

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 1C BUONABITACOLO - PRAIA
GEOTECNICA**

Relazione geotecnica opere all'aperto

SCALA:

-

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

RC2A C1 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 Francesco Conte	Luglio.2023	I. D'amore	Luglio.2023	

File: RC2A.C1.R.11.RH.GE0006.001.C

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	7
2	NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	9
2.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	9
2.2	BIBLIOGRAFIA.....	9
2.3	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	11
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMICO	13
3.1	GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA.....	13
3.2	INQUADRAMENTO SISMICO	15
3.2.1	<i>Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno</i>	16
3.2.2	<i>Stati limite, probabilità di superamento e periodi di ritorno</i>	17
3.2.3	<i>Accelerazione di Riferimento su Suolo Rigido</i>	18
3.2.4	<i>Risposta Sismica Locale</i>	21
4	CAMPAGNE DI INDAGINE UTILIZZATE PER LO STUDIO GEOTECNICO.....	25
4.1	CAMPAGNA DI INDAGINE ITALFERR 2021.....	25
4.2	CAMPAGNA DI INDAGINE ITALFERR 2022-2023	27
5	INDICAZIONI SULLA FALDA	30
6	UNITÀ GEOTECNICHE.....	33
7	CRITERI E CORRELAZIONI UTILIZZATI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	35
7.1	CONSIDERAZIONI GENERALI	35
7.2	TERRENI COESIVI	35
7.2.1	<i>Parametri di stato e caratteristiche fisiche</i>	35
7.2.2	<i>Parametri di resistenza</i>	36
7.2.2.1	<i>Condizioni non drenate</i>	36
7.2.2.1.1	Coesione non drenata da prove di laboratorio	36
7.2.2.1.2	Coesione non drenata da pocket penetrometer e torvane	36
7.2.2.1.3	Coesione non drenata da prove CPTU	37
7.2.2.1.4	Coesione non drenata da prove SPT	37

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1R11	GE	GE0006001	C	3 di 156

7.2.2.2	Condizioni drenate	38
7.2.2.2.1	Angolo d'attrito e coesione efficace da prove di laboratorio	38
7.2.2.2.2	Angolo d'attrito da prove CPTU	38
7.2.2.2.3	Angolo d'attrito da Indice di Plasticità	39
7.2.3	Parametri di rigidezza	39
7.2.3.1	Parametri edometrici determinati da prove di laboratorio	39
7.2.3.1.1	Coefficienti di compressibilità e modulo edometrico	39
7.2.3.1.2	Coefficiente di consolidazione primaria	40
7.2.3.1.3	Coefficiente di consolidazione secondaria	41
7.2.3.2	Parametri edometrici da correlazioni	42
7.2.3.2.1	Correlazioni da CPT	42
7.2.3.3	Modulo elastico a basse deformazioni	42
7.2.3.4	Modulo elastico operativo in condizioni drenate	43
7.2.4	Permeabilità	46
7.3	TERRENI GRANULARI	46
7.3.1	Stato iniziale e caratteristiche fisiche	46
7.3.1.1	Peso di volume	46
7.3.2	Parametri di resistenza	46
7.3.2.1	Angolo d'attrito da prove di laboratorio	46
7.3.2.2	Angolo d'attrito da correlazioni	47
7.3.2.2.1	Correlazione da SPT	47
7.3.2.2.2	Correlazione da prove CPT	48
7.3.3	Parametri di rigidezza	48
7.3.3.1	Correlazioni da CPT	48
7.3.3.2	Modulo elastico operativo a basse deformazioni	49
7.3.3.3	Modulo elastico operativo da colpi SPT	49
7.3.4	Permeabilità	49
7.4	FORMAZIONI ROCCIOSE	50
7.4.1	Parametri della roccia intatta	50
7.4.2	Stima del Geological Strength Index (GSI)	52
7.4.3	Resistenza dell'ammasso roccioso	54

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1R11	GE	GE0006001	C	4 di 156

7.4.4	Caratteristiche di deformabilità	55
7.4.4.1	Moduli elastici iniziali.....	55
7.4.4.2	Moduli operativi.....	56
7.4.5	Permeabilità	56
8	DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI	57
8.1	DEPOSITI DEP	57
8.1.1	Parametri di stato e caratteristiche fisiche	59
8.1.2	Parametri di resistenza	61
8.1.3	Parametri di rigidezza	63
8.1.3.1	Modulo elastico da prove in situ	63
8.1.3.2	Modulo elastico a partire da dati di Vs.....	64
8.1.3.3	Modulo elastico da correlazioni	65
8.1.4	Permeabilità	67
8.2	DEPOSITI S1	68
8.2.1	Parametri di stato e caratteristiche fisiche	69
8.2.2	Parametri di resistenza	70
8.2.3	Parametri di rigidezza	72
8.2.3.1	Modulo elastico da prove in situ	72
8.2.3.2	Modulo elastico operativo da correlazioni	73
8.2.3.3	Modulo elastico operativo da prove sismiche.....	75
8.2.4	Permeabilità	77
8.3	UNITÀ PAD.....	79
8.4	UNITÀ ABD.....	81
8.4.1	Parametri di stato e caratteristiche fisiche	82
8.4.2	Parametri di resistenza	86
8.4.2.1	Condizioni non drenate.....	86

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1R11	GE	GE0006001	C	5 di 156

8.4.2.2	Condizioni drenate	87
8.4.3	Parametri di rigidezza	88
8.4.3.1	Modulo elastico da prove in situ	88
8.4.4	Permeabilità	89
8.5	UNITÀ UAS.....	91
8.5.1	Parametri di stato e caratteristiche fisiche (UAS1)	93
8.5.2	Parametri di resistenza (UAS1)	98
8.5.2.1	Condizioni non drenate	98
8.5.2.2	Condizioni drenate	99
8.5.3	Parametri di rigidezza (UAS1)	100
8.5.3.1	Modulo elastico da prove in situ	100
8.5.3.2	Modulo elastico a partire da dati di Vs.....	101
8.5.4	Permeabilità (UAS1)	102
8.5.5	Parametri della roccia intatta (UAS2)	104
8.5.6	Parametri dell'ammasso roccioso (UAS2)	107
8.5.6.1	Rock Quality Index (RQD)	107
8.5.6.2	Spaziatura media	108
8.5.6.3	Condizione delle Discontinuità.....	112
8.5.6.4	Geological Strength Index (GSI).....	114
8.5.7	Caratterizzazione dell'ammasso roccioso UAS2: Resistenza	117
8.5.8	Caratterizzazione dell'ammasso roccioso UAS2: Deformabilità.....	120
8.5.9	Caratterizzazione dell'ammasso roccioso UAS2: Permeabilità.....	122
8.6	UNITÀ DPR	124
8.6.1	Caratterizzazione dell'ammasso roccioso: Resistenza	125
8.6.2	Caratterizzazione dell'ammasso roccioso UAS2: Deformabilità.....	128
8.6.3	Caratterizzazione dell'ammasso roccioso DPR: Permeabilità.....	128

9	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEI LIVELLI DI FALDA.....	129
10	ANALISI DI SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE	131
10.1	GENERALITÀ	131
10.2	CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE	132
10.3	VERIFICA DELLE CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE.....	133
10.4	ANALISI DELLA LIQUEFAZIONE BASATA SULLE CPTU	137
10.4.1	<i>Valutazione della magnitudo</i>	137
10.4.2	<i>Riepilogo parametri sismici</i>	139
10.4.3	<i>Metodologia di analisi</i>	140
10.4.3.1	<i>Analisi basate su CPTU</i>	142
10.4.3.2	<i>Effetto tensione di confinamento (coefficiente k_{σ})</i>	144
10.4.4	<i>Indice potenziale di Liquefazione</i>	145
10.4.5	<i>Risultati prove CPTU</i>	145
11	SINTESI DEGLI ASPETTI PROGETTUALI GEOTECNICI	148
11.1	ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE	148
11.2	RILEVATI E TRINCEE	148
11.3	GALLERIE ARTIFICIALI GA.....	150
11.4	OPERE DI SOSTEGNO	153
11.5	FONDAZIONI PROFONDE.....	154
	APPENDICE: ANALISI LIQUEFAZIONE BASATA SU CPTU	155

1 PREMESSA

Nella presente relazione vengono descritti i risultati dello studio geotecnico svolto nell'ambito del PFTE – Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica della “Linea Salerno-Reggio Calabria – Nuova Linea AV Salerno-Reggio Calabria”, con particolare riferimento al **Lotto 1C** della tratta Battipaglia-Praia, denominato "**Buonabitacolo - Praia**".

Il tracciato si sviluppa in doppio binario dalla fine del lotto 1B, in corrispondenza della stazione di Buonabitacolo, per una lunghezza complessiva di circa 45,9 km, comprendendo tratti in rilevato, trincea, viadotto e galleria.

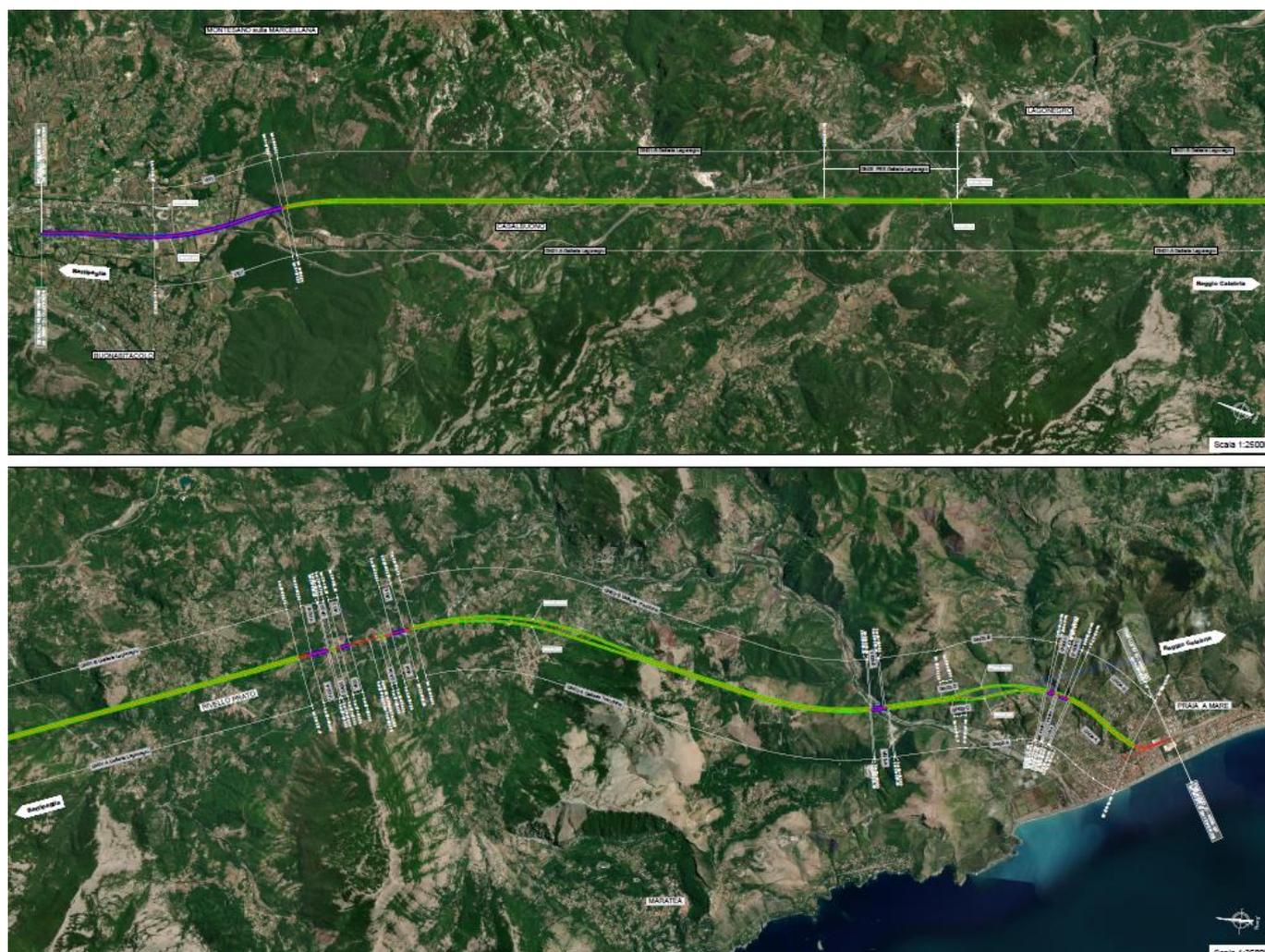


Figura 1-1: Lotto 1c Buonabitacolo-Praia a Mare. Corografia dell'intervento

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C	FOGLIO 8 di 156

Il tracciato in esame comprende opere quali rilevati e trincee (analizzate e verificate nel documento rif. [42]), viadotti (le cui fondazioni profonde sono verificate all'interno del documento rif. [44]) e gallerie sia naturali, sia artificiali (per le gallerie naturali si rimanda al documento rif.[47]).

Il documento si articola come segue:

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	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.* nd *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.
- [29] D. U. and Miller, E. P. (1966). Engineering classification and index properties for intact rock.
- [30] Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B., 2002. Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition.
- [31] Marino, P., Hoek, E. (2000). GSI: A geologically friendly tool for Rock Mass Strenht estimation. Paper presented at the ISRM International Symposium, Melbourne, Australia, 2000.
- [32] Brace, W.F. (1980). Permeability of crystalline and argillaceous rocks. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts. Volume 17, Issue 5, October 1980. Pages 241-251.

2.3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

- [33] ITALFERR – Indagini Geognostiche - Sondaggi e stratigrafie (Doc. RC2AC1R69SGGE0005001B).
- [34] ITALFERR – Indagini Geognostiche – Prove penetrometriche (Doc. RC2AC1R69SGGE0005003A – Doc. RC2AC1R69SGGE0005004A).
- [35] ITALFERR – Indagini Geognostiche – Indagini Geofisiche (Doc. RC2AC1R69IGGE0005001A).
- [36] ITALFERR – Indagini Geognostiche: Prove di Laboratorio (Doc. RC2AC1R69PRGE0005001B).

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1R11	GE	GE0006001	C	12 di 156

- [37] ITALFERR – Geologia, geomorfologia e idrologia – Stop geologici (Doc. RC2AC1R69RHGE00010001B).
- [38] ITALFERR – Relazione geologica, geomorfologica, ed idrogeologica (Doc. RC2AC1R69RGGE0001001B).
- [39] ITALFERR – Plan-Profilo geologico-geomorfologico (Doc. RC2AC1R69N4GE0001001A a RC2AC1R69N4GE0001008B, 8 tavole).
- [40] ITALFERR – Plan-Profilo idrogeologico (Doc. RC2AC1R69N4GE0002001A a RC2AC1R69N4GE0002001A, 8 tavole).
- [41] ITALFERR – Profilo geotecnico (Doc. RC2A.C.1.R.11.L5.GE.00.0.6.00.1.B a RC2A.C.1.R.11.L5.GE.00.0.6.00.4.B, 4 tavole).
- [42] ITALFERR – Relazione di calcolo rilevati e trincee (Doc. RC2A.C1.R.11.RH.GE0006.001.B).
- [43] ITALFERR – Relazione tecnico-descrittiva delle opere di sostegno (Doc. RC2A.C1.R.11.RH.GE0006.002.B);
- [44] ITALFERR – Relazione di predimensionamento delle fondazioni profonde (Doc. RC2A.C1.R.11.RH.VI0000.002.B).
- [45] ITALFERR – Relazione tecnico-descrittiva delle gallerie artificiali (Doc. RC2A.C1.R.11.RH.GA0000.001.B);
- [46] ITALFERR – Relazione di predimensionamento delle gallerie artificiali (Doc. RC2A.C1.R.11.CL.GA0000.001.B);
- [47] ITALFERR – Relazione tecnica delle opere in sotterraneo (Doc. RC2AC1R07GN0000001A).
- [48] ITALFERR – Relazione geotecnica opere all'aperto – SA-RC Lotto 1B (Doc. RC2A.B1.R.11.GE.GE.0006.00B.C).
- [49] ITALFERR – Risposta Sismica Locale del vallo di Diano (Doc. RC2A.B1.R.11.RH.GE0006.003.B).

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMICO

3.1 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

Con riferimento alla Relazione Geologica (doc. [38]) 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.[39]).

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, lambendo soltanto alcuni dei principali conoidi alluvionali che digradano verso ovest dai Monti della Maddalena. Alla terminazione sud del Vallo di

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

Diano inizia un tratto collinare con versanti generalmente poco acclivi, mentre a partire da Casalbuono il profilo topografico si fa pronunciato e accidentato per la presenza di rilievi montuosi tipicamente appenninici, fino a sud di Trecchina. Le uniche eccezioni a questo schema sono rappresentate dall'incisione della valle del Noce e dalla depressione strutturale di Brefaro. A sud di Trecchina il tracciato esce dalla zona montagnosa, seppur in evidente abbassamento verso la costa tirrenica, per un brevissimo tratto di 170 m a cavallo del corso del Fiume Noce e infine in corrispondenza della Fiumarella Tortora. L'evoluzione dell'andamento topografico rispecchia necessariamente le litologie affioranti nell'area di studio: i rilievi maggiori corrispondono ai settori caratterizzati da un substrato roccioso pre-quadernario; al contrario, le aree meno rilevate sono generalmente impostate nei termini più giovani della successione stratigrafica, in particolare nel Vallo di Diano, nell'area costiera finale, e soltanto in parte lungo la Valle del Noce.

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 Verbicaro**, rappresentata dalle seguenti formazioni, dal basso verso l'alto: Dolomia Principale (DPR), Calcari di Monte Crivo (CRH), Formazione di Serra Bonangelo (SBN), Calcari con Selce e Marne del Bulgheria (BHE), formazione di Alberosa (FLB) Conglomerati e Calcareniti di Serra Pollin (BCR) e Formazione del Bifurto (BIF). Tra le formazioni citate, la unica trattata nella presente relazione è la Dolomia Principale (**DPR**), costituita da una successione di dolomie grigie, in strati o intervalli massivi.
- **Unità Tettoniche Liguridi**, che comprendono quattro unità tettoniche. Nel presente documento, si tratterà unicamente il Complesso Indifferenziato di Nemoli (**UAS**), appartenente all'unità tettonica dei terreni ad affinità Sicilide. La successione stratigrafica è stata ricostruita con fatica a causa delle scarse condizioni di affioramento, legate alla natura litologica tendenzialmente fine ed erodibile delle rocce che la costituiscono. Nella parte bassa del *Complesso di Nemoli* dovrebbero prevalere marne e calcari marnosi, fittamente stratificati, più o meno siliciferi, e caratterizzati tipicamente da patine e impregnazioni di manganese.

- **Depositi di Bacini Intracatena**, a cui, nella zona in esame, vi si ascrive la Formazione di Albidona (**ABD**) costituita da una successione marnoso-arenaceo-conglomeratica; comprende depositi silicoclastici e carbonatici costituiti da torbiditi arenacee arcoseo-litiche a granulometria da grossolana a medio-fine.
- **Supersistema del Vallo di Diano**, che è costituito da due Sistemi di Buonabitacolo e 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 Sistema 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 Sistema della Certosa di Padula costituisce quasi tutto il riempimento visibile e affiorante del Vallo di Diano, nelle due facies già descritte per l'altro Sistema: 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-limoso (**PADb**).
- **Depositi completamente formati** non distinti in base al bacino di pertinenza, in particolare i Depositi collegati ai terrazzi marini (g_1 , g_2 e g_3), Detrito di falda (a_{3b}) e Depositi di spiaggia antichi (s_1), costituiti da depositi grossolani, prevalentemente da ghiaie ad elementi eterometrici e sabbie a granulometria da grossolana a media.
- **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.[38]), 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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

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

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

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

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

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

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

- $V_N \leq 10$ anni, per opere provvisorie e opere provvisionali;
- $V_N \geq 50$ anni, per opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;
- $V_N \geq 100$ anni, per grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di importanza strategica.

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

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

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)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

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

Stato limite di Esercizio (SLE)

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

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

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO					
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	
RC2A	C1R11	GE	GE0006001	C	19 di 156	

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 cinque 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 3+750 e 4+100, si è tenuto in conto delle coordinate associate sondaggio L1B-S42 → 40°15'14.6"N 15°40'16.8"E (40.254045, 15.671337, punto 1);
- Per il settore compreso tra le progressive 26+500 e 28+900, si è tenuto in conto delle coordinate associate alla progressiva 28+170, in prossimità del sondaggio L1B-S53 → 40°03'08.0"N 15°46'40.8"E (40.052212, 15.778012, punto 2);
- Per il settore compreso tra le progressive 38+250 e 38+600, si è tenuto in conto delle coordinate associate alla progressiva 38+400 → 39°57'37.7"N 15°46'21.7"E (39.960465, 15.772690, punto 3);
- Per il settore compreso tra le progressive 41+800 e 42+300, si è tenuto in conto delle coordinate associate al sondaggio L1B-S61 → 39°55'50.0"N 15°46'55.8"E (39.930560, 15.782161, punto 4);
- Per il settore finale a Praia, tra le progressive 44+000 e 44+700, si è tenuto in conto delle coordinate associate al sondaggio L1B-S67 → 39°54'26.3"N 15°46'32.4"E (39.907311, 15.775658, Punto 5).

Per la tratta ubicata lungo il Vallo di Diano, si farà riferimento all'analisi di risposta sismica locale, Doc.Rif.[49].

Le coordinate sono mostrate in Figura 3-1.

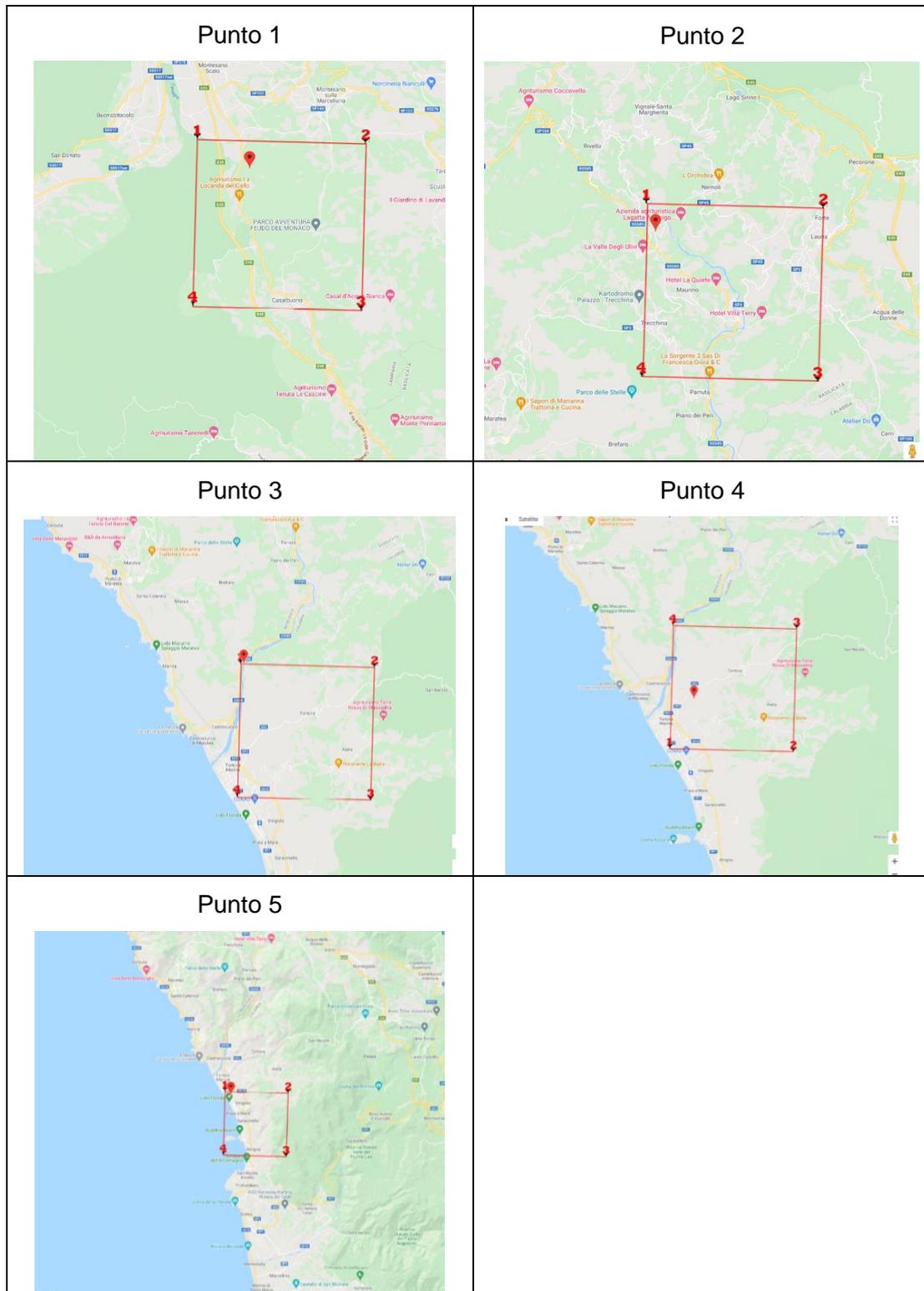


Figura 3-1 Locazione dei punti di calcolo dell'azione sismica con NTC18

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

Nella successiva Tabella 3-2 sono riportati i valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* riferiti alle cinque 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

STATO LIMITE	PUNTO	T_R , anni	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	1	120	0.110	2.360	0.330
	2		0.111	2.357	0.330
	3		0.096	2.397	0.340
	4		0.094	2.414	0.344
	5		0.089	2.436	0.348
SLD	1	201	0.144	2.354	0.344
	2		0.145	2.345	0.344
	3		0.123	2.410	0.357
	4		0.120	2.417	0.361
	5		0.113	2.434	0.367
SLV	1	1898	0.388	2.408	0.421
	2		0.391	2.418	0.418
	3		0.331	2.376	0.431
	4		0.318	2.385	0.436
	5		0.296	2.391	0.442
SLC	1	2475	0.429	2.439	0.429
	2		0.431	2.447	0.429
	3		0.366	2.393	0.437
	4		0.353	2.393	0.441
	5		0.328	2.390	0.447

3.2.4 Risposta Sismica Locale

Per il settore di tracciato che percorre il Vallo di Diano, si rimanda all'apposita descrizione contenuta nella Relazione Geotecnica riferita al Lotto 1B, Doc.Rif. [48]; si cita che per valutare l'effetto di sito lungo la tratta del Vallo si è eseguita un'analisi specifica di risposta sismica locale, Doc.Rif.[49].

Per le restante 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 7 prove MASW e 5 prove Down-Hole richiamate nei Doc. Rif. [35], 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	Vs30 [m/s]	Categoria di sottosuolo
MASW-S37 ⁽¹⁾	PADe2	248	-
DH-L1B-S39 ⁽¹⁾	PADb/PADe2	236	C
DH-L1B-S41 ⁽¹⁾	PADb/PADe2	408	B
DH-L1B-S49	DPR	529	B
MASW-S51 ⁽²⁾	UAS	324	C
DH-L1B-S53	UAS	423	B
MASW-S54 ⁽²⁾	UAS	261	C
MASW-S57 ⁽³⁾	DEP/DPR	295	C
MASW-S61	DEP	399	B
DH-L1B-S62	DEP	375	B

Prova	Progressiva indicativa	Vs30 [m/s]	Categoria di sottosuolo
MASW-S66	S1	430	B
MASW-S67	S1	339	C

(1) Nella tabella sono indicati, per completezza, anche i risultati riferiti alle unità presenti lungo il Vallo di Diano (PADe2 e PADb); in ogni modo, come già anticipato, per questa tratta si considerano valide le conclusioni dell'analisi di risposta sismica locale contenute nel Doc.Rif. [49].

(2) I risultati delle prove MASW eseguite in UAS2, si considerano poco rappresentativi rispetto alle caratteristiche meccaniche individuate per questa unità (par. 8.5), per cui si farà riferimento ai risultati della prova Down-Hole DH-L1B-S53 ritenuti più attendibili.

(3) Il risultato della prova MASW –S57 è ritenuto poco rappresentativo al fine di caratterizzare le Dolomie DPR; infatti, osservando le cassette dei primi 20 m del sondaggio L1B-S57 si interpreta che nei primi 2 metri sono presenti depositi, seguiti da terreni residuali originati dalla degradazione della dolomia DPR fino ai 10 m circa e solo oltre questa profondità si può notare materiale propriamente litoide.

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
-1+050	3+750	PADe2/PADb	-(1)
3+750	4+100	ABD	B ⁽²⁾
26+500	28+900	UAS	B
38+250	38+600	DPR	B ⁽³⁾
		DEP	C
41+800	42+300	DEP	B
44+000	44+770	S1	C ⁽⁴⁾

(1) non è stata assegnata una categoria di suolo alla tratta appartenente al Vallo di Diano in quanto è stata oggetto di un'analisi di Risposta Sismica Locale, Doc.Rif. [49].

(2) per analogie nella descrizione delle litologie e nella caratterizzazione geotecnica in termini di resistenza e deformabilità con l'unità geotecnica UAS (paragrafo 8.5), si propone assegnare all'unità ABD la stessa categoria di sottosuolo di UAS.

(3) considerando la nota 3 riferita alla tabella precedente (Tabella 3-3), si assegna all'unità DPR una categoria di sottosuolo "B" come da risultato della prova DH-L1B-S49.

(4) si propone dare maggior peso al risultato della prova MASW-S67, assegnando all'unità S1 una categoria di sottosuolo "C".

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, sempre sulla base delle informazioni fornite nella Relazione Geologica (Doc. Rif. [38]), si può ritenere il tracciato generalmente ricadente in categoria topografica T1 corrispondente a "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 $S_T = 1$. Casi specifici su differenti condizioni saranno eventualmente discusse e riportate delle specifiche relazioni di predimensionamento.

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	3+750 – 4+100	120	0.110	1.50	1.00	1.50	0.165
	2	26+500 – 28+900		0.111	1.20	1.00	1.20	0.133
	3	38+250 – 38+600		0.096	1.50	1.00	1.50	0.144
	4	41+800 – 42+300		0.094	1.20	1.00	1.20	0.113
	5	44+000 – 44+770		0.089	1.50	1.00	1.50	0.133
SLD	1	3+750 – 4+100	201	0.144	1.50	1.00	1.50	0.216
	2	26+500 – 28+900		0.145	1.20	1.00	1.20	0.174
	3	38+250 – 38+600		0.123	1.50	1.00	1.50	0.184
	4	41+800 – 42+300		0.120	1.20	1.00	1.20	0.144
	5	44+000 – 44+770		0.113	1.50	1.00	1.50	0.169
SLV	1	3+750 – 4+100	1898	0.388	1.14	1.00	1.14	0.442
	2	26+500 – 28+900		0.391	1.02	1.00	1.02	0.399
	3	38+250 – 38+600		0.331	1.23	1.00	1.23	0.407
	4	41+800 – 42+300		0.318	1.10	1.00	1.10	0.350
	5	44+000 – 44+770		0.296	1.28	1.00	1.28	0.379
SLC	1	3+750 – 4+100	2475	0.429	1.07	1.00	1.07	0.459
	2	26+500 – 28+900		0.431	1.00	1.00	1.00	0.431
	3	38+250 – 38+600		0.366	1.17	1.00	1.17	0.428
	4	41+800 – 42+300		0.353	1.06	1.00	1.06	0.374
	5	44+000 – 44+770		0.328	1.23	1.00	1.23	0.403

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

4 CAMPAGNE DI INDAGINE UTILIZZATE PER LO STUDIO GEOTECNICO

Sono state eseguite da Italferr due campagne di investigazioni geologico-geotecniche. La prima campagna di rilevamento di terreno, svolta tra maggio e settembre 2021; l'attività ha avuto lo scopo di verificare in dettaglio l'assetto geologico-geomorfologico delle zone attraversate dalla futura linea ferroviaria al fine di mettere in evidenza possibili criticità tali per cui siano necessarie eventuali variazioni plano-altimetriche del tracciato attualmente allo studio.

La seconda campagna di rilevamento, eseguita nell'autunno 2022 (settembre-ottobre) e primavera 2023 (marzo) nell'ambito dello studio di approfondimento ha permesso l'individuazione di nuovi elementi che, sia per la scala del lavoro che per la copertura vegetale osservata nella campagna precedente, non erano stati acquisiti. La nuova campagna ha riguardato principalmente i seguenti aspetti:

- acquisizione di dati relativi alle risorse idriche superficiali e sotterranee per la miglior definizione del modello idrogeologico;
- approfondimento degli aspetti geomorfologici individuati nella fase progettuale precedente;
- approfondimenti geologici per la definizione del modello geologico di riferimento alla luce delle risultanze delle indagini della nuova campagna geognostica.

Per la redazione del presente studio sono stati utilizzati i risultati delle indagini geognostiche in sito e geotecniche di laboratorio di entrambe le campagne (Doc. Rif. [33], [34], [35], [36]).

L'ubicazione delle indagini considerate è anche riportata negli stralci planimetrici inclusi nelle tavole dei profili geotecnici (Doc. [41]).

Per la caratterizzazione delle unità appartenenti al Sintema della Certosa di Padula (PADe2 e PADb), si utilizzerà come riferimento la loro caratterizzazione proposta per il Lotto 1B, avendo impiegato nella corrispondente Relazione Geotecnica, Doc.Rif. [48], i dati ottenuti dalle indagini geotecniche appartenenti al Lotto 1C.

4.1 CAMPAGNA DI INDAGINE 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 due prove penetrometriche statiche con piezocono. 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 2021)

ID Sondaggio	Profondità [m]	Prove Permeabilità	Prove pressiometriche/ dilatometriche	Piezometro		Prova Down Hole	MASW	HVSR	Inclinometro
				Norton	Casagrande				
L1B-S37(*)	30	3	-	1			1	1	
L1B-S38(*)	40	3	2	1					
L1B-S40(*)	60	3	2	1					
L1B-S41(*)	40	3	2			1		1	
L1B-S42	50	3	2	1					1
L1B-S43	70	3	2	1					
L1B-S44	200			1					
L1B-S45	120	3	3	1					
L1B-S46	205	2	6	1					
L1B-S47	140	3	3	1					
L1B-S48	80	3	2	1					
L1B-S49	60	3	2			1		1	
L1B-S50	40	3	2	1					
L1B-S51	40	3	2	1			1	1	
L1B-S52	40	3	2	1					
L1B-S53	40	3	2			1		1	
L1B-S54	40	3	2	1			1	1	
L1B-S55	45	3	2	1					1

ID Sondaggio	Profondità [m]	Prove Permeabilità	Prove pressiometriche/dilatometriche	Piezometro		Prova Down Hole	MASW	HVSR	Inclinometro
				Norton	Casagrande				
L1B-S56	125	3	3	1					
L1B-S58	85	3	2	1	1				
L1B-S60	95	3	2	1	1				
L1B-S61	40	3	2	1			1	1	
L1B-S62	40	3	2			1		1	
L1B-S64	70	3	2	1	1				
L1B-S67	30	3	-	1	1		1	1	

(*)sondaggi i cui dati sono stati presi in considerazione per la definizione delle caratteristiche del Sintema della Certosa di Padula, PAD, nel contesto della Relazione Geotecnica riferita al Lotto 1B Doc.Rif. [48].

4.2 CAMPAGNA DI INDAGINE ITALFERR 2022-2023

Ad integrazione della fase precedente, nel 2022-2023 è stata portata a termine una nuova campagna di indagini, comprendente sondaggi a carotaggio continuo (Tabella 4-2) e indagini geofisiche di superficie, tra le quali stendimenti di tomografia sismica a riflessione, con lo scopo di aumentare il grado di dettaglio del modello geologico, e stendimenti di geoelettrica al fine di valutare l'eventuale presenza di cavità nelle formazioni carbonatiche 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. 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 concluse nella fase successiva

Tabella 4-2 Elenco dei sondaggi eseguiti lungo il tracciato nella campagna indagini 2022-2023

ID Sondaggio	Profondità [m]	Prove Permeabilità	Prove pressiometriche/ dilatometriche	Piezometro		Prova Down Hole	MASW	HVSr	Inclinometro
				Norton	Casagrande				
L1B-S35	40	3					1	1	
L1B-S35bis	50	3		1					
L1B-S36	30	3			1				
L1B-S39	50	3	2			1		1	
L1B-S41bis	62	3	2						
L1B-S41ter	50	3							
L1B-S45quater	160	6	6	1					
L1B-S45ter	160	6	6	1					
L1B-S45bis	145	3	3	1					
L1B-S46bis	325	6	6	1					
L1B-S46quater	40	4	4	1					
L1B-S46ter	255	6	6	1					
L1B-S49ter	40	3	1			1			
L1B-51bis	40	1							
L1B-52bis	30	3		1					
L1B-53bis	40	3	2	1					
L1B-56bis	130	5	5	1					
L1B-56ter	50	3	3	1					
L1B-56quater	150	5	5	1					
L1B-57	50	5	2	1			1	1	
L1B-57bis	135	6	6	1					
L1B-59	120	3	3	1					
L1B-60bis	30	3		1					
L1B-63	60	3	2	1					
L1B-63bis	90	5	4	1					
L1B-65	65	3	2	1					



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

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1R11	GE	GE0006001	C	29 di 156

ID Sondaggio	Profondità [m]	Prove Permeabilità	Prove pressiometriche/dilatometriche	Piezometro		Prova Down Hole	MASW	HVSr	Inclinometro
				Norton	Casagrande				
L1B-65bis	40	3		1					
L1B-66	40	3	2	1			1	1	
L1B-BH6	280	12	12	1					

5 INDICAZIONI SULLA FALDA

Le caratteristiche idrogeologiche generali dell'area in esame sono descritte in uno specifico capitolo della Relazione Geologica (Doc.Rif. [38]).

I livelli di falda sono stati definiti a partire delle 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.[40]).

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-S35bis	478.43	TA	3-18		-0.19	478.24
L1B-S36	479.83	CC	10		-1.47	479.78
L1B-S37	486.42	TA	0-12	12-30	-0.10	486.32
L1B-S38	490.68	TA	1-12	0-1 e 12-40	-1.31	489.37
L1B-S40	498.86	TA	9-30	0-9 e 30-60	-2.11	496.75
L1B-S41ter	538.32	TA	3-12		-1.97	536.35
L1B-S42	523.28	TA	20-50	0-20	-0.79	522.49
L1B-S43	557.17	TA	40-70	0-40	in pressione	557.17
L1B-S44	700.00	TA	195-207	0-195	-113.94	586.06
L1B-S45	583.02	TA	90-120	0-90	-5.90	577.12
L1B-S45bis	584.19	TA	118-147		-8.08	576.11
L1B-S45ter	575.00	TA	120-150	0-120 e 150-160	-31.93	543.07
L1B-S45quater	597.00	TA	120-150	0-120 e 150-160	-7.60	589.40

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1R11	GE	GE0006001	C	31 di 156

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-S46	613.00	TA			in pressione	613.00
L1B-S46bis	669.00	TA			-24.4	644.60
L1B-S46ter	523.00	TA			-51.63	471.37
L1B-S46quater	597.00		'2-25		-2.17	594.83
L1B-S47	405.32	TA	90-140	0-90	-92.10	313.22
L1B-S48	315.51	TA	27-80	0-27	-2.19	313.32
L1B-S50	253.05	TA	19-40	0-19	-10.28	242.77
L1B-S51	220.16	TA	0-25	25-40		219.36
L1B-S52	216.68	TA	0-21	21-40	-1.11	215.57
L1B-S52bis	244.00	TA	6-21		-1.35	242.65
L1B-S53bis	239.00	TA	3-21		-0.65	238.35
L1B-S54	221.79	TA	0-20	20-40	in pressione	221.79
L1B-S55	251.61	TA	3-42	0-3 e 42-45	-1.94	249.67
L1B-S56	332.01	TA			-27.36	328.60
L1B-S56bis	334.64	TA			-27.36	307.28
L1B-S56ter	956.21	TA			-41.20	915.01
L1B-S56quater	495.37	TA			-129.75	365.62
L1B-S57	49.82	TA	9-50	0-9	-9.61	40.21
L1B-S57bis	195.31	TA	0-135			65.01
L1B-S58	151.24	TA			assente	
L1B-S59	161.30				assente	
L1B-S60	132.25	TA	60-95	0-60	-90.23	42.02
L1B-S60bis	112.00	TA	6-25		-26.54	85.46

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1R11	GE	GE0006001	C	32 di 156

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-S61	40.35	TA	19-37	0-19 e 37-40	-18.47	21.88
L1B-S63	96.30	TA				
L1B-S63bis	103.57	TA	50-85		-87.22	16.35
L1B-S64	47.01	TA	28-70	0-28	-40.44	6.57
L1B-S65	59.20	TA			-3.18	2.81
L1B-S65bis	6.00	TA	3-15		-3.18	2.82
L1B-S66	6.09	TA			-3.17	2.92
L1B-S67	6.51	TA	2-30	0-2	-3.72	2.79

*TA = Tubo Aperto / CC = Celle di casagrande

La falda di progetto è indicata negli elaborati grafici Doc.Rif. [39] e sarà considerata valida anche per il profilo geotecnico di riferimento Doc.Rif. [41]. In particolare, lungo il Vallo di Diano la falda si può considerare a 1 m di profondità.

