

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**


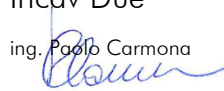
**PROGETTO ESECUTIVO**

**SL - SOTTOVIA**



**SL10 - PROLUNGAMENTO SOTTOVIA ESISTENTE AL km 30+414.37**

**GENERALE**

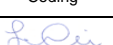



**Relazione Geotecnica**

GENERAL CONTRACTOR		DIRETTORE LAVORI		SCALA
IL PROGETTISTA INTEGRATORE	Conorzio Iricav Due			-
 MALAVENDA ing. Giovanni Ing. Paolo Carmona ingegneri di Venezia n. 4289 Data: Settembre 2021	ing. Paolo Carmona  Data: Settembre 2021			

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.	FOGLIO
IN17	12	E	I2	RB	SL1000	001	A	- - - p - - -

	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma	Data
	Luca RANDOLFI 	



Progettazione:

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificat	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA
A	EMISSIONE	Coding 	15/09/21	C.Pinti 	15/09/21	P.Luciani 	15/09/21	 Giuseppe Fabrizio Coppa 15/09/21

CIG. 8377957CD1	CUP: J41E9100000009	File: IN1712EI2RBSL100001A.DOC Cod. origine:
-----------------	---------------------	---





Progetto cofinanziato  
dalla Unione Europea

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBSL1000001	A

## INDICE

1.	PREMESSA	2
2.	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	3
2.1.	DOCUMENTI PROGETTUALI	3
2.2.	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	4
2.3.	BIBLIOGRAFIA TECNICA	4
3.	INDAGINI GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO	8
4.	CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI	10
4.1.	DENSITÀ RELATIVA DEI MATERIALI A GRANA GROSSA	10
4.2.	RESISTENZA AL TAGLIO – PARAMETRI DRENATI	12
4.2.1.	Materiali a grana grossa	12
4.2.2.	Materiali a grana fine	14
4.3.	RESISTENZA AL TAGLIO – PARAMETRI NON DRENATI	16
4.4.	DETERMINAZIONE DELLA STORIA TENSIONALE – (OCR)	17
4.5.	DETERMINAZIONE DEI COEFFICIENTI DI CONSOLIDAZIONE VERTICALE CV	18
4.6.	PARAMETRI DI DEFORMAZIONE	20
4.6.1.	Materiali a grana grossa	20
4.6.2.	Materiali a grana fine	22
4.7.	QUALITÀ DEI CAMPIONI	23
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA DELLE PRINCIPALI FORMAZIONI DELL'AREA	24
6.	DATI PIEZOMETRICI	26
7.	SINTESI DEI PARAMETRI DI CALCOLO	27
7.1.	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO E CONDIZIONI DI FALDA	27
8.	PROBLEMATICHE DI LIQUEFAZIONE	28
9.	RISPOSTA SISMICA LOCALE	31

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2RBSL1000001</p>	<p>A</p>

## 1. PREMESSA

La presente relazione illustra gli aspetti geotecnici caratterizzanti l'area di interesse del sottovia SL10 al km 30+414.37, nell'ambito della redazione dei documenti tecnici relativi alla progettazione esecutiva della Linea AV/AC Verona-Padova, Sub tratta Verona-Vicenza, 1° Sub Lotto Verona-Montebello Vicentino.

Le analisi riportate nel presente documento, relativamente alla caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione dell'opera in oggetto, si basano sugli esiti delle indagini geotecniche e delle prove di laboratorio richiamati nella trattazione a seguire, disponibili dal precedente Progetto Definitivo, da ulteriori fasi conoscitive, ad esempio richieste dalla Conferenza dei Servizi, e dalla più recente campagna di indagine approntata specificatamente per la fase di Progetto Esecutivo.

La relazione ha il solo scopo di fornire tutte le informazioni geotecniche necessarie alla progettazione dell'opera in esame, rimandando alle specifiche relazioni di calcolo per quanto riguarda le verifiche geotecniche delle singole fondazioni.

Si individua nello stralcio planimetrico di seguito l'ubicazione del sito interessato dall'opera in esame.

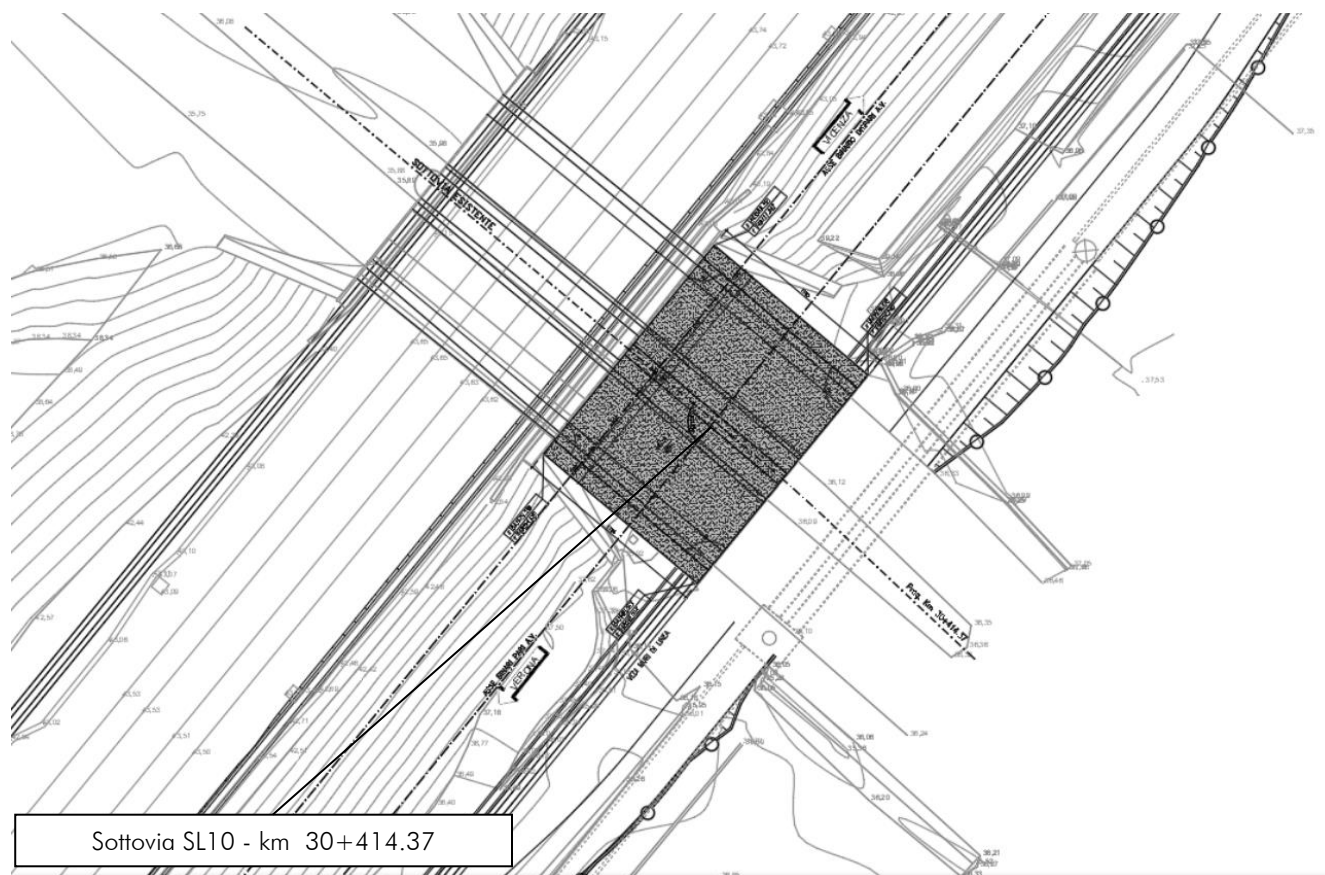




Figura 1: Stralcio planimetrico – Sottovia SL10



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12RBSL1000001	A

## 2. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

### 2.1. DOCUMENTI PROGETTUALI

Si richiamano nell'elenco di seguito i documenti di riferimento per la definizione degli aspetti geotecnici.

