

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-REGGIO CALABRIA E COSENZA - SIBARI

### S.O. OPERE GEOTECNICHE

### PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

### BRETELLA DI SIBARI

### Relazione Geotecnica

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

RC2V 00 R 11 GE GE0006 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	A.Polli	31/03/2023	L. Giannini 	31/03/2023	I. D'Amore 	31/03/2023	Ing. L. Berardi 31/03/2023 

File: RC2V00R11GEGE0006001A.doc

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA .....	6
2	NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	7
2.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO .....	7
2.2	BIBLIOGRAFIA.....	8
2.3	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	10
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMICO .....	11
3.1	GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA.....	11
3.2	INQUADRAMENTO SISMICO .....	12
3.2.1	<i>Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno</i> .....	12
3.2.2	<i>Stati limite, probabilità di superamento e periodi di ritorno</i> .....	14
3.2.3	<i>Accelerazione di Riferimento su Suolo Rigido</i> .....	15
3.2.4	<i>Risposta Sismica Locale</i> .....	17
4	CAMPAGNE DI INDAGINE UTILIZZATE PER LO STUDIO GEOTECNICO.....	20
4.1	CAMPAGNA DI INDAGINE ITALFERR 2022/2023.....	20
5	INDICAZIONI SULLA FALDA .....	23
6	UNITÀ GEOTECNICHE.....	25
7	CRITERI E CORRELAZIONI UTILIZZATI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	27
7.1	CONSIDERAZIONI GENERALI .....	27
7.2	TERRENI COESIVI .....	27
7.2.1	<i>Parametri di stato e caratteristiche fisiche</i> .....	27
7.2.2	<i>Parametri di resistenza</i> .....	28
7.2.2.1	<i>Condizioni non drenate</i> .....	28
7.2.2.1.1	Coesione non drenata da prove di laboratorio .....	28
7.2.2.1.2	Coesione non drenata da pocket penetrometer e torvane .....	28
7.2.2.1.3	Coesione non drenata da prove CPTU .....	28
7.2.2.2	<i>Condizioni drenate</i> .....	29
7.2.2.2.1	Angolo d'attrito e coesione efficace da prove di laboratorio.....	29

7.2.2.2.2	Angolo d'attrito da prove CPTU .....	29
7.2.3	Parametri di rigidezza .....	30
7.2.3.1	Parametri edometrici determinati da prove di laboratorio .....	30
7.2.3.1.1	Coefficienti di compressibilità e modulo edometrico .....	30
7.2.3.1.2	Coefficiente di consolidazione primaria .....	30
7.2.3.1.3	Coefficiente di consolidazione secondaria .....	32
7.2.3.2	Parametri edometrici da correlazioni .....	33
7.2.3.3	Modulo elastico a basse deformazioni .....	33
7.2.3.4	Modulo elastico operativo in condizioni drenate .....	33
7.2.4	Permeabilità .....	35
7.3	TERRENI GRANULARI .....	36
7.3.1	Stato iniziale e caratteristiche fisiche .....	36
7.3.1.1	Peso di volume .....	36
7.3.2	Parametri di resistenza .....	36
7.3.2.1	Angolo d'attrito da prove di laboratorio .....	36
7.3.2.2	Angolo d'attrito da correlazioni .....	37
7.3.2.2.1	Correlazione da SPT .....	37
7.3.3	Parametri di rigidezza .....	38
7.3.3.1	Modulo elastico operativo a basse deformazioni .....	38
7.3.3.2	Modulo elastico operativo da colpi SPT .....	38
7.3.4	Permeabilità .....	38
8	DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI .....	39
8.1	UNITÀ GEOTECNICA UG0 – LIMO CON SABBIE .....	39
8.1.1	Caratteristiche fisiche .....	40
8.1.1	Parametri di resistenza .....	41
8.1.1.1.1.1	Angolo di attrito da elaborazione PROVA DI TAGLIO DIRETTO .....	41
8.1.1.1.2	Angolo di attrito da elaborazione prove SPT .....	42
8.1.2	Parametri di rigidezza .....	43
8.1.2.1	Modulo elastico da elaborazioni prove SPT .....	43
8.1.3	Permeabilità .....	43

**RELAZIONE GEOTECNICA**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2V	00R11	GE	GE0006001	A	4 di 104

8.2	UNITÀ GEOTECNICA UG1 – ARGILLE E LIMI SUPERFICIALI.....	45
8.2.1	<i>Caratteristiche fisiche</i> .....	45
8.2.2	<i>Parametri di resistenza</i> .....	51
8.2.2.1	<i>Condizioni non drenate</i> .....	51
8.2.2.2	<i>Condizioni drenate</i> .....	54
8.2.2.2.1.1	Angolo di attrito da elaborazione PROVA DI TAGLIO DIRETTO .....	54
8.2.2.2.1.2	Angolo di attrito da elaborazione prove CPTU .....	56
8.2.3	<i>Parametri di rigidezza</i> .....	57
8.2.3.1	<i>Modulo edometrico determinato da prove di laboratorio</i> .....	57
8.2.3.1.1.1	Prova edometrica .....	57
8.2.3.2	<i>Modulo edometrico da prove CPTU</i> .....	61
8.2.3.3	<i>Modulo elastico da prove in situ</i> .....	62
8.2.4	<i>Permeabilità</i> .....	65
8.3	UNITÀ GEOTECNICA UG2 – SABBIE CON LIMO .....	69
8.3.1	<i>Caratteristiche fisiche</i> .....	69
8.3.2	<i>Parametri di resistenza</i> .....	71
8.3.2.1.1	Angolo di attrito da elaborazione prove SPT .....	71
8.3.2.1.1.1	Angolo di attrito da elaborazione PROVA DI TAGLIO DIRETTO .....	73
8.3.3	<i>Parametri di rigidezza</i> .....	74
8.1.2.2	Modulo elastico da elaborazioni prove SPT.....	74
8.3.3.1	<i>Modulo elastico da prove geofisiche (MASW e DH)</i> .....	76
8.4	UNITÀ GEOTECNICA UG3 – ARGILLE CON LIMI INFERIORI .....	79
8.4.1	<i>Caratteristiche fisiche</i> .....	79
8.4.2	<i>Parametri di resistenza</i> .....	84
8.4.2.1	<i>Condizioni non drenate</i> .....	84
8.4.2.2	<i>Condizioni drenate</i> .....	85
8.4.2.2.1.1	Angolo di attrito da elaborazione PROVA DI TAGLIO DIRETTO .....	85
8.4.3	<i>Parametri di rigidezza</i> .....	86
8.4.3.1	<i>Modulo elastico da prove geofisiche DH</i> .....	86
8.5	UNITÀ GEOTECNICA UG4 – SABBIA E GHIAIA SABBIOSA .....	89

**RELAZIONE GEOTECNICA**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2V	00R11	GE	GE0006001	A	5 di 104

8.5.1	Parametri di rigidezza .....	90
8.5.1.1	Modulo elastico da prove geofisiche DH .....	90
9	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI .....	92
10	ANALISI DI SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE .....	93
10.1	GENERALITÀ .....	93
10.2	CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE .....	94
10.3	DATI DI INPUT E VERIFICA A LIQUEFAZIONE PRELIMINARE.....	96
10.4	METODO DI VERIFICA A LIQUEFAZIONE UTILIZZATO .....	99
10.5	DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA A LIQUEFAZIONE .....	102
11	SINTESI DEGLI ASPETTI PROGETTUALI GEOTECNICI .....	103

## 1 PREMESSA

Nell'ambito delle risorse previste nel PNRR per gli interventi sulla linea ferroviaria jonica nel territorio della Regione Calabria, è prevista la realizzazione della bretella di Sibari.

La stazione di Sibari costituisce il punto di confluenza delle linee Sibari – Crotona – Catanzaro Lido (cosiddetta linea jonica) e Sibari – Cosenza – Paola. Attualmente non esiste un collegamento diretto fra le linee afferenti a Sibari, pertanto il passaggio da una linea all'altra prevede un'inversione del senso di marcia sui binari di ricevimento della stazione, con conseguente aumento dei tempi di percorrenza.

La realizzazione di un binario esterno che colleghi direttamente le due linee diramate consente di creare le condizioni per un nuovo modello di servizio in grado di collegare i versanti jonico e tirrenico della Calabria senza soluzione di continuità.



Figura 1.1 Inquadramento territoriale.

	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

Il presente documento costituisce la Relazione Geotecnica redatta nell'ambito del progetto PFTE Bretella Sibari.

La relazione è focalizzata all'individuazione e alla caratterizzazione delle unità geotecniche presenti lungo la parte di tracciato interessato dalle opere in progetto.

Il documento si articola come segue:

- nel capitolo 2 sono elencate le normative, i riferimenti bibliografici e i documenti di riferimento;
- nel capitolo 3 è riportata una sintesi del quadro geologico di riferimento;
- nel capitolo 4 è riportata una descrizione delle campagne di indagini geognostiche prese a riferimento nello studio;
- nel capitolo 5 sono riportate le caratteristiche della falda;
- nel capitolo 6 sono definite le unità geotecniche e i modelli geotecnici di riferimento;
- nel capitolo 7 sono descritti i criteri e correlazioni adottati per l'interpretazione delle indagini in sito e di laboratorio;
- nel capitolo 8 sono definiti i valori dei parametri meccanici delle unità geotecniche;
- nel capitolo 9 è riportata la sintesi dei valori dei parametri geotecnici e dei livelli di falda assunti;
- nel capitolo 10 si riporta l'analisi del rischio di liquefazione;
- nel capitolo 11 un quadro di sintesi delle problematiche geotecniche affrontate nell'ambito della progettazione.

## **2 NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

### **2.1 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO**

[1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30.

[2] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".

	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO- REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b>  <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A	FOGLIO 8 di 104

[3] RFI DTC SI MA IFS 001 F del 2022- “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”.

[4] RFI DTC SI CS SP IFS F 004 del 2022- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi” – RFI.

[5] AGI (1977) – Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.

## 2.2 BIBLIOGRAFIA

[6] Robertson, P.K. (1990). *Soil Classification using the CPT*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, 151-158.

[7] Lambe T.W. & R. V. Whitman (1969). *Soil Mechanics*.

[8] Koutsoftas D.C. and Ladd C.C. (1985) Design strength of an offshore clay. *JGED, ASCE*, 3, 337–355.

[9] Look Burt (2007) *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables*.

[10] Lunne, T., Christophersen, H.P., Tjelta, T.I. (1985). Engineering use of piezocone data in North Sea clays. *Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, 2. Balkema Pub, Rotterdam, pp. 907–912.

[11] Stroud M.A. (1974) “The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks” *Proceedings ESOPT I*.

[12] Stroud M.A. (1988) “The Standard Penetration Test – Its application and interpretation” *Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE*, Birmingham.

[13] Mayne, P.W., Campanella, R.G. (2005). Versatile site characterization by seismic piezocone. *Proc. 16th Intl. Conf. Soil Mechanics & Geotechnical Engrg, Vol. 2 (Osaka)*, Millpress, Rotterdam: 721-724.

[14] Robertson, P.K., Campanella, R.G. (1983). Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand. *Canadian Geotechnical Journal*. 20 (4), 718-733.

- [15] Robertson, P.K. (2009). Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 46:1337-1355.
- [16] Vucetic M., Dobry R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response" *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
- [17] Jean-Louis Briaud. The pressuremeter.
- [18] TC16 (2001) - The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations - A Report by the ISSMGE Committee TC16. 41 pp. Reprinted in *Proc. 2 Versione italiana: Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G. e Calabrese, M. (2001) - Il Dilatometro Piatto. Atti XVIII Ciclo Conferenze di Geotecnica di Torino, 50 pp.* <sup>nd</sup> *Int. Conf. on the Flat Dilatometer, Washington D.C. (USA), April 2-5, 2006, 7-48.*
- [19] Marchetti, D., Marchetti, S., Monaco, P. e Totani, G. (2008) "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica" - Protezione Civile - Gruppo di lavoro (2008) - *Università di L'Aquila - Dipartimento Ingegneria Strutture Acque e Terreno. Cap. 3.4.4.2.9 Prova DMT pp. 391-397; Cap. 3.4.4.2.10 Prova SDMT. pp. 397-405.*
- [20] Franch, J. (2014). *Correlaciones Geotécnicas (5) y ensayos "in situ": el SPT y el módulo de deformación.*
- [21] Duncan, Buchignani (1976). *An Engineering Manual for Settlement Studies.*
- [22] Kulhawy F.H. and Mayne P.W. (1990) *Manual on estimating soil properties for foundation design.* Electric Power Research Institute, EL-6800, Research Project 1493–6.
- [23] M. Devincenzi & N. Frank (2004). "In situ geotechnical tests: execution and interpretation", IGEO TEST.
- [24] Lancellotta, R (2009). *Geotechnical Engineering – Second Edition.* Taylor & Francis.
- [25] Bruschi, A.(2014). *Liquefazione dei terreni e fenomeni associati. Verifica – Calcolo – Prevenzione.* Dario Flaccovio Editore.
- [26] Lunne, T., Christophersen, H.P., Tjelta, T.I., 1985. Engineering use of piezocone data in North Sea clays. *Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 2. Balkema Pub, Rotterdam, pp. 907–912.*

	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO- REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b>  <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A	FOGLIO 10 di 104

[27] Mesri, G. and R.M. Godlewsky, Time and stress compressibility interrelationship. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1977. 103(GT5): p. 417-430.

[28] Iwasaki,T., Tatsuoka, F. Tokida, K. and yasuda, S., (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan, Proc. 2nd Int. Conf. on Microzonation, San Francisco, 885-896.

### 2.3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

[29] ITALFERR – Indagini Geognostiche - (Doc. RC2V00R69IGGE0001001A).

[30] ITALFERR – Indagini Geofisiche (Doc. RC2V00R69SGGE0001001A).

[31] ITALFERR – Prove geotecniche di laboratorio (Doc. D1E000D69PRGE0001001A).

[32] ITALFERR – Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica (Doc. RC2V00R69RGGE0001001).

[33] ITALFERR – Carte e profili geologici (Doc. RC2V00R69L5GE0001001A)

[34] ITALFERR – Profilo geotecnico (Doc. RC2V00R11L6GE0006001A).

[35] ITALFERR – Carta geologica e geomorfologica (Doc. RC2V00R69G5GE0001001A).

[36] ITALFERR – Carta idrogeologica (Doc. RC2V00R69G5GE0002001A).

[37] ITALFERR – Carte e profili idrogeologici (Doc. RC2V00R69G5GE0002001A).

[38] ITALFERR – Analisi di risposta sismica locale (Doc. RC2V00R11RHGE0006001A)

	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

### 3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMICO

#### 3.1 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

Con riferimento alla Relazione Geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica (doc. [32]) viene qui richiamato un breve inquadramento geologico e sismico dell'area oggetto di studio.

La geologia dell'area in esame è rappresentata, nella sua porzione più superficiale, quasi esclusivamente da depositi continentali Olocenici, in particolare alluvionali derivanti da conoidi di deiezione composti da materiale detritico proveniente dai massicci montuosi adiacenti. I sedimenti sono stati estesamente rielaborati dall'attività fluviale recente ed attuale prevalentemente con cicli di ablazione e rideposizione di materiale grossolano ciottoloso in corrispondenza degli alvei fluviali e deposizione di materiale misto fine-grossolano nelle zone alluvionali interessate da piene.

Le Unità poste in prossimità del tracciato in progetto sono di seguito riassunte:

#### Unità Oloceniche e attuali

*Depositi alluvionali (a):* Questi depositi comprendono i materiali alluvionali attuali e recenti non collegati a dinamica geomorfologica fluviale e/o litorale attiva. Si è scelto di accorpare le classi delle alluvioni fissate (**af**) e dei prodotti di solifluzione e dilavamento (**a**), definite nelle diverse legende dei Fogli della Carta Geologica d'Italia considerati. I materiali coinvolti sono simili e comprendono principalmente sabbie, ghiaie, argille e limi con spessore fino a 100 m. Ubicate lateralmente ai corsi d'acqua principali e fissate dalla vegetazione. Formano conoidi sedimentarie di dimensioni variabili allo sbocco dei corsi d'acqua nelle zone di pianura, dove passano lateralmente e verticalmente a depositi di piana inondabile costituiti da argille limose e limi argillosi, fino a 70 m. (Olocene).

Le analisi effettuate ed i rilievi di campo condotti hanno permesso di distinguere e cartografare differenti unità geologiche, relative a successioni sedimentarie di substrato e a coperture recenti. In particolare, le perimetrazioni e le descrizioni geologico-strutturali delle unità individuate nell'area derivano da un'integrazione tra le informazioni riportate in letteratura ed i dati raccolti dal rilevamento geologico di superficie e dalle indagini geognostiche a disposizione. La sintesi del modello geologico di riferimento è riportata nelle Planimetrie e nelle Carte e profili geologici (doc.[33]).

	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

### 3.2 INQUADRAMENTO SISMICO

Richiamando quanto già riportato nella Relazione Geologica, Geomorfologica, Idrogeologica e Sismica (doc.[32]), nel presente paragrafo vengono riassunti gli aspetti principali relativi alla sismicità dell'area oggetto di studio.

L'azione sismica che governa il rispetto dei diversi Stati Limite per le strutture in progetto (di Esercizio – SLE e Ultimi - SLU) è qui definita in accordo alle Norme Tecniche 2018 (NTC2018), a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sottosuolo rigido, con superficie topografica orizzontale.

La definizione dell'azione sismica include le ordinate dello spettro di risposta elastico di accelerazione  $S_e(T)$  corrispondenti a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  per la vita utile della struttura.

In sintesi, la forma degli spettri di risposta di progetto (considerati su sottosuolo rigido di riferimento) è definita dai seguenti parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima per sito rigido e superficie topografica orizzontale;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei paragrafi seguenti verrà dapprima stabilito il periodo di riferimento per l'azione sismica ( $V_R$ ), in base alla classificazione delle opere in progetto. Successivamente, verranno definiti gli stati limite di interesse per la verifica strutturale, arrivando a definire i periodi di ritorno ( $T_R$ ) corrispondenti dell'azione sismica da considerare, determinata a sua volta per condizioni di suolo rigido ed a livello del piano campagna in corrispondenza di alcuni punti di interesse.

#### 3.2.1 Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno

La Vita Nominale  $V_N$  di un'opera, intesa come il periodo temporale entro cui l'opera stessa può essere usata per lo scopo al quale è destinata purché soggetta alla manutenzione ordinaria, è così definita dalle NTC2018:

- $V_N \leq 10$  anni, per opere provvisorie e opere provvisionali;

- $V_N \geq 50$  anni, per opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;
- $V_N \geq 100$  anni, per grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di importanza strategica.

Nel caso in esame, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è stato assunto in sede progettuale:

$$V_N = 75 \text{ anni}$$

Le opere sono suddivise dalle NTC2018 in classi d'uso, la cui appartenenza è stabilita sulla base dell'importanza dell'opera rispetto alle esigenze di operatività a valle di un evento sismico. In particolare, le classi d'uso sono così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. Per le quali si ha un coefficiente d'uso  $C_U=0.7$ .
- Classe II: ... *omissis* ... Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza ... *omissis* .... Per le quali  $C_U = 1.0$ .
- Classe III: ... *omissis* ... Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso IV, e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza ... *omissis* ... Per le quali  $C_U = 1.5$ .
- Classe IV: ... *omissis* ... 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 ... *omissis* ... Per le quali  $C_U = 2$ .

Nel caso in esame si assume:

$$\text{Classe d'uso IV } (C_U = 1.5)$$

Pertanto l'azione sismica di verifica viene associata ad un periodo di riferimento pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.5 = 112.5 \text{ anni}$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

### 3.2.2 Stati limite, probabilità di superamento e periodi di ritorno

L'azione sismica di progetto deve essere determinata in funzione della probabilità di superamento  $P_{VR}$  dipendente dagli Stati Limite di verifica e correlata a periodo di ritorno ( $T_R$ ) e periodo di riferimento ( $V_R$ ) attraverso la seguente formulazione

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Gli Stati Limite di riferimento per verifiche in presenza di sisma, così come definiti nelle NTC2018 al par. 3.2.1 sono:

#### Stato Limite Ultimo (SLU)

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, SLV, definito come lo stato limite in corrispondenza del quale la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontale. Ad esso è associata una probabilità di superamento  $P_{VR}=10\%$ ;
- Stato Limite di Prevenzione del Collasso, SLC, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali. Ad SLC è associata una  $P_{VR}=5\%$ .

#### Stato limite di Esercizio (SLE)

- Stato Limite di immediata Operatività SLO per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico ( $P_{VR}=81\%$ );
- Stato Limite di Danno SLD definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo ( $P_{VR}=63\%$ ).

Nel caso in esame, i valori di periodo di ritorno dell'azione sismica e le probabilità di superamento per i diversi Stati Limite sono mostrati in tabella.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

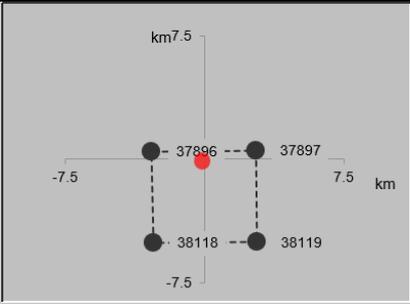
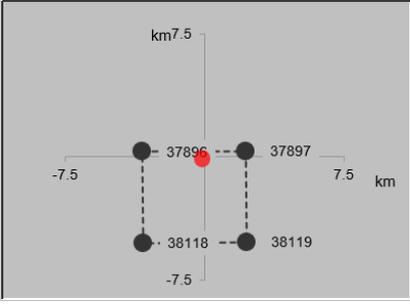
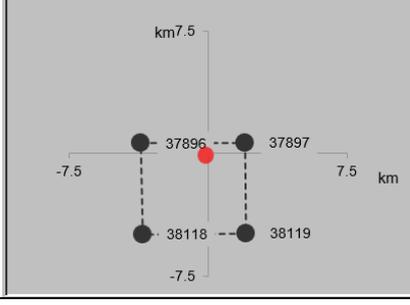
**Tabella 1: Periodi di ritorno per l'azione sismica, per i diversi stati limite e relativi alla  $V_R$  assunta in progetto ( $V_R = 200$  anni).**

Stato limite di riferimento		Probabilità di superamento $P_{VR}$ in 100 anni	Periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R$
Stati limite di esercizio (SLE)	Stato limite di immediata operatività (SLO)	81%	68
	Stato limite di danno (SLD)	63%	113
Stati limite ultimi (SLU)	Salvaguardia della vita umana (SLV)	10%	1068
	Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)	5%	2193

### 3.2.3 Accelerazione di Riferimento su Suolo Rigido

In allegato al Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 (riferita dalle NTC2018) i valori  $a_g$  (accelerazione orizzontale massima su sito rigido e superficie topografica orizzontale),  $F_o$  (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e  $T_{c^*}$  (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) sono forniti per ognuno dei 10751 nodi del reticolo di riferimento a coprire il territorio nazionale. I valori corrispondenti a punti intermedi alla griglia si ottengono per interpolazione sui quattro punti adiacenti. In **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** si riporta l'identificativo dei nodi del reticolo di riferimento entro cui è compreso il punto di calcolo dell'azione sismica (elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v.1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009) per i diversi punti di interesse lungo il tracciato.

**Tabella 2: Nodi del reticolo di riferimento nell'intorno dei siti di progetto. Elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v. 1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009.**

Nome di sito	Longitudine	Latitudine	Localizzazione punti di griglia
P1	16.447150°	39.741160°	
P2	16.453343°	39.742450°	
P3	16.456050°	39.739553°	

Il risultato dell'interpolazione per i parametri  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  per i diversi Stati Limite, sono indicati in tabella.

**Tabella 3: Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_c^*$  per gli stati limite di riferimento (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLPP (2009)) per i siti di progetto per  $VR = 112.5$  anni**

Sito	SL	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_o$ (-)	$T_c^*$ (s)
P1	SLO	68	0.080	2.371	0.326
	SLD	113	0.102	2.389	0.345
	SLV	1068	0.262	2.502	0.426

Sito	SL	T <sub>R</sub> (anni)	a <sub>g</sub> (g)	F <sub>o</sub> (-)	T <sub>c</sub> * (s)
	SLC	2193	0.338	2.557	0.443
P2	SLO	68	0.079	2.375	0.326
	SLD	113	0.101	2.392	0.346
	SLV	1068	0.258	2.503	0.427
	SLC	2193	0.332	2.560	0.444
P3	SLO	68	0.079	2.374	0.326
	SLD	113	0.102	2.390	0.346
	SLV	1068	0.259	2.501	0.427
	SLC	2193	0.334	2.558	0.443

### 3.2.4 Risposta Sismica Locale

Le NTC2018 definiscono il fattore di sito S come funzione sia della categoria di sottosuolo (S<sub>s</sub>), sia dell'andamento della superficie topografica (attraverso il coefficiente S<sub>T</sub>):

$$S = S_s \cdot S_T$$

La classificazione del sottosuolo si definisce sulla base delle condizioni stratigrafiche e del valore equivalente di velocità di propagazione delle onde di taglio V<sub>S,eq</sub> (in m/s) definito dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

h<sub>i</sub> = spessore dell'i-esimo strato;

V<sub>S,i</sub> = valore di velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V<sub>S</sub> non inferiore a 800 m/s.

Per il presente studio, è stata considerata la campagna di indagini geofisiche che ha compreso l'esecuzione di n.4 prove di tipo Masw. I valori di V<sub>S,eq</sub>, risultano compresi nell'intervallo 190-230 m/s. In

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

accordo alla tabella che è riportata di seguito si assumerà la categoria di suolo C per l'intero tracciato di progetto.

Il coefficiente  $S_s$  per la categoria di suolo C si ottiene dalla seguente espressione (vedi Tabella 3.2.IV del par. 3.2.3 delle NTC2018):

$$S_s = 1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1.50$$

**Tabella 4: Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato. (Tabella 3.2.II delle NTC2018).**

Suolo	Descrizione geotecnica
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.