6 UNITÀ GEOTECNICHE

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

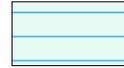
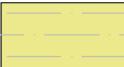
Per l'individuazione delle unità geotecniche sono stati analizzati e correlati i dati stratigrafici corrispondenti alle verticali di sondaggio e i risultati delle prove in sito e di laboratorio disponibili.

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. [41]).

È opportuno ricordare che la presente relazione tratta unicamente le unità geotecniche che interessano i settori delle opere "all'aperto" (rilevati, trincee, viadotti e gallerie artificiali) del tracciato in esame, rimandando agli elaborati [47] 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 sabbie e ghiaie (g1), breccia ad alementi dolomitici grossolanamente gradati (g2) e ghiaie e sabbie (g3).
Depositi collegati ai terrazzi marini (g1, g2 e g3) e Detrito di falda			
Depositi di spiaggia antichi (S1)	S1		Sabbia e ghiaia, sabbie limose, ghiaia fine e sabbia grossolana.
Sistema della Certosa di Padula (PAD)	PADe2		Alternanze di argille grigie e nerastre, limi-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.
Formazione di Albidona (ABD)	ABD		Clasti di calcareniti fittamente attraversate da vene calcitiche, immersi in una matrice fine costituita da siltiti-argilliti e clasti di ghiaie in abbondante matrice argilloso-limosa. In questa relazione, l'unità ABD sarà trattata come unità terrigena coesiva.
Complesso indifferenziato di Nemoli (UAS)	UAS1		Argilla sabbiosa-limosa, con presenza di ghiaia; Argilla limosa da consistente a molto consistente, con inclusi millimetrici.
	UAS2		Marne, arenarie e calcari marnosi; è diffuso un intervallo caotico, costituito da matrice argillosa contenente pezzame di calcareniti, rare brecciole e arenarie. Argilliti poco consistenti.
Dolomia Principale (DPR)	DPR		Dolomie

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	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 **PADe2**, **ABD**, **UAS1** e **AVF** sono state classificate a comportamento coesivo, mentre le unità **DEP**, **S1** e **PADb** a comportamento granulare. Per maggiori dettagli sulla caratterizzazione geotecnica delle unità PADe2 e PADb, si rimanda alla Relazione Geotecnica delle Opere all'Aperto relativa al Lotto 1B, Doc.Rif. [48]. Inoltre le unità geotecniche **UAS2** e **DPR** sono state caratterizzate materiali rocciosi.

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 σ_{vmax}' la pressione di preconsolidazione desumibile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande e σ_{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]):

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	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])

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

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.1 triassiale TxUU.

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

7.2.2.1.2 Coesione non drenata da pocket penetrometer e torvane

Una prima utile valutazione sull'andamento della c_u con la profondità per ogni sondaggio sarà effettuata stimandone i valori dalle resistenza misurate con il penetrometro (*pocket penetrometer*) e con lo scissometro tascabile (*pocket vane test*); nello specifico la coesione 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,

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

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 ($I_c > 2.6$):

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}}$$

essendo

- σ_{v0} = 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 $B_q = \frac{U_2 - U_0}{q_t - \sigma_{v0}} = 1$.

7.2.2.1.4 Coazione 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.

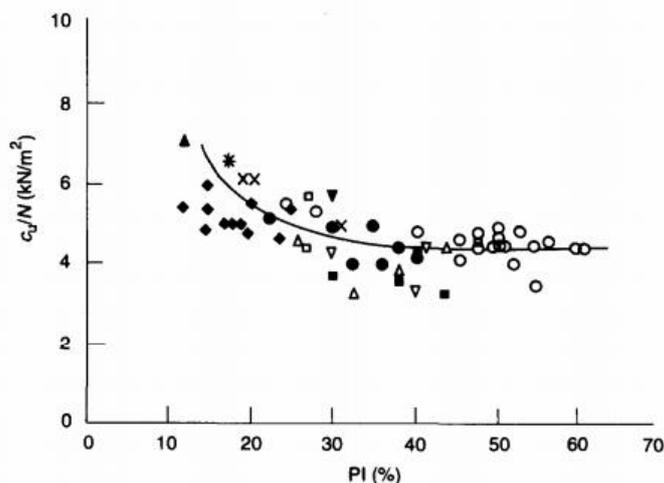


Figura 7-1: Variazione del coefficiente f1 in funzione dell'indice di plasticità

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. 13 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: $\varphi' = 50 - 14\log(PI)$

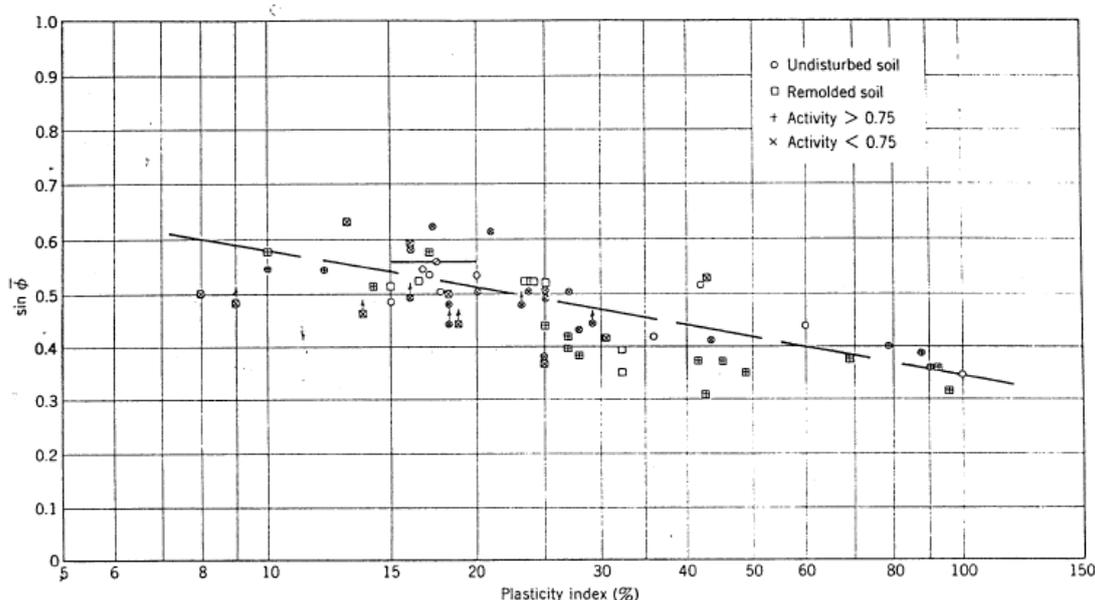


Figura 7-2: Dipendenza dell'angolo di attrito con l'Indice di Plasticità (Kenney, 1959) [7]

7.2.3 Parametri di rigidità

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

7.2.3.1 Parametri edometrici determinati da prove di laboratorio

In prima istanza saranno valutati i principali parametri ricavabili dalle prove edometriche disponibili, che per il caso in esame risultano in numero di 19. A seguire si riportano definizioni e descrizioni sintetiche dei citati parametri.

7.2.3.1.1 Coefficienti di compressibilità e modulo edometrico

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

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

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

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

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

7.2.3.1.2 Coefficiente di consolidazione primaria

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

¹ 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.

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).

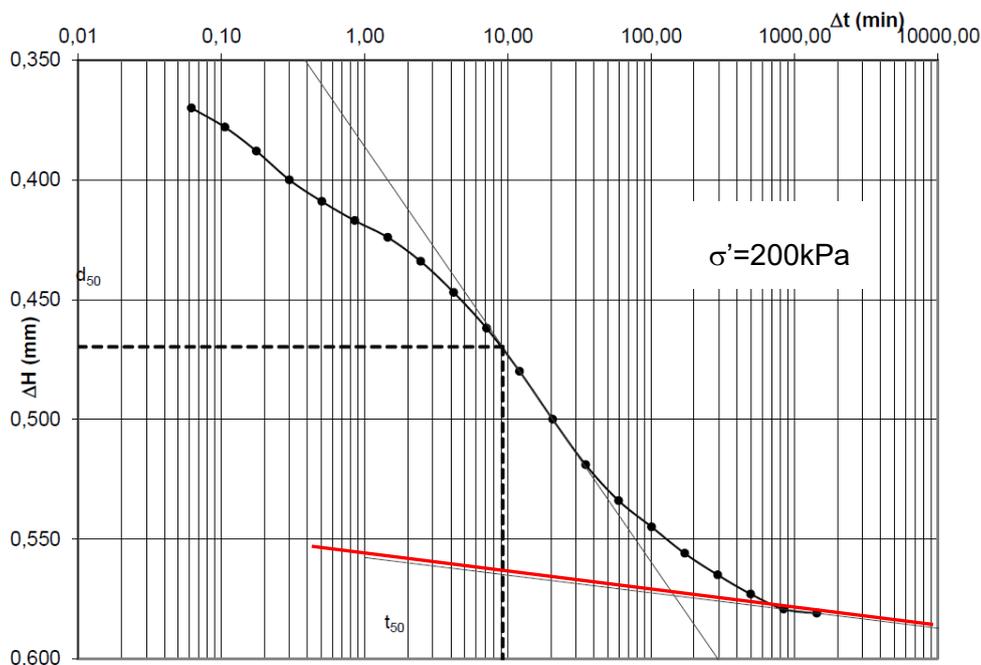


Figura 7-3: Esempio di costruzione per la valutazione del coefficiente di consolidazione secondaria (retta rossa per la valutazione del coefficiente $C_{\alpha\varepsilon}$).

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

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. [15], per terreni a comportamento a grana fina (valevole per $I_c > 2.6$):

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

in cui

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

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

7.2.3.3 Modulo elastico a basse deformazioni

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

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

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

essendo

- γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3 ;
- ν' = rapporto di Poisson del terreno;
- V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in 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°. 20 prove Pressiometriche di tipo Menard (MPM) per la caratterizzazione geotecnica dei materiali; inoltre si sono realizzate n°. 20 prove dilatometriche da roccia per la caratterizzazione geomeccanica.

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.

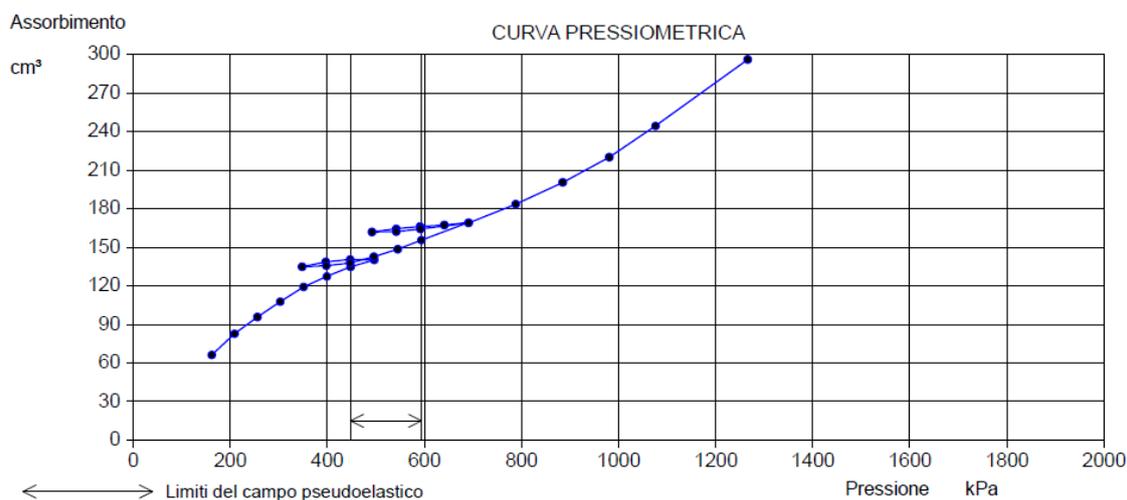


Figura 7-4: Esempio di curva pressiométrica con identificazione del campo elastico.

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 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 pressiométrico, è possibile ricavare il modulo di Young (E) applicando un fattore reologico α 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^*	α	E/p_L^*	α	E/p_L^*	α	E/p_L^*	α	E/p_L^*	α
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 $\alpha = 2/3$				

Modulo operativo ricavato da E_0

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

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

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

- o I moduli elastici iniziali di cui al paragrafo 7.2.3.3.
- o 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 γ indotto, proposte da Vucetic & Dobry (1991), sono riportate nella Figura 7-5.

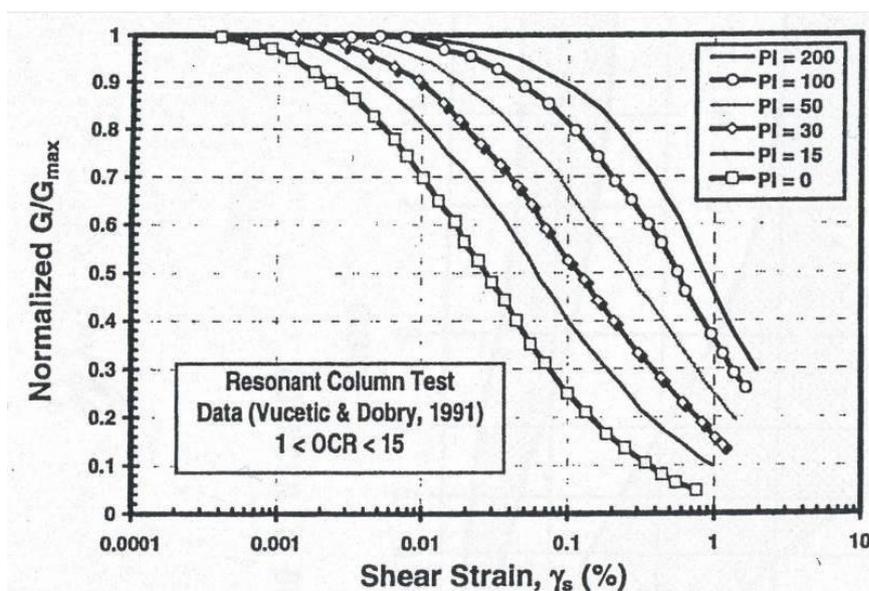


Figura 7-5: Curve sperimentali del rapporto G/G_{max} da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991), Doc.Rif.[16]

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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	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*).

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

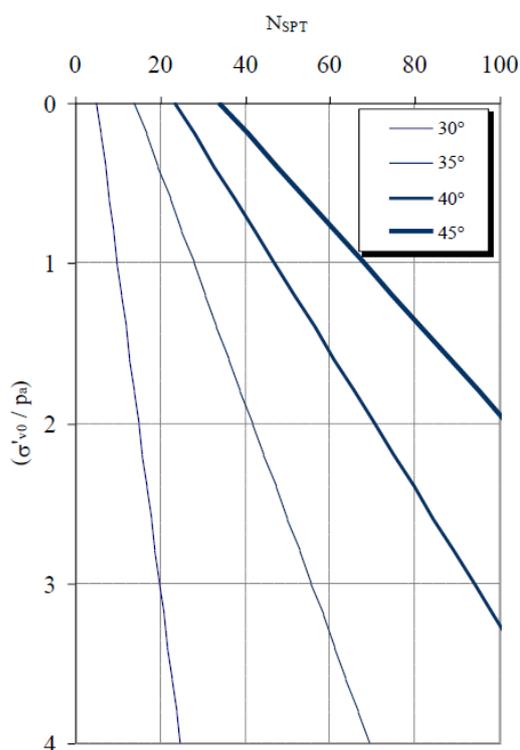
$$\varphi'(^{\circ}) = 27,1 + 0,3 \cdot C_N \cdot N_{SPT} - 0,00054 \cdot (C_N \cdot N_{SPT})^2$$

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

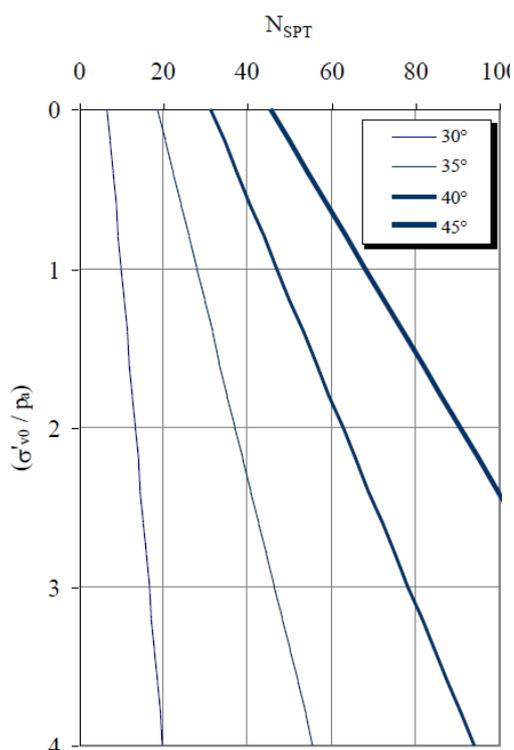
per sabbie fini

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

per sabbie grosse



Sabbie fini



Sabbie grosse

Figura 7-6: Stima di f' 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

$$\text{Normalized Cone Resistance: } q_{t1} = q_t / (\sigma_{atm} \cdot \sigma_{v0}')^{0.5}$$

- Robertson e Campanella (1983), [14]

$$\tan \phi' = \frac{1}{2.68} \left[\log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) + 0.29 \right]$$

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

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

7.3.3.2 Modulo elastico operativo a basse deformazioni

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

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

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

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

7.3.3.3 Modulo elastico operativo da colpi SPT

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

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

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

Tabella 7-2 Costanti proposte da Denver (1982)

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

7.3.4 Permeabilità

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

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

7.4 FORMAZIONI ROCCIOSE

La caratterizzazione geotecnica delle formazioni rocciose verrà fatta facendo riferimento ai criteri di rottura proposti e aggiornati da Hoek & Brown a partire dal 1980, [30]. In particolare:

- saranno dapprima estratti i parametri relativi alla roccia intatta;
- verrà stimato il GSI (Geological Strength Index);
- l'inviluppo delle resistenze dell'ammasso roccioso verrà valutato sulla base di quanto riportato in Hoek et al (2002) e poi approssimato attraverso una relazione lineare (Mohr-Coulomb) nell'intervallo di pressione di confinamento che è più appropriata per il problema in esame; in questa fase progettuale, quindi, l'ammasso sarà preliminarmente considerato come continuo omogeneo;
- verranno stimate le caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso attraverso note correlazioni fornite dalla letteratura.

7.4.1 Parametri della roccia intatta

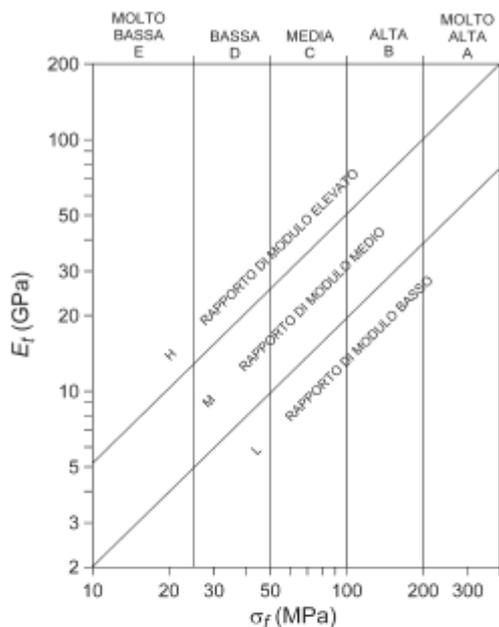
I principali parametri che consentono la caratterizzazione della roccia intatta sono:

- La densità;
- Le resistenze a compressione e a trazione;
- I moduli di rigidezza;
- Le velocità delle onde di compressione V_p .

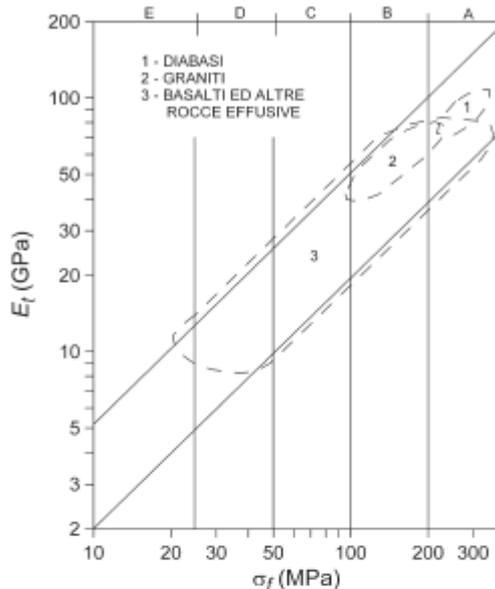
Per la definizione dei valori da assegnare alle sopra elencate grandezze si farà riferimento generalmente ai risultati delle prove di laboratorio disponibili (prove uniassiali, *Point-Load test*, prove soniche, ecc.)

I dati assunti sulla base di queste informazioni saranno anche posti a confronto con dati di letteratura al fine di verificarne l'attendibilità rispetto a quanto proposto dalla bibliografia .

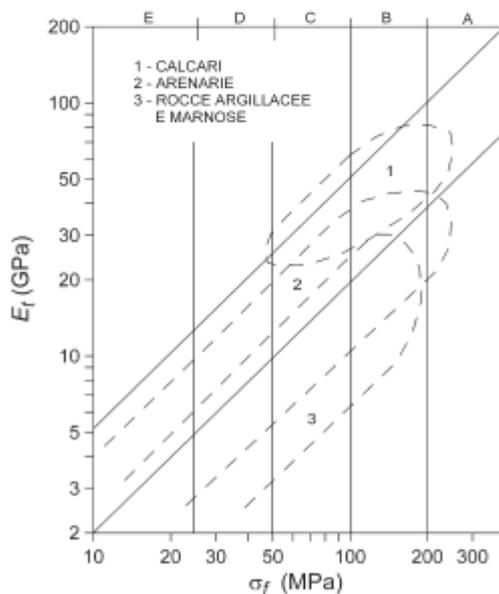
A titolo di esempio si riportano in Figura 7-7 i grafici di Deere e Miller (1996) che forniscono utili indicazioni sul "rapporto di modulo", definito come il rapporto tra la resistenza a compressione (σ_c) ed il modulo tangente (E_t), per vari tipi di rocce.



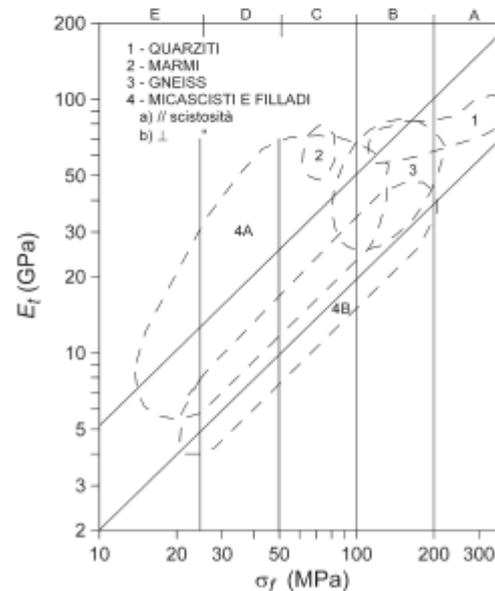
a)



b)



c)



d)

Figura 7-7: Classificazione dei materiali rocciosi [Deere & Miller, 1996, modificata]. Il modulo di Young tangente è il valore per un carico pari al 50% di quello di rottura, [29]

7.4.2 Stima del Geological Strength Index (GSI)

La valutazione del parametro GSI viene qui effettuata sulla base dello schema suggerito da Hoek et al. (1995), avendo a disposizione i risultati delle prove di laboratorio (con particolare riferimento alle prove uniax, triax, point load, ecc.....) e i valori di RQD, di spaziatura, condizione delle discontinuità e condizioni idrauliche dai rapporti tecnici delle campagne indagini disponibili.

A partire dalle descrizioni dei vari parametri di interesse vengo quindi attribuiti i rispettivi indici parziali in modo da poter ottenere il GSI come somma degli stessi (tabella in Figura 7-8).

Parametro	Misura o descrizione						
	Indice						
1. σ_f (MPa)	> 200	200 ÷ 100	100 ÷ 50	50 ÷ 25	25 ÷ 10	10 ÷ 3	3 ÷ 1
	15	12	7	4	2	1	0
2. RQD (%)	100 ÷ 90	90 ÷ 75	75 ÷ 50	50 ÷ 25	< 25		
	20	17	13	8	3		
3. \bar{s} (m)	> 3.0	3.0 ÷ 1.0	1.0 ÷ 0.3	0.3 ÷ 0.06	< 0.06		
	30	25	20	10	5		
4. Condizioni delle discontinuità	Pareti molto scabre, giunti non continui, chiusi, roccia non alterata	Pareti poco scabre, apertura < 1 mm, roccia poco alterata	Pareti poco scabre, apertura < 1 mm, roccia molto alterata	Pareti laminate, riempimento < 5 mm, apertura 1 ÷ 5 mm, giunti continui	Riempimento mat. sciolto > 5 mm, apertura > 5 mm, giunti continui		
	25	20	12	6	0		
5. Condizioni idrauliche	10						

Figura 7-8: Schema per la valutazione degli indici parziali del sistema di classificazione GSI (da Hoek et al, 1995 modificata)

In assenza di informazioni sufficienti alla determinazione del GSI secondo quanto fin qui descritto, si potrà fare riferimento agli abachi di Marinou et al (2005) che consentono una valutazione del GSI su base qualitativa e sono estesi anche a rocce "scadenti" (Figura 7-9).

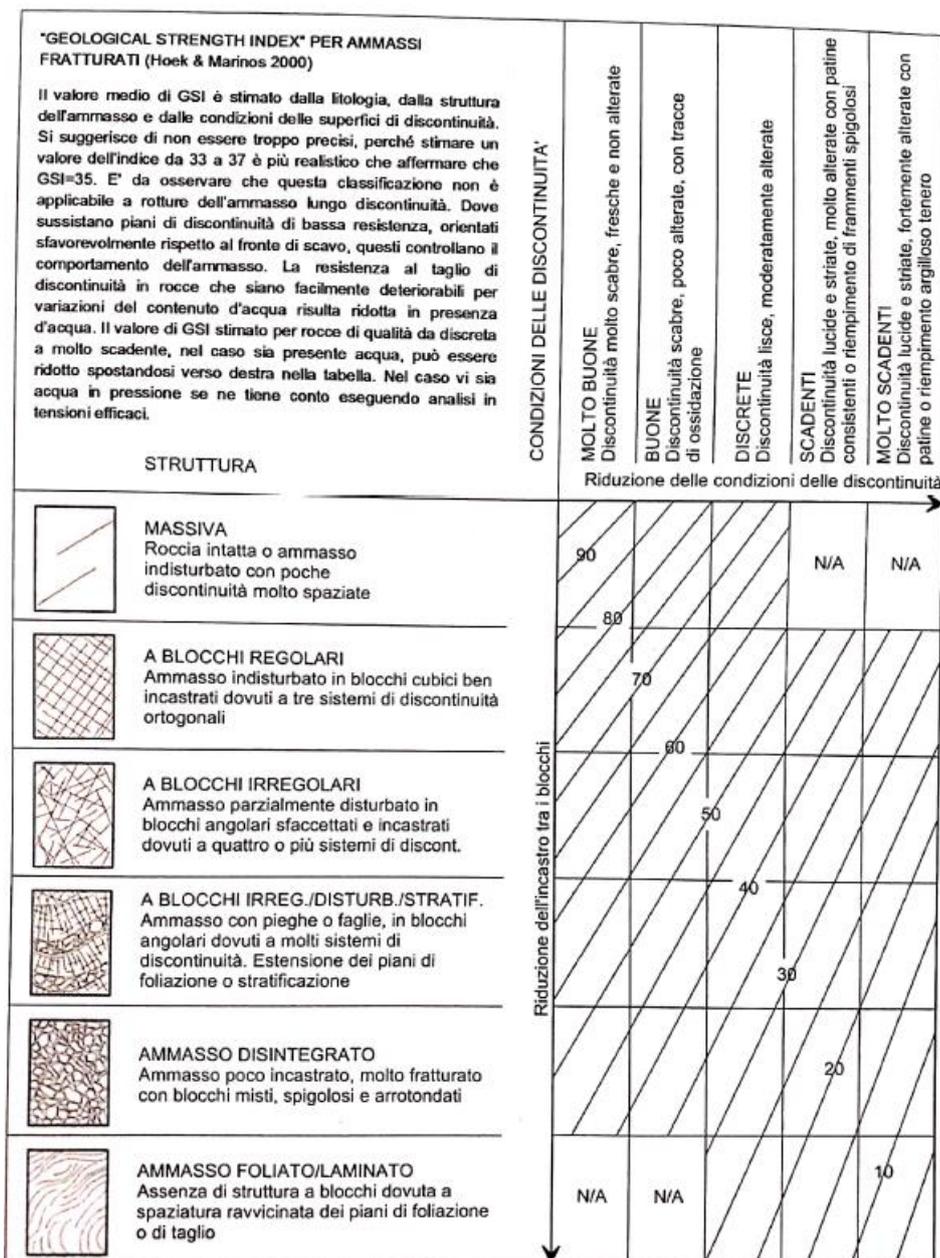


Figura 7-9: "Geological strenght index" per ammassi fratturati (Hoek & Marinos 2000), [31]

Una volta selezionato il valore di GSI sarà comunque considerato un campo di variazione di ± 5 punti nell'intorno dello stesso, corrispondente ad un intervallo di confidenza del 90% (Hoek, 1998).

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

7.4.3 Resistenza dell'ammasso roccioso

La resistenza dell'ammasso roccioso verrà stimata attraverso l'applicazione del metodo descritto da Hoek et al. (2002) che utilizza l'indice GSI per passare dal criterio di Hoek-Brown della roccia intatta a quello per l'ammasso.

La formulazione del citato criterio è:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

in cui

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

con

- GSI = Geological Strength Index (par. 7.4.2);
- m_i = coefficiente relativo alla roccia intatta;
- σ_1 = tensione principale efficace maggiore;
- σ_3 = tensione principale efficace minore;
- σ_{ci} = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta ottenuta dalle prove di laboratorio;
- D= fattore di disturbo.

Per ogni litotipo il coefficiente m_i in generale verrà valutato sulla base dei risultati di prove uniassiali e triassiali su provini di roccia intatta e di un criterio di rottura analogo a quello dell'ammasso roccioso, con GSI=100 (cioè applicabile per roccia intatta). In mancanza di dati sperimentali si farà riferimento a valori da bibliografia (vedi esempio in Tabella 7-3).

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

Tabella 7-3: Valori tipici e campo di parametri di resistenza secondo il criterio di Hoek-Brown per vari tipi di rocce

	σ_{ci} (MPa)	m_i
Marne - Siltiti	10÷60	10 (7÷11)
Arenarie	40÷200	14 (7÷22)
Calcari	50÷200	8 (5.5÷14)
Graniti - Granodioriti	100÷300	28 (26÷32)

Per quanto riguarda il fattore di disturbo D (variabile da 0 a 1), che in generale dipende dall'allentamento causato dalle metodologie di scavo, verranno assunti i seguenti valori:

* D=0.7 per pendii naturali e fronti di scavo aperti, per tener conto della mancanza di confinamento laterale;

* D=0.5 per il calcolo delle curve di capacità portante dei pali.

Ai fini applicativi, come da pratica comune, il criterio curvilineo precedentemente descritto verrà approssimato con la relazione lineare di Mohr-Coulomb nell'intervallo di pressione di confinamento correlato al problema in esame. Tale criterio diviene, nel piano σ_1 - σ_3 ,

$$\sigma_1' = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma_3'$$

In cui c' e ϕ' sono rispettivamente la coesione e l'angolo di attrito attribuita all'ammasso roccioso per le condizioni assunte.

7.4.4 Caratteristiche di deformabilità

7.4.4.1 Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) 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:

γ_t = peso di volume naturale della roccia in kN/m³;

ν' = rapporto di Poisson;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s.

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente da prove geofisiche "down hole", "cross hole", sismiche a rifrazione, MASW, ecc.

7.4.4.2 Moduli operativi

I moduli di Young "operativi" $E_{op}=E_{rm}$ dell'ammasso roccioso possono essere stimati sulla base della seguente espressione (Hoek and Diederichs, 2006):

$$E_{rm} = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right)$$

In cui E_i è il modulo relativo alla roccia intatta.

Inoltre, come descritto nel paragrafo 7.2.3.4 si possono eseguire prove pressiometriche e dilatometriche al fine di valutare il modulo edometrico e pressiometrico dell'ammasso roccioso.

7.4.5 Permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili sulla base dei risultati delle prove di permeabilità (es: *Lugeon*) in foro di sondaggio; in alternativa o per conferma essi possono essere stimati sulla base della letteratura disponibile, come da esempi in Figura 7-10.

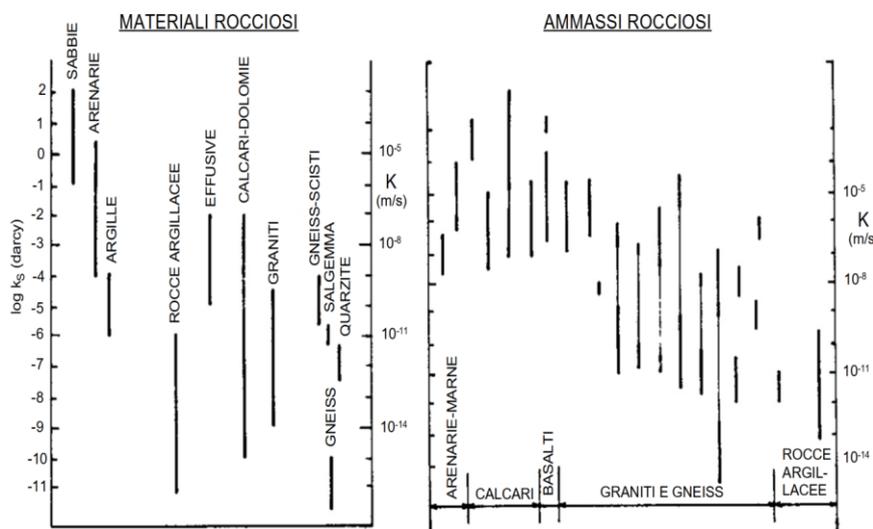


Figura 7-10: Valori di riferimento della permeabilità per ammassi rocciosi (Brace, 1980, [32])

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	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 paragrafi 7.2 e 7.3. Inoltre per la caratterizzazione degli ammassi rocciosi, si seguirà il procedimento descritto al paragrafo 7.4.

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 la caratterizzazione geotecnica di questa unità si farà principalmente riferimento alla caratterizzazione basata sui dati relativi ai sondaggi L1B-S61 e L1B-S62, entrambi associati all'unità geologica "b" dei Depositi alluvionali attuali. A questa unità appartengono anche i materiali granulari intercettati dal sondaggio L1B-S64 che ha intercettato l'unità geologica "g3", cioè "depositi collegati ai terrazzi marini costituiti da sabbie e ghiaie, localmente con puddinghe, arenarie e calcari".

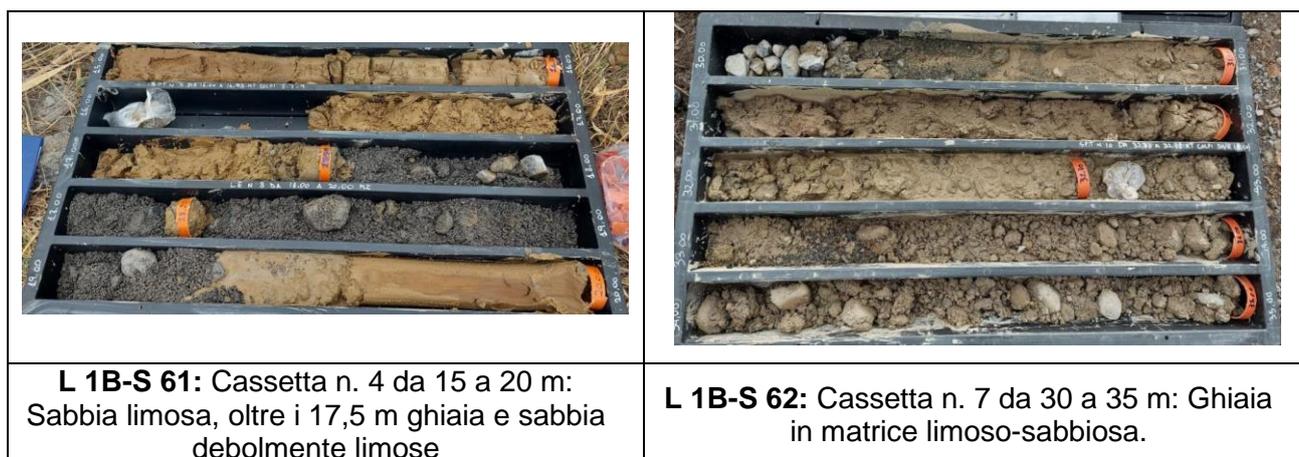


Figura 8-1: Foto rappresentative della unità DEP (pk 41+800 – 42+300)



Figura 8-2: Foto rappresentativa della unità DEP (pk 43+350 – 43+750)

L'accorpamento delle due unità geologiche "b" e "g3" in un'unica unità geotecnica DEP, è giustificato dal punto di vista della granulometria; questi terreni sono composti principalmente da ghiaia (prevalentemente grossolana) e sabbia a tratti limose / debolmente argillose, e sabbie limose a tratti ghiaiose. Nei due sondaggi L1B-S61 e L1B-S62, si sono eseguite 20 prove SPT i cui risultati sono rappresentati nel grafico sottostante. Inoltre, si sono considerati 5 valori di SPT provenienti dagli strati superficiali dei sondaggi L1B-S51(1 SPT), L1B-S52 (2 SPT), L1B-S52bis (1 SPT) e L1B-S53 (1 SPT), associabili all'unità geologica "b".

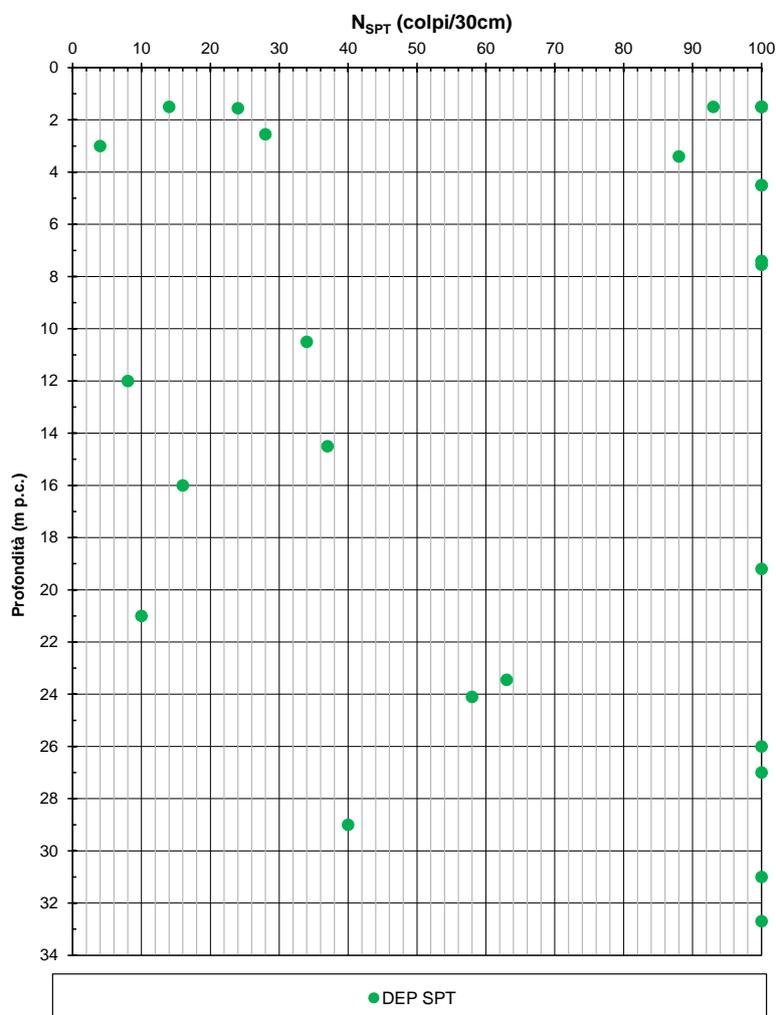


Figura 8-3: Valori N_{spt} in situ per l'unità DEP

8.1.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche

I principali parametri inerenti alle caratteristiche fisiche dei materiali che formano l'Unità DEP sono riassunti nella Tabella 8-1, suddivisi per campioni e profondità di prelievo. Nella figura successiva, invece, i valori dei pesi dell'unità di volume sono riportati graficamente in relazione alla profondità.