- [1] IN1710EI2RBGE0000001A-4A Relazione geotecnica generale
- [2] IN1710EI2RGGE0000001A Relazione geologica, caratterizzazione e modellazione geologica del sito 1/2 (da 0+000 a 21+990)
- [3] IN1710EI2RGGE0000002A Relazione geologica, caratterizzazione e modellazione geologica del sito 2/2 (da 22+000 a 44+250)
- [4] IN1710EI2RGGE0000003A Relazione idrogeologica 1/2 (da 0+000 a 21+990)
- [5] IN1710EI2RGGE0000004A Relazione idrogeologica 2/2 (da 22+000 a 44+250)
- [6] IN1710EI2RGGE0000005A Relazione sulla modellazione sismica del sito e pericolosità sismica di base 1/2 (da 0+000 a 21+990)
- [7] IN1710EI2RGGE0000006A Relazione sulla modellazione sismica del sito e pericolosità sismica di base 2/2 (da 22+000 a 44+250)
- [8] IN1710EI2LZGE0000012A-22A Planimetria geotecnica con ubicazione indagini e profilo geotecnico tav.1-11
- [9] IN1710EI2RHGE0000007A Relazione di sintesi dei sondaggi e prove eseguite 1/2 (da 0+000 a 21+990)
- [10] IN1710EI2RHGE0000008A Relazione di sintesi dei sondaggi e prove eseguite 2/2 (da 21+990 a 44+250)
- [11] IN1710EI2P5GE0000012A-22A Planimetria di ubicazione indagini di Progetto Esecutivo, tav. 1-11
- [12] IN1710EI2PRGE0000001A Indagini in sito di Progetto Esecutivo (da 0+000 a 21+990) - SOCOTEC
- [13] IN1710EI2PRGE0000002A Indagini in sito di Progetto Esecutivo (da 21+990 a 44+250) - SOCOTEC
- [14] IN1710EI2PRGE0000003A, Indagini in sito di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - ATI GEOSERVING – GEOLAVORI
- [15] IN1710EI2PRGE0000004A, Indagini in sito di Progetto Esecutivo da pk 21+990 a pk 44+250 - ATI GEOSERVING – GEOLAVORI
- [16] IN1710EI2PRGE0000005A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - SOCOTEC - Vol.1
- [17] IN1710EI2PRGE0000006A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - SOCOTEC - Vol.2
- [18] IN1710EI2PRGE0000007A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 21+990 a pk 44+250 - SOCOTEC - Vol.1
- [19] IN1710EI2PRGE0000008A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 21+990 a pk 44+250 - SOCOTEC - Vol.2
- [20] IN1710EI2PRGE0000009A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - ATI GEOSERVING - GEOLAVORI - Vol.1

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBSL1000001	A



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

## 2.2. NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO



- [28] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- [29] Circolare M.LL.PP. n. 617 del 2 febbraio 2009: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale del 14/01/2008"
- [30] UNI-EN 1997-1 – Febbraio 2005: Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali
- [31] UNI-EN 1998-1 – Marzo 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- [32] UNI-EN 1998-5 – Gennaio 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- [33] RFI DTC SI MA IFS 001 B – Dicembre 2017: Manuale di progettazione delle opere civili.

## 2.3. BIBLIOGRAFIA TECNICA



- [34] Andrus, R. D., and Stokoe, K. H. (2000), "Liquefaction resistance of soils from shearwave velocity", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE 126(11), 1015–025
- [35] Atkinson J.H. and Sallfors G. (1991), "Experimental determination of soil properties. General Session 1", Proc. X ECSMFE, Florence, Vol. 3, pp-915-956.
- [36] Atkinson J.H. (2000), "Non-linear soil stiffness in routine design", Geotechnique, Vol.50, n.5, pp.487-508
- [37] Baligh (1975) "Theory of deep site static cone penetration resistance" Research Report R-75-56, MIT, Cambridge
- [38] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1
- [39] 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
- [40] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2RBSL1000001</p>	<p>A</p>

- [41] 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
- [42] 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
- [43] Houlsby G. T., Teh, C. I. (1988) "Analysis of the piezocone in clay" Penetration Testing 1988, ISOPT-1, De Ruiter (ed.). Balkema Rotterdam
- [44] Ishihara K. (1996), "Soil behaviour in earthquake Engineering". Clarendon Press, Oxford
- [45] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" Proceedings In-situ 2001, Bali
- [46] Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando
- [47] Jeffries M.G. and Been, K. (2006), "Soil liquefaction- A critical state approach". Taylor & Francis, ISBN 0-419-16170-8, 478 pages
- [48] 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
- [49] 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
- [50] Lancellotta R. (1987) "Geotecnica" Zanichelli, Bologna
- [51] 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
- [52] Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997). "Cone Penetration Testing in Engineering Practice" Blackie Academic and Professional, London
- [53] Lunne T., Christoffersen H.P., Tjelta T.I. (1985) "Engineering use of piezocone data in North Sea clays" Proc. XI ICSMFE, S. Francisco
- [54] 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
- [55] Mesri G. e Godlewski P.M. (1977), "Time and stress-compressibility relationship". JGED, ASCE, GT5
- [56] Mesri G. e Abdel-Ghaffar M.E.M. (1993), "Cohesion intercept in effective stress analysis", JGED, ASCE, Vol.119, N.8, Agosto 1993, pp.1229-1249.
- [57] 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
- [58] Schmertmann J.H. (1978), "Guidelines for cone penetration test performance and design", Report FHWA-TS-78-209, U.S. Department of Transportation, Washington.
- [59] 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



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBSL1000001	A

- [60] 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
- [61] 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
- [62] 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
- [63] 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
- [64] Tavenas F., Jean P., Leblond P., Leroueil S. (1983b) "The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics" *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20
- [65] Terzaghi K., Peck R.B. and Mesri G. (1996), "Soil mechanics in engineering practice", 3rd edition, Wiley & Sons, New York
- [66] 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
- [67] Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" *Proceedings of Symposium on Eval. Dens.*, ASTM STP 523
- [68] Fleming. W.G.K., Weltman. A.J., Randolph. M.F., Elson, W.K. (1985). "Piling Engineering". Surrey University Press, Glasgow and London, Halsted Press, a division of John Wiley & Sons, New York
- [69] Berezantsev W.HG. (1965), "Design of Deep Foundations", Proc. 6th ICSMFE, Montreal. Vol.II
- [70] Berezantsev W.HG. (1970), "Calculation of the Construction Basis", Leningrad
- [71] Boulanger, R.W., Kutter, B.L., Brandenberg, S.J., Singh, P., Chang, D. (2003) "Pile foundations in liquefied and laterally spreading ground during earthquakes: centrifuge experiments & analyses" *Centre of Geotechnical Modelling*, Report n° UCD/CGM-03/01, University of California Davis, USA
- [72] Fioravante, V., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M.B. and Pedroni, S. (1995). "Load carrying capacity of large diameter bored piles in sand and gravel". Proc. 10th ARCSMFE, 2, 3-15
- [73] Ghionna, V.N., Jamiolkowski. M.B., Pedroni. S. and Salgado, R. et al (1994). "Tip displacement of drilled shafts in sands". in *Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*. Ed. A.T. Yeung and G.Y. Felio, ASCE , GSP40, New York, 2, 1039-1057
- [74] Gwizdala K. (1984) "Large bored piles in non-cohesive soils" *Swedish Geotechnical Institute*, Report n° 26+
- [75] Lancellotta R. Costanzo D. e Foti S. "Progettazione Geotecnica secondo l'Eurocodice 7 (UNI EN 1997) e le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008)" Hoepli ed
- [76] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington
- [77] Reese L.C., O'Neill M.W. (1988) "Drilled shaft: construction procedures and design methods" Publication N.FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- [78] Robertson, P.K., Seed, R.B. and Stokoe, K.H. II (2001), "Liquefaction Resistance of Soil: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 127, n° 10, pp.817-833

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2RBSL1000001</p>	<p>A</p>

- [79] Knappett, J.A., Madabhushi, S.P.G. (2008b) "Designing against pile tip bearing capacity failure in liquefiable soils" Proc. 2<sup>nd</sup> BGA Int. Conf. on Foundations, 2, 1237-1246
- [80] Idriss, I.M., Boulanger, R.W. (2007) "SPT- and CPT-based relationships for the residual shear strength of liquefied soils" 4<sup>th</sup> Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Invited Lectures, Pitilakis, K.D. editor, Springer, Netherlands, 1-22
- [81] Idriss, I.M., Boulanger, R.W. (2008) "Soil liquefaction during earthquakes" Earthquake Engineering Research Institute, MNO-12
- [82] Viggiani (1999), "Fondazioni" Hevelius Edizioni
- [83] AGI, "Raccomandazioni sui pali di fondazione", dicembre 1984
- [84] FHWA 2010



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBSL1000001	A

### 3. INDAGINI GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO

Le analisi riportate nel presente documento, relativamente alla caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione dell'opera in oggetto, si basano sugli esiti delle indagini geotecniche e delle prove di laboratorio richiamati a seguire, disponibili dal precedente Progetto Definitivo (Campagna indagini 2014-2015), da ulteriori eventuali fasi conoscitive, ad esempio richieste dalla Conferenza dei Servizi (Campagna indagini 2018), e dalla più recente campagna di indagine approntata specificatamente per la fase di Progetto Esecutivo (Campagna indagini 2020-2021).

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. [8]), di cui se ne riporta uno stralcio a seguire che individua l'area di interesse dell'opera in esame. Per ulteriori dettagli circa il posizionamento dei sondaggi e il loro esito si rimanda agli elaborati di progetto dedicati, ed in particolare alle relazioni di sintesi delle indagini (Doc. Rif. [9] e [10]).

