

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  
IN-INTERFERENZE VIARIE  
IN94 - PONTE PER STRADA DI MANUTENZIONE AL km 0+173.22  
GENERALE  
Relazione Geotecnica**

GENERAL CONTRACTOR		DIRETTORE LAVORI		SCALA
IL PROGETTISTA INTEGRATORE  Ing. Giovanni MALAVENDA iscritto all'ordine degli ingegneri di Venezia n. 4289 Data: Marzo 2021	Consorzio Iricav Due ing. Guido Fratini Data: Marzo 2021	Valido per costruzione ing. Enrico Piovano iscritto all'ordine degli ingegneri di Torino n.9273L Data: Marzo 2021	-	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.	FOGLIO
I N 1 7	1 1	E	I 2	R B	I N 9 4 0 0	0 0 1	A	- - - p - - -

	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma	Data
	Luca RANDOLFI	



Progettazione:

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA
A	EMISSIONE	CODING	30/03/21	S.Cecchi	30/03/21	P. Luciani	30/03/21	 Giuseppe Fabrizio Coppa Data: 30/03/21

CIG. 8377957CD1	CUP: J41E91000000009	File: IN1711EI2RBIN9400001A.DOC Cod. origine:
-----------------	----------------------	--





Progetto cofinanziato  
dalla Unione Europea

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2RBIN9400001	A

## INDICE

1.	PREMESSA	2
2.	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	3
2.1.	DOCUMENTI PROGETTUALI	3
2.2.	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	3
2.3.	BIBLIOGRAFIA TECNICA	4
3.	INDAGINI GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO	6
4.	CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI	8
4.1.	DENSITÀ RELATIVA DEI MATERIALI A GRANA GROSSA	8
4.2.	RESISTENZA AL TAGLIO – PARAMETRI DRENATI	10
4.2.1.	Materiali a grana grossa	10
4.2.2.	Materiali a grana fine	12
4.3.	RESISTENZA AL TAGLIO – PARAMETRI NON DRENATI	14
4.4.	DETERMINAZIONE DELLA STORIA TENSIONALE – (OCR)	15
4.5.	DETERMINAZIONE DEI COEFFICIENTI DI CONSOLIDAZIONE VERTICALE CV	16
4.6.	PARAMETRI DI DEFORMAZIONE	18
4.6.1.	Materiali a grana grossa	18
4.6.2.	Materiali a grana fine	20
4.7.	QUALITÀ DEI CAMPIONI	21
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA DELLE PRINCIPALI FORMAZIONI DELL'AREA	22
6.	DATI PIEZOMETRICI	25
7.	SINTESI DEI PARAMETRI DI CALCOLO	26
7.1.	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO E CONDIZIONI DI FALDA	26
8.	PROBLEMATICHE DI LIQUEFAZIONE	27
9.	RISPOSTA SISMICA LOCALE	29

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica E12RBIN9400001	A

## 1. PREMESSA

La presente relazione illustra gli aspetti geotecnici caratterizzanti l'area di interesse del sottopasso denominato IN94, ubicato al km 0+173.22, 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, concepita quale prolungamento del sottovia esistente sotto la linea storica, 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.

