

**ITINERARIO RAGUSA-CATANIA**

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte" con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"

LOTTO 4 - Dallo svincolo n. 8 "Francofonte" (compreso) allo svincolo della "Ragusana"(escluso)

**PROGETTO ESECUTIVO**

COD. **PA898**

**PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE**

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

	Dott. Ing. N. Granieri	Dott. Ing. M. Abram
	Dott. Ing. F. Durastanti	Dott. Ing. F. Pambianco
	Dott. Ing. V. Truffini	Dott. Ing. M. Briganti Botta
	Dott. Arch. A. Bracchini	Dott. Ing. L. Gagliardini
	Dott. Ing. L. Nani	Dott. Geol. G. Cerquiglini

MANDANTI:

	Dott. Ing. G. Guiducci	Dott. Ing. G. Lucibello
	Dott. Ing. A. Signorelli	Dott. Arch. G. Guastella
	Dott. Ing. E. Moscatelli	Dott. Geol. M. Leonardi
	Dott. Ing. A. Bela	Dott. Ing. G. Parente
	Dott. Arch. E. A. E. Crimi	Dott. Ing. L. Ragnacci
	Dott. Ing. M. Panfili	Dott. Arch. A. Strati
	Dott. Arch. P. Ghirelli	Archeol. M. G. Liseno
	Dott. Ing. D. Pelle	
	Dott. Ing. D. Carlacchini	Dott. Ing. F. Aloe
	Dott. Ing. S. Sacconi	Dott. Ing. A. Salvemini
	Dott. Ing. C. Consorti	
	Dott. Ing. V. Rotisciani	Dott. Ing. G. Verini Supplizi
	Dott. Ing. G. Pulli	Dott. Ing. V. Piunno
	Dott. Ing. F. Macchioni	Geom. C. Sugaroni
	Dott. Ing. P. Agnello	

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini  
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n° 108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Perugia n° A1373

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:



**SOTTOVIA  
SOTTOPASSO FERROVIARIO  
Relazione geotecnica**

CODICE PROGETTO			NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T04ST07STRRE04A			
L0408Z	E	2101	CODICE ELAB. T04ST07STRRE04		A	-
A	Emissione		Giu 2021	M. Botta	F. Durastanti	N. Granieri
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>INDAGINI ESEGUITE</b> .....	<b>4</b>
3.1	INDAGINI PREGRESSE 2003 E 2004.....	4
3.2	CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2012-2013 .....	5
3.3	SONDAGGI ESEGUITI NELL'AREA INTERESSATA DALL'ATTRAVERSAMENTO FERROVIARIO .....	15
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO</b> .....	<b>18</b>
<b>5</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b> .....	<b>19</b>
5.1	CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	19
5.1.1	Note generali .....	19
5.1.2	Terreni a grana fine.....	19
5.1.3	Terreni a grana grossa .....	20
5.1.4	Determinazione del modulo di rigidezza da prove sismiche .....	24
5.2	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE .....	24
5.2.1	Unità geotecnica $\alpha$ -GF.....	25
<b>6</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO</b> .....	<b>32</b>
<b>7</b>	<b>REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI</b> .....	<b>33</b>
<b>8</b>	<b>STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE</b> .....	<b>34</b>
8.1	CRITERI DI ESCUSIONE DALLA VERIFICA .....	34
8.2	METODI DI VERIFICA .....	34
8.2.1	Valutazione del rapporto di tensione ciclica <i>CSR</i> .....	35
8.2.2	Valutazione del rapporto di tensione ciclica <i>CRR</i> .....	35
8.3	RISULTATI DELLE VERIFICHE.....	36
<b>9</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI PIANI DI POSA DEI RILEVATI</b> .....	<b>37</b>

## 1 PREMESSA

In riferimento alla progettazione esecutiva del collegamento autostradale nel settore sud-orientale della Sicilia, lungo l'itinerario Ragusa-Catania, è stato condotto lo studio geotecnico dei terreni presenti nell'area interessata dal Lotto 4 (in fase di progettazione preliminare tratto finale del lotto 6, interi lotto 7 e 8).

Nello specifico, il presente documento descrive i risultati dello studio per il tratto compreso tra le progressive 15+000 e 15+700 circa dell'asse principale dove è prevista la realizzazione del sottopasso ferroviario (opera ST07) alla prg 15+553.77 (definita in asse sx), per consentire l'attraversamento della linea ferroviaria SR-CT (RFI), nel comune di Lentini.

Nel prosieguo della relazione si fornisce una descrizione delle campagne di indagine condotte per la redazione del progetto esecutivo; vengono illustrate le interpretazioni delle misure in sito e in laboratorio per la determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni, per completare il tutto con la definizione del modello geotecnico di sottosuolo di riferimento.

## 2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Nel progetto è stato fatto riferimento alle seguenti Normative ed Istruzioni:

- D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (pubblicato sulla G.U. n. 42 – Suppl. Ordinario n. 8 – del 20 febbraio 2018).
- Circolare 21/01/2019 "Istruzione C.S.LL.PP. per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- Decreto Ministero Lavori Pubblici 11/03/1988 – "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione."
- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 30483 del 24/09/1988 – D.M. 11.3.88. "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione."

### 3 INDAGINI ESEGUITE

Ai fini della redazione della caratterizzazione geotecnica del progetto esecutivo sono state considerate tutte le indagini eseguite nell'area in esame nel corso degli anni e di cui si dispone.

Nello specifico, sono state considerate:

- indagini pregresse del 2003 e del 2004 (di seguito verranno trattate insieme), a sostegno del progetto preliminare;
- campagna indagine 2012-2013, a sostegno del progetto definitivo.

L'ubicazione di tali indagini è illustrata negli elaborati "Planimetria ubicazione indagini" (T04GE02GEOPU01-12).

Le indagini geotecniche sono consistite nell'esecuzione di prove in sito e in laboratorio; di seguito si riporta una sintesi delle tipologie e del numero di indagini eseguite per ciascuna campagna.

#### 3.1 INDAGINI PREGRESSE 2003 E 2004

A supporto della fase di Progettazione Preliminare sono state eseguite, in due distinte fasi, nel 2003 e nel 2004, due campagne di indagini geognostiche, geofisiche e geotecniche.

Le due fasi sono consistite in:

- fase I svolta dal 23.09.2003 al 03.10.2003 nel tratto compreso fra lo Svincolo sulla SS. 114 e lo Svincolo Zona Industriale Lentini;
- fase II svolta nel periodo febbraio – maggio 2004 lungo tutto il tracciato di progetto, dopo la validazione del programma di indagine da parte di ANAS – Direzione Centrale Programmazione e Progettazione.

Le fasi sono state riguardate le seguenti prove:

- n.7 sondaggi geognostici verticali a carotaggio continuo;
- n.14 prove penetrometriche SPT;
- n.12 prelievi di campioni, di cui 1 rimaneggiato e 11 indisturbati;
- n.4 prove *down-hole*;
- n. 2 prove *Lugeon*;
- n. 4 *Point load test*;
- n.2 profili sismici a rifrazione.

In Tabella 1 si descrivono i sondaggi effettuati, con indicazione delle profondità di investigazione raggiunte,  $L_{sondaggio}$ , e per cui è specificata l'eventuale strumentazione installata ( $p$ :piezometro,  $i$ :inclinometro;  $d$ : prova *Down-hole*).

Sono inoltre riportate le prove in sito eseguite, il numero e la tipologia di campioni prelevati ( $Cl$ : campioni indisturbati;  $Rim$ : campioni rimaneggiati,  $Li$ : campioni litoidi;  $SC$ : spezzoni di carota).

- Tabella 1: Campagna indagine 2012/2013 - Scheda sintetica dei sondaggi.

Indagine	Denominazione	$L_{sondaggio}$ (m)	SPT (n°)	Pressiometriche (n°)	Lefranc e/o		Campioni prelevati			Strumentazione installata
					Lugeon (n°)	Cl (n°)	Rim (n°)	Li (n°)		
2004	S05bis	11	3	-	-	-	-	-	-	

**Lotto 4 – SOTTOPASSO FERROVIARIO - RELAZIONE GEOTECNICA**

(ex Lotto 7)	S06	15	2	-	-	3	-	-	Down – hole
	S07	45	2	-	-	2	-	-	-
	S08	41	1	-	-	3	-	-	Down – hole
2003	S03	30	4	-	-	3	-	-	Down – Hole
(ex Lotto 8)	S04	30	2	-	-	1	-	-	Piezometro
2004	S05	20	-	-	-	-	-	-	Down – hole
(ex Lotto 8)									

I campioni prelevati durante tale campagna di indagine sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- **prove di classificazione:**
  - analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
  - limiti di Atterberg (*limite liquido e limite plastico*);
  - contenuto naturale d'acqua;
  - peso di volume naturale;
  - peso specifico dei grani;
- **prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:**
  - prove di taglio diretto (TD);
  - prove triassiali consolidate isotropicamente drenate (TX-CID);
  - prove edometriche ad incrementi di carico (ED-IL);
  - prova di rigonfiamento.

Si precisa che, per quanto riguarda le prove di taglio della fase I, laddove nei certificati di prova è specificato che "i provini del taglio sono stati parzialmente ricostruiti", le stesse non sono state considerate ai fini della caratterizzazione.

### 3.2 CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2012-2013

Nella zona in oggetto è stata condotta una campagna di indagini geognostiche, espletate tra il mese di Dicembre 2012 e l'inizio di Marzo 2013, finalizzata alla determinazione delle caratteristiche geotecniche e alla identificazione stratigrafica. La fase di progettazione definitiva ha altresì compreso una campagna di indagini compiute tra novembre e dicembre 2016, in cui sono state effettuate indagini geofisiche integrative.

Si riporta di seguito una descrizione della tipologia e del numero di indagini eseguite nell'intero tratto, rispettando la suddivisione in lotti descritta in PD. Le documentazioni delle indagini sono riportate negli elaborati:

- Documentazione indagini geognostiche preesistenti – sondaggi;
- Documentazione indagini geognostiche preesistenti – pozzetti e prove di carico su piastra;
- Documentazione indagini geognostiche preesistenti – prove in sito;
- Documentazione indagini geofisiche preesistenti – planimetria;
- Documentazione indagini geofisiche preesistenti – report;
- Documentazione prove di laboratorio preesistenti;
- Documentazione campionamento in alveo – prelievo campioni e report.

#### Ex Lotto 7

- n. 25 sondaggi geognostici verticali a carotaggio continuo;
- n. 12 sondaggi attrezzati con piezometro a tubo aperto e 1 Casagrande;
- n. 104 prove penetrometriche *SPT*;
- n.11 prove di permeabilità *Lefranc* e 5 *Lugeon*;
- n. 7 prove pressiometriche *Menard*;
- n. 110 prelievi di campioni, di cui n. 49 indisturbati, n. 42 rimaneggiati e 19 in materiale lapideo, sottoposti a prove di laboratorio (cfr. "Documentazione prove di laboratorio preesistenti - Report" - T04GE04GEORE07A);
- n. 25 pozzetti esplorativi;
- n. 30 prelievi di campioni rimaneggiati in pozzetto esplorativo;
- n. 7 prove di carico su piastra in corrispondenza dei pozzetti esplorativi;
- n. 18 prelievi di campioni in alveo, di cui 9 da fondo alveo e 9 da sponda;
- n. 12 prospezioni simiche *MASW*;
- n. 7 prove *down-hole*;
- n. 17 prospezioni sismiche a rifrazione;
- n.2 sondaggi attrezzati con inclinometro.