Si richiamano nel prospetto a seguire le indagini geotecniche di riferimento per la definizione del modello geotecnico, localizzate esattamente sull'opera in esame. Tali indagini sono state eseguite nella campagna di indagine approntata specificatamente per la fase di Progetto Esecutivo dell'opera.

Si è tenuto inoltre conto delle indagini geotecniche disponibili dal precedente Progetto Definitivo, localizzate nell'area interessata dall'opera.

Progressiva (km ≈)	Sondaggio o prova CPTU (Denomin.)	Campagna d'indagine (anno)	Quota di Bocca foro (m s.l.m.)	Lunghezza sondaggio/CPTU (m)	Piezometro installato C=Casagrande TA=Tubo Aperto
30+225	CPTU82	2014/2015	36.24	24.44	-
30+425	SPC44	2014/2015	36.44	20.00	C
30+450	NA203007	2002	36.03	21.58	-
30+697	BH-PE-61	2020/2021	39.74	35.00	TA

Tabella 1: Elenco delle indagini geotecniche di riferimento per l'opera in esame

Nello stralcio planimetrico riportato di seguito, si individua l'ubicazione dei sondaggi di riferimento disponibili, sopra elencati, utilizzati per la caratterizzazione geotecnica, dunque per la definizione delle unità geotecniche, delle stratigrafie di progetto e dei parametri di calcolo per le opere in esame.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto

IN17

Lotto

12

Codifica

EI2RBSL1000001

A

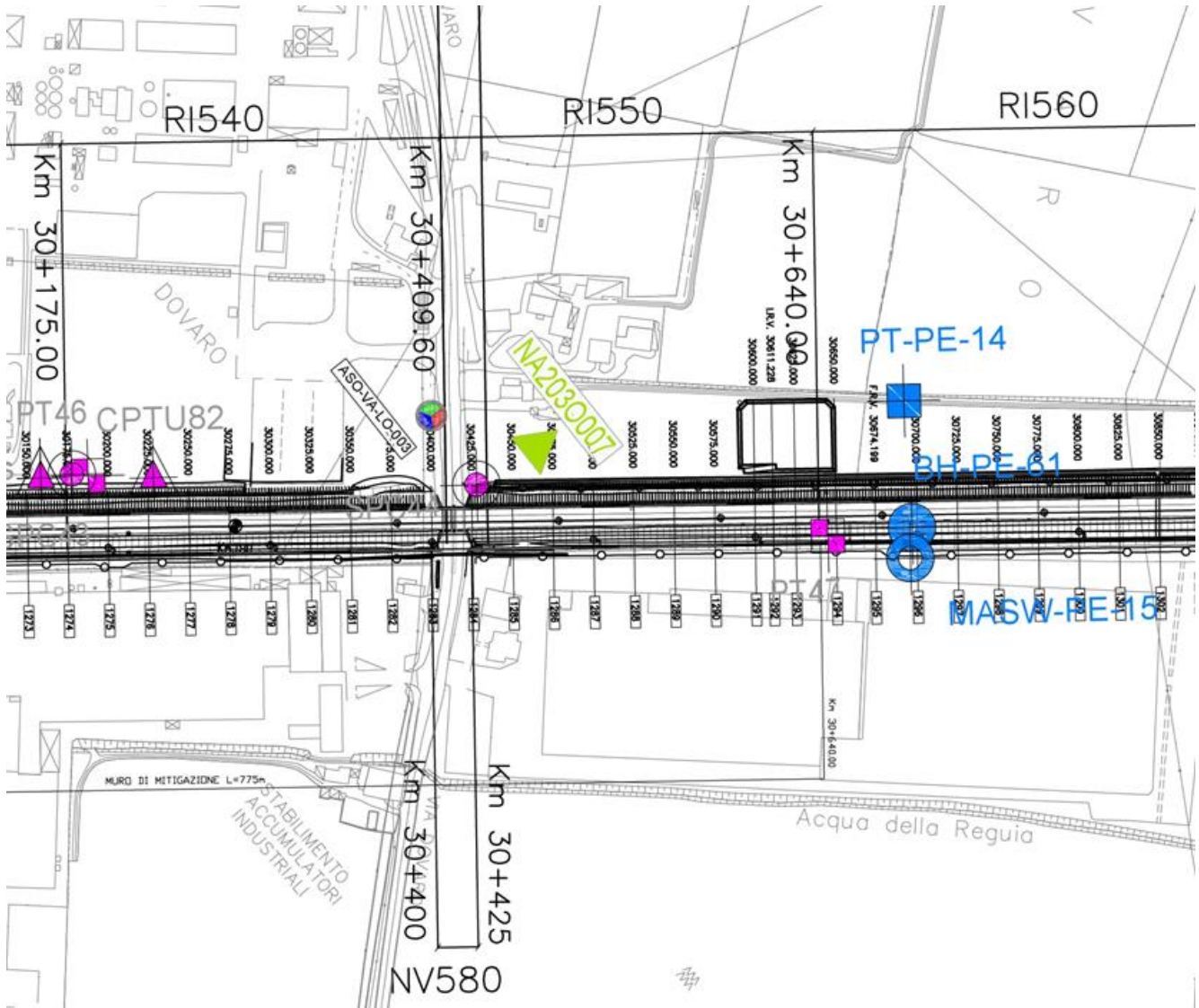




Figura 2: Stralcio planimetrico – Ubicazione indagini geotecniche di riferimento per l’opera in esame

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBSL1000001	A

#### 4. CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

A livello generale, dal punto di vista dei criteri di caratterizzazione geotecnica e geomeccanica, si distinguono tre tipologie di terreno:

- Terreni incoerenti a grana grossa o debolmente cementati, caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) generalmente inferiori al 30-35%;
- Terreni coesivi (limi e argille);
- Formazioni rocciose.

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta dei criteri per la determinazione dei parametri geotecnici, è effettuata principalmente sulla base della descrizione stratigrafica dei sondaggi e delle prove di laboratorio sui campioni di terreno e sulle carote di roccia.

Si rimanda ai paragrafi successivi per la definizione dei criteri adottati per la stima dei parametri geotecnici associati a ciascuna formazione caratterizzante i terreni in esame.

##### 4.1. DENSITÀ RELATIVA DEI MATERIALI A GRANA GROSSA

I valori di densità relativa dei terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie), è stata svolta a partire dai dati delle prove SPT e CPT.

Per le sabbie, i valori di  $D_r$  a partire dai dati SPT sono stati stimati in accordo a quanto indicato in Skempton (1986). Nella formulazione adottata, la densità relativa  $D_r$  può essere correlata al valore NSPT con la seguente legge:

$$D_r = \left( \frac{1}{A+B \cdot \sigma_{v0}'} \cdot N_{SPT} \right)^{0.5}$$

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate nella Tabella a seguire;

$\sigma_{v0}'$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm<sup>2</sup>);

NSPT = numero di colpi per 30 cm di infissione.



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)

Tabella 2: Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

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

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

dove:

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBSL1000001	A

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

$K_{Dr}$  = costante valida per sabbie silicee e posta pari a 350; dipendente 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, per assunto come rappresentativo per le sabbie per la tratta in esame;

$p_a$  = pressione atmosferica = 98.1 kPa;

$\sigma'_{vo}$  = tensione verticale efficace alla generica quota.

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

Per quanto riguarda le ghiaie, l'interpretazione dei valori NSPT è stata eseguita in accordo al metodo proposto da Cubrinowski & Ishihara (1999, Doc. rif. [41]) 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. [45]) 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);

$\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace geostatica (kPa);

$k_{o,NC}$  = coefficiente di spinta a riposo di terreni normalmente consolidati (-);



$k_{o,SC}$  = coefficiente di spinta a riposo di terreni sovraconsolidati (-).

Si rileva che l'espressione sopra indicata è applicabile al caso di:

- 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 NSPT 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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBSL1000001	A

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 NSPT misurati (su tale aspetto si vedano Clayton, 1995 [40]; Skempton, 1986 [61]; Tokimatsu & Yoshimi, 1983 [66]).

## 4.2. RESISTENZA AL TAGLIO – PARAMETRI DRENATI

### 4.2.1. 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 di angolo di resistenza al taglio operativo è stato stimato considerando diversi approcci, qui di seguito descritti.

#### Angolo di resistenza al taglio di sabbie e ghiaie in accordo a Bolton

L'angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi'$  può essere determinato con il metodo proposto da Bolton (1986, Doc. rif. [38]). 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. [37]):

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

essendo:

$\varphi_{\sigma}' > \varphi_{cv}' =$  angolo di attrito riferito ad una pressione  $\sigma_{ff}' = 272$  kPa ( $^{\circ}$ );

$\varphi_{cv}' =$  angolo di attrito a volume costante, corrispondente a pressioni  $\sigma_{ff}'$  elevate ( $^{\circ}$ );

$\alpha =$  angolo che determina la curvatura dell'involuppo di rottura ( $^{\circ}$ );

$p_a = 98.1$  kPa;

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

$\tau_{ff} =$  tensione di taglio agente sulla superficie di rottura (kPa).