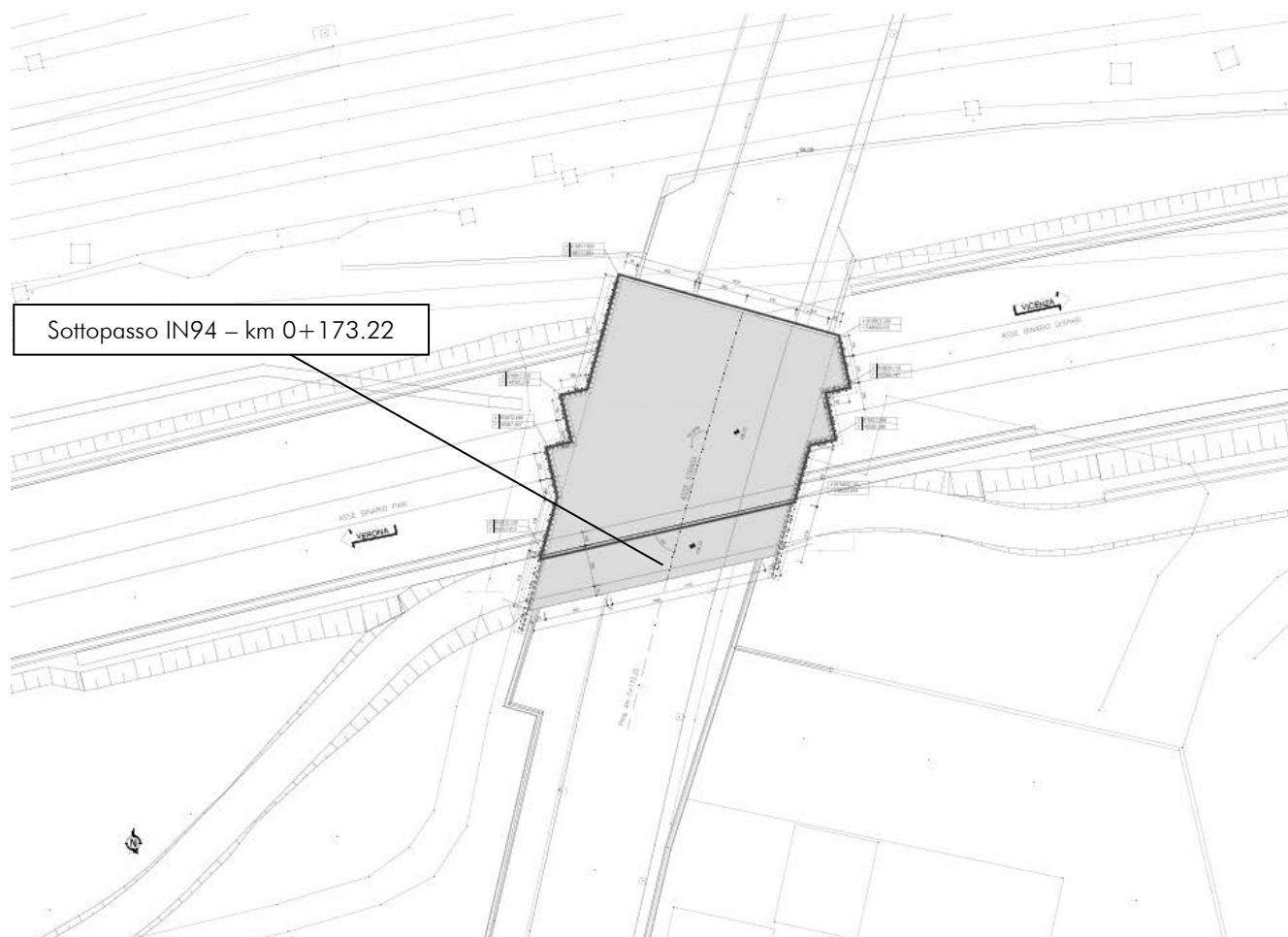




Figura 1: Stralcio planimetrico – Ubicazione Sottopasso IN94

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2RBIN9400001	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] IN1711EI2RBGE0000001A-4A Relazione geotecnica generale
- [2] IN1711EI2RGGE0000001A Relazione geologica, caratterizzazione e modellazione geologica del sito 1/2 (da 0+000 a 21+990)
- [3] IN1711EI2RGGE0000002A Relazione geologica, caratterizzazione e modellazione geologica del sito 2/2 (da 22+000 a 44+250)
- [4] IN1711EI2RGGE0000003A Relazione idrogeologica 1/2 (da 0+000 a 21+990)
- [5] IN1711EI2RGGE0000004A Relazione idrogeologica 2/2 (da 22+000 a 44+250)
- [6] IN1711EI2RGGE0000005A Relazione sulla modellazione sismica del sito e pericolosità sismica di base 1/2 (da 0+000 a 21+990)
- [7] IN1711EI2RGGE0000006A Relazione sulla modellazione sismica del sito e pericolosità sismica di base 2/2 (da 22+000 a 44+250)
- [8] IN1711EI2P5GE0000045A-55A Planimetria geotecnica con ubicazione indagini e profilo geotecnico
- [9] IN1711EI2RGGE0000007A Relazione di sintesi dei sondaggi e prove eseguite 1/2 (da 0+000 a 21+990)
- [10] IN1711EI2RGGE0000008A Relazione di sintesi dei sondaggi e prove eseguite 2/2 (da 22+000 a 44+250)
- [11] IN1711EI2P5GE0000067A-77A Carta di ubicazione indagini di Progetto Esecutivo, tav. 1-11
- [12] IN1711EI2SGGE0000001A Programma indagini in sito di Progetto Esecutivo (da 0+000 a 21+990)
- [13] IN1711EI2SGGE0000002A Programma indagini in sito di Progetto Esecutivo (da 21+990 a 44+250)
- [14] IN1711EI2PRGE0000001A Programma indagini di laboratorio di Progetto Esecutivo 1 di 2 (da 0+000 a 21+990)
- [15] IN1711EI2PRGE0000002A Programma indagini di laboratorio di Progetto Esecutivo 2 di 2 (da 21+990 a 44+250)
- [16] Relazioni illustrative delle attività di sito e di laboratorio. Fase di PE

### 2.2. NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO



- [17] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- [18] 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"
- [19] UNI-EN 1997-1 – Febbraio 2005: Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali
- [20] 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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2RBIN9400001	A



- [21] UNI-EN 1998-5 – Gennaio 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- [22] RFI DTC SI MA IFS 001 B – Dicembre 2017: Manuale di progettazione delle opere civili.

### 2.3. BIBLIOGRAFIA TECNICA

- [23] 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
- [24] Atkinson J.H. and Sallfors G. (1991), "Experimental determination of soil properties. General Session 1", *Proc. X ECSMFE, Florence, Vol. 3*, pp-915-956.
- [25] Atkinson J.H. (2000), "Non-linear soil stiffness in routine design", *Geotechnique*, Vol.50, n.5, pp.487-508
- [26] Baligh (1975) "Theory of deep site static cone penetration resistance" Research Report R-75-56, MIT, Cambridge
- [27] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" *Geotechnique* 36 , n° 1
- [28] 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
- [29] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995
- [30] 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
- [31] 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
- [32] Houlsby G. T., Teh, C. I. (1988) "Analysis of the piezocone in clay" *Penetration Testing 1988, ISOPT-1, De Ruyter (ed.)*. Balkema Rotterdam
- [33] Ishihara K. (1996), "Soil behaviour in earthquake Engineering". Clarendon Press, Oxford
- [34] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" *Proceedings In-situ 2001, Bali*
- [35] 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*
- [36] Jeffries M.G. and Been, K. (2006), "Soil liquefaction- A critical state approach". Taylor & Francis, ISBN 0-419-16170-8, 478 pages
- [37] 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
- [38] 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
- [39] Lancellotta R. (1987) "Geotecnica" Zanichelli, Bologna

