

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 da pk 42+475,00 a pk 42+825,00
GENERALE
Relazione Geotecnica**

GENERAL CONTRACTOR		DIRETTORE LAVORI		SCALA -
IL PROGETTISTA INTEGRATORE	Consorzio Iricav Due ing. F. Carmona Data: Agosto 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 8 1 0 0	0 0 1	A	- - - P - - -

	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma Luca RANDOLFI	Data Agosto 2021

Progettazione:

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA
A	EMISSIONE	M. Conti <i>Maria Conti</i>	Agosto 2021	V. Pastore <i>V. Pastore</i>	Agosto 2021	P. Ascari <i>P. Ascari</i>	Agosto 2021	P. Ascari
								Data: Agosto 2021

CIG. 8377957CD1	CUP: J41E91000000009	File: IN1712E12RBRI8100001A_01
		Cod. origine:



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI8100001A</p>	<p>Foglio 2 di 42</p>

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1	Documentazione di progetto	4
2.2	Normativa e standard di riferimento	4
2.3	Bibliografia	5
3	INQUADRAMENTO DELL'OPERA	6
3.1	Geometria del rilevato	6
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	7
4.1	Indagini disponibili	7
4.2	Inquadramento stratigrafico	8
4.3	Condizioni geotecniche del sito	10
4.4	Sintesi del modello geotecnico di riferimento	20
4.4.1	Materiale da rilevato	20
4.4.2	Falda	20
5	CARATTERISTICHE SISMICHE E SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE	21
5.1	Sollecitazione sismica di progetto	21
5.1.1	Vita Nominale	21
5.1.2	Classe d'uso	21
5.1.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica	22
5.1.4	Categorie di Sottosuolo	22
5.1.5	Condizioni topografiche	22
5.1.6	Accelerazione sismica di riferimento	23
5.2	Suscettibilità alla liquefazione	23
5.2.1	CRR da correlazione su prove CPT	25
5.2.2	CRR da correlazione su prove SPT	27
5.3	Risultati delle verifiche a liquefazione	30
6	VERIFICA GEOTECNICA DEL RILEVATO	34
7	CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI	35
Allegati		36
ALLEGATO 1 - PROFILO STRATIGRAFICO		37
ALLEGATO 2 - SONDAGGI		39

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI8100001A	Foglio 3 di 42

1 INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la Relazione Geotecnica del rilevato RI810, previsto nell'ambito del Progetto Esecutivo della sub tratta Verona – Vicenza della Linea AV/AC Verona – Padova. Tale rilevato si estende tra il km 42+475,00 e il km 42+825,00.

La relazione descrive in dettaglio il modello geotecnico definito per il rilevato, ricavato 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 applicata (v. capitolo seguente) e gli interventi proposti sono volti a 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);
- conclusioni e raccomandazioni (capitolo 7).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI8100001A	Foglio 4 di 42

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Documentazione di progetto

- [1] Sezioni di Progetto Esecutivo
- [2] IN1710EI2RBGE0000004C Relazione Geotecnica (da 33+500 a 44+250)
- [3] IN1710EI2LZGE0000021C Planimetria con ubicazione indagini e profilo geotecnico tav.10-11
- [4] IN1710EI2RHGE0000006B Relazione sulla modellazione sismica del sito e pericolosità sismica di base 2/2 (da 22+000 a 44+250)
- [5] IN1710EI2P5GE0000001B-11B Planimetrie con classificazione sismica del territorio
- [6] IN1710EI2RHGE0000004C Relazione idrogeologica 2/2 (da 22+000 a 44+250)
- [7] IN1710EI2RHGE0000008C Relazione di sintesi dei sondaggi e prove eseguite 2/2 (da 21+990 a 44+250)
- [8] IN1710EI2PRGE0000002B Risultati Indagini in sito di Progetto Esecutivo – SOCOTEC (da 21+990 a 44+250)
- [9] IN1710EI2PRGE0000004B Risultati Indagini in sito di Progetto Esecutivo – ATI GEOSERVING – GEOLAVORI (da 21+990 a 44+250)
- [10] IN1710EI2PRGE0000007B-8B, Risultati Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo – SOCOTEC (da 21+990 a 44+250)
- [11] IN1710EI2PRGE00000011B-12B, Risultati Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo – ATI GEOSERVING - GEOLAVORI (da 21+990 a 44+250)
- [12] IN1710EI2IGGE0000002B Risultati Indagini Geofisiche di Progetto Esecutivo – SOCOTEC (da 21+990 a 44+250)
- [13] IN1710EI2IGGE0000004B Risultati Indagini Geofisiche di Progetto Esecutivo – ATI GEOSERVING – GEOLAVORI (da 21+990 a 44+250)

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

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI8100001A</p>	<p>Foglio 5 di 42</p>

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
- [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 9.012, dic. 2020
- [34] Rocscience (2009), Settle 3D ver 2.011

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI8100001A	Foglio 6 di 42

3 INQUADRAMENTO DELL'OPERA

Il rilevato ferroviario in esame è quello relativo alla Linea AV. Ha inizio alla pk 42+475,00 e si estende fino alla pk 42+825,00, per una lunghezza totale di 350,00 m.

3.1 Geometria del rilevato

Il rilevato, lungo 350,00 m, presenta nel suo sviluppo altezze inferiori a 1 m rispetto al piano campagna. Il rilevato in esame risulta in affiancamento alla seconda variante della linea storica. Nei punti ove necessario, si raccorda al terreno naturale con una scarpata con pendenza 2/3 (V:H).

Di seguito si riportano la sezione n. 12 alla pk 42+657,09 che risulta rappresentativa per conformazione geometrica del rilevato. Anche in questo caso, come nei rilevati precedenti, gli incrementi di carico applicati al terreno rispetto alla condizione attuale sono trascurabili.

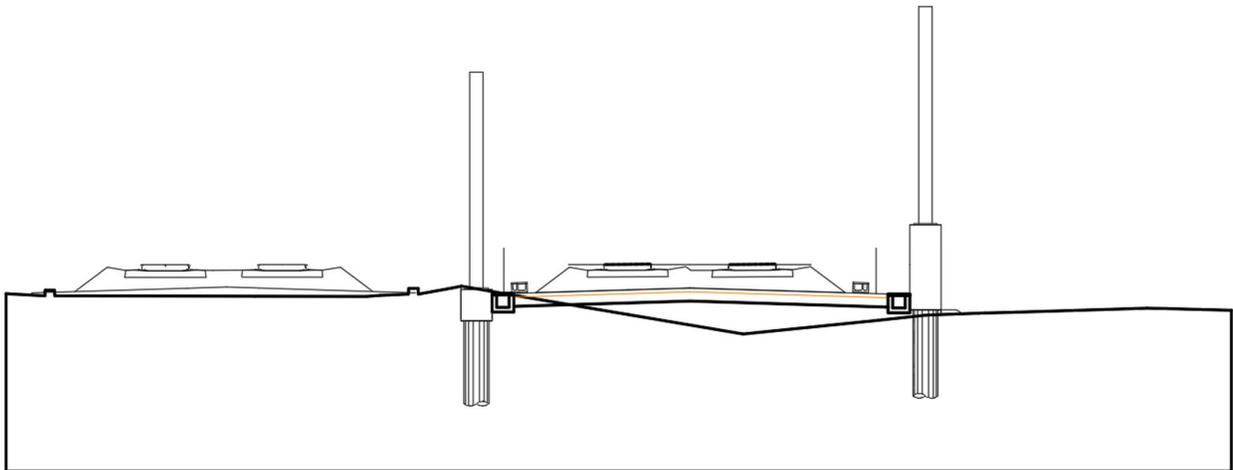


Figura 1 – Sezioni di riferimento n.12 RI810 alla pk 42+657,09 estratte da sezioni PE (Doc Rif.[1]).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI8100001A	Foglio 7 di 42

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

4.1 Indagini disponibili

L'ubicazione delle indagini disponibili, in prossimità dell'opera esaminata, è illustrata nella Figura 2, estratta dalla Planimetria geotecnica con ubicazione indagini e profilo geotecnico. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni di sintesi delle indagini (Doc. Rif [13]).

Il risultato delle indagini è riportato in ALLEGATO 2 - .

Le indagini disponibili lungo la tratta in cui ricade il rilevato in oggetto (dalla pk 42+475,00 a pk 42+825,00) e nelle immediate vicinanze sono elencate in Tabella 1. Nel seguente paragrafo si riporta la caratterizzazione geotecnica, ottenuta basandosi sui risultati delle indagini eseguite nella tratta di 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 42+475,00 a pk 42+825,00

Progressiva pk	ID indagini -	Campagna anno
42+440	S 79	2015
42+640	CPTU99	2015
42+743	PT68	
42+750	S 80	2015
42+800	P16	2015

Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00
Relazione Geotecnica

Progetto

IN17

Lotto

12

Codifica

EI2RBR1810001A

Foglio

8 di 42

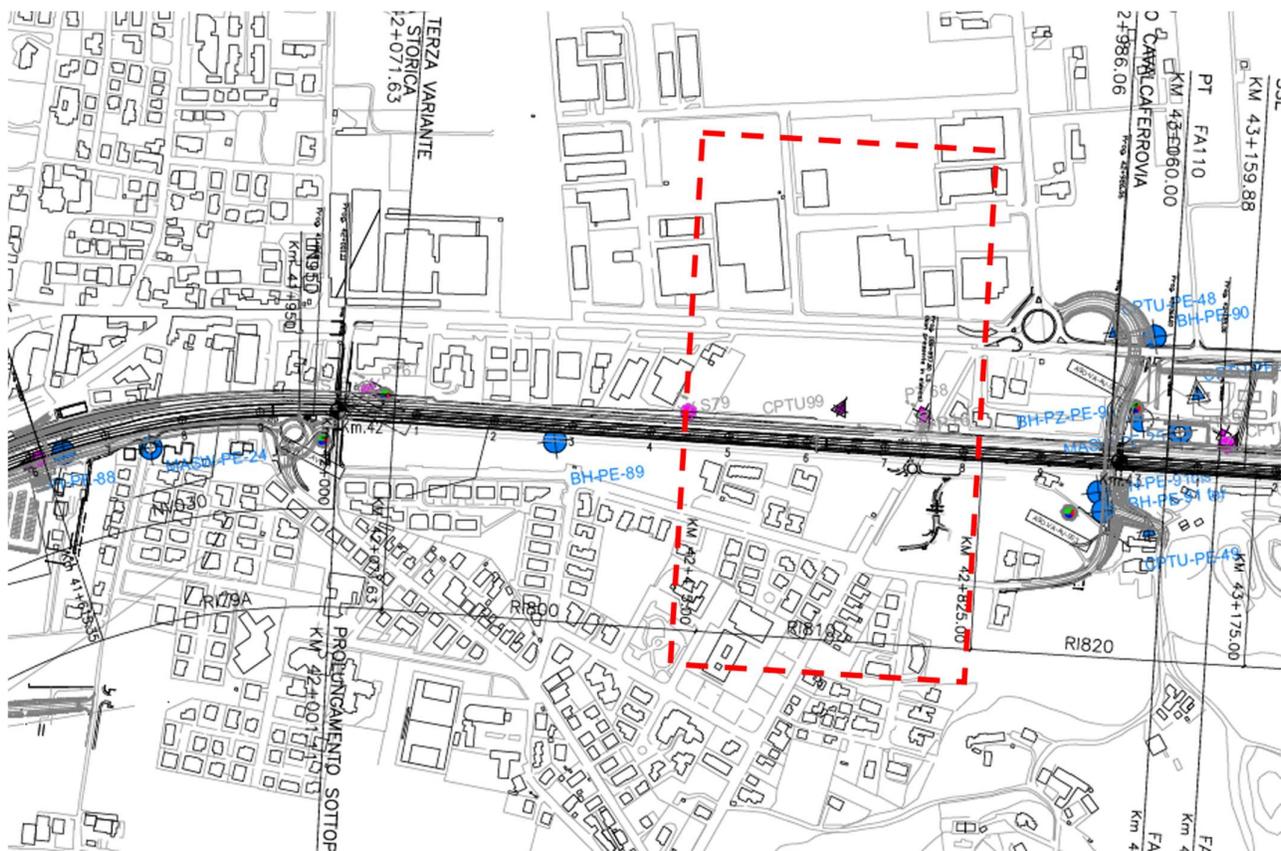


Figura 2 - Planimetria Rilevato R1810, estratto dalla Planimetria Generale (Doc. Rif.[3])

4.2 Inquadramento stratigrafico

L'andamento stratigrafico nell'area del rilevato è caratterizzato dalla presenza, al di sotto della coltre vegetale, di uno strato superficiale di limi argillosi da debolmente sabbiosi a sabbiosi e/o argille limose, con spessori variabili generalmente fra 5 e 6 m, seguito da uno strato di ghiaia, presente fino alle massime profondità indagate. Localmente è presente uno strato superficiale di terreni di riporto, di natura eterogenea, costituiti da ghiaia sabbiosa limosa, con locale presenza di laterizi, con spessore variabile fino a circa 1,5 m.

Per una trattazione di dettaglio delle unità sopra citate si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale del tratto in esame (Doc. Rif. [2]). Nella Figura 3 si riporta il profilo geotecnico specifico per il rilevato R1810, estratto dalla Planimetria e Profilo Geotecnico.

Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00
Relazione Geotecnica

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica
EI2RBRI8100001A

Foglio
9 di 42

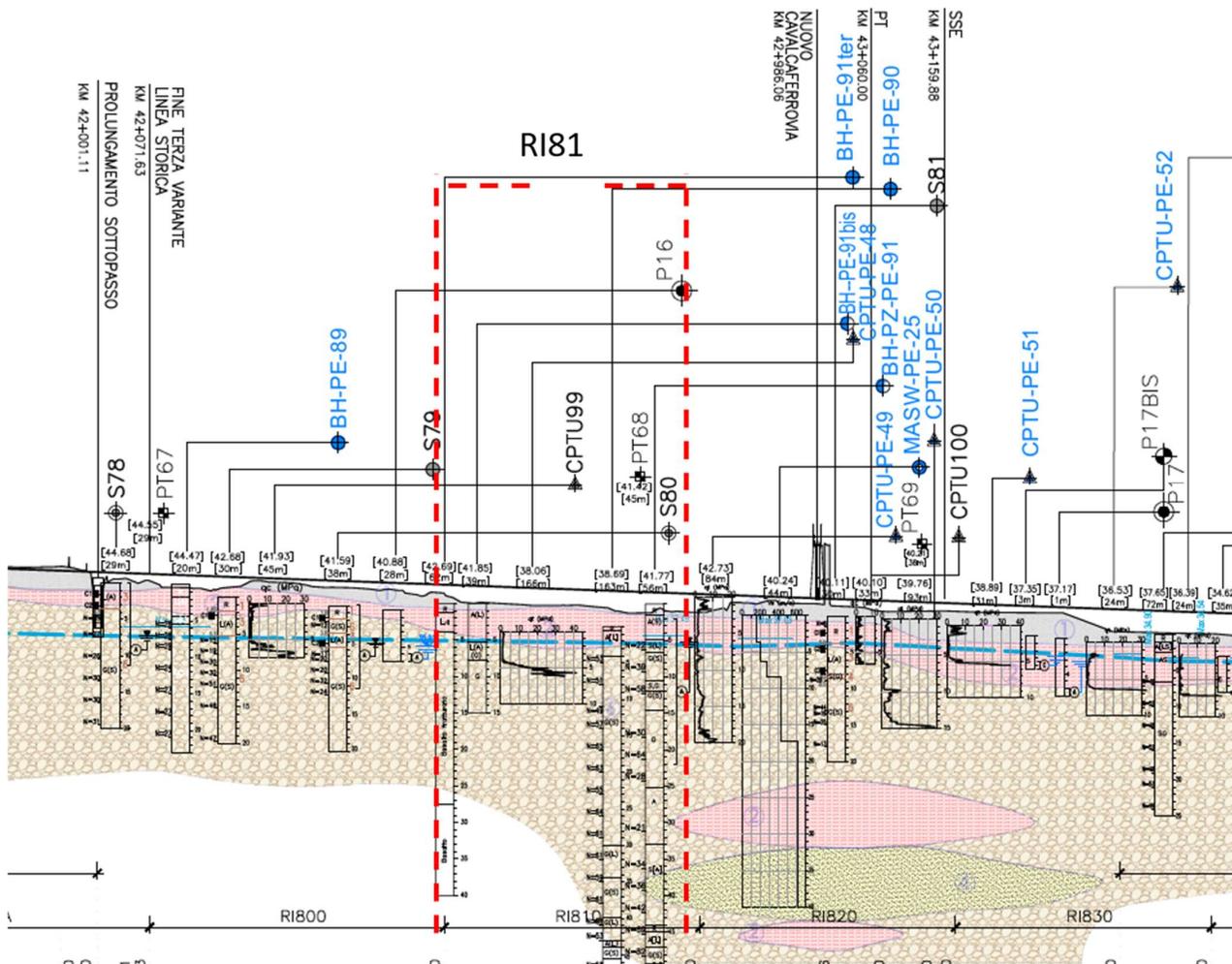


Figura 3 - Profilo Geotecnico Rilevato RI810, estratto dal Profilo Geotecnico Generale

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI8100001A</p>	<p>Foglio 10 di 42</p>

4.3 Condizioni geotecniche del sito

Come definito dall'inquadramento stratigrafico, il tratto in oggetto è caratterizzato dalla presenza di uno strato superficiale di limi argillosi da debolmente sabbiosi a sabbiosi e/o argille limose, con spessori variabili generalmente fra 5 e 6 m, seguito da uno strato di ghiaia, presente fino alle massime profondità indagate. Localmente è presente uno strato superficiale di terreni di riporto, di natura eterogenea, costituiti da ghiaia sabbiosa limosa, con locale presenza di laterizi, con spessore variabile fino a circa 1,5 m.

I materiali a grana fine dell'Unità 2 hanno una plasticità da media ad alta, con LL variabile generalmente nel campo 50-60, e IP nel range 25-35. L'indice di consistenza I_c varia nel range 0,5 - 1, a testimonianza della buona consistenza dei materiali. Con riferimento alla Carta di Casagrande (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), i materiali sono classificabili come argille inorganiche di alta plasticità.

All'interno dei materiali argillosi dell'Unità 2, si registrano resistenze alla punta q_c comprese tra 0.8 MPa e 1.5 MPa, mentre il penetrometro tascabile restituisce resistenze piuttosto alte ed in linea con la descrizione del materiale. Dai risultati delle prove di laboratorio e delle CPTU eseguite nelle aree adiacenti si stima una resistenza al taglio non drenata decrescente con la profondità: nel dettaglio si passa da valori di circa 100-130 kPa fino a 2 m p.c. a valori di circa 40-70 kPa a profondità maggiori. I risultati di prove edometriche indicano terreni sovraconsolidati.

