

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA**

**U.O.: OPERE GEOTECNICHE**

**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA**

**LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA  
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA  
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA  
LOTTO 1B ROMAGNANO - BUONABITACOLO  
GEOTECNICA**

**Relazione geotecnica opere all'aperto**

SCALA:

-

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

RC2A B1 R 11 GE GE0006 001 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	M.Pescara	Dic.2021	L.Giannini G.Scasserra	Dic.2021	I. D'amore	Dic.2021	L. Berardi Luglio.2023
B	Nuova emissione	L.Giannini	Mag.2022	G.Scasserra	Mag.2022	I. D'amore	Mag.2022	
C	Emissione esecutiva	M.Pescara	Luglio.2023	F.Conte /G.Scasserra	Luglio.2023	I. D'amore	Luglio.2023	

File: RC2A.B1.R.11.RH.GE0006.001.C

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA .....	6
2	NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	8
2.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO .....	8
2.2	BIBLIOGRAFIA.....	8
2.3	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	10
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMICO .....	12
3.1	GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA.....	12
3.2	INQUADRAMENTO SISMICO .....	14
3.2.1	<i>Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno</i> .....	15
3.2.2	<i>Stati limite, probabilità di superamento e periodi di ritorno</i> .....	16
3.2.3	<i>Accelerazione di Riferimento su Suolo Rigido</i> .....	17
3.2.4	<i>Risposta Sismica Locale</i> .....	18
4	CAMPAGNE DI INDAGINI UTILIZZATE PER LO STUDIO GEOTECNICO .....	22
4.1	CAMPAGNA DI INDAGINI ITALFERR 2021 .....	22
4.2	CAMPAGNA DI INDAGINI ITALFERR 2022/2023.....	23
4.3	CAMPAGNE DI INDAGINI PREGRESSE.....	26
5	INDICAZIONI SULLA FALDA .....	27
6	UNITÀ GEOTECNICHE.....	30
6.1	COMPORTEMENTO ATTESO DEI TERRENI INDAGATI LUNGO IL VALLO DI DIANO (PAD) .....	31
6.1.1	<i>Da prove CPTU</i> .....	32
6.1.2	<i>Da prove DMT</i> .....	35
7	CRITERI E CORRELAZIONI UTILIZZATI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	37
7.1	CONSIDERAZIONI GENERALI .....	37
7.2	TERRENI COESIVI .....	37

**RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1R11	GE	GE0006001	C	3 di 169

7.2.1	Parametri di stato e caratteristiche fisiche .....	37
7.2.2	Parametri di resistenza .....	38
7.2.2.1	Condizioni non drenate .....	38
7.2.2.1.1	Coesione non drenata da prove di laboratorio .....	38
7.2.2.1.2	Coesione non drenata da pocket penetrometer e torvane .....	39
7.2.2.1.3	Coesione non drenata da prove CPTU .....	39
7.2.2.1.4	Coesione non drenata da prove SPT .....	40
7.2.2.1.5	Coesione non drenata da prove DMT .....	40
7.2.2.2	Condizioni drenate .....	41
7.2.2.2.1	Angolo d'attrito e coesione efficace da prove di laboratorio .....	41
7.2.2.2.2	Angolo d'attrito da prove CPTU .....	41
7.2.2.2.3	Angolo d'attrito da Indice di Plasticità .....	41
7.2.3	Parametri di rigidezza .....	42
7.2.3.1	Parametri edometrici determinati da prove di laboratorio .....	42
7.2.3.1.1	Coefficienti di compressibilità e modulo edometrico .....	42
7.2.3.1.2	Coefficiente di consolidazione primaria .....	43
7.2.3.1.3	Coefficiente di consolidazione secondaria .....	43
7.2.3.2	Parametri edometrici da correlazioni .....	44
7.2.3.2.1	Correlazioni da CPT .....	44
7.2.3.2.2	Correlazioni da DMT .....	44
7.2.3.3	Modulo elastico a basse deformazioni .....	45
7.2.3.4	Modulo elastico operativo in condizioni drenate .....	45
7.2.3.5	Modulo elastico operativo in condizioni non drenate .....	50
7.2.4	Permeabilità .....	51
7.3	TERRENI GRANULARI .....	51
7.3.1	Stato iniziale e caratteristiche fisiche .....	51
7.3.1.1	Peso di volume .....	51
7.3.2	Parametri di resistenza .....	51
7.3.2.1	Angolo d'attrito da prove di laboratorio .....	51
7.3.2.2	Angolo d'attrito da correlazioni .....	52
7.3.2.2.1	Correlazione da SPT .....	52
7.3.2.2.2	Correlazione da prove CPT .....	53
7.3.2.2.3	Angolo d'attrito da prove DMT .....	53
7.3.3	Parametri di rigidezza .....	54
7.3.3.1	Correlazioni da CPT .....	54

**RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1R11	GE	GE0006001	C	4 di 169

7.3.3.2	Correlazioni da DMT .....	54
7.3.3.3	Modulo elastico operativo a basse deformazioni .....	54
7.3.3.4	Modulo elastico operativo da colpi SPT .....	55
7.3.4	Permeabilità .....	55
8	DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI .....	56
8.1	DEPOSITI DEP .....	56
8.2	UNITÀ BTL-PLM .....	56
8.2.1	Parametri di stato e caratteristiche fisiche .....	57
8.2.2	Parametri di resistenza .....	58
8.2.2.1	Condizioni non drenate .....	58
8.2.2.2	Condizioni drenate .....	59
8.2.3	Parametri di deformabilità .....	60
8.2.4	Permeabilità .....	62
8.3	UNITÀ AUL .....	63
8.3.1	Parametri di stato e caratteristiche fisiche .....	64
8.3.2	Parametri di resistenza .....	70
8.3.2.1	Condizioni non drenate .....	70
8.3.2.2	Condizioni drenate .....	71
8.3.3	Parametri di rigidezza .....	72
8.3.3.1	Modulo elastico da prove in situ .....	72
8.3.4	Permeabilità .....	73
8.4	UNITÀ PAD .....	74
8.4.1	Parametri di stato e caratteristiche fisiche .....	75
8.4.2	Parametri di resistenza .....	85
8.4.2.1	Condizioni non drenate .....	85
8.4.2.2	Condizioni drenate .....	89

**RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1R11	GE	GE0006001	C	5 di 169

8.4.3	Parametri di rigidezza .....	94
8.4.3.1	Modulo elastico da prove in situ .....	94
8.4.3.2	Parametri edometrici determinati da prove di laboratorio.....	100
8.4.3.3	Modulo elastico a partire da dati di Vs.....	103
8.4.4	Permeabilità.....	108
8.5	UNITÀ AVF.....	112
9	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEI LIVELLI DI FALDA.....	113
10	ANALISI DI SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE .....	115
10.1	GENERALITÀ .....	115
10.2	CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE .....	116
10.3	VERIFICA DELLA LIQUEFAZIONE.....	117
10.3.1	Valutazione della magnitudo.....	117
10.3.2	Riepilogo parametri sismici.....	120
10.3.3	Metodologia di Analisi.....	120
10.3.3.1	Analisi basate su CPTU.....	122
10.3.3.2	Effetto tensione di confinamento (coefficiente $k_{\sigma}$ ).....	124
10.3.4	Indice potenziale di Liquefazione.....	125
10.3.5	Risultati prove CPTU .....	125
11	SINTESI DEGLI ASPETTI PROGETTUALI GEOTECNICI.....	128
11.1	ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE .....	128
11.2	RILEVATI E TRINCEE .....	128
11.3	OPERE DI SOSTEGNO.....	130
11.4	FONDAZIONI PROFONDE.....	130
	APPENDICE: ANALISI LIQUEFAZIONE BASATA SU CPTU .....	132

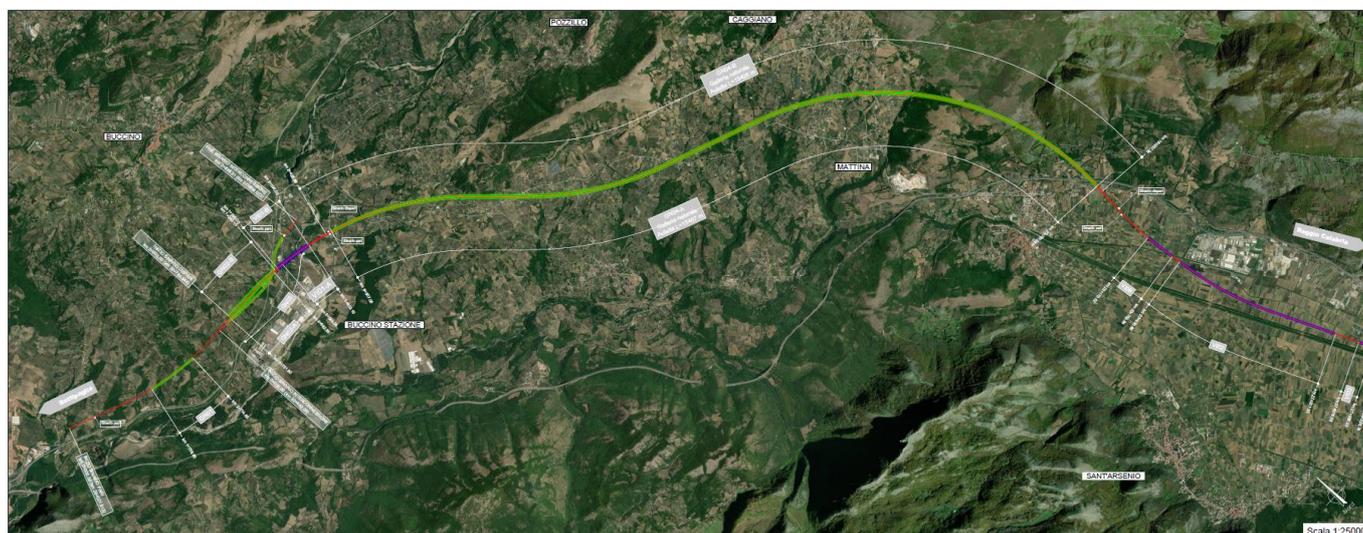
## 1 PREMESSA

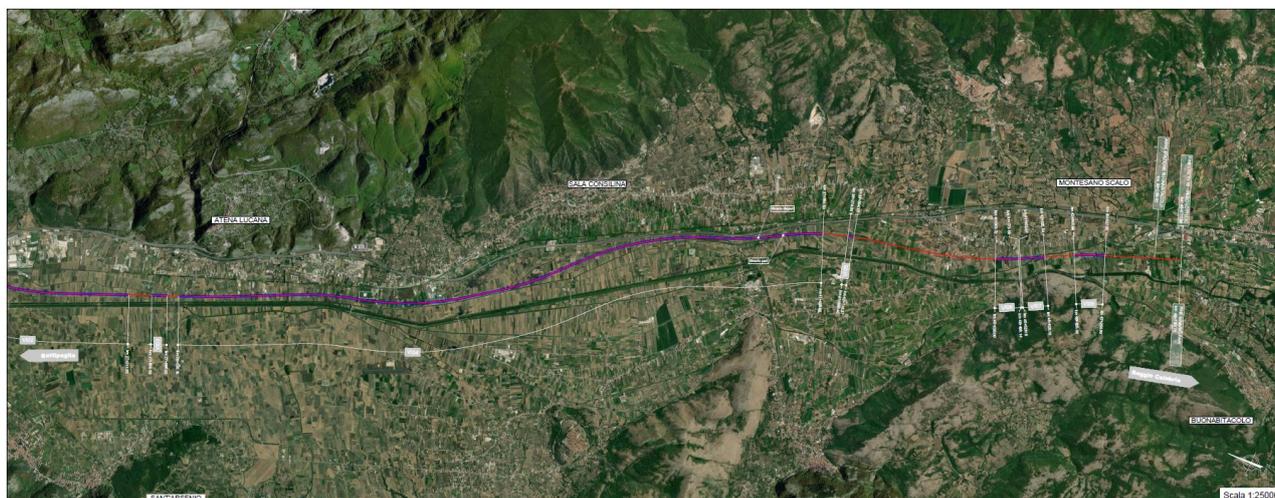
La presente progettazione di fattibilità tecnica ed economica ha ad oggetto il lotto **1B Romagnano – Buonabitacolo**, che integra quanto previsto nell'ambito del lotto precedente (1A Battipaglia-Romagnano) realizzando di fatto il doppio binario fino alla stazione di Buonabitacolo e completando l'interconnessione di Romagnano con il ramo relativo al binario pari.

Il tracciato del presente lotto si sviluppa in doppio binario per circa 50 km con una velocità di tracciato di 300 km/h, tranne che per il ramo dell'Interconnessione di Romagnano con innesto sulla LS Battipaglia – Potenza C.le, progettato a 100 km/h.

Dato l'assetto finale previsto nel precedente lotto, l'inizio dell'intervento è ubicato in punti diversi, iniziando il binario pari laddove nel lotto 1a era previsto il passaggio doppio/singolo binario, mentre invece il binario dispari inizia a partire dal punto in cui nell'altro lotto era presente la deviazione verso la LS Battipaglia – Potenza C.le (ramo dispari della Interconnessione di Romagnano).

Il tracciato attraversa i territori di Buccino, Auletta, Caggiano, Polla, Atena Lucana, Sala Consilina, Padula e Montesano sulla Marcellana, tutti nella Provincia di Salerno.





**Figura 1-1: Lotto 1b Romagnano-Buonabitacolo. Corografia dell'intervento**

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica relativa alle opere all'aperto e descrive risultati dello studio geotecnico svolto nell'ambito del presente PFTE.

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 lungo il tracciato di progetto;
- nel capitolo 6 sono definite le unità geotecniche e i modelli geotecnici di riferimento;
- nel capitolo 7 sono descritti i criteri e le correlazioni adottati per l'interpretazione delle indagini in sito e di laboratorio;
- nel capitolo 8 sono definiti i valori dei parametri meccanici caratteristici 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 tematiche geotecniche affrontate nell'ambito della progettazione

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

## 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”.
- [3] RFI DTC SI CS MA IFS 001 F – Revisione F del Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- [4] RFI DTC SI SP IFS 001 F del 30.12.2022- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi”.
- [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.

[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.

[28-a] Robertson, P., Campanella, R., Woeller, D., (1999). An approach to evaluation of field CPTU dissipation data in overconsolidated fine-grained soils. Canadian Geotechnical Journal 36(2):369-381.

### 2.3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

[29] ITALFERR – Indagini Geognostiche - Sondaggi e stratigrafie (Doc. RC2AB1R69SGGE0005001A).

[30] ITALFERR – Indagini Geognostiche Profonde - Sondaggi L1B-S3 e L1B-S5 (Doc. RC2AB1R69SGGE0005002B).

[31] ITALFERR – Indagini Geognostiche – Prove penetrometriche (Doc. RC2AB1R69SGGE0005003A).

[32] ITALFERR – Indagini Geognostiche – Indagini Geofisiche (Doc. RC2AB1R69IGGE0005001B).

[33] ITALFERR – Indagini Geognostiche: Prove di Laboratorio (Doc. RC2AB1R69PRGE0005001B).

[34] ITALFERR – Geologia, geomorfologia e idrologia – Stop geologici (Doc. RC2AB1R69RHGE0001001B).

[35] ITALFERR – Relazione geologica, geomorfologica, ed idrogeologica (Doc. RC2AB1R69RGGE0001001B).

[36] ITALFERR – Plan-Profilo geologico-geomorfologico (Doc. RC2AB1R69N4GE0001001B a RC2AB1R69N4GE0001009B, 9 tavole).

**RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1R11	GE	GE0006001	C	11 di 169

- [37] ITALFERR – Plan-Profilo idrogeologico (Doc. RC2AB1R69N4GE0002001B a RC2AB1R69N4GE0002001B, 9 tavole).
- [38] ITALFERR – Profilo geotecnico (Doc. RC2A.B1.R.11.L5.GE0006.001.B a RC2A.B1.R.11.L5.GE0006.009.B, 9 tavole).
- [39] ITALFERR – Relazione di calcolo rilevati e trincee (Doc. RC2A.B1.R.11.RH.GE0006.001.B).
- [40] ITALFERR – Relazione tecnico-descrittiva delle opere di sostegno (Doc. RC2A.B1.R.11.RH.GE0006.002.B).
- [41] ITALFERR – Relazione di predimensionamento delle fondazioni profonde (Doc. RC2A.B1.R.11.RH.VI0000.002.B).
- [42] ITALFERR – Relazione tecnica delle opere in sotterraneo (Doc. RC2AB1R07GN0000001A).
- [43] ITALFERR – Relazione geotecnica opere all'aperto – SA-RC Lotto 1A (Doc. RC2IA1R11GEGE0000001B).
- [44] ITALFERR – Risposta Sismica Locale (Doc. RC2A B1 R 11 RH GE000 6 003 B).
- [45] ANAS (2011) - Autostrada A3 Salerno – Reggio Calabria, Ammodernamento del Tronco 1° - Tratto 6° - Lotto 3°, Progetto preliminare per il Nuovo svincolo di Sala Consilina Sud al km 95+200.
- [46] ANAS (2012) - Autostrada A3 Salerno – Reggio Calabria, Ammodernamento del Tronco 1° - Tratto 6° - Lotto 3°, Progetto Definitivo per il Nuovo svincolo di Padula – Buonabitacolo al km 103+200.
- [47] ITALFERR – Indagini Geognostiche – Prove penetrometriche (Doc. RC2AB1R69SGGE0005004A).
- [48] ITALFERR – Indagini Geognostiche – Prove penetrometriche e prove dilatometriche Marchetti (Doc. RC2AB1R69SGGE0005005A).

	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

### 3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMICO

#### 3.1 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

Con riferimento alla Relazione Geologica (doc. [35]) viene qui richiamato un breve inquadramento geologico e sismico dell'area oggetto di studio.

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 nei Profili geologici-geomorfologici (doc.[36]).

Come anticipato nel capitolo introduttivo, l'area di studio si colloca nella porzione centro-meridionale della Regione Campania (Provincia di Salerno), tra il Bacino di Auletta e il Vallo di Diano e continua poi verso sud a ridosso della valle del Fiume Noce tra Basilicata (Provincia di Potenza) e Calabria (Provincia di Cosenza), fino allo sbocco dello stesso fiume nel Mar Tirreno (tra Tortora e Praia a Mare). In particolare, l'area di studio, estesa a tutto il territorio interessato dal tracciato ferroviario di progetto del Lotto 1B e del contiguo Lotto 1C, coinvolge, da N verso S, i seguenti comuni: Buccino, Auletta, Caggiano, Polla, Atena Lucana, Sala Consilina, Padula, Buonabitacolo, Montesano sulla Marcellana, Casaletto Spartano, Casalbuono (Salerno); Lagonegro, Rivello, Trecchina, Maratea (Potenza); Tortora, Praia a Mare (Cosenza).

Per quanto riguarda le basi topografiche disponibili l'area è coperta dalla Carta Tecnica Regionale di Campania, Basilicata e Calabria.

Il tracciato di progetto si sviluppa attraverso settori del territorio la cui quota varia da un minimo di circa 5 m s.l.m. a un massimo di circa 985 m.

Dal punto di vista morfologico, l'area di studio si caratterizza per un primo tratto in cui si delinea il versante di raccordo tra i rilievi carbonatici di Monte San Giacomo e Caggiano e il fondovalle del F. Tanagro; il tracciato, dopo avere attraversato la soglia settentrionale del Vallo di Diano, incontra un lungo tratto pianeggiante sul fondo del Vallo di Diano (circa 30 km), lambendo soltanto alcuni dei principali conoidi alluvionali che digradano verso ovest dai Monti della Maddalena.

	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

Il locale assetto litostratigrafico è stato ricostruito integrando i dati bibliografici disponibili con le informazioni dedotte da fotointerpretazione e da rilievi geologici di terreno, oltre che attraverso il confronto con i dati delle indagini in sito, eseguite nella presente fase di progettazione e pregresse. Di seguito vengono descritte le unità litostratigrafiche individuate nel settore d'intervento, dalla più antica alla più recente.

- Unità tettonica della Valle del Sele, tra cui si distingue il Gruppo delle Argille Variegata dentro il quale a sua volta si didentificano tre diverse formazioni (**Argille Varicolori Superiori, Formazione di Monte S.Arcangelo e Argille Varicolori Inferiori**); Le tre formazioni sono caratterizzate da alternanze litologiche simili, costituite da livelli marnoso-argillosi e da bancate di calcari e calcari marnosi; generalmente nelle AVF e ALV sono predominanti i livelli di marne, marne argillose e argille marnose, mentre in FMS sono più rappresentati i calcari marnosi. Dovuto alle somiglianze dal punto di vista stratigrafico sono quindi molto simili, è difficile attribuire in maniera certa un affioramento (o un tratto di sondaggio) ad una delle formazioni, anche tenendo in conto che le formazioni sono spesso caratterizzate da struttura caotica e stratificazione indistinta.
- **Supersintema del Vallo di Diano**, che è costituito da due Sintemi di Buonabitacolo della Certosa di Padula. Il primo comprende depositi lacustri costituiti da argille grigie (BUOe2) a luoghi alternati a livelli sabbiosi e lenti di ghiaie fluviali (BUOb); questi depositi sono eteropici di depositi di conoide alluvionale e in subordine fluviali rappresentati da conglomerati e ghiaie in matrice sabbiosa. Il Sintema di Buonabitacolo affiora terrazzato, e a tratti debolmente inclinato, nella zona sud del Vallo, e nella zona orientale, sollevato da faglie fino a circa 700 m di quota. Il Sintema della Certosa di Padula costituisce quasi tutto il riempimento visibile e affiorante del Vallo di Diano, nelle due facies già descritte per l'altro Sintema: facies lacustre di argille grigie e nerastre (PADe2), con locali e sporadici livelli di torbe di pochi cm, e facies eteropica di conoide alluvionale, con depositi ghiaiosi e ghiaioso-sabbiosi in matrice sabbioso-limosa(PADb).
- **Sintema di Auletta (AUL)**, costituito da prevalenti argille omogenee grigio-azzurre con frequenti resti vegetali di ambiente fluvio-lacustrem e intercalazioni decametriche e mega-lenti di conglomerati di ambiente fluviale, con lenti di limi e sabbie.
- **Sintema di Palomonte e Bottiglieri**, nel quale sono distinguibili due litofacies, una più grossolana costituita da depositi conglomeratico-ghiaiosi alternati a sabbie, visibile in

affioramento (BTL-PLMa) ed una più fine costituita da depositi limoso-sabbiosi e limoso-argillosi, osservata esclusivamente nei sondaggi (BTL-PLMb). Durante l'esecuzione dei sondaggi integrativi della fase PFTE+ relativi al Lotto 1A, si è osservata una terza litofacies (BTL-PLMc), costituita da depositi caotici costituiti da clasti da spigolosi a sub-arrotondati in abbondante matrice argillosa, molto compatti, interpretabili come generati da fenomeni di trasporto di massa tipo colate detritiche o debris-flow.

- **Depositi completamente formati** non distinti in base al bacino di pertinenza, in particolare i Depositi alluvionali terrazzati (bn), costituiti da ghiaie ad elementi eterometrici, e sabbie a granulometria da grossolana a media, con grado di addensamento variabile e/o pedogenizzate.
- **Depositi in formazione** non distinti in base al bacino di pertinenza, quali i Depositi alluvionali attuali (b) formati da depositi ghiaioso-sabbiosi e subordinamente sabbioso-limosi nelle aree di alveo e golenali dei principali corsi d'acqua.

### 3.2 INQUADRAMENTO SISMICO

Richiamando quanto già riportato nella Relazione Geologica, Geomorfologica, Idrogeologica e Sismica (doc.[35]), 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.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

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:

$$V_N = 100 \text{ anni}$$

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:

Classe d'uso IV ( $C_U = 2.0$ )

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

$$V_R = V_N \times C_U = 100 \times 2.0 = 200 \text{ anni}$$

### 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  $P_{VR}=5\%$ .

	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

### 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 ( $P_{VR}=63\%$ ).

Considerando il periodo di riferimento assunto ( $V_R=200$  anni), ai quattro stati limite sopra descritti corrispondono i tempi di ritorno  $T_R$  riportati in Tabella 3-1.

**Tabella 3-1 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	$T_R$ , anni
SLO	120
SLD	201
SLV	1898
SLC	2475

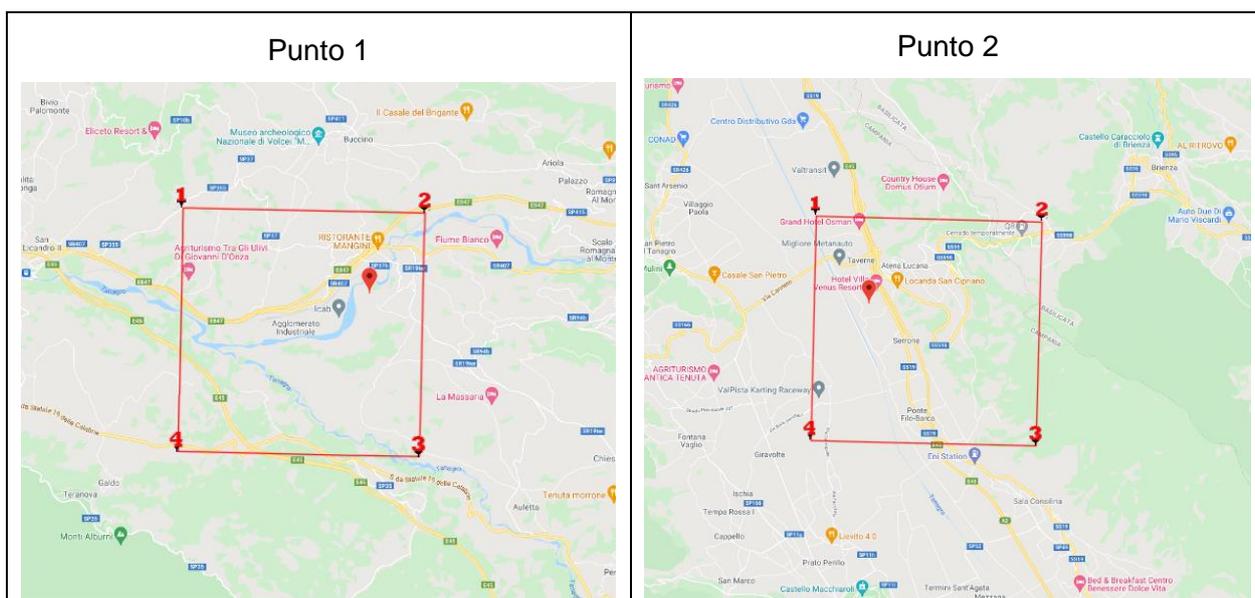
### **3.2.3 Accelerazione di Riferimento su Suolo Rigido**

In allegato alle NTC2018, i valori  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  sono forniti per ognuno dei 10751 nodi di un reticolo di riferimento che copre il territorio nazionale. I valori corrispondenti a punti intermedi ai nodi di griglia si ottengono per interpolazione sui quattro punti adiacenti. Per definire i valori della pericolosità sismica di base, in questa fase è stata selezionata l'opzione di scelta "per coordinate" sul foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v.1.0.3b distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009). Con riferimento alle tratte dove si ubicano le opere all'aperto, il tracciato è stato suddiviso in due settori per tenere in conto dei differenti valori di accelerazione sismica in ogni tratta di categoria di sottosuolo (si veda Tabella 3-4):

- Per il settore iniziale tra le progressive 4+900 e 6+300, si è tenuto in conto delle coordinate associate alla progressiva 6+400 in prossimità del sondaggio L1B-S02 → 40°36'04.3"N 15°23'04.3"E (40.601189, 15.384518, punto 1);

- Per il settore pianeggiante conosciuto come il Vallo di Diano, tra le progressive 21+800 e 48+793, si è tenuto in conto delle coordinate associate alla progressiva 29+600 in prossimità del sondaggio L1B-S14 → 40°26'44.4"N 15°32'30.4"E (40.445677, 15.541779, punto 2).

Le coordinate sono mostrate in Figura 3-1.



**Figura 3-1** Locazione dei punti di calcolo dell'azione sismica con NTC18

Nella successiva Tabella 3-2 sono riportati i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  riferiti alle due coordinate di riferimento per il sito in esame ed alla  $V_R$  assunta.

**Tabella 3-2** Valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$ , per le coordinate di riferimento (punti 1 e 2)

STATO LIMITE	PUNTO	$T_R$ , anni	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	1	120	0.108	2.365	0.336
	2		0.107	2.374	0.335
SLD	1	201	0.141	2.363	0.351
	2		0.139	2.375	0.350
SLV	1	1898	0.380	2.391	0.422
	2		0.375	2.390	0.423
SLC	1	2475	0.420	2.423	0.429
	2		0.414	2.419	0.431

### 3.2.4 Risposta Sismica Locale

Per il settore di tracciato che percorre il Vallo di Diano, si rimanda al Doc.Rif. [44], in cui è stato valutato l'effetto di sito lungo tale tratta mediante una specifica analisi di risposta sismica locale.

Per le restanti tratte, ai fini del presente studio, gli effetti di amplificazione stratigrafica e topografica sono stati valutati sulla base dell'approccio semplificato fornito dalle NTC2018, le quali definiscono un fattore di sito  $S$  di amplificazione sismica come funzione sia della categoria di sottosuolo ( $S_s$ ), sia dell'andamento della superficie topografica (attraverso il coefficiente  $S_T$ ):

$$S = S_s \cdot S_T$$

In particolare, il sottosuolo viene categorizzato a fini sismici in base alla velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio  $V_{S,eq}$  (in m/s) definita come:

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

dove:

- $h_i$  = spessore dell' $i$ -esimo strato;
- $V_{S,i}$  = 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  $V_s \geq 800$  m/s.

Per il sito in esame, i risultati delle 12 prove MASW e 11 prove Down-Hole richiamate nei Doc. Rif. [32], forniscono valori di  $V_{s,30}$  riferibili alle classi di sottosuolo B e C (Tabella 3-3), per cui si è proceduto ad una suddivisione del tracciato in funzione dei risultati ottenuti, come da Tabella 3-4. In ogni caso, si suggeriscono comunque approfondimenti per la fasi progettuali successive.

**Tabella 3-3 Risultati prove MASW e DH**

Prova	Progressiva indicativa	$V_{s30}$ [m/s]	Categoria di sottosuolo
MASW-S1	BTL-PLMa	545	B
MASW-S6	PADe2/PADb	277	C
DH L1B-S7	PADe2	274	C
MASW-S9	PADe2	318	C
MASW-S11	PADe2	224	C

Prova	Progressiva indicativa	Vs30 [m/s]	Categoria di sottosuolo
DH-BH1	PADe2	224	C
MASW-S13	PADe2	286	-
DH L1B-S14	PADe2	272	C
MASW-S16	PADe2	219	C
DH-BH2	PADe2	232	C
MASW-S17	PADe2	315	-
DH L1B-S19	PADe2	254	-
DH-BH3	PADe2	170	D
MASW-S21	PADe2	234	C
DH L1B-S22	PADe2	177	D
DH-BH4	PADe2	199	C
DH L1B-S24	PADe2	200	C
MASW-S26	PADe2	246	C
DH L1B-S28	PADe2	231	-
MASW-S29	PADb	289	C
DH L1B-S31	PADb	350	C
MASW-S33	PADb/PADe2	351	C
MASW-S35	PADe2	291	C

**Tabella 3-4 Suddivisione del tracciato in funzione della categoria di sottosuolo in base ai risultati prove MASW e DH**

Progressiva iniziale	Progressiva finale	Unità geotecnica	categoria di sottosuolo
4+900	6+300	BTL-PLMa/DEP /AUL	C <sup>(1)</sup>
21+800	48+793	PADe2/PADb	- <sup>(2)</sup>

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

<sup>(1)</sup> categoria di sottosuolo "C" assegnata in conformità a quanto indicato per unità BTL-PLMa (28+100-30+600) nella Relazione Geotecnica del Lotto 1A doc.rif. [43], e considerata cautelativamente valida anche per le unità DEP e AUL.

<sup>(2)</sup> non è stata assegnata una categoria di sottosuolo alla tratta appartenente al Vallo di Diano in quanto è stata oggetto di un'analisi di Risposta Sismica Locale, Doc.Rif.[44].

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, sempre sulla base delle informazioni fornite nella Relazione Geologica (Doc. Rif. [35]), il tracciato viene classificato in categoria topografica T1 (Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ , v. Tabella 3.2.III al par.3.2.2. delle NTC2018). Pertanto, il fattore di amplificazione topografica risulta  $S_T = 1$ ;

Il fattore di sito  $S$  e l'azione sismica di progetto  $a_{max} = S \cdot a_g$  ottenuti lungo il tracciato per i diversi periodi di ritorno sono riportati in Tabella 3-5.

**Tabella 3-5 Valori dei coefficienti di sito  $S$  e dell'accelerazione di progetto  $a_{max}$**

STATO LIMITE	Punto	tratta	$T_R$ , anni	$a_g$ (g)	SS (-)	ST (-)	S (-)	$a_{max}$ (g)
SLO	1	4+900 - 6+300	120	0.108	1.50	1.00	1.50	0.162
SLD	1	4+900 - 6+300	201	0.141	1.50	1.00	1.50	0.211
SLV	1	4+900 - 6+300	1898	0.380	1.15	1.00	1.15	0.437
SLC	1	4+900 - 6+300	2475	0.420	1.09	1.00	1.09	0.458

A seguito di analisi di risposta sismica locale [44], per quanto riguarda le opere riguardanti l'unità PADe2 (ovvero riferite al punto 2, vedasi paragrafo 3.2.3 e Figura 3-1), l'accelerazione allo SLV  $a_{max}$  viene assunta pari a 0.29g.

	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

## 4 CAMPAGNE DI INDAGINI 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 delle due campagne eseguite da Italferr, la prima realizzata durante l'anno 2021 ed una seconda realizzata nel periodo 2022/2023 (Doc. Rif. [29], [33], [32]).

Inoltre, ove presenti, si sono consultate le indagini pregresse disponibili ed ubicate a distanza minore di 1 km ai due lati dell'asse del tracciato, come per esempio alcuni sondaggi eseguiti nel contesto di progetti ANAS, Doc.Rif.[45] e [46], ubicati nell'area di studio e riguardanti alcune delle stesse formazioni geologiche presenti lungo il tracciato in esame.

Si precisa che alcune unità geotecniche relative al Lotto 1B qui in studio erano presenti anche nel Lotto 1A e sono state caratterizzate con maggior dettaglio nel relativo PFTE+; per quanto detto, in alcuni casi verrà fatto riferimento alla caratterizzazione già consegnata per il lotto precedente, convalidandola con i dati aggiuntivi inerenti alla tratta oggetto del presente PFTE.

### 4.1 CAMPAGNA DI INDAGINI ITALFERR 2021

Nell'ambito delle attività di indagine di questa fase di PFTE, è stata programmata e realizzata una campagna comprendente sondaggi a carotaggio continuo (Tabella 4-1) e indagini geofisiche di superficie.

Nei fori di sondaggio sono state eseguite prove sismiche tipo Down-Hole, prove SPT, prove pressiometriche, e prove di permeabilità tipo Lefranc (o Lugeon); alcuni fori sono stati inoltre attrezzati con piezometri o con inclinometri. Inoltre, sono state eseguite numerose prove penetrometriche statiche con piezocono - si veda Tabella 6-3, identificate con il codice *CPTUx(2021)*. Sono stati altresì prelevati campioni rimaneggiati e indisturbati, inviati a laboratorio per l'esecuzione di prove geotecniche.

Nella tabella seguente è riportato il quadro di sintesi delle indagini eseguite nella campagna 2021, con indicazione per ogni sondaggio della profondità raggiunta, dei campioni prelevati, delle prove in foro eseguite e della strumentazione installata.

**Tabella 4-1 Elenco dei sondaggi eseguiti lungo il tracciato (campagna Italferr 2021)**

ID Sondaggio	Profondità [m]	Prove Permeabilità	Prove pressiometriche/ dilatometriche	Piezometro		Prova Down Hole	MASW	HVSr	Inclinometro
				Norton	Casagrande				
L1B-S1	40	3	2	1			1	1	
L1B-S2	45	3	3		1				
L1B-S3	190			1					
L1B-S4	100	3	3	1					
L1B-S4bis	260			1					
L1B-S6bis	55	3	2	1					
L1B-S5	190			1					
L1B-S6	40	3	2	1			1	1	
L1B-S8	30	3	-	1					
L1B-S11	30	3	-	1			1	1	
L1B-S14	30	3	-	1		1		1	
L1B-S27	30	3	-	1					
L1B-S30	40	3			2				
L1B-S31	40	3	2			1		1	
L1B-S33	30	3	-	1			1	1	

#### 4.2 CAMPAGNA DI INDAGINI ITALFERR 2022/2023

Ad integrazione della fase precedente, nel 2022-2023 è stata portata a termine una nuova campagna di indagini, comprendente:

- nuovi sondaggi a carotaggio continuo (Tabella 4-2, si fa presente che alcuni di questi sondaggi erano in esecuzione e sono stati completati già nella campagna iniziale di investigazioni, ma le relative prove di laboratorio sono state eseguite nella fase successiva);
- 10 prove penetrometriche statiche con piezocono in cui si sono realizzate prove di dissipazione della pressione neutra - si veda Tabella 6-3, identificate con il codice *CPTU\_x(2023)*;

- 10 prove dilatometriche Marchetti DMT (si veda Tabella 6-4);
- quattro stendimenti di tomografia sismica a rifrazione, con lo scopo di aumentare il grado di dettaglio del modello geologico particolarmente nelle aree in galleria meno coperte da indagini dirette;
- due stendimenti di geoelettrica, al fine di valutare l'eventuale presenza di cavità nelle formazioni dei Calcari con Requenie e Gasteropodi (CRQ) e Calcari a Requenie e Gasteropodi (RDT).

Nei fori di sondaggio sono state eseguite prove sismiche tipo Down-Hole, prove SPT, prove pressiometriche, e prove di permeabilità tipo Lefranc (o Lugeon); tutti i sondaggi sono stati inoltre attrezzati con piezometri o con inclinometri. Sono stati altresì prelevati campioni rimaneggiati e indisturbati, inviati a laboratorio per l'esecuzione di prove geotecniche.

Nella tabella seguente è riportato il quadro di sintesi delle indagini eseguite nella campagna 2022-2023, con indicazione per ogni sondaggio della profondità raggiunta, delle prove in foro eseguite e della strumentazione installata.

**Tabella 4-2 Elenco dei sondaggi eseguiti lungo il tracciato del Lotto 1b nel 2022-2023.**

ID Sondaggio	Profondità [m]	Prove Permeabilità	Prove pressiometriche/dilatometriche	Piezometro		Prova Down Hole	MASW	HVSr	Inclinometro
				Norton	Casagrande				
L1B-S3bis	152	7	7	1					
L1B-S6ter	30	3		1					
L1B-S7	30	3				1		1	
L1B-S9	40	3			1		1	1	
L1B-S10	50	3			1				
L1B-BH1	60	3				1			
L1B-S12	30	3			1				
L1B-S13	30	3		1			1	1	
L1B-S15	30	3			2				
L1B-S16	30	3		1			1	1	
L1B-BH2	60	3				1			

**RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1R11	GE	GE0006001	C	25 di 169

ID Sondaggio	Profondità [m]	Prove Permeabilità	Prove pressimetriche/dilatometriche	Piezometro		Prova Down Hole	MASW	HVSr	Inclinometro
				Norton	Casagrande				
L1B-S17	30	3			1		1	1	
L1B-S18	40	3			1				
L1B-S19	50	3				1		1	
L1B-S20	50	3	2	1					
L1B-BH3	60	3				1			
L1B-S21	30	3			1		1	1	
L1B-S22	100	3	2			1			
L1B-S23	30	3			2				
L1B-BH4	60	3				1			
L1B-S24	50	3	2			1		1	
L1B-S25	40	3			2				
L1B-S26	55	3			2		1	1	
L1B-S28	30	3				1		1	
L1B-S29	30	3			1		1	1	
L1B-S32	55	3	2		1				
L1B-S34	50	3			1				
L1B-S35	40	3					1	1	

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

### 4.3 CAMPAGNE DI INDAGINI PREGRESSE

A seguire si riportano i sondaggi utilizzati nel presente studio ed eseguiti nelle campagne di indagine di ANAS relative ai seguenti progetti:

- “ Progetto preliminare per il Nuovo svincolo di Sala Consilina Sud al km 95+200” – anno 2011;
- “Progetto Definitivo per il Nuovo svincolo di Padula – Buonabitacolo al km 103+200” – anno 2012.

**Tabella 4-3 Sintesi dei sondaggi geognostici disponibili dalla campagna indagini [45] e [46]**

sigla	Coordinate WGS844		Quota [m s.l.m.]	Strumentazione	Prof. [m]
	E	N			
S1D	554373	4461778	Non disponibile	Piezometro a tubo aperto	30
S2D	554716	4461846	Non disponibile	Piezometro a tubo aperto	30
S3D	554806	4461766	Non disponibile	Tubo per indagine sismica	35
S4D	554833	4461966	Non disponibile	Tubo per indagine sismica	30
S5D	554741	4462024	Non disponibile	Piezometro a tubo aperto	30
S6D	554665	4461938	Non disponibile	Tubo per indagine sismica	30
S11	551055	4468887	53,72	-	20

Questi sette sondaggi interessano l'unità geologica del Sintema della Certosa di Padula (PAD). Per l'ubicazione di queste prove e ulteriori dettagli si rimanda alle carte geologiche / planimetria di ubicazione delle indagini (Doc. [38]).

## 5 INDICAZIONI SULLA FALDA

Le caratteristiche idrogeologiche generali dell'area in esame sono descritte in uno specifico capitolo della Relazione Geologica (Doc.Rif. [35]).

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 delle campagne Italferr coprendo il periodo Giugno 2021-Marzo 2023. In particolare, la Tabella 5-1 contiene l'elenco e la tipologia dei piezometri realizzati, oltre il valore di soggiacenza misurato per ogni piezometro corrispondente alla falda più alta nel periodo di osservazione. I dati completi delle letture disponibili sono riportati in allegato alla citata Relazione Geologica. La posizione dei piezometri è riportata nel plano-profilo idrogeologico (doc. rif.[37]).

**Tabella 5-1 Caratteristiche dei piezometri installati nell'ambito della campagna geognostica Italferr. valori minimi di soggiacenza misurata e corrispondenti quote assolute della falda..**

Codice	Quota boccaforo (m da p.c.)	Tipo	Tratto fenestrato o quota cella	Tratto cieco	Soggiacenza minima misurata (m da p.c.)	Quota falda più alta misurata (m s.l.m.)
L1B-S1	173.50	TA	0-25	25-40	-1.89	171.61
L1B-S2	214.04	CC	35		-0.63	213.41
L1B-S3	380.50	TA	140-158	0-140 e 158-170	-144.03	236.47
L1B-S3bis	409.71	TA	126-150	0-126	-133.24	276.47
L1B-S4	364.31	TA	80-95	0-80 e 95-100	-1.43	362.88
L1B-S4bis	593.00	TA			-0.29	592.71
L1B-S5	607.50	TA	168-180	0-168 e 180-190	-74.55	532.95
L1B-S6	472.92	TA	3-40	0-3 e 15-40	-10.69	462.23
L1B-S6bis	483.40	TA	38-53	0-38 e 53-55	-39.63	443.77
L1B-S6ter	450.07	TA			-3.43	446.64

**RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1R11	GE	GE0006001	C	28 di 169

Codice	Quota boccaforo (m da p.c.)	Tipo	Tratto fenestrato o quota cella	Tratto cieco	Soggiacenza minima misurata (m da p.c.)	Quota falda più alta misurata (m s.l.m.)
L1B-S8	442.41	TA	1-15	0-1 e 15-30	-1.09	441.32
L1B-S9	442.05	CC	4		-0.81	441.25
L1B-S10	442.10	CC	10		in pressione	442.10
L1B-S11	443.32	TA	2-20	0-2 e 20-30	-1.21	442.11
L1B-S12	448.49	CC	8		-3.69	444.80
L1B-S13	451.74	TA			-1.33	450.41
L1B-S15 (13m)	448.52	CC	13		-2.45	446.07
L1B-S15 (20m)	448.52	CC	20		-2.33	446.19
L1B-S16	451.43	TA			-2.33	448.64
L1B-S17	456.41	CC	4			
L1B-S18	451.19	CC	18		-0.22	450.97
L1B-S20	446.07	TA			0.00	446.07
L1B-S21	446.60	CC	12		0.00	446.25
L1B-S23 (3m)	449.03	CC	3		-0.32	448.71
L1B-S23 (9m)	449.03	CC	9		-0.36	448.67
L1B-S25 (12m)	453.39	CC	12		-0.30	453.09
L1B-S25 (27m)	453.39	CC	27		0.1	453.39
L1B-S26 (3m)	455.85	CC	3		0.00	455.85
L1B-S26 (12m)	455.85	CC	12		0.00	455.85
L1B-S27	457.24	TA	2-12	0-2 e 12-30	0.00	457.24
L1B-S29	466.50	CC	15		-0.05	466.45
L1B-S30 (9m)	467.26	CC	9		0.00	467.26
L1B-S30 (18m)	467.26	CC	18		0.00	467.26
L1B-S32 (10m)	467.35	CC	10		-0.92	466.43

**RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1R11	GE	GE0006001	C	29 di 169

Codice	Quota boccaforo (m da p.c.)	Tipo	Tratto fenestrato o quota cella	Tratto cieco	Soggiacenza minima misurata (m da p.c.)	Quota falda più alta misurata (m s.l.m.)
L1B-S32 (15m)	467.35	CC	15		-1.02	466.33
L1B-S33	469.76	TA	2-19	0-2 e 19-30	-0.35	469.41
L1B-S34 (8m)	472.63	CC	8		-0.42	472.21
L1B-S34 (18m)	472.63	CC	18		-1.80	470.83

\*TA = Tubo Aperto / CC = Celle di Casagrande

La falda di progetto è indicata negli elaborati grafici Doc.Rif. [36] e sarà considerata valida anche per il profilo geotecnico di riferimento Doc.Rif. [38]. In particolare, lungo il Vallo di Diano la falda si può considerare a 1 m di profondità dal piano campagna.

	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

## 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.

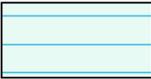
Per l'individuazione delle unità geotecniche sono stati analizzati e correlati i dati stratigrafici corrispondenti alle verticali di sondaggio delle diverse campagne di indagine e i risultati delle prove in sito e di laboratorio disponibili. Nei profili geotecnici (doc.rif.[38]) sono rappresentate le verticali di indagine delle campagne Italferr 2021 e 2022/23.

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.

L'analisi dei dati disponibili ha condotto a individuare la sostanziale coincidenza tra **unità geotecniche**, cioè litotipi con comportamento meccanico omogeneo, e unità geologiche, fatta eccezione per i depositi **b** e **bn**, che sono stati accorpati in un'unica unità geotecnica denominata **DEP**. Di seguito sono elencate le unità in ordine di età geologica crescente, mostrando il colore corrispondente alla legenda geologica/geotecnica utilizzata per identificarle. I rapporti stratigrafici sono illustrati nei profili geotecnici (Doc. [38]).

È opportuno sottolineare che la presente relazione tratta unicamente le unità geotecniche che interessano i settori delle opere "all'aperto" (rilevati, trincee, viadotti e gallerie artificiali), rimandando agli elaborati di rif. [42] per quanto riguarda le tratte in galleria naturale.

**Tabella 6-1: Schema riassuntivo delle unità geotecniche e relativa corrispondenza con quelle geologiche**

UNITÀ GEOLOGICHE	UNITÀ GEOTECNICHE	
Depositi alluvionali attuali (b)	DEP 	Questa unità geotecnica comprende i depositi non distinti in base al bacino di pertinenza assimilabili tra loro dal punto di vista della granulometria generalmente grossolano. Depositi ghiaioso-sabbiosi e subordinatamente sabbioso-limosi (b) e ghiaie e sabbie a granulometria da grossolana a media (bn).
Depositi completamente formati (bn)		
Sintema di Palomonte e Bottiglieri (BTL-PLMa)	BTL-PLMa 	La facies più grossolana è visibile in affioramento ed è costituita da depositi conglomeratico-ghiaiosi alternati a sabbie.
Sintema di Palomonte e Bottiglieri (BTL-PLMb)	BTL-PLMb 	La facies più fine è osservata esclusivamente nei sondaggi ed è costituita da depositi limoso-sabbiosi e limoso-argillosi.
Sintema di Auletta (AUL)	AUL 	Argille omogenee grigio-azzurre con intercalazioni di orizzonti conglomeratico-ghiaiosi di potenza metrica. I conglomerati sono poligenici a matrice arenacea prevalente e presentano livelli di sabbie e argille.
Sintema della Certosa di Padula (PAD)	PADe2 	Alternanze di argille grigie e nerastre, limo-sabbiosi passanti a sabbie limose marroni, con lenti ghiaiose e livelli torbosi.
	PADb 	Depositi ghiaiosi e ghiaioso-sabbiosi fluviali e di conoide alluvionale costituiti da ghiaie a clasti eterometrici, con matrice limoso-sabbioso-argillosa talora prevalente.
Argille Varicolori Inferiori (AVF)	AVF 	Argilliti, argilliti siltoso-marnose, argilliti quarzolitiche e argilliti scagliose solitamente molto tettonizzate con minori interstrati calcareo-marnosi. In sondaggio si presentano localmente caoticizzate.

## 6.1 COMPORTAMENTO ATTESO DEI TERRENI INDAGATI LUNGO IL VALLO DI DIANO (PAD)

Per i materiali presenti lungo il Vallo di Diano, una utile indicazione sulla ricostruzione stratigrafica e l'individuazione delle sub-unità geotecniche può essere fornita dai risultati delle prove penetrometriche statiche CPTU e dalle prove dilatometriche Marchetti DMT.

### 6.1.1 Da prove CPTU

Le prove CPTU consentono di classificare i terreni attraversati sulla base dell'indice di comportamento  $I_c$  (Tabella 6-2) definito come:

$$I_c = ((3.47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F_r + 1.22)^2)^{0.5}$$

dove  $Q_{tn}$  e  $F_r$  sono valori normalizzati di resistenza alle punta e resistenza laterale, rispettivamente, così definiti:

$$Q_{tn} = \left( \frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_{atm}} \right) \left( \frac{p_{atm}}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

$$F_r(\%) = \left( \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \right) \cdot 100$$

con  $q_t$  = resistenza di punta corretta.

**Tabella 6-2: Comportamento atteso dei terreni sulla base dei valori di  $I_c$  (Robertson e Wride, 1998; Robertson, 2009)**

Zone	Soil Behavior Type	$I_c$
1	<i>Sensitive, fine grained</i>	N/A
2	<i>Organic soils – clay</i>	> 3.6
3	<i>Clays – silty clay to clay</i>	2.95 – 3.6
4	<i>Silt mixtures – clayey silt to silty clay</i>	2.60 – 2.95
5	<i>Sand mixtures – silty sand to sandy silt</i>	2.05 – 2.6
6	<i>Sands – clean sand to silty sand</i>	1.31 – 2.05
7	<i>Gravelly sand to dense sand</i>	< 1.31
8	<i>Very stiff sand to clayey sand*</i>	N/A
9	<i>Very stiff, fine grained*</i>	N/A

\* *Heavily overconsolidated or cemented*

Le 38 prove CPTU eseguite lungo il Vallo di Diano (35 appartenenti al Lotto 1B e 3 appartenente al Lotto 1C) confermano che i materiali appartenenti al Sintema della Certosa di Padula (PAD) sono terreni a comportamento generalmente *clay-like*, ma con frequenti intercalazioni sabbiose e limose (*sand-like*). In particolare, sulla base dei dati analizzati in funzione della percentuale di materiale con comportamento coesivo ( $I_c > 2,6$ ), la percentuale di materiale a comportamento *clay-like* varia da un minimo di 16% ad un massimo di 89%, con valor medio pari al 67%. Nell'ambito di tutte le verticali analizzate è possibile identificare la zona a maggior presenza sabbiosa nell'area indagata dalla CPTU25 alla CPTU30 (cfr Tabella 6-3 e Figura 6-1).

**Tabella 6-3: Analisi delle prove CPTU in funzione dell'indice Ic**

	Comportamento clay-like (Ic >2,6)	Comportamento sand-like (Ic <2,6)		Comportamento clay-like (Ic >2,6)	Comportamento sand-like (Ic <2,6)
CPTU_1(2023)	75%	25%	CPTU18(2021)	74%	26%
CPTU3(2021)	65%	35%	CPTU19(2021)	75%	25%
CPTU4(2021)	65%	35%	CPTU20(2021)	70%	30%
CPTU5(2021)	89%	11%	CPTU21(2021)	71%	29%
CPTU6(2021)	76%	24%	CPTU22(2021)	78%	22%
CPTU7(2021)	70%	30%	CPTU23(2021)	61%	39%
CPTU_2(2023)	78%	22%	CPTU_5(2023)	71%	29%
CPTU9(2021)	71%	29%	CPTU24(2021)	63%	37%
CPTU L1B-S14	67%	33%	CPTU_6(2023)	68%	32%
CPTU10(2021)	48%	52%	CPTU25(2021)	34%	66%
CPTU_3(2023)	63%	37%	CPTU26(2021)	30%	70%
CPTU11(2021)	44%	56%	CPTU_7(2023)	41%	59%
CPTU12(2021)	71%	29%	CPTU_8(2023)	53%	47%
CPTU13(2021)	57%	43%	CPTU27(2021)	39%	61%
CPTU14(2021)	80%	20%	CPTU28(2021)	18%	82%
CPTU15(2021)	65%	35%	CPTU_9(2023)	53%	47%
CPTU_4(2023)	73%	27%	CPTU29(2021)	16%	84%
CPTU16(2021)	59%	41%	CPTU_10(2023)	60%	40%
CPTU17(2021)	59%	41%	CPTU30(2021)	65%	35%



### 6.1.2 Da prove DMT

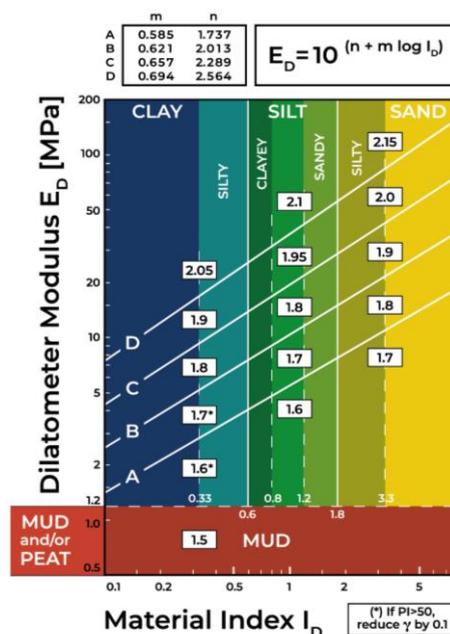
Le prove DMT consentono di classificare i terreni attraversati sulla base dell'indice del materiale  $I_d$  (Figura 6-3) definito come:

$$I_d = (p_1 - p_0)/(p_0 - u_0)$$

dove

- $p_0$  e  $p_1$  sono i valori di pressione misurati durante la prova, opportunamente corretti, e corrispondenti, rispettivamente, al primo spostamento della membrana e al raggiungimento di uno spostamento prefissato del centro della membrana pari a 1.1 mm;

- $u_0$  è la pressione dei pori.