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, i siti di progetto si collocano su superficie sostanzialmente pianeggiante (cat. T1 - Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ , in accordo alla Tabella 3.2.III al par.3.2.2. delle NTC2018), o comunque non attraversa sezioni di cresta o mezza costa. Pertanto, il fattore di amplificazione topografica risulta pari a:

$$S_T = 1$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

Sulla base di quanto sopra, i valori del fattore di sito  $S$  e dell'azione sismica di progetto  $a_{max} = S \cdot a_g$  per i periodi di ritorno corrispondenti ai diversi stati limite sono riportati in tabella.

Si rimanda al testo delle NTC2018 per ogni altra indicazione, ad esempio in merito alla definizione degli spettri elastici di risposta.

**Tabella 5: Valori dei parametri  $a_g$  e dei coefficienti di sito  $S$  ( $S_T=1$ ) e accelerazione di progetto  $a_{max}$  per gli stati limite di riferimento (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSSLPP (2009)) per siti di progetto per  $V_R = 112.5$  anni.**

Sito	SL	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$S$ (-)	$a_{max}$ (g)
P1	SLO	68	0.080	1.500	0.120
	SLD	113	0.102	1.500	0.153
	SLV	1068	0.262	1.307	0.342
	SLC	2193	0.338	1.181	0.399
P2	SLO	68	0.079	1.500	0.119
	SLD	113	0.101	1.500	0.152
	SLV	1068	0.258	1.313	0.339
	SLC	2193	0.332	1.190	0.395
	SLO	68	0.079	1.500	0.119
P3	SLD	113	0.102	1.500	0.153
	SLV	1068	0.259	1.311	0.340
	SLC	2193	0.334	1.187	0.397
	SLO	68	0.080	1.500	0.120
	SLD	113	0.102	1.500	0.153

A seguito di esecuzione di analisi di risposta sismica locale, riportata nell'elaborato [38], si assume un valore di accelerazione pari a  $a_g=0.2g$

	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

## 4 CAMPAGNE DI INDAGINE UTILIZZATE PER LO STUDIO GEOTECNICO

Per la redazione del presente studio sono stati principalmente utilizzati i risultati delle indagini geognostiche in sito e geotecniche di laboratorio della campagna eseguita da Italferr 2022-2023 (Doc. Rif. [29], [31], [30]). In particolare, i dati su cui si basa la seguente relazione fanno riferimento a:

- Prove in foro o derivanti da sondaggio (NSPT, PP, prove di permeabilità.);
- Prove penetrometriche;
- Prove geofisiche.

### 4.1 CAMPAGNA DI INDAGINE ITALFERR 2022/2023

Lo studio raccoglie e sintetizza le informazioni attualmente disponibili derivanti da indagini geotecniche eseguite per il PFTE Bretella di Sibari. Le indagini comprendono:

n. 3 sondaggi a carotaggio continuo spinti sino a profondità comprese tra i 40 e i 60 m da p.c. attrezzati con piezometro a tubo aperto e di Casagrande;

n. 6 prove geofisiche di tipo MASW e n. 4 prove di tipo geofisico di tipo HVSR per la definizione dell'azione sismica di progetto;

n. 6 indagini sismiche a rifrazione tomografica.

I dati di queste indagini sono raccolti nei documenti (Doc. Rif. [29], [31], [30]).

Nei fori di sondaggio si sono eseguite le seguenti tipologie di prove:

- prove sismiche tipo Down-Hole (1);
- prove SPT;
- prove di permeabilità Lefranc;

Alcuni fori di sondaggio sono stati attrezzati con piezometri. Inoltre sulle carote di natura prevalentemente coesiva sono stati eseguiti Vane Test e/o prove con penetrometro tascabile (Pocket Penetrometer, PP). Sono stati anche prelevati campioni indisturbati su cui eseguire prove di laboratorio (determinazione dei limiti di Atterberg, determinazione delle principali grandezze fisiche del campione, analisi granulometriche, prove di taglio diretto, prove triassiali, prove edometriche).

Di seguito sono riportati gli identificativi dei sondaggi a carotaggio continuo con le rispettive lunghezze e tipologie di prove eseguite.

**Tabella 6: Elenco dei sondaggi di riferimento**

ID Sond	Prof. [m]	Prove in situ						Campioni			Prove di laboratorio				
		SPT	Pocket Pen./ Vane test	Perm. LeFranc	Perm. Lugeon	Press./Dilat		CI	CR	CL	TD (su CI)	TD (su CR)	TXCU	TXUU	EDOM.
						MPM	DRT								
S1 - PZ	40	6	8	2				4			3			1	1
S2 - DH	60	6	26	1				8			6				1
S3 - PZ	60	7	32	2				7			5			1	1

Con riferimento ai campioni prelevati all'interno dei sondaggi, la dicitura "CR" si riferisce a campioni rimaneggiati, utilizzati prevalentemente per quantificare pesi specifici, limiti di Atterberg, composizioni granulometriche, ecc.; la dicitura "CI" si riferisce invece a campioni indisturbati. Questi ultimi sono stati utilizzati per quantificare, oltre alle grandezze già elencate per i campioni CR, anche i parametri di resistenza (tramite prove di taglio diretto e triassiali) e rigidità (tramite prove di compressibilità edometrica). I campioni con dicitura "CL" si riferiscono a campioni di natura litoide.



**Figura 2: Immagine aerea dell'area di studio, con ubicazione delle indagini eseguite, in rosso il tratto ferroviario in progetto.**

## 5 INDICAZIONI SULLA FALDA

Le caratteristiche idrogeologiche generali dell'area in esame sono descritte in uno specifico capitolo della Relazione Geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica (Doc.Rif. [32]).

I livelli di falda sono stati definiti a partire dalle valutazioni idrogeologiche riportate negli specifici elaborati e sulla base delle letture piezometriche disponibili effettuate nell'ambito della campagna Italferr 2022-2023, tramite Piezometri Casagrande. In particolare, la tabella contiene una sintesi delle misurazioni eseguite in corrispondenza delle operazioni di perforazione e in successive misurazioni di monitoraggio. I valori dei livelli di falda  $z_w$  sono espressi in metri come soggiacenza della stessa dal piano campagna. Nella stessa tabella sono indicati i sondaggi presi a riferimento.

**Tabella 7: Letture piezometriche effettuate**

S1-PZ						
Giorno	04/01/2023	05/01/2023	05/01/2023	10/01/2023	10/01/2023	11/01/2023
Ora	SERA	MATTINA	SERA	MATTINA	SERA	MATTINA
Livello Idrico [m]	2,85	2,67	0,00	0,00	0,25	> PC
Profondità perforazione	13,50	13,50	34,50	34,50	40,00	
Profondità rivestimento	12,00	12,00	34,50	34,50	40,00	

S2-DH						
Giorno	03/12/2022	04/12/2022	04/12/2022	05/12/2022	05/12/2022	06/12/2022
Ora	SERA	MATTINA	SERA	MATTINA	SERA	MATTINA
Livello Idrico [m]	0,45	1,62	falda trafila dal boccaforo	falda trafila dal boccaforo	6,20	falda trafila dal boccaforo
Profondità perforazione	7,30	7,30	22,60	22,60	38,65	38,65
Profondità rivestimento	7,20	7,20	22,25	22,25	35,75	35,75

Giorno	12/12/2022	12/12/2022	13/12/2022	13/12/2022	15/12/2022	15/12/2022
Ora	MATTINA	SERA	MATTINA	SERA	MATTINA	SERA
Livello Idrico [m]	falda trafila dal boccaforo	3,40	1,05	falda trafila dal boccaforo	0,30	falda trafila dal boccaforo
Profondità perforazione	40,00	49,20	49,20	52,50	52,50	60,00
Profondità rivestimento	37,30	45,20	45,20	52,00	52,00	60,00

S3-PZ						
Giorno	20/12/2022	21/12/2022	21/12/2022	22/12/2022	22/12/2022	27/12/2022
Ora	SERA	MATTINA	SERA	MATTINA	SERA	MATTINA
Livello Idrico [m]	0,23	0,41	0,50	0,23	risalita in pressione	13,00
Profondità perforazione	2,10	2,10	26,00	26,00	39,00	39,00
Profondità rivestimento	1,00	1,00	24,00	24,00	40,00	40,00

Giorno	27/12/2022	28/12/2022	28/12/2022
Ora	SERA	MATTINA	SERA
Livello Idrico [m]	0,95	0,95	0,96
Profondità perforazione	51,00	51,00	60,00
Profondità rivestimento	51,00	51,00	60,00



**COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-  
REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI**  
**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2V	00R11	GE	GE0006001	A	24 di 104

La falda di progetto è indicata negli elaborati grafici Doc.Rif. [33] e sarà considerata valida anche per il profilo geotecnico di riferimento Doc.Rif. [34]. In generale, la falda di progetto si può considerare al piano campagna.

	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

## 6 UNITÀ GEOTECNICHE

A partire dal modello geologico locale e sulla base dell'interpretazione dei risultati delle indagini disponibili, sono state identificate le unità geotecniche di riferimento.

Per l'individuazione delle unità geotecniche sono stati analizzati e correlati i dati stratigrafici corrispondenti alle verticali di sondaggio delle diverse campagne di indagine e i risultati delle prove in sito e di laboratorio disponibili.

Nei profili geotecnici sono rappresentati in maniera distinta le verticali di indagine della campagna Italferr 2022-2023. I criteri e le correlazioni utilizzate per la interpretazione delle prove geotecniche in sito e di laboratorio e la definizione dei valori caratteristici dei parametri meccanici delle singole unità geotecniche sono illustrati rispettivamente ai capitoli 7 e 8.

Sulla base di quanto disponibili sono state individuate cinque **unità geotecniche**. Di seguito sono elencate le unità in funzione della profondità.

Si riportano di seguito le descrizioni delle unità geotecniche individuate:

- **UG0** – Limo con sabbie
- **UG1** - Argille e limi superficiali;
- **UG2** – Sabbie con limo;
- **UG3** – Argille con limo inferiori;
- **UG4** – Sabbie e ghiaie sabbiose profonde

**Tabella 8: Schema riassuntivo delle unità geotecniche e relativa corrispondenza con quelle geologiche**

UNITÀ GEOLOGICHE	UNITÀ GEOTECNICHE
Af = Deposito alluvionale recente. Sabbie medie e fini con livelli di sabbie grossolane e ghiaie, spessore fino a 100m, ubicate lateralmente ai corsi	UG0 

**RELAZIONE GEOTECNICA**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2V	00R11	GE	GE0006001	A	26 di 104

UNITÀ GEOLOGICHE	UNITÀ GEOTECNICHE
<p>d'acqua principali e fissate dalla vegetazione. Formano conoidi sedimentarie di dimensioni variabili allo sbocco dei corsi d'acqua nelle zone di pianura, dove passano lateralmente e verticalmente a depositi di piana inondabile, costituiti da rgille limose e limi argillosi, fino a 70 m, con rere intercalazioni di limi sabbiosi e sabbie limose.</p>	<p>UG1</p> 
	<p>UG2</p> 
	<p>UG3</p> 
	<p>UG4</p> 

	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

## 7 CRITERI E CORRELAZIONI UTILIZZATI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 7.1 CONSIDERAZIONI GENERALI

Tra i criteri adottati per la caratterizzazione geotecnica dei terreni si è tenuto conto che nell'area di studio sono presenti sia unità riconducibili ad un comportamento prettamente coesivo, sia unità a comportamento più spiccatamente granulare.

In particolare, le unità geotecniche **UG1 e UG3** sono state classificate a comportamento coesivo, mentre le unità **UG2 e UG4** a comportamento granulare.

È stata individuata inoltre una lente sabbiosa, definita come unità geotecnica **UG0**, anch'essa classificata a comportamento granulare.

In funzione di tale schematica suddivisione sono state implementate le correlazioni ritenute più significative per la determinazione dei parametri di resistenza e di deformabilità di interesse, a partire dai risultati delle prove in sito e delle prove di laboratorio.

Si osserva che tra i criteri utilizzati per la definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici è inclusa un'analisi comparativa finalizzata alla migliore stima: i valori ottenuti dalla interpretazione delle prove disponibili sono stati analizzati criticamente e confrontati con i valori riferiti agli stessi parametri ma ottenuti con diverse metodologie.

### 7.2 TERRENI COESIVI

Di seguito si riportano i criteri e correlazioni utilizzati per caratterizzare i terreni prevalentemente coesivi.

#### 7.2.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche

La valutazione dei parametri di stato e delle caratteristiche fisiche verrà fatta principalmente sulla base dell'interpretazione delle prove di laboratorio.

In particolare, verranno criticamente discussi i dati relativi ai pesi di volume, limiti di Atterberg, ecc. e sarà stimato il grado di sovraconsolidazione  $OCR = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$ , essendo  $\sigma_{vmax}'$  la pressione di preconsolidazione desumibile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande e  $\sigma_{vo}'$  la pressione verticale efficace geostatica.

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

## 7.2.2 Parametri di resistenza

### 7.2.2.1 Condizioni non drenate

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$  dei terreni coesivi è stata valutata facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio disponibili e sulla base delle misurazioni effettuate in sito, oppure facendo ricorso a specifiche correlazioni con prove SPT e CPTU, come qui specificato.

#### 7.2.2.1.1 Coazione non drenata da prove di laboratorio

Le prove di laboratorio disponibili nel presente progetto per la misura della  $c_u$  sono

- n.2 triassiali TxUU,

Nel successivo capitolo 8 verranno confrontati e discussi i valori ottenuti dalle citate prove.

#### 7.2.2.1.2 Coazione non drenata da pocket penetrometer e torvane

Una prima utile valutazione sull'andamento della  $c_u$  con la profondità per ogni sondaggio sarà effettuata stimandone i valori dalle resistenza misurate con il penetrometro (*pocket penetrometer*) e con lo scissometro tascabile (*pocket vane test*); nello specifico la coazione non drenata sarà considerata pari alla metà della resistenza misurata dal primo (moltiplicata per un fattore riduttivo pari a 0,8, Look (2004) Doc.Rif. [9]) e pari allo stesso valore della resistenza misurata dal secondo. I valori così ricavati, consentiranno di produrre dei profili con la profondità del parametro da comparare ai valori ottenuti con le altre procedure.

#### 7.2.2.1.3 Coazione non drenata da prove CPTU

In caso di disponibilità di prove CPTU, la resistenza al taglio non drenata  $c_u$ , associabile a condizioni triassiali di compressione, verrà anche stimata sulla base della seguente espressione fornita da Lunne et al.,(1985) Doc. Rif. [10], valevole per terreni a grana fina ( $I_c > 2.6$ ):

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}}$$

essendo

- $\sigma_{vo}$  = pressione verticale totale;
- $q_t$  = resistenza di punta corretta.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-          REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b>  <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

- $N_{kt}$  = coefficiente adimensionale compreso tra 10 e 20. Questo coefficiente sarà esplicitato caso per caso all'interno del capitolo 8.

Gli autori evidenziano che il valore di  $N_{kt}$  tende ad aumentare all'aumentare della plasticità e a diminuire all'aumentare della sensitività, fino a raggiungere valori prossimi a 6 nei casi di terreni a grana

fina particolarmente sensitivi con  $B_q = \frac{U_2 - U_o}{Q_t - \sigma_{vo}} = 1$ .

### 7.2.2.2 Condizioni drenate

#### 7.2.2.2.1 Angolo d'attrito e coesione efficace da prove di laboratorio

Le prove di laboratorio disponibili nel presente progetto per la misura della angolo di attrito e della coesione efficace sono:

- n. 14 TD.

Nel successivo capitolo 8 verranno confrontati e discussi i valori ottenuti dalle citate prove.

#### 7.2.2.2.2 Angolo d'attrito da prove CPTU

In caso di disponibilità di prove CPTU, gli angoli di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci saranno valutati dalla seguente correlazione empirica (Mayne, P.W., Campanella, R.G., 2005 Doc.Rif. [13]):

$$\phi'(^{\circ}) = 29.5^{\circ} \cdot B_q^{0,121} \cdot [0,256 + 0,336 \cdot B_q + \log(Q_t)]$$

valevole per

- terreni a grana fina normal consolidati (o leggermente sovraconsolidati) per i quali si assume  $c'=0$ ;
- intervalli di  $\phi'=20^{\circ} \div 45^{\circ}$ ;
- $B_q=0.1 \div 1.0$ .

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

### 7.2.3 Parametri di rigidità

In questo paragrafo verranno brevemente descritte le procedure che saranno utilizzate per assegnare alle unità coesive i valori dei moduli di rigidità.

#### 7.2.3.1 Parametri edometrici determinati da prove di laboratorio

In prima istanza saranno valutati i principali parametri ricavabili dalle prove edometriche disponibili, che per il caso in esame risultano in numero di 3. A seguire si riportano definizioni e descrizioni sintetiche dei citati parametri.

##### 7.2.3.1.1 Coefficienti di compressibilità e modulo edometrico

A partire dai risultati delle prove edometriche, sarà possibile valutare i parametri di compressibilità  $C_c$  (indice di compressione) e  $C_s$  (indice di rigonfiamento), ovvero rispettivamente le pendenze della curva di compressione vergine e della curva di scarico ricostruite nel piano  $\log \sigma'_v - e$ .

Sarà poi calcolato il Modulo Edometrico ( $E_{ed}=M$ ) applicando la seguente espressione valevole per il tratto di compressione vergine

$$M = 2,3 \cdot \frac{(1 + e_0)}{C_c} \cdot \sigma'_v$$

Nel caso di condizione di sovraconsolidazione (i.e. condizione di scarico), nella precedente espressione può essere sostituito  $C_c$  con  $C_s$  per ottenere il valore del modulo nel tratto di rigonfiamento.

##### 7.2.3.1.2 Coefficiente di consolidazione primaria

I coefficienti di consolidazione primaria  $c_v$ , applicabili a problemi di flusso in direzione verticale, saranno

$$\frac{k}{\gamma_w \cdot m_v} = c_v$$

ricavati dalla seguente relazione:

dove

- $m_v = 1/E_{ed}$ ;



**COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-  
REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI**

**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2V	00R11	GE	GE0006001	A	31 di 104

- $k^1$  = coefficiente di permeabilità ottenuto da prova edometrica.

---

	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

### 7.2.3.1.3 Coefficiente di consolidazione secondaria

Per i terreni coesivi in grado di sviluppare fenomeni di consolidazione secondaria (i.e. argille attive) è necessario stimare il coefficiente di consolidazione secondaria  $C_{\alpha\varepsilon}$ , al fine di calcolare i cedimenti dovuti alle deformazioni viscosse dello scheletro solido del terreno.

La scelta dei terreni a cui attribuire un comportamento viscoso rilevante sarà basata sulla valutazione delle carte di plasticità e di attività.

Il calcolo del coefficiente  $C_{\alpha\varepsilon}$  sarà effettuato a partire dai risultati delle prove edometriche, confrontando i valori ottenuti con quelli disponibili in letteratura per terreni simili. Per ogni prova edometrica disponibile, saranno estratti i valori

$$C_{\alpha\varepsilon} = \Delta\varepsilon / \Delta \log[t] = (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) / (\log[t_1] - \log[t_2])$$

come rapporto tra la variazione di deformazione tra due istanti di tempo  $t_1$  e  $t_2$  e la variazione logaritmica di tali tempi, prendendo a riferimento la porzione terminale dei diagrammi “deformazione-tempo”, cioè la pendenza della retta della consolidazione secondaria individuata nel piano semilogaritmico  $\varepsilon - \log t$

Si sottolinea infine che, nell’ambito del presente studio, il coefficiente di consolidazione secondaria è  $C_{\alpha\varepsilon}$ , cioè è riferito ad una curva  $\varepsilon - \log t$  (ovvero, non è il coefficiente  $C_{\alpha}$  valutato su una curva  $e - \log t$ ).

### 7.2.3.2 Parametri edometrici da correlazioni

Per i terreni a grana fina intercettati dalle CPTU verrà valutato il modulo edometrico  $M=E_{ed}$  anche applicando la correlazione di Robertson (2009), Doc.Rif. [14], per terreni a comportamento a grana fina (valevole per  $I_c > 2.6$ ):

$$M = \alpha_M (q_t - \sigma_{v0})$$

in cui

$$\alpha_M = q_t \quad \text{when } q_t < 14$$

$$\alpha_M = 14 \quad \text{when } q_t > 14$$

### 7.2.3.3 Modulo elastico a basse deformazioni

I moduli elastici di taglio ( $G_0$ ) e di Young ( $E_0$ ) a basse deformazioni possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo

- $\gamma_t$  = peso di volume naturale del terreno in  $\text{kN/m}^3$ ;
- $\nu'$  = rapporto di Poisson del terreno;
- $V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio in  $\text{m/s}$ .

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere invece ottenuta da misure dirette tramite prove geofisiche *Down-Hole*, *Cross-Hole*, *S-CPTU*, ecc. o eventualmente estratte da correlazioni con altre prove in sito tipo SPT e CPT.

### 7.2.3.4 Modulo elastico operativo in condizioni drenate

Modulo operativo ricavato da  $E_0$

Il comportamento dei terreni a grana fine risulta non lineare; i moduli elastici risultano infatti funzione sia della pressione efficace media corrente sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono essenzialmente:

- I moduli elastici iniziali di cui al paragrafo 7.2.3.3.
- Le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto misurate in laboratorio o ricavabili dalla letteratura tecnica. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio  $G$  in funzione del livello di deformazione di taglio  $\gamma$  indotto, proposte da Vucetic & Dobry (1991), sono riportate in figura.

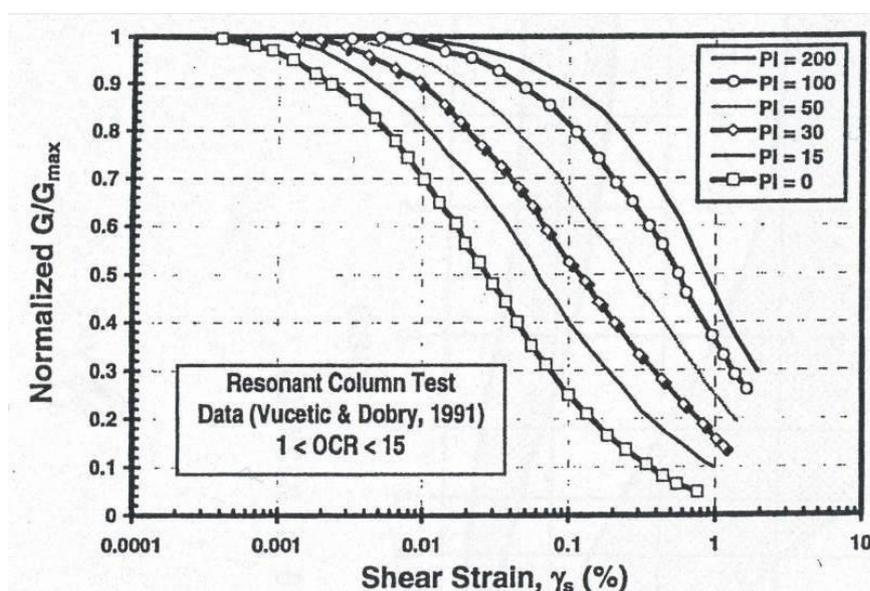


Figura 3: Curve sperimentali del rapporto  $G/G_{max}$  da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991).

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, per la stima dei moduli "operativi" da associare allo specifico problema al contorno verranno fatte le seguenti assunzioni "convenzionali":

- nell'analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young "operativi"  $E_{op}$  sono pari a circa  $1/5 \cdot E_0$ , ciò in considerazione del fatto che:

- ○ gli spostamenti totali e differenziali ammissibili per l'opera sono molto contenuti (i cedimenti ammissibili sono infatti generalmente inferiori a  $0.01 \cdot B$ , essendo B la dimensione minore della fondazione);
- ○ da ciò deriva che, in base alla normativa vigente e alla pratica corrente, tale tipo di opere è caratterizzato infatti da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per capacità portante generalmente superiori a  $2.5 \div 3$ ;
- nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young "operativi"  $E_{op}$  sono pari a circa  $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$ ; per tali strutture in terra possono essere infatti ammessi cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde e dirette.

#### **7.2.4 Permeabilità**

I dati relativi alla permeabilità dei terreni in esame potranno essere ricavati secondo diverse procedure, nella fattispecie si sono principalmente consultati i risultati delle prove di permeabilità in foro (es: *LeFranc*).

	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

### 7.3 TERRENI GRANULARI

In questa sezione si riportano i criteri utilizzati per caratterizzare i terreni prevalentemente granulari.

In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in situ (mediante correlazioni empiriche) e delle prove di classificazione di laboratorio effettuate su campioni rimaneggiati.

L'interpretazione delle prove in situ è finalizzata a determinare principalmente le seguenti caratteristiche:

- stato iniziale del deposito;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

#### **7.3.1 Stato iniziale e caratteristiche fisiche**

##### **7.3.1.1 Peso di volume**

Per la valutazione del peso di volume verrà fatto riferimento ai risultati delle specifiche prove di laboratorio.

#### **7.3.2 Parametri di resistenza**

##### **7.3.2.1 Angolo d'attrito da prove di laboratorio**

Nei soli casi in cui siano disponibili campioni indisturbati si potrà fare riferimento alle prove di laboratorio eseguite, ma, data la natura prevalentemente grossolana dei terreni qui trattati, andrà sempre tenuto conto dell'effettiva rappresentatività dei campioni prelevati. Questi potrebbero, infatti, essere stati estratti da passaggi contenenti matrice fina che, seppur consentendo il prelievo indisturbato, non necessariamente rappresentano il comportamento atteso dell'unità in studio.