Tabella 8-1 Riassunto caratteristiche fisiche – DEP

Sondaggio	Campione	Prof.media	γ	Gs	wn	e	LL	LP	Ip	G	S	L	A
		[m]	[kN/m ³]	[-]	[%]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
L1B-S61	CI1	14,27	18,12	2,70	28,80	0,878	33,10	19,70	13,4	0,87	25,51	55,18	18,43
L1B-S61	CI2	20,83	19,28	2,68	21,40	0,655		Non det.	NP	0,20	43,36	49,74	6,70
L1B-S61	CI3	30,75	19,33	2,69	22,30	0,668		Non det.	NP	0,08	38,97	42,01	18,94
L1B-S61	CR1	5,30		2,66				Non det.	NP	81,88	13,93	4,18	0,00
L1B-S61	SPT1	1,59		2,69				Non det.	NP	52,06	27,94	20,00	0,00
L1B-S61	SPT2	4,67		2,66				Non det.	NP	72,30	19,16	8,54	0,00
L1B-S61	SPT3	7,59		2,67				Non det.	NP	58,68	27,29	14,03	0,00
L1B-S62	CI1	15,78	18,97	2,68	26,80	0,757		Non det.	NP	0,56	43,93	42,76	12,74
L1B-S62	CI2	23,23	19,24	2,70	21,40	0,667		Non det.	NP	0,19	36,97	36,82	26,01
L1B-S62	CR1	13,83		2,66				Non det.	NP	43,41	33,94	19,61	3,04
L1B-S62	CR2	29,90		2,68				Non det.	NP	0,13	54,11	34,57	11,19
L1B-S62	CR3	39,50		2,67				Non det.	NP	40,51	20,40	35,08	4,01

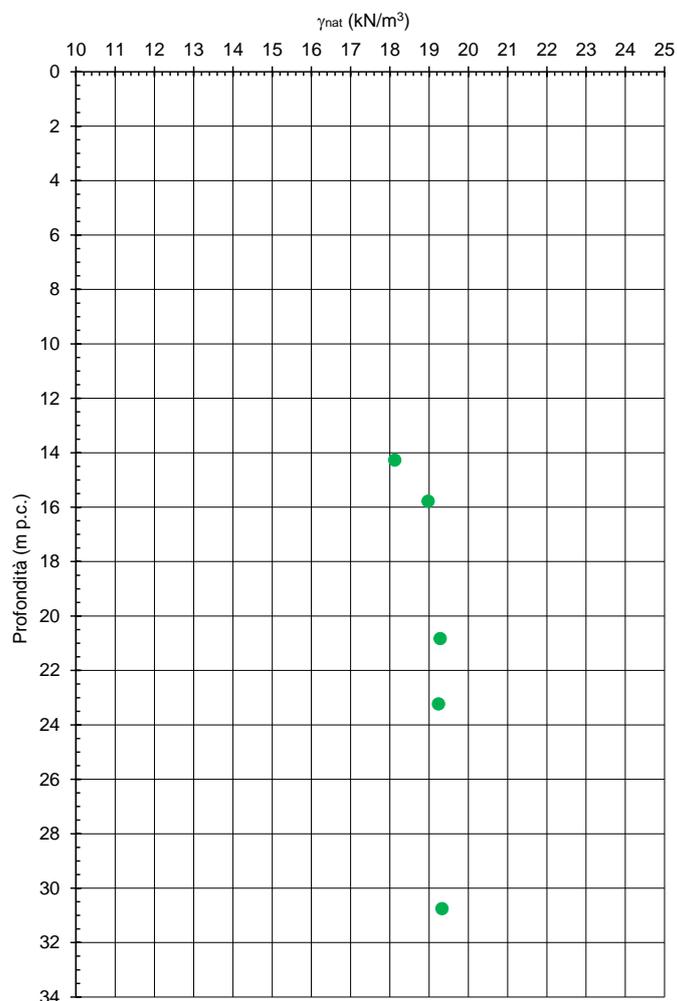


Figura 8-4: Andamento con la profondità dei pesi dell'unità di volume (DEP)

8.1.2 Parametri di resistenza

Per stimare l'angolo di attrito interno si propone utilizzare la correlazione di Wolff (CN per sabbie grosse) e quella di Kulhawy e Maine (si veda paragrafo 7.3.2.2.1), ottenendo il seguente andamento.

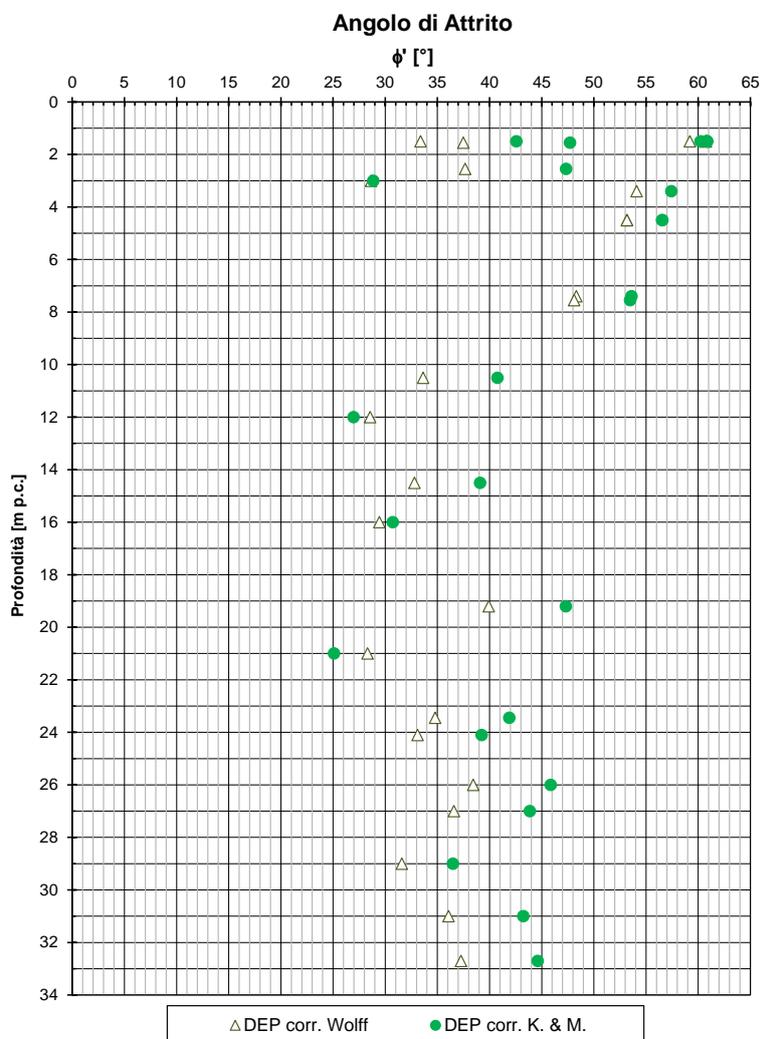


Figura 8-5: Andamento con la profondità dell'angolo di attrito per i depositi (tramite correlazioni da SPT)

Il grafico precedente mostra una notevole variabilità del valore di angolo di attrito; con le correlazioni usate si ottengono valori compresi tra 26° e 60°. Nella presente relazione si indica il seguente intervallo: $\phi = 30^\circ - 40^\circ$.

Per completezza si mostrano i risultati delle prove di taglio diretto che sono state eseguite sui campioni intatti in cui è presente un rilevante contenuto di materiale fino, consistendo in limo con sabbia argilloso e sabbia con limo argillosa; questi risultati non vengono considerati rappresentativi del comportamento incoerente dell'unità DEP.

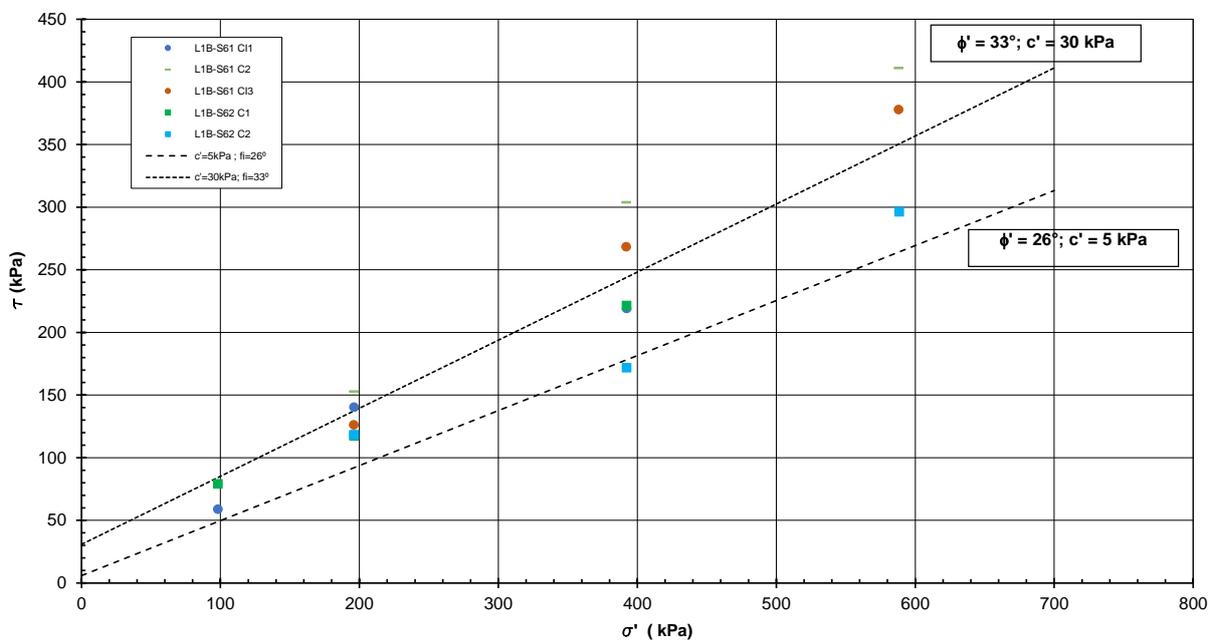


Figura 8-6: Unità DEP - interpretazione delle prove di taglio diretto

8.1.3 Parametri di rigidezza

8.1.3.1 Modulo elastico da prove in situ

Sono state considerate le 4 prove pressiometriche di tipo Menard eseguite nei sondaggi L1B-S61 e L1B-S62. I risultati sono indicati nel grafico di **Figura 8-27**.

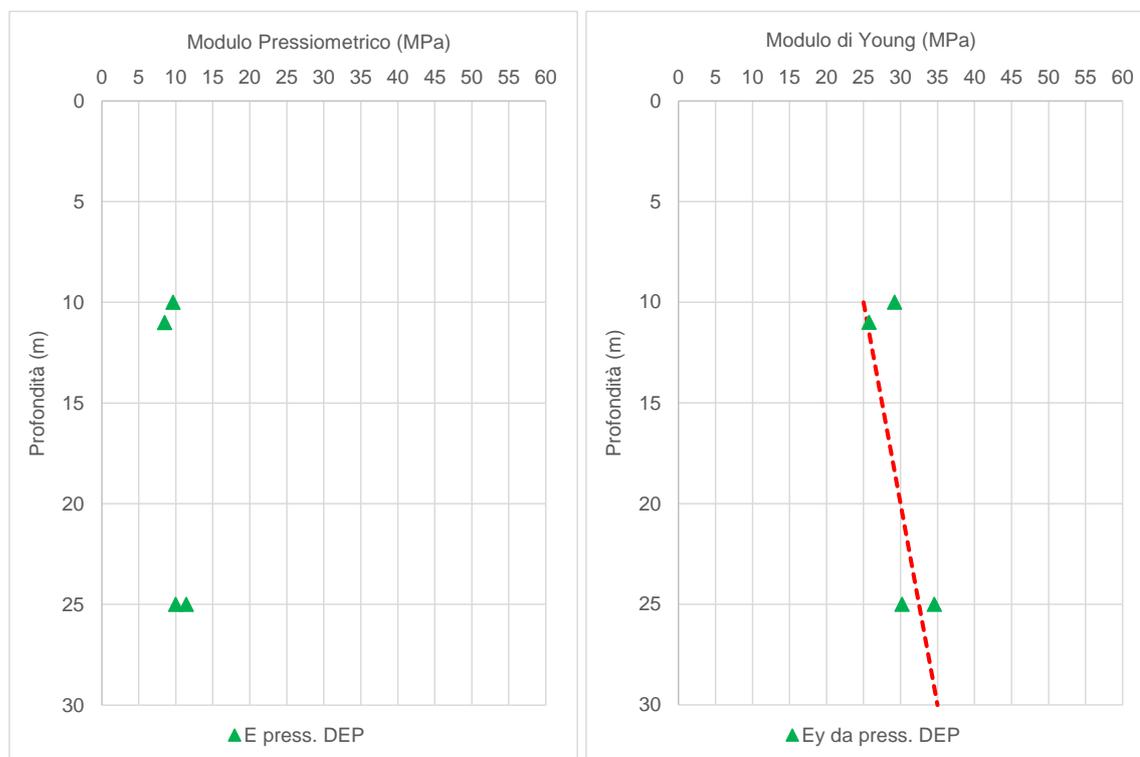


Figura 8-7: Unità DEP – Moduli di deformazione ricavati da prove in-situ

Per quanto riguarda le prove Menard, i moduli di deformazione sono stati ricavati applicando un fattore reologico dipendente dal tipo di suolo e dal rapporto E/P_L^* , come da certificato. Il fattore α utilizzato è pari a 1/3 corrispondente a sabbie normalconsolidate, si veda Tabella 7-1.

Il modulo di Young assume valori compresi tra 25-35 MPa, mostrando un andamento leggermente crescente con la profondità.

8.1.3.2 Modulo elastico a partire da dati di Vs

I valori dei moduli operativi sono stati 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/o MASW.

Nella Figura 8-8 si rappresentano i valori di V_s misurati nelle prove geofisiche associate all'unità geotecnica DEP e si diagrammano i moduli E_0 stimati sulla base dei risultati di queste prove, con riferimento alla prova Down-Hole eseguita in L1B-S62.

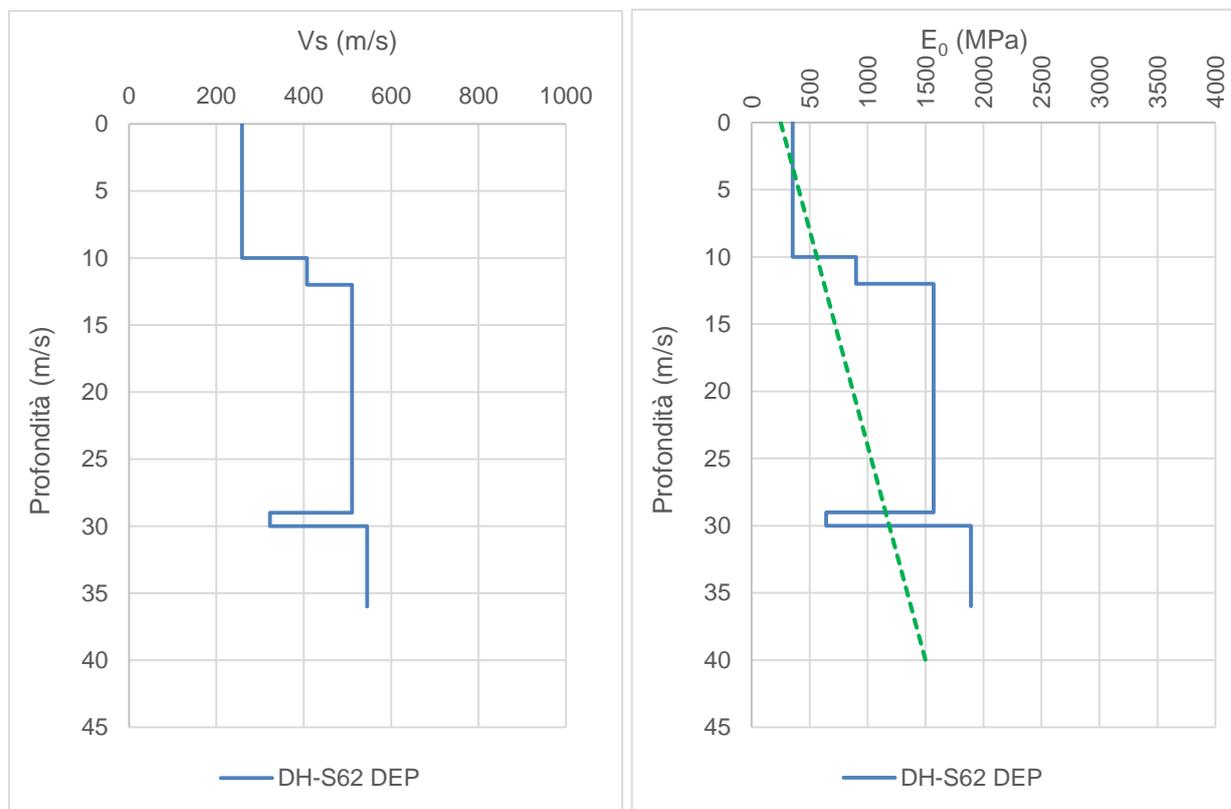


Figura 8-8: Andamento di Vs registrata e del modulo E₀ stimato nell'unità DEP

Dal grafico precedente si può osservare che il valore di E₀ assume valori che aumentano con la profondità, da cui si può stimare un modulo elastico operativo E_{op} pari a circa 30MPa nei primi 10m, fino a valori di 150MPa a maggiori profondità.

8.1.3.3 Modulo elastico da correlazioni

Per avere una stima delle caratteristiche di deformabilità di questa unità, si propone applicare il metodo di Denver (1982) secondo il quale il modulo di Young E' può essere calcolato come: $E' = S_1 \cdot N_{SPT} + S_2$, dove S₁ e S₂ sono costanti che assumono valori in funzione della granulometria e della litologia. Applicando i parametri S₁ e S₂ corrispondenti a sabbie normalconsolidate (S₁ = 0,756 e S₂ = 18,75, si veda Tabella 7-2), si ottiene:

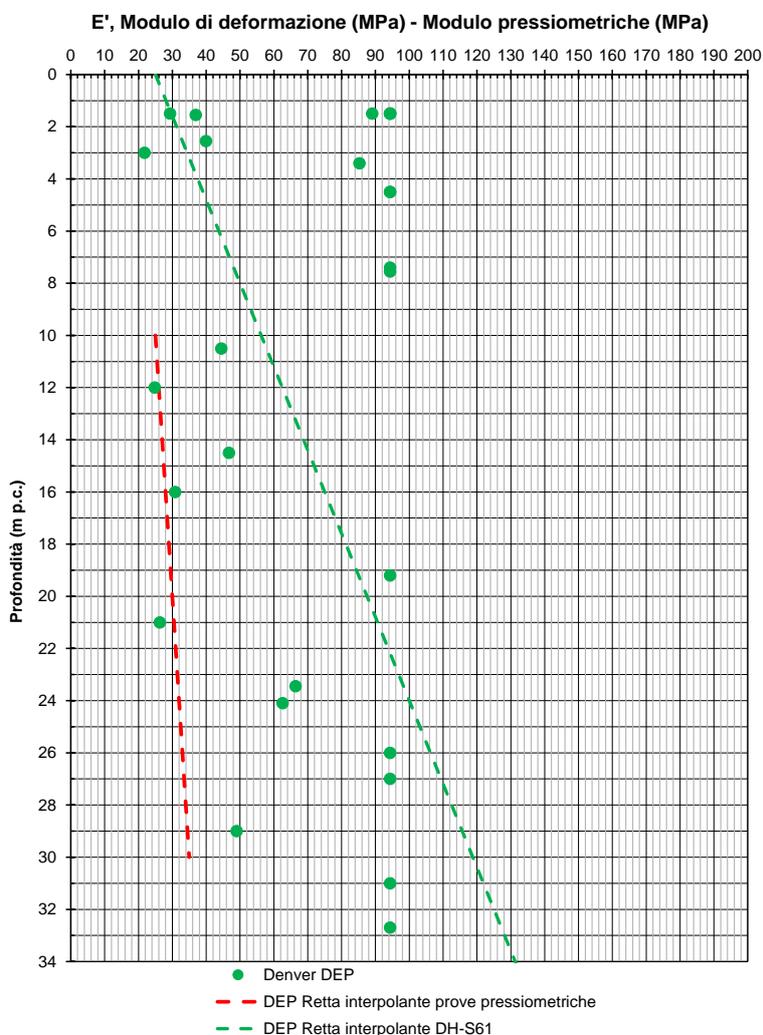


Figura 8-9: Andamento con la profondità del modulo di deformazione per i depositi (corr.di Denver)

I moduli di elasticità ottenuti tramite la correlazione di Denver presentano valori compresi tra 25 MPa e 95 MPa. Nel grafico precedente si è rappresentata la retta interpolante i risultati delle prove pressiometriche (si veda Figura 8-7); si può notare come questa retta si posizioni nel *range* inferiore dei risultati ottenuti tramite la correlazione. Si può notare che le stime a partire dalla correlazione di Denver meglio si approssimano ai risultati stimati elaborando la prova geofisica DH-S61.

8.1.4 Permeabilità

Nell'ambito della campagna d'indagine, sono state eseguite 6 prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile sull'unità in studio. In Tabella 8-2 sono riportati i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove e riferibili all'unità indagata. Ne risulta che i valori di permeabilità caratteristici per l'unità DEP sono compresi nell'intervallo 1E-04 m/s e 1E-05 m/s.

Tabella 8-2 Risultati delle prove Lefranc sull'unità DEP

Sondaggio	Unità	Prof. prova (m)		k (m/s)
L1B-S61	DEP	1,5	3	1,20E-04
L1B-S61		7,5	9	2,50E-05
L1B-S61		18	20	6,10E-06
L1B-S62		2,5	3	1,20E-04
L1B-S62		9	10,5	7,40E-06
L1B-S62		20,5	21	1,10E-05
L1B-S51		1,5	3	5,30E-05
L1B-S52		3	4,5	1,50E-04
L1B-S53		1,5	3	2,95E-07

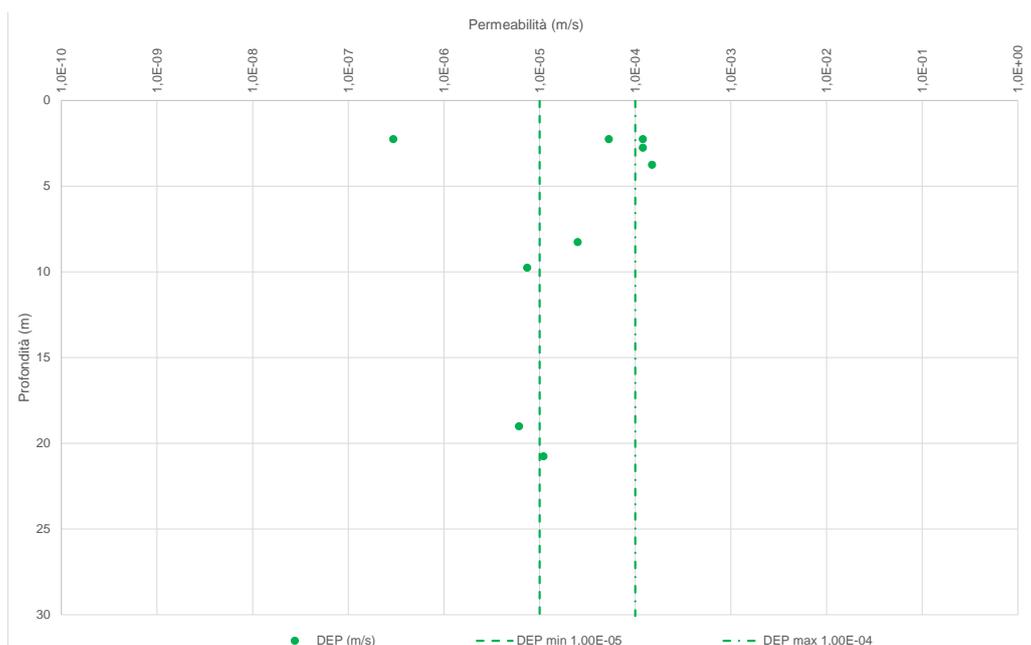


Figura 8-10: Valori di permeabilità dell'unità DEP

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

8.2 DEPOSITI S1

Questa unità è formata da sabbie e dune antiche in parte unificate (depositi di spiaggia antichi); sarà caratterizzata in base ai dati relativi al sondaggi L1B-S65bis, L1B-S66, L1B-S67 e alle prove CPTU 33 e 33_1.

	
L 1B-S 67: Cassetta n. 2 da 5 a 10 m: Ghiaia molto fine con ciottoli e sabbia	L 1B-S 67: Cassetta n. 4 da 15 a 20 m: Ghiaia e sabbia grossolana, a partire da 18,1 m sabbia limosa

Figura 8-11: Foto rappresentative della unità S1

Dal punto di vista granulometrico, questa unità è descritta come ghiaia fine con ciottoli di dimensioni da centimetriche a decimetriche e sabbia grossolana, sabbia e sabbia medio-fine limosa.

In questo sondaggio, sono state eseguite 26 prove SPT i cui risultati sono rappresentati nel grafico sottostante.

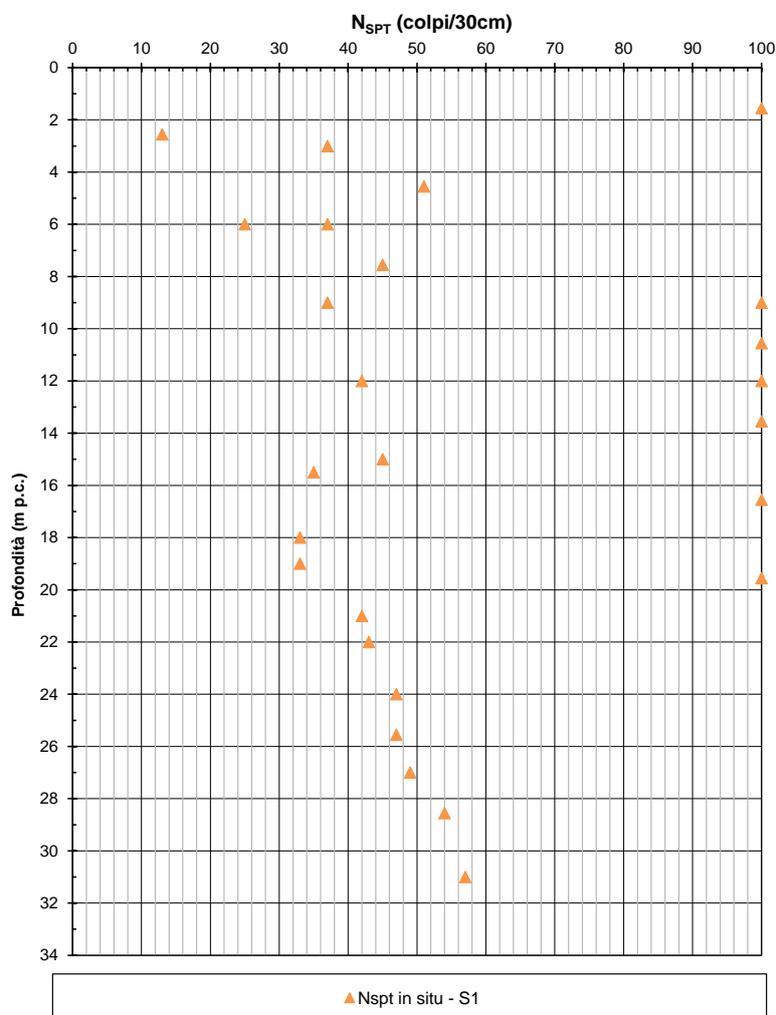


Figura 8-12: Valori Nspt in situ per la unità S1

8.2.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche

Data la natura incoerente di questi depositi, non si dispone di campioni intatti; quindi i dati che si hanno a disposizione per la caratterizzazione fisica sono il peso specifico dei grani solidi (G_s) e la distribuzione granulometrica.

Tabella 8-3 Riassunto caratteristiche fisiche – S1

Sondaggio	Campione	descrizione	Prof.media (m)	Gs (Mg/m3)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)
L1B-S66	CR1	limo sabbioso ghiaioso	5,85	2.69	10,55	20,87	68,58	0,00
L1B-S66	CR2	sabbia con limo ghiaiosa deb.argill.	11,85	2.67	14,95	47,76	31,09	6,20
L1B-S66	CR3	sabbia con limo ghiaiosa deb.argill.	20,15	2.67	14,95	44,89	34,90	5,25
L1B-S66	CR4	sabbia ghiaiosa limosa	29,65	2.66	16,89	65,42	15,28	2,40
L1B-S67	CR1	sabbia ghiaiosa limosa	3,85	2.67	13,96	75,66	10,39	0,00
L1B-S67	CR2	ghiaia con sabbia	8,15	2.66	65,73	32,21	2,05	0,00
L1B-S67	CR3	sabbia con limo deb.argill.	16,35	2.67	0,06	62,53	28,81	8,60
L1B-S67	CR4	sabbia limosa argillosa	26,15	2.66	0,31	76,50	18,72	4,47

8.2.2 Parametri di resistenza

Per stimare l'angolo di attrito interno si propone utilizzare la correlazione di Wolff (CN per sabbie grosse) e quella di Kulhawy e Maine (si veda paragrafo 7.3.2.2.1), ottenendo il seguente andamento.

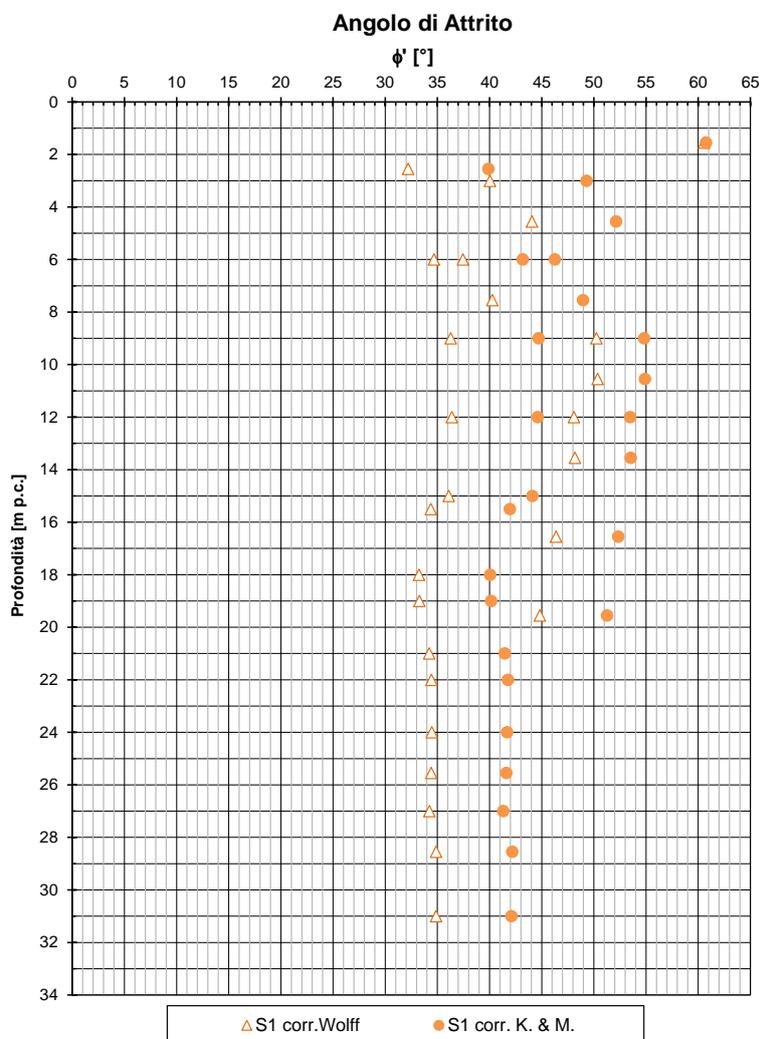


Figura 8-13: Andamento con la profondità dell'angolo di attrito per i depositi (tramite correlazioni da SPT)

Il grafico precedente mostra una certa variabilità del valore di angolo di attrito; con le correlazioni usate si ottengono valori compresi tra 32° e 55°. Nella presente relazione si indica il seguente intervallo: $\phi = 35^\circ - 40^\circ$.

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° e 45°.

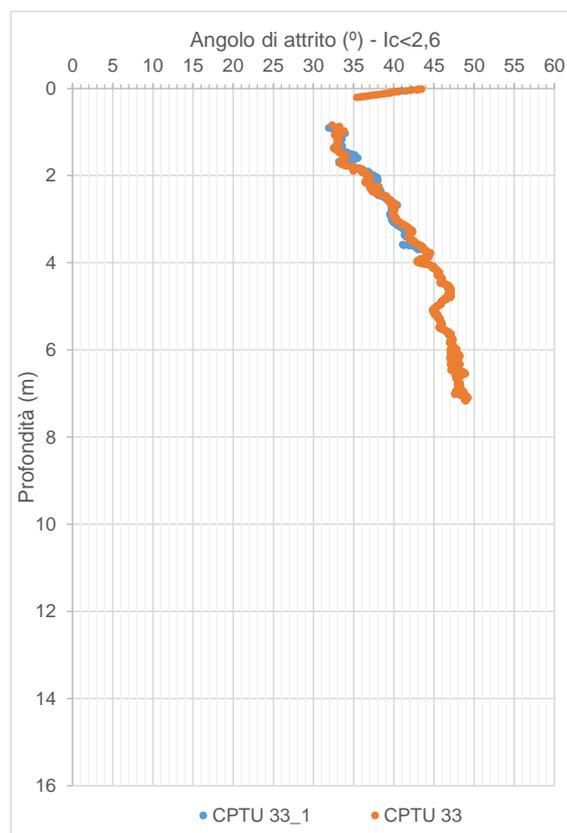


Figura 8-14 – Unità S1 ($I_c < 2,6$) – stima angolo di attrito tramite prove CPTU

8.2.3 Parametri di rigidezza

8.2.3.1 Modulo elastico da prove in situ

Sono state considerate le 2 prove pressiometriche di tipo Menard eseguite nel sondaggio L1B-S66; i risultati sono indicati nel grafico di Figura 8-15.

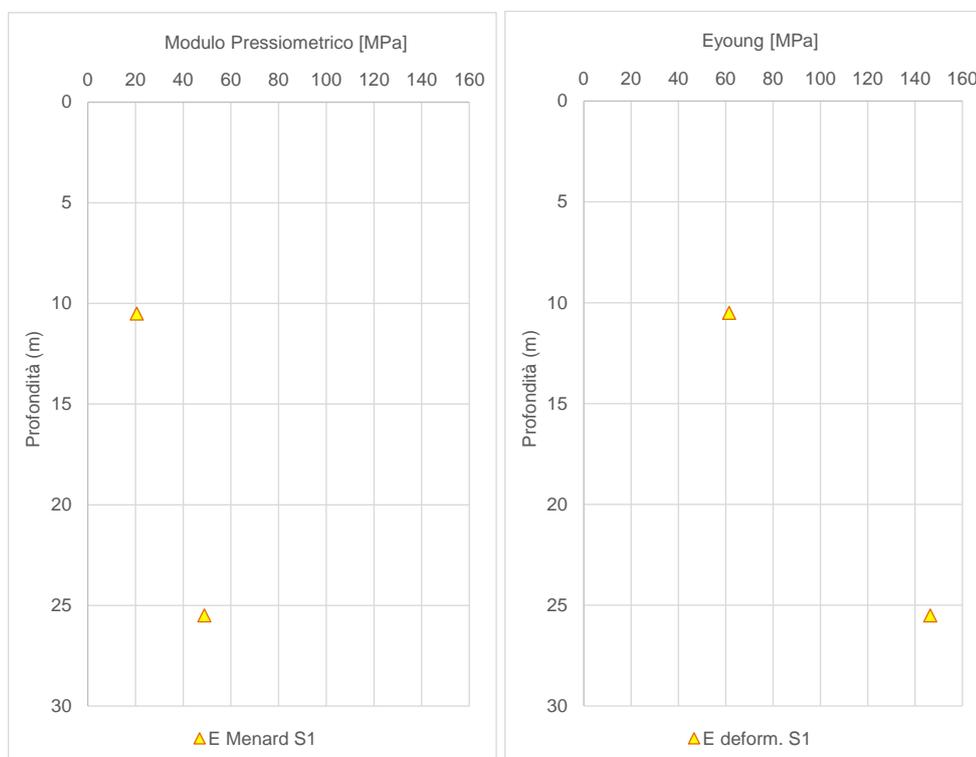


Figura 8-15: Unità S1 – Moduli di deformazione ricavati da prove in-situ

Per quanto riguarda le prove Menard, i moduli di deformazione sono stati ricavati applicando un fattore reologico dipendente dal tipo di suolo e dal rapporto E/P_L^* , come da certificato. Il fattore α utilizzato è pari a 1/3 corrispondente a sabbie normalconsolidate, si veda Tabella 7-1.

Il modulo di Young assume valori compresi tra 60-140 MPa, mostrando un andamento crescente con la profondità.

8.2.3.2 Modulo elastico operativo da correlazioni

Per avere una stima delle caratteristiche di deformabilità di questa unità, si propone applicare il metodo di Denver (1982) secondo il quale il modulo di Young E' può essere calcolato come: $E' = S_1 \cdot N_{SPT} + S_2$, dove S_1 e S_2 sono costanti che assumono valori in funzione della granulometria e della litologia. Applicando i parametri S_1 e S_2 corrispondenti a sabbie normalconsolidate ($S_1 = 0,756$ e $S_2 = 18,75$, si veda **Tabella 7-2**), si ottiene:

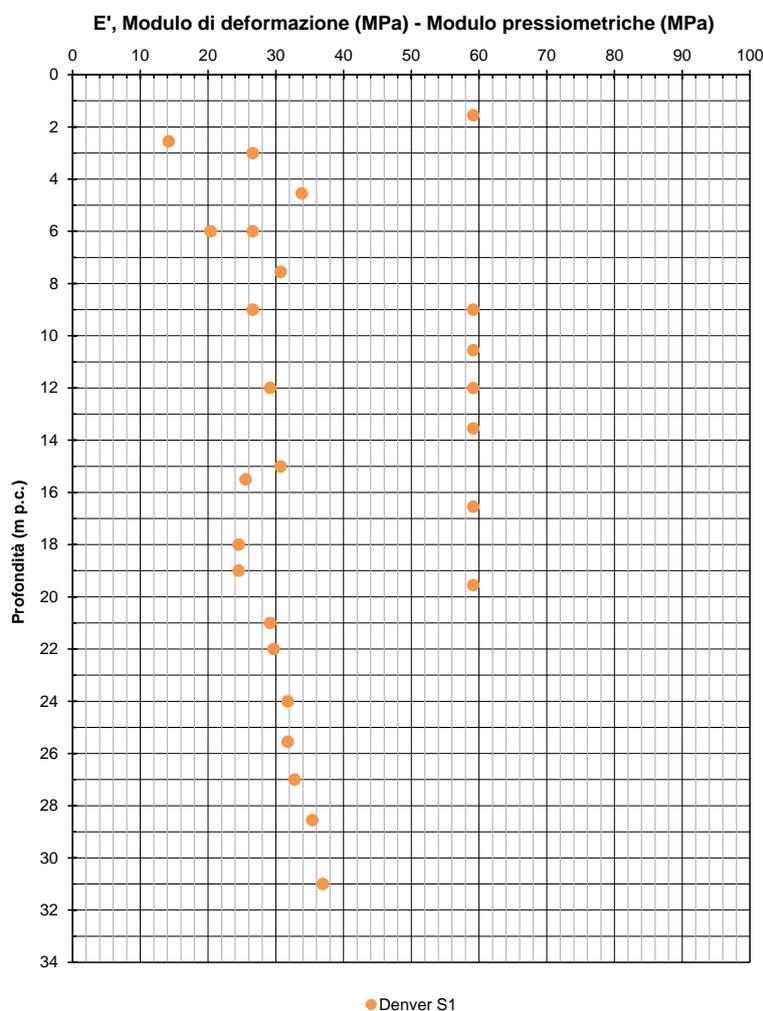


Figura 8-16: Andamento con la profondità del modulo di deformazione per S1 (corr.di Denver)

I moduli di elasticità ottenuti tramite la correlazione di Denver presentano valori compresi tra 20 MPa e 60 MPa.

Inoltre, analizzando i dati ricavati dalle prove CPTU, è possibile stimare il valore del modulo edometrico per i livelli granulari ($l_c < 2,6$, si veda il paragrafo 7.3.3.1) che rappresentano la quasi totalità della profondità investigata; di seguito si riporta il grafico corrispondente.

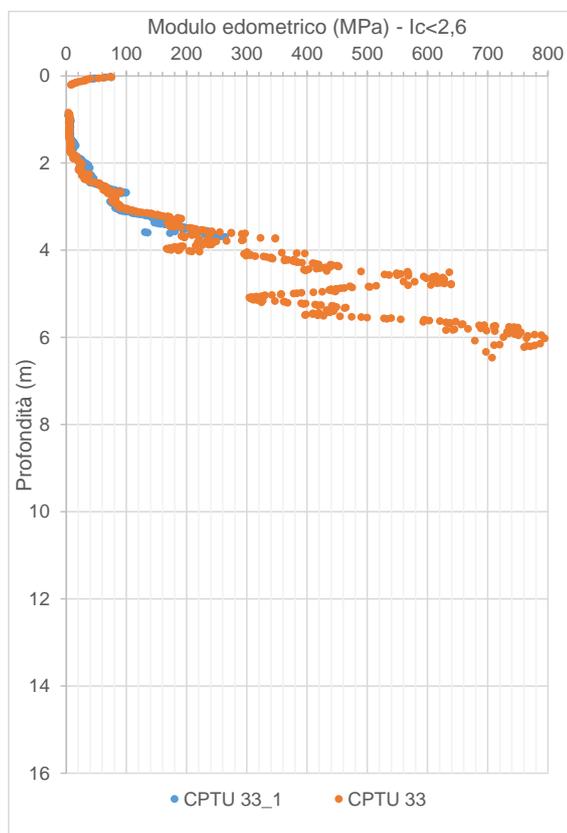


Figura 8-17: Unità S1 – Moduli edometrici da prove CPTU

A partire dalle prove CPTU eseguite e andate a rifiuto a profondità limitate (3,7 m e 7,2, m), si propone considerare la seguente caratterizzazione:

Tabella 8-4: Riepilogo dei moduli edometrici (e di Young) a partire da CPTU (fino a 6 m)

Indice di comportamento	Modulo edometrico (MPa)	Modulo di Young (MPa)
lc<2,6	30-100	25-75

8.2.3.3 Modulo elastico operativo da prove sismiche

I valori dei moduli operativi sono stati 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/o MASW.

