

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO**

RELAZIONE CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA GENERALE

SCALA:

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

NN1X 00 D 78 RH GE0600 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	E.Pasquali S.Babbucci	Settembre 2020	G.Ficorella	Settembre 2020	M. D'Avino	Settembre 2020	 ITALFERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Direzione Infrastrutture Sud UO Infrastrutture Sud Dott. Ing. Dante Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 78/79
B	EMISSIONE ESECUTIVA	E.Pasquali S.Babbucci	Ottobre 2020	G.Ficorella	Ottobre 2020	M. D'Avino	Ottobre 2020	

INDICE

1	INTRODUZIONE	6
2	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	7
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	8
3	DESCRIZIONE DEL TRACCIATO	10
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, MORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.....	12
4.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE.....	12
4.2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO LOCALE	13
4.2.1	<i>Sub-unità della Piana del Sele (Settore Salerno – Pontecagnano – Battipaglia).....</i>	<i>13</i>
4.2.1.1	Supersintema Battipaglia – Persano (BP).....	13
4.2.1.2	Travertini di Pontecagnano (TPO)	14
4.2.1.3	Sintema Campolungo (SLG).....	14
4.2.2	<i>Subunità delle Valli fluviali in destra del Sele (Fiumi Irno, picentino e Tusciano).....</i>	<i>15</i>
4.2.2.1	Sintema Masseria Acqua Santa (MQS):.....	15
4.2.3	<i>Unità ubiquitarie non completamente formate dell'area continentale:</i>	<i>16</i>
4.2.3.1	Depositi alluvionali (b)	16
4.3	INQUADRAMENTO MORFOLOGICO.....	17
4.4	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	18
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	19
5.1	RISPOSTA SISMICA.....	19
5.1.1	<i>Categoria di sottosuolo</i>	<i>20</i>
5.1.2	<i>Stati limite e probabilità di superamento</i>	<i>24</i>
5.1.3	<i>Accelerazione di riferimento su suolo rigido a_g.....</i>	<i>24</i>
5.1.4	<i>Azioni sismiche di progetto</i>	<i>27</i>
5.2	MAGNITUDO	29
5.3	LIQUEFAZIONE.....	30
6	INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE	31
6.1	PREMESSA	31
6.2	CAMPAGNE GEOGNOSTICHE PROGETTO DEFINITIVO.....	31

Relazione geotecnica generale	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00 D 78	RH	GE0600 001	B	2 di 144

6.3	CAMPAGNE GEOGNOSTICHE PFTE.....	32
6.4	CAMPAGNE GEOGNOSTICHE STORICHE ANNI 2000-2002	33
6.5	PROVE IN SITO	34
6.5.1	<i>Analisi stratigrafica</i>	34
6.5.2	<i>Prove SPT</i>	35
6.5.3	<i>Prove CPTU</i>	36
6.5.4	<i>Prove di permeabilità Lefranc</i>	36
6.5.5	<i>Prove carico su piastra</i>	37
6.5.6	<i>Prove pressiometriche Menard</i>	38
6.5.7	<i>Indagini sismiche</i>	38
6.6	PROVE DI LABORATORIO	40
7	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA GENERALE	41
7.1	PREMESSA	41
7.2	RICONOSCIMENTO DELLE UNITÀ GEOTECNICHE	41
7.3	CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE	43
7.3.1	<i>Depositi incoerenti</i>	43
7.3.1.1	Densità relativa	43
7.3.1.2	Angolo di resistenza al taglio.....	44
7.3.1.2.1	Correlazioni dirette tra φ' e NSPT.....	44
7.3.1.2.2	Correlazioni dirette tra φ' e prove CPTU	44
7.3.1.3	Caratteristiche di deformabilità.....	45
7.3.2	<i>Depositi coesivi</i>	47
7.3.2.1	Classificazione	47
7.3.2.2	Caratteristiche di resistenza.....	47
7.3.2.3	Riconoscimento stratigrafico da prove CPT.....	48
7.3.2.4	Caratteristiche di deformabilità.....	50
7.3.2.5	Caratteristiche di consolidazione	50
7.4	UNITÀ R- TERRENI DI RIPOSTO E COLTIVE VEGETALE.....	52
7.5	UNITÀ A – ARGILLA	53

Relazione geotecnica generale	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00 D 78	RH	GE0600 001	B	3 di 144

7.5.1	<i>Prove in situ - Analisi Nspt</i>	53
7.5.2	<i>Prove in situ - Analisi CPTU</i>	55
7.5.3	<i>Prove in situ - permeabilità</i>	56
7.5.4	<i>Caratterizzazione fisica da prove di laboratorio</i>	57
7.5.5	<i>Caratteristiche di resistenza</i>	59
7.5.6	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	60
7.5.7	<i>Correlazioni utilizzate</i>	61
7.5.8	<i>Sintesi dei risultati per l'unità ARGILLA</i>	63
7.6	UNITÀ L – LIMI	65
7.6.1	<i>Prove in situ - Analisi Nspt</i>	65
7.6.2	<i>Prove in situ - Analisi CPTU</i>	67
7.6.3	<i>Prove in situ – permeabilità</i>	69
7.6.4	<i>Caratterizzazione fisica da prove di laboratorio</i>	69
7.6.5	<i>Caratteristiche di resistenza</i>	71
7.6.6	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	73
7.6.7	<i>Correlazioni e confronto con dati di laboratorio</i>	74
7.6.8	<i>Sintesi dei risultati per l'unità LIMO</i>	76
7.7	UNITÀ S - SABBIA	78
7.7.1	<i>Prove in situ - Analisi SPT</i>	78
7.7.2	<i>Prove in situ – Analisi CPTU</i>	80
7.7.3	<i>Prove in situ – Permeabilità</i>	81
7.7.4	<i>Caratterizzazione fisica da prove di laboratorio</i>	82
7.7.5	<i>Caratteristiche di resistenza</i>	84
7.7.6	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	85
7.7.7	<i>Correlazioni e confronto con i dati di laboratorio</i>	86
7.7.8	<i>Sintesi dei risultati per l'unità SABBIA</i>	89
7.8	UNITÀ GHIAIA	90
7.8.1	<i>Prove in situ - Analisi SPT</i>	90

Relazione geotecnica generale	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00 D 78	RH	GE0600 001	B	4 di 144

7.8.2	<i>Prove in situ – Analisi CPTU</i>	92
7.8.3	<i>Prove in situ – Permeabilità</i>	93
7.8.4	<i>Caratterizzazione fisica da prove di laboratorio</i>	93
7.8.5	<i>Caratteristiche di resistenza</i>	94
7.8.6	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	95
7.8.7	<i>Correlazioni e confronto con i dati di laboratorio</i>	95
7.8.8	<i>Sintesi dei risultati per l'unità GHIAIA</i>	98
7.9	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	99
8	FALDA	101
9	OPERE D'ARTE MAGGIORI ED OPERE STRADALI	102
9.1	VI01 – TORRENTE FUORNI	103
9.2	VI02 – FIUME PICENTINO	106
9.3	VI03 – FIUME ASA	109
9.4	VI04 – FOSSO DIAVOLONI	112
9.5	NV02 - CVF DI VIA WENNER	115
9.6	NV03 - PONTE S.ANTONIO (FOSSO FRESTOLA)	118
10	CAPACITA' PORTANTE PALI	121
10.1	ANALISI AGLI STATI LIMITE	121
10.2	METODOLOGIA DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE	123
10.2.1	<i>Resistenza a trazione</i>	126
10.2.2	<i>Comportamento di gruppo a carichi verticali</i>	127
10.2.3	<i>Verifica allo Stato Limite di Esercizio (SLE)</i>	128
10.3	RISULTATI OTTENUTI	128
10.4	CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI	129
10.4.1	<i>Verifica a carico limite orizzontale in terreni potenzialmente liquefacibili</i>	130
11	PALIFICATE DI FONDAZIONE	131
11.1	VALUTAZIONE DEL MOMENTO ADIMENSIONALE LUNGO IL PALO	131
11.1.1	<i>Modulo di reazione orizzontale del terreno</i>	131
11.2	ANALISI DEL CEDIMENTO DEL SINGOLO PALO E DELLA PALIFICATA	132

Relazione geotecnica generale	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00 D 78	RH	GE0600 001	B	5 di 144

12 CRITERI PER IL CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI DIRETTE 134

12.1 DETERMINAZIONE DEL COEFF. DI SOTTOFONDO ALLA WINKLER PER ANALISI STRUTTURALI137

13 PIANO DI POSA138

13.1 VIABILITÀ STRADALI PRINCIPALI144

1 INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la Relazione Geotecnica redatta nell'ambito del Progetto Definitivo del Completamento della Metropolitana di Salerno (Tratta Arechi-Pontecagnano Aeroporto).

Lo studio raccoglie ed analizza le informazioni attualmente disponibili derivanti da indagini geognostiche eseguite in questa fase progettuale, inoltre sono stati utilizzati sia i dati derivanti dalla fase di Fattibilità Tecnica ed Economica del progetto (PFTE) che le stratigrafie di pozzi ad uso idropotabile reperite tramite la banca dati nazionale ISPRA.

Nel presente elaborato verranno quindi affrontati i seguenti aspetti:

- Inquadramento sintetico generale geologico, geomorfologico ed idrogeologico;
- Caratterizzazione sismica;
- Descrizione delle campagne di indagine svolte;
- Descrizione ed interpretazione dei risultati di tutte le indagini svolte nelle varie campagne geognostiche;
- Caratterizzazione geotecnica generale: individuazione delle unità geotecniche interferenti con le opere ed il tracciato, definizione dei parametri geotecnici di progetto, individuazione del livello di falda;
- Caratterizzazione geotecnica di dettaglio in corrispondenza delle opere d'arte maggiori;
- Metodologie per la valutazione della capacità portante dei pali di fondazione;
- Palificate di fondazione: Valutazione del momento adimensionale lungo i pali e analisi palificate in presenza di terreni potenzialmente liquefacibili (criteri e verifiche);
- Metodologie per la valutazione della capacità portante delle fondazioni dirette e per la determinazione del coefficiente di sottofondo alla Winkler;
- Piano di posa;

2 NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'interpretazione dei risultati e la redazione della presente relazione sono stati effettuati nel rispetto della Normativa in vigore e di alcune raccomandazioni.

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

- [1] Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- [2] Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- [3] Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.
- [4] Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2
- [5] RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21-12-18 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili
- [6] UNI EN 1997-1 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- [7] UNI EN 1997-2 - Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.
- [8] O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 e s.m.i., "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modifiche ed integrazioni.
- [9] O.P.C.M. n. 3519 del 28/04/2006, "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".
- [10] D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni".
- [11] D.M. 06/05/2008, integrazione al D.M. 14/01/2008.
- [12] Circ. Min. II.TT. 02/02/2009, n. 617, "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14/01/2008".
- [13] Circ. Min. II.TT. 05/08/2009, "Nuove norme tecniche per le costruzioni approvate con decreto del Ministro delle infrastrutture 14 gennaio 2008 - Cessazione del regime transitorio di cui all'articolo 20, comma 1, del decreto-legge 31 dicembre 2007, n. 248".
- [14] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni», G.U. n.42 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.8.
- [15] RFI DTC SI AG MA IFS 002 A del Dic. 2018: Manuale di progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 7 – Geologia.
- [16] Tariffa IG di RFI in vigore nel 2018.
- [17] RFI DTC SI SP IFS 001 B del 22-12-2018 "Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Sez. 3 – Rilievi geologici e indagini geognostiche".
- [18] D.M. 11.03.1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle opere di fondazione". (DPR. 5 ottobre 2010, n. 207 artt. 52-53).

Relazione geotecnica generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00 D 78	RH	GE0600 001	B	8 di 144

2.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

TAVOLE DI RIFERIMENTO

Id	Scala	Codifiche Italferr																			
		N	N	1	X	0	0	D	6	9	N	6	G	E	0	0	0	1	0	0	1
Carta geologica-geomorfologica e profilo geologico - Tavola 1 di 6 (km 0+000 ÷ km 1+500)	1:2000/200	N	N	1	X	0	0	D	6	9	N	6	G	E	0	0	0	1	0	0	1
Carta geologica-geomorfologica e profilo geologico - Tavola 2 di 6 (km 1+500 ÷ km 3+000)	1:2000/200	N	N	1	X	0	0	D	6	9	N	6	G	E	0	0	0	1	0	0	2
Carta geologica-geomorfologica e profilo geologico - Tavola 3 di 6 (km 3+000 ÷ km 4+500)	1:2000/200	N	N	1	X	0	0	D	6	9	N	6	G	E	0	0	0	1	0	0	3
Carta geologica-geomorfologica e profilo geologico - Tavola 4 di 6 (km 4+500 ÷ km 6+000)	1:2000/200	N	N	1	X	0	0	D	6	9	N	6	G	E	0	0	0	1	0	0	4
Carta geologica-geomorfologica e profilo geologico - Tavola 5 di 6 (km 6+000 ÷ km 7+500)	1:2000/200	N	N	1	X	0	0	D	6	9	N	6	G	E	0	0	0	1	0	0	5
Carta geologica-geomorfologica e profilo geologico - Tavola 6 di 6 (km 7+500 ÷ km 9+055.76)	1:2000/200	N	N	1	X	0	0	D	6	9	N	6	G	E	0	0	0	1	0	0	6
Carta geologica-geomorfologica con profilo e sezione geologica - Area di Salerno Mercatello	1:2000/200	N	N	1	X	0	0	D	6	9	N	Z	G	E	0	0	0	1	0	0	7
Carta idrogeologica e profilo idrogeologico - Tavola 1 di 6 (km 0+000 ÷ km 1+500)	1:2000/200	N	N	1	X	0	0	D	6	9	N	6	G	E	0	0	0	2	0	0	1
Carta idrogeologica e profilo idrogeologico - Tavola 2 di 6 (km 1+500 ÷ km 3+000)	1:2000/200	N	N	1	X	0	0	D	6	9	N	6	G	E	0	0	0	2	0	0	2
Carta idrogeologica e profilo idrogeologico - Tavola 2 di 6 (km 3+000 ÷ km 4+500)	1:2000/200	N	N	1	X	0	0	D	6	9	N	6	G	E	0	0	0	2	0	0	3
Carta idrogeologica e profilo idrogeologico - Tavola 4 di 6 (km 4+500 ÷ km 6+000)	1:2000/200	N	N	1	X	0	0	D	6	9	N	6	G	E	0	0	0	2	0	0	4
Carta idrogeologica e profilo idrogeologico - Tavola 5 di 6 (km 6+000 ÷ km 7+500)	1:2000/200	N	N	1	X	0	0	D	6	9	N	6	G	E	0	0	0	2	0	0	5
Carta idrogeologica e profilo idrogeologico - Tavola 6 di 6 (km 7+500 ÷ km 9+055.76)	1:2000/200	N	N	1	X	0	0	D	6	9	N	6	G	E	0	0	0	2	0	0	6
Carta idrogeologica con profilo e sezione idrogeologica - Area di Salerno Mercatello	1:2000/200	N	N	1	X	0	0	D	6	9	N	Z	G	E	0	0	0	2	0	0	7
Carta Geologica e profilo geologico (PFTE)		N	N	1	R	0	0	F	6	9	N	Z	G	E	0	0	0	1	0	0	1
Profilo Geotecnico – Tav 1 di 2 (PFTE)	1:5000/500	N	N	1	R	0	0	F	1	0	F	Z	G	E	0	0	0	6	0	0	1
Profilo Geotecnico – Tav 2 di 2 (PFTE)	1:5000/500	N	N	1	R	0	0	F	1	0	F	Z	G	E	0	0	0	6	0	0	2
Profilo Geotecnico – Tav. 1	1:2000/200	N	N	1	X	0	0	D	7	8	L	6	G	E	0	6	0	0	0	0	1
Profilo Geotecnico – Tav. 2	1:2000/200	N	N	1	X	0	0	D	7	8	L	6	G	E	0	6	0	0	0	0	2
Profilo Geotecnico – Tav. 3	1:2000/200	N	N	1	X	0	0	D	7	8	L	6	G	E	0	6	0	0	0	0	3
Profilo Geotecnico – Tav. 4	1:2000/200	N	N	1	X	0	0	D	7	8	L	6	G	E	0	6	0	0	0	0	4
Profilo Geotecnico – Tav. 5	1:2000/200	N	N	1	X	0	0	D	7	8	L	6	G	E	0	6	0	0	0	0	5
Profilo Geotecnico – Tav. 6	1:2000/200	N	N	1	X	0	0	D	7	8	L	6	G	E	0	6	0	0	0	0	6