L'angolo di attrito  $\varphi_{\sigma}'$  può essere stimato come segue (v. Bolton 1986, Doc. rif. [38]):

$$\begin{aligned} \varphi_{\sigma}' &= \varphi_{cv}' + m \cdot DI \\ DI &= D_r [Q \cdot \ln(p_r')] - 1 \end{aligned}$$



essendo:

$Q = 10$

$p_r' = 1.4 \cdot \sigma_{ff}'$  (v. Jamiokowski et al. 1988, Doc. rif. [46]) (kPa)

$m =$  costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (v. Tabella successiva) ( $^{\circ}$ )

$D_r =$  densità relativa, valutata in accordo con quanto riportato al punto 4.1

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBSL1000001	A

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

$\sigma_2'$  = tensione principale efficace intermedia

$\sigma_3'$  = tensione principale efficace minore

Tabella 3: Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

I valori dell'angolo di attrito  $\phi_{cv}'$  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 di seguito (vedi ad esempio Youd 1972 o Stroud 1988, Doc. rif. [67][62]).

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

Tabella 4: Valori di  $\phi_{cv}$  per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)



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

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

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

#### 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. [58]), ed illustrata nella Figura successiva, sulla base dei valori di densità relativa stimati al punto 4.1, ed entrando nel grafico a seconda della granulometria prevalente del materiale riscontrato in un data area.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica E12RBSL1000001</p>	<p>A</p>

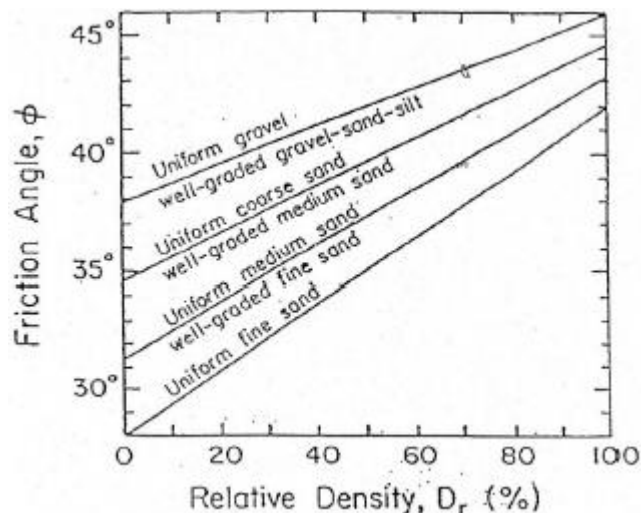


Figura 3: Relazione fra angolo di resistenza al taglio operativo e densità relativa

#### 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. [47]), Robertson (2012, Doc. rif. [57]) ha proposto la seguente correlazione fra la resistenza alla punta normalizzata  $Q_{tn}$  ed il valore dell'angolo di attrito a volume costante  $\phi_{cv}$ :

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

Dove:



$Q_{tn}$  = resistenza alla punta normalizzata  $= (q_t - \sigma_v 0) / \sigma'_{v0}$ ;

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

#### 4.2.2. 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  $\phi'$  mediante interpolazione dei punti di rottura.

In alternativa, i valori sono stati stimati sulla base delle correlazioni riportate nelle due Figure seguenti, come citati da Mesri e Abdel Ghaffar (1993) (Doc. rif. [55]). I valori riportati nell'articolo citato si riferiscono a back-analysis di rotture di pendii, in argille NC e OC.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2RBSL1000001</p>	<p>A</p>

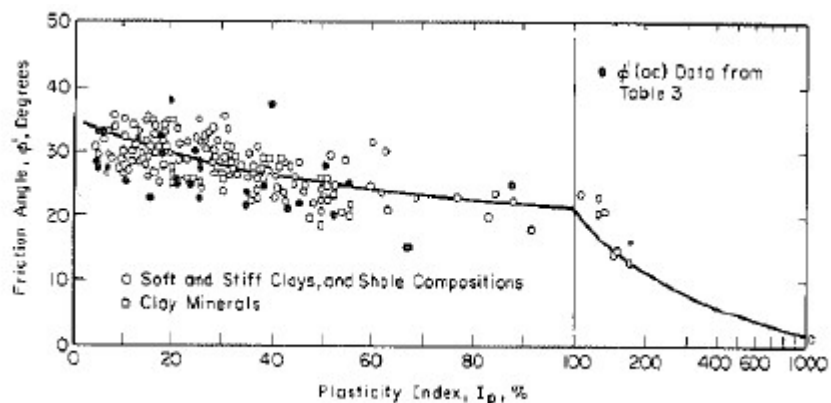


Figura 4: Valori dell'angolo di resistenza al taglio per materiali argillosi (Mesri e Abdel-Ghaffar, 1993)

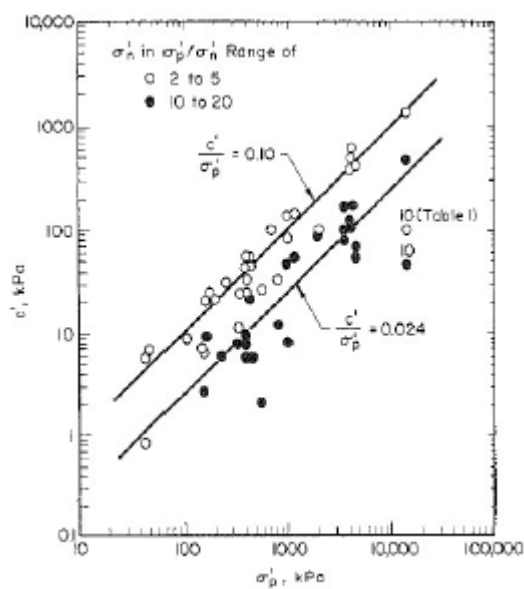




Figura 5: Valori della coesione intercetta  $c'$  in funzione della tensione di preconsolidazione e del valore della tensione normale al piano di rottura, al momento della rottura  $\sigma_n$  (da Mesri e Abdel-Ghaffar, 1993)



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12RBSL1000001	A

### 4.3. RESISTENZA AL TAGLIO – PARAMETRI NON DRENATI

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



Nella stima dei parametri qui di seguito 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 grado, stimato sulla base di diversi elementi, ed in particolare:
  - sulla natura dei materiali, tenendo conto che i materiali con elevata componente sabbioso-limoso, sono generalmente più sensibili al campionamento;
  - sulla compatibilità fra valori delle prove speditive (pocket e vane) condotte sulle carote (in sito o in laboratorio), e 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;
- 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. [52]).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12RBSL1000001	A

#### 4.4. 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. [39]):

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

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.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBSL1000001	A

#### 4.5. DETERMINAZIONE DEI COEFFICIENTI DI CONSOLIDAZIONE VERTICALE CV

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

In alternativa, il valore può anche essere stimato interpretando le prove di dissipazione, ed ottenendo il valore del coefficiente di consolidazione orizzontale  $c_h$ , in accordo a Teh e Houlsby (1988, Doc. rif. [43]).

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 rigidezza del materiale, stimato in base alla Figura 4 (Keaveny and Mitchell, 1986, Doc. rif. [48]), funzione dell'indice di plasticità del materiale. Per il caso in esame, si è considerato  $I_r = 140$ , dove:



$$I_r \approx \frac{0.65 \cdot G_o}{c_v} = \text{indice di rigidezza};$$

$r$  = raggio del cono, pari a 1.78 cm;

$t$  = tempo necessario a raggiungere un determinato grado di dissipazione.

	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

Tabella 5: Fattore adimensionale T (da Houlsby & Teh (1988))

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12RBSL1000001	A

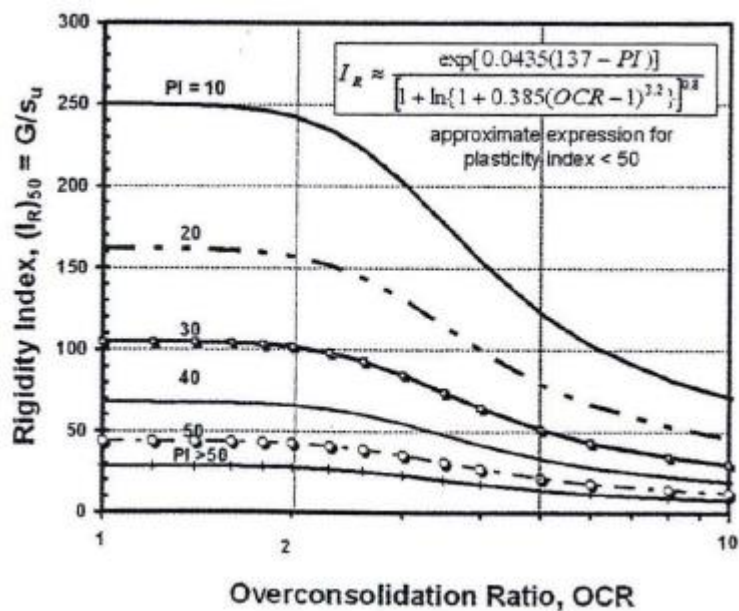


Figura 6: Coefficiente di sovraconsolidazione in funzione dell'indice di rigidezza (Keaveny and Mitchell, 1986)

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



In accordo alle indicazioni di Baligh (1975, Doc. rif. [37]), 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. [50]):

- 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.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica E12RBSL1000001</p>	<p>A</p>

## 4.6. PARAMETRI DI DEFORMAZIONE

### 4.6.1. 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. [35]), e da Atkinson (2000, Doc. rif. [36]), valutazione dell'entità del degrado dei moduli iniziali, facendo riferimento a curve di letteratura.

