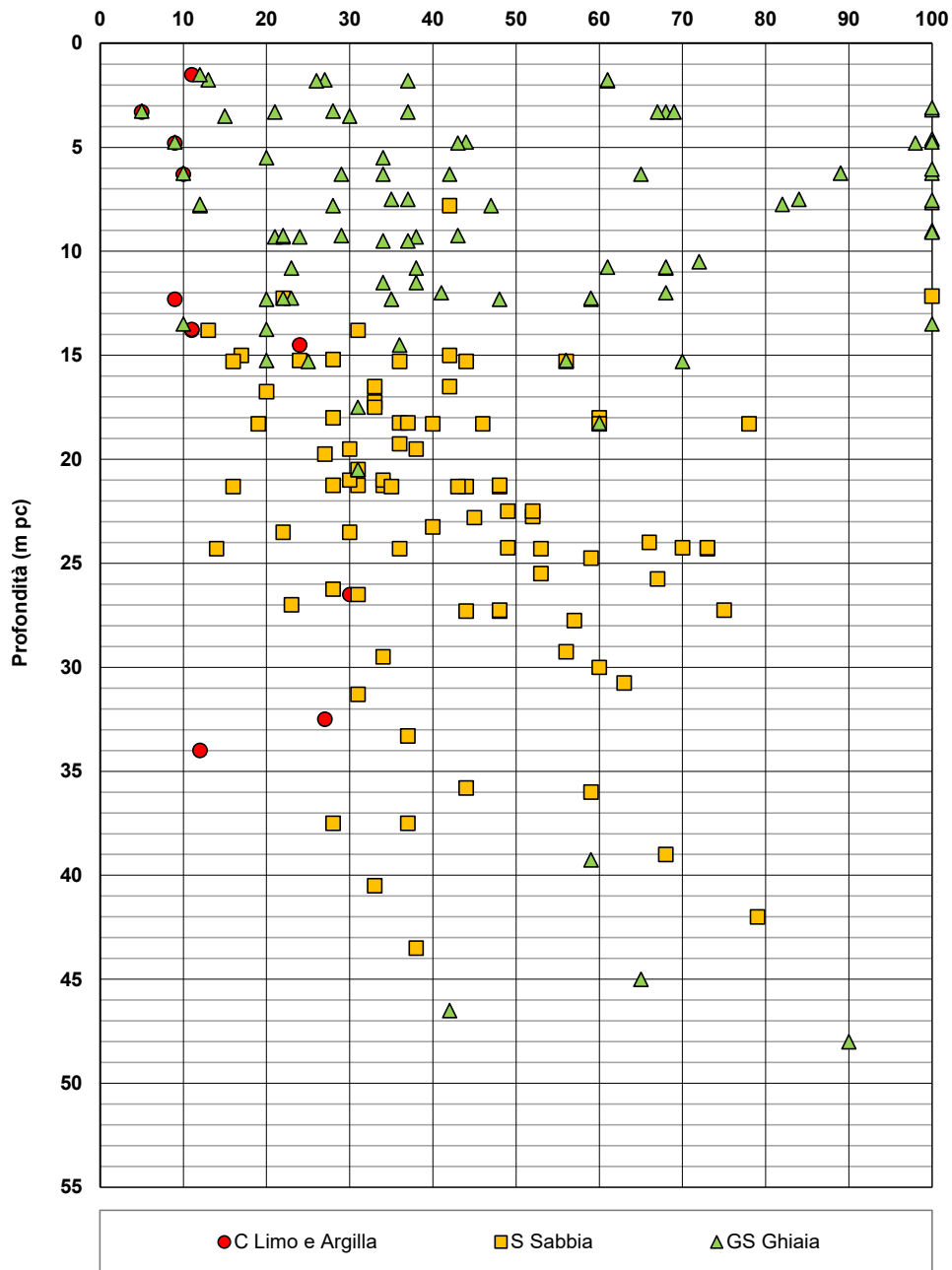


Figura 20 – Esito delle prove SPT tra pk 4+942 e pk 7+600

AV/AC VERONA VICENZA

pk 4+942 - pk 7+600

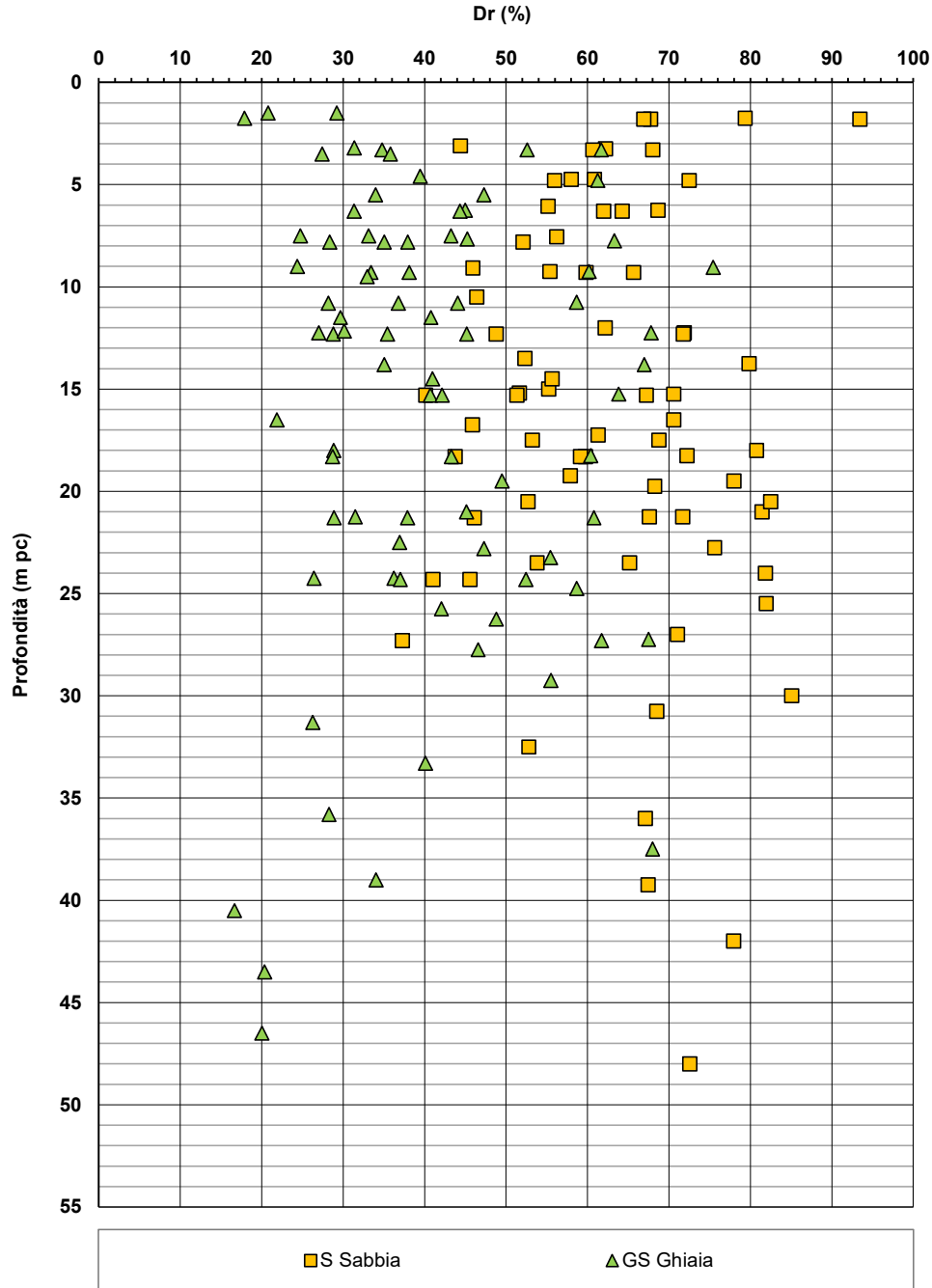


Figura 21 – Densità relativa da prove SPT tra pk 4+942 e pk 7+600

AV/AC VERONA VICENZA

pk 4+942 - pk 7+600

ϕ' (°)

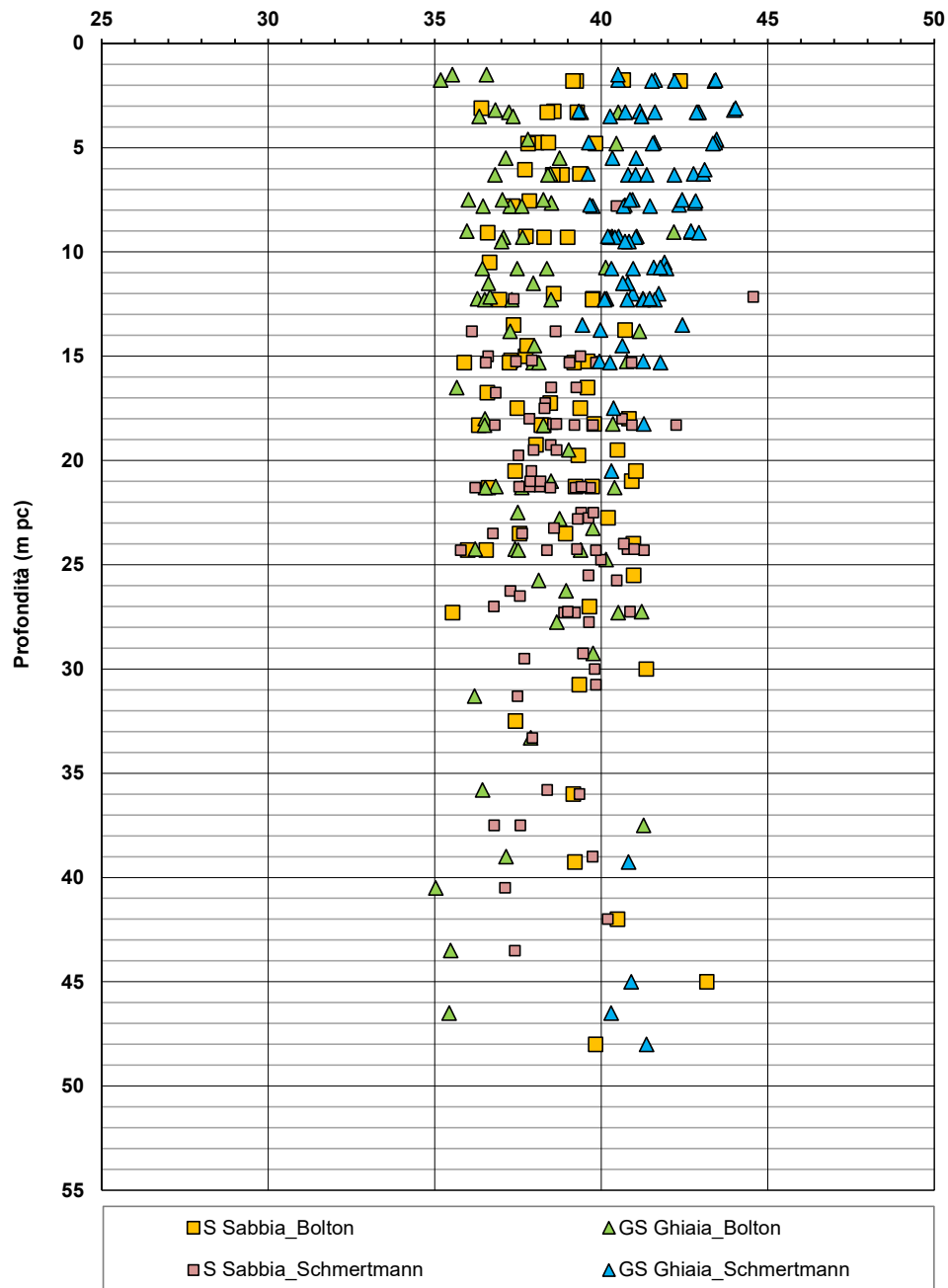


Figura 22 – Angoli di attrito da prove SPT tra pk 4+942 e pk 7+600

AV/AC VERONA VICENZA

pk 4+942 - pk 7+600

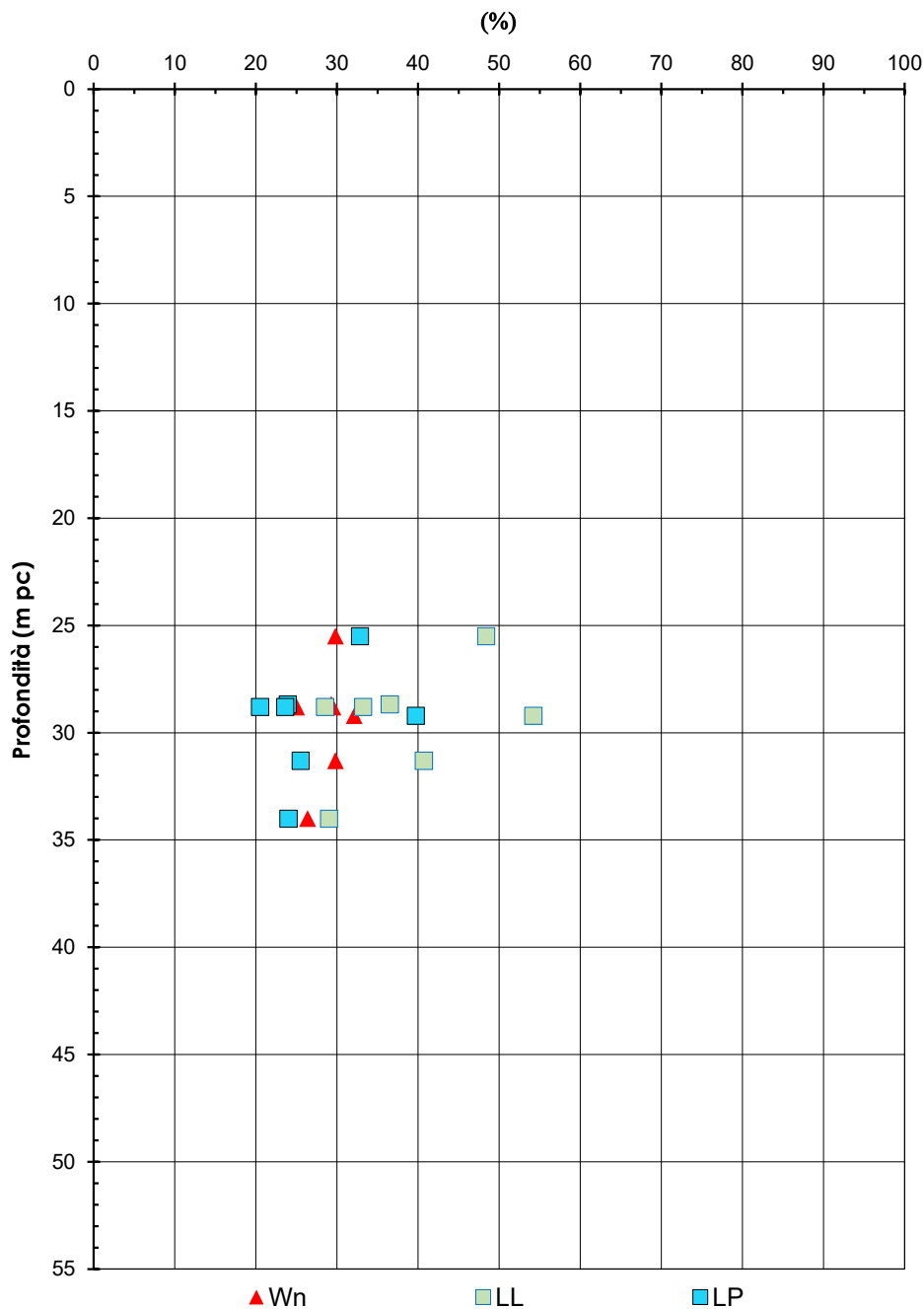


Figura 23 – Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua tra pk 4+942 e pk 7+600