**Figura 6-3: Comportamento atteso dei terreni sulla base dei valori di  $I_d$  (da prove DMT – cfr. TC16 ISSMGE, 2001)**

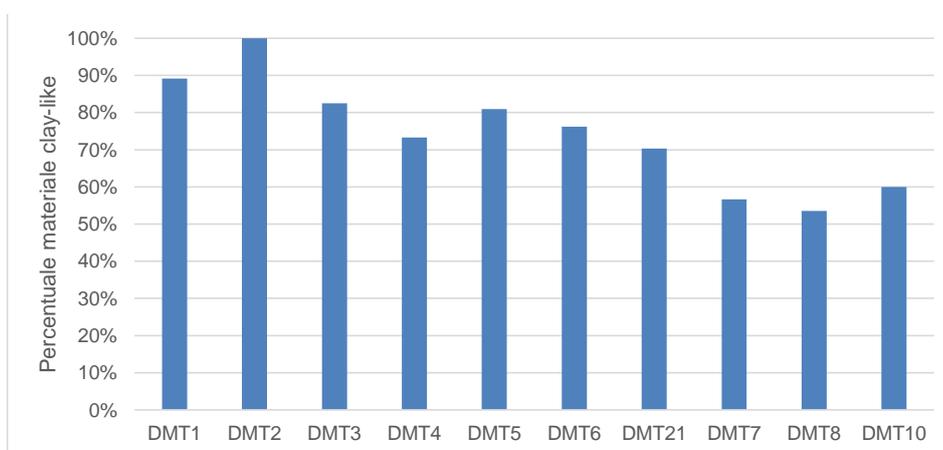
Le 10 prove DMT eseguite (9 appartenenti al Lotto 1B ed 1 appartenente al Lotto 1C) confermano quanto scaturito dalle CPTU, ossia che i materiali appartenenti al Sistema della Certosa di Padula (PAD) sono terreni a comportamento generalmente *clay-like*, ma con frequenti intercalazioni sabbiose e limose (*sand-like*). In particolare, sulla base dei dati analizzati in funzione della percentuale di materiale con

comportamento coesivo ( $I_D < 1,2$ ), la percentuale di materiale a comportamento *clay-like* varia da un minimo di 54% ad un massimo di 100%, con valor medio pari al 74%.

Dalle elaborazioni è possibile asserire che le prove DMT generalmente confermano quanto ottenuto dalla prove CPTU.

**Tabella 6-4: Analisi delle prove DMT in funzione dell'indice  $I_D$**

	Comportamento clay-like ( $I_D < 1,2$ )	Comportamento sand-like ( $I_D > 1,2$ )
DMT1	89%	11%
DMT2	100%	0%
DMT3	83%	18%
DMT4	73%	27%
DMT5	81%	19%
DMT6	76%	24%
DMT21	70%	30%
DMT7	57%	43%
DMT8	54%	46%
DMT10	60%	40%



**Figura 6-4: Percentuale di materiale *clay-like* in base alle prove DMT**

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

## 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 **AUL**, **PADe2** e **AVF** sono state classificate a comportamento coesivo, mentre le unità **DEP**, **BTL-PLMa** e **PADb** a comportamento granulare. Per maggiori dettagli sulla caratterizzazione geotecnica delle unità DEP, BTL-PLMa e AVF, si rimanda alla Relazione Geotecnica Opere all'aperto relativa al lotto 1° (Doc.Rif. [43]).

In funzione di tale schematica suddivisione sono state implementate le correlazioni ritenute più significative per la determinazione dei parametri geotecnici, 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 è inclusa un'analisi comparativa finalizzata alla migliore stima degli stessi; l'approccio è stato quello di analizzare criticamente i dati ottenuti da tutte le prove disponibili, operando un opportuno confronto tra i valori ricavati dalle diverse metodologie di indagine, con particolare riferimento a quelle in sito.

### 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.

Ove appropriato, l'OCR verrà valutato anche sulla base della seguente espressione (Koutsoftas and Ladd, 1985 - Doc. Rif. [8]):

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

$$\frac{s_u}{\sigma'_{vo}} = (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8}$$

dove  $s_u=c_u$  = resistenza al taglio in condizioni non drenate determinata con prove di laboratorio o con l'interpretazione delle prove CPTU o SPT in accordo a quanto descritto nel paragrafo successivo.

Inoltre, il valore di OCR potrà anche essere stimato sulla base della resistenza alla punta misurata dalle prove CPTU, secondo la seguente formulazione di Robertson (2009), Doc. Rif. [6])

$$OCR = 0.25 (Q_t)^{1.25}$$

e dal coefficiente di pressione orizzontale  $k_D$  ottenuto dalle prove DMT secondo la seguente espressione (valida per  $I_d < 1.20$ ):

$$OCR = (0.5 k_D)^{1.56}$$

dove  $k_D$  è il coefficiente di pressione orizzontale.

Sempre dalle prove DMT è possibile ottenere informazioni circa lo stato tensionale in condizioni di spinta a riposo mediante la seguente formulazione (valida per  $I_d < 1.20$ ):

$$K_{0,DMT} = (K_D / 1.5)^{0.47} - 0.6$$

La classificazione dei terreni in esame sarà altresì completata verificando la distribuzione dei dati ottenuti dalle prove di laboratorio sulla Carte di Plasticità di Casagrande e sulla Carta dell'Attività. I citati diagrammi consentiranno di individuare le classi in termini di natura (organica e inorganica), compressibilità, plasticità e attività, quest'ultima di particolare importanza per individuare terreno potenzialmente soggetti a consolidazione secondaria.

## **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 Coesione non drenata da prove di laboratorio**

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

- n.12 triassiali TxUU,
- n.1 ELL (Espansione Libera Laterale)

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 resistenze 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.
- $N_{kt}$  = 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  $B_q = \frac{U_2 - U_o}{q_t - \sigma_{vo}} = 1$ .

#### 7.2.2.1.4 Coesione non drenata da prove SPT

La resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda, associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, può essere stimata adottando la correlazione empirica proposta da Stroud (1974) Doc. Rif. [11], dalla quale risulta:

$$c_u = f_1 N_{SPT} \text{ (kPa)}$$

dove  $f_1$ =coefficiente variabile in funzione dell'indice di plasticità come da Figura 7-1.

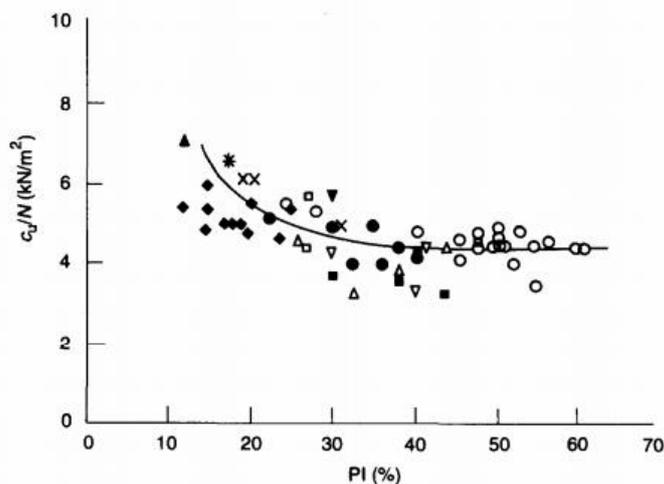


Figura 7-1: Variazione del coefficiente  $f_1$  in funzione dell'indice di plasticità

#### 7.2.2.1.5 Coesione non drenata da prove DMT

In caso di disponibilità di prove DMT, la resistenza al taglio non drenata  $c_u$  verrà anche stimata sulla base della seguente espressione valevole per terreni a grana fina ( $I_d < 1.20$ ):

$$c_{u,DMT} = 0.22 \sigma'_{v0} (0.5 K_D)^{1.25}$$

essendo

- $\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace;
- $k_D$  = coefficiente di pressione orizzontale.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

### 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.8 triassiali TxCU;
- n. 34 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]):

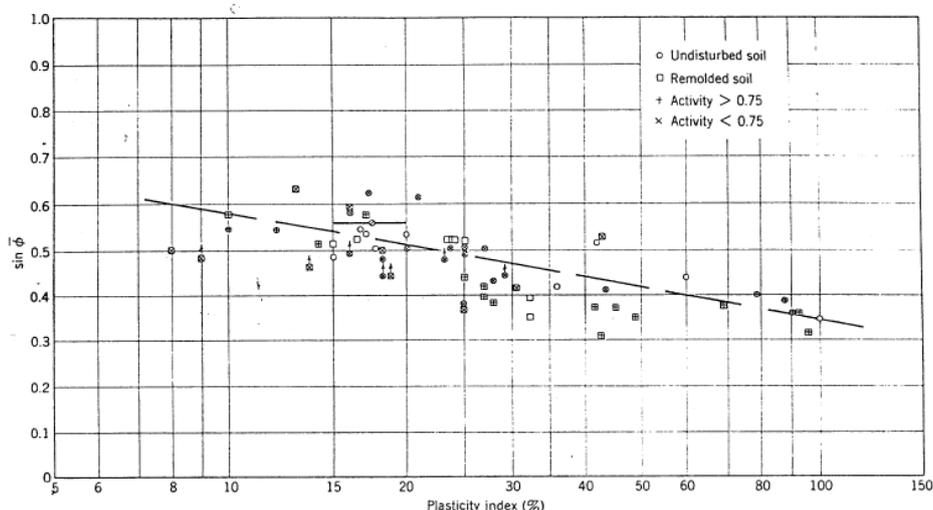
$$\phi'(^{\circ}) = 29.5^{\circ} \cdot B_q^{0,121} \cdot [0,256 + 0,336 \cdot B_q + \log(Q_t)]$$

valevole per

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

#### 7.2.2.2.3 Angolo d'attrito da Indice di Plasticità

In mancanza di ulteriori dati su cui basarsi, si potrà eventualmente ricorrere allo studio di Lambe and Whitman (1979) Doc.Rif. [7]; gli autori hanno identificato una correlazione che esprime l'angolo di attrito in funzione dell'Indice di plasticità per i materiali coesivi. Questa correlazione è riprodotta nella **Figura 7-2**, e può essere espressa dalla seguente equazione:  $\phi' = 50 - 14 \log(PI)$



**Figura 7-2: Dipendenza dell'angolo di attrito con l'Indice di Plasticità (Kenney, 1959) [7]**

### **7.2.3 Parametri di rigidezza**

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

#### **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 19. A seguire si riportano definizioni e descizioni 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

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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

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 ricavati dalla seguente relazione:

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

dove

- $m_v = 1/E_{ed}$ ;
- $k^1$  = coefficiente di permeabilità ottenuto da prova edometrica.

### 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 viscosi dello scheletro solido del terreno.

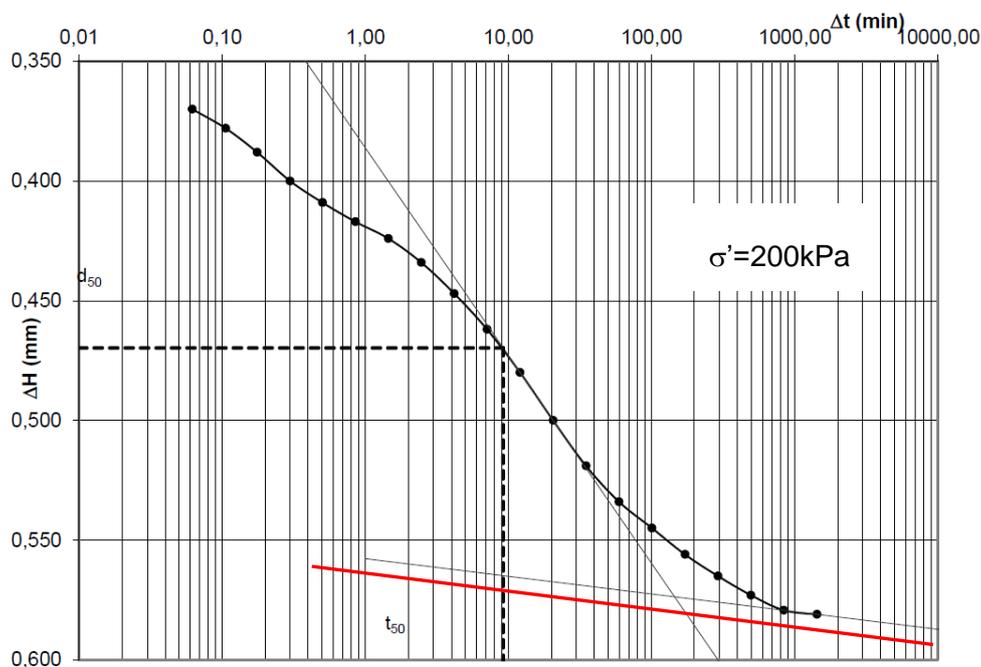
La scelta dei terreni a cui attribuire un comportamento viscoso rilevante sarà basata sulla valutazione delle carte di plasticità e di attività.

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  $\varepsilon - \log t$  (vedi esempio in Figura 7-3).

<sup>1</sup> Ai fini applicativi il valore di  $c_v$  potrà essere anche ricavato a partire da dati di permeabilità e moduli ottenuti da prove in sito che, solitamente, risultano maggiormente rappresentative per questioni di scala e per il frequente disturbo dei campioni sotto posti a prove edometriche.



**Figura 7-3: Esempio di costruzione per la valutazione del coefficiente di consolidazione secondaria (retta rossa per la valutazione del coefficiente  $\alpha_{\epsilon}$ ).**

### 7.2.3.2 Parametri edometrici da correlazioni

#### 7.2.3.2.1 Correlazioni da CPT

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

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

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

#### 7.2.3.2.2 Correlazioni da DMT

Per i terreni a grana fina il modulo edometrico potrà essere valutato secondo la seguente correlazione:

$$M = R_M E_D$$

dove

$E_D$  = modulo dilatometrico

se  $I_d \leq 0.6$ :  $R_M = 0.14 + 2.36 \log k_D$

se  $0.6 < I_d < 3$ :  $R_M = R_{M,0} + (2.5 - R_{M,0}) \log k_D$ , con  $R_{M,0} = 0.14 + 0.15 (I_d - 0.6)$

se  $k_D > 10$ :  $R_M = 0.32 + 2.18 \log k_D$

se  $R_m < 0.85$ :  $R_M = 0.85$

### 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  $\text{m/s}$ .

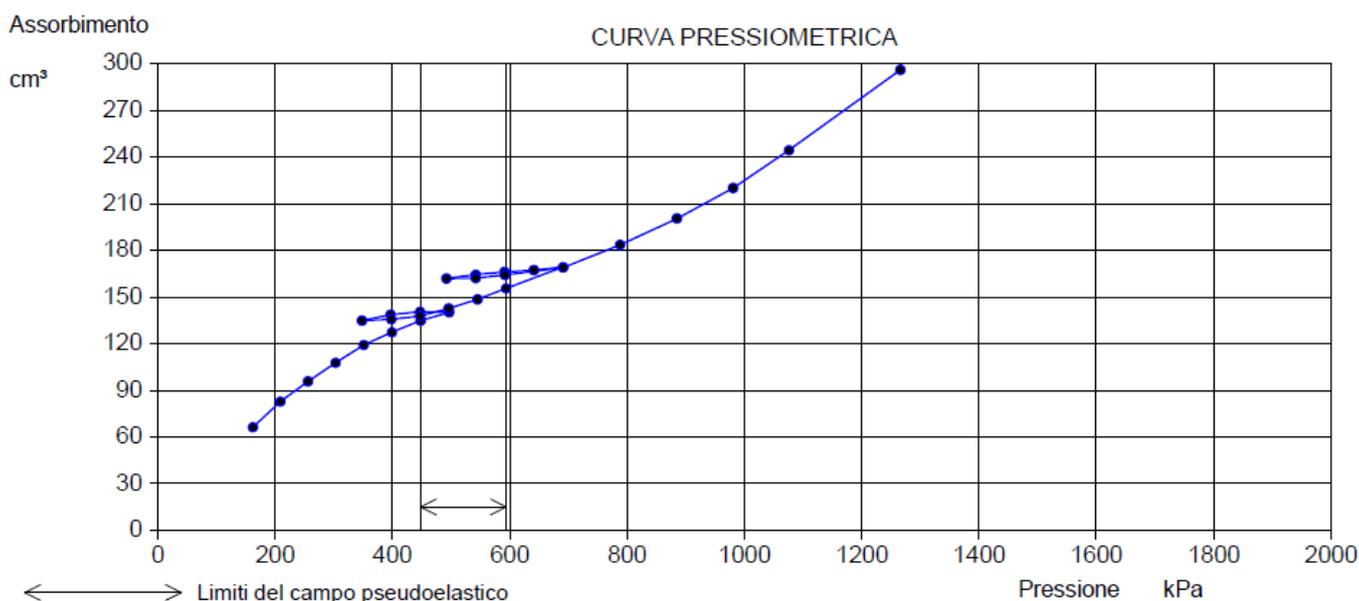
La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere invece ottenuta da misure dirette tramite prove geofisiche *Down-Hole*, *Cross-Hole*, *S-CPTU*, ecc. o eventualmente estratte da correlazioni con altre prove in sito tipo SPT e CPT.

### 7.2.3.4 Modulo elastico operativo in condizioni drenate

#### Da Prove Pressiometriche e Dilatometriche in foro

Nell'ambito delle campagne di indagini geognostiche, sono state effettuate n°. 22 prove Pressiometriche di tipo Menard (MPM) e n°. 8 prove dilatometriche Marchetti (DMT) per la caratterizzazione geotecnica dei materiali.

La prova pressiométrica si effettua entro un sondaggio di diametro convenzionale e consiste nell'applicare progressivamente una pressione radiale, per mezzo di una sonda dilatabile, all'interno del sondaggio, misurando lo spostamento che induce nel terreno circostante. Una volta raggiunta la pressione massima ammissibile, si procede a scaricare il pressiometro, per gradi, misurando le deformazioni durante la fase di scarico. Nella prova di tipo Menard (MPM), la sonda espandibile è installata in un foro precostituito. In base alla tipologia e alle caratteristiche del terreno indagato, si ottiene la curva pressioni-deformazioni, nella quale si distinguono una fase iniziale (o di messa in contatto della sonda con le pareti del sondaggio), una fase elastica lineare ed un'ultima fase plastica (o di deformazioni irreversibili), fino al punto di rottura del materiale.



**Figura 7-4: Esempio di curva pressiométrica con identificazione del campo elastico.**

In base a questa curva è possibile, si calcola la pressione di scorrimento ( $P_F$ , ovvero la pressione alla quale il materiale cessa di comportarsi elasticamente), e la pressione limite ( $P_L$ , che rappresenta la pressione alla quale avviene la rottura del terreno. Infine si ottiene il modulo di deformazione pressiométrico  $E_p$ , in base alla seguente espressione:

$$E_p = (1 + \nu) \cdot M \cdot r,$$

ove  $\nu$  è il coefficiente di Poisson,  $M$  è la rigidezza del terreno (calcolata dalla pendenza del tratto elastico della curva pressiométrica) e  $r$  è il raggio del foro del sondaggio.

Una volta ottenuto il modulo pressiometrico, è possibile ricavare il modulo di Young ( $E$ ) applicando un fattore reologico  $\alpha$  in funzione del tipo di materiale e del suo grado di consolidazione (si veda Tabella sottostante):  $E = E_p/\alpha$ .

Tabella 7-1: Fattori reologici di Menard, Doc.Rif. [17]

Soil type	Peat		Clay		Silt		Sand		Sand and gravel	
	$E/p_L^*$	$\alpha$	$E/p_L^*$	$\alpha$	$E/p_L^*$	$\alpha$	$E/p_L^*$	$\alpha$	$E/p_L^*$	$\alpha$
Over-consolidated			> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normally consolidated	For all values	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Weathered and/or remoulded			7-9	1/2		1/2		1/3		1/4
Rock	Extremely fractured $\alpha = 1/3$		Other $\alpha = 1/2$			Slightly fractured or extremely weathered $\alpha = 2/3$				

Per la descrizione della prova dilatometrica (DMT) si rimanda agli appositi elaborati (Doc.Rif.[29]) e documenti bibliografici (Doc.Rif. [18] e [19]). Al fine di descrivere la modalità di interpretazione di questa prova, si ricorda che ad ogni profondità investigata, vengono rilevati due valori di pressione:

$A$  = pressione necessaria per controbilanciare la pressione del terreno ed iniziare il movimento della membrana (pressione di distacco);

$B$  = pressione necessaria per ottenere una dilatazione del centro della membrana contro il terreno di 1.1 mm.

Le formule base per l'elaborazione dei dati DMT e le principali correlazioni sono riassunte in **Tabella 7-2**. Le letture di pressione  $A$ ,  $B$  devono essere corrette per mezzo dei valori  $\Delta A$ ,  $\Delta B$  determinati mediante calibrazione, per tenere conto della rigidità della membrana, e convertite in  $p_o$ ,  $p_i$ .

I due valori di pressione determinati  $p_o$  e  $p_i$  vengono elaborati ottenendo tre "parametri indice":

$I_d$  Indice di Materiale;

$K_D$  Indice di Spinta Orizzontale;

$E_D$  Modulo Dilatometrico.

Dai parametri indice  $I_D$ ,  $K_D$ ,  $E_D$ , applicando le correlazioni usuali (TC16 2001, Doc.Rif.[18]), è possibile ricavare il valore di  $M$ , Modulo edometrico (terreni sia coesivi che incoerenti).

**Tabella 7-2: Formule base per l'elaborazione delle prove DMT (TC16 2001, Doc.Rif. [18]&[19])**

SIMBOLO	DESCRIZIONE	FORMULE BASE DI ELABORAZIONE DMT	
$p_0$	Prima Lettura Corretta	$p_0 = 1.05 (A - Z_M + \Delta A) - 0.05 (B - Z_M - \Delta B)$ $p_1 = B - Z_M - \Delta B$ $Z_M =$ Lettura al manometro quando "aperto" all'atm. Se $\Delta A$ , $\Delta B$ sono misurate con lo stesso manometro usato per le letture A, B correnti, porre $Z_M = 0$ ( $Z_M$ è compensata)	
$p_1$	Seconda Lettura Corretta		
$I_D$	Indice di Materiale	$I_D = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0)$	
$K_D$	Indice di Spinta Orizzontale	$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{v0}$	
$E_D$	Modulo Dilatometrico	$E_D = 34.7 (p_1 - p_0)$	
$M$	Modulo Verticale Drenato Confinato	$M_{DMT} = R_M E_D$	
		se $I_D \leq 0.6$	$R_M = 0.14 + 2.36 \log K_D$
		se $I_D \geq 3$	$R_M = 0.5 + 2 \log K_D$
		se $0.6 < I_D < 3$	$R_M = R_{M,0} + (2.5 - R_{M,0}) \log K_D$ con $R_{M,0} = 0.14 + 0.15 (I_D - 0.6)$
		se $K_D > 10$	$R_M = 0.32 + 2.18 \log K_D$
se $R_M < 0.85$	porre $R_M = 0.85$	$u_0 =$ pressione neutra pre-inserimento $\sigma'_{v0} =$ tensione geostatica pre-inserimento $E_D$ NON è un modulo di Young E. $E_D$ deve essere usato solo DOPO averlo combinato con $K_D$ (Storia Tensionale). Prima ricavare $M_{DMT} = R_M E_D$ , poi ad es. $E \approx 0.8 M_{DMT}$	

### Modulo operativo ricavato da $E_D$

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 nella Figura 7-5.

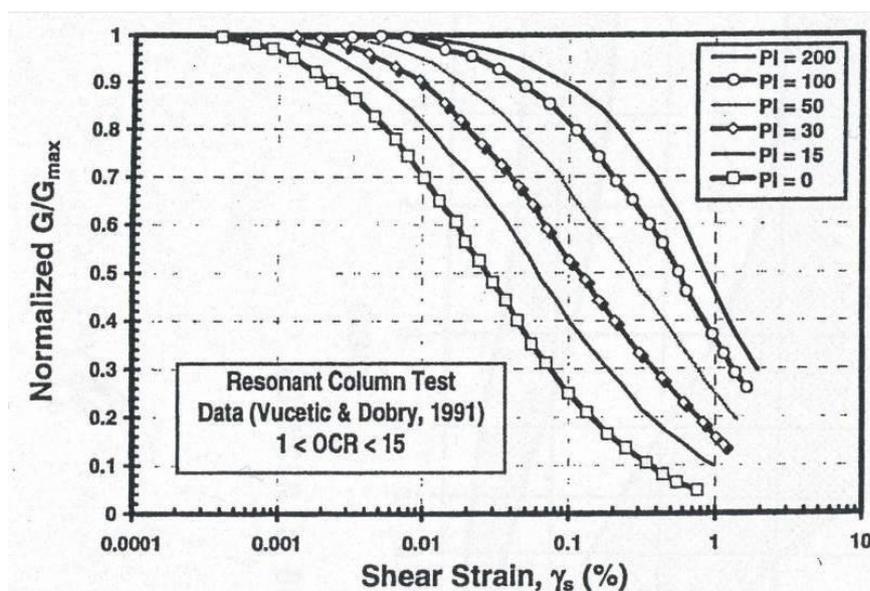


Figura 7-5: Curve sperimentali del rapporto  $G/G_{max}$  da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991), Doc.Rif.[16]

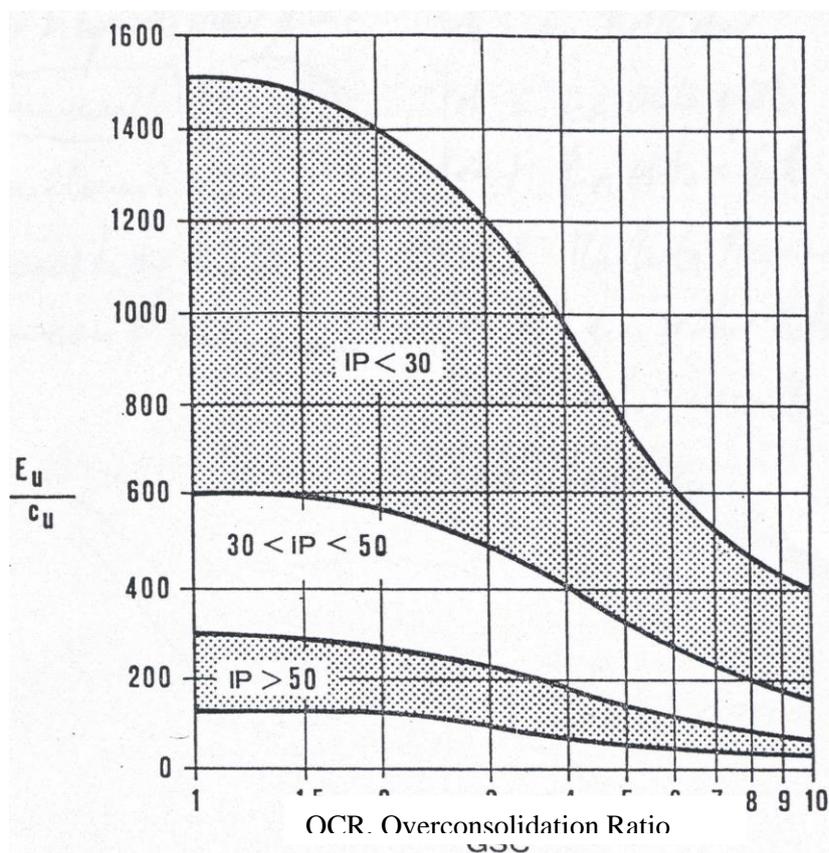
Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, per la stima dei moduli “operativi” da associare allo specifico problema al contorno verranno fatte le seguenti assunzioni “convenzionali”:

- 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:
  - o o 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);
  - o o 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.

### 7.2.3.5 Modulo elastico operativo in condizioni non drenate

Per il modulo elastico in condizioni non drenate, potrà essere fatto riferimento a quanto indicato dal lavoro di Duncan e Buchignani (1976), nel quale il modulo  $E_u$  è fornito in relazione alla coesione non drenata ( $c_u = s_u$ ) e del grado di sovraconsolidazione OCR, in dipendenza dall'indice di plasticità (vedi Figura 7-6).



**Figura 7-6: Modulo di Young operativo in condizioni non drenate, Doc.Rif.[21]**

Il grado di sovraconsolidazione (OCR) indicato nella figura è inteso essere il rapporto tra la pressione di preconsolidazione  $\sigma_p'$  e la pressione verticale efficace geostatica  $\sigma_{v0}'$ .

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

#### **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*) e quelli reattivi alle prove di dissipazione eseguite durante le CPTU.

### **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

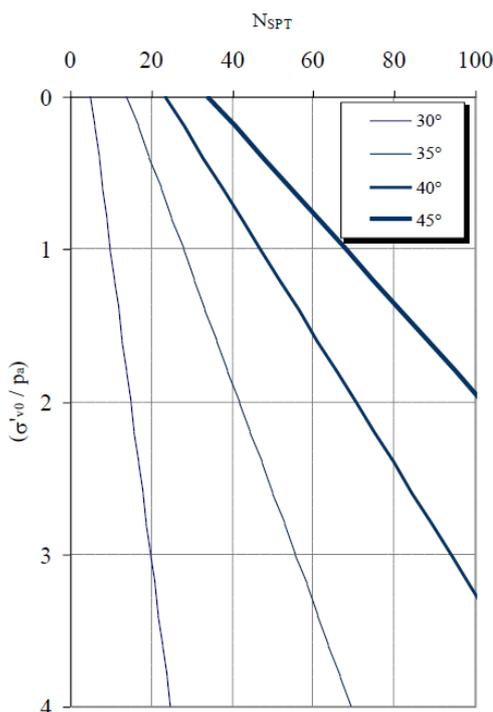
$$\varphi'(^{\circ}) = 27,1 + 0,3 \cdot C_N \cdot N_{SPT} - 0,00054 \cdot (C_N \cdot N_{SPT})^2$$

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma_{v0}}{P_a}}$$

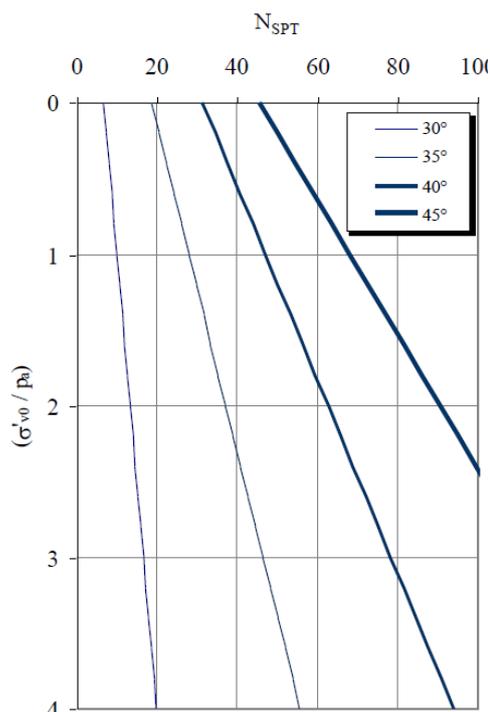
per sabbie fini

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma_{v0}}{P_a}}$$

per sabbie grosse



*Sabbie fini*



*Sabbie grosse*

**Figura 7-7: Stima di  $\varphi'$  da  $N_{spt}$  applicando correlazione proposta da Wolff (1989)**

In alternativa o come termine di confronto si potrà applicare anche Kulhawy e Maine (1980) – Doc.Rif. [22], i quali propongono:

$$\phi' = \arctan \left[ \frac{N_{SPT}}{12,2 + 20,3 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)} \right]^{0,34}$$

### 7.3.2.2.2 Correlazione da prove CPT

Gli angoli di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci da prove CPT sono stati valutati confrontando quanto ottenuto dalle seguenti correlazioni empiriche in funzione della resistenza di punta misurata durante le prove:

- Kulhawy e Mayne (1990), [22]

$$\phi_p' \text{ (degrees)} = 17.6^\circ + 11.0 \log (q_{t1})$$

In cui

$$\text{Normalized Cone Resistance: } q_{t1} = q_t / (\sigma_{atm} \cdot \sigma_{vo}')^{0.5}$$

- Robertson e Campanella (1983), [14]

$$\tan \phi' = \frac{1}{2.68} \left[ \log \left( \frac{q_c}{\sigma'_{vo}} \right) + 0.29 \right]$$

### 7.3.2.2.3 Angolo d'attrito da prove DMT

In caso di disponibilità di prove DMT, gli angoli di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci saranno valutati dalla seguente correlazione empirica valevole per terreni incoerenti ( $I_d > 1.8$ ):

$$\Phi_{\text{safe,DMT}} = 28^\circ + 14.6^\circ \log K_D - 2.1^\circ \log^2 K_D$$

essendo

- $k_D$  = coefficiente di pressione orizzontale.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

### 7.3.3 Parametri di rigidezza

#### 7.3.3.1 Correlazioni da CPT

Il modulo edometrico  $M=E_{ed}$  sarà valutato applicando la correlazione di Robertson (2009) per terreni a comportamento a grana grossa (valevole per  $I_c < 2.6$ ):

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

con

$$\alpha_M = 0.0188 [10^{(0.55I_c + 1.68)}]$$

#### 7.3.3.2 Correlazioni da DMT

Per i terreni a grana fina il modulo edometrico potrà essere valutato secondo la seguente correlazione:

$$M = R_M E_D$$

dove

$E_D$  = modulo dilatometrico

se  $I_d \geq 3$ :  $R_M = 0.5 + 2 \log k_D$

se  $0.6 < I_d < 3$ :  $R_M = R_{M,0} + (2.5 - R_{M,0}) \log k_D$ , con  $R_{M,0} = 0.14 + 0.15 (I_d - 0.6)$

se  $k_D > 10$ :  $R_M = 0.32 + 2.18 \log k_D$

se  $R_m < 0.85$ :  $R_M = 0.85$

#### 7.3.3.3 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.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

### 7.3.3.4 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:

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

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

**Tabella 7-3 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 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*) e quelli relativi alle prove di dissipazione eseguite durante le CPTU.

	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

## 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.

Le unità geotecniche sono analizzate seguendo un ordine crescente di età geologica, dalle unità più recenti a quelle più antiche.

### 8.1 DEPOSITI DEP

Per i dettagli sulla caratterizzazione geotecnica di questa unità si rimanda al Doc. [43] inerente al Lotto 1A, in quanto le indagini eseguite nel contesto del Lotto 1B non hanno intercettato questa unità. I parametri geotecnici sono riassunti in Tabella 9-1.

### 8.2 UNITÀ BTL-PLM

Per i dettagli sulla caratterizzazione geotecnica di questa unità si rimanda al Doc. [43] inerente al Lotto 1A. Nel contesto della campagna di indagini del Lotto 1B, è stato eseguito il solo sondaggio L1-S01 per il quale si dispongono i seguenti dati: prove di laboratorio eseguite su 4 campioni (2 CI e 2 CR), prove SPT, 3 prove di permeabilità Lefranc e 2 prove pressiometriche di tipo Menard.

Per completezza si mostrano le immagini del materiale estratto dal sondaggio L1B-S01, che si riferisce predominantemente alla sub-unità BTL-PLMa (assimilabile a terreni a grana grossa) con livelli di BTL-PLMb (assimilabili a terreni a grana fine) che non sono stati rappresentati nel profilo geologico.



**L 1B-S 01:** Cassetta n. 1 da 0 a 5.0 m



**L 1B-S 01:** Cassetta n. 4 da 15.0 a 20.0 m

**Figura 8-1: Foto rappresentative della sub-unità BTL-PLMa.**



**L 1B-S 01:** Cassetta n. 5 da 20 a 25.0 m



**L 1B-S 01:** Cassetta n.8 da 35.0 a 40.0 m

**Figura 8-2: Foto rappresentative della sub-unità BTL-PLMb.**

In seguito, si analizzarono i dati ottenuti nel contesto della campagna eseguita per il Lotto 1B, inserendoli nei grafici ottenuti in base ai risultati inerenti al Lotto 1A per la stessa unità geotecnica.

### **8.2.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche**

I risultati ottenuti dalle prove eseguite sui campioni estratti dal sondaggio L1B-S01 in termini di parametri di stato e caratteristiche fisiche sono del tutto paragonabili a quelli relativi alla stessa unità geotecnica, definiti nel contesto della caratterizzazione di BTL-PLM nel Lotto 1A, come si può osservare dalla seguente tabella.

	BTL-PLMa			BTL-PLMb		
	Lotto 1B		Lotto 1A	Lotto 1B		Lotto 1A
Peso specifico	-	-	21.2	L1B-S01/CI1	18.31	18.3-20.4
	-	-		L1B-S01/CI2	20.38	
Peso specifico dei granuli	L1B-S01/CR2	2.67	2.61-2.69	L1B-S01/CI1	2.71	2.67-2.69
	L1B-S01/CR3	2.67		L1B-S01/CI2	2.69	
	-	-		L1B-S01/CR1	2.71	
Indice dei vuoti	-	-	NA	L1B-S01/CI1	0.85	0.6-0.7
	-	-		L1B-S01/CI2	0.47	
Indice di Plasticità	-	-	NA	L1B-S01/CI1	31.7	13-46
	-	-		L1B-S01/CI2	n.p.	

## 8.2.2 Parametri di resistenza

### 8.2.2.1 Condizioni non drenate

Per quanto riguarda la stima della Coesione non drenata relativa agli strati di BTL-PLMb investigati lungo il sondaggio L1B-S01, si dispone dei seguenti dati riferiti al lotto 1B:

	BTL-PLMb		
	Lotto 1B		Lotto 1A
Cu a partire da prove SPT	L1B-SPT2	29*4.5=130	100-250
	L1B-SPT5	41*4.5=185	
	L1B-SPT6	73*4.5=328	
Cu a partire da PP	L1B-S01/CI1	201	
	L1B-S01/CI2	300	

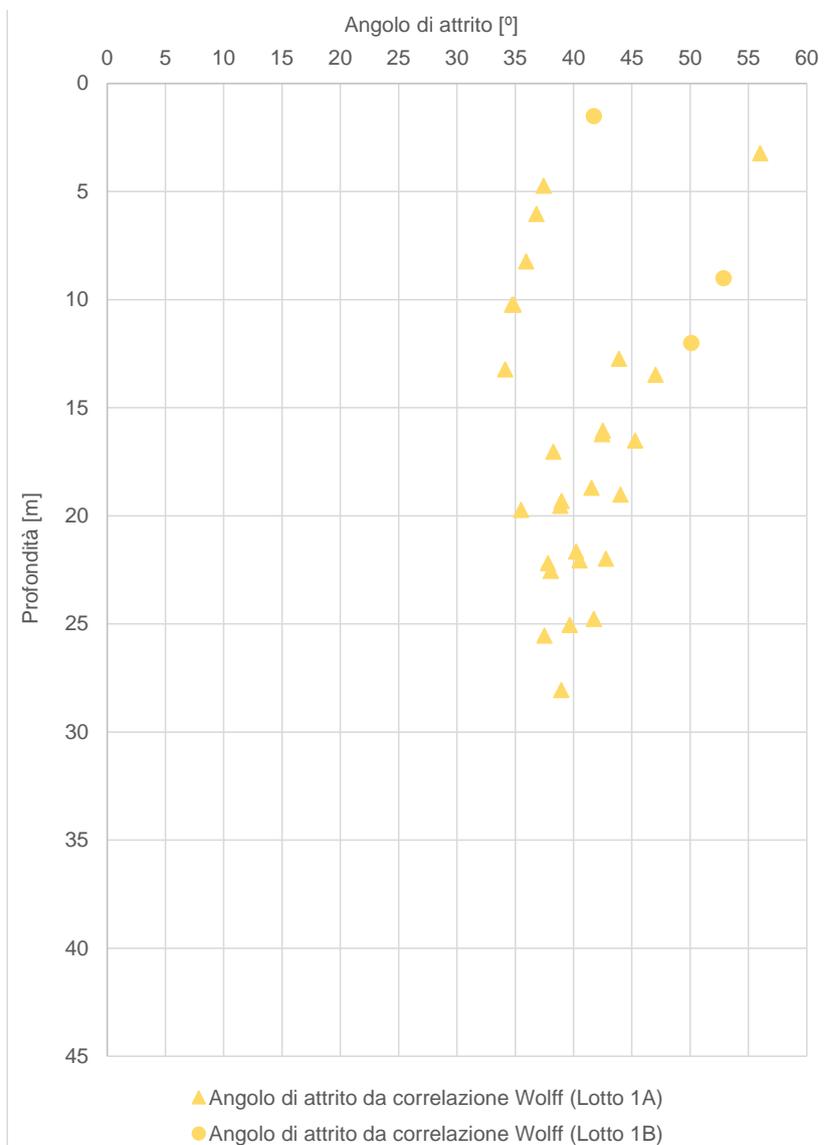
 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

### 8.2.2.2 Condizioni drenate

Sono state eseguite due prove di taglio diretto sui campioni estratti dal sondaggio L1B-S01, ottenendo i seguenti risultati, in linea con l'intervallo proposto per l'unità BTL-PLMb nel Lotto 1A:

<b>BTL-PLMb</b>		
<b>Lotto 1B</b>		<b>Lotto 1A</b>
L1B-S01/CI1	$\varphi' = 24.6^\circ$	$\varphi' = 19-27^\circ - c' = 5-25 \text{ kPa}$
	$c' = 23.7 \text{ kPa}$	
L1B-S01/CI2	$\varphi' = 24.3^\circ$	
	$c' = 18.2 \text{ kPa}$	

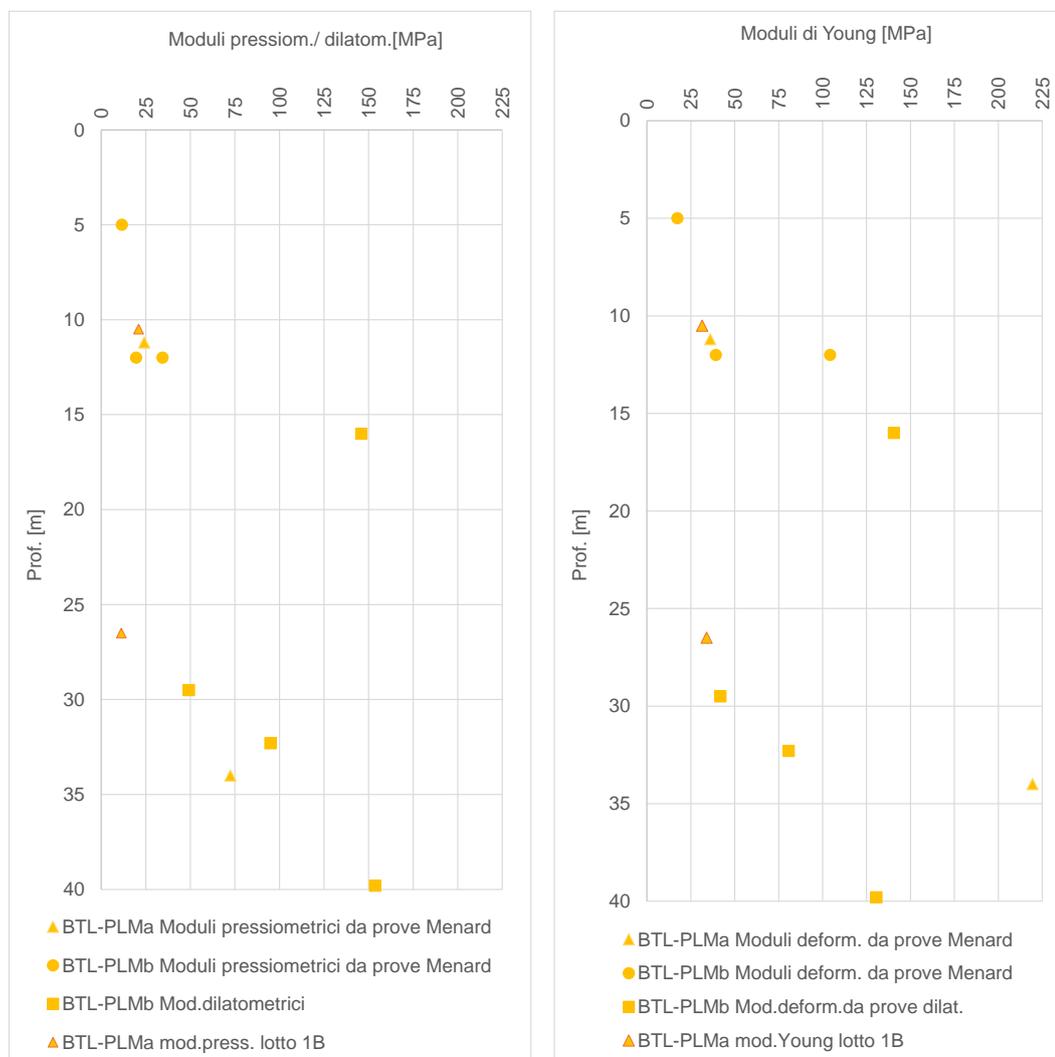
Per caratterizzare la resistenza in termini di angolo di attrito per la facies grossolana BTL-PLMa, si utilizzerà la correlazione di Wolff (1989) – considerando CN per sabbie fini (si veda paragrafo 7.3.2.2.1). Si conferma che il rango proposto per questo parametro è pari a  $\phi' = 35-40^\circ$ .



**Figura 8-3 – Unità BTL-PLMa – stima angolo di attrito tramite correlazioni da Nspt**

### 8.2.3 Parametri di deformabilità

I risultati delle due prove pressiometriche eseguite nel sondaggio L1B-S01 sono state aggiunti nei grafici corrispondenti riferiti all'unità BTL-PLMa del Lotto 1A (doc.rif. [43]), ottenendo:



**Figura 8-4: Unità BTL-PLMa – Moduli di deformazione ricavati da prove in-situ**

Il coefficiente reologico  $\alpha$  considerato è quello indicato nei certificati delle prove di laboratorio (Lotto 1A) ed è stato assunto, per il Lotto 1B qui discusso,  $\alpha = 2/3$  per la prova PD1 eseguita in Ghiaia in matrice limoso-sabbiosa e  $\alpha = 1/3$  per la prova PD2 eseguita in Conglomerato debolmente cementato.

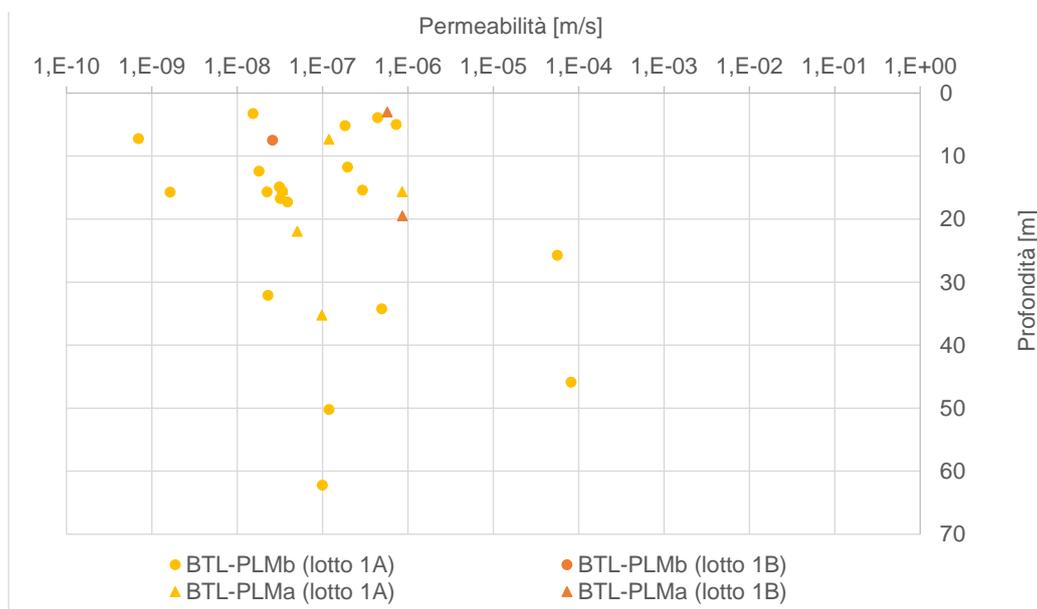
### 8.2.4 Permeabilità

Nell'ambito della campagna d'indagine, sono state eseguite 3 prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile sull'unità in studio. In Tabella 8-1 sono riportati i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove e riferibili all' unità indagata.

**Tabella 8-1 Risultati delle prove Lefranc sull'unità BTL-PLMa (Lotto 1B)**

Sondaggio	Unità	Prof. prova (m)		k (m/s)
L1B-S01	BTL-PLMa	2,5	3,5	5,72E-07
L1B-S01		19	20	8,62E-07
L1B-S01	BTL-PLMb	7	8	2,59E-08

Osservando anche i risultati relativi al Lotto 1A riportati nel grafico successivo, , si ritiene adeguato assegnare alla sub-unità BTL-PLMa un intervallo di permeabilità pari a  $1E-6$  e  $1E-7$  m/s.



**Figura 8-5: Valori di permeabilità dell'unità BTL-PLM**

	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

### 8.3 UNITÀ AUL

L'unità AUL appartiene al Sintema di Auletta, formato da argille omogenee grigio-azzurre con intercalazioni di orizzonti conglomeratico-ghiaiosi di potenza metrica. I conglomerati sono poligenici a matrice arenacea prevalente e presentano livelli di sabbia e argilla. Dalla visione del materiale estratto dai sondaggi, si identifica come materiale fortemente coesivo, predominantemente formato da argille debolmente limose a tratti limo-sabbiose. Puntualmente si rinvencono strati debolmente sabbiosi-ghiaiosi.

Le figure sottostanti mostrano i materiali appartenenti a questa-unità geotecnica, come rinvenuti in affioramento così come si presentano estratti dai carotaggi.



Figura 8-6: Affioramento di conglomerati in parete di circa 15 m di altezza (L1B-AV-07c)



**L 1B-S 02:** Cassetta n. 4 da 15.0 a 20.0 m

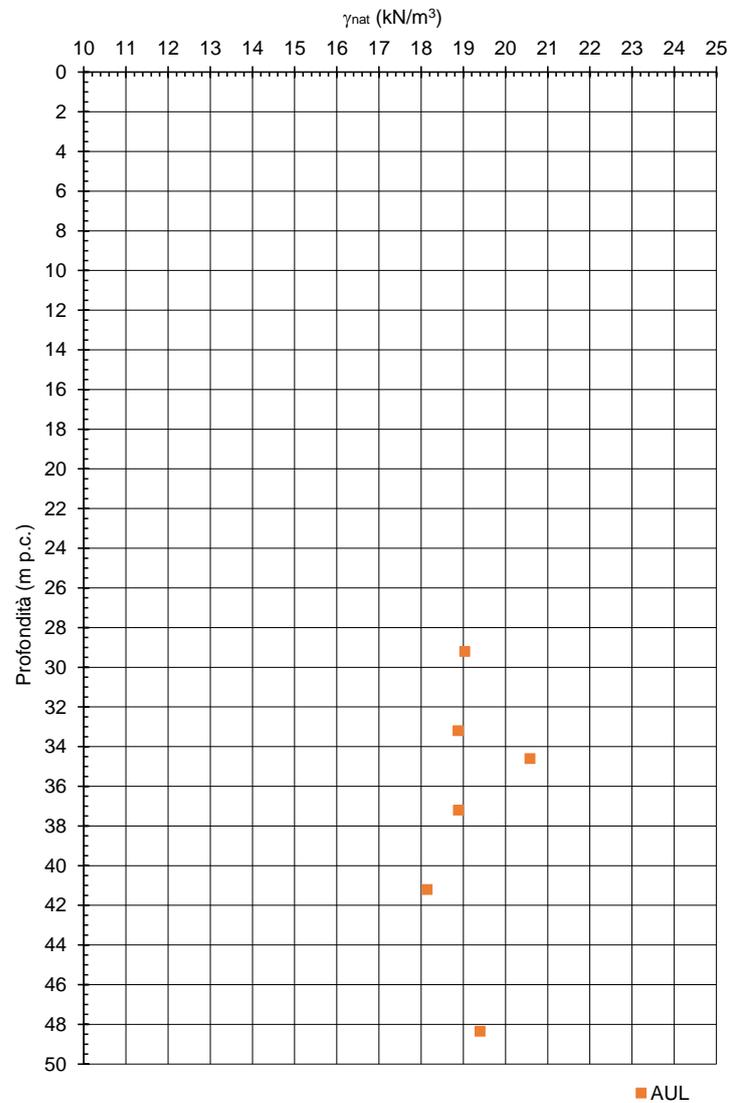


**L 1B-S 03:** Cassetta n. 2 da 5.0 a 10.0 m

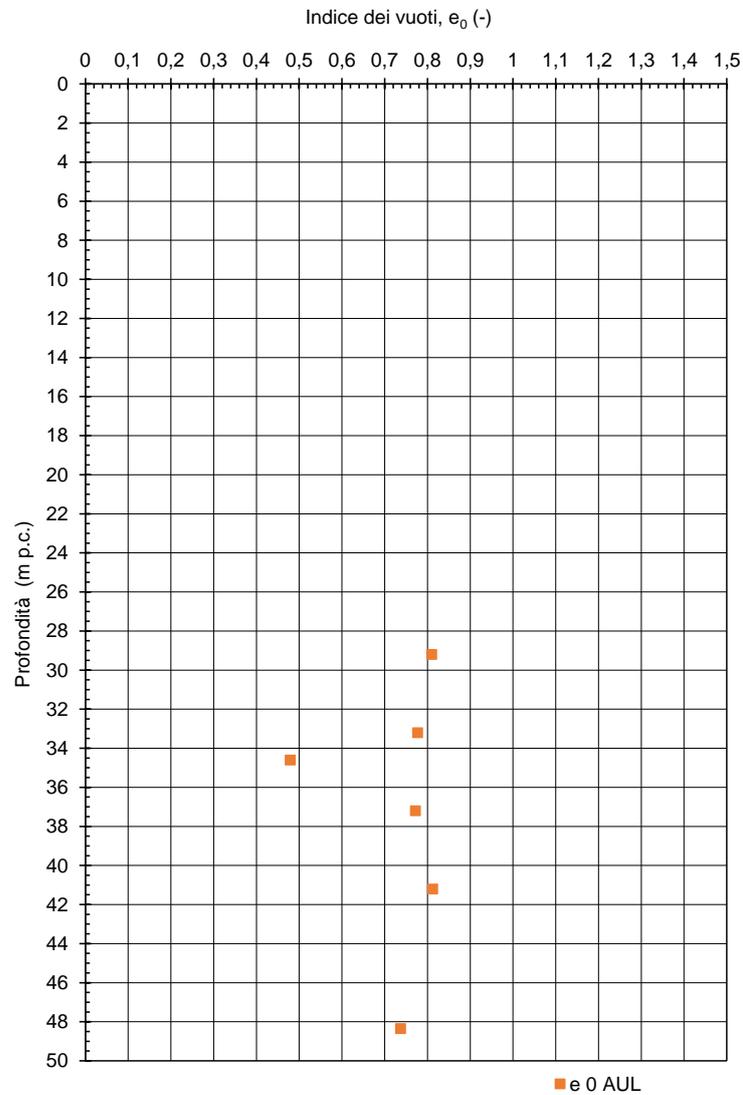
La caratterizzazione inclusa nei seguenti paragrafi si basa principalmente sui dati ottenuti dai sondaggi L1B-S02, L1B-S03, L1-S03bis e L1B-S04.