### 7.3.2.2 Angolo d'attrito da correlazioni

#### 7.3.2.2.1 Correlazione da SPT

La correlazione di Peck, Hanson e Thornburn (1974) è approssimabile con la seguente equazione Wolff (1989), rappresentata in

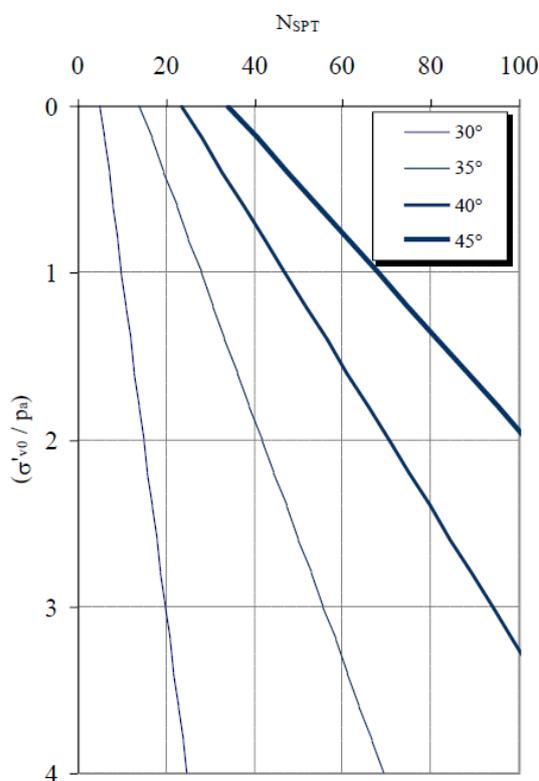
$$\varphi'(^{\circ}) = 27,1 + 0,3 \cdot C_N \cdot N_{SPT} - 0,00054 \cdot (C_N \cdot N_{SPT})^2$$

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{P_a}}$$

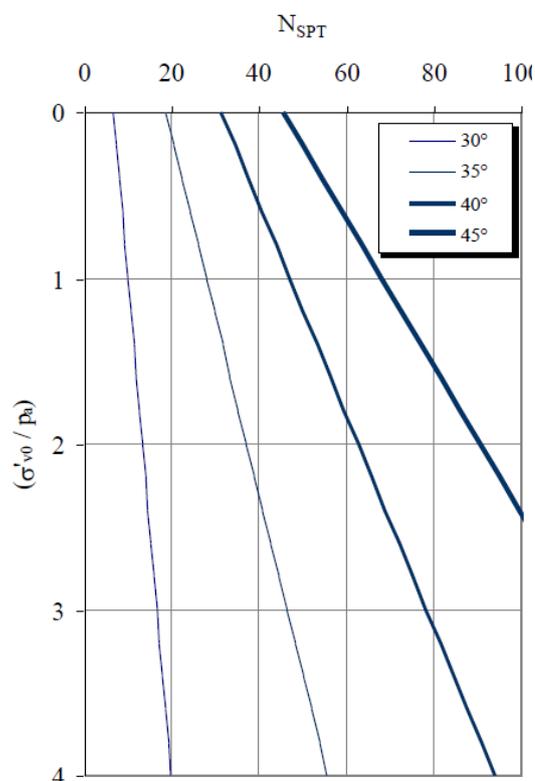
$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{P_a}}$$

per sabbie fini

per sabbie grosse



Sabbie fini



Sabbie grosse

Figura 4: Stima di  $\varphi'$  da  $N_{SPT}$  applicando correlazione proposta da Wolff (1989)

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

### 7.3.3 Parametri di rigidezza

#### 7.3.3.1 Modulo elastico operativo a basse deformazioni

I criteri per la stima del modulo elastico a basse deformazioni sono gli stessi descritti per i terreni a grana fina, cioè riferiti al calcolo di  $E_0$  e  $G_0$  a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$ .

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

Si rimanda al paragrafo 7.2.3.3 per il dettaglio relativo all'ottenimento dei necessari valori di velocità a partire da indagini geofisiche o da correlazioni con CPT e SPT.

#### 7.3.3.2 Modulo elastico operativo da colpi SPT

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti possono essere stimate a partire dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT applicando il metodo di Denver (1982) Doc.Rif. [23], secondo il quale il modulo di Young  $E'$  può essere calcolato come:

$$E' = S_1 \cdot N_{\text{SPT}} + S_2$$

dove  $S_1$  e  $S_2$  sono costanti che assumono valori in funzione della granulometria e della litologia, come in tabella sottostante.

**Tabella 9: Costanti proposte da Denver (1982)**

Tipo di terreno	$S_1$	$S_2$
Sabbie argillose	0,316	1,58
Sabbie sature	0,478	7,17
Sabbie NC	0,756	18,75
Sabbie OC	1,04	36,79

### 7.3.4 Permeabilità

I coefficienti di permeabilità  $k$  sono determinabili sulla base dei risultati delle prove di permeabilità *Lefranc* in foro di sondaggio; in alternativa o per conferma essi possono essere stimati sulla base della letteratura disponibile.

## 8 DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

La definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici è stata effettuata con i criteri e le correlazioni illustrati al precedente capitolo. Nel seguito si riportano e discutono i dati relativi a ciascuna unità geotecnica già individuata nel capitolo 6, differenziando l'approccio di caratterizzazione in base alla natura coesiva o incoerente ad essa associata, come da capitolo 7.

Nella presente relazione si farà riferimento ad una caratterizzazione generale delle unità individuate, rimandando alle specifiche relazioni di calcolo o di pre-dimensionamento la descrizione degli effettivi parametri assunti per le verifiche inerenti alle singole problematiche geotecniche.

L'area di studio si imposta interamente su depositi alluvionali recenti prevalentemente sabbiosi, limosi e argillosi a deposizione in ambiente fluvio-lacustre (af), descritti precedentemente.

### 8.1 UNITÀ GEOTECNICA UG0 – LIMO CON SABBIE

L'unità geotecnica UG0 è costituita da terreno di transizione coesivo-granulare.

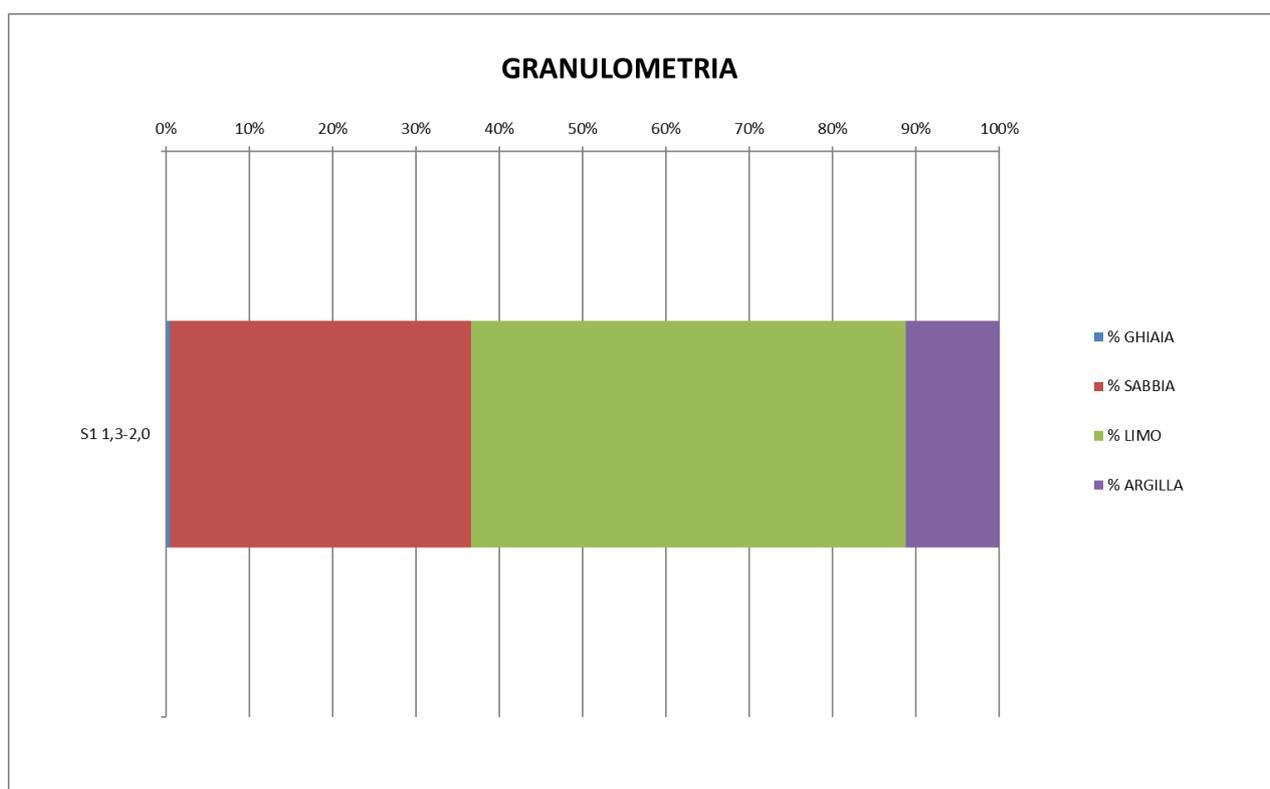


**CASSETTA C1 - 0,00-5,00 m. pc.**

**Figura 5: Fotografia di una cassetta della campionatura estratta alla profondità dell'unità geotecnica UG0.**

### 8.1.1 Caratteristiche fisiche

I risultati delle analisi granulometriche mostrano come l'unità sia caratterizzata da una netta prevalenza di limo con abbondante presenza di sabbia.



**Figura 6: analisi granulometrica e valore del peso specifico dei grani dei terreni granulari.**

L'unità geotecnica UG0 è stata caratterizzata sulla base dell'unico campione del sondaggio S1-PZ, di cui si riportano i valori dei parametri fisici nella tabella seguente.

Sondaggio	Campione	Profondità prelievo [m]	$z_{\text{medio}}$ [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	e	$W_L$ [%]	$W_p$ [%]	IP [%]	$I_c$ [%]
S1_PZ	Cl1	1,3-2,0	1,6	19,0	0,8	N.P.	N.P.	-	-

### 8.1.1 Parametri di resistenza

Per stimare l'angolo di attrito interno si propone di utilizzare le correlazioni dirette descritte precedentemente e i risultati ottenuti dalle prove di laboratorio (taglio diretto).

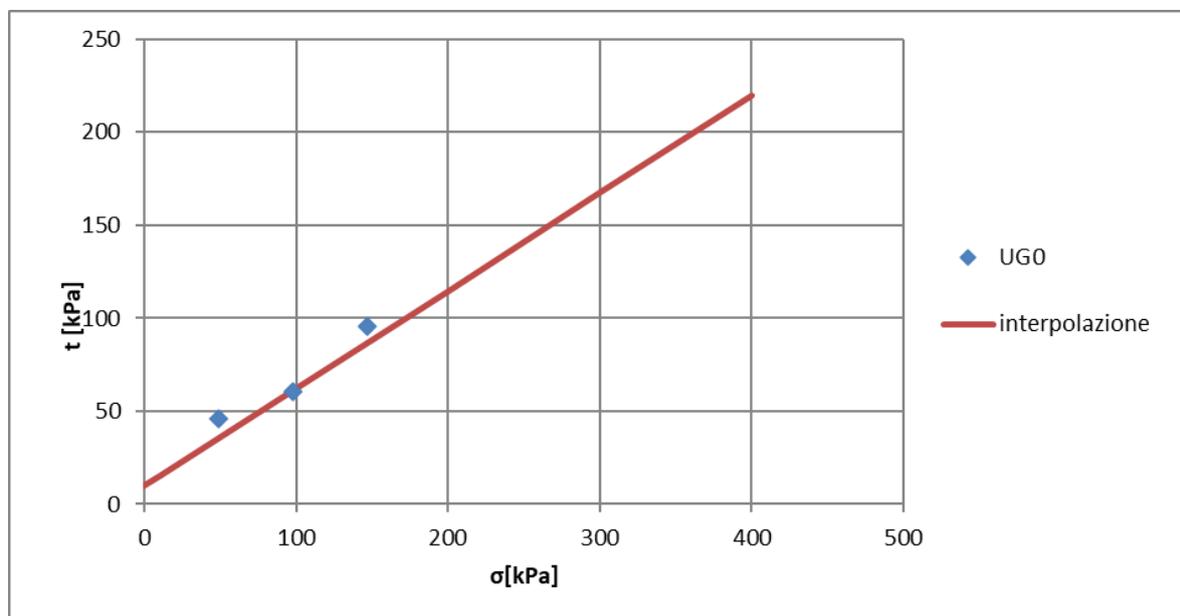
#### 8.1.1.1.1 Angolo di attrito da elaborazione PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Si riportano di seguito inoltre i risultati derivanti dalle prove di taglio diretto disponibili:

**Tabella 10: risultati prova di taglio diretto**

Sondaggio	Campione	Profondità prelievo [m]	Z <sub>medio</sub> [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	TD	
					c' [kpa]	$\varphi$ [°]
S1_PZ	CI1	1,3-2,0	1,6	19,0	18,2	28,7

Si riportano di seguito i grafici con le interpolazioni delle prove di taglio diretto, a partire dai dati utilizzati in laboratorio. Il valore dell'angolo di resistenza a taglio corrisponde al coefficiente angolare della retta che interpola i punti e la coesione corrisponde al valore dell'intercetta.



i	m	$\varphi$ [°]	c [kPa]
10,0	0,5236	30,0	10,0

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-          REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b>  <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

#### 8.1.1.1.2 Angolo di attrito da elaborazione prove SPT

Si riportano di seguito i dati NSPT registrati e i valori di angolo di resistenza a taglio ottenuto tramite le correlazioni elencate nel capitolo precedente:

**Tabella 11: prove SPT del sondaggio S1**

		BH1_PZ						
	Profondità [m]	N colpi	Nspt=N2+N3	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	u [kPa]	$\sigma_v$ [kPa]	$\sigma'_v$ [kPa]	$\phi^\circ$
SPT1	2,2	1	4	19	22	41,8	19,8	27
		2		19	22	41,8	19,8	
		2		19	22	41,8	19,8	

**Tabella 12: valori dell'angolo di resistenza a taglio ottenuti tramite l'elaborazione delle SPT**

z [m]	Wolff	Peck
2,2	27	28,7

## 8.1.2 Parametri di rigidità

### 8.1.2.1 Modulo elastico da elaborazioni prove SPT

Per avere una stima delle caratteristiche di deformabilità di questa unità, si propone applicare il metodo di Denver (1982) secondo il quale il modulo di Young  $E'$  può essere calcolato come:  $E' = S_1 \cdot N_{SPT} + S_2$ , dove  $S_1$  e  $S_2$  sono costanti che assumono valori in funzione della granulometria e della litologia, applicando i parametri  $S_1 = 0,478$  e  $S_2 = 7,17$ .

**Tabella 13: modulo elastico ottenuto da prove SPT**

Sondaggio	z [m]	Nspt	Denver
			$E'$ [Mpa]
S1	2.2	4	9

## 8.1.3 Permeabilità

Si riporta di seguito l'elaborazione della prova Lefranc disponibile:

<b>S1_PZ</b>		
Prova L1 (z=2m da PC)		
Tempo t <sub>i</sub> [s]	livello h <sub>i</sub> nel foro [m]	k <sub>i</sub> [m/s]
0	2,20	
60	2,01	1,72E-05
120	1,89	1,17E-05
240	1,78	5,72E-06
360	1,69	4,95E-06
480	1,60	5,22E-06
600	1,54	3,64E-06
720	1,47	4,43E-06
840	1,42	3,30E-06
960	1,37	3,42E-06
1080	1,32	3,54E-06
1200	1,28	2,93E-06
1320	1,24	3,03E-06
1440	1,22	1,55E-06
1680	1,19	1,39E-06
1920	1,16	1,02E-06
2160	1,14	8,29E-07
2400	1,12	8,44E-07
2640	1,10	8,59E-07
2880	1,09	1,72E-05
3120	1,07	8,83E-07
3360	1,06	4,48E-07
3600	1,05	4,52E-07

2,00      4,30E-06 k<sub>m</sub> [m/s]

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-          REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b>  <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

## 8.2 UNITÀ GEOTECNICA UG1 – ARGILLE E LIMI SUPERFICIALI

In questo paragrafo si analizzano i dati a disposizione per caratterizzare il terreno argilloso:



**CASSETTA C2 - 5,00-10,00 m. pc**

Figura 7: fotografia di una cassetta della campionatura estratta alla profondità dell'unità geotecnica UG1.

### 8.2.1 Caratteristiche fisiche

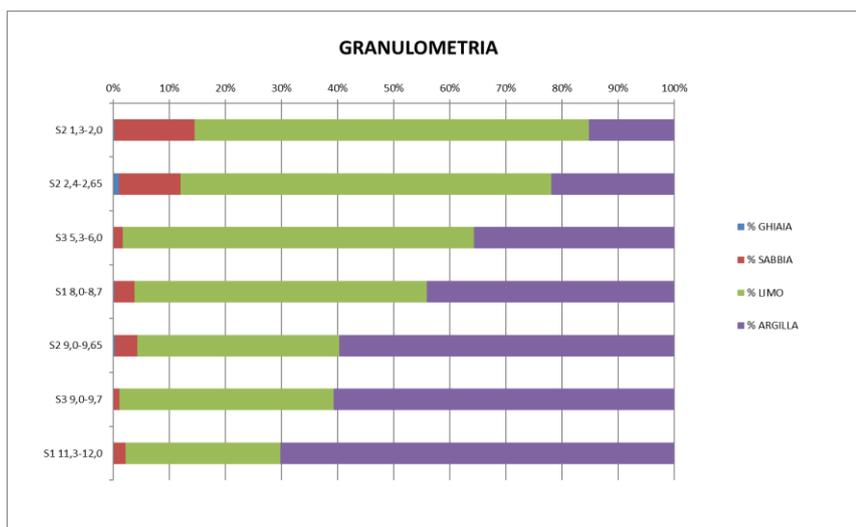
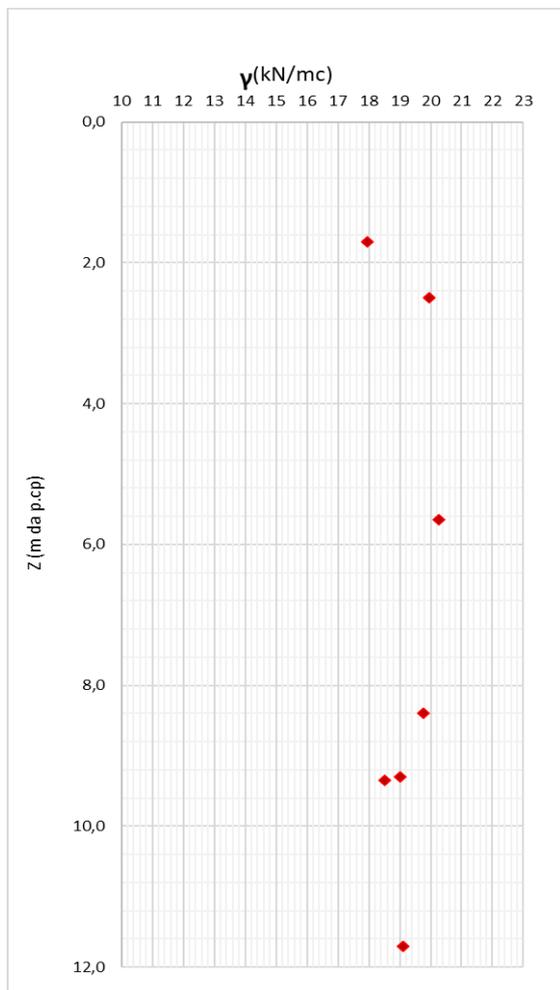
I risultati delle analisi granulometriche mostrano come l'unità sia caratterizzata da una netta prevalenza della frazione fina, Limo (40-50%) e Argilla (40%-50%) e con una percentuale di Sabbia mediamente contenuta.

Elaborando le prove di laboratorio eseguite, sono stati ricavati dei grafici con il valore del peso specifico dei grani e l'analisi granulometrica. Come evidenziato dai diagrammi seguenti la granulometria dei terreni si può ritenere costante con la profondità.

In relazione alle prove condotte, si assume per i terreni un peso di volume pari a  $19 \text{ kN/m}^3$ .

**RELAZIONE GEOTECNICA**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2V	00R11	GE	GE0006001	A	46 di 104



**Figura 8: analisi granulometrica e valore del peso specifico dei grani dei terreni coesivi.**

Si riporta ora la rappresentazione dei limiti di Atterberg, in particolare del limite liquido e del limite plastico, da cui sono stati poi determinati altri parametri tra cui l'indice di plasticità (IP) che consente di stimare il grado di plasticità di un limo e/o di un'argilla, e l'indice di consistenza ( $I_c$ ) che dà indicazioni sullo stato del campione a partire dal suo contenuto d'acqua naturale  $w_n$ .

**Tabella 14: Limiti di Atterberg e indice di plasticità IP e indice di consistenza I<sub>c</sub>**

Sondaggio	Campione	Profondità prelievo [m]	z <sub>medio</sub> [m]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	e	W <sub>L</sub> [%]	W <sub>p</sub> [%]	IP [%]	I <sub>c</sub> [%]
S1_PZ	CI2	8,0-8,7	8,4	19,8	0,8	46,4	25	21,4	0,88
	CI3	11,3-12,0	11,7	19,1	0,8	69,3	30,9	38,4	1,08

Sondaggio	Campione	Profondità prelievo [m]	z <sub>medio</sub> [m]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	e	W <sub>L</sub> [%]	W <sub>p</sub> [%]	IP [%]	I <sub>c</sub> [%]
S2_DH	CI1	2,4-2,65	2,5	19,95	0,7	41,5	20,8	20,7	2,00
	CI2	9,0-9,65	9,3	19	0,8	65,4	28,2	37,2	1,76

Sondaggio	Campione	Profondità prelievo [m]	z <sub>medio</sub> [m]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	e	W <sub>L</sub> [%]	W <sub>p</sub> [%]	IP [%]	I <sub>c</sub> [%]
S3_PZ	CI1	1,3-2,0	1,7	17,95	1,0	53,9	22,6	31,3	1,72
	CI2	5,3-6,0	5,65	20,25	0,7	43,1	22,5	20,6	2,09
	CI3	9,0-9,7	9,35	18,5	0,9	47,8	27,8	20	2,39

Si rappresenta ora l'andamento dell'indice di plasticità, di consistenza e indice dei vuoti in funzione della profondità:

L'andamento dell'indice di plasticità indica una condizione generalmente PLASTICA (15<I<sub>p</sub><40).



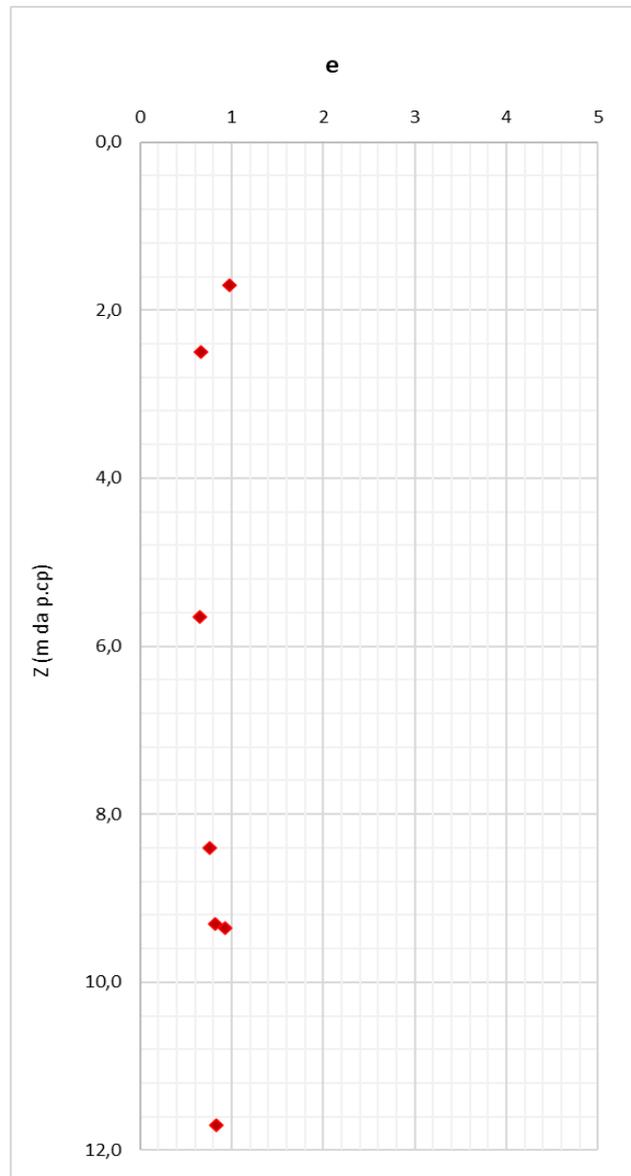
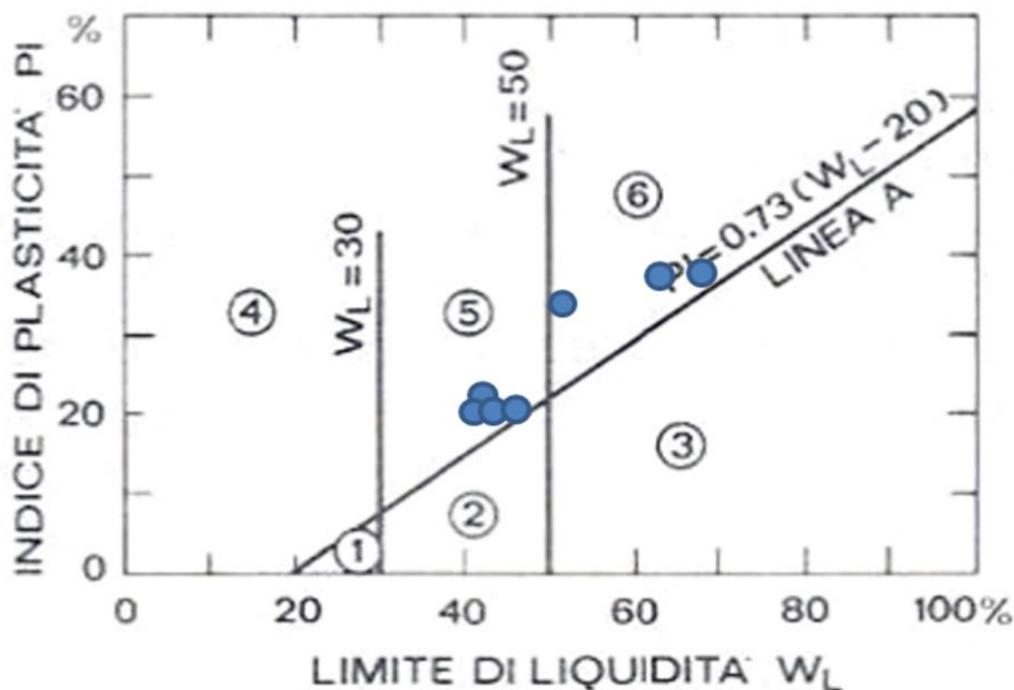


Figura 10: andamento di e in funzione della profondità.