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2RBN9400001	A

- [40] 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
- [41] Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997). "Cone Penetration Testing in Engineering Practice" Blackie Academic and Professional, London
- [42] Lunne T., Christoffersen H.P., Tjelta T.I. (1985) "Engineering use of piezocone data in North Sea clays" Proc. XI ICSMFE, S. Francisco
- [43] 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
- [44] Mesri G. e Godlewski P.M. (1977), "Time and stress-compressibility relationship". JGED, ASCE, GT5
- [45] 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.
- [46] 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
- [47] Schmertmann J.H. (1978), "Guidelines for cone penetration test performance and design", Report FHWA-TS-78-209, U.S. Department of Transportation, Washington.
- [48] 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
- [49] 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
- [50] 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
- [51] 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
- [52] 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
- [53] Tavenas F., Jean P., Leblond P., Leroueil S. (1983b) "The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics" Canadian Geotechnical Journal, vol. 20
- [54] Terzaghi K., Peck R.B. and Mesri G. (1996), "Soil mechanics in engineering practice", 3rd edition, Wiley & Sons, New York
- [55] 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
- [56] 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 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2RBIN9400001	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 disponibili relativamente all'area di interesse.

Progressiva (km ≈)	Sondaggio o prova CPTU (Denomin.)	Campagna d'indagine (anno)	Quota di Bocca foro (m s.l.m.m.)	Lunghezza sondaggio/CPTU (m)	Piezometro installato C=Casagrande TA=Tubo Aperto
0+140	BH-PE-01	2020/2021	56.767	30.00	-

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 l'opera in esame.



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto

Lotto

Codifica

IN17

11

EI2RBN940001

A

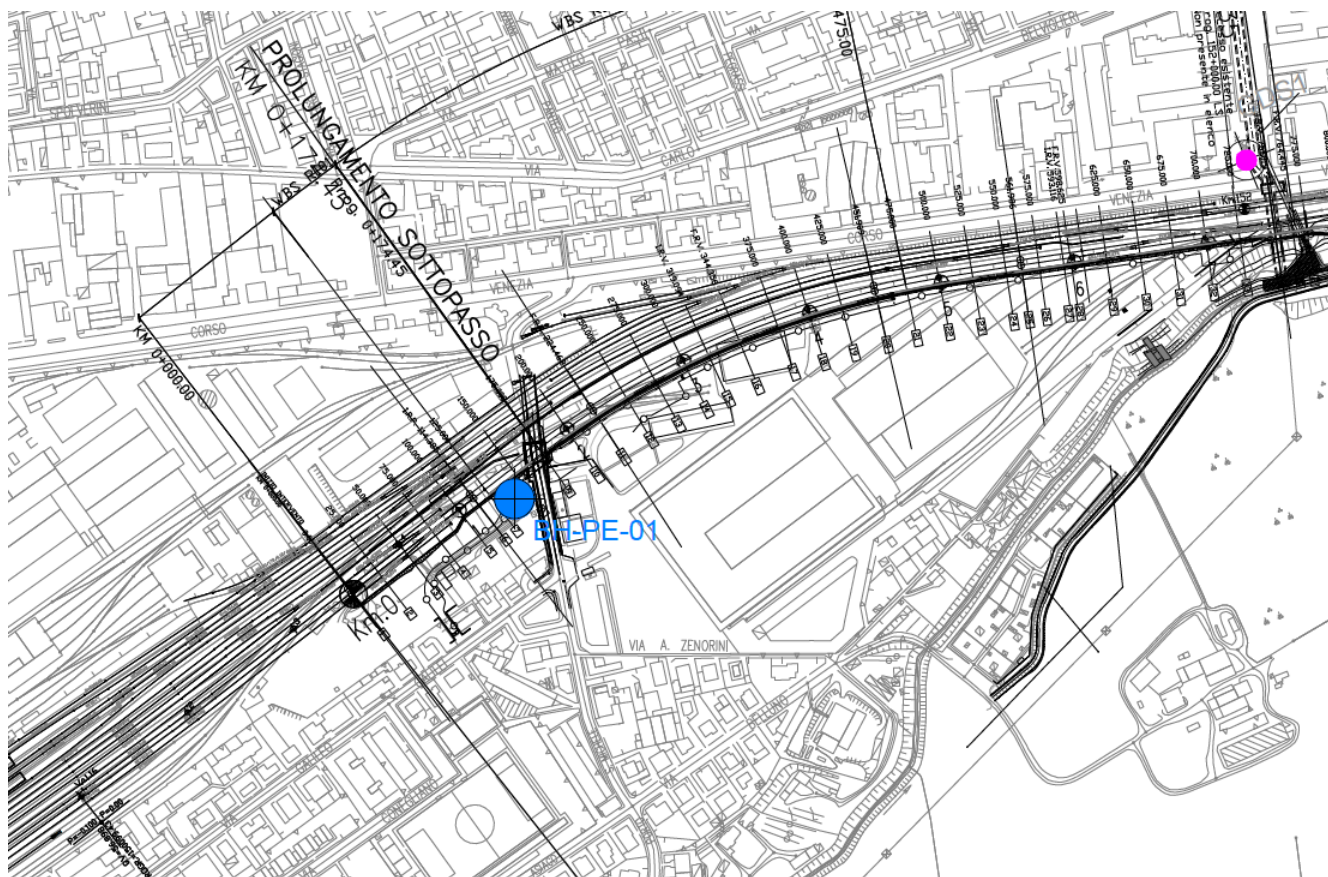




Figura 2: Stralcio planimetrico – Ubicazione indagini geotecniche di riferimento per l’opera in esame



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2RBIN9400001	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:

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

essendo:

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

$\sigma_{vo}'$  = 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. [38]):

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

dove:

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2RBIN9400001	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. [30]) 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. [34]) 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 (-);

$(NSPT)_{78\%}$  = 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  $(NSPT)_{60\%}$ , 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 11	Codifica EI2RBIN9400001	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 [29]; Skempton, 1986 [50]; Tokimatsu & Yoshimi, 1983 [55]).