### **8.3.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche**

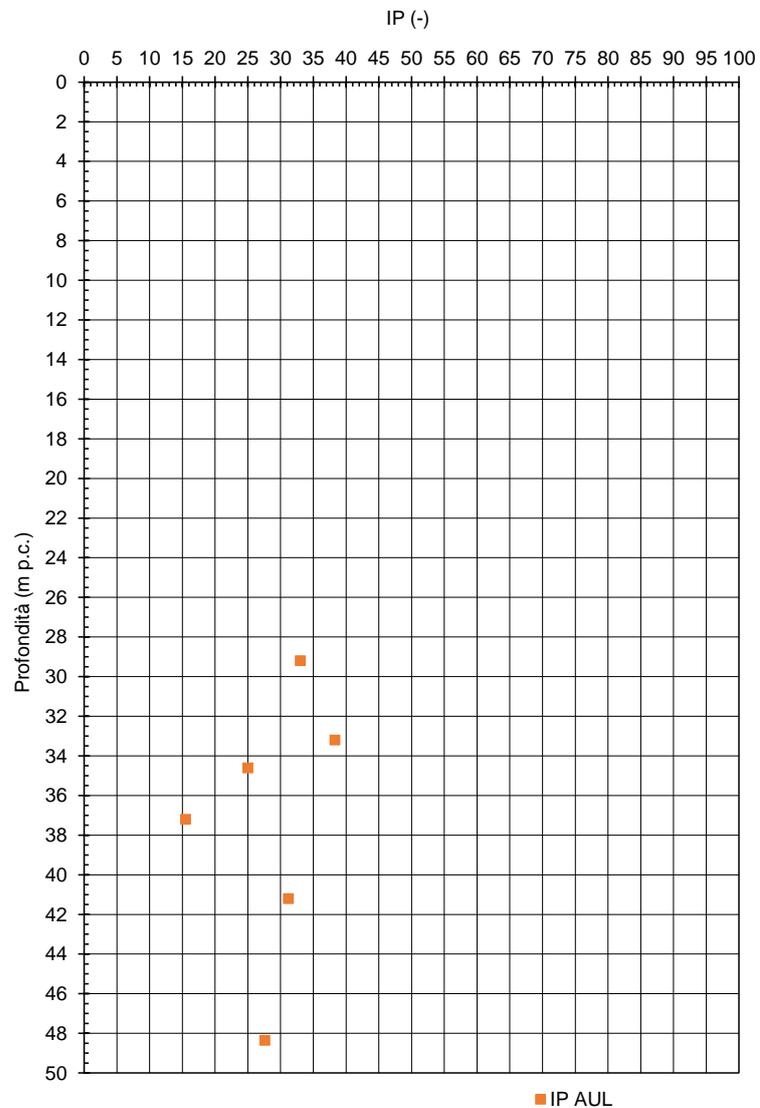
Nella presente relazione, si mostrano i dati di laboratorio relativi ai sondaggi L1B-S02 e L1B-S03bis. I dati di laboratorio riferiti al sondaggio profondo L1B-S03 appartengono a campioni prelevati a profondità maggiori di 140 m e sono relativi ad un'unità geotecnica differente (ALV, Argille Varicolori Superiori). Si trascurano i dati relativi al sondaggio profondo L1B-S04 in quanto i campioni sono situati a profondità maggiori di 70 m.



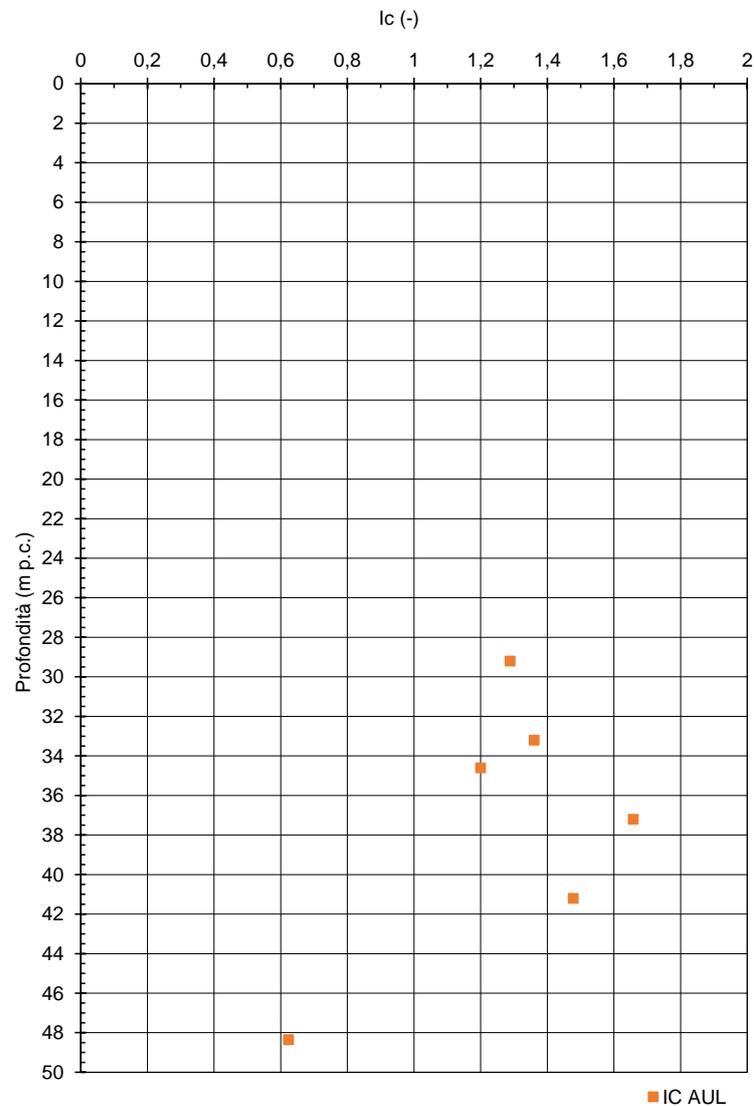
**Figura 8-7: Andamento con la profondità dei pesi dell'unità di volume**



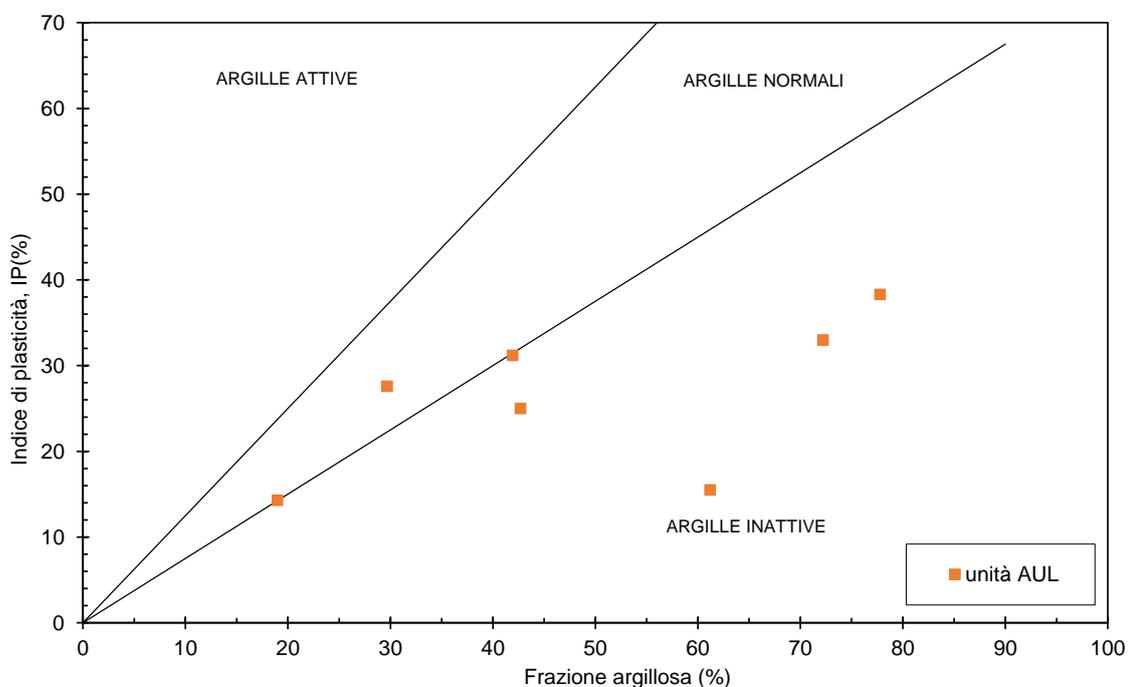
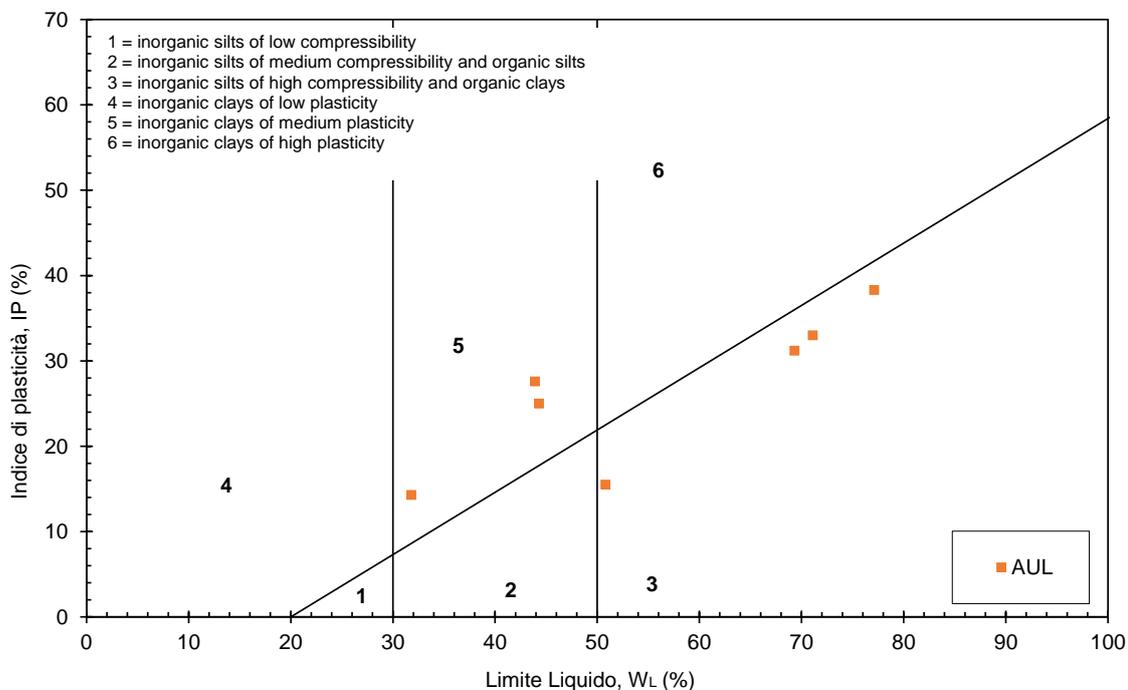
**Figura 8-8: Andamento con la profondità dell'indice dei vuoti**



**Figura 8-9: Andamento con la profondità dell' indice di Plasticità**



**Figura 8-10: Andamento con la profondità dell'indice di Consistenza**

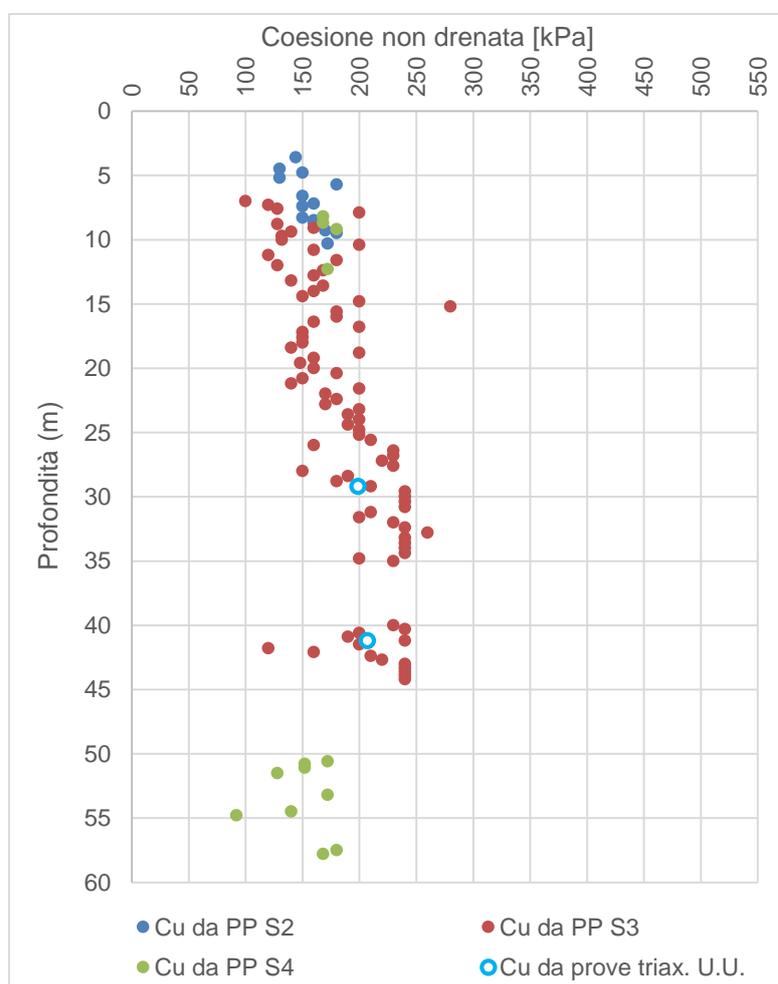


**Figura 8-11: Carta di Plasticità (in alto) e Carta di attività (in basso)**

### 8.3.2 Parametri di resistenza

#### 8.3.2.1 Condizioni non drenate

In Figura 8-12 si riportano gli andamenti della coesione non drenata  $c_u$  con la profondità, ottenuti dalle prove in situ tipo PP e dalle prove di laboratorio (triassiali UU).



**Figura 8-12: Andamenti di  $c_u$  con la profondità per l'unità AUL**

Per completezza nella seguente tabella si riportano i risultati (in termini medi) relativi alle prove triassiali non consolidate non drenate realizzate.

**Tabella 8-2 Risultati delle prove triassiali non consolidate non drenate (UU)**

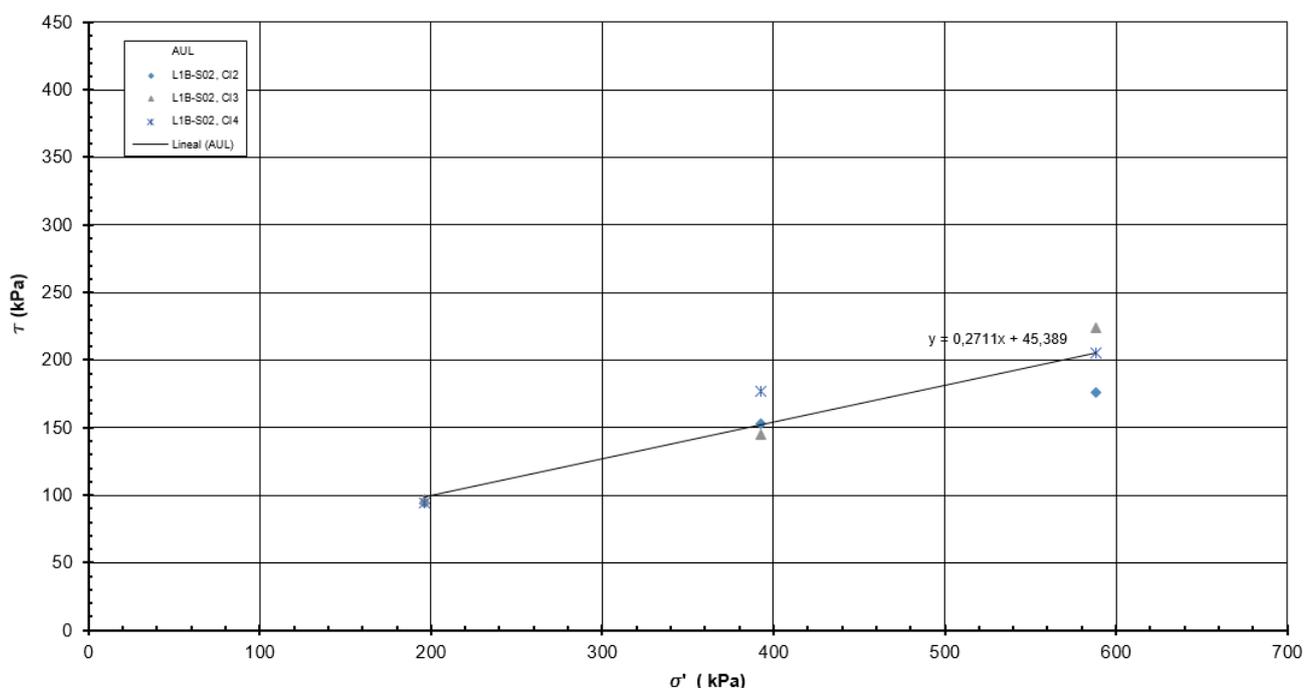
Sondaggio	Unità	Campione	Prof.media	C <sub>u</sub> (valore medio)
			[m]	[kPa]
L1B-S02	AUL	CI2	29.2	199
L1B-S02	AUL	CI4	41.2	207

Sulla base del grafico precedente, si ritiene di assegnare un valor di coesione non drenata dell'intervallo 100-200 kPa.

### 8.3.2.2 Condizioni drenate

In questo paragrafo vengono riassunti i risultati derivanti dalle prove di taglio diretto disponibili per l'unità coesiva AUL relativi ai sondaggi L1B-S02 e L1B-S03bis.

I dati sono stati cumulati in modo da ottenere una regressione su più prove (Figura 8-13). Come riscontrabile, i dati riportati nel grafico restituiscono i seguenti valori medi:  $\phi'=20^\circ$  –  $c'=45$  kPa.



**Figura 8-13 – Unità AUL - interpretazione delle prove di taglio diretto ( $\phi'=20^\circ$ ,  $c'=45$  kPa)**

È stata inoltre eseguita 1 prova triassiale consolidata non drenata su un campione indisturbato, ottenendo valori in linea con i risultati del limite inferiore delle prove di taglio diretto:

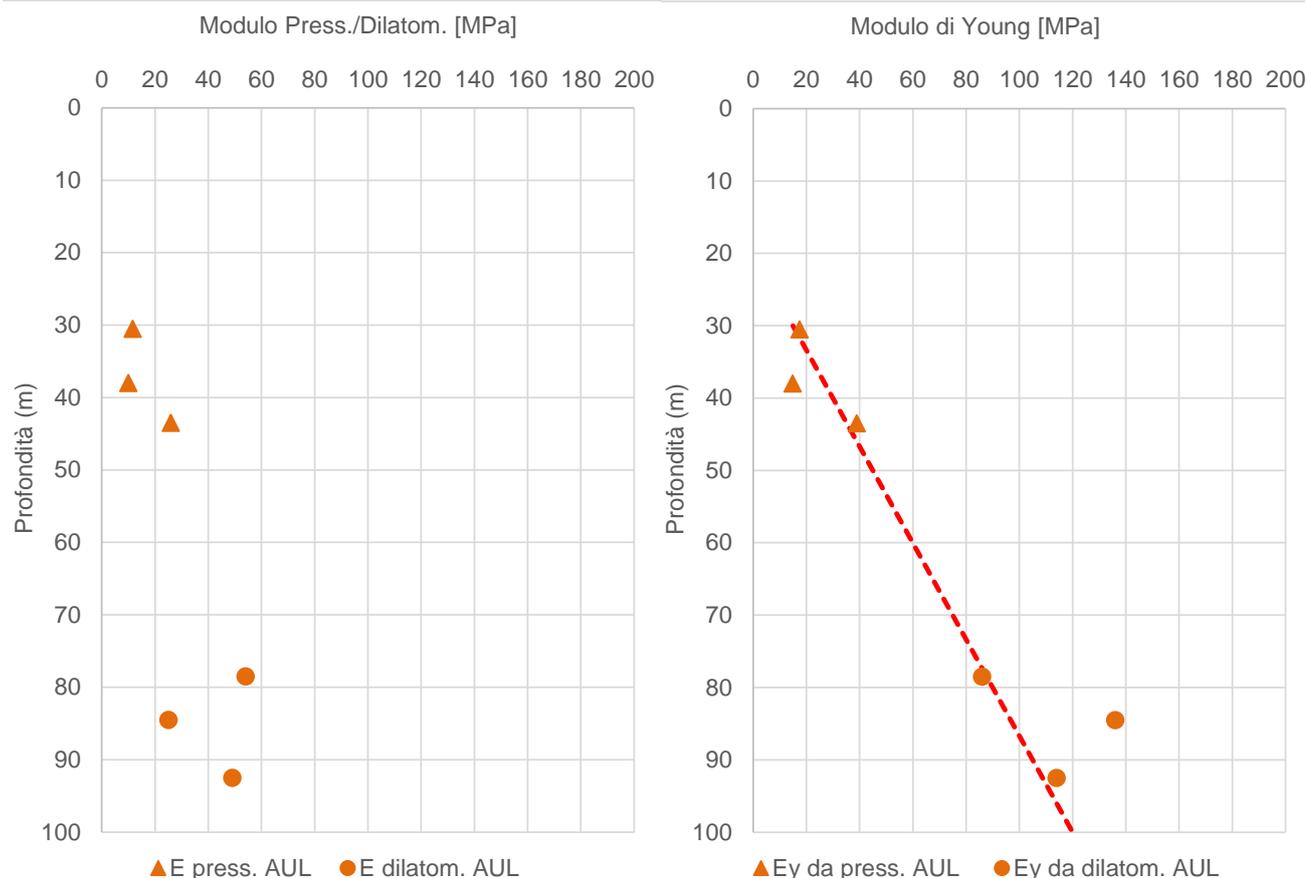
**Tabella 8-3 Risultati delle prove triassiali consolidate non drenate (CU)**

Sondaggio	Unità	Campione	Prof.media	Angolo di attrito	coesione
			[m]	[°]	[kPa]
L1B-S02	AUL	CI1	29,2	17,8	45,3

### 8.3.3 Parametri di rigidezza

#### 8.3.3.1 Modulo elastico da prove in situ

Sono state considerate le prove disponibili al momento della redazione della presente relazione: 3 prove pressiometriche di tipo Menard e 3 prove dilatometriche eseguite nei sondaggi L1B-S02 e L1B-S04. I risultati sono indicati nel grafico di **Figura 8-14**.



**Figura 8-14: Unità AUL – Moduli di deformazione ricavati da prove in-situ**

Per quanto riguarda le prove Menard, i moduli sono stati ricavati applicando un fattore reologico dipendente dal tipo di suolo e dal rapporto  $E/P_L^*$  ( $\alpha=2/3$ ).

Si osserva un andamento crescente con la profondità e si indicano i seguenti intervalli:

- 10-20 MPa fino a 30 m;
- 20-40 MPa oltre i 30 m.

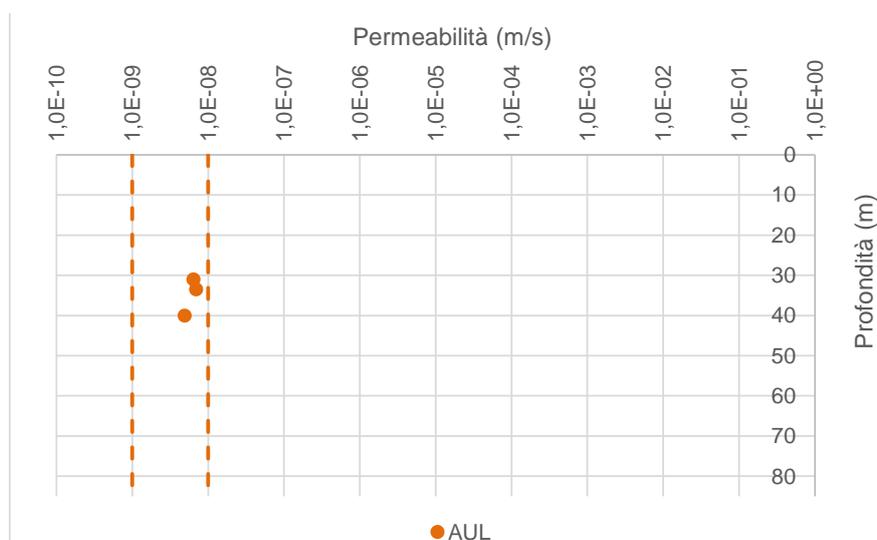
### 8.3.4 Permeabilità

Nell'ambito della campagna d'indagine, fino al momento di redazione del presente documento, sono state eseguite 4 prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile. In **Tabella 8-4** sono riportati i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove e riferibili alla unità in esame.

**Tabella 8-4 Risultati delle prove Lefranc sull'unità AUL**

Sondaggio	Prof.prova (m)		k (m/s)
L1B-S02	30	32	6,43E-09
L1B-S02	33	34	6,93E-09
L1B-S02	39	41	4,93E-09
L1B-S04	75	78	1,00E-04*

\*Il risultato associato al sondaggio L1B-S04 è stato trascurato in quanto non ritenuto rappresentativo (infatti nella stratigrafia è indicata la presenza di un livello di sabbia e ghiaia, debolmente cementato a intorno alla profondità 75 m da p.c.). Si adotta pertanto un valore di permeabilità compreso tra  $1E-9$  e  $1E-8$  m/s.



**Figura 8-15: Valori di permeabilità dell'unità AUL**

#### 8.4 UNITÀ PAD

All'interno di questa unità si possono distinguere due sub-unità geotecniche in funzione delle caratteristiche granulometriche dei depositi:

- **PADb** si riferisce a depositi con facies più grossolane (Figura 8-16 – a sinistra), costituiti da depositi ghiaiosi e ghiaioso-sabbiosi fluviali e di conoide alluvionale costituiti da ghiaie in matrice sabbioso-limosa. Il comportamento geotecnico dell'unità PADb verrà associato a quello di un terreno granulare;
- **PADe2** sono depositi più fini (Figura 8-16 – a destra), formati da alternanze di argille grigie e nerastre, limi marroni e, a luoghi livelli centimetrici di torbe. Il comportamento geotecnico dell'unità PADe2 verrà associato a quello di un terreno coesivo per la prevalente presenza di materiale fine riscontrata.

L'assunzione di differenziare il comportamento geotecnico atteso (granulare per PADb e coesivo per PADe2) è giustificata anche in base alle granulometrie rappresentate in Figura 8-17 e Figura 8-18, oltre che sulla scorta dei risultati delle prove CPTU considerati in termini di Indice del Comportamento.

Le figure sottostanti mostrano i materiali appartenenti a queste due sub-unità geotecniche, come rinvenuti in affioramento così come si presentano estratti dai carotaggi.



L1B\_AV\_09: Depositi di conoide alluvionale, caratterizzati da alternanze di orizzonti ghiaioso-sabbiosi e sabbioso-limosi. **PADb**



L1B\_AV\_08: Argille e limi sabbiosi stratificati, a tratti si incontrano livelli biancastri costituiti da incrostazioni carbonatiche. **PADe2**



**L1B-S31:** Cassetta n. 4 da 15.0 a 20.0 m: Ghiaia con argilla limosa.



**L1B-S11:** Cassetta n. 3 da 10.0 a 15.0 m: Argilla debolmente limosa con sporadiche intercalazioni limo-sabbiose.

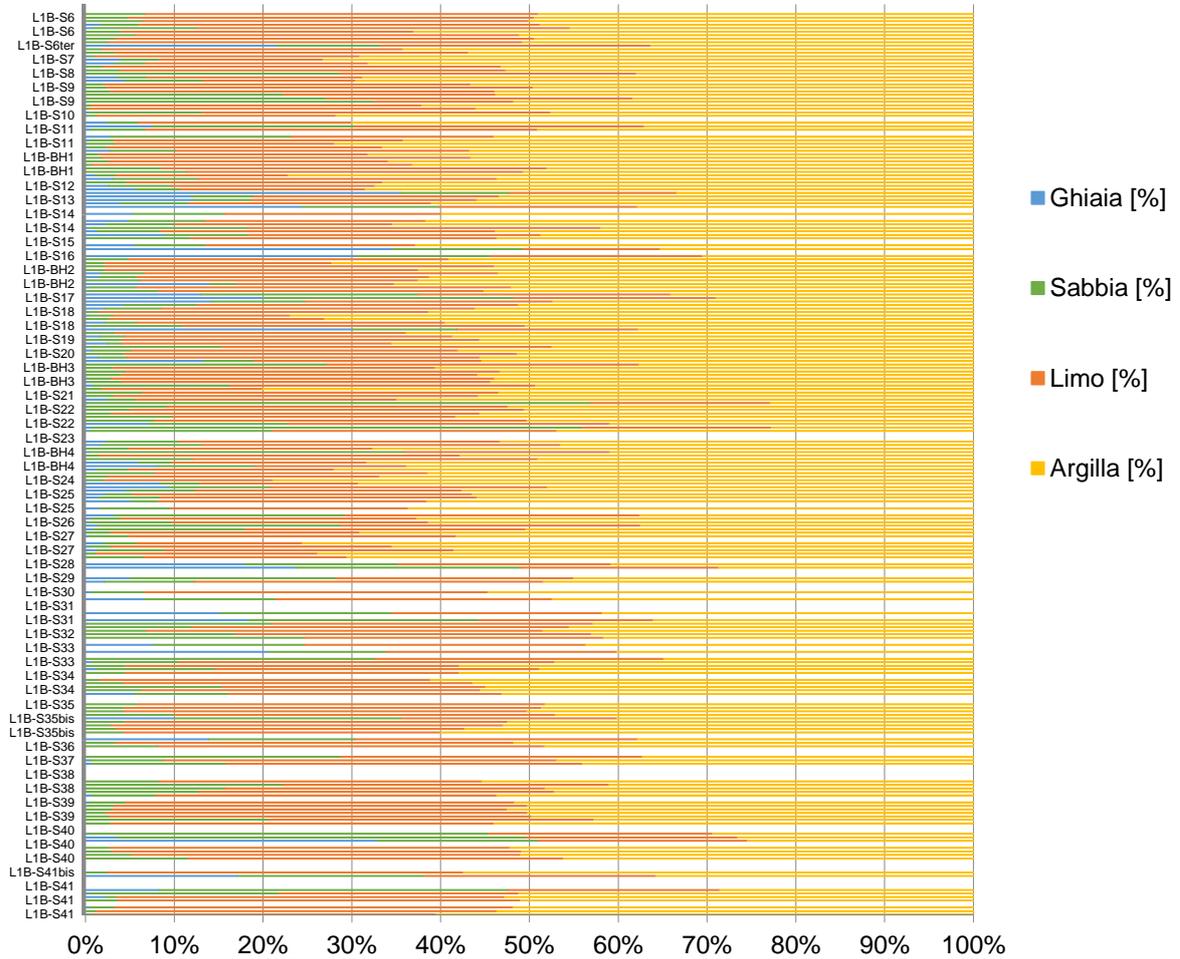
**Figura 8-16: Fotografie rappresentative dell'unità PADb (a sinistra) e PADe2 (a destra)**

La caratterizzazione dell'unità PAD si basa sui dati ricavati dai sondaggi eseguiti lungo il Vallo di Diano: dal sondaggio L1B-S6 al sondaggio L1B-S40 e dal sondaggio L1B-BH1 al sondaggio L1B-BH4.

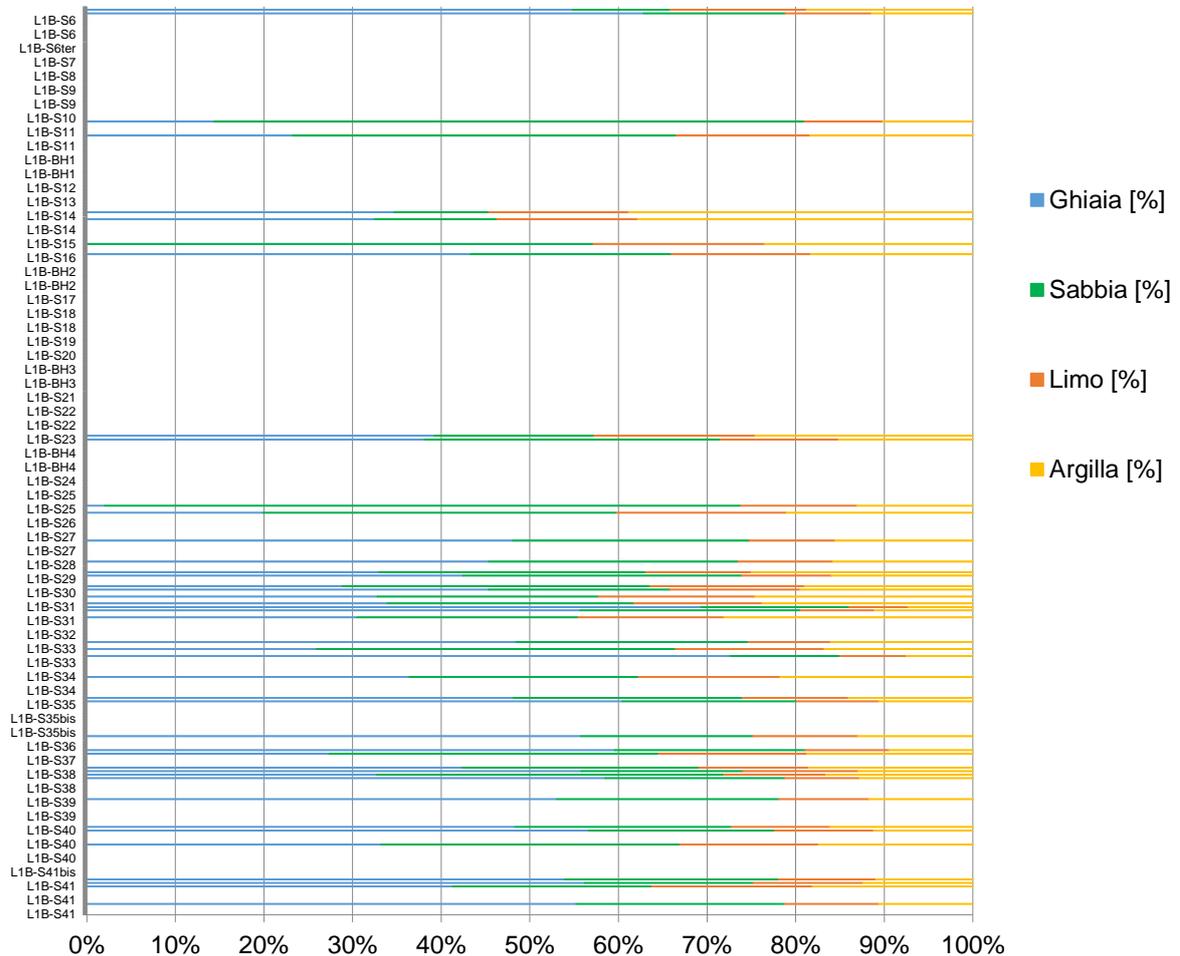
#### **8.4.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche**

I principali parametri inerenti alle caratteristiche fisiche e le relative proprietà indice dei due sottogruppi che formano l'Unità PAD sono riportati graficamente nella Figura 8-21, suddivisi per campioni e profondità di prelievo.

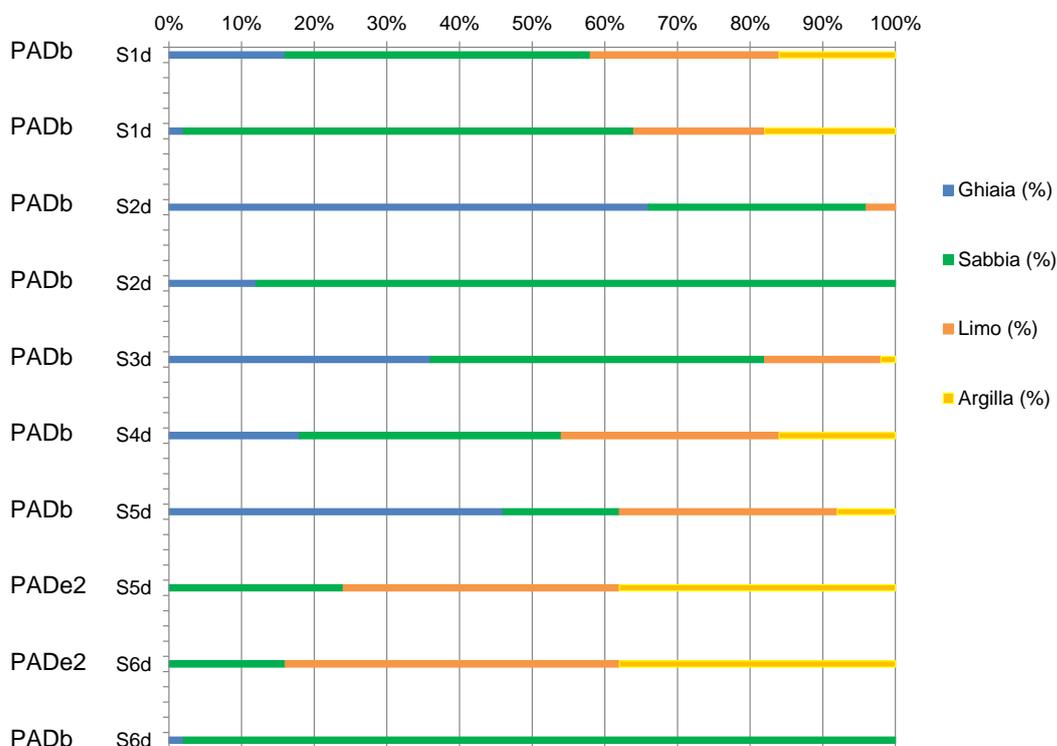
Nei seguenti grafici si mostrano i valori di contenuto "ghiaia + sabbia" e "limo + argilla" sulla base dei quali è stato individuato il tipo di comportamento assunto (granulare per PADb e coesivo per PADe2), che verrà anche confermato dai risultati dei limiti di Atterberg e carta di plasticità corrispondente (si veda Figura 8-24). In base alle Figura 8-17 e Figura 8-18, si può notare come la maggior parte dei dati associati a PADb mostra un contenuto grana grossa generalmente maggiore al 60%, mentre d'altra parte la maggior parte dei dati associati a PADe2 mostra un contenuto a grana fine prevalentemente maggiore al 70%.



**Figura 8-17: Distribuzione granulometrica per la sub-unità PDe2**

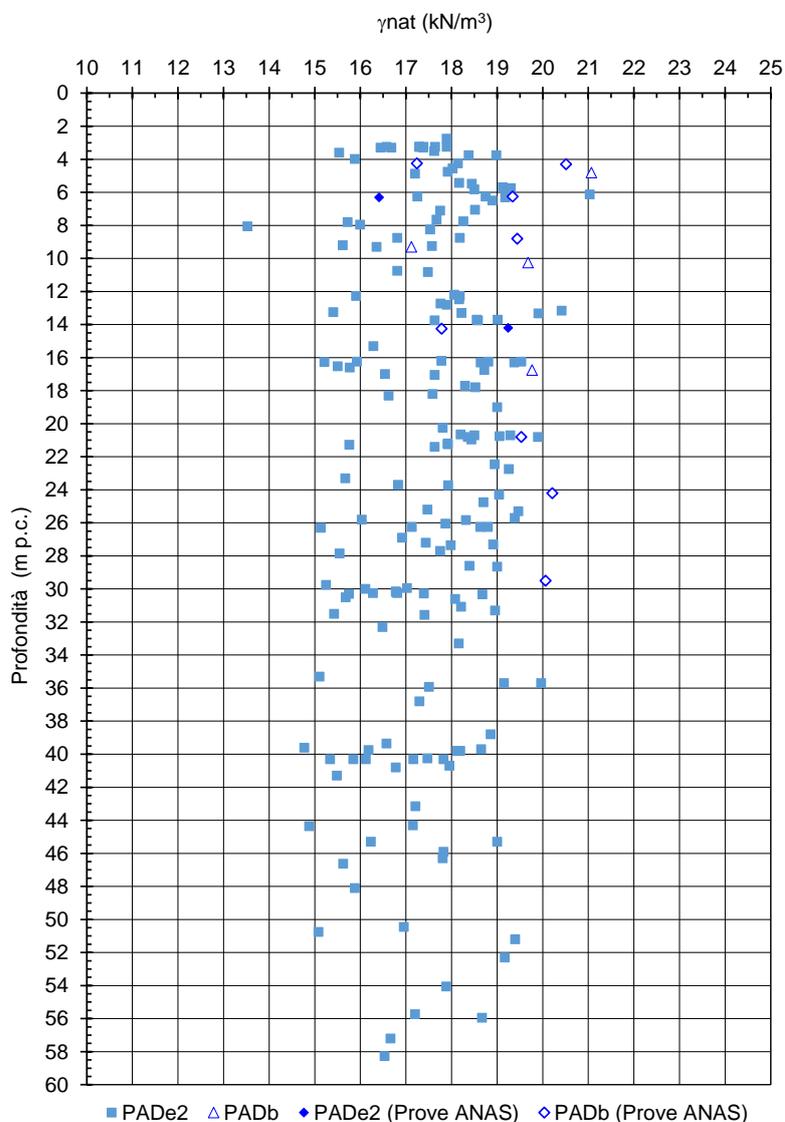


**Figura 8-18: Distribuzione granulometrica per la sub-unità PADb**



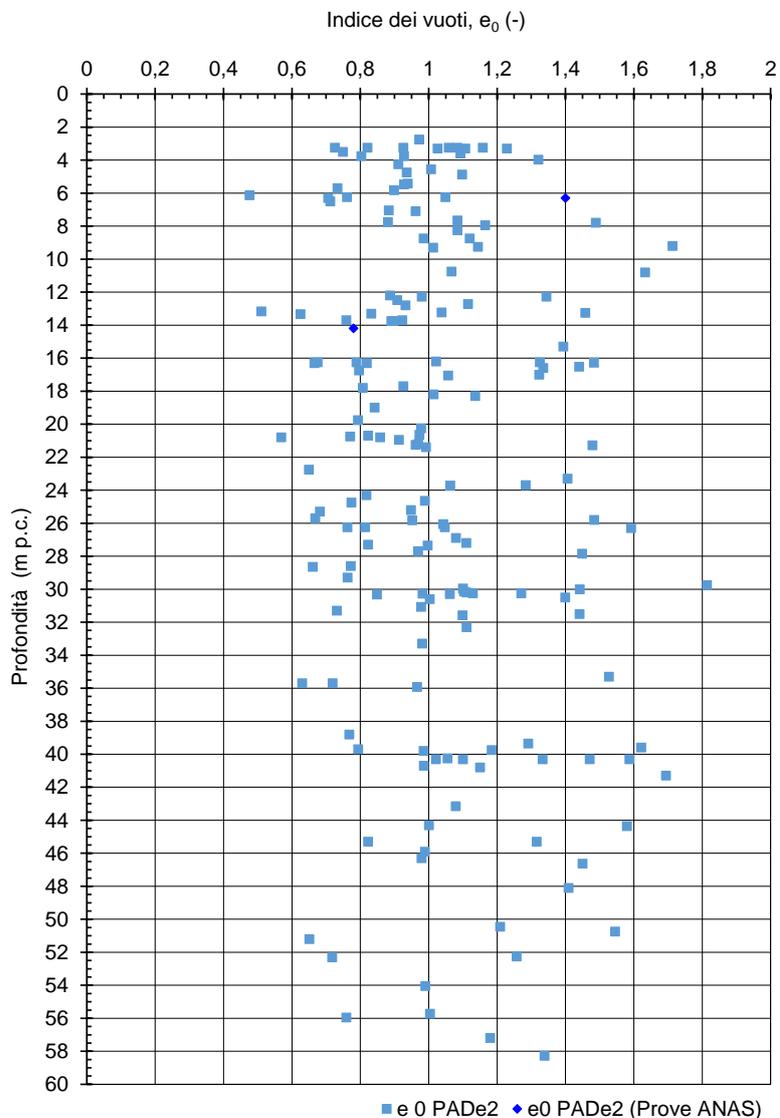
**Figura 8-19: Distribuzione granulometrica dalle prove pregresse ANAS**

Con riferimento al grafico di Figura 8-21, i pesi dell'unità di volume presentano una certa variabilità essendo i valori compresi tra 15 e 21 kN/m<sup>3</sup> per la sub-unità PADe2 e compresi tra 17 e 21 kN/m<sup>3</sup> per la sub-unità PADb.



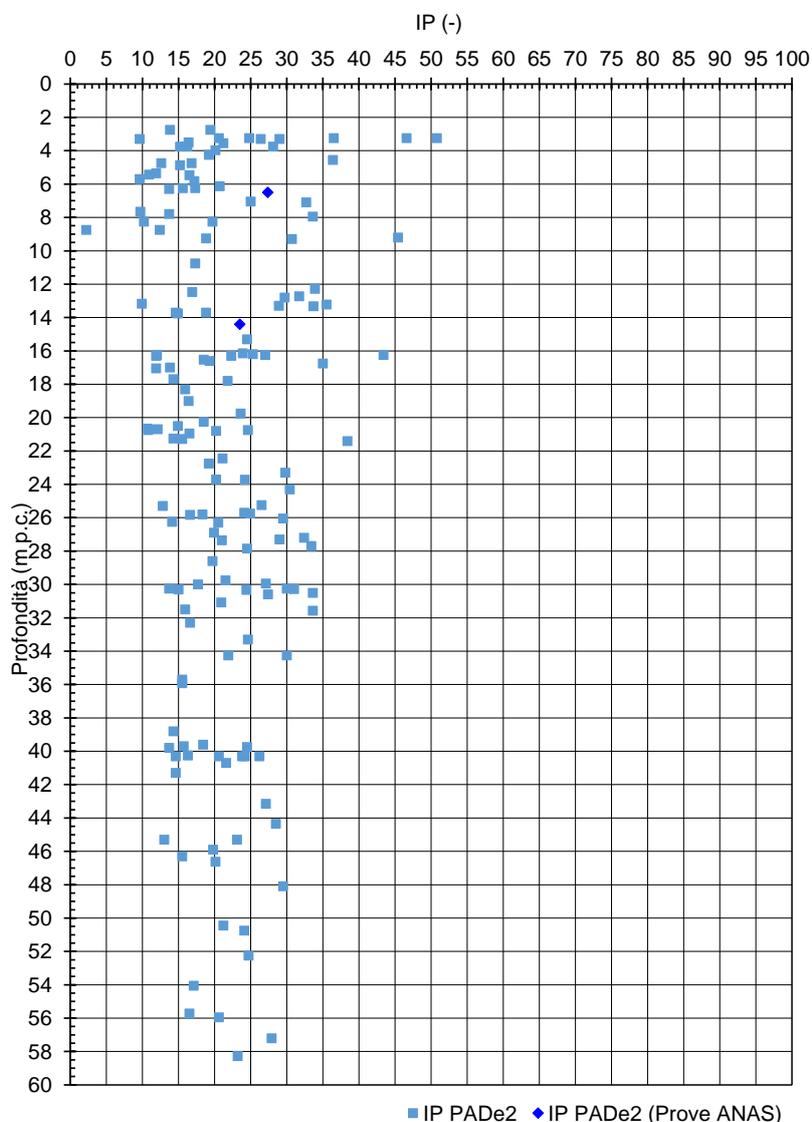
**Figura 8-20: Andamenti con la profondità dei pesi dell'unità di volume**

Con riferimento al grafico di Figura 8-21, l'indice dei vuoti per la sub-unità PADe2 assume valori compresi tra 0.5-1.8, ed il valore rappresentativo può essere assunto pari all'unità.



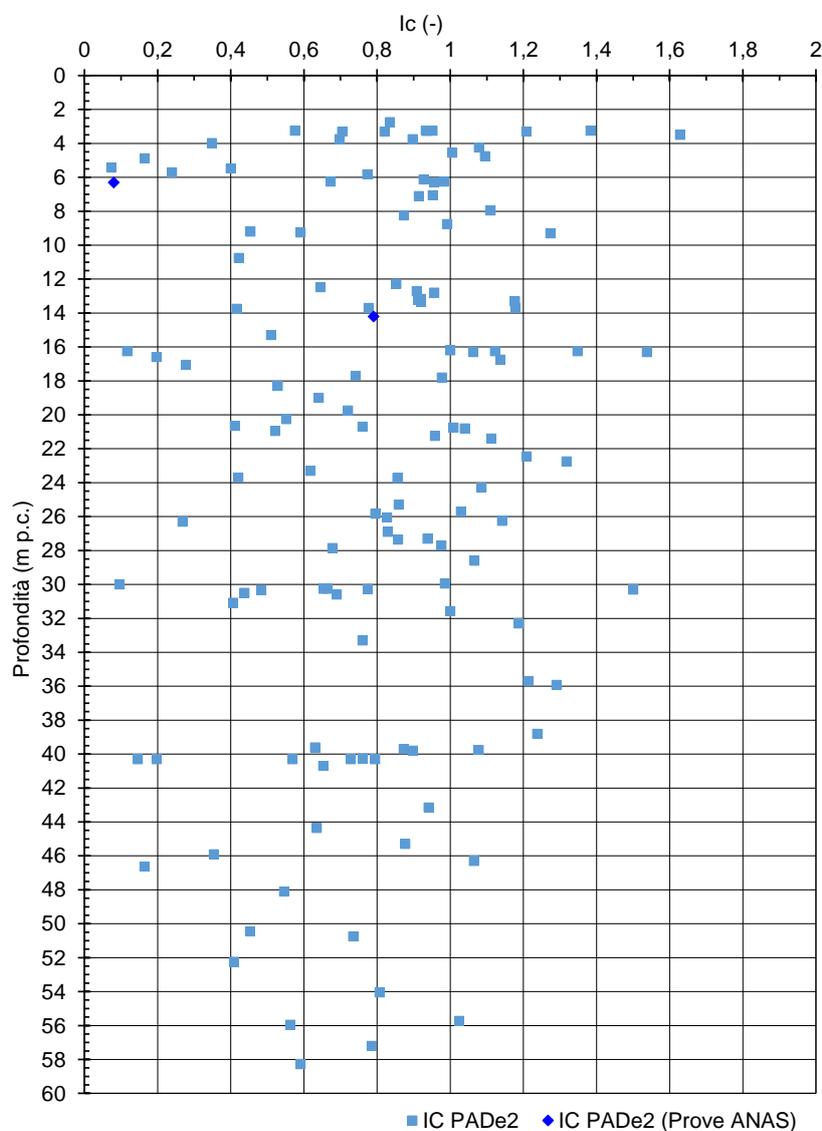
**Figura 8-21: Andamenti con la profondità dell'indice dei vuoti**

L'andamento dell'indice di plasticità di Figura 8-22 indica una condizione generalmente PLASTICA ( $15 < I_p < 40$ ) o POCO-PLASTICA ( $5 < I_p < 15$ ), e solo in maniera puntuale MOLTO PLASTICA ( $I_p > 40$ ).