#### Ex Lotto 8

- n. 26 sondaggi geognostici verticali a carotaggio continuo;
- n. 103 prove penetrometriche *SPT*;
- n.1 prove di permeabilità *Lefranc*;
- n. 1 prove pressiometriche *Menard*;
- n. 101 prelievi di campioni, di cui n. 46 indisturbati, n. 33 rimaneggiati e 22 in materiale lapideo, sottoposti a prove di laboratorio (cfr. "Documentazione prove di laboratorio preesistenti - Report" - T04GE04GEORE07A);
- n. 33 pozzetti esplorativi;
- n. 41 prelievi di campioni rimaneggiati in pozzetto esplorativo;
- n. 15 prove di carico su piastra in corrispondenza dei pozzetti esplorativi;
- n. 14 prelievi di campioni in alveo, di cui 8 da fondo alveo e 6 da sponda;
- n. 8 prospezioni simiche *MASW*;
- n. 6 prove *down-hole*;
- n. 14 prospezioni sismiche a rifrazione + 1 stendimento sismico a rifrazione (2016);
- n. 2 stazioni di rilevamento geomeccanico.

In Tabella 1 si descrivono i sondaggi effettuati, con indicazione delle profondità di investigazione raggiunte,  $L_{sondaggio}$ , e per cui è specificata l'eventuale strumentazione installata ( $p$ :piezometro,  $i$ :inclinometro;  $d$ : prova *Down-hole*).

Di seguito la tabella riepilogativa dei sondaggi realizzati con indicazione della profondità di investigazione raggiunta,  $L_{sondaggio}$ , e per cui è specificata la strumentazione installata, ove prevista ( $p$ :piezometro,  $i$ :inclinometro;  $d$ : prova *Down-hole*). È inoltre riportato il numero e la tipologia di campioni

**Lotto 4 – SOTTOPASSO FERROVIARIO - RELAZIONE GEOTECNICA**

prelevati (Cl: campioni indisturbati; Rim: campioni rimaneggiati, Li: campioni litoidi; SC: spezzoni di carota) e di prove eseguita in sito.

Tabella 2: Campagna indagine 2013 - Scheda sintetica dei sondaggi.

Indagine	Denominazione	L <sub>sondaggio</sub> (m)	SPT (n°)	Pressiometriche (n°)	Lefranc e/o Lugeon (n°)	Campioni prelevati				Strumentazione installata
						Cl (n°)	Rim (n°)	Li (n°)	SC (n°)	
2012/2013 (ex Lotto 7)	S177p	35	4	-	-	-	3	1	-	Piezometro T.A.
	S178d	40	5	-	-	-	-	2	2	Down – Hole
	S179p	15	3	-	-	-	-	2	1	Piezometro T.A.
	S180p	30	3	-	-	3	-	2	4	Piezometro T.A.
	S181d	50	5	1	3	1	2	3	-	Down – Hole
	S182p	50	4	3	3	3	2	2	-	Piezometro di Casagrande
	S183p	60	5	3	3	3	2	3	-	Piezometro T.A.
	S184d	30	5	-	-	3	3	3	-	Down – Hole
	S185i	30	5	-	-	-	4	2	2	Inclinometro
	S186i	30	3	-	-	-	2	2	2	Inclinometro
	S188	20	4	-	-	-	-	-	2	-
	S189p	35	6	-	-	-	3	1	1	Piezometro T.A.
	S190d	30	4	-	-	-	2	3	-	Down – Hole
	S193p	15	4	-	-	-	1	4	-	Piezometro T.A.
	S194p	15	2	-	-	-	2	-	-	Piezometro T.A.
	S198d	30	5	-	-	-	3	3	-	Down – Hole
	S199d	15	3	-	-	-	2	-	-	Piezometro T.A.
	S200p	15	3	-	-	-	2	2	-	Piezometro T.A.
	S201p	35	6	-	-	-	3	1	-	Down – Hole
	S202p	30	5	-	-	-	3	-	-	Piezometro T.A.
S203d	30	5	-	-	1	3	-	-	Down – Hole	
S204p	30	5	-	-	-	3	-	-	Piezometro T.A.	
S205p	15	4	-	-	-	2	1	-	Piezometro T.A.	
S206	15	3	-	-	-	2	-	-	-	
S207p	15	3	-	-	-	2	1	-	Piezometro T.A.	
S208d	35	6	-	-	-	3	2	-	Down – Hole	
S208bisp	20	4	-	-	-	2	-	-	Piezometro TA	
S210p	30	5	-	-	-	3	1	-	Piezometro TA	
S211d	30	5	-	-	-	3	1	-	Down – Hole	
S212p	15	3	-	-	-	2	-	-	Piezometro TA	
S213p	30	5	-	-	-	3	-	-	Piezometro TA	
S214p	15	3	-	-	-	2	-	-	Piezometro TA	
S215d	30	5	-	-	-	3	-	-	Down – Hole	
S216p	20	4	-	-	-	-	3	-	Piezometro TA	

**Lotto 4 – SOTTOPASSO FERROVIARIO - RELAZIONE GEOTECNICA**

S217p	30	5	-	-	1	2	-	-	Piezometro TA
S218d	30	3	-	-	-	3	1	-	Down – Hole
S219p	35	5	-	-	1	2	-	1	Piezometro TA
S220p	25	4	1	-	3	1	-	-	Piezometro TA
S220bisd	40	5	-	-	3	3	4	-	Down – Hole
S220terp	20	4	-	-	2	2	4	-	Piezometro TA
S221	20	2	-	-	1	1	4	-	-
S222p	15	4	-	-	3	1	-	-	Piezometro TA
S223p	20	4	-	-	2	2	-	-	Piezometro TA
S224p	40	6	-	-	2	3	-	-	Piezometro TA
S225d	40	6	-	1	4	1	-	-	Down – Hole
S226p	40	3	-	-	-	1	4	-	Piezometro TA
S227p	20	-	-	-	-	-	4	-	Piezometro TA
S228p	15	3	-	-	2	-	-	-	Piezometro TA
S229p	15	3	-	-	1	1	-	-	Piezometro TA
S230p	20	3	-	-	-	3	-	-	Piezometro TA
S231	15	3	-	-	-	1	1	-	-

Inoltre sono stati prelevati campioni rimaneggiati da pozzetti esplorativi, di cui si riporta un elenco nella tabella seguente:

Tabella 3: Schema sintetico dei pozzetti

<b>Pozzetto</b>	<b>Lotto</b>	<b>Profondità (m)</b>	<b>Campioni rimaneggiati</b>
P200	L4 ex L7 PD	2	1
P200a	L4 ex L7 PD	2.5	1
P202	L4 ex L7 PD	0.5	1
P203	L4 ex L7 PD	0.9	1
P205	L4 ex L7 PD	1	1
P207	L4 ex L7 PD	0.4	1
P210	L4 ex L7 PD	2	1
P211	L4 ex L7 PD	2	2
P212	L4 ex L7 PD	3.3	2
P213	L4 ex L7 PD	2	1
P214b	L4 ex L7 PD	2.5	1
P216	L4 ex L7 PD	2.2	1
P218	L4 ex L7 PD	2.3	1
P220	L4 ex L7 PD	2.5	1
P230	L4 ex L7 PD	2.1	2
P231	L4 ex L7 PD	2.5	1
P232	L4 ex L7 PD	2.5	1

**Lotto 4 – SOTTOPASSO FERROVIARIO - RELAZIONE GEOTECNICA**

<b>Pozzetto</b>	<b>Lotto</b>	<b>Profondità (m)</b>	<b>Campioni rimaneggiati</b>
P234	L4 ex L7 PD	3	2
P242	L4 ex L7 PD	2.2	1
P246	L4 ex L7 PD	2.5	1
P248	L4 ex L7 PD	1.7	2
P249	L4 ex L7 PD	2	1
P250	L4 ex L7 PD	2.5	1
P254	L4 ex L7 PD	2	1
P255	L4 ex L7 PD	2.5	1
P256	L4 ex L8 PD	3	1
P257	L4 ex L8 PD	2.5	2
P258	L4 ex L8 PD	2.5	1
P258a	L4 ex L8 PD	2.5	1
P259	L4 ex L8 PD	2	1
P260	L4 ex L8 PD	2.5	3
P262	L4 ex L8 PD	3	1
P263	L4 ex L8 PD	3	1
P264	L4 ex L8 PD	2.7	1
P265	L4 ex L8 PD	2.7	1
P267	L4 ex L8 PD	3.1	1
P270	L4 ex L8 PD	2.3	1
P271	L4 ex L8 PD	2.6	1
P274	L4 ex L8 PD	2	1
P276	L4 ex L8 PD	2.5	1
P277	L4 ex L8 PD	2.5	1
P278	L4 ex L8 PD	2	2
P280	L4 ex L8 PD	2.5	2
P282	L4 ex L8 PD	2.5	2
P283	L4 ex L8 PD	1.5	1
P284	L4 ex L8 PD	1	1
P285	L4 ex L8 PD	2.5	2
P286	L4 ex L8 PD	3	1
P288	L4 ex L8 PD	2.5	1
P289	L4 ex L8 PD	2.5	1
P291	L4 ex L8 PD	2.5	1
P292	L4 ex L8 PD	2.2	2
P293	L4 ex L8 PD	2.3	1
P295	L4 ex L8 PD	2.3	1
P297	L4 ex L8 PD	0.5	1

**Lotto 4 – SOTTOPASSO FERROVIARIO - RELAZIONE GEOTECNICA**

<b>Pozzetto</b>	<b>Lotto</b>	<b>Profondità (m)</b>	<b>Campioni rimaneggiati</b>
P298	L4 ex L8 PD	2.2	1
P299	L4 ex L8 PD	2	1
P300	L4 ex L8 PD	1.7	1
<b>TOT. 58 POZZETTI</b>	<b>TOT. 58 POZZETTI</b>	<b>127.6</b>	<b>71</b>

I campioni indisturbati, prelevati durante la campagna di indagine del 2013 e 2014, sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- **prove di classificazione:**
  - analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
  - limiti di Atterberg (*limite liquido e limite plastico*);
  - contenuto naturale d'acqua;
  - peso di volume naturale;
  - peso specifico dei grani;
- **prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:**
  - prove di taglio diretto (*TD*);
  - prove edometriche ad incrementi di carico (*ED-IL*).

Sui campioni rimaneggiati, compresi quelli prelevati all'interno dei pozzetti, sono state eseguite le seguenti prove:

- analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
- limiti di Atterberg (*limite liquido e limite plastico*).

Suoi campioni lapidei sono state eseguite le seguenti prove:

- definizione del parametro *RQD* (*Rock Quality Designation*);
- *Point load test*;
- prova di compressione uniassiale;
- prova triassiale in roccia.

Gli spezzoni di carota sono stati utilizzati al fine di determinare caratteristiche chimiche del materiale estratto, tra cui il potenziale di reattività in presenza di alcali, il contenuto di zolfo, contenuto in sostanza organica, ma anche la resistenza alla frammentazione, la massa volumica dei grani e la porosità.

In corrispondenza di alcuni di questi pozzetti sono state effettuate prove di carico su piastra, utilizzando una piastra di acciaio rigida, con spessore di 20 mm ed un diametro pari a 298.5 mm.

Si riporta in Tabella 4 la sintesi delle prove di carico su piastra e la profondità a cui sono stati svolte:

Tabella 4: Scheda di riepilogo prove su piastra.

<b>Indagine</b>	<b>N.</b>	<b>ID Pozzetto</b>	<b>Profondità</b>
2012/2013 (ex Lotto 7)	1	Pz205	0.6
	2	Pz210	1.1
	3	Pz212	1.5
	4	Pz231	1.2
	5	Pz248	1.1
	6	Pz249	1

**Lotto 4 – SOTTOPASSO FERROVIARIO - RELAZIONE GEOTECNICA**

<i>Indagine</i>	<i>N.</i>	<i>ID Pozzetto</i>	<i>Profondità</i>
	7	Pz255	1.2
2012/2013 (ex Lotto 8)	1	Pz257	0.9
	2	Pz258	1.2
	3	Pz258a	1
	4	Pz260	1.1
	5	Pz263	1
	6	Pz265	1.2
	7	Pz271	1.2
	8	Pz274	1
	9	Pz277	1
	10	Pz280	1.5
	11	Pz285	1.2
	12	Pz288	0.9
	13	Pz291	1.1
	14	Pz293	1
	15	Pz299	1.1

In Tabella 5 è riportato l'elenco dei campioni prelevati in alveo in entrambi i lotti (ex Lotto 7 ed ex Lotto 8).