Relazione geotecnica generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00 D 78	RH	GE0600 001	B	9 di 144

ELABORATI DI RIFERIMENTO

Id	Scala	Codifiche Italferr																			
		N	N	1	X	0	0	D	6	9	R	G	G	E	0	0	0	1	0	0	2
Relazione di compatibilità geomorfologica	-	N	N	1	X	0	0	D	6	9	R	G	G	E	0	0	0	1	0	0	2
Indagini geognostiche – Sondaggi dal BH1 al BH13	-	N	N	1	X	0	0	D	6	9	S	G	G	E	0	0	0	5	0	0	1
Indagini geognostiche – Sondaggi dal BH14 al BH26, prove penetrometriche, pozzetti con prove di carico su piastra e prelievi in alveo	-	N	N	1	X	0	0	D	6	9	S	G	G	E	0	0	0	5	0	0	2
Indagini geognostiche bibliografiche	-	N	N	1	X	0	0	D	6	9	S	G	G	E	0	0	0	5	0	0	3
Monitoraggio piezometrico – Letture da Marzo 2020 a Luglio 2020	-	N	N	1	X	0	0	D	6	9	S	G	R	H	0	0	0	5	0	0	1
Indagini geofisiche - Prove Down-Hole, MASW ed HVSR	-	N	N	1	X	0	0	D	6	9	I	G	G	E	0	0	0	5	0	0	1
Indagini geofisiche eseguite nel PFTE	-	N	N	1	X	0	0	D	6	9	I	G	G	E	0	0	0	5	0	0	2
Prove di laboratorio eseguite sui campioni dal BH1, BH2, BH3, BH4, BH7, BH8, BH9, BH10, BH11, BH12 e BH13	-	N	N	1	X	0	0	D	6	9	P	R	G	E	0	0	0	5	0	0	1
Prove di laboratorio eseguite sui campioni dal BH14, BH15, BH16, BH17, BH19, BH20, BH21, BH23, BH24 e BH25, prove eseguite sui campioni dai pozzetti, prelievi in alveo ed analisi su acque	-	N	N	1	X	0	0	D	6	9	P	R	G	E	0	0	0	5	0	0	2
Prove di laboratorio eseguite sui campioni dal BH5 e BH26	-	N	N	1	X	0	0	D	6	9	P	R	G	E	0	0	0	5	0	0	3
Relezione Geologica, geomorfologica idrogeologica e sismica	-	N	N	1	X	0	0	D	6	9	R	G	G	E	0	0	0	1	0	0	1
Indagini Geognostiche Bibliografiche (PFTE)		N	N	1	R	0	0	F	6	9	S	G	G	E	0	0	0	5	0	0	1

3 DESCRIZIONE DEL TRACCIATO

La tratta oggetto del presente studio è ubicata nella regione Campania, ed attraversa i comuni di Salerno e Pontecagnano (SA), in una zona prevalentemente pianeggiante. Il tracciato in progetto si svilupperà in direzione NW-SE per una lunghezza di circa 9 km nel settore centro settentrionale della Piana del Sele ed affiancherà la linea ferroviaria esistente Salerno – Battipaglia. Il progetto avrà inizio dall'attuale stazione Arechi e si protrarrà in prossimità dell'aeroporto (Figura 3.1). Inoltre, è presente una seconda area di progetto lungo la tratta ferroviaria, a circa 2.3 km a nord-est dalla prima, nei pressi della stazione Salerno Mercatello (Figura 3.1). L'area di Mercatello non è oggetto della presente relazione.

La piana del Sele, ampia circa 500 km², è limitata da un lungomare sabbioso e pressoché rettilineo, allungato tra le città di Salerno e Agropoli (Figura 3.2). A nord è delimitata dai rilievi montuosi dei monti Picentini, che circondano tutta la piana, interrotta solo dalla valle del Sele che si inoltra all'interno dei rilievi con direzione E-W. A sud il confine è costituito dal corso del Fiume Sele.

Figura 3.1 - Immagine aerea dell'area di Salerno e Pontecagnano. In rosso sono evidenziate le tratte oggetto di studio. (Google Earth).

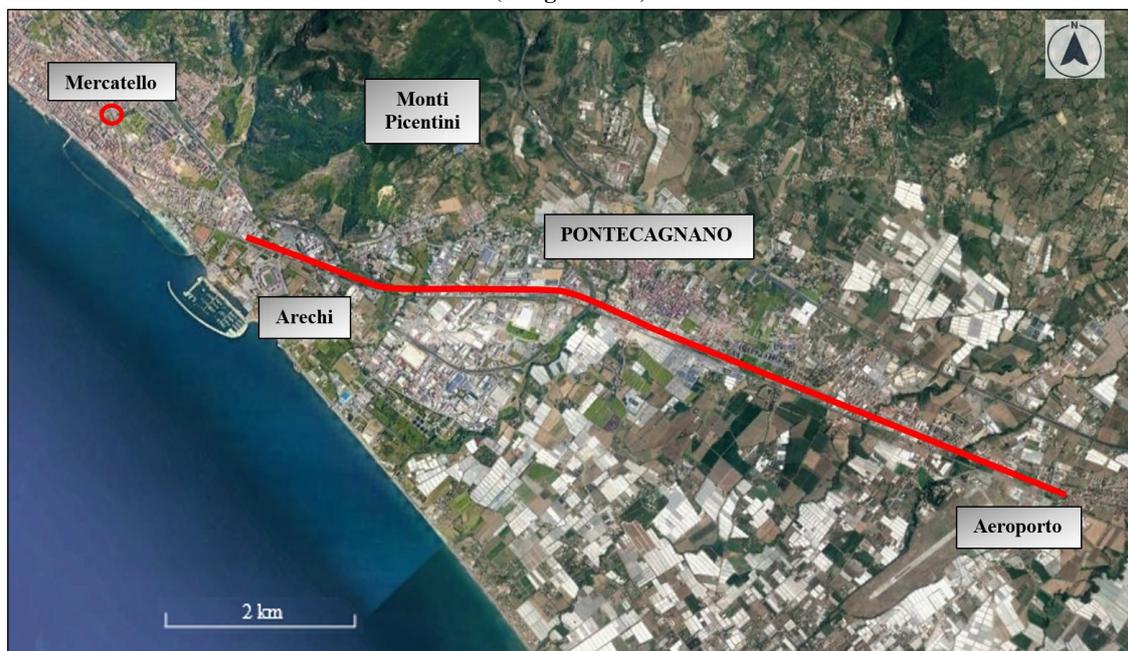


Figura 3.2 – Immagine aerea della Piana del Sele (immagine fuori scala)



Le opere d'arte maggiori, che si inseriscono nella tratta sopra descritta, sono elencate nella seguente tabella.

Tabella 3-1. Opere d'arte maggiori

Opera	Struttura	Corso d'acqua	Pk	Lunghezza [m]	Pk Inizio - Pk fine
VI01	Nuovo ponte	Torrente Fuorni	1+591.41	37.6	1+572.61 – 1+610.21
VI02	Nuovo ponte	Fiume Picentino	3+590.74	40.65	3+570.415 – 3+611.065
VI03	Nuovo ponte	Torrente ASA	6+860.96	43.7	6+839.11 – 6+882.81
VI04	Nuovo ponte	Fosso Diavoloni	7+931.42	10.95	7+925.95 – 7+936.90

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, MORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

Nel presente capitolo viene fornito un breve inquadramento geologico, morfologico, idrogeologico propedeutico alla caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dalle opere in progetto, legate al completamento della linea Metropolitana di Salerno (tratta Arechi – Pontecagnano aeroporto). Per maggiori dettagli ed approfondimenti si rimanda a quanto sviluppato nelle relazione geologica, NN1X00D69RGGE0001001A.

4.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

Il settore costiero del territorio campano presenta un assetto geologico-strutturale molto complesso, comprendendo le estreme propaggini occidentali della catena appenninica meridionale, qui interessata dalla presenza di quattro importanti centri vulcanici (da Nord a Sud, Roccamonfina, i Campi Flegrei, il Vesuvio ed il complesso vulcanico dell'isola di Ischia) e caratterizzata da ampie depressioni strutturali, attuali sedi di piane alluvionali più o meno ampie, tra le quali, la Piana del Sele. Il segmento di catena sud-appenninica presente nell'entroterra di Salerno è costituito da una pila di falde sovrapposte che hanno avuto origine sia da domini bacinali (Unità Lagonegrese Auct. e Sicilide Auct.) sia da domini di piattaforma carbonatica (Unità della Piattaforma Carbonatica Appenninica sensu Mostardini & Merlini, 1986), con età comprese tra il Mesozoico ed il Terziario.

Più in dettaglio, dall'alto verso il basso, il Gruppo delle Argille Variegate (AV) dell'Unità Sicilide poggiano sull'unità di piattaforma carbonatica dei M.ti Lattari – M.ti Picentini (UMLP), a sua volta sovrapposta sulle unità del Bacino di Lagonegro, affioranti, in questo settore di catena appenninica, solamente in finestre tettoniche di dimensioni relativamente contenute.

Successivamente all'impilamento delle falde, una tettonica estensionale plio-pleistocenica, coeva all'apertura del Tirreno, ha determinato, nell'entroterra del settore settentrionale del golfo di Salerno, un andamento irregolare del margine occidentale della catena - ribassandolo lungo "master faults" ad orientazione SW-NE e WNW-ESE - e la formazione della profonda depressione (graben peri-tirrenico) della Piana del Sele.

La depressione della Piana del Sele, che strutturalmente si prolunga verso il Golfo di Salerno, è stata colmata da alcune migliaia di metri di depositi quaternari, a partire dal Pleistocene inferiore e in discordanza sui vari termini della pila tettonica sopra descritta, con le potenti successioni conglomeratiche del supersistema Eboli le quali segnano il passaggio da una sedimentazione marina a condizioni continentali, vale a dire, un sollevamento generalizzato di questo segmento di catena (Brancaccio et alii 1991, Cinque et alii, 1993).

La fascia esterna della piana è stata infine colmata. dal Pleistocene medio-superiore sino all'Olocene, da sedimenti fluviali e marini, soggetti ad un sollevamento più consistente, nel Pleistocene superiore (Cinque et al. 1988). La suddetta forte tettonica estensionale quaternaria si è accompagnata all'attività vulcanica dei Campi Flegrei e del complesso Somma-Vesuvio, responsabile della spessa coltre di vulcanoclastiti che ricoprono quasi ubiquitariamente i rilievi del territorio campano.

4.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO LOCALE

L'opera in progetto si sviluppa nel settore centro settentrionale della Piana del Sele, per una lunghezza di 8,8 km circa ed affiancherà la linea ferroviaria Salerno – Battipaglia nei pressi del comune di Pontecagnano.

Di seguito si descrivono le formazioni affioranti presso l'area di progetto, le quali si succedono dal basso verso l'alto secondo il seguente ordine stratigrafico:

4.2.1 Sub-unità della Piana del Sele (Settore Salerno – Pontecagnano – Battipaglia)

I depositi di questa Sub-unità rappresentano tutto il Pleistocene e l'Olocene e costituiscono le principali unità di paesaggio della Piana alluvionale e costiera del Sele. Questa sub-unità è costituita da due importanti supersintemi (supersintema Battipaglia-Persano; supersintema Eboli), da due unità sintemiche (sintema Campolongo; sintema Gromola) e da due unità litostratigrafiche (Travertini di Pontecagnano; unità di Ariano-Torrente Cornea), di cui seguono le descrizioni delle unità riscontrate nell'area di studio:

4.2.1.1 Supersintema Battipaglia – Persano (BP)

I sedimenti del supersintema occupano una posizione morfo-crono-stratigrafica compresa tra i conglomerati del supersintema Eboli (CE), a monte, ed i primi depositi tirreniani del sintema Gromola (GML), a valle. In relazione agli ambienti di sedimentazione la porzione più recente, di questo supersintema viene distinta nelle seguenti associazioni di litofacies, probabilmente fra loro eteropiche:

- **BPa**) Porzione deposta in ambiente di conoide alluvionale - Alternanze latero verticali di ghiaie sabbiose, sabbie e, subordinatamente, peliti sabbiose con frazione grossolana poligenica ed eterometrica proveniente dalle locali serie mesozoiche. Verso l'alto passano a sedimenti alluvionali sabbioso-limoso-argillosi con componente piroclastica e con frequenti episodi pedogenici intercalati. In sommità è spesso conservato un paleosuolo bruno scuro, ben strutturato, molto decalcificato ed argillificato. Spessore non inferiore a 30 m. (Tardo Pleistocene Medio-Pleistocene Superiore basale?);
- **BPb**) Porzione deposta in ambiente di piana costiera - Sedimenti sabbiosi e pelitici, eteropici di quelli della porzione precedente. Si tratta di complessi sabbioso ghiaiosi e sabbiosi di spiaggia e dune litorali (evidenti sono le tracce morfologiche di antichi cordoni litoranei disposte a quote intorno ai 25 m) alternati a complessi pelitici e pelitico-sabbiosi di laguna e/o stagno costiero con associati sedimenti sabbioso-pelitici di ambienti fluvio-palustri. Localmente sono intercalate lenti ghiaiose e sabbioso-ghiaiose di ambiente alluvionale. Spessore non inferiore a 30 m. (Tardo Pleistocene Medio-Pleistocene Superiore basale?);
- **BPc**) Depositi travertinosi (travertino di Faiano). Questi depositi, affioranti nell'area di Pontecagnano-Faiano, sono costituiti in gran parte da incrostazioni carbonatiche su supporti vegetali di varia natura (piante superiori, muschi, alghe e cianobatteri) e subordinatamente da

sabbie calcaree. Tali depositi formano corpi sedimentari terrazzati, la cui origine è da ricondursi ad acque scorrenti sovrasature in carbonato di calcio.

Al Supersistema Battipaglia-Persano è ascritta la seguente unità litostratigrafica:

4.2.1.2 Travertini di Pontecagnano (TPO)

Costituisce un'unità di tipo litostratigrafico rappresentata da un'associazione di litofacies travertinose formatesi in ambiente di piana fluvio-lacustre ed alluvionale s.l. Essa si colloca dal punto di vista cronostatigrafico tra il sintema Gromola e il sintema Campolungo; gli affioramenti sono rari e non sono esclusi possibili passaggi eteropici con i sedimenti ghiaioso-sabbiosi del sintema Masseria Acqua Santa. Questa unità si sviluppa esclusivamente in pianura (Pontecagnano) ed a tetto del Tufo Grigio Campano (TGC). La potenza, stimata per mezzo di alcuni sondaggi, non supera la ventina di metri. Tardo Pleistocene superiore-Olocene p.p.).

4.2.1.3 Sintema Campolungo (SLG)

I depositi di questo sintema costituiscono un prisma di sedimenti trasgressivi e progradazionali accrezionato sul fronte della Piana nel corso dell'Olocene, con spessore crescente da terra, dove sono ubicati i depositi più antichi, verso mare. Tale spessore è stimabile in circa 20 m all'altezza della costa attuale. Si tratta di una successione sedimentaria di depositi eolici, marino costieri, lagunari e palustri di età olocenica s.l., organizzati in più cicli sedimentari separati da discordanze di natura erosionale rappresentate da superfici di discontinuità connesse alle fasi trasgressivo-regressive responsabili della loro genesi. Il sintema è limitato a tetto dalla superficie topografica, con morfologie dunari ben conservate ed estese su tutta la piana costiera del Sele, da Paestum a Salerno. La base è rappresentata, nel sottosuolo, dalla superficie erosionale determinata dalla regressione tardo-wurmiana.