## 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. [27]). 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. [26]):

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

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. [27]):

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



essendo:

$Q = 10$

$p_r' = 1.4 \cdot \sigma_{ff}'$  (v. Jamiokowski et al. 1988, Doc. rif. [35]) (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 11	Codifica EI2RBIN9400001	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. [56][51]).

	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. [47]), 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.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2RBIN9400001	A

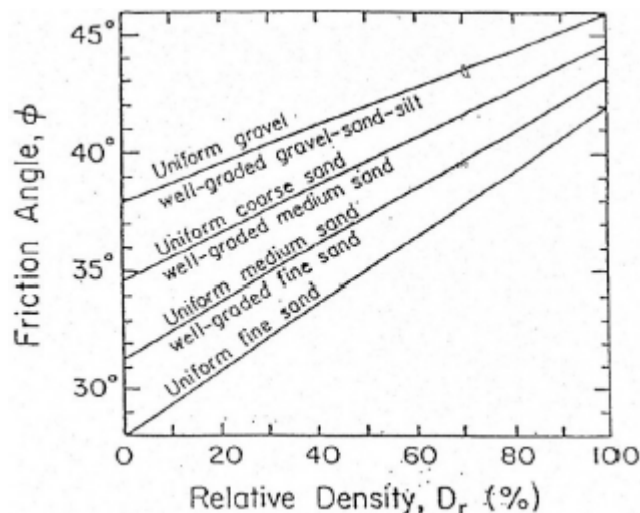


Figura 3: Relazione fra angolo di resistenza al taglio operativo e densità relativa

#### 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. [36]), Robertson (2012, Doc. rif. [46]) 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. [44]). 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>11</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2RBIN9400001</p>	<p>A</p>

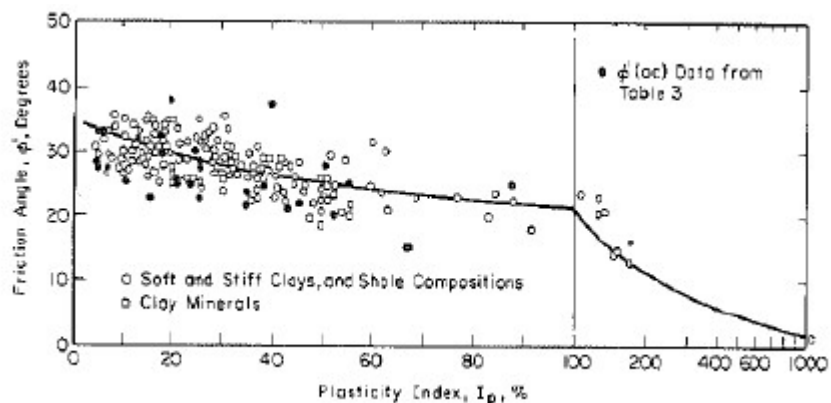


Figura 4: Valori dell'angolo di resistenza al taglio per materiali argillosi (Mesri e Abdel-Ghaffar, 1993)

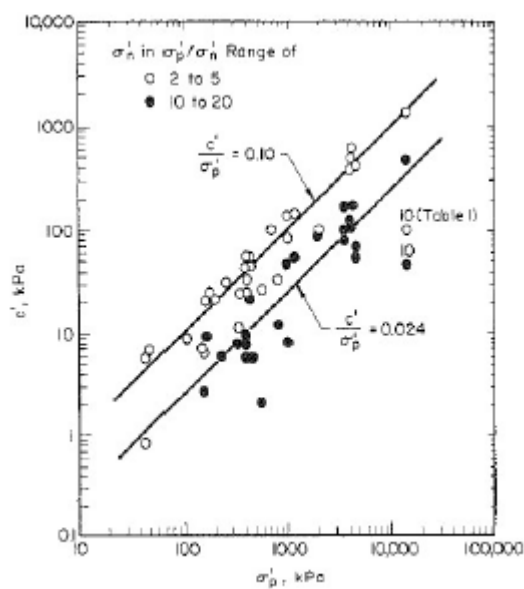




Figura 5: Valori della coesione intercetta  $c'$  in funzione della tensione di preconsolidazione e del valore della tensione normale al piano di rottura, al momento della rottura  $\sigma_{p1}$  (da Mesri e Abdel-Ghaffar, 1993)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2RBIN9400001	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. [41]).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica E12RBIN9400001	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. [28]):

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

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 11	Codifica EI2RBIN9400001	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. [32]).