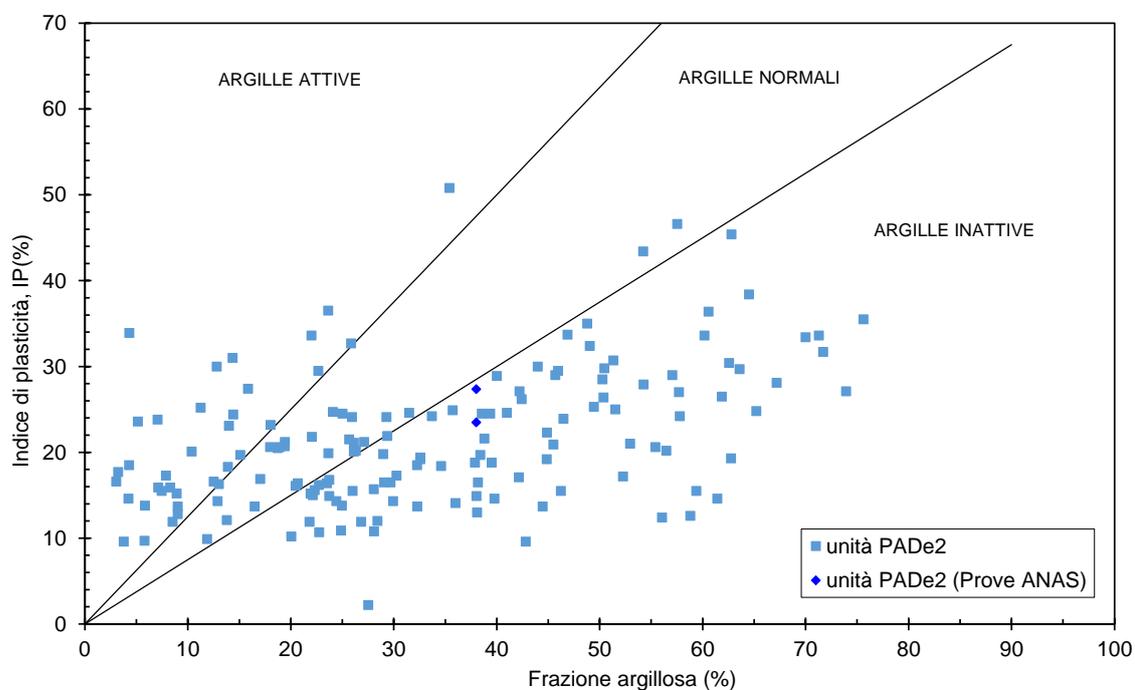
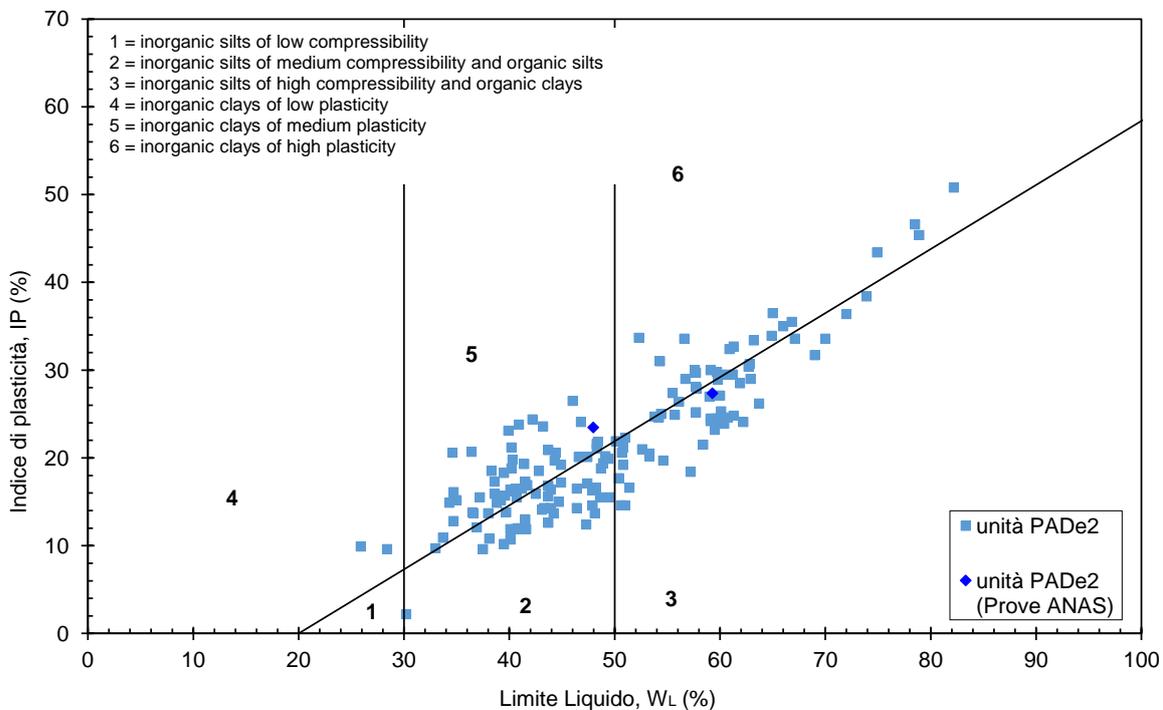
**Figura 8-22: Andamenti con la profondità dell'indice di Plasticità**

La maggior parte dei campioni presentano un indice di consistenza compreso tra 0.5 e 1.2, quindi risultano generalmente con una consistenza da PLASTICA ( $0.5 < I_c < 0.75$ ) a SEMI-SOLIDA-SOLIDA ( $I_c > 1$ ); come riscontrabile dai valori dell'indice di consistenza riportati nel grafico della Figura 8-23 alcuni campioni hanno evidenziato una consistenza FLUIDO-PLASTICA ( $0 < I_c < 0.25$ ) e MOLLE-PLASTICA ( $0.25 < I_c < 0.50$ ).



**Figura 8-23: Andamenti con la profondità dell'indice di Consistenza**

La distribuzione dei dati nella Carta di Plasticità di Casagrande (Figura 8-24) classifica i terreni generalmente come argillosi inorganici (zone 5 e 6), limi inorganici e argille/limi organici (zone 2 e 3). L'unità PAdE2 risulta caratterizzata da un'alta plasticità; per quanto riguarda la carta di Attività la maggior parte dei terreni PAdE2 risultano classificabili come INATTIVI, ma numerosi campioni sono classificabili come NORMALI e ATTIVI.

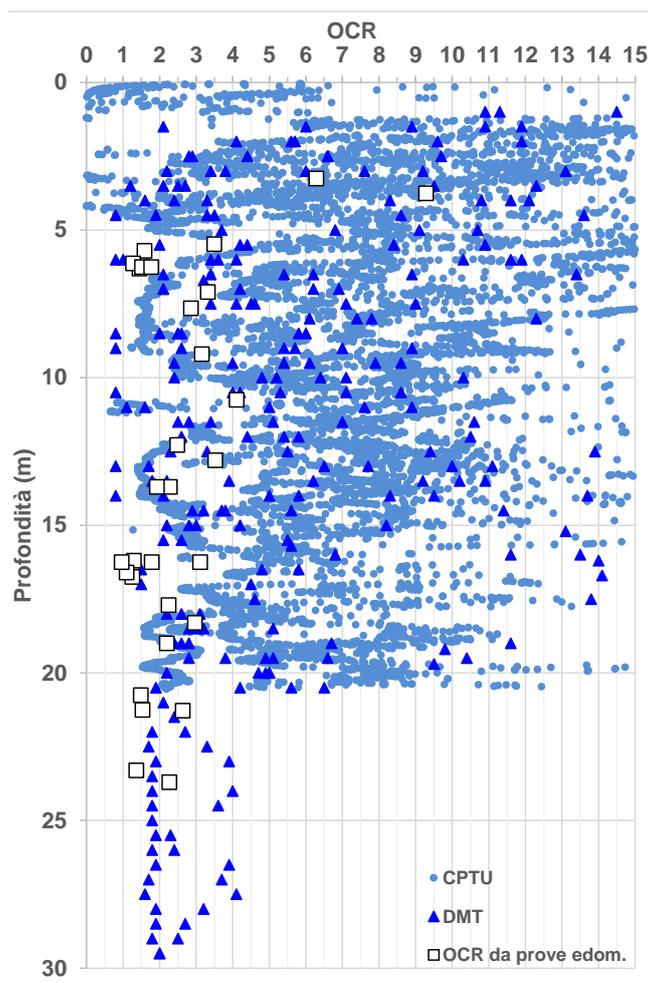


**Figura 8-24: Carta di Plasticità (in alto) e Carta di attività (in basso)**

Nel grafico seguente sono posti a confronto i valori di OCR ricavati dalle prove edometriche con quelli ottenuti dalle correlazioni con CPTU e DMT.

Gli andamenti mostrano una condizione di sovraconsolidazione (anche importante) decrescente con la profondità. Con approccio cautelativo, l'OCR può essere considerato variabile tra 3 e 4 nei primi 15 metri, fino a tendere alla condizione di normal-consolidazione (OCR=1) dopo i 25 metri circa di profondità, passando per valori di 2-3 tra 15 m e 25 m.

La sovraconsolidazione è peraltro confermata anche dalla interpretazione delle prove di dissipazione eseguite durante le CPTU, come verrà dettagliato nel paragrafo 8.4.4, nonché dagli andamenti della coesione non drenata  $c_u$  discussi nel successivo paragrafo 8.4.2.1.



**Figura 8-25: Andamenti con la profondità dell'indice di sovra-consolidazione OCR da prove edometriche e da prove in situ (DMT e CPTU\_x(2023)).**

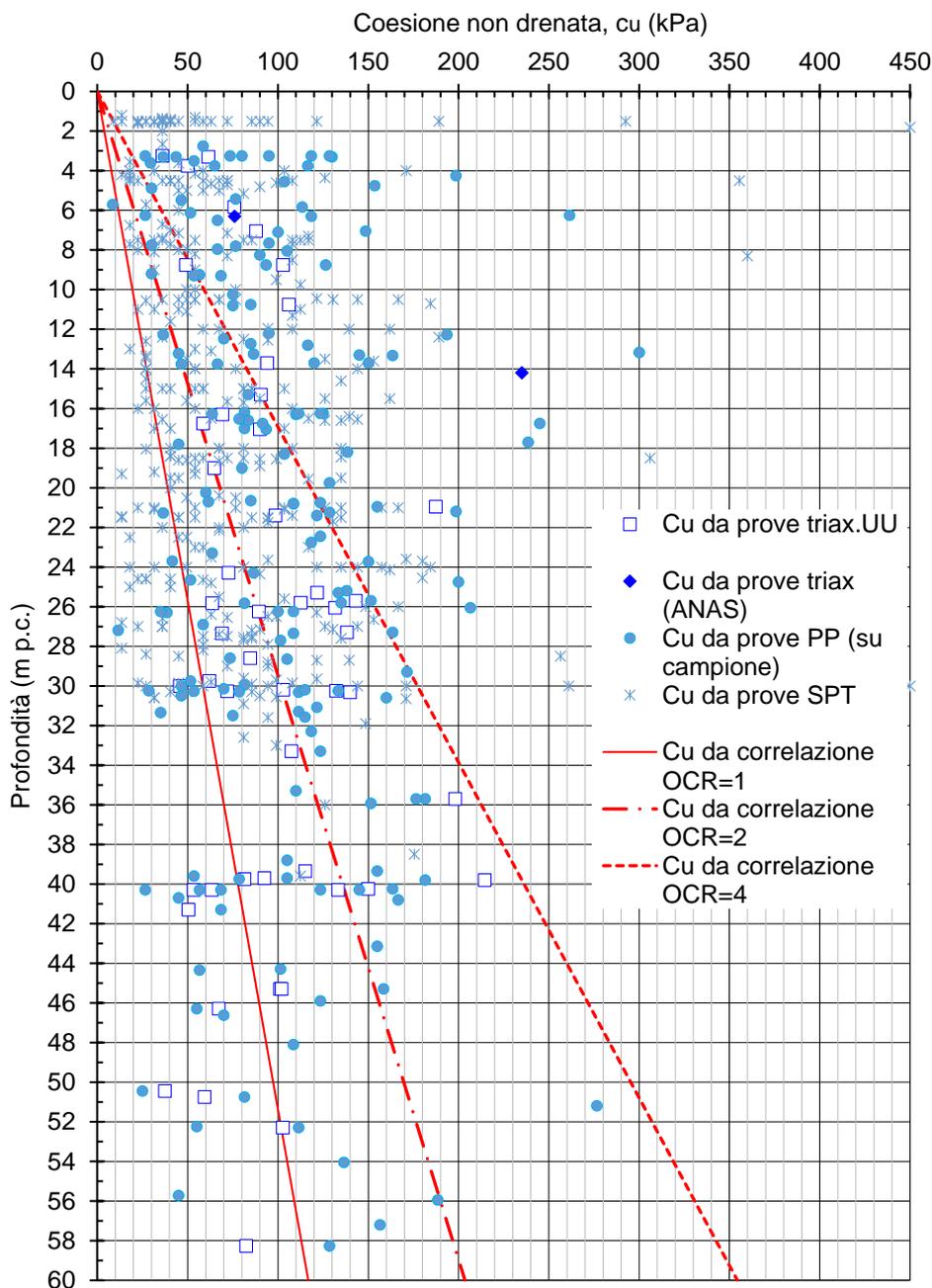
	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C	FOGLIO 85 di 169

Per maggiore chiarezza grafica, nella figura precedente, sono stati rappresentati i risultati delle sole prove CPTU eseguite in abbinamento alle DMT nel contesto della campagna di investigazione 2022/2023.

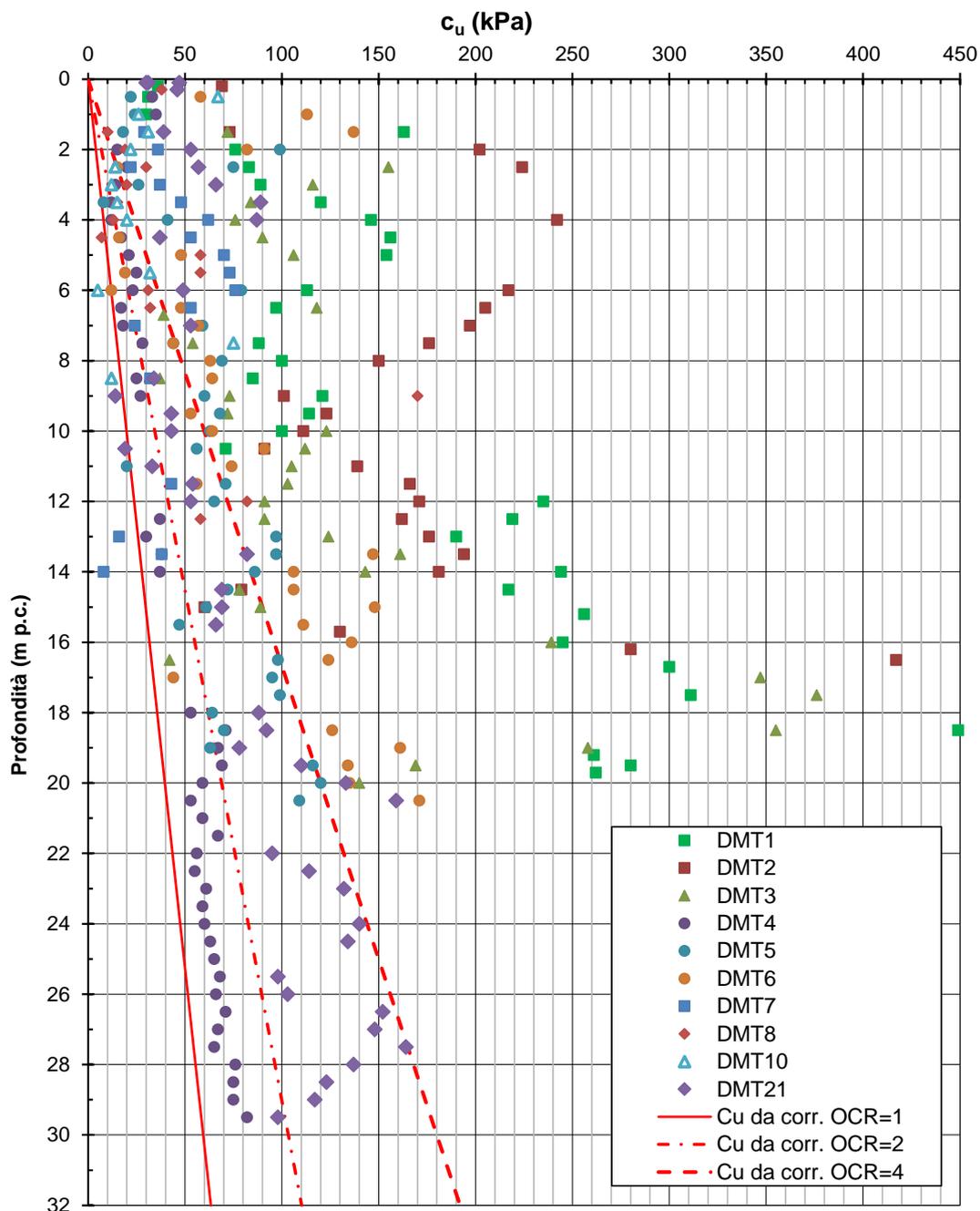
#### **8.4.2 Parametri di resistenza**

##### **8.4.2.1 Condizioni non drenate**

In Figura 8-26 si riportano gli andamenti della coesione non drenata  $c_u$  con la profondità, ottenuti dalle prove in situ (nello specifico da prove con penetrometri tascabili), dalle correlazioni con  $N_{SPT}$  (si veda paragrafo 7.2.2.1.4, considerando  $f_1=4,5$ ) e, dove disponibili, confrontati con i risultati scaturiti dalle prove di laboratorio triassiali di tipo non consolidato non drenato.

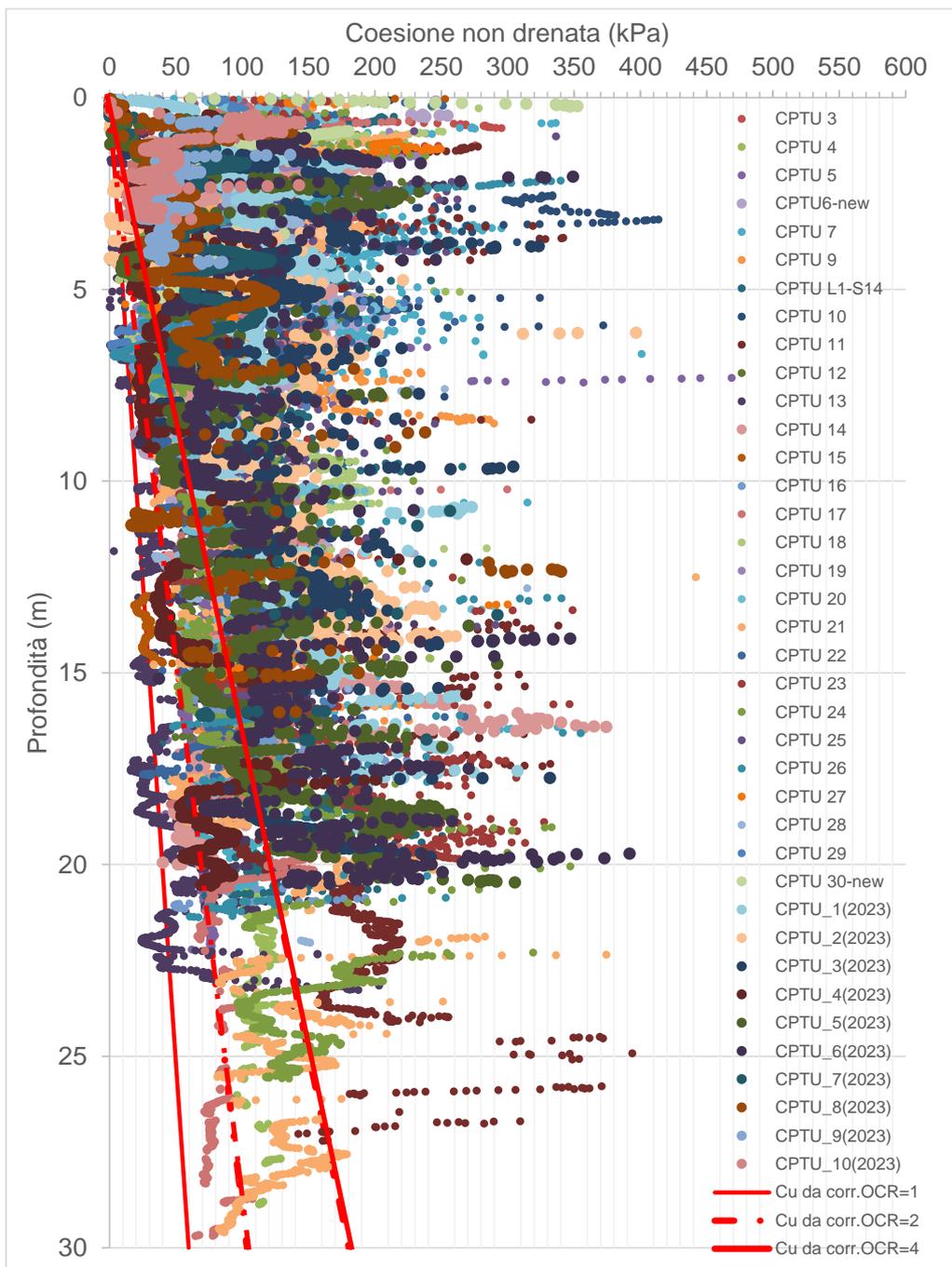


**Figura 8-26: Andamento di  $c_u$  con la profondità per l'unità PAdE2**



**Figura 8-27: Andamento di  $c_u$  con la profondità per l'unità PADe2 (da prove dilatometriche DMT)**

Inoltre, le prove CPTU eseguite lungo il Vallo di Diano ha evidenziato il seguente andamento di coesione non drenata  $c_u$ , stimato per i livelli con Indice di Comportamento  $I_c > 2,6$ .



**Figura 8-28: Andamento di  $c_u$  con la profondità per l'unità PAdE2 in base alle prove CPTU**

Considerando la distribuzione dei dati osservata, si ritiene di poter assumere i seguenti valori di coesione non drenata:

**Tabella 8-5 Coesione non drenata PADe2**

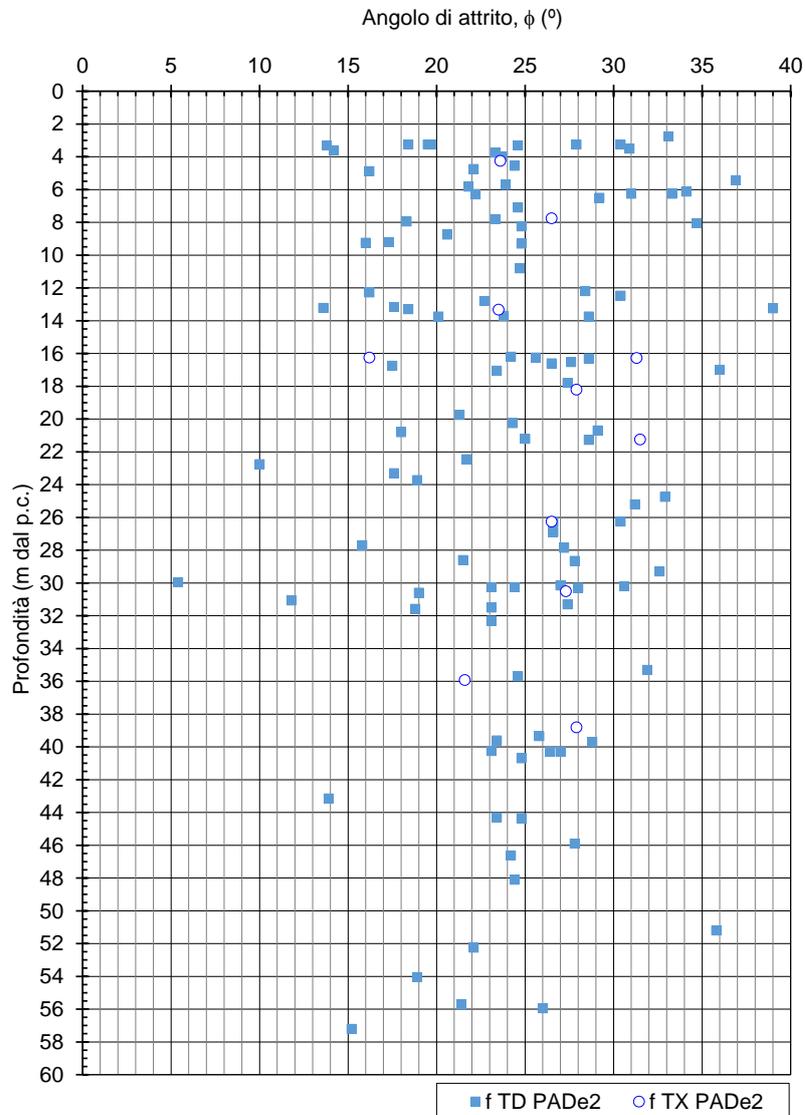
Profondità [m]	Unità	Cu [kPa]
0-10	PADe2	75
10-20	PADe2	100
20-30	PADe2	125
30-ind	PADe2	150

#### **8.4.2.2 Condizioni drenate**

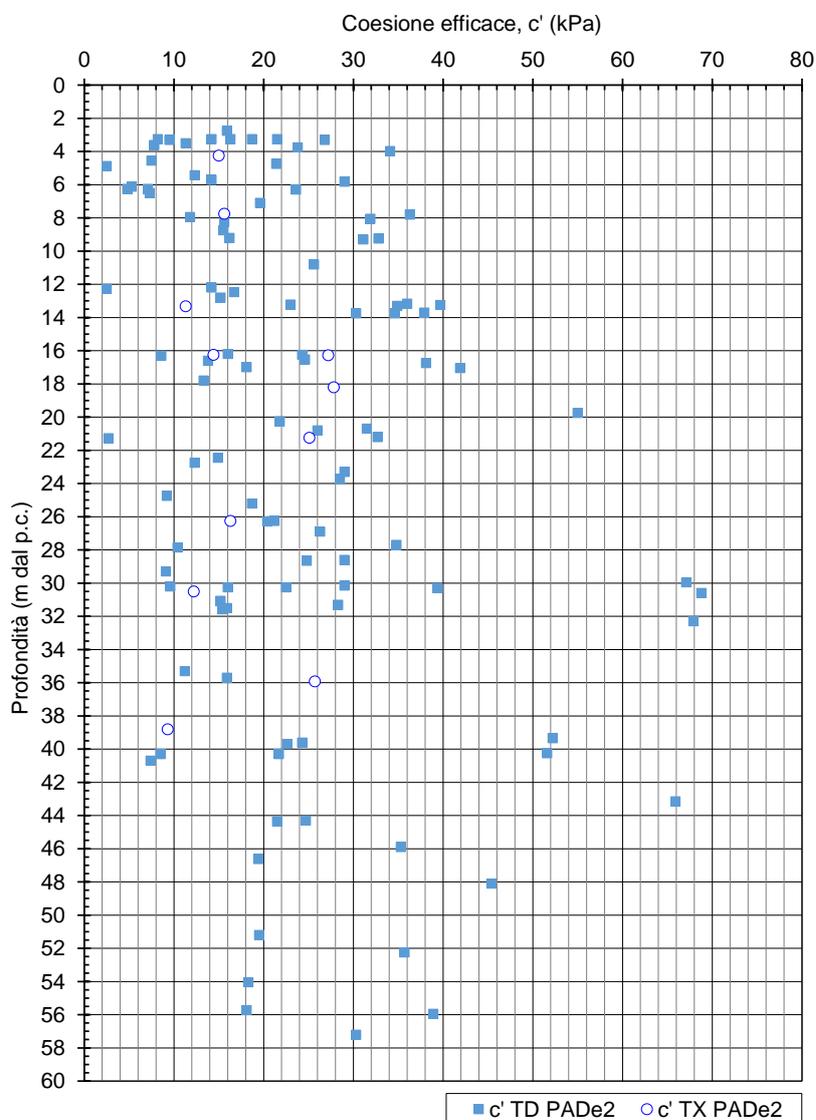
In questo paragrafo vengono riassunti i risultati derivanti dalle prove di taglio diretto e prove triassiali consolidate non drenate, disponibili per l'unità coesiva PADe2. Come riscontrabile da Figura 8-29 e Figura 8-30 per i campioni costituiti da materiale completamente a grana fine dell'unità PADe2, i dati riportati nel grafico restituiscono i seguenti intervalli

- $\phi' = 18-25^\circ$
- $c' = 10-30$  kPa;

Negli stessi grafici si evidenziano valori di angolo di attrito più elevati ( $\phi' = 30-35^\circ$ ) per i campioni in cui è presente una certa percentuale di materiale a grana grossa; si ritiene che questi valori potrebbero avvicinarsi a quelli associati all'unità PADb.



**Figura 8-29 – Unità PAdE2 - risultati delle prove di taglio diretto e prove triassiali consolidate non drenate (angolo di attrito)**



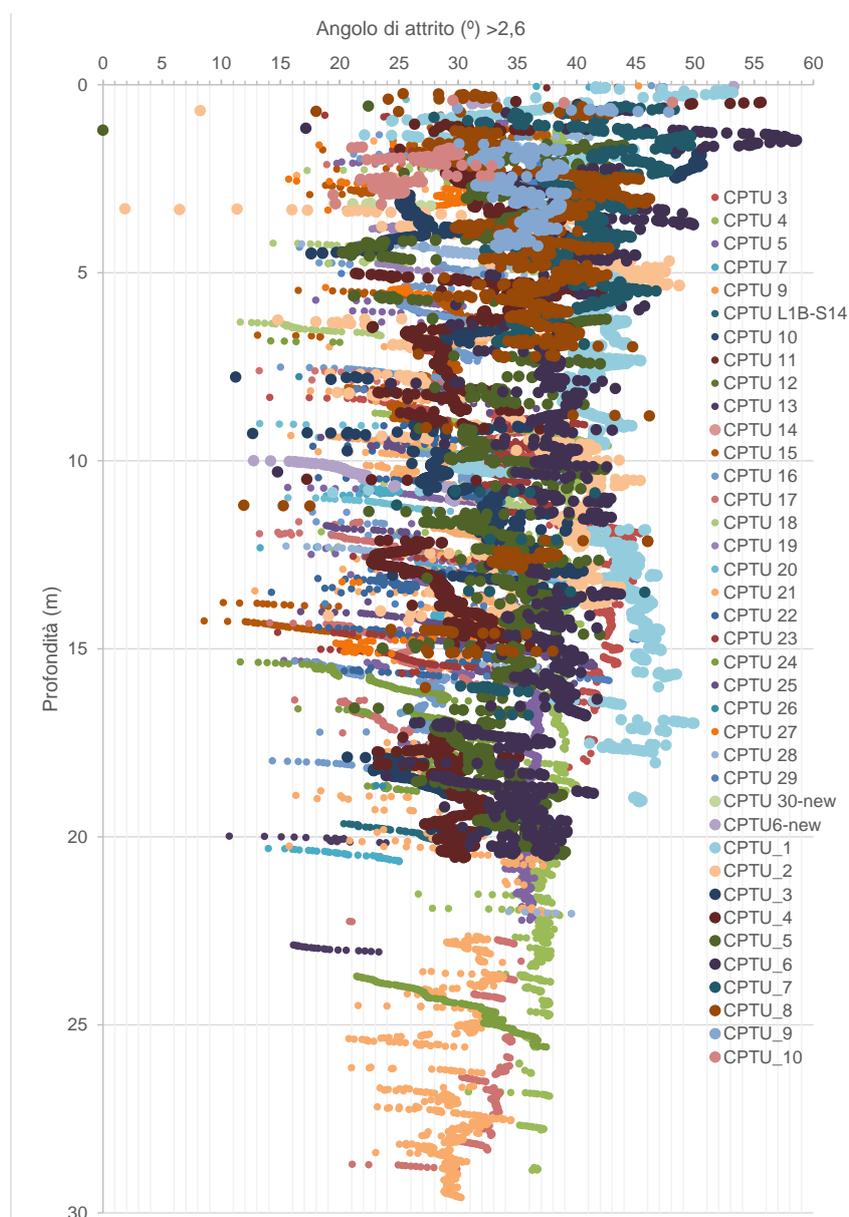
**Figura 8-30 – Unità PAdE2 - risultati delle prove di taglio diretto e prove triassiali consolidate non drenate (coesione efficace)**

Sono state inoltre eseguite 2 prove triassiali consolidate non drenate su campioni indisturbati, ottenendo valori perfettamente in linea con quelli ottenuti dalle prove di taglio diretto.

**Tabella 8-6 Risultati delle prove triassiali consolidate non drenate (CU)**

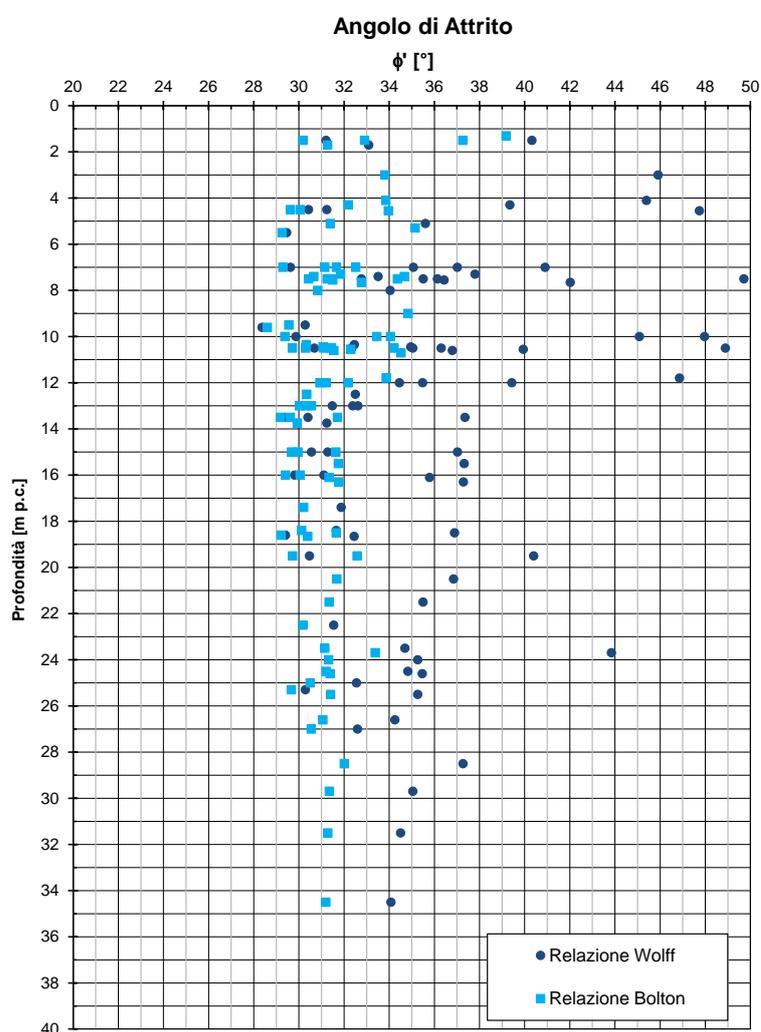
Sondaggio	Unità	Campione	Prof.media	Angolo di attrito	coesione
			[m]	[°]	[kPa]
L1B-S11	PAdE2	CI4	13.32	23.5	11.3
L1B-S14	PAdE2	CI4	16.25	16.2	14.4

Applicando la correlazione di Mayne & Campanella proposta al paragrafo 7.2.2.2.2, si è stimato il valore di angolo di attrito a partire dai dati delle prove CPTU. Si può notare che l'intervallo ottenuto è abbastanza ampio, dal momento che sono stati riportati anche i valori molto prossimi a  $I_c=2,6$  che è stato considerato il valore soglia per individuare il tipo di comportamento. Si darà in ogni caso più peso alle prove di laboratorio.



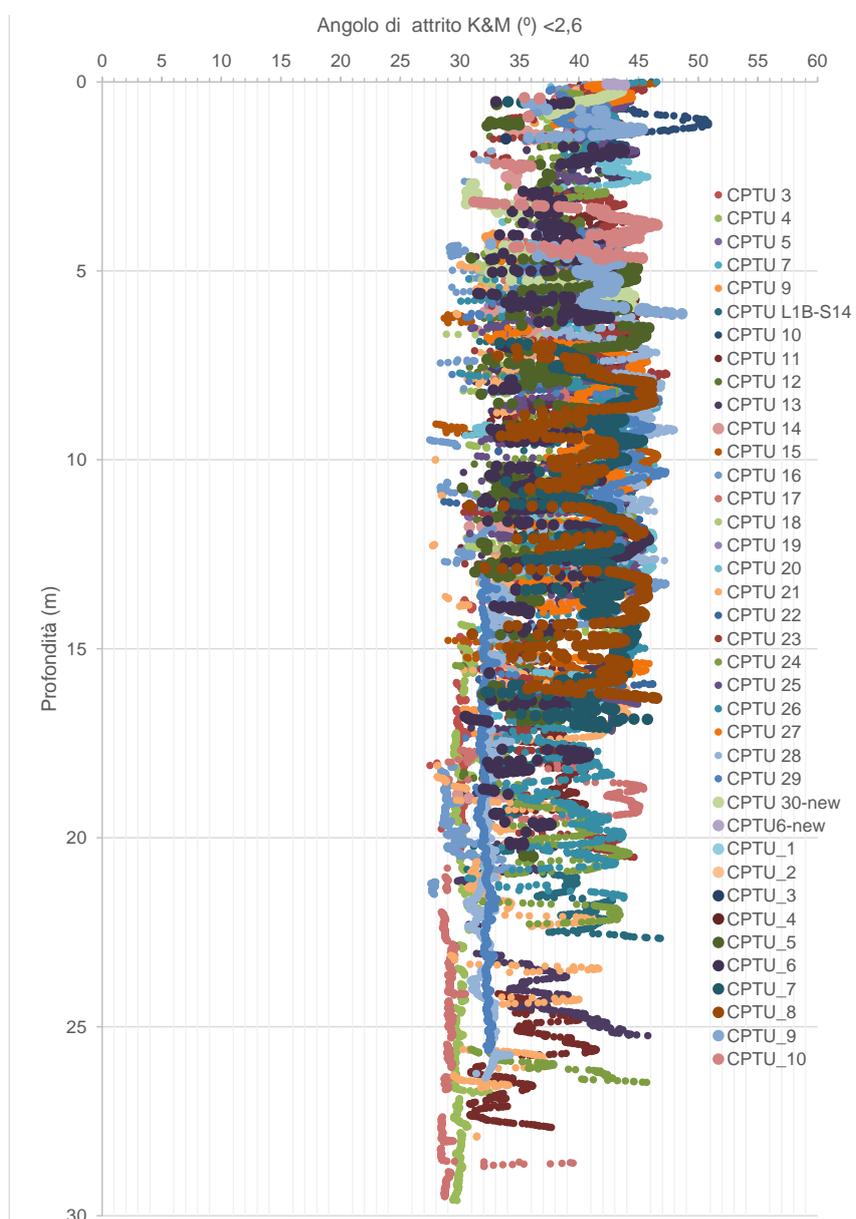
**Figura 8-31 – Unità PADe2 ( $I_c > 2,6$ ) – stima angolo di attrito tramite prove CPTU**

Per caratterizzare la resistenza in termini di angolo di attrito per la facies grossolana PADb, si utilizzeranno correlazioni basate da Nspt, come visto nel paragrafo 7.3.2.2.1. Il seguente grafico mostra i risultati della correlazione di Wolff (1989) – considerando CN per sabbie fini, al fine di ottenere risultati leggermente più cautelativi – e di quella proposta da Kulhawy & Maine (1980). Il *range* per questo parametro è pari a  $\phi'=30\text{-}36^\circ$ .



**Figura 8-32 – Unità PADb – stima angolo di attrito tramite correlazioni da Nspt**

Inoltre, applicando la correlazione di Kulhawy e Mayne proposta al paragrafo 7.3.2.2.2, si è stimato il valore di angolo di attrito a partire dai dati delle prove CPTU. Si può osservare che l'intervallo ottenuto è compreso tra  $30^\circ$  e  $45^\circ$ . Il *range* risulta molto ampio; cautelativamente per questa unità si definisce, sulla base di tutte le evidenze, un range tra  $30^\circ$  e  $36^\circ$ .



**Figura 8-33 – Unità PADb ( $I_c < 2,6$ ) – stima angolo di attrito tramite prove CPTU**

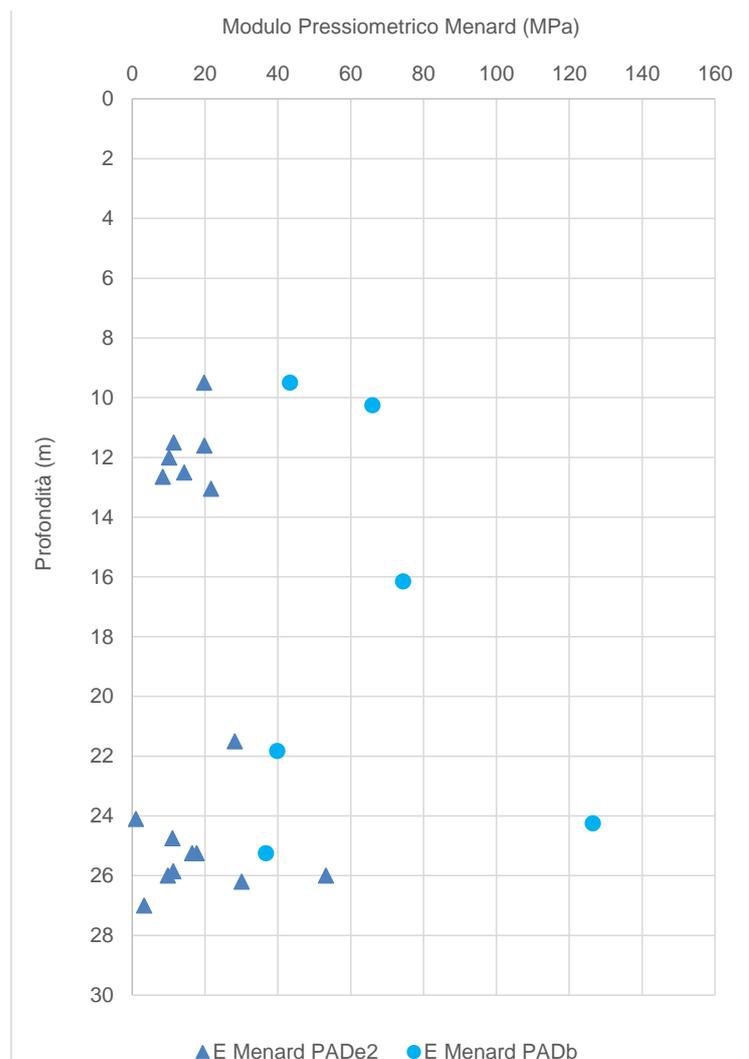
### 8.4.3 Parametri di rigidezza

#### 8.4.3.1 Modulo elastico da prove in situ

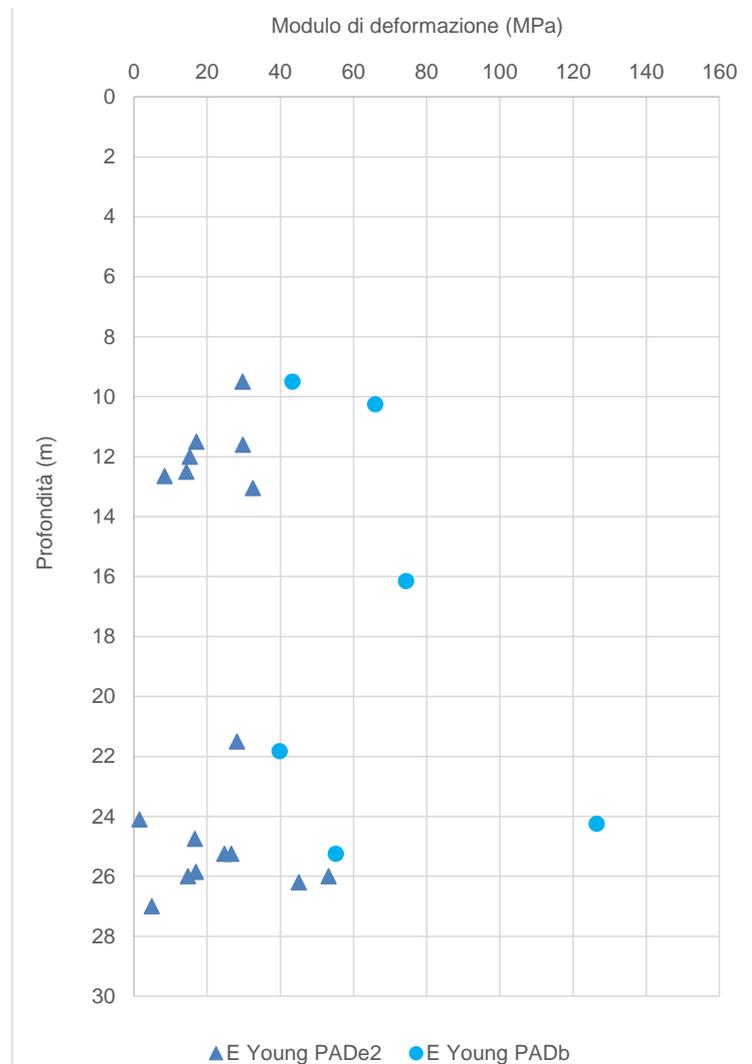
Nei sondaggi L1B-S06, L1B-S10, L1B-S18, L1B-S19, L1B-S20, L1B-S22, L1B-S24, L1B-S30, L1B-S32, L1B-S38, L1B-S39, L1B-S40 e L1B-S41bis sono state eseguite 23 prove pressiometriche di

tipo Menard, i cui risultati sono indicati nel grafico di Figura 8-35. Al fine di avere una caratterizzazione più completa dell'unità geotecnica PAD, si è deciso di incorporare nel grafico anche i dati relativi alle prove eseguite nei sondaggi L1B-S38, L1B-S39, L1B-S40 e L1B-S41bis appartenenti al lotto 1C, ma comunque ubicati nella tratta del Vallo di Diano.

A partire dai moduli pressiometrici si possono ricavare i moduli di Young ( $E_{def}$ ) applicando il coefficiente reologico  $\alpha$ , in funzione del terreno e del grado di consolidazione. Il coefficiente reologico  $\alpha$  considerato è stato preso in coerenza dai certificati delle prove di laboratorio.

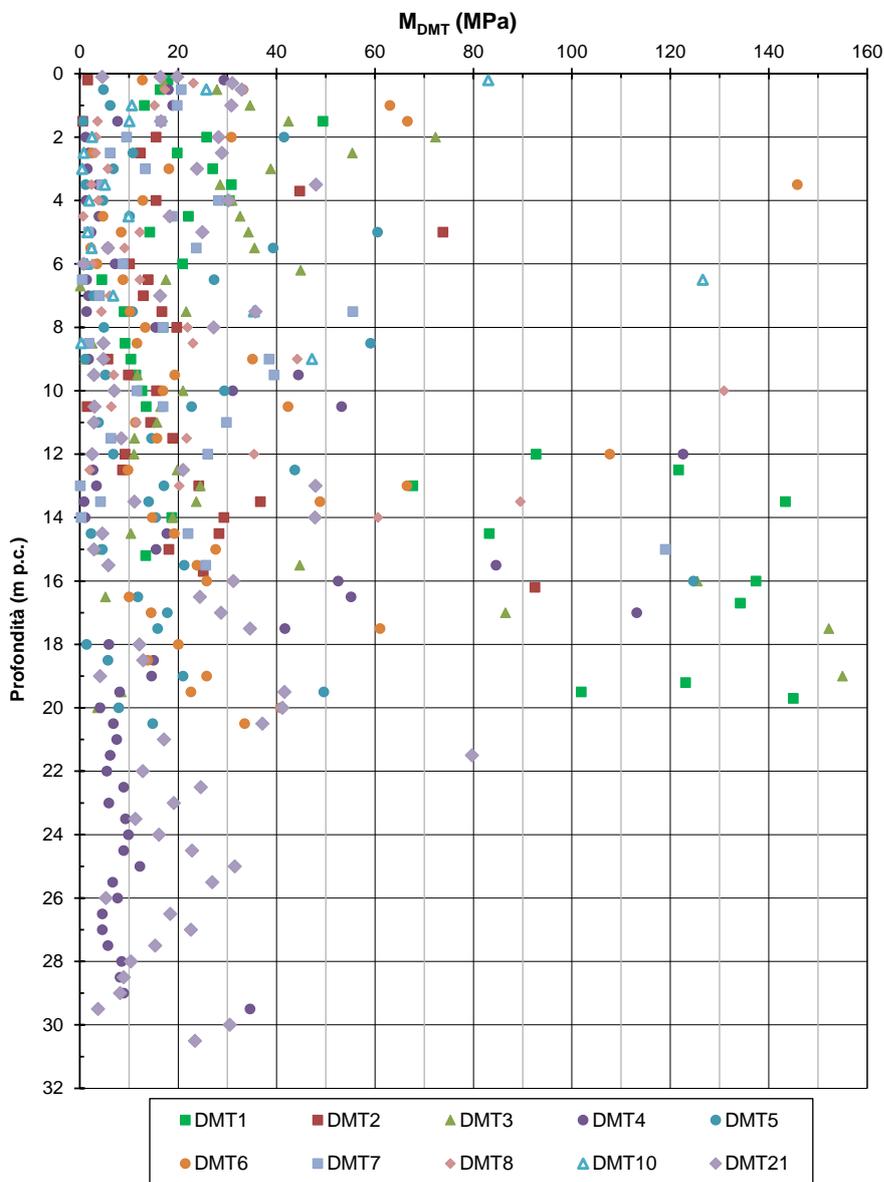


**Figura 8-34: Unità PADe2 e PADb – Moduli pressiometrici da prove tipo Menard**



**Figura 8-35: Unità PAdE2 e PAdB – Moduli di deformazione ricavati da prove in-situ (Menard)**

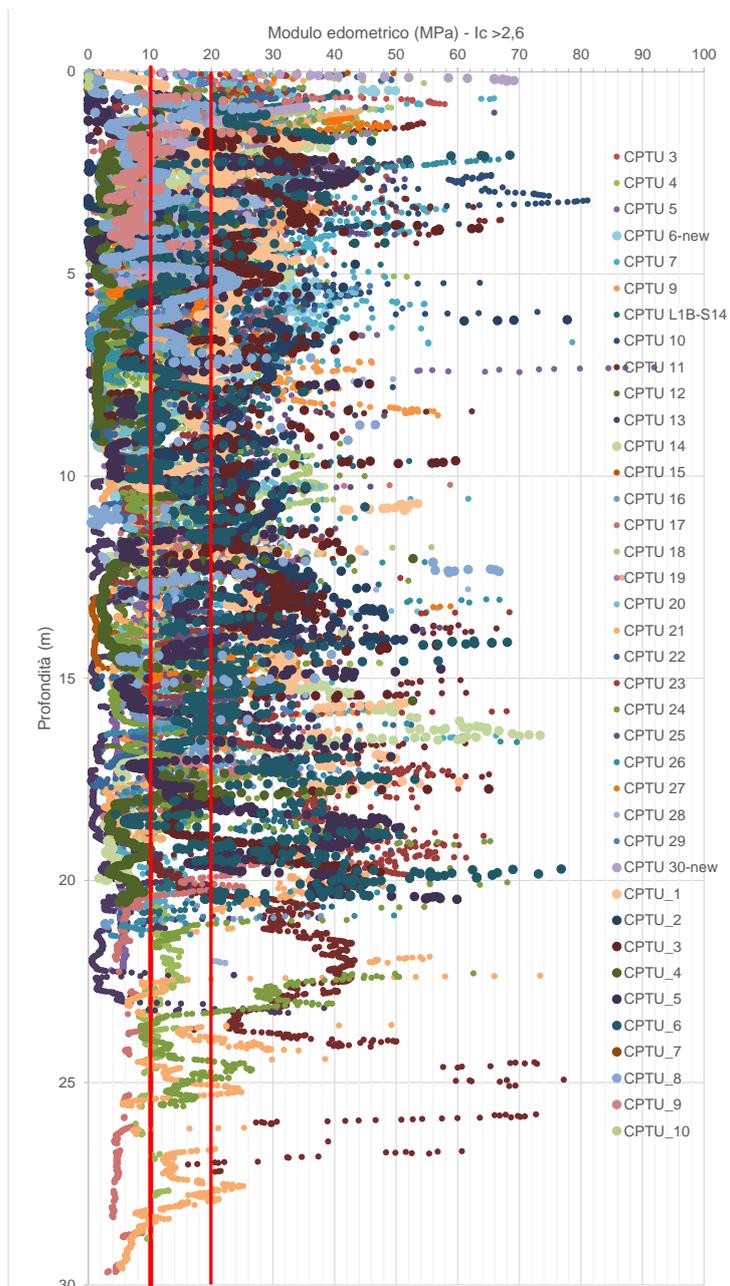
Di seguito si mostrano i grafici relativi all'unità PAdE2 con riferimento ai moduli dilatometrici ottenuti dalle prove dilatometriche DMT eseguite:



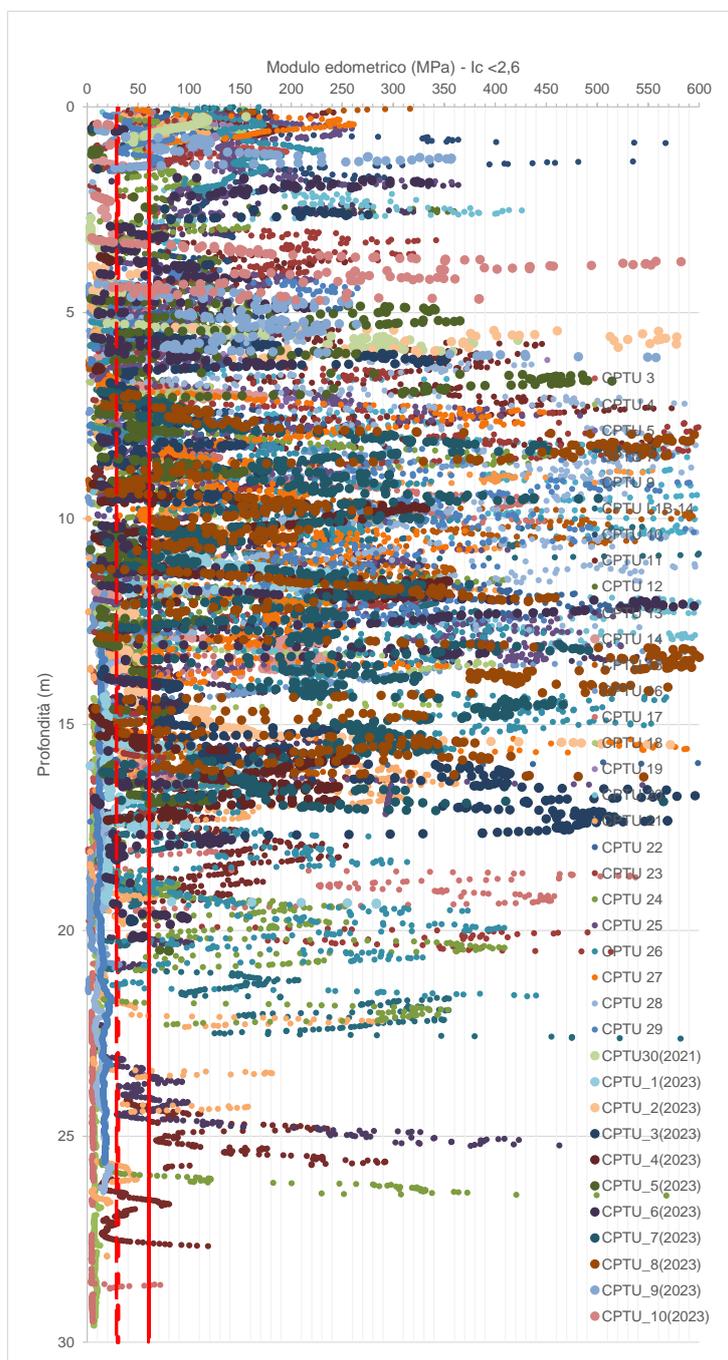
**Figura 8-36: Unità PADe2 – Moduli dilatometrico da prove in-situ (DMT)**

Inoltre, analizzando i dati ricavati dalle prove CPTU, è possibile stimare il valore del modulo edometrico per i livelli a comportamento coesivo ( $I_c > 2,6$ , si veda il paragrafo 7.2.3.2.1) e per i livelli granulari ( $I_c < 2,6$ , si veda il paragrafo 7.3.3.1).