Lo strato di base è costituito da ghiaia sabbiosa da debolmente limosa a limosa, avente un contenuto di fini generalmente nel campo 5-20%. Lo strato appare caratterizzato da N_{SPT} compresi tra 20 colpi/30 cm e 50 colpi/30 cm. L'unità appare da poco a mediamente addensata, con DR = 30-40% se riferita al caso di sole ghiaie. Si stimano angoli di resistenza al taglio variabili tra 39° e 41°.

Il profilo di Vs derivante dalle interpretazioni discusse nella Relazione Sismica, basata sui risultati delle prove DH, MASW e infine SPT, conferma la presenza di materiali incoerenti da mediamente a molto addensati. Fino a 10 m pc, si stimano valori di Vs pari a 320-350 m/s. A profondità maggiori, le velocità sono superiori a 370 m/s. Sulla base dei valori di Vs si sono stimati i valori del modulo di taglio alle piccole deformazioni (G₀). Per le ghiaie i valori sono superiori a 250 MPa.

Per i materiali a grana grossa, si è stimato il valore del modulo di Young (E₀) utilizzando da teoria dell'elasticità a partire dal valore del modulo G₀, ed utilizzando valori di ν = 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 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.

Le seguenti figure riportano i risultati delle principali prove di sito e dei parametri geotecnici dei terreni, interpretati alla luce di quanto riferito in [2] e [3].

- Valori N_{SPT} da prove SPT (v. Figura 4);

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI8100001A</p>	<p>Foglio 11 di 42</p>

- Risultati analisi granulometriche (v. Figura 5)
- Densità relativa stimata da prove SPT (v. Figura 6);
- Angolo di resistenza al taglio stimato da prove SPT (v. Figura 7);
- Contenuto d'acqua, limite liquido e limite plastico terreni Unità 2 (v. Figura 8)
- Carta di Casagrande terreni Unità 2 (v. Figura 9)
- Velocità delle onde di taglio stimata da prove in sito (v. Figura 10);
- Modulo di taglio alle piccole deformazioni valutati a partire dai valori stimati di Vs (v. Figura 11).