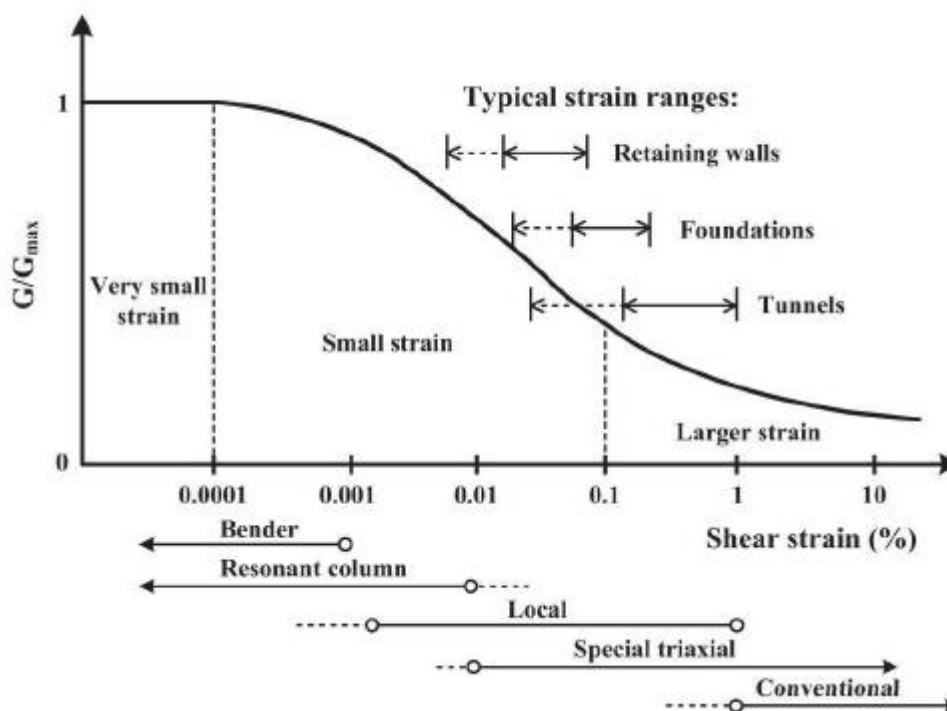




Figura 7: Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2RBSL1000001</p>	<p>A</p>

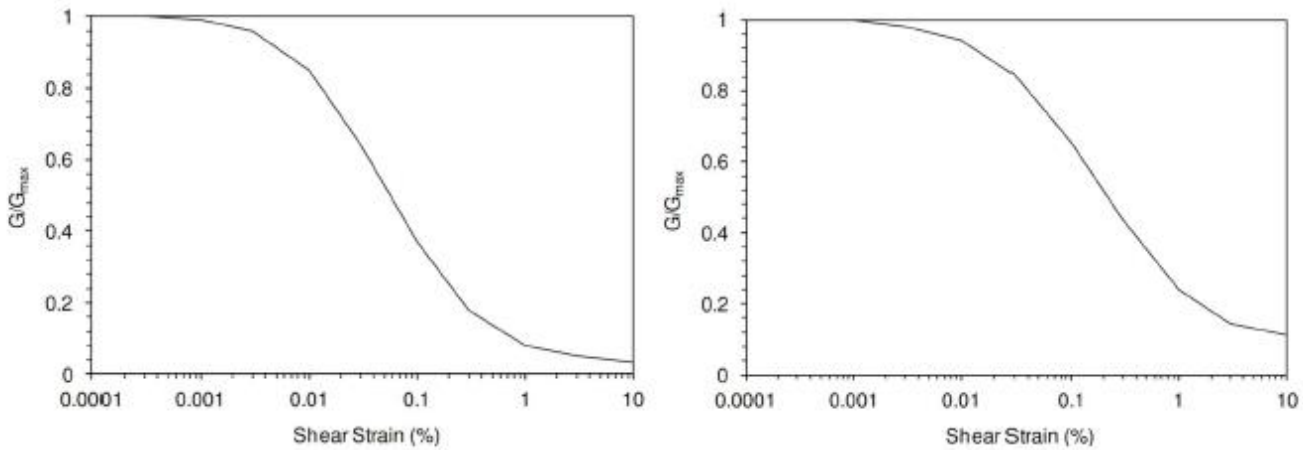


Figura 8: Curva di decadimento del modulo di taglio per depositi sabbiosi (a sinistra) e argillosi (a destra)

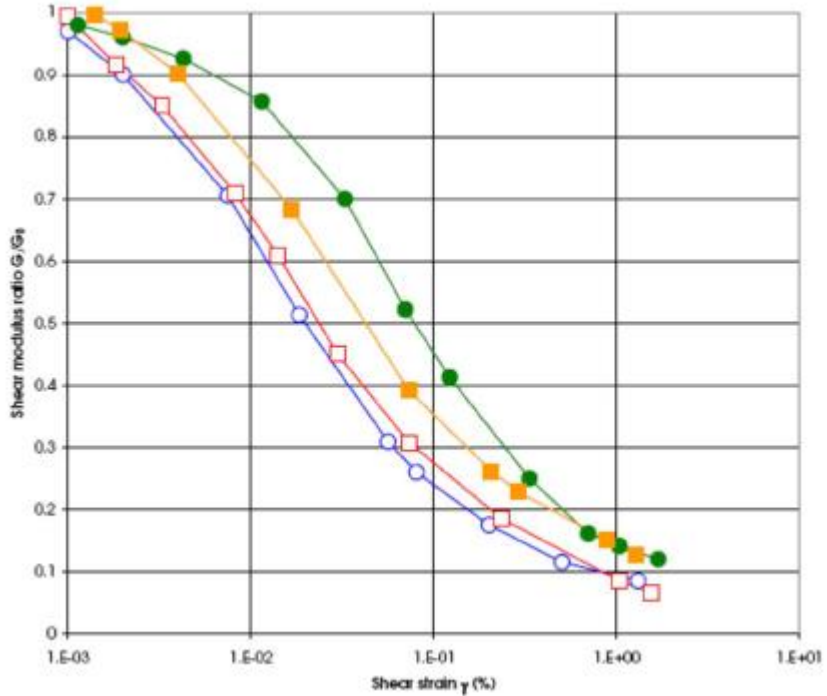




Figura 9: Altro esempio di curva di decadimento del modulo di taglio

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.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12RBSL1000001	A

#### 4.6.2. 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 ricarico (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 di  $c_{\alpha\varepsilon}$  (coefficiente di compressibilità secondaria), sempre nel piano  $\varepsilon_v$ -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. [55]):

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

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:

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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12RBSL1000001	A

#### 4.7. 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. [51]) e Terzaghi et al. (1996, Doc. rif. [65]), propongono una classificazione della qualità dei campioni basata sulla misura dell'entità di deformazione del campione all'applicazione della tensione verticale efficace di sito  $\sigma'_{vo}$ . 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. [42]).

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



Tabella 6: Grado di affidabilità dei campioni (SQD) Terzaghi et al. (1996)

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

Tabella 7: Grado di affidabilità dei campioni Lunne et al. (1997)

In virtù di tale classificazione, si sono esclusi generalmente 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 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBSL1000001	A

## 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA DELLE PRINCIPALI FORMAZIONI DELL'AREA

Come anticipato nei paragrafi precedenti, lo studio geotecnico ha avuto come finalità la classificazione e caratterizzazione dei depositi investigati, coerentemente con le indicazioni emerse dallo studio geologico-geomorfologico della zona. Con riferimento a questo ultimo aspetto, il profilo stratigrafico riportato nella presente relazione, riporta in primo luogo i confini tra le varie unità stratigrafiche, definiti sulla base delle indagini geologiche.

Con questo supporto di base sono state poi definite le unità lito-stratigrafiche ritenute omogenee in termini di comportamento meccanico.

Definiti i profili stratigrafici, i parametri di progetto delle diverse unità sono stati dedotti, secondo gli esiti delle indagini geognostiche pregresse e delle prove di laboratorio sui campioni prelevati, secondo i criteri di cui al precedente capitolo.

