

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  
RILEVATI  
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83  
GENERALE  
Relazione Geotecnica**

GENERAL CONTRACTOR		DIRETTORE LAVORI		SCALA -
IL PROGETTISTA INTEGRATORE	Consorzio Iricav Due ing. Paolo Carmona Data: Aprile 2021			

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

	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma Luca RANDOLFI	Data Aprile 2021



Progettazione:

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA
A	EMISSIONE	N. Valimberti <i>N. Valimberti</i>	Aprile 2021	V. Pastore <i>V. Pastore</i>	Aprile 2021	P. Ascari <i>P. Ascari</i>	Aprile 2021	P. Ascari 
								Data: Aprile 2021

CIG: 8377957CD1	CUP: J41E91000000009	File: IN1712EI2RBR171A0001A.DOCX
		Cod. origine:



Progetto cofinanziato  
dalla Unione Europea



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 2 di 79</p>

## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
2.1	Documentazione di progetto.....	5
2.2	Normativa e standard di riferimento.....	5
2.3	Bibliografia .....	6
<b>3</b>	<b>INQUADRAMENTO DELL'OPERA.....</b>	<b>8</b>
3.1	Geometria del rilevato.....	8
<b>4</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....</b>	<b>9</b>
4.1	Inquadramento geotecnico .....	9
4.1.1	Indagini disponibili.....	10
4.1.2	Livello di falda .....	12
4.2	Condizioni geotecniche del sito .....	13
4.3	Sintesi del modello geotecnico di riferimento .....	21
4.3.1	Materiale da rilevato.....	21
<b>5</b>	<b>CARATTERISTICHE SISMICHE E SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE .....</b>	<b>22</b>
5.1	Sollecitazione sismica di progetto.....	22
5.1.1	Vita Nominale.....	22
5.1.2	Classe d'uso .....	22
5.1.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica .....	23
5.1.4	Categorie di Sottosuolo.....	23
5.1.5	Condizioni topografiche .....	23
5.1.6	Accelerazione sismica di riferimento .....	24
5.2	Suscettibilità alla liquefazione.....	24
5.2.1	CRR da correlazione su prove CPT .....	26
5.2.2	CRR da correlazione su prove SPT.....	28
5.3	Risultati delle verifiche a liquefazione.....	31
<b>6</b>	<b>VERIFICA GEOTECNICA DEL RILEVATO .....</b>	<b>35</b>
<b>7</b>	<b>RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI.....</b>	<b>36</b>
7.1	Introduzione .....	36
7.2	Analisi agli stati limite.....	36
7.3	Metodologia di calcolo .....	39
7.3.1	Portata laterale.....	39
7.3.1.1	Depositi coesivi .....	39
7.3.1.2	Depositi incoerenti .....	40

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 3 di 79</p>

7.3.2	Portata di base .....	40
7.3.2.1	Depositi coesivi .....	40
7.3.2.2	Depositi incoerenti .....	40
7.3.2.3	Terreni stratificati .....	41
7.4	Stratigrafia di calcolo e fattori parziali .....	42
7.5	Risultati .....	42
7.5.1	PALI D = 600 mm .....	43
7.5.2	PALI D = 800 mm .....	47
<b>8</b>	<b>CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI.....</b>	<b>51</b>
	<b>Allegati .....</b>	<b>52</b>
	ALLEGATO 1 - STRATIGRAFIE .....	53
	ALLEGATO 2 - SONDAGGI.....	55
	ALLEGATO 3 - TABULATI DI CALCOLO PALI D = 600 .....	62
	ALLEGATO 4 - TABULATI DI CALCOLO PALI D = 800 .....	71

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 4 di 79



## 1 INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la Relazione Geotecnica del rilevato RI71A, previsto nell'ambito del Progetto Esecutivo della sub tratta Verona – Vicenza della Linea AV/AC Verona – Padova. Tale rilevato si estende tra il km 38+075,00 ed il km 38+420,83 della linea AV.

La relazione descrive in dettaglio il modello geotecnico definito per il rilevato sulla base delle indagini geognostiche eseguite nelle vicinanze dell'opera e delle caratteristiche geotecniche attribuite ai materiali rinvenuti lungo la tratta. Le verifiche discusse sono state eseguite ai sensi della Normativa applicabile al progetto (v. capitolo seguente) per garantire la stabilità dei rilevati ed il rispetto dei requisiti prestazionali previsti per le opere in oggetto.

Il documento è così organizzato:

- documenti e normativa di riferimento (capitolo 2);
- inquadramento dell'opera e caratteristiche geometriche del rilevato (capitolo 3);
- definizione del modello geotecnico di riferimento (capitolo 4);
- valutazione della suscettibilità alla liquefazione e descrizione degli eventuali interventi di mitigazione (capitolo 5);
- verifiche geotecniche dei rilevati (capitolo 6);
- calcolo curve di resistenza pali di fondazione (capitolo 7)
- conclusioni e raccomandazioni (capitolo 8).

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 5 di 79</p>


## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 Documentazione di progetto

- [1] Sezioni di Progetto Esecutivo
- [2] IN1710EI2RBGE0000004A Relazione Geotecnica (da 33+500 a 44+250)
- [3] IN1710EI2LZGE0000021A Planimetria con ubicazione indagini e profilo geotecnico 10 di 11
- [4] IN1710EI2RHGE00000065A Relazione sulla modellazione sismica del sito e pericolosità sismica di base 2/2
- [5] IN1710EI2P5GE0000010A Planimetrie con classificazione sismica del territorio 10 di 11
- [6] IN1710EI2RHGE0000004A Relazione idrogeologica 2/2
- [7] IN1710EI2RHGE0000007A-8A Relazione di sintesi dei sondaggi e delle prove eseguite
- [8] IN1710EI2PRGE0000001A-2A, Risultati Indagini in sito di Progetto – SOCOTEC
- [9] IN1710EI2PRGE0000003A-4A, Risultati Indagini in sito di Progetto Esecutivo – ATI GEOSERVING – GEOLAVORI
- [10] IN1710EI2PRGE0000005A-8A, Risultati Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo – SOCOTEC
- [11] IN1710EI2PRGE0000009A-12A, Risultati Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo – ATI GEOSERVING - GEOLAVORI
- [12] IN1710EI2IGGE0000001A-2A, Risultati Indagini Geofisiche di Progetto Esecutivo – SOCOTEC
- [13] IN1710EI2IGGE0000003A-4A, Risultati Indagini Geofisiche di Progetto Esecutivo – ATI GEOSERVING - GEOLAVORI

### 2.2 Normativa e standard di riferimento



- [14] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30
- [15] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008
- [16] UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [17] UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- [18] RFI DTC SI PS MA IFS 001 B Manuale di progettazione delle opere civili, Parte II – Sezione 2, Ponti e strutture
- [19] RFI DTC SI CS MA IFS 001 B Manuale di progettazione delle opere civili, Parte II – Sezione 3, Corpo stradale
- [20] RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- [21] RFI DTC INC CS SP IFS 001 A Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 6 di 79</p>

- [22] RFI DTC SICS SP IFS 001 B Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi”– RFI
- [23] RFI TCAR ST AR 01 001 D Standard di qualità geometrica del binario con velocità fino a 300 km/h
- [24] Specifiche Tecniche di interoperabilità 2015 (REGOLAMENTO (UE) N. 1299/2014 DELLA COMMISSIONE del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea)

## 2.3 Bibliografia

- [25] Hynes, M.E., and Olsen, R.S. (1999), “Influence of confining stress on liquefaction resistance”, Proc., Int. Workshop on Phys. And Mech. Of Soil Liquefaction, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 145-152.
- [26] Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2004), “Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes”. In: Proceedings, 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake engineering, and 3d International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. D. Doolin et al., eds., Stallion press, Vol. 1, pp. 32-56.
- [27] Liao, S.C.C. and Whitman, R.V. (1986), “Overburden Correction Factors for SPT in sand”, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 3, 373-377.
- [28] Robertson P.K. and Wride C.E. (1998). “ Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test”. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, 35(3), pp. 442-459.
- [29] Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971), “Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential”, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 97(9), pp.1249-1273.
- [30] Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1982), “Ground motions and soil liquefaction during earthquakes”, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.
- [31] Seed, R.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., Chung, L.M. (1985), “The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111(12), pp.1425-1445.
- [32] Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, L.W.D., Harder, L.F. Jr., Hynes, M.H., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F. III, Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B. and Stokoe, K.H. II (2001), “Liquefaction Resistance of Soil: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 127, n° 10, pp.817-833.
- [33] Rocscience (2017), Slide ver 7.0, 2017
- [34] Rocscience (2009), Settle 3D ver 2.0, 2009
- [35] Matlock, H., Reese, L.C. (1960) "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol.86, No.SM5, pp.63-91



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 7 di 79</p>

[36] Reese L.C. and O'Neill M.W. (1999), "Drilled shafts. Construction procedures and design methods" Federal Highway administration. Report FHWA-IF-99-025

[37] 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.

[38] Meyerhof G.G. (1976), "Bearing capacity and settlement of pile foundations" JGED, ASCE, GT3, pp.197-228

[39] 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.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 8 di 79

### 3 INQUADRAMENTO DELL'OPERA

Il rilevato ferroviario in esame si estende dalla pk 38+075,00 alla pk 38+420,83 per una lunghezza totale di 345,83 m. Il rilevato viene realizzato in un'area interessata dalla seconda variante della linea storica. In particolare, il nuovo rilevato risulta in affiancamento ad essa per tutta la tratta in esame. La tratta è attraversata da un cavalcavia ferroviaria esistente. Non si evidenziano altre interferenze con opere principali adiacenti e/o attraversate.

#### 3.1 Geometria del rilevato

Come detto il rilevato risulta sempre in affiancamento alla seconda variante della LS, posta sul lato Nord. Il rilevato, lungo 345,83 m, ha una sezione uniforme per tutto il tracciato e risulta a raso con il piano campagna. Il lato Nord risulta interessato da un terrapieno con quota superiore alla quota del piano della ferrovia, per questo è necessaria l'installazione di un muro di contenimento/mitigazione che si estende dall'inizio della WBS fino alla progressiva pk 38+265,00. La stabilità del muro viene garantita da una fondazione su pali. Il lato Sud è anch'esso interessato da un muro di mitigazione che inizia alla progressiva pk 38+130,44 e che si estende fino alla fine della WBS. Anche la stabilità di questo muro viene garantita da una fondazione su pali.

Alla pk 38+138,58, sezione n. RI71B-5, si riscontra la prima sezione con i muri su pali per entrambi i lati, il lato Nord con altezza del paramento pari a 3,00 m e il lato Sud con altezza del paramento pari a 4,00 m, vedi Sezione A (Figura 1). Non sono previste analisi di stabilità e di cedimento in quanto non sussistono rischi geotecnici per il rilevato in esame, trattandosi di un'opera a raso. Si riporta comunque la caratterizzazione geotecnica per la tratta e le curve di resistenza di progetto per i pali.

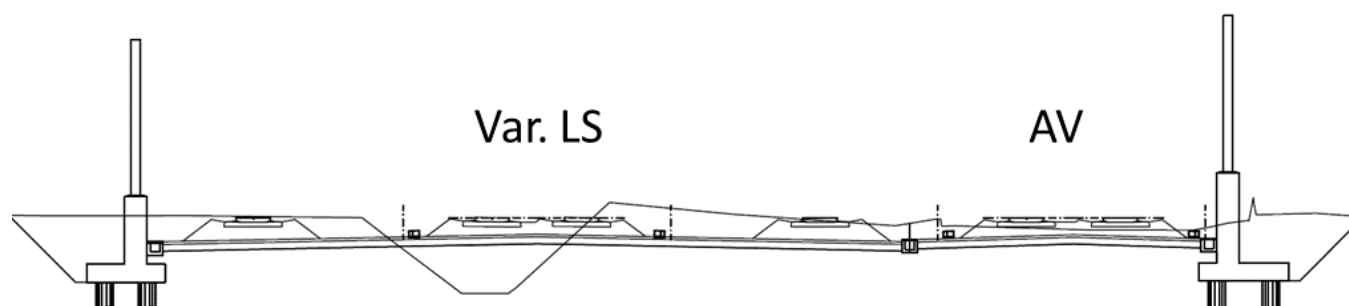




Figura 1 – Sezione di riferimento A (pk 38+138,58 n. RI71B-5) estratta da sezioni PE (Doc Rif. [1])



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 9 di 79

## 4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 4.1 Inquadramento geotecnico

La tratta relativa al rilevato in esame si estende dalla progressiva pk 38+075,00 alla pk 38+420,83 della linea AV. Dal punto di vista geotecnico la parte sommitale della stratigrafia è generalmente occupata da limi argillosi sabbiosi (Unità 2). Lo spessore è variabile fra 3 e 6 m dal p.c.. In tutto questo tratto, al di sotto della copertura superficiale si trovano ghiaie sabbiose (unità 6).

Per una trattazione di dettaglio delle unità sopra citate si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale del tratto in esame (Doc. Rif. [2]).

Nella Figura 2 si riporta il profilo geotecnico specifico per il rilevato R171A, estratto dalla Planimetria e Profilo Geotecnico Tav. 10 di 11 (Doc. Rif. [3]), vedi ALLEGATO 1 - .

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 10 di 79</p>

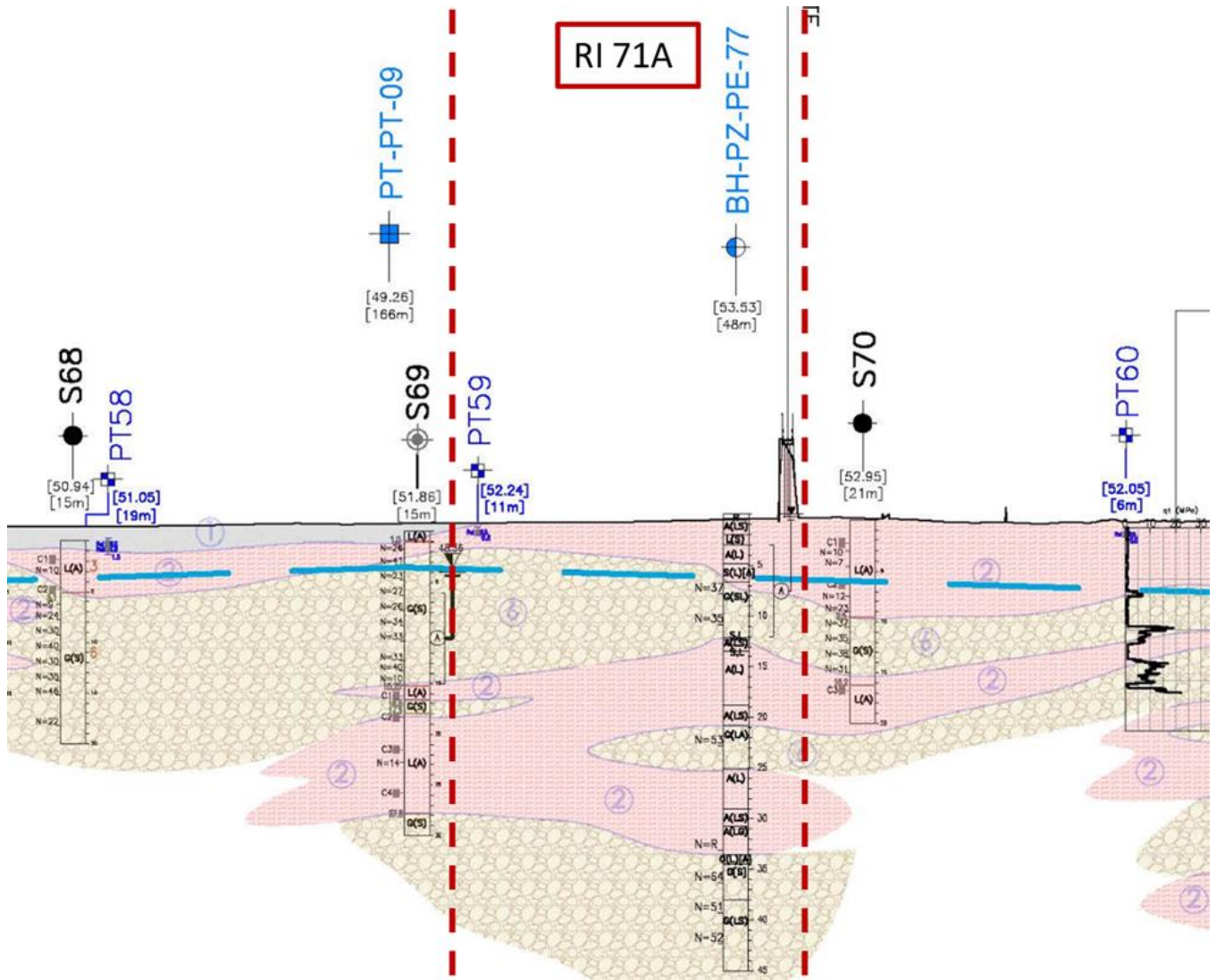




Figura 2 - Profilo Geotecnico Rilevato RI71A, estratto dal Profilo Geotecnico Generale (Doc. Rif. [3])

#### 4.1.1 Indagini disponibili

L'ubicazione delle indagini disponibili relative all'opera esaminata è illustrata nella Figura 3, estratta dalla Planimetria geotecnica con ubicazione indagini e profilo geotecnico (Doc. Rif. [3]). Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni di sintesi delle indagini (Doc. Rif. [7] - [13]).

Il risultato delle indagini è riportato in ALLEGATO 2 - .

Le indagini disponibili lungo il tratto d'interesse per il rilevato in oggetto sono elencate in Tabella 1. Nel seguente paragrafo si riporta la caratterizzazione geotecnica, ottenuta basandosi sui risultati delle indagini relative all'area di

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 11 di 79

interesse e sulla caratterizzazione generale dell'area in cui si inserisce il rilevato, presentata nella Relazione Geotecnica (Doc. Rif. [2]).

Per una trattazione completa dei criteri utilizzati per la valutazione dei parametri geotecnici a partire dai dati di prove in sito e di laboratorio, si rimanda al capitolo 5 della Relazione Geotecnica Generale (Doc. Rif. [2])

*Tabella 1 - Indagini da pk 38+000 a pk 38+500*

<b>Progressiva pk</b>	<b>ID indagini -</b>	<b>Campagna anno</b>
38+040	S 69	2015
38+355	BH-PE-77	2020-2021
38+480	S 70	2015

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 12 di 79</p>

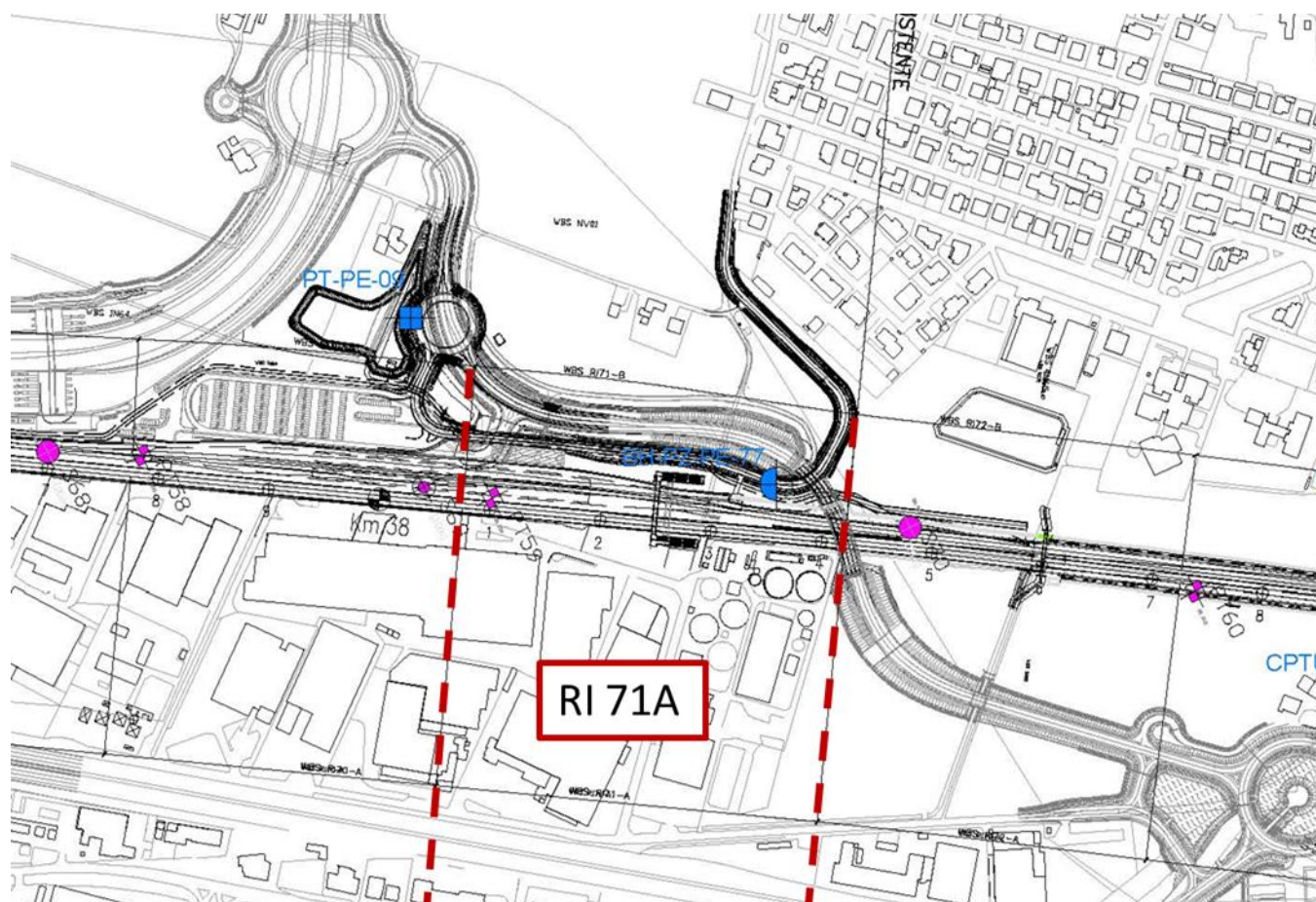



Figura 3 - Planimetria Rilevato RI71A, estratto dalla Planimetria Generale (Doc. Rif. [3])

#### 4.1.2 Livello di falda

Per il livello di falda si è fatto riferimento ai valori di soggiacenza misurati nei piezometri lungo l'area in cui si inserisce l'opera in esame e riportati nella Relazione Idrogeologica (Doc. Ref. [6]). Quest'ultimi indicano una sostanziale stabilità nelle escursioni stagionali.