AV/AC VERONA VICENZA

pk 4+942 - pk 7+600

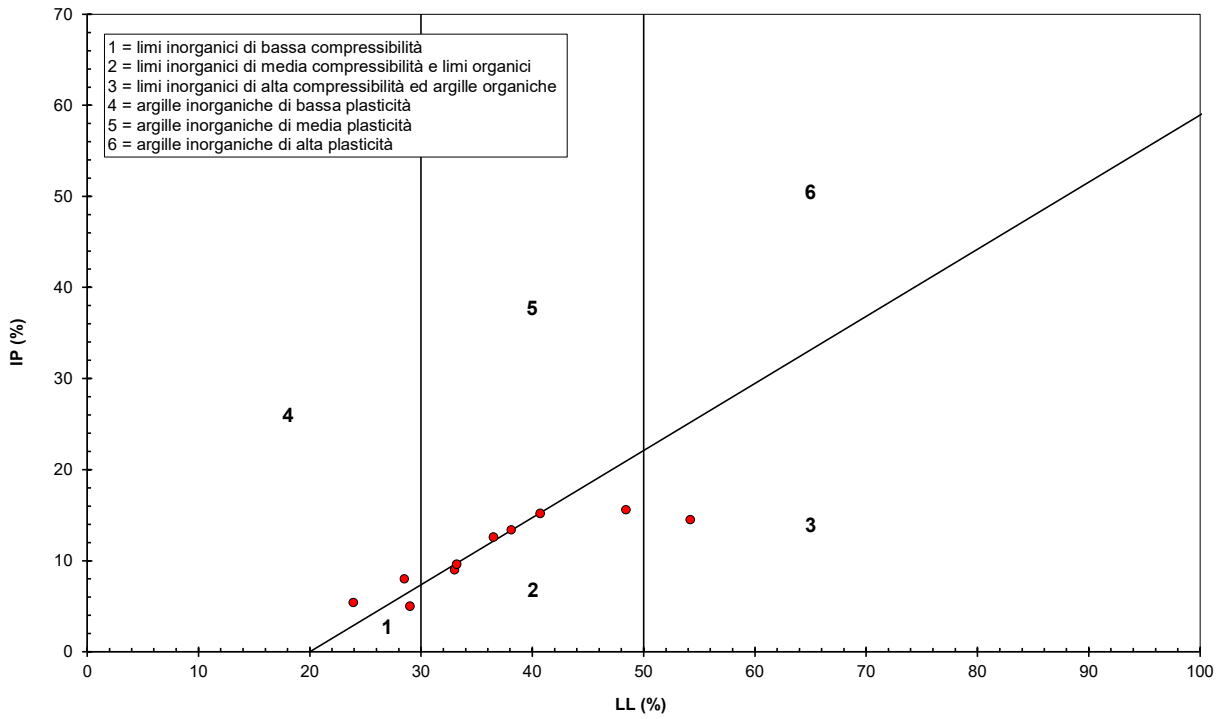


Figura 24 – Carta di plasticità di Casagrande: depositi coesivi tra pk 4+942 e pk 7+600

AV/AC VERONA VICENZA

pk 4+942 - pk 7+600

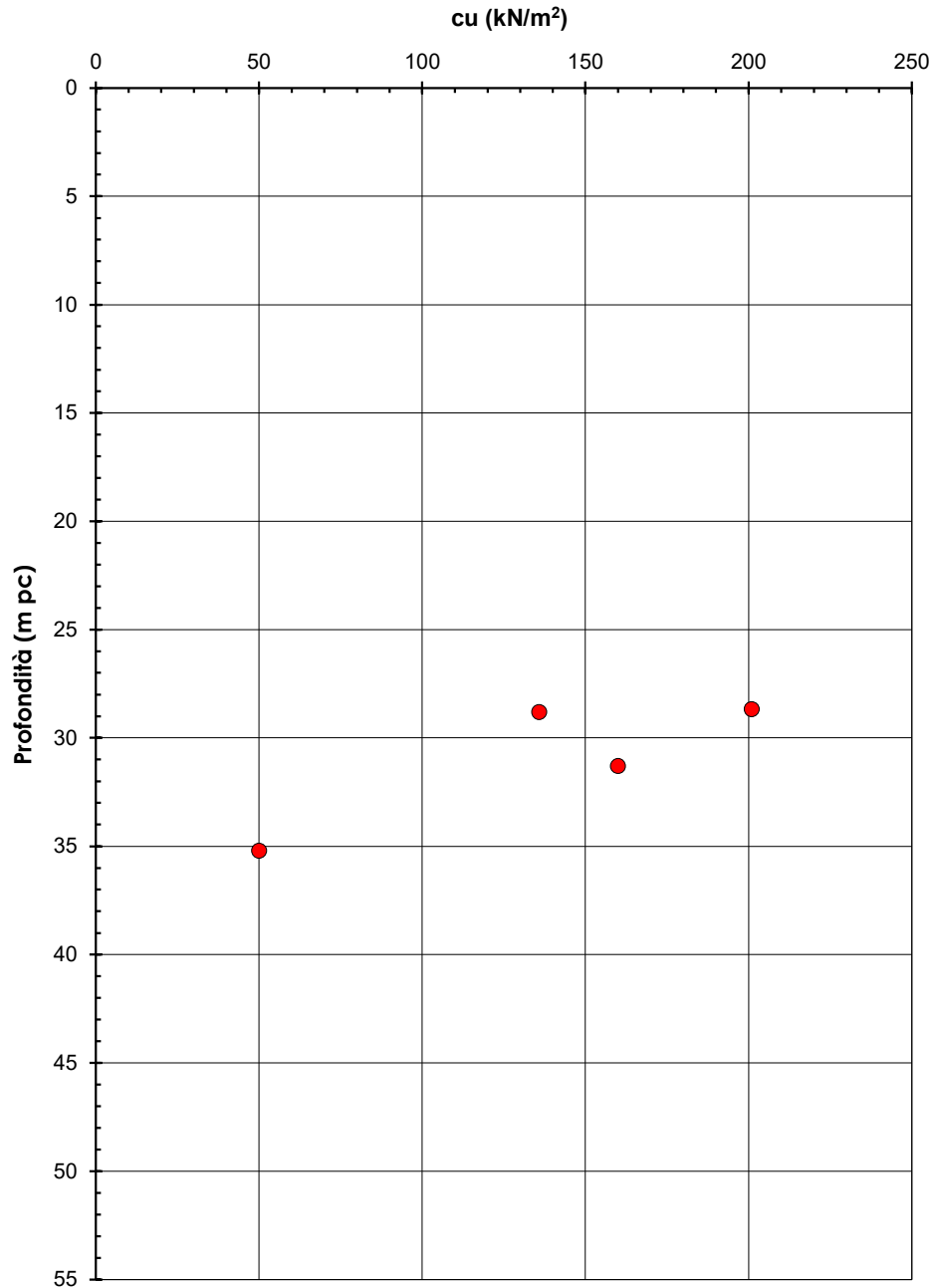


Figura 25 – Resistenza al taglio non drenata dei materiali coesivi profondi tra pk 4+000 e pk 5+879

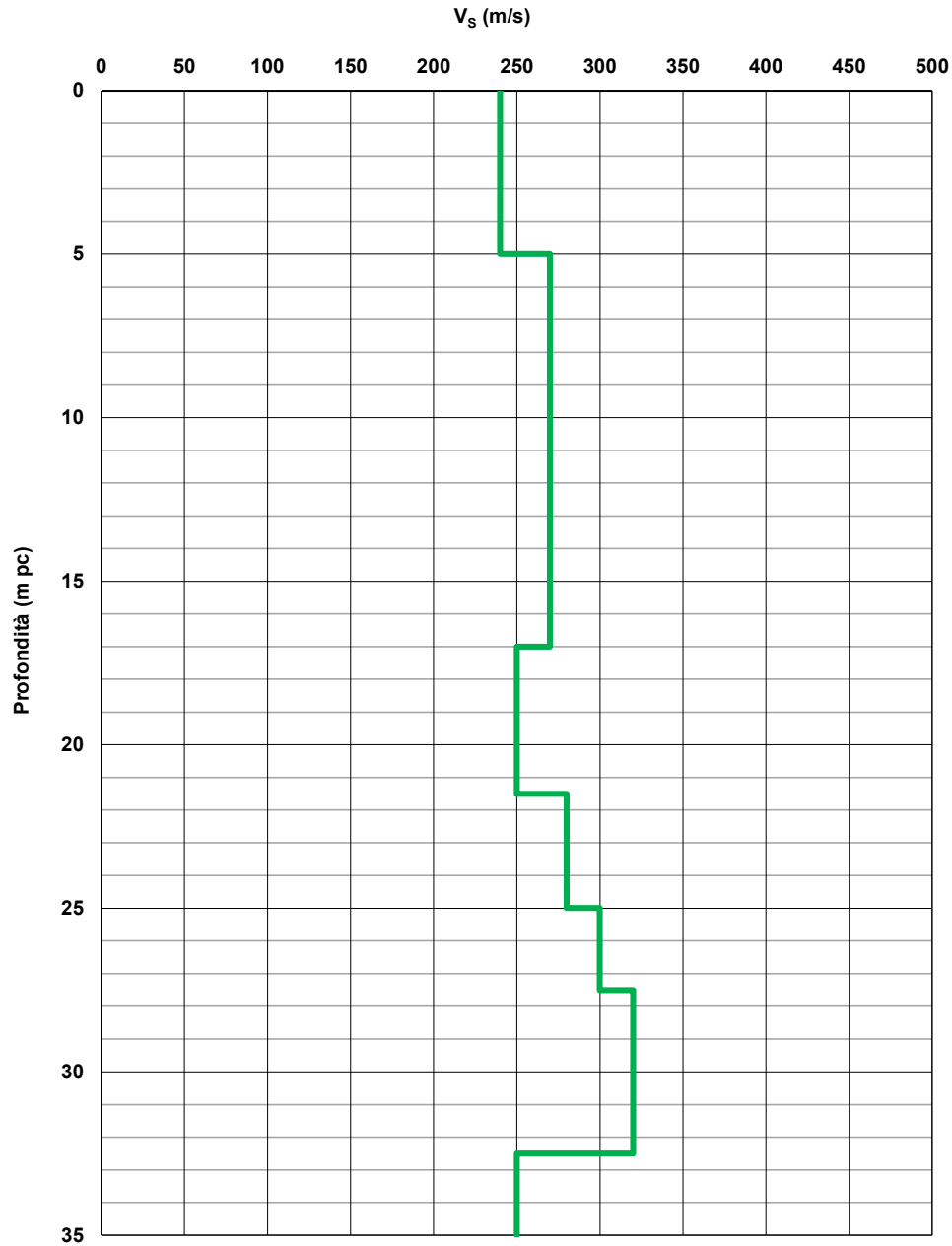
AV/AC VERONA VICENZA**pk 4+000 - pk 5+879**

Figura 26 – Profilo di velocità V_s tra pk 4+000 e pk 5+879 (Doc. rif. [6])

AV/AC VERONA VICENZA

pk 5+879 - pk 7+555

V_s (m/s)