In definitiva, le associazioni di litofacies presenti nel sintema Campolungo possono essere così di seguito sintetizzate:

- **SLGd)** Sabbie eoliche medie e fini a luoghi rubefatte formanti un cordone dunare costiero potente pochi metri; verso il basso passano a sabbie fossilifere, a luoghi debolmente ghiaiose, di spiaggia s.l. e di spiaggia sommersa. Verso terra sono eteropiche di "e". Età compresa tra 2,5 ka ed il XX secolo.
- **SLGe)** Depositi pelitici caratterizzanti il riempimento di depressioni retrodunari: argille, argille-siltose, limi e sabbie fossilifere di ambiente lagunare con *Cardium spp.*, evolventi verso l'alto ad argille, limi e limi torbosi limno-palustri con rare e sottili intercalazioni di livelli sabbiosi (tempestiti?). Lo spessore complessivo non supera i 10 m. Sono particolarmente evidenti i rapporti di eteropia con gli altri sedimenti del sintema. Età compresa tra circa 9 ka e l'epoca moderna.

- **SLGb2)** Depositi colluviali sabbioso-limosi ricchi di sedimenti di suolo e di frazione organica; disposti lungo il margine interno della depressione retrodunare, mantellano i fianchi di deboli pendii o rivestono il fondo di vallecicole, dove comprendono rari e modesti episodi alluvionali debolmente ghiaiosi. Nel complesso sono eteropici dei sedimenti in facies lagunare e limno-palustre del sistema e presentano uno spessore massimo di alcuni metri. (Olocene).

4.2.2 Subunità delle Valli fluviali in destra del Sele (Fiumi Irno, picentino e Tusciano)

I depositi di questa subunità sono riferibili a tutto il Pleistocene e sono pertinenti le principali unità di paesaggio fluviali che caratterizzano indistintamente tanto la Piana del Sele come i settori vallivi solcanti il rilievo dei Monti Picentini. In particolare, nell'area di Piana dominano le più recenti facies fini alluvionali e marino-transizionali spesso eteropiche di facies esclusivamente di ambiente di piana costiera. Segue la descrizione dell'unità riscontrata nell'area di studio:

4.2.2.1 Sintema Masseria Acqua Santa (MQS):

Questo sistema caratterizza la complessa sedimentazione delle basse valli dei fiumi Irno, Picentino e Tusciano con passaggi eteropici a sedimenti detritico-alluvionali disposti al piede dei rilievi. Cronostratigraficamente i sedimenti si collocano a tetto del Tufo Grigio Campano (TGC), nel tardo Pleistocene sup.-Olocene inf. A valle la superficie-limite superiore di origine deposizionale scompare sotto i sedimenti del sistema Campolongo (SLG); nella zona del Tusciano, morfologicamente, essa dà luogo ad un corpo alluvionale che si incastra nel sistema Fasanara (NSR) e la cui base scende al di sotto del livello del mare attuale. Nelle valli del Picentino e dell'Irno, la superficie-limite superiore coincide o con la superficie dei conetti detritico-alluvionali laterali o con le spianate dei terrazzi fluviali (almeno due ordini di cui uno ben evidente). La superficie limite-inferiore è una superficie erosiva impostata tanto sui depositi del substrato calcareo mesozoico locale e tanto sui depositi conglomeratici e travertinosi più antichi (BP, CE, GML e NSR) sospesi sul fondovalle. Nel complesso il sistema è composto da ghiaie e sabbie poligeniche fluviali s.l., con subordinati episodi pelitici. I conoidi alluvionali sono costituiti prevalentemente da ghiaie calcaree poligeniche fini supportate da matrice piroclastica, alternate a colluvioni vulcanoclastiche e sedimenti di suolo. Le falde detritiche sono composte prevalentemente da breccie stratoidi incoerenti a matrice piroclastica e con clasti calcarei centimetrici spigolosi. A luoghi nella successione si riscontrano livelli di corpi di frana s.l. del tipo *debris-mud-earth flows*. Sono eteropici di conglomerati e sabbie fluviali, colluvioni vulcanoclastiche, livelli limno-palustri, vulcanitici e di travertino nel sottosuolo. Nel complesso la potenza dei depositi di questo sistema, estrapolata mediante stratigrafie di sondaggi geognostici, si aggira mediamente intorno ai 20 m. (Tardo Pleistocene sup.-Olocene).

4.2.3 Unità ubiquitarie non completamente formate dell'area continentale:

4.2.3.1 Depositi alluvionali (b)

Sedimenti fluviali e alluvioni ghiaiose; sabbie, sabbie ghiaiose e/o limose e limi di fondovalle fluviale caratterizzanti le aree golenali dei principali corsi d'acqua (F. Irno, F. Picentino, F. Tusciano, T. Asa, T. Cornea, ecc.); a luoghi appaiono disposti in modesti, limitati e discontinui terrazzamenti in alveo o chiaramente re-incise. (Olocene).

In definitiva, il tracciato in progetto, al di sotto di eventuali terreni agricoli e/o di riporto antropico, intersecherà depositi alluvionali attuali e recenti, i depositi prevalentemente fini del Sintema Campolungo (SLGe), i depositi travertinosi (TPO) e quelli ascrivibili alle altre due associazioni di litofacies del supersintema Battipaglia – Persano (BP_a e BP_b) ed, infine, le prevalenti ghiaie calcaree del Sintema Masseria Acqua Santa (MQS_b).

4.3 INQUADRAMENTO MORFOLOGICO

L'opera in progetto si sviluppa lungo una zona pianeggiante, con quote comprese tra i 5 m s.l.m., in corrispondenza della fermata Arechi ed i 50 m s.l.m. in prossimità dell'Aeroporto.

La Piana del Sele, che, come già descritto nei paragrafi di inquadramento geologico, corrisponde alla parte continentale di una depressione che si prolunga all'interno del Golfo di Salerno, risulta circondata a monte dalle unità costituenti il margine occidentale della catena appenninica e comprende un'ampia fascia di costa tirrenica che va da Salerno sino alle colline di Agropoli.

Nell'ambito della piana del Sele, che presenta un'estensione totale di circa 300 km² ed una vaga forma triangolare, si possono distinguere differenti sottounità, che corrispondono a tre ordini di terrazzi fluviali, con due fasi litorali ed una di deiezione, rappresentata dalle ampie conoidi di Eboli e Battipaglia.

Il terrazzo di primo ordine, che occupa la parte posta a quote più elevate ed appare maggiormente smembrato dall'erosione, sigilla la prima fase di riempimento della depressione della piana del Sele.

Il terrazzo di II ordine si incastra in quello precedente e si prolunga verso la costa, sospeso a circa 15 metri di quota, sino al contatto con il cordone dunare "di Gromola" (il cui andamento è evidenziato da deviazioni brusche dei tracciati dei corsi d'acqua che solcano la piana).

Il terrazzo di III ordine, olocenico, comprende invece la parte prossima alla fascia costiera e borda con continuità il Sele sino in prossimità della costa e ad esso sono associate anche le vallecole incise dai corsi d'acqua minori che discendono dalle alture collinari retrostanti.

Altri importanti corsi d'acqua che hanno contribuito alla crescita della piana del Sele sono, da nord verso sud, il Torrente Fuorni, il Fiume Picentino, i torrenti Asa e Rialto, il Fiume Tusciano, il Fosso Capodifiume (corso di risorgiva carico solo di soluzioni carbonatiche) ed il Fiume Solofrone.

Gran parte della piana è fittamente reincisa, sia dai sopracitati corsi d'acqua maggiori che da numerose vallecole di basso ordine gerarchico, poco profonde ed ampiamente svasate, che hanno origine sulla piana stessa.

4.4 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

L'area in esame, fa parte dell'ampio e complesso sistema idrogeologico della piana del Sele, i cui principali acquiferi di ricarica, caratterizzati da un'elevata infiltrazione efficace, sono costituiti dagli estesi e produttivi complessi delle successioni carbonatiche mesozoiche e paleogeniche della catena appenninica. Le portate in uscita dai massicci carbonatici della Regione, come sorgenti, ammontano a circa 70 m³/s, mentre i travasi sotterranei verso le piane sono di circa 27 m³/s.

Il deflusso verso la piana avviene secondo due direttrici preferenziali orientate NE-SW, le quali coincidono con due antichi coni di deiezione sepolti del Tusciano e del Sele.

Nell'area in esame, rientrando nella porzione NW della Piana del Sele, i sedimenti continentali di riempimento sono organizzati in modo da formare un'alternanza di terreni a diversa permeabilità che, nel loro insieme, costituiscono un acquifero multifalda, costituito quindi da sedimenti plio-quadernari molto eterogenei ghiaioso-sabbiosi e limo-argillosi tra loro eteropici.

Le Unità idrogeologiche individuate sono quindi le seguenti (si rimanda all'elaborato NN1X00D69N6GE0002001A-6A):

Depositi a permeabilità medio-alta: corpi sedimentari principalmente ghiaiosi, con matrice sabbiosa e sabbioso-limoso da scarsa ad abbondante. Permeabilità, esclusivamente per porosità, compresa tra 10⁻⁵ e 10⁻³ m/s.

Depositi a permeabilità media: corpi sedimentari prevalentemente sabbiosi (con basso contenuto di frazione fine). Permeabilità, esclusivamente per porosità, compresa tra 10⁻⁶ e 10⁻⁵ m/s.

Depositi a permeabilità medio bassa: corpi sedimentari prevalentemente limoso-sabbiosi e sabbioso-limosi. Permeabilità, esclusivamente per porosità, compresa tra 10⁻⁷ e 10⁻⁶ m/s.

Depositi a permeabilità bassa: limi, limi argillosi e argille limose, in orizzonti di potenza significativa. Permeabilità molto bassa, compresa tra 10⁻⁹ e 10⁻⁷ m/s.

Depositi semirocciosi e a permeabilità variabile: Depositi travertinosi a grado di fratturazione ed alterazione variabile la cui permeabilità è da considerare secondaria e dipendente da questi fattori locali. In questa unità sono compresi i depositi di torba che, a seconda del grado di compattazione, possono presentare valori di permeabilità da elevati a molto bassi. Permeabilità da media a molto bassa, compresa tra 10⁻⁹ e 10⁻⁵ m/s.

5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

5.1 RISPOSTA SISMICA

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

I risultati dello studio di pericolosità sono forniti in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km) e nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g , del valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0 , del periodo di inizio del tratto costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_c^* ;
- per diverse probabilità di superamento durante la vita nominale dell'opera (V_N) e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 45 e 1462 anni, estremi inclusi.

Pertanto, per individuare le corrispondenti azioni sismiche, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate a ciascuno degli stati limite considerati.

Infatti, fissata la vita di riferimento V_R , T_R è esprimibile in funzione di P_{VR} mediante l'espressione:

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

La vita di riferimento è calcolata come:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove V_N è la vita nominale dell'opera e C_U la classe d'uso.

Nel caso in esame, ai fini della definizione dell'azione sismica, i progettisti hanno assunto:

- per opere maggiori ed opere minori lungo linea (opere di protezione, muri di sostegno e ponti) e verifica di stabilità rilevati: $V_N = 75$ anni
- per i fabbricati: $V_N = 50$ anni
- per le nuove viabilità (passarelle, sottopassi e cavalcaferrovia): $V_N = 75$ anni

Relazione geotecnica generale	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00 D 78	RH	GE0600 001	B	20 di 144

Mentre per quanto riguarda la classe d'uso:

- per opere maggiori ed opere minori lungo linea (opere di protezione, muri di sostegno e ponti) e verifica di stabilità rilevati: Classe d'uso III (CU = 1.5);
- per i fabbricati: Classe d'uso IV (CU = 2.0);
- per le nuove viabilità (passarelle, sottopassi e cavalcaferrovia): Classe d'uso III (CU = 1.5);

Il periodo di riferimento VR si ottiene moltiplicando la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU. Pertanto, sulla base delle indicazioni NTC2018, l'azione sismica di verifica viene associata ad un periodo di riferimento VR pari a:

- $V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni per opere maggiori ed opere minori lungo linea (opere di protezione, muri di sostegno e ponti) e verifica di stabilità rilevati;
- $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2.0 = 100$ anni per i fabbricati;
- $V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni per le nuove viabilità (passarelle, sottopassi e cavalcaferrovia);

Nota l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido a_g , l'accelerazione di picco a_{max} è valutata sulla base della risposta sismica locale:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Dove S_S è il coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione stratigrafica, S_T è il coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione topografica.

Nel seguito viene definita la categoria di sottosuolo e le azioni sismiche di progetto.

5.1.1 Categoria di sottosuolo

La classificazione della categoria di sottosuolo viene eseguita sulla base delle condizioni stratigrafiche e del valore equivalente di velocità di propagazione delle onde di taglio $V_{S,eq}$ (in m/s) nei primi 30 m di profondità, definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

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 non inferiore a 800 m/s.

Per la definizione della categoria di sottosuolo sismica, in accordo alla normativa vigente sono state eseguite indagini sismiche finalizzate alla determinazione della $V_{s,eq}$, in particolare sono state eseguite prove sismiche di tipo Down-Hole e MASW.

Le indagini eseguite per il progetto mostrano come la stratigrafia delle aree di progetto sia genericamente costituita da alternanze di depositi di natura alluvionale, prevalentemente fini, con granulometria variabile dalle argille alle sabbie, intervallate da letti di materiale ghiaioso di spessore anche significativo.

I risultati ricavati dalle prove geofisiche in termini di valore equivalente di velocità di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ sono riportati in Tabella 5-1 con le categorie di suolo corrispondenti. Le prove sono riportate in ordine di posizione progressiva.

Sulla base di quanto osservato, sono state individuate tre sezioni della linea per la definizione della categoria di suolo della zona attraversata dal tracciato di interesse:

- **Sezione 1** (da pk -0+65 a pk 0+822): cautelativamente **categoria di sottosuolo C** (depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s);
- **Sezione 2** (da pk 0+822 a pk 4+722): cautelativamente **categoria di sottosuolo E** (terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m).+
- **Sezione 3** (da pk 4+722 a pk 8+811): **categoria di sottosuolo C** (depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s).

Tabella 5-1. Risultati delle prove geofisiche in termini di $V_{s,eq}$ e loro categorie di sottosuolo

Tratto	Prova	Data di esecuzione	$V_{s,eq}$ (m/s)	Tipo di suolo
Sezione A1 (da pk -0+65 a pk 0+822)	MASW BH1	2020	270	C
	MASW 1	2019	392	B
	MASW BH3	2020	259	C
Sezione A2 (da pk 0+822 a pk 4+722)	MASW 2	2019	346	E
	MASW 3	2019	324	C
	MASW 4	2019	356	E
	MASW 5	2019	375	B
	MASW 6	2019	336	E
	MASW 7	2019	334	E
	DH_13	2020	343	C
Sezione A3 (da pk 4+722 a pk 8+811)	MASW8	2019	313	E
	S3_DH (pk 63+703)	2002	229	C
	MASW 9	2019	292	C
	DH_16	2020	258	C
	MASW BH15	2020	266	C
	DH_19	2020	270	C
	MASW 10	2019	271	C
	MASW BH20	2020	262	C
	MASW 11	2019	267	C
	S3_DH (pk 66+406)	2002	191	C
	DH_23	2020	256	C
MASW 12	2019	275	C	
DH_24	2020	231	C	

Lungo il tracciato i valori delle velocità delle onde di taglio identificano quindi terreni di **tipo B, C e E**.