Ai fini progettuali si assume:

- falda di progetto a medio termine e a lungo termine: -1m da piano campagna.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 13 di 79</p>

## 4.2 Condizioni geotecniche del sito

La Figura 5 mostra i risultati delle prove SPT eseguite nel tratto interessato dal rilevato in esame.

La porzione più superficiale, localmente, potrà essere costituita da un sottile strato di terreno di riporto (Unità 1), che sarà, con ogni probabilità, rimosso completamente nell'ambito di attività di scotico.

Procedendo con la profondità si incontra uno strato superficiale di materiale a grana fine (Unità 2) costituito in prevalenza da limo argilloso sabbioso, che si estende da 1 m pc fino a circa 5 m pc. Per quanto concerne i parametri di resistenza al taglio, dai risultati delle prove triassiali e dai risultati dei pocket penetrometer si stimano valori di resistenza al taglio non drenata variabili fra i 50 e i 70 kPa. Le curve edometriche definiscono materiali generalmente sovraconsolidati, specie in sommità con valori della pressione di preconsolidazione stimati nel campo di 200-300 kPa. Infine, sempre a partire dai risultati delle prove edometriche, si sono stimati i valori di deformabilità:

- Rapporto di ricompressione  $RR = 0.015-0.025$
- Rapporto di compressione  $CR = 0.18$

Proseguendo in profondità si incontra uno strato di ghiaie sabbiose debolmente limose ben addensate (Unità 6), che si estende da 5 m pc a circa 16 m pc. All'interno del deposito incoerente le percentuali di materiale a grana fine sono generalmente inferiori al 15% e si registrano valori di  $N_{SPT}$  mediamente pari a 30 colpi/30cm, con valori anche superiori a 50 colpi/30cm. La densità relativa delle ghiaie risulta generalmente variabile fra il 30 e il 40% e quindi il deposito risulta mediamente addensato.

Infine più in profondità si individua un ulteriore strato di materiale fine (Unità 2), come mostrato nel profilo geotecnico in Figura 2, inserito nel substrato ghiaioso (Unità 6). Si evidenzia in ogni caso che i modestissimi incrementi di carico attesi, andranno ad interessare (e si esauriranno) all'interno dei primi due strati presenti in sommità. Si può pertanto concludere il contributo ai cedimenti degli strati al disotto del primo strato ghiaioso sia del tutto trascurabile.

Il profilo di  $V_s$  derivante dalle interpretazioni discusse nella Relazione Sismica (Doc. Rif. [4]), basata sui risultati delle prove DH, MASW e infine SPT, conferma la presenza di materiali incoerenti da mediamente addensati. Fino a 15 m pc, per le ghiaie superficiali si stimano valori di  $V_s$  crescenti e compresi tra 200 m/s e 350 m/s. A profondità maggiori, nelle sabbie, le velocità sono da considerarsi pressoché costanti pari a circa 450 m/s fino a 35 m pc. Sulla base dei valori di  $V_s$  si sono stimati i valori del modulo di taglio alle piccole deformazioni ( $G_0$ ). Per le ghiaie si ottengono valori crescenti compresi tra 80 MPa e 200 MPa, mentre per le sabbie profonde si ottengono valori maggiori di 300 MPa.

Per i materiali a grana grossa, si è stimato il valore del modulo di Young ( $E_0$ ) utilizzando da teoria dell'elasticità a partire dal valore del modulo  $G_0$ , ed utilizzando valori di  $\nu = 0.25-0.30$ . Il valore del modulo di Young operativo ( $E_{op}$ ) per il calcolo di cedimenti di fondazioni superficiali e rilevati è stato calcolato ipotizzando valori del decadimento del



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 14 di 79

modulo dell'ordine di 1/5 di quello iniziale per gli strati superficiali e dell'ordine di 1/3 di quello iniziale per gli strati più in profondità, dove le deformazioni attese sono minori. Per i materiali a grana fine il valore del modulo di Young ( $E_0$ ) è stato calcolato a partire dal valore della resistenza al taglio non drenata.

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

- Distribuzione delle granulometrie da analisi di laboratorio (v. Figura 4);
- Valori  $N_{SPT}$  da prove SPT (v. Figura 5);
- Densità relativa stimata da prove SPT (v. Figura 6);
- Angolo di attrito stimato da prove SPT (v. Figura 7);
- Velocità delle onde di taglio stimata da prove in sito (v. Figura 8);
- Modulo di taglio alle piccole deformazioni valutati a partire dai valori stimati di  $V_s$  (v. Figura 9).