AV/AC VERONA VICENZA

RI810 da pk 41+475,00 a pk 42+825,00

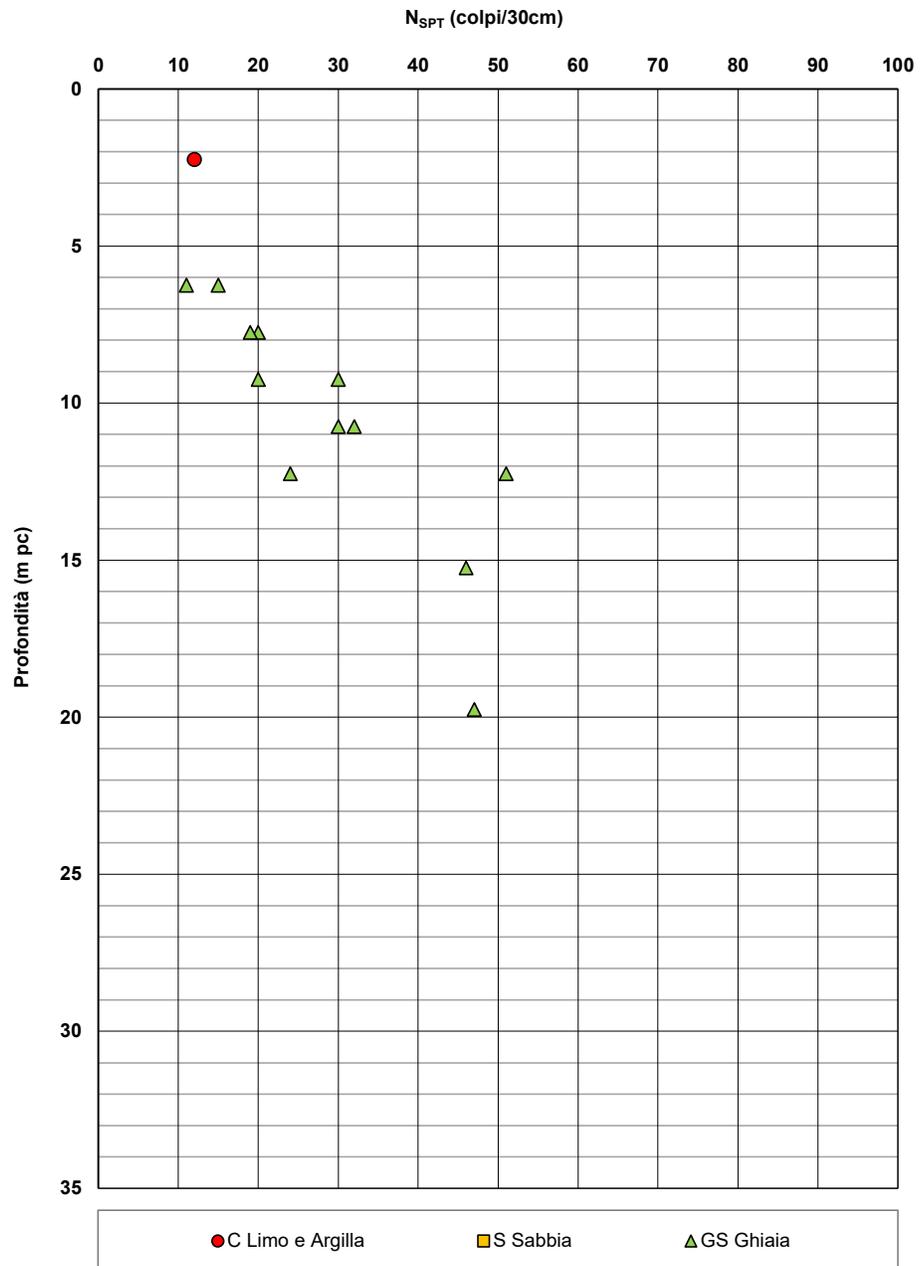


Figura 4 – Risultati delle prove SPT – RI810

AV/AC VERONA VICENZA

RI810 da pk 41+475,00 a pk 42+825,00

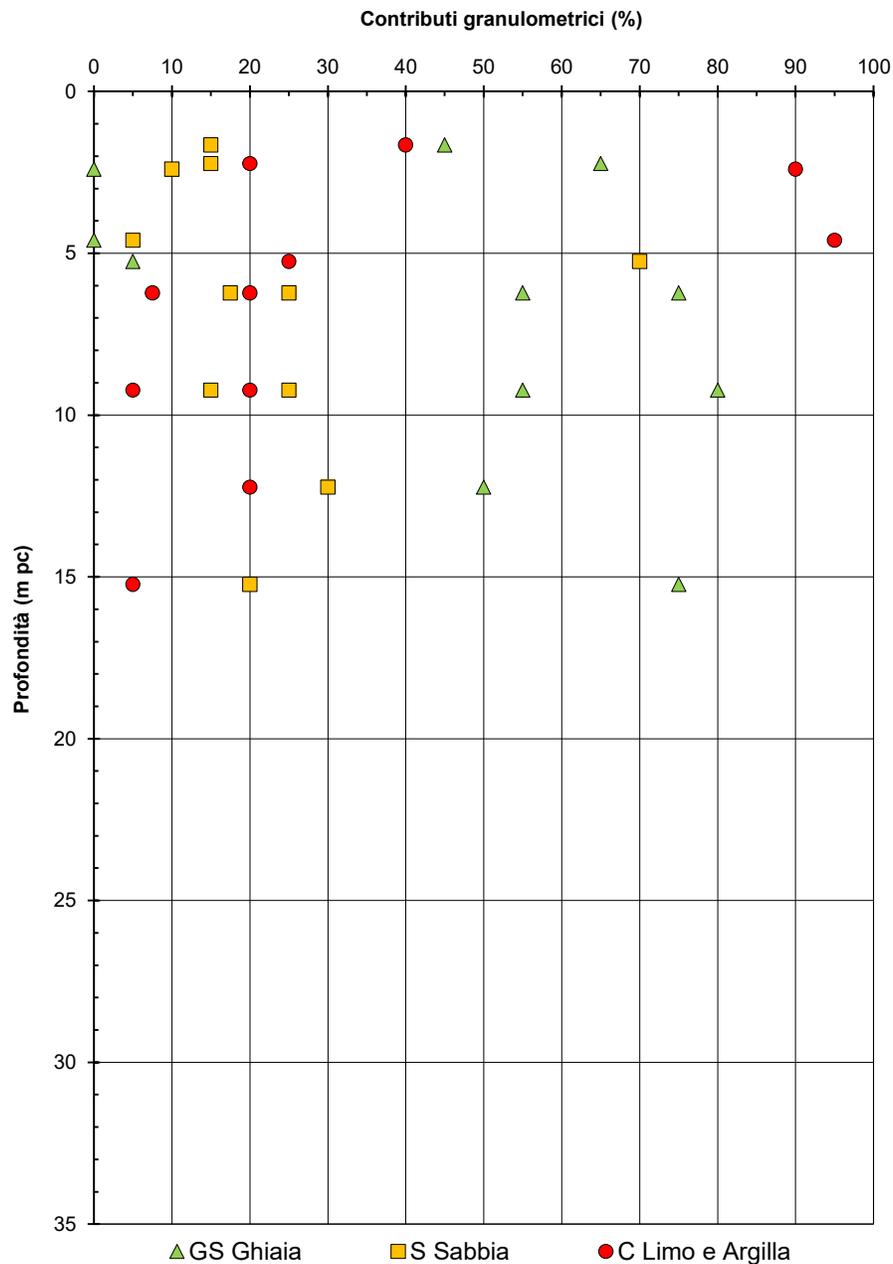


Figura 5 – Sintesi analisi granulometriche – RI810

AV/AC VERONA VICENZA

RI810 da pk 41+475,00 a pk 42+825,00

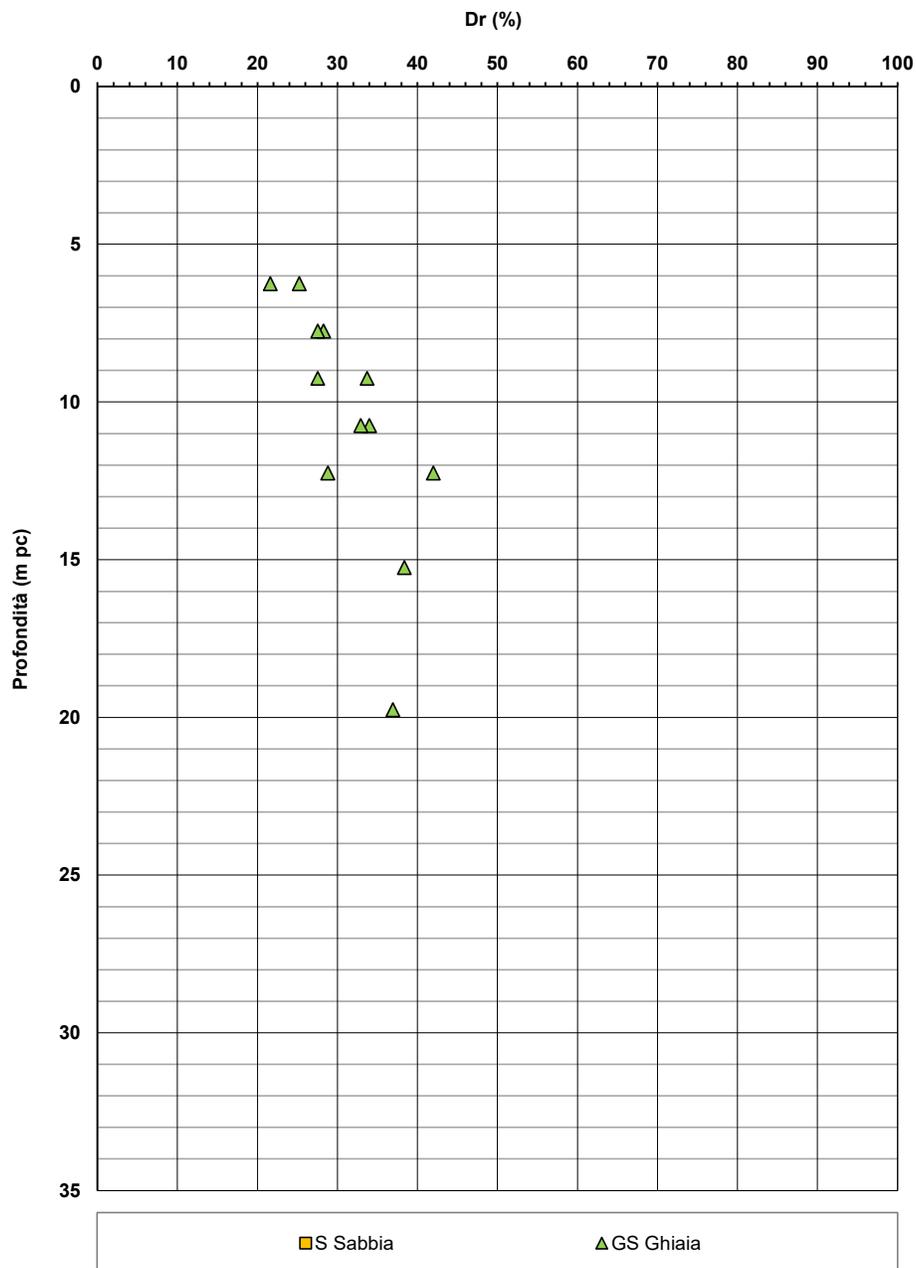


Figura 6 – Densità relativa da prove SPT – RI810

AV/AC VERONA VICENZA

RI810 da pk 41+475,00 a pk 42+825,00

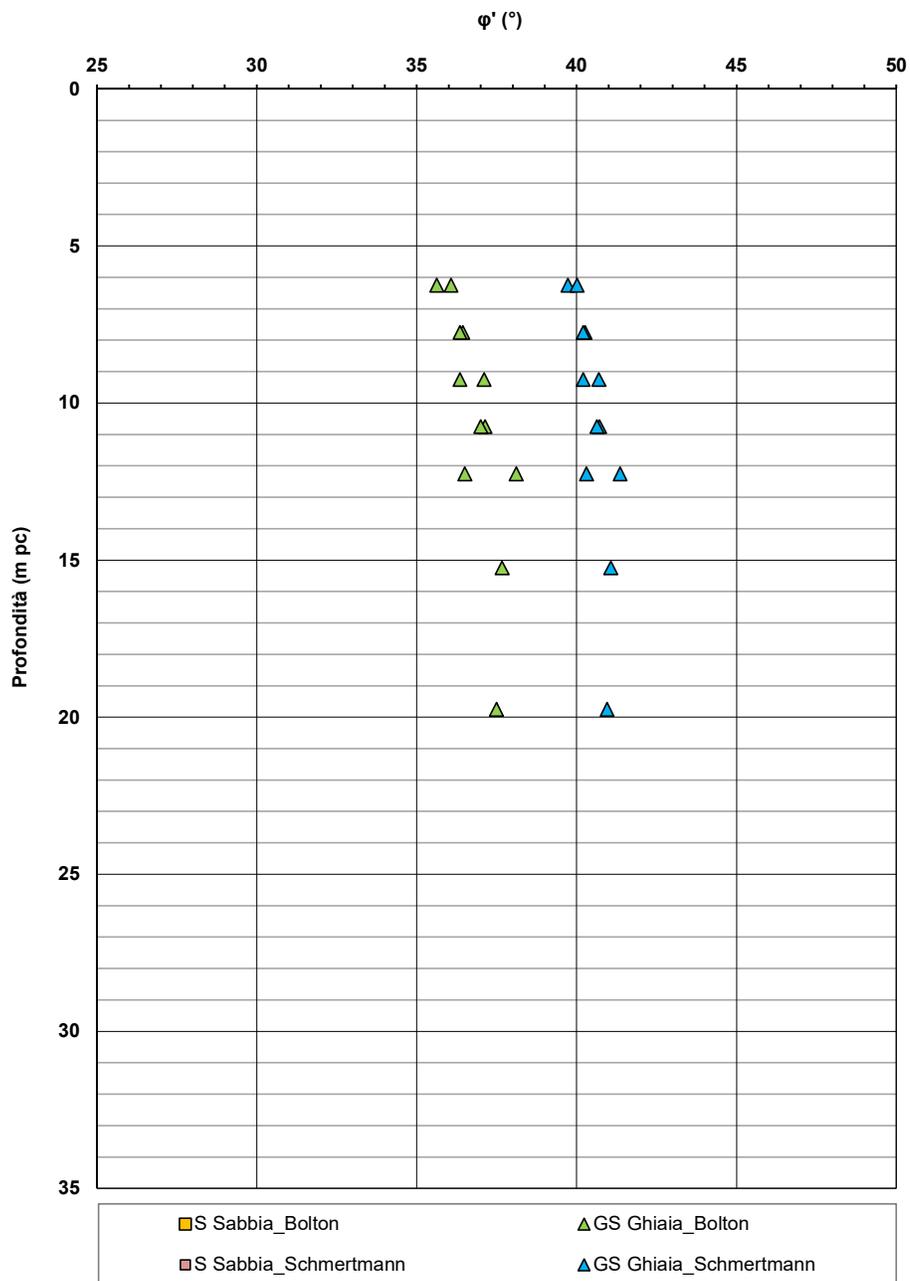