È stato inserito il valore dell'indice di plasticità in funzione del limite liquido nella carta di plasticità. I punti ricadono nei range di argille a media e alta plasticità:



- ① Limi inorganici di bassa compressibilità
- ② Limi inorganici di media compressibilità e limi organici
- ③ Limi inorganici di alta compressibilità e argille organiche
- ④ Argille inorganiche di bassa plasticità
- ⑤ Argille inorganiche di media plasticità
- ⑥ Argille inorganiche di alta plasticità

Figura 11: carta di plasticità dei terreni coesivi

## 8.2.2 Parametri di resistenza

### 8.2.2.1 Condizioni non drenate

Di seguito si riportano gli andamenti della coesione non drenata  $c_u$  con la profondità, ottenuti dalle prove in situ tipo PP.

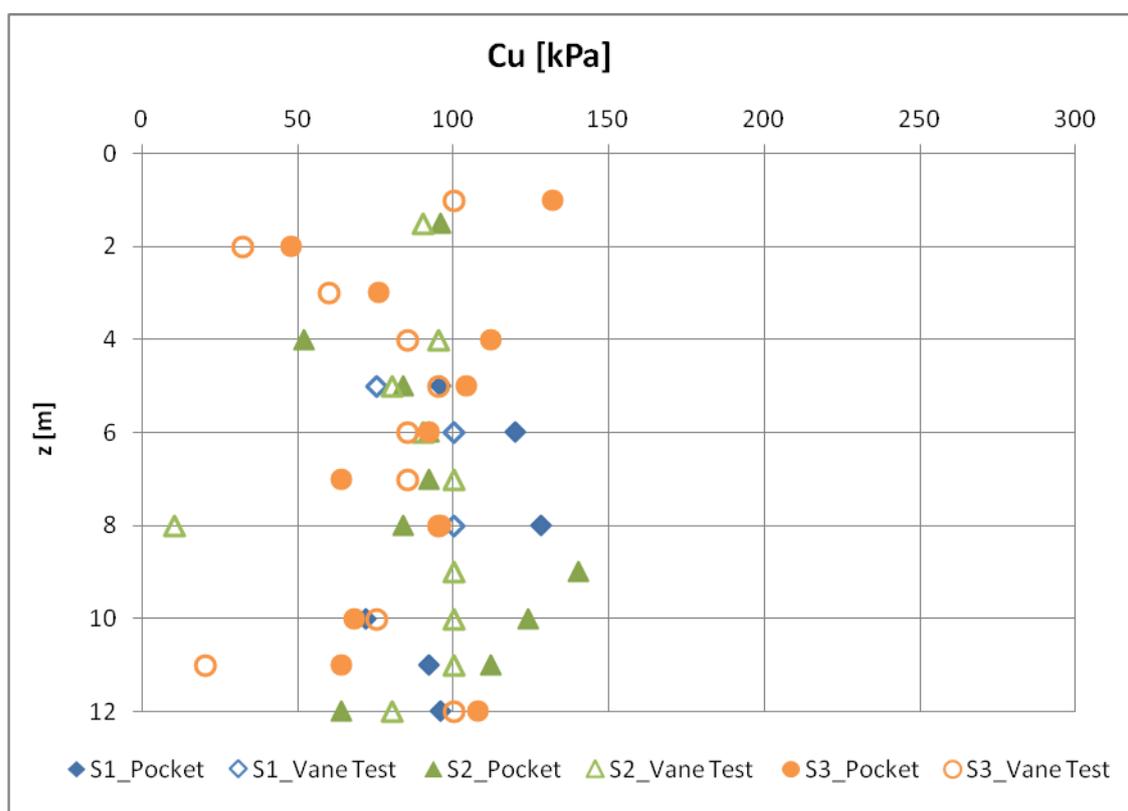


Figura 12: Andamenti di  $c_u$  con la profondità.

I punti si distribuiscono intorno a un valore medio di 100kPa, in un range compreso tra 75kPa e 125kPa

Inoltre, nella seguente tabella si riportano i risultati relativi alle prove triassiali non consolidate non drenate realizzate.

Tabella 15: Risultati delle prove triassiali non consolidate non drenate (UU)

Sondaggio	Campione	Prof.media	$c_u$ (valore medio)
		[m]	[kPa]
S1	C13	11.7	129.7



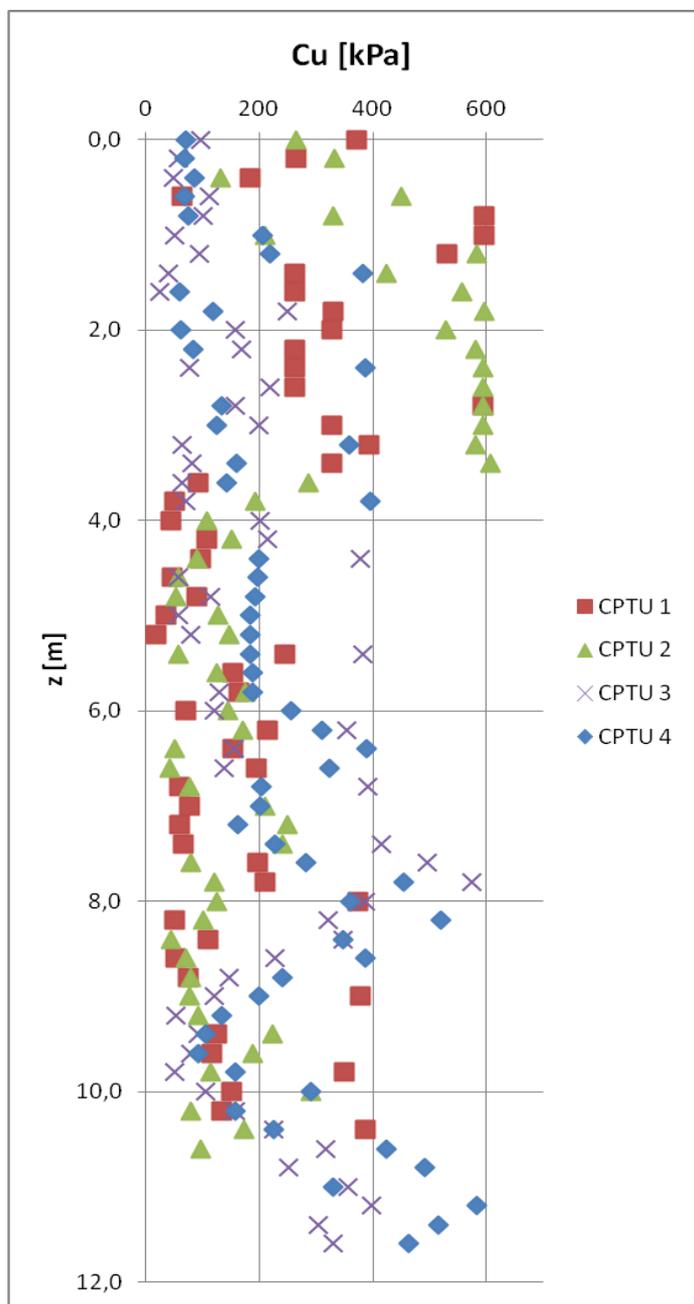
**COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-  
REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI**  
**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2V	00R11	GE	GE0006001	A	52 di 104

Sondaggio	Campione	Prof.media	C <sub>u</sub> (valore medio)
		[m]	[kPa]
S3	CI2	5.6	73.3

In aggiunta, le prove CPTU eseguite hanno evidenziato questo andamento di coesione non drenata  $c_u$ , stimato per i livelli con Indice di Comportamento  $I_c > 2,6$ .



**Figura 13: Andamento di  $c_u$  con la profondità per l'unità in base alle prove CPTU**

Sulla base dei PP, delle TXUU e del grafico riportante la correlazione con i valori ottenuti dalle CPTU, si ritiene di assegnare un valor di coesione non drenata dell'intervallo 75 - 125 kPa.

### 8.2.2.2 Condizioni drenate

Per stimare l'angolo di attrito interno si propone di utilizzare le correlazioni dirette descritte precedentemente e i risultati ottenuti dalle prove di laboratorio (taglio diretto).

#### 8.2.2.2.1.1 Angolo di attrito da elaborazione PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Si riportano di seguito inoltre i risultati derivanti dalle prove di taglio diretto disponibili:

**Tabella 16: risultati prova di taglio diretto**

Sondaggio	Campione	Profondità prelievo [m]	z <sub>medio</sub> [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	TD	
					c' [kpa]	$\varphi$ [°]
S2_DH	CI1	2,4-2,65	2,5	19,95	7,9	32,6

Sondaggio	Campione	Profondità prelievo [m]	z <sub>medio</sub> [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	TD	
					c' [kpa]	$\varphi$ [°]
S3_PZ	CI1	1,3-2,0	1,7	17,95	14,9	22,2
	CI3	9,0-9,7	9,35	18,5	29,6	18,2

Si riportano di seguito i grafici con le interpolazioni delle prove di taglio diretto, a partire dai dati utilizzati in laboratorio. Il valore dell'angolo di resistenza a taglio corrisponde al coefficiente angolare della retta che interpola i punti e la coesione corrisponde al valore dell'intercetta.

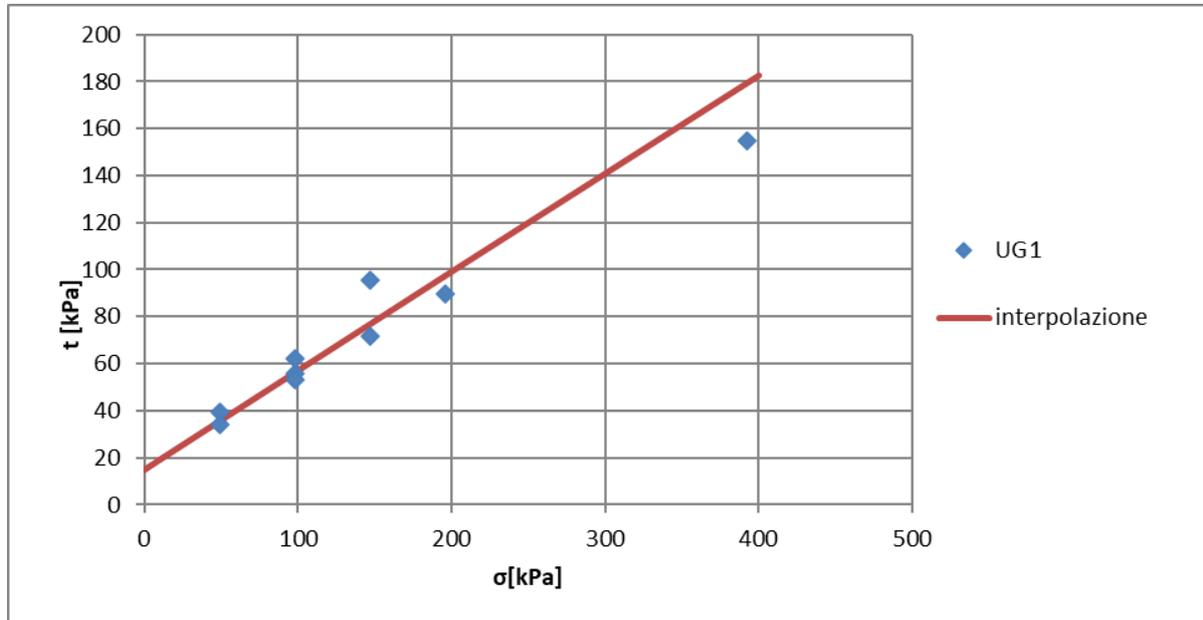
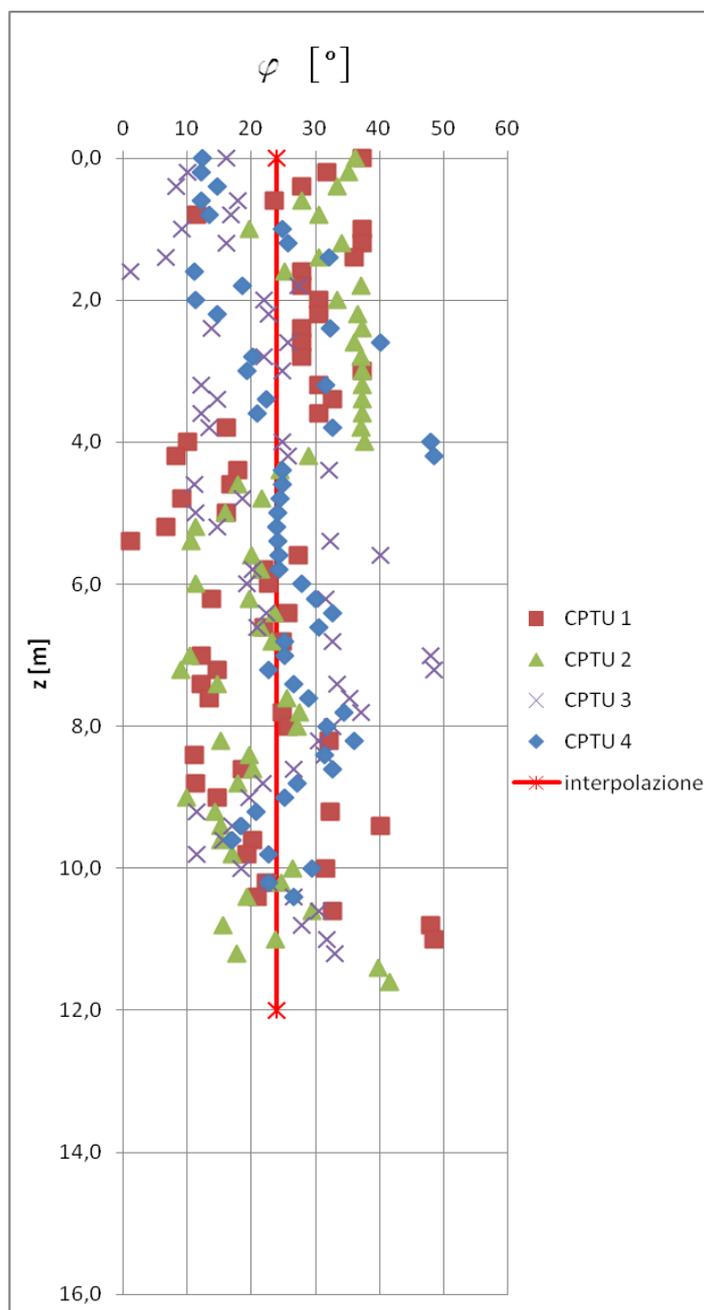


Figura 14: elaborazioni prove di taglio diretto

i	m	$\varphi$ [°]	c [kPa]
15,0	0,4188	24,0	15,0

8.2.2.2.1.2 Angolo di attrito da elaborazione prove CPTU



**Figura 15: angolo di resistenza a taglio da elaborazione prova CPTU.**

Sulla base del grafico, si ritiene di assegnare un valor di angolo di resistenza a taglio pari a circa 23-24 gradi.

## 8.2.3 Parametri di rigidezza

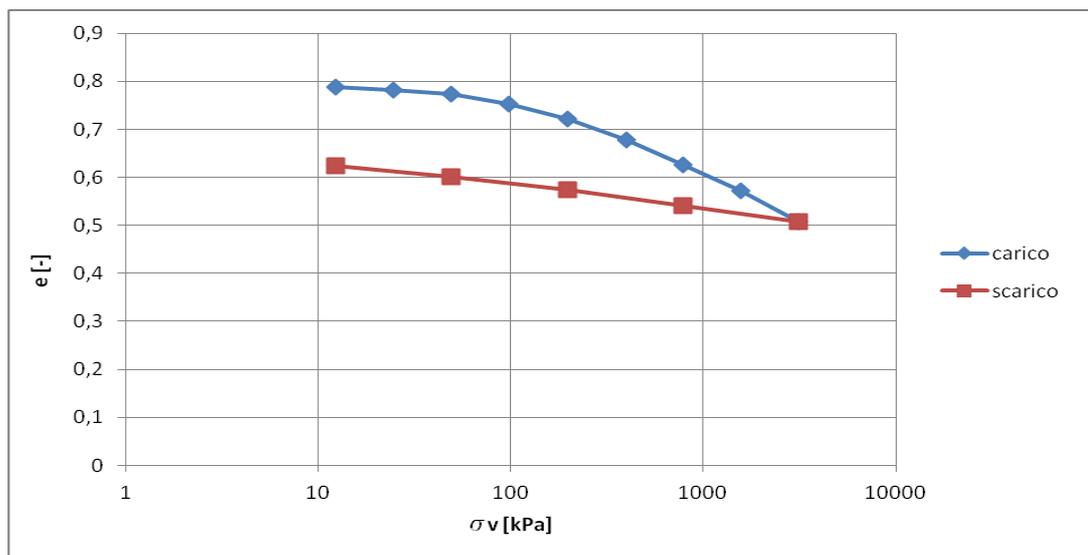
### 8.2.3.1 Modulo edometrico determinato da prove di laboratorio

#### 8.2.3.1.1.1 Prova edometrica

Si riportano di seguito i grafici delle prove edometriche eseguite sui sondaggi S2 e S3.

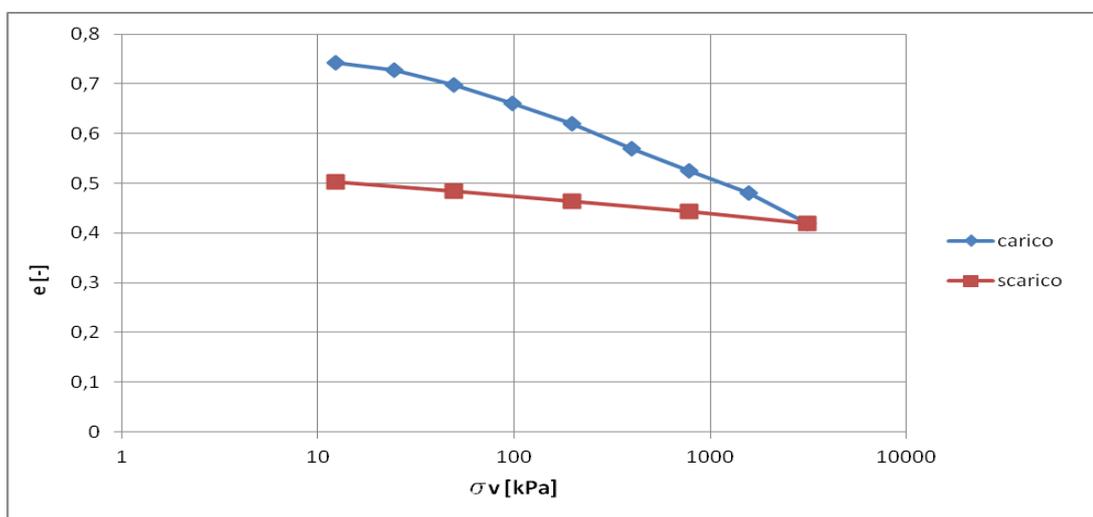
Per quanto riguarda il campione CI2 del sondaggio S1, il ramo di scarico ottenuto dall'elaborazione della prova edometrica ha un andamento anomalo, pertanto le prove non sono ritenute attendibili e non verranno prese in considerazione. Per ciascuna prova sono state effettuate le ricostruzioni di Casagrande per la determinazione della tensione di preconsolidazione

Prova S2:



**Figura 16: curva di carico e scarico da elaborazione prova edometrica.**

Prova S3:



**Figura 17: curva di carico e scarico da elaborazione prova edometrica.**

Come già anticipato nel capitolo 7, a partire dai risultati delle prove edometriche, è stato possibile valutare i parametri di compressibilità  $C_c$  e  $C_s$ , ovvero rispettivamente le pendenze della curva di compressione vergine e della curva di scarico ricostruite nel piano  $\log \sigma'_v - e$ .

I principali parametri edometrici ricavati dalle prove di laboratorio sono riassunti nella seguente tabella.

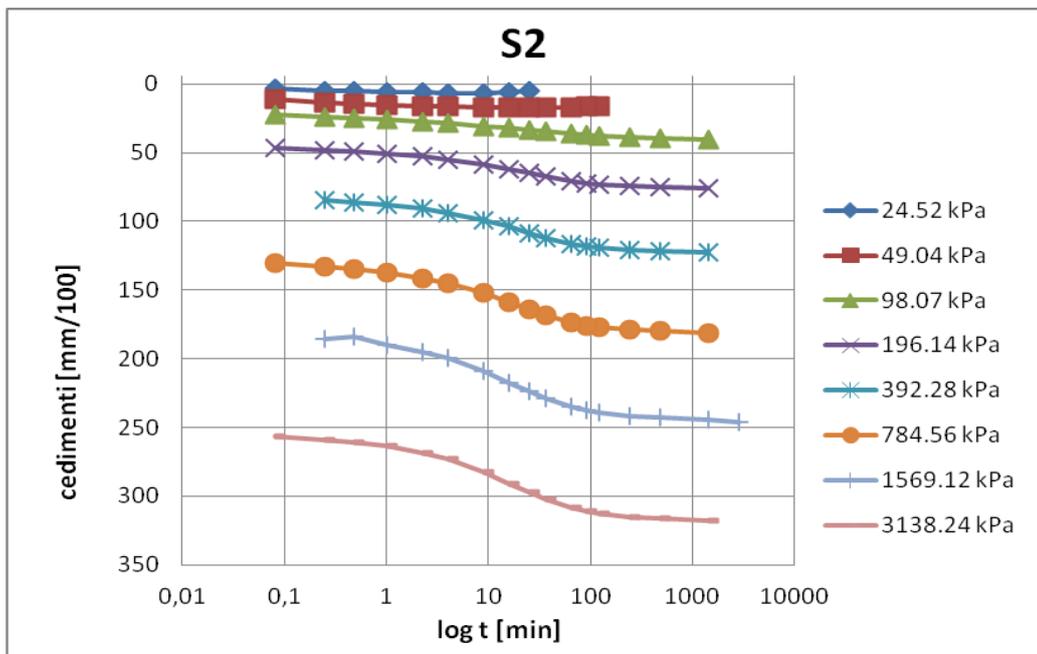
**Tabella 17: ommario dei parametri ottenuti dalla elaborazione di tutte le prove edometriche disponibili.**

Sondaggio	campione	Prof. [m]	$e_0$	OCR	$C_c$	$C_s$	$e_0$
S2	CI2	9.35	0.76	2.6	0,39	0,11	0.788
S3	CI2	5.75	0.9	6.8	0,36	0,079	0.743

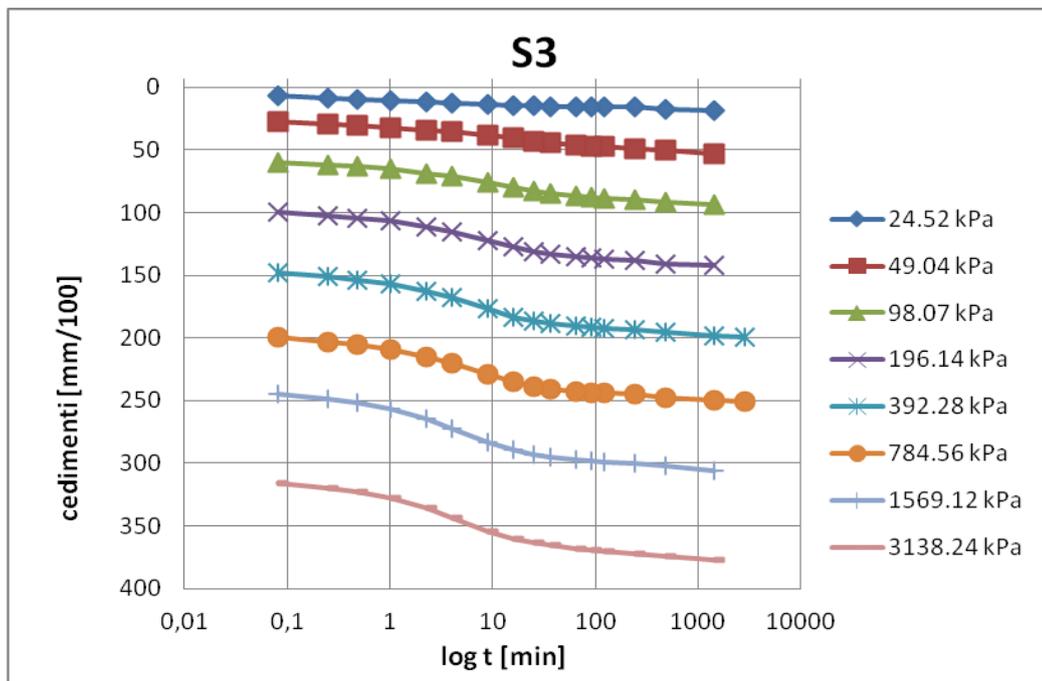
Partendo dalle prove edometriche disponibili è stato ricavato il coefficiente di consolidazione secondaria come rapporto tra la variazione di deformazione tra due istanti di tempo  $t_1$  e  $t_2$  e la variazione logaritmica di tali tempi, prendendo a riferimento la porzione terminale dei diagrammi “deformazione-tempo”, cioè la pendenza dell’asintoto inclinato nel piano semilogaritmico  $\varepsilon - \log t$ . Il coefficiente è stimato dunque come

$$C_{\alpha\varepsilon} = \Delta\varepsilon / \Delta \log t$$

Si riportano di seguito i grafici con le curve cedimento-tempo ottenuti dalle prove edometriche:

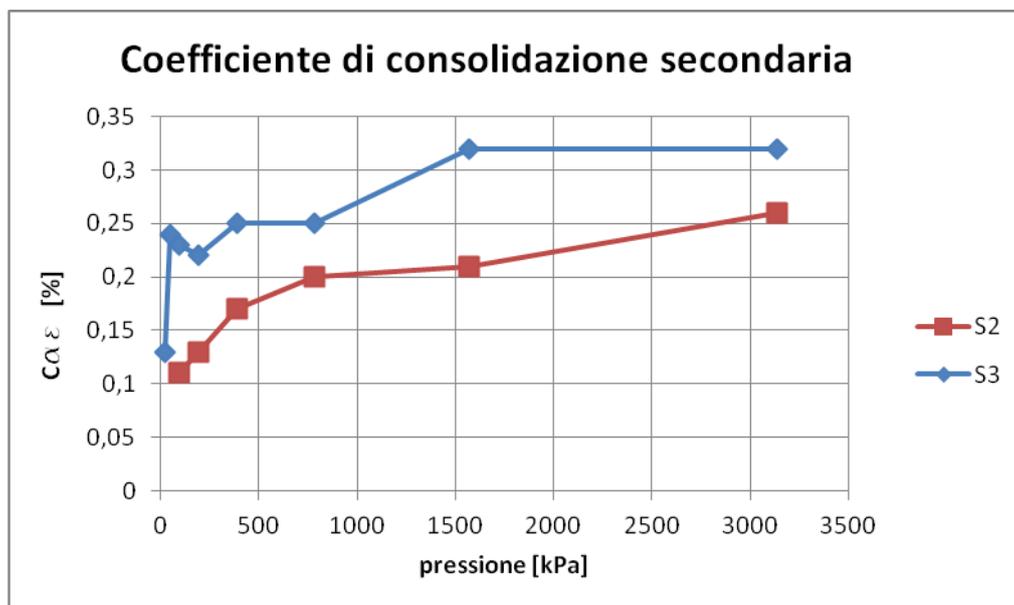


**Figura 18: curve cedimenti-tempo ottenute dalle prove edometriche.**



**Figura 19: curve cedimenti-tempo ottenute dalle prove edometriche.**

ottenendone l'andamento riportato nel grafico, in relazione dalla pressione di prova.