Per le opere d'arte maggiore vengono definite le seguenti categorie di sottosuolo confermate in base alle indagini geotecniche che vi ricadono.

Per le altre opere riportate di seguito (fermate/stazioni, muri ad urto, etc) si fa riferimento alla classificazione precedente in relazione alla progressiva corrispondente

Tabella 5-2. Categoria di sottosuolo per le opere d'arte maggiori

Opera	Struttura	Corso d'acqua	Pk	Tipo di suolo
VI01	Nuovo ponte	Torrente Fuorni	1+591.41	E

Opera	Struttura	Corso d'acqua	Pk	Tipo di suolo
VI02	Nuovo ponte	Fiume Picentino	3+590.74	E
VI03	Nuovo ponte	Torrente ASA	6+860.96	C
VI04	Nuovo ponte	Fosso Diavoloni	7+931.42	C
NV02	Rifacimento viabilità	Via Wennew	1+828.30	E
NV03	Nuovo Ponte	Fosso Frestola	6+061.64	C

Nel seguito si definiscono le azioni sismiche di progetto considerando le categorie di sottosuolo precedentemente individuate.

Suolo	Descrizione geotecnica
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

I coefficienti S_s per le categorie di sottosuolo C e E si ottengono dalle seguenti espressioni (vedi Tabella 3.2.IV del par. 3.2.3 delle NTC2018):

$$S_s = 1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1.50 \quad (C)$$

$$S_s = 1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1.60 \quad (E)$$

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, il tracciato di progetto si colloca su superficie sostanzialmente pianeggiante (cat. T1 - Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$, in accordo alla

Tabella 3.2.III al par.3.2.2. delle NTC2018). Pertanto, il fattore di amplificazione topografica risulta pari a:

$$S_T = 1$$

5.1.2 Stati limite e probabilità di superamento

L'azione sismica di progetto va quindi determinata in funzione degli Stati Limite di verifica e delle corrispondenti probabilità P_{VR} di realizzarsi nel periodo di riferimento V_R .

Gli Stati Limite di riferimento per verifiche in presenza di sisma sono quelli definiti nelle NTC2018 al par. 3.2.1.

Nel caso in esame, i valori di periodo di ritorno dell'azione sismica e le probabilità di superamento per i diversi Stati Limite sono mostrati in Tabella 5-3.

Tabella 5-3 – Periodi di ritorno per l'azione sismica di progetto per i diversi stati limite

Stato limite di riferimento		Probabilità di superamento P_{VR}	Periodo di ritorno dell'azione sismica T_R		
			opere lungo linea (opere di protezione, muri di sostegno e ponti)	fabbricati	viabilità (passarelle, sottopassi e calcaferrovia)
Stati limite di esercizio (SLE)	Stato limite di immediata operatività (SLO)	81%	68	60	68
	Stato limite di danno (SLD)	63%	113	101	113
Stati limite ultimi (SLU)	Salvaguardia della vita umana (SLV)	10%	1068	949	1068
	Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)	5%	2193	1950	2193

5.1.3 Accelerazione di riferimento su suolo rigido a_g

Per definire l'azione sismica lungo il tracciato sede delle opere in progetto, sono stati individuati 2 punti di interesse in corrispondenza di inizio e fine tracciato (P1 e P2). In Tabella 5-4, si sono riportati le coordinate dei

punti di interesse per i quali vengono definiti i valori della pericolosità sismica di base.

Il confronto fra i valori del parametro a_g per i diversi stati limite di Tabella 5-5 mostra come la variabilità dell'input sismico lungo l'estensione del tracciato sia bassa. Pertanto, si è assunto quale riferimento per la definizione della pericolosità sismica per tutta l'estensione dell'opera, il punto P2 (fine tracciato), in quanto di pericolosità leggermente superiore.

Tabella 5-4 – Nodi del reticolo di riferimento nell'intorno del sito di progetto. Elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v. 1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009.

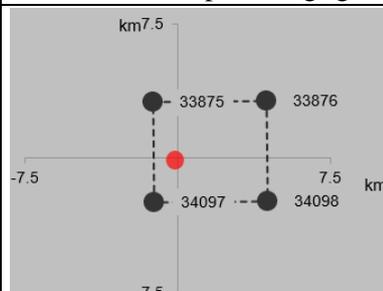
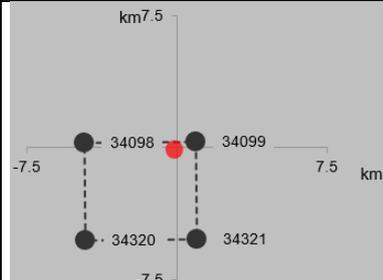
Nome di sito	Latitudine	Longitudine	Localizzazione punti di griglia
P1 (inizio tracciato)	40.648988	14.821829	
P2 (fine tracciato)	40.622704	14.927988	

Tabella 5-5 – Valori di a_g per gli stati limite di riferimento per i siti di progetto (ottenuti mediante il foglio di calcolo Spettri-NTC ver.1.0.3.xls, CSLPP (2009)) per $V_R = 50$ anni.

SL	TR (anni)	a_g (g)	
		Punti di interesse	
		P1	P2
SLO	68	0.052	0.052
SLD	113	0.063	0.063
SLV	1068	0.126	0.132
SLC	2193	0.151	0.160

I risultati dell'interpolazione per i parametri a_g , F_0 e T_c^* per i diversi Stati Limite per il sito di progetto sono indicati in Tabella 5-6 (per opere di protezione, muri di sostegno e ponti), Tabella 5-7 (per fabbricati) e Tabella 5-8 (per passerelle, sottopassi e cavalferrovia).

Tabella 5-6 – Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per gli stati limite di riferimento per il sito di progetto (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP (2009)) per opere di protezione, muri di sostegno e ponti ($V_R = 112.5$ anni).

Nome di opera	SL	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)
Opera di protezione (km 1+300) VI01 - Ponte Fuorni (km 1+591)	SLO	68	0.052	2.459	0.344
Opera di protezione (km 61+680) VI02 - Ponte fiume Picentino (km 3+590)	SLD	113	0.063	2.528	0.372
VI03 - Ponte fiume Asa (km 6+860)	SLV	1068	0.132	2.695	0.482
VI04 - Ponte fosso Diavoloni (km 7+931) muro di sostegno (km 8+250)	SLC	2193	0.160	2.772	0.521

Tabella 5-7 – Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per gli stati limite di riferimento per il sito di progetto (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP (2009)) per fabbricati ($V_R = 100$ anni).

Nome di opera	SL	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)
Stazione Arechi e verifica assenza dissesti Stazione Pontecagnano, nuovo sottopasso (km 4+200)	SLO	60	0.050	2.444	0.337
SSE (km 5+750)	SLD	101	0.060	2.529	0.365
Nuovo scatolare, Fosso Frestola (km 6+060)	SLV	949	0.128	2.682	0.476
Stazione S. Antonio (km 6+120) Stazione Aeroporto (km 8+700) Stazione Aeroporto (km 8+900) PPM Mercatello	SLC	1950	0.155	2.759	0.515

Tabella 5-8 – Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per gli stati limite di riferimento per il sito di progetto (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP (2009)) per passerelle, sottopassi e cavalferrovia ($V_R = 112.5$ anni).

Nome di opera	SL	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)
Passerella pedonale (km 0+569) Futuro sottopasso (km 0+834)	SLO	68	0.052	2.459	0.344
Nuovo CVF via Wenner (km 1+828)	SLD	113	0.063	2.528	0.372
Passerella pedonale (km 2+406)	SLV	1068	0.132	2.695	0.482
Nuova viabilità S. Antonio (km 6+060) Passerella pedonale (km 7+628)	SLC	2193	0.160	2.772	0.521

5.1.4 Azioni sismiche di progetto

Sulla base di quanto sopra, i valori del fattore di sito S e dell'azione sismica di progetto $a_{max} = S \cdot a_g$ per i periodi di ritorno corrispondenti ai diversi stati limite sono riportati in Tabella 5-9 (per opere di protezione, muri di sostegno e ponti), Tabella 5-10 (per fabbricati) e Tabella 5-11 (per passarelle, sottopassi e cavalcaferrovia).

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

Tabella 5-9 – Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c , S_S , S_T , S , a_{max} per gli stati limite di riferimento (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP (2009)) per opere di protezione, muri di sostegno e ponti ($V_R = 112.5$ anni).

Tratto	Nome di opera	SL	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
Sezione 2	Opera di protezione (km 1+300) VI01 - Ponte Fuorni (km 1+591) Opera di protezione (km 61+680) VI02 - Ponte fiume Picentino (km 3+590)	SLO	68	0.052	1.600	0.083
		SLD	113	0.063	1.600	0.101
		SLV	1068	0.132	1.600	0.212
		SLC	2193	0.160	1.512	0.242
Sezione 3	VI03 - Ponte fiume Asa (km 6+860) VI04 - Ponte fosso Diavoloni (km 7+931) muro di sostegno (km 8+250)	SLO	68	0.052	1.500	0.078
		SLD	113	0.063	1.500	0.094
		SLV	1068	0.132	1.486	0.196
		SLC	2193	0.160	1.434	0.229

Tabella 5-10 – Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c , S_S , S_T , S , a_{max} per gli stati limite di riferimento (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP (2009)) per fabbricati ($V_R = 100$ anni).

Tratto	Nome di opera	SL	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
Sezione 1	Stazione Arechi	SLO	60	0.050	1.500	0.074
		SLD	101	0.060	1.500	0.090
		SLV	949	0.128	1.494	0.191
		SLC	1950	0.155	1.443	0.224
Sezione 2	Stazione Pontecagnano, nuovo sottopasso (km 4+200) SSE (km 5+750) Nuovo scatolare, Fosso Frestola (km 6+060) Stazione S. Antonio (km 6+120)	SLO	60	0.050	1.600	0.079
		SLD	101	0.060	1.600	0.096
		SLV	949	0.128	1.600	0.205
		SLC	1950	0.155	1.529	0.229
Sezione 3	Stazione Aeroporto (km 8+700) Stazione Aeroporto (km 8+900) PPM Mercatello	SLO	60	0.050	1.500	0.074
		SLD	101	0.060	1.500	0.090
		SLV	949	0.128	1.494	0.191

Relazione geotecnica generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00 D 78	RH	GE0600 001	B	28 di 144

Tratto	Nome di opera	SL	T _R (anni)	a _g (g)	S (-)	a _{max} (g)
		SLC	1950	0.155	1.443	0.224

Tabella 5-11 – Valori dei parametri a_g, F_o, T_c, S_s, S_t, S, a_{max} per gli stati limite di riferimento (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSSLPP (2009)) per passerelle, sottopassi e cavalcaferrovia (V_R = 112,5 anni).

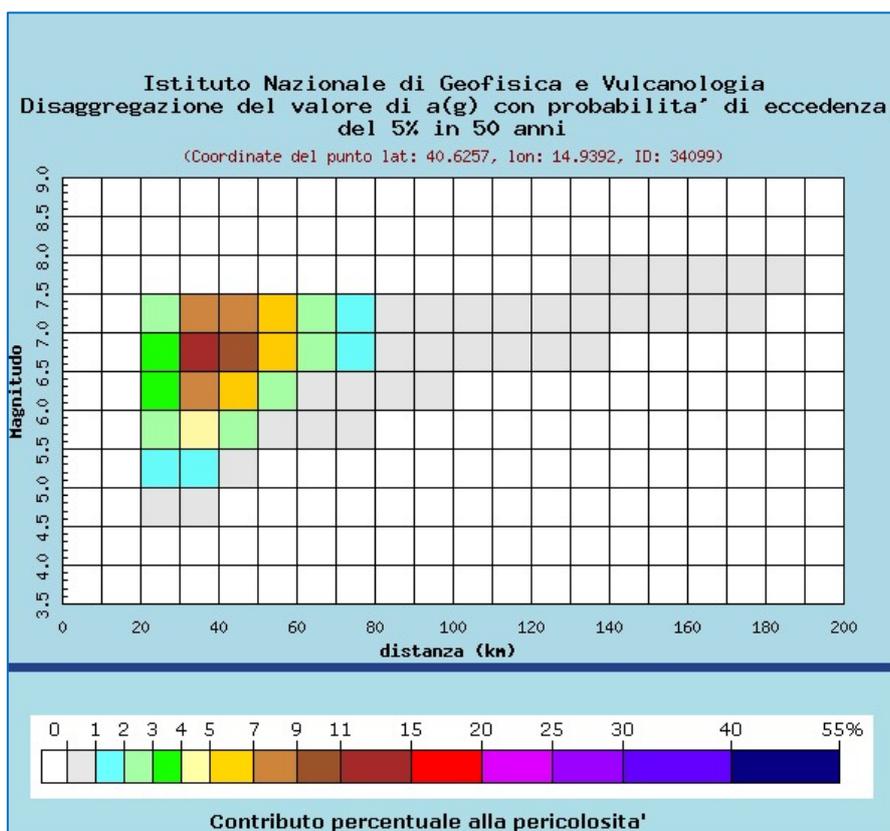
Tratto	Nome di opera	SL	TR (anni)	ag (g)	S (-)	amax (g)
Sezione 1	Passerella pedonale (km 0+569) Futuro sottopasso (km 0+834)	SLO	68	0.052	1.500	0.078
		SLD	113	0.063	1.500	0.094
		SLV	1068	0.132	1.486	0.196
		SLC	2193	0.160	1.434	0.229
Sezione 2	Nuovo CVF via Wenner (km 1+828) Passerella pedonale (km 2+406) Nuova viabilità S. Antonio (km 6+060)	SLO	68	0.052	1.600	0.083
		SLD	113	0.063	1.600	0.101
		SLV	1068	0.132	1.600	0.212
		SLC	2193	0.160	1.512	0.242
Sezione 3	Passerella pedonale (km 7+628)	SLO	68	0.052	1.500	0.078
		SLD	113	0.063	1.500	0.094
		SLV	1068	0.132	1.486	0.196
		SLC	2193	0.160	1.434	0.229

5.2 MAGNITUDO

Per la definizione del valore di magnitudo di riferimento per le verifiche a liquefazione, può essere considerata l'analisi di disaggregazione dei valori di pericolosità sismica (accelerazione su suolo rigido orizzontale) di cui alle NTC2018, fornita quale elaborazione aggiuntiva direttamente dal progetto INGV-DPC S1 (vedi Figura 5.1) qui considerata per il punto P2 (fine tracciato).

La valutazione del potenziale di liquefazione è stata condotta per il periodo di ritorno dell'azione sismica più prossimo a quello dello stato limite ultimo di verifica (SLV, cfr. i valori di pericolosità sismica riportati in Tabella 5-9, Tabella 5-10 e Tabella 5-11). I risultati di tale analisi, svolta per il punto di griglia più prossimo al sito di progetto (N. 34099) per un periodo di ritorno di 975 anni (probabilità di superamento di 5 % in 50 anni) mostrano come siano dominanti terremoti con valori di magnitudo compresi tra 6-7.5 ed epicentro a distanza 30-60 km. I valori medi di magnitudo e distanza da analisi di disaggregazione sono rispettivamente $M=6.67$ e $d=44.5$ km.

Figura 5.1 – Analisi di disaggregazione del dato di pericolosità per il punto di griglia 34099 (per $T_R = 475$ anni), da elaborazioni DPC-INGV S1 (<http://zonesismiche.mi.ingv.it/>)



Sulla base della sismicità storica, la magnitudo di riferimento da considerare risulta generalmente più elevata. Tenendo conto dei terremoti con maggiore risentimento nell'area di progetto (cfr. paragrafi precedenti) è ragionevole assumere, una magnitudo di riferimento per la verifica a liquefazione pari a **6.8**.

Relazione geotecnica generale	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00 D 78	RH	GE0600 001	B	30 di 144

5.3 LIQUEFAZIONE

Il problema della liquefazione viene trattato nei seguenti elaborati progettuali:

“Relazione suscettibilità alla liquefazione, codifica NN1X00D78RHGE0006004B”.