Nella Figura 8-18 si rappresentano i valori di V_s misurati nelle prove MASW associate all'unità geotecnica S1 e si diagrammano i moduli E_0 stimati sulla base dei risultati di queste prove.

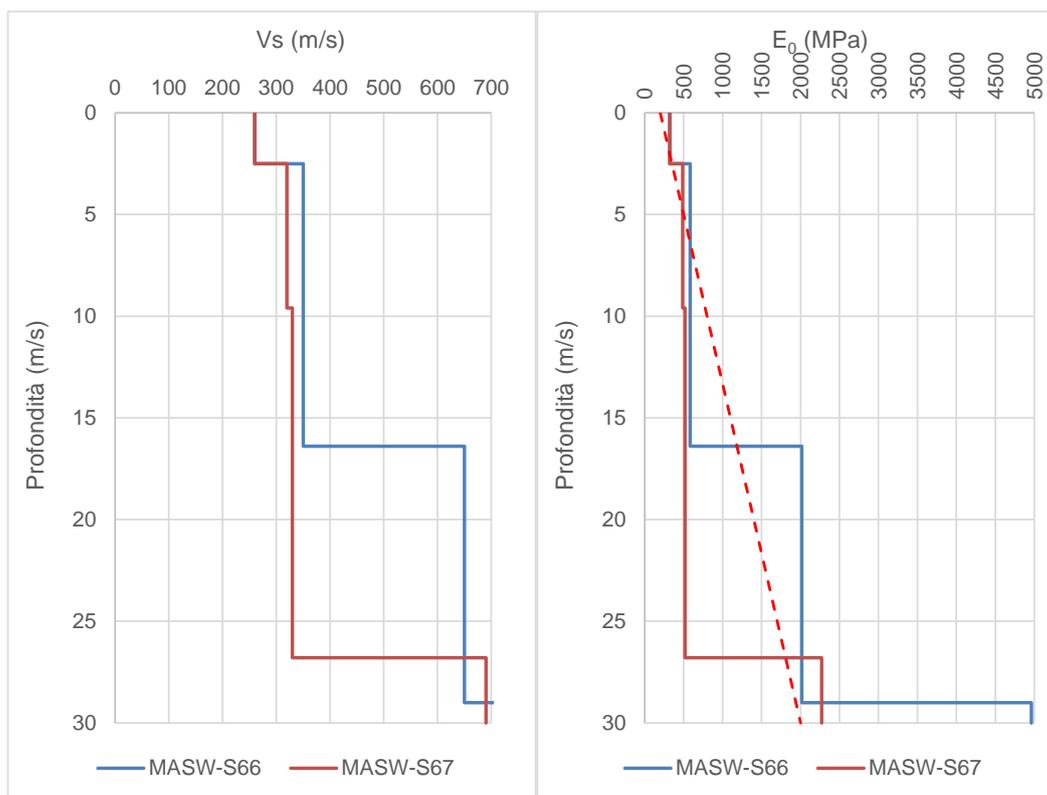


Figura 8-18: Andamento di Vs registrata e del modulo E₀ stimato nell'unità S1

Dal precedente grafico si nota come E₀ mostra valori crescenti con la profondità; per la unità S1 si indicano i seguenti intervalli.

Tabella 8-5: Sommario dei moduli E₀ ed Eoperativo a partire da prove DH - BP

unità		<15m	>15m
S1	E ₀ [MPa]	200-1200	1200-2000
	E _{op} [MPa]	20 a 120	120 a 200

E_{op} è stato calcolato come 1/10 E₀ nel caso di problemi di "primo carico" (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati).

I moduli elastici operativi ottenuti a partire da prove geofisiche assumono valori in linea con quelli stimati tramite correlazioni (che danno risultati leggermente cautelativi tra 5 e 30 m, 40-60 MPa) e quelli valutati da prove CPTU (25-75 MPa, fino a 6 m), descritti al paragrafo precedente.

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 8-6 sono riportati i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove e riferibili all' unità indagata.

Tabella 8-6 Risultati delle prove Lefranc sull'unità S1

Sondaggio	Unità	Prof. prova (m)		k (m/s)
L1B-S67	S1	3	4	1,90E-05
L1B-S67		10	11	2,20E-05
L1B-S67		18	19	1,70E-05
L1B-S66		3	4	1,86E-07
L1B-S66		10	11,5	8,30E-06
L1B-S66		18	20,5	4,00E-06
L1B-S65bis		2,7	4,1	9,43E-07
L1B-S65bis		10,2	10,5	1,55E-06

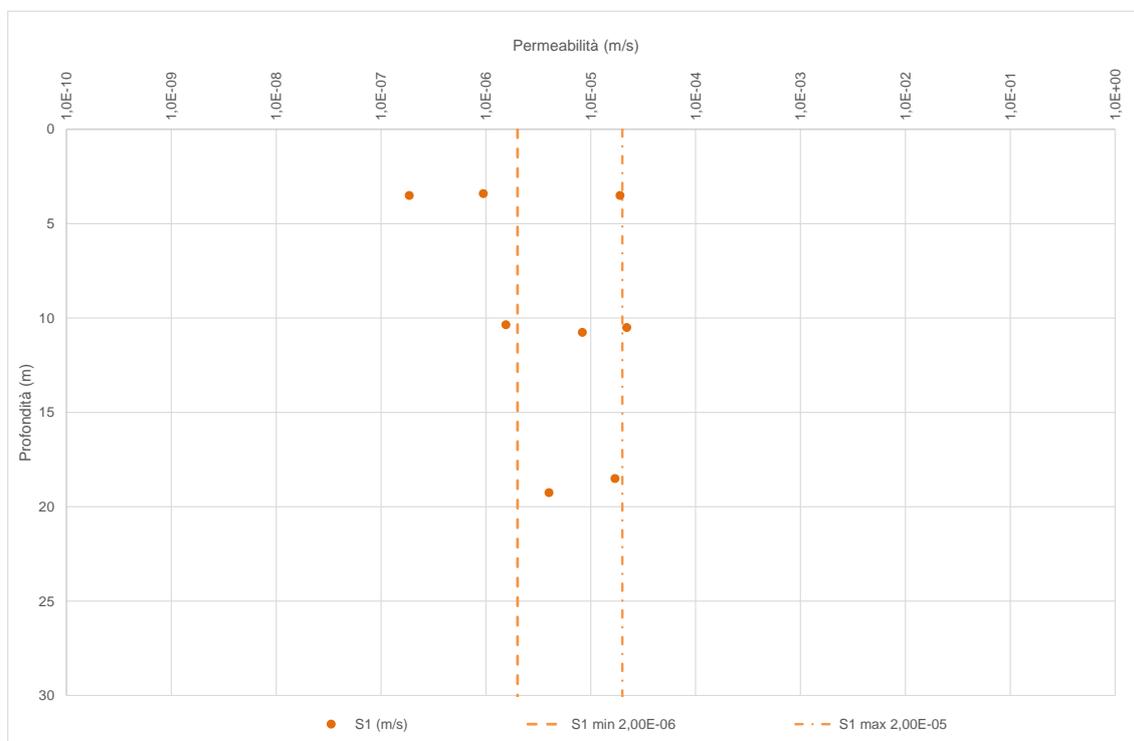


Figura 8-19: Valori di permeabilità dell'unità S1

Osservando il grafico precedente, re risulta che i valori di permeabilità caratteristici per l'unità S1 sono compresi nell'intervallo 2E-06 m/s e 2E-05 m/s.

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

8.3 UNITÀ PAD

All'interno dell'unità del Sintema della Certosa di Padula si possono distinguere due sotto-gruppi geotecnici in funzione delle caratteristiche granulometriche dei depositi:

- **PADb** si riferisce a depositi con facies più grossolara (Figura 8-20 – 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 8-20 – a destra), formati da alternanze di argille grigie e nerastre, limi marroni e, a luoghi, 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 associare il tipo di comportamento geotecnico a ciascun sotto-gruppo (granulare per PADb e coesivo per PADe2) è giustificata sia in base alle granulometrie oltre che alle 38 prove CPTU eseguite lungo il Vallo di Diano.

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



L1C_AV_08: Particolare delle ghiaie poligeniche ed eterometriche cementate - **PADb**



L1C_AV_09: Vista verso Nord della piana centrale del Vallo di Diano, costituita invariabilmente dai depositi fini della litofacies lacustre del Sintema della Certosa della Padula - **PADe2**



L1B-S37: Cassetta n. 2 da 5.0 a 10.0 m: Ghiaia medio-grossolana in matrice sabbioso-limosa.



L1B-S41: Cassetta n. 4 da 15.0 a 20.0 m: Argilla limosa debolmente sabbiosa.

Figura 8-20: Fotografie rappresentative dell'unità PADb (a sinistra) e PADe2 (a destra)

Per i dettagli sulla caratterizzazione geotecnica di questa unità si rimanda al Doc. [48] inerente al Lotto 1B. Nella relazione citata, sono state infatti prese in considerazione indagini eseguite nel contesto della campagna geotecnica inerente al Lotto 1C, quali i sondaggi L1B-S35bis, L1B-S36, L1B-S37, L1B-S38, L1B-S39, L1B-S40, L1B-S41, L1B-S41b e le prove penetrometriche CPTU-29 e CPTU-30.

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

8.4 UNITÀ ABD

L'unità ABD appartiene alla Formazione di Albidona; nell'area di studio prevalgono il Membro Caotico (clasti di calcareniti fittamente attraversate da vene calcitiche, immersi in una matrice fine costituita da siltiti-argilliti) ed il Membro Marnoso-Conglomeratico (clasti di ghiaie in abbondante matrice argilloso-limoso). Il comportamento atteso di questa unità, sulla base delle informazioni analizzate (in particolare con riferimento ai sondaggi L1B-41ter e L1B-S42), può essere interpretato come segue:

- come terreno coesivo fino a circa 20 m di profondità;
- come roccia oltre i 20 m di profondità.

In questa relazione si focalizza l'attenzione sulla facies coesiva in quanto quella maggiormente presente, considerate anche le profondità di generale interesse nelle zone che prevedono le opere all'aperto; si rimanda allo specifico elaborato sulle gallerie per la caratterizzazione della facies più lapidea. Le figure sottostanti mostrano i materiali appartenenti a questa-unità geotecnica, come rinvenuti in affioramento così come si presentano estratti dai carotaggi.



Figura 8-21: Panoramica dell'affioramento, con alternanze di livelli arenacei e calcarei (L1C-AV-12)



L 1B-S 42: Cassetta n. 2 da 5.0 a 10.0 m: argilla limosa con ghiaia, oltre i 7,0 argilla marnosa con ghiaia



L 1B-S 42: Cassetta n. 5 da 20.0 a 25.0 m: alternanza di argillite debolmente marnosa e arenite quarzosa

La caratterizzazione inclusa nei seguenti paragrafi si basa principalmente sui dati ottenuti dai sondaggi L1B-41ter, L1B-S42, L1B-S42bis (a distruzione) e L1B-S43 (unicamente dati riferiti alla litofacies litoide).

8.4.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche

Dai sondaggi L1B-41ter e L1B-S42 si sono estratti 3 campioni indisturbati da cui si ottengono i seguenti risultati:

Tabella 8-7 Riassunto caratteristiche fisiche – ABD

Sondaggio	Campione	Prof.media	γ	Gs	wn	e	LL	LP	Ip	G	S	L	A
		[m]	[kN/m ³]	[-]	[%]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
L1B-S41ter	CR1	3.45	20.72	2.71	11.1	0.426	27.8	19.7	8.1	1,54	4,03	62,61	31,82
L1B-S41ter	CR2	30.7	23.83	2.69	6.2	0.173	27.8	17.7	10.1	30,77	11,83	37,70	19,70
L1B-S42	CI3	3.75	19.24	2,71	20.0	0.654	50.5	27.3	23.2	7,25	13,19	46,00	33,56

Gli altri campioni su cui sono state eseguite prove di laboratorio sono campioni litoidi.

Nelle figure successive si mostrano i grafici corrispondenti ai risultati delle prove di riconoscimento fisico sull'unità ABD (componente terrigena).

Con riferimento ai valori di peso dell'unità di volume, si ritiene opportuno considerare un intervallo compreso tra 19 e 21 kN/m³.

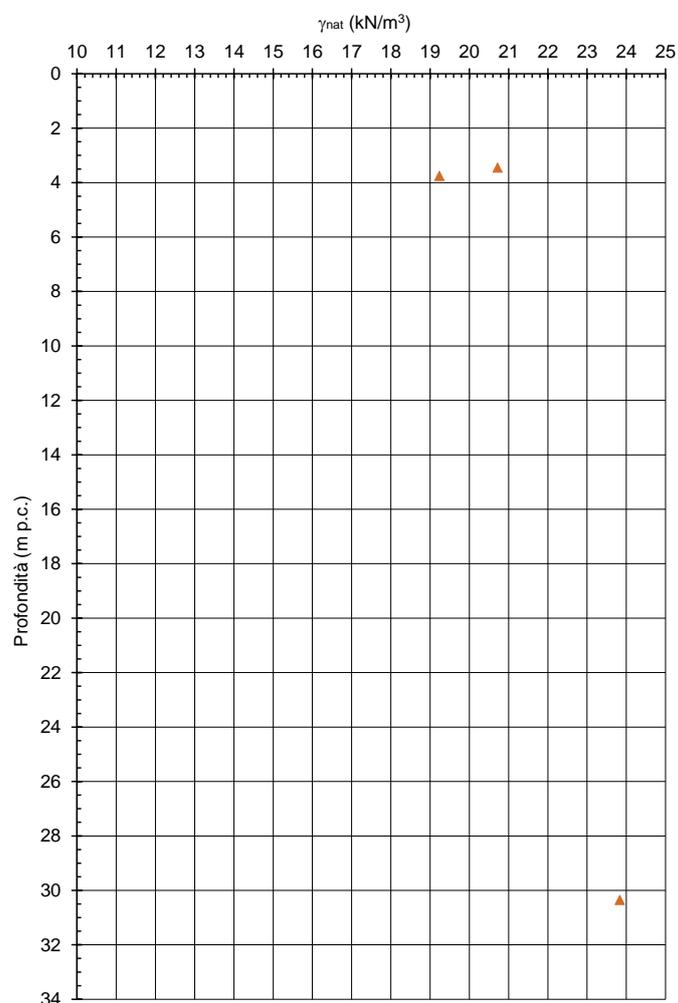


Figura 8-22: Andamento con la profondità dei pesi dell'unità di volume (ABD)

Per la unità di natura coesiva ABD, come si osserva in Figura 8-22, l'andamento dell'indice di plasticità di indica una condizione da POCO PLASTICA ($5 < I_p < 15$) a PLASTICA ($15 < I_p < 40$). La consistenza è generalmente SEMISOLIDA-SOLIDA come riscontrabile dai valori dell'indice di consistenza ($I_c \geq 1$) riportati nel grafico della stessa figura.

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1R11	GE	GE0006001	C	84 di 156

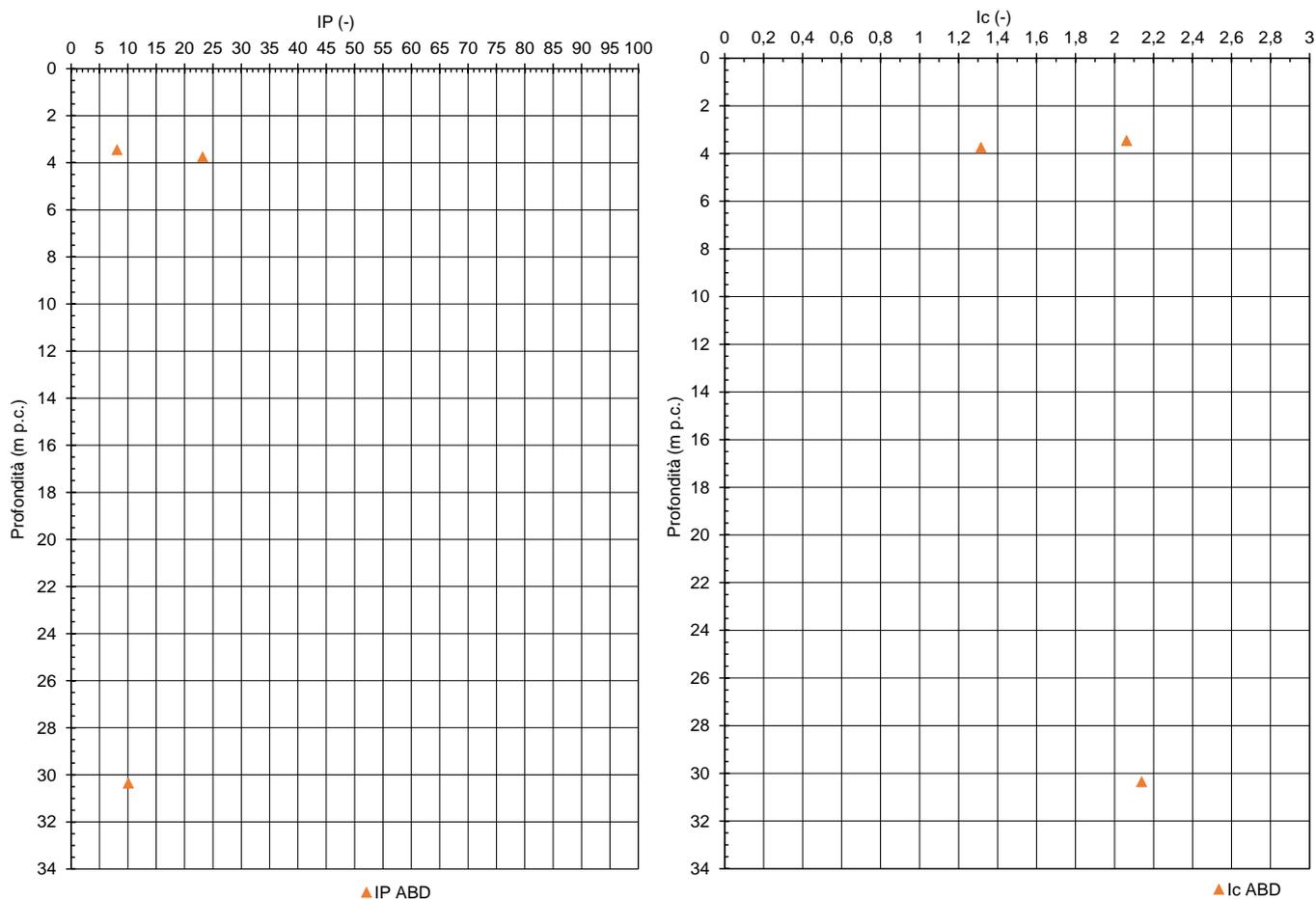


Figura 8-23: Andamenti con la profondità degli indici di Plasticità e di Consistenza

La distribuzione dei dati nella Carta di Plasticità di Casagrande (Figura 8-24) classifica i terreni come argillosi inorganici di bassa plasticità. Per quanto riguarda la carta di Attività, i terreni possono essere classificati come INATTIVI.

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1R11	GE	GE0006001	C	85 di 156

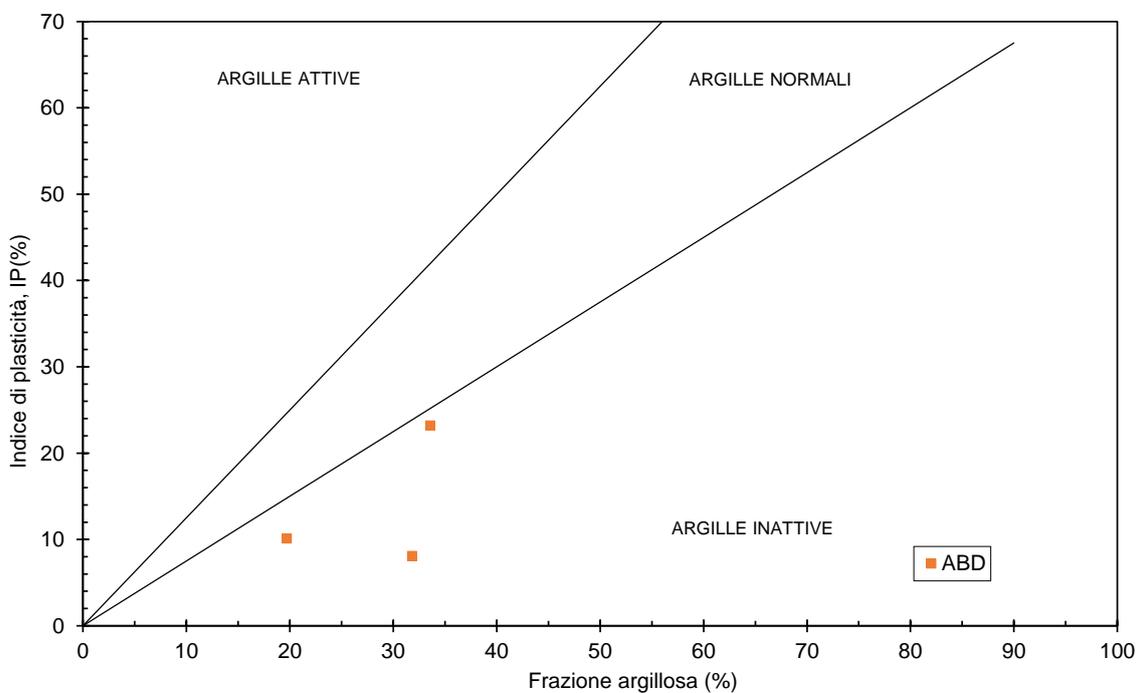
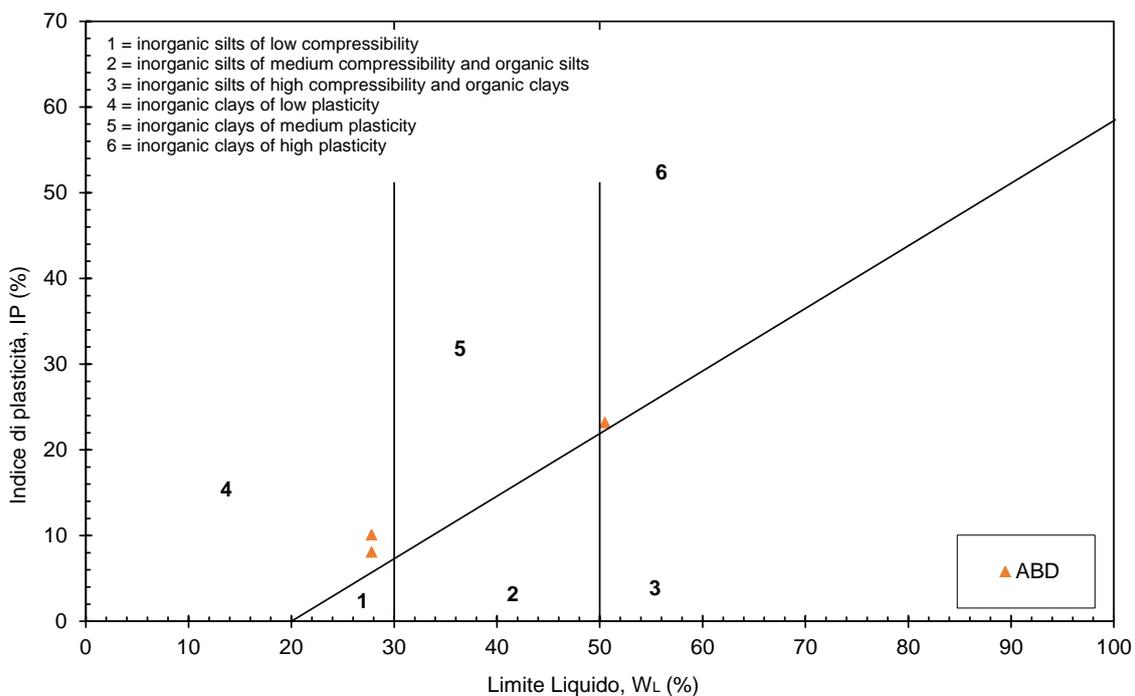


Figura 8-24 Carta di Plasticità (in alto) e Carta di attività (in basso) per la unità ABD

8.4.2 Parametri di resistenza

8.4.2.1 Condizioni non drenate

In Figura 8-25 si riportano gli andamenti della coesione non drenata c_u con la profondità, ottenuti dalle prove con Penetrometro tascabile (PP) eseguiti su campioni di laboratorio e dalle correlazioni con N_{SPT} (si veda paragrafo 7.2.2.1.4, considerando $f_1=4,5$).

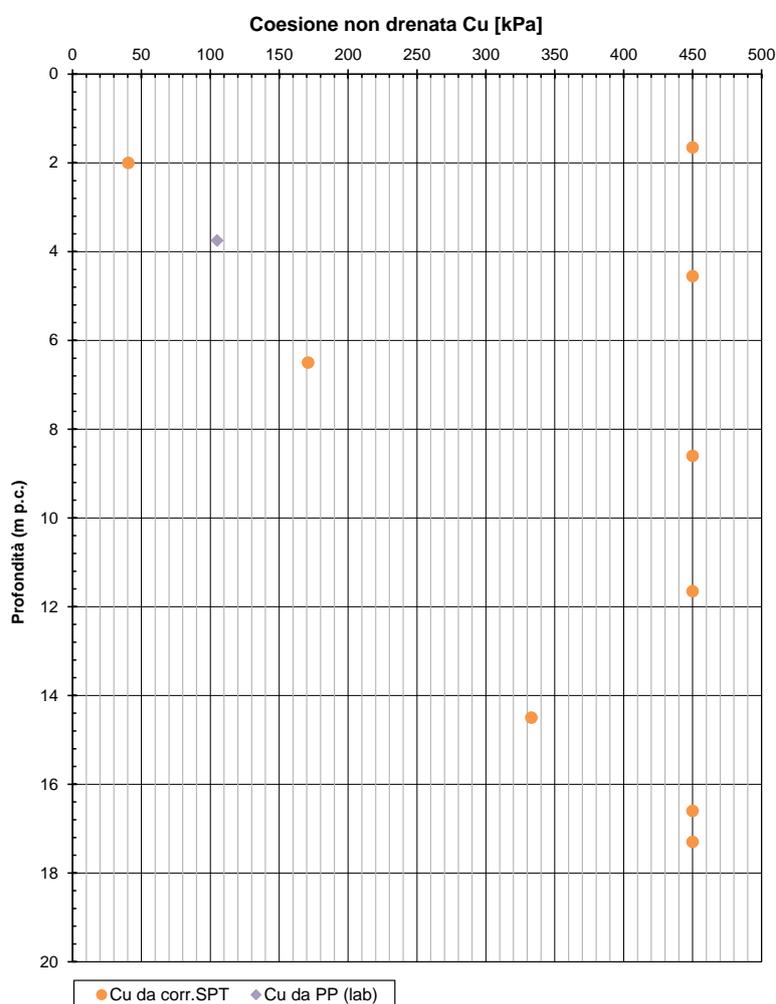


Figura 8-25: Andamenti di c_u con la profondità per l'unità ABD

Per completezza nella seguente tabella si riportano i risultati (in termini medi) relativi alla prova triassiale non consolidata non drenata realizzata. Il valore ottenuto si considera in linea con il grafico precedente. Nota: sono disponibili i risultati di solo su due provini.

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

Sondaggio	Unità	Campione	Prof.media	c_u (valore medio)
			[m]	[kPa]
L1B-S42	ABD	CI1	3.75	82.2

Sulla base del grafico precedente, si ritiene di assegnare un valore di coesione non drenata crescente con la profondità, assumendo un intervallo pari a 50-150 kPa.

8.4.2.2 Condizioni drenate

In questo paragrafo vengono riassunti i risultati derivanti dalla unica prova di taglio diretto disponibile per l'unità coesiva ABD. Per questa unità, i dati riportati nel grafico restituiscono una retta di interpolazione che indica i seguenti valori: $\phi'=22^\circ$ – $c'=12$ kPa.

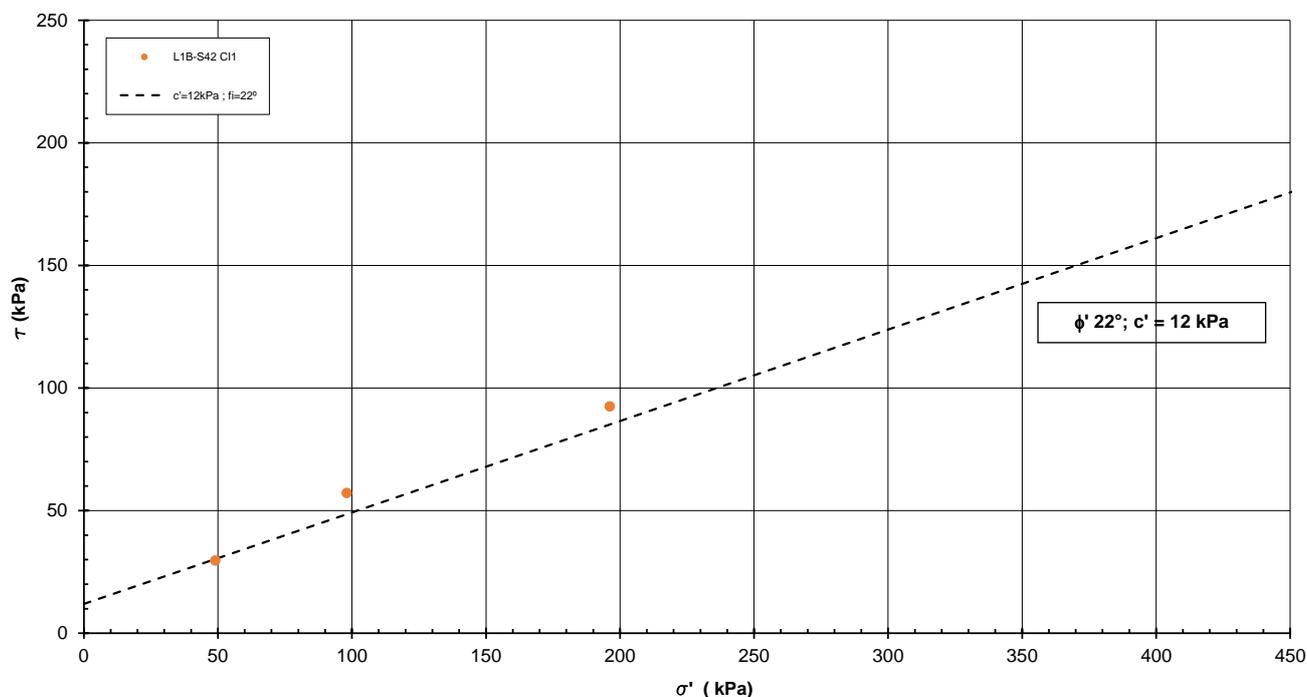


Figura 8-26 – Unità ABD - interpretazione delle prove di taglio diretto ($c' = 12$ kPa, $\phi' = 22^\circ$)

8.4.3 Parametri di rigidezza

8.4.3.1 Modulo elastico da prove in situ

Per completezza si includono le 2 prove pressiometriche di tipo Menard eseguite nel sondaggio L1B-S42, a profondità maggiori di 20 m , su materiale costituito da alternanza di argillite marnosa e arenite quarzosa. I risultati sono indicati nel grafico di **Figura 8-27**.

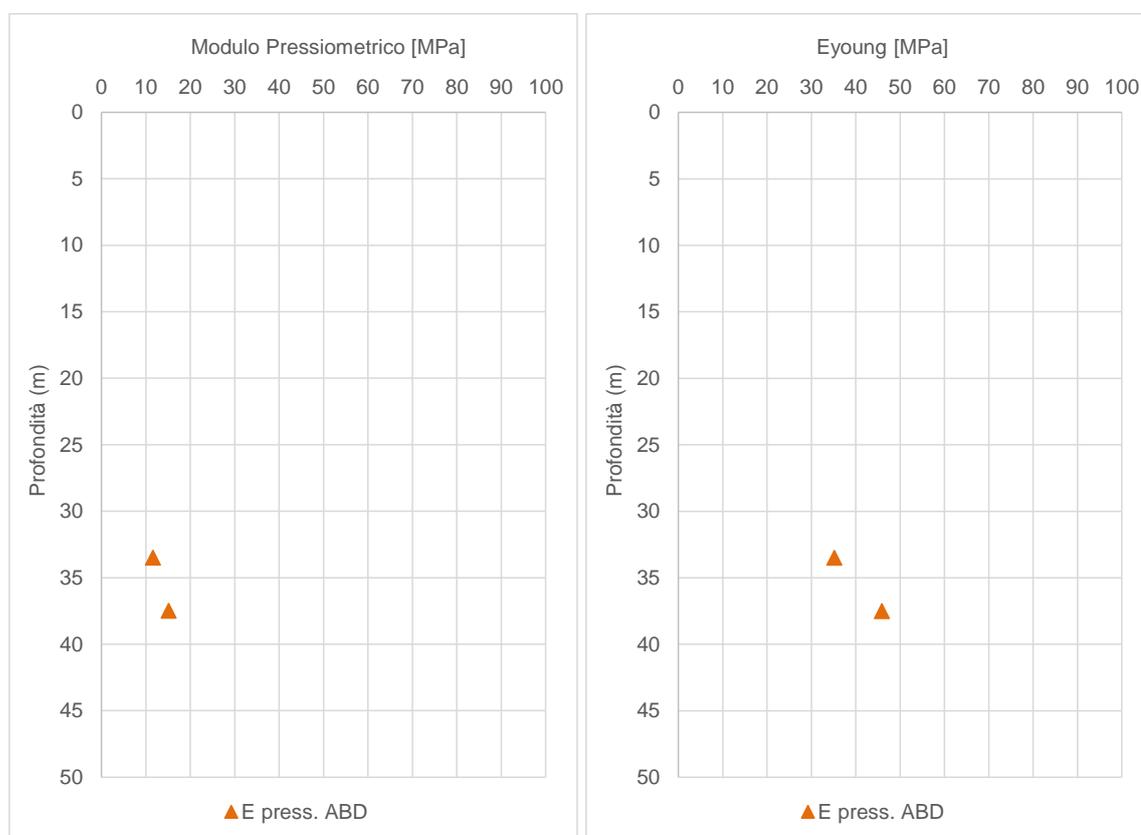


Figura 8-27: Unità ABD – Moduli di deformazione ricavati da prove in-situ

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^* ($\alpha=1/3$), come da certificato.

Questi risultati sono mostrati per completezza, ma non sono utilizzabili per caratterizzare la deformabilità della litofacies argillosa dell'unità ABD.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

8.4.4 Permeabilità

Nell'ambito della campagna d'indagine, sono state eseguite 6 prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile (S42 e S41ter) e 3 prove di permeabilità Lugeon (S43). In **Tabella 8-9** sono riportati i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove e riferibili alla unità in esame.

Tabella 8-9 Risultati delle prove Lefranc sull'unità ABD

Sondaggio	Prof.prova (m)		k (m/s)
L1B-S42	33	36	8,61E-08
L1B-S42	37	40	3,06E-07
L1B-S42	41	44	2,75E-07
L1B-S43	51	54	6,62E-07
L1B-S43	58	61	6,15E-07
L1B-S43	63	65	1,58E-06
L1B-S41TER	2,5	3,2	1,50E-05
L1B-S41TER	10	11,65	4,87E-06
L1B-S41TER	19	21	8,63E-07

Si sottolinea come 6 su 9 prove di permeabilità siano state eseguite a profondità maggiori di 30 m (quindi sulla litofacies litoide dell'unità ABD); si ritiene possibile che i valori di permeabilità siano condizionati da un moderato livello di fratturazione.

In ogni caso, per l'unità ABD si propone un intervallo di permeabilità pari a 1E-07 m/s a 1E-6 m/s, per tenere in conto dell'eventuale presenza di ghiaia all'interno delle argille marnose.

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1R11	GE	GE0006001	C	90 di 156

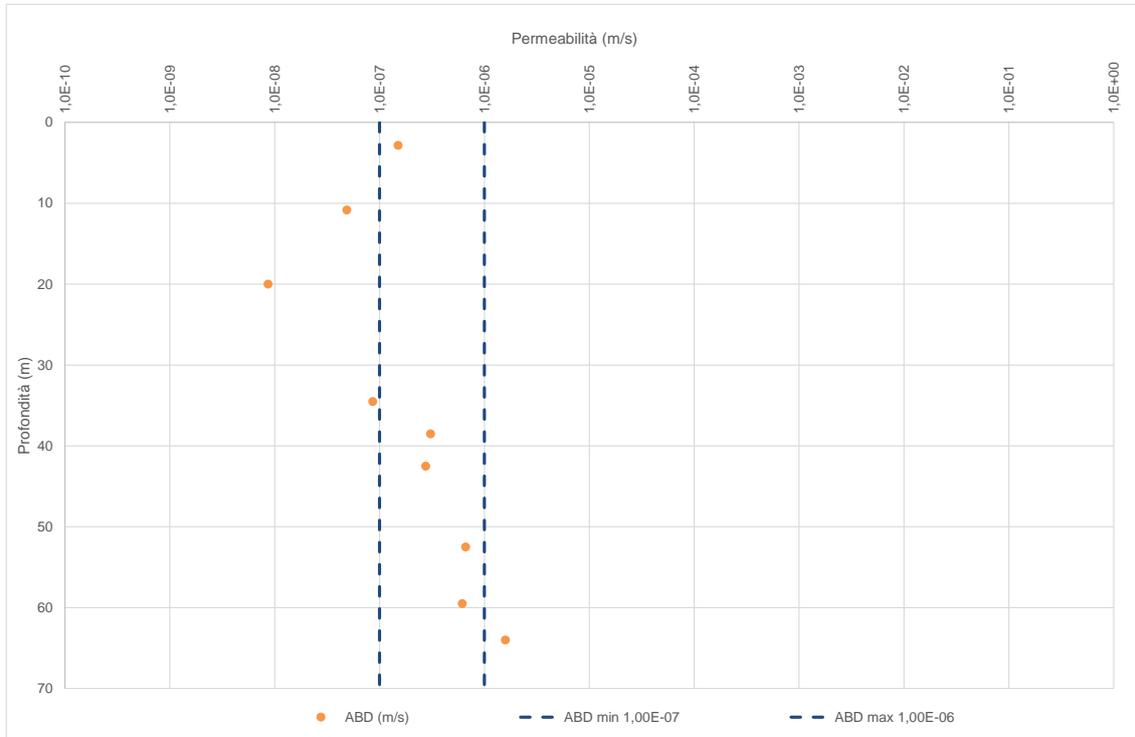


Figura 8-28: Valori di permeabilità dell'unità ABD

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

8.5 UNITÀ UAS

L'unità UAS appartiene al Complesso Indifferenziato di Nemoli, formato da differenti associazioni litologiche, costituite prevalentemente da marne, arenarie e calcari marnosi. Nell'area in esame è diffuso un intervallo caotico, costituito da matrice argillosa contenente pezzame di calcareniti, rare brecciole e arenarie. Si intercalano argilliti, sovente poco consistenti.

Il comportamento atteso di questa unità, sulla base delle informazioni analizzate, può essere interpretato come segue:

- come terreno coesivo (UAS1) fino a circa 10-20 m di profondità, laddove sono presenti promontori (puntualmente si potrebbe rinvenire fino a maggiori profondità, come ad esempio nel sondaggio L1B-S53bis);
- come roccia (UAS2) nelle zone avvallate e oltre i 10-20 m di profondità laddove sono presenti promontori.

La distinzione è indicata nel profilo geotecnico, Doc.Rif. [41].

In questa relazione si pone l'attenzione sia sulla facies coesiva (UAS1) presente lungo le tratte dove si trovano trincee, gallerie artificiali e rilevati, sia sulla caratterizzazione della facies più lapidea (UAS2) per la definizione delle curve di capacità portante dei pali dei viadotti.

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



Figura 8-29: Affioramento di argilliti da cui emerge una bancata di calcarea (L1C_AV-13B)



Figura 8-30: Panoramica dell'affioramento nell'alveo del fiume Noce, alternanza di calcari e argilliti (L1C_AV-13A)

Nelle seguenti immagini si possono apprezzare le differenze tra la facies coesiva UAS1 (profondità <10 m) e la facies più lapidea UAS2 (profondità >10 m).



L 1B-S 50: Cassetta n. 2 da 5.0 a 10.0 m: Argilla sabbiosa-limoso, di colore grigio, grigioscuro, con presenza di ghiaia; struttura scagliettata, debolmente umida.



L 1B-S 54: Cassetta n. 2 da 5.0 a 10.0 m: Argilla limosa colore bruno tendente al grigio, da consistente a molto consistente, con inclusi millimetrici da subarrotondati ad arrotondati, grigiastri.



L 1B-S 52: Cassetta n. 5 da 20.0 a 25.0 m: Argillite da consistente a molto consistente con ciottoli millimetrici; a tratti si trovano livelli cm di arenaria quarzosa.