Di seguito si riportano i grafici corrispondenti, riferiti ai livelli per cui  $I_c > 2,6$  (Figura 8-37) e  $I_c < 2,6$  (Figura 8-38), richiamando che per i primi 25 metri circa la condizione del deposito è risultato con grado di sovraconsolidazione  $OCR > 1$ .



**Figura 8-37: Unità PADe2 – Moduli edometrici da prove CPT**



**Figura 8-38: Unità PADb – Moduli edometrici da prove CPT**

È evidente che il comportamento del PADe2 risulterà condizionato dalla presenza dei frequenti livelli *sand-like* che si riscontrano all'interno della *facies* più francamente argillosa, per cui si ritiene che il

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

modulo da assegnare all'intero deposito possa essere assunto come un parametro equivalente che tenga conto di entrambi i contributi, ponderandone i pesi.

Osservando i grafici in Figura 8-37 e Figura 8-38, si stabilisce di considerare i seguenti intervalli per la caratterizzazione:

**Tabella 8-7: Riepilogo dei moduli edometrici (e di Young) a partire da CPTU**

Indice di comportamento	Modulo edometrico $E_{ed}$ (MPa)	Modulo di Young $E_y$ (MPa)
$I_c < 2,6$ ( <i>sand-like</i> )	30-60	22-45
$I_c > 2,6$ ( <i>clay-like</i> )	10-20	7,5-15

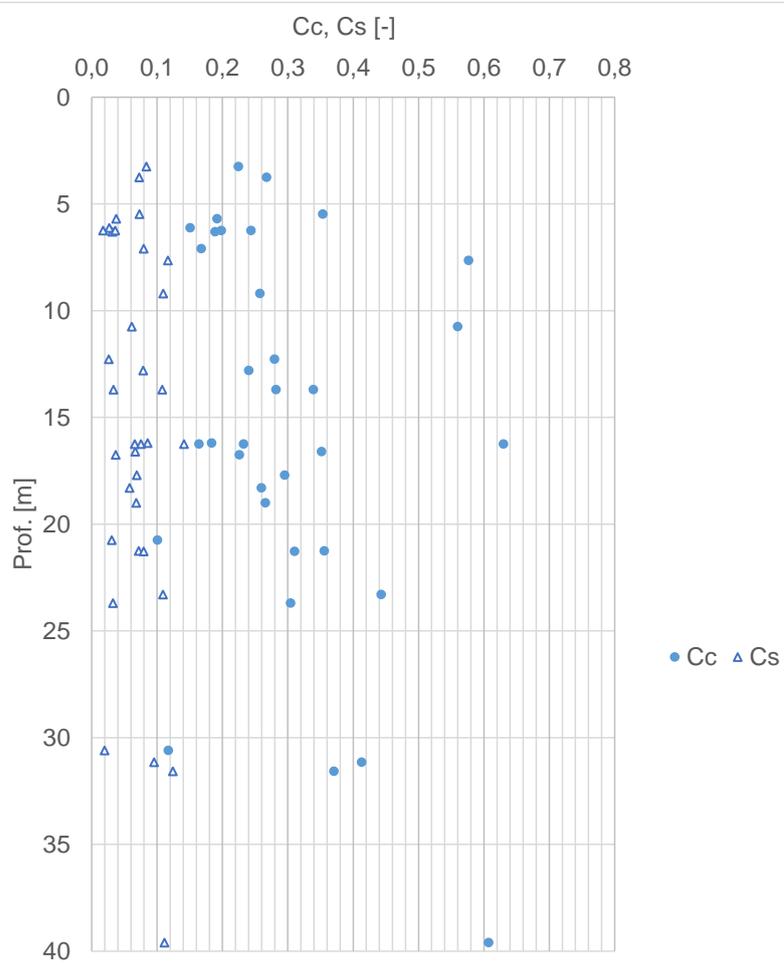
Al fine di caratterizzare le unità geotecniche del Sintema della Certosa di Padula PAD si ritiene di poter procedere come segue:

- Utilizzare direttamente il modulo di deformabilità riferito ai livelli  $I_c < 2,6$ , per l'unità granulare PADb ( $E_y = 22-45$  MPa);
- Tenendo in considerazione come esposto nel paragrafo 6.1 le intercalazioni non trascurabili di lenti sabbiose all'interno di quella identificata come unità PADe2, si ritiene opportuno fare una media ponderata tra il modulo di deformabilità riferito ai livelli  $I_c > 2,6$  (che incidono per il 70%) e quello riferito ai livelli  $I_c < 2,6$  (per il 30%), ottenendo  $12 \text{ MPa} < E_y < 24 \text{ MPa}$ .

#### **8.4.3.2 Parametri edometrici determinati da prove di laboratorio**

I principali parametri edometrici ricavati dalle prove di laboratorio sono riassunti nel presente paragrafo. Per ciascuna prova sono state anche effettuate le ricostruzioni di Casagrande per la determinazione della tensione di preconsolidazione (già discusse in precedenza nella Figura 8-25).

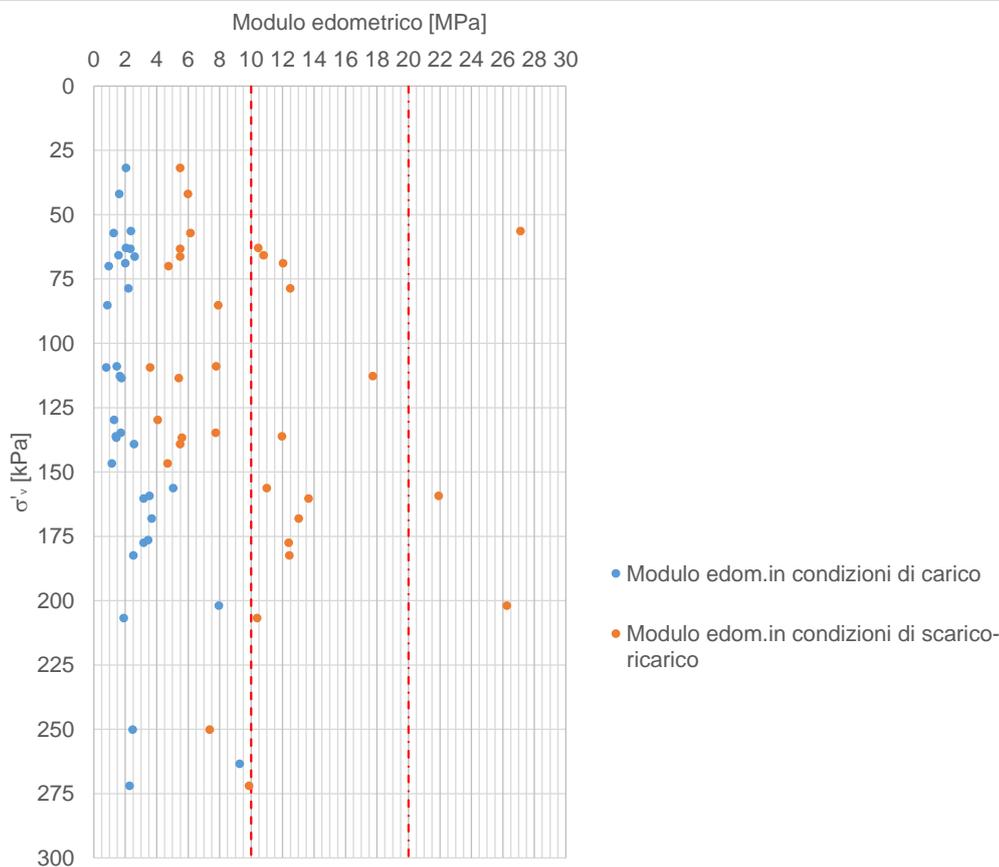
In Figura 8-39 sono riportati i valori degli indici di compressione ( $C_c$ ) e di rigonfiamento ( $C_s$ ), stimati a partire dalle prove edometriche analizzate.



**Figura 8-39: Unità PADe2 – Parametri  $C_c$  e  $C_s$  ottenuti dalle prove edometriche**

A partire dal valore di  $e_0$ ,  $C_c$  e  $C_s$  ricavati dalle prove edometriche, è possibile stimare il modulo edometrico per un certo stato tensionale. Il grafico di **Figura 8-40** mostra i moduli edometrici stimati per lo stato tensionale corrispondente alla profondità di prelievo dei campioni ( $30\text{kPa} < \sigma'_v < 200\text{kPa}$ ); nello stesso grafico sono riportati, a titolo di confronto, i limiti dei  $E_{ed}$  assunti dalla interpretazione dei dati CPTU (cfr 8.4.3.1), ovviamente con riferimento all'andamento riscontrato per la *facies* argilloso-limosa  $I_c > 2.6$  per coerenza di confronto con i campioni prelevati.

I moduli in figura sono calcolati con riferimento alla curva di scarico (basandosi su  $C_s$ ) per i primi 25m di profondità, in coerenza con i valori di  $OCR > 1$  per tali spessori; di contro, al di sotto dei 25m il modulo è stato ottenuto con riferimento alla compressione vergine ( $OCR=1$ ).



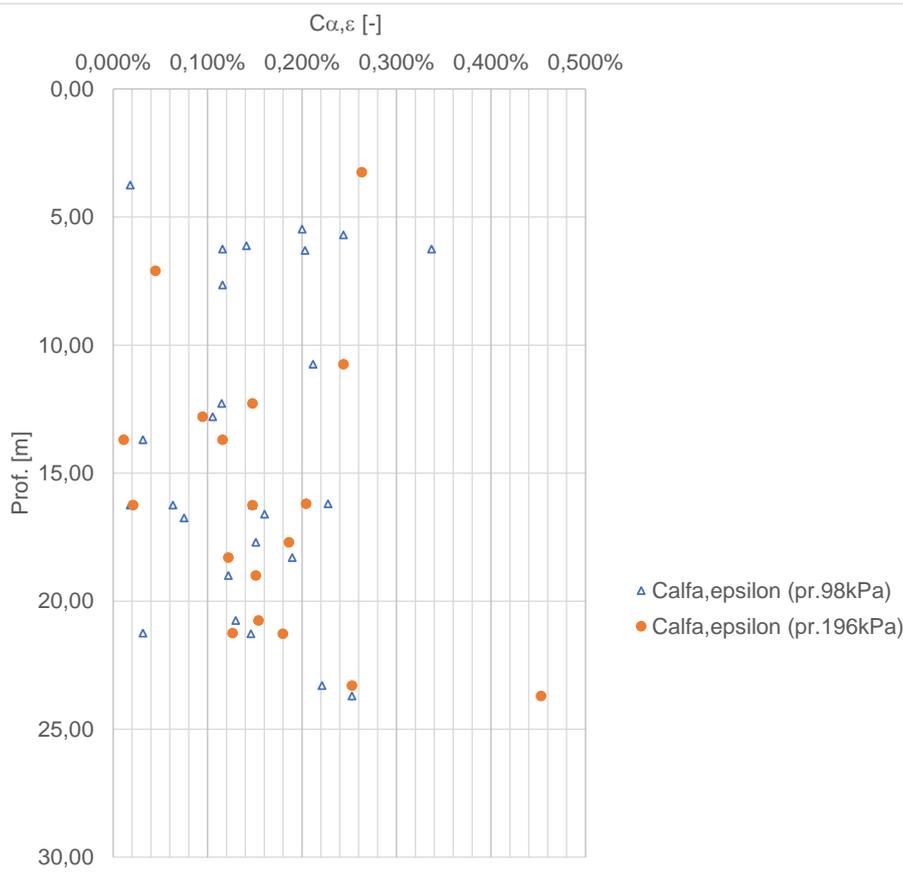
**Figura 8-40: Unità PAdE2 – Moduli edometrici ottenuti dalle prove edometriche**

Da confronto con i dati qui osservati ed i valori dei moduli ottenuti dalle correlazioni da prove in situ, si nota come i moduli edometrici ottenuti dalle prove edometriche rappresentino una generale sottostima rispetto a quelli ricavati da prove in situ (si rimanda al grafico di **Figura 8-37**). Questo può essere dovuto a fattori di disturbo durante il campionamento e/o all'effettiva rappresentatività dei provini sottoposti a prova rispetto al generale comportamento atteso in situ.

Partendo dalle prove edometriche disponibili è stato anche ricavato il coefficiente di consolidazione 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

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

ottenendone l'andamento riportato nel grafico di Figura 8-41, in relazione dalla pressione di prova.



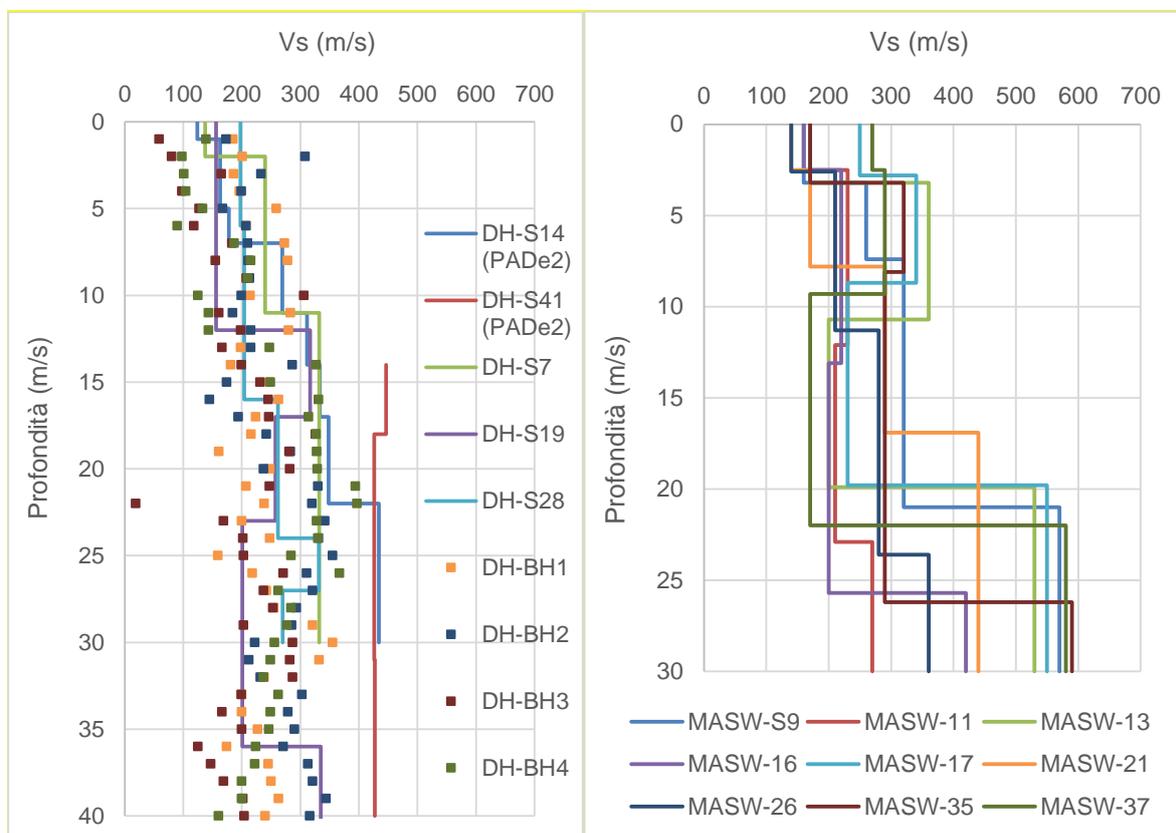
**Figura 8-41: Andamento di  $C_{\alpha\varepsilon}$  in relazione alla pressione di prova**

Considerando le basse pressioni di prova (50-400 kPa), si è considerato il valor medio delle prove, ottenendo un valore di  $C_{\alpha\varepsilon}$  operativo pari a 0,2%.

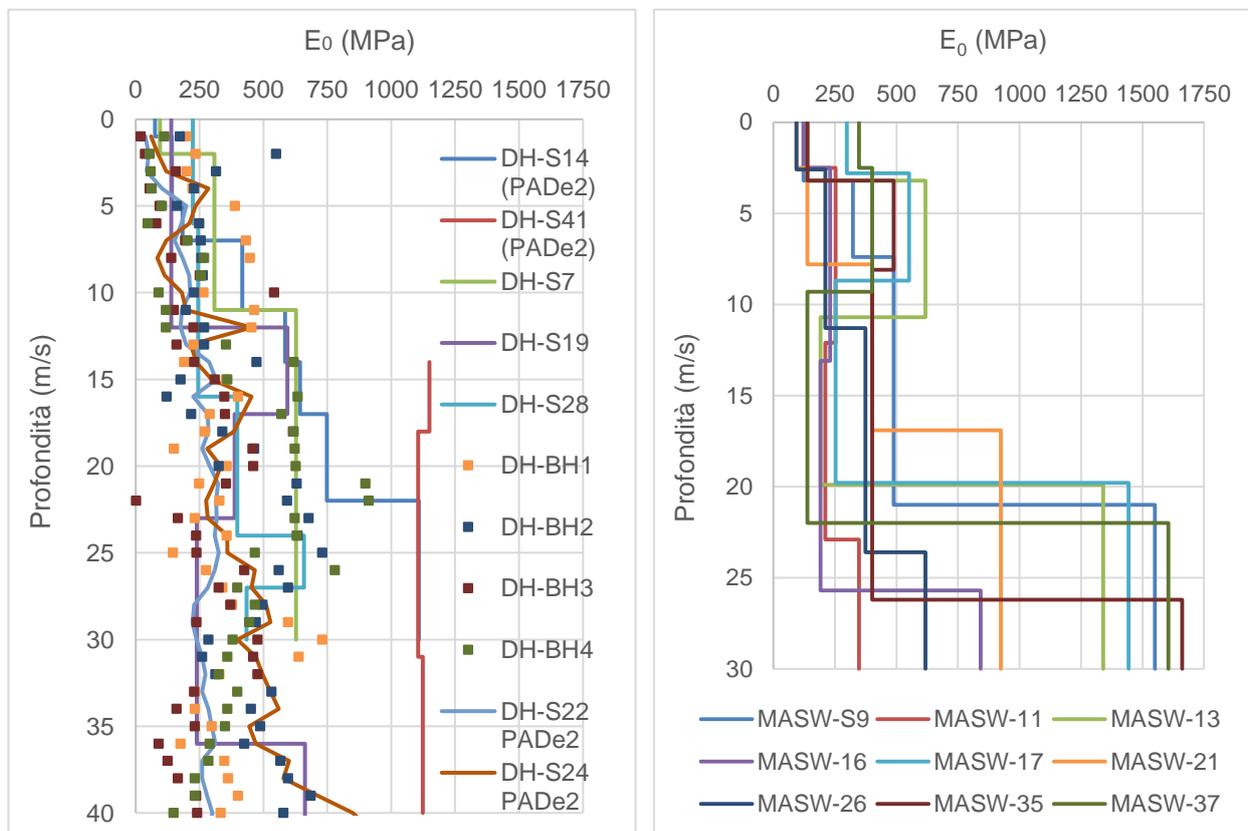
#### **8.4.3.3 Modulo elastico a partire da dati di Vs**

A titolo di confronto, i valori dei moduli operativi sono stati anche estratti a partire dai moduli a basse deformazioni ottenuti dai valori di  $G_0$ , derivanti dai valori di  $V_s$ , a loro volta ricavati da prove *Down-Hole* e MASW.

Nella Figura 8-42 si rappresentano i valori di  $V_s$  misurati nelle prove geofisiche associate all'unità geotecnica PADe2 ed in Figura 8-43 si diagrammano i moduli  $E_0$  stimati sulla base dei risultati di queste prove.

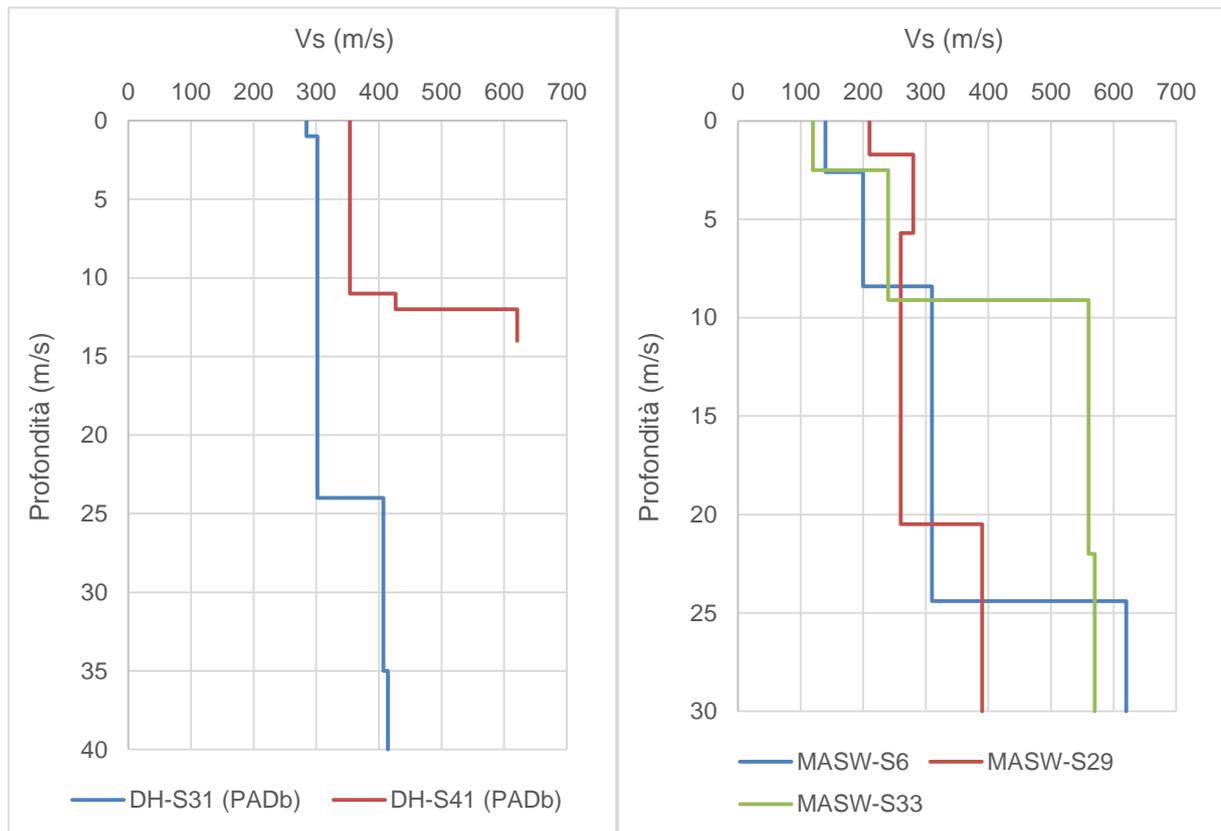


**Figura 8-42: Andamento di  $V_s$  registrata nella sub-unità PAd2 da prove DH (a sinistra) e MASW (a destra).**

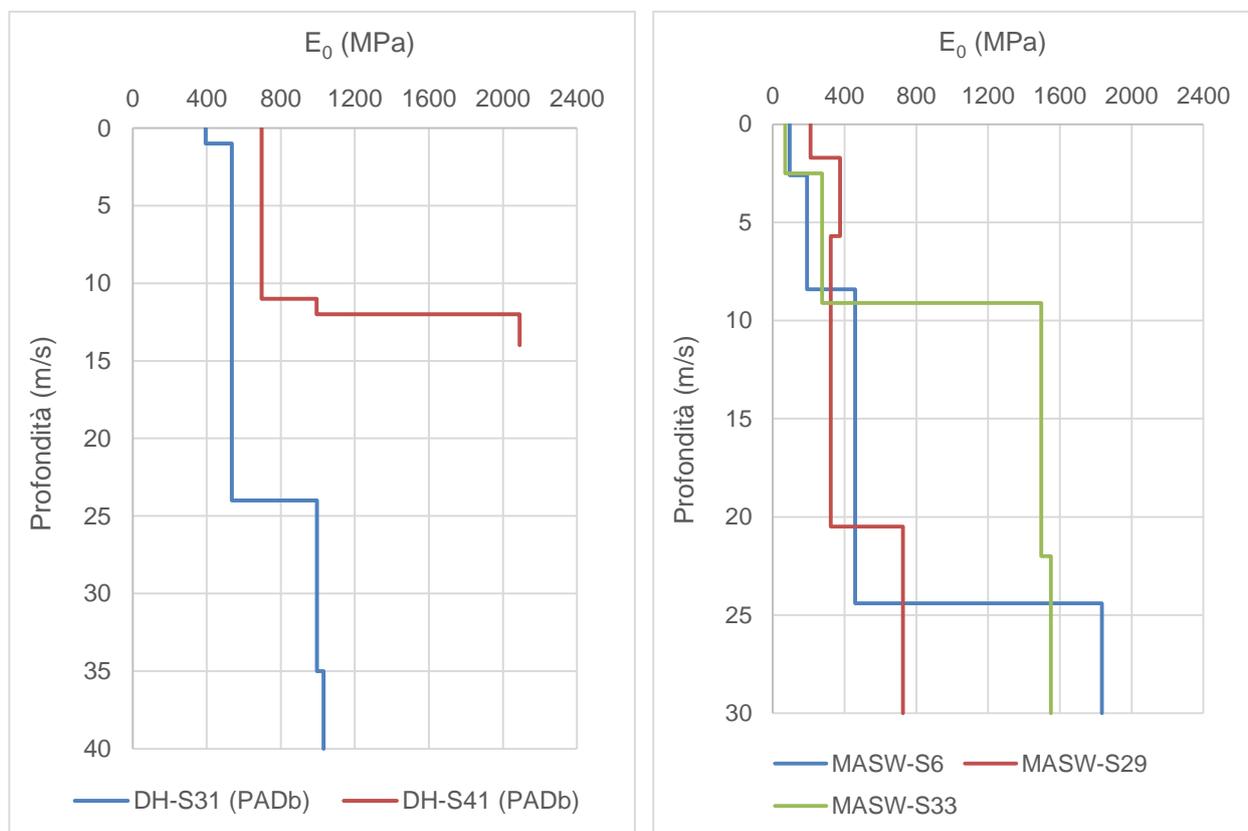


**Figura 8-43: Andamento del modulo  $E_0$  con la profondità nella sub-unità PADe2 da prove DH (a sinistra) e MASW (a destra).**

Nella Figura 8-44 si rappresentano i valori di  $V_s$  misurati nelle prove geofisiche associate all'unità geotecnica PADb ed in Figura 8-45 si diagrammano i moduli  $E_0$  stimati sulla base dei risultati di queste prove. Si nota come in genere, le prove MASW danno come risultati valori di  $V_s$  ( e quindi di  $E_0$ ) in linea con quelli ricavate dalle (poche) prove DH.



**Figura 8-44: Andamento di Vs registrata nella sub-unità PADb da prove DH (a sinistra) e MASW (a destra).**



**Figura 8-45: Andamento del modulo  $E_0$  con la profondità nella sub-unità PADb da prove DH (a sinistra) e MASW (a destra).**

Dai precedenti grafici si nota come  $E_0$  mostra valori crescenti con la profondità in entrambe le sub-unità; per PADe2 e PADb si possono indicare gli intervalli riportati nella tabella seguente, nella quale sono riportati anche i valori “operativi” stimati come  $E_{op}=1/10 E_0$ . I range associati a questi ultimi confermano sostanzialmente i valori ricavati dalle correlazioni da prove in sito CPTU e DMT, confermando conseguentemente la sottostima ottenuta delle prove edometriche.

**Tabella 8-8: Sommario dei moduli  $E_0$  ed  $E_{operativo}$  a partire da prove geofisiche**

unità		<20m	>20m
<b>PADe2</b>	$E_0$ [MPa]	100-200	200-500
	$E_{op}$ [MPa]	10-20	25-50
<b>PADb</b>	$E_0$ [MPa]	200-400	400-600
	$E_{op}$ [MPa]	20-40	35-60

#### 8.4.4 Permeabilità

Nell'ambito della campagna d'indagine del Lotto 1B e 1C, sono state eseguite 33 prove di permeabilità tipo *Lefranc* a carico variabile sulle unità PAD del Sintema della Certosa di Padula. In Figura 8-46 e Figura 8-47 sono riportati i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove e riferibili alle varie unità indagate, con indicazione dei valori ritenuti rappresentativi per entrambe le sub-unità.

Inoltre, durante l'esecuzione delle prove CPTU\_1 a CPTU\_10 sono state realizzate prove di dissipazione della pressione dei pori a partire dalle quali si sono potuti valutare i seguenti valori di permeabilità:

**Tabella 8-9 Risultati delle prove di dissipazione**

CPTU	Prova	Prof (m)	Tipo di terreno	Zona (rif, Tabella 6-2)	k (m/s)
1	1	9,98	Limo argilloso	4 (PADe2)	1,07E-09
	2	16,3	Sabbia limosa	5 (PADe2)	1,33E-08
2	1	9,69	Limo argilloso	4 (PADe2)	6,96E-09
	2	14,23	Sabbia limosa	4 (PADe2)	2,67E-09
3	1	10,7	Limo argilloso	4 (PADe2)	1,45E-10
	2	16,89	Sabbia	6 (PADb)	1,27E-09
	3	17,97	Limo argilloso	4 (PADe2)	1,4E-10
4	1	10,98	Sabbia limosa	5 (PADe2)	3,5E-09
	2	17,99	Limo argilloso	4 (PADe2)	5,8E-10
5	1	2,68	Limo argilloso	4 (PADe2)	6,36E-09
	2	10,74	Limo argilloso	4 (PADe2)	5,93E-09
	3	16,76	Sabbia limosa	5 (PADe2)	2,36E-08
6	1	10,68	Sabbia limosa	5 (PADe2)	3,4E-09
	2	18,36	Limo argilloso	4 (PADe2)	6,32E-10
7	1	16,83	Sabbia	6 (PADb)	1,17E-08
8	1	10,99	Limo argilloso	4 (PADe2)	1,84E-09
	2	15,99	Sabbia limosa	5 (PADe2)	9,34E-09

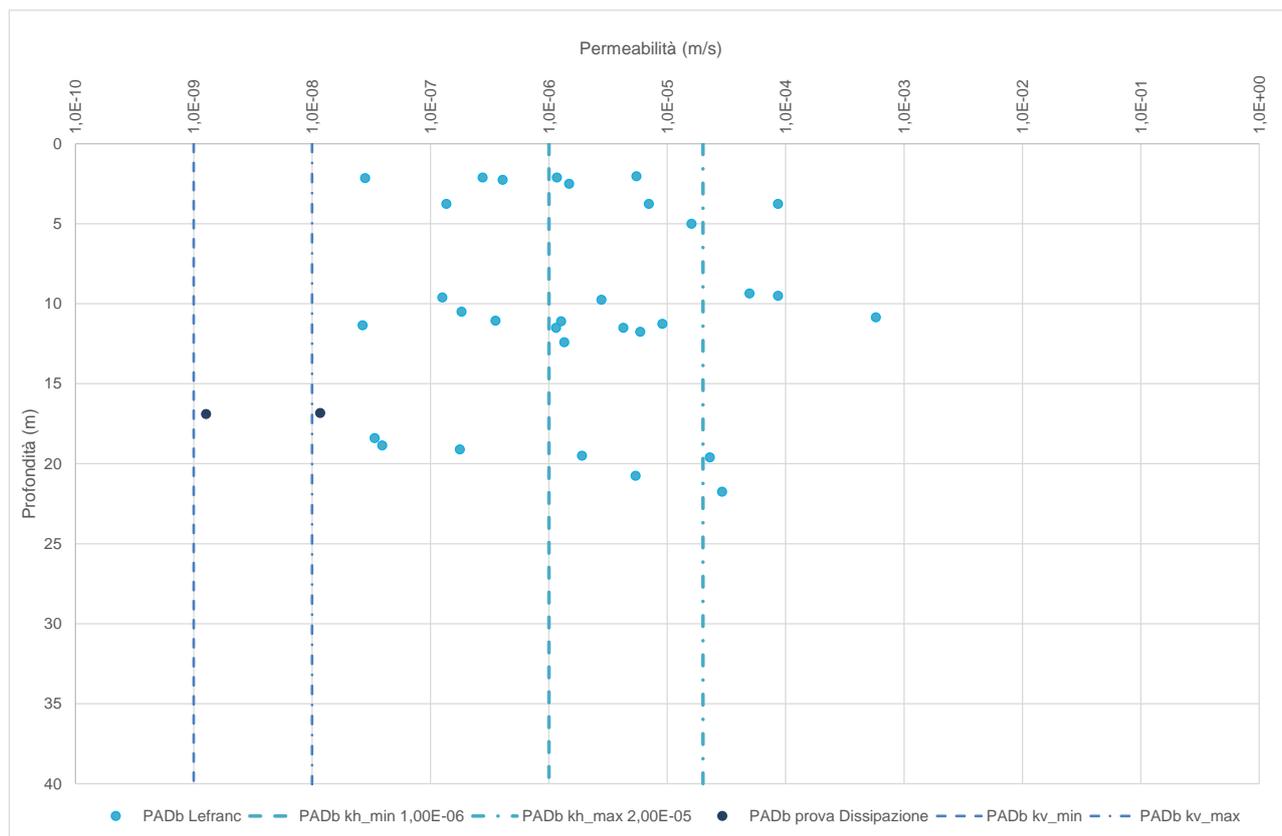
La distribuzione dei dati rende abbastanza evidente come i dati da dissipazione si discostino da quelli delle prove LeFranc, soprattutto per l'unità PADe2. Tale circostanza non è da ritenersi anomala in quanto nell'ambito del PADe2 la permeabilità manifesta un'attesa anisotropia tra i valori riferibili alla permeabilità orizzontale ( $k_h$ ) e quella verticale ( $k_v$ ), la prima più riferibile ai dati ottenuti dalle LeFranc, la seconda più rappresentata dalle dissipazioni, per motivi di volumi indagati dalla tipologia di prova.

Per quanto detto, si ritiene di poter attribuire all'unità PADe2 i seguenti valori alle citate permeabilità:

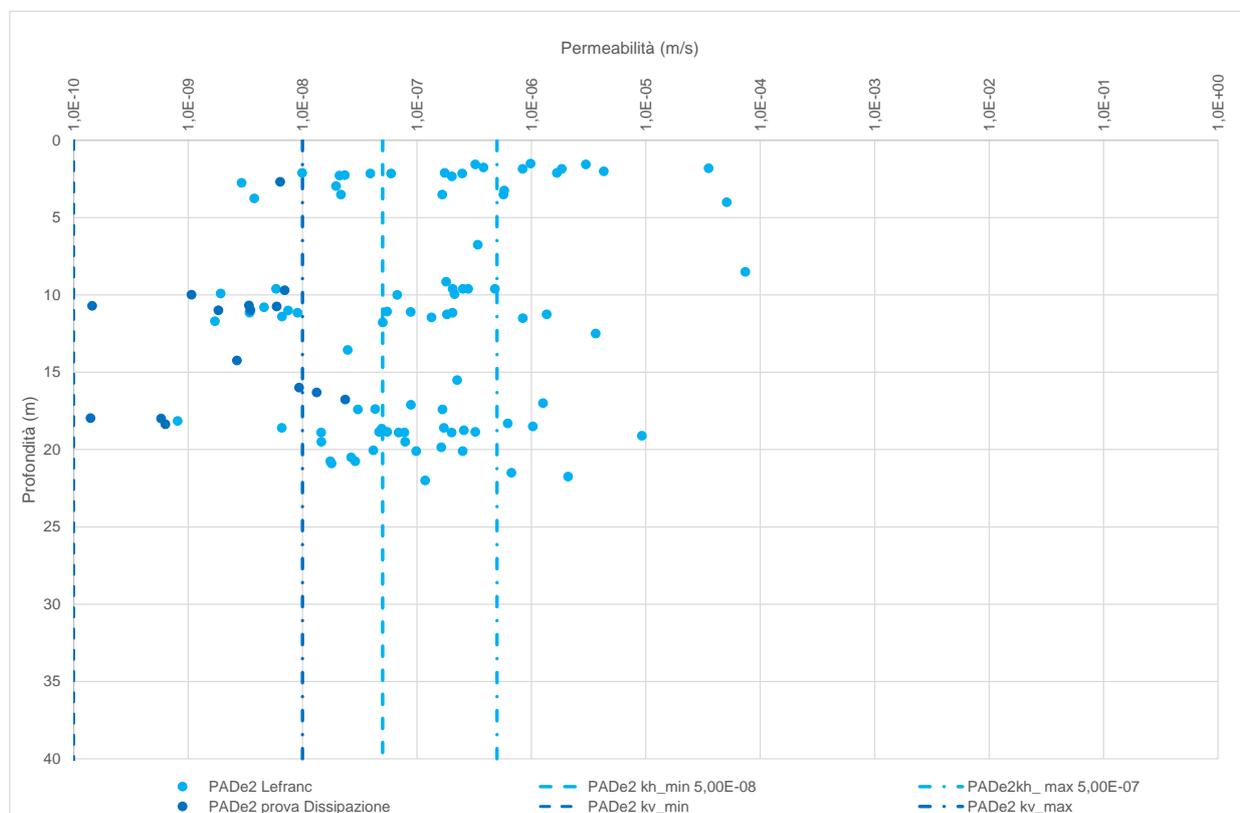
**RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1R11	GE	GE0006001	C	109 di 169

- $k_v=10^{-8}$  m/s
- $k_h=10^{-7}$  m/s



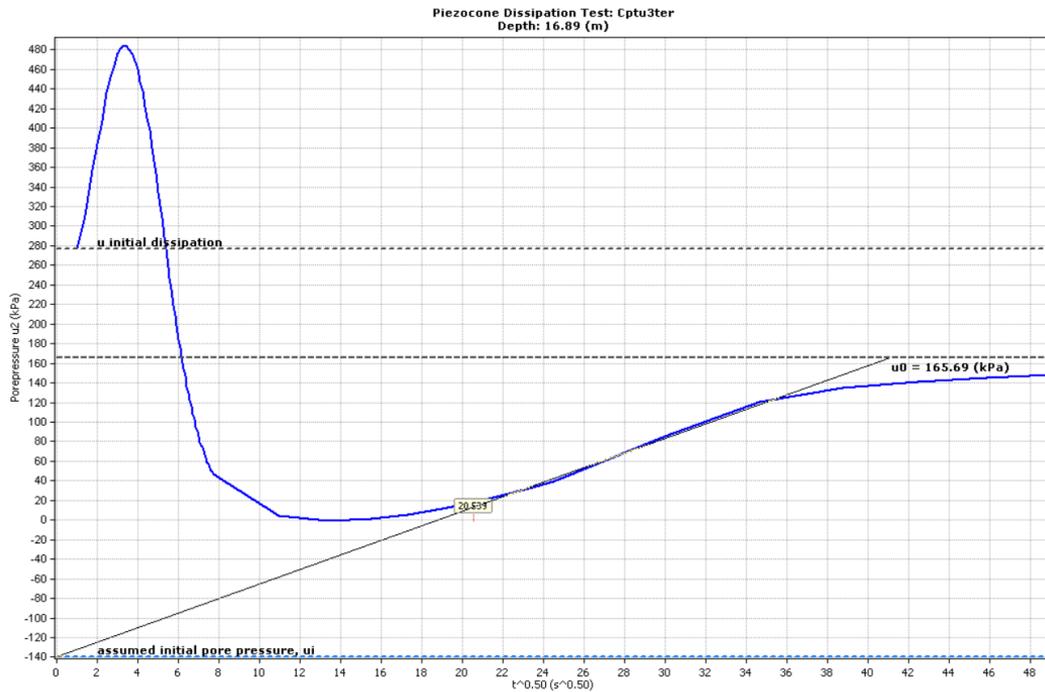
**Figura 8-46: Valori di permeabilità registrati nelle prove Lefranc e di dissipazione – PAdB**



**Figura 8-47: Valori di permeabilità registrati nelle prove Lefranc – PAdE2**

In merito ai risultati delle prove di dissipazione eseguite durante le prove CPTU, si pone in evidenza che l'andamento generalmente ottenuto (vedi Figura 8-48) conferma la condizione di sovraconsolidazione degli spessori superiori del PAdE2 (cfr. [28-a]).

Si rimanda allo specifico elaborato sulle indagini per ulteriori approfondimenti.



**Figura 8-48: Tipico andamento delle prove di dissipazione**



**NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA  
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA  
LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA**

**RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1R11	GE	GE0006001	C	112 di 169

## **8.5 UNITÀ AVF**

Per i dettagli sulla caratterizzazione geotecnica di questa unità si rimanda al Doc. [43] inerente al Lotto 1A.

## 9 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEI LIVELLI DI FALDA

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

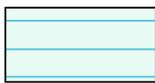
Si osserva che, sebbene si reputi che il grado di approfondimento della caratterizzazione geotecnica operata sia coerente con quanto richiesto per il livello di progettazione in atto, si ritiene opportuno evidenziare che nelle successive fasi della progettazione dovranno essere approfonditi sia l'assetto geologico strutturale e stratigrafico nelle aree di intervento, sia il comportamento meccanico delle unità geotecniche individuate.

Nelle seguenti tabelle si riportano i valori caratteristici dei parametri geotecnici; come anticipato, per le unità geotecniche che nel Lotto 1B sono presenti in misura minoritaria, si farà riferimento alla caratterizzazione basata sui numerosi dati raccolti durante la campagna di investigazioni eseguita per il Lotto 1A.

**Tabella 9-1 Parametri geotecnici di progetto – da Lotto 1A [43]**

Parametri	DEP	BTL-PLMa	AVF
			
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20	21	20
$\phi$ [°]	28-35	33-40	20-27
$c'$ [kPa]	0	0-20	15-50
$c_u$ [kPa]	NA	NA	150-450
$E'$ [MPa]	20-30 <10m 30-50 10-30m	45-100	20-50 < 20m 50-80 20-50m
$E_0$ [MPa]	150-300 <10m 300-400 10-30m 800 >30m	900-2000	200-700 < 20m 700-2000 20-50m
$K$ [m/s]	$k_v = k_h =$ 5E-7 a 1E-5	$k_v = k_h =$ 1E-7 a 1E-6	$k_v = k_h =$ 5E-9 a 5E-8

**Tabella 9-2 Parametri geotecnici di progetto**

Parametri	AUL	PADe2	PADb
			
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	19	18	19
$\phi$ [°]	20	18-25	30-36
$c'$ [kPa]	45	10-30	0-5
$c_u$ [kPa]	100-200	75 <10 m 100 10-20 m 125 20-30 m 150 >50	NA
$E'$ [MPa]	10-20 fino a 30 m; 20-40 oltre i 30 m	12 – 24	22 - 45
$E_0$ [MPa]	-	100-200 <20 m 200-500 >20 m	200-400 <20 m 400-600 >20 m
$K$ [m/s]	$k_v = k_h =$ 1E-9 a 1E-8	$k_v =$ 1E-10 a 1E-08 $k_h =$ 5E-08 a 5E-07	$k_v =$ 1E-09 a 1E-08 $k_h =$ 1E-06 a 2E-05

In merito ai livelli di falda assunti in progetto, si rimanda all'andamento indicato nel profilo geotecnico, Doc.Rif. [38].

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

## 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.

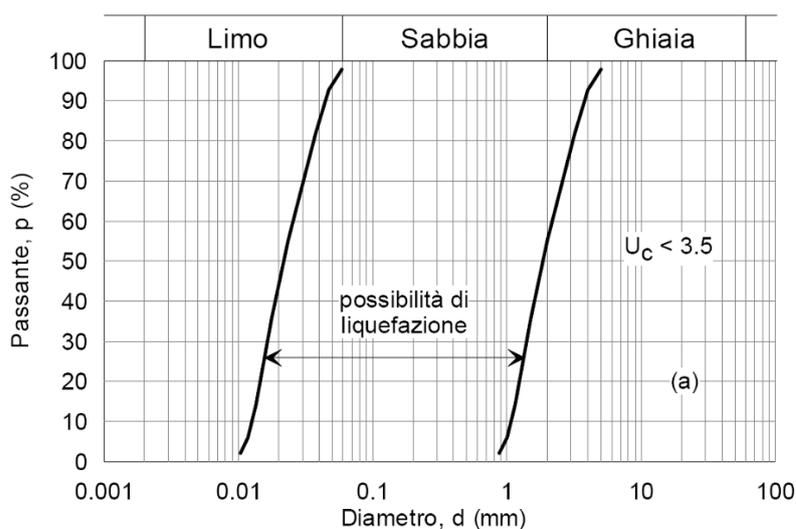
Il fenomeno della liquefazione è profondamente influenzato dal numero dei cicli del moto sismico del suolo, dalla densità relativa  $D_r$  e dalla granulometria del terreno. Un terreno a grana grossa, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la 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.

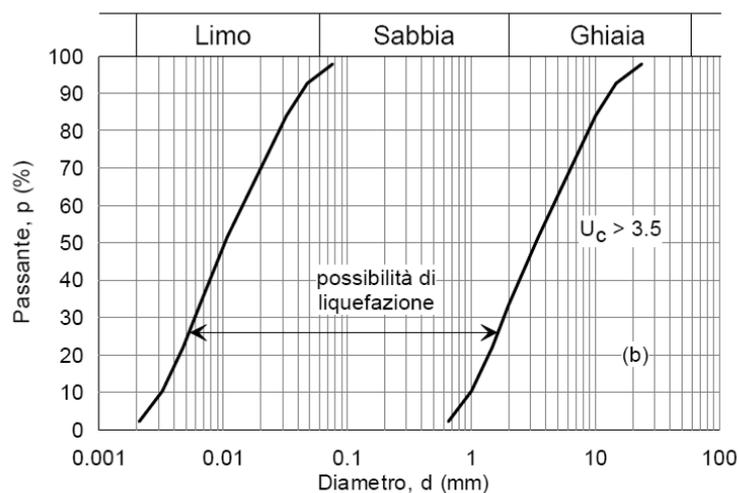
## 10.2 CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE

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 10-1 (coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$ ) e Figura 10-2 (coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ ).
- 



**Figura 10-1: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ( $U_c < 3.5$ )**



**Figura 10-2: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ( $U_c > 3.5$ ).**

### 10.3 VERIFICA DELLA LIQUEFAZIONE

#### 10.3.1 Valutazione della magnitudo

L'analisi di pericolosità è stata effettuata seguendo l'approccio standard di Stucchi et al. (2001) e permette di identificare la coppia magnitudo-distanza rappresentativa della pericolosità sismica locale. La procedura è detta di "disaggregazione" ed è stata in questo caso condotta con l'approccio descritto da Barani et al. (2009).

Attraverso il sito dell' I.N.G.V. (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia), è stato possibile calcolare il terremoto di scenario sulla base della mappa della pericolosità sismica del territorio italiano, considerando la magnitudo maggiore dei 4 valori prossimi al sito in esame (riquadro rosso nella Figura 10-3 seguente). In tal modo è stata determinata l'indicazione della magnitudo, della distanza e della deviazione standard del terremoto di scenario (Epsilon).

**Modello di pericolosità sismica MPS04-S1**

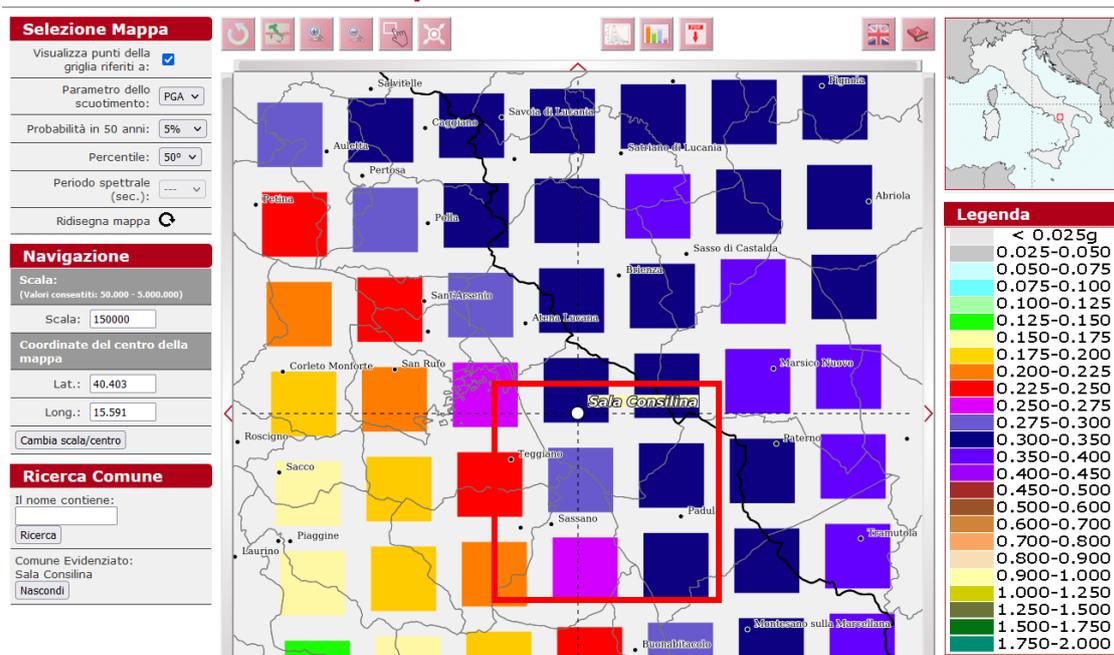


Figura 10-3: Modello pericolosità sismica MPS04-S1 (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>)

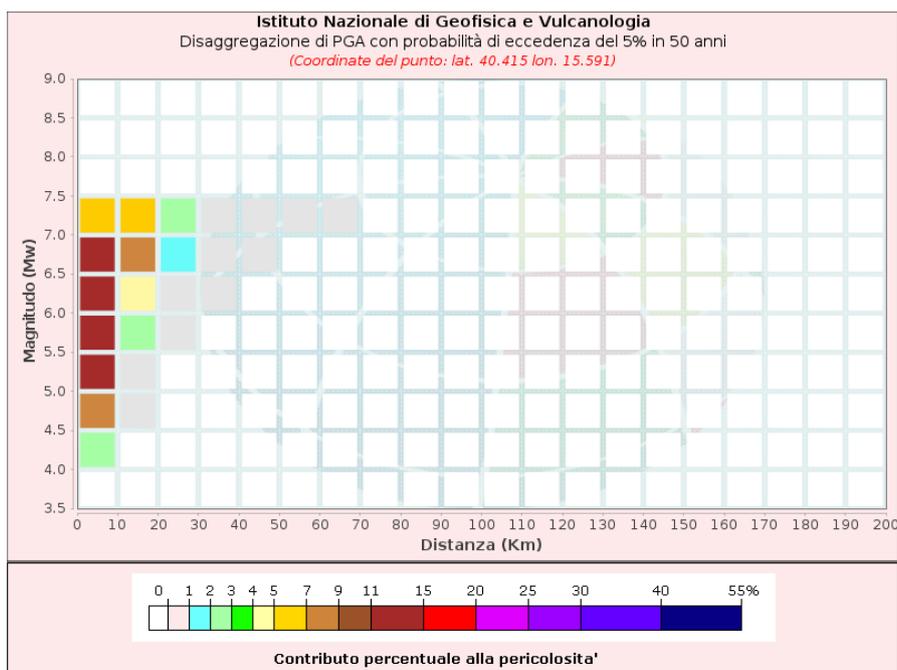


Figura 10-4: Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 5% in 50 anni per il Vallo di Diano

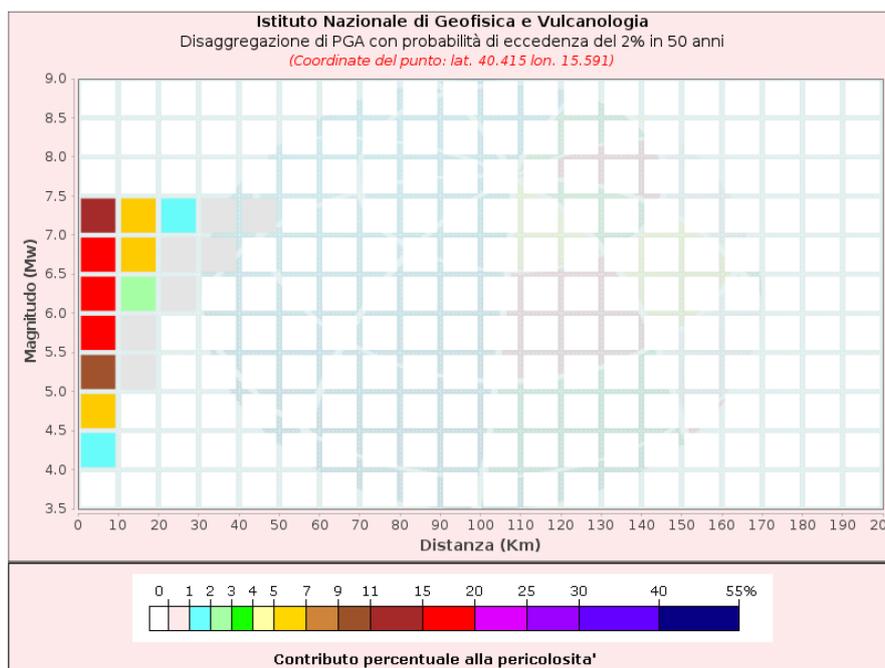
 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

Dal grafico è possibile trarre le seguenti conclusioni per SLV:

- Eventi sismici aventi magnitudo ( $M_w$ ) compresa tra 4.0 e 7.5, con valori medi intorno a 6.0;
- distanze epicentrali ( $R$ ) degli eventi comprese tra 0.0 e 30.0, con distanza media di 7.88 km alla Magnitudo attesa di 6.12.