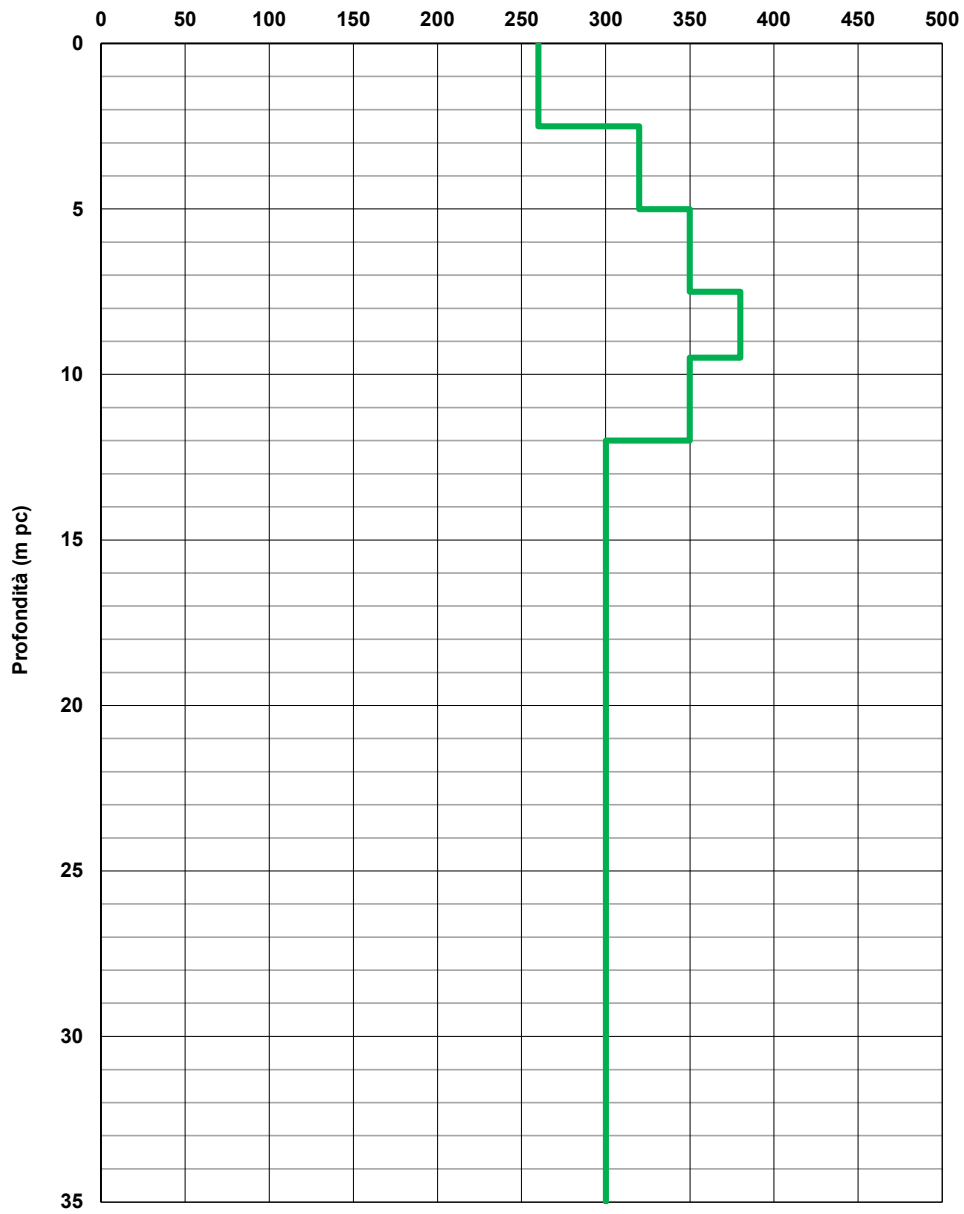


Figura 27 – Profilo di velocità V_s tra pk 5+879 e pk 7+555 (Doc. rif. [6])

AV/AC VERONA VICENZA

pk 4+000 - pk 5+879

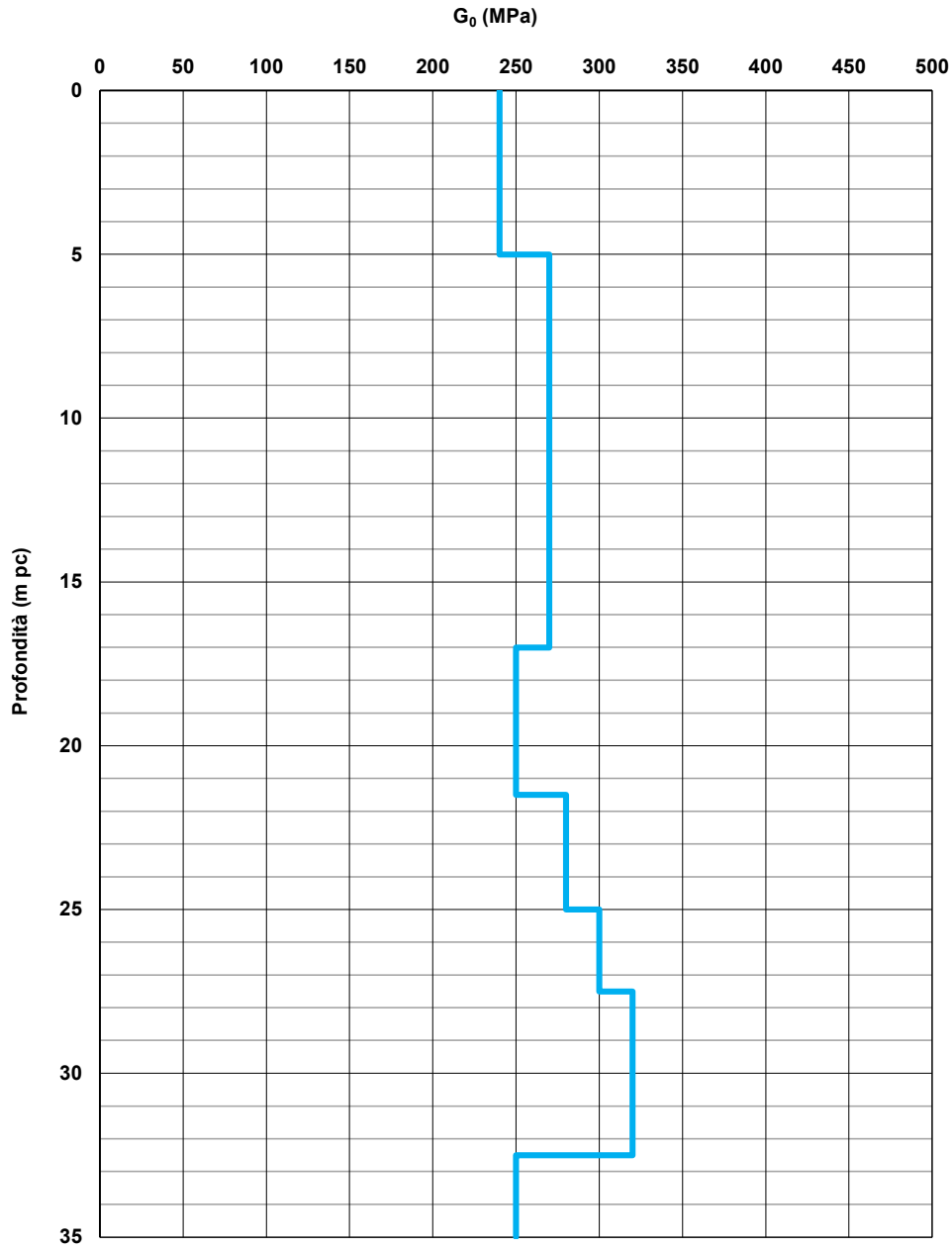


Figura 28 – Modulo di taglio G_0 tra pk 4+000 e pk 5+879

AV/AC VERONA VICENZA

pk 5+879 - pk 7+555

G₀ (MPa)

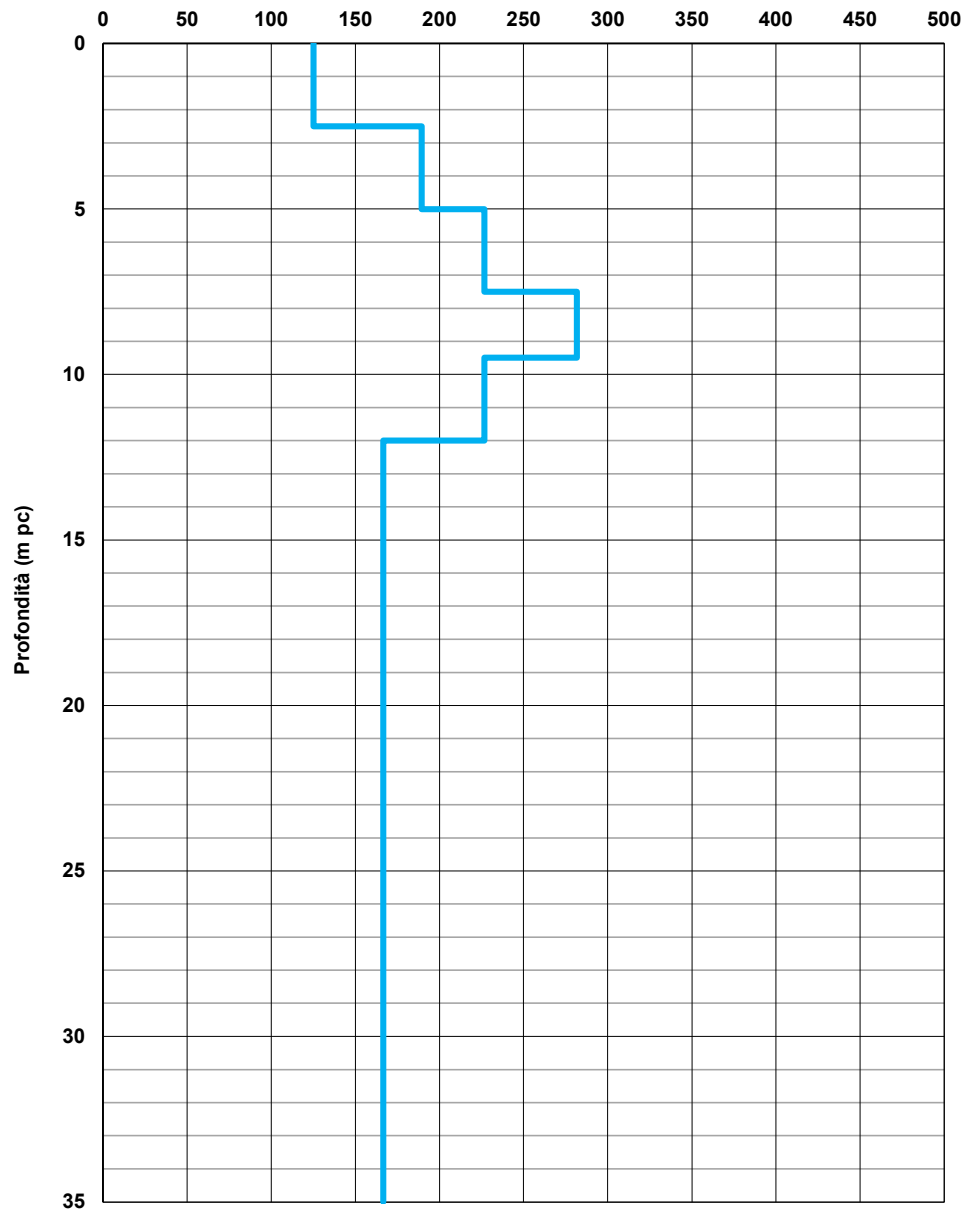




Figura 29 – Modulo di taglio G₀ tra pk 5+879 e pk 7+555

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 65 di 95

6.4 Tratto compreso fra pk 7+660 e pk 10+045

Il tratto in questione riguarda l'intero sviluppo del Viadotto Fibbio. Lungo i 2400 m circa di sviluppo del viadotto sono stati eseguiti sondaggi a carotaggio continuo (BH, SPA, SP e SA), prove penetrometriche dinamiche e statiche (CPTU) e prove cross-hole (CH).



Tabella 16 - Indagini tra pk 7+660 e pk 10+045

Progressiva Pk	Indagini ID	Campagna Anno
7+670	CPTU3 e CPTU3bis	2014/2015
7+670	SPA10	2014/2015
7+692	BH-PE-16-PC	2020-2021
8+050	SPA9bis	2014/2015
8-075	BH-PE-16bis	2020-2021
8+161	BH-PE-17-PC	2020-2021
8+420	SP11 + CH2 + SDA12	2014/2015
8+480	CPTU7	2014/2015
8+675	BH-PE-18bis	2020-2021
8+808	BH-PZ-PE-18-TT	2020-2021
8+850	SPA12bis	2014/2015
9+020	SA203P008	2002
9+240	SPAA13	2014/2015
9+524	BH-PZ-PE-19	2020-2021
9+650	SPA13bis	2014/2015
9+976	BH-PE-20	2020-2021
10+027	SA203P009	2002
10+030	SP14 + CH3 + SDA15	2014/2015
10+030	SP14bis	2014/2015
10+045	CPTU15	2014/2015

Nei primi metri di profondità si individua la presenza di alluvioni recenti di limi sabbiosi e argillosi, talora ghiaioso (unità 3a e 3b). Trattasi di uno strato di composizione eterogenea, avente uno spessore variabile da 2 m a 5 m circa ed all'interno del quale è possibile trovare materiali di riporto o organici. Le resistenze penetrometriche registrate indicano la presenza di alternanze con modesta resistenza alla punta (2-4 MPa), tipica comunque di materiali argillosi compatti e sabbie sciolte o mediamente addensate.

Lo strato sottostante (unità 6) è composto da uno spesso livello di ghiaie e sabbie mediamente addensate, con un contenuto di fini non superiore a 20% (v. Figura 30) ed in cui si registrano N_{SPT} generalmente compresi tra 20 colpi/30cm e 70 colpi/30cm (v. Figura 31); in taluni casi, durante l'esecuzione di prove SPT si raggiungono le condizioni di rifiuto.

A profondità maggiori di 10-15 m da p.c. si riscontra praticamente ovunque un spesso strato di sabbie

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 66 di 95

addensate (unità 4), presente sino alle massime profondità indagate (50 m), caratterizzato da valori di N_{SPT} medio-alti (compresi tra 15 colpi/30cm e 60 colpi/30cm) e $q_c = 10-15$ MPa.