**Figura 20: Andamento di  $C_{\alpha\varepsilon}$  in relazione alla pressione di prova**

**Tabella 18: valore di  $C_{\alpha\varepsilon}$  in relazione alla pressione di prova**

kPa	$C_{\alpha\varepsilon}$ [%]	
	S2	S3
24,52	-	0,13
49,04	-	0,24
98,07	0,11	0,23
196,14	0,13	0,22
392,28	0,17	0,25
784,56	0,2	0,25
1569,12	0,21	0,32
3138,24	0,26	0,32

Stanti le profondità di interesse per le opere in progetto (0-600 kPa), si adotta cautelativamente un valore di coefficiente di consolidazione secondaria pari a  $C_{\alpha\varepsilon} = 0.25\%$ .

### 8.2.3.2 Modulo edometrico da prove CPTU

Si riporta di seguito l'andamento del modulo edometrico calcolato a partire dalle prove CPTU; in base ai risultati ottenuti, può stimarsi nell'intorno dei 5-15 MPa, con un valor medio pari a 10 MPa.

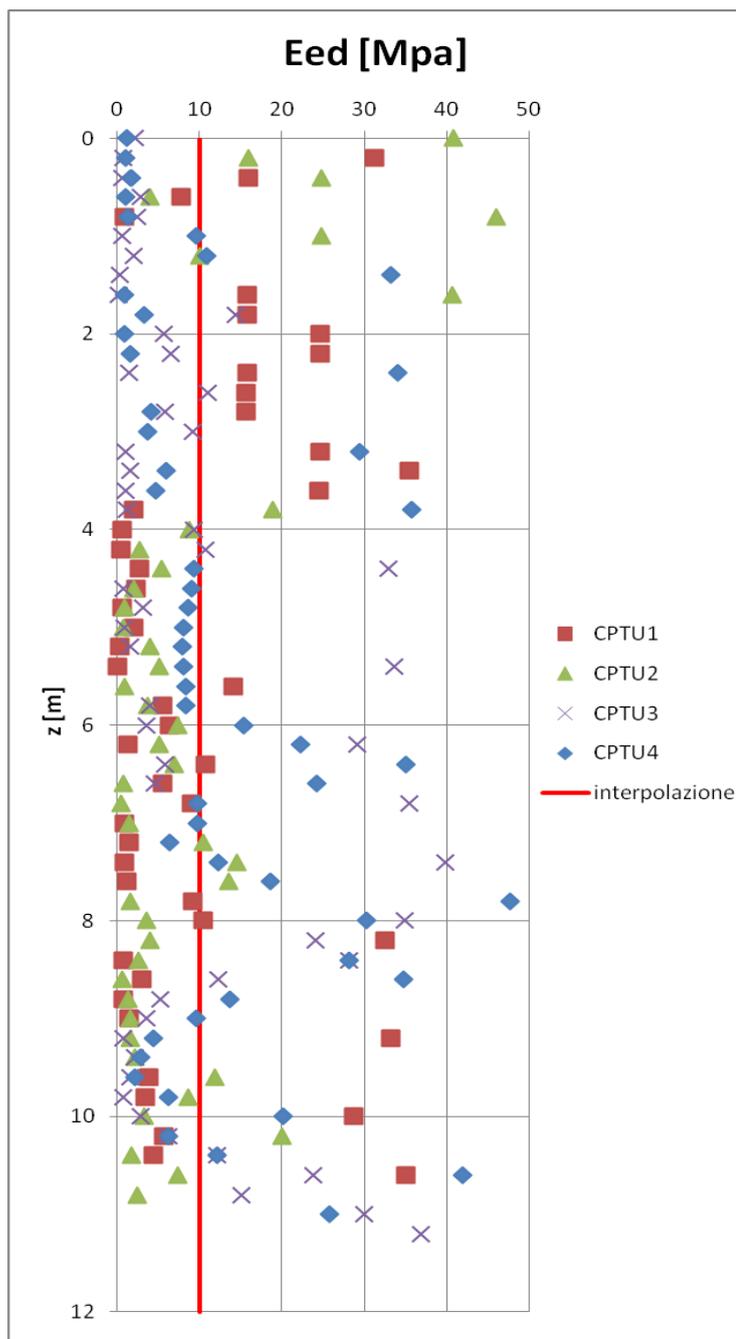


Figura 21: andamento del modulo edometrico con la profondità.

### 8.2.3.3 Modulo elastico da prove in situ

I moduli elastici di taglio ( $G_0$ ) e di Young ( $E_0$ ) a basse deformazioni possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  utilizzando le equazioni prima citate e considerando il valore del modulo operativo  $E'$  pari a  $1/10 - 1/20 E_0$ , modulo di rigidezza a basse deformazioni.

Con:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ;
- $\rho = 1,939 \text{ kg/m}^3$ ;
- $\nu = 0,3$

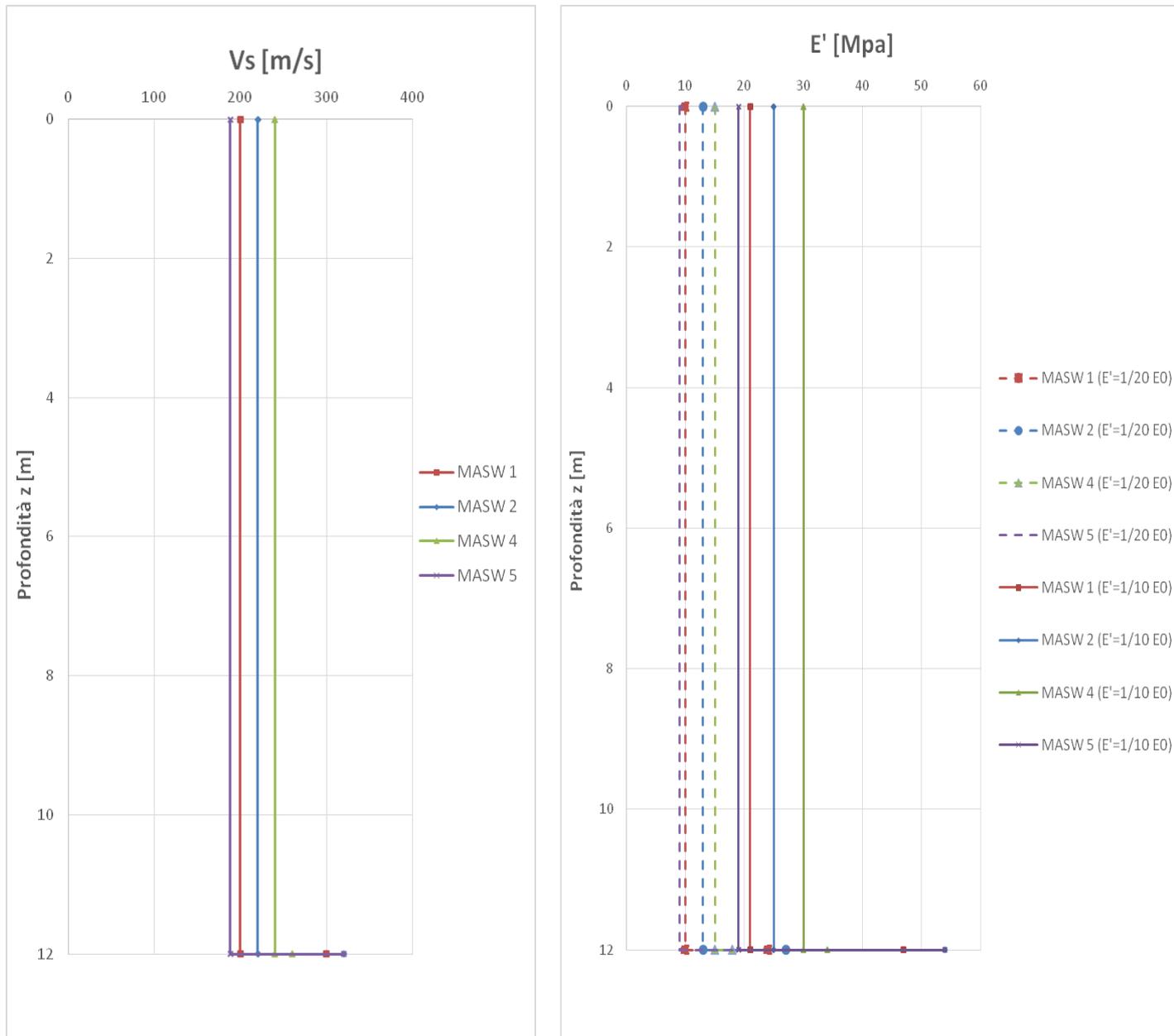
Si riportano di seguito i valori dei moduli elastici ottenuti a partire dalle onde di taglio ricavate mediante le prove **MASW**:

**Tabella 19: moduli elastici ottenuti da elaborazioni prove MASW**

MASW 1								
strato [N.]	zi [m]	zf [m]	Vs [m/s]	G0 [Mpa]	E0 [Mpa]	E' [Mpa]	V <sub>s</sub> eq [m/s]	
1	0	12	200	77,55	209,39	10-21	233	
							cat	C
MASW 2								
strato [N.]	zi [m]	zf [m]	Vs [m/s]	G0 [Mpa]	E0 [Mpa]	E' [Mpa]	V <sub>s</sub> eq [m/s]	
1	0	12	220	93,84	253,36	13-25	223	
							cat	C
MASW 4								
strato [N.]	zi [m]	zf [m]	Vs [m/s]	G0 [Mpa]	E0 [Mpa]	E' [Mpa]	V <sub>s</sub> eq [m/s]	
1	0	12	240	111,67	301,52	15-30	189	
							cat	C
MASW 5								
strato [N.]	zi [m]	zf [m]	Vs [m/s]	G0 [Mpa]	E0 [Mpa]	E' [Mpa]	V <sub>s</sub> eq [m/s]	
1	0	12	188	68,52	185,02	9-19	212	
							cat	C

**RELAZIONE GEOTECNICA**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2V	00R11	GE	GE0006001	A	63 di 104

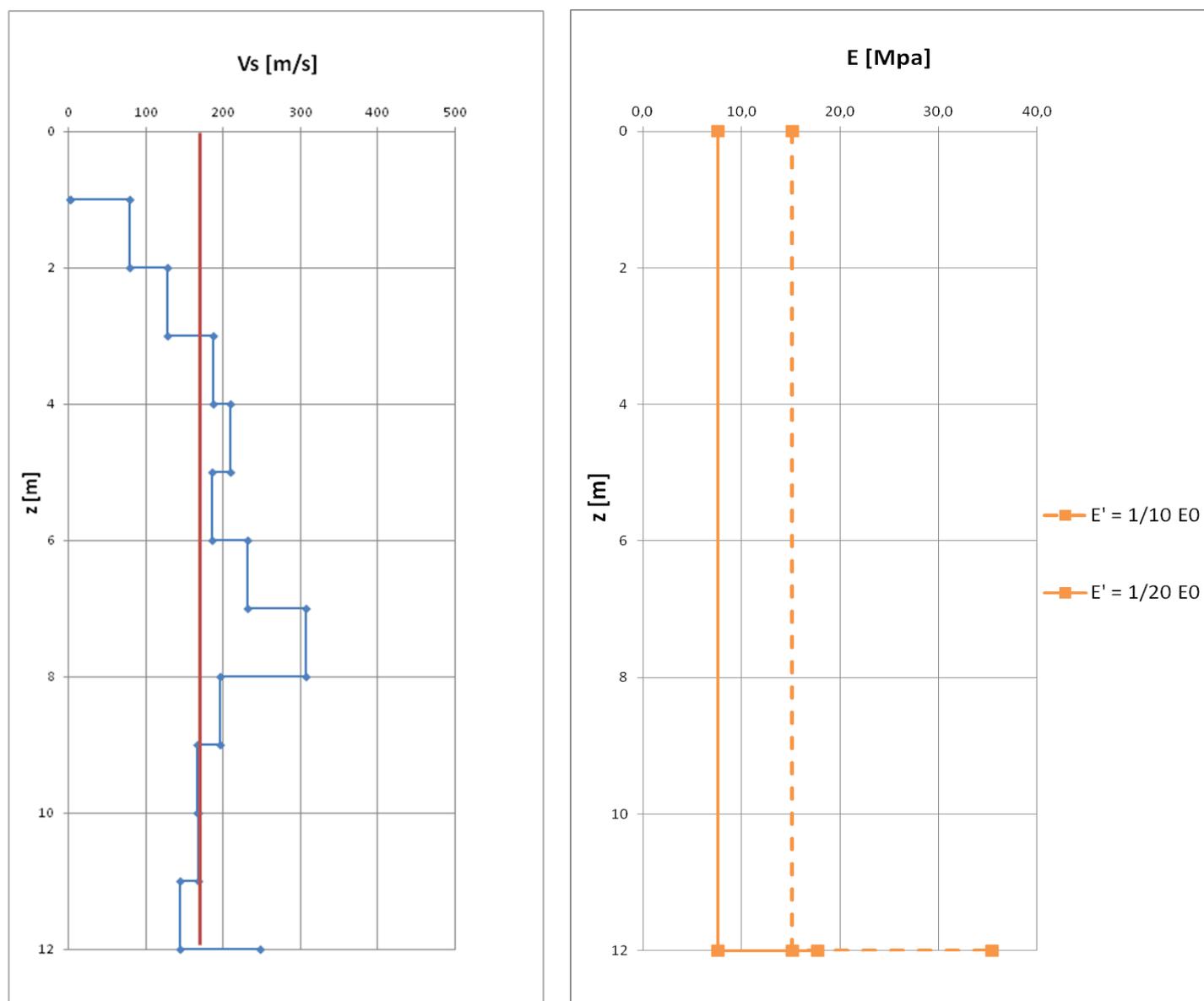


**Figura 22: onde di taglio e moduli di deformazione ricavati da prove MASW**

Si riportano di seguito i valori dei moduli elastici ottenuti a partire dalle onde di taglio ricavate dalle prove **DOWN-HOLE**:

**Tabella 20: moduli elastici ottenuti da elaborazioni prove DH**

Prof.	Vs [m/s]	G0 [Mpa]	E0 [Mpa]	E' [Mpa]
0	170	56,03	151,3	7,6-15,1
12	170	56,03	151,3	17,7-35,4



**Figura 23: onde di taglio e moduli di deformazione ricavati da prove DH**

### 8.2.4 Permeabilità

**Tabella 21: Risultati delle prove Lefranc sui sondaggi S1, S2 ed S3.**

<b>S1_PZ</b>		
Prova L2 (z=10m da PC)		
Tempo $t_i$ [s]	livello $h_i$ nel foro [m]	$k_i$ [m/s]
0	10,20	
60	10,17	3,02E-07
120	10,16	1,21E-07
240	10,15	6,07E-08
360	10,14	3,04E-08
480	10,13	3,04E-08
600	10,13	3,04E-08
720	10,12	3,04E-08
840	10,11	3,04E-08
960	10,10	6,09E-08
1080	10,10	3,05E-08
1200	10,10	8,54E-09
1320	10,09	2,93E-09
1440	10,08	7,33E-09
1680	10,08	7,33E-09
1920	10,08	4,40E-09
2160	10,08	4,40E-09
2400	10,08	2,93E-09
2640	10,07	2,94E-09
2880	10,07	2,93E-09
3120	10,07	4,40E-09
3360	10,07	2,94E-09
3600	10,07	4,40E-09

10,00 3,56E-08  $k_m$  [m/s]

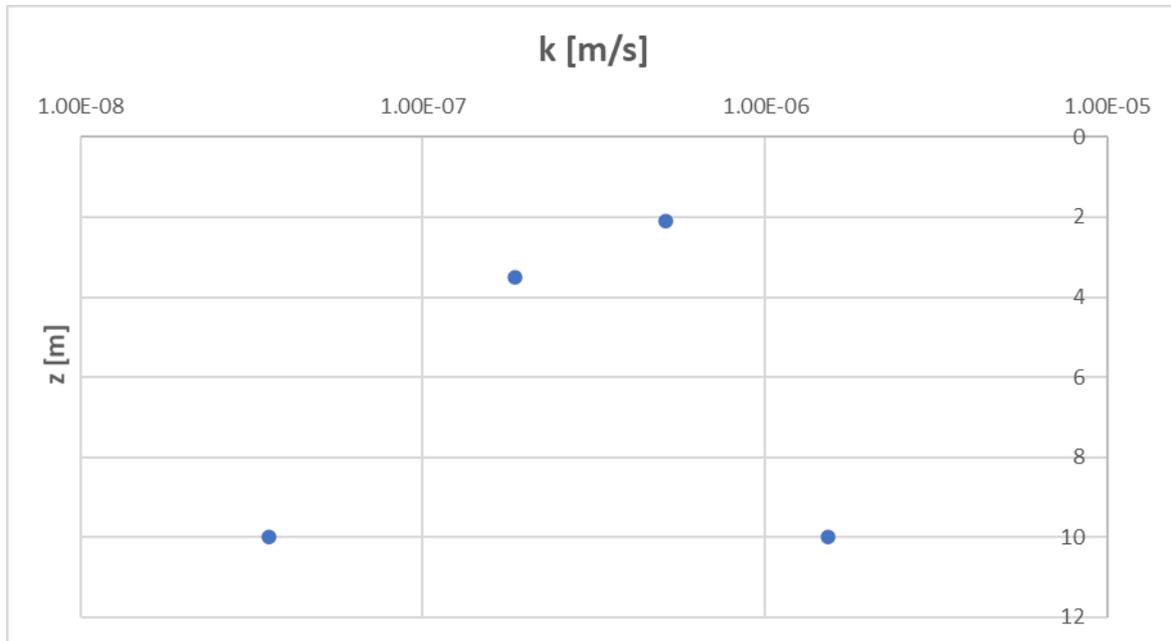
S2_DH		
Prova L1 (z=3,5m da PC)		
Tempo $t_i$ [s]	livello $h_i$ nel foro [m]	$k_i$ [m/s]
0	3,90	
60	3,86	1,53E-06
120	3,84	9,64E-07
240	3,82	2,91E-07
360	3,81	1,94E-07
480	3,80	1,36E-07
600	3,80	1,37E-07
720	3,79	1,17E-07
840	3,79	9,79E-08
960	3,78	9,80E-08
1080	3,78	7,85E-08
1200	3,77	7,86E-08
1320	3,77	7,87E-08
1440	3,77	5,91E-08
1680	3,76	2,96E-08
1920	3,76	1,97E-08
2160	3,76	1,97E-08
2400	3,76	2,96E-08
2640	3,75	1,98E-08
2880	3,75	2,96E-08
3120	3,75	2,97E-08
3360	3,75	1,98E-08
3600	3,74	1,98E-08

1,85E-07  $k_m$  [m/s]

<b>S3_PZ</b>					
Prova L1 (z=2,1m da PC)			Prova L2 (z=10m da PC)		
Tempo $t_i$ [s]	livello $h_i$ nel foro [m]	$k_i$ [m/s]	Tempo $t_i$ [s]	livello $h_i$ nel foro [m]	$k_i$ [m/s]
0	2,65		0	10,05	
60	2,62	1,52E-06	60	9,43	8,09E-06
120	2,59	1,54E-06	120	9,15	3,83E-06
240	2,56	7,77E-07	240	8,75	2,84E-06
360	2,53	7,87E-07	360	8,51	1,77E-06
480	2,51	6,63E-07	480	8,34	1,28E-06
600	2,48	6,69E-07	600	8,19	1,15E-06
720	2,46	5,40E-07	720	8,04	1,17E-06
840	2,44	5,45E-07	840	7,87	1,36E-06
960	2,42	5,49E-07	960	7,71	1,31E-06
1080	2,41	2,76E-07	1080	7,58	1,08E-06
1200	2,40	2,77E-07	1200	7,43	1,27E-06
1320	2,39	4,18E-07	1320	7,30	1,12E-06
1440	2,37	4,21E-07	1440	7,21	7,88E-07
1680	2,35	2,83E-07	1680	7,05	7,13E-07
1920	2,33	2,85E-07	1920	6,92	5,91E-07
2160	2,31	2,88E-07	2160	6,81	5,09E-07
2400	2,29	3,63E-07	2400	6,72	4,23E-07
2640	2,26	3,67E-07	2640	6,63	4,28E-07
2880	2,25	1,48E-07	2880	6,57	2,89E-07
3120	2,23	2,98E-07	3120	6,51	2,92E-07
3360	2,22	1,50E-07	3360	6,45	2,94E-06
3600	2,21	1,51E-07	3600	6,39	2,97E-07

5,14E-07  $k_m$  [m/s]

1,52E-06  $k_m$  [m/s]



**Figura 24: andamento del valore della permeabilità con la profondità**

In base ai valori di permeabilità ottenuti dalle prove Lefranc, e in base alle caratteristiche dell'unità geotecnica in esame ad elevato contenuto di fine, si propone di assegnare a questa unità un intervallo di permeabilità pari a 1E-8 - 1E-6.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

### 8.3 UNITÀ GEOTECNICA UG2 – SABBIE CON LIMO

In questo paragrafo si analizzano i dati a disposizione per caratterizzare il terreno incoerente:



Figura 25: Fotografia di una cassetta della campionatura estratta alla profondità dell'unità geotecnica UG2.

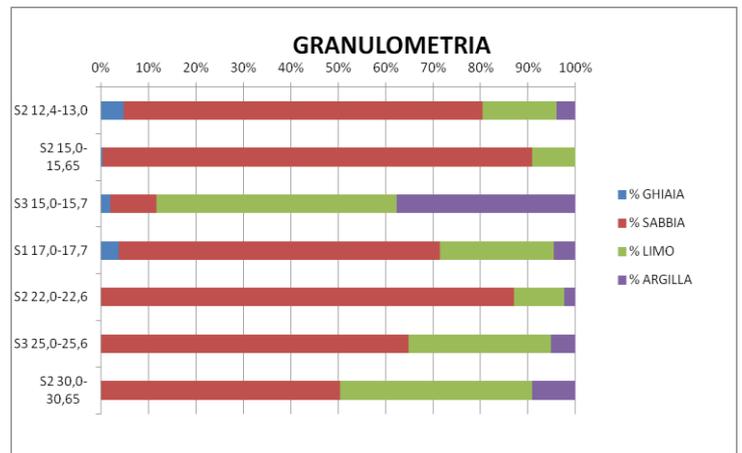
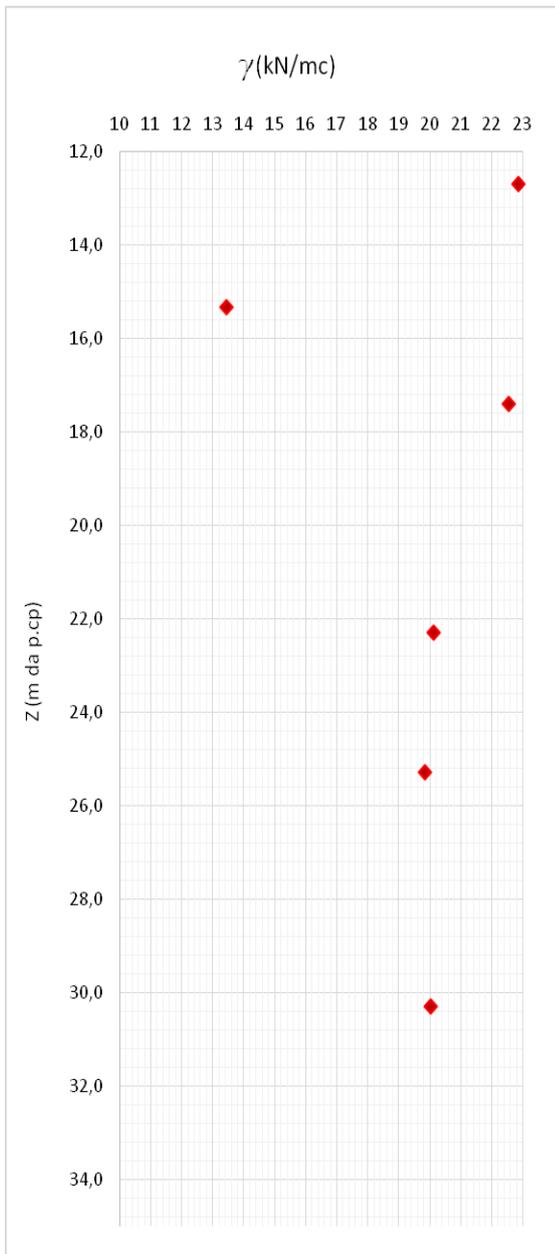
#### 8.3.1 Caratteristiche fisiche

I risultati delle analisi granulometriche mostrano come l'unità sia caratterizzata da una netta prevalenza della frazione granulare. Elaborando le prove di laboratorio eseguite, sono stati ricavati dei grafici con il valore del peso specifico dei grani e l'analisi granulometrica. Come evidenziato dai diagrammi seguenti la granulometria dei terreni si può ritenere costante con la profondità.