## AV/AC VERONA VICENZA

**RI 71A da pk 38+075,00 a pk 38+420,83**

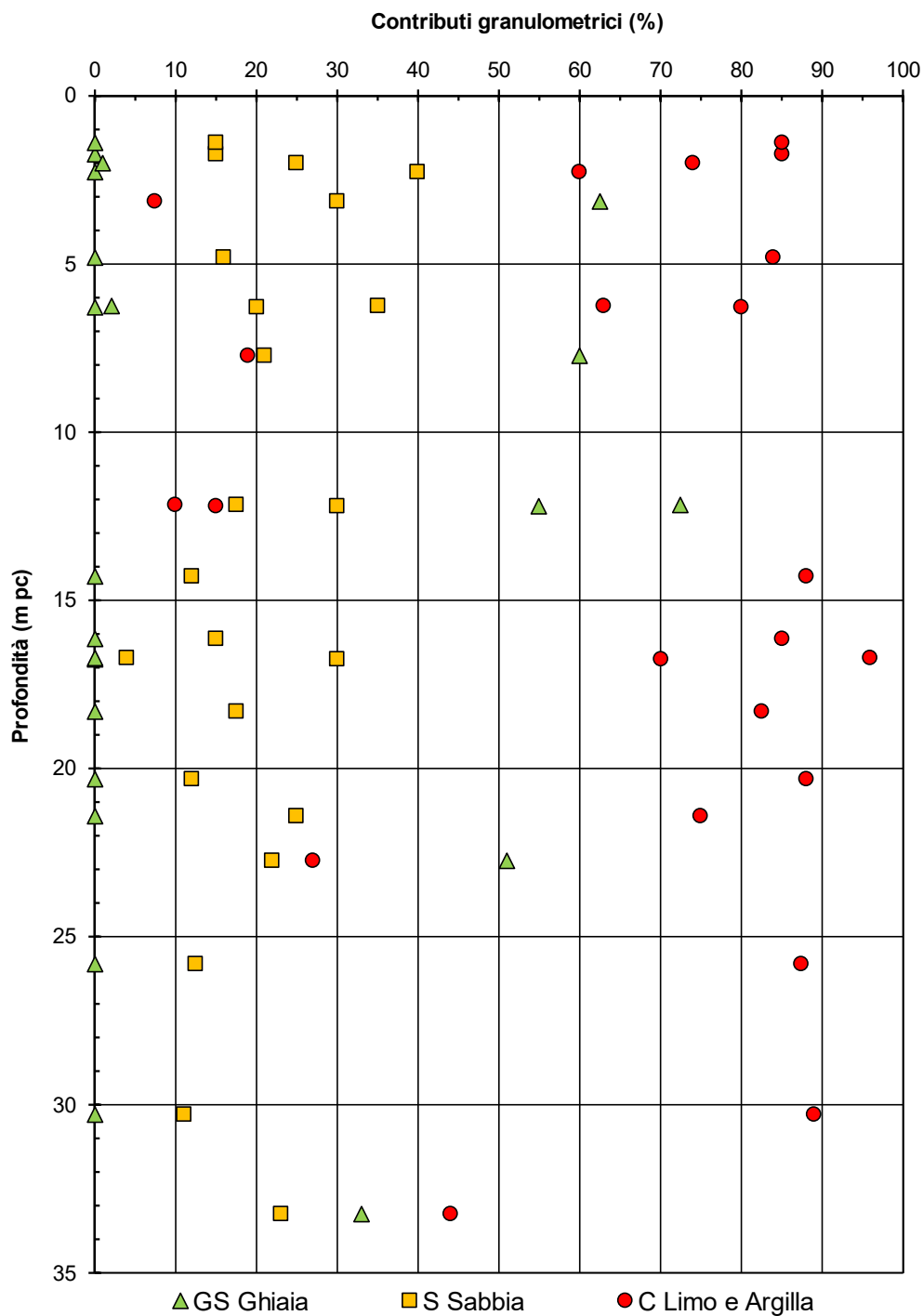




Figura 4 – Sintesi analisi granulometriche tra pk 38+075,00 a pk 38+420,83

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 16 di 79</p>

## AV/AC VERONA VICENZA

RI 71A da pk 38+075,00 a pk 38+420,83

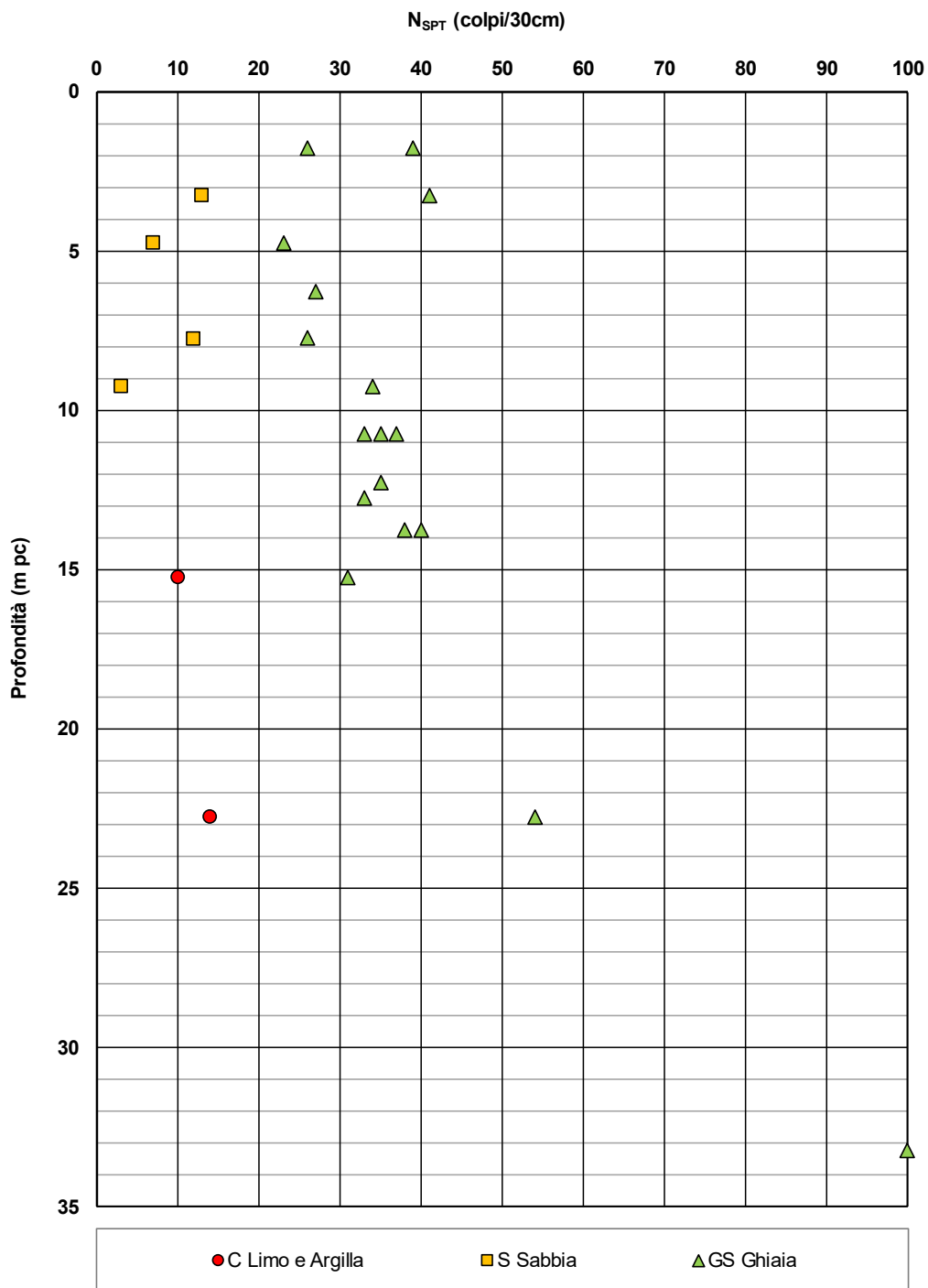




Figura 5 – Esito delle prove SPT tra pk 38+075,00 a pk 38+420,83



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 17 di 79</p>

**AV/AC VERONA VICENZA**

**RI 71A da pk 38+075,00 a pk 38+420,83**

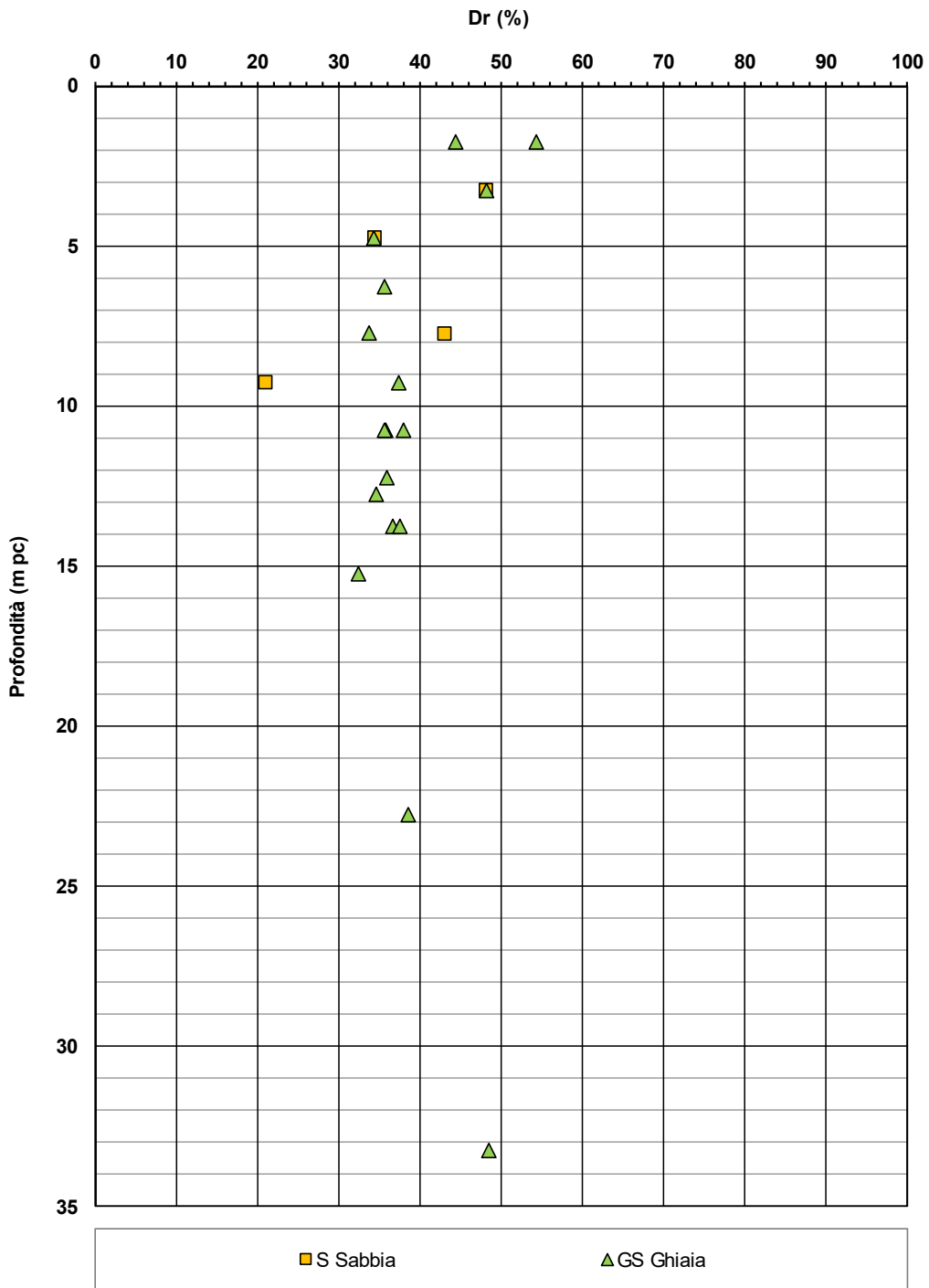


Figura 6 – Densità relativa da prove SPT tra pk 38+075,00 a pk 38+420,83

**AV/AC VERONA VICENZA**

**RI 71A da pk 38+075,00 a pk 38+420,83**

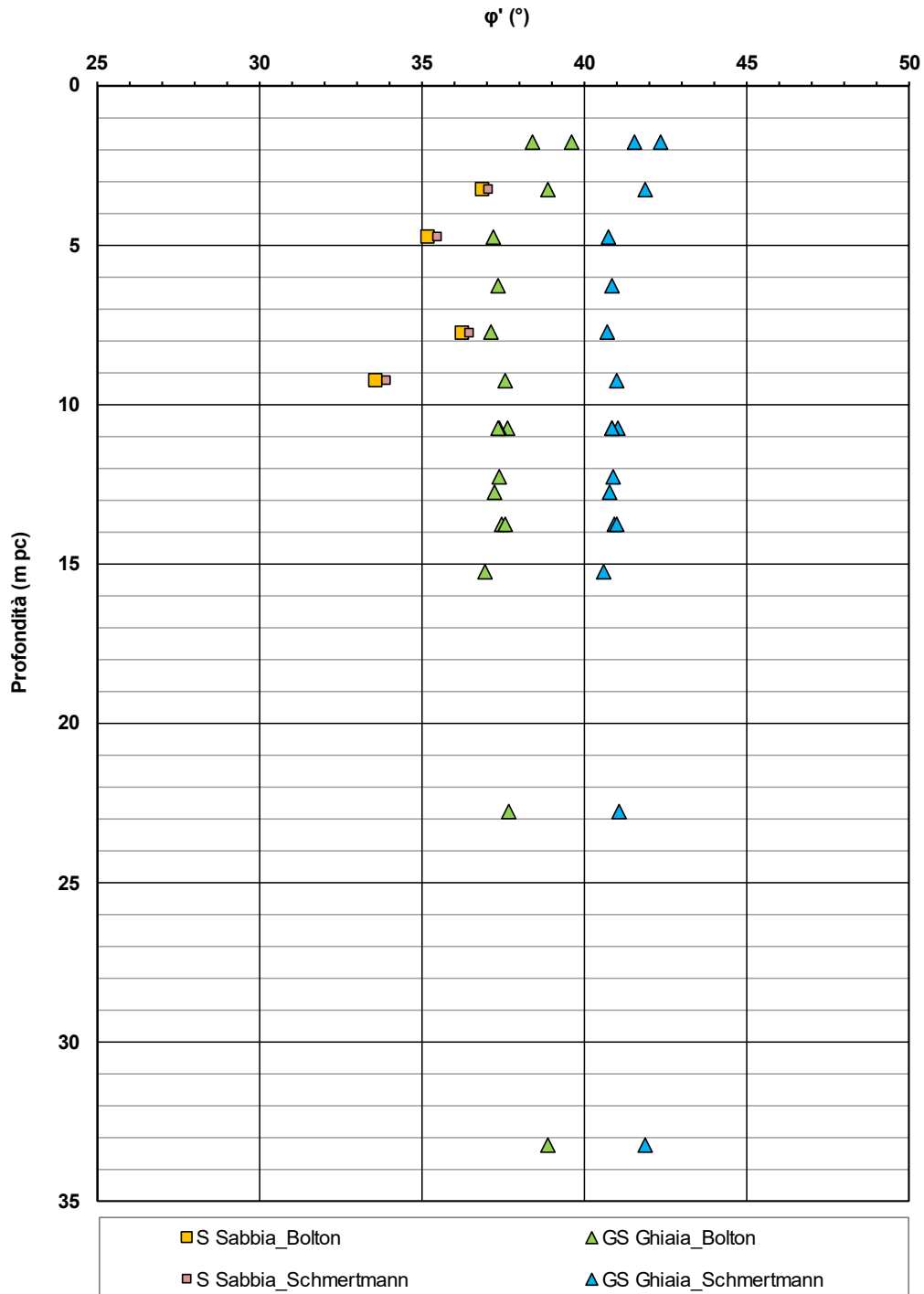


Figura 7 – Angoli di attrito da prove SPT tra pk 38+075,00 a pk 38+420,83

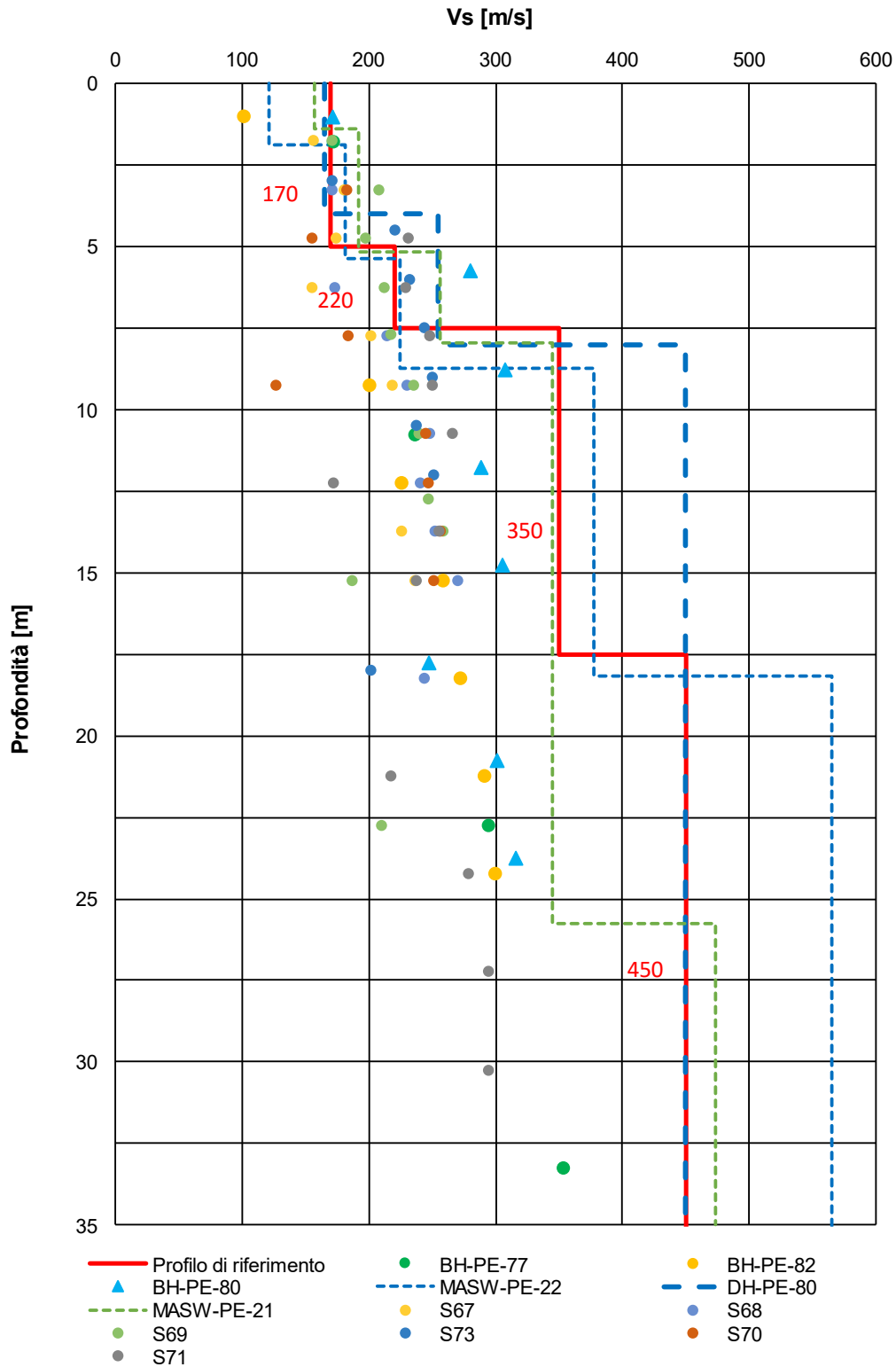


Figura 8 – Profilo di vs di riferimento, a confronto con dati di correlazioni con SPT e prove geofisiche tipo MASW tra pk 38+075,00 a pk 38+420,83

**AV/AC VERONA VICENZA**

pk 37+500 - pk 39+500

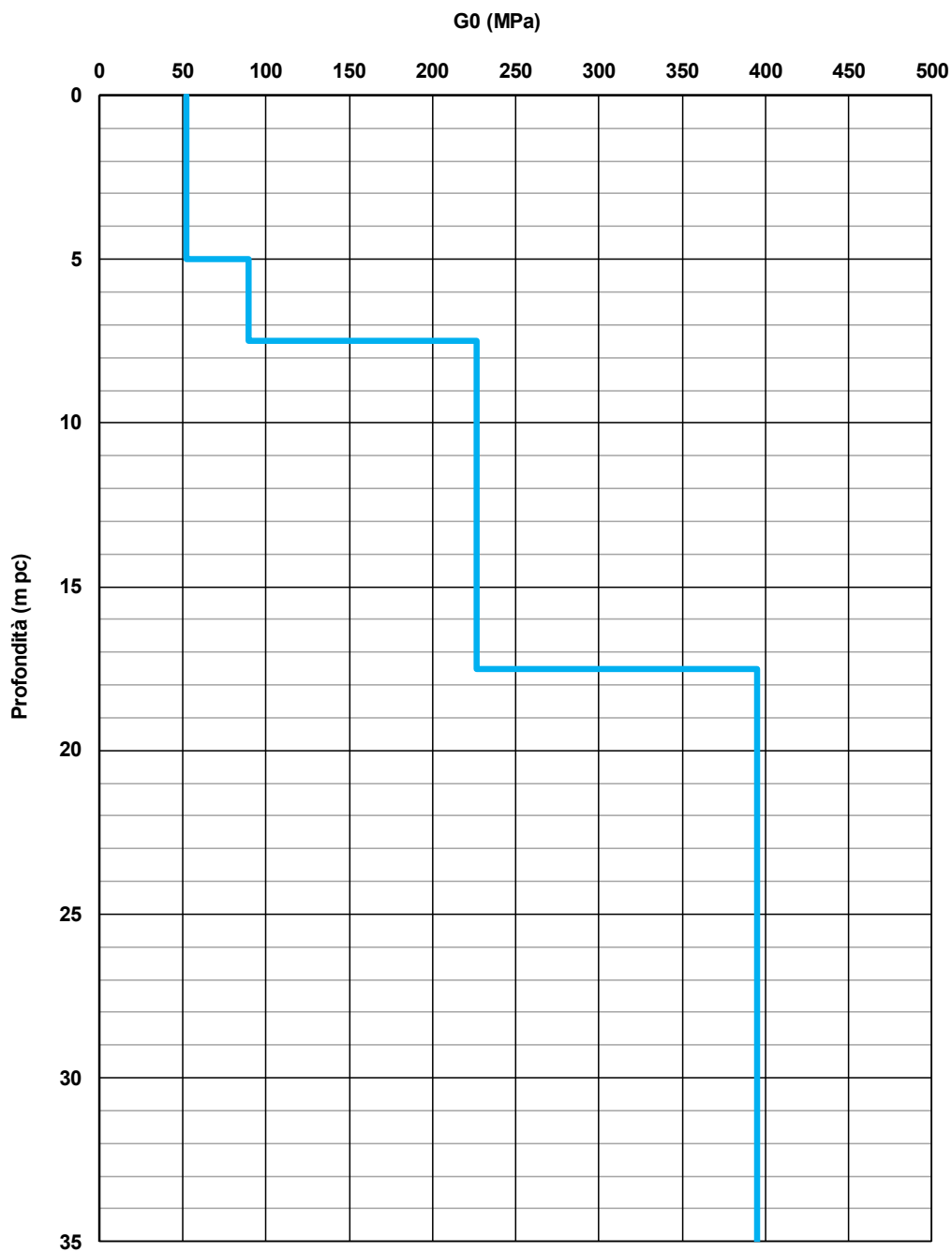




Figura 9 – Modulo di taglio  $G_0$  tra pk 38+075,00 a pk 38+420,83

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 21 di 79</p>

### 4.3 Sintesi del modello geotecnico di riferimento

Sulla base di quanto esposto al punto precedente, il modello geotecnico considerato per le verifiche del rilevato in questione è riportato in Tabella 2.

*Tabella 2 – Modello geotecnico di riferimento*

Unità	da m pc*	a m pc*	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi_k$ °	$c_k'$ kPa	$c_{u,k}$ kPa	$G_0$ MPa	$E'_{op}$ MPa
2	1	5	19	28	0	60	-	8
6	5	16	19	39	0	-	80-200**	60-100**
2	16	27	19	-	-	120	-	24
6	27	-	19	45	0	-	350	250

\* quota piano campagna = 51,50 m s.l.m.



\*\* valori crescenti con la profondità. Da considerare tuttavia che i parametri di deformabilità non intervengono nel dimensionamento dell'opera in oggetto.

#### 4.3.1 Materiale da rilevato

Le caratteristiche dei rilevati ferroviari sono desunte dal MdP (Doc. rif. [19]) e sono di seguito riassunte:

*Tabella 3 - Caratteristiche materiale da rilevato*

	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi$ °	$c'$ kPa
Materiale da rilevato	20	38	0

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 22 di 79

## 5 CARATTERISTICHE SISMICHE E SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

### 5.1 Sollecitazione sismica di progetto

#### 5.1.1 Vita Nominale

La vita nominale di un'opera  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la stessa, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Coerentemente a quanto previsto dal MdP (Doc. rif. [18] e [19]), l'opera in oggetto viene inserita nella tipologia di costruzione con  $V_N = 100$  anni.

Tabella 4 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

<i>Opere nuove su infrastrutture ferroviarie progettate con le norme vigenti prima del DM 14.01.2008 a velocità convenzionale (<math>V &lt; 250</math> km/h)</i>	$V_N = 50$ anni
<i>Altre opere nuove a velocità <math>V &lt; 250</math> km/h</i>	$V_N = 75$ anni
<i>Altre opere nuove a velocità <math>V \geq 250</math> km/h</i>	$V_N = 100$ anni
<i>Opere di grandi dimensioni: ponti e viadotti con campate di luce maggiore di 150 m</i>	$V_N \geq 100$ anni

#### 5.1.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera appartiene alla seguente classe d'uso III (Tabella §2.5.1.1.2.1 di RFI DTC SI PS MA IFS 001 B):

- I *Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.*
- II *Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.*
- III *Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.*
- IV *Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.*

Il coefficiente d'uso è pari a 1.50, coerentemente a quanto indicato nella Tab. 2.4.II delle NTC.



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 23 di 79

Tabella 5 – Valori del coefficiente di uso  $C_u$

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente d'uso	0.7	1.0	1.5	2.0

### 5.1.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento  $V_R = V_N \cdot C_U = 100 \cdot 1.5 = 150$  anni.

### 5.1.4 Categorie di Sottosuolo



Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale. Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018. Come discusso nella Relazione sulla modellazione sismica (Doc. rif. [4]) e nelle Planimetrie con classificazione sismica dei terreni (Doc. rif. [5]), i terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di Categoria C:

- A *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.*
- B *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s*
- C *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*
- D *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.*
- E *Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.*

### 5.1.5 Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la classificazione proposta nelle NTC, secondo la quale le categorie individuate si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m. L'area interessata risulta classificabile come **T1**.

- T1 *Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ .*
- T2 *Pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$ .*
- T3 *Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media  $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ .*
- T4 *Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media  $i > 30^\circ$ .*

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 24 di 79

### 5.1.6 Accelerazione sismica di riferimento

Di seguito si riportano i valori dei parametri spettrali dipendenti dal sito dell'opera in oggetto:

$a_g$ (g) (SLV)	0.217
Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s$	1.378
Coefficiente di amplificazione topografica $S_t$	1.0
Accelerazione massima attesa al suolo	
$a_{max}$ (g) ( $a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$ )	0.305

## 5.2 Suscettibilità alla liquefazione

Lo studio della suscettibilità alla liquefazione dei terreni identificati nell'area di realizzazione del rilevato è stato eseguito nel rispetto della normativa vigente (Doc. rif. [4]).

Nello specifico, verificata la non rispondenza ai criteri di esclusione di cui alle NTC2008, la determinazione del potenziale di liquefazione è stata condotta per il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente a quello dello stato limite ultimo di verifica (SLV) utilizzando i valori di pericolosità sismica al sito riportati al par. 5.1.6 relativi allo SLV (opere di linea ad esclusione delle gallerie artificiali,  $V_R = 150$  anni).



Il valore di magnitudo necessario per la valutazione della pericolosità a liquefazione è stato determinato tenendo conto di tre differenti "fonti di dati" alla base delle definizioni dell'azione sismica di NTC2008, ossia:

- L'analisi di disaggregazione dei valori di pericolosità sismica (accelerazione su suolo rigido orizzontale) di cui alle NTC2008, fornita quale elaborazione aggiuntiva direttamente dal progetto INGV-DPC S1.
- Analisi dei dati di magnitudo da terremoti storici aventi epicentro entro una distanza di 30Km dal tracciato di progetto, sulla base delle informazioni fornite dal Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani CPTI11.
- Magnitudo attesa per un periodo di ritorno pari almeno a 975 anni valutata sulla base del modello delle zone sismogenetiche ZS9 (riportato in Figura 1), alla base delle mappe di pericolosità sismica del territorio italiano allegate alle NTC2008, e sulla distribuzione dei valori di magnitudo associati ai massimi terremoti storici.

Facendo sempre riferimento al Doc. rif. [4] per i dettagli dell'analisi sopra descritta, e in continuità con le considerazioni espresse in sede di Progetto Definitivo, è stato considerato ragionevole assumere per il tracciato di progetto un valore di magnitudo di riferimento da adottare nelle verifiche a liquefazione di cui ai paragrafi successivi pari a 6.5.

La valutazione di suscettibilità alla liquefazione è stata quindi condotta in accordo al "metodo semplificato" originariamente proposto da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), confrontando lo sforzo di taglio ciclico normalizzato rispetto alla pressione verticale in sito (CSR) e la resistenza normalizzata del terreno al taglio ciclico (CRR) così definiti:



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 25 di 79

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di tensione ciclica}$$

$$CRR = \frac{\tau_l}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di resistenza ciclica}$$

Lo sforzo di taglio indotto ad ogni profondità in un terreno a superficie piana durante l'evento sismico è dovuto essenzialmente alla propagazione delle onde di taglio polarizzate orizzontalmente. In accordo al metodo utilizzato, la tensione di taglio ciclico indotta dallo scuotimento sismico (sforzo di taglio ciclico normalizzato CSR) viene approssimata da un valore efficace dell'accelerazione pari al 65% della accelerazione di picco  $a_{max}$  come segue:

$$CSR = \frac{\tau_c}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d$$

dove:

$a_{max}$                     accelerazione di picco al sito

$g$                             accelerazione di gravità

$\tau_c$                         valore rappresentativo dello sforzo di taglio ciclico

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

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



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

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

CSR può essere messo in relazione al numero di cicli significativi dell'azione sismica, funzione della magnitudo  $M$ . Per  $M \neq 7.5$  è necessario introdurre un fattore di scala della magnitudo MSF così definito:

$$MSF = \frac{CSR_M}{(CSR)_{M=7.5}} = \left( \frac{N_{M=7.5}}{N_M} \right)^b$$

dove  $CSR_M$  e  $N_M$  rappresentano i valori di CSR e numero di cicli equivalenti per il valore di magnitudo di progetto, mentre  $(CSR)_{M=7.5}$  e  $N_{M=7.5}$  sono riferiti all'evento con  $M=7.5$ .

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 26 di 79</p>

Nel presente studio, in accordo sia alle prescrizioni dell'Eurocodice 8, sia a quanto suggerito da Youd et al., 2001 e Idriss e Boulanger (2004) si è assunto per  $M = 6.5 - MSF = 1.7$ .

Il rapporto di resistenza ciclica CRR è stato valutato mediante relazioni empiriche che correlano la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT o CPT.

### 5.2.1 CRR da correlazione su prove CPT

Per la stima del CRR sulla base di prove in-situ o di laboratorio sono disponibili diverse procedure. La procedura basata sui risultati di prove CPT è piuttosto ben consolidata e diffusa e viene qui utilizzata ai fini di una analisi del potenziale di liquefazione, considerando i dati di prove in sito disponibili allo stato attuale delle conoscenze.

Il procedimento utilizzato per la stima di CRR a partire dai risultati di prove CPT si basa sulla relazione riportata in Figura 5-1: la curva in figura si riferisce alla resistenza penetrometrica normalizzata  $q_{c1N}$  per le sabbie pulite che può essere espressa come segue (Robertson & Wride, 1998, come riportato da Youd et al., 2001):

$$\text{per } (q_{c1N})_{cs} < 50 \quad CRR_{7.5} = 0.833 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05$$

$$\text{per } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \quad CRR_{7.5} = 93 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08$$

In Figura 5-1, la resistenza alla punta  $q_c$  è normalizzata rispetto al valore di pressione atmosferica ( $p_a = 100$  kPa) e corretta ( $q_{c1N}$ ) mediante la seguente relazione:

$$q_{c1N} = (q_c/p_a) (p_a/\sigma'_{v0})^n$$

dove  $\sigma'_{v0}$  è la tensione verticale efficace alla profondità in e l'esponente "n" varia da 0.5 per i materiali a grana grossa a 1 per i materiali a grana fine.



La natura dei materiali ed il relativo valore dell'esponente "n" sono determinati con procedura iterativa in relazione al valore del parametro  $I_c$ , indice del tipo di terreno, determinato come:

$$I_c = \left[ (3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5}$$

dove:

$$Q = \left( \frac{q_c - \sigma_{v0}}{p_a} \right) \cdot \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \times 100$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 27 di 79

Tanto maggiore è il valore di  $I_c$ , tanto maggiore sarà il contenuto presunto di fini. Nell'analisi condotta il valore  $I_c = 2.6$  è stato considerato lo spartiacque tra terreni con contenuto di fine inferiore a 35% e comportamento assimilabile a quello delle sabbie e terreni con contenuto di fine superiore al 35% e comportamento più simile a quello delle argille. Nel primo caso l'esponente  $n$  nella formula con cui viene determinato il parametro  $Q$  è pari a 0.5, nel secondo è pari a 1. Come detto, i valori effettivi di  $n$  e  $I_c$  sono determinati al termine di una procedura iterativa, ipotizzando in prima istanza  $n = 1$ . Se  $I_c$  così calcolato è superiore a 2.6, il risultato è consolidato. In caso contrario, il calcolo viene ripetuto ipotizzando  $n = 0.5$ . Se in questo secondo calcolo  $I_c$  è ancora inferiore a 2.6, i nuovi valori di  $n$  e  $I_c$  sono confermati. In caso contrario si è in presenza di terreni intermedi e il calcolo finale viene svolto con  $n = 0.75$ .