	Magnitudo	Distanza	Epsilon
Valori Medi ( $Tr=975$ anni)	6.12	7.88	0.836

Il valore di Magnitudo della tabella precedente corrisponde a una probabilità di superamento del 5% in 50 anni, quindi per  $Tr=975$  anni; per adattare l'analisi sismica al Tempo di Ritorno del progetto ( $Tr=1898$  per SLV), si considera quindi un valore di Magnitudo intermedio tra quello corrisponde a una probabilità di superamento del 5% in 50 anni ( $Tr=975$  anni) e quello corrisponde a una probabilità di superamento del 2% in 50 anni ( $Tr=2475$  anni). Di seguito i dati riferiti a quest'ultima probabilità di superamento:



**Figura 10-5: Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 2% in 50 anni per il Vallo di Diano**

Dal grafico è possibile trarre le seguenti conclusioni per SLV:

- Eventi sismici aventi magnitudo (MW) compresa tra 4.0 e 7.5, con valori medi intorno a 6.3;
- distanze epicentrali (R) degli eventi comprese tra 0.0 e 30.0, con distanza media di 6.24 km alla Magnitudo attesa di 6.29.

	Magnitudo	Distanza	Epsilon
Valori Medi (Tr=2475 anni)	6.29	6.24	1.03

Si considera quindi un valore di Magnitudo intermedio a quelli ottenuti precedentemente, ricavando circa M=6.2.

### 10.3.2 Riepilogo parametri sismici

Come già menzionato al paragrafo 3.2.4, l'accelerazione considerata nelle analisi ( $a_{max}=0.29g$ ) è quella ottenuta dalla specifica analisi di Risposta Sismica Locale, Doc.Rif.[44].

### 10.3.3 Metodologia di Analisi

La suscettibilità dei terreni nei confronti della liquefazione è stata valutata alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili, mediante un'analisi pseudo-statica in condizioni di free-field, in corrispondenza di un numero adeguato di verticali significative.

La suscettibilità alla liquefazione è stata valutata ricavando il fattore di sicurezza FL nei confronti della liquefazione dato dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione (stato di sforzo critico associato alla condizione di liquefazione) e la sollecitazione indotta dall'azione sismica.

Si definisce il rapporto di resistenza ciclica CRR, ovvero il parametro tensionale normalizzato rispetto alla tensione verticale efficace agente alla profondità esaminata, mentre CSR è il rapporto di tensione ciclica:

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

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

Il termine CSR può essere valutato ad una determinata profondità nel sottosuolo attraverso la seguente relazione semplificata di Seed e Idriss (1971):

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

dove:

- $a_{max,s}$  è l'accelerazione orizzontale di picco a piano campagna del terremoto atteso;
- $g$  è l'accelerazione di gravità;
- $\sigma_v$  e  $\sigma'_v$  sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale alla profondità considerata;
- $r_d$  è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che tiene conto della deformabilità del sottosuolo.

Nel caso delle analisi delle CTPU, il coefficiente dell'azione sismica  $r_d$  è stato valutato con la seguente espressione (Blake, 1996, riportato da Youd et al., 2001):

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

Il rapporto di resistenza ciclica CRR può essere valutato mediante relazioni empiriche che correlano la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT, CPT o indagini sismiche Down-Hole, come meglio descritto nel seguito.

I metodi per la valutazione del rapporto di resistenza ciclica a partire dai risultati di prove in sito sono applicabili nel caso di piano campagna sub-orizzontale e stati tensionali efficaci ridotti. Tuttavia, anche in assenza di tali condizioni, è possibile ottenere una stima approssimata del termine CRR attraverso l'introduzione di opportuni fattori correttivi.

Dato che CRR dipende dal numero di cicli significativi, che a sua volta dipende dalla magnitudo  $M$ , è necessario rivalutare CRR per ricondurlo ad un valore costante di  $M$ , (nel caso in esame  $M = 6.2$ , come riportato in precedenza), introducendo un fattore di scala della magnitudo MSF così definito:

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

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

Il valore di MSF si può ricavare dalla relazione di Idriss e Boulanger (2004):

$$\begin{cases} MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 \\ MSF \leq 1.8 \end{cases}$$

### 10.3.3.1 Analisi basate su CPTU

Avendo a disposizione i risultati di prove CPT, si è proceduto, analizzando ciascuna coppia di valori  $q_c/fs$ , valori rilevati a intervalli di 1.0 cm, come segue:

1. Il valore della resistenza alla punta  $q_c$  è stato ricondotto ad un valore normalizzato e corretto  $q_{c1N}$  mediante la seguente relazione:

$$q_{c1N} = \frac{q_c C_N}{p_a}$$

2. il coefficiente  $C_N$ , che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace, è stato ricavato con la seguente relazione:

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v}\right)^n$$

dove  $p_a$  è la pressione atmosferica (100 kPa), l'esponente  $n$  può variare tra 0.5 e 1.0 in base alla granulometria (si è considerato lo stesso esponente determinato per il calcolo di  $Q$  – per maggior dettagli, si rimanda al punto 5.).

3. il valore della resistenza penetrometrica normalizzata  $q_{c1N}$  è stato riportato ad un valore equivalente per le sabbie pulite attraverso la relazione di Idriss e Boulanger (2004):

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} \cdot k_c$$

dove

$$k_c = -17,88 + 33,75 \cdot I_c - 21,63 \cdot I_c^2 + 5,581 \cdot I_c^3 - 0,403 \cdot I_c^4$$

Il parametro  $I_c$ , che riflette il contenuto presunto di fini, viene determinato come descritto nel seguito.

4. dal valore di  $q_{c1Ncs}$  può essere ricavato il valore di resistenza alla liquefazione CRR mediante l'impiego di abachi di letteratura ottenuti dall'osservazione di casi storici, in cui sono rappresentate le curve limite che separano le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione. Nella fattispecie, si è fatto riferimento alla curva limite proposta da Robertson & Wride, 1998, come riportato da Youd et al., 2001:

$$\text{per } (q_{c1N})_{cs} < 50 \quad CRR_{7,5} = 0.833 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05$$

$$\text{per } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \quad CRR_{7,5} = 93 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08$$

Quindi, utilizzando l'espressione sopra riportata, è stato ricavato il valore di CRR. L'analisi è stata condotta tenendo conto del livello medio della falda ottenuto dal profilo geologico.

5. La sicurezza nei confronti della liquefazione è stata valutata, alla profondità considerata, mediante il coefficiente di sicurezza FL.

Il metodo di analisi, descritto compiutamente nelle citate raccomandazioni AGI (2005), tiene conto automaticamente del presunto contenuto di fini mediante il parametro  $I_c$ , determinato come segue:

$$I_c = [(3,47 - \log(Q))^2 + (1,22 + \log(F))^2]^{0,5}$$

dove:

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

$$F = \left( \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} \right) \cdot 100$$

Nell'analisi un valore di  $l_c = 2.6$  è considerato il limite tra terreni con comportamento equivalente a quello delle sabbie (*sand-like*) e terreni con comportamento equivalente a quello delle argille (*clay-like*).

I valori effettivi di  $n$  e  $l_c$  sono determinati al termine di una procedura iterativa, ipotizzando in prima istanza  $n=1$ . Se  $l_c$  così calcolato è superiore a 2.6, il risultato è consolidato. In caso contrario, il calcolo viene ripetuto ipotizzando  $n = 0.5$ . Se in questo secondo calcolo  $l_c$  è ancora inferiore a 2.6, i nuovi valori di  $n$  e  $l_c$  sono confermati. In caso contrario si è in presenza di terreni intermedi e il calcolo finale viene svolto con  $n = 0.75$ .

La distinzione operata nell'analisi tra terreni con comportamento equivalente a quello delle sabbie e terreni con comportamento equivalente a quello delle argille è necessariamente semplicistica e va applicata con giudizio, in quanto la correlazione tra  $l_c$  e il contenuto di fini presenta una forte dispersione e può essere considerata affidabile solo dopo attenta calibrazione sito-specifica.

### 10.3.3.2 Effetto tensione di confinamento (coefficiente $k_\sigma$ )

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

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

Dove:

- $\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace;
- $p_a$  = pressione atmosferica di riferimento (100 kPa)
- $f$  = fattore che dipende dalla densità relativa del materiale in sito

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

$$40\% < DR < 60\%$$

$$f = 0.7 \div 0.8$$

60% < DR < 80%

f = 0.6 ÷ 0.7

### 10.3.4 Indice potenziale di Liquefazione

L'indice del potenziale di liquefazione, da valutare all'interno della verticale indagata, è definito dalla seguente espressione (Iwasaki 1978, doc.rif.[28]):

$$IPL = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

in cui F(z) è una funzione che per FSL > 1 assume il valore zero e per FSL ≤ 1 ne è il complemento ad 1, e w(z) vale:

$$w(z) = 10^{-10 \cdot (z/z_{crit})}$$

La profondità z<sub>crit</sub> è quella oltre la quale sono da escludersi fenomeni di liquefazione, che si può assumere pari a 20.0 m.

Nella tabella seguente sono indicate le classi di severità del rischio in funzione del valore dell'indice del potenziale di liquefazione calcolato per z<sub>crit</sub> = 20.0m.

**Tabella 10-1 – Indice di liquefazione e livello associato di rischio (Iwasaki 1978, [28])**

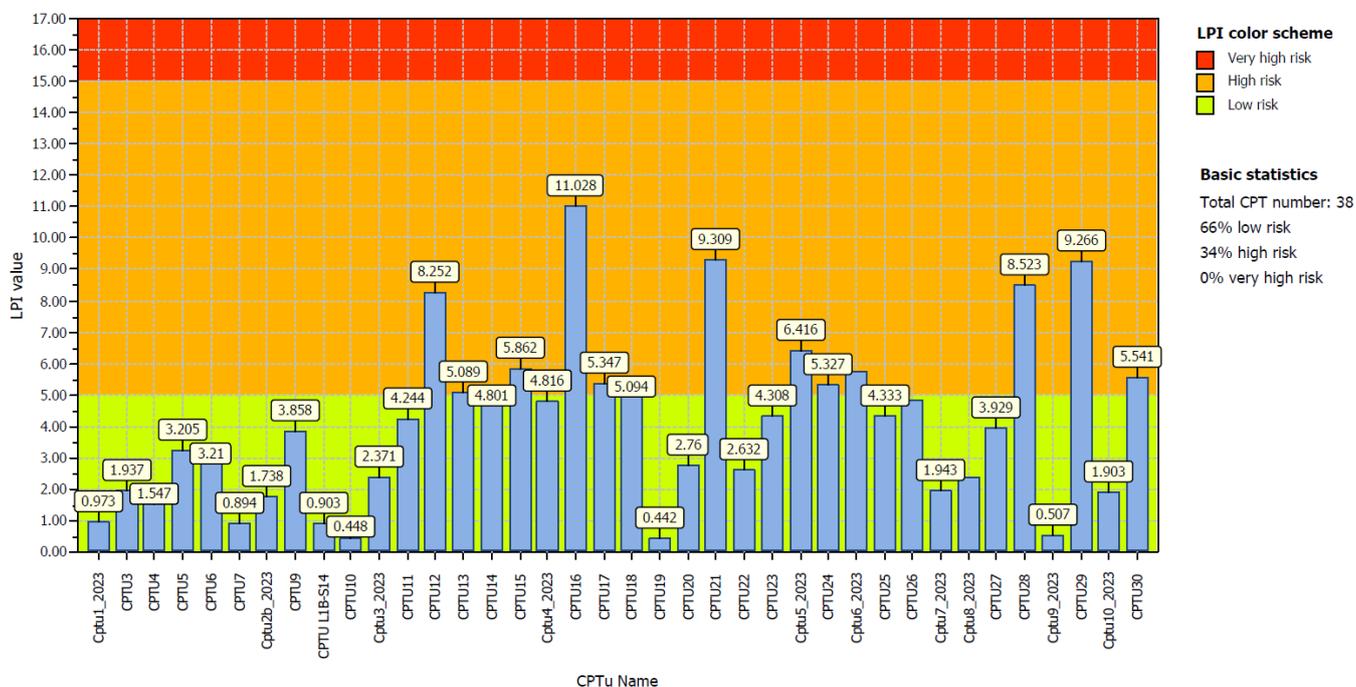
0 < IPL ≤ 5	BASSO
5 < IPL ≤ 15	ALTO
IPL > 15	MOLTO ALTO

### 10.3.5 Risultati prove CPTU

Per tutte le prove si è utilizzato un valore massimo di accelerazione pari a 0.29g, ottenuto tramite l'analisi di risposta sismica locale per le condizioni di *free-field*, Doc.Rif. [44].

I grafici ed i calcoli relativi alle analisi effettuate sono dettagliati nell'Appendice del presente documento. Nella figura seguente viene indicato il valore di IPL ottenuto per ogni prova e la classe corrispondente. La falda è stata considerata a 1 m di profondità rispetto il piano campagna.

**Overall Liquefaction Potential Index report**



- CPTU10 ha raggiunto 8,7 m di profondità	- CPTU18 ha raggiunto 13,7 m di profondità	- CPTU22 ha raggiunto 17,7 m di profondità
- CPTU12 ha raggiunto 18,5 m di profondità	- CPTU19 ha raggiunto 6,2 m di profondità	- CPTU25 ha raggiunto 17,2 m di profondità
- CPTU15 ha raggiunto 16,2 m di profondità	- CPTU20 ha raggiunto 16,5 m di profondità	- CPTU27 ha raggiunto 15,7 m di profondità
- CPTU6 ha raggiunto 12,6 m di profondità	- CPTU9 ha raggiunto 17,7 m di profondità	- CPTU_2b ha raggiunto 15,6 m di profondità
- CPTU_7 ha raggiunto 17,1 m di profondità	- CPTU_8 ha raggiunto 16,3 m di profondità	- CPTU_9 ha raggiunto 6,15 m di profondità
- CPTU_10 ha raggiunto 4,7 m di profondità	- CPTU30 ha raggiunto 5,9 m di profondità	

**Figura 10-6: – Indice di liquefazione e livello associato di rischio per le prove CPTU eseguite**

Si evidenzia come le analisi sviluppate si riferiscono a condizioni di "free-field", ovvero non hanno tenuto conto dell'effetto benefico della costruzione dei rilevati (di altezza media pari a 9,0 m); per questo motivo i risultati ottenuti sono da considerarsi cautelativi.

Da quanto fin qui discusso si può osservare una certa variabilità dell'entità del rischio di liquefazione lungo la tratta investigata, con vari passaggi di condizione da rischio basso a rischio alto in relazione alla natura dei terreni ed alla resistenza riconducibile alle varie verticali; è evidente, infatti, che le condizioni in cui sono più presenti i livelli sabbiosi conducono ad una maggiore probabilità

	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C	FOGLIO 127 di 169

dell'instaurarsi del fenomeno, anche se va tenuto presente che il calcolo dell'indice sopra commentato dipende anche dalla profondità dei livelli liquefacibili.

In questa fase progettuale, considerando l'estensione della tratta in esame e dei risultati ottenuti, si è deciso di intervenire con soluzioni per la mitigazione del rischio liquefazione quali trattamenti colonnari mediante la tecnica di *Deep Cement Mixing* (DCM) e *jet-grouting*. Il DCM è stato previsto in corrispondenza dei rilevati (colonne di 1m di diametro, disposte a quinconce con 3 metri di interasse e profondità di 8 metri) in quanto necessario anche per le verifiche relative ai cedimenti sull'unità PAD (per dettagli si rimanda al Doc.Rif.[39]), mentre l'intervento con *jet-grouting* è stato considerato per le sole fondazioni dei viadotti; si tratta di colonne di 1m e lunghezza 10 m interposte tra i pali di fondazione e nell'intorno dell'area di impronta della fondazione stessa.

	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

## 11 SINTESI DEGLI ASPETTI PROGETTUALI GEOTECNICI

In sintesi, le principali tematiche geotecniche analizzate, connesse alla realizzazione delle opere incluse in progetto, oltre alla valutazione sulla suscettibilità a liquefazione discussa nel precedente capitolo, sono riconducibili a:

1. Analisi di Risposta Sismica Locale (elab. RC2AB1R11RHGE0006003B);
2. Valutazione dei cedimenti e della stabilità dei rilevati e delle trincee ferroviarie (elab. RC2AB1R11RHGE0006001B);
3. Dimensionamento delle opere di sostegno (elab. RC2AB1R11RHGE0006002B);
4. Dimensionamento delle fondazioni dei viadotti (elab. RC2AC1R11RHVI0000002B).

### 11.1 ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

L'assetto litostratigrafico riferibile al Vallo di Diano è sostanzialmente omogeneo lungo il suo sviluppo e riferibile alla presenza dei depositi profondi della facies lacustre di argille grigie e nerastre (unità PADe2) e, in minima parte, della facies eteropica di conoide alluvionale, con depositi ghiaiosi e ghiaioso-sabbiosi in matrice sabbioso-limosa (unità PADb).

Al fine di calibrare la risposta del modello geotecnico di sottosuolo agli input sismici connessi alla elevata sismicità dell'Appennino meridionale, è stata effettuata una specifica analisi di risposta sismica locale i cui risultati, visto l'assetto morfologico e litostratigrafico dell'area, sono stati utilizzati per il predimensionamento delle opere ivi ricadenti.

In particolare, è stato costruito un modello di calcolo non lineare al fine di cogliere realisticamente il comportamento dei terreni a grana fine soggetti ad elevate azioni sismiche.

I risultati del modello di calcolo hanno mostrato chiaramente come la risposta dinamica del sistema dipenda intrinsecamente dalla resistenza limite a taglio dei terreni ricadenti nel Vallo, nonché dagli importanti effetti di non linearità.

### 11.2 RILEVATI E TRINCEE

In merito alle trincee, sono state eseguite analisi di stabilità atte ad individuare l'altezza massima ammissibile delle scarpate definitive, aventi pendenza 3H:2V, che non necessitano di interventi di stabilizzazione o opere di sostegno; a tale fine sono state analizzate le sezioni trasversali più

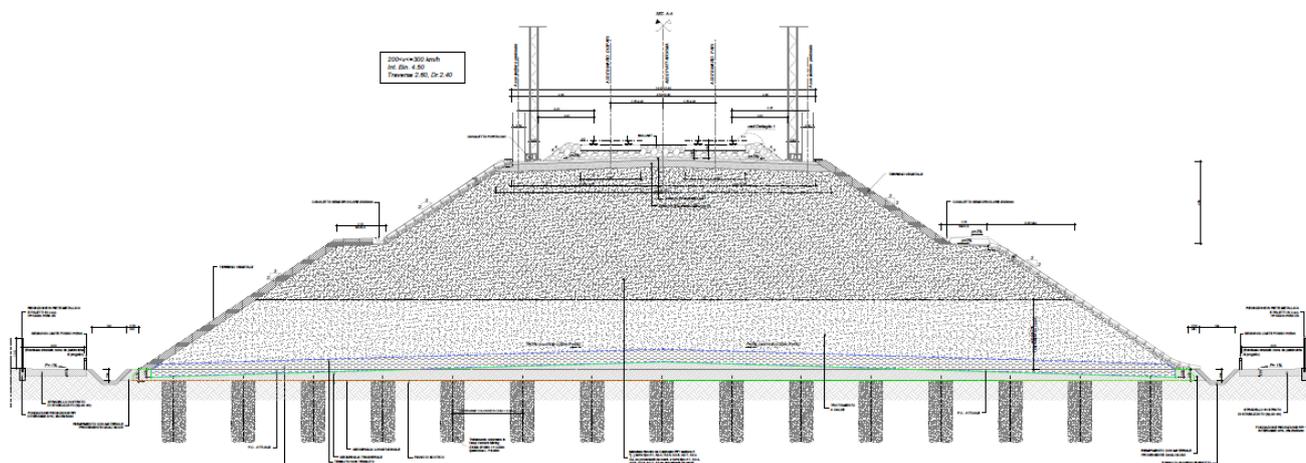
	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

rappresentative delle condizioni maggiormente critiche, sia in base al contesto geotecnico locale, sia alla altezza di scavo.

I rilevati ferroviari, sono previsti con scarpate a pendenza uniforme 3H:2V fino ad altezze di 4.5 m

Nel caso in cui venga superata la soglia dei 4.5 m di altezza, tra la scarpata superiore di altezza variabile e quella inferiore di altezza 4.5m (entrambe aventi pendenza 3H:2V), sono previste banche di riposo di larghezza pari a 2 m, che hanno effetto di ridurre la pendenza media totale. Al di sotto del rilevato è previsto uno scotico per uno spessore pari a 0.5 m, come si può osservare nella figura soprastante, riferita alla sezione tipo in Rilevato (H< 4,5 m). Si evidenzia che la maggior parte dei rilevati di progetto presenta un'altezza del corpo in terra di circa 10 m: il posizionamento della banca a circa metà dell'altezza si è reso necessario per soddisfare le verifiche di stabilità in condizioni sismiche (con superfici critiche contenute interamente nel corpo del rilevato), date le importanti accelerazioni al suolo presenti in questa area. Si osserva inoltre che uno spessore variabile tra 3.00m e 4.50m di rilevato (inteso a partire dal piano di posa) è previsto con materiale argilloso stabilizzato a calce. Tale scelta consente di garantire con maggiori margini la stabilità interna del corpo del rilevato in condizioni sismiche, date le ottime caratteristiche meccaniche del materiale stabilizzato, nonché di riutilizzare una importante parte di materiali argillosi proveniente dagli scavi (con particolare riferimento al materiale proveniente delle gallerie naturali), con evidente beneficio anche dal punto di vista della sostenibilità ambientale e dei costi dell'investimento.

Stante le proprietà meccaniche dei terreni presenti nell'area del Vallo di Diano, sia in termini di resistenza, sia in termini di deformabilità, sono state effettuate specifiche analisi agli elementi finiti che hanno condotto a ritenere necessaria la realizzazione di interventi di miglioramento del terreno (DCM: *Deep Cement Mixing*), al fine di contenere i cedimenti residui entro i valori limite ammissibili. Si noti, inoltre, che il ricorso a trattamenti colonnari consente di mitigare il rischio del verificarsi di fenomeni di liquefazione dei terreni, la cui trattazione è riportata nel capitolo precedente.



**Figura 11.1 Sezione tipo in Rilevato (tipo R1) a doppio binario in rettilineo senza barriere antirumore – Hril > 4.50 m (RC2A.B.1.R.11.WB.IF.00.0.0.005.B)**

La valutazione dei cedimenti e della stabilità dei rilevati ferroviari è stata effettuata, anche in questo caso, facendo riferimento ad alcune sezioni ritenute rappresentative delle situazioni maggiormente critiche, in relazione sia all'altezza del rilevato, sia alle condizioni stratigrafiche locali.

### 11.3 OPERE DI SOSTEGNO

Le opere di sostegno previste in progetto sono descritte nello specifico elaborato RC2AB1R11RHGE0006002B, a cui si rimanda per informazioni di maggior dettaglio. In questa fase progettuale sono state adottate tipologie di opere comunemente utilizzate nei progetti ferroviari in contesti simili.

In particolare, le opere di sostegno utilizzate in progetto comprendono muri di sottoscampa e muri ad U in c.a. gettato in opera, paratie di pali e muri ferroviari "di recinzione". Analoghe tipologie di opere sono altresì state previste per alcuni tratti di viabilità e per i piazzali ferroviari.

### 11.4 FONDAZIONI PROFONDE

Le opere di fondazione delle opere maggiori previste in progetto sono di due tipologie: palificate di pali di grande diametro e pozzi.

Nell'ottica di una progettazione più razionale delle fondazioni su pali rispetto a quella convenzionalmente adottata, le verifiche SLU-GEO delle NTC2018 sono state effettuate facendo riferimento alle condizioni di collasso dell'intera palificata, anziché del palo singolo più caricato.

	<b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C	FOGLIO 131 di 169

L'approccio ha consentito una sensibile ottimizzazione sui dimensionamenti rispetto alle usuali procedure basate sulla resistenza ultima del singolo palo più caricato.

In particolare nel dimensionamento e verifica delle palificate è stato fatto riferimento al Dominio di Resistenza delle palificate. Il Dominio di resistenza, costruito con riferimento ai valori delle resistenze di progetto del palo singolo (in compressione e in trazione), è stato assunto come Dominio delle Resistenze di Progetto.

Il dimensionamento preliminare delle fondazioni dei viadotti ferroviari inclusi nel presente lotto è stato calibrato in funzione degli scarichi dei diversi viadotti tipologici ferroviari. Tali tipologici sono stati scelti in ragione sia dell'altezza delle pile, sia della luce e delle caratteristiche degli impalcati utilizzati.

Per quanto riguarda le fondazioni su pali, queste sono previste su configurazioni da 8, 11 e 16 pali, aventi diametro 1500 mm.

Le fondazioni su pozzi strutturali si suddividono in ragione del diametro e della metodologia realizzativa. Per le fondazioni relative a campate a doppio binario, il diametro di calcolo è pari a 15 m (tipologico PZDB1). Le fondazioni relative a campate a singolo binario, il diametro di calcolo è pari a 10 m (tipologico PZSB1 e PZSB3).

La scelta di utilizzare fondazioni a pozzo in luogo delle palificate è connessa sia all'entità dei carichi derivanti dalle sovrastrutture, sia dalla presenza di formazioni rocciose alterate negli strati più superficiali, nonché dal beneficio dovuto al minore ingombro in planimetria della fondazione a pozzo rispetto ad una fondazione su pali di capacità portante equivalente, che ha permesso un più facile inserimento nei luoghi.

**APPENDICE: ANALISI LIQUEFAZIONE BASATA SU CPTU**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

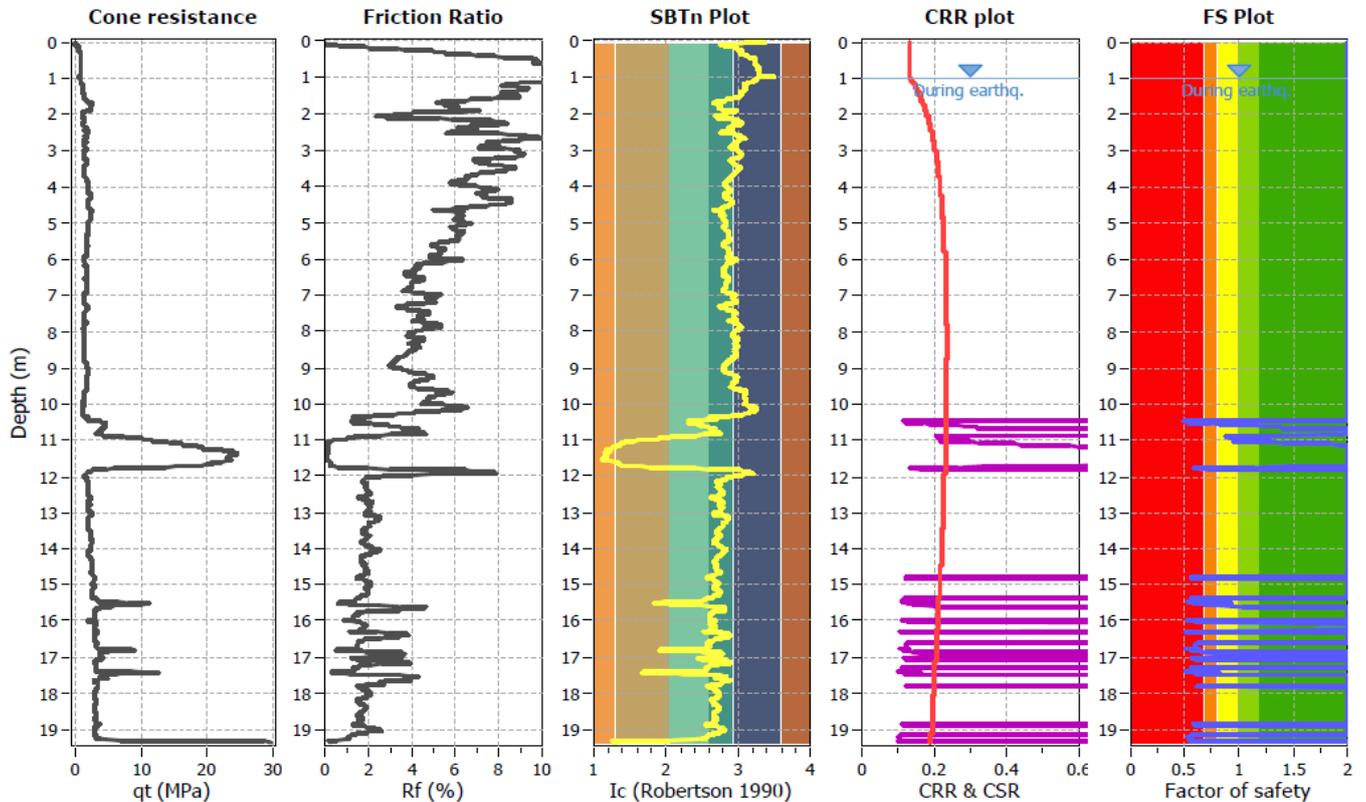
Project title : SA-RC Lotto 1B

Location :

CPT file : Cptu1\_2023

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_a$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU1\_2023**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

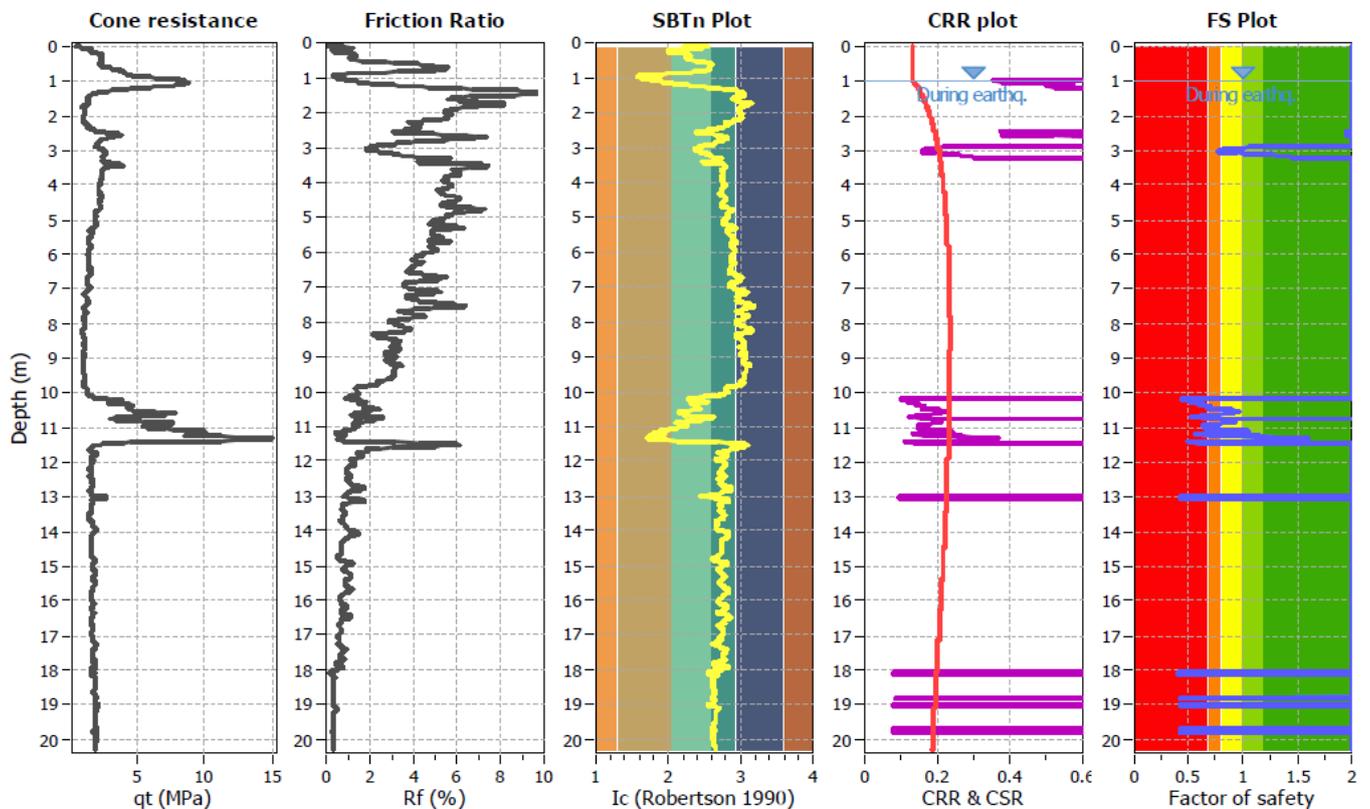
Project title :

Location :

CPT file : CPTU3

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_s$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU3**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

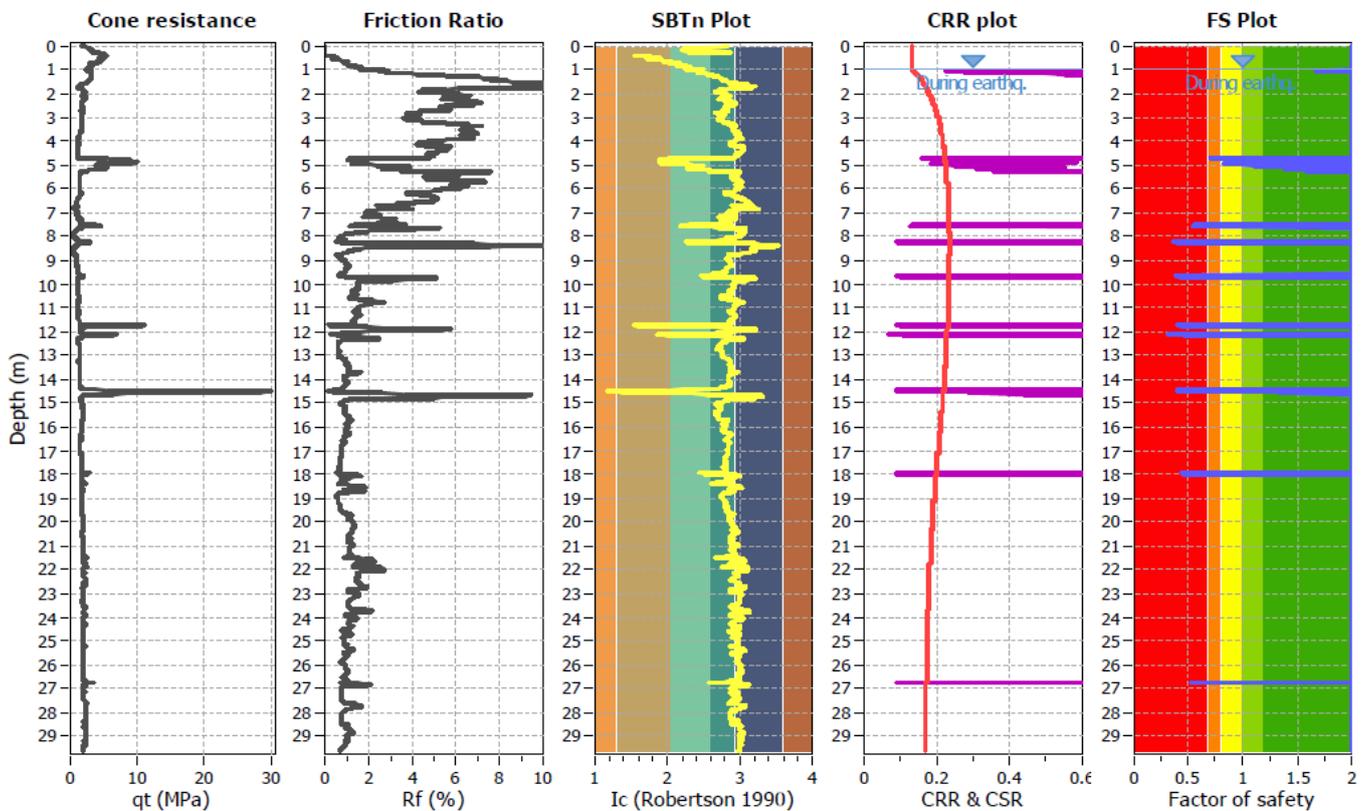
Project title :

Location :

CPT file : CPTU4

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU4**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

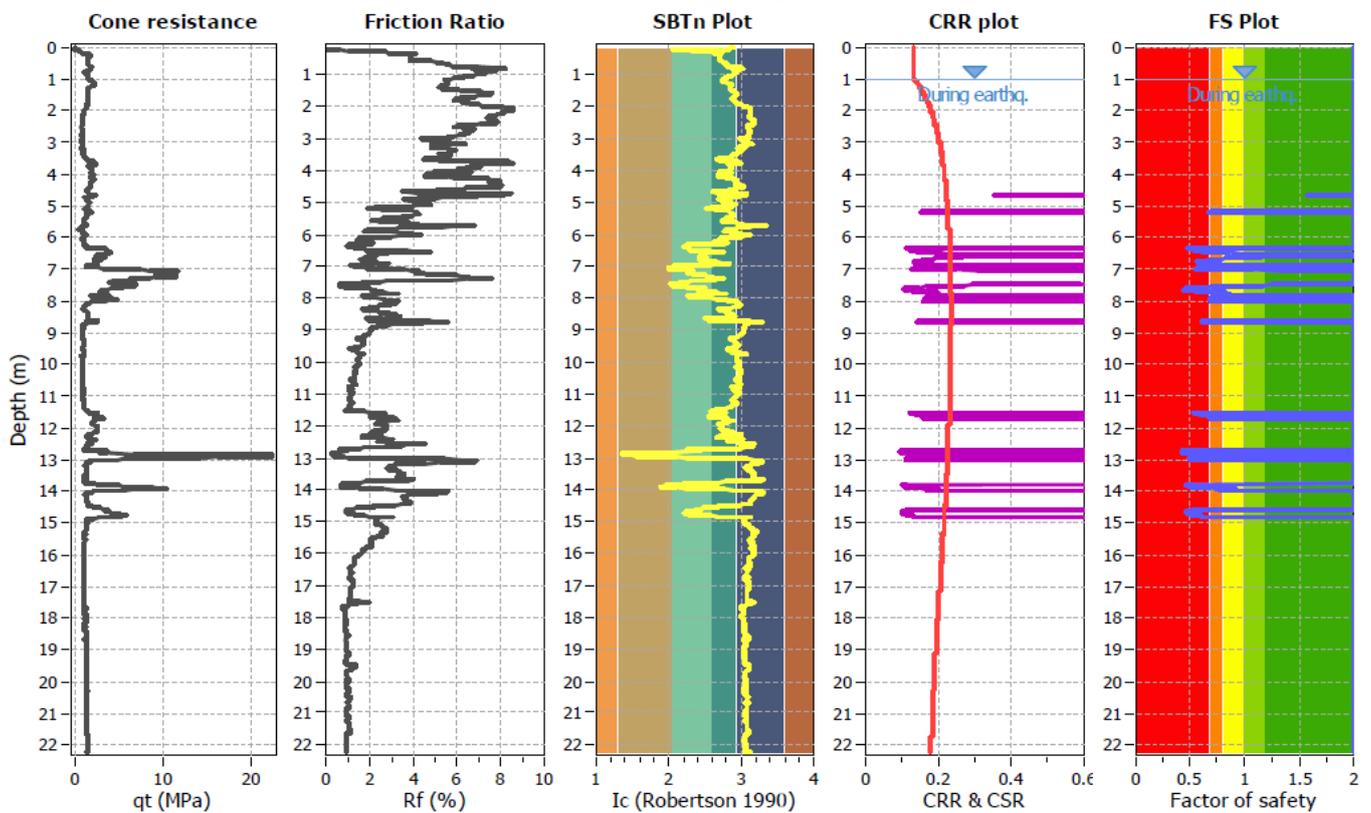
Project title :

Location :

CPT file : cptu5

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_o$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU5**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

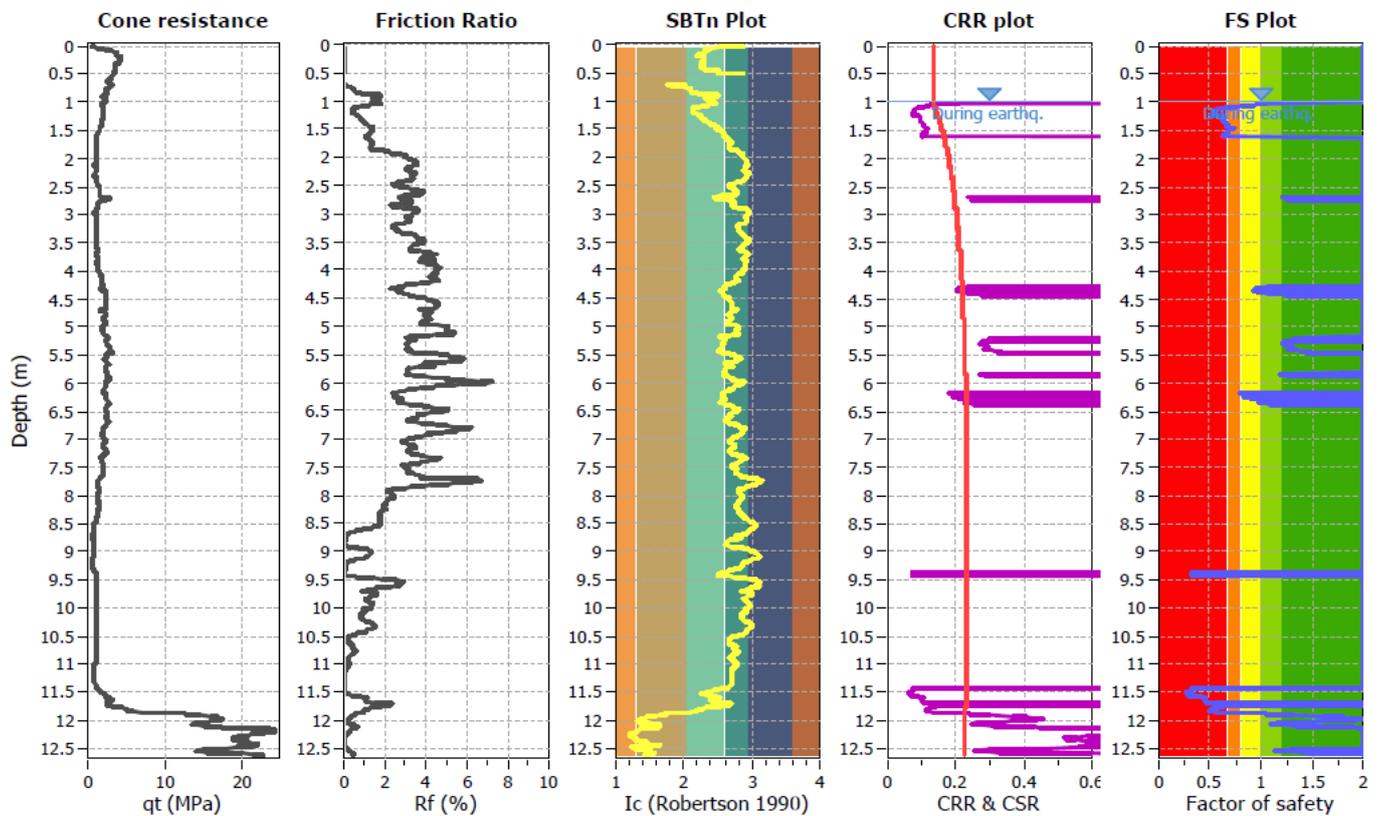
Project title : SA-RC Lotto 1B

Location :

CPT file : CPTU6

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU6**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

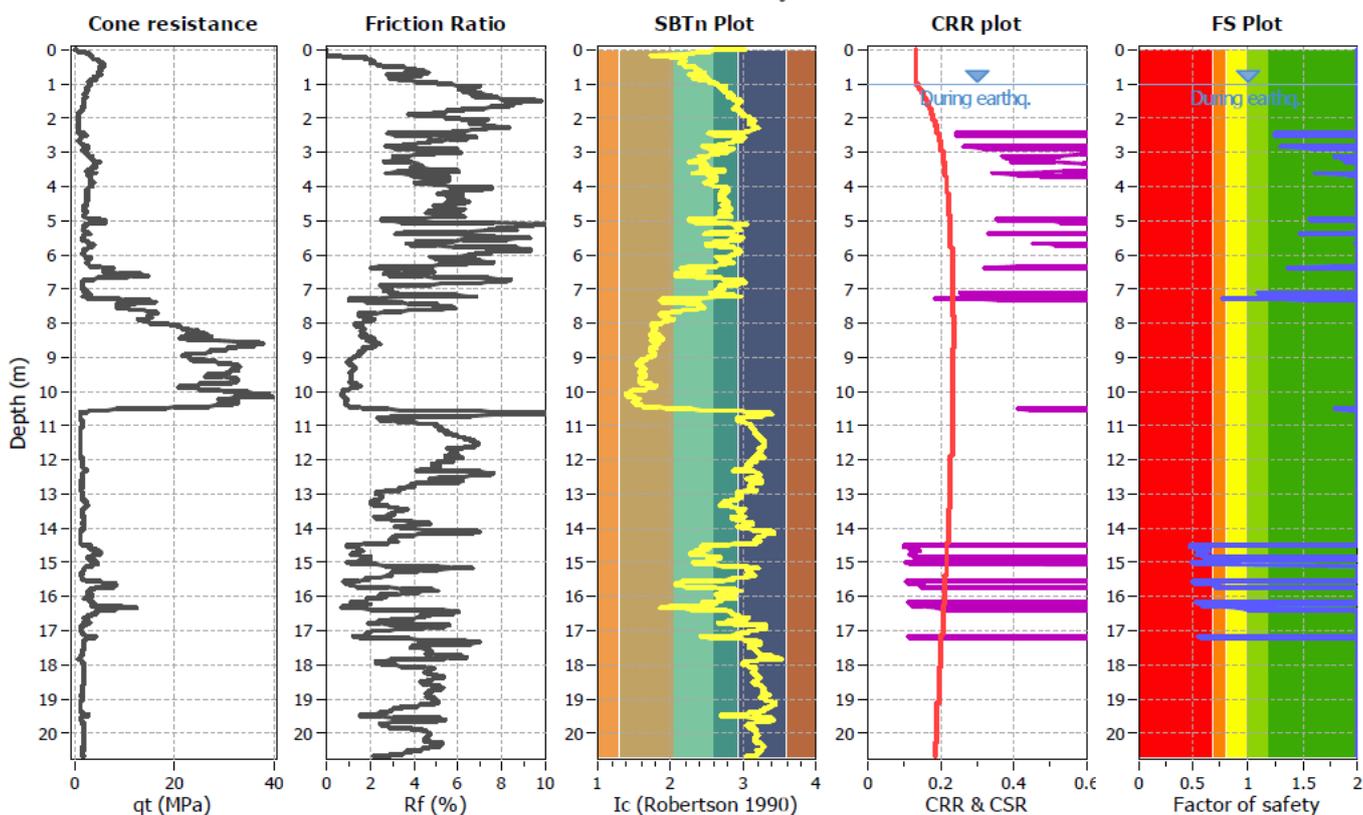
Project title :

Location :

CPT file : cptu7

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	N/A
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	MSF method:	I&B, 2008
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_0$ applied:	Yes		



**Analisi della liquefazione associata al CPTU7**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

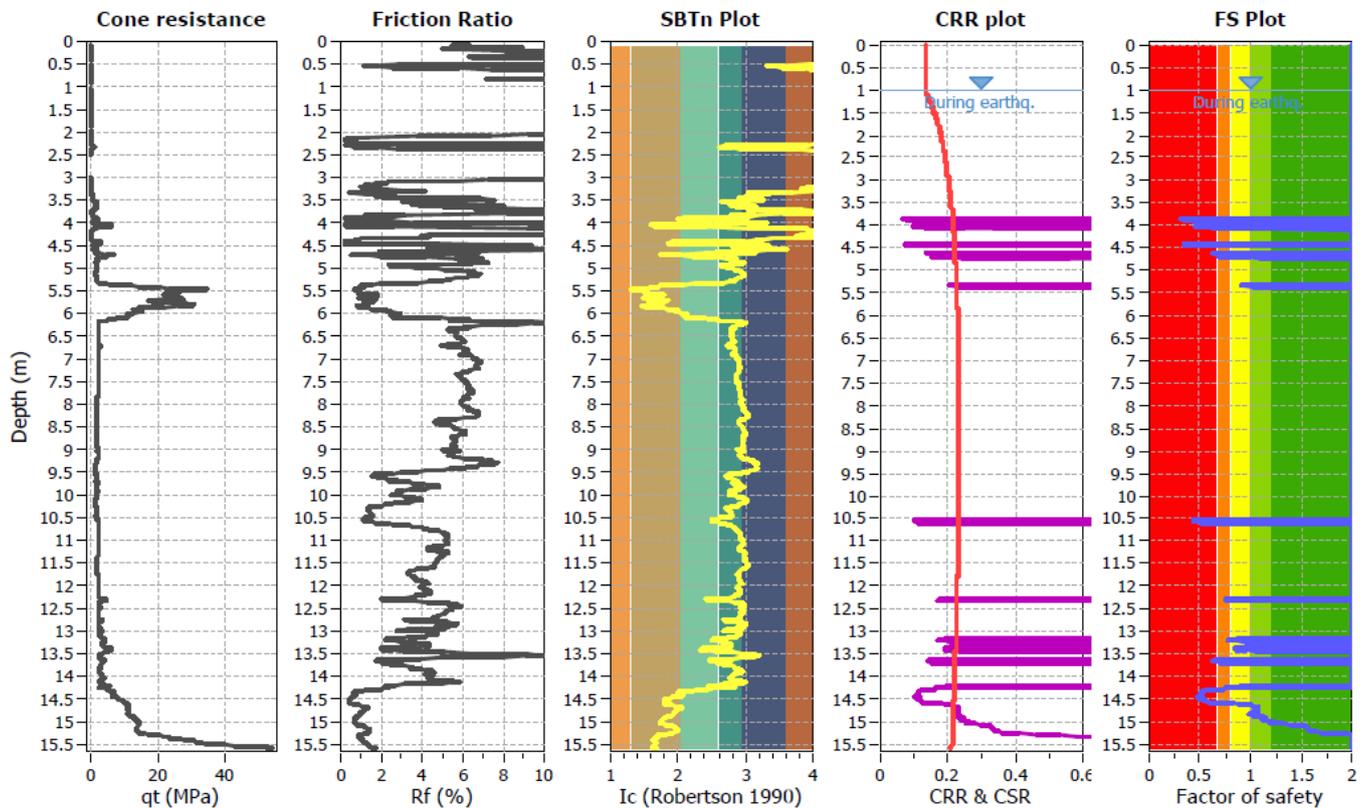
Project title : SA-RC Lotto 1B

Location :

CPT file : Cptu2b\_2023

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU2b\_2023**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

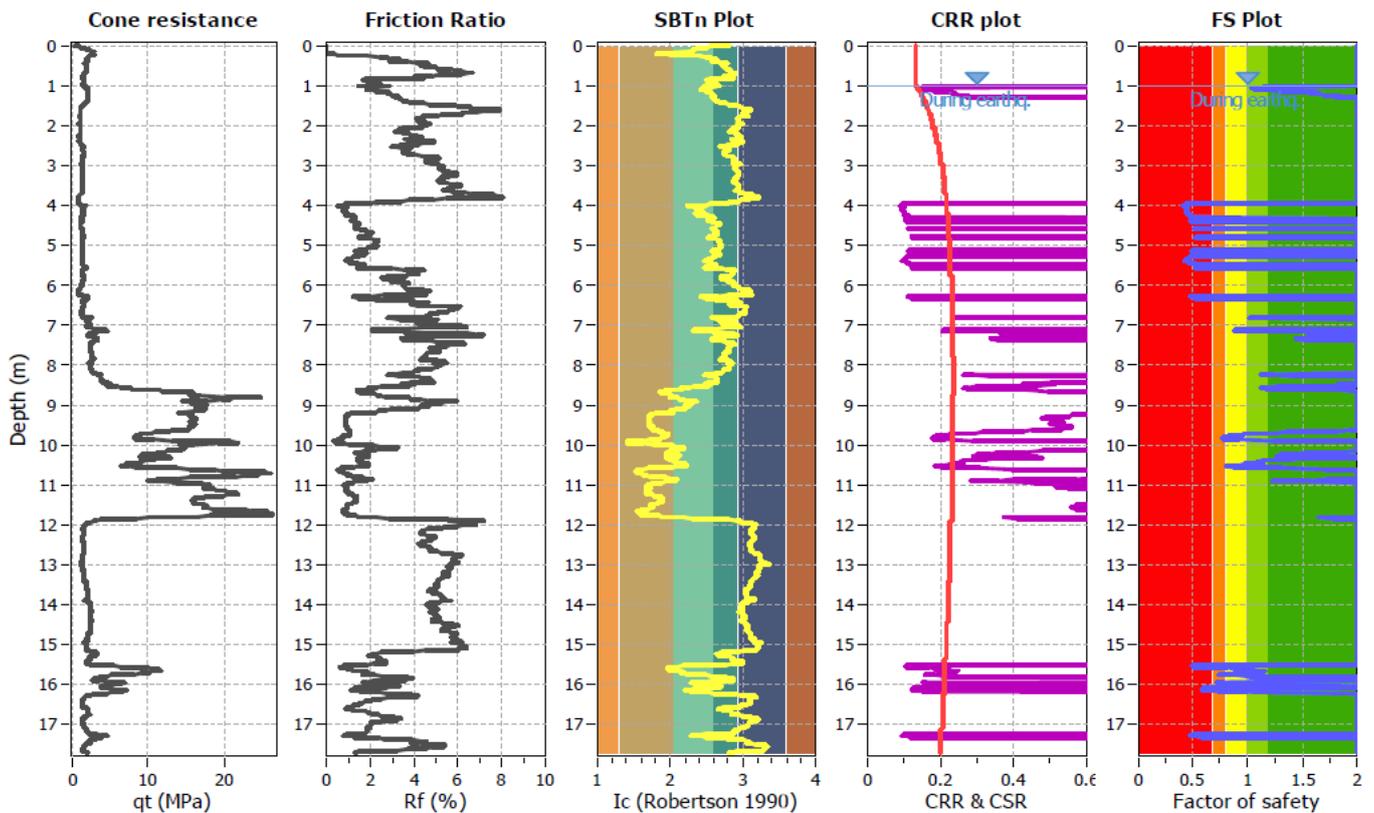
Project title :