All'interno di tale macro-unità, vi sono numerose lenti di argilla plastica con limo e di limo argilloso compatti e molto compatti, di spessore variabile tra 2 m e 6 m (v. Doc. rif. [7]).

Per quanto riguarda i parametri di resistenza al taglio non drenata degli strati argillosi, le prove di laboratorio, supportate dalla interpretazione dei brevi tratti di prova penetrometrica disponibili, hanno evidenziato il seguente campo di variabilità

$c_u = 60-80$ kPa per le coperture superficiali;

$c_u = 100-150$ kPa per gli strati compresi fra i 15 e i 20 m di profondità;

$c_u = 150-250$ kPa per gli strati argillosi più profondi.

Per quanto concerne i valori dei moduli (operativi) di deformabilità, questi sono stimabili attraverso la correlazione proposta in 5.8.2, e quindi pari a:

$E' = 10-15$ MPa per le coperture superficiali

$E' = 20-30$ MPa per gli strati compresi fra i 15 e i 20 m di profondità



$E' = 40-50$ MPa per gli strati argillosi più profondi

Le figure che seguono forniscono maggiori dettagli circa:

- Densità relativa stimata da prove SPT (v. Figura 32);
- Angolo di attrito stimato da prove SPT (v. Figura 33);
- Limiti di Atterberg e carta di plasticità di Casagrande (v. Figura 34 e Figura 35);
- Velocità delle onde di taglio stimata da prove SPT (v. Figura 36);
- Modulo di taglio a piccole deformazioni, a partire dai valori stimati di V_s (v. Figura 37).

Si osserva quanto segue.

- A profondità maggiori di 3-5 m i depositi sono per buona parte caratterizzati da resistenza penetrometriche SPT maggiori di 20 colpi/30cm e mediamente comprese tra 30 colpi/30cm e 40 colpi/30cm.
- Per l'unità ghiaiosa si calcolano $D_R = 30 \div 70\%$, mentre per le sabbie sottostanti $D_R = 40 \div 70\%$.
- Si stimano angoli di attrito compresi tra 38° e 42° per l'unità ghiaiosa, mentre per gli strati sabbiosi molto addensati le interpretazioni indicano angoli compresi tra 36° e 40° .

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 67 di 95

- Il profilo di Vs derivante dalle interpretazioni illustrate nella Relazione Sismica (Doc. rif. [6]) conferma la presenza di uno strato di depositi di consistenza medio-bassa nei primi metri di profondità, al di sotto del quale giacciono materiali caratterizzati da Vs = 300-350 m/s.
- A partire dai risultati delle indagini sismiche, lo strato di depositi incoerenti risulta essere caratterizzato da un modulo di taglio alle piccole deformazioni (G_0) compreso tra 160 MPa e 230 MPa.

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

AV/AC VERONA VICENZA

pk 7+600 - pk 10+450

Contributi granulometrici (%)