L 1B-S 54: Cassetta n. 6 da 25.0 a 30.0 m: Calcare marnoso

La caratterizzazione inclusa nei seguenti paragrafi si basa principalmente sui dati ottenuti dai sondaggi L1B-S49ter, L1B-S50, L1B-S51, L1B-S51bis, L1B-S52, L1B-S52bis, L1B-S53, L1-S53bis e L1B-S54.

Dapprima si analizzano i dati a disposizione per la caratterizzazione della sub-unità UAS1 (paragrafi 8.5.1 al 8.5.4); successivamente, la caratterizzazione geotecnica della sub-unità UAS2 in termini di formazione rocciosa verrà fatta facendo tendenzialmente riferimento ai criteri di rottura proposti e aggiornati da Hoek & Brown a partire dal 1980. In particolare:

- verranno stimati i parametri della roccia intatta (paragrafo 8.5.5);
- verrà stimato il GSI (Geological Strength Index); (paragrafo 8.5.6.4);
- l'involuppo delle resistenze dell'ammasso roccioso in condizioni "undisturbed" o "disturbed" verrà valutato sulla base di quanto riportato in Brown & Hoek (1988), Hoek & Brown (1988) e Hoek, Kaiser & Bawden (1995); (paragrafo 8.5.7);
- verranno stimate le caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso. (paragrafo 8.5.8);

8.5.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche (UAS1)

I principali parametri inerenti alle caratteristiche fisiche dei materiali che formano l'Unità UAS1 sono riassunti nella Tabella 8-10, suddivisi per campioni e profondità di prelievo.

Tabella 8-10 Riassunto caratteristiche fisiche – UAS1

Borehole	Camp.	Prof.	γ_n	Gs	w	e 0	LL	LP	IP	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla
[n°]	[n°]	[m p.c.]	[kN/m3]	[Mg/m3]	[%]	[-]	[%]	[%]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]
L1B-S49ter	CI1	5,30	21,02	2,65	14,30	0,44	41,30	22,80	18,5	2,04	16,55	54,42	26,99
L1B-S49ter	CR1	3,15		2,61			28,80	18,90	9,9	17,30	27,27	42,01	13,42
L1B-S49ter	CR2	19,85		2,63			36,90	24,00	12,9	8,2	25,66	57,68	8,4
L1B-S50	CR1	6,14		2,63					-	15,7	39,77	28,80	15,8
L1B-S50	SPT1	1,70		2,62					-	13,4	39,16	39,56	7,9
L1B-S50	SPT2	5,20		2,62					-	30,6	38,25	24,81	6,3
L1B-S50	SPT3	8,21		2,63					-	1,6	32,33	56,13	9,9
L1B-S51bis	CR1	6,75		2,65			33,80	18,50	15,3	2,5	26,40	40,57	30,6
L1B-S52bis	CI1	7,70	22,27	2,62	11,60	0,314	31,40	16,50	14,9	45,8	19,37	20,85	14,0
L1B-S52bis	CI2	19,70	20,91	2,65	16,50	0,478	42,30	25,50	16,8	6,2	8,51	54,15	31,2
L1B-S52bis	CI3	29,70	20,04	2,66	13,20	0,503	40,80	21,20	19,6	1,9	5,56	54,71	37,9
L1B-S52bis	CR1	3,90		2,62					-	50,4	21,34	14,85	13,4
L1B-S53	CR1	6,20		2,65	14,20		42,10	19,20	22,9	13,6	17,12	37,85	31,5
L1B-S53	CR2	12,20		2,63	12,30				-	12,6	34,39	42,46	10,5
L1B-S53	CI2	21,80		2,64					-	0,8	26,77	56,55	15,9
L1B-S53	CL3	34,15		2,64			34,10	18,60	15,5	16,4	12,67	45,06	25,8
L1B-S53	SPT1	1,55		2,65					-	18,4	4,36	47,65	29,6
L1B-S53	SPT2	5,23		2,63					-	29,0	11,00	54,00	6,1
L1B-S53	SPT3	8,73		2,64					-	18,5	22,72	39,82	19,0
L1B-S53bis	CI1	30,35	21,15	2,65	11,50	0,397	42,40	24,30	18,1	4,2	11,97	57,14	26,7
L1B-S53bis	CI2	39,68	20,06	2,65	15,80	0,530	36,80	20,20	16,6	22,6	12,19	24,68	40,5
L1B-S53bis	CR1	0,88		2,62			36,90	22,70	14,2	38,1	21,86	26,74	13,3
L1B-S53bis	CR2	11,15		2,64			33,10	21,00	12,1	2,1	36,42	39,79	21,6
L1B-S53bis	CR3	19,85		2,64			35,40	22,90	12,5	13,4	23,93	41,19	21,4

Nella figura successiva, invece, i valori dei pesi dell'unità di volume sono riportati graficamente in relazione alla profondità.

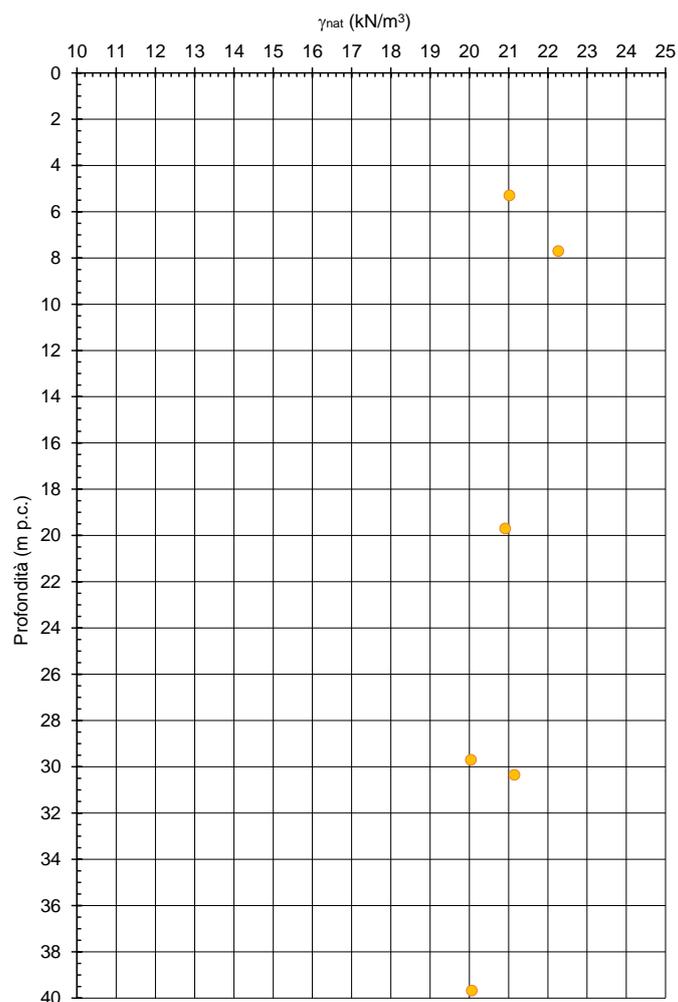


Figura 8-31: Andamento con la profondità dei pesi dell'unità di volume (UAS1)

Per la unità di natura coesiva UAS1, come si osserva in Figura 8-32, l'andamento dell'indice di plasticità di indica una condizione generalmente PLASTICA ($15 < I_p < 40$). La consistenza è generalmente SEMISOLIDA-SOLIDA come riscontrabile dai valori dell'indice di consistenza ($I_c \geq 1$) riportati nel grafico della stessa figura.

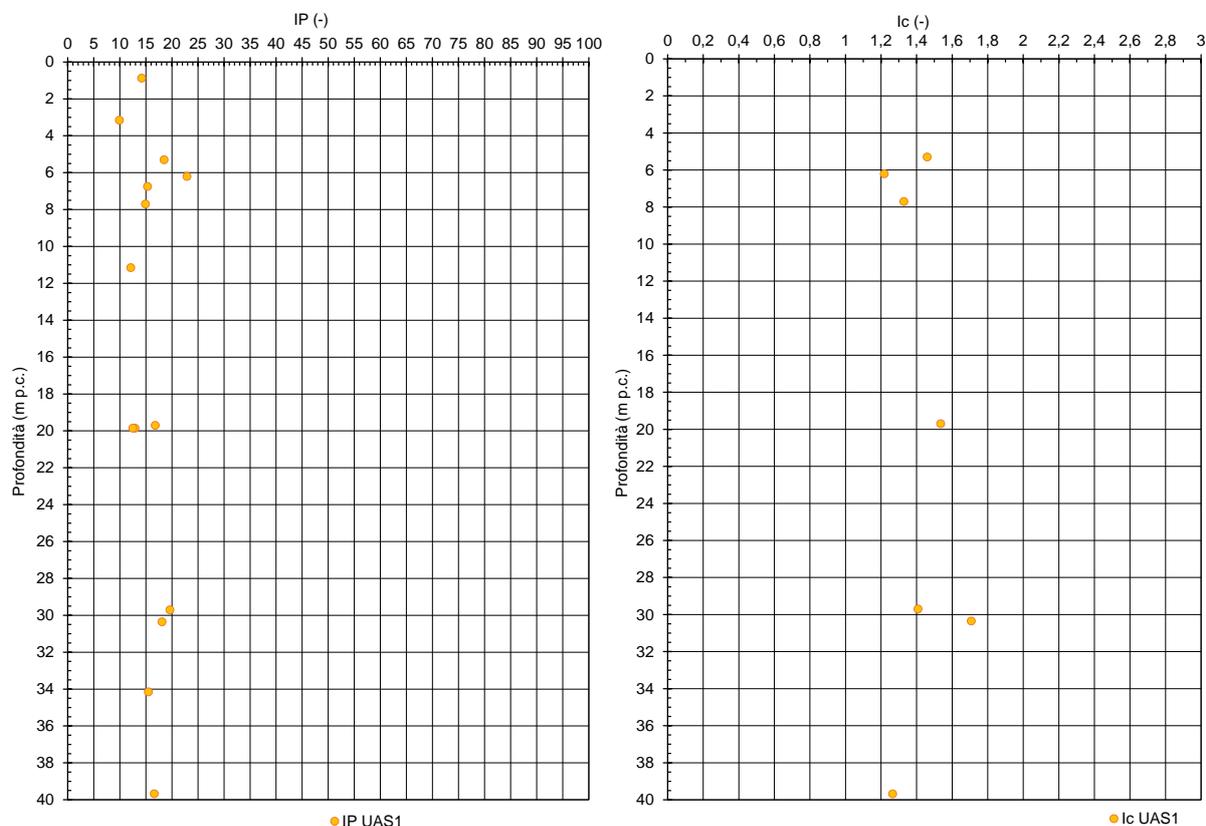


Figura 8-32: Andamenti con la profondità degli indici di Plasticità e di Consistenza

La distribuzione dei dati nella Carta di Plasticità di Casagrande (Figura 8-33) classifica i terreni generalmente come argillosi inorganici, di media plasticità. Per quanto riguarda la carta di Attività i terreni UAS1 sono classificabili generalmente come INATTIVI / NORMALI (solo un campione –su 14- mostra un certo indice di attività).

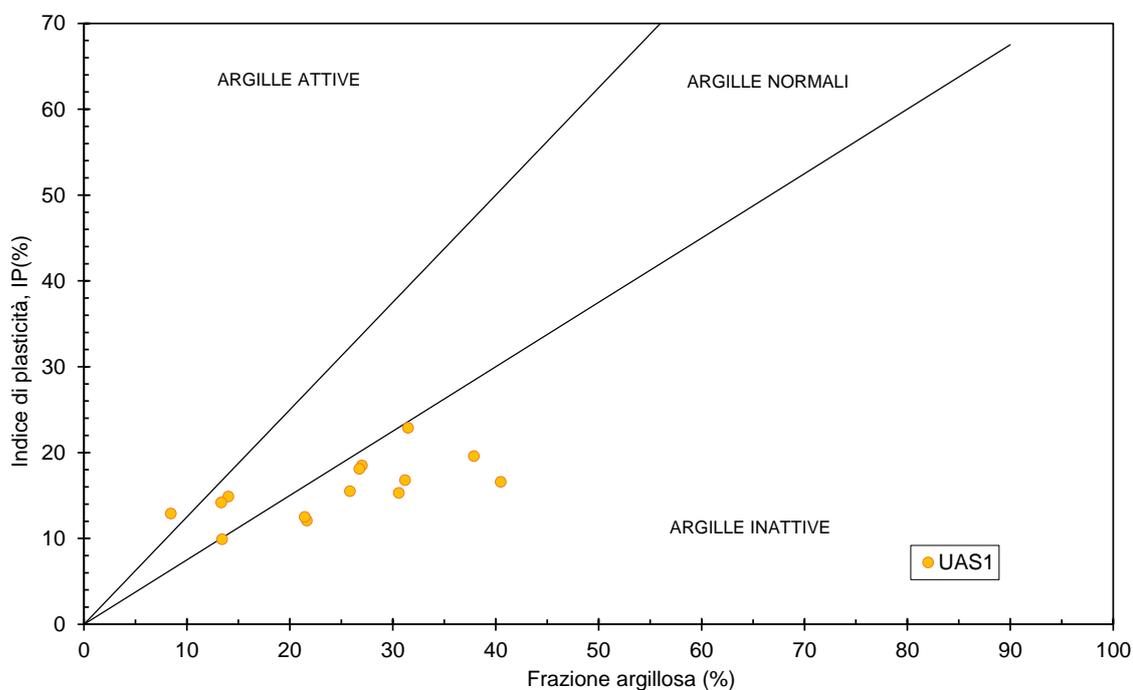
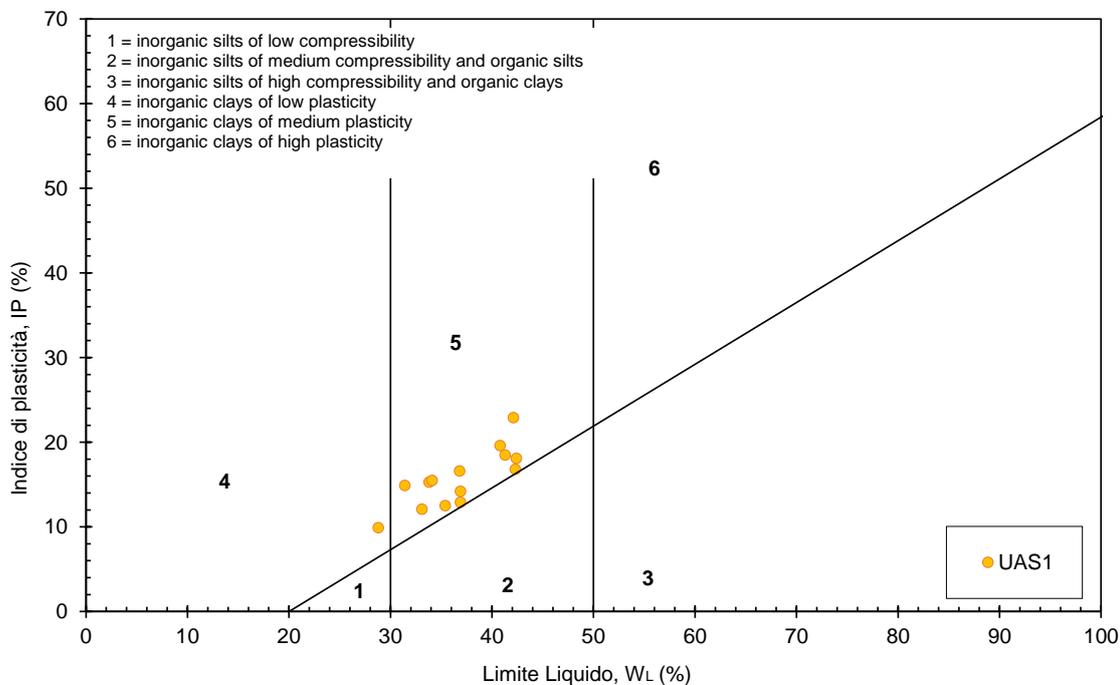


Figura 8-33: Carta di Plasticità (in alto) e Carta di attività (in basso)

8.5.2 Parametri di resistenza (UAS1)

Per la sub-unità terrigena UAS1 sono disponibili i seguenti dati di prove SPT.

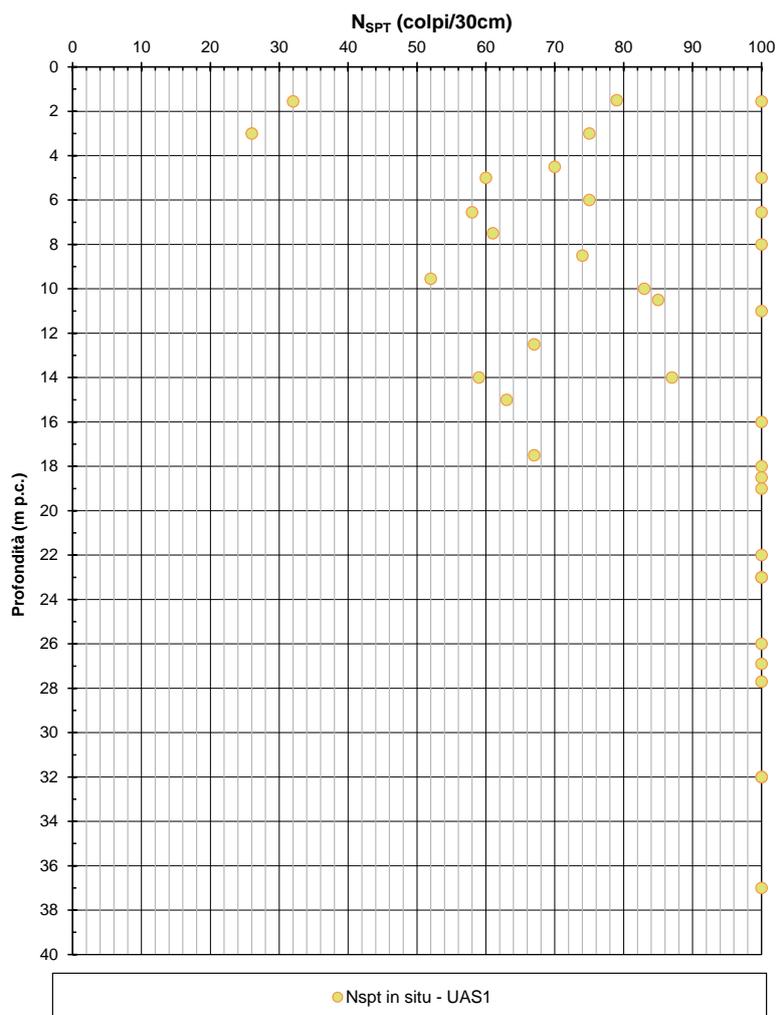


Figura 8-34: Valori N_{spt} in situ per l'unità UAS1

8.5.2.1 Condizioni non drenate

Nella seguente figura si riporta l'andamento dei valori di coesione non drenata c_u con la profondità, ottenuti dalla correlazioni con N_{SPT} (si veda paragrafo 7.2.2.1.4, considerando $f_1=4,5$). Inoltre sono rappresentati i valori di c_u stimati da prove con penetrometro tascabile eseguite su campioni in laboratorio.

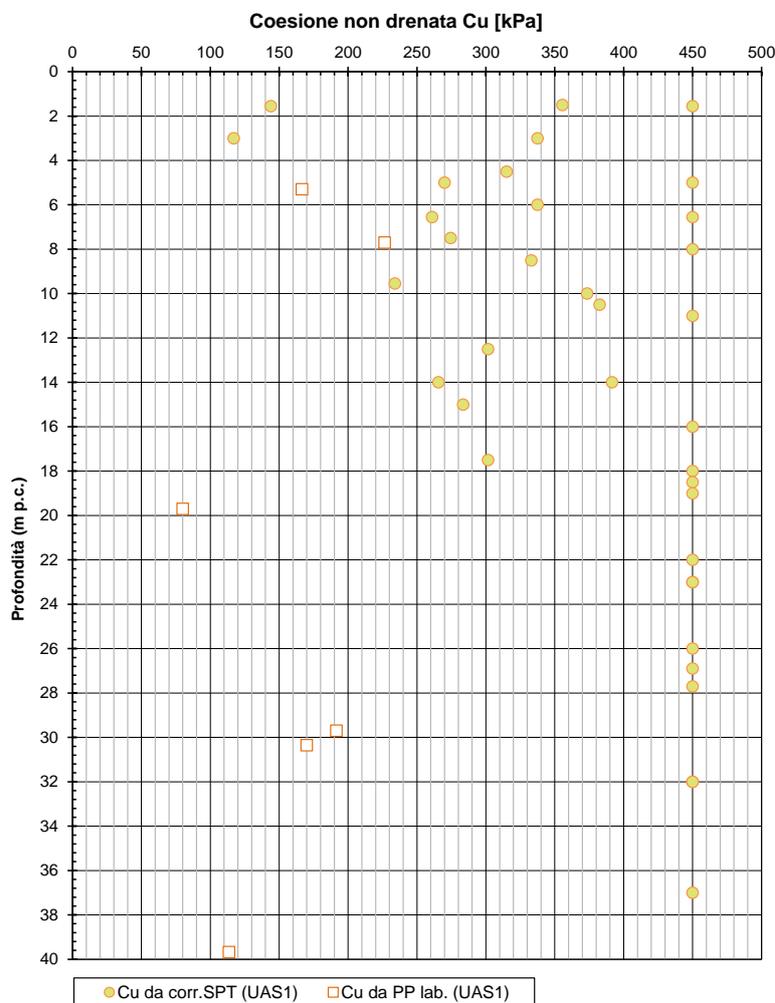


Figura 8-35: Andamenti di c_u con la profondità per l'unità UAS1

I valori di coesione non drenata c_u ottenuti tramite correlazione sono compresi tra 250-450 MPa, mentre quelli ottenuti con il Penetrometro Tascabile variano da 80kPa a 230kPa. Nella presente relazione si indica il seguente intervallo, più cautelativo, pari a 150-250 kPa.

8.5.2.2 Condizioni drenate

Partendo dalle prove di taglio diretto disponibili per l'unità coesiva UAS1, i dati sono stati cumulati in modo da ottenere una regressione su più prove. Come riscontrabile dalla Figura 8-36, la retta che interpola i risultati restituisce i seguenti valori medi: $\phi'=17^\circ$ – $c'=35$ kPa.

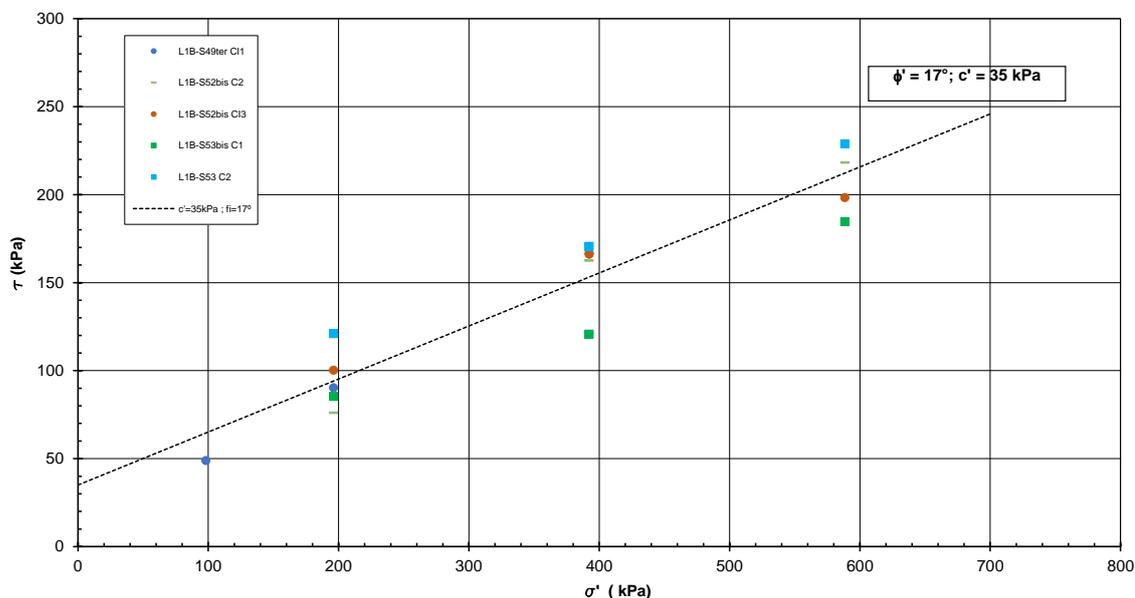


Figura 8-36 – Unità UAS1 - interpretazione delle prove di taglio diretto

8.5.3 Parametri di rigidezza (UAS1)

8.5.3.1 Modulo elastico da prove in situ

Si mostrano i risultati delle prove pressiometriche eseguite nell'unità UAS e referibili alla componente terrigena di questa unità, UAS1, o a materiale di consistenza litoide tenera, di natura intermedia tra UAS1 e UAS2 (questo materiale di trova a maggior profondità). Le prove si riferiscono ai sondaggi L1B-S49ter, L1B-S53, L1B-S53bis e L1B-S54 ed i risultati sono indicati nel grafico di **Figura 8-37**.

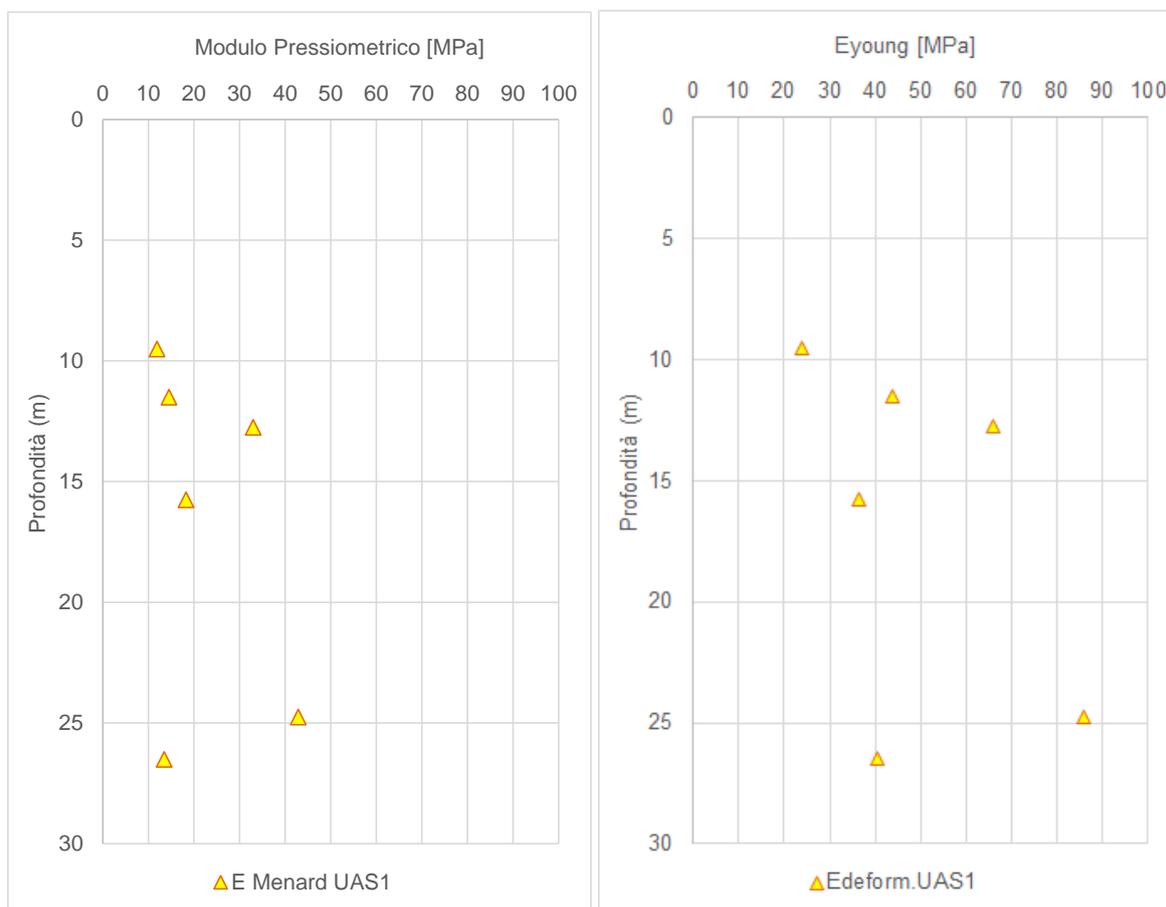


Figura 8-37: Unità UAS1 – Moduli di deformazione ricavati da prove in-situ

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^* ($\alpha=1/3$ o $1/2$), come da certificato.

8.5.3.2 Modulo elastico a partire da dati di Vs

I valori dei moduli operativi sono stati 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/o MASW.

Nella Figura 8-38 si rappresentano i valori di V_s misurati nelle prove geofisiche associate all'unità geotecnica UAS1 e si diagrammano i moduli E_0 stimati sulla base dei risultati di queste prove.

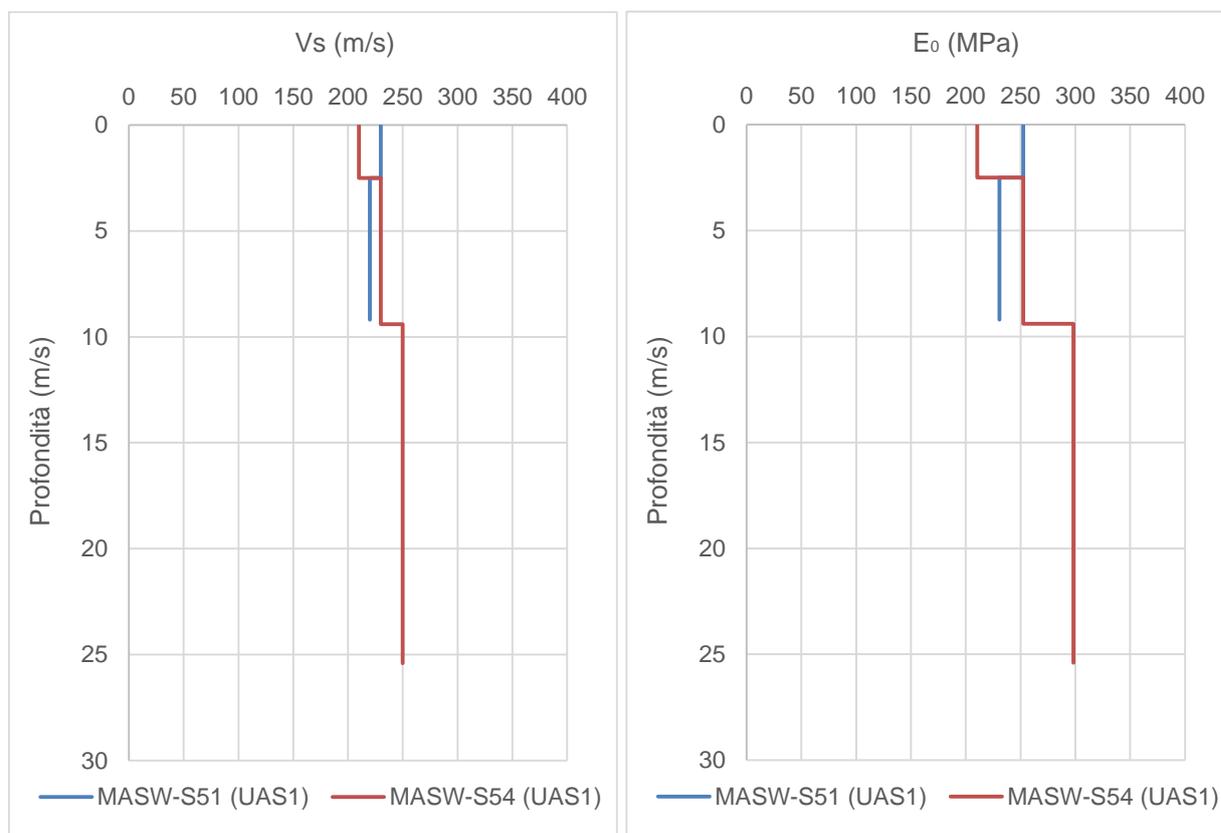


Figura 8-38: Andamento di Vs registrata e del modulo E₀ stimato nell'unità UAS (UAS1)

Dal grafico precedente si può osservare che il valore di E₀ assume valori all'incirca costanti della componente terrigena e nel materiale con comportamento litoide tenero (quindi intermedio tra UAS1 e UAS2); in base a questi dati si propongono i seguenti intervalli.

Tabella 8-11: Sommario dei moduli E₀ ed Eoperativo a partire da prove MASW – UAS1

unità		<10m
UAS1	E ₀ [MPa]	200-300
	E _{op} [MPa]	20-30

E_{op} è stato calcolato come 1/10 E₀ nel caso di problemi di "primo carico" (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati).

8.5.4 Permeabilità (UAS1)

Nell'ambito della campagna d'indagine, sono state eseguite 13 prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile nell'unità UAS. In **Tabella 8-12** sono riportati i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti

dalle prove e riferibili all'unità indagata. Ne risulta che i valori di permeabilità caratteristici per la unità UAS1 sono compresi nell'intervallo 1E-08 m/s e 5E-07 m/s.

Tabella 8-12 Risultati delle prove Lefranc sull'unità UAS1

Sondaggio	Unità	Prof. prova (m)		k (m/s)
L1B-S50	UAS1	3	4	3,71E-07
L1B-S54		1,5	3	4,47E-07
L1B-S54		7,5	9	4,22E-07
L1B-S52		7,5	9	2,05E-07
L1B-S52		17,5	19	2,96E-08
L1B-S53		10	11	1,27E-08
L1B-S53		20	21	1,06E-08
L1B-S51BIS		3	3,45	7,48E-08
L1B-S52BIS		5,5	6	2,98E-06
L1B-S52BIS		11	12	3,96E-07
L1B-S53BIS		3	3,45	3,57E-07
L1B-S53BIS		11	12	2,49E-08
L1B-S53BIS		19	20	1,35E-08

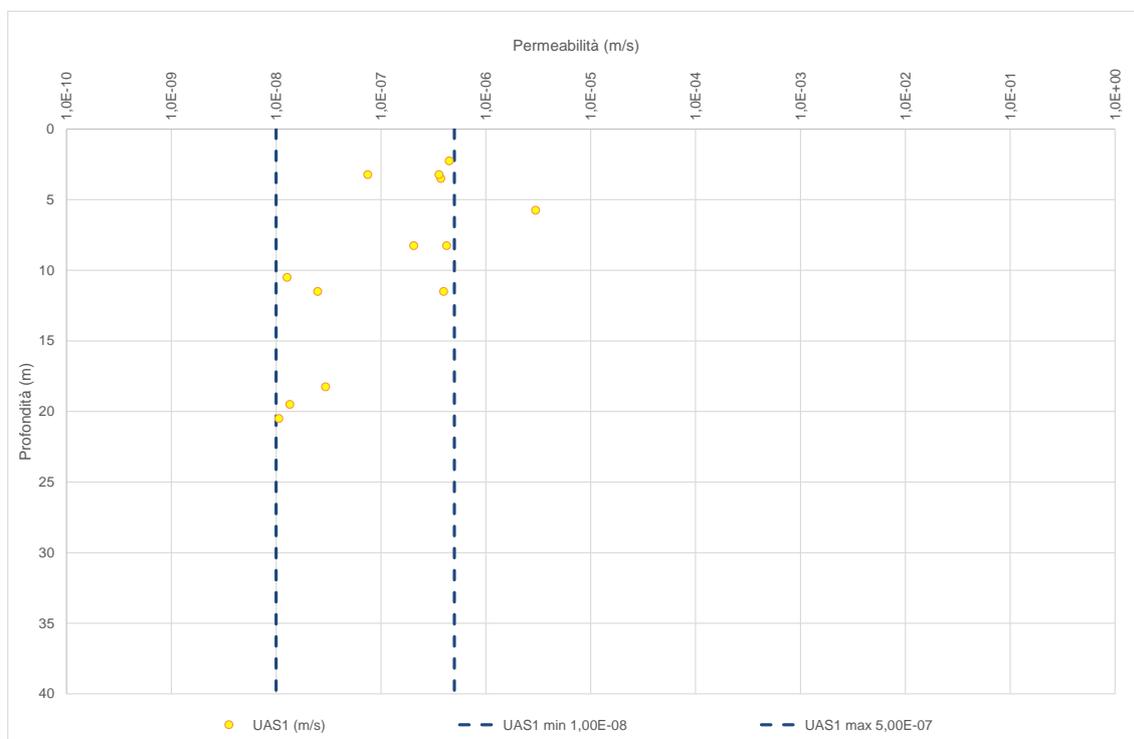


Figura 8-39: Valori di permeabilità dell'unità UAS1

8.5.5 Parametri della roccia intatta (UAS2)

Sui campioni di roccia intatta sono state eseguite, nei sondaggi L1-S49ter, L1B-S50, L1B-S51, L1-S51bis, L1B-S52, L1B-S52bis, L1B-S53, L1B-S54 e L1B-S55, complessivamente n.27 prove di densità, 20 Point Load Test e 5 prove di compressione uniassiale (SENZA misura del modulo); i risultati con sintetizzati nella tabella sottostante.

Tabella 8-13: Valori di densità, resistenza uniassiale ottenuti sui campioni di roccia intatta (UAS2)

Sondaggio/campione	Litologia	Profondità da	Profondità da	Peso spec. (kN/m ³)	Is50 (Mpa)	UCS da PLT ⁽¹⁾ (Mpa)	UCS (MPa)
		(m)	(m)				
L1B-S49ter	CR3	Argillite	29,00	29,35	25,20	5,40	129,60
L1B-S49ter	CR4	calcare	31,70	31,90	26,59		80
L1B-S49ter	CR5	calcare	38,00	38,30	26,37		97
L1B-S50	CL1	Siltite	13,30	13,58	20,91	1,05	25,20
L1B-S50	CL2	Argillite	21,00	21,42	25,07	0,20	4,80

Sondaggio/campione	Litologia	Profondità da	Profondità da	Peso spec.	Is50	UCS da PLT ⁽¹⁾	UCS	
								(m)
L1B-S50	CL3	Argillite	31,00	31,32	26,17	0,24	5,76	
L1B-S50	CL4	Argillite	39,25	39,65	26,30			122,00
L1B-S51	CL1	Argillite	7,40	7,65	24,91	2,27	54,48	
L1B-S51	CL2	Argillite	12,70	12,90	24,87	0,17	4,08	
L1B-S51	CL3	calcilutite	21,15	21,30	25,05			38,00
L1B-S51	CL4	Argillite	28,40	28,60	23,01	0,21	5,04	
L1B-S51	CL5	calcilutite	39,60	39,90	25,10	0,20	4,80	
L1B-S51bis	CR2	calcare	25,90	26,00	27,20			
L1B-S51bis	CR3	calcare	32,90	33,00	27,18			
L1B-S52	CL1	Argillite	8,00	8,25	20,95	0,06	1,44	
L1B-S52	CL2	Argillite	13,45	13,65	22,31	0,10	2,40	
L1B-S52	CL3	Argillite	21,40	21,60	24,27	0,22	5,28	
L1B-S52	CL4	Argillite	29,00	29,25	24,35	0,30	7,20	
L1B-S52	CL5	Argillite	39,60	39,80	23,12	0,20	4,80	
L1B-S52bis	CR2	Argillite	4,70	5,00	25,23	0,32	7,68	
L1B-S53	CL1	Argillite	16,00	16,30	23,01	0,31	7,44	
L1B-S53	CL4	Argillite	38,00	38,40	22,89	0,27	6,48	
L1B-S54	CL1	calcare	23,00	23,20	25,97			83
L1B-S54	CL2	calcare	30,25	30,55	26,96	0,36	8,64	
L1B-S54	CL3	calcare	39,50	39,70	26,34	0,25	6,00	
L1B-S55	CL1	Argillite	25,50	25,70	21,98	0,05	1,20	
L1B-S55	CL2	Argillite	28,30	28,60	24,00	0,06	1,44	

⁽¹⁾UCS = 24 · Is(50)

Si possono differenziare due litologie: una composta da rocce tenere quali argilliti, siltiti ed un'altra composta da calcari. Per cautela e considerando la predominanza di rocce tenere, nel presente documento si caratterizzerà la componente composta da argilliti e siltiti (anche se nei seguenti grafici si mostrano anche i dati relativi ai calcari). I valori della densità risultano compresi tra 21 e 26 kN/m³, restituendo un valore medio di 24 kN/m³.