Location :

CPT file : CPTU9

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU9**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

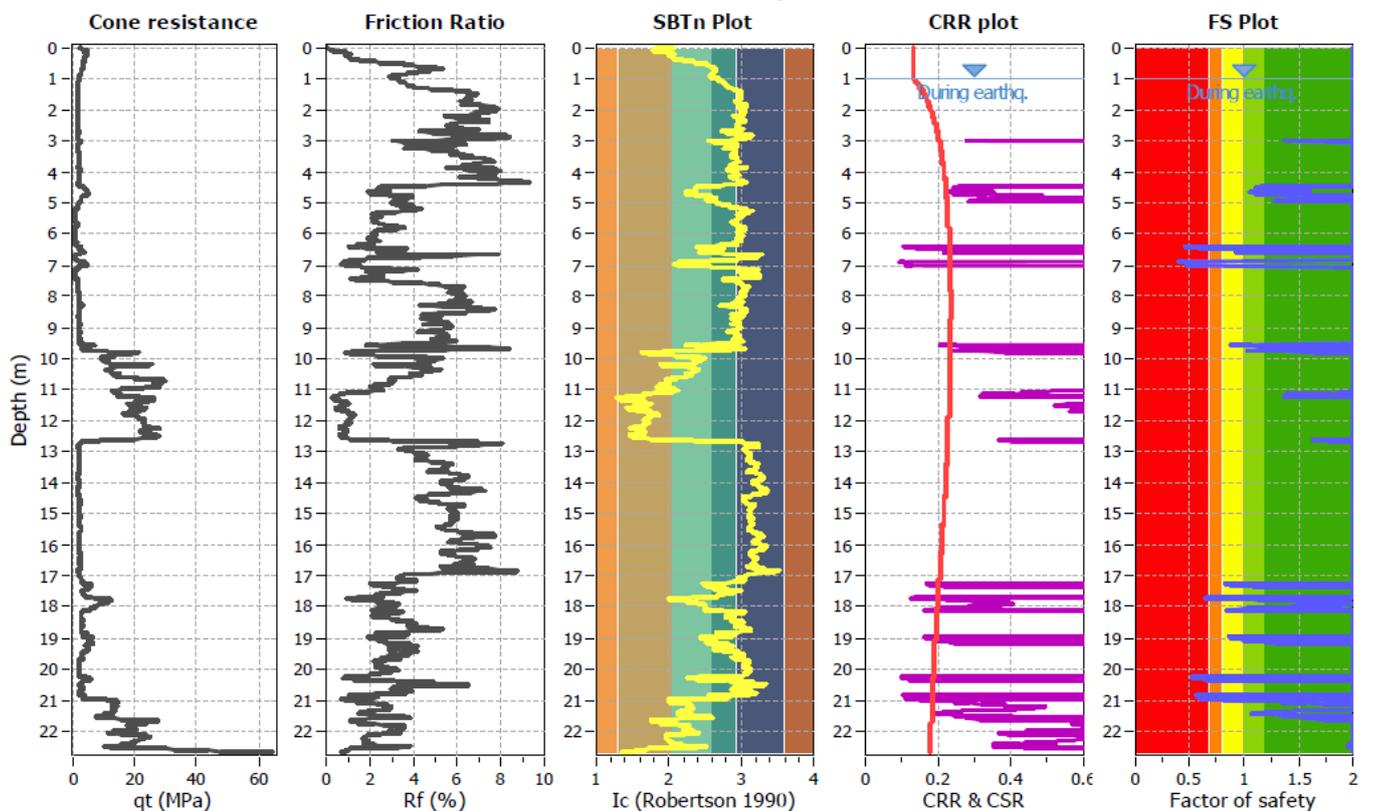
Project title :

Location :

CPT file : CPTU\_presso\_sondaggio\_L1B-S14

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU\_L1B-S14**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

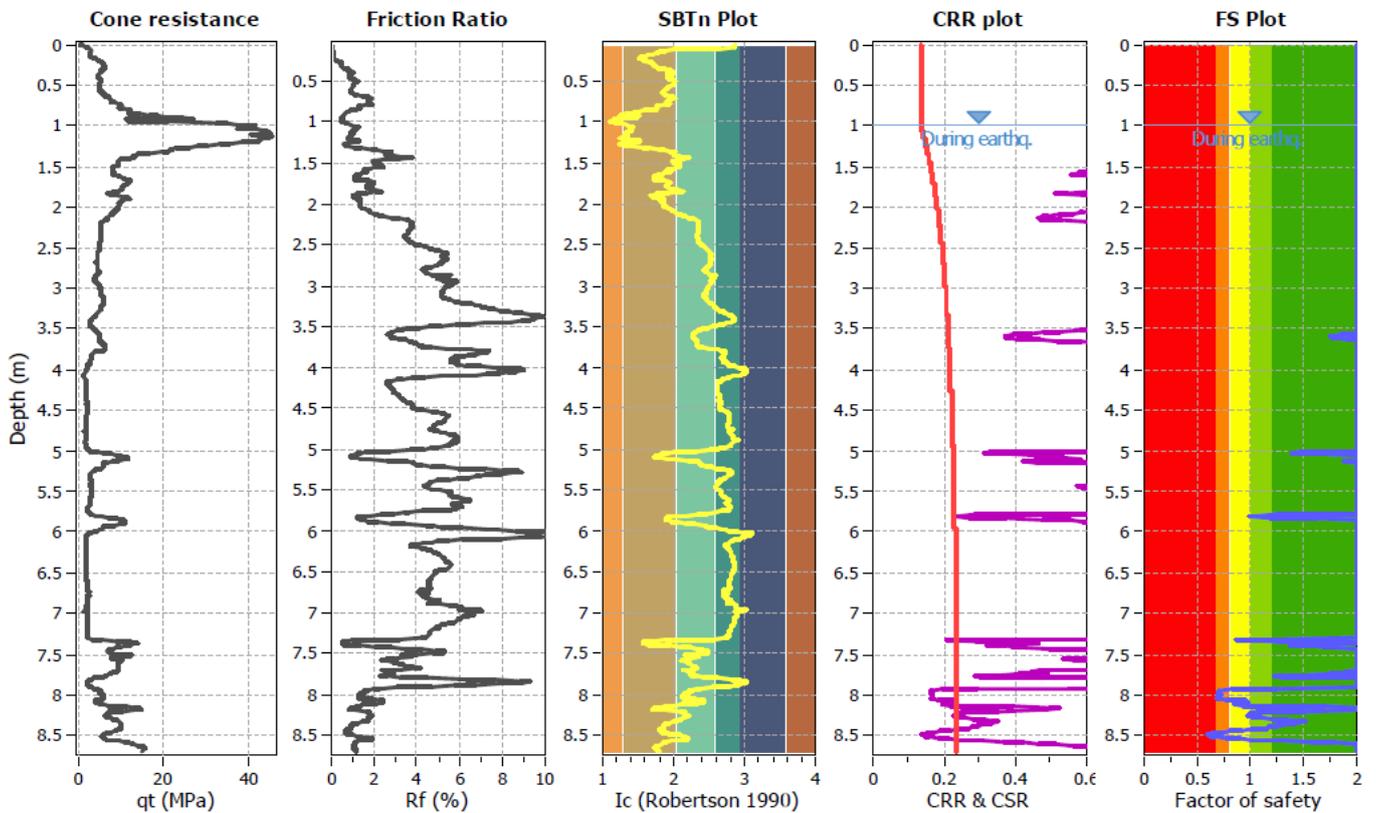
Project title :

Location :

CPT file : CPTU10

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_s$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU10**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

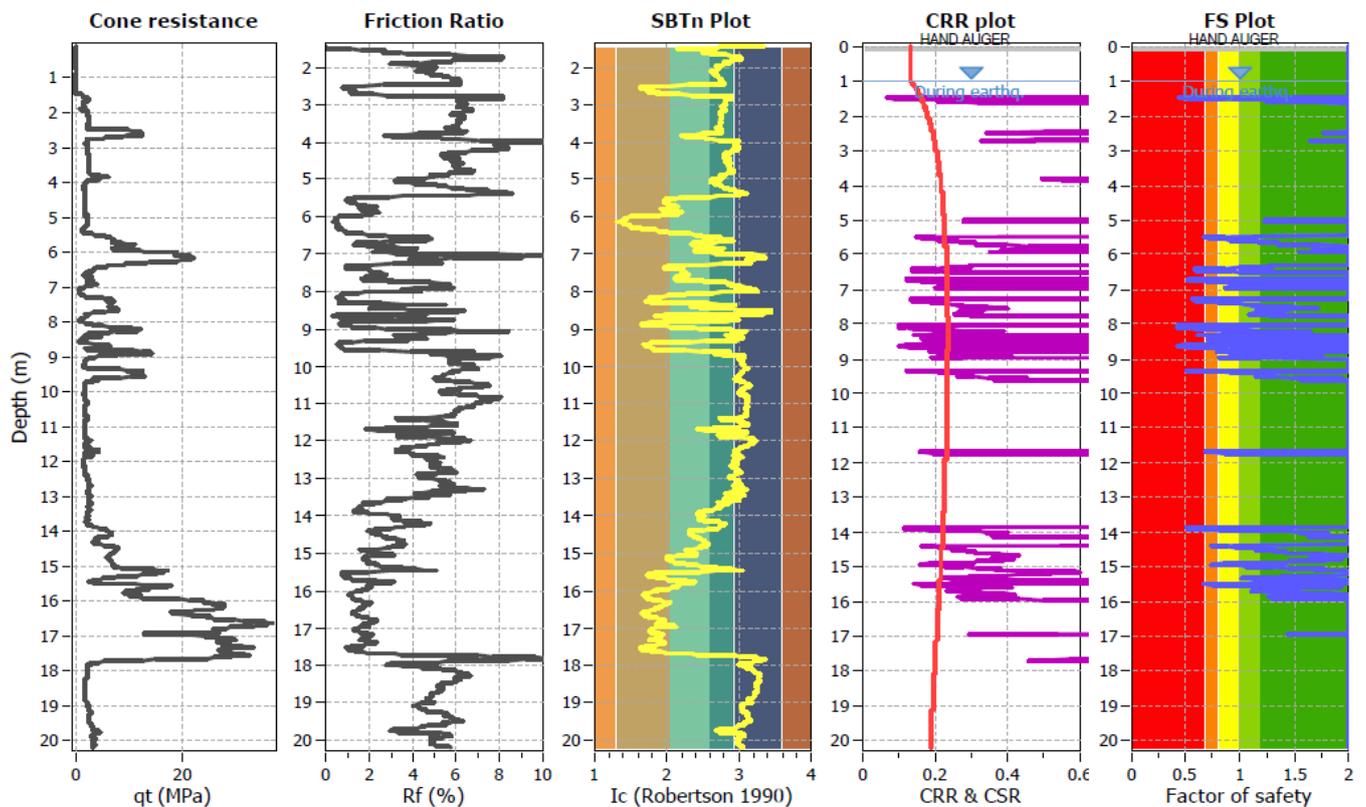
Project title : SA-RC Lotto 1B

Location :

CPT file : Cptu3\_2023

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_\sigma$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU3\_2023**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

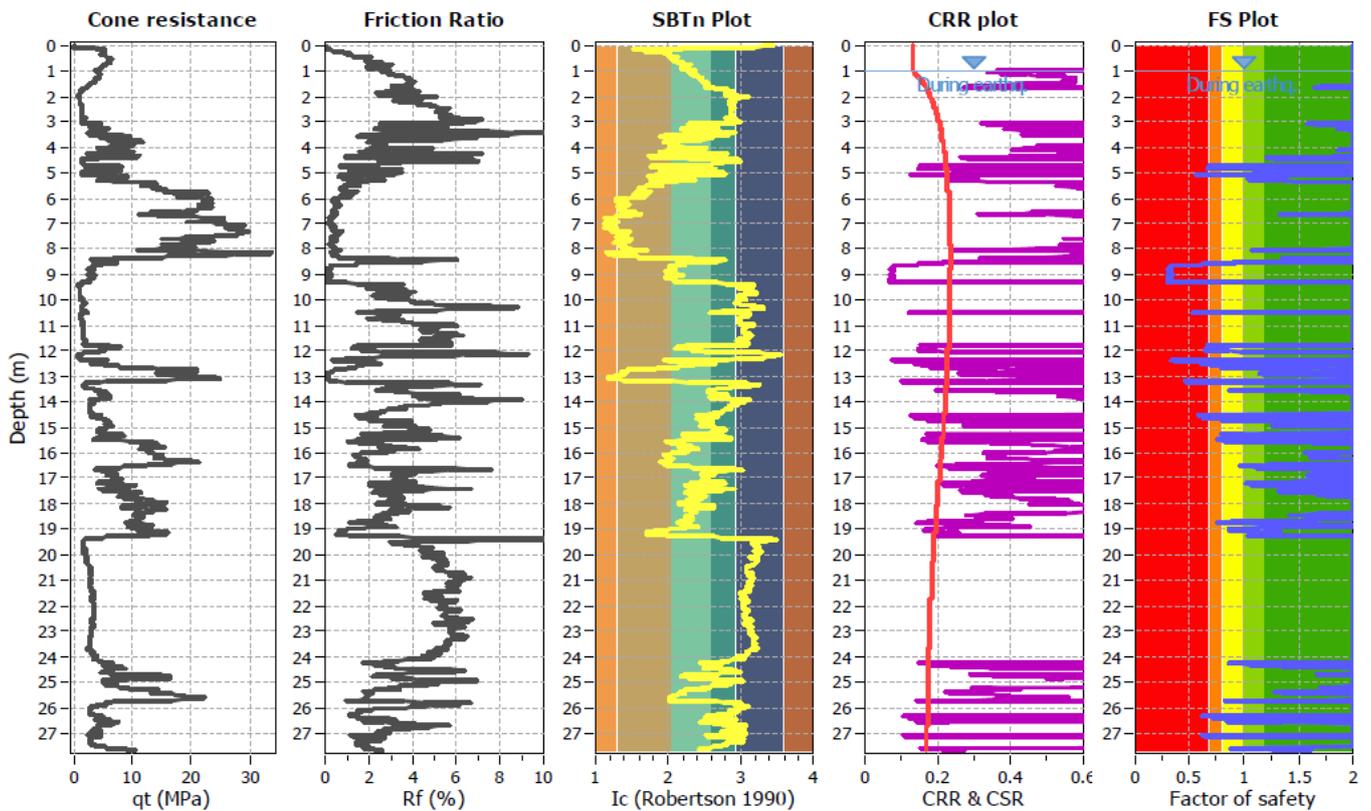
Project title :

Location :

CPT file : CPTU11

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU11**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

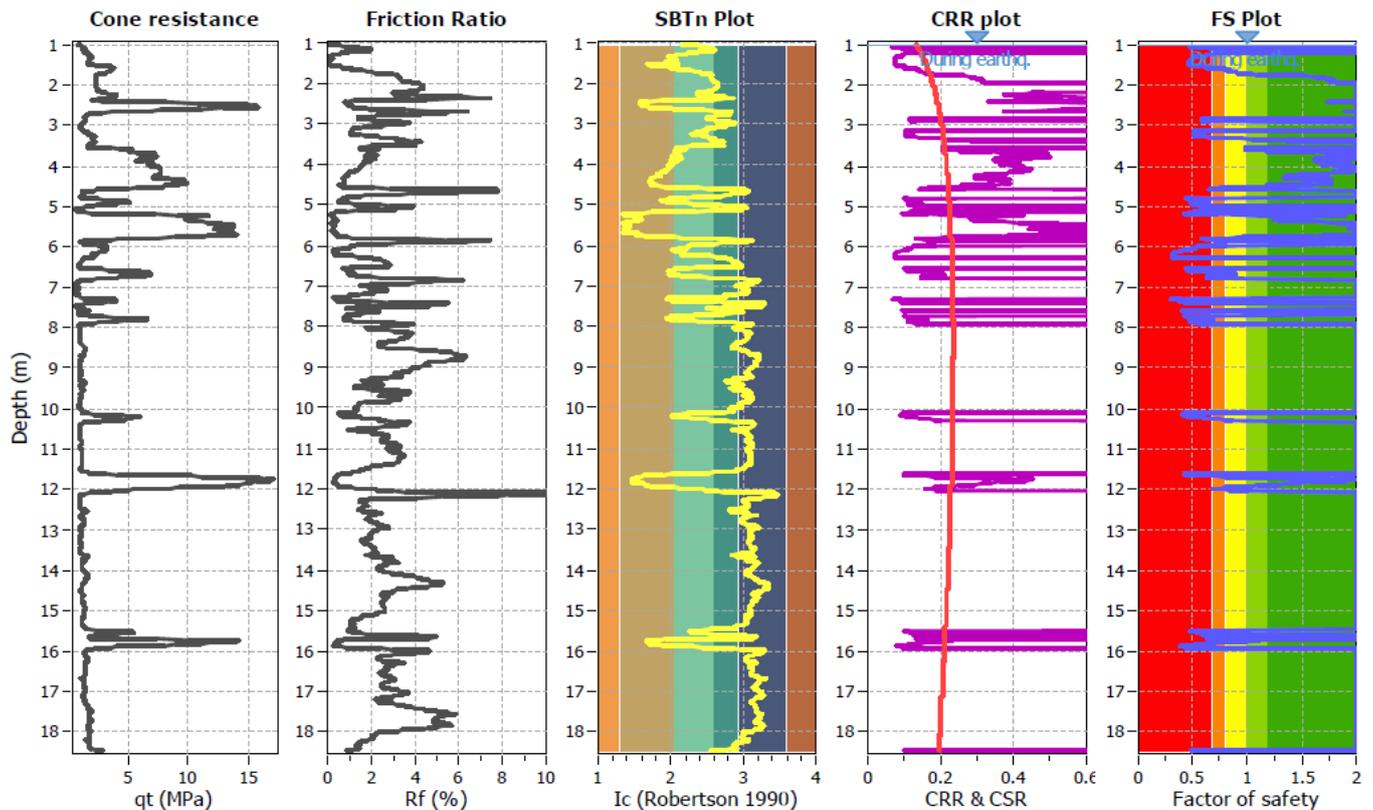
Project title :

Location :

CPT file : CPTU12

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU12**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

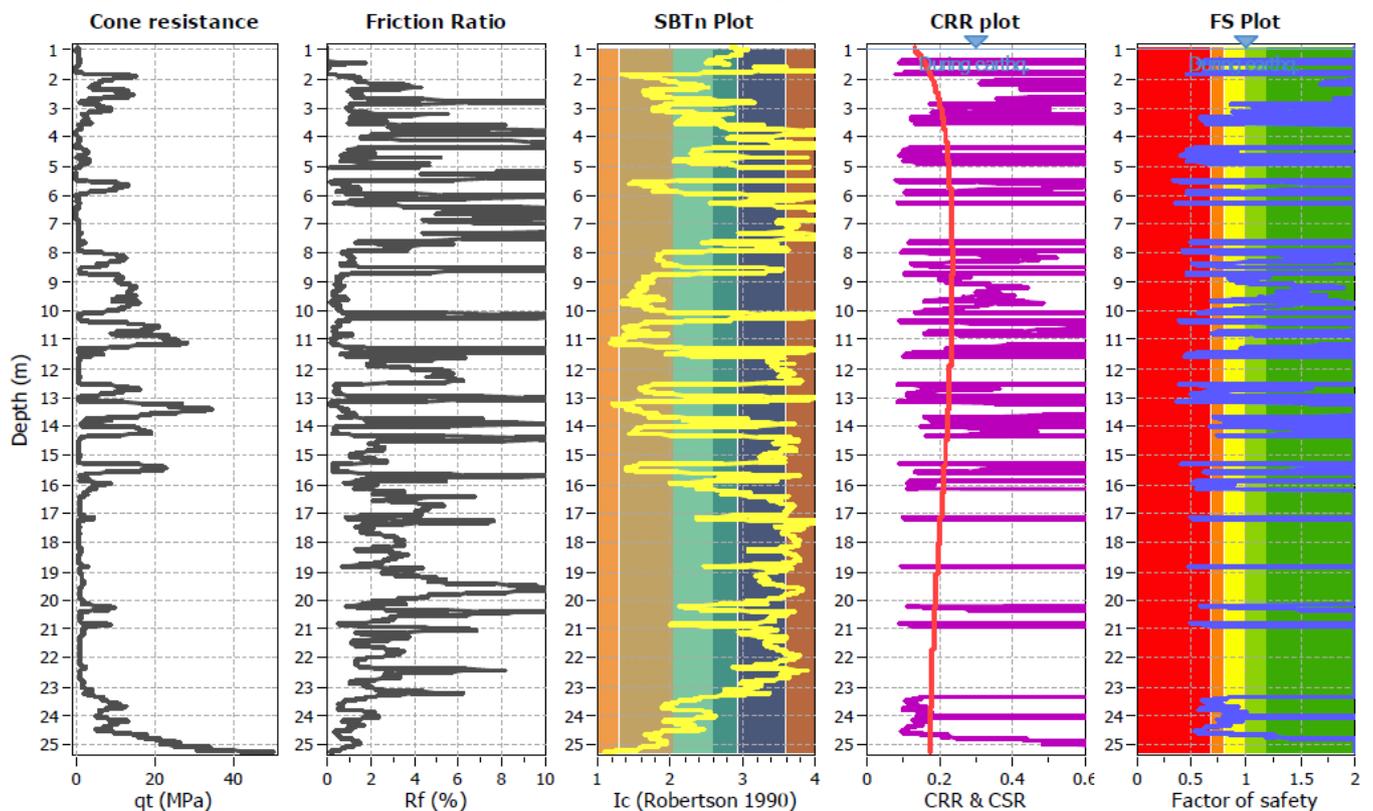
Project title :

Location :

CPT file : cptu13

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU13**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

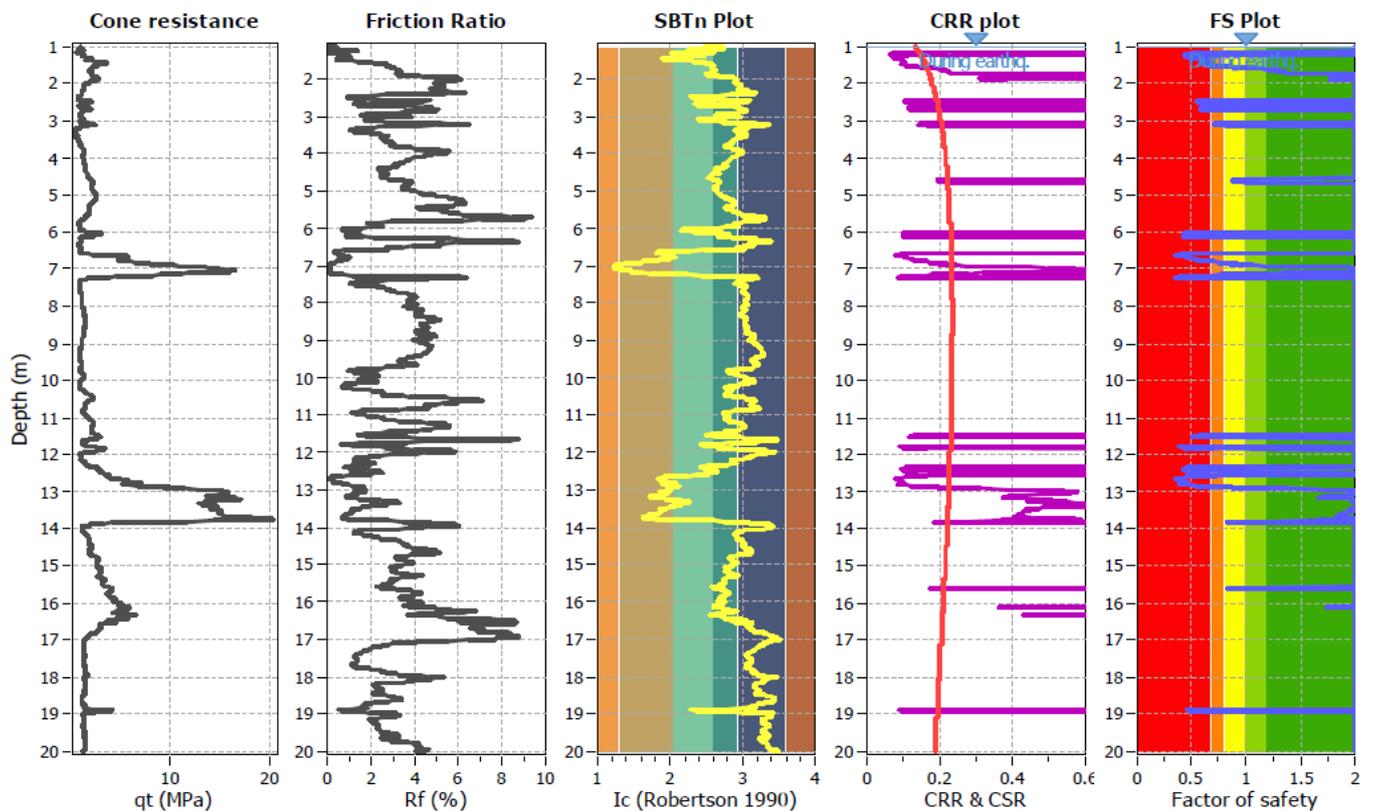
Project title :

Location :

CPT file : CPTU14

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_{\sigma}$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU14**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

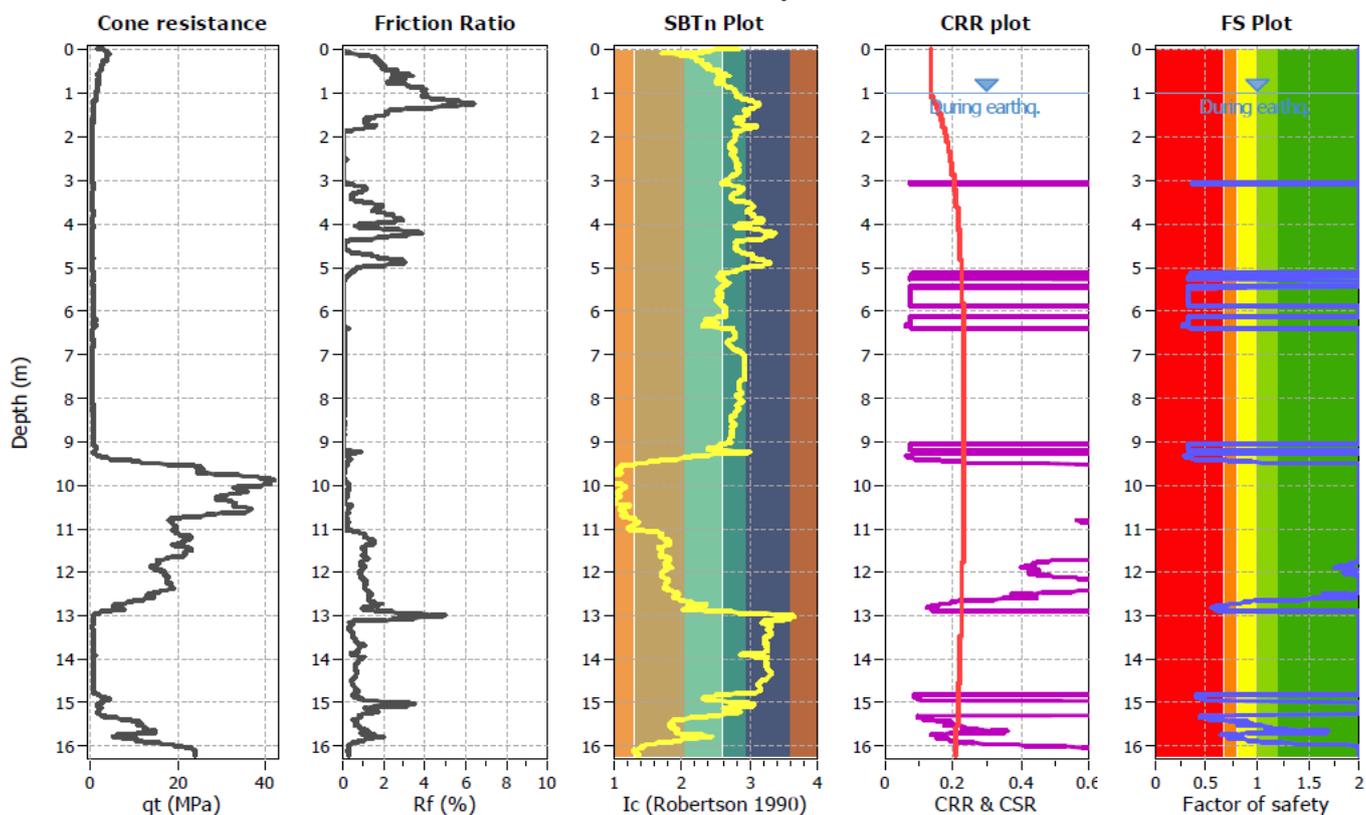
Project title :

Location :

CPT file : cptu15

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_a$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU15**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

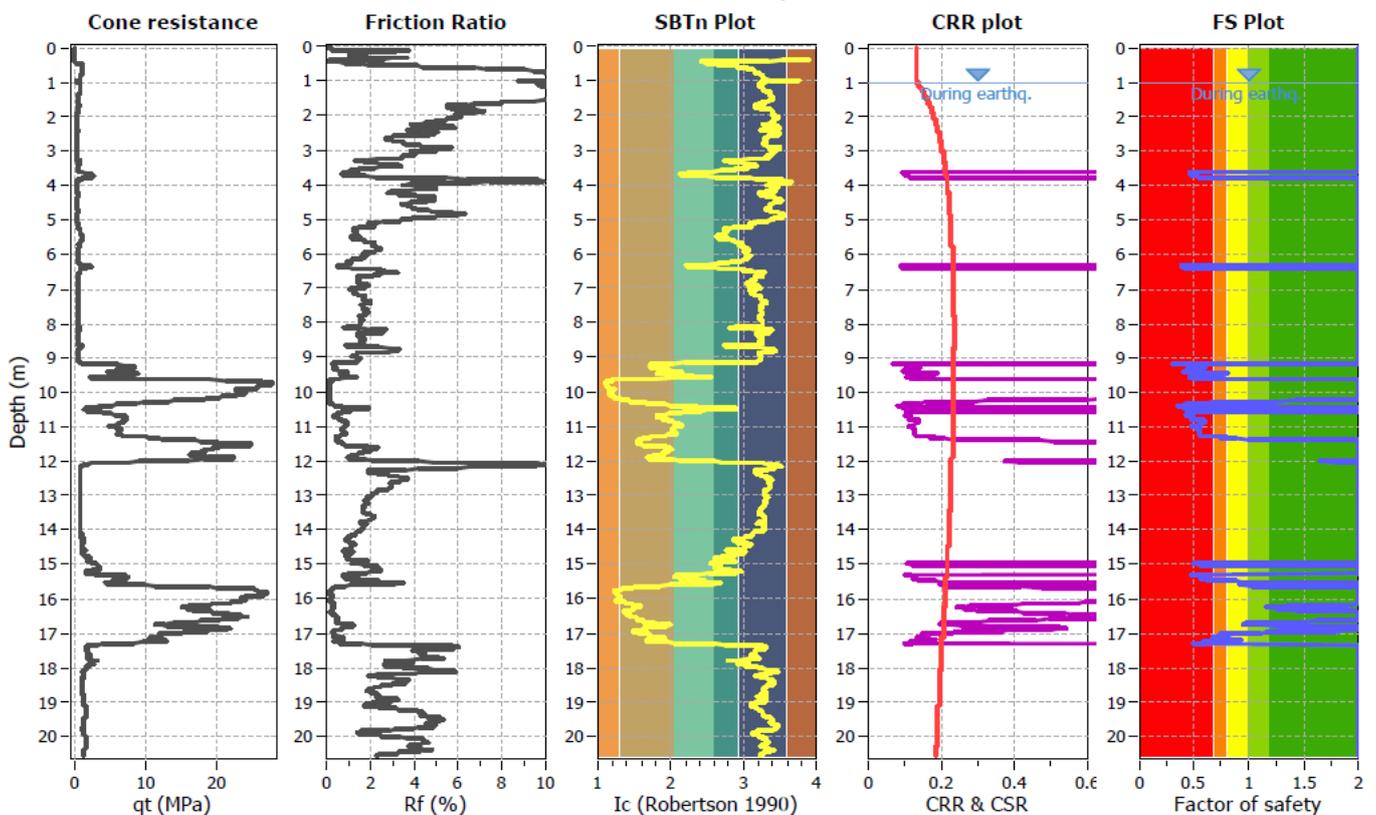
Project title : SA-RC Lotto 1B

Location :

CPT file : Cptu4\_2023

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU4\_2023**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

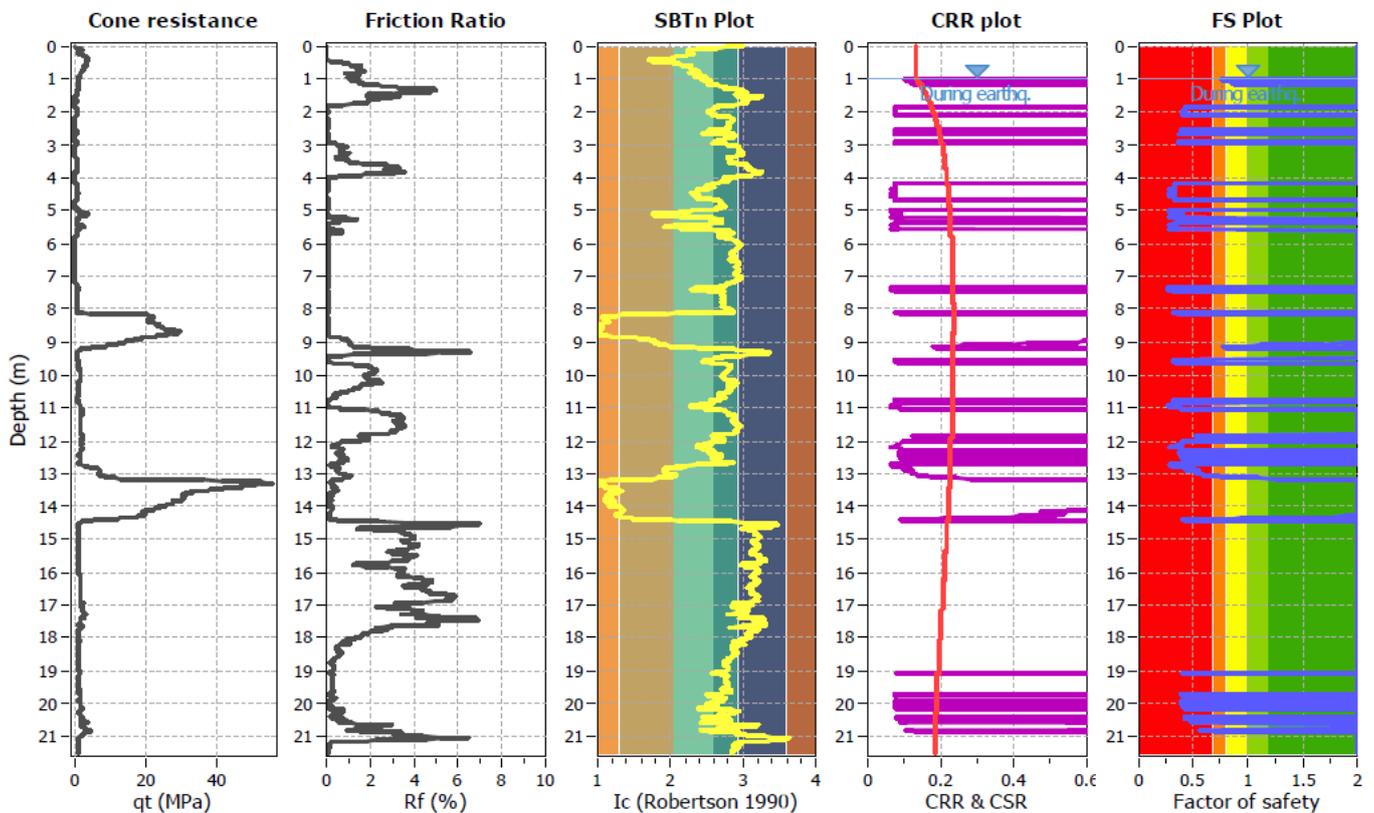
Project title :

Location :

CPT file : cptu16

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_s$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU16**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

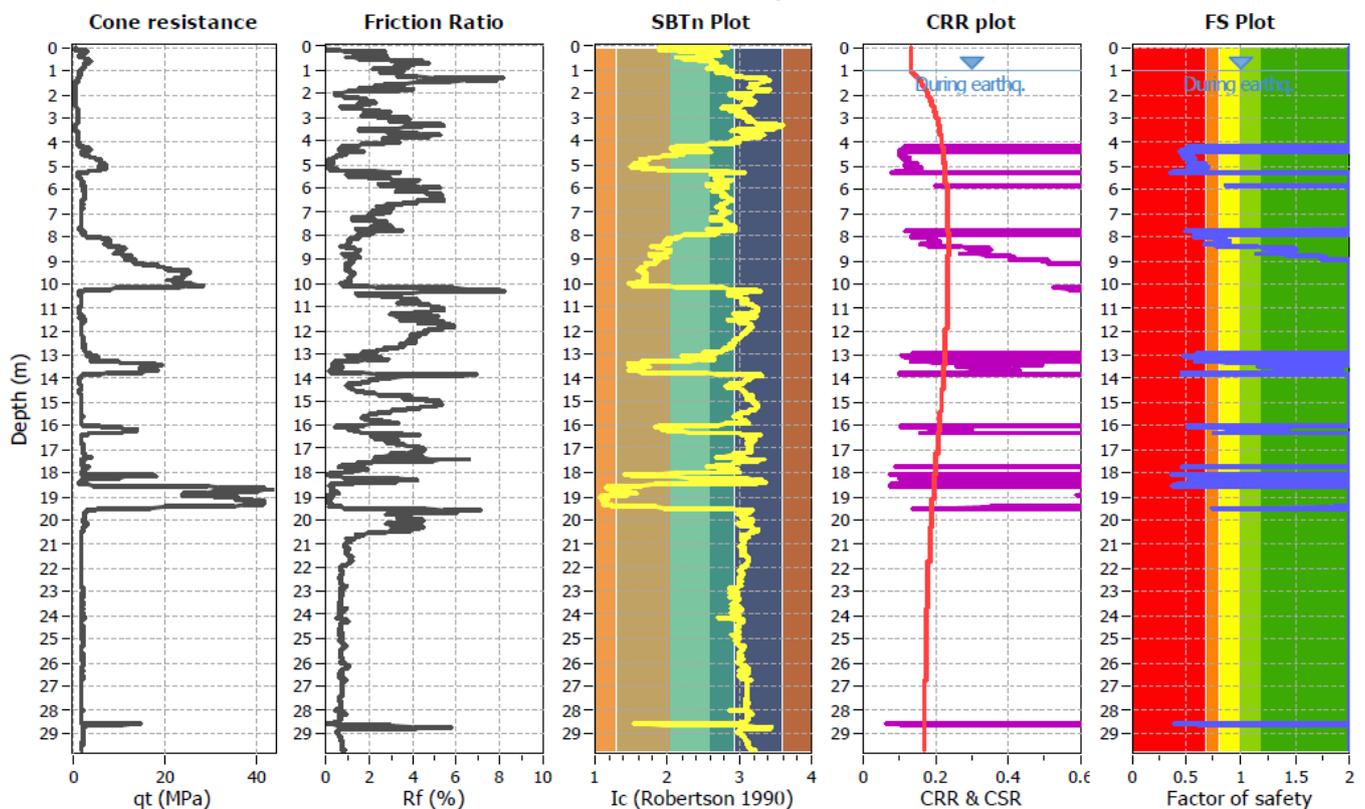
Project title :

Location :

CPT file : cptu17

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_s$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU17**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

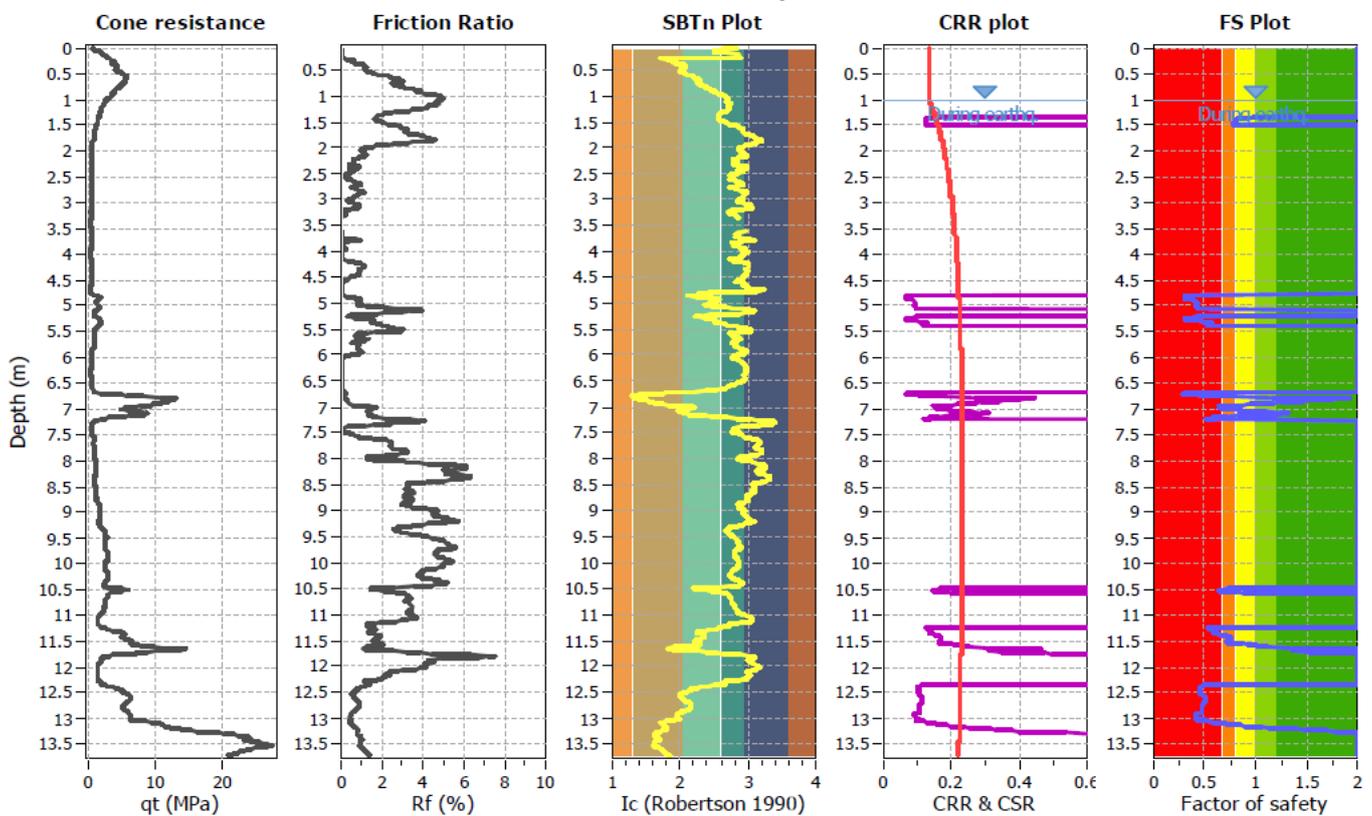
Project title :

Location :

CPT file : cptu18

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU18**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

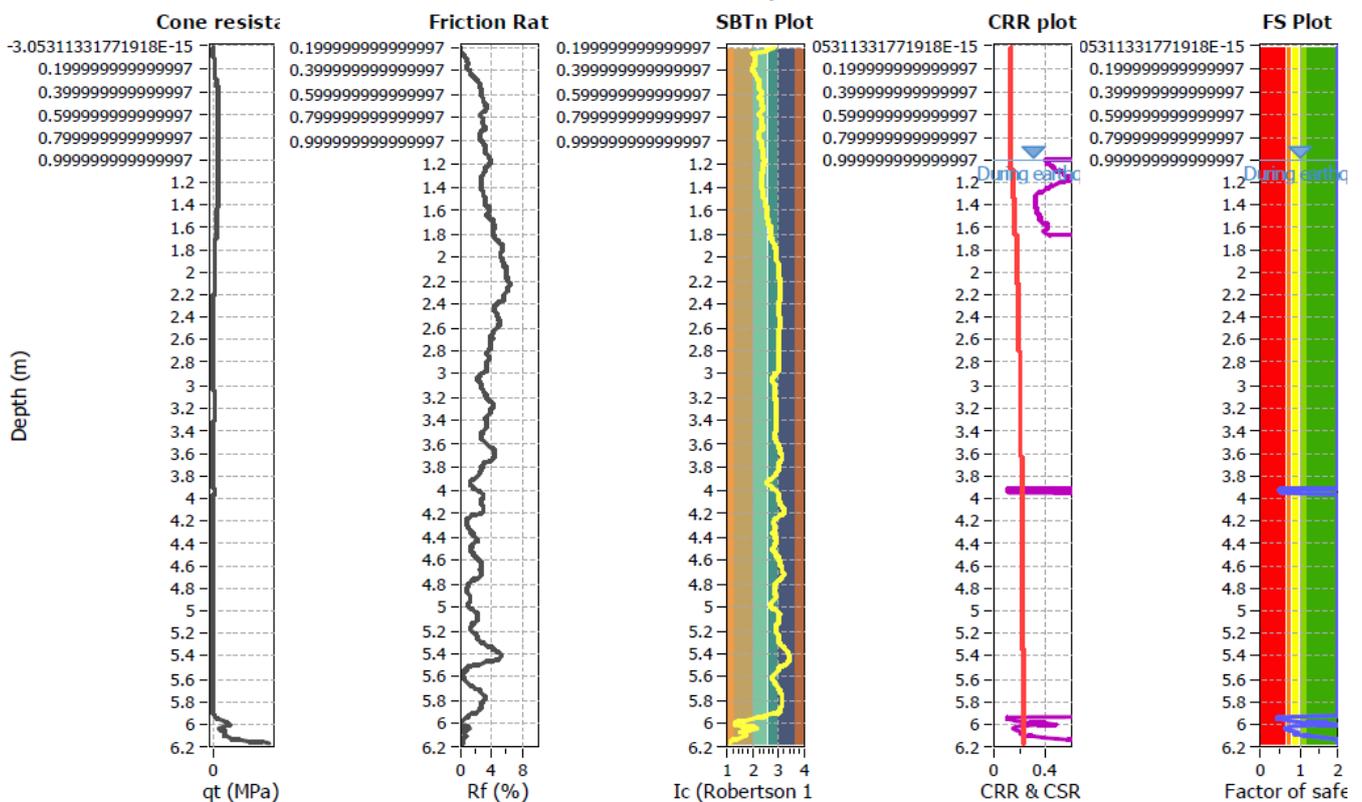
Project title :

Location :

CPT file : cptu19

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_\sigma$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU19**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

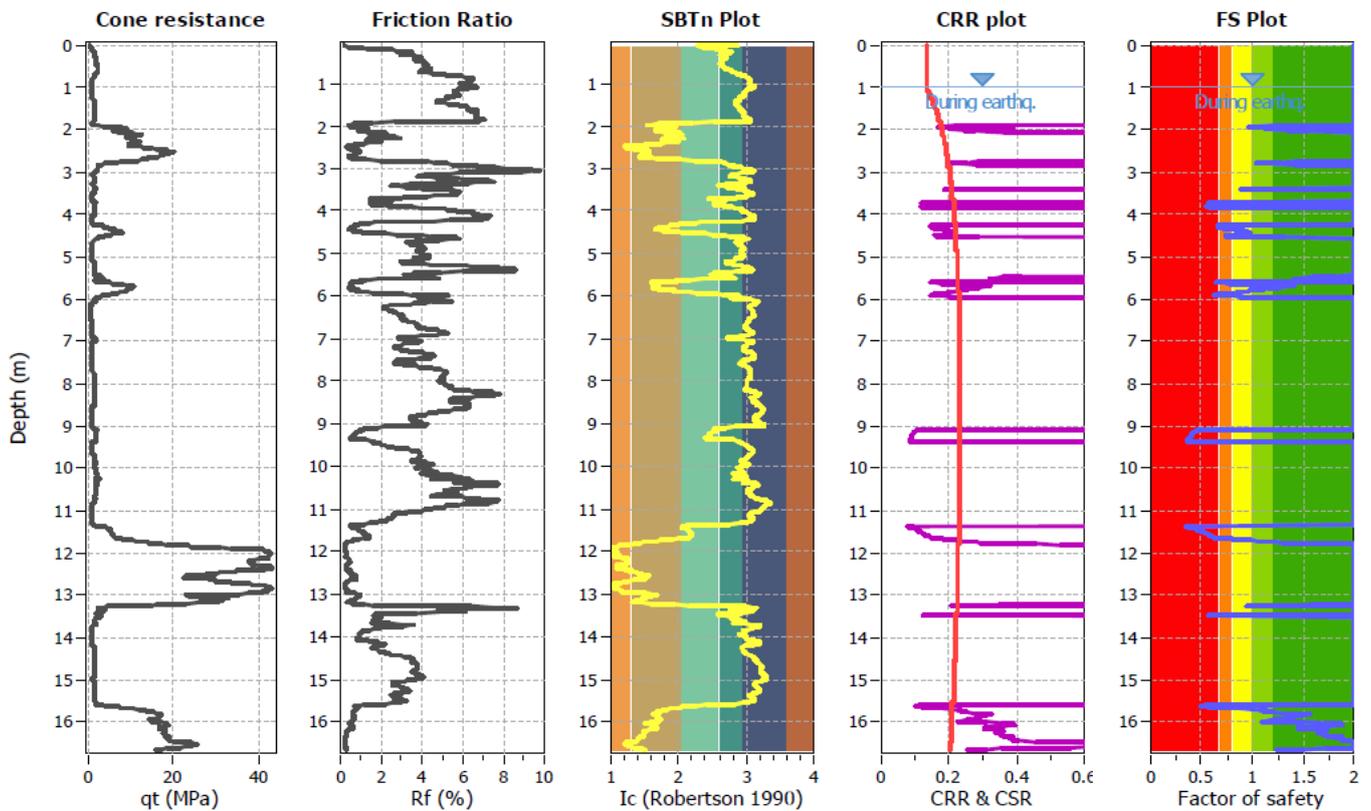
Project title :

Location :

CPT file : cptu20

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_o$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU20**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

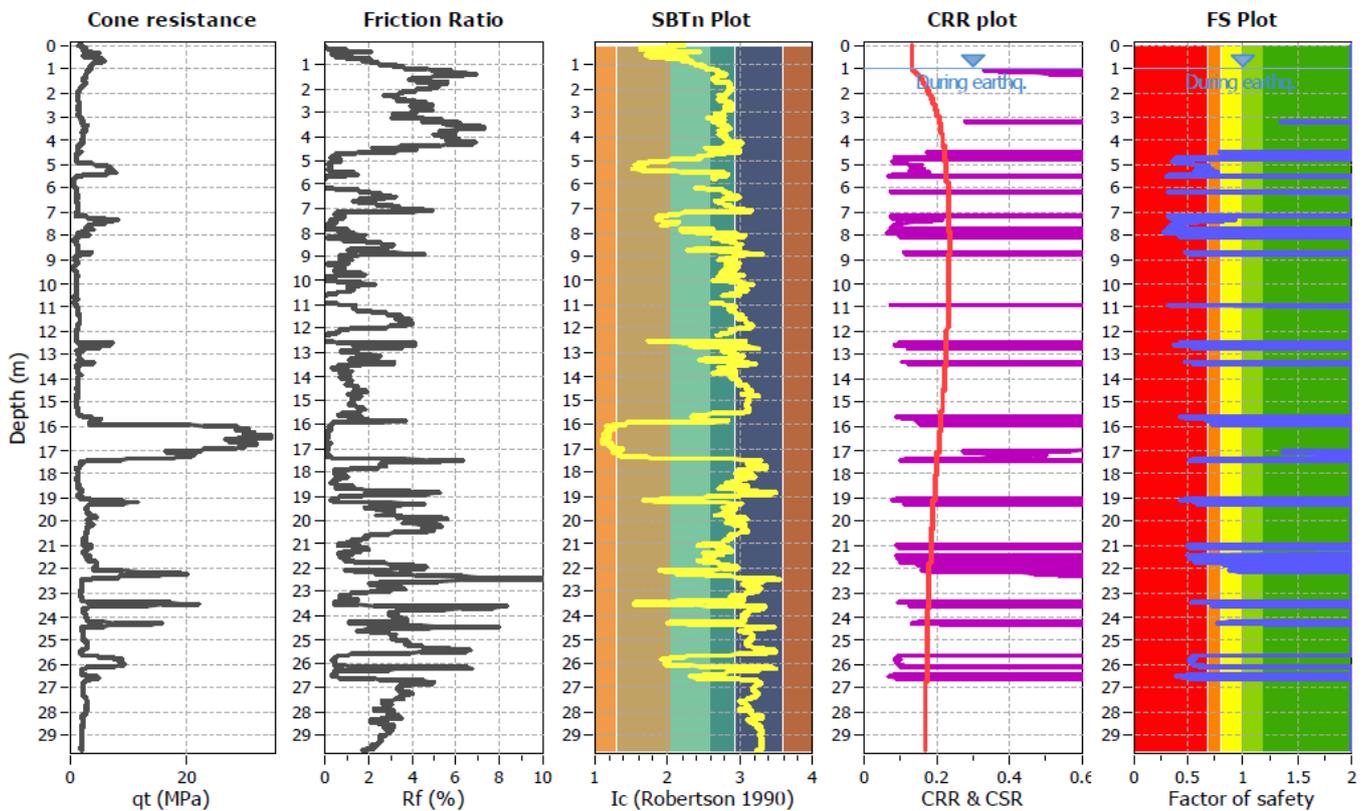
Project title :

Location :

CPT file : cptu21

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU21**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