Il valore della resistenza penetrometrica normalizzata  $q_{c1N}$  è stato riportato ad un valore equivalente per le sabbie pulite attraverso la seguente relazione:

$$q_{c1Nes} = q_{c1N} \cdot k_c$$

dove  $K_c$  è definito dalle seguenti equazioni (Robertson & Wride, 1998):

$$\text{for } I_c \leq 1.64 \quad K_c = 1.0$$

$$\text{for } I_c > 1.64 \quad K_c = - 0.403(I_c)^4 + 5.581(I_c)^3 - 21.63(I_c)^2 + 33.75(I_c) - 17.88$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 28 di 79

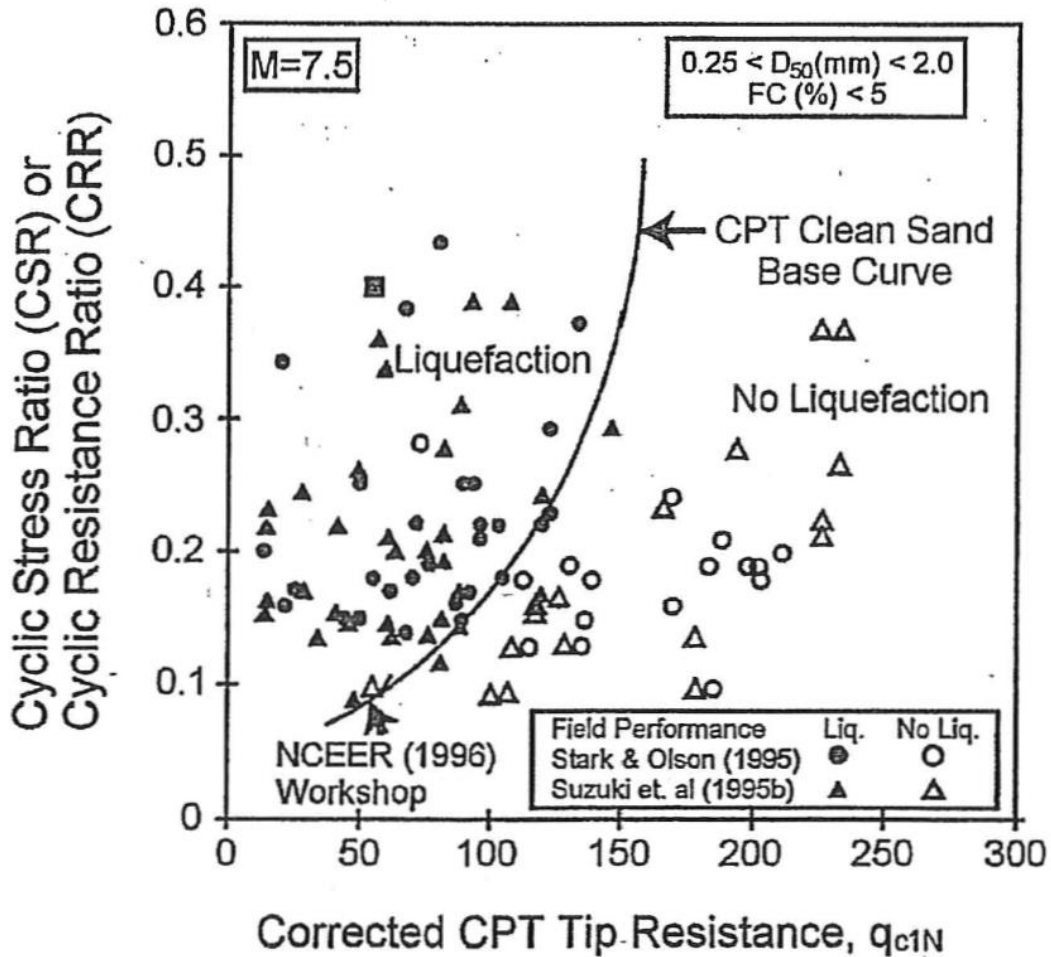


Figura 5-1: Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e valori corretti di resistenza alla punta  $q_{c1N}$  – sisma di riferimento Magnitudo = 7.5 (Robertson & Wride, 1998)

### 5.2.2 CRR da correlazione su prove SPT



Il procedimento utilizzato per la stima di CRR a partire dai risultati di prove SPT si basa sulla relazione riportata in Figura 5-2, originariamente proposta da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), e successivamente confermata da Youd et al. (2001).

In Figura 5-2, i risultati delle prove SPT sono espressi in termini di numero di colpi corretti  $N_{1(60)}$ , ossia i valori sono normalizzati per una pressione verticale efficace pari a 100 kPa e corretti per un valore standard di energia trasmessa (60% del valore nominale) come segue:

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

dove:

$C_N$  = coefficiente correttivo che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace. In letteratura sono presenti diversi metodi per la valutazione del coefficiente correttivo  $C_N$ . Qui è stata applicata la seguente relazione

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 29 di 79

proposta da Liao e Whitman (1986):

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

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

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

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

in cui  $ER_m$  è il fattore di rendimento (espresso in %) del trasferimento dell'energia del maglio all'attrezzo campionatore, relativo alla macchina utilizzata per fare la prova; considerando che la configurazione di prova normalmente adoperata in Italia ha un rendimento energetico del 60 %, tale coefficiente è stato posto pari ad 1.

I coefficienti  $C_B$  (fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio),  $C_R$  (fattore correttivo per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice) e  $C_S$  (fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionatore) sono stati assunti pari ad 1 dato che le prove sono state eseguite sulla base delle raccomandazioni fornite dall'AGI (1977).

Sempre in Figura 5-2, viene riportato il valore di CSR calcolato ed i corrispondenti valori di  $N_{1(60)}$  da siti in cui sono stati osservati o meno gli effetti della liquefazione per eventi simili avvenuti in passato, con Magnitudo pari  $M = 7.5$ . Le corrispondenti curve CRR sono state determinate all'interno del grafico in modo da separare chiaramente i dati corrispondenti all'avvenuta liquefazione da quelli per i quali non è stato osservato il fenomeno in esame.

Le curve sono valide per eventi simili di Magnitudo pari a 7.5, per cui è necessario introdurre un fattore di scala (MSF) per adattare le curve di CRR alla magnitudo di riferimento per il caso in esame, come indicato in precedenza.

Si può osservare dalla



come curve diverse siano state sviluppate per terreni aventi diverso contenuto di fini, a partire dalla curva di riferimento corrispondente alla sabbia pulita ( $FC < 5\%$ ).

La curva di riferimento per sabbie pulite è descritta dalla seguente equazione (Rauch, 1998, come riportato da Youd et al., 2001)

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

L'equazione è valida per  $N_{1(60)} < 30$ . Nel caso in cui sia  $N_{1(60)} \geq 30$ , le sabbie pulite sono classificate come non liquefacibili, a causa della loro elevata densità.

L'equazione che segue (Idriss e Seed, come riportato da Youd et al. 2001) viene utilizzata per la correzione di valori

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 30 di 79</p>

di  $N_{1(60)}$  ai valori corrispondenti per sabbia pulita  $N_{1(60)cs}$ :

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60}$$

In cui:

$$\alpha = 0 \text{ per } FC < 5\%$$

$$\alpha = \exp [1.76 - (190/FC^2)] \text{ per } 5\% < FC < 35\%$$

$$\alpha = 5 \text{ per } FC \geq 35\%$$

$$\beta = 1 \text{ per } FC < 5\%$$

$$\beta = [0.99 + (FC^{1.5}/1000)] \text{ per } 5\% < FC < 35\%$$

$$\beta = 1.2 \text{ per } FC \geq 35\%$$

La resistenza alla liquefazione aumenta meno che proporzionalmente al crescere della tensione di confinamento. Una rappresentazione di tale relazione è stata proposta da Hynes e Olsen (1999) e riportata da Youd et al. (2001), elaborata sulla base dei risultati di prove cicliche in laboratorio. In particolare gli autori raccomandano di utilizzare il seguente coefficiente di correzione:

$$k_\sigma = \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{(f-1)} \leq 1$$

dove:

$\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace

$p_a$  = pressione atmosferica di riferimento

$f$  = fattore che dipende dalla densità relative del materiale in sito.

In accordo a Youd et al. (2001) il fattore "f" si può stimare come segue, sia per sabbie pulite o limose e per ghiaie:

$$40\% < DR < 60\% \quad f = 0.7 \div 0.8$$

$$60\% < DR < 80\% \quad f = 0.6 \div 0.7$$

Quando possibile, il contenuto di fini è stato determinato sulla base dei risultati delle rispettive granulometrie ottenute da laboratorio per ogni prova SPT. Nel caso quest'ultime non erano disponibili, facendo riferimento alla stratigrafia locale, si è ipotizzato un valore di contenuto di fini pari al 5% per i materiali sabbioso/ghiaiosi, mentre per i terreni limosi/argillosi è stato ipotizzato un contenuto di fini pari al 30-40%.

Pertanto, in accordo a Youd et al. (2001):

$$FL = (CRR_{7.5}/CSR) MSF k_\sigma$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 31 di 79</p>

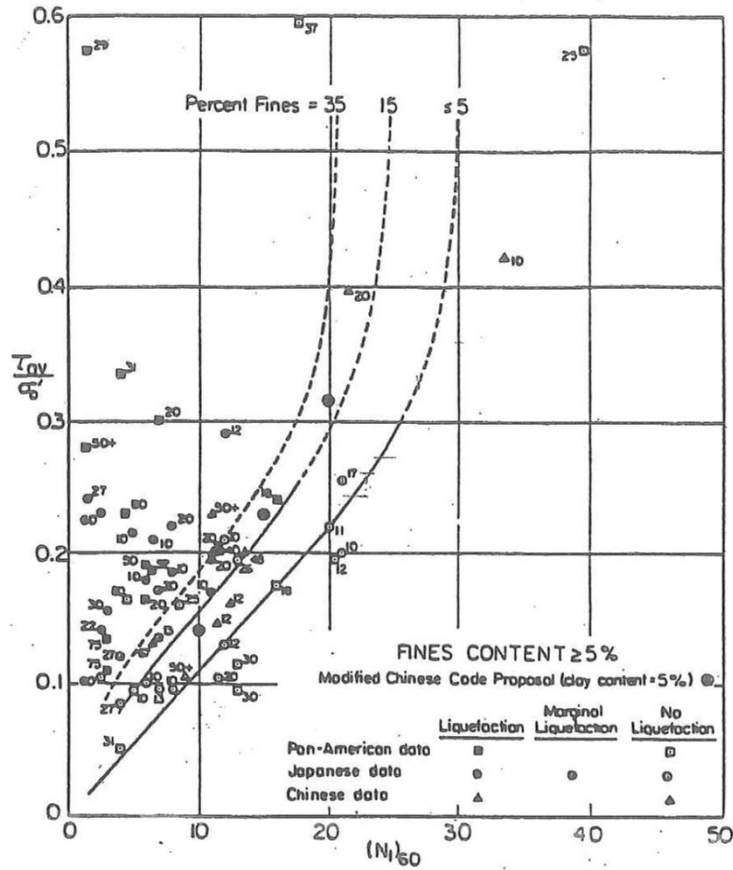


Figura 5-2: Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e  $N_{1(60)}$  – sisma di riferimento Magnitudo = 7.5 (Seed et al., 1985).

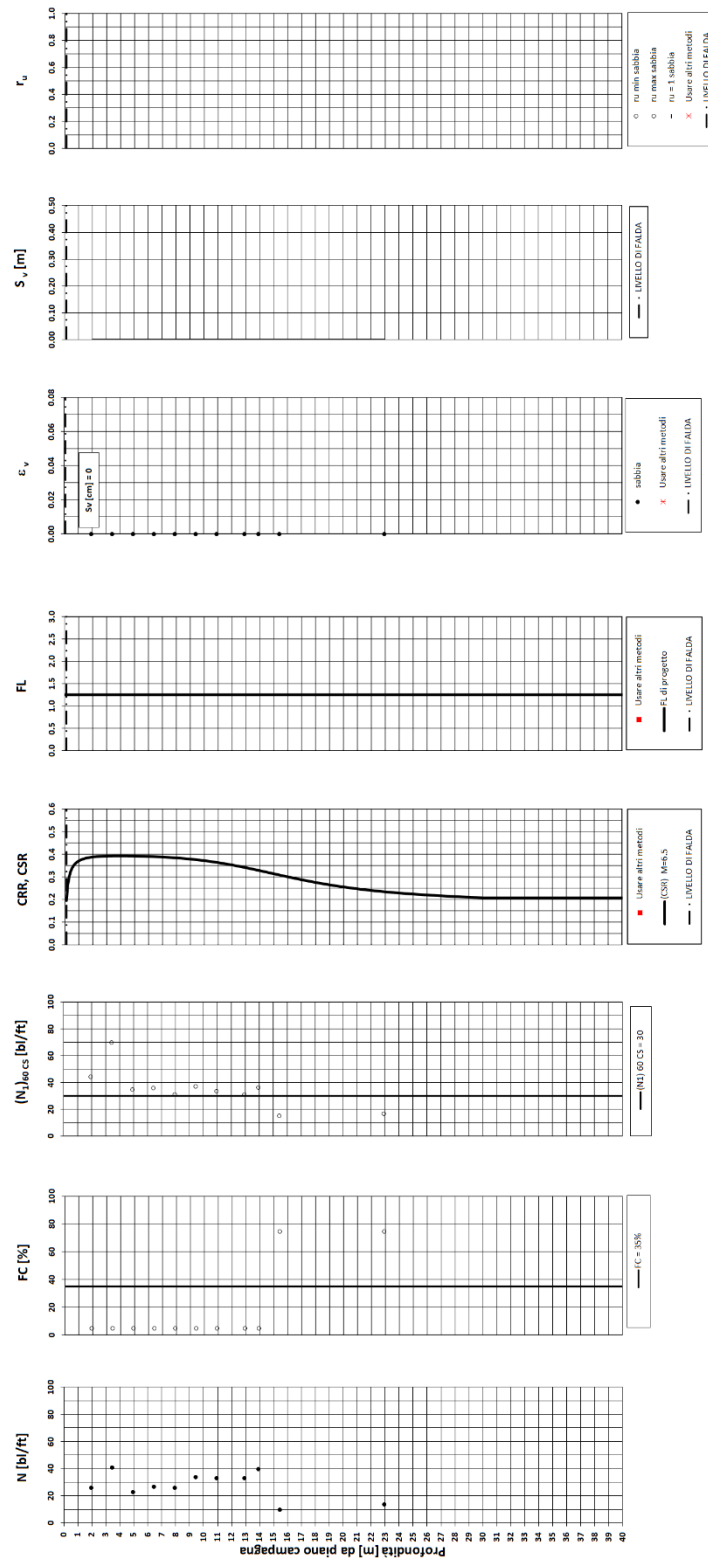
### 5.3 Risultati delle verifiche a liquefazione

I risultati (cfr. Figura 3, Figura 4 e Figura 5) indicano come non si evidenzino rischi di potenziale liquefazione nella porzione di tracciato interessata dal rilevato RI71A, in linea con gli stati di addensamento e le granulometrie descritte in precedenza.

Tratta AC/AV Verona - Padova - Sub Tratta - Verona - Vicenza - Prova S69 Pr.38+040

Amax\_calc /  $\beta = 0.3$  M\_calc = 6.5 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 1.7

Sovraccarico = 0 kPa



0 Dati basati sulla stima di valori tipici per lo strato

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

Figura 3 – Verifica Liquefazione da risultati SPT SP69



Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83  
Relazione Geotecnica

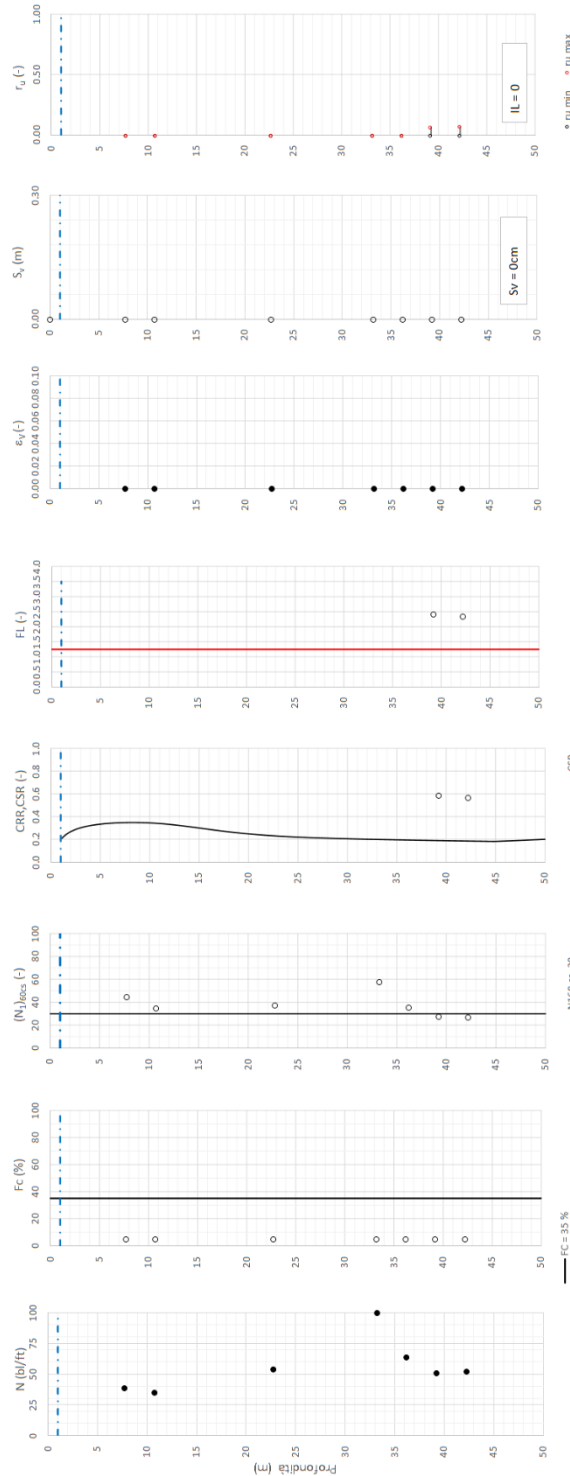
Progetto  
IN17

Lotto  
12

Codifica  
EI2RBRI71A0001A

Foglio  
33 di 79

Tretta AC/AV Verona-Padova - Sub Tratta Verona-Vicenza - Lotto 2 - Prova BH-PE-77 Pr. 384350  
a<sub>max</sub> = 0.305g M<sub>calc</sub> = 6.5 MSF = 1.7 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001  
Altezza rilevato = 0m



Foglio verifica a disposizione Pagina 102

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

Figura 4 – Verifica Liquefazione da risultati SPT BH-PE-77

Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83  
Relazione Geotecnica

Progetto  
IN17

Lotto  
12

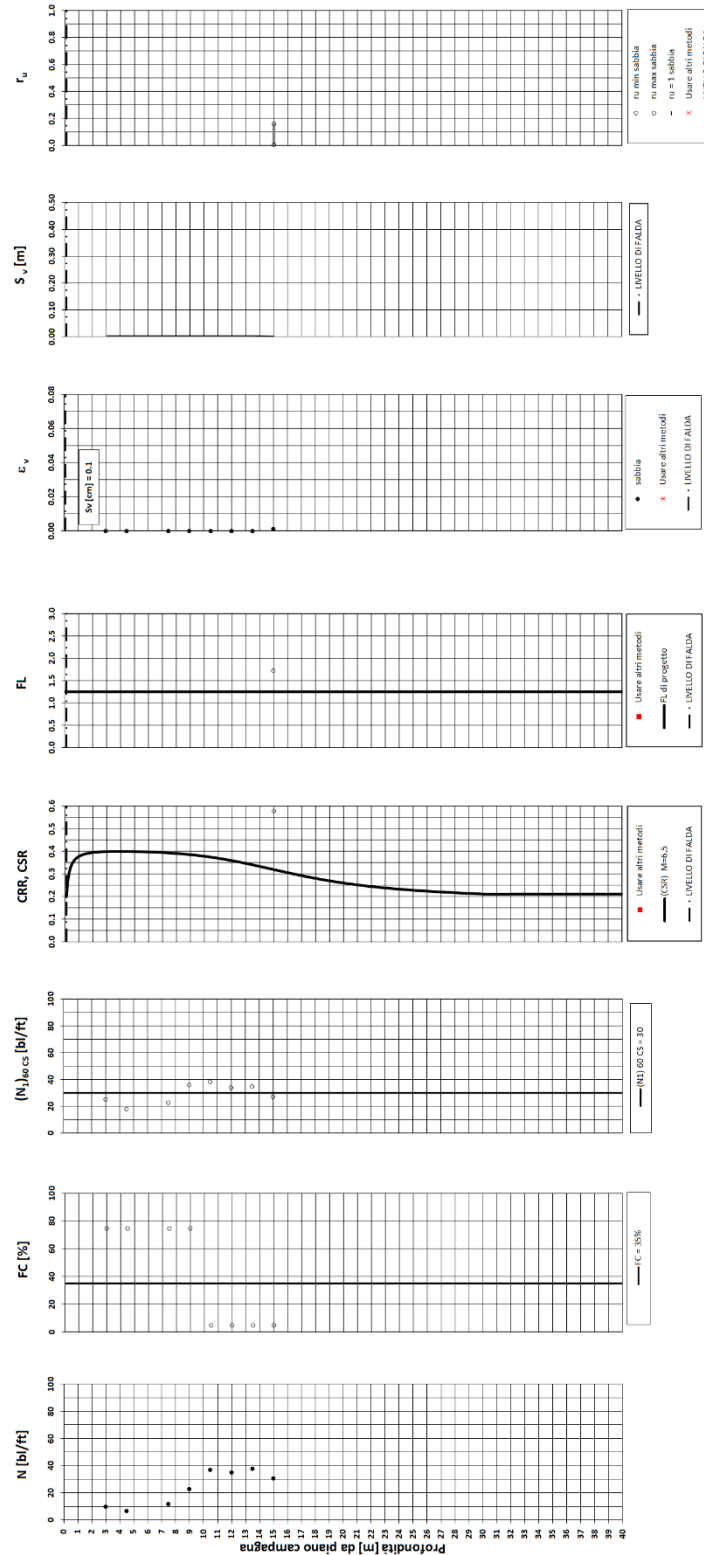
Codifica  
EI2RBRI71A0001A

Foglio  
34 di 79

Tratta AC/AV Verona - Padova - Sub Tratta - Verona - Vicenza - Prova S70 Pr.38+480

Am<sub>max</sub>\_calc / g = 0.305 M<sub>calc</sub> = 6.5 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 1.7

Sovraccarico = 0 kPa



○ Dati basati sulla stima di valori tipici per lo strato


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

Figura 5 – Verifica Liquefazione da risultati SPT SP70

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 35 di 79

## 6 VERIFICA GEOTECNICA DEL RILEVATO

Data la geometria del rilevato in esame, rilevato a raso (vedi paragrafo 3.1), e data la stratigrafia riportata nel paragrafo 4.3 non si evidenzia la necessità di condurre analisi di cedimento e di stabilità per l'assenza di problematiche di tipo geotecnico.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 36 di 79

## 7 RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

### 7.1 Introduzione

Il muro di contenimento/mitigazione del terrapieno sul versante Nord e il muro di mitigazione sul lato Sud saranno fondati su pali in calcestruzzo gettati in opera. La necessità dei pali di fondazione deriva dalle elevate azioni orizzontali applicate sul muro nel caso dello svio del treno.