Tabella 5: Prelievi sedimenti in alveo

<i>Corso d'acqua</i>	<i>Sigla campioni</i>	<i>Fondo alveo / Sponde</i>
F. Affl. T. Canale	G16-01	F
T. Canale	G17-01	F
	G17-02	S
	G17-03	S
	G17-04	F
F. Barbaianni	G18-01	S
	G18-02	S
	G18-03	F
	G18-04	F
	G18-05	S
Fosso S.N.	G19-01	F
T. Margi	G20-01	S
	G20-02	S
	G20-03	F
	G20-04	S
	G20-05	S
F. Contrada Canneddazza	G21-01	F
	G21-02	F
F. Buonafede	G22-01	F
	G22-02	S
	G22-03	S

**Lotto 4 – SOTTOPASSO FERROVIARIO - RELAZIONE GEOTECNICA**

	G22-04	F
C. Lentini	G23-01	F
	G23-02	F
Fosso Ex Molino Riceputo	G24-01	F
F. San Leonardo	G25-01	S
	G25-02	F
	G25-03	S
	G25-04	S
	G25-05	F
	G25-06	S
Fosso Masseria Privitera	G26-01	F
<b>TOTALE 32 PRELIEVI</b>		

Per quanto riguarda le prove *Lefranc* (carico variabile) e *Lugeon* (prova in avanzamento con otturatore singolo), queste sono state eseguite all'interno dei fori di sondaggio realizzando una sezione filtrante di altezza compresa tra 1 e 3 m e diametro 101 mm. Nella tabella che segue sono riportati in maniera riassuntiva le caratteristiche di tali indagini:

Tabella 6. Scheda di riepilogo prove *Lefranc* e *Lugeon*.

<i>Indagine</i>	<i>N.</i>	<i>Denominazione</i>	<i>Tipo di prova</i>	<i>Profondità investigata (m)</i>
2012/2013 (ex Lotto 7)	1	S180p	<i>Lefranc</i>	25.1-26.1
	2		<i>Lugeon</i>	7-9
	3		<i>Lugeon</i>	14-16
	4	S181d	<i>Lefranc</i>	21-23
	5		<i>Lefranc</i>	29-31
	6		<i>Lugeon</i>	8-11
	7	S182p	<i>Lefranc</i>	12-13
	8		<i>Lefranc</i>	31.5-33
	9		<i>Lugeon</i>	7.50-11
	10	S183p	<i>Lefranc</i>	25-26
	11		<i>Lefranc</i>	37-38
	12		<i>Lugeon</i>	8.3-11.8
	13	S184d	<i>Lefranc</i>	4-5
	14		<i>Lefranc</i>	14-15
	15		<i>Lefranc</i>	24-25
	16	S203d	<i>Lefranc</i>	12-13
2012/2013 (ex Lotto 8)	17	S225p	<i>Lefranc</i>	37-38

Di seguito è riportata la tabella riepilogativa delle prove pressiometriche eseguite e la corrispondente profondità di prova:

**Lotto 4 – SOTTOPASSO FERROVIARIO - RELAZIONE GEOTECNICA**

Tabella 7. Scheda di riepilogo delle prove pressiometriche.

<i>Indagine</i>	<i>N.</i>	<i>ID sondaggio</i>	<i>Sigla Prova</i>	<i>Profondità (m dal pc)</i>
2012/2013 (ex Lotto 7)	1	S181	MPT1	38.7
	2	S182	MPT1	15
	3		MPT2	20.7
	4		MPT3	30.7
	5	S183	MPT1	25.2
	6		MPT2	37.2
	7		MPT3	45.2
2012/2013 (ex Lotto 8)	1	S220	MPT1	17.7

Le analisi geofisiche di tipo *MASW* e *Down-Hole* hanno consentito di valutare la classificazione sismica dei siti e dei suoli. Nelle seguenti tabelle si elencano le indagini eseguite e la relativa categoria sismica, in riferimento alla classificazione effettuata dalle *NTC 08* e dalle *Linee guida della Protezione Civile 'Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica'*.

Tabella 8: Tabella riassuntiva delle MASW eseguite e relative Vs30 e categoria sismica secondo le NTC/08 e le Linee guida della Protezione Civile 'Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica'.

<i>Identificativo</i>	<i>Lotto</i>	<i>Vs30 (m/s)</i>	<i>Classe di Suolo NTC/08</i>	<i>Classe di Suolo 'Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica'</i>
M078	L4 ex L6 PD	625	B	B
M079	L4 ex L7 PD	494	S2	B
M082	L4 ex L7 PD	514	B	B
M084	L4 ex L7 PD	572	B	B
M085	L4 ex L7 PD	705	S2	B
M085bis	L4 ex L7 PD	622	S2	B
M086	L4 ex L7 PD	357	C	C
M087	L4 ex L7 PD	347	C	C
M088	L4 ex L7 PD	282	C	C
M090	L4 ex L7 PD	360	C	C / B
M091	L4 ex L7 PD	325	C	C
M092	L4 ex L7 PD	288	S2	S2
M092bis	L4 ex L7 PD	320	S2	C
M093	L4 ex L8 PD	333	S2	C
M095	L4 ex L8 PD	360	C	C
M096	L4 ex L8 PD	378	B	B
M097	L4 ex L8 PD	630	E	E / B
M098	L4 ex L8 PD	334	C	C
M100	L4 ex L8 PD	352	C	C
M101	L4 ex L8 PD	765	A	A
M102	L4 ex L8 PD	314	C	C

**Lotto 4 – SOTTOPASSO FERROVIARIO - RELAZIONE GEOTECNICA**

Tabella 9: Tabella riassuntiva delle prove Down-Hole eseguite e relative Vs30 e categoria sismica secondo le NTC/08 e le Linee guida della Protezione Civile "Indirizzi e criteri per la Microzonazione sismica".

<i>Identificativo</i>	<i>Lotto</i>	<i>Vs30 (m/s)</i>	<i>Classe di Suolo NTC/08</i>	<i>Classe di Suolo 'Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica'</i>
S178	L4 ex L7 PD	534	S2	B
S181	L4 ex L7 PD	472	S2	B
S184	L4 ex L7 PD	288	C	C
S190	L4 ex L7 PD	648	B	B
S198	L4 ex L7 PD	268	S2	S2
S201	L4 ex L7 PD	266	C	C
S203	L4 ex L7 PD	243	C	C
S208	L4 ex L8 PD	307	S2	S2 / C
S211	L4 ex L8 PD	344	C	C
S215	L4 ex L8 PD	359	C	C
S218	L4 ex L8 PD	329	S2	S2 / C
S220bis	L4 ex L8 PD	326	C	C
S225	L4 ex L8 PD	267	C	C

Le basi sismiche effettuate nell'indagine del 2012/2013 (BS), le tomografie integrative del 2016 e le rispettive lunghezze investigate sono riportati nella Tabella 10.

Tabella 10 Tabella riepilogativa delle basi sismiche eseguite

<i>Identificativo</i>	<i>Lunghezza (m)</i>	<i>Lotto</i>
BS_168	115	L4 ex L7 PD
BS_169	115	L4 ex L7 PD
BS_170	115	L4 ex L7 PD
BS_171	115	L4 ex L7 PD
BS_172	115	L4 ex L7 PD
BS_173	115	L4 ex L7 PD
BS_174	115	L4 ex L7 PD
BS_175	115	L4 ex L7 PD
BS_178	115	L4 ex L7 PD
BS_179	115	L4 ex L7 PD
BS_180	115	L4 ex L7 PD
BS_182	115	L4 ex L7 PD
BS_183	115	L4 ex L7 PD
BS_184	115	L4 ex L7 PD
BS_185	115	L4 ex L7 PD
BS_186	115	L4 ex L7 PD
BS_187	115	L4 ex L8 PD
BS_188	115	L4 ex L8 PD
BS_189	115	L4 ex L8 PD
BS_190	115	L4 ex L8 PD
BS_191	115	L4 ex L8 PD
BS_192	115	L4 ex L8 PD

**Lotto 4 – SOTTOPASSO FERROVIARIO - RELAZIONE GEOTECNICA**

<i>Identificativo</i>	<i>Lunghezza (m)</i>	<i>Lotto</i>
BS_193	115	L4 ex L8 PD
BS_194	115	L4 ex L8 PD
BS_195	115	L4 ex L8 PD
BS_196	115	L4 ex L8 PD
BS_197	115	L4 ex L8 PD
BS_198	115	L4 ex L8 PD
BS_199	115	L4 ex L8 PD
BS_200	115	L4 ex L8 PD
<b>TOTALI</b>	<b>3450</b>	<b>30</b>

<i>Identificativo</i>	<i>Lunghezza (m)</i>	<i>Lotto</i>
TS_12	115	L8

### 3.3 SONDAGGI ESEGUITI NELL'AREA INTERESSATA DALL'ATTRAVERSAMENTO FERROVIARIO

Nell'ambito della specifica rea dell'attraversamento ferroviario sono stati realizzati:

- n. 3 sondaggi geognostici (S216, S217 ed S218);
- n. 12 prove penetrometriche standard SPT in foro di sondaggio;
- n. 1 prelievi di campioni indisturbati in foro di sondaggio;
- n. 1 prelievi di campioni lapidei da cassetta catalogatrice;
- n. 8 prelievi di campioni rimaneggiati da cassetta catalogatrice;
- n. 4 pozzetti geognostici (P274, P276, P277 e P278);
- n. 2 prove di carico su piastra in pozzetto;
- n. 5 prelievi di campioni rimaneggiati in pozzetto geognostici;
- prove di laboratorio geotecnico e fisico sui campioni indisturbati, rimaneggiati e litoidi prelevati;
- n. 2 stendimenti di sismica a rifrazione (BS193 a BS194);
- n. 1 indagine geofisica tipo MASW (denominata M096).

Il carotaggio, l'installazione delle strumentazioni, l'esecuzione delle prove in situ e il prelievo dei campioni sono stati eseguiti in ottemperanza alle normative di riferimento elencate di seguito:

- AGI: "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche". Giugno 1977;
- "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" D.M. 11.03.1988;
- Norme standard previste per l'esecuzione delle prove in situ e in laboratorio (ASTM, AASHTO, AASHTO, AGI);
- Norme Francaise NF P94-110;
- UNI EN 1997.2.2007 Eurocodice 7 parte 2 – Indagini e prove nel sottosuolo;
- UNI EN ISO 22476 3 Indagini e prove geotecniche in situ;
- "Prescrizioni tecniche" SILEC S.p.A.;

**Lotto 4 – SOTTOPASSO FERROVIARIO - RELAZIONE GEOTECNICA**

- ANISIG: Modalità tecnologiche per l'esecuzione di lavori di indagini geognostiche;
- ISRM - Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests (1978) - Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses.

All'interno dei pozzetti sono stati prelevati numerosi campioni di terreno (n. 5) allo scopo di definire le caratteristiche dei litotipi per ottenere utili informazioni nel calcolo del bilancio delle materie.

Per quanto riguarda il dettaglio della campagna di indagini geognostiche si rimanda ai sottoelencati allegati:

- Risultati Indagini Geognostiche;
- Risultati indagini Geofisiche;
- Risultati Prove di Laboratorio.

Nelle tabelle che seguono si riporta un elenco sintetico delle indagini geognostiche eseguite in sito in corrispondenza dell'attraversamento in esame nell'ambito del lotto 4 (ex lotti 7 e 8 del PD) con le principali informazioni (sigla, opera d'arte, profondità, tipologia prove eseguite, ecc).