In relazione alle prove condotte, dalla valutazione del peso dei grani e dalla letteratura di settore si assume per i terreni un peso di volume pari a  $20 \text{ kN/m}^3$ .

**RELAZIONE GEOTECNICA**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2V	00R11	GE	GE0006001	A	70 di 104



**Figura 26: analisi granulometrica e valore del peso specifico dei grani dei terreni granulari.**

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

### 8.3.2 Parametri di resistenza

Per stimare l'angolo di attrito interno si propone utilizzare le correlazioni elencate precedentemente, facendo riferimento a sabbie grossolane per quanto riguarda i coefficienti da adottare.

#### 8.3.2.1.1 Angolo di attrito da elaborazione prove SPT

Si riportano di seguito i dati NSPT registrati e i valori di angolo di resistenza a taglio ottenuto tramite le correlazioni elencate nel capitolo precedente:

**Tabella 22: prove SPT del sondaggio S1**

	Profondità [m]	N colpi	Nspt=N2+N3	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	u [kPa]	$\sigma_v$ [kPa]	$\sigma'_v$ [kPa]	$\varphi$ [°]
SPT4	13,75	10	32	20	137,5	275	137,5	34
		14		20	137,5	275	137,5	
		18		20	137,5	275	137,5	
SPT5	17,95	12	39	20	179,5	359	179,5	35
		18		20	179,5	359	179,5	
		21		20	179,5	359	179,5	
SPT6	21,5	15	35	20	215	430	215	34
		18		20	215	430	215	
		17		20	215	430	215	

**Tabella 23: valori dell'angolo di resistenza a taglio ottenuti tramite l'elaborazione delle SPT**

$\varphi$ [°] - S1_PZ		
z [m]	Wolff	Peck
13,75	34	34,9
17,95	35	35,5
21,5	34	34,0

**Tabella 24: prove SPT del sondaggio S2**

	Profondità [m]	N colpi	Nspt=N2+N3	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	u [kPa]	$\sigma_v$ [kPa]	$\sigma'_v$ [kPa]	$\varphi$ [°]
SPT4	13,2	12	38	20	132	264	132	36
		16		20	132	264	132	
		22		20	132	264	132	
SPT5	17,2	14	42	20	172	344	172	36
		17		20	172	344	172	
		25		20	172	344	172	
SPT6	20,2	10	41	20	202	404	202	34
		18		20	202	404	202	
		23		20	202	404	202	

**Tabella 25: valori dell'angolo di resistenza a taglio ottenuti tramite l'elaborazione delle SPT**

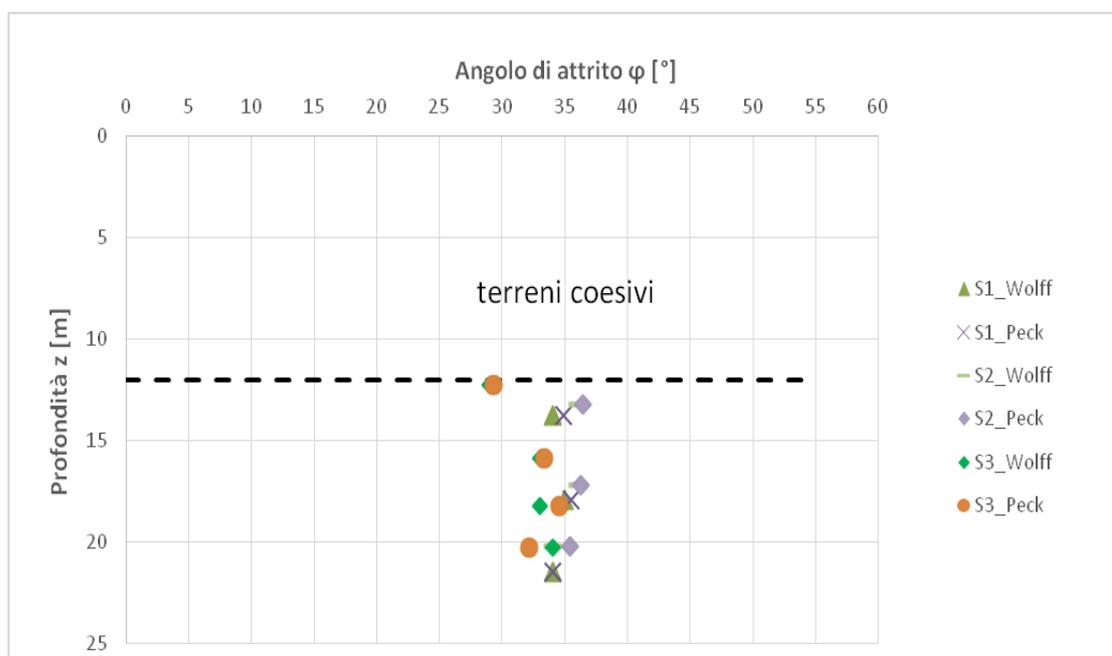
$\varphi$ [°] - S2_DH		
z [m]	Wolff	Peck
13,2	36	36,4
17,2	36	36,2
20,2	34	35,4

**Tabella 26: prove SPT del sondaggio S3**

	Profondità [m]	N colpi	Nspt=N2+N3	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	u [kPa]	$\sigma_v$ [kPa]	$\sigma'_v$ [kPa]	$\varphi$ [°]
SPT5	15,9	8	27	20	159	318	159	33
		12		20	159	318	159	
		15		20	159	318	159	
SPT6	18,25	13	35	20	182,5	365	182,5	33
		16		20	182,5	365	182,5	
		19		20	182,5	365	182,5	
SPT7	20,25	7	36	20	202,5	405	202,5	34
		18		20	202,5	405	202,5	
		18		20	202,5	405	202,5	

**Tabella 27: valori dell'angolo di resistenza a taglio ottenuti tramite l'elaborazione delle SPT**

$\varphi$ [°] - S3_PZ		
z [m]	Wolff	Peck
12,25	29	29,3
15,9	33	33,3
18,25	33	34,6
20,25	34	32,1



**Figura 27: andamento dell'angolo di resistenza a taglio ottenuto dalle prove SPT con la profondità**

Sulla base dei valori ricavati, si propone di assegnare un angolo d'attrito compreso nel range 34°-36°

#### 8.3.2.1.1.1 Angolo di attrito da elaborazione PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Per l'unità geotecnica UG2 le prove di taglio diretto non si ritengono rappresentative; per la stima dei parametri di resistenza si è fatto riferimento alle prove SPT. Tuttavia, le prove, unitamente alla granulometria che evidenzia la presenza di frazione fine nell'unità, consentono di attribuire una coesione compresa in un range 0-5 kPa

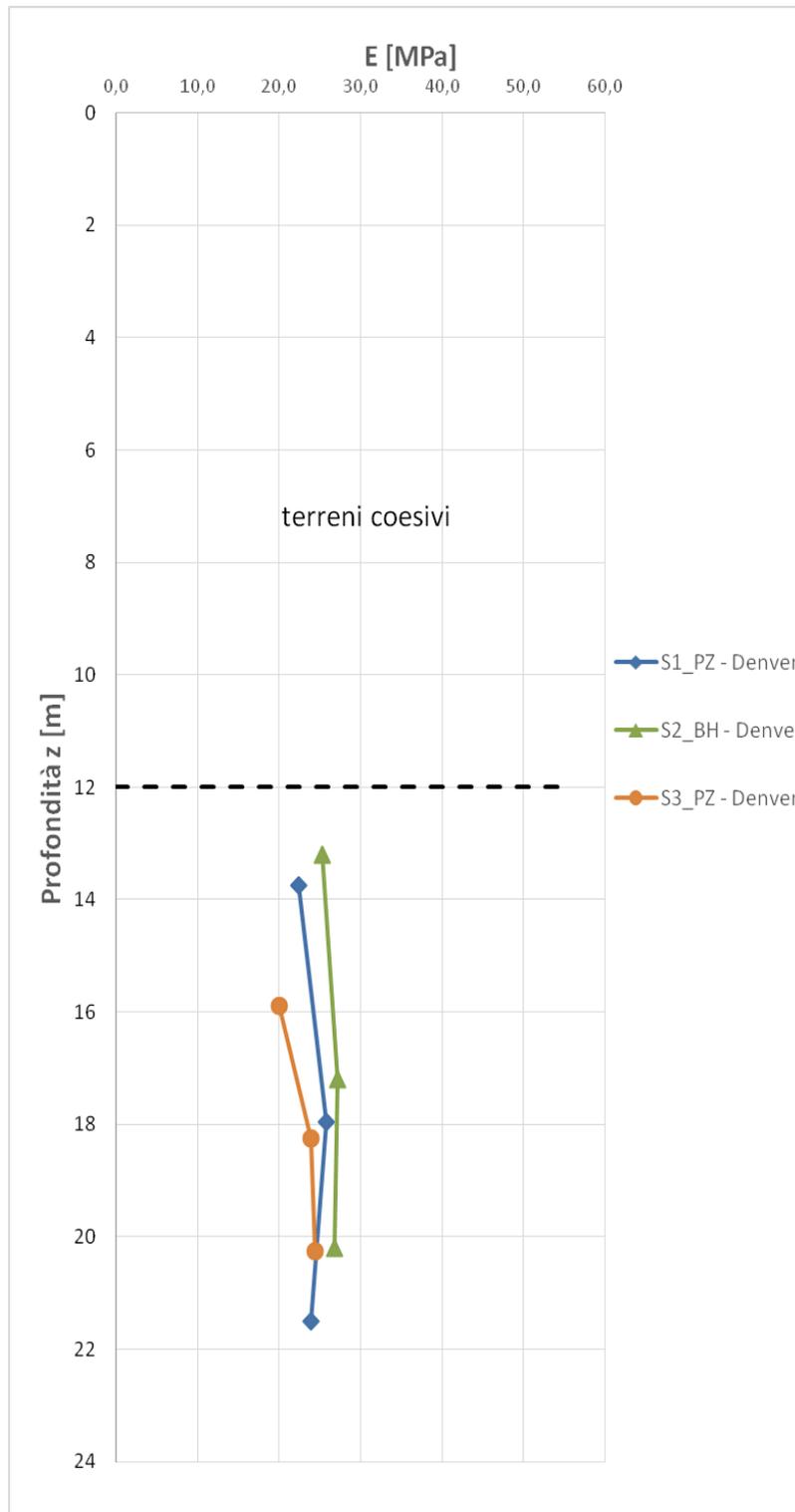
### 8.3.3 Parametri di rigidezza

#### 8.1.2.2 Modulo elastico da elaborazioni prove SPT

Per avere una stima delle caratteristiche di deformabilità di questa unità, si propone applicare il metodo di Denver (1982) secondo il quale il modulo di Young  $E'$  può essere calcolato come:  $E' = S_1 \cdot N_{SPT} + S_2$ , dove  $S_1$  e  $S_2$  sono costanti che assumono valori in funzione della granulometria e della litologia, applicando i parametri  $S_1 = 0,478$  e  $S_2 = 7,17$ .

**Tabella 28: modulo elastico ottenuto da prove SPT**

Sondaggio	z [m]	Nspt	Denver
			E' [Mpa]
S1	13,75	32	22,47
S1	17,95	39	25,81
S1	21,5	35	23,90
S2	13,2	38	25,33
S2	17,2	42	27,25
S2	20,2	41	26,77
S3	15,9	27	20,08
S3	18,25	35	23,90
S3	20,25	36	24,38



**Figura 28: andamento del modulo elastico con la profondità.**

### 8.3.3.1 Modulo elastico da prove geofisiche (MASW e DH)

I moduli elastici di taglio ( $G_0$ ) e di Young ( $E_0$ ) a basse deformazioni possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  utilizzando le equazioni prima citate e considerando il valore del modulo operativo  $E'$  pari a  $1/10 - 1/20 E_0$ , modulo di rigidezza a basse deformazioni.

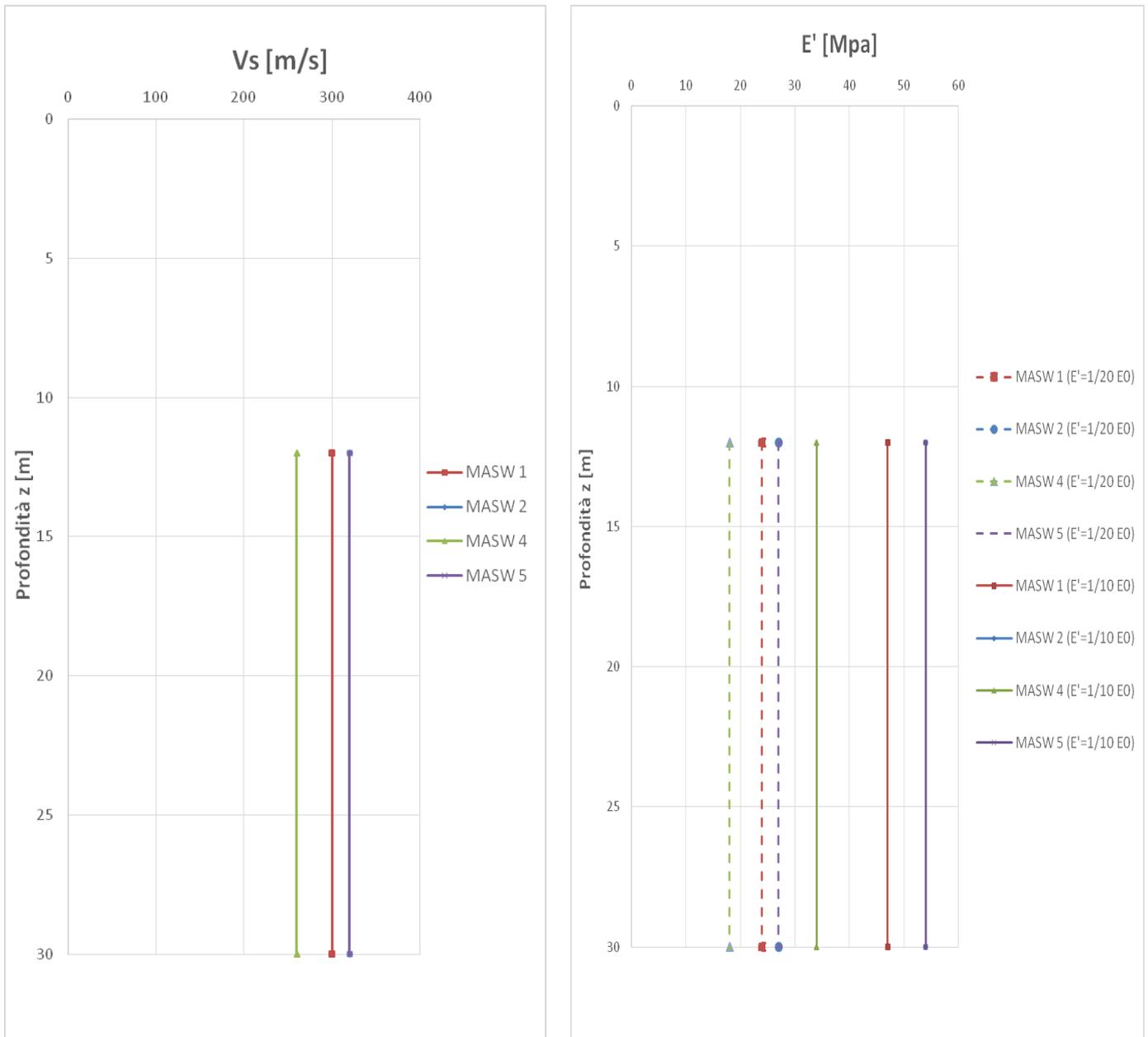
Con:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ;
- $\rho = 1,939 \text{ kg/m}^3$ ;
- $\nu = 0,3$

Si riportano di seguito i valori dei moduli elastici ottenuti a partire dalle onde di taglio ricavate mediante le prove **MASW**:

**Tabella 29: moduli elastici ottenuti da elaborazioni prove MASW**

MASW 1								
strato [N.]	zi [m]	zf [m]	Vs [m/s]	G0 [Mpa]	E0 [Mpa]	E' [Mpa]	V <sub>s</sub> eq [m/s]	
2	12	30	300	174,49	471,12	24-47	233	
							cat	C
MASW 2								
strato [N.]	zi [m]	zf [m]	Vs [m/s]	G0 [Mpa]	E0 [Mpa]	E' [Mpa]	V <sub>s</sub> eq [m/s]	
2	12,0	30,0	320,0	198,53	536,03	27-54	223	
							cat	C
MASW 4								
strato [N.]	zi [m]	zf [m]	Vs [m/s]	G0 [Mpa]	E0 [Mpa]	E' [Mpa]	V <sub>s</sub> eq [m/s]	
2	12	30	260,0	131,06	353,87	18-35	189	
							cat	C
MASW 5								
strato [N.]	zi [m]	zf [m]	Vs [m/s]	G0 [Mpa]	E0 [Mpa]	E' [Mpa]	V <sub>s</sub> eq [m/s]	
2	12,0	30,0	320,0	198,53	536,03	27-54	212	
							cat	C

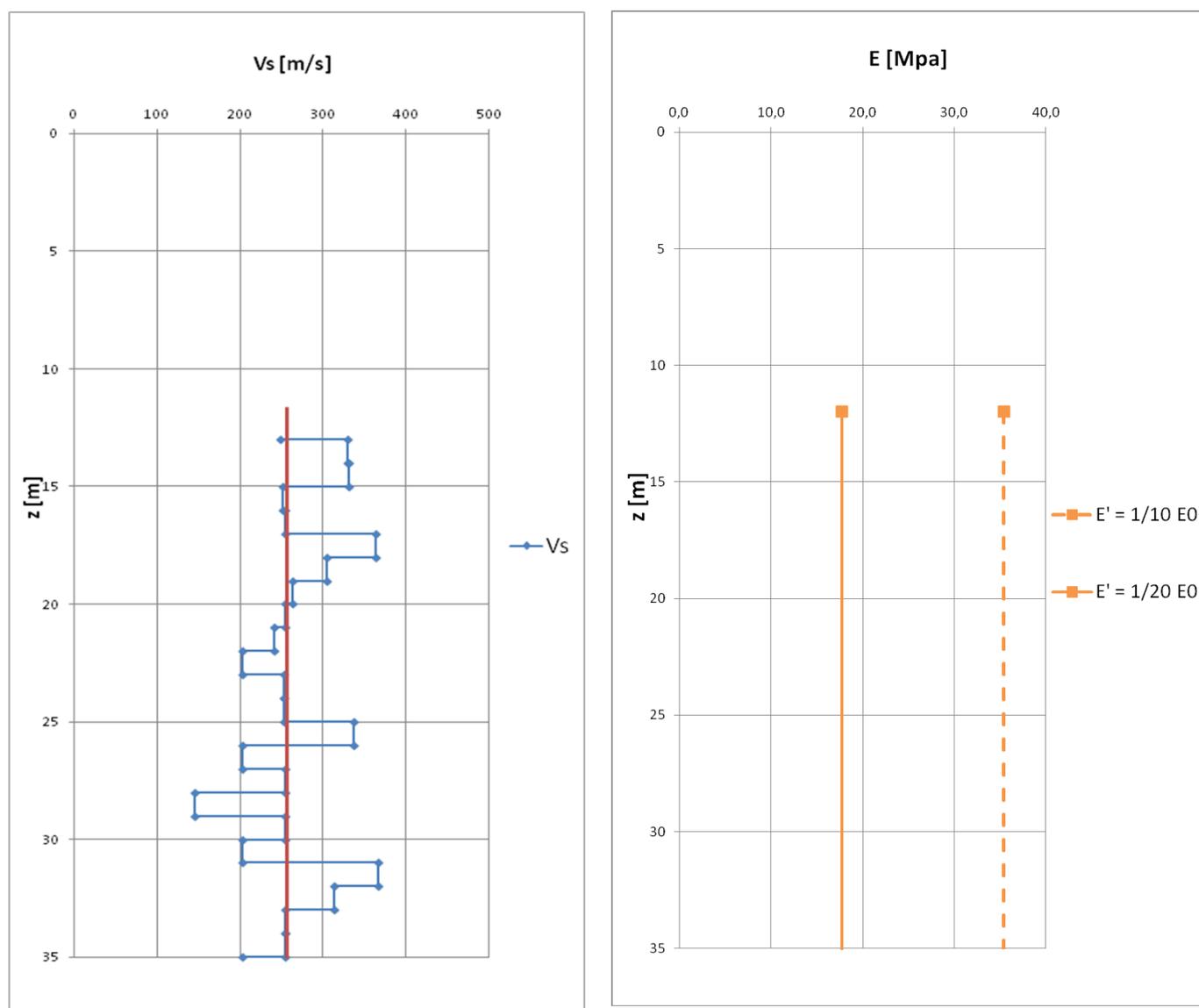


**Figura 29: Moduli di deformazione ricavati da prove MASW**

Si riportano di seguito i valori dei moduli elastici ottenuti a partire dalle onde di taglio ricavate dalle prove **DOWN-HOLE**:

**Tabella 30: moduli elastici ottenuti da elaborazioni prove DH**

Prof.	Vs [m/s]	G0 [Mpa]	E0 [Mpa]	E' [Mpa]
12	170	56,03	151,3	17,7-35,4
35	260	131,06	353,9	17,7-35,4



**Figura 30: onde di taglio e Moduli di deformazione ricavati da prove DH**

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-          REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b>  <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

#### 8.4 UNITÀ GEOTECNICA UG3 – ARGILLE CON LIMI INFERIORI

L'unità geotecnica UG3 è costituita prevalentemente da terreno coesivo.



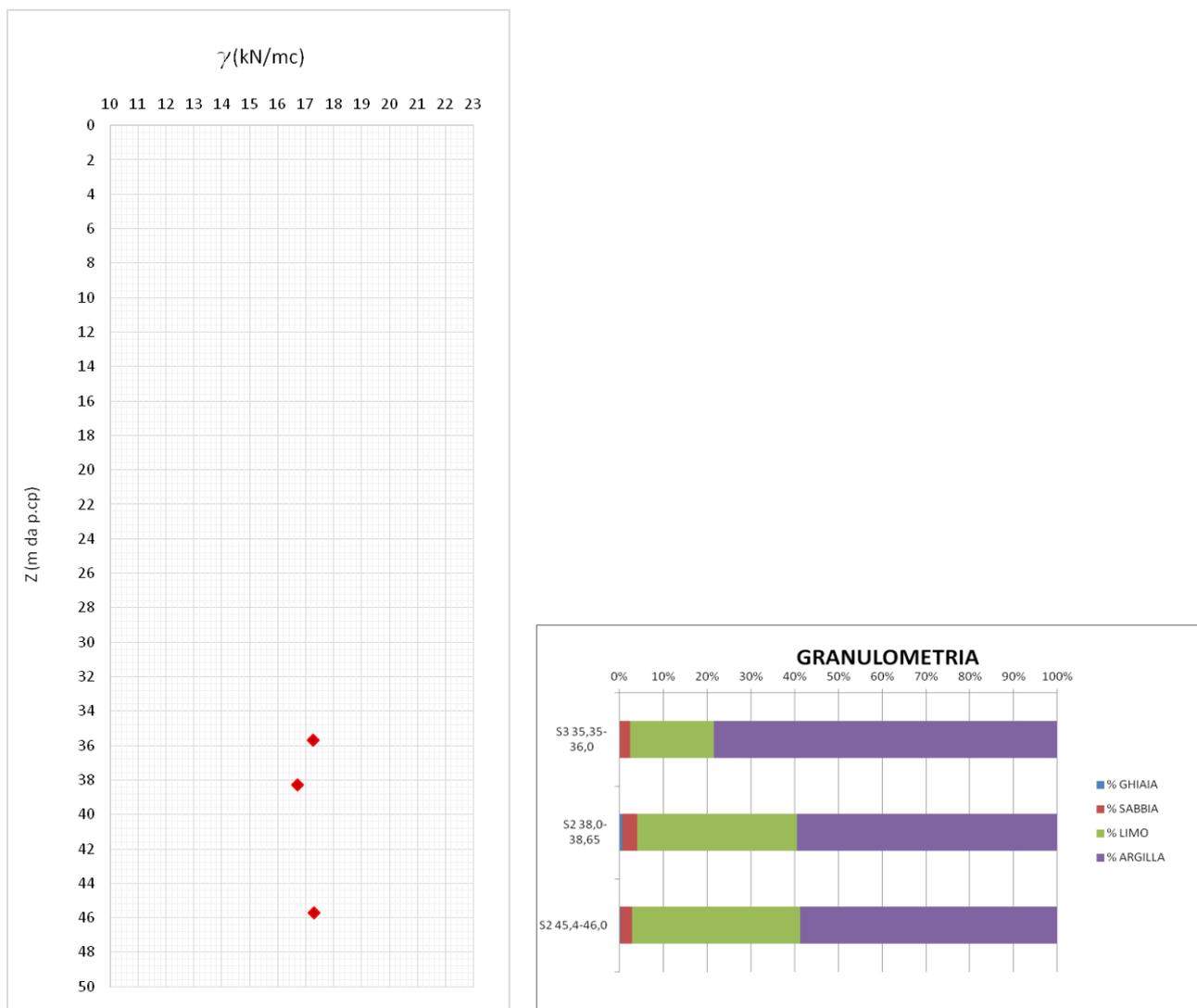
Figura 31: Fotografia di una cassetta della campionatura estratta alla profondità dell'unità geotecnica UG3.

##### 8.4.1 Caratteristiche fisiche

I risultati delle analisi granulometriche mostrano come l'unità sia caratterizzata da una netta prevalenza della frazione fina, Limo (40%) e Argilla (60%) e con una percentuale di Sabbia mediamente contenuta entro il 5%.