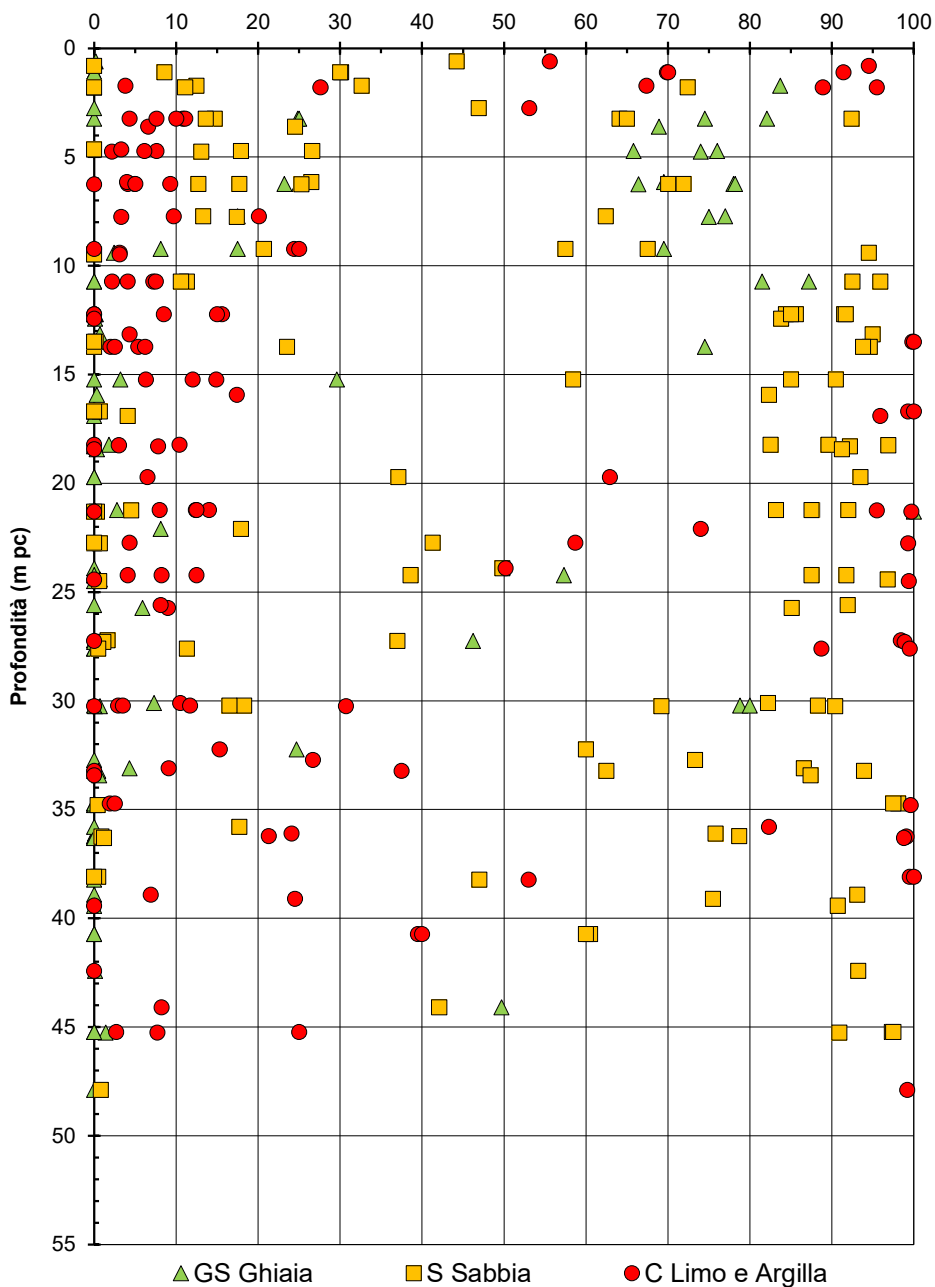


Figura 30 – Sintesi analisi granulometriche tra pk 7+600 e pk 10+450

AV/AC VERONA VICENZA

pk 7+600 - pk 10+450

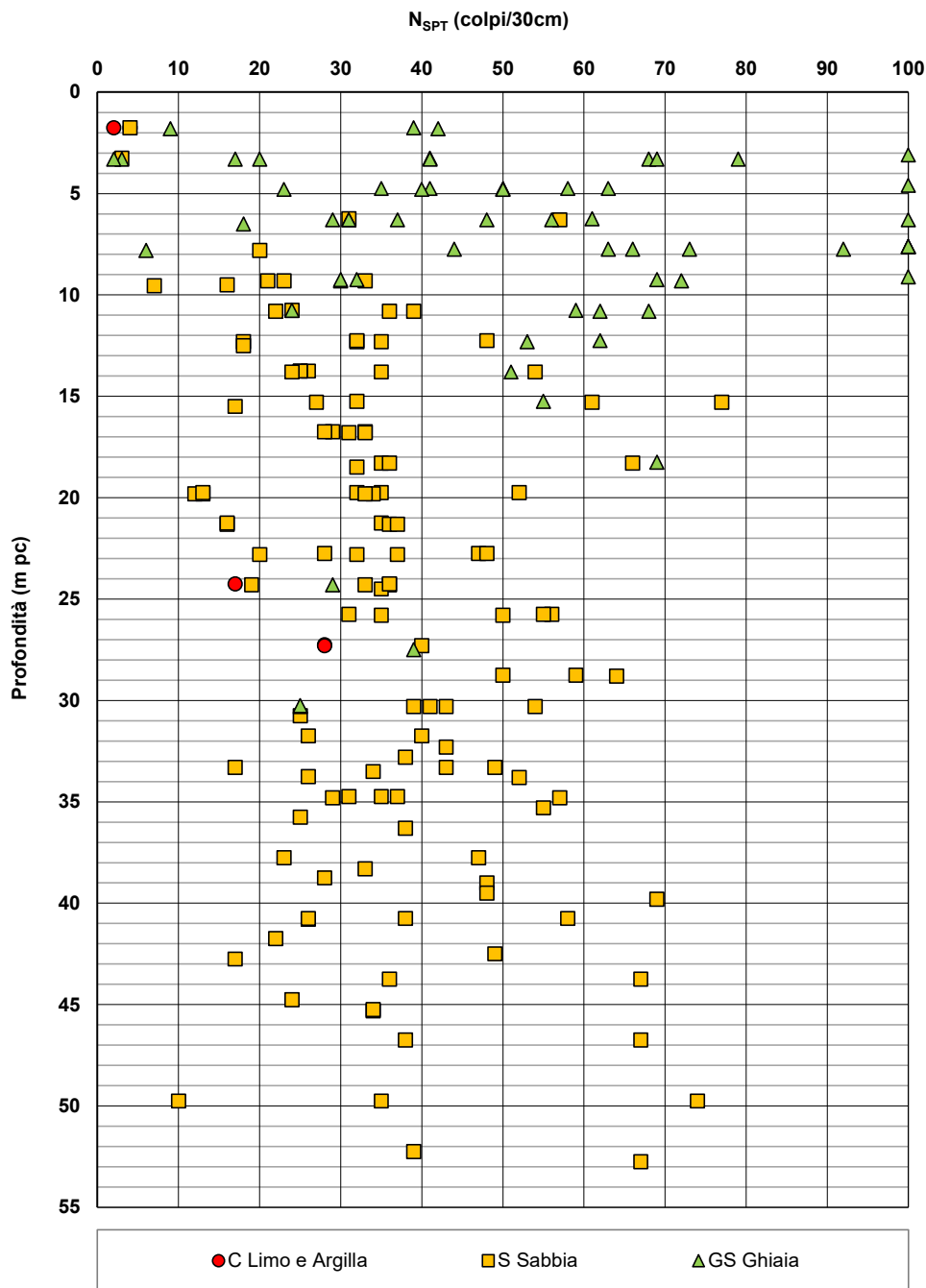


Figura 31 – Esito delle prove SPT tra pk 7+600 e pk 10+450

AV/AC VERONA VICENZA

pk 7+600 - pk 10+450

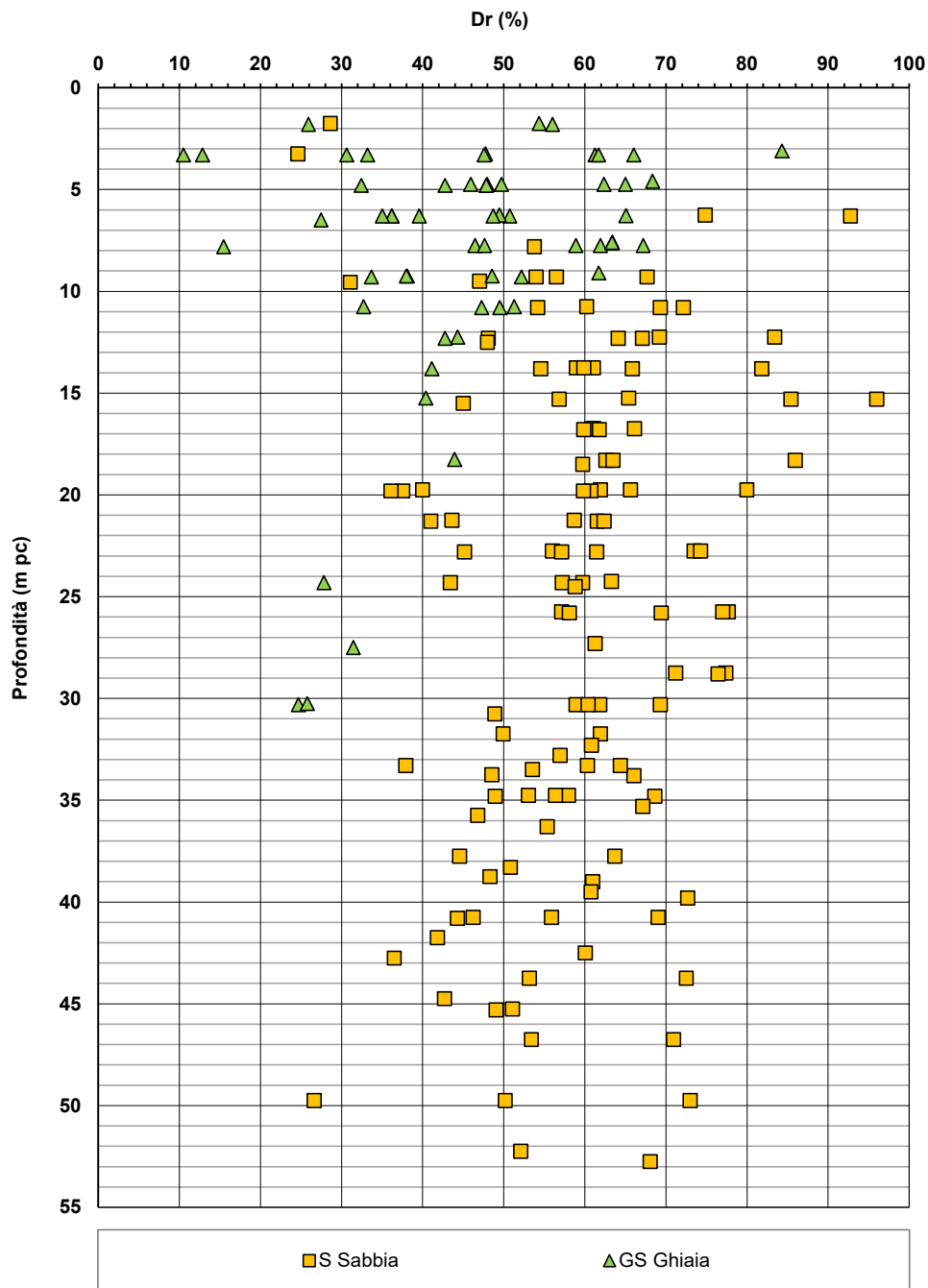


Figura 32 – Densità relativa da prove SPT tra pk 7+600 e pk 10+450

AV/AC VERONA VICENZA

pk 7+600 - pk 10+450

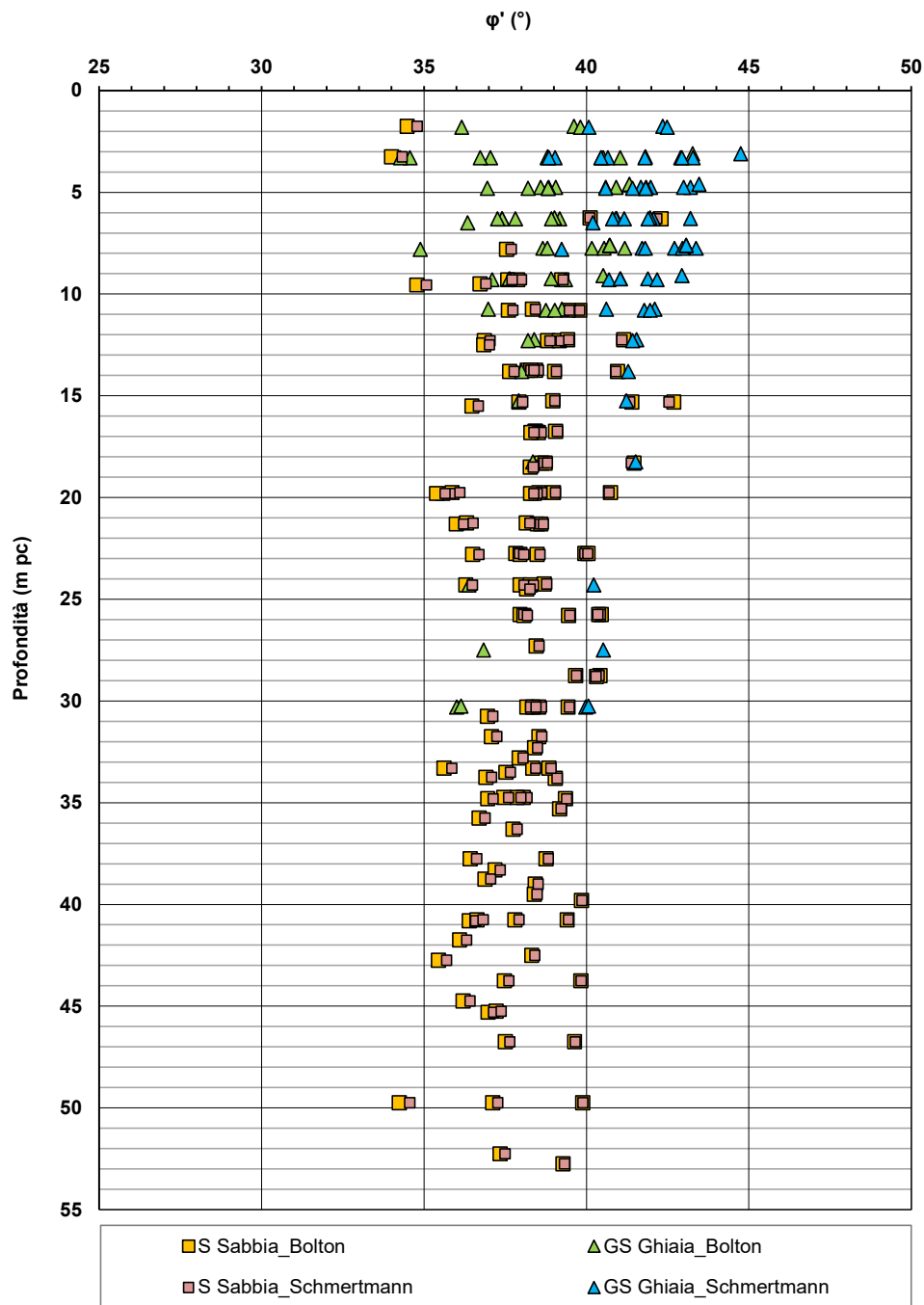


Figura 33 – Angoli di attrito da prove SPT tra pk 7+600 e pk 10+450

AV/AC VERONA VICENZA

pk 7+600 - pk 10+450

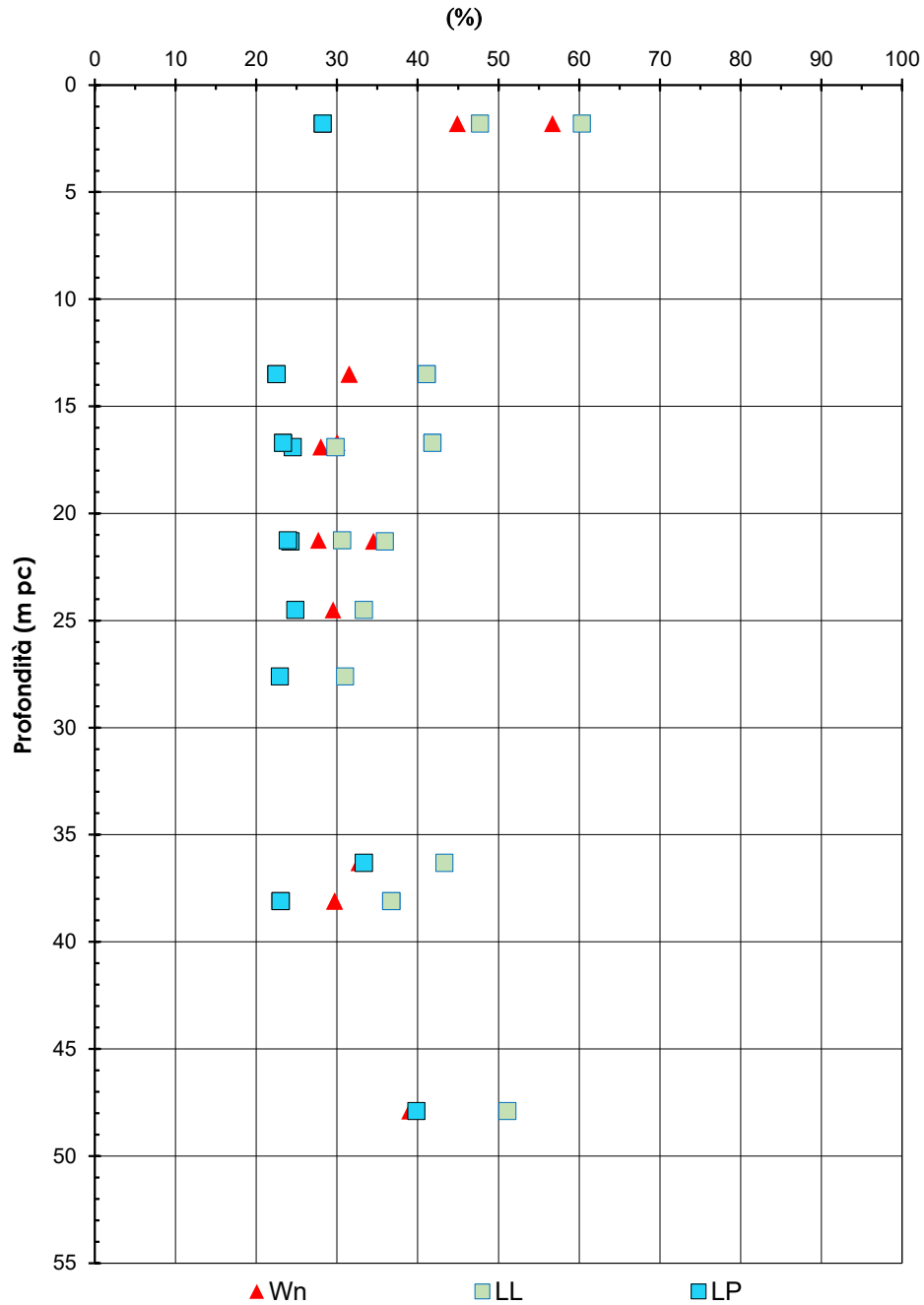


Figura 34 – Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua tra pk 7+660 e pk 10+045

AV/AC VERONA VICENZA

pk 7+600 - pk 10+450

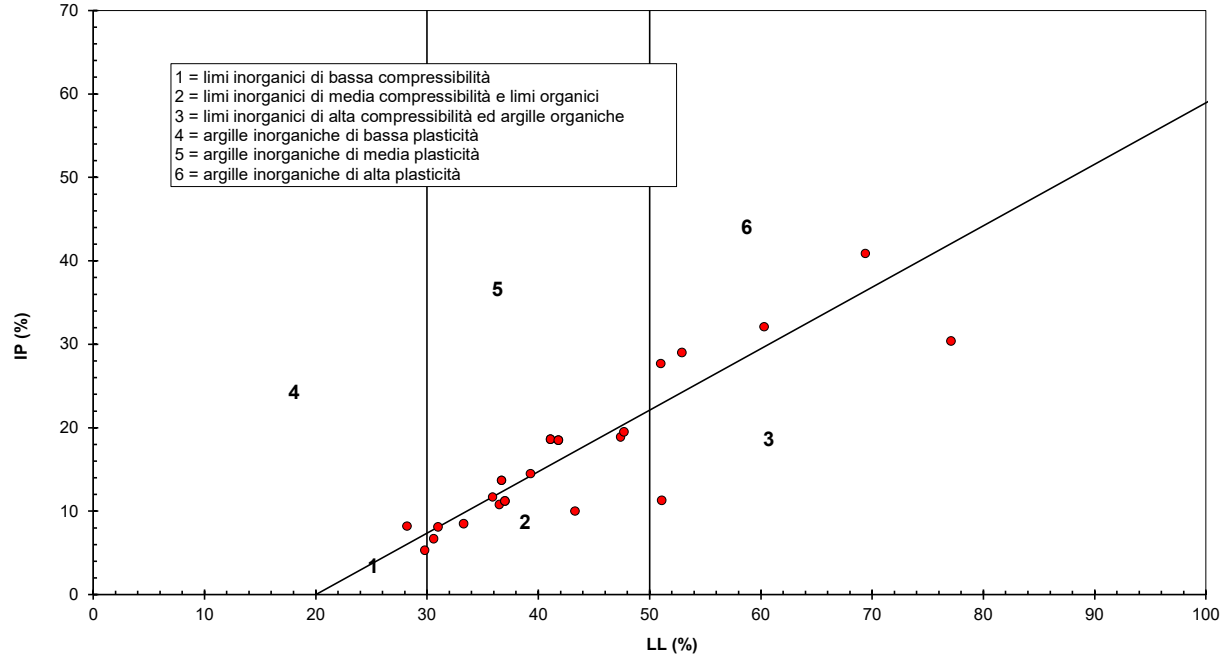


Figura 35 – Carta di plasticità di Casagrande: depositi coesivi tra pk 7+660 e pk 10+045

AV/AC VERONA VICENZA

pk 7+555 - pk 13+240

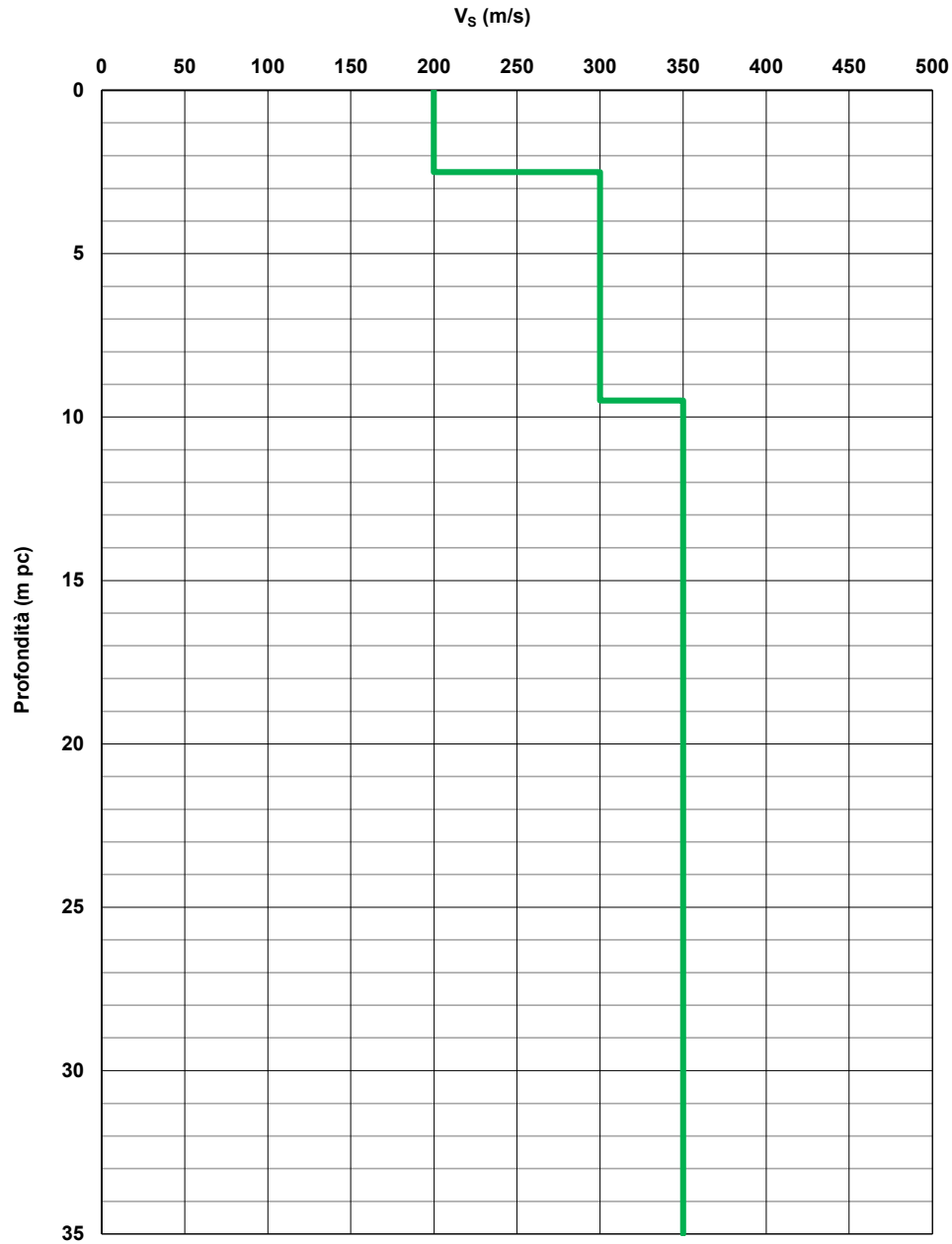


Figura 36 – Profilo di velocità V_s tra pk 7+555 e pk 13+240 (Doc. rif. [6])