Tabella 2-11 – Elenco sintetico dei sondaggi geognostici eseguiti

Sondaggio	Lotto/Opera	Profondità (m)	Strumentazione : Piezometro (P) Indinometro (I) Down-Hole (DH)	Campioni Indisturbati	Campioni Rimaneggiati	Campioni Lapidei	SPT
S216	L4 ex L8 PD - Tombino-Rilevato	20	P		3		4
S217	L4 ex L8 PD - Cavalcavia	30	P	1	2		5
S218	L4 ex L8 PD - Attraversamento FF.SS	30	DH		3	1	3
<b>TOTALE</b>	<b>3</b>	<b>80</b>		<b>1</b>	<b>8</b>	<b>1</b>	<b>12</b>

Tabella 2-12 – Elenco sintetico dei pozzetti eseguiti

Pozzetto	Lotto	Profondità (m)	Campioni rimaneggiati	Prove di carico su piastra
P274	L4 ex L8 PD	2	1	1
P276	L4 ex L8 PD	2,5	1	
P277	L4 ex L8 PD	2,5	1	1
P278	L4 ex L8 PD	2	2	
<b>TOT. 58 POZZETTI</b>	<b>TOT. 4 POZZETTI</b>	<b>9</b>	<b>5</b>	<b>2</b>

Tabella 2-3 – Tabella riassuntiva delle MASW e delle Down Hole eseguite e relative Vs30 e categoria sismica secondo le NTC/08 e le Linee guida della Protezione Civile 'Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica'.

**Lotto 4 – SOTTOPASSO FERROVIARIO - RELAZIONE GEOTECNICA**

IDENTIFICATIVO	Lotto	Vs30 (m/s)	Classe di Suolo NTC/08	Classe di Suolo 'Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica'
<b>M086</b>	L4 ex L7 PD	357	C	C

IDENTIFICATIVO	Lotto	Vs30 (m/s)	Classe di Suolo NTC/08	Classe di Suolo 'Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica'
<b>S218</b>	L4 ex L8 PD	329	S2	S2 / C

Tabella 2-4 – Tabella riepilogativa delle basi sismiche eseguite.

IDENTIFICATIVO	LUNGHEZZA (m)	LOTTO
<b>BS_193</b>	115	L4 ex L8 PD
<b>BS_194</b>	115	L4 ex L8 PD
<b>TOTALI</b>	<b>3450</b>	<b>30</b>

## 4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Le formazioni geologiche presenti nell'area in esame sono le seguenti:

### **Riporti antropici (R) – Attuale**

Si tratta di materiale di risulta accumulatosi in seguito alle attività di estrazione di materiale da costruzione, di materiale di risulta degli scavi delle trincee esistenti e di rilevati stradali e ferroviari.

### **Depositi eluvio – colluviali (ec) – Olocene**

Per brevi tratti il tracciato intercetta lembi di tali depositi. Si tratta di depositi derivati sia dall'alterazione in posto del substrato roccioso (*eluvium*) che da materiali prodotti dal disfacimento del basamento e trasportati in luoghi distanti da quello di origine (*colluvium*). Costituiscono una copertura del basamento e sono rappresentati da sabbie, limi e terre rosse. Generalmente sono privi di strutture sedimentarie e non cementati.

### **Alluvioni fluviali e fondi palustri recenti ed attuali (a) – Pleistocene superiore – Olocene**

Si tratta di depositi alluvionale che costituiscono prevalentemente il prodotto dell'attività esondativa dei sistemi fluviali Acate-Dirillo e San Leonardo. I depositi sono costituiti da alternanze non regolari di ciottoli, ghiaie, sabbie e argille derivati dall'azione di trasporto e accumulo ad opera delle acque fluviali. La consistenza è generalmente bassa in funzione di un elevato contenuto di sostanza organica in via di decomposizione ed un variabile grado di consolidamento. Tali alluvioni fluviali si trovano in successione stratigrafica con le (Qa).

### **Argille siltoso-marnose (Qa) – Pleistocene inferiore**

Sono rappresentate da sedimenti pelitici talora con intercalazioni sabbioso-siltose che giacciono sui termini marcatamente argillosi pliocenici (Pa). Occupano diffusi lembi e settori nella fascia compresa tra l'abitato di Francofonte e il termine del lotto.

### **Calcareni, sabbie e argille siltoso marnose (Qc(a) e Qc(b)) – Pleistocene inferiore**

Tali unità geologiche appartengono al Pleistocene inferiore, talvolta passano a calciruditi di colore giallo chiaro o bianco crema, piuttosto friabili essendo poco cementate (Qc(a)). In continuità stratigrafica e in parziale eteropia laterale di trovano le argille grigio azzurre (Qc(b)), talvolta sabbiose, azzurre se fresche, giallastre per alterazioni superficiali e sfumano in genere sulle calcareniti e raramente sulle vulcaniti plioceniche.

### **Successione vulcanica Pliocene medio – superiore Pleistocene inferiore**

Il tracciato incontra una potente successione di vulcaniti basiche, prevalentemente submarine. Nello specifico, i prodotti submarini sono costituiti da ioloclastiti, da breccie vulcanoclastiche a grana minuta (Pv) e da breccie a pillows immerse in una matrice vulcanoclastica giallo-rossastro (Ppw).

I prodotti subaerei sono costituiti da prevalenti colate di lave bollose e scoriacee e da subordinati prodotti piroclastici (Pvl). Intercalazioni di materiale sedimentario (Pvs), generalmente sabbie e limi carbonatici, sono presenti un po' ovunque nella zona di Vizzini scalo fino a fine lotto.

## 5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per la definizione delle caratteristiche fisico-meccaniche delle unità geotecniche interessate dalla realizzazione dell'opera sono stati interpretati e utilizzati i dati provenienti dalle campagne di indagine eseguite per la progettazione preliminare e definitiva (cfr §3).

### 5.1 CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

#### 5.1.1 Note generali

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

- materiali a grana fine costituiti da argille e limi con percentuali delle stesse superiori al 70 – 80 % o in ogni caso laddove sia stato possibile prelevare campioni indisturbati;
- materiali a grana grossa costituiti da sabbie e ghiaie, generalmente aventi percentuali delle stesse superiori al 60 – 70 %;
- materiali litoidi.

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è fatta principalmente sulla base:

- della descrizione stratigrafica dei sondaggi;
- delle prove di laboratorio sui campioni di terreno e sulle carote di roccia.

Nei paragrafi che seguono sono pertanto illustrati nell'ordine:

- i criteri per la caratterizzazione dei materiali a grana fine;
- i criteri per la caratterizzazione dei materiali a grana grossa;
- i criteri per la caratterizzazione delle rocce.

#### 5.1.2 Terreni a grana fine

Per la caratterizzazione di tali litotipi, con particolare riferimento alle caratteristiche fisiche e alle proprietà indice, sono state utilizzate le prove di laboratorio svolte sui campioni (indisturbati e rimaneggiati) prelevati nei sondaggi geognostici.

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche si è fatto riferimento alle prove in laboratorio condotte unicamente sui campioni indisturbati. In particolare, per la valutazione dei parametri di resistenza in termini di coesione  $c'$  e angolo di attrito  $\varphi'$ , sono state utilizzate le prove di taglio diretto  $TD$ , mentre per la determinazione della resistenza non drenata  $c_u$  si è fatto riferimento alle prove ad espansione laterale libera  $ELL$  e al test speditivo con penetrometro in laboratorio  $RP_{lab}$  sugli stessi campioni. Altresì, per la valutazione della stessa, sono state considerate le prove *pocket* eseguite sulle carote estratte dai sondaggi geognostici in fase di indagine.

La valutazione del grado di sovraconsolidazione  $OCR$  è avvenuta partendo dai valori della resistenza non drenata ottenuti dai *pocket*. attraverso la relazione di *Koutsoftas* e *Ladd (1985)*:  
 $c_u/\sigma'_{v0} = (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8}$ .

La valutazione del grado di sovraconsolidazione è stata effettuata elaborando - laddove presenti - le prove edometriche, ossia stimando la tensione di preconsolidazione  $\sigma'_p$  mediante la costruzione di *Casagrande* e poi confrontandola con la tensione efficace competente alla quota di prelievo del campione  $\sigma'_{v0}$ :

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$$

Per quanto riguarda le caratteristiche di deformabilità, la stima del modulo di Young  $E'$  è stata condotta mediante l'elaborazione delle prove edometriche e delle prove sismiche (MASW e/o Down-Hole).

Con particolare riferimento alle prove edometriche è stato dapprima valutato il grado di disturbo del campione, calcolando la deformazione volumetrica  $\varepsilon_v$  e verificando che la stessa non superasse l'ordine del 3% mediante la relazione:

$\varepsilon_v = \frac{e_0 - e}{1 + e}$ , dove  $e_0$  rappresenta l'indice dei vuoti iniziale ed  $e$  l'indice dei vuoti corrispondente alla tensione in sito corrispondente alla quota di prelievo del campione. Successivamente, appurato che il campione risultasse effettivamente privo di disturbo significativo, si è proceduto alla valutazione dei moduli di compressibilità  $c_c$  e  $c_s$ , valutati (nel piano cartesiano  $\text{Log}(\sigma'_v) - e$ ), rispettivamente come i coefficienti angolari delle rette definite dai punti terminali della curva di carico edometrico e dai punti che definiscono la curva di scarico edometrico, mediante la relazione:

$$c_c(c_s) = \frac{e_2 - e_1}{\text{Log}\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_2}\right)}$$

In seguito, è stato valutato il modulo edometrico  $E_{edo}$  mediante la seguente relazione:

$E_{ed} = 2.3 \cdot (1 + e_0) \cdot \frac{\sigma'_v}{c_c(c_s)}$  avendo utilizzato il modulo di compressibilità  $c_c$  ovvero  $c_s$  per terreni rispettivamente normalconsolidati e sovraconsolidati.

La valutazione del modulo  $E'$  (nei grafici  $E'_{edo}$ ) è stata condotta mediante la relazione:

$$E' = E_{edo} \cdot \left( \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{1 - \nu} \right)$$

### 5.1.3 Terreni a grana grossa

In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica, in termini di parametri di resistenza e deformabilità, è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito penetrometriche dinamiche (SPT), mentre per la determinazione delle caratteristiche fisiche (fusi granulometrici e peso dell'unità di volume  $\gamma$ ) si è fatto riferimento ai campioni rimaneggiati ivi prelevati.

In particolare, per l'individuazione dell'angolo d'attrito, si è fatto riferimento alle correlazioni di Schmertmann (1978) funzione della densità relativa  $D_R$  e del tipo di terreno interessato riportate di seguito e rappresentate in Figura 1:

- |  |                               |
|--|-------------------------------|
| 1) Sabbia fine uniforme                              | $\varphi' = 28 + 0.14 D_R$    |
| 2) sabbie fini ben gradate - sabbia media uniforme   | $\varphi' = 31.5 + 0.115 D_R$ |
| 3) sabbia media ben gradata - sabbia grossa uniforme | $\varphi' = 34.5 + 0.1 D_R$   |
| 4) sabbie e ghiaie poco limose - ghiaietto uniforme  | $\varphi' = 38 + 0.08 D_R$    |

**Lotto 4 – SOTTOPASSO FERROVIARIO - RELAZIONE GEOTECNICA**

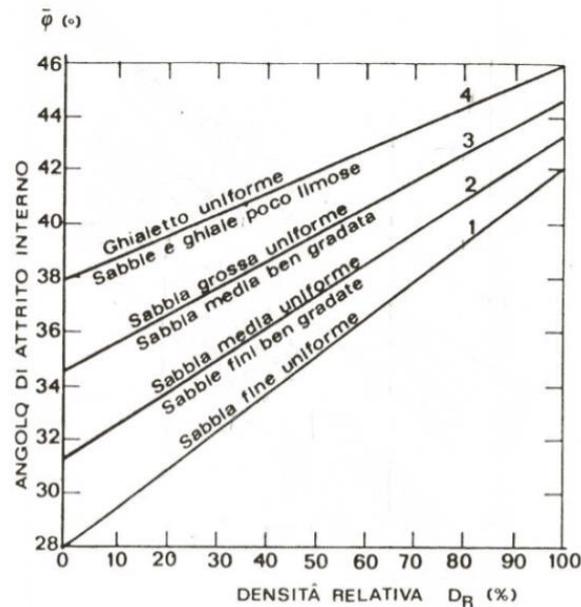


Figura 1: Correlazioni di Schmertmann (1978) per la valutazione dell'angolo di attrito  $\phi'$ .