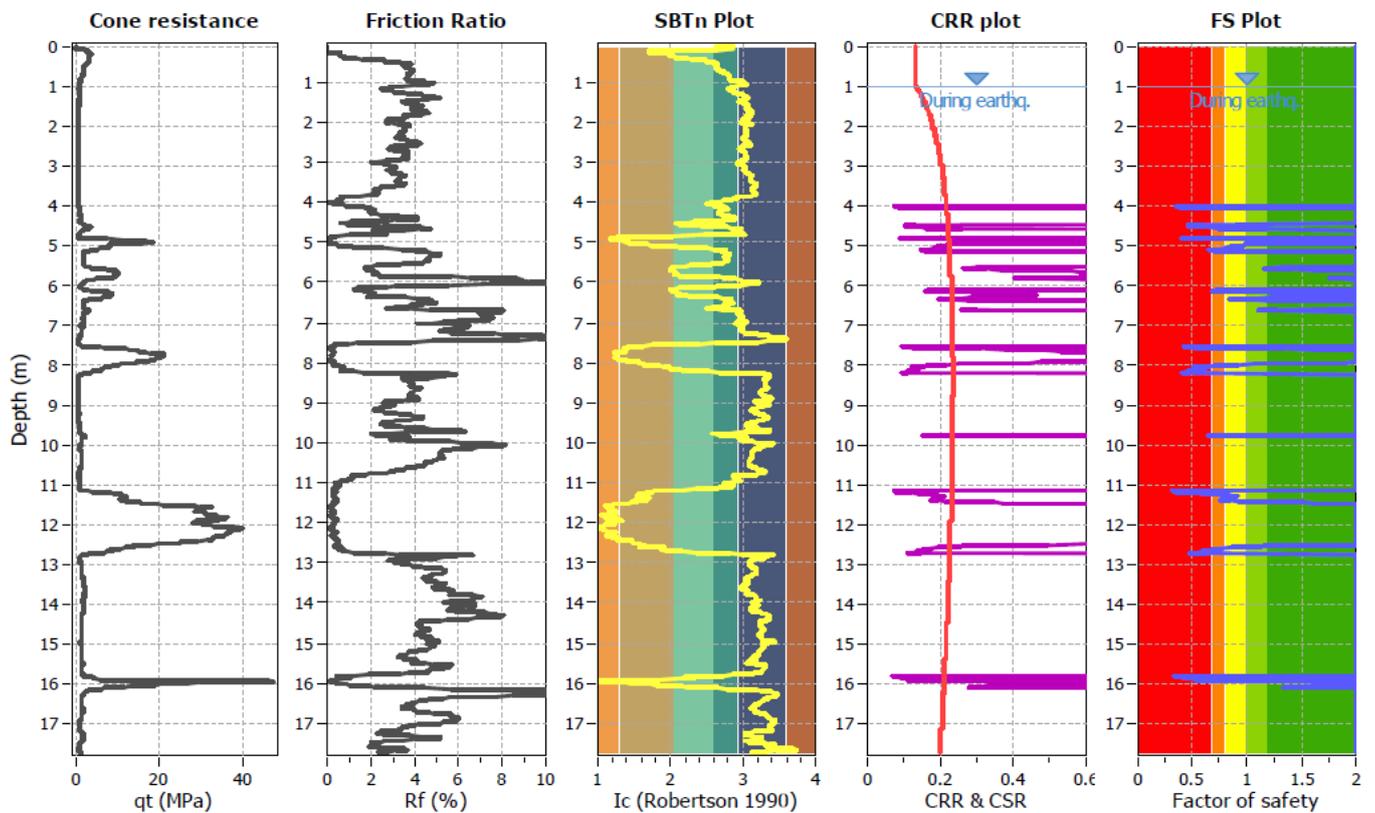
Project title :

Location :

CPT file : cptu22

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU22**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

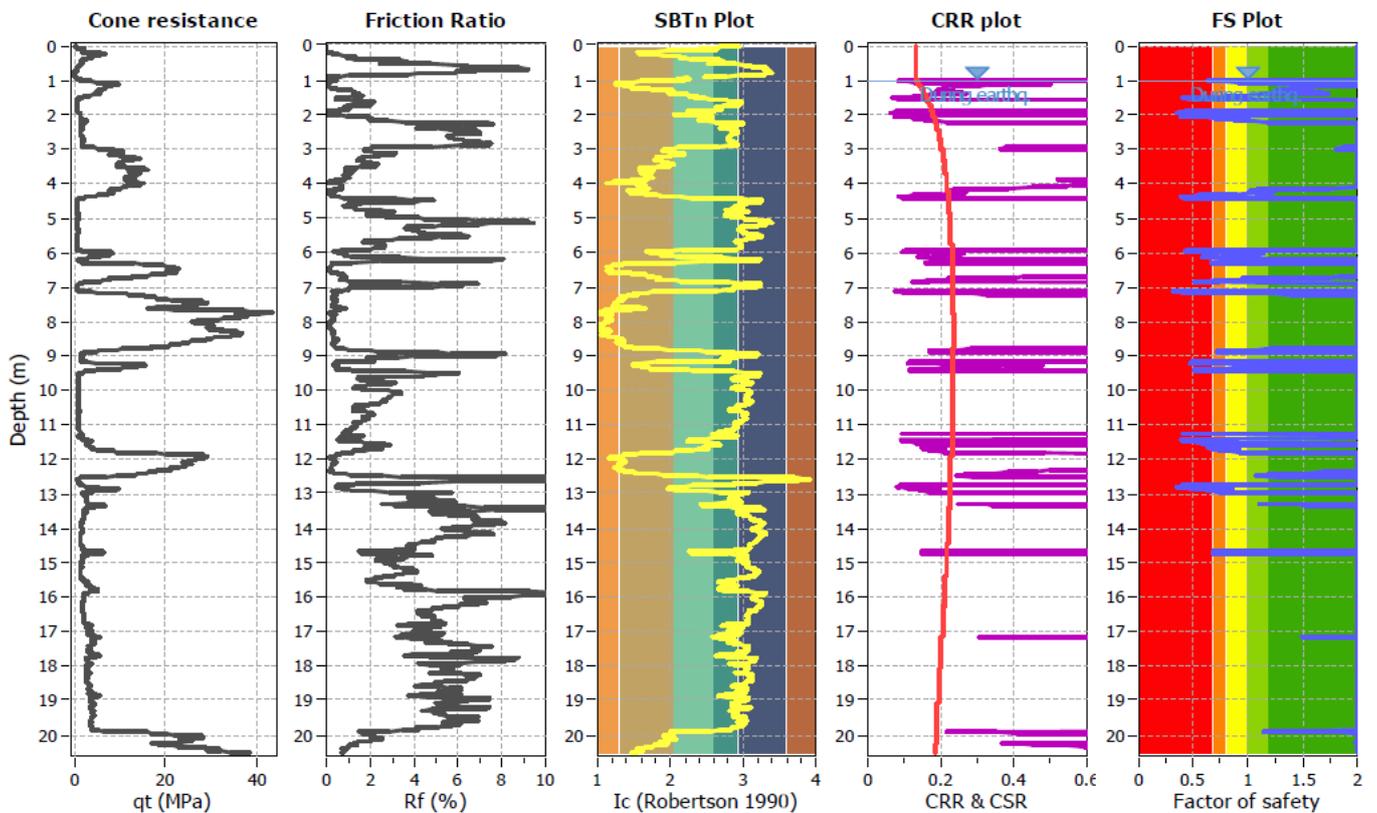
Project title :

Location :

CPT file : cptu23

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_s$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU23**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

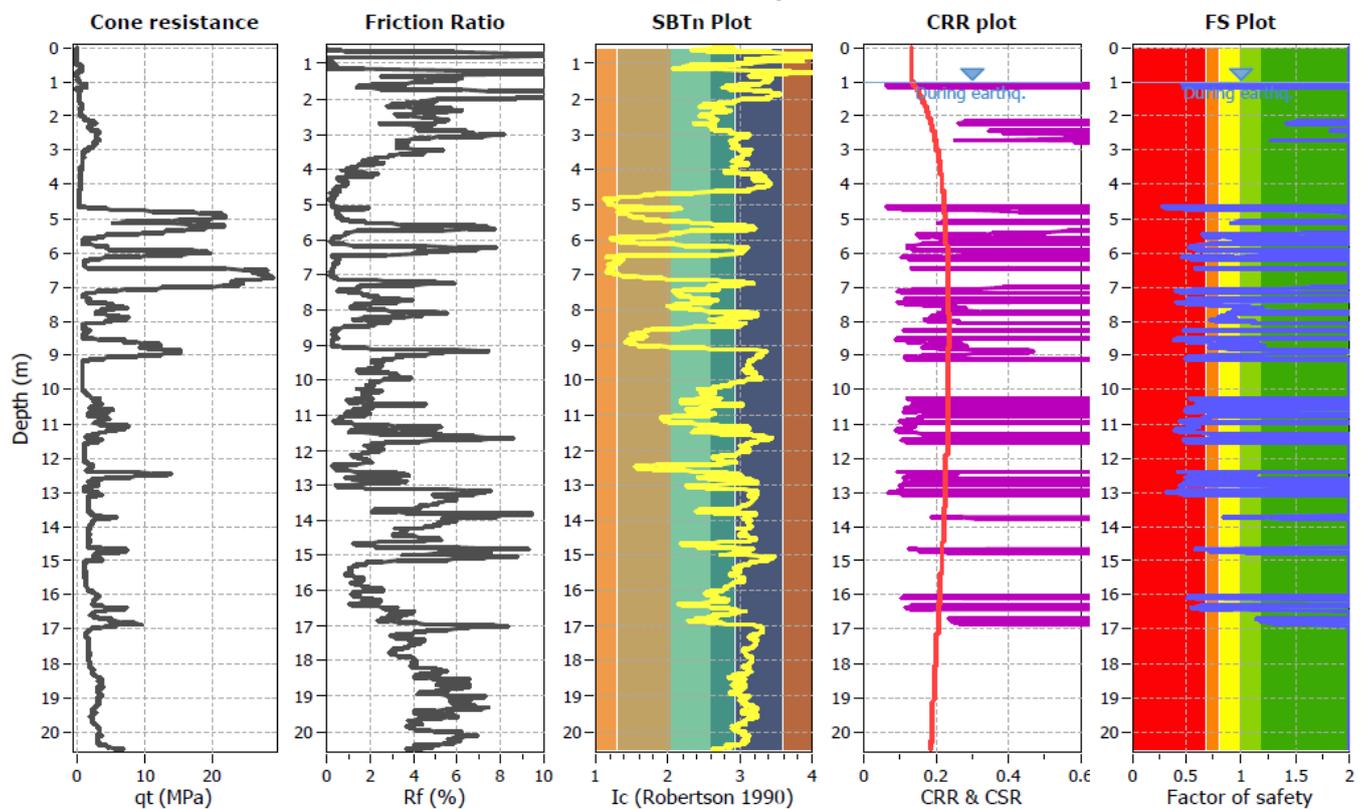
Project title : SA-RC Lotto 1B

Location :

CPT file : Cptu5\_2023

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU5\_2023**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

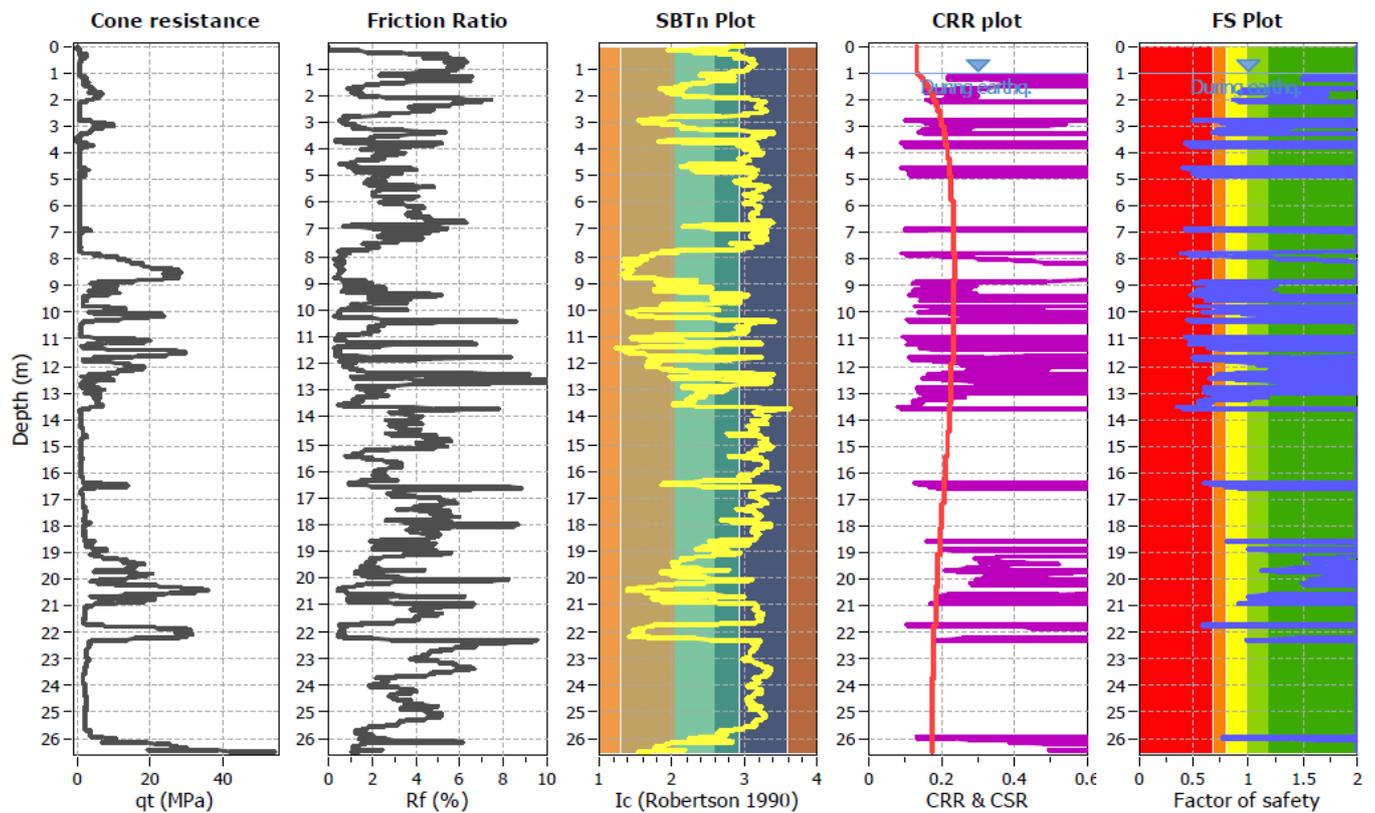
Project title :

Location :

CPT file : cptu24

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_\sigma$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU24**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

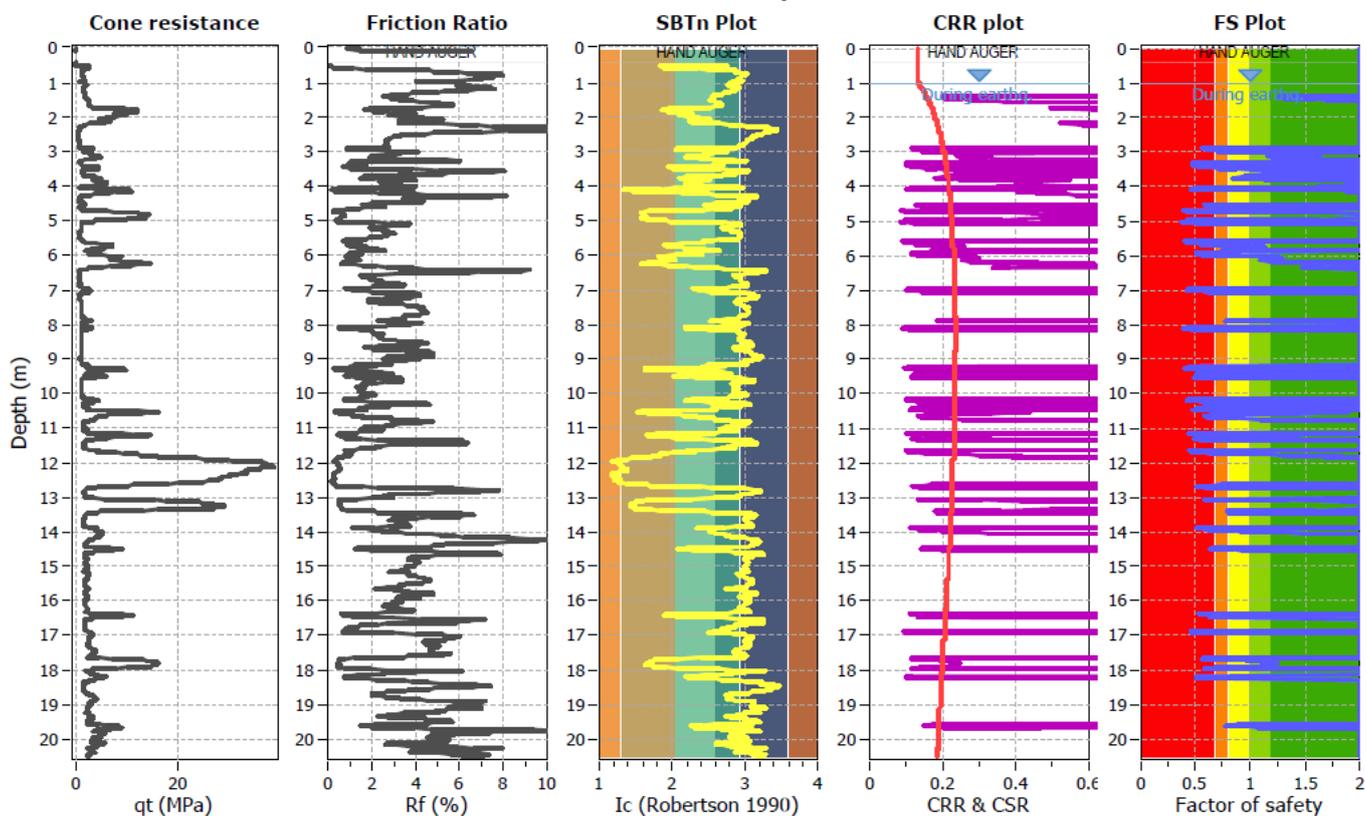
Project title : SA-RC Lotto 1B

Location :

CPT file : Cptu6\_2023

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU6\_2023**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

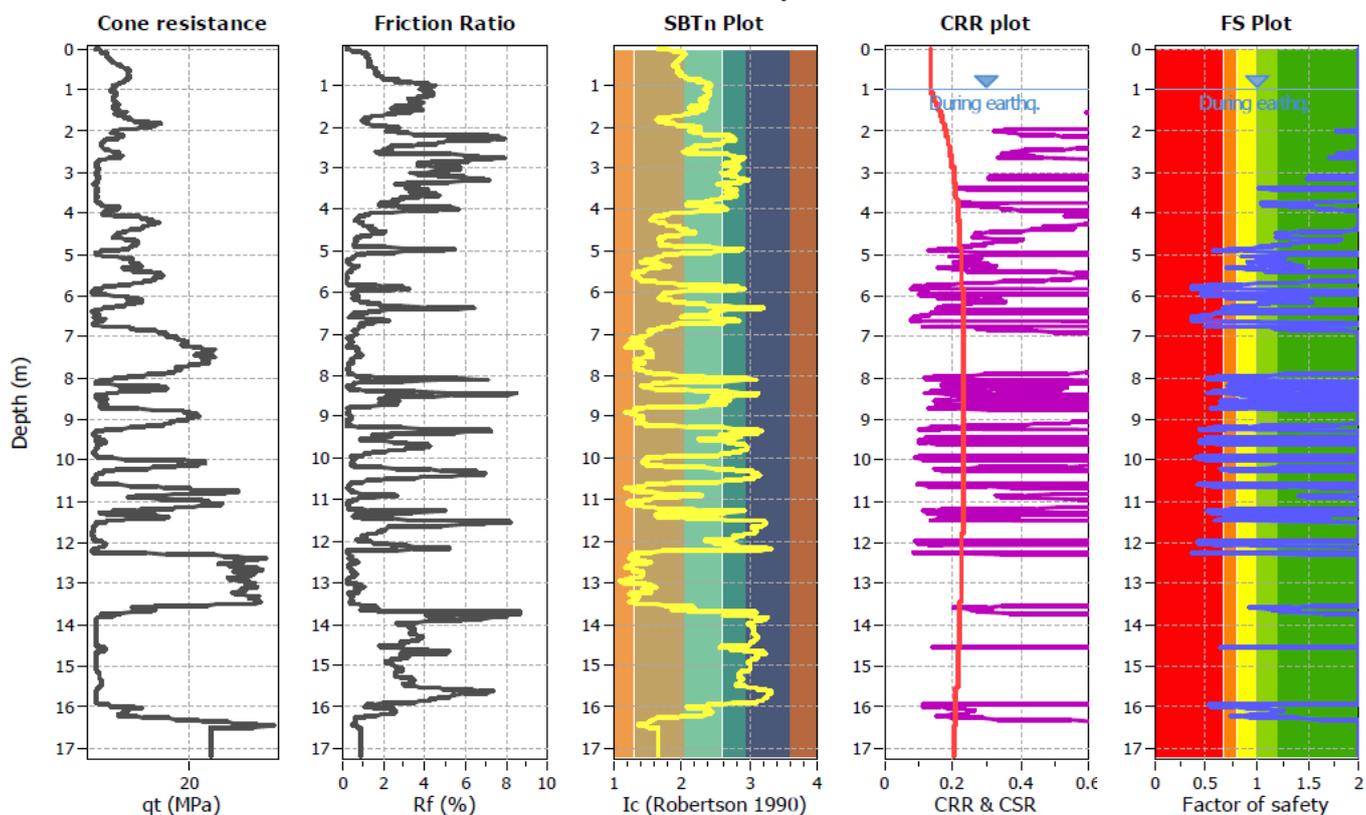
Project title :

Location :

CPT file : cptu25

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_a$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU25**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

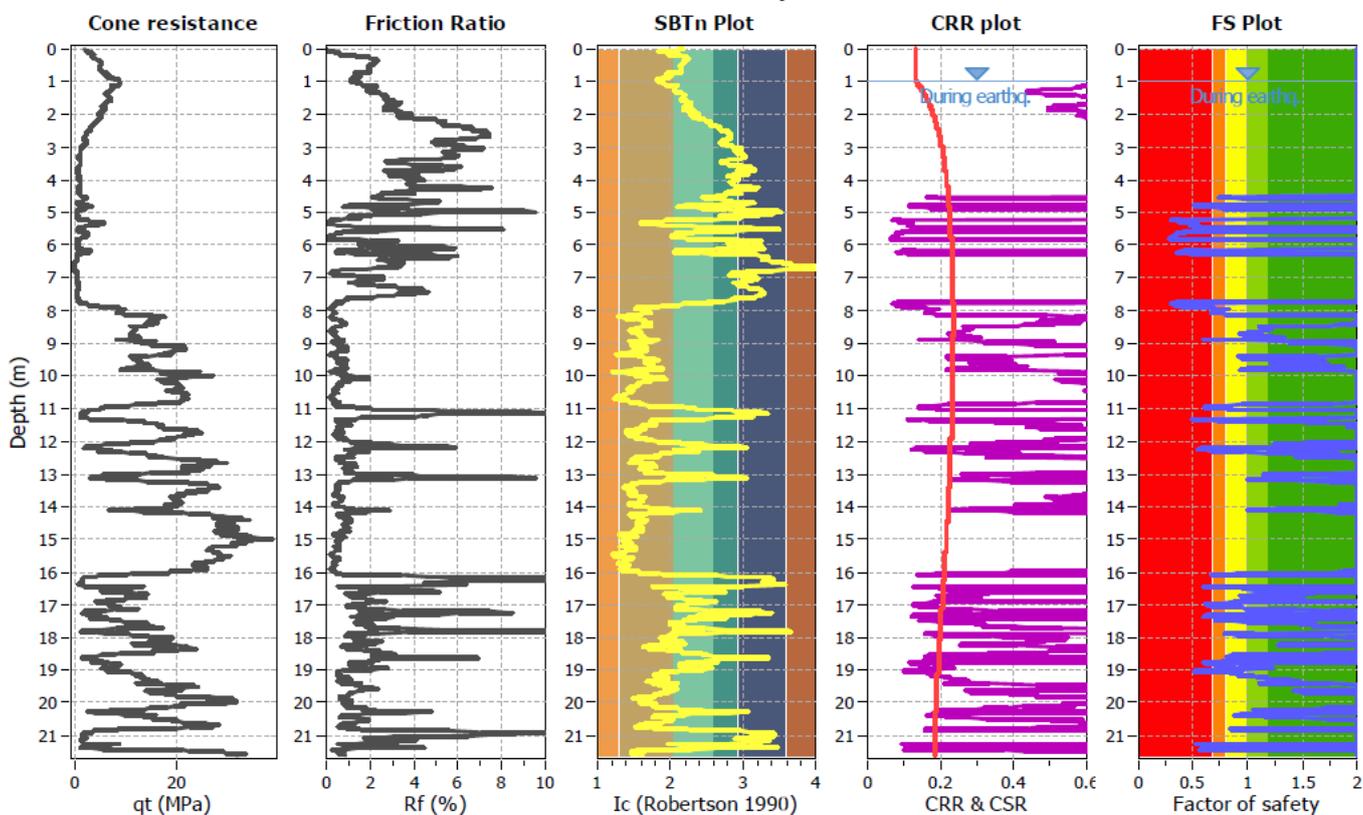
Project title :

Location :

CPT file : cptu26

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU26**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

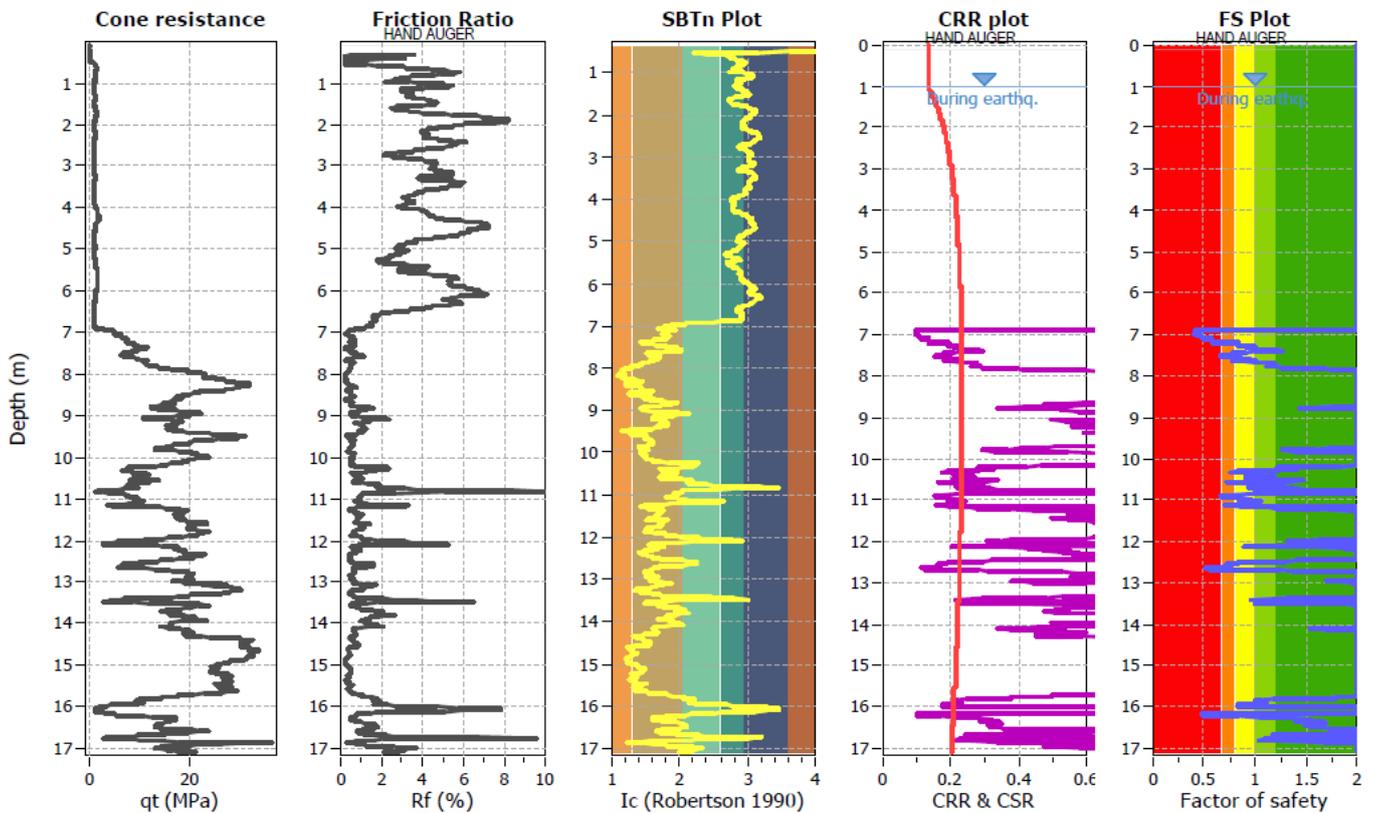
Project title : SA-RC Lotto 1B

Location :

CPT file : Cptu7\_2023

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_s$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU7\_2023**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

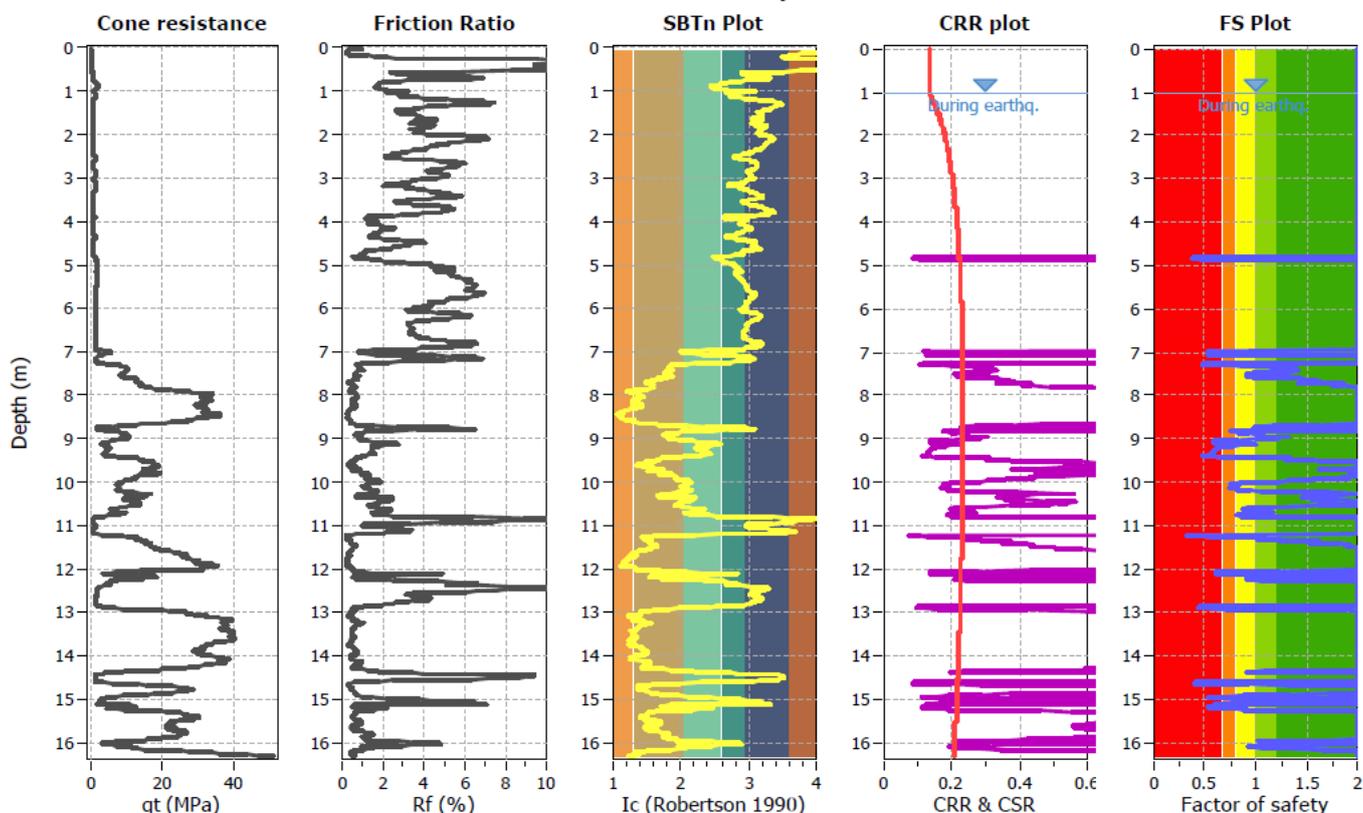
Project title : SA-RC Lotto 1B

Location :

CPT file : Cptu8\_2023

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU8\_2023**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

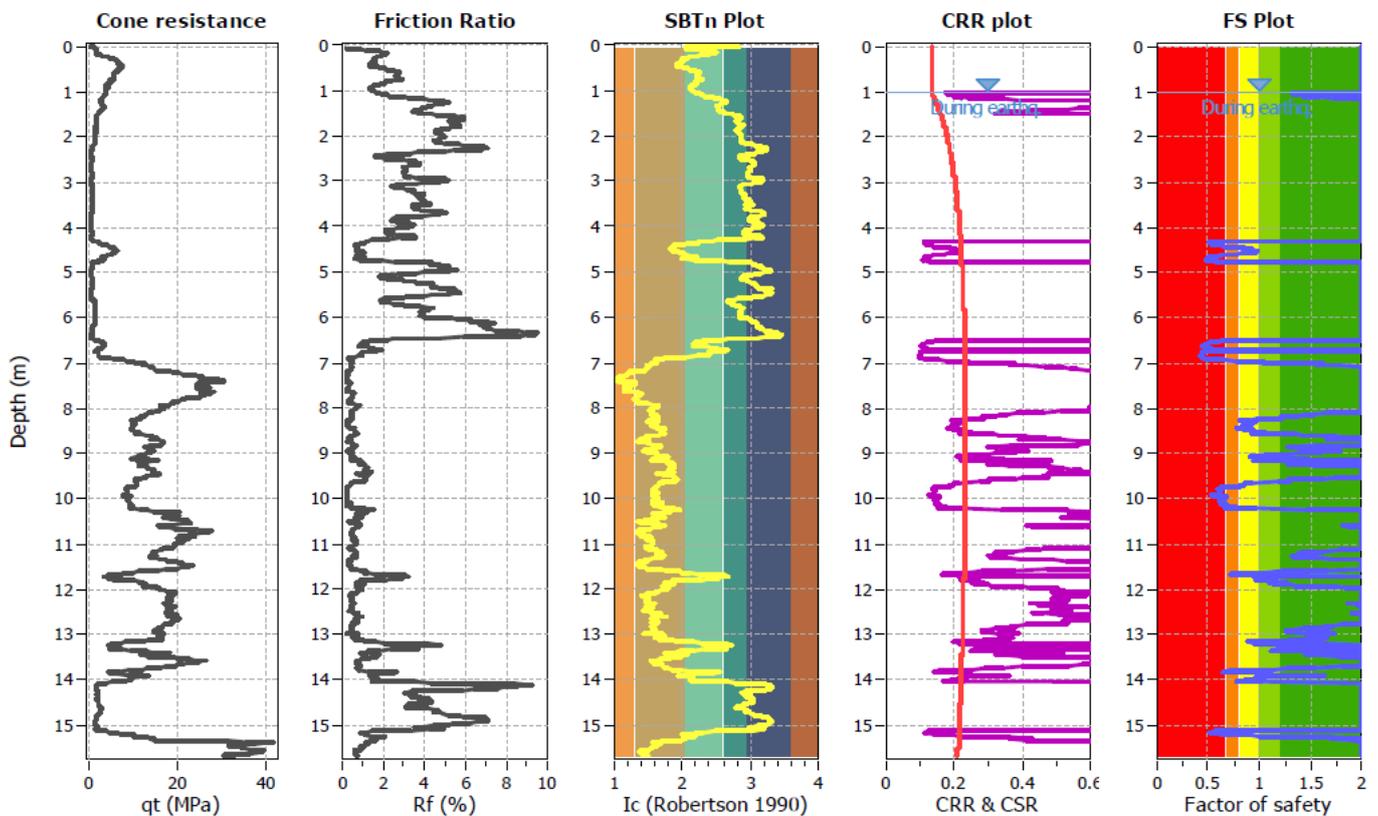
Project title :

Location :

CPT file : cptu27

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU27**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

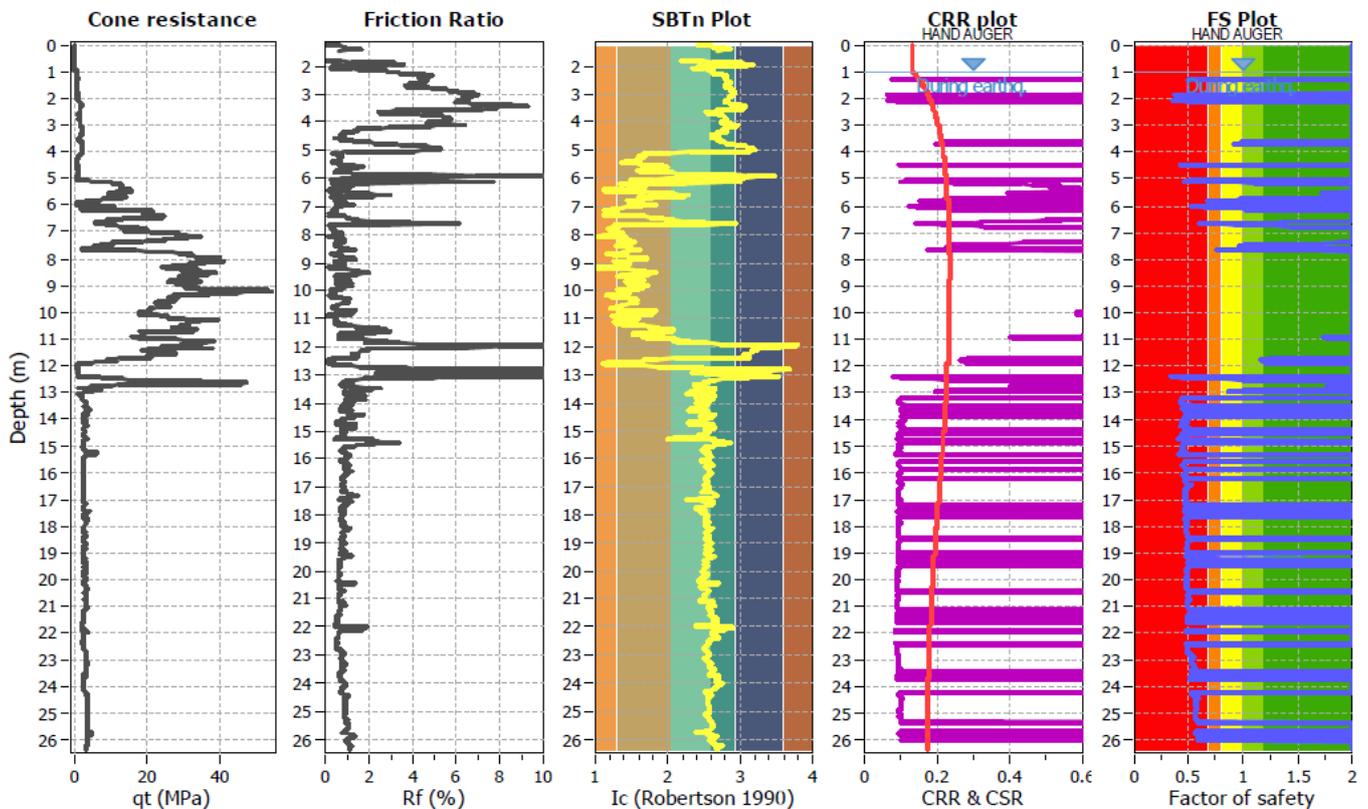
**Project title :**

**Location :**

**CPT file :** CPTU28

**Input parameters and analysis data**

A nalysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_s$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU28**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

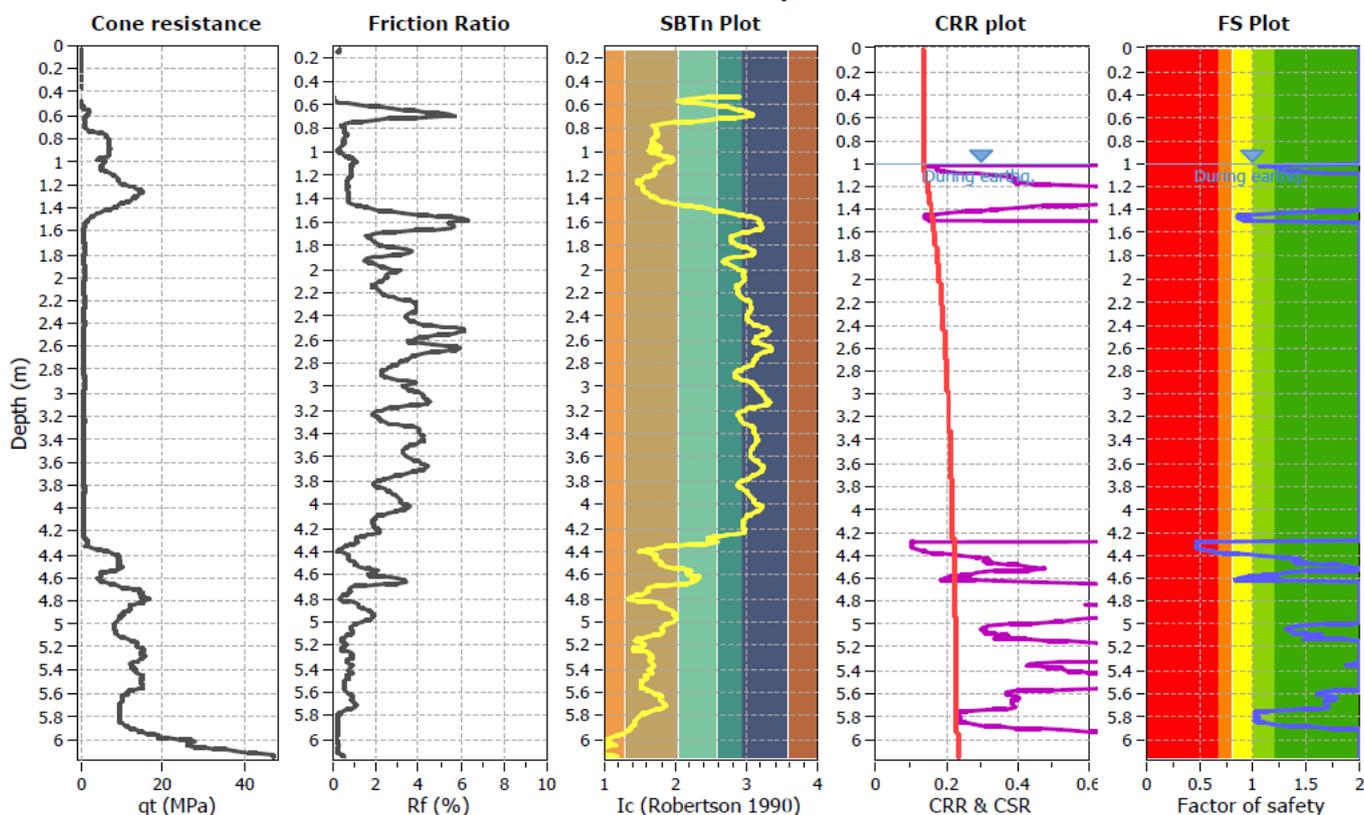
Project title : SA-RC Lotto 1B

Location :

CPT file : Cptu9\_2023

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU9\_2023**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

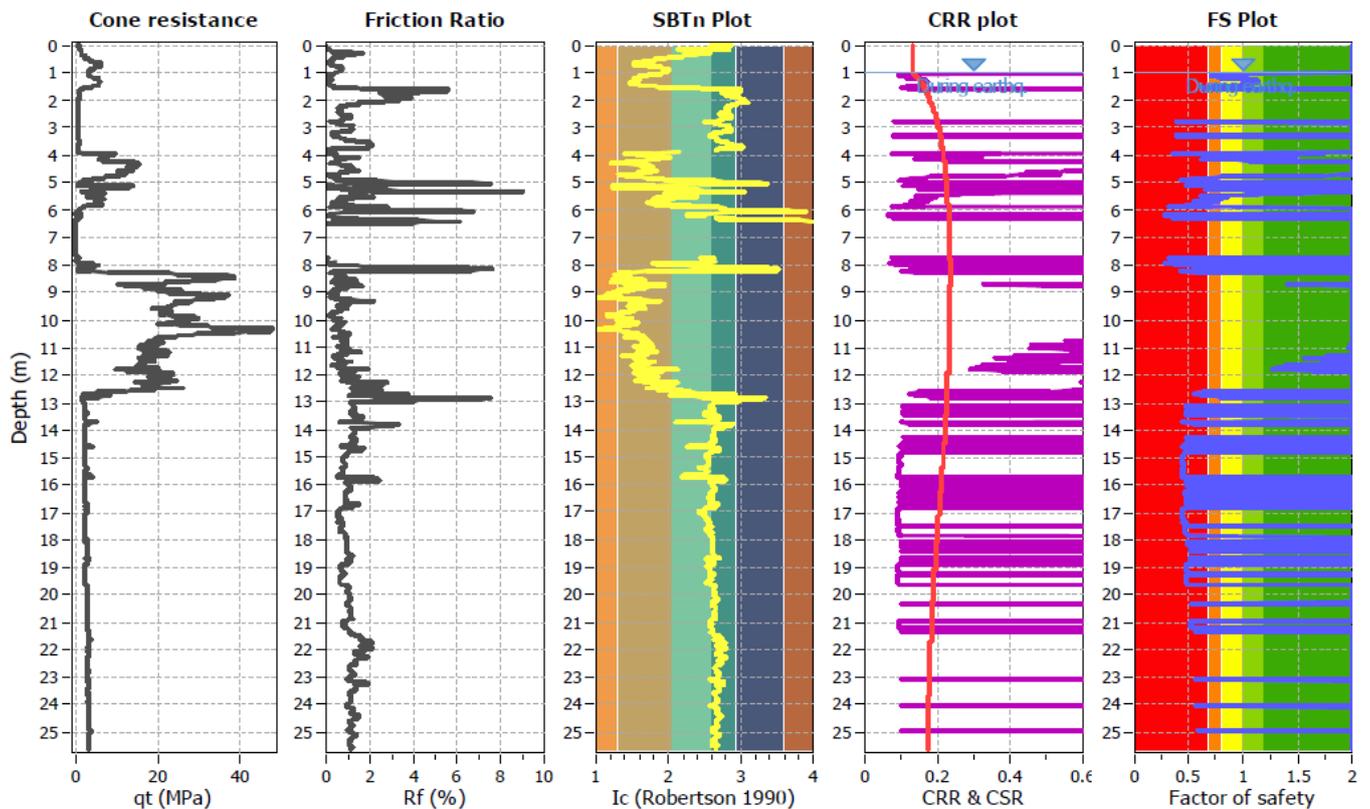
Project title :

Location :

CPT file : CPTU29

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU29**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

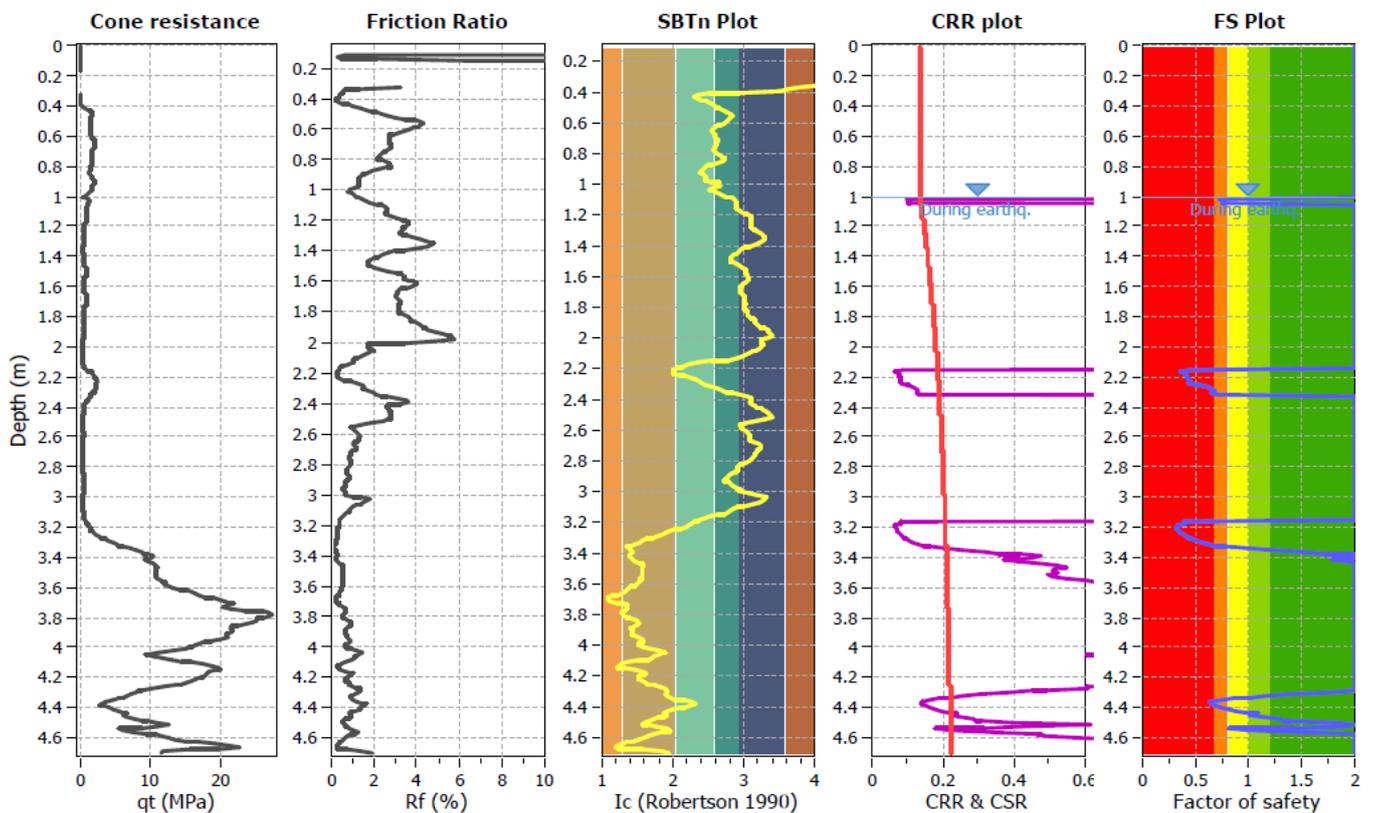
Project title : SA-RC Lotto 1B

Location :

CPT file : Cptu10\_2023

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU10\_2023**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

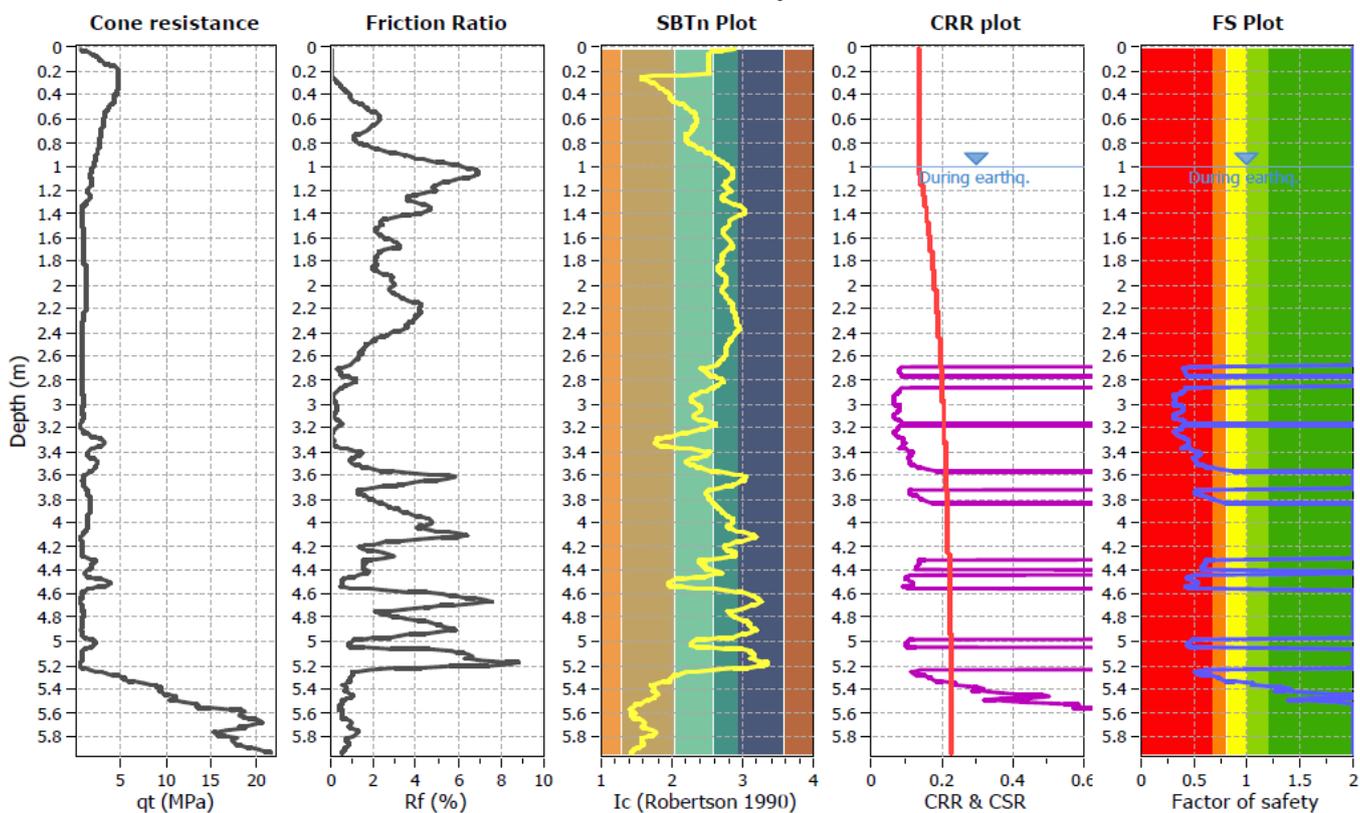
Project title : SA-RC Lotto 1B

Location :

CPT file : CPTU30

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.20	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.29	Unit weight calculation:	18.50 kN/m <sup>3</sup>	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



**Analisi della liquefazione associata al CPTU30**