6 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE

6.1 PREMESSA

Nel seguente capitolo verranno riepilogate le campagne geognostiche utilizzate per la definizione dei parametri geotecnici.

Verranno inoltre descritte nel dettaglio le indagini in sito e le prove di laboratorio eseguite nelle suddette campagne d'indagine.

Per l'ubicazione planimetrica dei sondaggi si rimanda alla specifiche tavole di progetto.

6.2 CAMPAGNE GEOGNOSTICHE PROGETTO DEFINITIVO

Per la caratterizzazione geotecnica del tracciato di interesse sono state prese in considerazione le seguenti indagini geognostiche eseguite nel periodo gennaio-maggio 2020 dalle imprese SOCOTEC ITALIA S.r.l. di Milano e SGAILAB – Laboratori e Ricerche S.r.l. di Morciano di Romagna (RN), comprendenti:

- n. 26 sondaggi a carotaggio continuo, realizzati sino a profondità massima di 50 m da p.c.;
- n.1 sondaggio a distruzione di nucleo, realizzato sino alla profondità di 15 m da p.c. con l'installazione di un piezometro Casagrande;
- n. 2 prove penetrometriche CPTu/ DPSH e n. 1 prova penetrometrica statica CPTu;
- 1 prova pressiometrica di tipo Menard;
- n. 5 prove geofisiche MASW e n. 9 prove geofisiche Down Hole nei sondaggi precedentemente eseguiti;
- n. 14 prove geosismiche HVSR.

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono stati effettuati:

- rilievo stratigrafico con descrizione della litologia e della consistenza dei terreni e documentazione fotografica con foto a colori delle cassette;
- esecuzione di prove S.P.T. (Standard Penetration Test);
- esecuzione prove di permeabilità tipo Lefranc;
- rilievo del livello piezometrico;
- installazione di 17 piezometri per il monitoraggio della falda;
- strumentazione dei sondaggi per realizzazione prove geofisiche;
- prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati per prove di laboratorio.

La seguente tabella riporta le principali caratteristiche delle indagini considerate.

Tabella 6-1. Riepilogo sondaggi eseguiti

Sond.	Lunghezza [m]	Camp. Ind. [n°]	Camp. Riman [n°]	S.P.T. [N]	Prove Lefranc	Piez.	DH	Metodo perf ⁽¹⁾
BH1	22.5	4	2	7	2	x		CC
BH2	30	4	4	8	2	x		CC
BH3	30	4	4	9	2	x		CC
BH4	30	4	3	7	2	x		CC
BH5	50	3	2	8	2	x		CC
BH6	50	-	-	-	-		x	CC
BH7	40	5	4	8	2	x		CC
BH8	50	8	4	8	2		x	CC
BH9	30	2	6	7	2	x		CC
BH10	30	2	6	10	2	x		CC
BH11	50	-	9	8	2	x		CC
BH12	50	1	-	-	-		x	CC
BH13	30	2	6	8	2		x	CC
BH14	30	8	10	-	2	x		CC
BH15	40	7	2	9	2	x		CC
BH15bis	15	-	-	-	-	x		DN
BH16	40	8	-	10	2		x	CC
BH17	30	8	-	8	2	x		CC
BH18	50	-	-	-	-	x		CC
BH19	50	8	3	7	2		x	CC
BH20	30	7	-	9	2	x		CC
BH21	50	9	2	9	2	x		CC
BH22	50	-	-	-	-		x	CC
BH23	30	8	-	11	2		x	CC
BH24	30	8	-	10	2		x	CC
BH25	30	8	-	10	2	x		CC

⁽¹⁾CC = Carotaggio Continuo; DN = a Distruzione del Nucleo

6.3 CAMPAGNE GEOGNOSTICHE PFTE

Al fine della caratterizzazione geotecnica dei terreni e soprattutto della definizione della successione stratigrafica, sono state prese in considerazione anche le indagini geognostiche utilizzate nell'ambito della fase di Fattibilità Tecnica ed Economica del progetto. Esse comprendono:

- n. 12 prove penetrometriche sismiche;
- n. 12 prove MASW ed HVSR.

6.4 CAMPAGNE GEOGNOSTICHE STORICHE ANNI 2000-2002

Le indagini geognostiche disponibili da bibliografia eseguite in passato nelle medesime aree e nell'ambito dei seguenti progetti:

- “Completamento della Metro di Salerno”, progetto Italferr, anno 2000;
- “Soppressioni passaggi a livello della linea Napoli-Potenza”, progetto RFI, anno 2002;
- Banca dati ISPRA - Stratigrafie dei pozzi.

Nel complesso, si hanno a disposizione le seguenti indagini geognostiche:

- 17 sondaggi a carotaggio continuo;
- 2 prove penetrometriche statiche CPT;
- 1 prova penetrometrica statica sismica SCPT;
- 2 prove sismiche down-hole.

In particolare di queste indagini sono stati recuperati i certificati stratigrafici dei sondaggi con i risultati delle prove SPT e i risultati delle prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati (documento NN1R 00 F 69 SG GE0005 001 A del PFTE).

Le relative ubicazioni delle suddette indagini sono illustrate sull'elaborato: “carta geologica e profilo geologico” con codifica: NN1R 00 F 69 NZ GE0001 001 A del PTFE.

6.5 PROVE IN SITO

Nei seguenti paragrafi verranno riassunte le prove eseguite durante la realizzazione della campagna geognostica relativa al Progetto Definitivo.

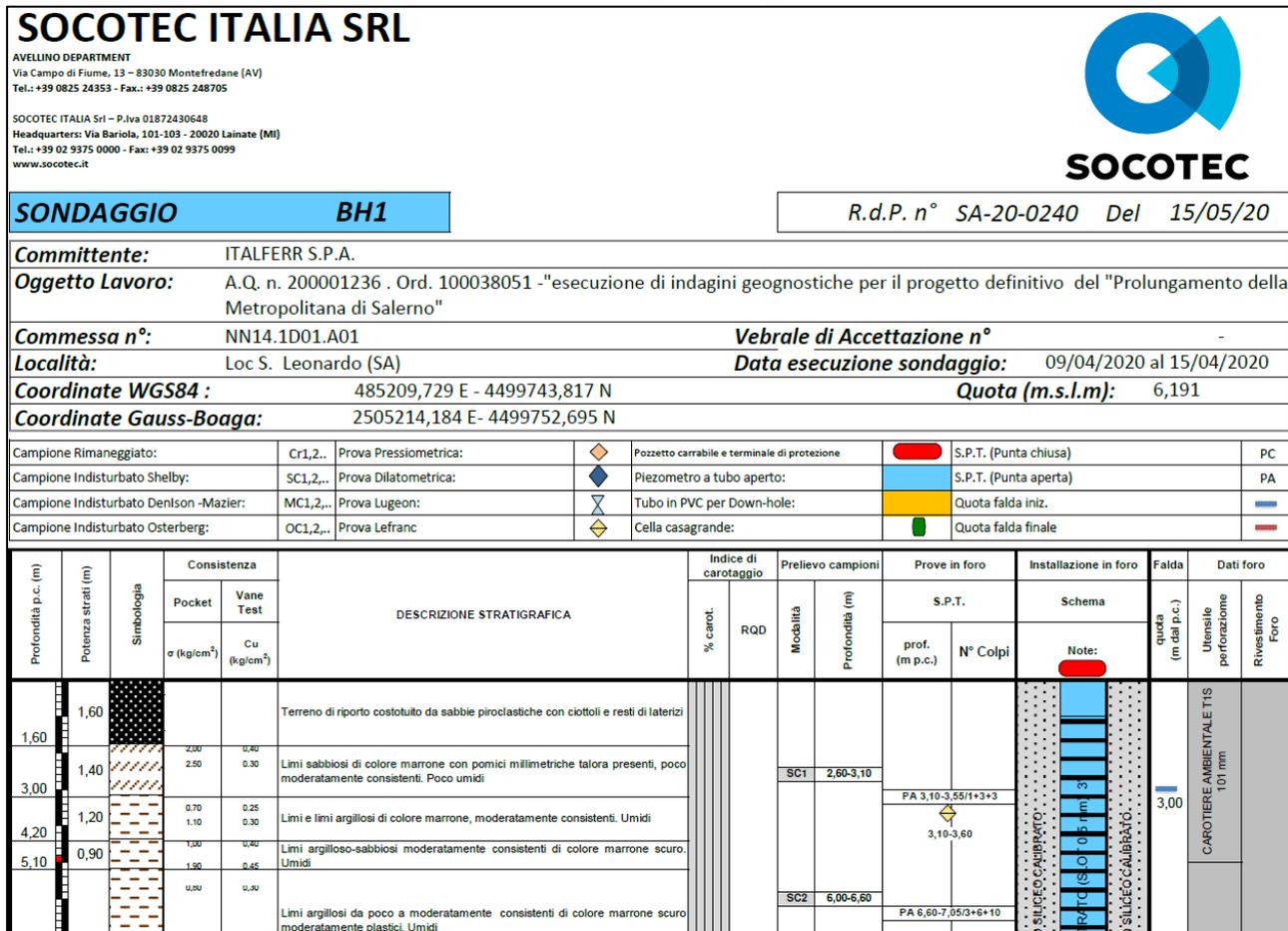
6.5.1 Analisi stratigrafica

I sondaggi a carotaggio continuo sono stati eseguiti a rotazione con il metodo classico ad aste e carotiere. Le carote estratte nel corso della perforazione sono state sistemate in apposite cassette catalogatrici munite di scomparti divisori e coperchio apribile di dimensioni 5 m x 1 m. Su ogni cassetta è indicato il committente, il cantiere, la profondità, ed il codice del sondaggio e ogni cassetta è fotografata (Figura 6.1). I primi 5m di ogni sondaggio sono stati eseguiti “a secco” (sondaggi tipo ambientale). Per ogni sondaggio è presente un report riepilogativo, come indicato in Figura 6.2.

Figura 6.1 – Esempio di cassetta catalogatrice per le carote estratte (BH1)



Figura 6.2 – Estratto di report sondaggio (BH1)



I risultati di tutti i sondaggi geognostici eseguiti sono riportati nei documenti NN1X00D69SGGE0005001A (sondaggi dal 1 al 13) e NN1X00D69SGGE0005002A (sondaggi dal 14 al 26).

6.5.2 Prove SPT

Lo Standard Penetration Test, o SPT, è il test in situ più utilizzato come indicatore della densità e della compressibilità dei terreni granulari. Viene anche comunemente usato per verificare la consistenza dei suoli coesivi rigidi o pietrosi e delle rocce deboli e completamente fratturate. Questo test consiste nel condurre un campionatore standard da 50 mm di diametro esterno a parete spessa nel terreno sul fondo di un foro di trivellazione, usando colpi ripetuti di un martello da 63,5 kg che cade da un'altezza di 760 mm. Il valore SPT N (N_{spt}) è il numero di colpi richiesti per raggiungere una penetrazione di 300 mm, dopo un azionamento iniziale della sede di 150 mm.

Figura 6.3 – Riepilogo dati N_{SPT} grezzi in funzione della profondità

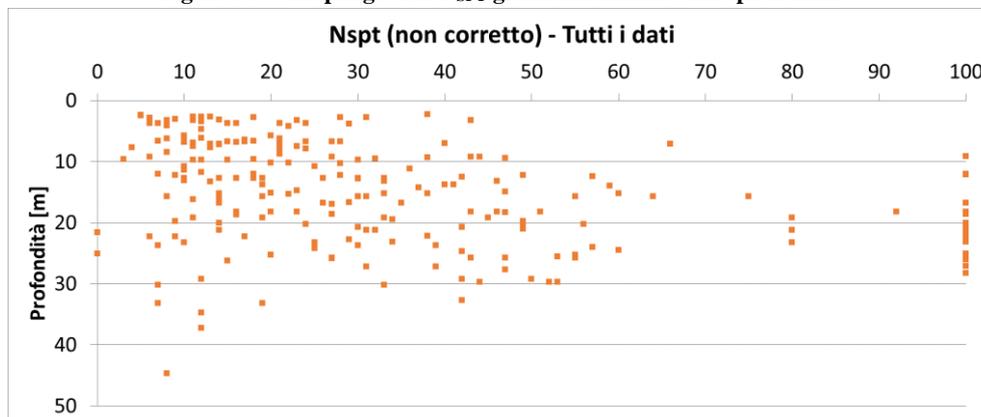
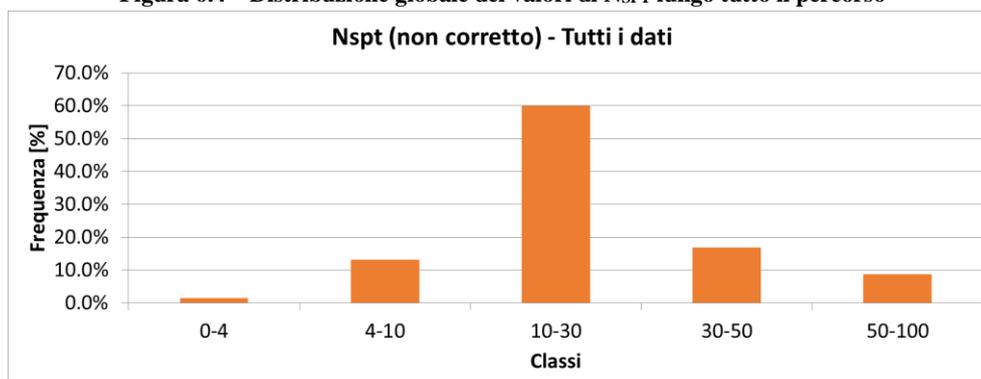


Figura 6.4 – Distribuzione globale dei valori di N_{SPT} lungo tutto il percorso



6.5.3 Prove CPTU

La prova penetrometrica statica CPTU consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta elettrica dotata di piezocono, di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($V = 2 \text{ cm/s} \pm 0.5 \text{ cm/s}$), i cui dati vengono registrati ogni 2 cm di avanzamento. La penetrazione avviene attraverso un dispositivo di spinta, un penetrometro Pagani da 200 kN di spinta massima montato su sottocarro cingolato, che agisce su una batteria di aste (aste cave con il cavo di trasmissione dati all'interno) alla cui estremità inferiore è collegata la punta con piezocono.

6.5.4 Prove di permeabilità Lefranc

Sono state eseguite prove di permeabilità Lefranc a carico variabile data la natura dei terreni prevalentemente a grana fine-media. La prova è destinata a misurare la conducibilità idrica del terreno; a seconda della geometria realizzata in corrispondenza del tratto di foro prescelto e quindi della direzione del flusso che si instaura durante la prova, la permeabilità misurata sarà quella orizzontale (K_h), quella verticale (K_v) o una media tra le due ($K_h \cdot K_v$). Il coefficiente di permeabilità K (m/s) può essere determinato utilizzando la seguente formula:

$$K = A / (F \cdot T)$$

dove:

- ✓ A = area della sezione trasversale del foro al livello dell'acqua, cioè la sezione del rivestimento (m²)
- ✓ F = fattore di forma che dipende dalla geometria della prova (m);
- ✓ T = tempo di riequilibrio (basic time-lag) (s)

La seguente tabella riepiloga i risultati delle prove di permeabilità in foro eseguite durante le perforazioni dei sondaggi (CV – prove Lefranc a carico variabile).