Il calcolo dei muri e le relative verifiche sono contenuti nel documento di progetto dei muri di sostegno.

Di seguito si riportano i calcoli di dimensionamento dei pali sotto carico assiale, condotti per il diametro  $D = 600$  mm e  $D = 800$  mm.

I calcoli sono stati svolti in accordo alle NTC 2008, seguendo i dettami validi per i pali trivellati. I calcoli sono anche da ritenere validi nel caso di impiego di pali CFA.

Per quanto concerne il comportamento dei pali sotto carichi orizzontali, i calcoli di verifica e dimensionamento sono contenuti nel documento relativo al calcolo dei muri.

Il calcolo è stato condotto in accordo all'approccio elastico di Matlock e Reese (1960) [35] utilizzando i seguenti valori di molle orizzontali:

$E_h = k_h \cdot z$ , con  $z$  profondità da p.c.

In particolare:

$E_h = 400 \cdot C_u = 24000$  kN/m<sup>2</sup> per argilla da p.c. a 5 m di profondità

$E_h = k_h \cdot z = 15000 \cdot z$  kN/m<sup>2</sup> ( $k_h = 15000$  kN/m<sup>3</sup>, con  $z$  profondità da p.c.) per ghiaie da 5 m a 16 m di profondità

$E_h = 400 \cdot C_u = 48000$  kN/m<sup>2</sup> per argilla da 16 m a 27 m di profondità

$E_h = k_h \cdot z = 15000 \cdot z$  kN/m<sup>2</sup> ( $k_h = 15000$  kN/m<sup>3</sup>, con  $z$  profondità da p.c.) per ghiaie da 27 m di profondità

### 7.2 Analisi agli stati limite

Le verifiche di capacità portante dei pali sono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente (DM 2008). La verifica della capacità portante dei pali è soddisfatta se:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

essendo:

$$R_{cd} = R_k / \gamma_R$$

dove:



$F_{cd}$  carico assiale di compressione di progetto;

$R_{cd}$  capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali;

$R_k$  valore caratteristico della capacità portante limite del palo;

$\gamma_R$  coefficiente di sicurezza sulle resistenze

In particolare, le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) sono condotte con riferimento ad

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 37 di 79

almeno uno dei due approcci:

*Approccio 1:*

Combinazione 1: A1 + M1 + R1

Combinazione 2: A2 + M1 + R2

*Approccio 2:*

Combinazione 1: A1 + M1 + R3,

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 5.2.V (ponti ferroviari), e Tab. 6.4.II delle NTC 2008 (Doc.Rif. [14]) e riportati nelle seguenti Tabella 6 e Tabella 7.

Il peso del palo, in accordo con quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2008, deve essere incluso tra le azioni permanenti di cui alla Tabella 6.



La resistenza di progetto a compressione  $R_{c,d}$  è calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  i coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati in tabella seguente, relativi alla condizione di pali trivellati.

Il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  a compressione ed a trazione  $R_{t,k}$  è ottenuto applicando i fattori di correlazione  $\xi_3$  e  $\xi_4$  (Tabella 8) alle resistenze di calcolo  $R_{cal}$ ; tali fattori sono funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}.$$

I valori di  $\xi_3$  e  $\xi_4$  da utilizzare nelle analisi sono funzione dal numero di sondaggi che sono stati considerati per valutare la resistenza del palo per ogni area omogenea o struttura/opera.

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 		<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 38 di 79

**Tabella 6 – Tab. 5.2.V, NTC 2008**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

**Tabella 7 – Tab. 6.4.II, NTC 2008**

**Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.**



Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale <sup>(*)</sup>	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

<sup>(\*)</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

**Tabella 8 – Tab. 6.4.IV NTC 2008 - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine**

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_s$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_t$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

In conclusione, sulla base di quanto prescritto dalle NTC al paragrafo 7.11.5.3, in condizioni sismiche le curve di capacità portante sono da calcolarsi con riferimento all'Approccio 2. Risultano, quindi, pressoché coincidenti con quelle calcolate agli SLU, utilizzando il medesimo approccio: le differenze si riducono ad un diverso fattore parziale applicato ad una frazione del peso del palo. Pertanto, nel caso in esame la stima è eseguita cautelativamente assumendo la combinazione A1+M1+R3, sia per le combinazioni statiche che per quelle sismiche. Per le verifiche in condizioni sismiche i coefficienti delle azioni A1 sono assunti unitari, come da §7.11.5.3-NTC2008.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 39 di 79</p>

## 7.3 Metodologia di calcolo

La portata di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) “ $Q_{tot\_c,d}$ ” in compressione è espressa dalla seguente relazione:

$$Q_{tot\_c,d} = Q_{ll} / F_{SL,C} + Q_{bl} / F_{SB} - W'_{p-s} = Q_{l\_c,d} + Q_{b,d} - W_{p-s,d}$$

dove:

- $Q_{ll}$  valore di calcolo della portata laterale,
- $Q_{bl}$  valore di calcolo della portata di base,
- $Q_{l\_c,d}$  valore di progetto della portata laterale,
- $F_{SL,C}$  fattore di sicurezza per la portata laterale in compressione ( $= \xi \cdot \gamma_s$ ),
- $F_{SB}$  fattore di sicurezza per la portata di base ( $= \xi \cdot \gamma_b$ ),
- $Q_{b,d}$  valore di progetto della portata di base,
- $W_{p-s}$  valore di progetto del peso del palo, al netto del peso del terreno asportato.

Diversamente, la portata di progetto a trazione “ $Q_{tot\_tr,d}$ ” è espressa dalla seguente relazione:

$$Q_{tot\_tr,d} = Q_{LL,Tr} / F_{SL} + W'_P = Q_{l\_tr,d} + W'_p$$

dove:

- $Q_{LL}$  valore di calcolo della portata laterale,
- $W'_P$  peso efficace del palo, alleggerito se sotto falda,
- $F_{SL,Tr}$  fattore di sicurezza per la portata laterale in trazione ( $= \gamma_{st} \cdot \xi$ ).

### 7.3.1 Portata laterale

La portata laterale limite è valutata con la seguente relazione:

$$Q_{ll} = \pi \cdot D \cdot \sum_i (\tau_i \cdot h_i)$$

dove:

- $D$  diametro palo,
- $\tau_i$  tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo,
- $h_i$  altezza dello strato i-esimo.



#### 7.3.1.1 Depositi coesivi

Per i terreni coesivi la tensione di adesione laterale limite è valutata con la seguente espressione:

$$\tau_{lim} \text{ (kPa)} = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{us,max}$$

dove:

- $c_u$  resistenza al taglio non drenata.
- $\alpha$  coefficiente empirico, determinato in accordo a quanto indicato nel manuale FHWA 2010:

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 40 di 79</p>

$$\alpha = 0.55 \quad \text{per } (c_u/p_a) \leq 1.5;$$

$$\alpha = 0.55 - 0.1 \cdot (c_u/p_a - 1.5) \quad \text{per } 1.5 \leq (c_u/p_a) \leq 2.5$$

Inoltre, per la resistenza laterale si impongono anche le seguenti condizioni:

$$\tau_{lim} \text{ (kPa)} \geq 0.23 \cdot \sigma'_{v0}$$

$$\tau_{us,max} = 100 \text{ kPa (resistenza laterale massima in terreno coesivo),}$$

dove:

$$\sigma'_{v0} \quad \text{tensione verticale efficace alla quota di riferimento.}$$

### 7.3.1.2 Depositi incoerenti

Per i terreni incoerenti la tensione di aderenza laterale limite è valutata mediante metodo  $\beta$  con la seguente espressione (Reese & O'Neill, 1999, recepito nel manuale FHWA del 2010):

$$\tau_{lim} \text{ (kPa)} = \beta \cdot \sigma'_{v0} \leq \tau_{us,max}$$

dove:

$$\beta = 1.5 - 0.245 \cdot z^{0.50} \quad (0.25 \leq \beta \leq 1.20) \text{ per sabbie;}$$

$$\beta = 2.0 - 0.147 \cdot z^{0.75} \quad (0.25 \leq \beta \leq 1.80) \text{ per sabbie ghiaiose;}$$

$$\sigma'_{v0} \quad \text{tensione verticale efficace alla quota di riferimento.}$$

$$\tau_{us,max} = 150 \text{ kPa (resistenza laterale massima in terreno incoerente)}$$

### 7.3.2 Portata di base

Per la valutazione della portata di base limite si utilizzano le seguenti relazioni:

$$Q_{bl} = A_p \cdot q_{bl}$$

dove:

$$A_p \quad \text{area della base del palo,}$$

$$q_{bl} \quad \text{portata limite specifica di base.}$$

#### 7.3.2.1 Depositi coesivi

La portata di base limite nei terreni coesivi è valutata con la seguente relazione:

$$q_{b,ult} \text{ (kPa)} = 9 \cdot c_{u,k}$$

dove:

$$c_{u,k} \quad \text{valore caratteristico della resistenza a taglio non drenata.}$$

#### 7.3.2.2 Depositi incoerenti

Il valore della portata di base allo stato critico ( $q_{bcr}$ ) è stato valutato, considerando un rapporto fra il cedimento della



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 41 di 79</p>

base del palo ed il diametro del palo pari al 10%.

Generalmente sono disponibili dati di prove SPT, da cui si possono utilizzare le indicazioni di Reese e O'Neill, 1988, Fioravante et al., 1995:

$$q_{bcr, 0.1} = 75 N_{SPT} < 4000 \text{ kPa.}$$

Quando sono disponibili dati penetrometrici, si può considerare la seguente espressione (Salgado 2006, Ghionna et al., 1994):

$$q_{bcr 0.1} \cong 0.10 \div 0.16 q_c,$$

dove l'estremo inferiore può essere assunto per sabbie molto addensate e l'estremo superiore per sabbie mediamente addensate.

### 7.3.2.3 Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite sono analoghi a quelli descritti precedentemente. Tuttavia, in accordo a quanto discusso in Meyerhof (1976), la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi si riduce rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo (v. figura seguente). Pertanto, nel caso di terreno stratificato, la mobilitazione dell'intera resistenza di base disponibile è subordinata alla condizione che il palo penetri nello strato portante per almeno 3 diametri. Viceversa, con l'avvicinarsi della base del palo ad uno strato inferiore di minore resistenza, la portata si riduce linearmente fino all'interfaccia tra gli strati, laddove eguaglia il valore di rottura dell'unità più debole (vedasi Figura 6).

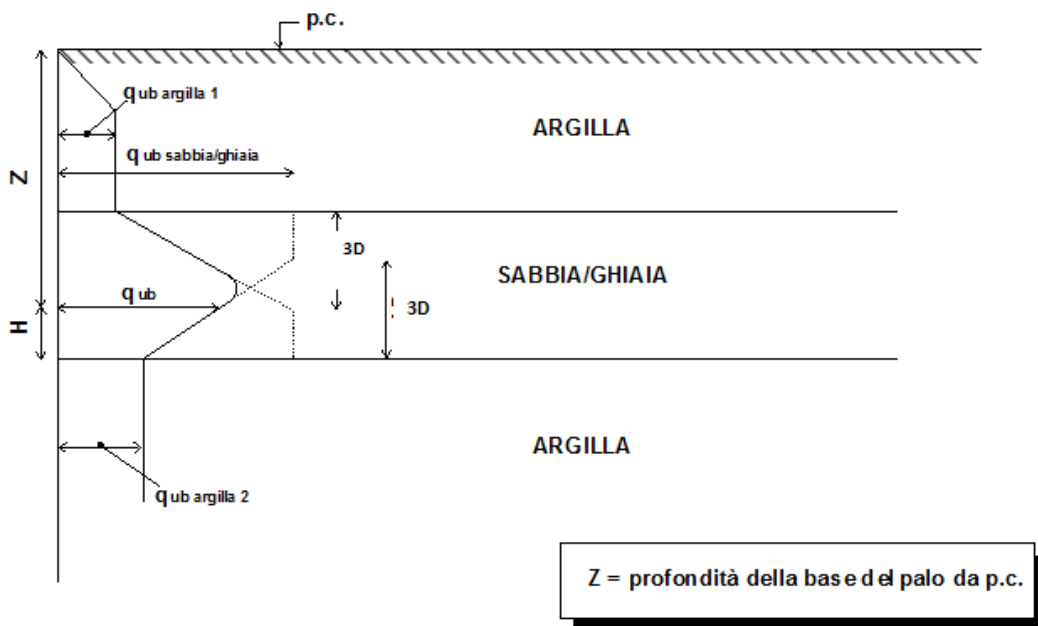


Figura 6 - Criterio di valutazione della pressione ultima di base ( $q_{ub}$ ) in terreni stratificati

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 42 di 79

## 7.4 Stratigrafia di calcolo e fattori parziali

I calcoli sono stati eseguiti con riferimento alla stratigrafia riportata nel paragrafo 4.3.

La testa pali è stata considerata a 2 m dal p.c.

La falda è stata considerata 1 m sotto al p.c.

Tenuto conto delle indagini a disposizione, e del fatto che la stratigrafia è da considerarsi come ragionevolmente cautelativa rispetto alle condizioni medie del sito, si è considerato un valore di  $\xi_4 = 1.55$ .

## 7.5 Risultati

Si riportano di seguito le curve di capacità portante del palo singolo, calcolate sulla base della metodologia di calcolo discussa nei capitoli precedenti, per pali  $D = 600$  mm e  $D = 800$  mm. Per quanto riguarda le condizioni sismiche, si faccia riferimento alle curve agli SLU.

I tabulati di calcolo sono riportati in ALLEGATO 4 - e ALLEGATO 4 -

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 43 di 79</p>

### 7.5.1 PALI D = 600 mm

lpalo m	CARICO LIMITE ULTIMO			CURVE SLU				
	Q <sub>l,lim</sub> kN	Q <sub>b,cr</sub> kN	Q <sub>TOT,lim</sub> kN	Q <sub>l,c,d</sub> kN	Q <sub>l,tr,d</sub> kN	Q <sub>b,d</sub> kN	Q <sub>tot,c,d</sub> kN	Q <sub>tot,tr,d</sub> kN
0.00	0	153	153	0	0	73	73	0
0.50	31	153	183	17	16	73	89	17
1.00	62	153	213	35	32	73	105	34
1.50	93	153	243	52	48	73	121	51
2.00	124	153	274	70	64	73	139	67
2.50	156	153	304	88	81	73	155	85
3.00	198	153	346	111	102	73	177	107
3.50	267	291	552	150	138	139	281	144
4.00	352	430	775	197	182	205	394	189
4.50	440	568	1001	247	227	271	507	235
5.00	532	707	1231	298	275	338	626	283
5.50	628	707	1326	352	324	338	678	333
6.00	727	707	1424	408	375	338	732	385
6.50	829	707	1525	465	428	338	788	439
7.00	934	707	1629	524	482	338	846	494
7.50	1041	707	1735	584	537	338	904	550
8.00	1151	707	1844	646	594	338	965	608
8.50	1262	707	1955	708	651	338	1027	665
9.00	1375	707	2067	771	710	338	1089	725
9.50	1490	707	2181	836	769	338	1152	785
10.00	1607	707	2297	902	829	338	1216	846
10.50	1724	707	2413	967	890	338	1281	908
11.00	1843	707	2531	1034	951	338	1346	970
11.50	1962	707	2650	1101	1013	338	1412	1033
12.00	2082	707	2768	1168	1075	338	1479	1095
12.50	2202	606	2787	1235	1137	290	1497	1158
13.00	2322	506	2806	1303	1198	242	1515	1220
13.50	2442	406	2825	1370	1260	194	1533	1283
14.00	2548	305	2829	1429	1315	146	1543	1339
14.50	2624	305	2905	1472	1354	146	1584	1379
15.00	2687	305	2966	1507	1387	146	1619	1412
15.50	2749	305	3028	1542	1419	146	1653	1445
16.00	2811	305	3089	1577	1451	146	1686	1478
16.50	2873	305	3151	1612	1483	146	1720	1511
17.00	2935	305	3212	1647	1515	146	1753	1544
17.50	2998	305	3273	1682	1547	146	1787	1577
18.00	3060	305	3335	1717	1579	146	1821	1610
18.50	3122	305	3396	1751	1611	146	1855	1642
19.00	3184	305	3457	1786	1643	146	1889	1675
19.50	3246	305	3519	1821	1675	146	1922	1708
20.00	3309	305	3580	1856	1708	146	1956	1742
20.50	3371	305	3641	1891	1740	146	1990	1775
21.00	3433	305	3703	1926	1772	146	2023	1808
21.50	3495	305	3764	1961	1804	146	2058	1840
22.00	3557	305	3825	1996	1836	146	2091	1873
22.50	3620	305	3887	2031	1868	146	2125	1906
23.00	3682	305	3948	2066	1900	146	2159	1939
23.50	3744	305	4009	2100	1932	146	2192	1972
24.00	3806	305	4071	2135	1964	146	2226	2005
24.50	3868	305	4132	2170	1996	146	2259	2038
25.00	3930	305	4193	2205	2028	146	2294	2070

Figura 7-7 – Riassunto curve di carico limite ultimo e di resistenza di progetto SLU per pali D=600 mm