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. [37]), 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 11	Codifica EI2RBIN9400001	A

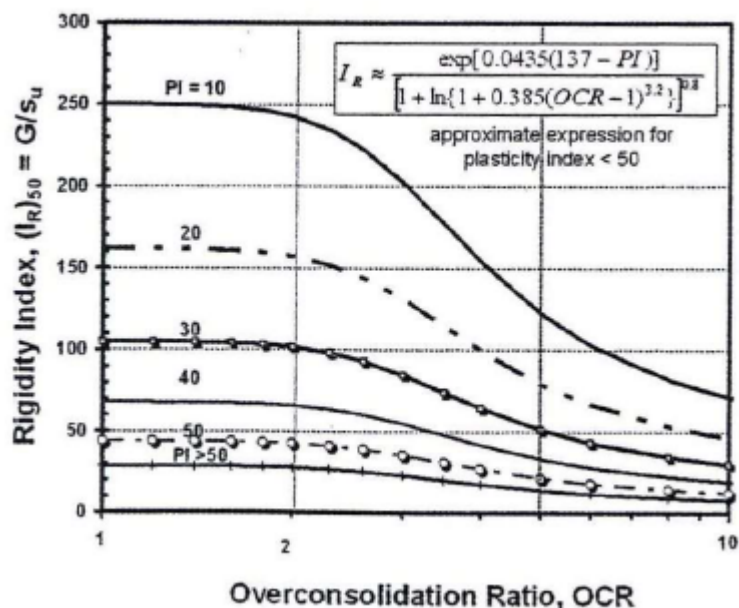


Figura 6: Coefficiente di sovraconsolidazione in funzione dell'indice di rigidezza (Keaveny and Mitchell, 1986)

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

In accordo alle indicazioni di Baligh (1975, Doc. rif. [26]), 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. [39]):

- 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 11</p>	<p>Codifica EI2RBIN9400001</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. [24]), e da Atkinson (2000, Doc. rif. [25]), valutazione dell'entità del degrado dei moduli iniziali, facendo riferimento a curve di letteratura.

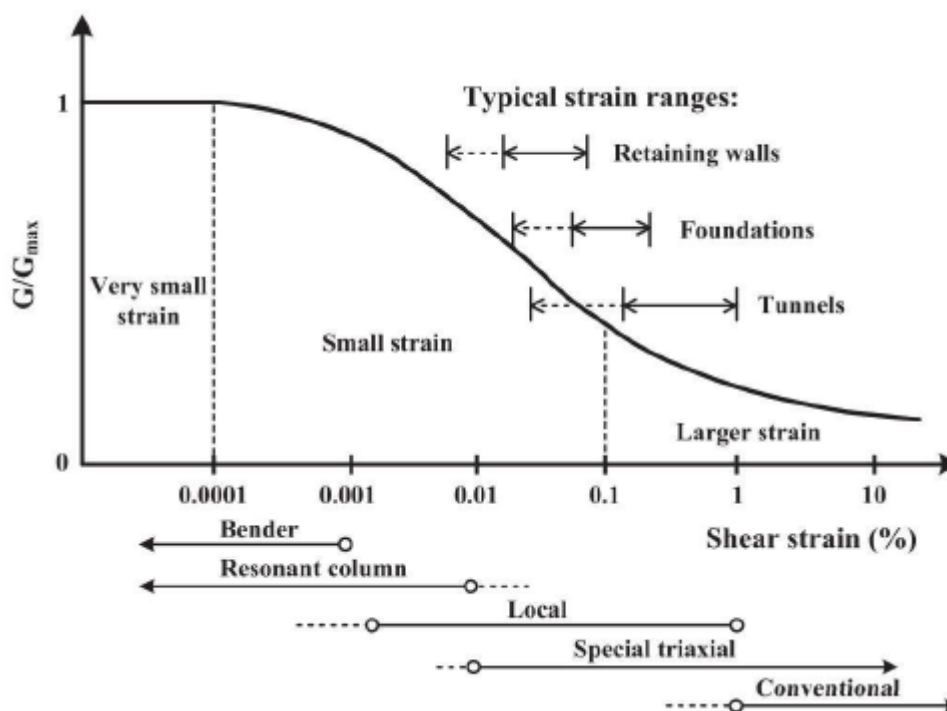




Figura 7: Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>11</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2RBIN9400001</p>	<p>A</p>

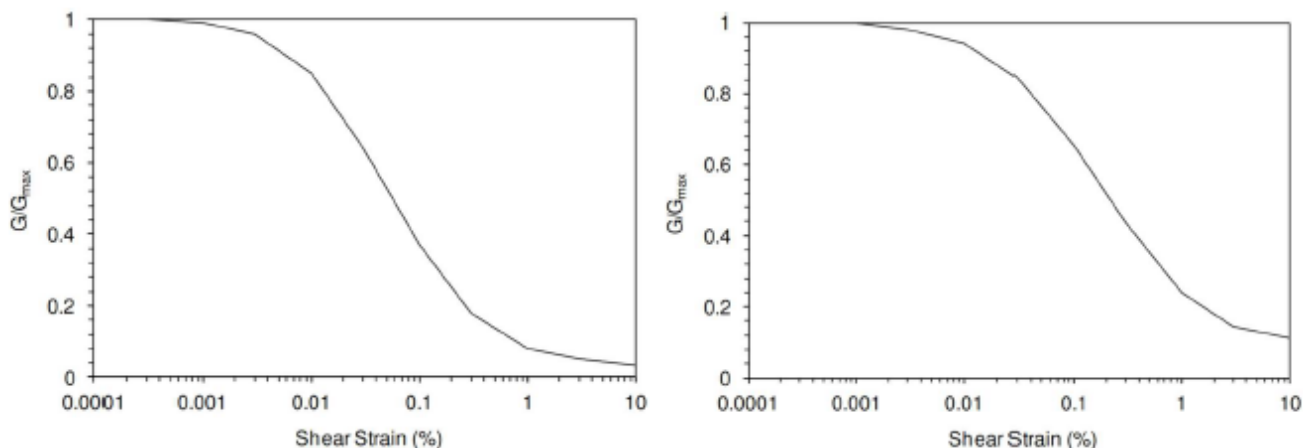


Figura 8: Curva di decadimento del modulo di taglio per depositi sabbiosi (a sinistra) e argillosi (a destra)