La determinazione della densità relativa  $D_R$  è stata a sua volta effettuata a partire dalla correlazione empirica proposta da Skempton (1986) in funzione del numero di colpi  $N_{SPT}$ :

$D_R = \left(\frac{N_1}{60}\right)^{0.5}$  dove  $N_1 = N_{SPT} \cdot C_N$  ed il fattore di correzione  $C_N$  risulta funzione della tipologia di terreno e risulta pari a:

- 1) sabbie fini  $C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{100}}$
- 2) sabbie grosse  $C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{100}}$

Il numero di colpi  $N_{SPT}$  è stato altresì utilizzato per la stima delle caratteristiche di rigidezza, facendo riferimento alla correlazione di natura empirica  $E' = s_1 N_{SPT} + s_2$  proposta da Denver (1982) funzione del tipo di materiale intercettato per la valutazione dei coefficienti empirici  $s_1$  e  $s_2$  che definiscono le curve riportate di seguito e rappresentate in Figura 2:

- 1) Sabbia e ghiaia NC  $s_1 = 0.756$  MPa e  $s_2 = 18.75$  MPa;
- 2) Sabbia SC  $s_1 = 1.043$  MPa e  $s_2 = 36.79$  MPa;
- 3) -  $s_1 = 0.517$  MPa e  $s_2 = 7.46$  MPa;
- 4) Sabbia satura  $s_1 = 0.478$  MPa e  $s_2 = 7.17$  MPa;
- 5) Sabbia argillosa  $s_1 = 0.316$  MPa e  $s_2 = 1.58$  MPa.

**Lotto 4 – SOTTOPASSO FERROVIARIO - RELAZIONE GEOTECNICA**

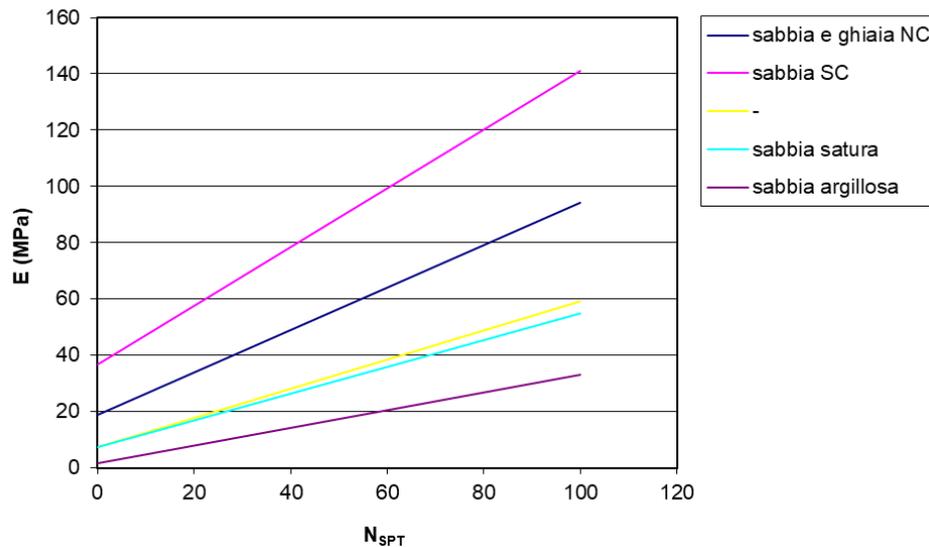


Figura 2: Correlazioni di Denver (1982) per la valutazione del modulo di rigidezza  $E'$ .

Per la stima del modulo di rigidezza  $E'$  si è fatto altresì riferimento alle prove sismiche in sito disponibili (MASW e/o Down-Hole).

1. $\sigma_c$ (MPa)	> 200	200 ÷ 100	100 ÷ 50	50 ÷ 25	25 ÷ 10	10 ÷ 3	3 ÷ 1
Indice parziale	15	12	7	4	2	1	0
2. RQD (%)	100 ÷ 90	90 ÷ 75	75 ÷ 50	50 ÷ 25	< 25		
Indice parziale	20	17	13	8	3		
3. $J_r$ (m)	> 3	3 ÷ 1	1 ÷ 0,3	0,3 ÷ 0,06	< 0,06		
Indice parziale	30	25	20	10	5		
4. Condizione delle discontinuità	Pareti molto scabre, giunti non continui, roccia non alterata	Pareti poco scabre, apertura < 1 mm, roccia poco alterata	Pareti poco scabre, apertura < 1 mm, roccia molto alterata	Pareti laminate, riempimento < 5 mm, apertura 1 ÷ 5 mm, giunti continui	Riempimento mat. sciolto > 5 mm, apertura > 5 mm, giunti continui		
Indice parziale	25	20	12	6	0		
5. Condizioni idrauliche							
Indice parziale							10

Figura 3: Schema per la valutazione degli indici parziali  $A_1 - A_5$ .

Per la determinazione della resistenza a compressione uniaassiale  $\sigma_c$ , sono stati utilizzati (laddove disponibili) i risultati delle prove di compressione uniaassiale effettuate su campioni di roccia prelevati dai sondaggi delle campagne indagine disponibili per le unità litotecniche di riferimento, o altresì, dalla valutazione dell'indice  $I_{s50}$  medio desunto dalle prove *Point Load*, mediante l'utilizzo della formulazione empirica che correla la  $\sigma_c$  all'indice  $I_{s50}$ :  $\sigma_c = a \cdot I_{s50}$ , con  $a = 20 \div 25$  (ISMR. 1985). Nei casi di seguito descritti si è assunto, cautelativamente, un valore di  $a = 20$ .

La valutazione dell'indice di qualità RQD è stata effettuata sulla base dei sondaggi geognostici effettuati durante le campagne di indagine di progetto definitivo e pregresse, considerando un valore medio rappresentativo della qualità della roccia nei sondaggi stessi. Analogamente a quanto fatto per la

resistenza a compressione uniassiale  $\sigma_c$ , in merito alla caratterizzazione di porzioni di ammasso prospicienti le zone in faglia, la valutazione dell' $RQD$  è avvenuta considerando un'aliquota pari alla metà del valore medio corrispondente all'ammasso non interessato da fenomeni tettonici.

Inoltre, per ciò che attiene la valutazione della resistenza a compressione uniassiale  $\sigma_c$  e dell'indice  $RQD$ , laddove non si disponesse di tali informazioni da sondaggi geognostici (e campioni ivi prelevati) prospicienti la formazione litoide di interesse, si è fatto riferimento ai rilievi geostrutturali riportati nell'elaborato  $T04GE01GEORE03A$ .

Gli indici parziali  $A_3$  e  $A_4$  sono stati, invece, valutati unicamente sulla base dei sopra citati rilievi geostrutturali.

Il peso dell'unità di volume dell'ammasso è stato determinato facendo riferimento alle prove di laboratorio disponibili.

A partire dal valore di  $GSI$  e dal valore della resistenza a compressione uniassiale,  $\sigma_c$ , è possibile poi ricavare i parametri di resistenza dell'ammasso roccioso attraverso il criterio di resistenza di *Hoek & Brown*, definito dall'espressione seguente:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_f \cdot \left( m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma_f} + s \right)^a$$

dove:

- $\sigma'_1$  e  $\sigma'_3$  sono le tensioni efficaci principali massima e minima;
- $\sigma_c$  è la resistenza a compressione uniassiale;
- $m_b$  valore ridotto della costante del materiale  $m_i$ , pari a  $m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)$ ;
- $s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)$ ;
- $D$  è il fattore di disturbo;
- $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$ .

Il fattore di disturbo  $D$  assume valori differenti in funzione del tipo di opera in progetto e delle caratteristiche di resistenza della roccia.

I parametri di resistenza del criterio di *Mohr-Coulomb*, se necessari, possono essere poi ottenuti linearizzando il criterio di resistenza di *Hoek & Brown* nel *range* di tensioni specifico per le problematiche geotecniche del progetto in esame.

Nel dettaglio è possibile ottenere i valori di  $c'$  e  $\varphi'$  attraverso le seguenti relazioni (cfr. *Hoek. E., Carranza-Torres C. & Corkum. B., 2002*):

$$\varphi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s+(1-a)m_b\sigma'_{3n}](s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1+[6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}]/[(1+a)(2+a)]}}$$

in cui  $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max} / \sigma_{ci}$ .

I valori specifici dei parametri di resistenza in termini di *Mohr-Coulomb* saranno esposti nelle specifiche relazioni geotecniche e di calcolo delle opere in questione.

#### 5.1.4 Determinazione del modulo di rigidezza da prove sismiche

Il modulo di rigidezza delle formazioni è stato, inoltre, stimato a partire dai risultati delle indagini sismiche (prove *MASW* e prove *Down-Hole*) effettuate durante le campagne di indagine di progetto definitivo e pregresse. La velocità delle onde di taglio, ottenuta dalle stesse, dipende principalmente dalla rigidezza al taglio a piccoli livelli di deformazione del materiale attraversato; il modulo di taglio,  $G_0$ , è stato determinato a partire dal valore della velocità delle onde di taglio, misurato impiegando la seguente relazione:

$$V_s = \sqrt{\frac{G_0}{\rho}}$$

dove:

- $V_s$  è la velocità delle onde di taglio;
- $G_0$  è il modulo di rigidezza a taglio a piccole deformazioni;
- $\rho$  è la densità dell'ammasso roccioso.

Nota il valore del modulo di rigidezza a taglio è possibile determinare il valore del modulo di elasticità a piccole deformazioni  $E_0$  secondo la teoria dell'elasticità:

$$G_0 = \frac{E_0}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

dove:

- $\nu$  è il coefficiente di Poisson;
- $E_0$  è il modulo di *Young* a piccole deformazioni.

Operativamente il valore del modulo di *Young*  $E'$  è stato valutato pari a una aliquota del modulo elastico a piccole deformazioni, ed in particolare pari ad 1/10 di  $E_0$  per le formazioni a carattere terrigeno, pari a 1/5 di  $E_0$  per le formazioni a carattere litoide.

## 5.2 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Nel tratto nel quale ricade il sottopasso ferroviario, la ricostruzione geotecnica effettuata a partire dal modello geologico ha consentito di definire le seguenti unità geotecniche.

Nel dettaglio, le unità geotecniche intercettate dal tracciato sono le seguenti:

- **Unità geotecnica R:** si tratta di terreni sabbiosi, appartenenti a sottofondi stradali incoerenti;
- **Unità geotecnica ec:** quando il terreno vegetale raggiunge spessori considerevoli, costituisce l'unità geotecnica, con comportamento a grana grossa, delle *ec*;
- **Unità geotecnica a-GF:** tale unità rappresenta la parte con comportamento a grana fine dell'unità geologica *a* ed è caratterizzata da un buon indice di consistenza;
- **Unità geotecnica a-GG:** parte più granulare dei depositi alluvionali, costituita da sabbia e ghiaia;
- **Unità geotecnica ar:** si tratta di depositi di natura alluvionale, costituiti da materiale prevalentemente a grana grossa;
- **Unità geotecnica Qa:** argille e limi di colore grigio-azzurro, da consistenti a molto consistenti;
- **Unità geotecnica Qc(a):** tale unità è costituita prevalentemente da calcareniti e sabbie giallastre e talvolta passano a calciruditi piuttosto friabili, Quando le calcareniti si sovrappongono direttamente ai terreni lavici, presentano uno scarso livello di cementazione;

**Lotto 4 – SOTTOPASSO FERROVIARIO - RELAZIONE GEOTECNICA**

- **Unità geotecnica Pvl-R2:** appartenente all'unità geologica Pvl. questa unità geotecnica è costituita da materiale lapideo di buone caratteristiche, in termini di resistenza a compressione. Si presenta, generalmente, come basalto di colore grigio – bruno nerastro.