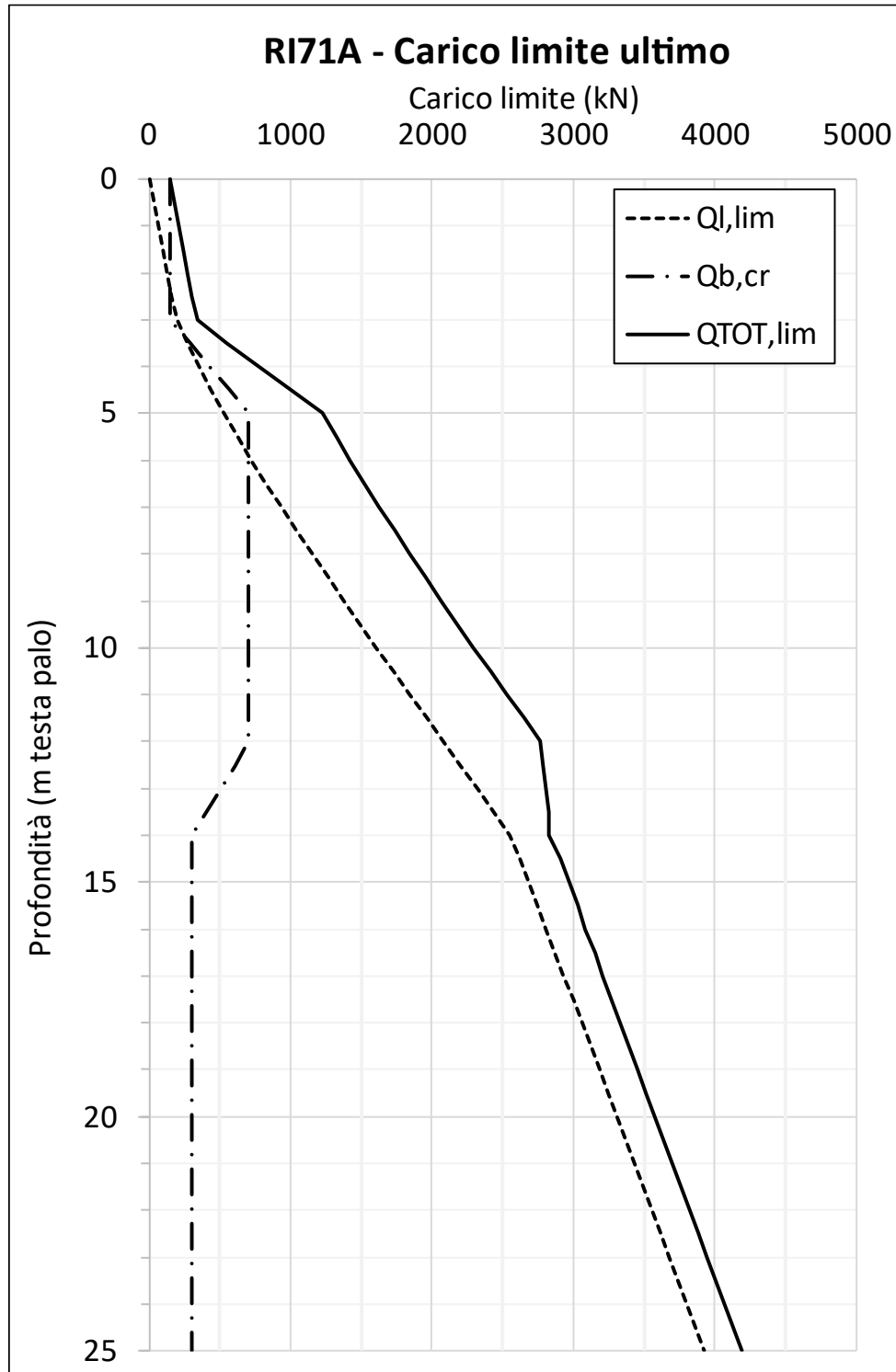




Figura 7-8 – Curve di carico limite ultimo per pali D=600 mm

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 45 di 79</p>

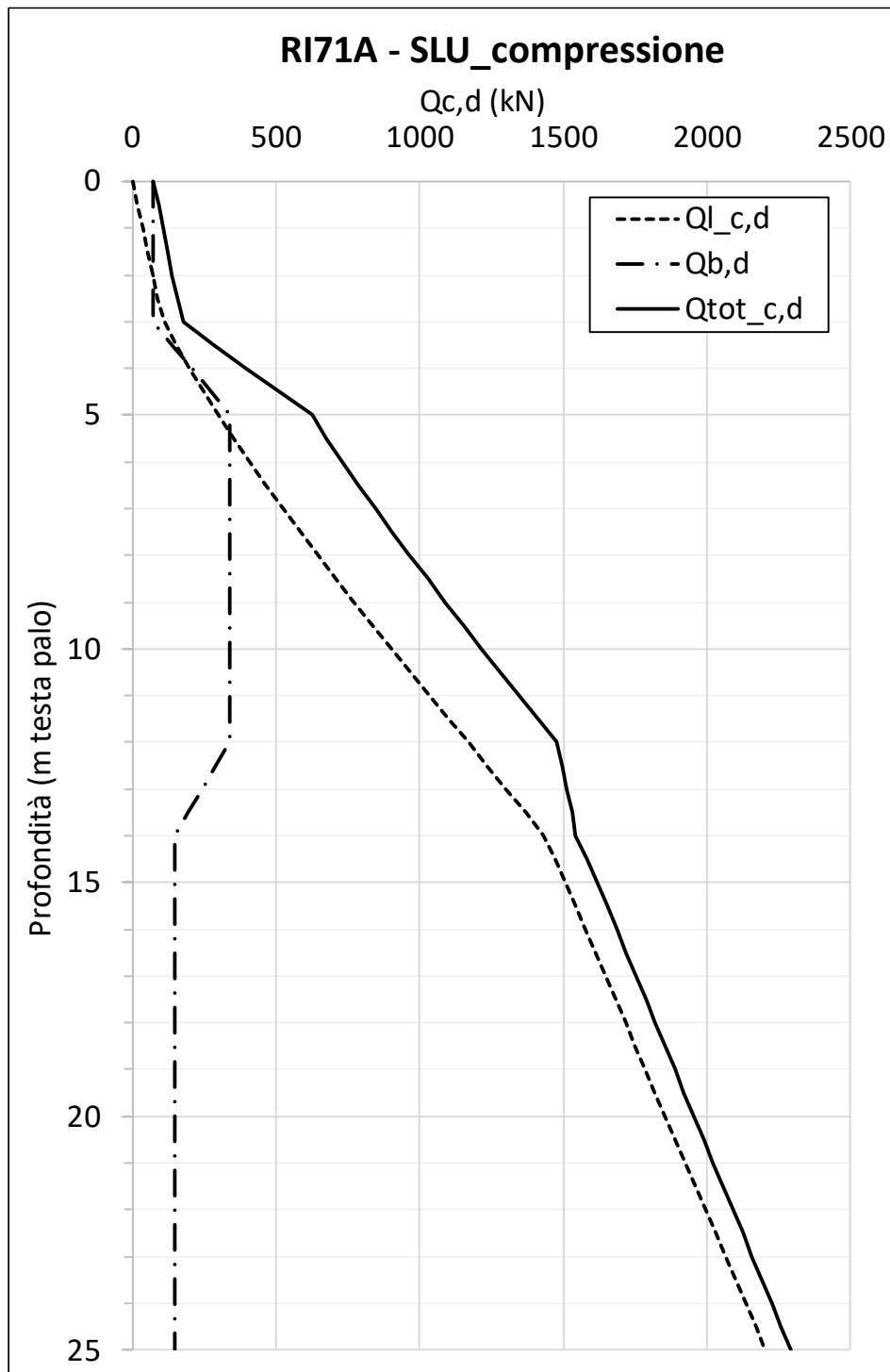


Figura 7-9 – Curve di resistenza di progetto SLU, compressione per pali D=600 mm

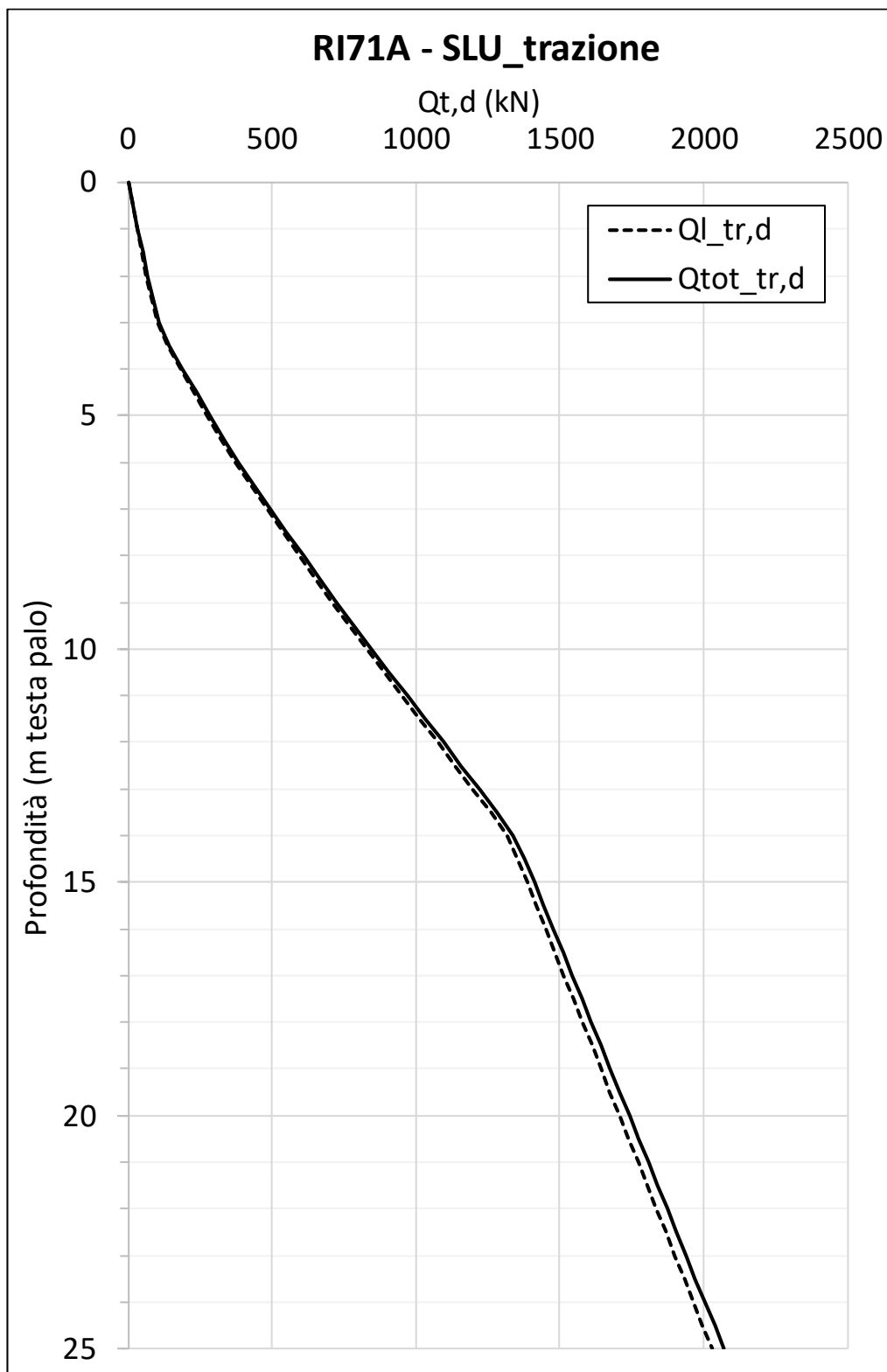



Figura 7-10 – Curve di resistenza di progetto SLU, trazione per pali D=600 mm

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 47 di 79</p>

## 7.5.2 PALI D = 800 mm

lpalo m	CARICO LIMITE ULTIMO			CURVE SLU				
	Q <sub>l,lim</sub> kN	Q <sub>b,cr</sub> kN	Q <sub>TOT,lim</sub> kN	Q <sub>l,c,d</sub> kN	Q <sub>l,tr,d</sub> kN	Q <sub>b,d</sub> kN	Q <sub>tot,c,d</sub> kN	Q <sub>tot,tr,d</sub> kN
0.00	0	271	271	0	0	130	130	0
0.50	41	271	311	23	21	130	150	23
1.00	83	271	351	47	43	130	172	46
1.50	124	271	391	70	64	130	192	69
2.00	166	271	431	93	86	130	215	92
2.50	207	271	471	116	107	130	235	115
3.00	265	271	527	149	137	130	266	146
3.50	356	468	814	200	184	224	409	195
4.00	469	666	1122	263	242	318	565	254
4.50	587	863	1436	329	303	412	723	317
5.00	710	1060	1754	398	366	507	885	381
5.50	838	1257	2078	470	433	601	1048	450
6.00	970	1257	2208	544	501	601	1121	519
6.50	1105	1257	2343	620	570	601	1194	590
7.00	1245	1257	2481	698	643	601	1271	664
7.50	1388	1257	2622	779	716	601	1348	739
8.00	1534	1257	2767	861	792	601	1429	816
8.50	1683	1257	2914	944	869	601	1510	895
9.00	1834	1257	3063	1029	947	601	1593	974
9.50	1987	1257	3215	1115	1026	601	1676	1055
10.00	2142	1257	3369	1202	1106	601	1762	1136
10.50	2299	1257	3524	1290	1187	601	1847	1219
11.00	2457	1257	3681	1378	1268	601	1935	1301
11.50	2616	1257	3838	1468	1350	601	2021	1385
12.00	2776	1114	3854	1557	1433	532	2041	1469
12.50	2936	971	3869	1647	1515	464	2060	1553
13.00	3096	828	3885	1737	1598	396	2080	1637
13.50	3256	686	3901	1827	1681	328	2099	1722
14.00	3397	543	3898	1906	1753	259	2109	1795
14.50	3499	543	3998	1963	1806	259	2163	1850
15.00	3582	543	4080	2010	1849	259	2208	1894
15.50	3665	543	4161	2056	1892	259	2252	1939
16.00	3748	543	4243	2103	1934	259	2297	1982
16.50	3831	543	4324	2149	1977	259	2341	2027
17.00	3914	543	4405	2196	2020	259	2386	2071
17.50	3997	543	4487	2242	2063	259	2430	2116
18.00	4080	543	4568	2289	2106	259	2476	2160
18.50	4163	543	4650	2335	2149	259	2519	2205
19.00	4246	543	4731	2382	2191	259	2565	2248
19.50	4328	543	4813	2428	2234	259	2608	2293
20.00	4411	543	4894	2475	2277	259	2653	2337
20.50	4494	543	4975	2521	2319	259	2697	2381
21.00	4577	543	5057	2568	2362	259	2742	2425
21.50	4660	543	5138	2614	2405	259	2786	2470
22.00	4743	543	5220	2661	2448	259	2831	2514
22.50	4826	543	5301	2707	2491	259	2875	2559
23.00	4909	543	5383	2754	2534	259	2920	2603
23.50	4992	543	5464	2801	2577	259	2964	2648
24.00	5075	543	5545	2847	2619	259	3009	2691
24.50	5158	543	5627	2894	2662	259	3053	2736
25.00	5241	543	5708	2940	2705	259	3099	2780

Figura 11 – Riassunto curve di carico limite ultimo e di resistenza di progetto SLU per pali D=800 mm

Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83  
 Relazione Geotecnica

Progetto

IN17

Lotto

12

Codifica

EI2RBRI71A0001A

Foglio

48 di 79

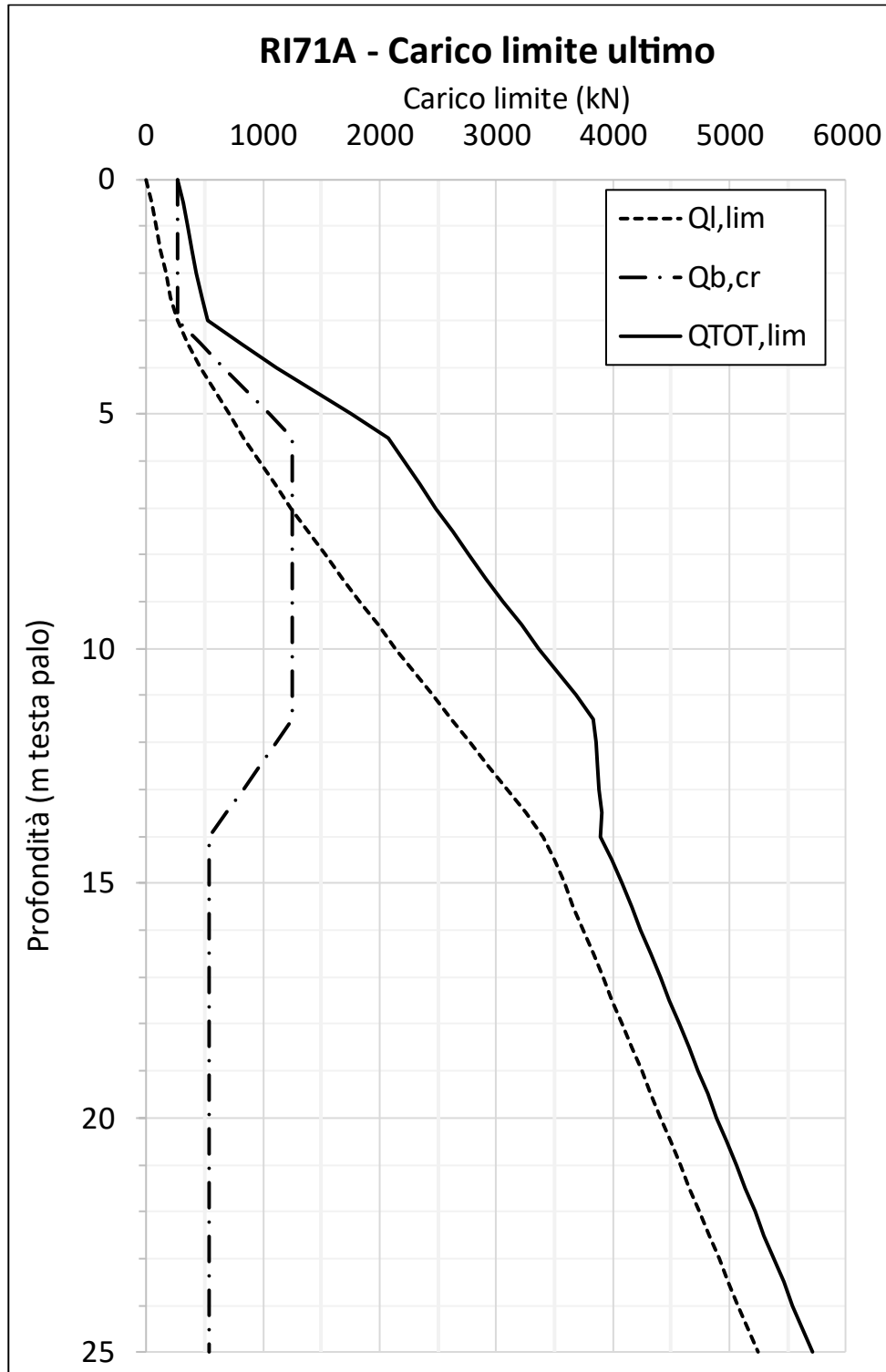


Figura 12 – Curve di carico limite ultimo per pali D=800 mm



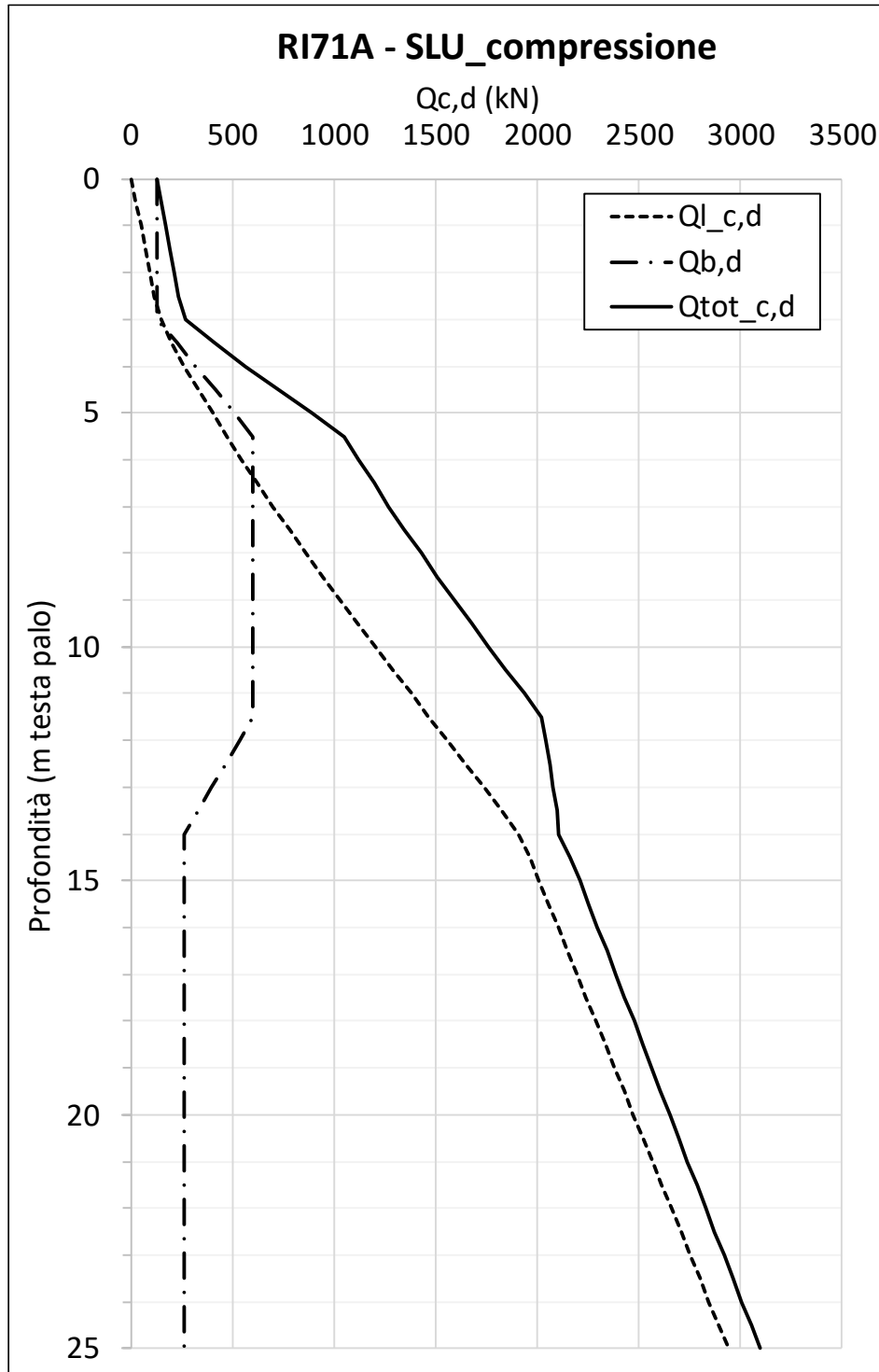




Figura 13 – Curve di resistenza di progetto SLU, compressione per pali  $D=800$  mm