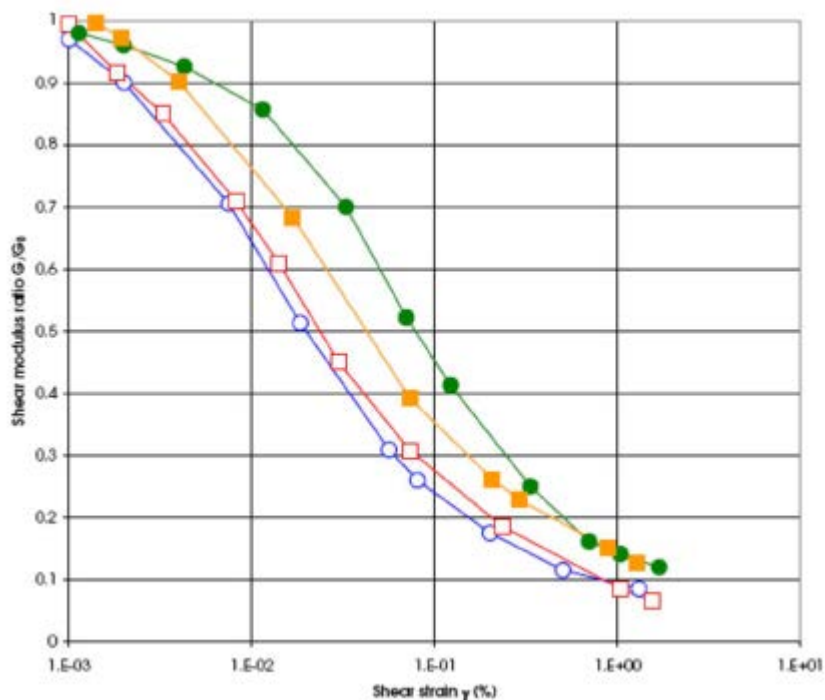




Figura 9: Altro esempio di curva di decadimento del modulo di taglio

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 11	Codifica E12RBIN9400001	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 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 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. [44]):

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

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 11	Codifica EI2RBIN9400001	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. [40]) e Terzaghi et al. (1996, Doc. rif. [54]), 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. [31]).



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 11	Codifica EI2RBIN9400001	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 e delle sue fondazioni sono essenzialmente riconducibili alla seguente macro-unità: ghiaie/ghiaie sabbiose molto addensate (Unità 6), estese per uno strato consistente e comunque fino alle profondità indagate, all'interno delle quali si registrano valori di  $N_{spt}$  superiori a 70 colpi/30cm.

Di seguito si riporta una descrizione della situazione stratigrafica dell'area dell'opera in oggetto.

- Da p.c. e fino alle profondità indagate, sono presenti ghiaie/ghiaie con sabbie da medie a grossolane, molto addensate con presenza di ciottoli di diametro 8-10cm (Unità 6).



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.

I terreni incoerenti (Unità 6) sono costituiti da ghiaie/ghiaie sabbiose, con percentuale di materiale a grana fine inferiore al 20%, e con resistenze penetrometriche  $N_{spt}$  superiori a 70 colpi/30 cm. Le ghiaie presentano angoli di attrito che si stimano nel range 39°-42°. In virtù della buona gradazione del materiale, si ritiene di affidarsi di più ai valori di angoli di resistenza al taglio proposti da Schmertmann, che tengono conto della composizione granulometrica del materiale. Per lo strato ghiaioso si stima un modulo di taglio alle piccole deformazioni (G0) compreso tra 120 MPa e 250 MPa.

Si fa presente che il piano di posa delle fondazioni dell'opera in oggetto si imposta a quota inferiore rispetto a quelle in corrispondenza delle quali il sondaggio di riferimento rileva materiali di riporto, tipicamente di natura eterogenea, provenienti da lavorazioni legate all'antropizzazione dell'area.



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:

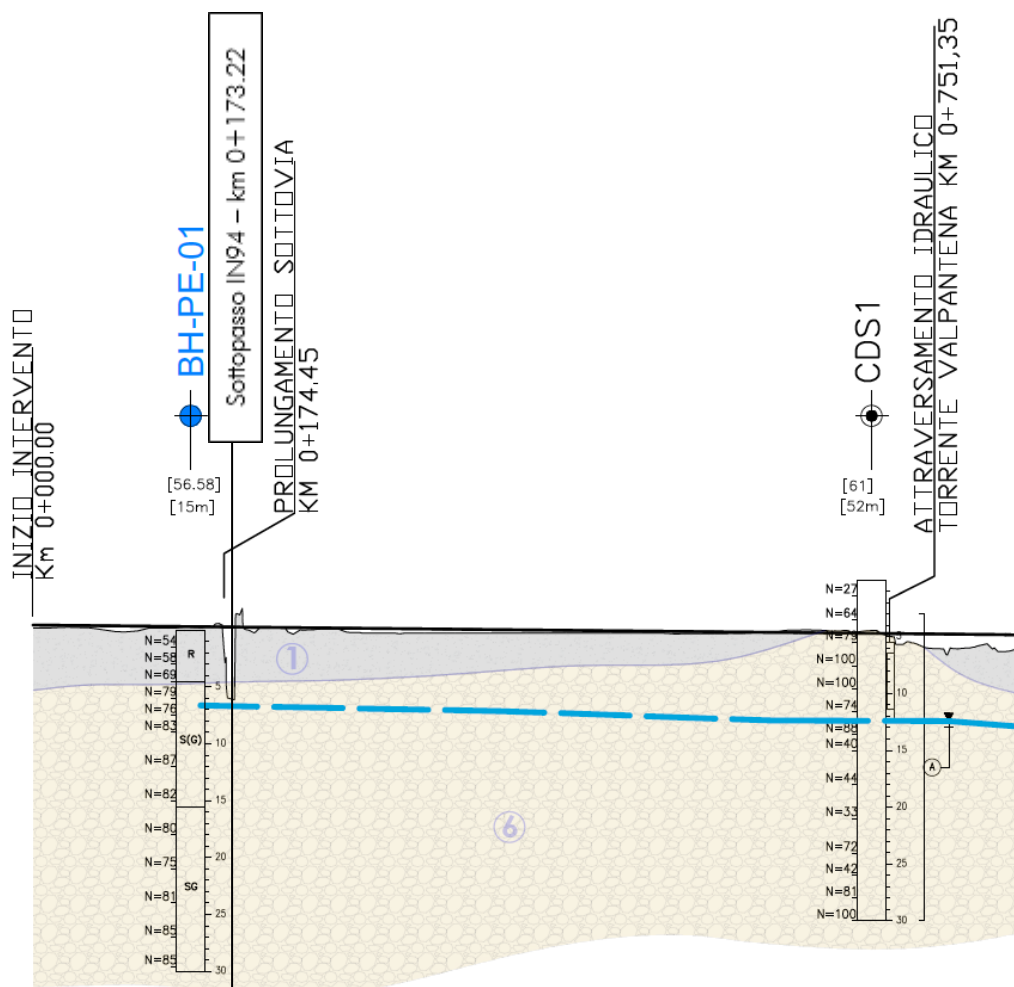


GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica E12RBIN9400001	A

- Sintesi delle analisi granulometriche;
- Limiti di Atterberg e carta di plasticità di Casagrande;
- 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 longitudinale sulla linea, in corrispondenza della progressiva dell'opera di interesse.



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>11</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2RBIN9400001</p>	<p>A</p>



#### LEGENDA TERRENI

- 1 Riperto
- 2 Limi argillosi e limi da compatte a molto compatte, generalmente sovraconsolidati
- 3a Sabbie limose/con limo e limi sabbiosi/con sabbia, a comportamento drenato, da sciolti a mediamente addensati
- 3b Limi argillosi e argille limose, da tenere a mediamente compatte, generalmente NC o debolmente OC
- 4 Sabbie generalmente da debolmente limose a limose, da mediamente addensati a molto addensati
- 6 Ghiaie, ghiaie con sabbie, con presenza locale di ciottoli, anche di grandi dimensioni (fino a 80/100mm)

Figura 10: Profilo stratigrafico del tracciato in corrispondenza della progressiva dell'opera in esame

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2RBIN9400001	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 una sostanziale stabilità nelle escursioni stagionali. La differenza di quota massima e minima misurata risulta essere inferiore a 3 m.



Nel prospetto di seguito si fornisce la sintesi di quanto rilevato nel periodo di osservazione della falda 2017-2020, relativamente al piezometro installato in corrispondenza del sondaggio attrezzato più vicino all'opera in esame, relativo alla Campagna 2017/2018 richiesta dalla Conferenza dei Servizi.

Pk	N°	SIGLA	NORD	EST	QUOTA (m slm)	Quota Ass. Max (m slm)	Quota Ass. Min (m slm)	Quota Max	Quota Min
0+735	-	CDS1	5033437.85	1659059.25	61	46.59	44.72	14.41	16.28

Per quanto riguarda i sondaggi di nuova esecuzione (2020/2021) non sono stati installati piezometri in corrispondenza di quelli di riferimento per l'opera in esame.

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.).

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	11	EI2RBIN9400001	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 dell'opera 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 6 – Ghiaie/ghiaie sabbiose con presenza locale di ciottoli anche di grandi dimensioni.

Si definisce il seguente modello geotecnico di riferimento per la progettazione geotecnica dell'opera in esame:

strato	Formazione	Spessore strato			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	c' (kPa)	c <sub>uk</sub> (kPa)	G <sub>0</sub> (MPa)	E' (MPa)
		da	a	s (m)						
1	UG 6	0.0	30.0	30.0	19-20	39-42	0	-	120-250	50-200

#### LEGENDA

$\gamma$  = peso di volume naturale;

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

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

c<sub>uk</sub> = valore caratteristico della coesione non drenata;

G<sub>0</sub> = valore del modulo di taglio iniziale



E' = valore del modulo elastico operativo

Si precisa che la quota di riferimento, a partire dalla quale è definita la successione stratigrafica di cui al prospetto precedente, corrisponde al livello del p.c. locale intercettato sulla linea in corrispondenza della progressiva dell'opera, alla quota assoluta riportata di seguito.

Si individua inoltre di seguito la quota assoluta del livello di falda di progetto assunta per l'opera in esame.