Figura 7 – Angoli di resistenza al taglio da prove SPT – RI810

AV/AC VERONA VICENZA

RI810 da pk 41+475,00 a pk 42+825,00

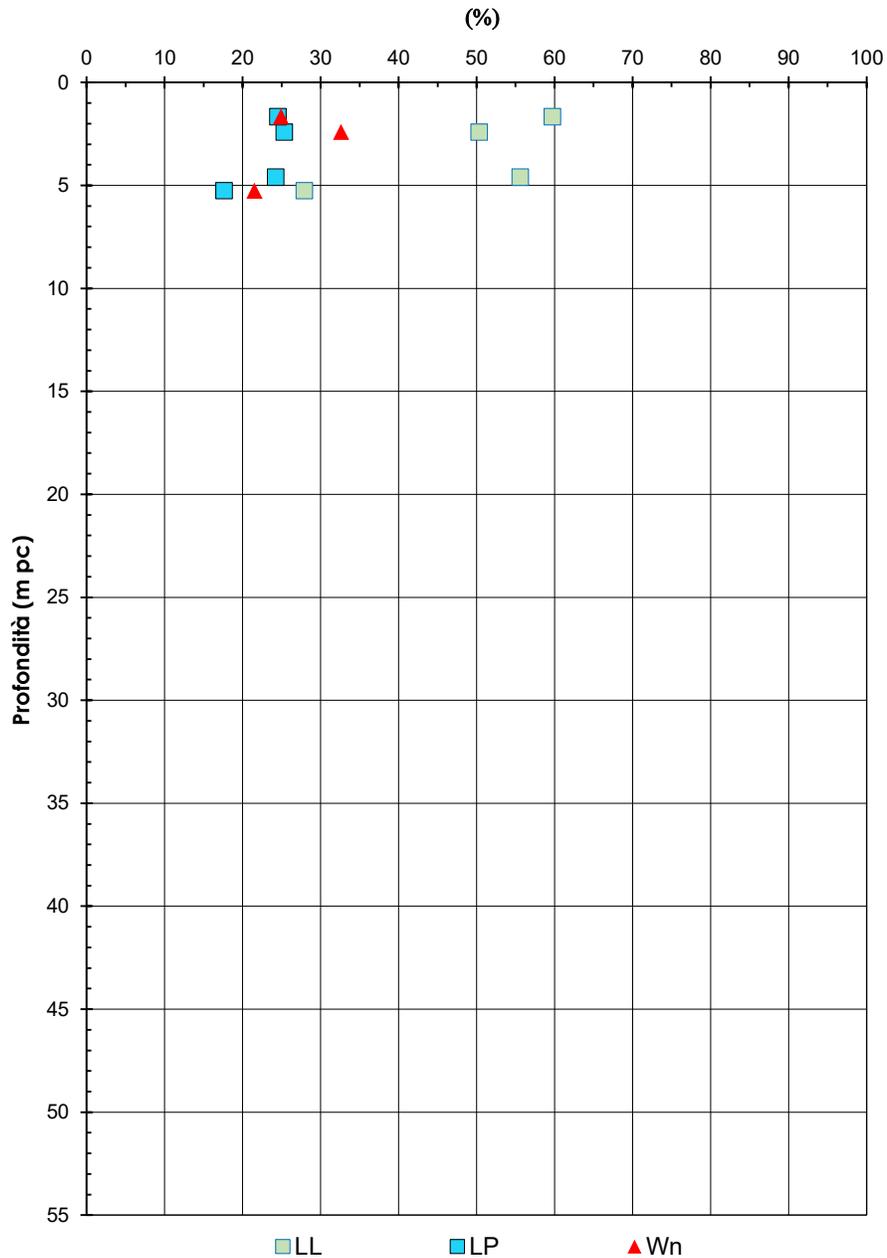


Figura 8 – Contenuto d'acqua, limite liquido e limite plastico – RI810

AV/AC VERONA VICENZA

RI810 da pk 41+475,00 a pk 42+825,00

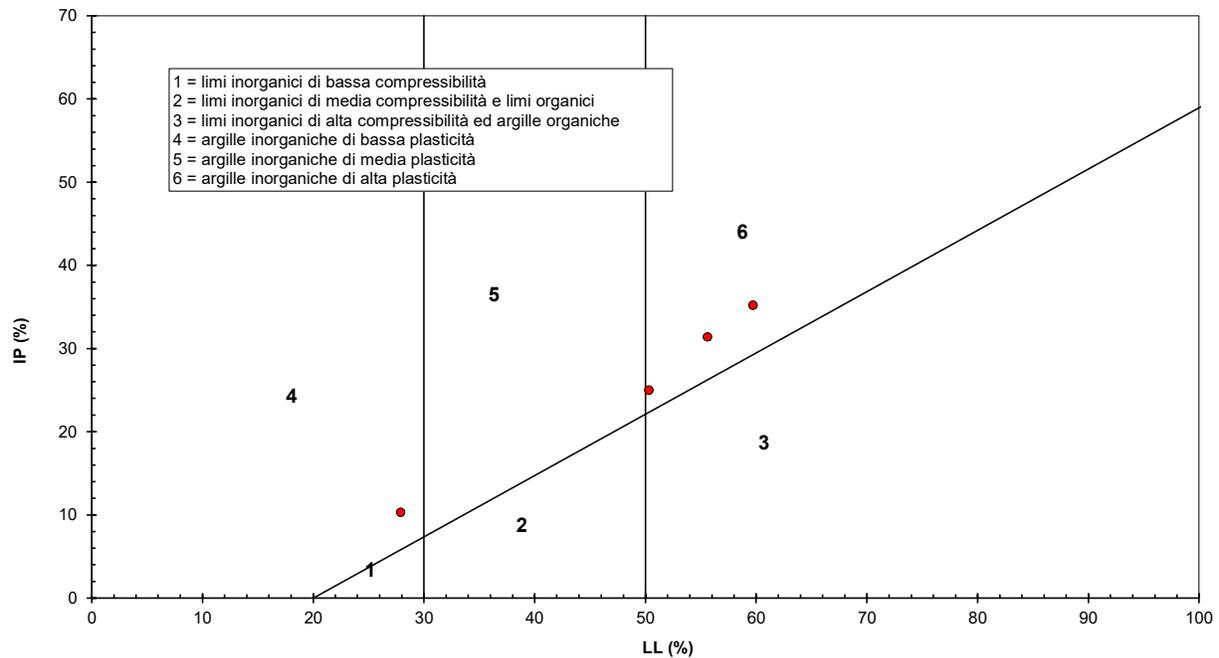


Figura 9 – Carta di Casagrande terreni Unità 2 – RI810

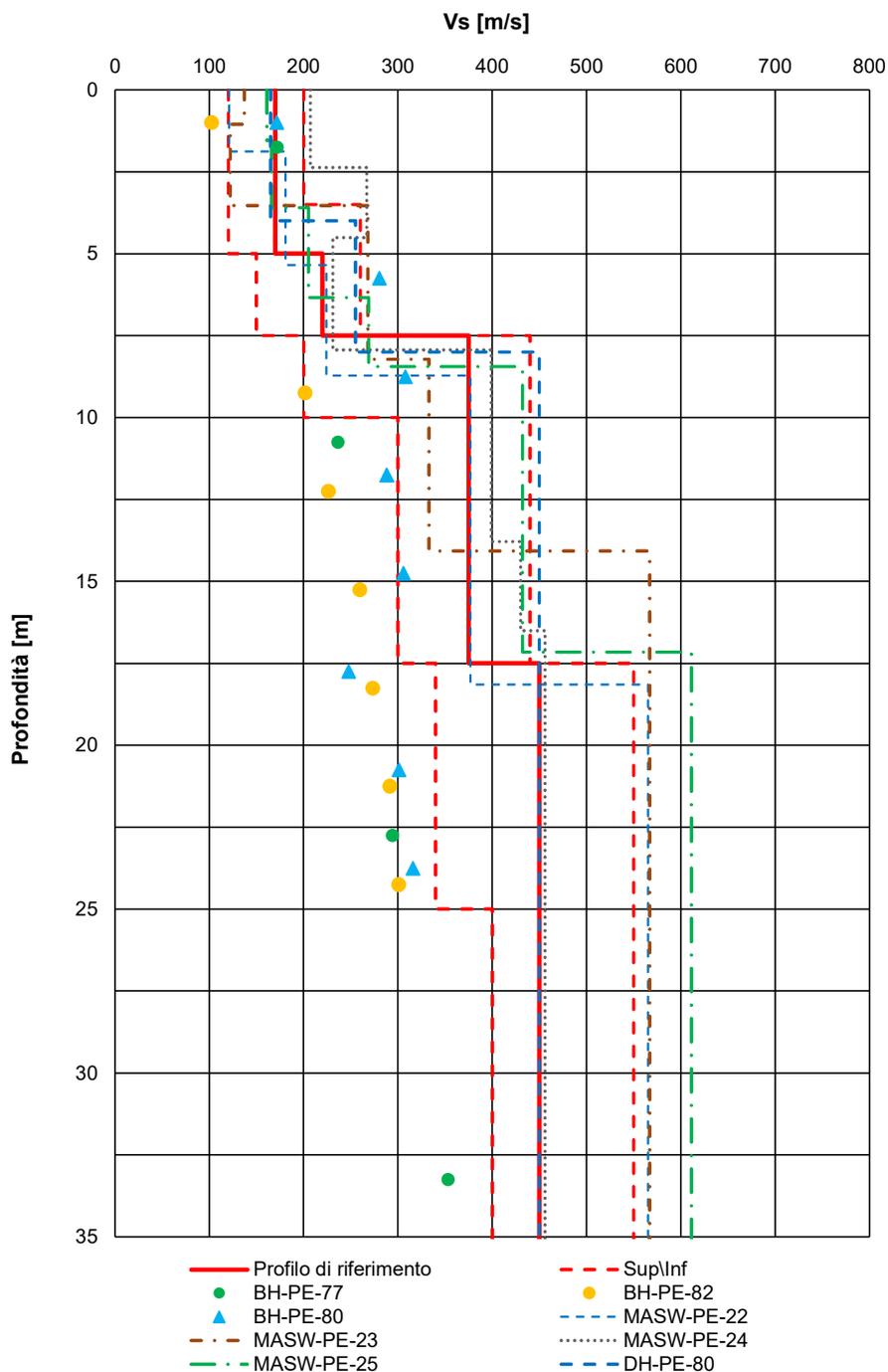


Figura 10 – Confronto Vs con dati di correlazioni da prove SPT e prove sismiche e Profilo generale tra pk 38+075 - pk 43+000 (Doc. Rif.[2])