Tabella 6-2 – Riepilogo risultati prove Lefranc

Sondaggio	Profondità prova [m da pc]		Sondaggio	Profondità media [m da pc]	
		k [m/s]			k [m/s]
BH1	2.7	2.76E-06	BH14	3.25	1.32E-05
	8.7	1.14E-05		6.25	7.79E-06
BH2	2.8	1.37E-05	BH15	4.75	9.13E-07
	8.8	6.21E-06		10.25	1.46E-06
BH3	2.7	1.33E-06	BH16	3.5	9.06E-07
	9.0	5.60E-08		8.5	1.07E-07
BH4	3.0	1.54E-07	BH17	4	2.44E-06
	9.3	1.02E-06		7.5	3.96E-06
BH5	5.6	1.34E-06	BH19	4.5	2.75E-06
	10.3	2.67E-06		20	2.32E-06
BH7	4.3	7.07E-08	BH20	2.75	8.82E-06
	5.8	5.62E-06		8.75	5.30E-06
BH8	3.1	1.23E-06	BH21	4.75	1.20E-07
	8.7	1.33E-05		19.75	9.90E-08
BH9	2.8	1.79E-06	BH23	2.7	3.03E-06
	4.8	8.16E-07		8.7	4.82E-06
BH10	3.3	7.92E-06	BH24	3.3	4.37E-06
	8.8	1.07E-05		7.0	9.99E-07
BH11	5.8	4.17E-06	BH25	2.8	3.72E-07
	20.8	1.66E-05		5.7	8.68E-06
BH13	2.75	2.17E-07			
	8.75	1.46E-04			

6.5.5 Prove carico su piastra

La prova di carico su piastra è una tecnica di indagine non distruttiva che consente di determinare le proprietà di resistenza e il cedimento verticale di una determinata massa di terreno in sito. La resistenza viene valutata caricando il terreno con una piastra rigida circolare di diametro pari a 300 mm, e registrando, in un solo ciclo, sia il carico indotto che il corrispondente cedimento. Una indicazione della capacità portante del terreno, convenzionalmente,

può essere data dal modulo di deformazione Md (Modulo di Young).

Tabella 6-3 – Riepilogo prove carico su piastra

Sondaggio	Coordinate WGS 84		Prof prova [m]	Md [MPa]	M'd [MPa]
	Est	Nord			
PZ2	486580.00	4499238.00	0.5	21	214
PZ3	491032.00	4498093.00	0.5	22	143
PZ4	493560.00	4497075.00	0.5	22	214
PZ5	493642.00	4496977.00	0.5	21	600

6.5.6 Prove pressiometriche Menard

La prova pressiometrica consiste nel misurare le deformazioni radiali provocate da una sonda cilindrica dilatibile inserita in foro di sondaggio e soggetta ad incrementi di pressione interna.

La sonda è inserita in un foro delle stesse dimensioni della sonda, per fornire una prova su un terreno quasi indisturbato.

La prova viene eseguita imponendo incrementi di carico mantenuti costanti per 60" e con letture intermedie a 30", misurando le dilatazioni della sonda e, quindi, le corrispondenti deformazioni volumetriche del terreno.

Le pressioni vengono lette in superficie da manometri di precisione dotati di scale differenziate, mentre le deformazioni vengono rilevate da un sistema volumetrico.

Ciascuno dei 10 incrementi costanti di pressione è mantenuto per un minuto e le misure di deformazione volumetrica sono registrate ad intervalli di 15, 30 e 60 secondi. La prova si conclude quando il volume iniettato durante la prova è pari a quello iniziale del foro.

Tabella 6-4 – Risultato dell'unica prova pressiometrica di tipo Menard eseguita

Sondaggio	Prof prova pressiometrica [m]	Pressione limite PI [kPa]	Pressione limite netta P'I [kPa]	Modulo pressiometrico Ep [KPa]	Modulo di Young E [kPa]	Coesione non drenata Cu [kPa]
BH21	25	6500	5777	263051	398562	578

6.5.7 Indagini sismiche

Dalle indagini sismiche è stata determinata la velocità delle onde di taglio per la classificazione sismica ($V_{s,eq}$), utilizzata nel precedente capito per l'analisi sismica.

Tabella 6-5. Ubicazione e risultati delle prove per le indagini sismiche effettuate in fase di Progetto Definitivo (2020)

Prova	Data esecuzione	Coordinate UTM Zone 33 N		Vseq (m/s)	Categoria di Suolo
		E	N		
Masw_BH1	Febbraio 2020	485196.53	4499661.53	270	C
Masw_BH3	Febbraio 2020	486025.30	4499361.56	259	C
Masw_BH15	Febbraio 2020	490999.97	4498108.17	266	C
Masw_BH20	Febbraio 2020	492328.19	4497520.87	262	C
Masw_BH26	Febbraio 2020	483442.59	4501053.14	280	C
DH_6	Marzo 2020	486717.12	4499231.53	310	C
DH_8	Aprile 2020	486956.25	4499194.66	317	C
DH_12	Marzo 2020	488733.2	4499096.45	389	B
DH_13	Febbraio 2020	489298.47	4498860.68	343	C
DH_16	Febbraio 2020	491011.42	4498279.27	258	C
DH_19	Febbraio 2020	491708.79	4497812.38	270	C
DH_22	Maggio 2020	492653.58	4497374.83	240	C
DH_23	Febbraio 2020	493075.93	4497375.86	256	C
DH_24	Febbraio 2020	493463.04	4497057.17	231	C

6.6 PROVE DI LABORATORIO

Sui campioni prelevati dai sondaggi della campagna geognostica in esame sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio sulle terre (laboratorio: SOCOTEC Srl: Centro Geotecnico Ingegneristico di Intervento e di Controllo sulle Strutture e sul Territorio, di Lainate, MI e SGAILAB – Laboratori e Ricerche S.r.l. di Morciano di Romagna, RN):

- Apertura del campione e descrizione;
- Determinazione caratteristiche fisiche e indici
- Analisi granulometrica
- Limiti di Atterberg
- Prove di taglio diretto
- Prove triassiali (drenate e non drenate)
- Prova edometrica

Complessivamente sono state effettuate le seguenti prove con i campioni prelevati durante la campagna relativa al Progetto Definitivo:

- Prova di taglio diretta: 39
- Prova Triassiale UU 23
- Prova Triassiale CID 18
- Prova edometrica: 15

7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA GENERALE

7.1 PREMESSA

Nel presente capitolo si riporta la caratterizzazione geotecnica generale del tracciato in esame, valutata sulla base dell'interpretazione di tutte le indagini geotecniche svolte in sito ed in laboratorio.

Dopo aver individuato le principali unità geotecniche intercettate lungo il tracciato, verranno interpretati i risultati delle indagini geotecniche sulla base dei criteri di seguito esposti e quindi verranno definiti i parametri geotecnici di progetto e la stratigrafia di riferimento sia lungo il tracciato, sia per le principali opere d'arte.

Nel profilo stratigrafico longitudinale (documenti dal NN1400D78L6GE0600001A al NN1400D78L6GE0600006A) sono riportati in forma grafica i risultati delle indagini e sono mostrate le correlazioni stratigrafiche con indicazione delle unità geotecniche intercettate; è anche indicato l'andamento del livello di falda massimo rilevato da letture piezometriche con i dati aggiornati fino al 27/07/2020.

Il profilo stratigrafico verrà preso a riferimento per definire la stratigrafia di dettaglio lungo il tracciato ed in corrispondenza delle opere d'arte in progetto.

7.2 RICONOSCIMENTO DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Lungo il tracciato della Linea in esame, dalle indagini eseguite sono state intercettate le seguenti unità geologiche, già definite in precedenza e qui di seguito elencate a cui corrispondono due o più unità geotecniche di riferimento.

Unità geologica	Descrizione	Unità geotecnica di riferimento
-	Coltre vegetale e materiale antropico	Riperto, R
MQS: Sintema Masseria Acqua Santa	Ghiaie e sabbie fluviali. Ghiaie calcaree poligeniche fini con matrice piroclastica alternate a colluvioni vulcanoclastiche. Spessore medio 20m.	Sabbia, S
		Ghiaia, G
TPO: Travertini di Pontecagnano	Depositi fluvio-lacustri e travertini stratoidi da medi a fini. Non si escludono possibili passaggi eteropici con MQS, spessore medio 20m.	Argilla, A
		Limo, L
		Sabbia, S
		Ghiaia/ciottoli/travertini, G
BPa: Supersintema Battipaglia – Persano	Alternanze di ghiaie sabbiose, sabbie e peliti sabbiose. Spessore non inferiore a 30m.	Limo, L
		Argilla, A
		Sabbia, S

Unità geologica	Descrizione	Unità geotecnica di riferimento
BPb: Supersintema Battipaglia – Persano	Complessi sabbioso-ghiaiosi e sabbia di spiaggia e dune litorali alternati a complessi pelitici e pelitici sabbiosi di laguna. Spessore non inferiore a 30m.	Sabbia, S
		Ghiaia, G

Per quanto riguarda le unità geotecniche, data la ricorrenza della medesima tipologia di materiale all'interno delle diverse unità geologiche, si è deciso di procedere ad una classificazione sulla base della granulometria e dei risultati delle prove penetrometriche (SPT); sulla base dei nuovi dati raccolti si mantiene la classificazione geotecnica indicata nel Progetto di Fattibilità Tecnico Economica, in cui si distinguevano le seguenti sub-unità geotecniche:

- **Argilla (A)**
 - Di scarsa consistenza (A1)
 - Di media consistenza (A2)
- **Limo (L)**
 - Di scarsa consistenza (L1)
 - Di media consistenza (L2)
 - Di elevata consistenza (L3)
- **Sabbia (S)**
 - Sabbia media (S)
 - Sabbia limosa (SL)
- **Ghiaia (G)**
 - Ghiaia e sabbia (G/S)

A valle dell'interpretazione delle prove geotecniche in sito e dell'elaborazione dei risultati delle prove di laboratorio si procederà pertanto alla definizione delle caratteristiche fisiche e meccaniche delle unità geotecniche. Le principali caratteristiche delle unità geotecniche intercettate, si presentano praticamente omogenee (nell'ambito della normale variabilità geotecnica) lungo tutto lo sviluppo del tracciato.

Si ricorda che la massima profondità investigata è 50.0 m in corrispondenza delle opere maggiori; le principali unità geotecniche che caratterizzano il tracciato sono quelle definite in precedenza, tuttavia si indica la presenza puntuale delle seguenti unità geotecniche che sono state comunque assimilabili alle unità geotecniche principali: Argille torbose (rinvenute in BH21 e BH22) e Argille Marnose (rinvenute nei sondaggi BH5 – BH6 – BH7 – BH8). Di queste ultime formazioni non si è proceduta ad una caratterizzazione specifica per mancanza di disponibilità di prove di laboratorio/in situ a loro dedicati.

7.3 CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, descritti di seguito, tengono conto del fatto che:

- sono state eseguite prove dinamiche SPT;
- sono disponibili risultati di prove CPT;
- sono stati prelevati campioni rimaneggiati ed indisturbati ed effettuate prove di laboratorio;
- sono state eseguite indagini sismiche (Down Hole e Masw) per il rilievo delle velocità delle onde di taglio Vs.

Di seguito si indicano le correlazioni utilizzate per la stima dei parametri geotecnici; i parametri stimati tramite formulazioni saranno poi confrontati con i risultati delle prove di laboratorio al fine di identificare il rango di valori che definiscono le caratteristiche di resistenza e deformabilità di ciascun materiale lungo il tracciato. In corrispondenza delle opere maggiori, si definiranno parametri specifici tenendo in conto dei risultati ottenuti dalle prove in-situ e di laboratorio dei sondaggi nell'area in esame.

7.3.1 Depositi incoerenti

Per i depositi prevalentemente incoerenti, i parametri geotecnici di resistenza al taglio e di deformabilità possono essere stimati sulla base dell'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

7.3.1.1 Densità relativa

Sono stati considerati i valori minimi di densità relativa ottenuti dalle varie correlazioni che di seguito vengono espresse.

Correlazione di Gibbs e Holtz

In accordo a quanto indicato da Gibbs e Holtz (1957) la densità relativa D_R può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente espressione:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{(17 + 24 \cdot \sigma'_{v0})}}$$

Dove:

- ✓ σ'_{v0} è da dividere per 100 se si lavora in kPa

Usualmente si adotta la correlazione di Gibbs e Holtz valida per sabbie pulite da fini a grossolane, quarzose NC, non cementate, moderatamente compressibili, per qualunque valore di pressione efficace. Nel caso di depositi ghiaiosi il valore di DR (%) viene sovrastimato, nel caso di depositi limosi viene sottostimato. In presenza di ghiaia, il valore di NSPT deve essere preso con grande cautela.

Correlazione di Terzaghi & Peck

In accordo a quanto indicato da Terzaghi e Peck (1948) la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente espressione:

$$D_R = (10.297 + N_{SPT} \cdot 2.4142) - (N_{SPT})^2 \cdot 0.0181$$

7.3.1.2 Angolo di resistenza al taglio

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio dalle prove SPT sono state utilizzate le correlazioni di Wolff, Kulhawy e Mayne, di seguito illustrate; a partire da queste correlazioni si è considerato il valore minimo.

7.3.1.2.1 Correlazioni dirette tra φ' e N_{SPT}

Peck, Hanson e Thornburn (1974)

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

$$\varphi' = 27.1 + 0.3 \cdot C_N \cdot N_{SPT} - 0.00054 \cdot (C_N \cdot N_{SPT})^2 \quad [^\circ]$$

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \quad \text{per le sabbie fini}$$

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \quad \text{per le sabbie medie}$$

Schemertmann (1975)

La correlazione di Schemertmann (1975) corrisponde all'equazione seguente (Kulhawy e Mayne, 1980):

$$\varphi' = \arctan \left[\frac{N_{SPT}}{12.2 + 20.3 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \right]^{0.34}$$

7.3.1.2.2 Correlazioni dirette tra φ' e prove CPTU

Una correlazione diretta tra q_c , σ_{v0} e l'angolo di resistenza al taglio di picco φ' , è ben rappresentata dall'equazione

$$\varphi' = \arctan \left[0.1 + 0.38 \cdot \log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) \right]$$

Un'altra correlazione diretta per la stima dell'angolo di resistenza al taglio è la seguente (Mayne, 2006):

$$\varphi' = 17.6^\circ + 11 \cdot \log \left(\frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sqrt{\sigma'_{v0} \cdot p_a}} \right)$$

7.3.1.3 Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti possono essere stimate, in ordine di importanza:

- ✓ sulla base dei risultati delle indagini sismiche in sito (Down-Hole);
- ✓ dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.
- ✓ dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPT.

Il modulo di taglio iniziale (G_0) e quello di Young iniziale (E_0), associabili a piccole deformazioni, possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio (V_s) utilizzando le seguenti correlazioni:

$$G_o = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \text{ (kPa)}$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu)$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno;

ν = coefficiente di Poisson del terreno (assunto pari a 0.3);

V_s = velocità delle onde di taglio in m/sec.

La velocità delle onde di taglio (V_s) può essere ricavata direttamente dai risultati delle prove geofisiche in foro di sondaggio o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT attraverso la correlazione di Ohta e Goto (1978) o la correlazione di Yoshida e al. (1988).

Correlazione di Ohta e Goto (1978)

Il valore di V_s è valutato in funzione del numero di colpi, della profondità dal piano campagna, di un coefficiente f_A funzione dell'età geologica del deposito e di un coefficiente f_G funzione della granulometria.

$$V_s = 53.3 \cdot (N_{SPT})_{50\%}^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G$$

essendo:

z = profondità dal p.c. in metri;

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedasi la Tabella 7-1);

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedasi la Tabella 7-2)

Tabella 7-1 Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A (funzione dell'epoca geologica del deposito)

	Olocene [attuale]	Pleistocene [circa 1.8 Ma]
F_A	1.0	1.303

Tabella 7-2 Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G (funzione della granulometrica del deposito)

	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini	Argille
F_G	1.45	1.15	1.14	1.09	1.07	1.00

Nel caso in esame è stato assunto f_A ed f_G in relazione al tipo di materiale ed all'età del deposito in base alla definizione definita nel profilo geologico.