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 50 di 79</p>

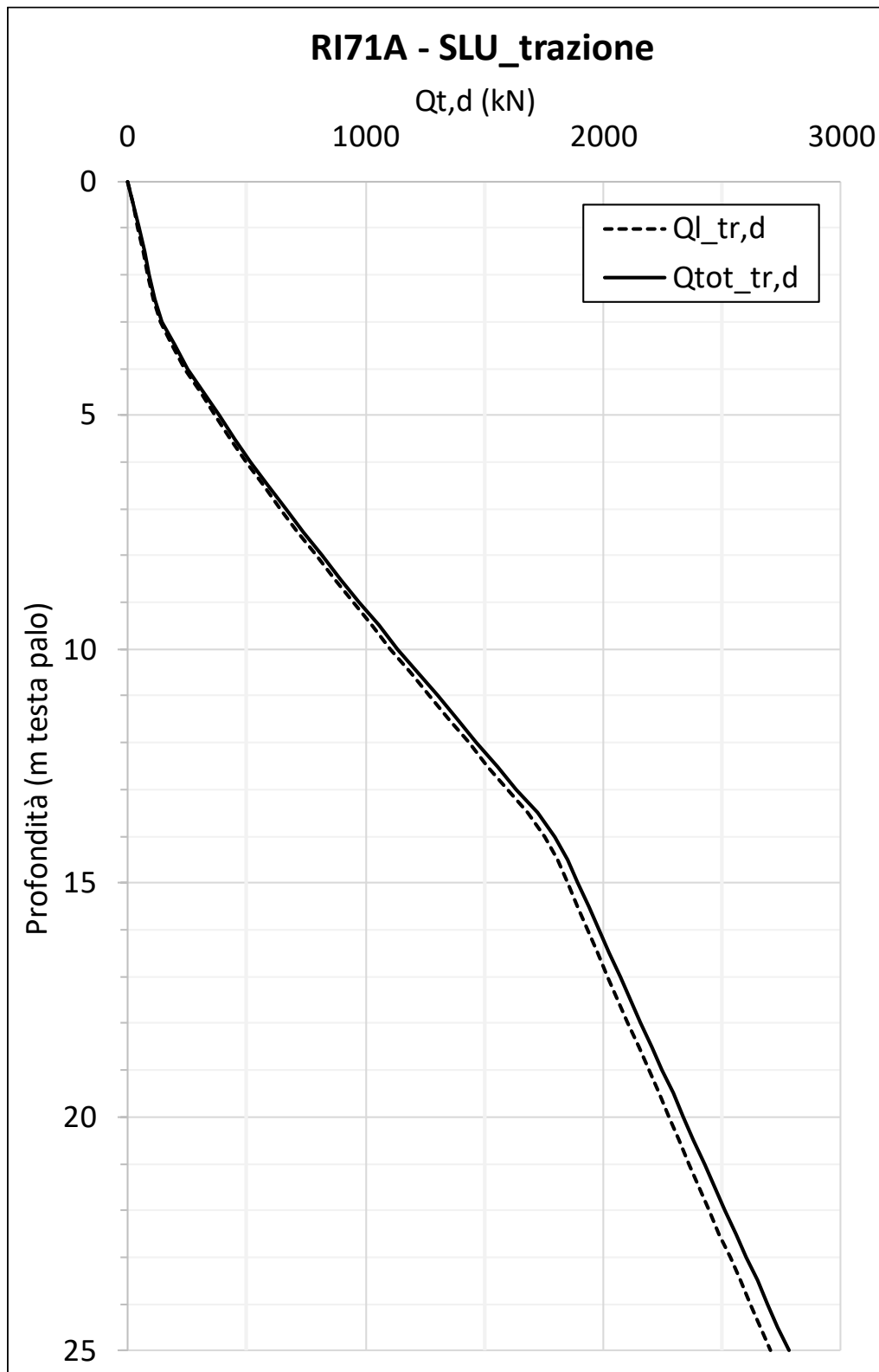


Figura 14 – Curve di resistenza di progetto SLU, trazione per pali D=800 mm

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 51 di 79</p>

## 8 CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI

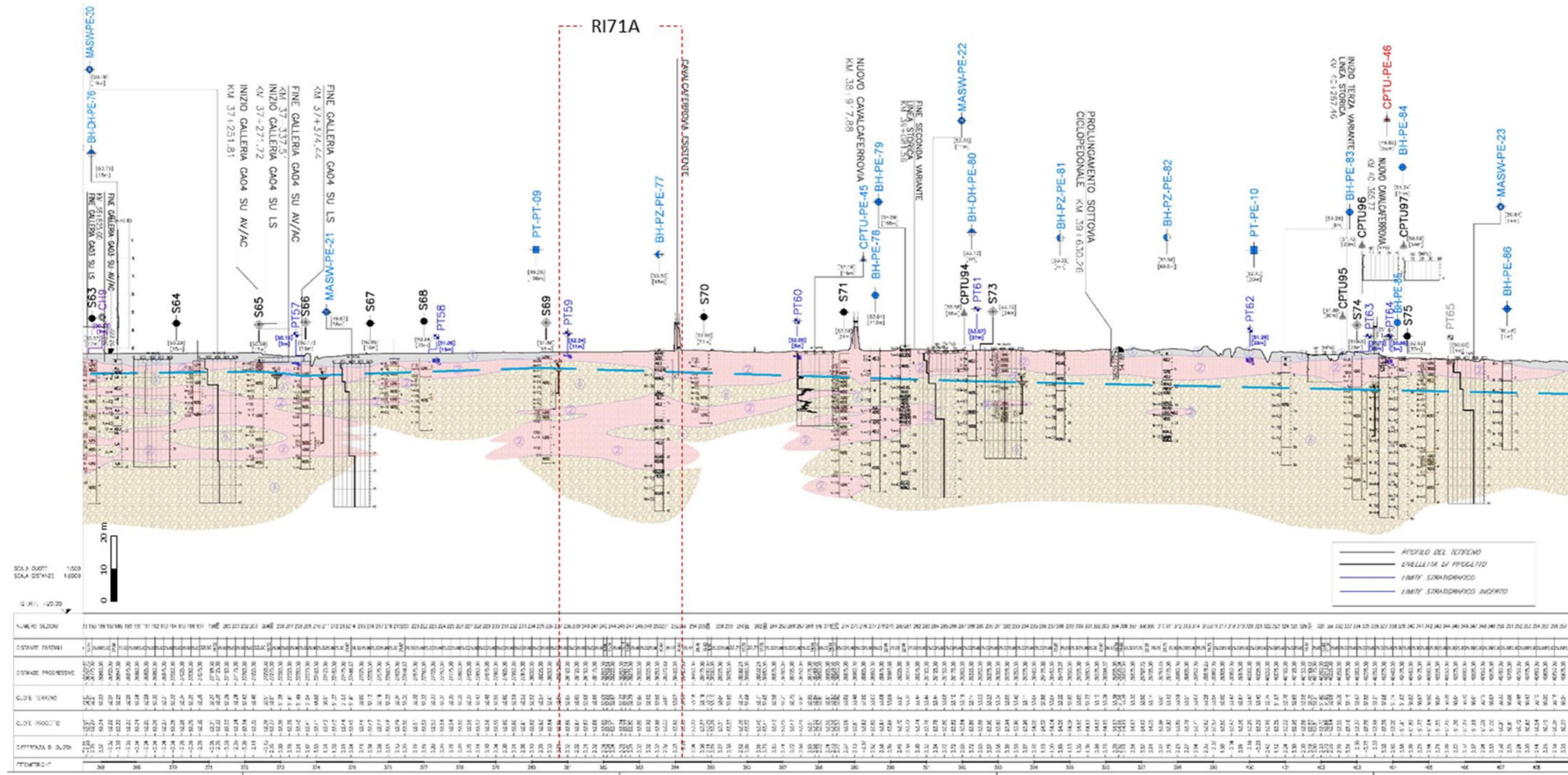
In conclusione, per il rilevato in oggetto non si evidenziano criticità di tipo geotecnico e pertanto non è previsto un monitoraggio.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 52 di 79</p>

**ALLEGATI**

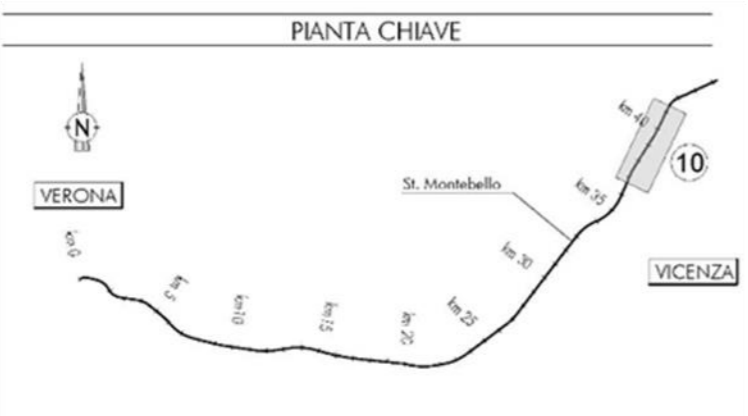
<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 53 di 79</p>

## ALLEGATO 1 - STRATIGRAFIE



SCALA QUOTE 1:500  
SCALA DISTANZE 1:6000  
Q.U.M. -20.00

PROFLO DEL TERRENO  
LINELLITA DI PROGETTO  
LIMITE STRATIGRAFICO  
LIMITE STRATIGRAFICO INCERTO



- ### LEGENDA
- Campagna indagini integrative PE**
- BH-PE-... Sondaggio a carotaggio continuo
  - BH-PZ-PE-... Sondaggio a carotaggio continuo con l'installazione di piezometro a tubo aperto a Casagrande
  - MASW-PE-... Indagini MSW
  - CPTU-PE-... Prova penetrometrica statica con piezometro
- Campagna indagini 2018 per CDS**
- Sondaggio geognostico
- Campagna indagini 2015**
- P1+P15, P20 Sondaggio a carotaggio continuo con installazione di Piezometro a Tubo Aperto (A)
  - P1+150m Sondaggio a carotaggio continuo con installazione di Piezometro Casagrande (C)
- Campagna indagini 2014**
- SP Sondaggio a carotaggio continuo
  - SP+ Sondaggio a carotaggio continuo (SP) con installazione di Piezometro Casagrande (C) e/o Piezometro a Tubo Aperto (A)
  - SP+ Sondaggio a carotaggio continuo (SP) con installazione di Piezometro Casagrande (C) e/o Piezometro a Tubo Aperto (A)
  - CPTU Prova penetrometrica statica con piezometro (possibilità di avanzamento con trivellazione)
  - CPTU+ Prova penetrometrica statica con piezometro "tradizionale"
  - CH Foro a distribuzione di nucleo per esecuzione prove CROSS-HOLE
  - PE Pizzetto esplorativo a 1,5 m da p.c. con prove di carico su piastra
  - Profondità delle indagini
- PE-PE**
- Pizzetto esplorativo
  - Sondaggio con esecuzione di prova down hole
  - Sondaggio con esecuzione di prova cross hole
  - Indagini orientali
- Nota per PE in blu le indagini disponibili e con coordinate esatte, in rosso le indagini ancora non disponibili o con coordinate non note

- ### Campagna indagini pregresse
- Sondaggio geognostico (campagna 1998)
  - Sondaggio geognostico, numero di riferimento (campagna 2002)
  - CPTU, numero di riferimento (campagna 2002)
  - Pozzo con stratigrafia, numero di riferimento (Dati ex Aziende Industriali Municipalizzate (VI) per gentile concessione Centro Idrico Novoledo s.r.l.)
- Asse di progetto      confine di Provincia      Confine Comunale
- ### Classi dei terreni
- |   |  |  |
|---|--|--|
| 1 Riparto   | 3a Area con prevalenza di sabbie limose/ con limo e limi sabbiosi/ con sabbia, a comportamento drenato, da scioliti a mediamente addensati | 4 Sabbie generalmente da debolmente limose a limose, da mediamente addensati a molto addensati             |
| 2 Limi argillosi e limi da compatte a molto compatte, generalmente sovraconsolidati | 3b Area con prevalenza di limi argillosi e argille limose, da tenere a mediamente compatte, generalmente NC a debolmente OC                | 6 Ghiaie, ghiaie con sabbie, con presenza locale di ciottoli, anche di grandi dimensioni (fino a 80/100mm) |
|   | 3c Area di alternanza, sia in verticale che planimetrica, di materiali 3a e 3b   |  |

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001</p>	<p>Foglio 55 di 79</p>

## ALLEGATO 2 - SONDAGGI











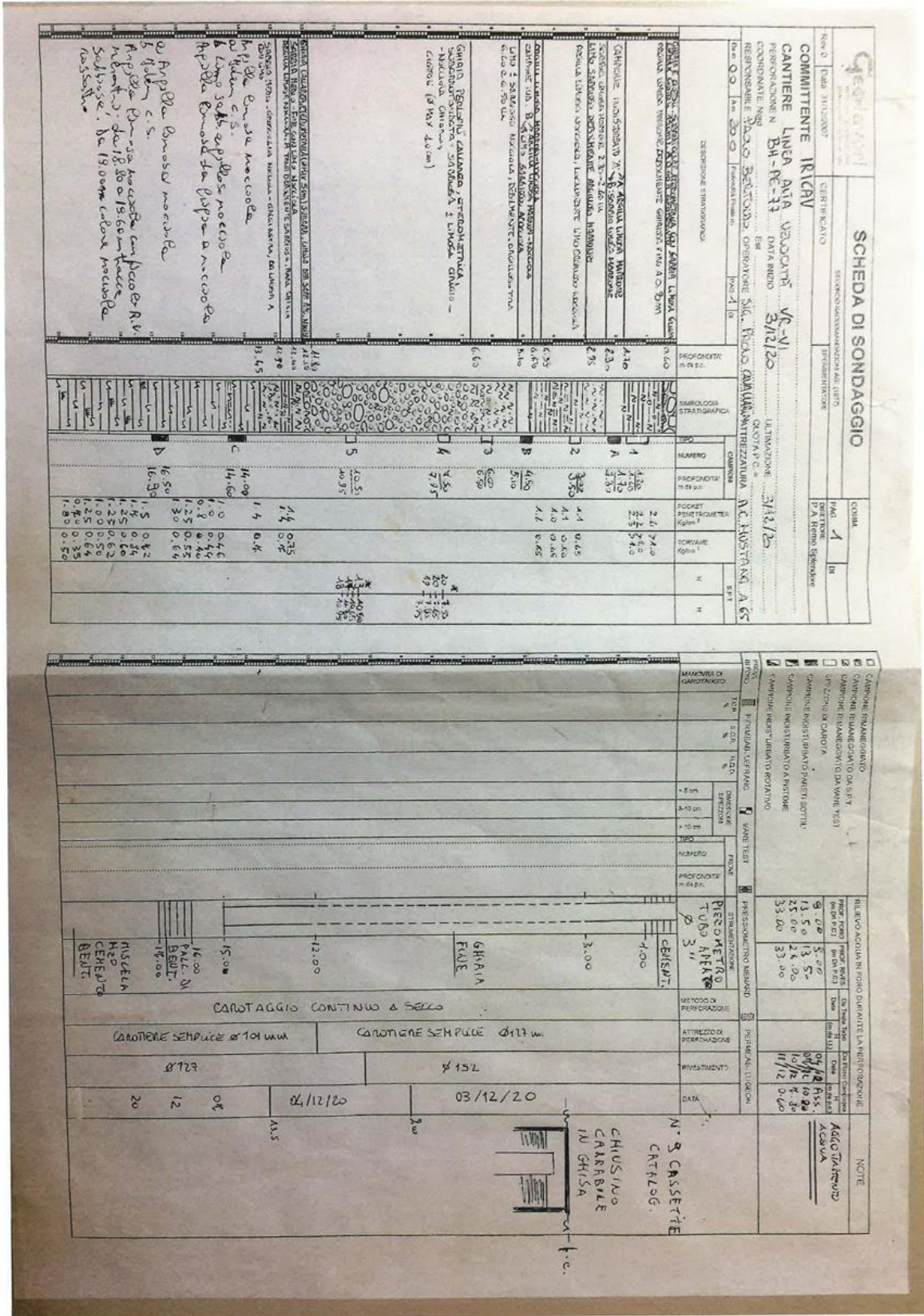
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83  
Relazione Geotecnica

Progetto  
IN17

Lotto  
12

Codifica  
EI2RBRI71A0001A

Foglio  
58 di 79







Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83  
Relazione Geotecnica

Progetto  
IN17

Lotto  
12

Codifica  
EI2RBRI71A0001A

Foglio  
59 di 79

SCHEDA DI SONDAGGIO		CANTIERE	
PROFONDITÀ	PROFONDITÀ	PROFONDITÀ	PROFONDITÀ
0-10	0-10	0-10	0-10
10-20	10-20	10-20	10-20
20-30	20-30	20-30	20-30
30-40	30-40	30-40	30-40
40-50	40-50	40-50	40-50
50-60	50-60	50-60	50-60
60-70	60-70	60-70	60-70
70-80	70-80	70-80	70-80
80-90	80-90	80-90	80-90
90-100	90-100	90-100	90-100

MANOVRA DI CARICAMENTO	MANOVRA DI CARICAMENTO	MANOVRA DI CARICAMENTO	MANOVRA DI CARICAMENTO
0%	1%	2%	3%
4%	5%	6%	7%
8%	9%	10%	11%
12%	13%	14%	15%
16%	17%	18%	19%
20%	21%	22%	23%
25.00	26.00	27.00	28.00







<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 62 di 79</p>

**ALLEGATO 3 - TABULATI DI CALCOLO PALI D = 600**

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 63 di 79

\*\*\* P A L \*\*\*  
Programma per l'analisi della capacita' portante  
assiale di un palo di fondazione

(C) G.Guiducci - Studio SINTESI (RN - Italy)  
ottobre 2006

pag. 1

MURO RI71A - CURVE CAPACITA' PORTANTE  
Palo D=600mm SLE

Quota testa palo da p.c.	=	2.00 m
Quota falda da p.c.	=	1.00 m
Peso di volume del palo	=	6.00 kN/m <sup>3</sup>
Fattore di sicurezza portata laterale	=	1.00 (FS,l)
Fattore di sicurezza portata di base	=	1.00 (FS,b)

Elemento cilindrico,      Diametro fusto =      600. mm

Criterio per la determinazione della portata di base in uno strato "i"  
quando la  $Q_{b,i}$  ad esso attribuibile e' superiore a quella degli  
strati adiacenti:

La base del palo deve essere situata almeno:  $3.0 * .600 = 1.80$  m  
entro lo strato se quello sovrastante e' piu' debole

La base del palo deve essere situata almeno:  $3.0 * .600 = 1.80$  m  
sopra lo strato sottostante se esso e' piu' debole

La variazione di  $Q_b$  viene assunta lineare dal passaggio di strato



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 64 di 79

pag. 2

MURO RI71A - CURVE CAPACITA' PORTANTE  
Palo D=600mm SLE

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 1 "LA " (Coesivo) da .00 a 5.00 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \alpha * C_u < 100.0 \text{ kPa}$$

Criterio  $\alpha(C_u)$  nel seguito

$$\tau > .23 * S'v$$

$$Q_b = 9.0 * C_u$$

$$C_u \text{ variabile lin. da } 60.0 \text{ a } 60.0 \text{ kPa}$$

Strato 2 "G " (Incoerente) da 5.00 a 16.00 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \beta * S'v < 150.0 \text{ kPa}$$

$$\beta = 2.00 - .147 Z^{.75}$$

$Z$  = profondita da piano campagna

$$\tau > .25 * S'v$$

$$\tau < 1.80 * S'v$$

$$Q_b \text{ variabile lin. da } 2500. \text{ a } 2500. \text{ kPa}$$

Strato 3 "LA " (Coesivo) da 16.00 a 27.00 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \alpha * C_u < 100.0 \text{ kPa}$$