AV/AC VERONA VICENZA

pk 38+075 - pk 43+000

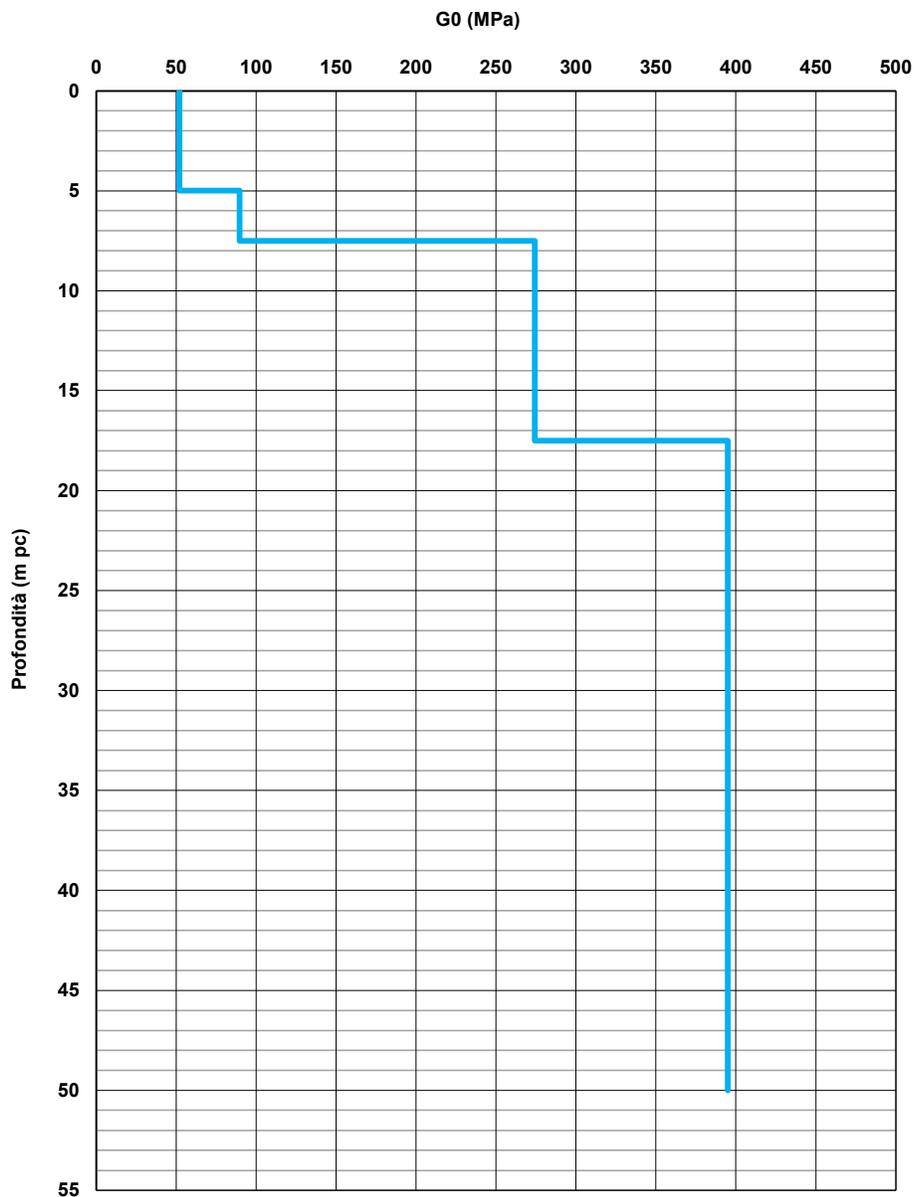


Figura 11 – Profilo generale G_0 tra pk 38+075 - pk 43+000 (Doc. Rif.[2]).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI8100001A	Foglio 20 di 42

4.4 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	γ kN/m ³	φ_k °	c_k' kPa	$c_{u,k}$ kPa	σ'_p KPa	G_0 MPa	E'_{op} MPa
2	1 (*)	2	18	26-28	10-15	100	-	15-25	
2	2	6	18	26-28	0-10	70-50 (**)	-	10-20	
6	6	-	19	39	0	-	-	200-270 80-100	

Note: (*) localmente le indagini hanno rilevato la presenza di materiale di riporto di spessore variabile fino a 1,5 m dal p.c.

(**) (valori decrescenti) con la profondità.

4.4.1 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

	γ kN/m ³	φ °	c' kPa
Materiale da rilevato	20	38	0

4.4.2 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. Quest'ultimi indicano una sostanziale stabilità nelle escursioni stagionali.

Ai fini progettuali si assume:

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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI8100001A	Foglio 21 di 42

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 ($V < 250$ km/h)</i>	$V_N = 50$ anni
<i>Altre opere nuove a velocità $V < 250$ km/h</i>	$V_N = 75$ anni
<i>Altre opere nuove a velocità $V \geq 250$ 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 da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI8100001A	Foglio 22 di 42

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 e nelle Planimetrie con classificazione sismica dei terreni, 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 $i > 30^\circ$.*

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI8100001A</p>	<p>Foglio 23 di 42</p>

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)	0.221
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 applicata (Doc. rif. [14]).

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 CPT111.
- Magnitudo attesa per un periodo di ritorno pari almeno a 975 anni valutata sulla base del modello di zone sismogenetiche ZS9, 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 alla relazione sismica 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 da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI8100001A	Foglio 24 di 42

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

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

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

τ_c valore rappresentativo dello sforzo di taglio ciclico

σ_{vo} tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni totali

σ'_{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 $M=7.5$.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI8100001A	Foglio 25 di 42

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 12: 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 12, la resistenza alla punta q_c è normalizzata rispetto al valore di pressione atmosferica ($p_a = 100 \text{ kPa}$) e corretta (q_{c1N}) mediante la seguente relazione:

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

dove σ'_{vo} è la tensione verticale efficace alla profondità in esame 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:

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

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

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI8100001A	Foglio 26 di 42

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:

$$q_{c1N_{es}} = q_{c1N} \cdot K_c$$

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

per $I_c \leq 1.64$ $K_c = 1.0$

per $I_c > 1.64$ $K_c = -0.403(I_c)^4 + 5.581(I_c)^3 - 21.63(I_c)^2 + 33.75(I_c) - 17.88$

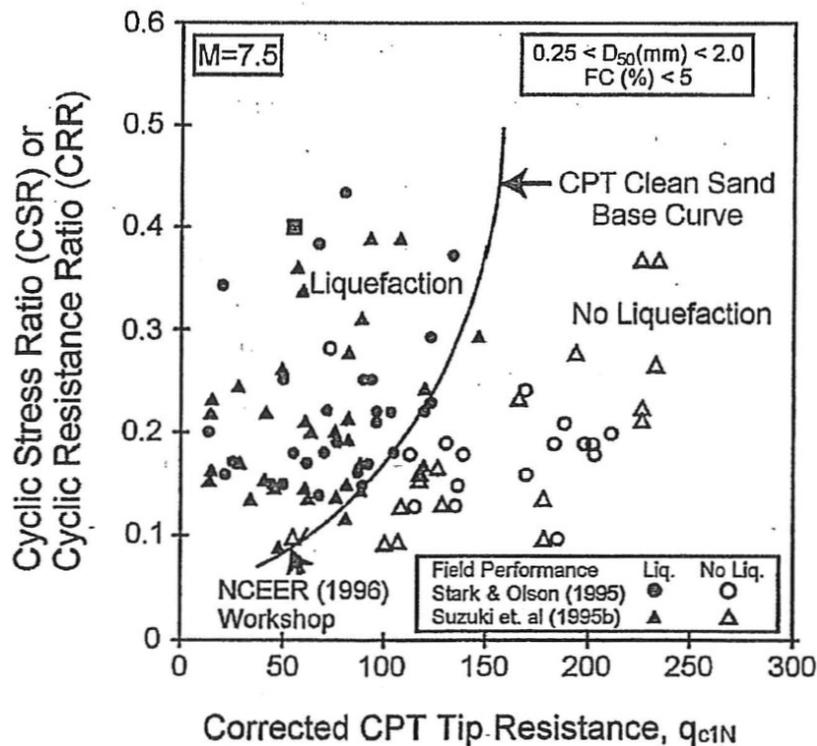


Figura 12: Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e valori corretti di resistenza alla punta q_{c1N} – sisma di riferimento Magnitudo = 7.5 (Robertson & Wride, 1998)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI8100001A	Foglio 27 di 42

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 13, originariamente proposta da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), e successivamente confermata da Youd et al. (2001).

In Figura 13, 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 proposta da Liao e Whitman (1986):

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \leq 1.7$$

in cui P_a è la pressione atmosferica, pari a 100kPa, e σ'_{v0} 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 13, 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.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI8100001A	Foglio 28 di 42

Si può osservare dalla Figura 13 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 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:

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

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

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

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

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

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

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:

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

$$p_a = \text{pressione atmosferica di riferimento}$$

$$f = \text{fattore che dipende dalla densità relative del materiale in sito.}$$

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):

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

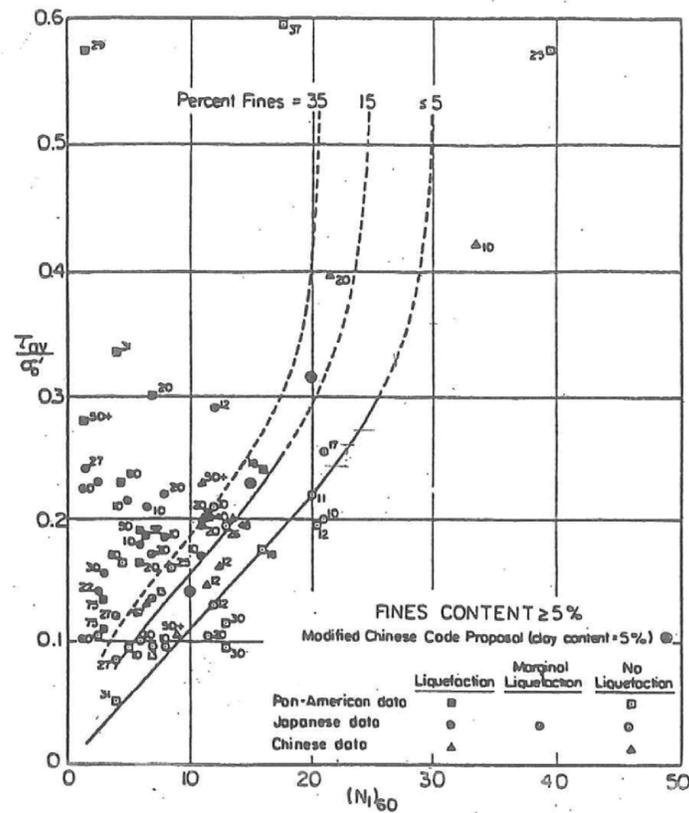


Figura 13: Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e $N_{1(60)}$ – sisma di riferimento Magnitudo = 7.5 (Seed et al., 1985).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI8100001A	Foglio 30 di 42

5.3 Risultati delle verifiche a liquefazione

La verifica a liquefazione viene eseguita sfruttando le prove disponibili nel tratto in esame.