Correlazione di Yoshida et al. (1988)

$$V_s = C \cdot (N_{SPT})^{0.25} \cdot (\sigma'_v)^{0.14}$$

essendo:

C = fattore geologico funzione della litologia del terreno in base alla tabella seguente;

	Sabbia fine	25% Ghiaia	50% Ghiaia	Qualsiasi terreno
C	49	56	60	55

σ'_{v0} = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova

Il modulo di taglio iniziale (G_0) e quello di Young iniziale (E_0), associabili a piccole deformazioni, possono essere ricavati dai valori da prove CPT utilizzando le seguenti correlazioni:

Correlazione di Rix e Stokoe(1992)

Una relazione per la stima di G_0 da prove CPT è la seguente (rix e Stokoe, 1992):

$$\frac{G_0}{q_c} = 1634 \cdot \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0}}} \right)^{-0.75}$$

con G_0 , q_c e σ'_{v0} in kPa.

I moduli di deformabilità "operativi" (E') da adottare per le opere di sostegno e per le fondazioni, saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E_0).

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati, i moduli elastici “operativi” saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale.

7.3.2 Depositi coesivi

Per i depositi coesivi la caratterizzazione geotecnica viene fatta oltre che dall’interpretazione delle prove in sito anche dai risultati delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati.

7.3.2.1 Classificazione

La classificazione di questi terreni avverrà essenzialmente sui risultati delle seguenti prove di laboratorio:

- Analisi granulometrica;
- peso di volume naturale e secco;
- grado di saturazione;
- contenuto d’acqua naturale;
- indice dei vuoti iniziale;
- limiti di Atterberg.

7.3.2.2 Caratteristiche di resistenza

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci dei depositi coesivi ci si è basati sui risultati delle prove di laboratorio che consistono in prove:

- Taglio diretto;
- Triassiali consolidate isotropicamente drenate e non drenate TxCID e TxCIU;
- Triassiali non consolidate non drenate TxUU;

La resistenza al taglio in condizioni non drenate è stata valutata sulla base delle misure in sito con prove CPTU con la seguente relazione:

$$C_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k}$$

il coefficiente N_k ha valori compresi tra 5 e 21 e viene assunto di norma pari a 14 per penetrometro a punta elettrica e a 20 per penetrometro meccanico.

Per le prove SPT, la resistenza al taglio non drenata è stata valutata con la seguente relazione:

$$C_u = 4.5 \div 5.5 N_{SPT}$$

dove N_{spt} è il valore del numero dei colpi della prova SPT.

7.3.2.3 Riconoscimento stratigrafico da prove CPT

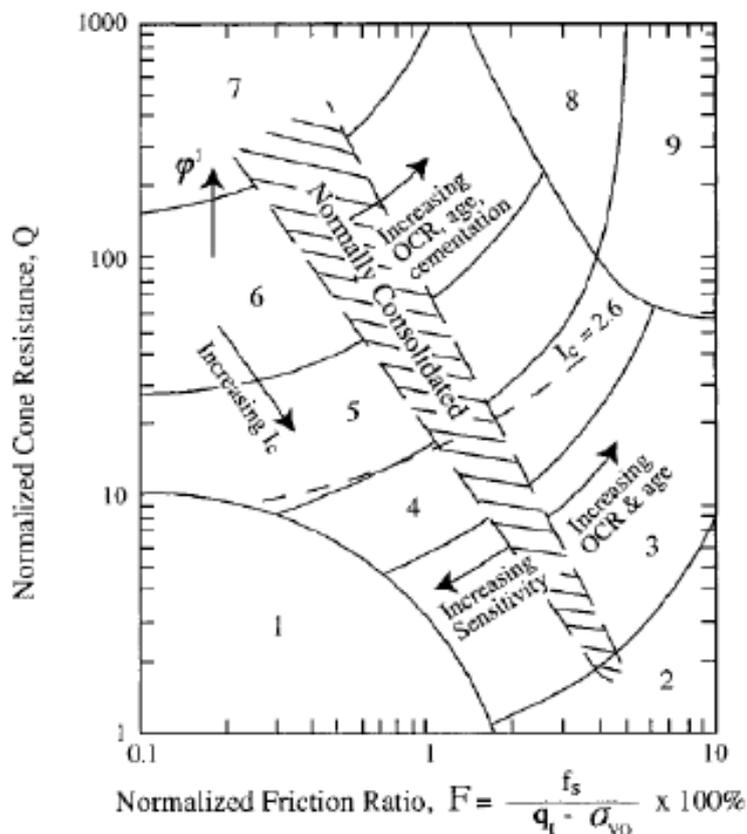
Per il penetrometro elettrico si può fare riferimento alla carta di Robertson e Wride (1998), rappresentata nella figura seguente, che ha in ascissa il rapporto d'attrito normalizzato e in ordinata la resistenza di punta normalizzata, entrambe le variabili in scala logarimica. La classificazione viene fatta attraverso il calcolo dell'indice del terreno I_c con la seguente relazione:

$$I_c = \sqrt{(\log F + 1.22)^2 + (\log Q - 3.47)^2}$$

dove F e Q valgono rispettivamente:

$$F = \frac{f_s}{qc - \sigma_{v0}} \cdot 100$$

$$Q = \frac{qc - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$



In base all'indice del tipo di terreno I_c è possibile classificare la classe di appartenenza, tenendo in conto la seguente classificazione:

$I_c > 3,6$	classe 2	Terreno organico, torba
$2,95 < I_c < 3,6$	classe 3	Argille (da argille ad argille limose)
$2,60 < I_c < 2,95$	classe 4	Limi (da limi argillosi ad argille limose)
$2,05 < I_c < 2,60$	classe 5	Sabbie (da sabbie limose a limi sabbiosi)
$1,31 < I_c < 2,05$	classe 6	Sabbie (da sabbie pulite a sabbie limose)
$I_c < 1,31$	classe 7	Da sabbie ghiaiose a sabbie

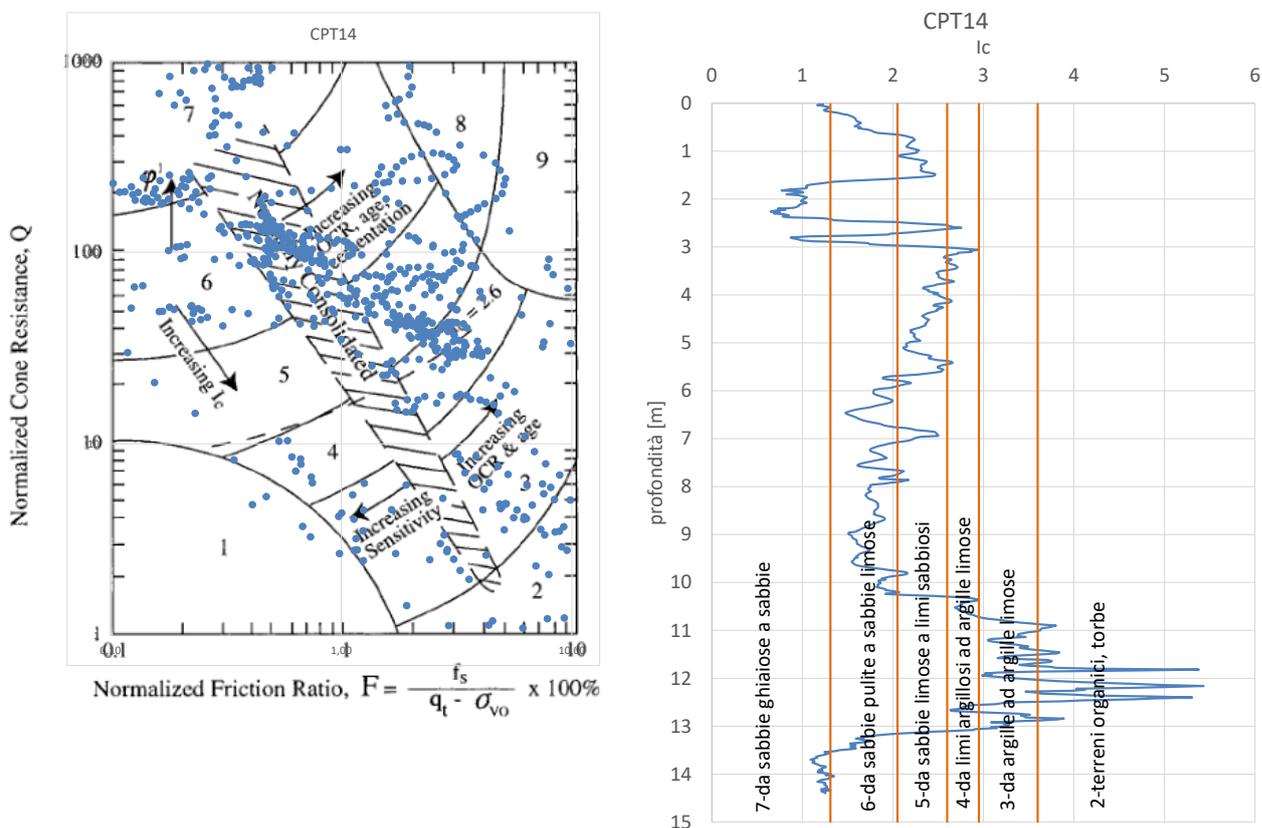
La classe 1 corrisponde a: “terreni sensitivi a grana fine”.

La classe 8 corrisponde a: “da sabbie molto dense a sabbie argillose fortemente sovraconsolidate o cementate”.

La classe 9 corrisponde a: “materiali fini granulari molto duri, fortemente sovraconsolidati o cementati”.

Un esempio di caratterizzazione della stratigrafia in base alle prove CPTu è riportata nel grafico sottostante con riferimento al CPT14:

Figura 7.1 – Interpretazione stratigrafica per la prova CPT14



7.3.2.4 Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi coesivi possono essere stimati, analogamente a quanto fatto per i depositi incoerenti, sulla base dei risultati delle indagini sismiche in sito (Down Hole) oppure da correlazioni di letteratura.

Come nel caso dei terreni incoerenti i moduli di deformabilità “operativi” (E') da adottare per le opere di sostegno e per le fondazioni, saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E_0).

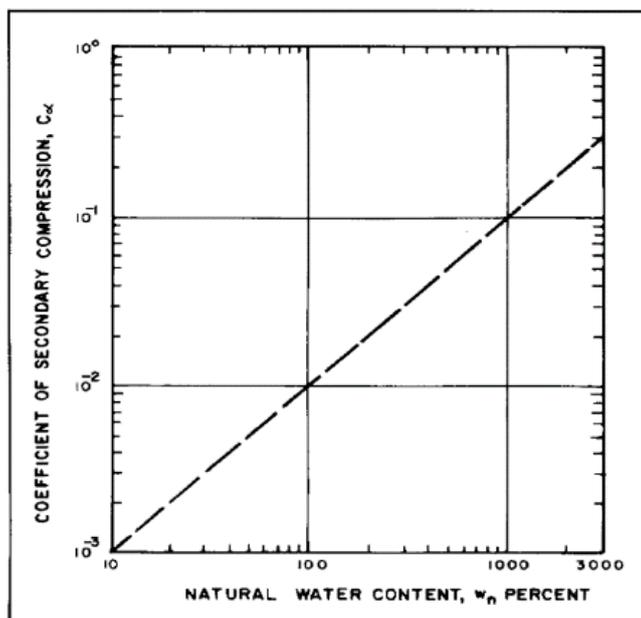
Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati, i moduli elastici “operativi” saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale.

7.3.2.5 Caratteristiche di consolidazione

Per la stima del coefficiente di consolidazione primaria C_v , si può fare riferimento ai valori ottenuti dalle risultanze delle prove edometriche, all’interpretazione delle prove penetrometriche CPT e a correlazioni empiriche in funzione del limite liquido riportata di seguito:

$$c_v = 0.009 (LL-0.1) [cm^2/s] \quad \text{da Navfac-DM7.1 (1971)}$$

Il coefficiente di consolidazione secondaria, C_{α} , è stato stimato con la correlazione di Navfac-DM7.1 (1982) in funzione del contenuto d’acqua naturale w_n .

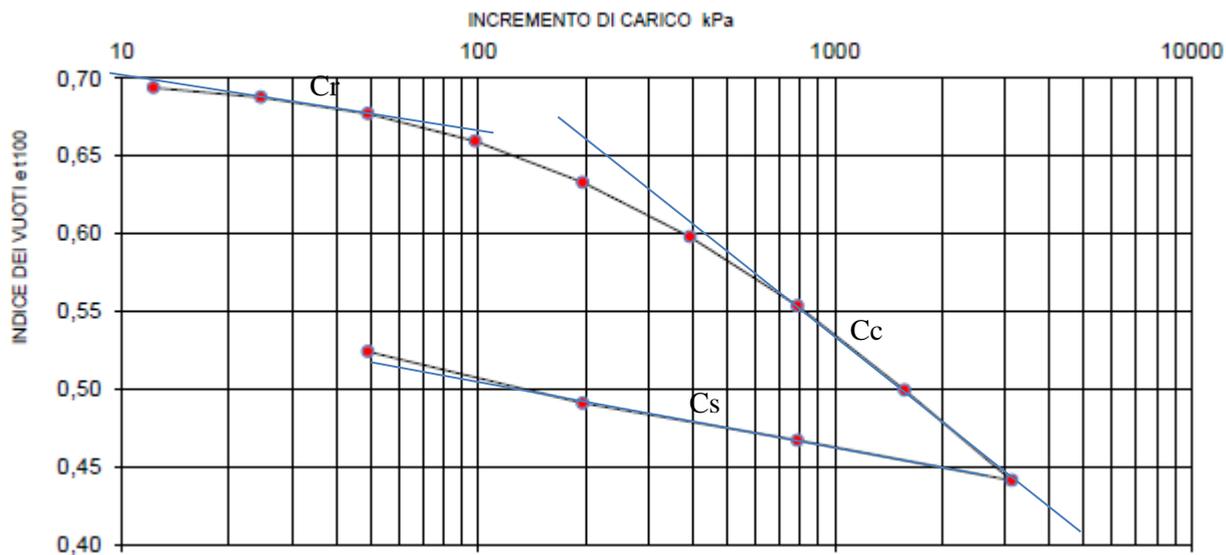


A partire dalle prove edometriche disponibili è possibile ricavare i seguenti parametri di compressibilità:

- l’indice di ricompressione C_r (lungo il ramo di ricarica iniziale)
- l’indice di compressibilità C_c (lungo la ‘retta di normal-consolidazione’)

- l'indice di rigonfiamento C_s (lungo i rami di scarico ed eventuale ricarico).

Figura 7.2 – Curva di compressibilità e definizione degli indici C_r , C_c e C_s per la prova edometrica BH2-campione SC1



7.4 UNITÀ R- TERRENI DI RIPORTO E COLTRE VEGETALE

Materiale eterogeneo di riporto costituito principalmente da terreno rimaneggiato (molto vario, composto da sabbia/limo e/o ghiaia e/o ciottoli). Composto talvolta da terreno vegetale pedogenizzato. Spesso sono presenti frammenti di laterizi o resti di conglomerati bituminosi.

Lo spessore di coltre vegetale presente a partire da p.c. è variabile da 0.5 m –1.0 m ed è costituita da materiale eterogeneo quale sabbie, ciottoli, vegetati. Talvolta è presente a partire dal p.c. materiale di riporto antropico dello spessore variabile tra 0.5 e 3.5 m, costituente il corpo di rilevati esistenti di viabilità e/o strutture adiacenti al tracciato.

Sono disponibili pochi valori di alcune prove SPT che hanno dato valori di N_{SPT} di circa 7 – 8 colpi/30 cm. Il dato tuttavia non è rappresentativo, pertanto si ipotizza un N_{SPT} compreso tra 5 e 25.

Non sono stati raccolti campioni di questo materiale e pertanto non sono state eseguite prove di laboratorio.