**Nello specifico, in corrispondenza dell'opera in oggetto il terreno di fondazione risulta costituito dalla facies a grana fine dei depositi alluvionali (unità geotecnica a-GF). Si riportano quindi di seguito i risultati della caratterizzazione geotecnica relativi a tale unità.**

### 5.2.1 Unità geotecnica a-GF

Il litotipo a-GF rappresenta l'unità geotecnica corrispondente all'unità geologica delle alluvioni fluviali a fondi palustri, nella componente più limoso argillosa. Tale litotipo, che dunque mostra una granulometria prevalentemente fina, è stato caratterizzato sulla base di prove in laboratorio effettuate su campioni indisturbati.

La caratterizzazione di tale unità è stata condotta tenendo conto di tutte le indagini che l'hanno attraversata, tra i quali le indagini che ricadono nel tratto in esame.

Si riporta nella tabella seguente riepilogo dei campioni estratti in questo litotipo, le principali caratteristiche fisiche e le proprietà indice ottenute dalle prove di laboratorio effettuate.

Tabella 13: Unità geotecnica a-GF, riepilogo campioni sottoposti a prove di laboratorio e principali caratteristiche fisiche.

Indagine	Sondaggio e campione	Profondità da p.c. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$ (-)	$w$ (%)	$w_l$ (%)	$w_p$ (%)	$I_p$ (%)	$I_c$ (%)
2012/2013 (ex Lotto 7)	S200 CR A	2.50	18.30	0.91	32.60	51.80	36.60	15.20	1.26
	S201 CI 1	3.80	17.50	0.89	31.80	54.80	36.60	18.20	1.26
	S203 CI 1	2.60	18.20	0.82	25.10	39.90	30.90	9.00	1.64
	S204 CI 1	3.20	17.90	0.89	28.30	39.80	30.90	8.90	1.29
	S205 CI 1	2.70	19.00	0.70	27.00	53.00	36.80	16.20	1.60
	S207 CR A	3.10	19.80	0.69	24.20	61.20	42.10	19.10	1.94
	P230 CR A	1.30	17.80	0.95	25.50	59.10	43.60	15.50	2.17
	P234 CR A	1.50	18.10	1.00	15.20	35.60	28.00	7.60	2.68
	P242 CRA	1.40	16.50	1.28	22.50	46.50	36.00	10.50	2.29
2012/2013 (ex Lotto 8)	S208 CI 1	2.9	17.90	0.91	34	48	40	8	1.75
	S210 CI 1	2.8	17.10	1.30	39.8	63.7	49.5	14.2	1.68
	S211 CR A	2.3	18.70	0.975	24.3	54.8	37.1	17.7	1.72
	S212 CI 1	6.7	18.00	0.796	31.8	52.7	37.5	15.2	1.38
	S213 CI 1	6.2	17.70	0.937	29.9	55.5	36.8	18.7	1.37
	S214 CI 1	2.2	19.40	0.619	23.9	59.1	37.2	21.9	1.61
	S215 CI 1	4.7	18.00	0.938	30.7	40.1	32.9	7.2	1.31
	S216 CR A	4.8	18.90	0.688	26.6	55.5	33.3	22.2	1.30
	S217 CI 1	3.2	18.30	0.888	33.8	63.9	43.8	20.1	1.50
	S221 CI 1	3	19.90	0.656	20.2	45.4	31.2	14.2	1.77
	S223 CI 1	1.7	20.40	0.468	14.6	44.2	31.5	12.7	2.33
S223 CR A	8.8	18.10	0.943	31.2	46.7	33.3	13.4	1.16	

**Lotto 4 – SOTTOPASSO FERROVIARIO - RELAZIONE GEOTECNICA**

S224 CI 1	2.7	17.40	0.815	26.6	42.8	28.8	14	1.16
S225 CI 1	3.7	18.30	0.839	27.1	44.2	32.6	11.6	1.47
P256 CR A	1	17.50	1.081	30.2	60.7	44	16.7	1.83
P262 CR A	1.3	19.10	0.648	20.5	43.1	33.5	9.6	2.35
P274 CR A	1.8	17.80	1.04	15	32.3	24	8.3	2.08
P292 CR A	1.6	21.50	0.373	9.6	45.5	31.3	14.2	2.53

Come si può notare dalla granulometria riportata in Figura 4, il materiale è costituito prevalentemente da limo ed argilla, solo in alcuni campioni la percentuale di sabbia supera il 25%. Inoltre, dall'andamento delle proprietà indice con la profondità, è possibile osservare che l'indice di plasticità varia tra 10 e 30%. L'indice di consistenza, maggiore per i primi 2 m, si mantiene poi costante ad un valore pari a 1.5. Il limite liquido si attesta intorno al 50%.

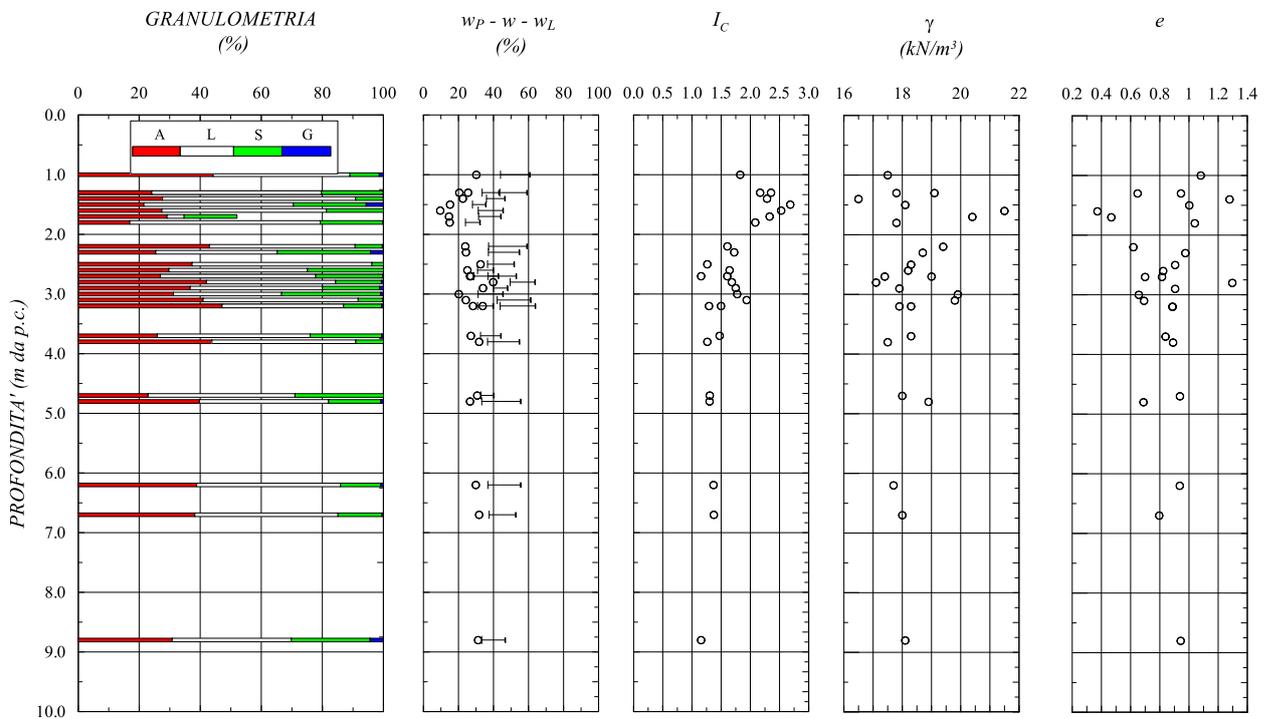


Figura 4: Unità geotecnica a-GF, caratteristiche fisiche.

Riportando i valori relativi ai campioni prelevati dai sondaggi sulla carta di plasticità di Casagrande è possibile classificare la frazione tra "limo inorganico ad alta compressibilità" e "limi inorganici di media compressibilità e limi organici".

**Lotto 4 – SOTTOPASSO FERROVIARIO - RELAZIONE GEOTECNICA**

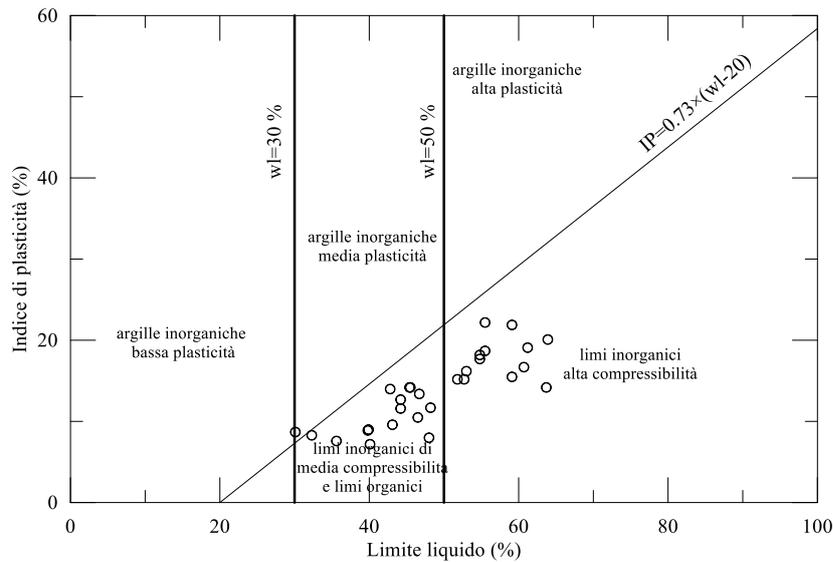


Figura 5: Unità geotecnica a-GF, carta di plasticità di Casagrande.

Per la valutazione delle caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci si è fatto riferimento alle prove di laboratorio di taglio diretto (*TD*), mentre per la valutazione della resistenza non drenata si è fatto riferimento alle prove ad espansione laterale libera (*ELL*) e a prove triassiali non consolidate non drenate (*UU*), i cui risultati sono riepilogati in **Errore**. **L'origine riferimento non è stata trovata.**

Tabella 14: Unità geotecnica a-GF, riepilogo risultati prove di laboratorio.

Indagine	Sondaggio e campione	Profondità da p.c. (m)	TD		ELL	UU
			$c'_p$ (kPa)	$\varphi'_p$ (°)	$c_u$ (kPa)	
2012/2013 (ex Lotto 7)	S200 CR A	2.50	-	-	-	-
	S201 CI 1	3.80	11.50	30.88	97.35	-
	S203 CI 1	2.60	12.00	28.62	165.90	-
	S204 CI 1	3.20	8.00	28.94	55.35	-
	S205 CI 1	2.70	17.50	22.61	174.25	-
	S207 CR A	3.10	-	-	-	-
	P230 CR A	1.30	-	-	-	-
	P234 CR A	1.50	-	-	-	-
	P242 CRA	1.40	-	-	-	-
2012/2013 (ex Lotto 8)	S208 CI 1	2.9	28	24	187.2	-
	S210 CI 1	2.8	5.5	24.3	159.75	-
	S211 CR A	2.3	-	-	-	-
	S212 CI 1	6.7	10	24.3	62.35	-
	S213 CI 1	6.2	7	29.4	69.2	-
	S214 CI 1	2.2	23	25	172.85	-
	S215 CI 1	4.7	7	31.6	67.85	-
	S216 CR A	4.8	-	-	-	-
S217 CI 1	3.2	16	19.9	-	141.3	

**Lotto 4 – SOTTOPASSO FERROVIARIO - RELAZIONE GEOTECNICA**

S221 CI 1	3	18	27.9	212.25	-
S223 CI 1	1.7	24.5	28.4	267.75	-
S223 CR A	8.8	-	-	-	-
S224 CI 1	2.7	6	28.6	50.7	-
S225 CI 1	3.7	9	23.3	66.1	-
S229 CI 1	4.6	18	17	103	-
P256 CR A	1	-	-	-	-
P262 CR A	1.3	-	-	-	-
P274 CR A	1.8	-	-	-	-
P292 CR A	1.6	-	-	-	-

Le prove di taglio permettono di stabilire che l'angolo d'attrito,  $\phi'$ , risulta compreso tra 23 e 28°; è inoltre possibile osservare che la coesione ha un range di variazione ampio, ma si considera rappresentativo un range che varia tra 5 e 15 kPa. Per la determinazione della coesione non drenata si riportano, altresì, i valori ottenuti dalle prove *Pocket* effettuate in sito e i valori di coesione ottenuti da prove speditive in laboratorio (*Rp\_lab*). L'andamento della resistenza non drenata è posto a confronto con l'andamento della retta di equazione  $c_u = 0.24 \sigma'_{v0}$ , che rappresenta una stima attendibile del valore della resistenza non drenata di un materiale coesivo normalmente consolidato. Si nota che i valori di  $c_u$  ottenuti dalle prove sono lontani da tale retta.