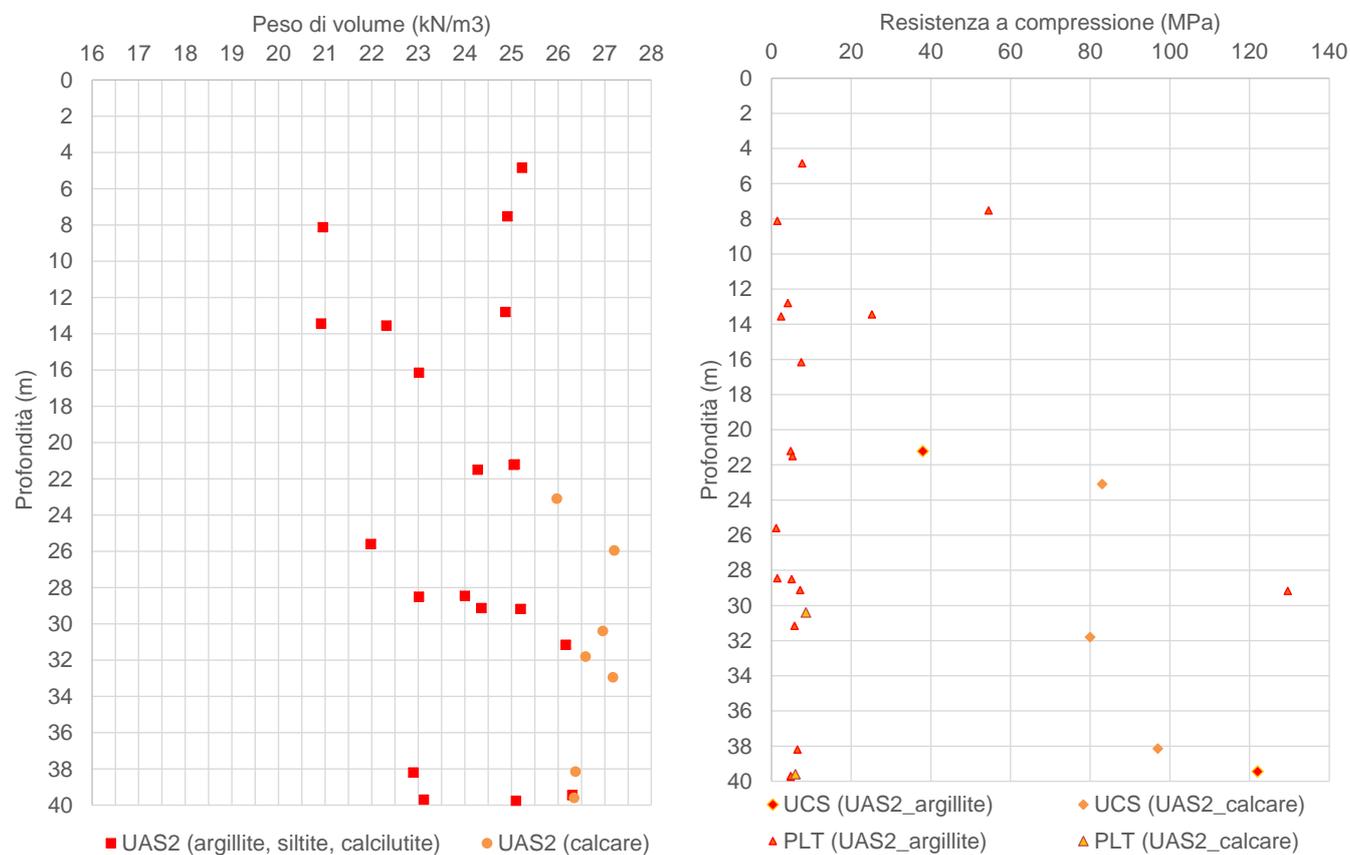


Figura 8-40: Peso specifico e UCS in funzione della profondità e della litologia (appartenente a UAS2)

Si opta per classificare le argilliti oggetto di studio tra le rocce di Classe E, con *resistenza molto bassa*, come da tabella di Deere e Miller (Tabella 8-14).

Tabella 8-14: Classificazione delle rocce in base alla resistenza a compressione uniassiale secondo Deere e Miller (1996)

Classe	Descrizione	σ_f (MPa)
A	Resistenza molto alta	> 200
B	Resistenza alta	100 ÷ 200
C	Resistenza media	50 ÷ 100
D	Resistenza bassa	25 ÷ 50
E	Resistenza molto bassa	< 25

8.5.6 Parametri dell'ammasso roccioso (UAS2)

8.5.6.1 Rock Quality Index (RQD)

Nella Figura 8-41 che segue sono riportati, in forma grafica, i valori di RQD indicati nelle stratigrafie dei sondaggi L1B-S49ter, L1B-S50, L1B-S51, L1B-S51bis, L1B-S52, L1B-S54 e L1B-S55. Considerando i sondaggi singolarmente, si può apprezzare un incremento dei valori di RQD con la profondità.

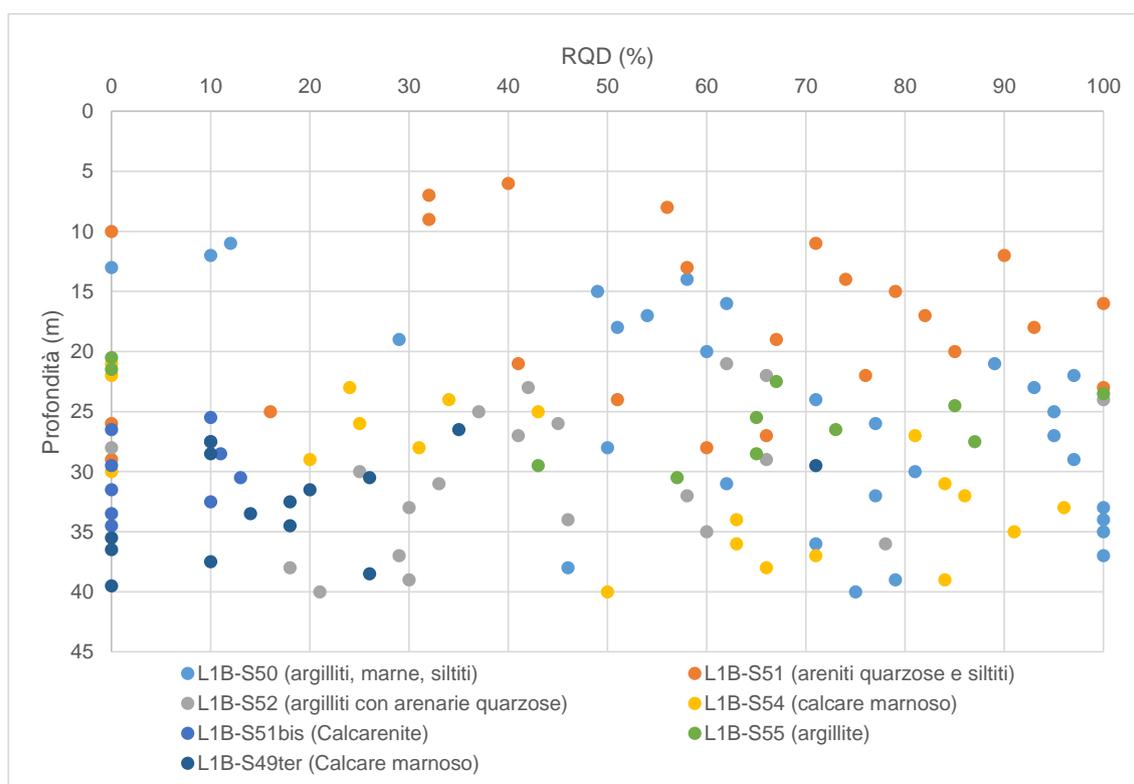


Figura 8-41: Valori di RQD estratti dai sondaggi in UAS2

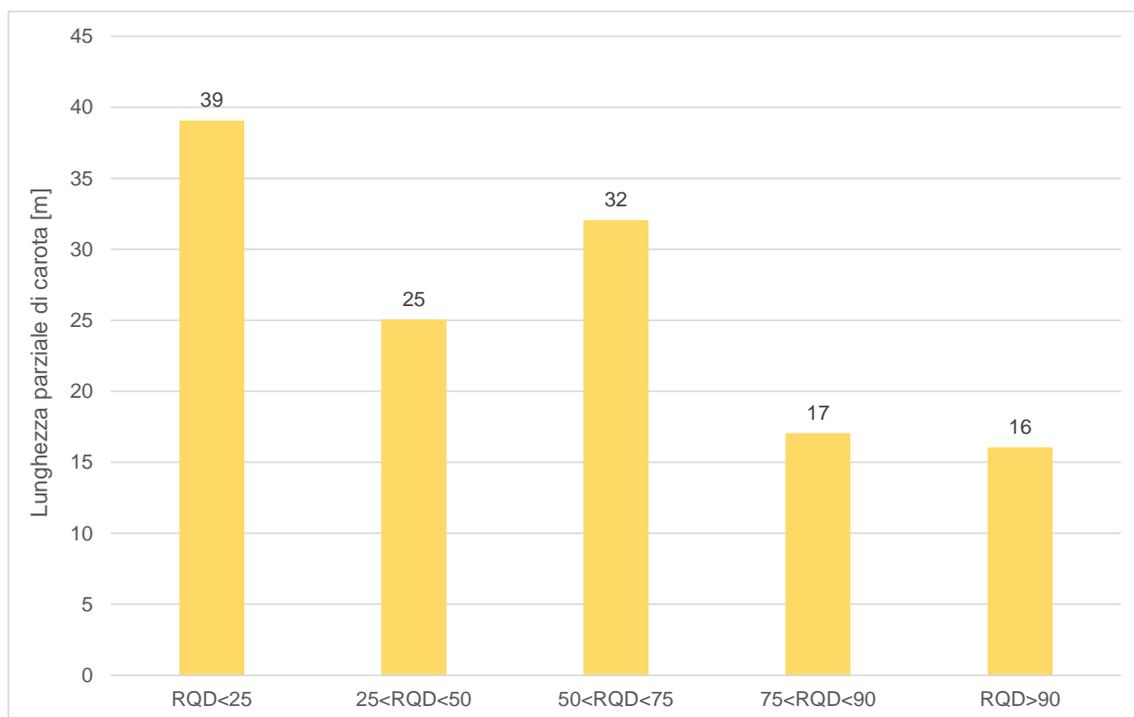


Figura 8-42: Distribuzione dei valori di RQD estratti dai sondaggi in UAS2 – Ltot=129 m

8.5.6.2 Spaziatura media

La spaziatura media delle discontinuità riscontrate è stata calcolata sulla base delle informazioni riportate nel rilievo geomeccanico eseguito osservando il materiale in cassetta dei sondaggi L1B-S49ter, L1B-S50, L1B-S51, L1B-S51bis, L1B-S52, L1B-S54 e L1B-S55. Il valore “*s_media*” in Tabella 10-4 viene calcolato come rapporto tra lunghezza del tratto esaminato (L) e il numero di discontinuità individuate, decurtate di quelle “Meccaniche”, assumendo per semplicità una spaziatura regolare.

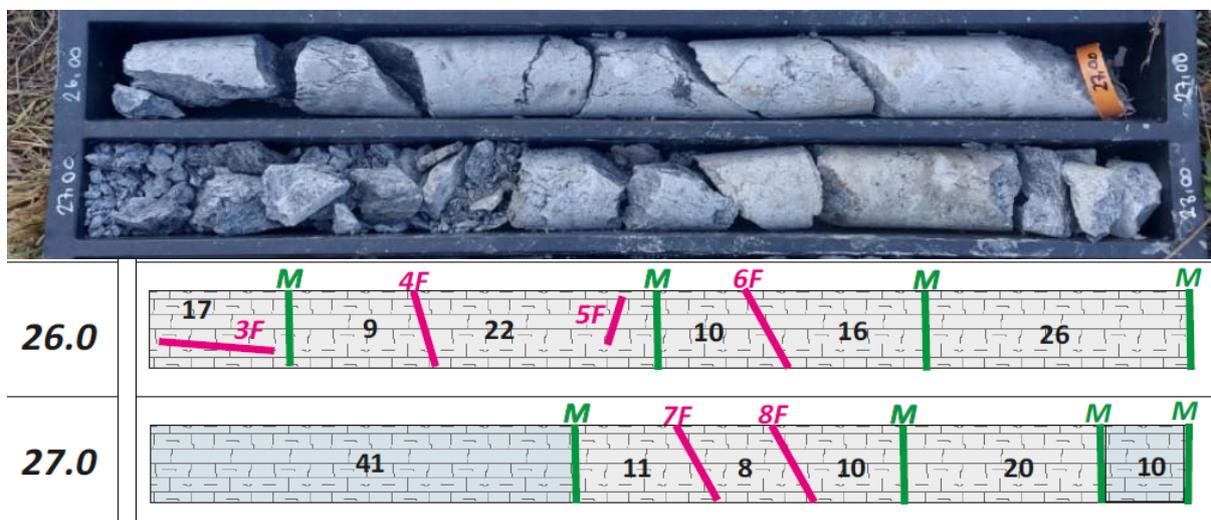


Figura 8-43: Stralcio fotografico sondaggio S54 – prof.=26-28 m e corrispondente *log* delle discontinuità

Tabella 8-15: Sommario delle discontinuità da rilievo geomeccanico in cassetta, con indicazione dei principali valori di interesse.

Sondaggio	Da	A	L	N fratture			s_media
	[m]	[m]	[m]	TOT (F+M)	solo F	solo M	(m)
L1B-S50	10	11	1,00	3	1	2	1,0
	11	12	1,00	5	0	5	>3
	12	13	1,00	4	0	4	>3
	13	14	1,00	1	0	1	>3
	14	15	1,00	2	1	1	1,0
	15	16	1,00	0	0	0	>3
	16	17	1,00	1	1	0	1,0
	17	18	1,00	6	5	1	0,2
	18	19	1,00	4	2	2	0,5
	19	20	1,00	2	0	2	>3
	20	21	1,00	3	0	3	>3
	21	22	1,00	4	2	2	0,5
	22	23	1,00	2	2	0	0,5
	23	24	1,00	4	1	3	1,0
	24	25	1,00	6	1	5	1,0
	25	26	1,00	7	0	7	>3
	26	27	1,00	7	4	3	0,3
	27	28	1,00	8	0	8	>3
	28	29	1,00	4	1	3	1,0
	29	30	1,00	6	3	3	0,3
30	31	1,00	4	0	4	>3	
31	32	1,00	5	2	3	0,5	
32	33	1,00	3	1	2	1,0	

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
RC2A C1R11 GE GE0006001 C 110 di 156

Sondaggio	Da	A	L	N fratture			s_media
	[m]	[m]	[m]	TOT (F+M)	solo F	solo M	(m)
	33	34	1,00	1	0	1	>3
	34	35	1,00	4	1	3	1,0
	35	36	1,00	9	5	4	0,2
	36	37	1,00	5	2	3	0,5
	37	38	1,00	2	0	2	>3
	38	39	1,00	6	2	4	0,5
	39	40	1,00	2	0	2	>3
L1B-S51	5	6	1,00	11	0	11	>3
	6	7	1,00	9	4	5	0,3
	7	8	1,00	9	3	6	0,3
	8	9	1,00	12	5	7	0,2
	9	10	1,00	8	4	4	0,3
	10	11	1,00	8	3	5	0,3
	11	12	1,00	5	2	3	0,5
	12	13	1,00	10	5	5	0,2
	13	14	1,00	8	4	4	0,3
	14	15	1,00	6	4	2	0,3
	15	16	1,00	6	4	2	0,3
	16	17	1,00	5	3	2	0,3
	17	18	1,00	7	4	3	0,3
	18	19	1,00	9	4	5	0,3
	19	20	1,00	7	3	4	0,3
	20	21	1,00	11	3	8	0,3
	21	22	1,00	9	2	7	0,5
	22	23	1,00	5	2	3	0,5
	23	24	1,00	12	4	8	0,3
	24	25	1,00	8	2	6	0,5
25	26	1,00	2	0	2	>3	
26	27	1,00	6	3	3	0,3	
27	28	1,00	10	2	8	0,5	
28	29	1,00	1	0	1	>3	
L1B-S52	20	21	1,00	9	4	5	0,3
	21	22	1,00	8	3	5	0,3
	22	23	1,00	10	4	6	0,3
	23	24	1,00	6	3	3	0,3
	24	25	1,00	4	2	2	0,5
	25	26	1,00	7	1	6	1,0
	26	27	1,00	4	2	2	0,5
	27	28	1,00	1	0	1	>3

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1R11	GE	GE0006001	C	111 di 156

Sondaggio	Da	A	L	N fratture			s_media
	[m]	[m]	[m]	TOT (F+M)	solo F	solo M	(m)
	28	29	1,00	6	4	2	0,3
	29	30	1,00	9	2	7	0,5
	30	31	1,00	6	2	4	0,5
	31	32	1,00	6	2	4	0,5
	32	33	1,00	4	1	3	1,0
	33	34	1,00	5	1	4	1,0
	34	35	1,00	5	2	3	0,5
	35	36	1,00	6	2	4	0,5
	36	37	1,00	8	2	6	0,5
	37	38	1,00	4	1	3	1,0
	38	39	1,00	5	1	4	1,0
	39	40	1,00	4	0	4	>3
L1B-S54	20	21	1,00	1	0	1	>3
	21	22	1,00	1	0	1	>3
	22	23	1,00	8	2	6	0,5
	23	24	1,00	5	1	4	1,0
	24	25	1,00	5	1	4	1,0
	25	26	1,00	5	2	3	0,5
	26	27	1,00	8	4	4	0,3
	27	28	1,00	6	2	4	0,5
	28	29	1,00	8	3	5	0,3
	29	30	1,00	5	2	3	0,5
	30	31	1,00	7	4	3	0,3
	31	32	1,00	7	4	3	0,3
	32	33	1,00	8	4	4	0,3
	33	34	1,00	9	4	5	0,3
	34	35	1,00	6	3	3	0,3
	35	36	1,00	8	4	4	0,3
	36	37	1,00	5	2	3	0,5
	37	38	1,00	7	2	5	0,5
38	39	1,00	8	4	4	0,3	
39	40	1,00	8	3	5	0,3	
L1B-S49ter	26	27	1,00	4	2	2	0,5
	27	28	1,00	1	1	0	1,0
	28	29	1,00	1	1	0	1,0
	29	30	1,00	7	6	1	0,2
	30	31	1,00	4	3	1	0,3
	31	32	1,00	3	2	1	0,5
	32	33	1,00	1	0	1	>3

Sondaggio	Da	A	L	N fratture			s_media
	[m]	[m]	[m]	TOT (F+M)	solo F	solo M	(m)
	33	34	1,00	5	2	3	0,5
	34	35	1,00	3	1	2	1,0
	35	36	1,00	1	1	0	1,0
	36	37	1,00	3	2	1	0,5
	37	38	1,00	4	3	1	0,3
	38	39	1,00	4	2	2	0,5
	39	40	1,00	3	2	1	0,5
L1B-S51bis	25	26	1,00	2	0	2	>3
	26	27	1,00	0	0	0	>3
	27	28	1,00	2	0	2	>3
	28	29	1,00	2	1	1	1,0
	29	30	1,00	2	2	0	0,5
	30	31	1,00	3	2	1	0,5
	31	32	1,00	0	0	0	>3
	32	33	1,00	2	0	2	>3
	33	34	1,00	3	1	2	1,0
34	35	1,00	2	2	0	0,5	
L1B-S55	20	21	1,00	1	0	1	>3
	21	22	1,00	1	0	1	>3
	22	23	1,00	7	2	5	0,5
	23	24	1,00	4	2	2	0,5
	24	25	1,00	5	1	4	1,0
	25	26	1,00	8	0	8	>3
	26	27	1,00	12	3	9	0,3
	27	28	1,00	5	3	2	0,3
	28	29	1,00	3	0	3	>3
	29	30	1,00	9	4	5	0,3
	30	31	1,00	9	0	9	>3

8.5.6.3 Condizione delle Discontinuità

Il rilievo geomeccanico in cassetta comprende una descrizione di massima della discontinuità, come riscontrabile da una delle schede riproposte in Figura 8-44 ad allegate ai rapporti tecnici sulle indagini (Doc. [33]).

Con riferimento al significato dei parametri visibile in figura, la descrizione inerente alle argilliti indagate generalmente descrive le discontinuità riscontrate con:

- Tipo di giunto, S (scistosità) o F (frattura della roccia);
- Scabrezza del giunto, da 1-2 (giunto piano, levigato) a 13-14 (giunto ondulato irregolare);
- Apertura, da 0-0.5mm (giunto chiuso) a 1-5 mm (giunto aperto);
- Riempimento, assente o argilla (Ag) e/o calcite (Ca);
- Alterazione, assente (1) a intensa (6).

Profondità	Tratto	Cassetta	CAROTA				DISCONTINUITA'								
			Litoidi < 5 cm		Litoidi > 10 cm		Profondità del giunto dal p.c.	Tipo di giunto	Inclinazione dalla verticale	Scabrezza	Resistenza	Apertura	Riempimento	Alterazione	
			%	%	%	%									m
10,00	11,00	1,00	58	0	12	30	10,30	S	90	'3-4	-	1	-	Wa-2	
							10,96	F	65	3-4	-	1	-	Wa-2	
11,00	12,00	1,00	76	14	10	0	11,80	S	65	1-2	-	2	-	Wa-2	
12,00	13,00	1,00	58	42	0	0	12,26	F	30	1-2	-	-	Ca	Wa-2	
							12,37	F	30	1-2	-	1	-	Wa-2	
							12,50	S	50	1-2	-	-	-	Ag	Cr-3
							12,56	S	50	1-2	-	-	-	Ag	Wa-2
							12,58	S	70	13-14	-	1	-	Ag	Wa-2
							12,84	S	70	13-14	-	3	-	-	Wa-2
							12,91	S	70	1-2	-	-	-	-	Wa-2
							13,00	S	85	15-16	-	2	-	Ag	Wa-2
13,00	14,00	1,00	42	0	58	0	13,16	s	65	-	-	-	Ag	Wa-2	
							13,30	S	65	-	-	-	-	Ag/Ca	Cr-2
							13,58	S	65	-	-	-	-	Ag	Wa-2
14,00	15,00	1,00	37	14	49	0	14,00	S	85	1-2	-	1	-	WA-2	
							14,19	S	30	1-2	-	2	-	Ca	Cr-2
							14,29	S	70	7-8	-	2	-	Ag	Wa-2
							14,41	S	70	13-14	-	2	-	Ag	Wa-2
							14,50	S	70	1-2	-	2	-	Ag	Wa-2
							14,80	S	70	1-2	-	1	-	Ag	Wa-3

Figura 8-44: Tipologico delle schede incluse nel rilievo geomeccanico sui sondaggi

Dal momento che alcune schede descrittive delle discontinuità non risultano complete, il criterio adottato nella presente analisi associa il punteggio relativo alla condizione delle discontinuità in funzione dell'apertura del giunto più sfavorevole, come segue: giunto chiuso (punteggio associato = 30), giunto serrato (punteggio associato = 25), giunto aperto (punteggio associato = 12) e giunto beante (punteggio associato = 6).

8.5.6.4 Geological Strength Index (GSI)

Sulla base di quanto fin qui discusso, riferendosi agli indici parziali suggeriti da Hoek (vedi par. 7.4.2), sono stati calcolati i valori di GSI per tutti i tratti relativi ai sondaggi L1B-S49ter, L1B-S50, L1B-S51, L1B-S51bis, L1B-S52, L1B-S54 e L1B-S55; i valori sono stati resi in forma grafica, affiancati a relativi andamenti di RQD e Spaziatura Media (Figura 8-45 a Figura 8-48).

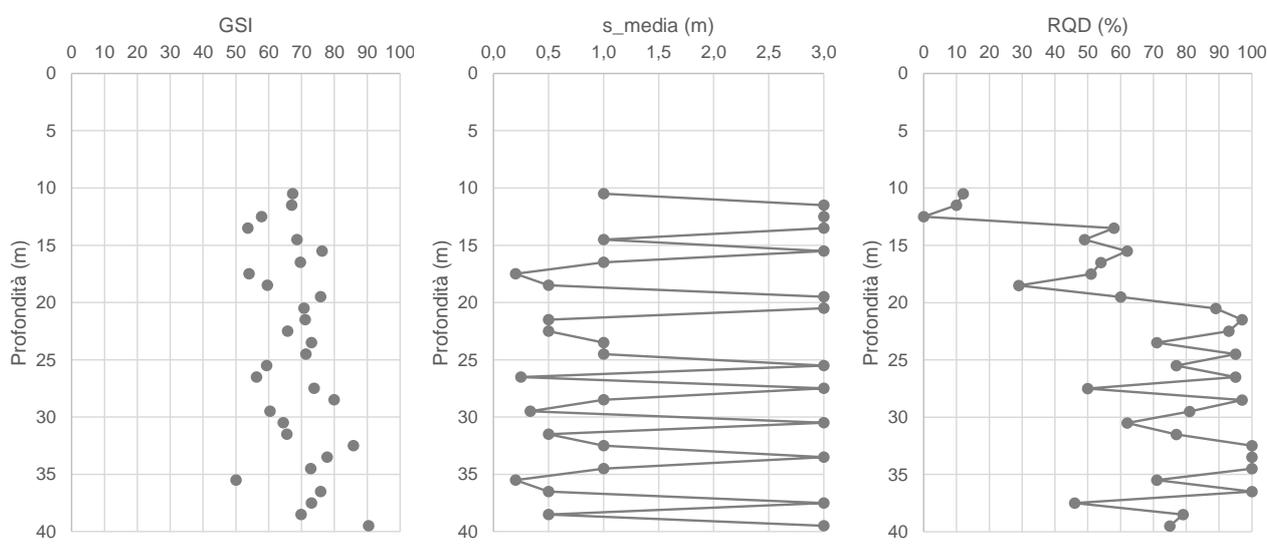


Figura 8-45: GSI, Spaziatura Media e RQD su sondaggio L1B-S50

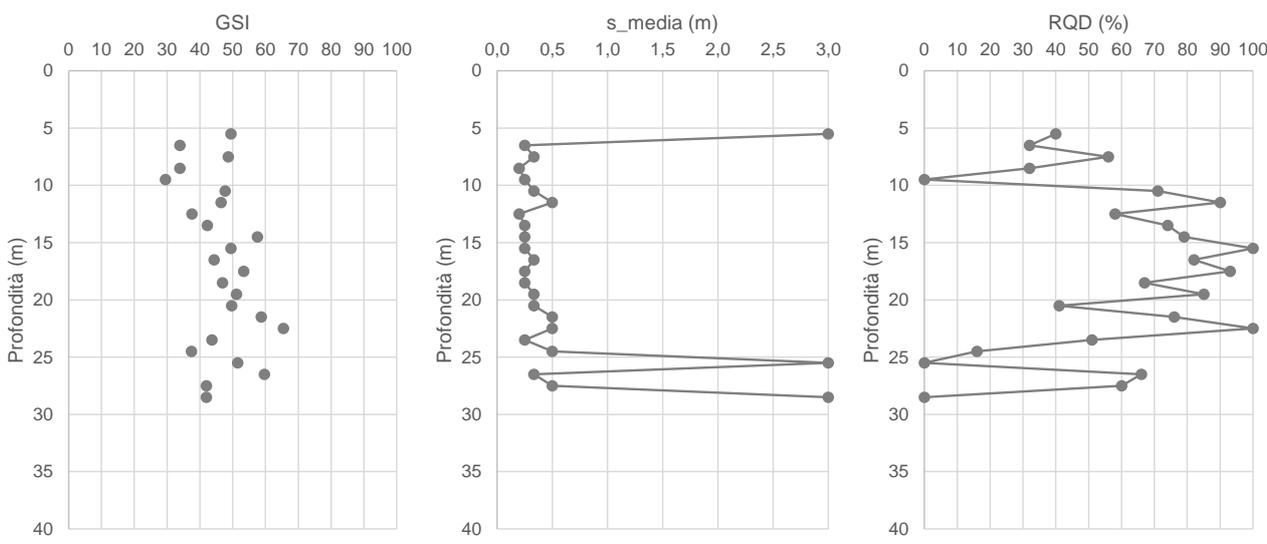


Figura 8-46: GSI, Spaziatura Media e RQD su sondaggio L1B-S51

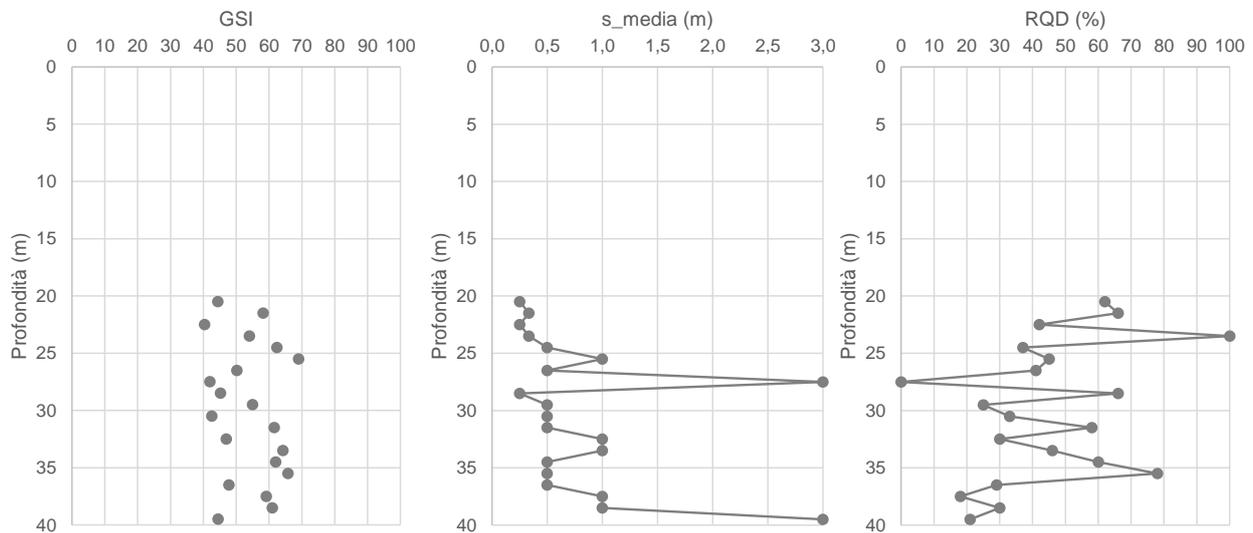


Figura 8-47: GSI, Spaziatura Media e RQD su sondaggio L1B-S52

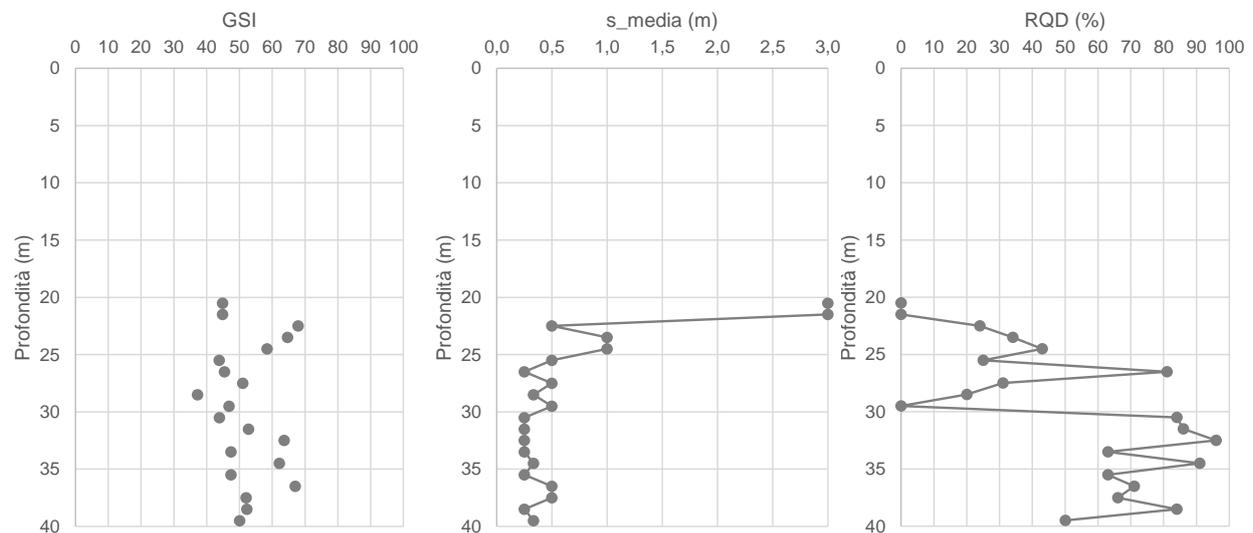


Figura 8-48: GSI, Spaziatura Media e RQD su sondaggio L1B-S54

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1R11	GE	GE0006001	C	116 di 156

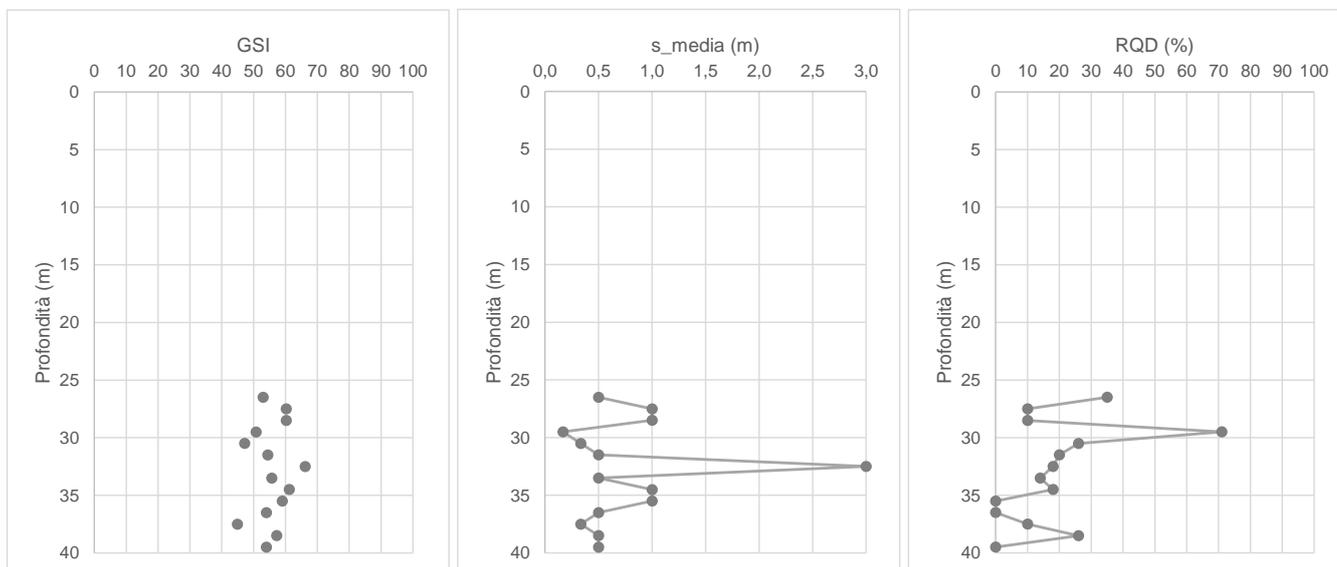


Figura 8-49: GSI, Spaziatura Media e RQD su sondaggio L1B-S49ter

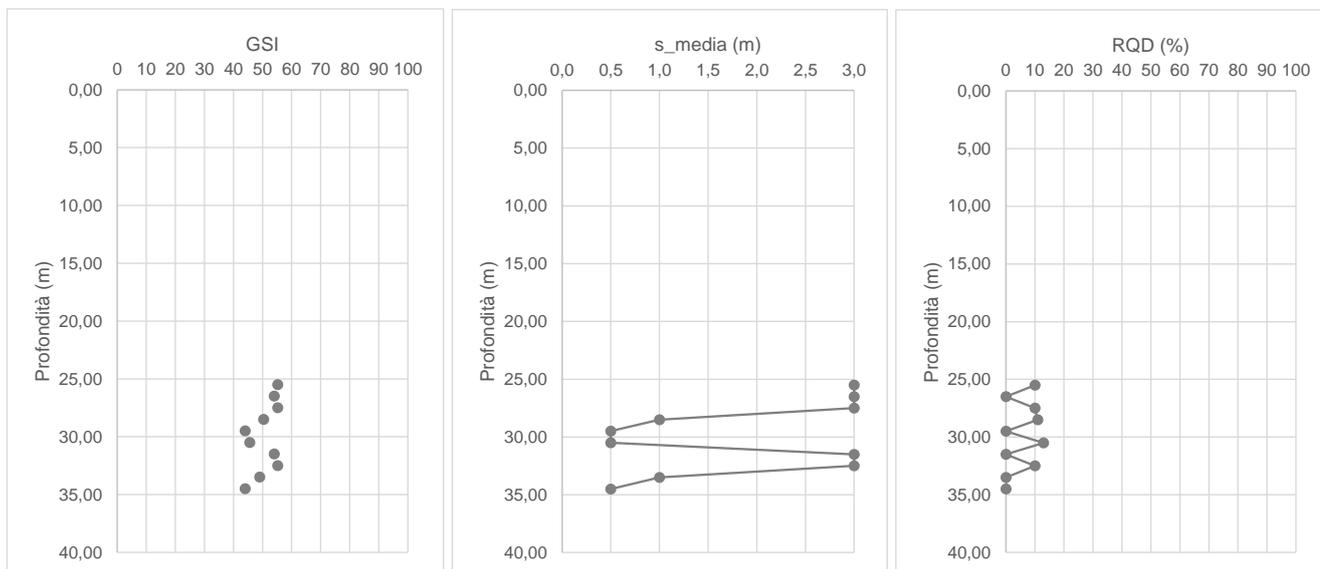


Figura 8-50: GSI, Spaziatura Media e RQD su sondaggio L1B-S51bis

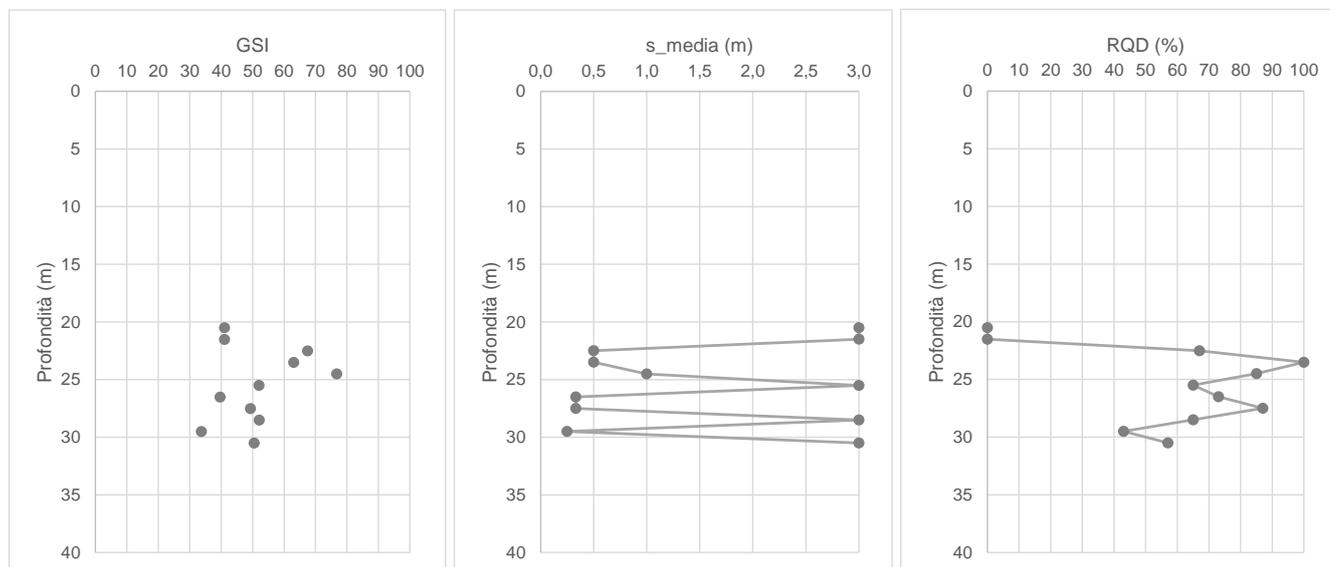


Figura 8-51: GSI, Spaziatura Media e RQD su sondaggio L1B-S55

A partire dagli andamenti sopra riportati si è deciso di assumere in valore di GSI=35 per caratterizzare l'ammasso roccioso dell'unità UAS2.

8.5.7 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso UAS2: Resistenza

La caratterizzazione delle Argilliti/siltiti UAS2 è stata effettuata sulla base dei parametri di seguito esplicitati:

- $m=4$, come valore medio delle argilliti;
- GSI=35;
- $\sigma_{ci}=8$ MPa;
- $E_i= 3$ GPa da Deere-Miller
- $D=0.5$ in quanto la caratterizzazione di questa unità come ammasso roccioso, ha come scopo l'individuazione dei parametri geotecnici da attribuire per il calcolo delle curve di capacità portante dei pali.

L'involuppo di Mohr-Coulomb è stato quindi fatto assumendo 3 diversi intervalli di stato tensionale e i parametri dell'involuppo di rottura risultano pari a:

- $m_b = 0.181$;
- $s = 0.0002$;
- $a = 0.516$.