Quota p.c. locale sulla linea – PK opera (Livello di riferimento per il modello geotecnico definito)	50.55	m s.l.m.
Quota falda di progetto	49.90	m s.l.m.

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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica E12RBIN9400001	A

## 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.

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 della 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.

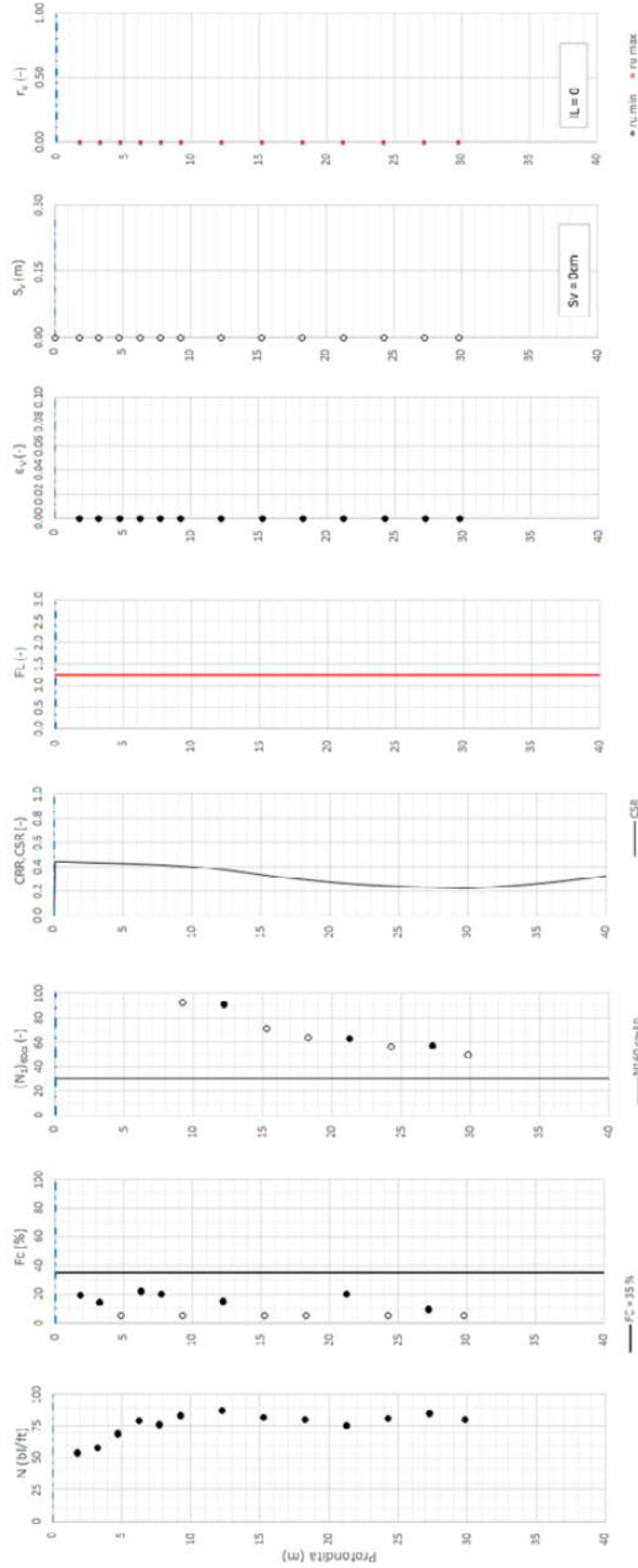
Le NTC2008 al paragrafo 7.11.3.4.2 prescrivono le condizioni di esclusione da verifica a liquefazione. Sulla base delle informazioni disponibili, nessuna delle suddette ragioni di esclusione è di principio applicabile e, pertanto, la verifica deve essere effettuata.



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	11	EI2RBIN9400001	A

Tratta AC/AV Verona-Padova - Sub Tratta Verona-Vicenza - Lotto 1 - Prova BH-PE-01 Pr. 0+173  
 $a_{max} = 0.317g$   $M_{calc} = 6$   $MSF = 2$  Metodo NCEEER 1996 - 1998 - 2001  
 Altezza rilevato = 0m



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2RBIN9400001	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 VS 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:

- Nel tratto S1 (da Prog. 0+000 a 4+000) si osserva una sostanziale differenza tra le VS da misure geofisiche di tipo MASW e downhole, sempre superiori a 300 m/s ed i dati corrispondenti ottenuti da correlazioni (variabili tra 200 e 300 m/s). Considerando la litologia, dominata da ghiaie grossolane, sembra ragionevole considerare un profilo di riferimento a crescere nei primi 15 m anche se con valori inferiori rispetto ai massimi misurati da due delle tre prove geofisiche (DH-PE-06 e MASW-PE-01), per poi calare leggermente nella porzione stratigrafica dominata da sabbie fini frammentate ad argille limose con sabbia ( $V_s$  nell'intorno dei 360 m/s), a crescere a profondità maggiori entrando nelle sabbie fini medie.

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	11	EI2RBIN9400001	A

Tratto	Punto di interesse iniziale e finale (Tabella 1).	Prog.		WBS di riferimento	Vs,30 m/s
		da	a		
S1	P1-P3	0+000	4+000	R01, R01A, R02, RI03, RI04, RI05, VI19, RI06, RI07, RI08, RI09, RI10	355

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 Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT_{,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < cu_{,30} < 250$  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 (Ss) sopra determinata, sia dell'andamento della superficie topografica (ST):

$$S = S_s \cdot S_T$$

Il coefficiente Ss 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.