AV/AC VERONA VICENZA

pk 7+555 - pk 13+240

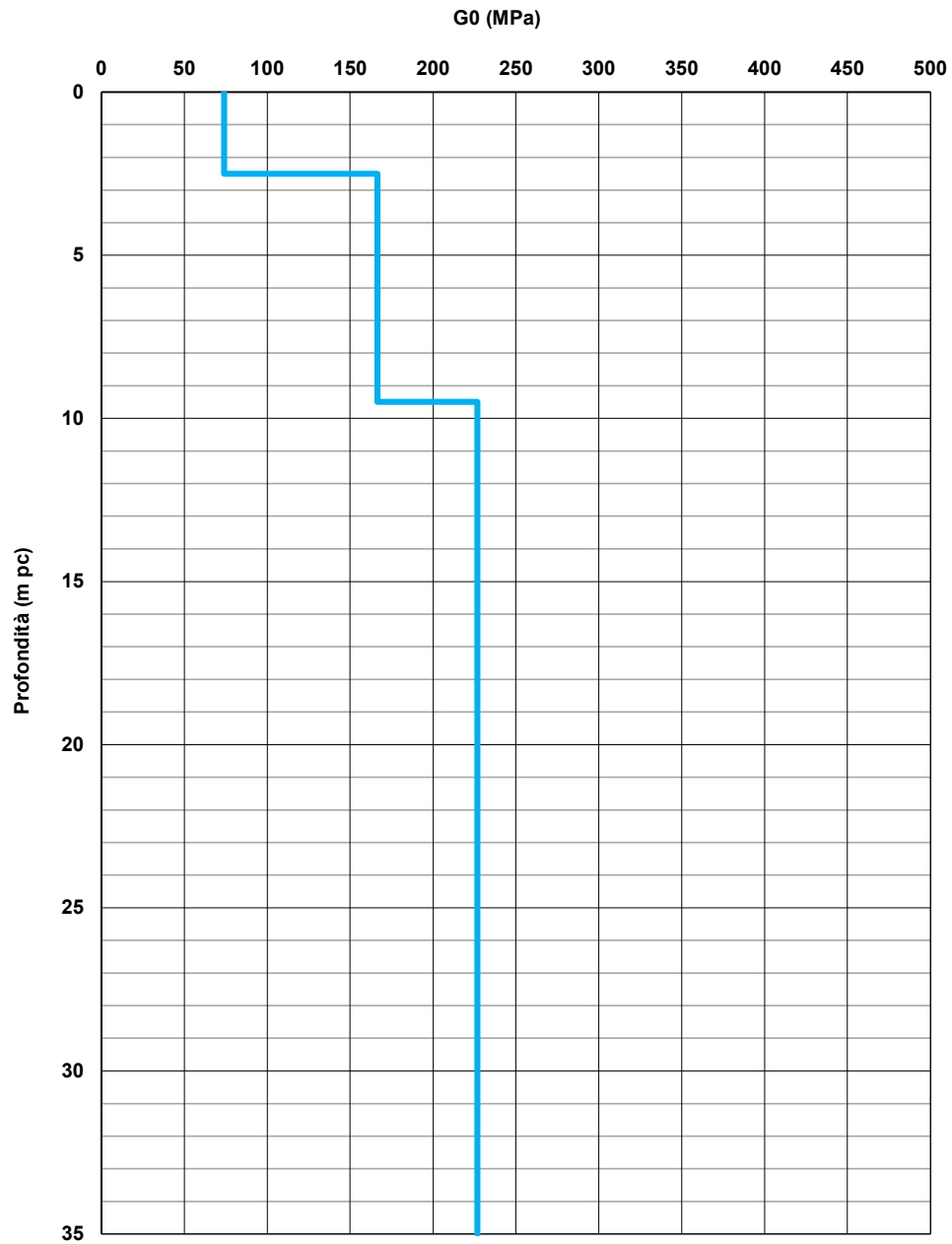




Figura 37 – Modulo di taglio G_0 tra pk 7+555 e pk 13+240

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 76 di 95

6.5 Permeabilità

Nell'ambito del Progetto Esecutivo sono state eseguite numerose prove Lefranc tra le progressive pk 5+300 e pk 8+900 al fine di fornire una stima realistica delle permeabilità dei materiali rinvenuti, in particolar modo nella zona della galleria artificiale e del Viadotto Fibbio.

Per quanto riguarda alla zona della GA01, si rimanda alla relazione Idrogeologica [3].

Per quanto concerne i depositi ghiaiosi superficiali nell'area, per via della composizione estremamente eterogenea, si misurano valori permeabilità comprese tra 5×10^{-5} m/s e 2×10^{-3} m/s nelle unità ghiaiose. I risultati delle prove Lefranc sono riportati nella Tabella 17. Valori comparabili di permeabilità sono stati determinati sulla base delle prove di pompaggio eseguite lungo lo sviluppo della GA01, come illustrato nella Relazione Idrogeologica (Doc. rif. [3]).

In considerazione del campo di variabilità fornito, le attività di progettazione dovranno essere sviluppate 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. [3]) ed alle Relazioni Geotecniche delle singole WBS.

Tabella 17 – Risultati prove Lefranc

Sondaggio n°	Profondità (m da pc)		livello falda (m da pc)	Litologia*	k (m/s)
	da	a			
BH-PE-74	6.8	7.3	5	A(L) / L(A)	3.97E-06
BH-PE-74	8.5	9	5	A(L) /L	8.23E-07
BH-PE-74	12	12.8	5	GS	4.77E-05
BH-PE-10	5.5	6	-	-	2.44E-04
BH-PE-10	9.5	10	-	-	2.02E-04
BH-PE-10	13.5	14	12	-	1.16E-04
BH-PE-10	16.5	17	9	-	2.95E-05
BH-PE-10	19.5	20	9	-	3.10E-05
BH-PE-11	12	12.5	7.8	G(S)	4.81E-05
BH-PE-11	15	15.5	7.8	S(L)	6.19E-06
BH-PE-11	18	18.5	7.8	S(L)	6.87E-06
BH-PE-11	25	25.5	7.8	S[L]	9.93E-06
BH-PE-11	31.5	32	7.8	A(L) / L(S)	6.15E-07
BH-PE-13	11.8	12	7.9	G[S]	4.64E-05
BH-PE-13	14.8	15	7.9	G[S]	5.63E-05

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica



EI2RBGE0000001B

Foglio

77 di 95

Sondaggio n°	Profondità (m da pc)		livello falda (m da pc)	Litologia*	k (m/s)
	da	a			
BH-PE-13	19	18	7.7	S(L)	3.39E-06
BH-PE-13	21	22	7.7	S[L]	3.90E-06
BH-PE-13	31.5	32	7.7	A(L) / L(S)	6.25E-07
BH-PE-14	11.7	12	9	-	1.18E-02
BH-PE-14	14.7	15	9.5	-	6.12E-03
BH-PE-14	19.7	20	9.5	-	6.07E-03
BH-PE-14	32.7	33		-	9.99E-03
BH-PE-14	33	33.5	9	-	8.40E-06
BH-PE18	2.3	2.5	1.35	G(S)	6.39E-05
BH-PE18	4.3	4.5	1.35	G(S)	1.42E-04
BH-PE18	7.3	7.5	1.35	G(S)	1.52E-04

* Doc. rif. [7]

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)		Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 78 di 95

7. RIASSUNTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Lo studio svolto 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 nelle Tabelle seguenti (da Tabella 18 a Tabella 20).

Si rimanda alle relazioni geotecniche delle singole opere per maggiori dettagli circa la stratigrafia assunta e i valori dei parametri geotecnici di progetto considerati dal progettista.

Tabella 18 - Parametri geotecnici caratteristici per la tratta dalla 0+000 alla 4+942

Unità	γ (kN/m ³)	Dr (%)	ϕ' (°)	Vs (m/s)	G0 (MPa)	E' (MPa)	c _u (kPa)	σ'_p (kPa)
3a	18-19		28-32			10-15		
3b	18-19		26-28			5-12	30-60	
6	19-20	35-60	39-42	250-400	120-250	-	-	-
4	19-20	55-80	37-41	350-450	150-250	-	-	-
2	19-20	-	-	-	-	20-40	100-200	-

Tabella 19 - Parametri geotecnici caratteristici per la tratta dalla 4+942 alla 7+600

Unità	γ (kN/m ³)	Dr (%)	ϕ' (°)	Vs (m/s)	G0 (MPa)	E' (MPa)	c _u (kPa)	σ'_p (kPa)
R	18-19		28-30					
3a	18-19		28-32			10-15		
3b	18-19		26-28			5-12	30-60	
6	19-20	35-65	39-42	240-300	120-180	-	-	-
4	19-20	40-80	37-41	250-300	150-200	-	-	-
2	19-20	-	-	-	-	20-40	100-200	>500





GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 79 di 95

Tabella 20 - Parametri geotecnici caratteristici per la tratta dalla 7+600 alla 10+045

Unità	γ (kN/m ³)	Dr (%)	ϕ' (°)	Vs (m/s)	G0 (MPa)	E' (MPa)	c _u (kPa)	σ'_p (kPa)
3a	18-19		28-32			10-15		
3b	18-19		26-28			6-12	40-60	
6	19-20	30-70	38-42	-	160-230	-	-	-
4	19-20	40-70	36-40	300-350	80-100	-	-	-
2		<15 m profondità				10-15	60-80	-
	19-20	Tra 15 m e 20 m di profondità				20-30	100-150	-
		>20 m profondità				40-50	150-250	-



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 80 di 95

8. PROBLEMATICHE DI LIQUEFAZIONE

La tematica della liquefazione è affrontata nel dettaglio nella Relazione sulla modellazione sismica del sito e pericolosità sismica di base (Doc. rif. [5]). Ad esso si rimanda per il dettaglio sulle metodologie adottate per le verifiche e sui risultati delle analisi.

Sulla base dell'esame dei dati contenuti nella relazione citata, per il tratto in esame si conclude quanto segue.

- Tra le progressive pk 0+000 e pk 10+000, la prevalenza per porzioni stratigrafiche significative della formazione 6 (ghiaia grossolana) porta a valori N_{SPT} elevati (superiori alla soglia di 30, prima della normalizzazione), tanto da rendere sporadica e limitata a spessori metrici la locale presenza di punti con $FL < 1.25$, generalmente all'interno della formazione delle sabbie medie tra 12 e 17 m di profondità, senza una rilevante continuità laterale del fenomeno.
- In corrispondenza della progressiva pk 5+640 si evidenzia un'unica prova con risultati penalizzanti tra i 12 e i 24 m di profondità, con FL compreso tra 0.75 e 1.1 (sondaggio SP6), anche qui limitata da analisi condotte su sondaggi limitrofi che non confermano tale suscettibilità. Altresì, nell'intorno della prova SP6 sono state condotte due prove di tipo cross-hole (CH-PE-10 e, nelle immediate vicinanze, CH-PE-11,) che indicano valori di V_s compresi tra 200 e 300 m/s. Per tali valori di V_s , il criterio di liquefacibilità di sabbie non cementate di Andrus & Stokoe ([29]), indica una non suscettibilità a tale fenomeno, permettendo di limitare il risultato di questa prova ad un eventuale fenomeno locale. Sulla base di tali dati, non si profilano, a parere degli scriventi, rilevanti impatti di questo eventuale fenomeno locale sulla progettazione della GA01.
- Più oltre, nell'intorno della progressiva 7+670 circa, si osserva una prova CPTU 3/3bis con valori di $FL = 0.5$ tra 0 e 5 m di profondità, solo parzialmente confermata dalle analisi su prove SPT limitrofi (con singoli punti localizzati vicini alla superficie). Anche qui, il criterio basato sulle velocità V_s (sempre superiori a 250 m/s) permettono di considerare come eventuale e comunque locale il fenomeno e quindi trascurabile ai fini della progettazione.
- Nel suo complesso, nella porzione di tracciato tra 0+000 e 10+000 il fenomeno della liquefazione può essere considerato, alla scala del progetto, come sostanzialmente marginale, con singoli accadimenti con $FL < 1.25$, non correlati tra prove adiacenti.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 81 di 95

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 21).