I risultati delle analisi (cfr. da Figura 14 a Figura 16) non indicano rischi di potenziale liquefazione nella porzione di tracciato interessata dal rilevato RI81. I dati delle prove CPT indicano infatti, concordemente a quelli delle granulometrie dei sondaggi, che si tratta di materiali a predominante comportamento coesivo, e non vi sono strati continui e di spessore tale da poter configurare problemi di stabilità dei rilevati stessi.

Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00
 Relazione Geotecnica

Progetto
 IN17

Lotto
 12

Codifica
 EI2RBRI8100001A

Foglio
 31 di 42

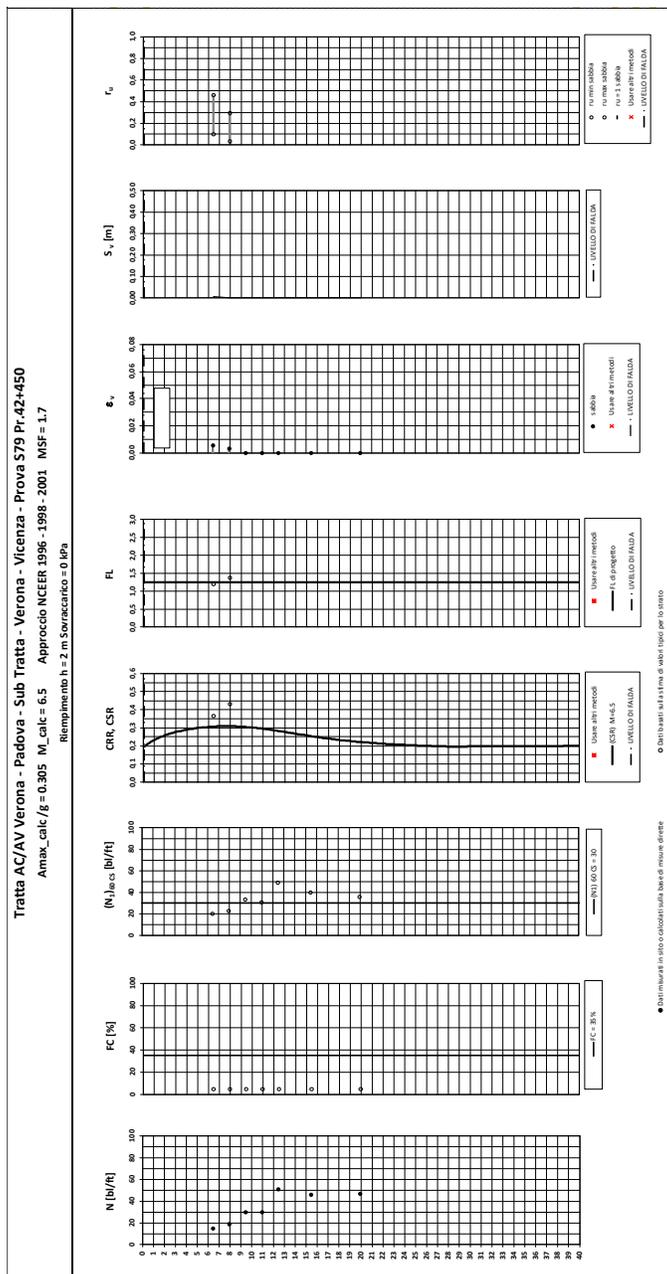


Figura 14 – Verifica Liquefazione da risultati S79

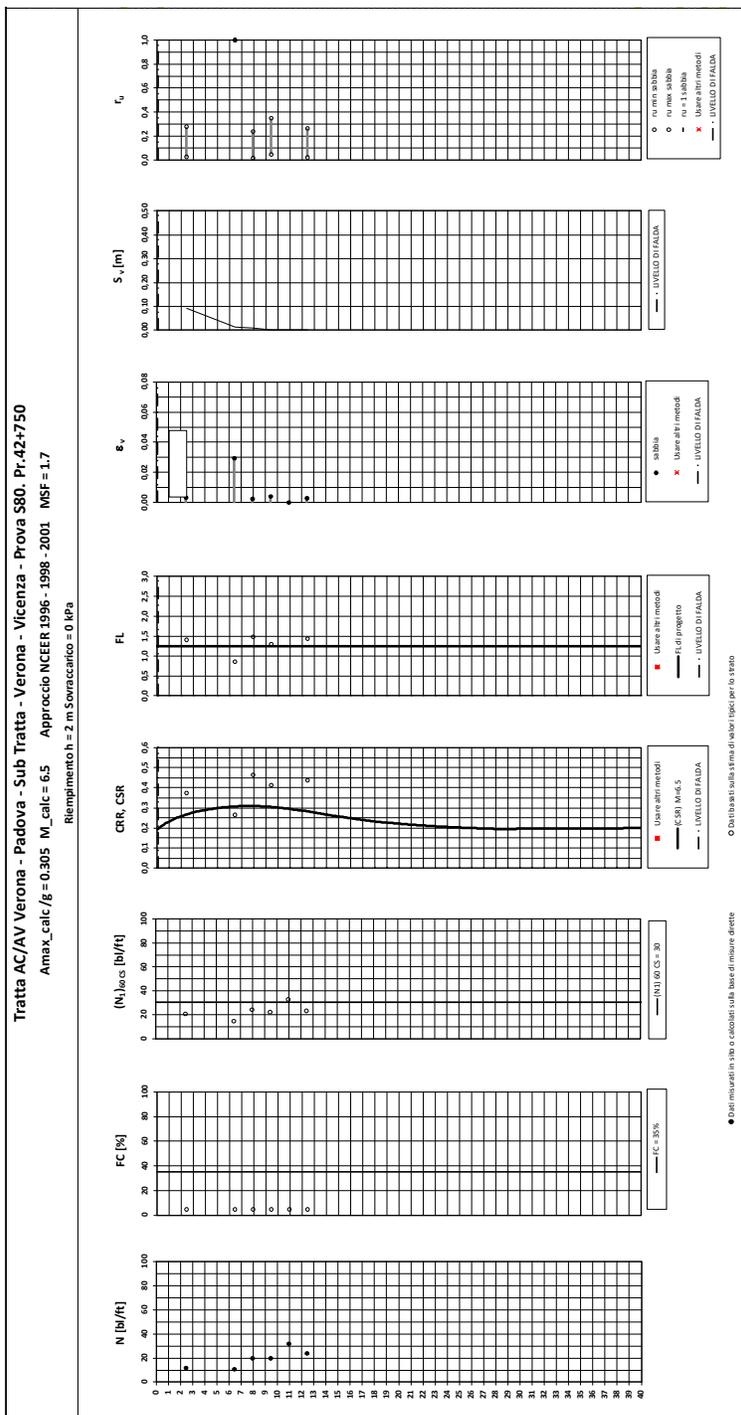


Figura 15 – Verifica Liquefazione da risultati S80

Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00
 Relazione Geotecnica

Progetto
 IN17

Lotto
 12

Codifica
 EI2RBRI8100001A

Foglio
 33 di 42

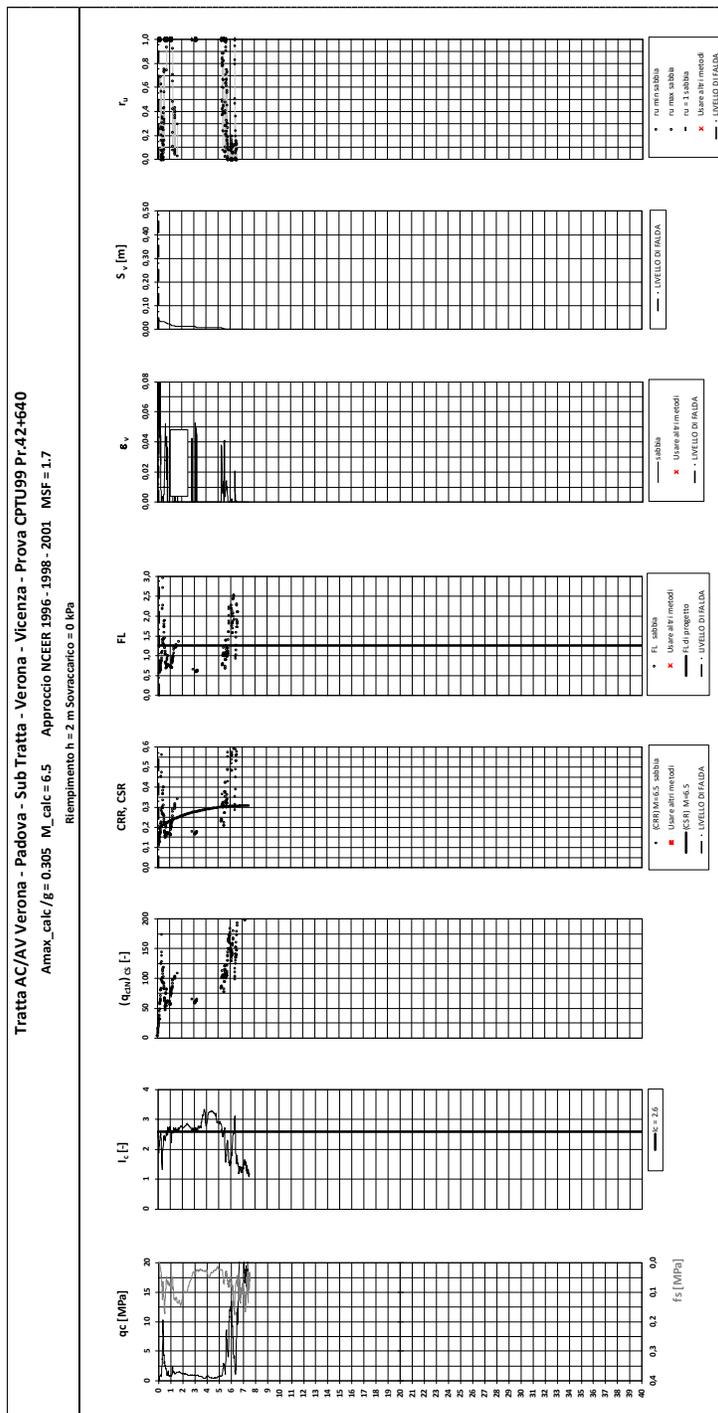


Figura 16 – Verifica Liquefazione da risultati CPTU99

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI8100001A	Foglio 34 di 42

6 VERIFICA GEOTECNICA DEL RILEVATO

Data la geometria del rilevato in esame, praticamente a raso (vedi paragrafo 3.1), e data la stratigrafia riportata nel paragrafo 4.4 non si evidenzia la necessità di condurre analisi di cedimento e di stabilità per l'assenza di problematiche di tipo geotecnico.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBRI8100001A</p>	<p>Foglio 35 di 42</p>

7 CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI

In conclusione, data la geometria del rilevato in oggetto (rilevato a raso) non si evidenziano criticità di tipo geotecnico e pertanto non è previsto un monitoraggio.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica	Progetto	Lotto	Codifica	Foglio
	IN17	12	EI2RBRI8100001A	36 di 42

ALLEGATI

GENERAL CONTRACTOR



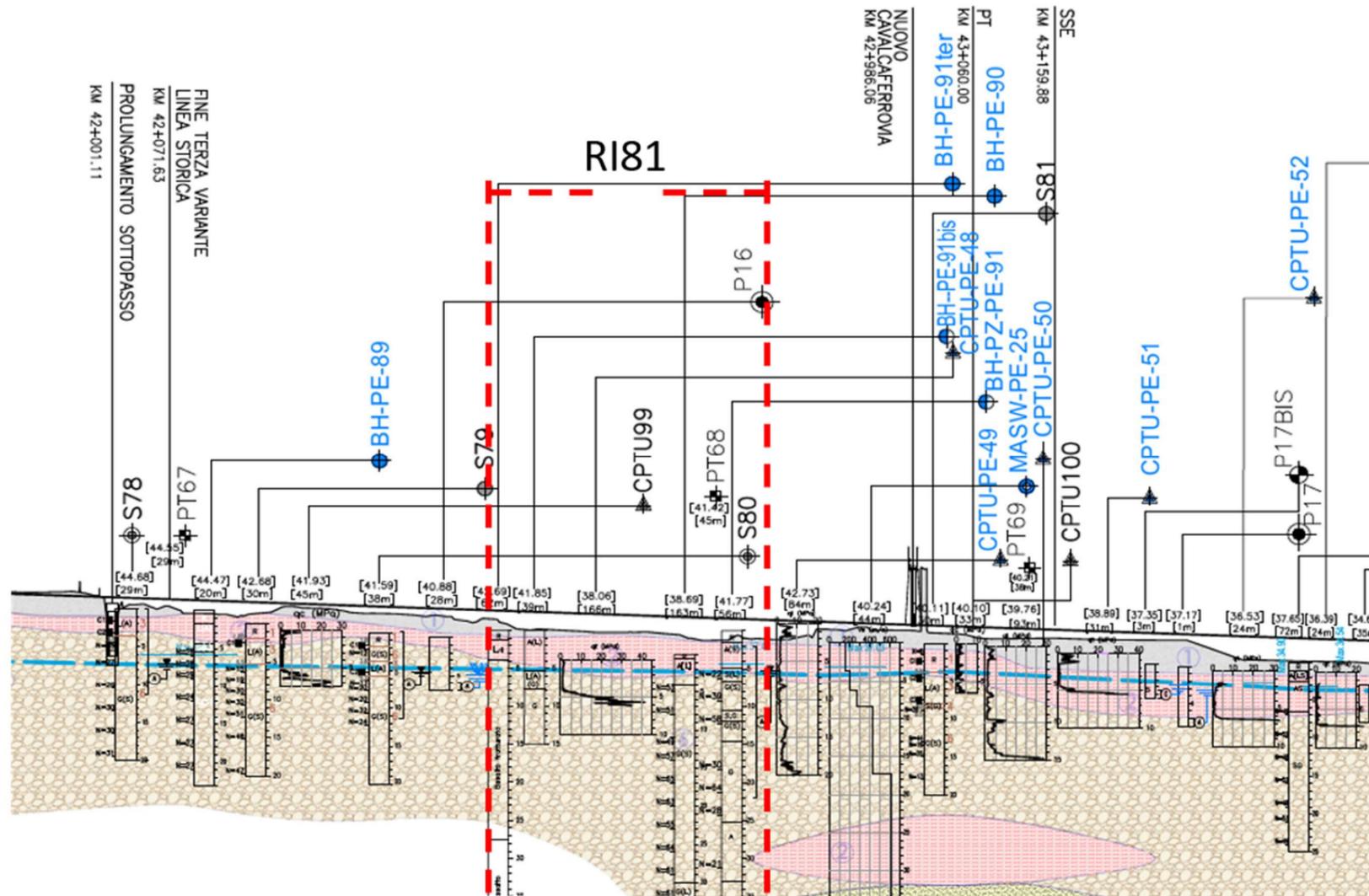
ALTA SORVEGLIANZA



Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica	Progetto	Lotto	Codifica	Foglio
	IN17	12	EI2RBRI8100001A	37 di 42

ALLEGATO 1 - PROFILO STRATIGRAFICO

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBRI8100001A	Foglio 38 di 42



LEGENDA

Campagna indagini integrative PE

- BH-PE-n Sondaggio a carotaggio continuo
- BH-PZ-PE-n Sondaggio a carotaggio continuo con l'installazione di piezometro a tubo aperto o Casagrande
- MASW-PE-n Indagine MASW
- CPTU-PE-n Prova penetrometrica statica con piezocono
- PT-PE-n Pozzetto esplorativo