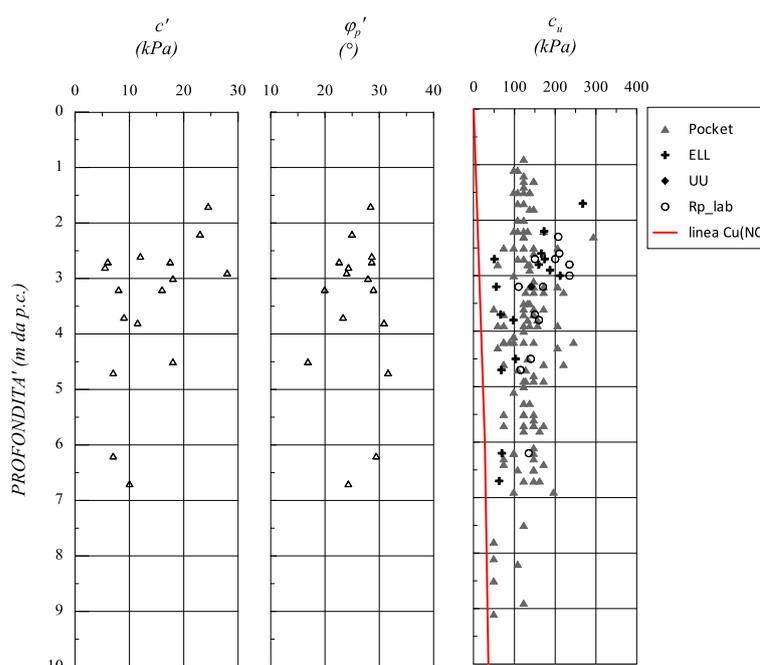


Figura 6: Unità geotecnica *a-GF*, caratteristiche di resistenza da prove di laboratorio (condizioni drenate e non drenate).

Ulteriori considerazioni in merito possono essere fatte osservando il grafico riportato in Figura 7, in cui vengono riportati i valori di *OCR* determinati partendo dai valori della resistenza non drenata ottenuti dai *pocket*, attraverso la seguente relazione (*Koutsoftas e Ladd, 1985*):

$$c_u / \sigma'_{v0} = (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8}$$

Lotto 4 – SOTTOPASSO FERROVIARIO - RELAZIONE GEOTECNICA

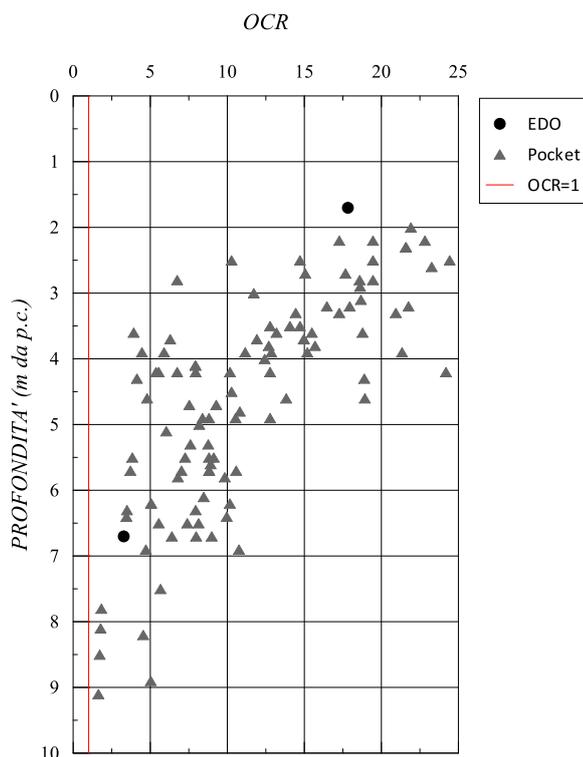


Figura 7: Unità geotecnica a-GF - OCR da pocket.

L'andamento dell'OCR con la profondità dimostra un grado di sovraconsolidazione elevato per il litotipo in questione. Dalla figura, inoltre, sembrerebbe che tale sovraconsolidazione vada a diminuire, fino a raggiungere la normalconsolidazione presumibilmente a profondità maggiori o uguali di 10 m. Tale considerazione non può essere confermata dalle prove effettuate, poiché il litotipo è stato investigato fino a profondità di 9 m circa.

La stima del modulo di rigidezza è stata eseguita interpretando prove edometriche, prove *Down-Hole* e le *MASW* (Figura 8, Figura 10). In particolare, è stato assunto un modulo pari a 10 MPa fino a 5 m, e pari a 20 MPa per profondità maggiori.

**Lotto 4 – SOTTOPASSO FERROVIARIO - RELAZIONE GEOTECNICA**

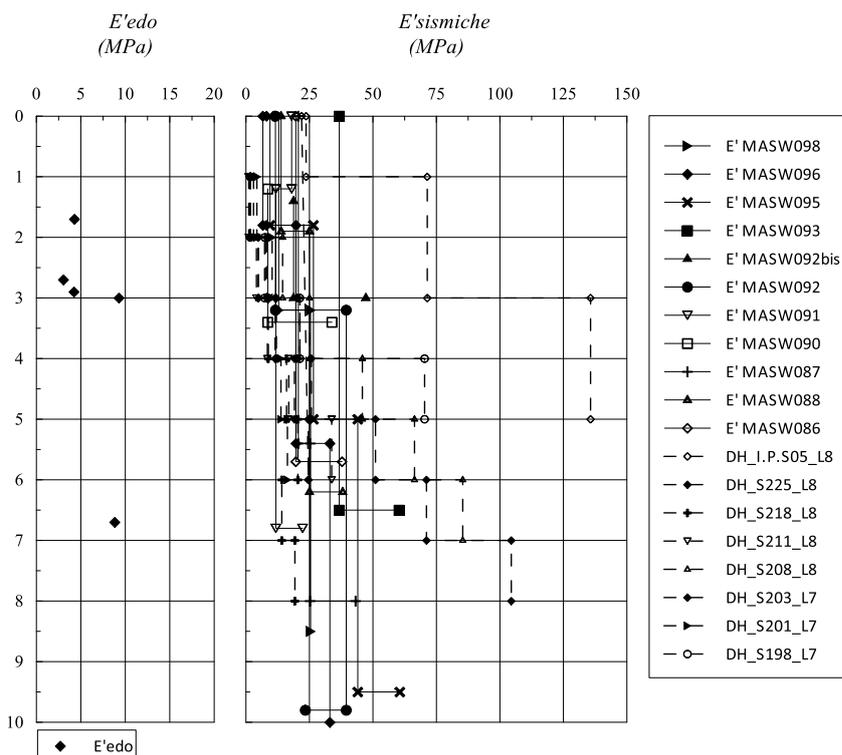


Figura 8: Unità geotecnica  $\alpha$ -GF – Stima del modulo  $E'$ .

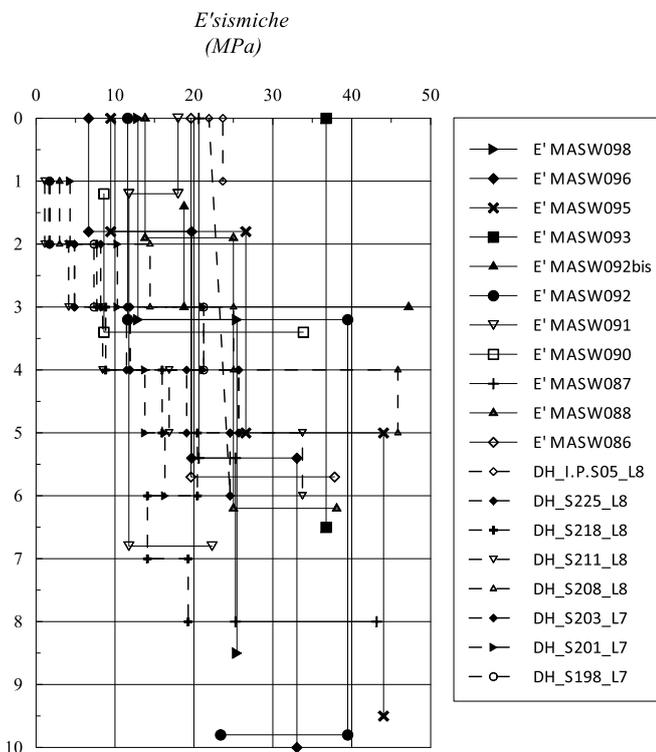


Figura 9: Unità geotecnica  $\alpha$ -GF – Dettaglio stima del modulo  $E'$ .

**Lotto 4 – SOTTOPASSO FERROVIARIO - RELAZIONE GEOTECNICA**

Dalle prove edometriche eseguite durante le due campagne d'indagine sono stati stimati i valori del coefficiente di compressibilità  $C_c$ , di rigonfiamento  $C_s$  e del coefficiente di consolidazione verticale  $c_v$  (Figura 10).

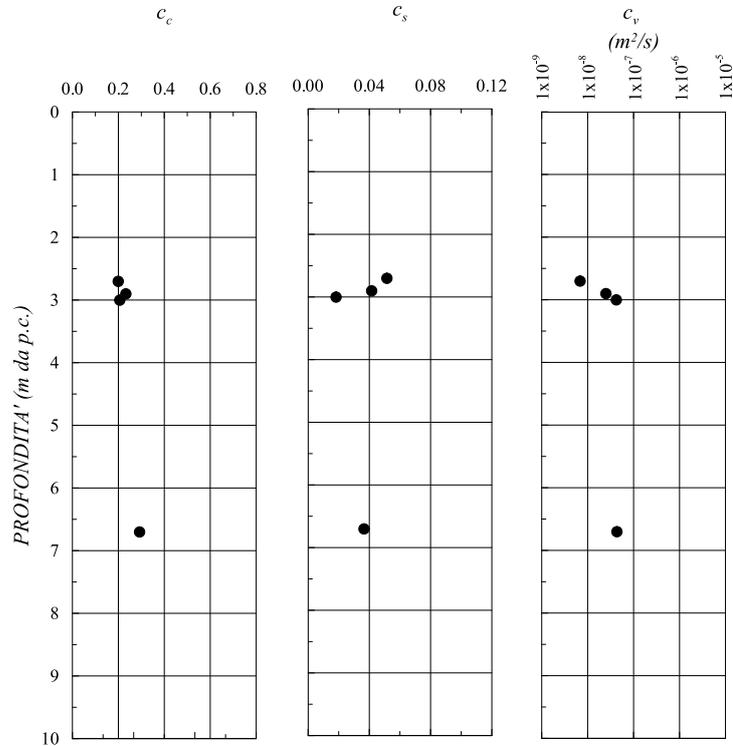


Figura 10: Unità a-GF - Coefficienti di compressibilità, rigonfiamento e consolidazione verticale ottenuti dalle prove edometriche.

I coefficienti  $C_c$  e  $C_s$  risultano rispettivamente compresi tra 0.2 e 0.3 e tra 0.02 e 0.06.

Relativamente al coefficiente di consolidazione  $c_v$ , dall'interpretazione delle prove edometriche sono stati ottenuti valori mediamente compresi tra  $1 \times 10^{-8}$  e  $1 \times 10^{-7} m^2/s$ .