Elaborando le prove di laboratorio eseguite, sono stati ricavati dei grafici con il valore del peso specifico dei grani e l'analisi granulometrica. Come evidenziato dai diagrammi seguenti la granulometria dei terreni si può ritenere costante con la profondità.

In relazione alle prove condotte, dalla valutazione del peso dei grani e dalla letteratura di settore si assume per i terreni un peso di volume pari a 17-18 kN/m<sup>3</sup>.



**Figura 32: analisi granulometrica e valore del peso specifico dei grani dei terreni coesivi.**

Si riporta ora la rappresentazione dei limiti di Atterberg, in particolare del limite liquido e del limite plastico, da cui sono stati poi determinati altri parametri tra cui l'indice di plasticità (IP) che consente di stimare il grado di plasticità di un limo e/o di un'argilla, e l'indice di consistenza (Ic) che dà indicazioni sullo stato del campione a partire dal suo contenuto d'acqua naturale  $w_n$ .

**Tabella 31: Limiti di Atterberg e indice di plasticità IP e indice di consistenza I<sub>c</sub>**

Sondaggio	Campione	Profondità prelievo [m]	z <sub>medio</sub> [m]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	e	W <sub>L</sub> [%]	W <sub>p</sub> [%]	IP [%]	I <sub>c</sub> [%]
S2_DH	CI7	38,0-38,65	38,3	16,7	1,3	66,3	30,9	35,4	1,87
	CI8	45,4-46,0	45,7	17,29	1,1	53,4	29,9	23,5	2,27

Sondaggio	Campione	Profondità prelievo [m]	z <sub>medio</sub> [m]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	e	W <sub>L</sub> [%]	W <sub>p</sub> [%]	IP [%]	I <sub>c</sub> [%]
S3_PZ	CI6	35,35-36,0	35,7	17,27	1,1	54,7	33,3	21,4	2,56

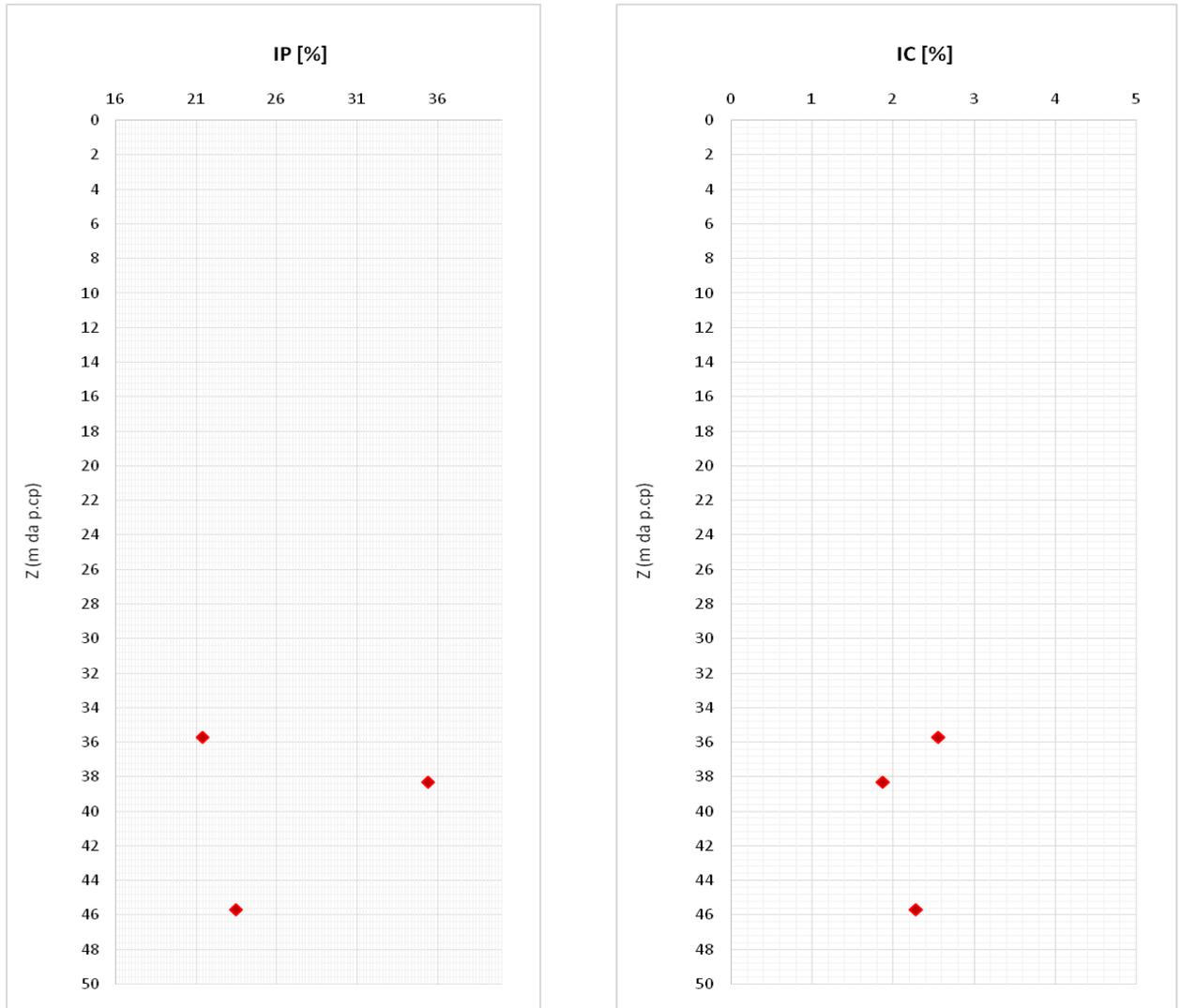
L'indice di plasticità rappresenta il grado di plasticità del campione per i vari contenuti d'acqua presenti tra il contenuto d'acqua al limite liquido  $w_L$  e il contenuto d'acqua al limite plastico  $w_p$ , ed è ottenuto dalla differenza tra il limite liquido LL e il limite plastico LP.

Si rappresenta ora l'andamento dell'indice di plasticità, di consistenza e indice dei vuoti in funzione della profondità:

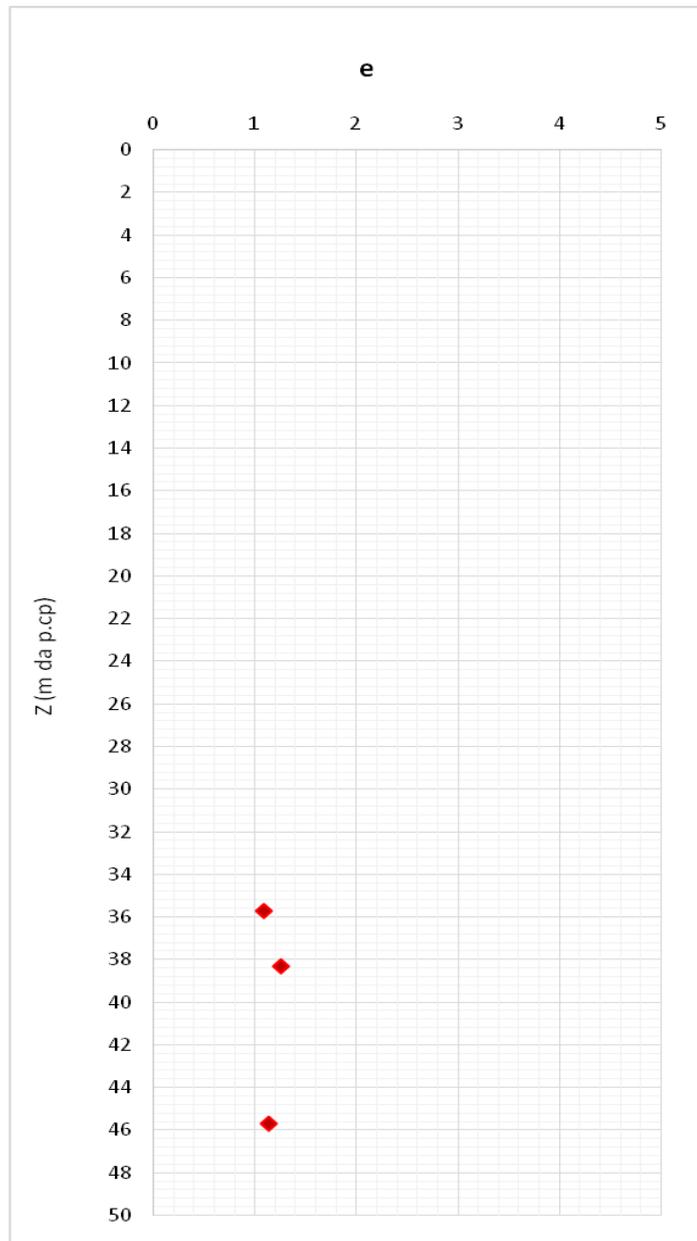
L'andamento dell'indice di plasticità riportato in figura indica una condizione generalmente PLASTICA ( $15 < I_p < 40$ ).

**RELAZIONE GEOTECNICA**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2V	00R11	GE	GE0006001	A	82 di 104

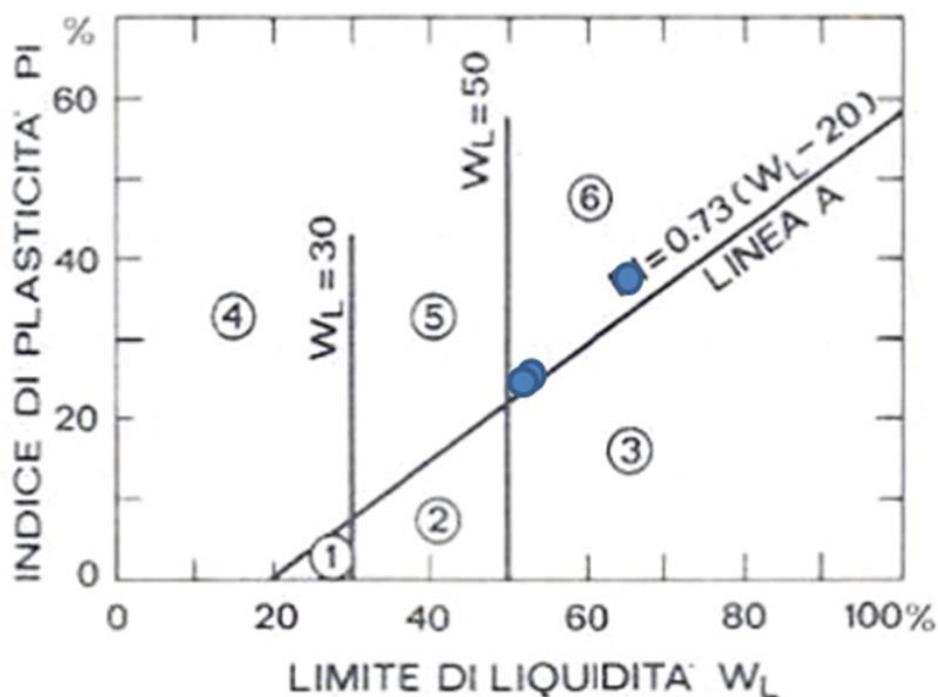


**Figura 33: andamento di IP e IC in funzione della profondità.**



**Figura 34: andamento di e in funzione della profondità.**

È stato inserito il valore dell'indice di plasticità in funzione del limite liquido nella carta di plasticità. I punti ricadono nei range di argille a media e alta plasticità:



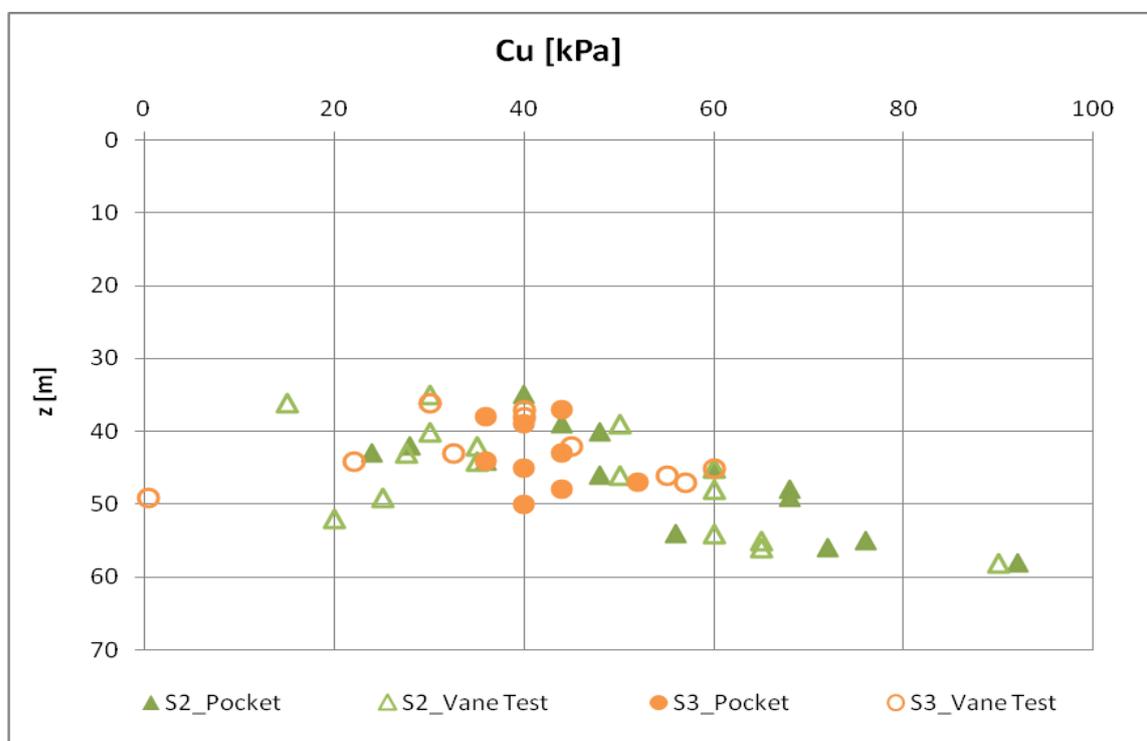
- ① Limi inorganici di bassa compressibilità
- ② Limi inorganici di media compressibilità e limi organici
- ③ Limi inorganici di alta compressibilità e argille organiche
- ④ Argille inorganiche di bassa plasticità
- ⑤ Argille inorganiche di media plasticità
- ⑥ Argille inorganiche di alta plasticità

Figura 35: carta di plasticità delle argille

#### 8.4.2 Parametri di resistenza

##### 8.4.2.1 Condizioni non drenate

In figura si riportano gli andamenti della coesione non drenata  $c_u$  con la profondità, ottenuti dalle prove in situ tipo PP e prove pressiometriche.



**Figura 36: Andamenti di  $c_u$  con la profondità**

Sulla base del grafico, si ritiene di assegnare un valor di coesione non drenata dell'intervallo 30-60 kPa.

#### 8.4.2.2 Condizioni drenate

Per stimare l'angolo di attrito interno si propone utilizzare le correlazioni dirette descritte precedentemente e i risultati ottenuti dalle prove di laboratorio (taglio diretto).

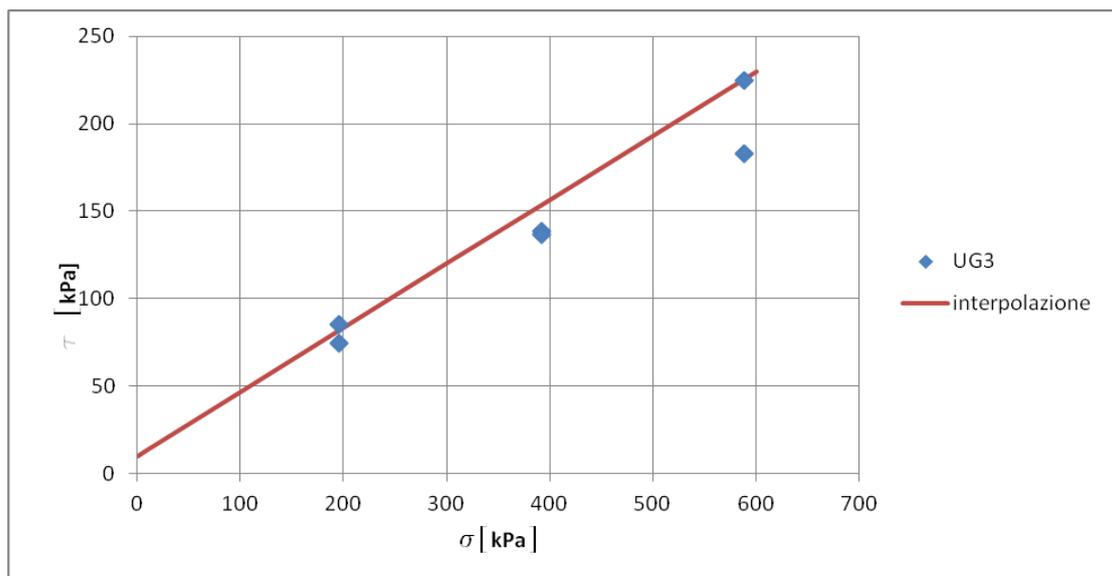
##### 8.4.2.2.1.1 Angolo di attrito da elaborazione PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Si riportano di seguito inoltre i risultati derivanti dalle prove di taglio diretto disponibili:

**Tabella 32: risultati prova di taglio diretto**

Sondaggio	Campione	Profondità prelievo [m]	$z_{\text{medio}}$ [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	TD	
					$c'$ [kpa]	$\varphi$ [°]
S2_DH	CI7	38,0-38,65	38,3	16,7	23,5	15,8
	CI8	45,4-46,0	45,7	17,29	9,3	18,5

Si riportano di seguito i grafici con le interpolazioni delle prove di taglio diretto, a partire dai dati utilizzati in laboratorio. Il valore dell'angolo di resistenza a taglio corrisponde al coefficiente angolare della retta che interpola i punti e la ctesione corrisponde al valore dell'intercetta.



**Figura 37: interpolazione prove di taglio diretto**

i	m	$\varphi$ [°]	c [kPa]
15,0	0,36652	21,0	15,0

### 8.4.3 Parametri di rigidezza

#### 8.4.3.1 Modulo elastico da prove geofisiche DH

I moduli elastici di taglio ( $G_0$ ) e di Young ( $E_0$ ) a basse deformazioni possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  utilizzando le equazioni prima citate e considerando il valore del modulo operativo  $E'$  pari a 1/10 - 1/20  $E_0$ , modulo di rigidezza a basse deformazioni.

Con:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ;
- $\rho = 1,939 \text{ kg/m}^3$ ;

- $\nu = 0,3$

Si riportano di seguito i valori dei moduli elastici ottenuti a partire dalle onde di taglio ricavate dalle prove **DOWN-HOLE**:

**Tabella 33: moduli elastici ottenuti da elaborazioni prove DH**

Prof.	Vs [m/s]	G0 [Mpa]	E0 [Mpa]	E' [Mpa]
35	260	131,06	353,9	17,7-35,4
55	260	131,06	353,9	17,7-35,5

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2V	00R11	GE	GE0006001	A	88 di 104

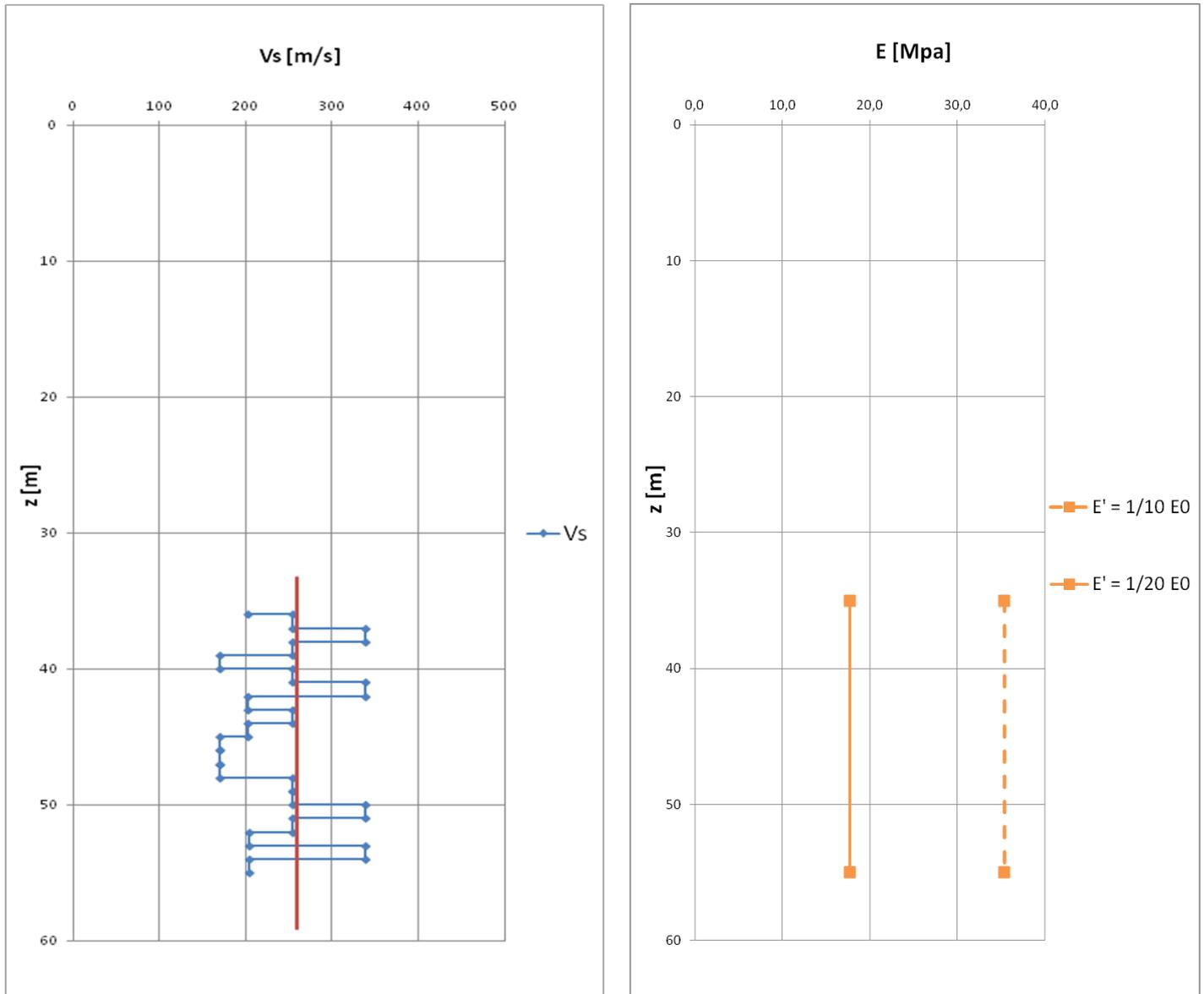


Figura 38: onde di taglio e Moduli di deformazione ricavati da prove DH

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-          REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b>  <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

## 8.5 UNITÀ GEOTECNICA UG4 – SABBIA E GHIAIA SABBIOSA



*CASSETTA C12 - 55,00-60,00 m. pc*

**Figura 39: Fotografia di una cassetta della campionatura estratta alla profondità dell'unità geotecnica UG4.**

In questo paragrafo si analizza l'ultima unità geotecnica individuata, posta a grande profondità. In assenza di prove inerenti a tale profondità, i valori dei parametri meccanici del terreno in esame sono stati ricavati basandosi sui dati disponibili in letteratura, si è optato per un valore di angolo di resistenza a taglio pari a circa 35 gradi e una coesione nulla.

### 8.5.1 Parametri di rigidezza

#### 8.5.1.1 Modulo elastico da prove geofisiche DH

I moduli elastici di taglio ( $G_0$ ) e di Young ( $E_0$ ) a basse deformazioni possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  utilizzando le equazioni prima citate e considerando il valore del modulo operativo  $E'$  pari a  $1/10 - 1/20 E_0$ , modulo di rigidezza a basse deformazioni.