Criterio  $\alpha(C_u)$  nel seguito

$$\tau > .23 * S'v$$

$$Q_b = 9.0 * C_u$$

$$C_u \text{ variabile lin. da } 120.0 \text{ a } 120.0 \text{ kPa}$$



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 65 di 79

pag. 3

MURO RI71A - CURVE CAPACITA' PORTANTE  
Palo D=600mm SLE

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 4 "G" (Incoerente) da 27.00 a 30.00 m

$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3$                        $G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$

$\tau = \beta * S'v < 150.0 \text{ kPa}$   
 $\beta = 2.00 - .147 Z^{.75}$   
Z = profondita da piano campagna  
 $\tau > .25 * S'v$   
 $\tau < 1.80 * S'v$

$Q_b$  variabile lin. da 3500. a 3500. kPa

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 66 di 79

pag. 4

MURO RI71A - CURVE CAPACITA' PORTANTE  
Palo D=600mm SLE

MOLTIPLICATORI per i parametri di calcolo

strato	Molt. Tau	Molt. Qb	Molt. Cu
1 "LA "	1.00	1.00	1.00
2 "G "	1.00	1.00	-
3 "LA "	1.00	1.00	1.00
4 "G "	1.00	1.00	-

NOTA: i moltiplicatori non influenzano le limitazioni superiori o inferiori dei parametri

Per terreni coesivi: Criterio  $\tau = \alpha * C_u$

Cu kPa	alfa
.0	.55
150.0	.55
250.0	.45
400.0	.45

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 67 di 79

pag. 5

MURO RI71A - CURVE CAPACITA' PORTANTE  
Palo D=600mm SLE

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
2.00	28.0	38.0	60.0	1.18	33.0	540.
2.50	32.5	47.5	60.0	1.02	33.0	540.
3.00	37.0	57.0	60.0	.89	33.0	540.
3.50	41.5	66.5	60.0	.80	33.0	540.
4.00	46.0	76.0	60.0	.72	33.0	540.
4.50	50.5	85.5	60.0	.65	33.0	540.
5.00	55.0	95.0	60.0	1.05	58.0	540.
5.50	59.5	104.5	--	1.47	87.6	1030.
6.00	64.0	114.0	--	1.44	91.9	1520.
6.50	68.5	123.5	--	1.40	96.0	2010.
7.00	73.0	133.0	--	1.37	99.8	2500.
7.50	77.5	142.5	--	1.33	103.4	2500.
8.00	82.0	152.0	--	1.30	106.7	2500.
8.50	86.5	161.5	--	1.27	109.7	2500.
9.00	91.0	171.0	--	1.24	112.5	2500.
9.50	95.5	180.5	--	1.20	115.0	2500.
10.00	100.0	190.0	--	1.17	117.3	2500.
10.50	104.5	199.5	--	1.14	119.4	2500.
11.00	109.0	209.0	--	1.11	121.2	2500.
11.50	113.5	218.5	--	1.08	122.8	2500.
12.00	118.0	228.0	--	1.05	124.2	2500.
12.50	122.5	237.5	--	1.02	125.3	2500.
13.00	127.0	247.0	--	.99	126.2	2500.
13.50	131.5	256.5	--	.96	126.9	2500.
14.00	136.0	266.0	--	.94	127.3	2500.
14.50	140.5	275.5	--	.91	127.5	2145.
15.00	145.0	285.0	--	.88	127.5	1790.
15.50	149.5	294.5	--	.85	127.3	1435.
16.00	154.0	304.0	--	.63	96.4	1080.
16.50	158.5	313.5	120.0	.42	66.0	1080.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 68 di 79

pag. 6

MURO RI71A - CURVE CAPACITA' PORTANTE  
Palo D=600mm SLE

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz	S'v	Sv	Cu	Tau/S'v	Tau	qb
m	kPa	kPa	kPa	-	kPa	kPa
17.00	163.0	323.0	120.0	.40	66.0	1080.
17.50	167.5	332.5	120.0	.39	66.0	1080.
18.00	172.0	342.0	120.0	.38	66.0	1080.
18.50	176.5	351.5	120.0	.37	66.0	1080.
19.00	181.0	361.0	120.0	.36	66.0	1080.
19.50	185.5	370.5	120.0	.36	66.0	1080.
20.00	190.0	380.0	120.0	.35	66.0	1080.
20.50	194.5	389.5	120.0	.34	66.0	1080.
21.00	199.0	399.0	120.0	.33	66.0	1080.
21.50	203.5	408.5	120.0	.32	66.0	1080.
22.00	208.0	418.0	120.0	.32	66.0	1080.
22.50	212.5	427.5	120.0	.31	66.0	1080.
23.00	217.0	437.0	120.0	.30	66.0	1080.
23.50	221.5	446.5	120.0	.30	66.0	1080.
24.00	226.0	456.0	120.0	.29	66.0	1080.
24.50	230.5	465.5	120.0	.29	66.0	1080.
25.00	235.0	475.0	120.0	.28	66.0	1080.
25.50	239.5	484.5	120.0	.28	66.0	1080.
26.00	244.0	494.0	120.0	.27	66.0	1080.
26.50	248.5	503.5	120.0	.27	66.0	1080.
27.00	253.0	513.0	120.0	.26	65.7	1080.
27.50	257.5	522.5	--	.25	64.4	1685.
28.00	262.0	532.0	--	.25	65.5	2290.
28.50	266.5	541.5	--	.25	66.6	2895.
29.00	271.0	551.0	--	.25	67.8	3500.
29.50	275.5	560.5	--	.25	68.9	3500.
30.00	280.0	570.0	--	.25	70.0	3500.

zz = Profondita' da piano campagna  
S'v = Tensione verticale efficace  
Sv = Tensione verticale totale  
Cu = Coesione non drenata  
Tau = Tensione di adesione laterale limite  
qb = Portata di base limite unitaria

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 69 di 79

pag. 7

MURO RI71A - CURVE CAPACITA' PORTANTE  
Palo D=600mm SLE

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	153.	0.	153.	153.
.50	31.	153.	1.	183.	183.
1.00	62.	153.	2.	213.	213.
1.50	93.	153.	3.	243.	243.
2.00	124.	153.	3.	274.	274.
2.50	156.	153.	4.	304.	304.
3.00	198.	153.	5.	346.	346.
3.50	267.	291.	6.	552.	552.
4.00	352.	430.	7.	775.	775.
4.50	440.	568.	8.	1001.	1001.
5.00	532.	707.	8.	1231.	1231.
5.50	628.	707.	9.	1326.	1326.
6.00	727.	707.	10.	1424.	1424.
6.50	829.	707.	11.	1525.	1525.
7.00	934.	707.	12.	1629.	1629.
7.50	1041.	707.	13.	1735.	1735.
8.00	1151.	707.	14.	1844.	1844.
8.50	1262.	707.	14.	1955.	1955.
9.00	1375.	707.	15.	2067.	2067.
9.50	1490.	707.	16.	2181.	2181.
10.00	1607.	707.	17.	2297.	2297.
10.50	1724.	707.	18.	2413.	2413.
11.00	1843.	707.	19.	2531.	2531.
11.50	1962.	707.	20.	2650.	2650.
12.00	2082.	707.	20.	2768.	2768.
12.50	2202.	606.	21.	2787.	2787.
13.00	2322.	506.	22.	2806.	2806.
13.50	2442.	406.	23.	2825.	2825.
14.00	2548.	305.	24.	2829.	2829.
14.50	2624.	305.	25.	2905.	2905.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 70 di 79

pag. 8

MURO RI71A - CURVE CAPACITA' PORTANTE  
Palo D=600mm SLE

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
15.00	2687.	305.	25.	2966.	2966.
15.50	2749.	305.	26.	3028.	3028.
16.00	2811.	305.	27.	3089.	3089.
16.50	2873.	305.	28.	3151.	3151.
17.00	2935.	305.	29.	3212.	3212.
17.50	2998.	305.	30.	3273.	3273.
18.00	3060.	305.	31.	3335.	3335.
18.50	3122.	305.	31.	3396.	3396.
19.00	3184.	305.	32.	3457.	3457.
19.50	3246.	305.	33.	3519.	3519.
20.00	3309.	305.	34.	3580.	3580.
20.50	3371.	305.	35.	3641.	3641.
21.00	3433.	305.	36.	3703.	3703.
21.50	3495.	305.	36.	3764.	3764.
22.00	3557.	305.	37.	3825.	3825.
22.50	3620.	305.	38.	3887.	3887.
23.00	3682.	305.	39.	3948.	3948.
23.50	3744.	305.	40.	4009.	4009.
24.00	3806.	305.	41.	4071.	4071.
24.50	3868.	305.	42.	4132.	4132.
25.00	3930.	305.	42.	4193.	4193.
25.50	3992.	476.	43.	4425.	4425.
26.00	4053.	647.	44.	4656.	4656.
26.50	4115.	819.	45.	4889.	4889.
27.00	4179.	990.	46.	5122.	5122.
27.50	4243.	990.	47.	5186.	5186.
28.00	4308.	990.	48.	5251.	5251.

Lp = Lunghezza utile del palo

Ql1 = Portata laterale limite

Qb1 = Portata di base limite

Wp = Peso efficace del palo

Qu = Portata totale limite

Qd = Portata di progetto =  $Ql1/FS,1 + Qb1/FS,b - Wp$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 71 di 79</p>

**ALLEGATO 4 - TABULATI DI CALCOLO PALI D = 800**

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 72 di 79

\*\*\* P A L \*\*\*  
Programma per l'analisi della capacita' portante  
assiale di un palo di fondazione

(C) G.Guiducci - Studio SINTESI (RN - Italy)  
ottobre 2006

pag. 1

MURO RI71A - CURVE CAPACITA' PORTANTE  
Palo D=800mm SLE

Quota testa palo da p.c.	=	2.00 m
Quota falda da p.c.	=	1.00 m
Peso di volume del palo	=	6.00 kN/m <sup>3</sup>
Fattore di sicurezza portata laterale	=	1.00 (FS,l)
Fattore di sicurezza portata di base	=	1.00 (FS,b)

Elemento cilindrico,      Diametro fusto =      800. mm

Criterio per la determinazione della portata di base in uno strato "i"  
quando la  $Q_{b,i}$  ad esso attribuibile e' superiore a quella degli  
strati adiacenti:

La base del palo deve essere situata almeno:  $3.0 * .800 = 2.40$  m  
entro lo strato se quello sovrastante e' piu' debole

La base del palo deve essere situata almeno:  $3.0 * .800 = 2.40$  m  
sopra lo strato sottostante se esso e' piu' debole

La variazione di  $Q_b$  viene assunta lineare dal passaggio di strato



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI71A0001A</p>	<p>Foglio 73 di 79</p>

pag. 2

MURO RI71A - CURVE CAPACITA' PORTANTE  
Palo D=800mm SLE

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 1 "LA " (Coesivo) da .00 a 5.00 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3$$

$$G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \alpha * C_u < 100.0 \text{ kPa}$$

Criterio  $\alpha(C_u)$  nel seguito

$$\tau > .23 * S'v$$

$$Q_b = 9.0 * C_u$$

$$C_u \text{ variabile lin. da } 60.0 \text{ a } 60.0 \text{ kPa}$$

Strato 2 "G " (Incoerente) da 5.00 a 16.00 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3$$

$$G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \beta * S'v < 150.0 \text{ kPa}$$

$$\beta = 2.00 - .147 Z^{.75}$$

Z = profondita da piano campagna

$$\tau > .25 * S'v$$

$$\tau < 1.80 * S'v$$

$$Q_b \text{ variabile lin. da } 2500. \text{ a } 2500. \text{ kPa}$$

Strato 3 "LA " (Coesivo) da 16.00 a 27.00 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3$$

$$G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \alpha * C_u < 100.0 \text{ kPa}$$

Criterio  $\alpha(C_u)$  nel seguito

$$\tau > .23 * S'v$$

$$Q_b = 9.0 * C_u$$

$$C_u \text{ variabile lin. da } 120.0 \text{ a } 120.0 \text{ kPa}$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 74 di 79

pag. 3

MURO RI71A - CURVE CAPACITA' PORTANTE  
Palo D=800mm SLE

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 4 "G" (Incoerente) da 27.00 a 30.00 m

$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3$                        $G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$

$\tau = \beta * S'v < 150.0 \text{ kPa}$   
 $\beta = 2.00 - .147 Z^{.75}$   
Z = profondita da piano campagna  
 $\tau > .25 * S'v$   
 $\tau < 1.80 * S'v$

Qb variabile lin. da 3500. a 3500. kPa

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 75 di 79

pag. 4

MURO RI71A - CURVE CAPACITA' PORTANTE  
Palo D=800mm SLE

MOLTIPLICATORI per i parametri di calcolo

strato	Molt. Tau	Molt. Qb	Molt. Cu
1 "LA "	1.00	1.00	1.00
2 "G "	1.00	1.00	-
3 "LA "	1.00	1.00	1.00
4 "G "	1.00	1.00	-

NOTA: i moltiplicatori non influenzano le limitazioni superiori o inferiori dei parametri

Per terreni coesivi: Criterio Tau = alfa \* Cu

Cu kPa	alfa
.0	.55
150.0	.55
250.0	.45
400.0	.45

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 76 di 79

pag. 5

MURO RI71A - CURVE CAPACITA' PORTANTE  
Palo D=800mm SLE

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
2.00	28.0	38.0	60.0	1.18	33.0	540.
2.50	32.5	47.5	60.0	1.02	33.0	540.
3.00	37.0	57.0	60.0	.89	33.0	540.
3.50	41.5	66.5	60.0	.80	33.0	540.
4.00	46.0	76.0	60.0	.72	33.0	540.
4.50	50.5	85.5	60.0	.65	33.0	540.
5.00	55.0	95.0	60.0	1.05	58.0	540.
5.50	59.5	104.5	--	1.47	87.6	932.
6.00	64.0	114.0	--	1.44	91.9	1324.
6.50	68.5	123.5	--	1.40	96.0	1716.
7.00	73.0	133.0	--	1.37	99.8	2108.
7.50	77.5	142.5	--	1.33	103.4	2500.
8.00	82.0	152.0	--	1.30	106.7	2500.
8.50	86.5	161.5	--	1.27	109.7	2500.
9.00	91.0	171.0	--	1.24	112.5	2500.
9.50	95.5	180.5	--	1.20	115.0	2500.
10.00	100.0	190.0	--	1.17	117.3	2500.
10.50	104.5	199.5	--	1.14	119.4	2500.
11.00	109.0	209.0	--	1.11	121.2	2500.
11.50	113.5	218.5	--	1.08	122.8	2500.
12.00	118.0	228.0	--	1.05	124.2	2500.
12.50	122.5	237.5	--	1.02	125.3	2500.
13.00	127.0	247.0	--	.99	126.2	2500.
13.50	131.5	256.5	--	.96	126.9	2500.
14.00	136.0	266.0	--	.94	127.3	2216.
14.50	140.5	275.5	--	.91	127.5	1932.
15.00	145.0	285.0	--	.88	127.5	1648.
15.50	149.5	294.5	--	.85	127.3	1364.
16.00	154.0	304.0	--	.63	96.4	1080.
16.50	158.5	313.5	120.0	.42	66.0	1080.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 77 di 79


pag. 6

MURO RI71A - CURVE CAPACITA' PORTANTE  
Palo D=800mm SLE

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz	S'v	Sv	Cu	Tau/S'v	Tau	qb
m	kPa	kPa	kPa	-	kPa	kPa
17.00	163.0	323.0	120.0	.40	66.0	1080.
17.50	167.5	332.5	120.0	.39	66.0	1080.
18.00	172.0	342.0	120.0	.38	66.0	1080.
18.50	176.5	351.5	120.0	.37	66.0	1080.
19.00	181.0	361.0	120.0	.36	66.0	1080.
19.50	185.5	370.5	120.0	.36	66.0	1080.
20.00	190.0	380.0	120.0	.35	66.0	1080.
20.50	194.5	389.5	120.0	.34	66.0	1080.
21.00	199.0	399.0	120.0	.33	66.0	1080.
21.50	203.5	408.5	120.0	.32	66.0	1080.
22.00	208.0	418.0	120.0	.32	66.0	1080.
22.50	212.5	427.5	120.0	.31	66.0	1080.
23.00	217.0	437.0	120.0	.30	66.0	1080.
23.50	221.5	446.5	120.0	.30	66.0	1080.
24.00	226.0	456.0	120.0	.29	66.0	1080.
24.50	230.5	465.5	120.0	.29	66.0	1080.
25.00	235.0	475.0	120.0	.28	66.0	1080.
25.50	239.5	484.5	120.0	.28	66.0	1080.
26.00	244.0	494.0	120.0	.27	66.0	1080.
26.50	248.5	503.5	120.0	.27	66.0	1080.
27.00	253.0	513.0	120.0	.26	65.7	1080.
27.50	257.5	522.5	--	.25	64.4	1564.
28.00	262.0	532.0	--	.25	65.5	2048.
28.50	266.5	541.5	--	.25	66.6	2532.
29.00	271.0	551.0	--	.25	67.8	3016.
29.50	275.5	560.5	--	.25	68.9	3500.
30.00	280.0	570.0	--	.25	70.0	3500.

zz = Profondita' da piano campagna  
S'v = Tensione verticale efficace  
Sv = Tensione verticale totale  
Cu = Coesione non drenata  
Tau = Tensione di adesione laterale limite  
qb = Portata di base limite unitaria

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 78 di 79

pag. 7

MURO RI71A - CURVE CAPACITA' PORTANTE  
Palo D=800mm SLE

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	271.	0.	271.	271.
.50	41.	271.	2.	311.	311.
1.00	83.	271.	3.	351.	351.
1.50	124.	271.	5.	391.	391.
2.00	166.	271.	6.	431.	431.
2.50	207.	271.	8.	471.	471.
3.00	265.	271.	9.	527.	527.
3.50	356.	468.	11.	814.	814.
4.00	469.	666.	12.	1122.	1122.
4.50	587.	863.	14.	1436.	1436.
5.00	710.	1060.	15.	1754.	1754.
5.50	838.	1257.	17.	2078.	2078.
6.00	970.	1257.	18.	2208.	2208.
6.50	1105.	1257.	20.	2343.	2343.
7.00	1245.	1257.	21.	2481.	2481.
7.50	1388.	1257.	23.	2622.	2622.
8.00	1534.	1257.	24.	2767.	2767.
8.50	1683.	1257.	26.	2914.	2914.
9.00	1834.	1257.	27.	3063.	3063.
9.50	1987.	1257.	29.	3215.	3215.
10.00	2142.	1257.	30.	3369.	3369.
10.50	2299.	1257.	32.	3524.	3524.
11.00	2457.	1257.	33.	3681.	3681.
11.50	2616.	1257.	35.	3838.	3838.
12.00	2776.	1114.	36.	3854.	3854.
12.50	2936.	971.	38.	3869.	3869.
13.00	3096.	828.	39.	3885.	3885.
13.50	3256.	686.	41.	3901.	3901.
14.00	3397.	543.	42.	3898.	3898.
14.50	3499.	543.	44.	3998.	3998.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario dal Km 38+075,00 al Km 38+420,83 Relazione Geotecnica		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI71A0001A	Foglio 79 di 79

pag. 8

MURO RI71A - CURVE CAPACITA' PORTANTE  
Palo D=800mm SLE

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
15.00	3582.	543.	45.	4080.	4080.
15.50	3665.	543.	47.	4161.	4161.
16.00	3748.	543.	48.	4243.	4243.
16.50	3831.	543.	50.	4324.	4324.
17.00	3914.	543.	51.	4405.	4405.
17.50	3997.	543.	53.	4487.	4487.
18.00	4080.	543.	54.	4568.	4568.
18.50	4163.	543.	56.	4650.	4650.
19.00	4246.	543.	57.	4731.	4731.
19.50	4328.	543.	59.	4813.	4813.
20.00	4411.	543.	60.	4894.	4894.
20.50	4494.	543.	62.	4975.	4975.
21.00	4577.	543.	63.	5057.	5057.
21.50	4660.	543.	65.	5138.	5138.
22.00	4743.	543.	66.	5220.	5220.
22.50	4826.	543.	68.	5301.	5301.
23.00	4909.	543.	69.	5383.	5383.
23.50	4992.	543.	71.	5464.	5464.
24.00	5075.	543.	72.	5545.	5545.
24.50	5158.	543.	74.	5627.	5627.
25.00	5241.	543.	75.	5708.	5708.
25.50	5322.	786.	77.	6032.	6032.
26.00	5404.	1029.	78.	6355.	6355.
26.50	5487.	1273.	80.	6680.	6680.
27.00	5571.	1516.	81.	7006.	7006.
27.50	5657.	1759.	83.	7334.	7334.
28.00	5745.	1759.	84.	7419.	7419.

Lp = Lunghezza utile del palo

Ql1 = Portata laterale limite

Qb1 = Portata di base limite

Wp = Peso efficace del palo

Qu = Portata totale limite

Qd = Portata di progetto =  $Ql1/FS,1 + Qb1/FS,b - Wp$