- BH-DH-PE-n Sondaggio con esecuzione di prova down hole
- CH-PE-n Sondaggio con esecuzione di prova cross hole
- Indagini ambientali

Note per PE: Le sigle in blu si riferiscono a indagini disponibili e con coordinate certe.
Le prove CPTU41bis, 42bis 43 bis e 43 ter sono state ripetute due volte, con due attrezzature diverse.

Campagna indagini 2014

- SP Sondaggio a carotaggio continuo
- SPC Sondaggio a carotaggio continuo (SP) con installazione di Piezometro Casagrande (C) e/o Piezometro a Tubo Aperto (A)
- SPA
- SPAA
- SDC Foro a distruzione di nucleo per installazione di Piezometro Casagrande (C) e/o Piezometro a Tubo Aperto (A)
- SDA
- CPTU Prova penetrometrica statica con piezocono (possibilità di avanzamento con trivellazione)
- CPTU* Prova penetrometrica statica con piezocono "tridirezionale"
- CH Foro a distruzione di nucleo per esecuzione prove CROSS-HOLE
- PT Pozzetto esplorativo a 1.5 m da p.c. con prove di carico su piastra
- Profondità delle indagini

Campagna indagini pregresse

- 51 Sondaggio geognostico (campagna 1998)
- 14200000 Sondaggio geognostico, numero di riferimento (campagna 2002)
- 14200000 CPTU, numero di riferimento (campagna 2002)
- 4000000 Pozzo con stratigrafia, numero di riferimento (Dati ex Aziende Industriali Municipalizzate (VI) per gentile concessione Centro Idrico Novoledo s.r.l.)

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+15Bis Foro a distruzione di nucleo per installazione di Piezometro Casagrande (C)

Classi dei terreni

- 1 Riporto
- 2 Limi argillosi e limi da compatte a molto compatte, generalmente sovraconsolidati

- 3a Area con prevalenza di sabbie limose/con limo e limi sabbiosi/con sabbia, a comportamento drenato, da sciolti a mediamente addensati
- 3b Area con prevalenza di limi argillosi e argille limose, da tenere a mediamente compatte, generalmente NC o debolmente CC
- 3c Area di alternanze, sia in verticale che planimetriche, di materiali 3a e 3b

- 4 Sabbie generalmente da debolmente limose a limose, da mediamente addensati a molto addensati
- 6 Ghiaie, ghiaie con sabbie, con presenza locale di ciottoli, anche di grandi dimensioni (fino a 80/100mm)

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00 Relazione Geotecnica	Progetto	Lotto	Codifica	Foglio
	IN17	12	EI2RBRI8100001A	39 di 42

ALLEGATO 2 - SONDAGGI



Rilevato ferroviario da pk 42+475,00 a pk 42+825,00
Relazione Geotecnica

Progetto

Lotto

Codifica

Foglio

IN17

12

EI2RBRI8100001A

42 di 42