Tabella 21 – 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 38.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 82 di 95

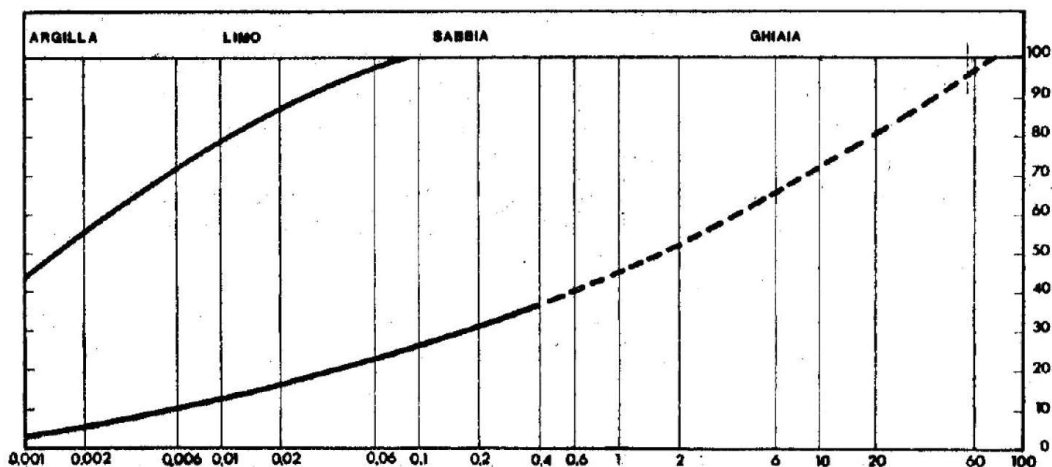


Figura 38 – Fusus granulometrico delle terre per la stabilizzazione con calce (CNR B.U. 36)

Come indicato nella Tabella 21, sono ammesse anche granulometrie non ricadenti nel fusus citato, anche con valori inferiori di plasticità, purché ne venga dimostrata l'ideoneità 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 2.5 m di profondità da p.c..

Il grafico della Figura 39 mostra i valori del contenuto di fine determinati per profondità fino a 2.5 m da p.c.. Come si può vedere, il contenuto di fini (<math>< 0.063 \text{ mm}</math>) risulta spesso minore del 25%, valore limite inferiore del fusus granulometrico di Figura 38 (CNR B.U. 36), a conferma di quanto emerso dalla caratterizzazione geotecnica generale della tratta, che vede la prevalenza di materiali granulari anche a piccola profondità.

La Figura 40 mostra l'andamento dei valori dell'indice di plasticità IP nei primi 2.5 m di profondità, determinato su campioni prelevati nei sondaggi e nei pozzetti esplorativi eseguiti lungo la tratta. I campioni relativi a livelli coesivi, seppur in numero ridotto, risultano conformi ai requisiti di accettazione di Tabella 21 (IP > 10).

Dunque, anche se le caratteristiche granulometriche e di plasticità della maggior parte dei campioni superficiali in questa tratta appaiono incompatibili con i requisiti minimi di accettazione delle terre per la stabilizzazione a calce, sono presenti localmente dei livelli coesivi (appartenenti alla unità 3b) con caratteristiche favorevoli nei confronti di questa tipologia di trattamento.

AV/AC VERONA VICENZA

Pk 0+000 ÷ 10+050

Contenuto di limo e argilla FC (%)

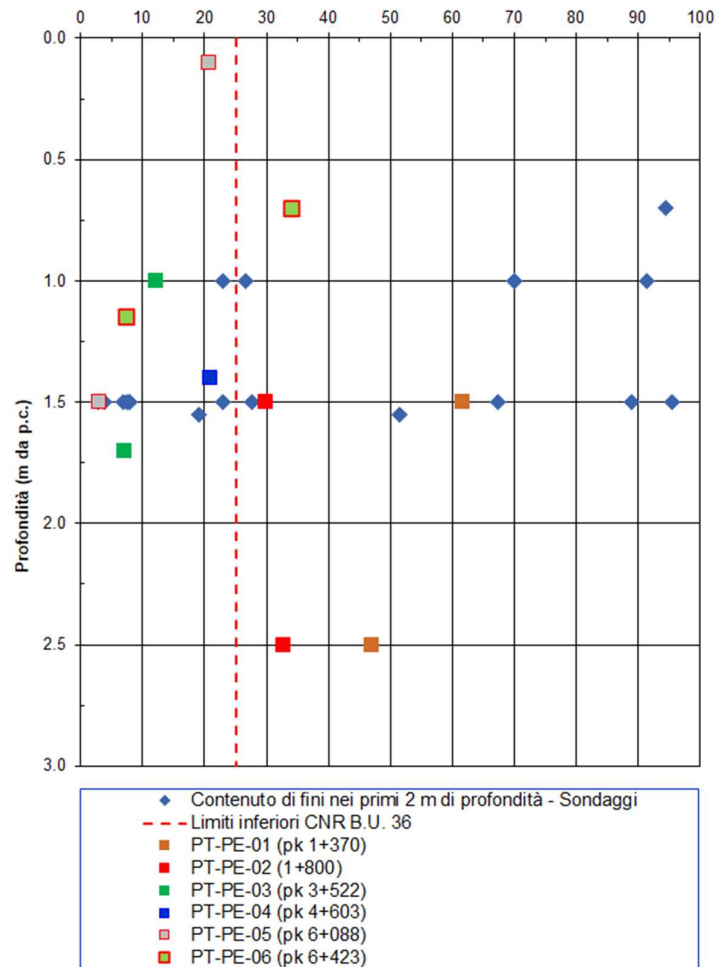




Figura 39 – Contenuto di fini dei campioni superficiali di terreno (0.0 ÷ 2.5 m)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000001B	Foglio 84 di 95

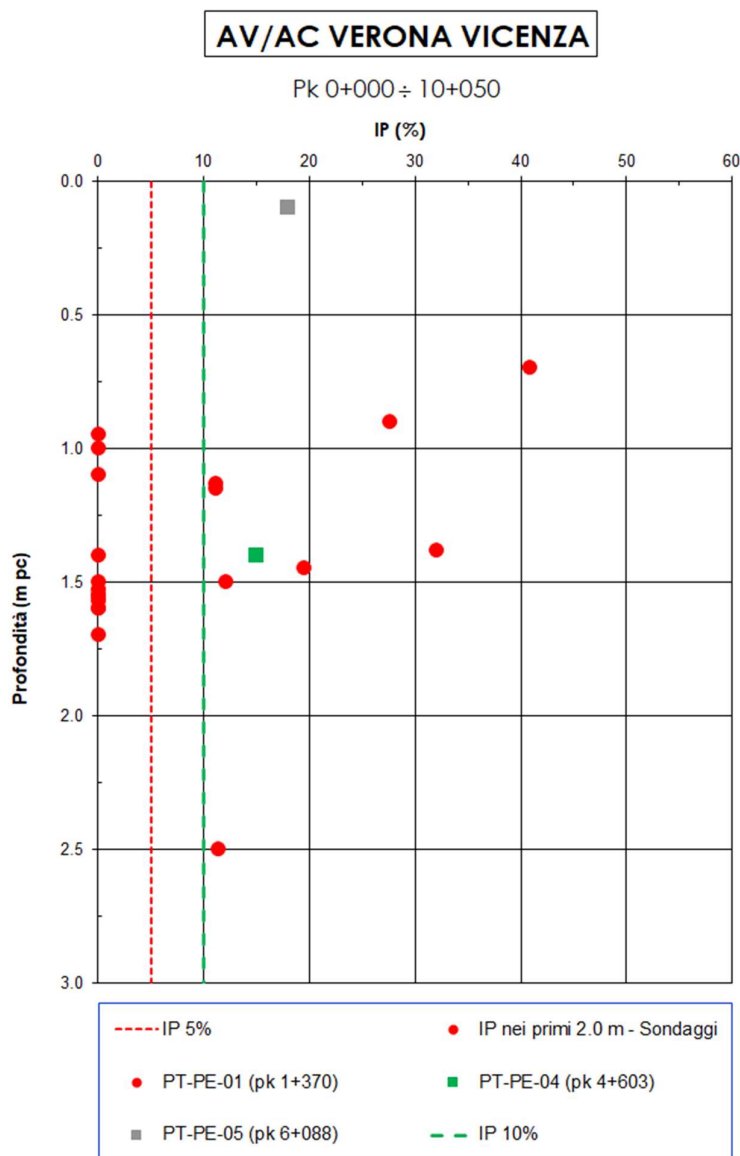


Figura 40 – IP dei campioni superficiali di terreno (0.0 ÷ 2.5 m)

Per quanto riguarda i limiti di accettazione per i solfati, le informazioni generali disponibili indicano valori di concentrazione sui campioni superficiali (0.0 ÷ 2.0 m) generalmente inferiori o pari allo 0.01 %, compatibili con quanto indicato in Tabella 21. 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% e il 4.4% (mediamente 3%), come era lecito attendersi in terreni sottoposti ad intenso uso agricolo; si tratta di valori compatibili con il trattamento, previa idonea sperimentazione per la determinazione della miscela ottimale (un maggior contenuto di sostanza organica comporta una maggiore richiesta di calce).

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 infatti, la curva granulometrica ricade nel fuso di riferimento (Figura 41).

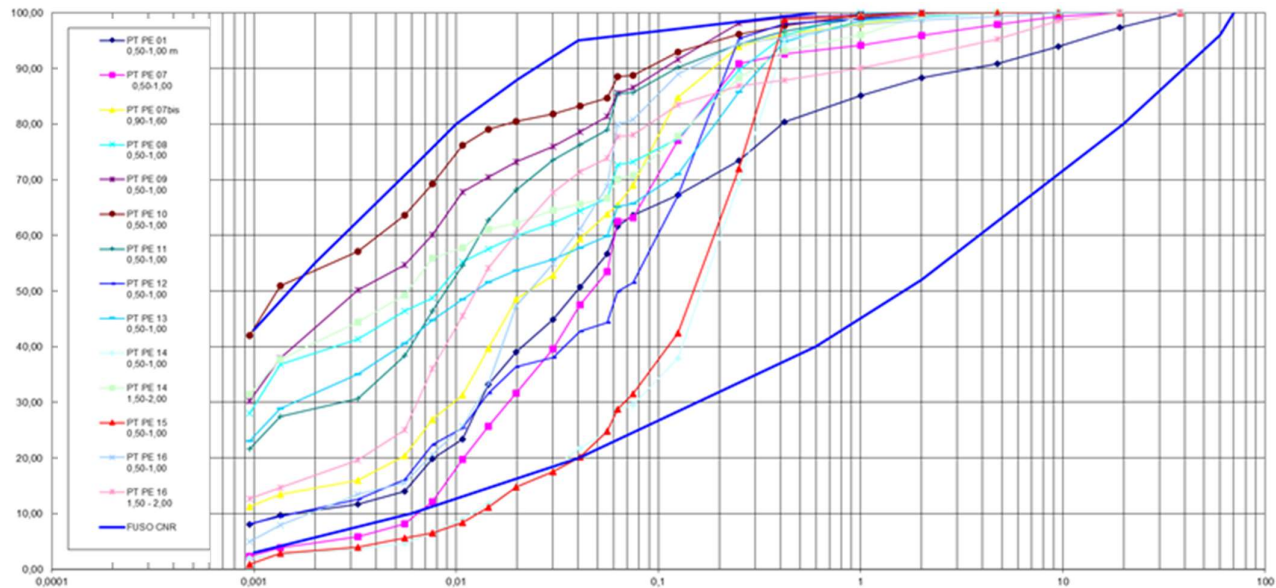


Figura 41. Curve granulometriche dei campioni prelevati dai pozzetti dislocati lungo la linea.

Ad oggi sono disponibili soltanto i risultati relativi al campione prelevato nel pozzetto PT-PE-7bis, posizionato alla progressiva Pk 20+013 (quindi non nella tratta in oggetto): si tratta di materiale di tipo A7-6 con un consumo iniziale di calce (CIC) pari all'1.5%. I risultati ottenuti sono positivi (Tabella 22), 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 relativi ai rimanenti campioni 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 paragrafo 18.6.3.2 e 18.6.3.3 del Capitolato RFI citato, inclusa la realizzazione di campi prova sperimentali.