In particolare, si è notato che da un punto di vista geotecnico i materiali presenti nel volume significativo dell'opera ed in particolare delle rispettive fondazioni possono essere suddivisi nelle seguenti macro-unità: la parte sommitale della stratigrafia e per spessori consistenti, fino a oltre 20m da p.c., è occupata da depositi prevalentemente a carattere argilloso (unità 3b). Nella parte sommitale risultano leggermente sovraconsolidati, probabilmente per essiccamento (nei primi 2/4 m), e con grado di OCR che cala con la profondità fino a raggiungere valori di 1.1-1.3. Per quanto concerne le caratteristiche di resistenza al taglio e di storia tensionale di tali depositi, si osserva che al di sotto di una possibile crosta essiccata di 1 ÷ 2 m di spessore (con  $c_u = 60-80$  kPa), si trovano terreni teneri con  $c_u$  variabili da 25 a 50 kPa fino a 15 metri di profondità e da 50 a 80 fino a 30 m da p.c..

A diverse quote (4-7m; 12-13.5m circa) si ritrovano sabbie fini e medie, generalmente limose, ben addensate (unità 4). Tali livelli di sabbia limosa debolmente argillosa individuati hanno un contenuto di fini pari a 10 ÷ 30%, talvolta anche pari al 40% con  $N_{SPT}$  generalmente compresi tra 20 colpi/30cm e 50 colpi/30cm, anche superiori oltre i 25 m p.c. Il valore della densità relativa nella parte sommitale è compreso fra il 30 e l'70%, mentre più in profondità compresi fra il 40 e 80%. Si stimano angoli di attrito compresi tra 36° e 39°. L'intercalazione di livelli sabbiosi riduce la compressibilità complessiva della formazione, accelerando i processi di consolidazione.

A partire da 23m da p.c. circa si rileva uno strato di natura ghiaiosa (unità 6), per uno spessore di circa 8m.



A profondità maggiori si individuano argille limose compatte (unità 2) per le quali, dai risultati delle prove di laboratorio e dell'interpretazione delle prove CPTU, si stimano valori di  $c_u$  variabili da 100 a 150 kPa.

Gli esiti dei sondaggi considerati per la caratterizzazione dei terreni di fondazione dell'opera in esame, e delle prove di laboratorio eseguite sui campioni rispettivi, risultano in linea con quanto riscontrato dalle indagini di riferimento per la tratta in cui ricade l'intervento. Dunque le condizioni specifiche locali confermano quelle generali inerenti la tratta in cui si inserisce l'opera.

La caratterizzazione geotecnica di dettaglio è fornito al capitolo 7.

Si faccia riferimento ai grafici di sintesi riportati nella 'Relazione Geotecnica Generale' (Doc. Rif. [1]) relativa alla tratta in cui ricade l'opera, per il dettaglio dei dati desunti, sulla base della metodologia cui rimanda il capitolo precedente, dagli esiti delle prove di laboratorio e di sito dei sondaggi di riferimento. In particolare tali grafici riportano:

- Sintesi delle analisi granulometriche;
- Limiti di Atterberg e carta di plasticità di Casagrande;

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2RBSL1000001</p>	<p>A</p>

- Resistenza al taglio non drenata dei terreni coesivi;
- Pressione di preconsolidazione dei terreni coesivi;
- Esiti delle prove SPT;
- Densità relativa stimata da prove SPT;
- Angolo di attrito stimato da prove SPT;
- Velocità delle onde di taglio;
- Modulo di taglio alle piccole deformazioni, a partire dai valori stimati di VS.

Si presenta di seguito uno stralcio del profilo stratigrafico dei terreni in corrispondenza dell'area interessata dall'opera, elaborato sulla base delle indagini di riferimento.

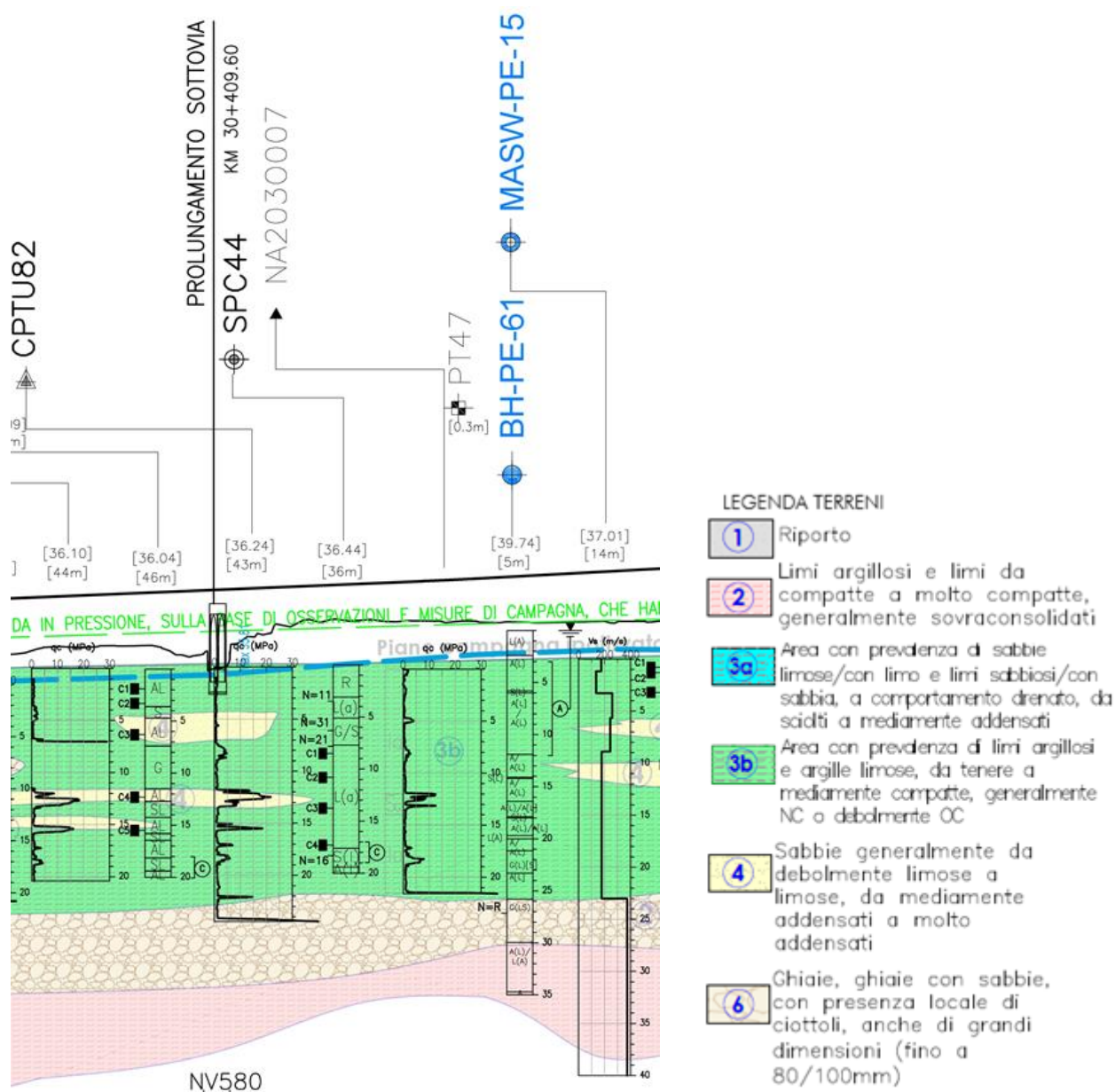




Figura 10: Profilo geotecnico di linea in corrispondenza della progressiva dell'opera in esame

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBSL1000001	A

## 6. DATI PIEZOMETRICI

Per quanto concerne la quota di falda registrata, si rimanda alla sintesi delle letture piezometriche eseguite in tutta l'area circostante l'opera nel periodo 2014–2020, riportata nel documento di progetto 'Relazione Geotecnica Generale' (Doc. Rif. [1]): le soggiacenze misurate nei piezometri lungo la tratta in cui ricade l'opera in esame riportano differenze di quota massima e minima generalmente inferiore ad 1.5 m.

Nel prospetto di seguito si fornisce la sintesi di quanto rilevato nel periodo di osservazione della falda 2014-2020, relativamente ai piezometri installati in prossimità dell'opera.



Pk	N°	SIGLA	NORD	EST	QUOTA (m slm)	Quota Ass. Max (m slm)	Quota Ass. Min (m slm)	Quota Max	Quota Min
30+430	41	SPC44	5033822.97	1685239.9	36.44	35.81	35.24	0.63	1.20

Per le considerazioni sulla falda di progetto si rimanda al capitolo 7.1.

Per quanto riguarda il livello della falda di costruzione, prima dell'esecuzione dello scavo per l'imposta delle fondazioni dell'opera in oggetto, è indispensabile verificare le quote della falda rilevate dai piezometri installati nelle vicinanze, o in alternativa eseguire un pozzetto di indagine, al fine di valutare la necessità di installazione di elementi atti a garantire l'esecuzione dello scavo in sicurezza (pozzi di emungimento, pompe ecc.).