Tabella 8-16: Stima dei parametri equivalenti considerando crit.rottura Mohr-Coulomb

Stato tensionale σ_3 (kPa)		350	600	1100
Profondità (m)		15	25	45
Parametri equivalenti M.C.	c' (kPa)	60	80	110
	ϕ (°)	25	22	18

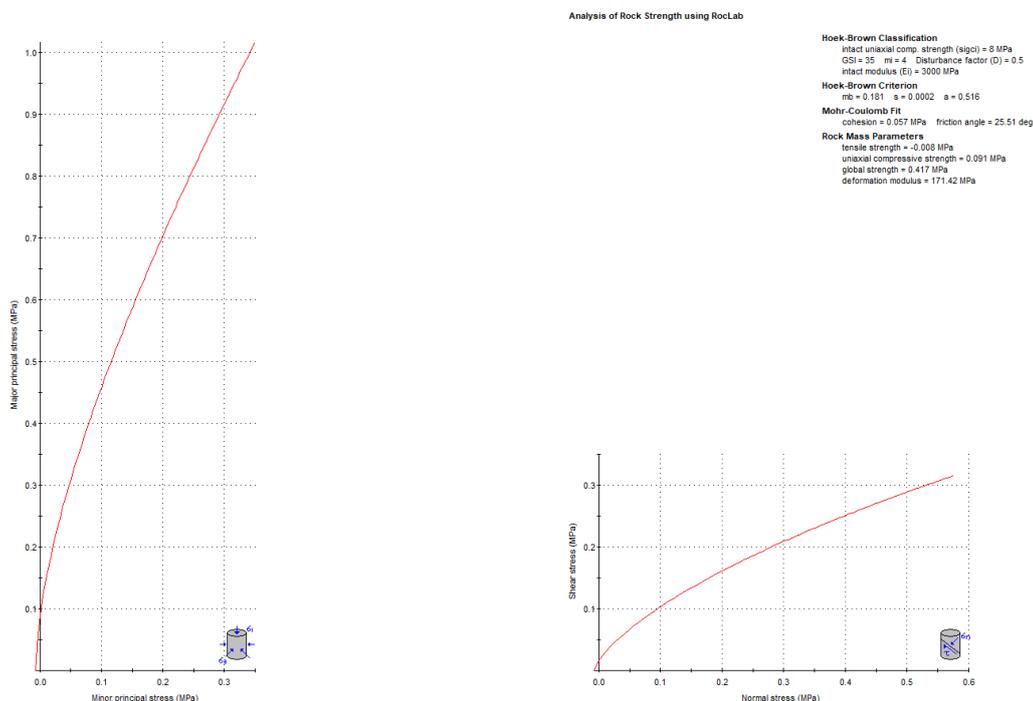


Figura 8-52: Analisi RocLab per unità UAS2 (15m)

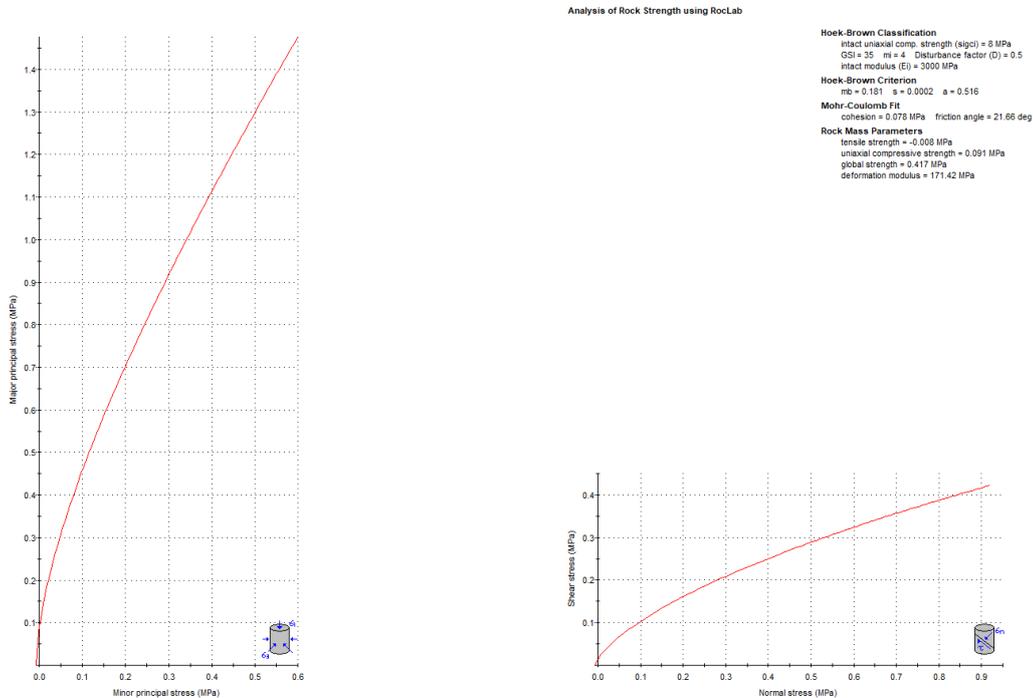


Figura 8-53: Analisi RocLab per unità UAS2 (25m)

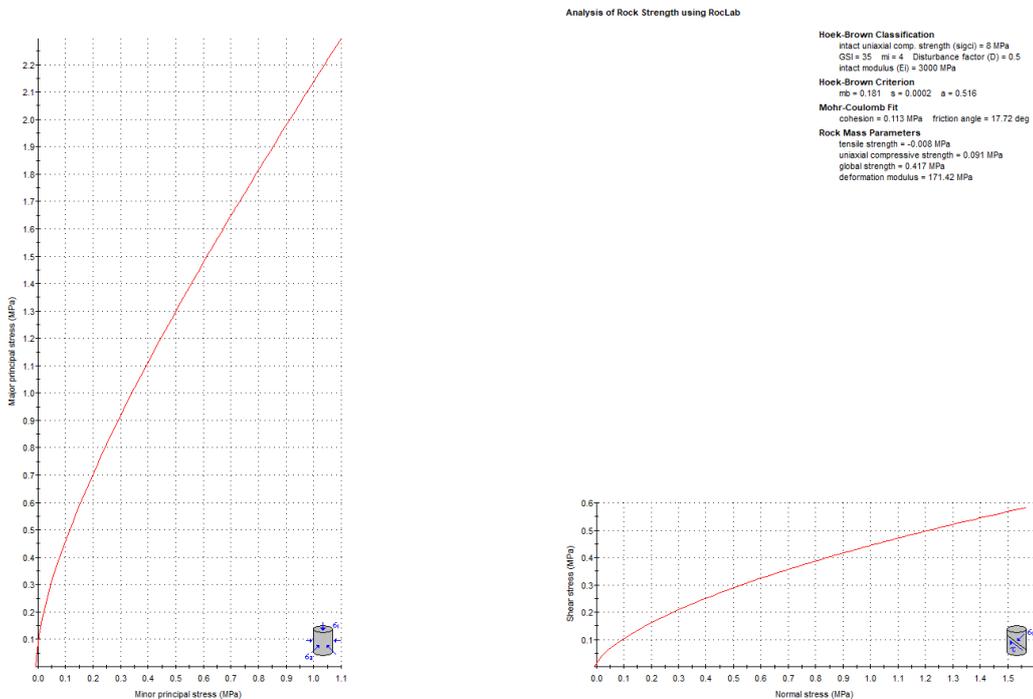


Figura 8-54: Analisi RocLab per unità UAS2 (45m)

È opportuno evidenziare che i parametri di resistenza qui indicati per UAS2 vanno intesi come derivanti da una caratterizzazione generale dell'ammasso nelle condizioni geostatiche, ma i valori operativi andranno calibrati in relazione ai livelli di tensione previsti allo stato di progetto.

8.5.8 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso UAS2: Deformabilità

Il modulo dell'ammasso è stato calcolato applicando la formula di Hoek e Diederichs (2006), par.7.4.4.2, che per l'unità UAS2 conduce a:

- $E_m=170$ MPa

Inoltre si riportano i grafici relativi a V_s e E_0 basati sulle prove geofisiche eseguite;

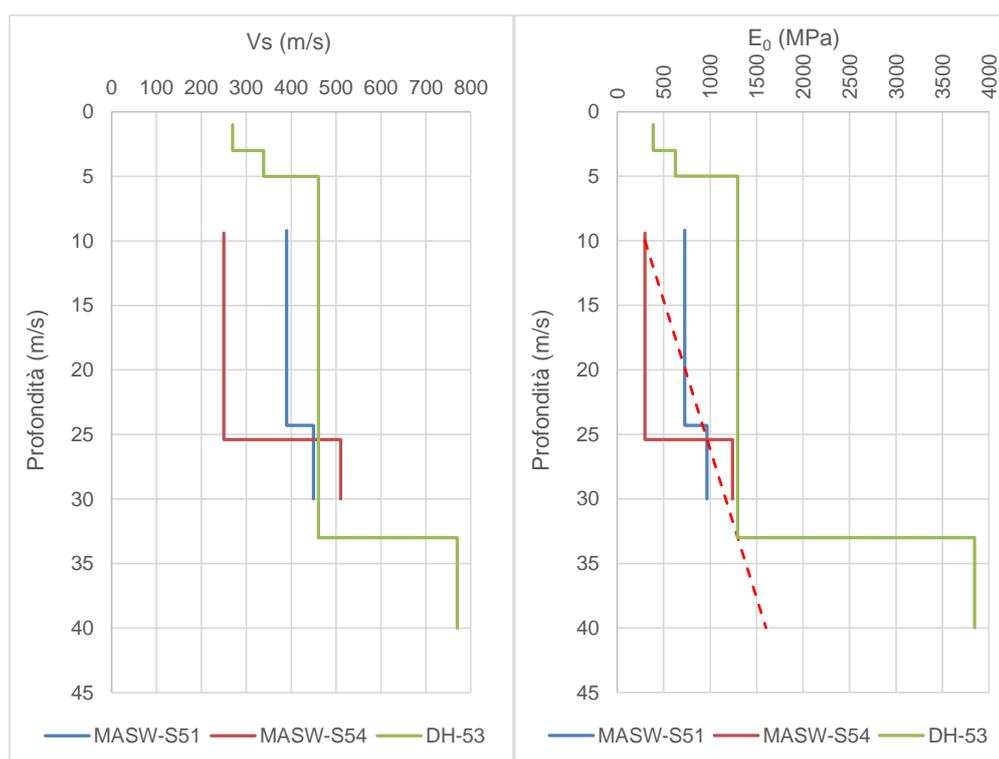


Figura 8-55: Andamento di V_s registrata e del modulo E_0 stimato nell'unità UAS2

Dal grafico precedente si può osservare che il valore di E_0 assume un andamento crescente con la profondità); in base a questi dati si propongono i seguenti intervalli.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

Tabella 8-17: Sommario dei moduli E_0 ed Eoperativo a partire da prove MASW e DH – UAS2

unità		10-30 m
UAS2	E_0 [MPa]	300-1600
	E_{op} [MPa]	60-320

E_{op} è stato calcolato come $1/5 E_0$ nel caso di problemi di “primo carico” (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati).

Inoltre, per completezza si indicano i risultati delle prove pressiometriche eseguite nella formazione rocciosa UAS2 (comportamento da roccia tenera); si considera che i valori ottenuti siano troppo catelativi e che si avvicinino più ai valori caratteristici della unità terrigena UAS1.

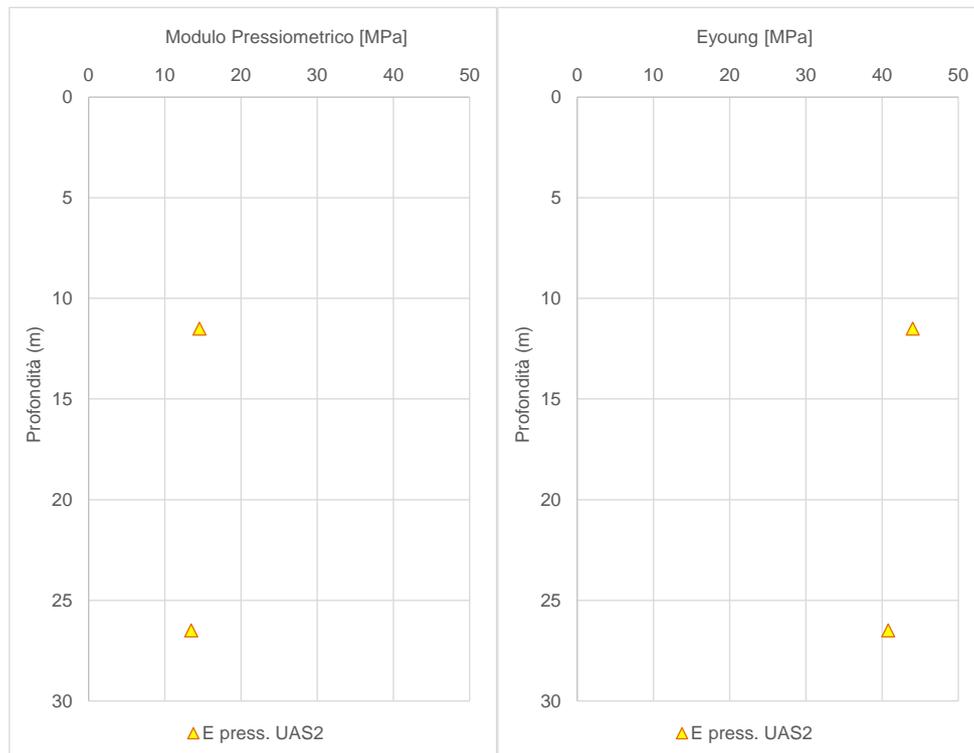


Figura 8-56: Unità UAS2 – Moduli di deformazione ricavati da prove in-situ

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

8.5.9 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso UAS2: Permeabilità

Nell'ambito della campagna d'indagine, sono state eseguite 3 prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile e 4 prove di permeabilità Lugeon. In **Tabella 8-18** e **Tabella 8-19** e sono riportati i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove e riferibili all'unità in esame.

Tabella 8-18 Risultati delle prove Lefranc sull'unità UAS2

Sondaggio	Prof.prova (m)		k (m/s)
L1B-S54	19,5	21	1,68E-07
L1B-S49TER	20	20,5	1,54E-07
L1B-S52BIS	20	21	7,42E-08

Tabella 8-19 Risultati delle prove Lugeon sull'unità UAS2

Sondaggio	Prof.prova (m)		k (m/s)
L1B-S50	11,5	13	4,05E-06
L1B-S50	20,5	21,5	2,76E-06
L1B-S51	11	13	1,59E-06
L1B-S51	20	22	3,55E-06

Si evidenzia l'ampio intervallo che può assumere la permeabilità ($7E-8 \text{ m/s} < k < 4E-6 \text{ m/s}$) in funzione del grado di fratturazione dell'ammasso roccioso.

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1R11	GE	GE0006001	C	123 di 156

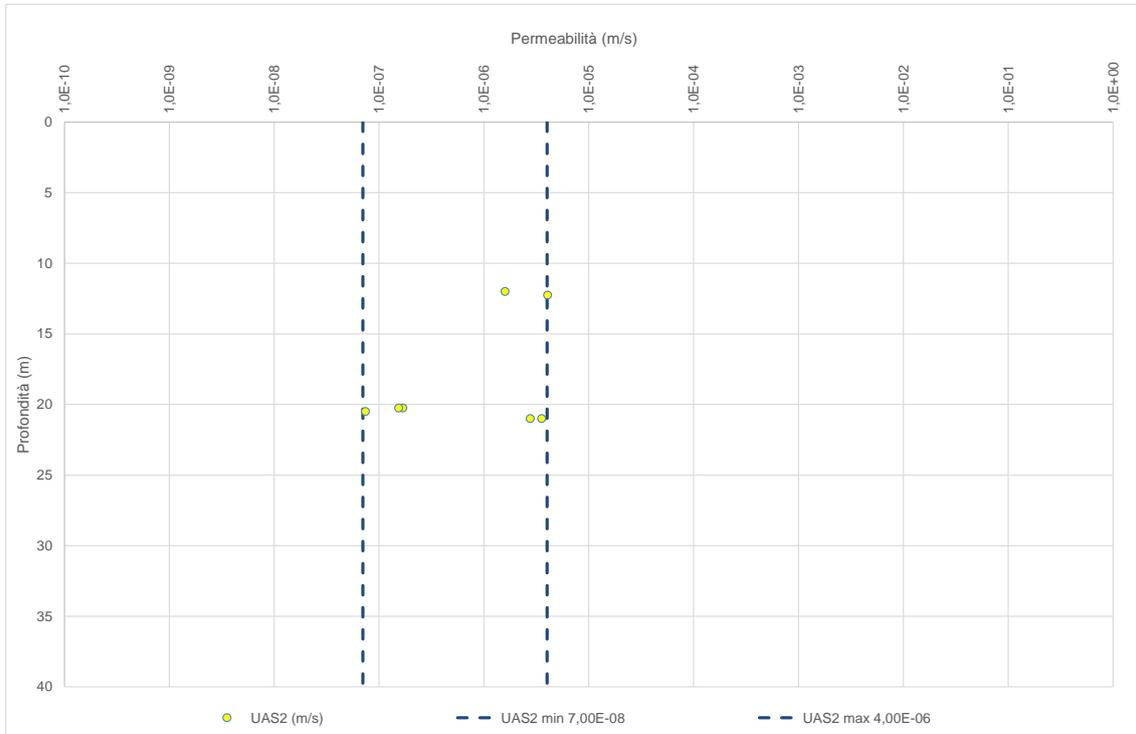


Figura 8-57: Valori di permeabilità dell'unità UAS2

8.6 UNITÀ DPR

L'unità delle Dolomie Principali (DPR) consiste in una successione di dolomie grigie, in strati o intervalli massivi. Le figure sottostanti mostrano i materiali appartenenti a questa unità geotecnica, come rinvenuti in affioramento così come si presentano estratti dai carotaggi.



L1B_AV_21: Dolomie straterellate e talora caratterizzate da alternanza di livelli scuri e livelli chiari a caratteri deposizionali.



L1B_AV_21b: Dolomie tettonizzate e interessate da zone di taglio e faglie maggiori.



L1B-S58: Cassetta n. 7 da 30.0 a 35.0 m: Dolomia litoide molto frantumata.



L1B-S60: Cassetta n. 16 da 75.0 a 80.0 m: Dolomia di colore grigio-nerastra fortemente tettonizzata e alterata. Al carotaggio si sgretola, dando origine a sabbia, con a tratti livelli litoidi centimetrici costituite da breccie di dolomia.

Figura 8-58: Fotografie rappresentative dell'unità DPR

Per i dettagli della caratterizzazione geotecnica di questa unità si rimanda all'elaborato Doc.Rif. [47], dal momento che i sondaggi che la investigano si ubicano nelle tratte dove sono presenti gallerie naturali. Nel contesto della presente relazione si stimeranno i parametri di resistenza e deformabilità

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

dell'ammasso roccioso (in corrispondenza dello stato tensionale di interesse per le opere all'aperto) sulla base di quanto ricavato nella citata relazione.

8.6.1 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso: Resistenza

La caratterizzazione delle Dolomie Principali è stata effettuata sulla base dei parametri validati nel Doc.Rif. [47] e di seguito esplicitati:

- $m_f=9$;
- $GSI=30$;
- $\sigma_{ci}=35$ MPa;
- $E_i= 30$ GPa;
- $D=0.5$ per i pali (considerando profondità pari a 15-25-45 m) e $D=0.7$ per gli scavi (considerando profondità pari a 5 m).

Per la stima dei parametri geotecnici necessari alla valutazione delle curve di capacità portante, l'inviluppo di Mohr-Coulomb è stato quindi fatto assumendo 3 diversi intervalli di stato tensionale e i parametri dell'inviluppo di rottura risultano pari a:

- $m_b = 0.321$;
- $s = 0.0001$;
- $a = 0.522$.

Tabella 8-20: Stima dei parametri equivalenti considerando crit.rottura Mohr-Coulomb (per i pali dei viadotti)

Stato tensionale σ_3 (kPa)		350	600	1100
Profondità (m)		15	25	45
Parametri equivalenti M.C.	c' (kPa)	110	150	220
	ϕ (°)	42	38	33

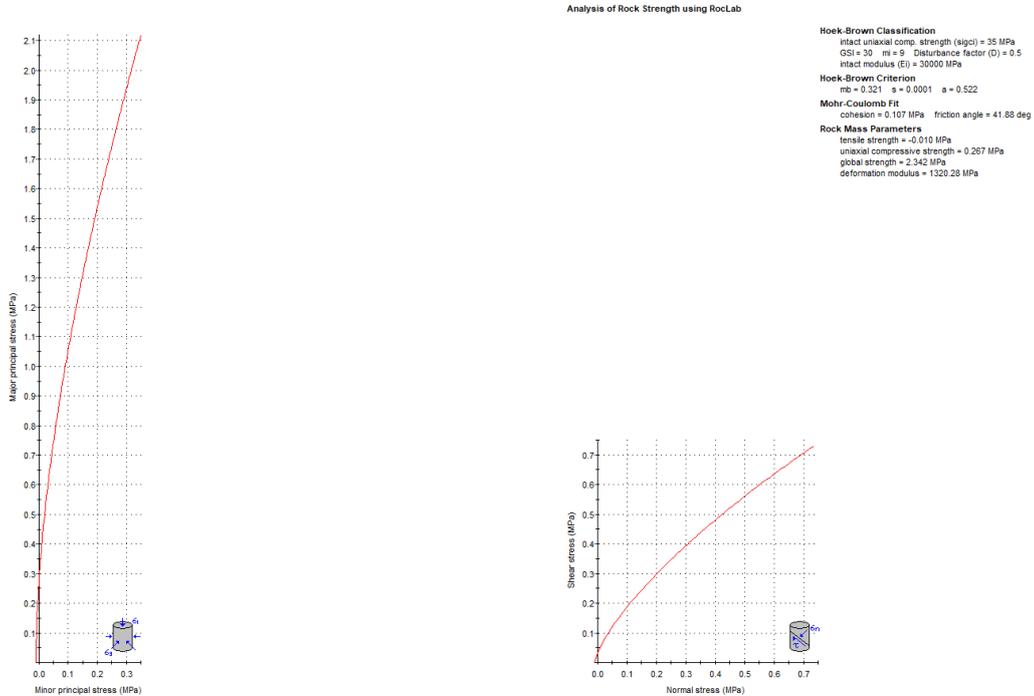


Figura 8-59: Analisi RocLab per unità DPR (15m)

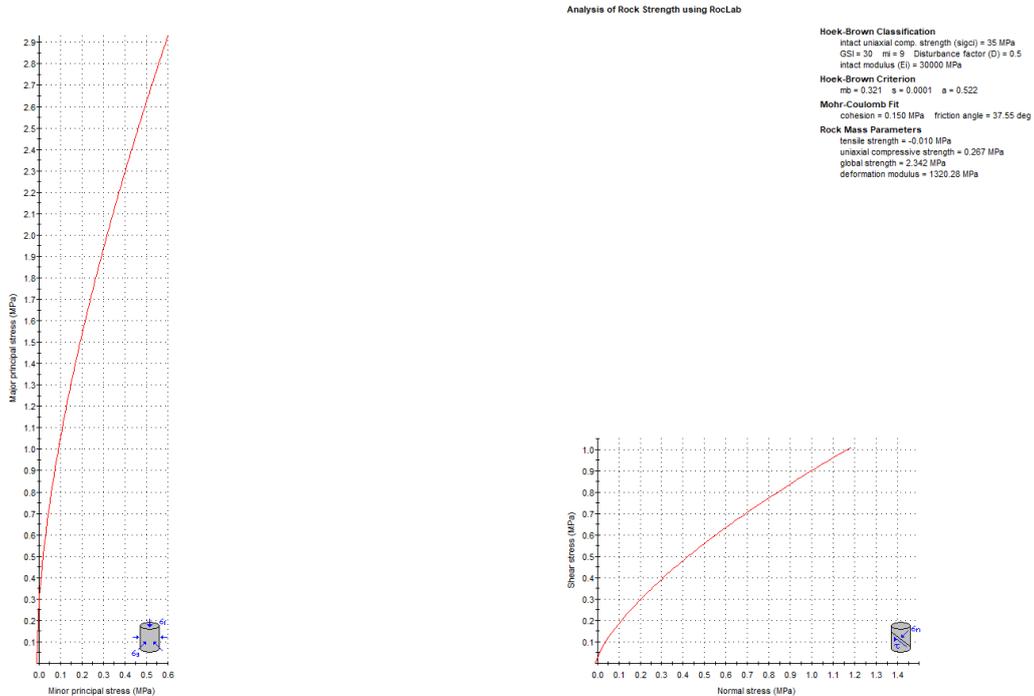


Figura 8-60: Analisi RocLab per unità DPR (25m)

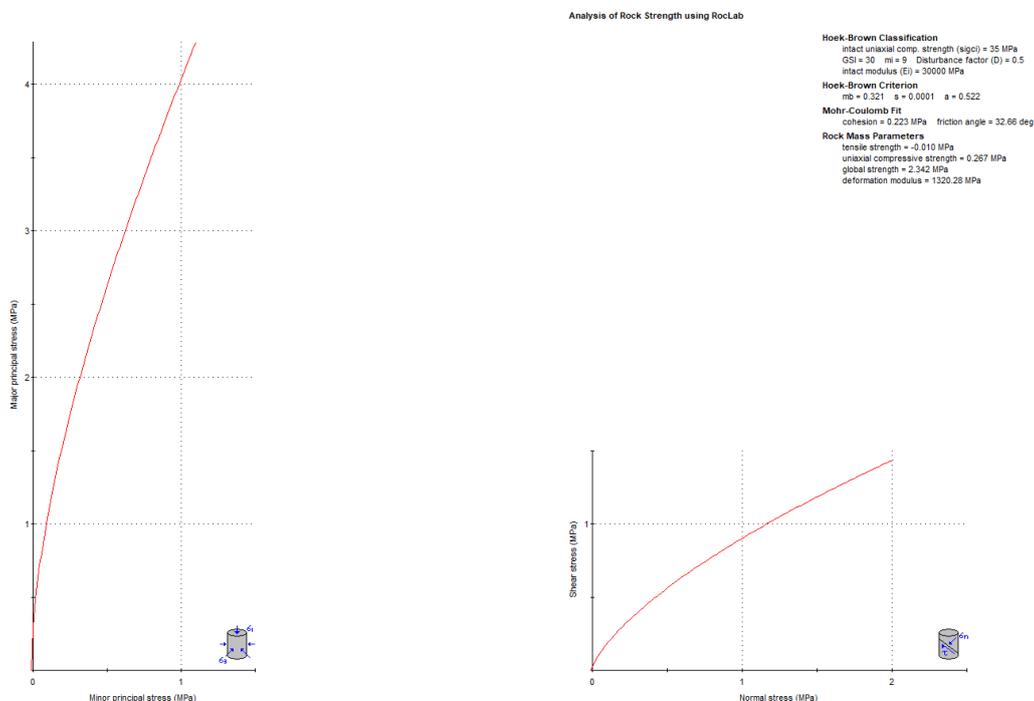


Figura 8-61: Analisi RocLab per unità DPR (45m)

Per la stima dei parametri geotecnici necessari alla valutazione della stabilità degli scavi, l'involuppo di Mohr-Coulomb è stato fatto assumendo un unico stato tensionale e i parametri dell'involuppo di rottura risultano pari a:

- $m_b = 0.192$;
- $s = 3.93E-05$;
- $a = 0.522$.

Tabella 8-21: Stima dei parametri equivalenti considerando crit.rottura Mohr-Coulomb (per gli scavi)

Stato tensionale σ_3 (kPa)		130
Profondità (m)		5
Parametri equivalenti M.C.	c' (kPa)	50
	ϕ (°)	45

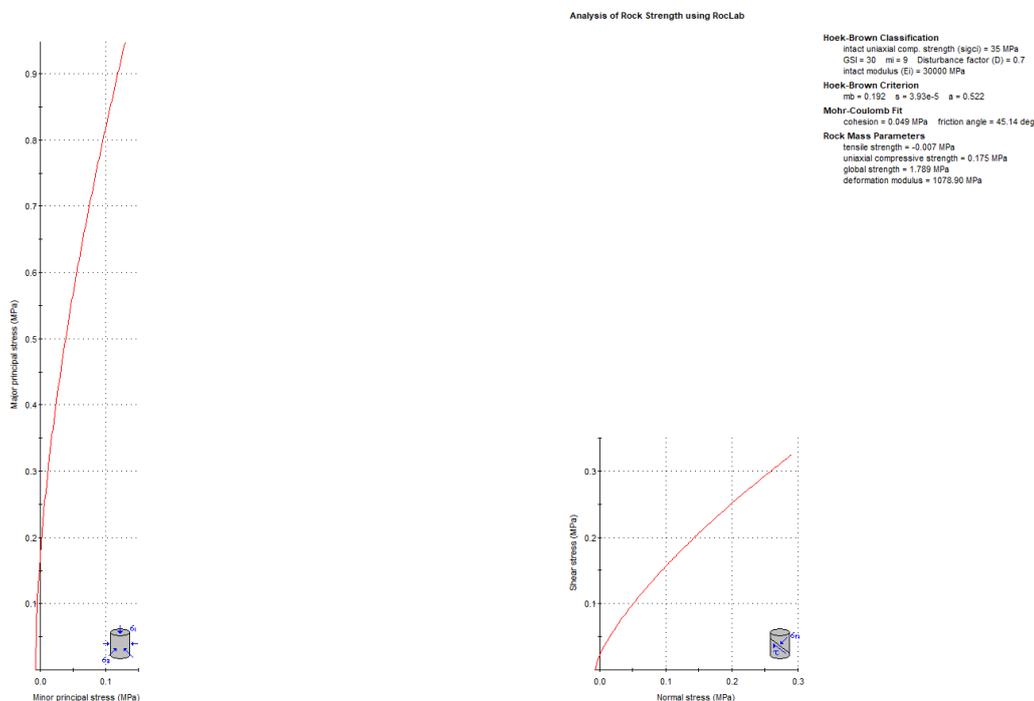


Figura 8-62: Analisi RocLab per unità DPR (5 m)

È opportuno evidenziare che i parametri di resistenza qui indicati per UAS2 vanno intesi come derivanti da una caratterizzazione generale dell'ammasso nelle condizioni geostatiche, ma i valori operativi andranno calibrati in relazione ai livelli di tensione previsti allo stato di progetto.

8.6.2 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso UAS2: Deformabilità

Il modulo dell'ammasso è stato calcolato applicando la formula di Hoek e Diederichs (2006), par.7.4.4.2, che per l'unità UAS2 conduce a:

- $E_{rm}=1,3$ GPa, per la caratterizzazione geotecnica finalizzata alla stima delle curve di capacità protante per i pali dei viadotti;
- $E_{rm}=1,1$ GPa, per la caratterizzazione geotecnica finalizzata alle verifiche di stabilità degli scavi.

8.6.3 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso DPR: Permeabilità

Si rimanda al Doc.Rif. [47].

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 presenti lungo il Vallo di Diano (PADe2 e PADb) si farà riferimento alla caratterizzazione basata sui numerosi dati raccolti durante la campagna di investigazioni eseguita per il Lotto 1B che ha considerato anche dati geotecnici appartenenti alla campagna di investigazioni eseguita per il Lotto 1C e relativi a queste unità.

Tabella 9-1 Parametri geotecnici di progetto (terreno)

Parametri	DEP	S1	PADe2 ⁽¹⁾	PADb ⁽¹⁾	ABD	UAS1
						
γ [kN/m ³]	19	19 ⁽²⁾	18	19	20	21
ϕ [°]	30-40	35-40	18-25	30-36	20-25 ⁽⁴⁾	18-20
c' [kPa]	0	0	10-30	0-5	5-15 ⁽⁴⁾	20-40
c_u [kPa]	NA	NA	75 <10 m 100 10-20 m 125 20-30 m 150 >50	NA	50-150	200-300
E' [MPa]	25-35	25-75 ⁽³⁾	12 – 24	22 - 45	20-30 ⁽²⁾	20-50
K [m/s]	$k_v = k_h =$ 1E-04 a 1E-05	$k_v = k_h =$ 2E-05 a 2E-05	$k_v =$ 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	$k_v = k_h =$ 1E-07 a 1E-06	$k_v = k_h =$ 1E-08 a 5E-07

⁽¹⁾ come da caratterizzazione presentata nel Doc.Rif. [48].

⁽²⁾ valore indicativo.

(3) intervallo basato su prove CPTU (par.8.2.3.2), anche tenendo in conto dei risultati della correlazione di Denver e delle prove sismiche.

(4) intervallo stimato con valor medio corrispondente ai risultati basati su unica prova di taglio diretto disponibile.

Tabella 9-2 Parametri geotecnici di progetto (ammasso roccioso)

Parametri		UAS2	DPR
γ [kN/m ³]		24.5	24.5
UCS [MPa]		8	35
Ei [GPa]		3	30
mi [-]		4	9
GSI		35	30
Scavi (D=0,7)	ϕ [°]	-	45 (5 m prof.)
	c [kPa]	-	50 (5 m prof.)
	Erm [MPa]	-	1100
Fondazioni (D=0,5)	ϕ [°]	25 (15 m prof.)	42 (15 m prof.)
		22 (25 m prof.)	38 (25 m prof.)
		18 (45 m prof.)	33 (45 m prof.)
	c [kPa]	60 (15 m prof.)	110 (15 m prof.)
		80 (25 m prof.)	150 (25 m prof.)
		110 (45 m prof.)	220 (45 m prof.)
Erm [MPa]	150	1300	
Permeabilità [m/s]		7E-08 a 4E-06	1E-07 a 1E-05 ⁽⁶⁾

⁽⁶⁾ da Relazione Geologica ed Idrogeologica, doc.Rif.[38]

In merito ai livelli di falda assunti in progetto, si rimanda all'andamento indicato nel profilo geotecnico, Doc.Rif. [41].

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	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 $U_c > 3.5$).

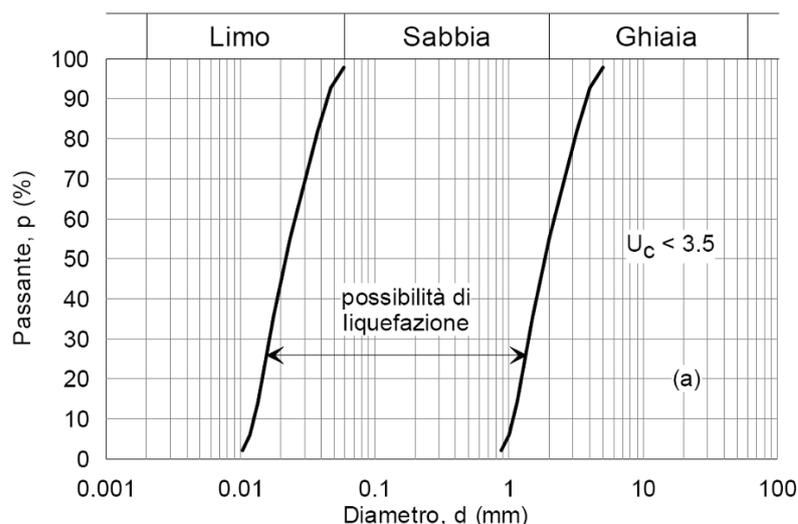


Figura 10-1: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c < 3.5$)

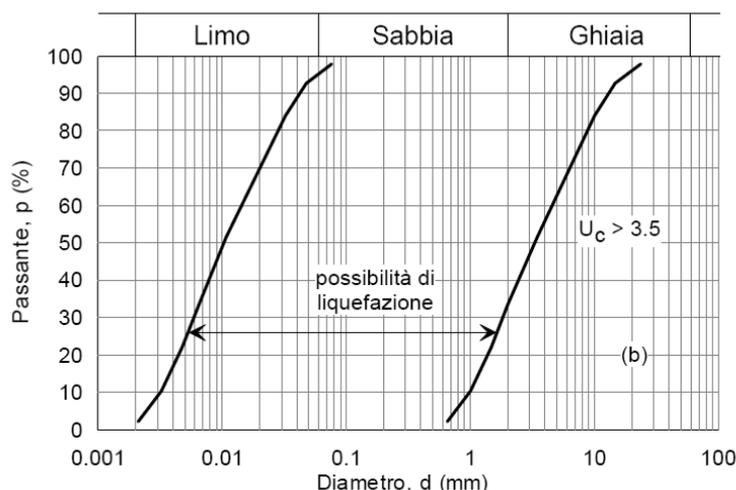


Figura 10-2: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c > 3.5$).

10.3 VERIFICA DELLE CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE

Di seguito si analizzano le unità identificate come suscettibili al fenomeno della liquefazione lungo il tracciato al fine di stabilire se è necessario valutarne la potenzialità del rischio di liquefazione.

Per i depositi DEP e S1, costituiti da materiale con comportamento granulare, si è proceduto a stimare la resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ in funzione al valore N_{spt} registrato in situ.

La resistenza penetrometrica SPT è espressa come numero di colpi $N_{1(60)}$ normalizzato ad una pressione verticale efficace di 100 kPa oltre che corretto per il valore standard di energia trasmessa (60% del valore nominale), come segue:

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

dove:

- C_N = coefficiente correttivo che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace. In letteratura sono presenti diversi metodi per la valutazione del coefficiente correttivo C_N . Qui è stata applicata la relazione proposta da Liao e Whitman (1986) – Doc.Rif. [23]:

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

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

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

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

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

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

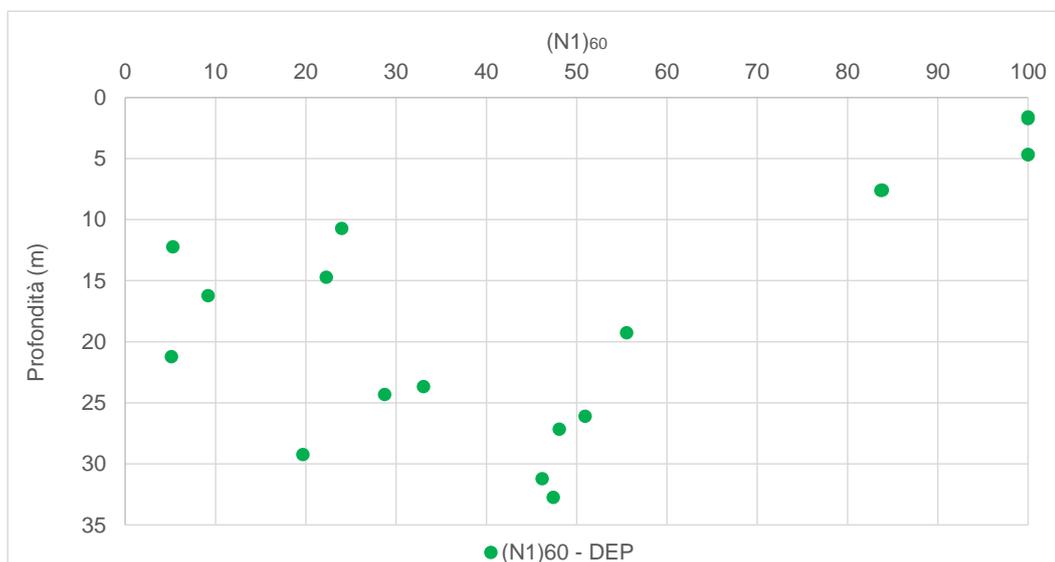


Figura 10-3: Andamento dei valori di N1(60) con la profondità per l'unità DEP

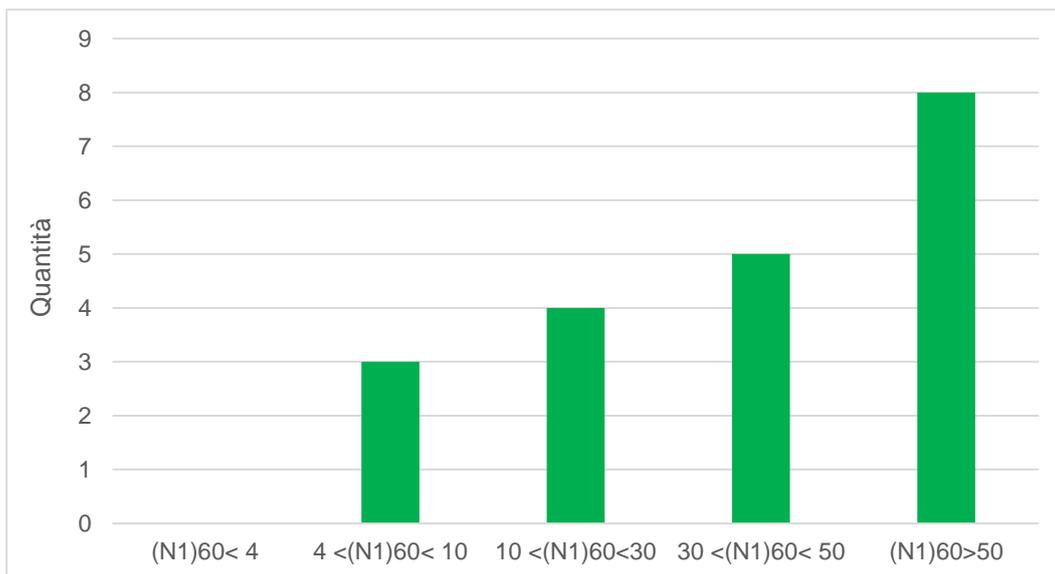


Figura 10-4: Distribuzione dei valori di N1(60) per l'unità DEP

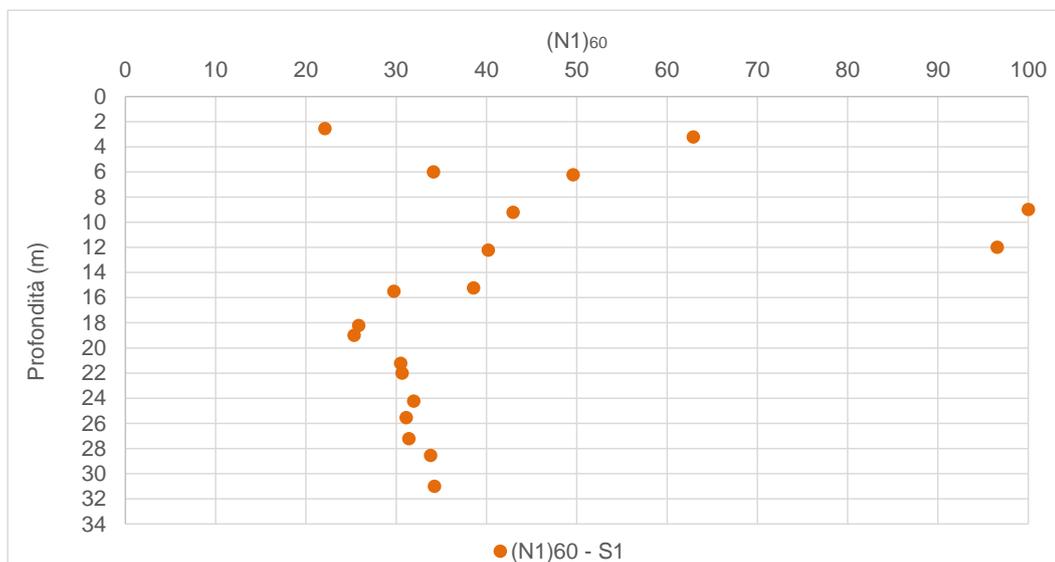


Figura 10-5: Andamento dei valori di N1(60) con la profondità per l'unità S1

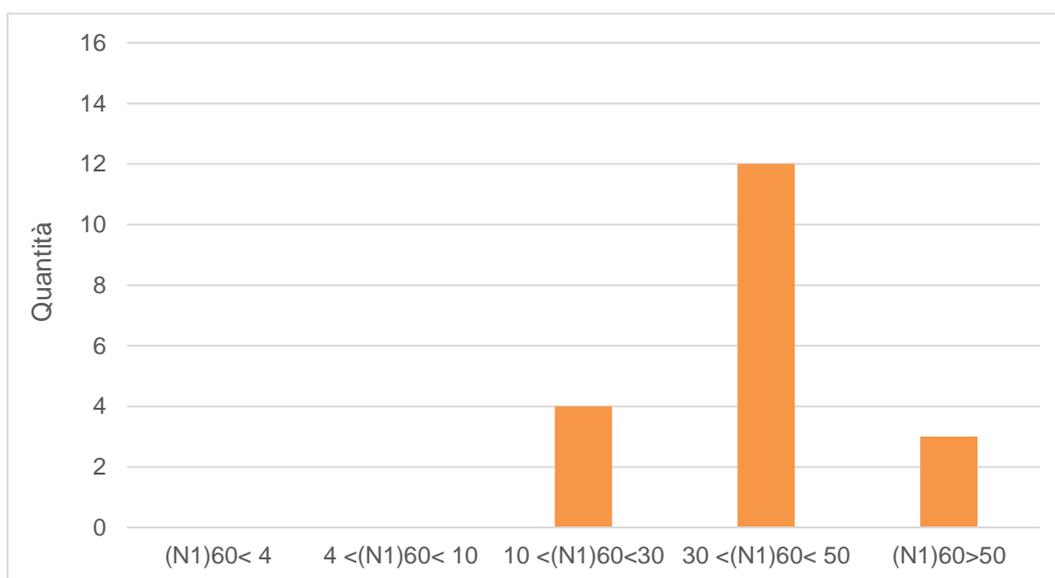


Figura 10-6: Distribuzione dei valori di N1(60) per l'unità S1

In base ai grafici precedenti, per quanto riguarda le unità incoerenti DEP e S1, si può concludere che il rischio di liquefazione è da considerarsi trascurabile in quanto la distribuzione degli $(N1)_{60}$ presenta più del 70% di valori superiori a 30 (soglia di esclusione da NTC18), come riportato in Figura 10-4 e Figura 10-6).