Con:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ;
- $\rho = 1,939 \text{ kg/m}^3$ ;
- $\nu = 0,3$

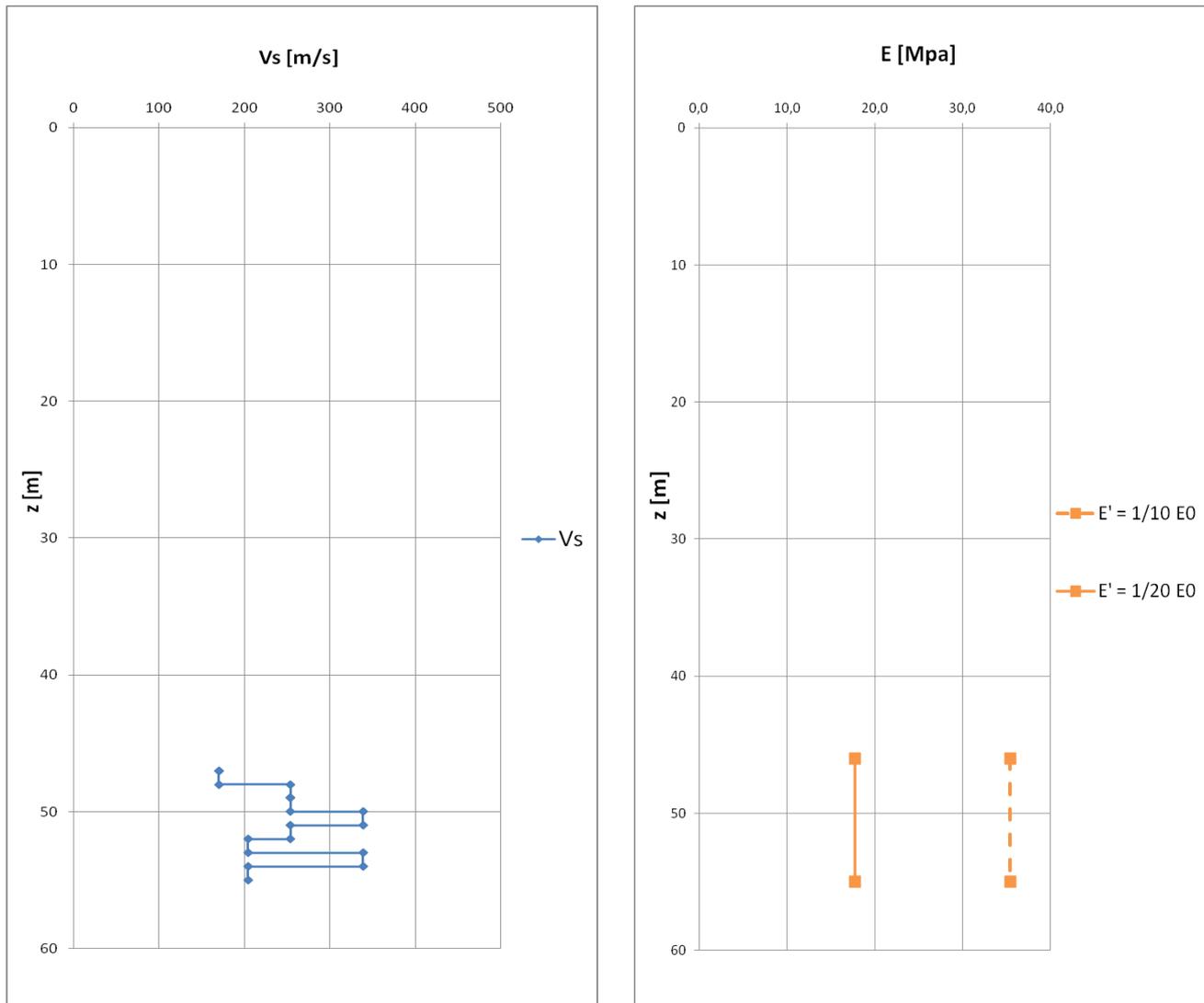
Si riportano di seguito i valori dei moduli elastici ottenuti a partire dalle onde di taglio ricavate dalle prove **DOWN-HOLE**:

**Tabella 34: moduli elastici ottenuti da elaborazioni prove DH**

Prof.	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [Mpa]	$E_0$ [Mpa]	$E'$ [Mpa]
35	260	131,06	353,9	17,7-35,4
55	260	131,06	353,9	17,7-35,5

**RELAZIONE GEOTECNICA**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2V	00R11	GE	GE0006001	A	91 di 104



**Figura 40: onde di taglio e Moduli di deformazione ricavati da prove DH**

## 9 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Nel seguito si riporta una sintesi dei valori caratteristici dei principali parametri geotecnici assunti per la progettazione.

Nelle seguenti tabelle si riportano i valori caratteristici dei parametri geotecnici; come anticipato, per le unità geotecniche UG3 e UG4, si è fatto riferimento anche a dati presenti in letteratura per completare la caratterizzazione dei materiali.

**Tabella 35: Sintesi dei parametri geotecnici di progetto**

Unità Geotecniche		$\gamma$	$c'$	$C_u$	$\varphi'$	$E'$	$E_{ed}$	$I_p$	$k$
Unità	Unità Geologica	$kN/m^3$	$kPa$	$kPa$	$^\circ$	$MPa$	$MPa$	$\%$	$m/s$
UG0	LIMO CON SABBIE	19	5-10	-	27-28	3-10	-	-	1,00E-06
UG1	ARGILLE CON LIMO	19	10-20	75-125	23-24	3-10	5-15	30	1E-8÷ 1E-6
UG2	SABBIE CON LIMO	20	0-5	-	34-36	20-30	27-41	-	1,00E-06
UG3	ARGILLE CON LIMO	17-18	10-15	30-60	21-22	15-30	24-48	22	1E-8÷ 1E-7
UG4	SABBIA E GHIAIA SABBIOSA	20	0	-	35	20-35	-	-	1E-5÷ 1E-6

In merito ai livelli di falda assunti in progetto, si rimanda all'andamento indicato nel profilo geotecnico, Doc.Rif. [34]; in generale la falda risulta prossima al p.c.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-          REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b>  <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

## 10 ANALISI DI SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

### 10.1 GENERALITÀ

Le NTC 2018, al par. 7.11.3.4.1 stabiliscono che:

*“Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei 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 che agiscono in condizioni non drenate.*

*Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.*

*In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.”*

Allo scopo di accertare la stabilità del sito di progetto rispetto alla liquefazione, è stata condotta una valutazione di suscettibilità in base ai dati a disposizione e tenendo in conto delle condizioni che permettono escludere il fenomeno senza dover effettuare ulteriori analisi (si veda paragrafo 10.2).

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

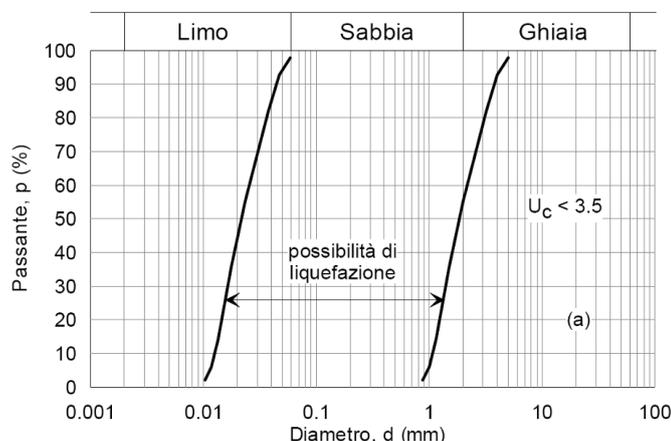
Il fenomeno della liquefazione è profondamente influenzato dal numero dei cicli del moto sismico del suolo, dalla densità relativa  $D_r$  e dalla granulometria del terreno. Un terreno a grana grossa, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la sua densità relativa. Il potenziale di liquefazione aumenta poi, ovviamente, al crescere del numero di cicli, ossia del valore di magnitudo sismica di riferimento.

Il problema principale che si pone in fase di progettazione è valutare la stabilità del sito di progetto rispetto alla liquefazione quando il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sottofalda, anche se contenenti una frazione fine limoso-argillosa. In prossimità del sondaggio S1 si riscontra la presenza di una lente di sabbia spessa circa 4m per cui si ritiene necessario svolgere una verifica a liquefazione. Le analisi verranno svolte sulla base dei dati disponibili, tenendo in considerazione l'unico campione CI1 (prof 1,3-2m) e prova SPTsvolta che risultano nella lente di sabbia oggetto della verifica a liquefazione.

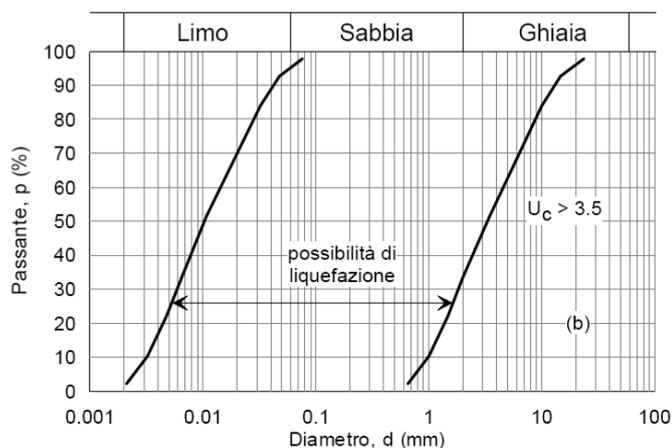
## 10.2 CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE

Le NTC2018 al paragrafo 7.11.3.4.2 stabiliscono che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

- Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero (cfr.  $a_{max}$ ) minori di 0.1 g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche CPT, normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve rappresentate in figura: (coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$ ) e (coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ ).



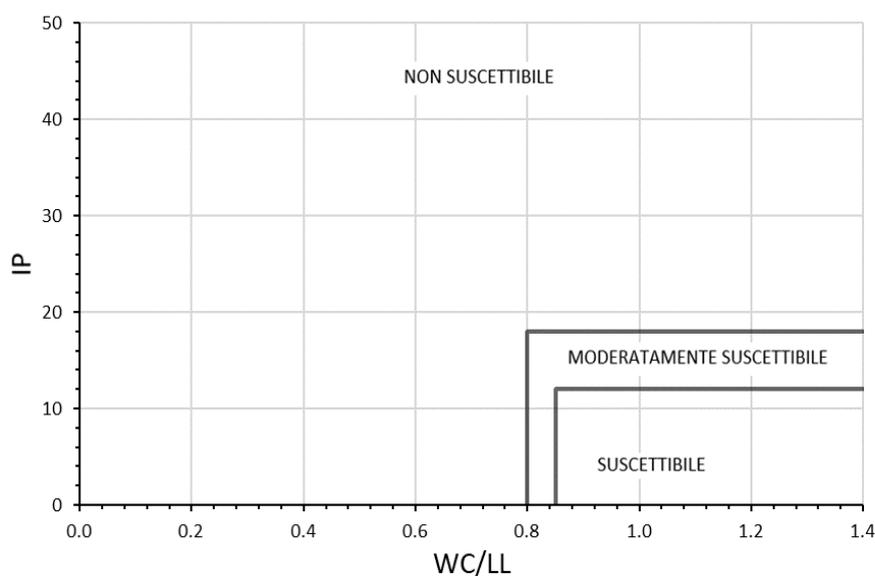
**Figura 41: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ( $U_c < 3.5$ )**



**Figura 42: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ( $U_c > 3.5$ ).**

Unitamente ai criteri di esclusione delle NTC18 è stato considerato il criterio basato sugli abachi di Bray & Sancio (2006), che determina la suscettibilità alla liquefazione dei terreni a grana fine in funzione dei limiti di Atterberg.

Suscettibilità a liquefazione - Bray et al. (2006)



**Figura 43: Criterio di esclusione di Bray & Sancio (2006)**

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-          REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b>  <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

### 10.3 DATI DI INPUT E VERIFICA A LIQUEFAZIONE PRELIMINARE

Si riporta la verifica preliminare sulle condizioni di predisposizione ai fenomeni di liquefazione, al fine di proseguire successivamente alla verifica stessa se necessario.

#### Condizione 1

Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;

A seguito dello studio delle azioni sismiche riportate al paragrafo 3.2. la condizione 1 non risulta soddisfatta.

#### Condizione 2

Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;

A seguito dell'esecuzione dei sondaggi S1, S2 ed S3, la falda risulta prossima al piano campagna.

La condizione 2 non risulta soddisfatta.

#### Condizione 3

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.

La prova SPT è stata elaborata al fine di ottenere il valore di  $N_{1,60}$ , un valore di NSPT che tiene conto della standardizzazione della prova per le diverse condizioni di esecuzione.

Il valore di  $N_{1,60}$  è stato ottenuto applicando la formula di (Skempton 1986) ed applicando la correzione di Liao & Whitman per considerare le pressioni efficaci agenti.

$$N_{1,60} = N_{SPT} * C_E * C_B * C_S * C_R * C_N$$

in cui:

$C_E$  = correzione per rapporto di energia  $E_R/60$ , posto pari a 1.08 da valore di letteratura per il territorio italiano in assenza di misurazioni specifiche;

$C_B$  = correzione per il diametro del foro, in questo caso pari a 150 mm;

$C_S$  = correzione per tipo di campionatore, in questo caso considerato come campionatore standard;

$C_R$  = correzione per lunghezza aste (L), variabile a seconda della profondità;

$C_N$  = correzione per le pressioni efficaci agenti, valutato come

$$C_N = \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}} \leq 1.7$$

dove  $p_a$  è il valore di pressione atmosferica.

Di seguito si riporta l'elaborazione delle prove SPT utilizzata per la verifica della condizione 3.

**Tabella 36: Valori di  $N_{1,60}$**

sondaggio	z (m)	SPT	$N_{SPT}$	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$C_N$	$C_R$	$C_E$	$C_S$	$C_B$	$(N_1)_{60}$
S1	2.2	SPT1	4	19.8	1.70	0.75	1	1	1	5
S1	6.7	SPT2	14	60.3	1.28	0.95	1	1	1	16
S1	9	SPT3	17	81.0	1.10	0.95	1	1	1	17
S2	2.8	SPT1	15	25.2	1.70	0.75	1	1	1	19
S2	5.2	SPT2	14	46.8	1.45	0.85	1	1	1	17
S2	7.4	SPT3	18	66.6	1.21	0.95	1	1	1	20
S3	2.3	SPT1	9	20.7	1.70	0.75	1	1	1	11
S3	6.2	SPT2	15	55.8	1.33	0.95	1	1	1	18
S3	8.2	SPT3	14	73.8	1.15	0.95	1	1	1	15

Dai risultati emerge come i valori di  $N_{1,60}$  risultino inferiori a 30, per cui la condizione 3 non risulta soddisfatta.

#### Condizione 4

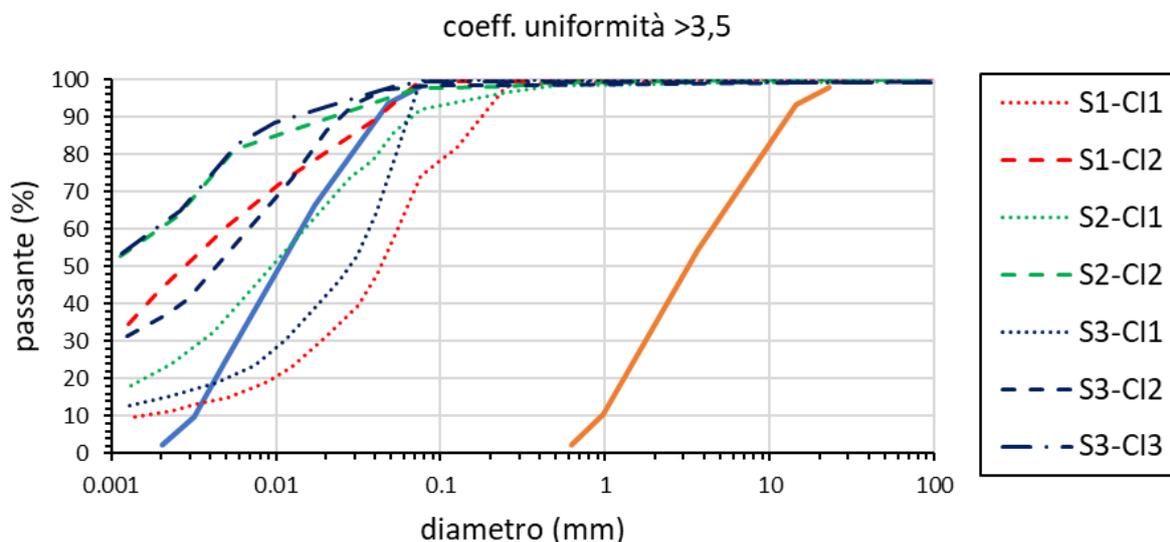
Per quanto riguarda la granulometria risulta che il coefficiente di uniformità (definito come rapporto dei diametri relativi ai passanti con percentuale 60% e 10%,  $D_{60}/D_{10}$ ) è per tutti i campioni superiore a 3,50, quindi, il fuso di riferimento per l'esclusione è quello in Figura 42.

Per ogni SPT si fa riferimento alla granulometria del campione estratto più vicino come riassunto nella seguente tabella.

**Tabella 37: campioni di riferimento per granulometria**

sondaggio	z (m)	SPT	Campione di riferimento	prof. Campione (m)
S1	2.2	SPT1	CI1	1.3-2.0
S1	6.7	SPT2	CI2	8.0-8.7
S1	9	SPT3	CI2	8.0-8.7
S2	2.8	SPT1	CI1	2.0-2.6
S2	5.2	SPT2	CI2	9.0-9.6
S2	7.4	SPT3	CI2	9.0-9.6
S3	2.3	SPT1	CI1	1.3-2.0
S3	6.2	SPT2	CI2	5.3-6.0
S3	8.2	SPT3	CI3	9.0-9.7

Riportando le granulometrie dei campioni in Tabella 37 nel fuso di Figura 42 si ottiene quanto segue:



**Figura 44: granulometrie per esclusione secondo NTC18 ( $C_u > 3.5$ )**

Come si può osservare i campioni estratti (rispetto a quanto riportato nella Tabella 37) a profondità superiori a 5 metri circa presentano una curva granulometrica esterna al fuso, quindi è possibile l'esclusione nei confronti della liquefazione. Al contrario, i campioni più superficiali (CI1 di S1 e CI1 di S3) sono interni, quindi, le relative prove SPT1 dei sondaggi S1 e S3 non possono essere escluse dalla verifica a liquefazione nei confronti della condizione 4 delle NTC18.

### Condizione 5

Per quanto riguarda la condizione di esclusione secondo Bray & Sancio (2006), tutti i campioni estratti presentano caratteristiche fisiche (IP – Wc – LL) tali da risultare non suscettibili a liquefazione. Il criterio non si applica al campione CI1 del sondaggio S1, stante la mancanza di dati riguardo IP e WC/LL

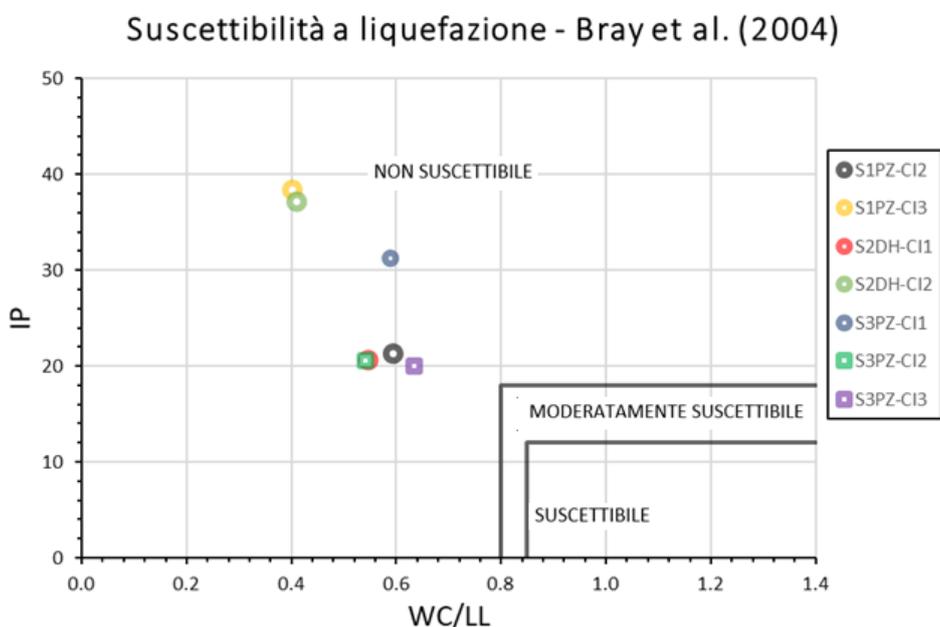


Figura 45: esclusione secondo Bray & Sancio (2006)

### 10.4 METODO DI VERIFICA A LIQUEFAZIONE UTILIZZATO

La verifica di liquefazione è stata dunque svolta per l'unica area in cui il fenomeno non può esser escluso, ovvero la lente limo/sabbiosa individuata dalla SPT1 del sondaggio S1 e dal relativo campione CI1. Si è svolta l'analisi seguendo un metodo semplificato di carattere semi-empirico, valido per aree sub-pianeggianti. Il fattore di sicurezza alla liquefazione è valutato localmente e a diverse profondità, confrontando lo sforzo di taglio ciclico indotto dall'azione sismica, normalizzato rispetto alla pressione verticale in sito (CSR) e la resistenza normalizzata del terreno al taglio ciclico (CRR) definiti secondo il metodo proposto da Boulanger & Idriss (2014):

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}}$$

Rapporto di tensione ciclica

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

In accordo al metodo qui utilizzato, la tensione di taglio ciclico indotta dallo scuotimento sismico (sforzo di taglio ciclico normalizzato CSR) viene approssimata da un valore dell'accelerazione pari al 65% della accelerazione di picco  $a_{max}$  come segue:

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

essendo:

- $a_{max}$  l'accelerazione di picco al suolo;
- $\sigma_{v0}$  tensione litostatica totale;
- $\sigma'_{v0}$  tensione litostatica efficace;
- $\tau_c$  valore rappresentativo dello sforzo di taglio ciclico;
- $r_d$  fattore di riduzione della tensione tangenziale alla profondità  $z$  [m]

L'espressione di  $r_d$ , di seguito, è quella proposta da Idriss (1999) estendendo quanto da Golesorkhi (1989).

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \text{sen}\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot \text{sen}\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

Si è passato, quindi, al calcolo della resistenza ciclica a liquefazione CRR mediante la relazione:

$$CRR_{M=7.5; \sigma'_v=1atm} = \exp\left\{ \frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left[ \frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right]^2 - \left[ \frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right]^3 + \left[ \frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right]^4 - 2.8 \right\}$$

Nella quale  $(N_1)_{60cs}$  si ricava iterativamente secondo le seguenti:

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \cdot N_{SPT} \leq 46$$

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

$$m = 0.784 - 0.0768 \cdot \sqrt{(N_1)_{60cs}} \quad \text{con } (N_1)_{60cs} \leq 46$$

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$$

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left[ 1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.01} - \left( \frac{15.7}{FC + 0.01} \right)^2 \right]$$

Dove FC rappresenta il contenuto di fine espresso in %.

La resistenza ciclica a liquefazione calcolata tramite l'espressione illustrata precedentemente, si riferisce a valori di magnitudo pari a 7.5. Per considerare la magnitudo del sito in esame si utilizza il fattore di scala della magnitudo definito come segue.

$$MSF = 1 + (MSF_{\max} - 1) \cdot \left[ 8.64 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 1.325 \right]$$

$$MSF_{\max} = 1.09 + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{31.5} \right)^3 \leq 2.2$$

E' quindi possibile definire il fattore di sicurezza come:

$$F_L = \frac{CRR_{M=7.5; \sigma'v=1atm}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma$$

Dove:

$$K_{\sigma} = 1 - C_{\sigma} \cdot \ln\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right) \leq 1.0$$

$$C_{\sigma} = \frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 0.3$$

### 10.5 DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA A LIQUEFAZIONE

Si riportano di seguito i risultati ottenuti mediante le relazioni sopra elencate per la SPT1 del sondaggio S1, per le quali non è stato possibile escludere la possibilità di liquefazione.

**Tabella 38: Calcolo del fattore di sicurezza FL per il sondaggio S1**

sondaggio	z (m)	N <sub>SPT</sub>	FC (%)	C <sub>N</sub>	(N1)60	(N1) <sub>60cs</sub>	CRR <sub>M=7,5;σ'v=1atm</sub>	MSF <sub>max</sub>	MSF	C <sub>σ</sub>	K <sub>σ</sub>	r <sub>d</sub>	CSR	FL
S1	2.2	4	65	1.7	6.8	12.39	0.14	1.15	1.07	0.10	1.1	0.977	0.263	<b>0.607</b>

Come si può osservare dalla Tabella 38 i dati ottenuti dalla prova SPT determinano un fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione inferiori al valore di normativa (NTC18) di 1,25. La prova SPT1 del sondaggio S1 presenta un valore anche inferiore all'unità.

Con lo scopo di evitare fenomeni di liquefazione è previsto dunque un trattamento colonnare in jet-grouting con colonne di diametro D1000, ad interasse 3,0 m di lunghezza 5,0 m limitatamente alle progressive 0+810 e 0+910, ove è presente la lente di limo con sabbia (vedi profilo geotecnico).

	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. A

## 11 SINTESI DEGLI ASPETTI PROGETTUALI GEOTECNICI

In sintesi, i principali aspetti progettuali geotecnici connessi alla realizzazione delle opere incluse nel progetto in oggetto sono stati riconducibili a:

- individuazione delle principali unità geotecniche e definizione del modello geotecnico di riferimento
- analisi di risposta sismica locale per la definizione dell'accelerazione di progetto sulla base della stratigrafia locale
- verifica della suscettibilità alla liquefazione dei terreni interessati dalle opere e definizione degli interventi;
- valutazione dei cedimenti e della stabilità dei rilevati ferroviari;
- predimensionamento delle fondazioni profonde dei viadotti;

L'analisi di risposta sismica locale, riportata nel Doc. [38], ha permesso di alleviare il valore dell'azione sismica di progetto, considerando l'influenza dei terreni presenti in situ.

La verifica della suscettibilità alla liquefazione ha portato ad escludere il fenomeno per gran parte del tracciato, stante la presenza di terreni con elevati quantitativi di fine. Il fenomeno non può essere invece escluso per la lente sabbiosa posta a circa pk 0+850 di progetto, dove, vista la presenza di terreno contenente sabbia sotto falda, è stata eseguita la verifica. Quest'ultima ha evidenziato la possibilità di liquefazione con fattori di sicurezza molto bassi, per cui si sono adottati, per uno sviluppo di 100m, interventi colonnari in Jet Grouting posti al di sotto del rilevato, costituiti da colonne di diametro D1000mm, disposte a quinconce con interasse  $i=3$ , lunghi  $L=5$ m.

La valutazione dei cedimenti e della stabilità dei rilevati ferroviari è stata effettuata facendo riferimento ad alcune sezioni ritenute rappresentative delle situazioni maggiormente critiche, in relazione sia all'altezza del rilevato, sia al modello geotecnico locale nonché alla presenza di preesistenze. Le analisi sviluppate sono contenute nell'elaborato "Relazione di calcolo dei rilevati e delle trincee" (Doc. [35]). I risultati del complesso delle analisi effettuate, contenute negli elaborati di progetto, evidenziano la compatibilità delle opere progettate sia con i limiti imposti dalla Normativa, sia con i vincoli prescritti dal Manuale di Progettazione RFI.

Le fondazioni previste per i viadotti sono di tipo profondo, costituite da pali di diametro D1200mm, in numero variabile da 9 a 16, e lunghi tra 30m e 48m (quest'ultima lunghezza adottata solamente per le pile dell'impalcato reticolare da 60m); le analisi sviluppate sono contenute nella "Relazione di pre-



**COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-  
REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI**  
**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2V	00R11	GE	GE0006001	A	104 di 104

dimensionamento delle fondazioni profonde“. Le fondazioni sono rappresentate nell’elaborato “Tipologici fondazioni”