Si segnala che fra le progressive 28 e 32 circa, ove è presente uno spesso strato di limi argillosi teneri, sovrastanti un acquifero ghiaioso a circa 20-30 m di profondità, tale acquifero si trova in pressione rispetto al p.c. La prevalenza rispetto al p.c. attuale, è dell'ordine di almeno 2-3 m.

Nel caso della WBS in esame, non se ne è tenuto in conto poiché l'opera non prevede esecuzione di pali o di inclusioni che si intestino nello strato di base.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2RBSL1000001	A

## 7. SINTESI DEI PARAMETRI DI CALCOLO

### 7.1. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO E CONDIZIONI DI FALDA

Si sintetizzano a seguire i valori caratteristici dei parametri geotecnici relativi ai terreni di fondazione delle aree in esame, desunti dagli esiti delle indagini secondo i criteri di cui al capitolo 4 e dalle indicazioni emerse dallo studio geologico-geomorfologico della tratta in cui l'opera ricade.

Le formazioni individuate sulla base delle analisi condotte e riportate nei prospetti di seguito fanno riferimento alle unità geotecniche descritte nel seguente elenco:

- Unità 2 – Limi argillosi da compatti a molto compatti;
- Unità 3b – Limi argillosi e argille limose debolmente sabbiose;
- Unità 4 – Sabbie debolmente limose/limose da mediamente addensate a molto addensate;
- Unità 6 – Ghiaie/ghiaie sabbiose.

Si riportano, inoltre, i dati relativi alla profondità di falda assunta a lungo termine e la quota testa palo rispetto al piano campagna considerate per le verifiche geotecniche dei pali di fondazione dell'opera in esame.

Il modello geotecnico di riferimento per la progettazione dei sistemi di fondazione dell'opera in esame, è ragionevolmente cautelativo, involupando le condizioni più critiche riscontrate lungo l'opera.

strato	Formazione	Tipo terreno	Spessore strato			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ 'k (°)	c'k (kPa)	cuk (kPa)	G0 (MPa)	E' (MPa)
			da	a	s (m)						
1	UG 3b	depositi limoso argillosi superficiali	0.0	2.0	2.0	17.5-18.5	22-26	-	60-80	-	10-15
2	UG 3b	depositi limoso argillosi	2.0	4.0	2.0	17.5-18.5	22-26	-	25-80	-	5-15
3	UG 4	sabbia limosa	4.0	7.0	3.0	19-20	36-39	0	-	80-120	40-100
4	UG 3b	depositi limoso argillosi	7.0	12.0	5.0	17.5-18.5	22-26	-	25-50	-	5-15
5	UG 4	sabbia limosa	12.0	13.5	1.5	19-20	36-39	0	-	80-120	40-100
6	UG 3b	depositi limoso argillosi	13.5	22.5	9.0	17.5-18.5	22-26	-	50-80	-	8-15
7	UG 6	strato ghiaioso	22.5	30.5	8.0	19-20	36-39	0	-	300	250
8	UG 2	limi argillosi compatti	30.5	35.0	4.5	18-20	-	-	100-150	-	20-40

#### LEGENDA

$\gamma$  = peso di volume naturale;

$\phi$ 'k = valore caratteristico dell'angolo di attrito;

c'k = valore caratteristico della resistenza al taglio in condizioni drenate;

cuk = valore caratteristico della coesione non drenata;



G0 = valore del modulo di taglio iniziale

E' = valore del modulo elastico operativo

La quota assoluta di riferimento, a partire dalla quale è definita la successione stratigrafica di cui ai prospetti precedenti, coincidente con il p.c. locale, è +36.1.

Relativamente alla profondità della falda, si assume a quota +35.5. Per la falda di progetto a lungo termine, questa si assume cautelativamente a piano campagna.

Come anticipato nella trattazione precedente, per quanto riguarda il livello della falda di costruzione, prima dell'esecuzione dello scavo per l'imposta delle fondazioni dell'opera in oggetto, è indispensabile verificare le quote della falda rilevate dai piezometri installati nelle vicinanze, o in alternativa eseguire un pozzetto di indagine, al fine

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBSL1000001	A

di valutare la necessità di installazione di elementi atti a garantire l'esecuzione dello scavo in sicurezza (pozzi di emungimento, pompe ecc.).

## 8. PROBLEMATICHE DI LIQUEFAZIONE

Nell'area dell'opera in oggetto, le indagini a disposizione confermano l'assenza di situazioni potenzialmente critiche, relativamente alla suscettibilità alla liquefazione dei terreni in sisma.

Si sintetizzano nelle Figure riportate a seguire gli esiti delle analisi di liquefazione condotte sulla base degli esiti dei sondaggi di riferimento per l'opera in esame.

Allo scopo di accertare la stabilità del sito di progetto nei confronti del fenomeno della liquefazione si è proceduto attraverso una valutazione di pericolosità condotta mediante l'applicazione di metodi empirici basati sui risultati delle prove penetrometriche in sito statiche di tipo CPT e dinamiche di tipo SPT.

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

Il fenomeno della liquefazione è profondamente influenzato dal numero dei cicli equivalente  $N$  del terremoto, dalla densità relativa  $D_r$  e dalla granulometria del terreno. Un terreno incoerente, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la sua densità relativa. Il potenziale di liquefazione aumenta poi, ovviamente, al crescere di  $N$  (cicli del terremoto).

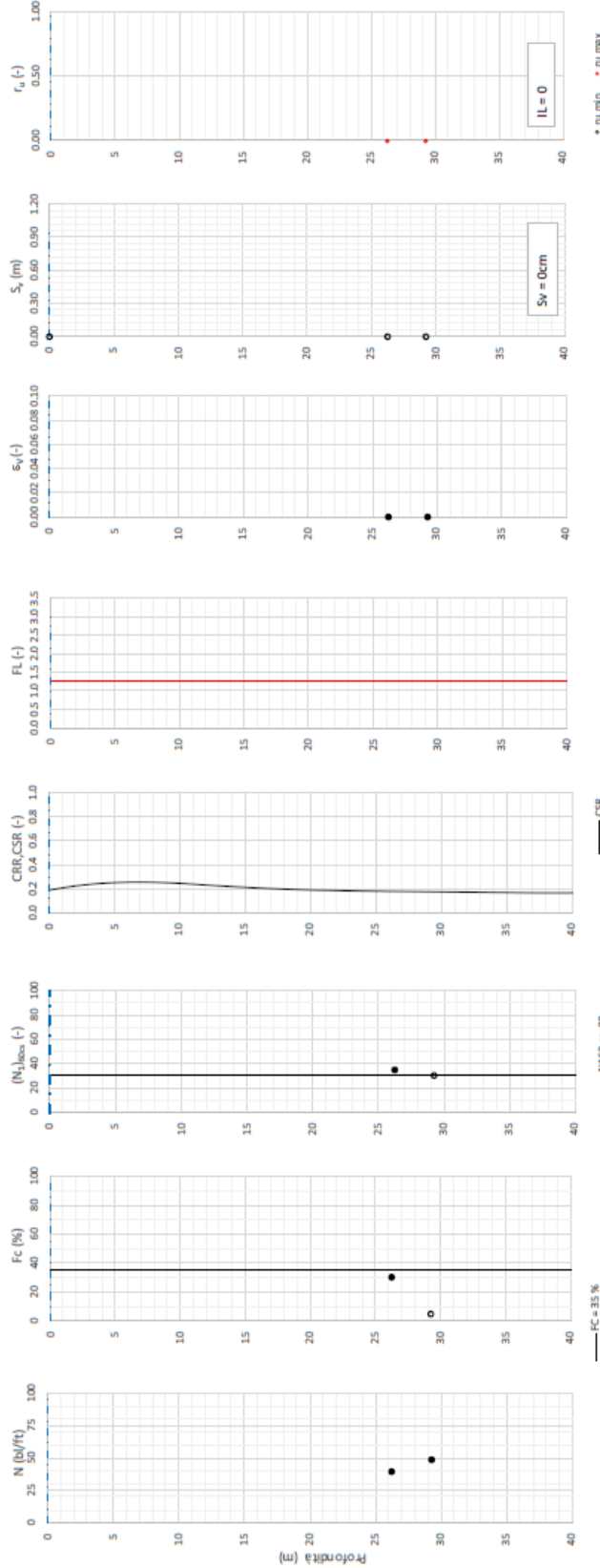
In questo contesto, il problema principale che si pone in fase di progettazione è valutare la stabilità del sito di progetto rispetto al fenomeno della liquefazione quando il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limoso-argillosa.

Le NTC2008 al paragrafo 7.11.3.4.2 prescrivono le condizioni di esclusione da verifica a liquefazione. Sulla base delle informazioni disponibili, nessuna delle suddette ragioni di esclusione è di principio applicabile e, pertanto, la verifica deve essere effettuata.