Nonostante queste conclusioni, per completezza, nel seguente paragrafo si riporta l'analisi della liquefazione basata sulle prove CPTU disponibili per l'unità del Depositi di Spiaggia antichi, S1. Per quanto riguarda i depositi DEP, non è possibile effettuare l'analisi della liquefazione basata sulle prove SPT in quanto attualmente non si dispone del contenuto di materiali fini (FC) caratteristica di questa unità. Inoltre, si evidenzia come i dati N_{spt} mostrati nei grafici di Figura 10-3 e Figura 10-4, si riferiscano ai sondaggi L1B-S61 e L1B-S62, appartenenti alla tratta compresa tra le progressive 41+800 e 42+400; al momento della redazione del presente documento non sono disponibili dati per caratterizzare i DEP presenti tra le progressive 26+550 e 26+700 circa. Per questi motivi, nella successiva fase di progettazione saranno da svilupparsi ulteriori approfondimenti.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

10.4 ANALISI DELLA LIQUEFAZIONE BASATA SULLE CPTU

10.4.1 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 10-7 seguente). In tal modo è stata determinata l'indicazione della magnitudo, della distanza e della deviazione standard del terremoto di scenario (Epsilon).

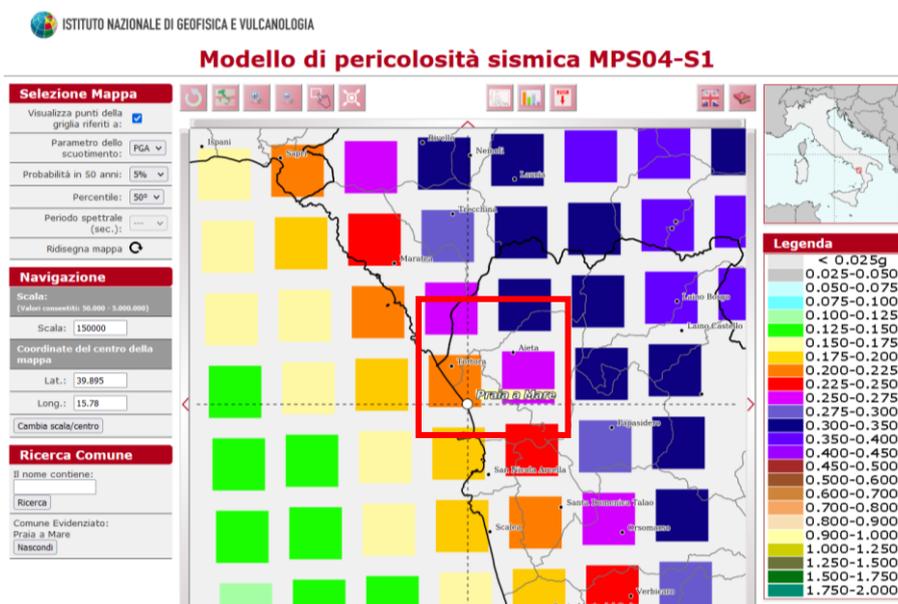


Figura 10-7: Modello pericolosità sismica MPS04-S1 (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>)

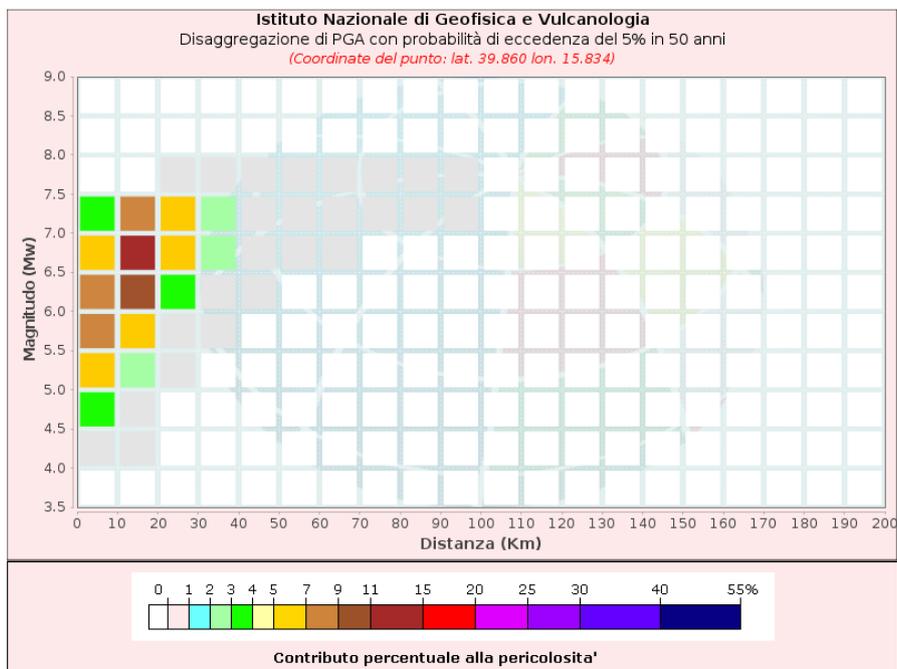


Figura 10-8: Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 5% in 50 anni per Praia a Mare

Dal grafico è possibile trarre le seguenti conclusioni per SLV:

- Eventi sismici aventi magnitudo (MW) compresa tra 4.5 e 7.5, con valori medi intorno a 6.0;
- distanze epicentrali (R) degli eventi comprese tra 0.0 e 40.0, con distanza media di 14.9 km alla Magnitudo attesa di 6.35.

	Magnitudo	Distanza	Epsilon
Valori Medi (Tr=975 anni)	6.35	14.9	1.09

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:

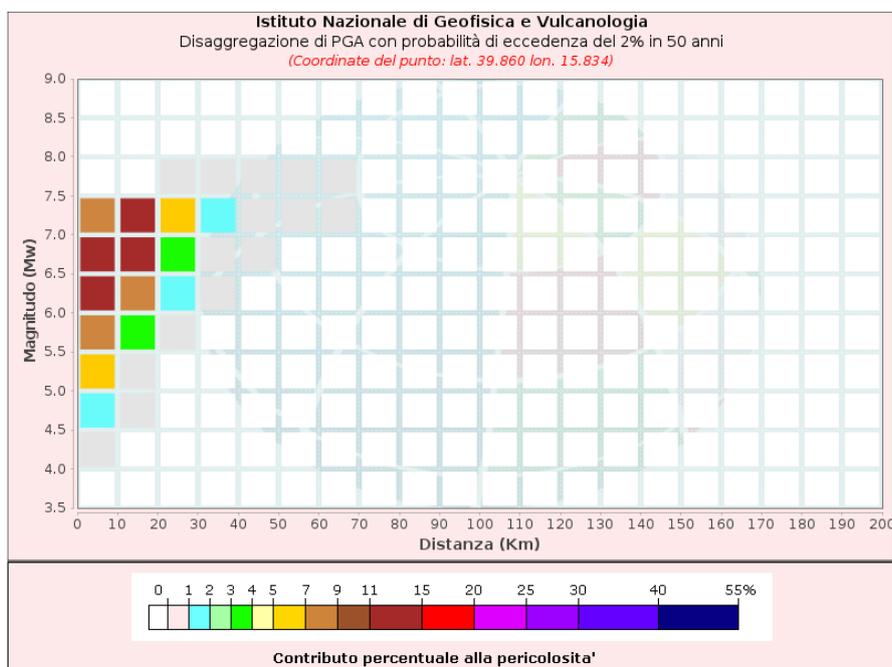


Figura 10-9: Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 2% in 50 anni per Praia a Mare

Dal grafico è possibile trarre le seguenti conclusioni per SLV:

- Eventi sismici aventi magnitudo (Mw) compresa tra 4.5 e 7.5, con valori medi intorno a 6.5;
- distanze epicentrali (R) degli eventi comprese tra 0.0 e 40.0, con distanza media di 12.4 km alla Magnitudo attesa di 6.52.

	Magnitudo	Distanza	Epsilon
Valori Medi (Tr=2475 anni)	6.52	12.4	1.3

Per adattare l'analisi sismica al Tempo di Ritorno del progetto (Tr=1898 per SLV), si considera quindi un valore di Magnitudo intermedio a quelli ottenuti precedentemente, ricavando circa M=6.4.

10.4.2 Riepilogo parametri sismici

Per la definizione della risposta sismica di base e locale si rimanda al paragrafo 3.2.4. Di seguito si riepilogano i dati utilizzati per l'analisi, riferiti alle coordinate del sondaggio L1B-S67:

$$CRR = \frac{\tau_l}{\sigma'_{v0}}$$

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;
- σ_v e σ'_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 = 6.4, 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):

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

10.4.3.1 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 soprariportata, 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:

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

$$F = \left(\frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \right) \cdot 100$$

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

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 I_c e il contenuto di fini presenta una forte dispersione e può essere considerata affidabile solo dopo attenta calibrazione sito-specifica.

10.4.3.2 Effetto tensione di confinamento (coefficiente k_σ)

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:

- σ'_{v0} = tensione verticale effivace;
- 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:

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

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

10.4.4 *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 $FSL \leq 1$ ne è il complemento ad 1, e $w(z)$ vale:

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

La profondità z_{crit} 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 $z_{crit} = 20.0m$.

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

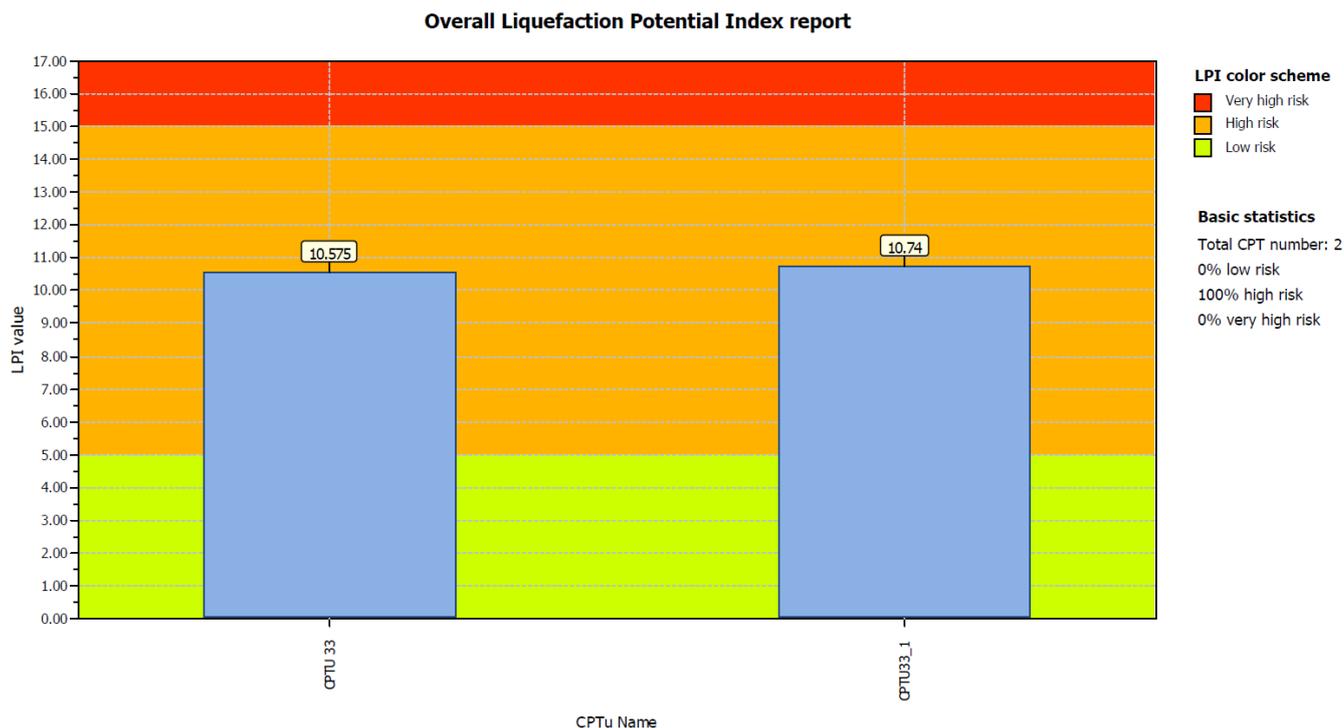
$0 < IPL \leq 5$	BASSO
$5 < IPL \leq 15$	ALTO
$IPL > 15$	MOLTO ALTO

10.4.5 *Risultati prove CPTU*

Per tutte le prove si è utilizzato un valore massimo di accelerazione pari a 0.38g, ovvero il valore massimo possibile per gli SLV lungo la tratta di Praia a Mare.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

I grafici 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.



CPTU_33 ha raggiunto 7,2 m di profondità	CPTU_33_1 ha raggiunto 3,7 m di profondità
--	--

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

Come riscontrato dalle analisi basate sulle uniche due prove CPTU disponibili, il livello di rischio relativo al fenomeno di liquefazione può considerarsi elevato. D'altro canto però basandosi sui valori di N_{spt} corretti riportati nei grafici di Figura 10-5 e Figura 10-6, si potrebbe concludere che l'unità S1 non è suscettibile alla liquefazione in quanto la distribuzione degli $(N1)_{60}$ presenta la quasi totalità dei valori superiori a 30 (soglia di esclusione da NTC18, si veda paragrafo 10.2).

A titolo cautelativo e in attesa di ulteriori approfondimenti, si propongono degli interventi di trattamento del terreno di fondazione per i rilevati che si appoggiano sui depositi di spiaggia antichi S1, nella tratta finale del tracciato a Praia a Mare. Si propone di eseguire colonne in ghiaia vibrocompattate. Questa tecnologia è ampiamente impiegata su problematiche di mitigazione del rischio liquefazione grazie a tre

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C	FOGLIO 147 di 156

effetti: l'irrigidimento del terreno per la presenza delle colonne di ghiaia, la compattazione del terreno intercluso tra le colonne ed il drenaggio che garantisce la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali.

Nel contesto di questo PFTE si propone quindi eseguire pali in ghiaia con queste caratteristiche geometriche:

- Interasse $i=2,4$ m;
- Diametro $D=800$ mm;
- Lunghezza $L=8$ m.

Per maggiori dettagli si rimanda al Doc.Rif. [42].

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	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. RC2AC1R11RHGE0006003B);
2. Valutazione dei cedimenti e della stabilità dei rilevati e delle trincee ferroviarie (elab. RC2AC1R11RHGE0006001B);
3. Dimensionamento delle gallerie artificiali GA (elab. RC2AC1R11CLGA0000001B)
4. Dimensionamento delle opere di sostegno (elab. RC2AC1R11RHGE0006002B);
5. Dimensionamento delle fondazioni dei viadotti (elab. RC2AC1R11RHVI0000002B).

11.1 ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

L'assetto litostratigrafico riferibile al Vallo di Diano, in cui ricadono i primi 3 chilometri circa del lotto 1C, 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

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

Nel solo caso in cui le trincee ricadono nella formazione delle dolomie (DPR), si prevedono scarpate aventi pendenza 1H:4V con previsione di rinforzo tramite chiodature (solo nella parte sommitale delle trincee, costituite dalla porzione alterata dell'ammasso, sono previste scarpate con rapporto 1:1 senza rinforzi). L'intervento di stabilizzazione consiste nella posa in aderenza alla scarpata di pannelli di una rete a doppia torsione con maglia esagonale ancorata all'ammasso retrostante mediante ancoraggi passivi, realizzati con barre $\phi=24\text{mm}$ in acciaio B450C, ed un reticolo di contenimento a maglia romboidale, realizzata con funi in acciaio di diametro pari a 12mm. Le chiodature avranno una lunghezza pari a 6.00 m, o comunque tale da garantire alle barre un ancoraggio nella roccia sana per una profondità di almeno 2.50 m. La maglia del reticolo di contenimento e degli ancoraggi è romboidale 3 m x 3 m.

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.

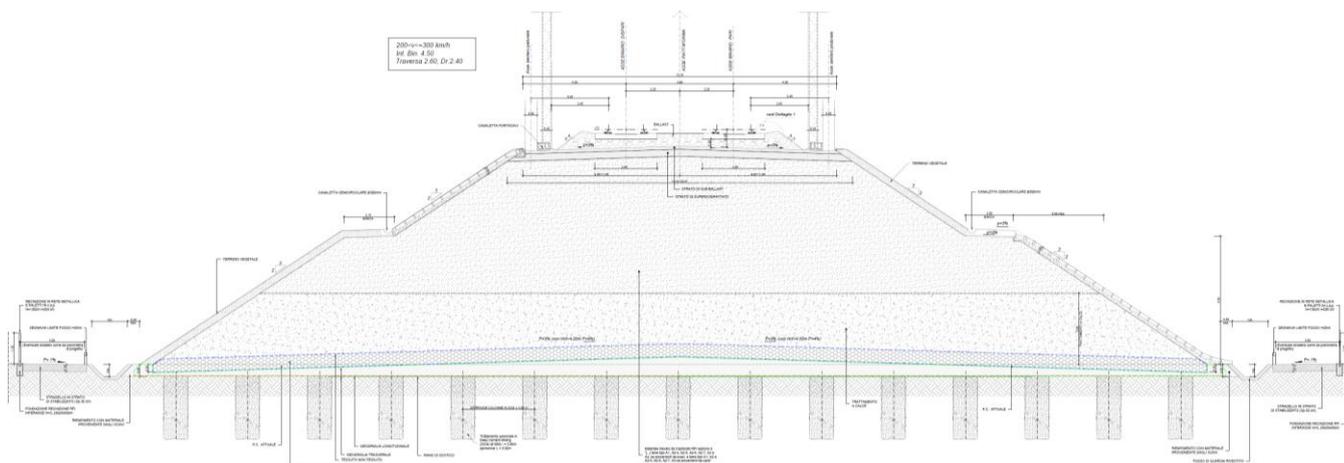


Figura 11.1 Sezione tipo Rilevato con trattamento (tipo D2) a doppio binario in rettilineo senza barriere antirumore - $H_{rit} > 4,50$ m

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). Il posizionamento della banca a

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

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 i primi 3 metri di rilevato (intesi a partire dal piano di posa) sono previsti realizzati 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 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. .

Inoltre, per i rilevati ubicati nel settore finale della tratta (Praia a Mare) sono previsti interventi di consolidamento del terreno di fondazione mediante colonne in ghiaia, al fine di ridurre il rischio legato al fenomeno della liquefazione.

11.3 GALLERIE ARTIFICIALI GA

Il progetto comprende tre gallerie artificiali denominate GA03, GA04 e GA09-A; le prime due sono realizzate con il metodo Milano (*Top-Down*), a seguito di uno scavo preliminare per la formazione del piano di lavoro, eseguito o con scavo di sbancamento (pendenza scarpate 3H:2V) o con scavo a sezione obbligata, cioè all'interno di di paratie di micropali tirantate.

In maggior dettaglio, la galleria artificiale GA03 prevede le seguenti caratteristiche (Figura 11.2):

- prescavo di altezza massima di 10 m tra paratie multitirantate;
- pali $\phi 1200$, interasse 1.3 m e lunghezza 20 m;
- solettone di copertura alleggerito di spessore 2.9 m;
 - struttura definitiva interna in c.a. gettato in opera.

Poiché la larghezza delsolettone di copertura varia lungo lo sviluppo della galleria tra 14.5 e 18.20 m, si è ritenuto opportuno impiegare una soluzione che riducesse sia il peso proprio del solettone , sia quello del materiale di tombamento.

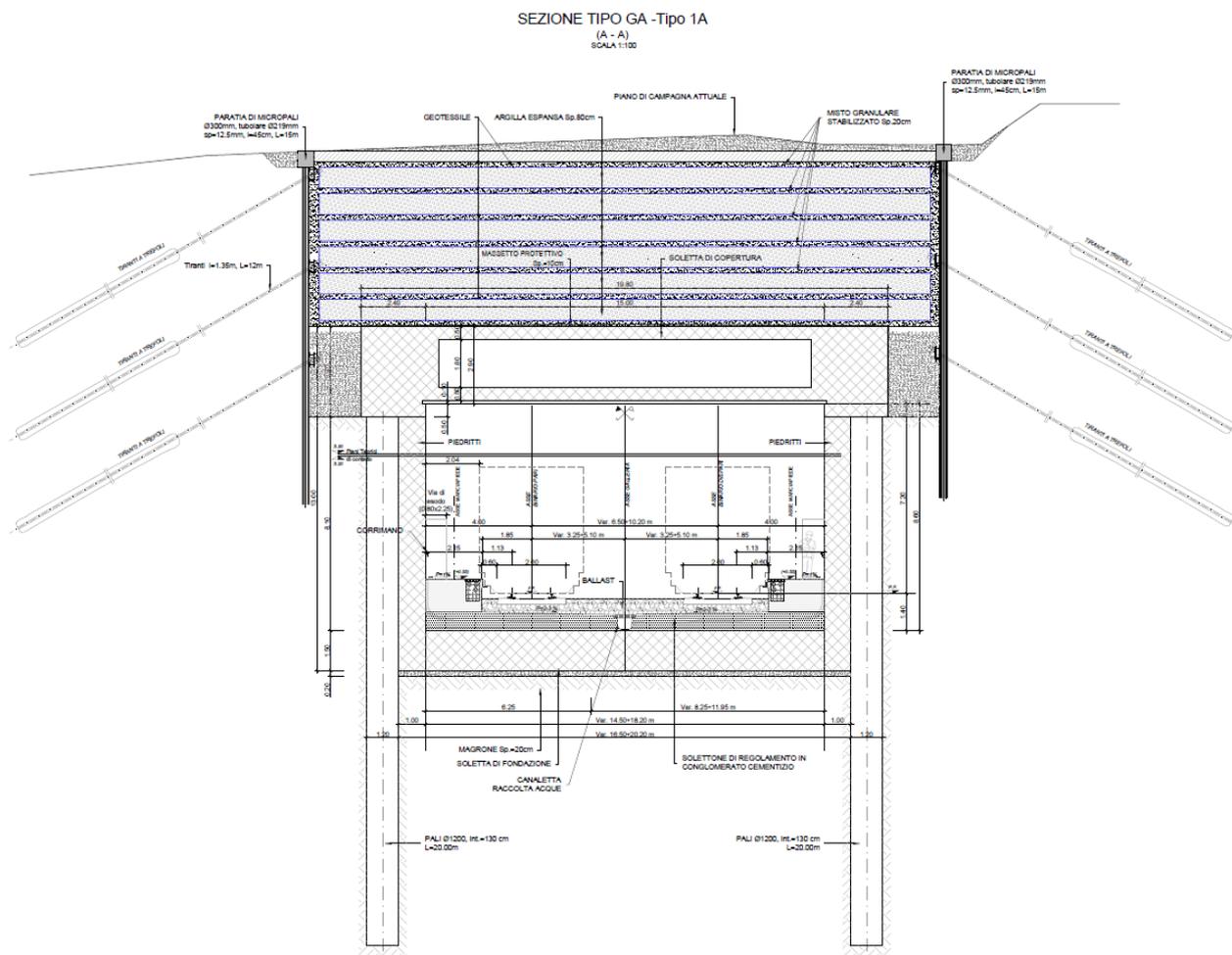


Figura 11.2- Sezione rappresentativ GA03

La galleria artificiale GA04 e presentale seguenti caratteristiche (Figura 11.3):

- prescavo avente altezza massima di 7 m;
- pali ϕ 1200, interasse 1.3 m e lunghezza 20 m;
- solettone di copertura di spessore 1.4 m;
- struttura definitiva interna in c.a. gettato in opera..

SEZIONE TIPO GA - Tipo 2A
(A - A)
SCALA 1:100

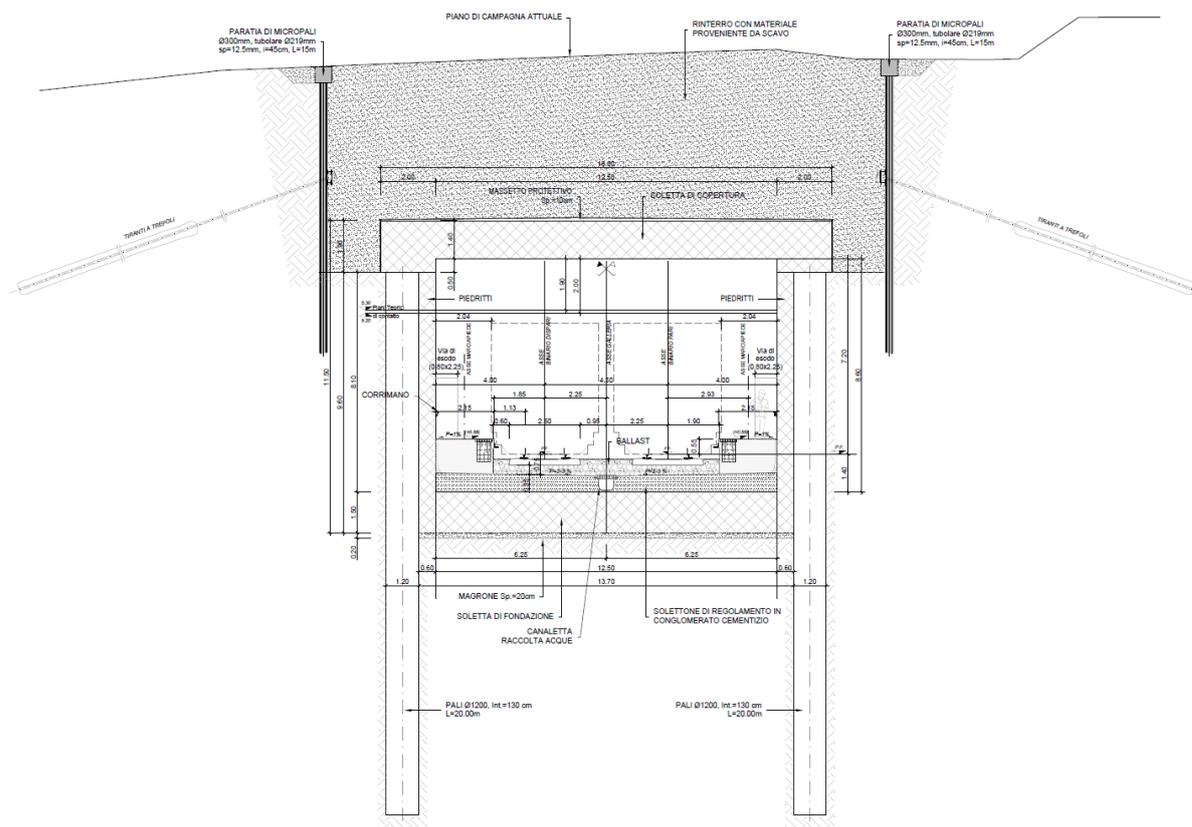


Figura 11.3- Sezione rappresentativa GA04

Per la GA09-A, ubicata a mezza costa lungo un versante della formazione delle dolomie, è prevista una prima fase di scavo fino a quota intradosso soletta e successivamente la relizzazione della struttura scatolare della GA. La sezione scatolare ha le seguenti dimensioni (Figura 11.4):

- soletta di copertura di spessore 1.0 m;
- soletta di fondo di spessore 1.1 m;
- pareti di spessore 1.0 m.

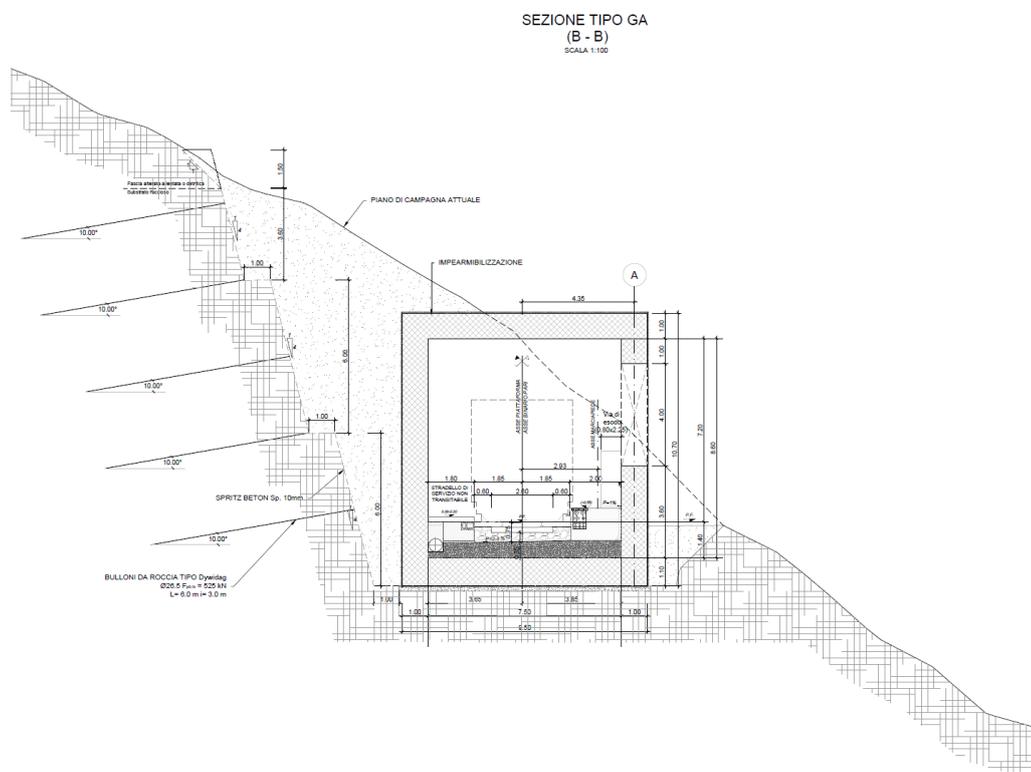


Figura 11.4- Sezione rappresentativa GA09

Data la ubicazione a mezza costa il setto di valle è finestrato.

Il pre-dimensionamento delle gallerie artificiali è dettagliato nel documento RC2AC1R11CLGA0000001B e come soluzione tecnica si propone l'esecuzione di muri ad U compresi tra pali quando l'altezza della trincea provvisoria è oltre una determinata altezza.

11.4 OPERE DI SOSTEGNO

Le opere di sostegno previste in progetto sono descritte nello specifico elaborato RC2AC1R11RHGE0006002A, 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. La tipologia di opera è stata classificata in due gruppi: opere di sostegno in rilevato e opere di sostegno in trincea.

In generale, le opere di sostegno utilizzate in progetto comprendono muri di sottoscarpa, anche su pali, e muri ad U in c.a. gettato in opera, paratie di pali e muri ferroviari "di recinzione".

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC2A	LOTTO C1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

Analoghe tipologie di opere sono altresì state previste per alcuni tratti di viabilità e per i piazzali ferroviari.

11.5 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. 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 e 11 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, PZDB2) e $17.0 < m$ (PZDB3). Le fondazioni relative a campate a singolo binario, il diametro di calcolo è pari a 10 m (tipologico PZSB1, PZSB2, PZSB3 e PZSB4).

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

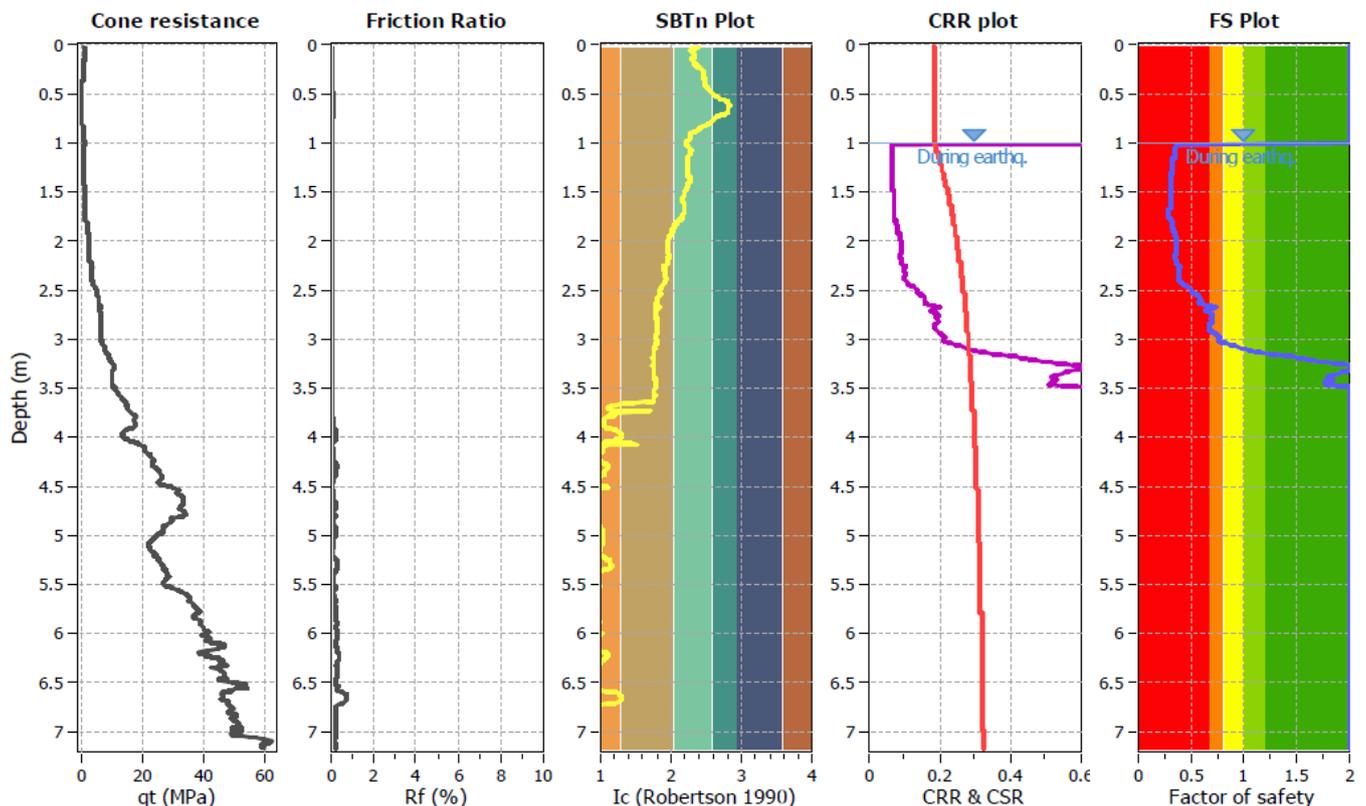
Project title :

Location :

CPT file : CPTU 33

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 :	6.40	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.38	Unit weight calculation:	18.50 kN/m ³	K_g applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



Analisi della liquefazione associata al CPTU_33

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

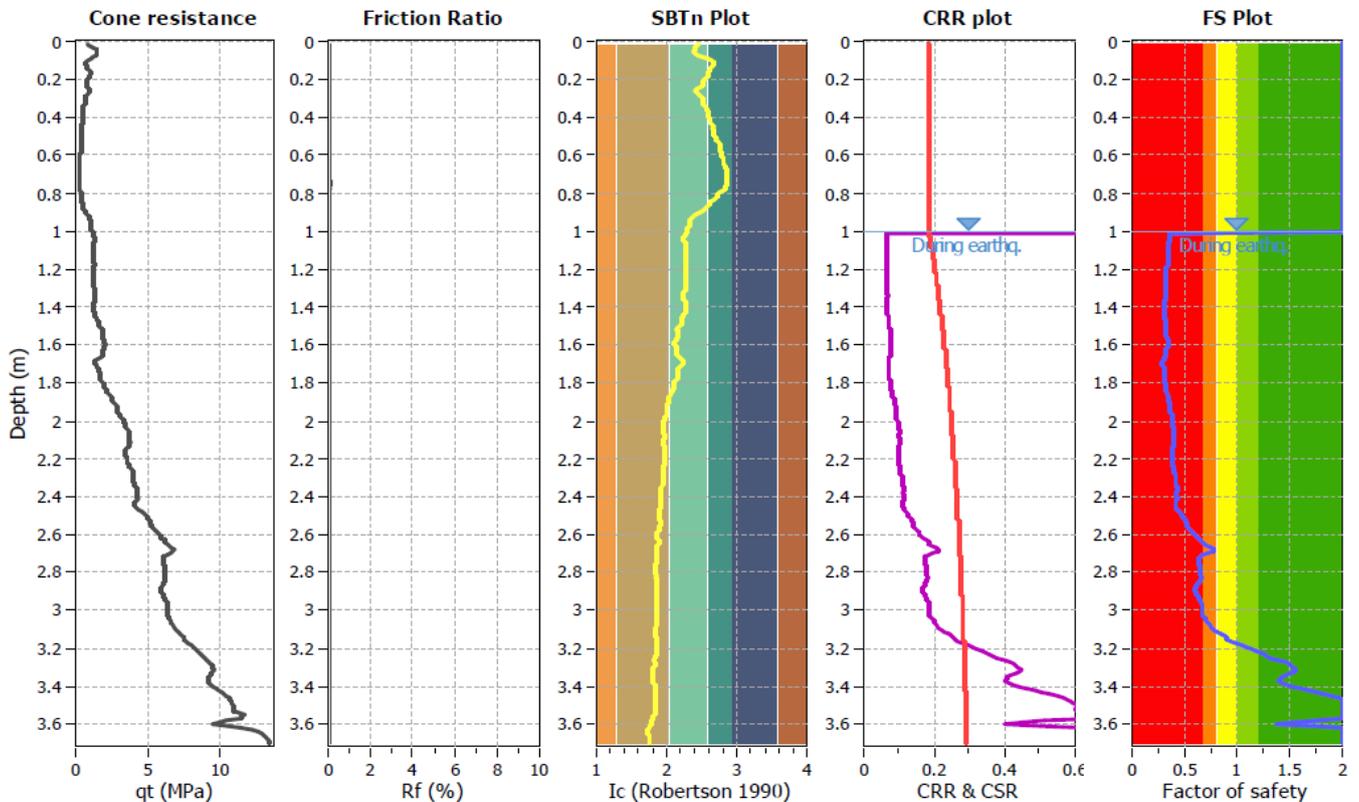
Project title :

Location :

CPT file : CPTU33_1

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 :	6.40	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.38	Unit weight calculation:	18.50 kN/m ³	K_σ applied:	Yes	MSF method:	I&B, 2008



Analisi della liquefazione associata al CPTU_33_1