Tabella 22 – 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.)	0,90-1,60	0,90-1,60	0,90-1,60	0,90-1,60
Descrizione	Limo con sabbia argilloso marrone rossiccio	Limo con sabbia argilloso marrone rossiccio	Limo con sabbia argilloso marrone rossiccio	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 0+000 a 10+050)	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	10	EI2RBGE0000001	A

ALLEGATI

GENERAL CONTRACTOR





ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)	Progetto	Lotto	Codifica	Foglio
	IN17	10	EI2RBGE0000001B	88 di 95

ALLEGATO 1 - PLANIMETRIE TRACCIATO ED UBICAZIONE DELLE INDAGINI

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000001</p>	<p>A</p>

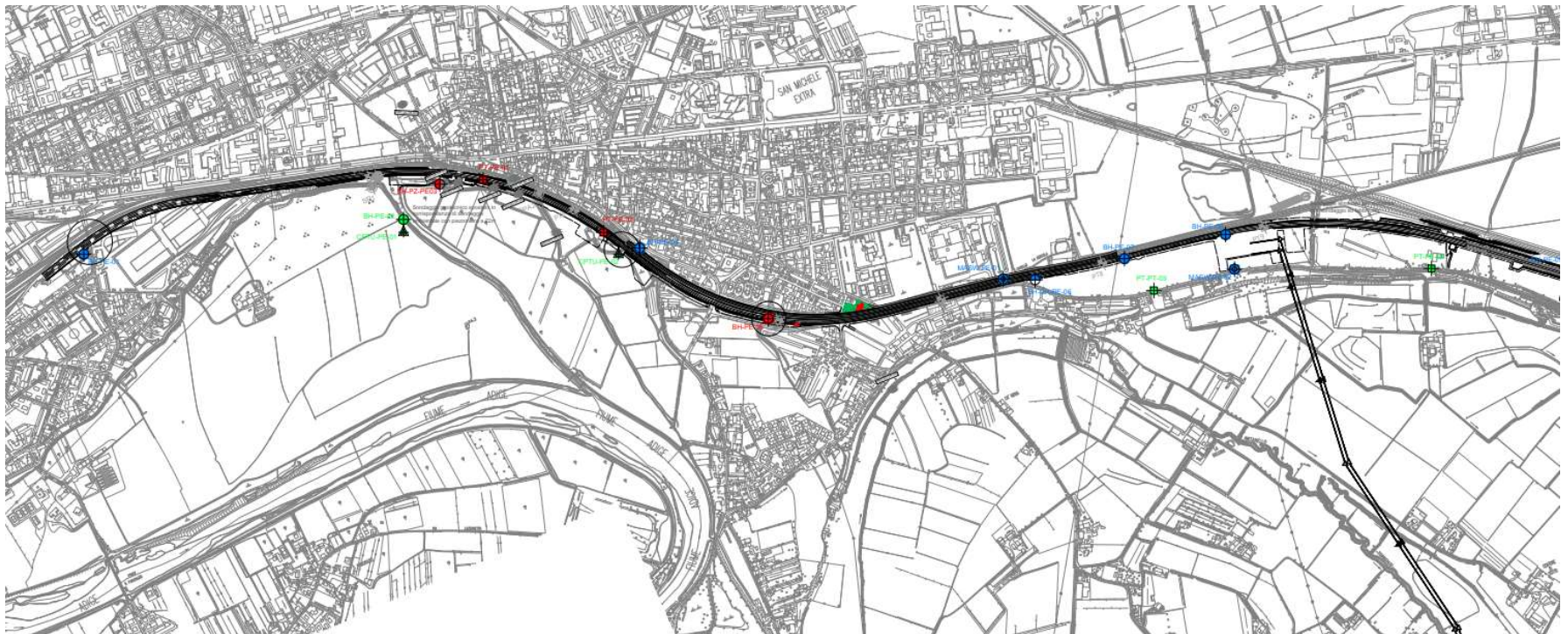


Figura 42 – Planimetria tracciato ed ubicazione indagini tra pk 0+000 e pk 4+375

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE000001B

Foglio

90 di 95

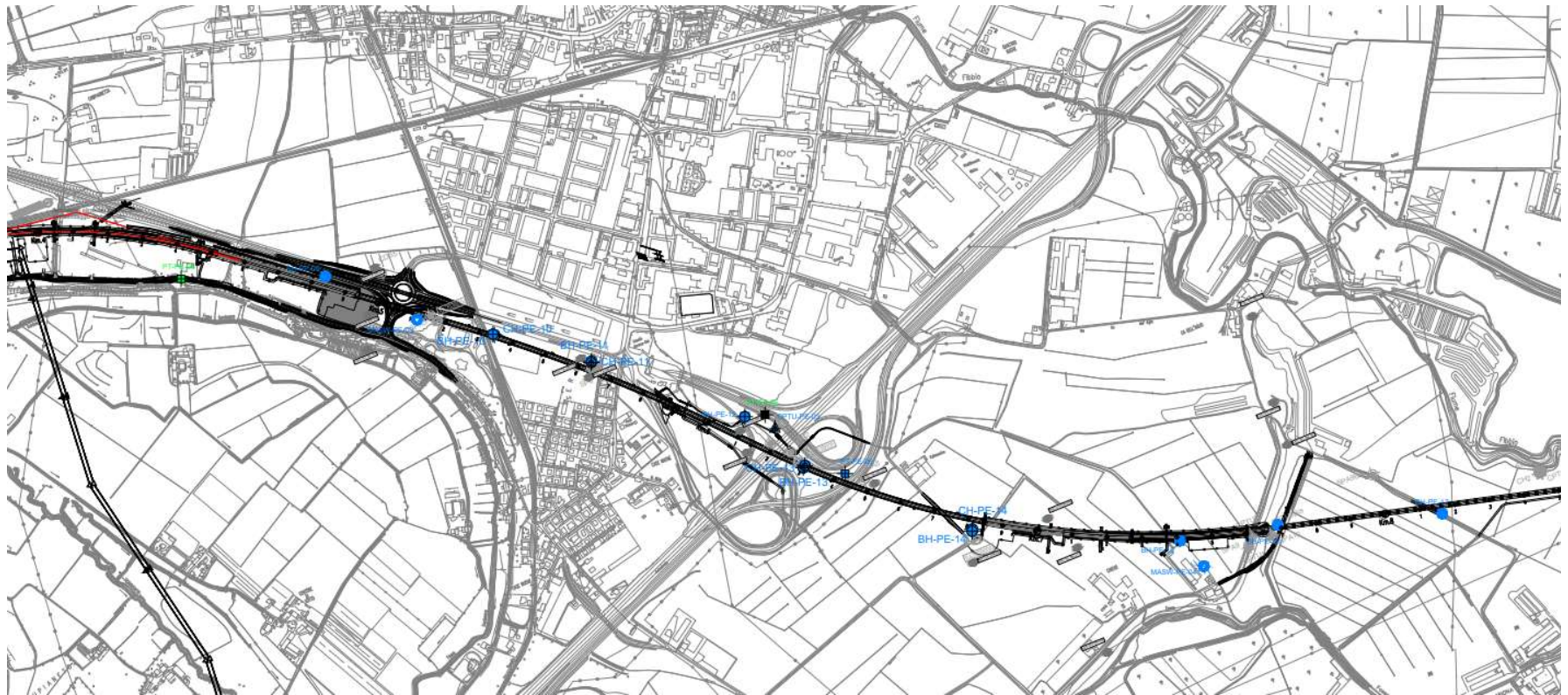


Figura 43 – Planimetria tracciato ed ubicazione indagini tra pk 4+000 e pk 8+425

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE000001B

Foglio



91 di 95



Figura 44 – Planimetria tracciato ed ubicazione indagini tra pk 7+925 e pk 10+045

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000001</p>	<p>A</p>

ALLEGATO 2 – PROFILI GEOTECNICI

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 		
	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica E12RBGE0000001

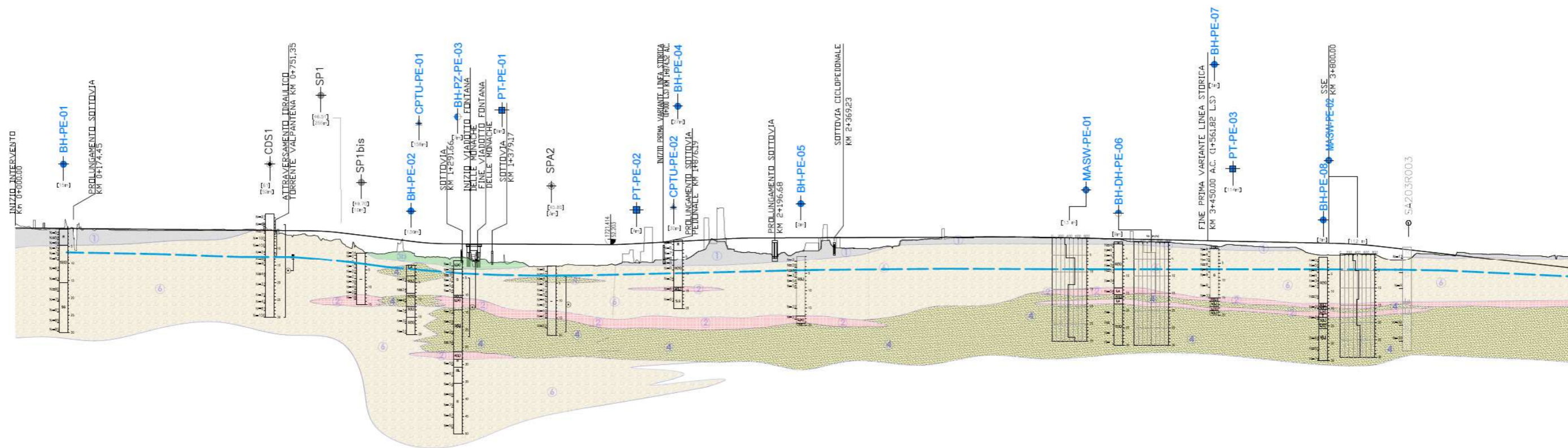


Figura 45 – Profilo geotecnico, tra pk 0+000 e pk 4+525

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE000001B</p>	<p>Foglio 94 di 95</p>

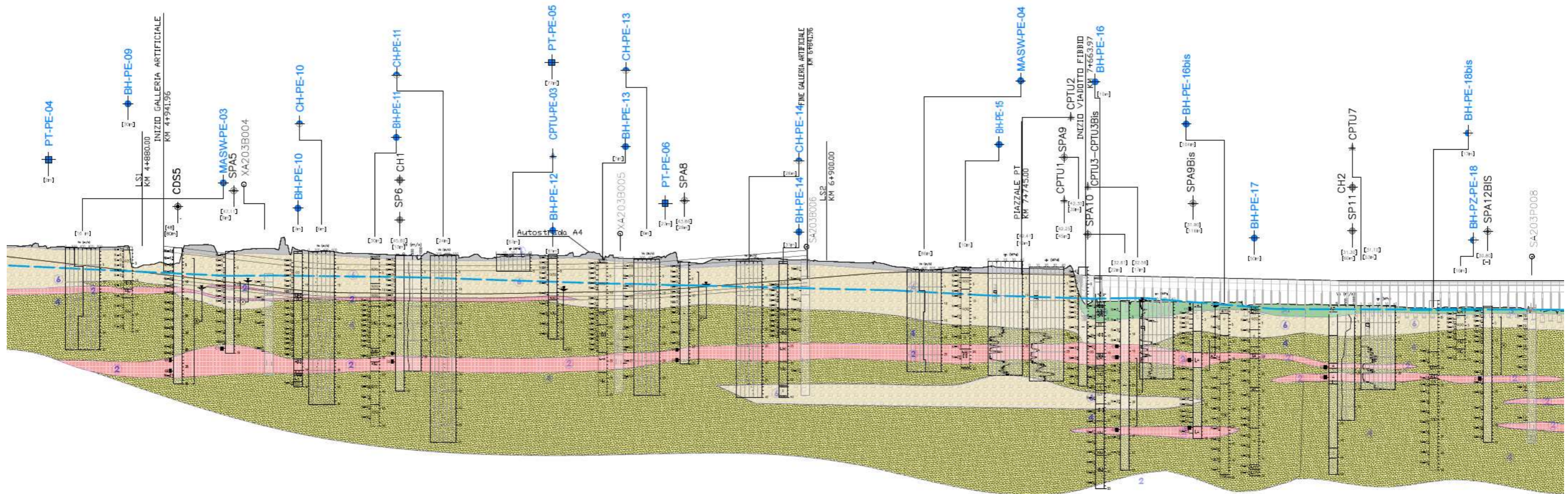




Figura 46 – Profilo geotecnico, tra pk 4+525 e pk 9+075

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)		Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE000001B	Foglio 95 di 95

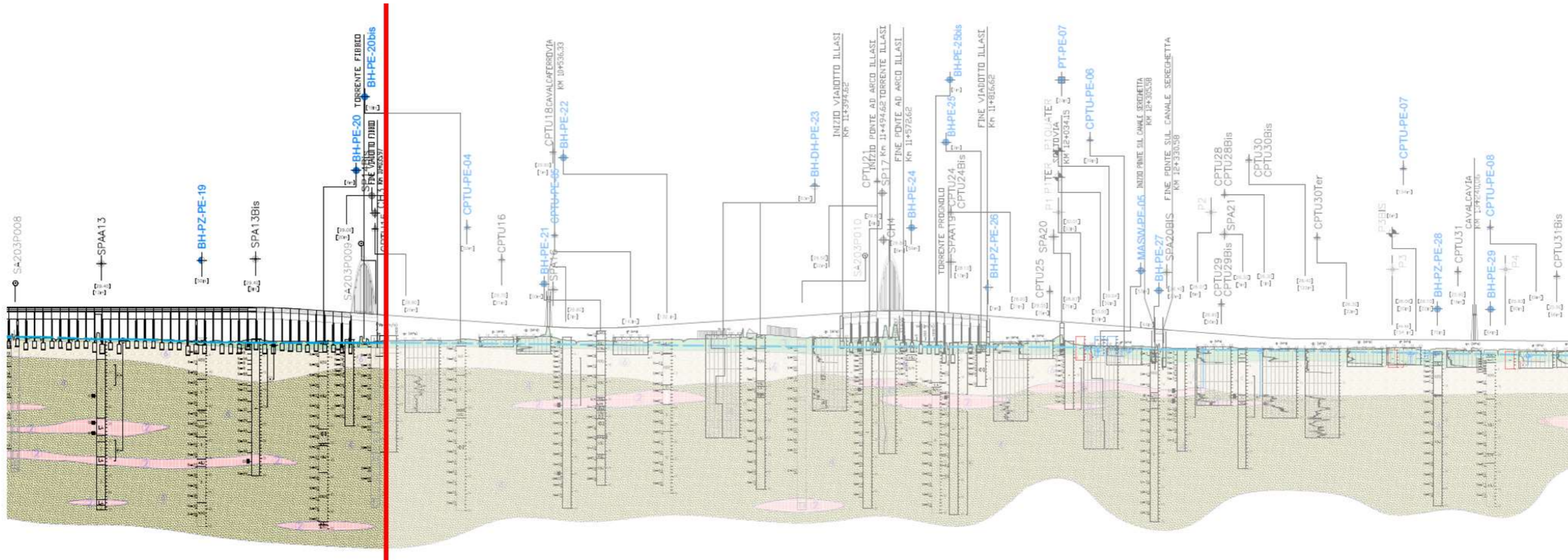


Figura 47 – Profilo geotecnico, tra pk 9+075 e pk 10+045