Per ulteriori dettagli si rimanda all'elaborato di progetto dedicato 'Relazione sulla modellazione sismica del sito e pericolosità sismica di base' (Doc. Rif. [6]-[7]).

	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2RBSL1000001	A

Tratta AC/AV Verona-Padova - Sub Tratta Verona-Vicenza - Lotto 2 - Prova BH-PE-60 Pr. 30+000  
 $a_{max} = 0.295g$ ,  $M_{calc} = 6$ ,  $MSF = 2$  Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001  
 Altezza rilevato = 4m



● Dati misurati in sito e calcolati sulla base di misure dirette  
 ○ Dati basati sulla stima di valori tipici per lo strato

Figlio relativa a spaziazione 10m x 1.00

● ru min ● ru max

— CSR

— N160 cs-30

— FC = 35 %

IL = 0

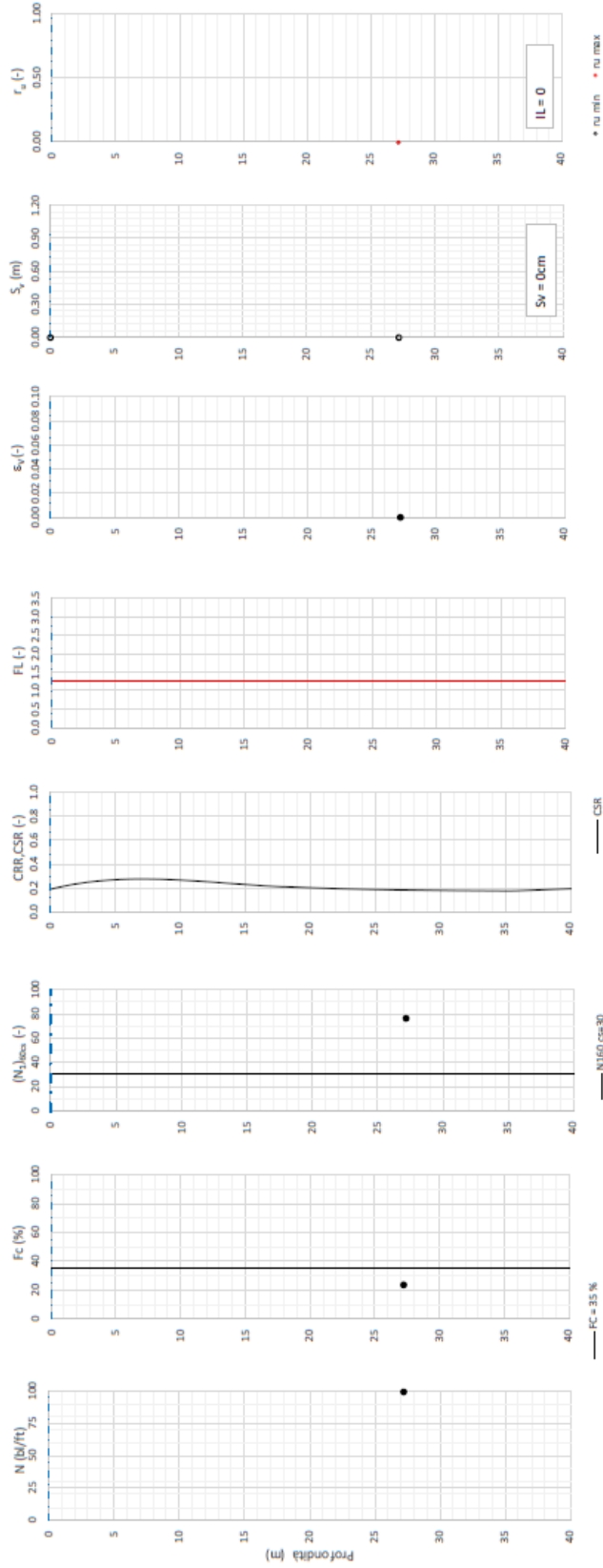
Sv = 0cm

	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2RBSL1000001	A

Tratta AC/AV Verona-Padova - Sub Tratta Verona-Vicenza - Lotto 2 - Prova BH-PE-61 Pr. 30+700



$a_{max} = 0.295g$   $M_{calc} = 6$  MSF = 2 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001

Altezza rilevato = 3m



● Dati misurati in sito o calcolati sulla base di misure dirette  
 ○ Dati basati sulla stima di valori tipici per lo strato

Foglio verificato e approvato N. 102

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBSL1000001	A

## 9. RISPOSTA SISMICA LOCALE

La zonazione del tracciato di progetto rispetto alla risposta sismica locale dei terreni presenti è stata svolta in accordo alle prescrizioni delle NTC2008, identificando la Categoria di Sottosuolo di appartenenza del sito sulla base dei dati delle indagini condotte. In particolare, l'associazione tra stratigrafia rilevata ai punti di interesse e relativa categoria di sottosuolo è stata condotta in funzione dei valori medi calcolati sui primi 30m di profondità della velocità di propagazione delle onde di taglio ( $V_{s,30}$ ) definita dall'espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \text{ [m/s]}$$

dove:

- $h_i$  = spessore (in metri) dell' $i$ -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;
- $V_{s,i}$  = velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato, ricavata attraverso correlazioni.

A tale riguardo, i profili di  $V_s$  di riferimento per ogni tratto sono stati così determinati:

- per via diretta dai risultati delle prove geofisiche di tipo MASW, Downhole e Crosshole;
- per via indiretta, attraverso correlazioni di letteratura sui valori misurati nel corso delle prove penetrometriche dinamiche di tipo SPT. In particolare, per tenere conto dell'incertezza epistemica (legata nel caso specifico al database di rilievi alla base di ogni correlazione), l'analisi è stata condotta adottando diverse formulazioni, selezionate tra le più rappresentative per i terreni oggetto di analisi. Ai fini dell'analisi, per ogni punto SPT viene rappresentata la media ottenuta dalle correlazioni suddette;
- Per via indiretta, attraverso correlazioni di letteratura sui valori misurati nel corso delle prove penetrometriche statiche di tipo CPT. Come per le correlazioni sui valori SPT, per ogni verticale CPT viene rappresentato il profilo di  $V_s$  medio ottenuto dall'applicazione delle correlazioni suddette.



Per ulteriori dettagli si faccia riferimento all'elaborato di progetto dedicato 'Relazione sulla modellazione sismica del sito e pericolosità sismica di base' (Doc. Rif. [6]-[7]).

In particolare, si sintetizzano di seguito i risultati ottenuti per la tratta in cui ricade l'opera in esame:

- Anche lungo il tratto S8 (da prog. 28+000 a 32+000), come S6 e S7, è possibile individuare un profilo di riferimento ben sostenuto dai dati di indagine e correlazione. Il parametro  $V_s$  presenta un andamento crescente con la profondità, partendo da valori di 130-250 negli strati coesivi più superficiali, intercalati a livelli sabbiosi, raggiungendo valori di 400 m/s nell'orizzonte ghiaioso più profondo.

Sulla base della definizione del profilo  $V_s$  di riferimento, si individuano i seguenti valori del parametro  $v_{s,30}$  relativamente alla tratta in cui ricade l'opera in esame.



GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2RBSL1000001	A

Tratto	Punto di interesse iniziale e finale (Tabella 1).	Prog.		WBS di riferimento	V <sub>s,30</sub> m/s
		da	a		
S8	P24-P26	28+000	32+000	RI46, RI47, RI48, RI49, RI50, RI51, RI52, RI53, RI54, RI55, RI56, RI57, RI58, RI59, RI60, RI61	246

In conclusione, sulla base delle informazioni disponibili, la tratta all'interno della quale ricade l'opera in esame può essere ragionevolmente classificata in **categoria C** ossia:

“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V<sub>s,30</sub> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT<sub>30</sub> < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < c<sub>u,30</sub> < 250 kPa nei terreni a grana fina)..”

L'effetto della risposta sismica locale sulla pericolosità di base può essere determinato secondo le NTC2008 attraverso l'impiego di un fattore di sito S funzione sia della categoria di sottosuolo (S<sub>s</sub>) sopra determinata, sia dell'andamento della superficie topografica (ST):

$$S = S_s \cdot S_T$$

Il coefficiente S<sub>s</sub> si ottiene per la Categoria C di sottosuolo attraverso la seguente espressione (vedi Tabella 3.2.V del par. 3.2.3 delle NTC2008):

$$S_s = 1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$$

Per quanto riguarda l'eventuale amplificazione topografica, considerato che il sito di interesse si trova su superficie sostanzialmente pianeggiante (cat. T1, ossia Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ , in accordo alla Tabella 3.2.IV al par.3.2.2. delle NTC2008), il fattore di amplificazione topografica è sempre ST=1.

Si faccia riferimento alle Relazioni di calcolo delle strutture afferenti l'opera in esame per l'individuazione dei valori assegnati ai parametri di definizione dell'azione sismica di progetto.