## 6 MODELLO GEOTECNICO

Tabella 15: Caratterizzazione unità geotecniche.

unità geologica	unità geotecnica	litotipo	z (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_c$ (MPa)	RQD (-)	GSI (-)	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	$c_u$ (kPa)	E (MPa)	OCR
a alluvioni fluviali	a-GF	terreni a grana fine	0 ÷ 5	17 ÷ 19	-	-	-	5 ÷ 15	23 ÷ 28	100	10	≥ 10
			≥ 5								20	≥ 5

## 7 REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI

La campagna di indagine del 2013, dunque in fase di progettazione definitiva, ha previsto la realizzazione di un monitoraggio piezometrico mediante l'installazione di tubi aperti e un Casagrande. A data odierna si dispone di 4 letture, effettuate in data:

- 06/03/2013;
- 25/03/2013;
- 22/04/2013;
- 02/07/2013.

Per la ricostruzione dei livelli di falda si riportano nella tabella seguente ultime letture eseguite sui piezometri installati nei sondaggi che ricadono nell'area in esame.

Tabella 16: Tabella riassuntiva delle misure piezometriche relative alla campagna d'indagine 2013 – Letture del 02/07/2013.

Sondaggio	Quota p.c.	Profondità sondaggio	Quota falda Tubo Aperto		Quota falda Casagrande		NOTE
	(m s.l.m.)	(m da p.c.)	(m s.l.m.)	(m da p.c.)	(m s.l.m.)	(m da p.c.)	
S216	15.80	20	10.14	5.66	-	-	-
S217	15.15	30	9.78	5.37	-	-	-

Ad oggi non si hanno informazioni sull'attuale funzionamento dei piezometri sopra elencati. Per tale ragione è stata prevista l'installazione di ulteriori piezometri in fase esecutiva.

## 8 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Con il termine "liquefazione" si indicano dei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche (condizioni sismiche). Tali fenomeni sono legati allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che possono causare una riduzione della tensione efficace media presente nel terreno, da cui consegue una riduzione della resistenza a taglio. La riduzione della resistenza può indurre nel terreno una condizione di collasso.

### 8.1 CRITERI DI ESCUSIONE DALLA VERIFICA

In accordo a quanto previsto dalla NTC08 (cfr. par. 7.11.3.4) la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna ( $a_{max}$ ) in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$ , oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (*Standard Penetration Test*) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (*Cone Penetration Test*) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ .

In accordo con quanto appena descritto, la verifica si è resa necessaria in tratti comprese tra le pk 14+600 - 15+600, pk 17+800 - 18+220 e tra le pk 19+020 - 19+520. In questi tratti, infatti, è stata riscontrata la presenza di strati costituiti da sabbie sature ( $\alpha$ -GG), con una bassa resistenza penetrometrica dinamica e con un fuso granulometrico proprio di depositi liquefacibili.

Viste le poche prove a disposizione, alcune informazioni sono state cautelativamente assunte.

Si osserva che:

- l'accelerazione massima attesa al piano campagna è ovunque maggiore del valore 0.1g;
- la profondità della falda è variabile all'incirca tra 5 e 11 m dal piano campagna;
- le prove *SPT* eseguite all'interno dei tratti in esame restituiscono valori di  $(N_1)_{60}$  non sempre maggiori di 30;
- le curve granulometriche ottenute in laboratorio da campioni prelevati nelle aree in oggetto, hanno restituito una non trascurabile sovrapposizione con i fusi stessi.

Per quanto detto, si è ritenuto opportuno non escludere a priori la possibilità di liquefazione ed eseguire ulteriori valutazioni in merito.

### 8.2 METODI DI VERIFICA

La verifica a liquefazione del deposito è effettuata, mediante un'analisi semplificata, in condizioni di *free-field*. La sicurezza nei confronti della liquefazione, ad una generica profondità, è valutata in termini di coefficiente di sicurezza,  $F_L$ , definito come rapporto fra la resistenza disponibile alla liquefazione,  $CRR$ , (stato di sforzo critico associato alla condizione di liquefazione o al manifestarsi di grandi deformazioni

plastiche) e la sollecitazione indotta dall'azione sismica, CSS. Entrambi i parametri tensionali sono correttamente normalizzati rispetto alla tensione verticale efficace agente alla profondità esaminata, in modo da definire un rapporto di resistenza ciclica,  $CRR$ , e un rapporto di tensione ciclica,  $CSR$ .

$$F_L = \frac{CRR}{CSR}$$

Il termine  $CSR$  è stimato a partire dal valore dell'accelerazione massima attesa in superficie  $a_{max}$ , per lo specifico stato limite considerato; il termine  $CRR$ , nel caso in esame, è stimato a partire dai risultati di prove  $SPT$  e da misure di velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$ .

### 8.2.1 Valutazione del rapporto di tensione ciclica $CSR$

Il termine  $CSR$ , ad una specifica profondità, può essere determinato attraverso la seguente espressione (Seed e Idriss, 1971):

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_{v0}} r_d$$

dove:

$a_{max}$  è l'accelerazione di picco al piano campagna (determinabile attraverso le prescrizioni delle NTC08);

$r_d$  è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che porta in conto la deformabilità del sottosuolo.

Quest'ultimo può essere stimato mediante la seguente espressione (Liao e Whitmann, 1986):

$$r_d = 1.000 - 0.0775 \cdot z \text{ per } z \leq 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z \text{ per } 9.15 < z \leq 23 \text{ m}$$

essendo  $z$  la profondità dal piano campagna espressa in metri.

### 8.2.2 Valutazione del rapporto di tensione ciclica $CRR$

#### $CRR$ dai risultati di prove $SPT$

Il numero di colpa  $N_{SPT}$  è ricondotto ad un valore normalizzato e corretto  $(N_1)_{60}$  mediante la seguente espressione:

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{SPT}$$

Il coefficiente  $C_N$  è un fattore correttivo per l'influenza della pressione verticale efficace ed è ricavabile per via iterativa dalla seguente relazione (Boulanger & Idriss, 2004):

$$C_N = \left( \frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60}}} \leq 1.7$$

In cui  $p_a \approx 100 \text{ kPa}$  rappresenta la pressione atmosferica.

Il valore della resistenza penetrometrica normalizzata è riportato, poi, ad un valore equivalente per sabbie pulite  $(N_1)_{60cs}$  attraverso la relazione (Idriss e Boulanger, 2004):

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \exp \left( 1.63 + \frac{9.7}{FC} - \left( \frac{15.7}{FC} \right)^2 \right)$$

dove  $FC$  rappresenta la percentuale di grana fine presente nella sabbia. A partire dal valore di  $(N_1)_{60cs}$  può essere infine ricavata la resistenza alla liquefazione per eventi sismici di magnitudo 7.5, mediante la seguente espressione (Idriss e Boulanger, 2004), ottenuta dall'osservazione di casi storici:

$$(CRR)_{M=7.5} = \exp \left[ \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} \right) + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]$$

### 8.3 RISULTATI DELLE VERIFICHE

Le verifiche a liquefazione sono state eseguite tramite l'interpretazione dei risultati delle prove *SPT*. In particolare, le curve limite mostrate nei paragrafi seguenti, che sono costruite per mezzo dell'espressione di *Idriss e Boulanger* menzionata nel paragrafo § 8.2.2, sono state ottenute considerando una frazione di fino, *FC*, estrapolata dalla granulometria del campione prelevato in prossimità della prova *SPT* oppure, laddove non sono stati prelevati campioni in prossimità della prova, il contenuto di fino è stato cautelativamente assunto pari al 15%.

Nel tratto in esame, l'accelerazione massima su affioramento rigido in condizioni SLV risulta:

$$a_g = 0.377 g$$

L'accelerazione massima attesa al piano campagna per la categoria C, individuata lungo il tracciato, è la seguente:

$$a_{max} = 0.441 g$$

Per il sito in esame si è considerata come magnitudo di riferimento 7.41, che rappresenta il valore massimo registrato.

La tabella seguente riporta, alla profondità di esecuzione di ciascuna prova *SPT*, il rapporto di tensione ciclica  $(CSR)_{M=7.5}$  ed il corrispondente rapporto di resistenza ciclica *CRR*; le prove nelle quali non è riportato alcun valore di *CRR* sono quelle in cui, risultando un  $(N_1)_{60} > 30$ , la verifica è automaticamente soddisfatta.

Tabella 17: Tratto 1 - Rapporti di tensione e resistenza ciclica ottenuti dalle prove *SPT*.

Sondaggio	Prova	z (m)	$N_{spt}$	$(N_1)_{60}$	Categoria suolo	$a_{max}/g$	$(CSR)_{M=7.5}$	FC (%)	CRR
S216	1	11	56	49.9	C	0.441	0.336	26.7	-
S217	1	13	42	34.4	C	0.441	0.332	26.7	-

Essendo  $(N_1)_{60}$  in ogni caso maggiore di 30, sulla base dei dati a disposizione, si può concludere che tale tratto non è a rischio liquefazione (Figura 11).

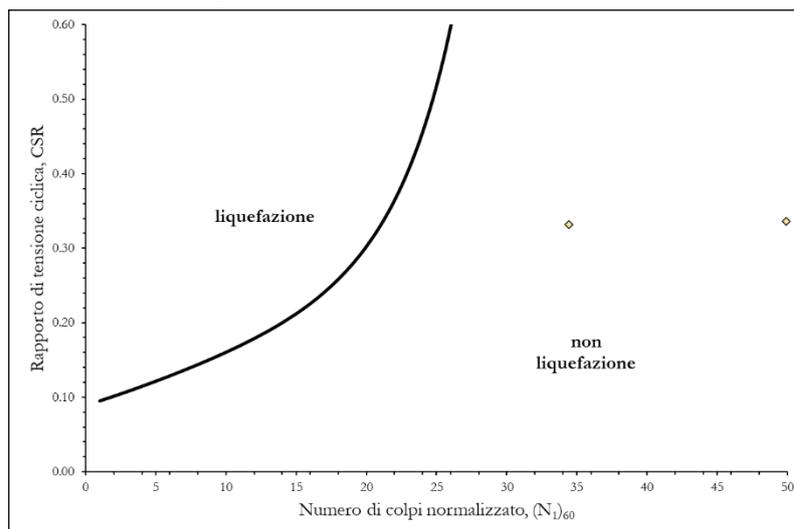


Figura 11: Tratto 1 - Verifica a liquefazione mediante i risultati delle prove *SPT*.

## 9 CARATTERISTICHE DEI PIANI DI POSA DEI RILEVATI

Nel corso della campagna di indagine sono state effettuate 22 prove di carico su piastra in altrettanti pozzetti esplorativi, al fine di determinare le caratteristiche di deformabilità dei terreni nei primi metri di profondità. Le prove sono state effettuate a differenti profondità e fino ad un massimo di 1.5 m.

Le prove sono state effettuate secondo diversi *step* di carico ed intervalli di carico, distinguendo lo "strato di riferimento" in sottofondo (*S*) o di fondazioni (*F*). Nello specifico, nel caso di sottofondi si è considerato un intervallo di carico pari a 50-150 kPa; per le fondazioni l'intervallo è invece stato posto pari a 150 – 250 kPa. Il *Capitolato Speciale di Appalto ANAS* richiede il calcolo delle caratteristiche di deformabilità in un intervallo compreso tra 150 e 250 nel caso in cui si preveda la bonifica con stabilizzante in posto con leganti (calce o cemento). Nessuna tratta del Lotto 4 comprenderà una bonifica con stabilizzante a calce.

In Tabella 18 sono elencati i pozzetti esplorativi nei quali sono state effettuate le prove di carico, la tipologia di strato di riferimento (*S* o *F*) e i valori dei moduli di deformabilità  $M_{d1}$  e  $M_{d2}$  valutati rispettivamente nel I e nel II ciclo di carico.

Tabella 18: Tabella riepilogativa delle prove di carico su piastra.

<i>Indagine</i>	<i>N.</i>	<i>ID Pozzetto</i>	<i>Spessore materiale vegetale (m)</i>	<i>Strato di riferimento</i>	<i>M<sub>d1</sub> (MPa)</i>	<i>M<sub>d2</sub> (MPa)</i>	<i>Rapporto M<sub>d1</sub>/ M<sub>d2</sub></i>
	8	Pz274	0.4	S	9.75	99.50	0.098
	9	Pz277	0.4	S	9.95	331.637	0.030