La caratterizzazione geotecnica di tale unità è quindi basata sulle conoscenze di materiali simili in condizioni analoghe, confermando grossomodo i parametri indicati in fase di PFTE (elaborati grafici NN1R00F10FZGE0006001A e NN1R00F10FZGE0006002A).

Per l'unità R comprendente coltre vegetale e riporto antropico, si possono assumere i seguenti intervalli di variabilità dei parametri geotecnici:

- $\gamma = 18 \div 20 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
- $\varphi' = 30\text{-}35^\circ$ angolo di resistenza al taglio
- $c' = 0 \text{ kPa}$ coesione drenata
- $E_0 = 100 \div 150 \text{ MPa}$ modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni.

7.5 UNITÀ A – ARGILLA

Si tratta di argille generalmente non pure, spesso con una componente limosa più o meno presente e talvolta con la presenza di sabbia o ghiaia. Possono essere da mediamente consistenti a molto consistenti, con colore generalmente grigio (più o meno scuro) oppure verdastro o marrone, nella maggior parte dei casi si presentano umide.

Figura 7.3 – Esempio cassetta – Unità ARGILLA



BH4 – profondità 25 – 30m: descrizione 24.50 – 28.00m: Argilla grigia molto consistente umida (Argilla Rigida) talora sabbiosa; descrizione 28.00 – 30.00m: Argilla ciottolosa (con diametro massimo di 7 cm) a struttura brecciata, molto addensata/consistente umida.

7.5.1 Prove in situ - Analisi N_{spt}

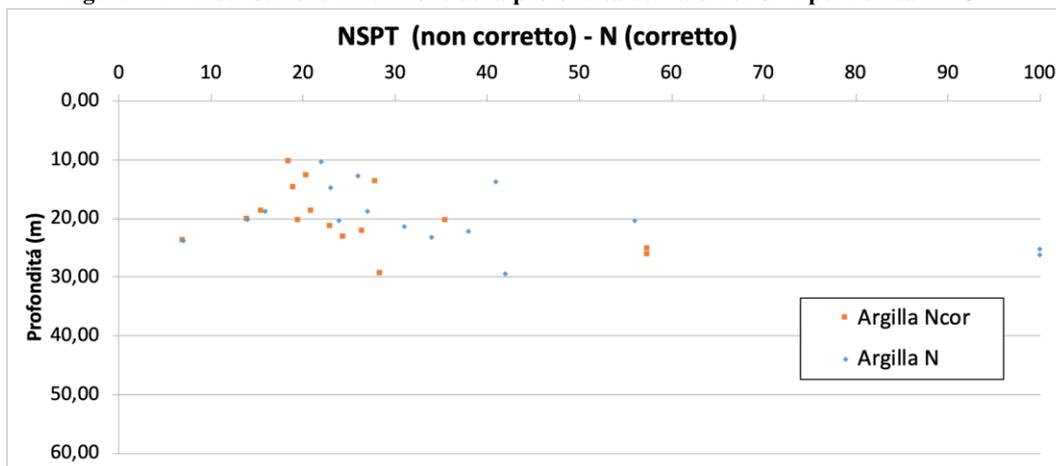
Nel grafico seguente, sono rappresentati i valori N_{SPT} in relazione alla profondità dove è stata effettuata la prova. Sono rappresentate due serie, una relativa al dato grezzo corrispondente al valore ottenuto in situ (per “Rifiuto” si è considerato un N_{SPT} pari a 100) ed un'altra con i valori “corretti”.

La correzione è applicata per tener conto del livello freatico e quindi dell'iterazione tra le particelle fini e l'acqua e che considera l'indebolimento della resistenza al taglio sotto l'effetto della pressione interstiziale in eccesso che si genera al momento del colpo (viene applicata solo quando la profondità della prova è maggiore del livello della falda misurato al momento dell'esecuzione del sondaggio).

Viene utilizzata la relazione di Terzaghi e Peck, per $N > 15$:

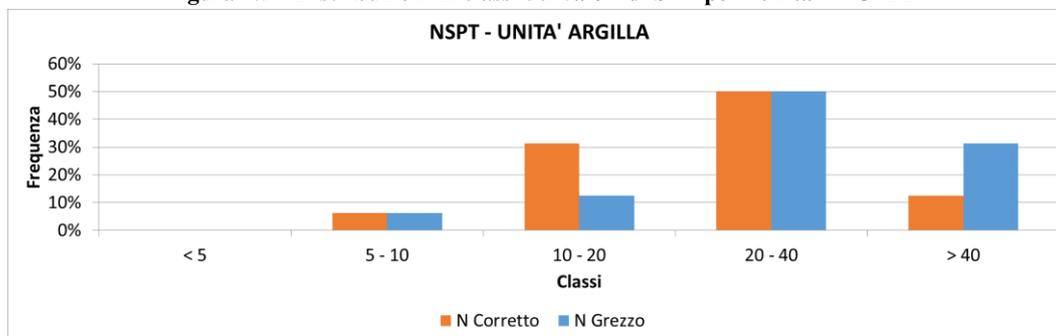
$$N = 15 + \frac{N' - 15}{2}$$

Figura 7.4 – Distribuzione in funzione della profondità dei valori di SPT per l'unità ARGILLA



Predominantemente le argille si trovano ad una profondità compresa tra 10 e 25 m.

Figura 7.5 – Distribuzioni in classi dei valori di SPT per l'unità ARGILLA



Su questa unità sono state eseguite 16 prove SPT, dando risultati compresi fra 5 e 56 colpi/30 cm (considerando i valori corretti), ad indicare una estrema variabilità nel grado di consistenza di questi materiali. Osservando la distribuzione percentuale in classi di Nspt (con riferimento ai valori corretti), è stato ritenuto valido distinguere dal punto di vista della geotecnica due sub-unità all'interno dell'unità "Argilla":

- Argille di scarsa consistenza caratterizzate da un $N_{spt} \leq 20$ (pari ad un 37%)
- Argille di media consistenza caratterizzate da un N_{spt} compreso tra 20-40 (pari ad un 50%)

Per la caratterizzazione generale di questa unità si è optato trascurare i dati riferiti a $N_{spt} > 40$ (corrispondente ad un 13%).

Nella Tabella 7-3 sono riepilogati i valori medi, min e massimo delle prove suddivise secondo la classificazione proposta.

Tabella 7-3 – Riepilogo valori N_{spt} in base alla classificazione proposta per l'Unità ARGILLA

	Argille mediamente rigide N _{spt} ≤ 20	Argille rigide-dure 20 < N _{spt} < 40
Media	16	26
min	7	21
max	20	36
n	6	8
s.dev	8	14

7.5.2 Prove in situ - Analisi CPTU

Le prove CPTU sono state suddivise in base alla posizione del sondaggio ed al tipo di materiale incontrato in base all'analisi del valore I_c e dal confronto con il profilo geologico. In questo modo si è potuto ottenere un valore medio di resistenza alla punta penetrometrica (q_c) e all'attrito laterale (f_s) relativo all'unità analizzata, in questo caso "argilla".

Nella Figura 7.6 è possibile vedere l'andamento dei valori di q_c in funzione della profondità per le prove eseguite, mentre nella Tabella 7-4 – Valore medio resistenza alla punta ed attrito laterale per l'unità sono riepilogati i valori medi ottenuti.

Figura 7.6 – Andamento della resistenza alla punta (q_c) ed attrito laterale (f_s) per l'unità ARGILLA

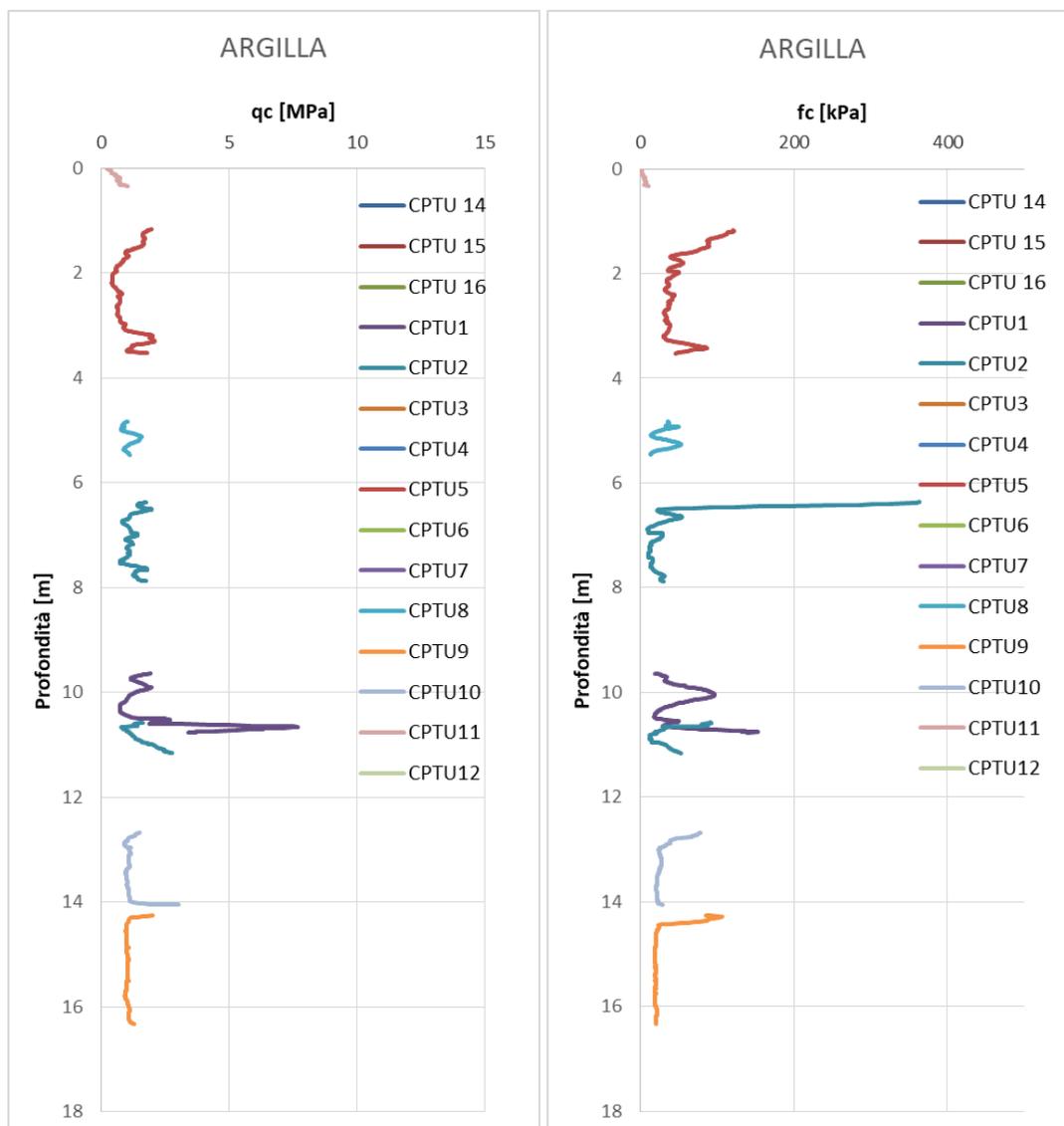


Tabella 7-4 – Valore medio resistenza alla punta ed attrito laterale per l'unità ARGILLA

	Unità ARGILLA
Media Q_c [MPa]	1.1
Media F_s [kPa]	35.0

7.5.3 Prove in situ - permeabilità

Non sono state effettuate prove di permeabilità nell'unità ARGILLA, pertanto si ipotizza una permeabilità simile a quella riscontrata nei limi, dato che l'estensione dei depositi argillosi è limitata, ed inoltre tale assunzione è di tipo cautelativo.

7.5.4 Caratterizzazione fisica da prove di laboratorio

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati sia campioni rimaneggiati sia campioni indisturbati (dove era maggiore il contenuto di fine), su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Dalle analisi granulometriche, il deposito è caratterizzato da:

- percentuale di ghiaia generalmente compresa fra 0 e 3;
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 0 e 35;
- percentuale di limo generalmente compresa fra 18 e 46;
- percentuale di argilla generalmente compresa fra 35 e 69;

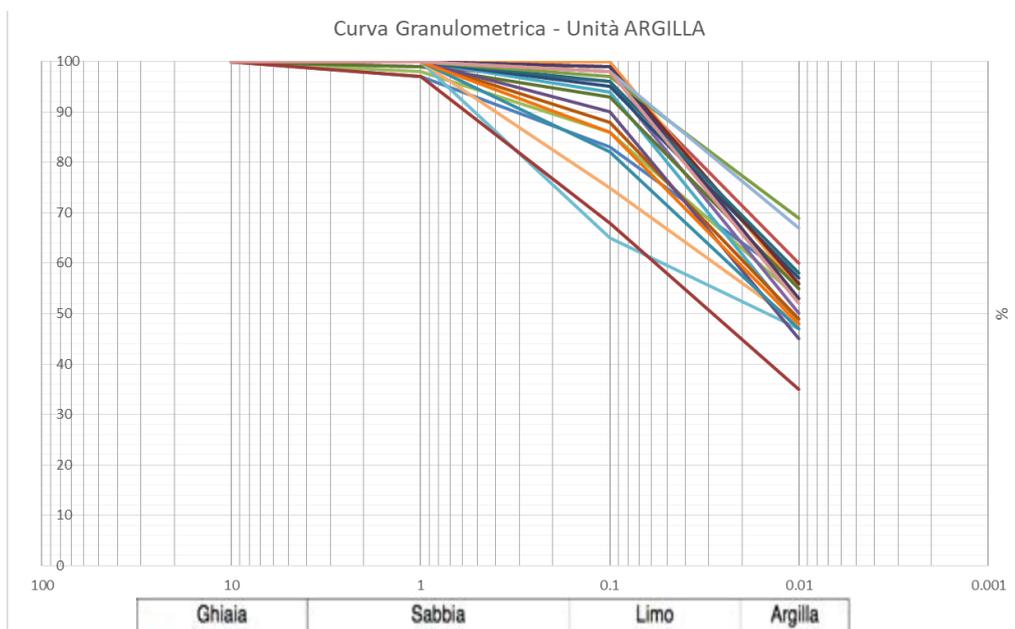
La Tabella 7-5 seguente riassume i dati medi relativi all'unità analizzata

Tabella 7-5 – Riepilogo composizione granulometrica media dell'unità ARGILLA

	Ghiaia [%]	Sabbia [%]	Limo [%]	Argilla [%]
Media	0.5	9.7	37.0	52.8
Min	0.0	0.0	18.0	35.0
Max	3.0	35.0	46.0	69.0
n dati	21.0	21.0	21.0	21.0
St.Dev	1.0	9.9	7.8	7.5

Di seguito il grafico che rappresenta la distribuzione granulometrica dei campioni appartenenti all'unità ARGILLA. Non sono riportate le distribuzioni percentuali in funzione delle analisi sedimentologiche.

Figura 7.7. Composizione Granulometrica Unità ARGILLA

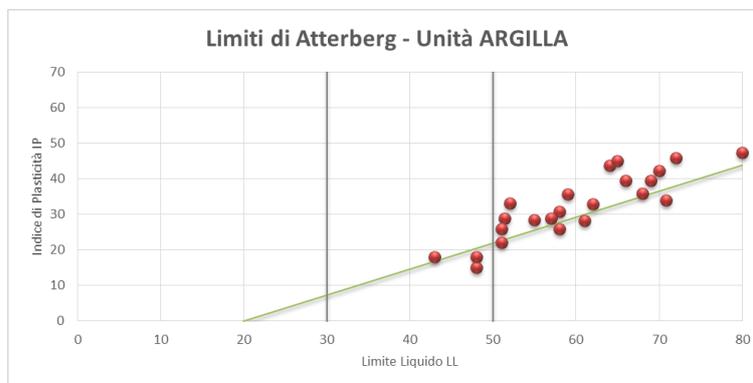


Per quanto riguarda i limiti di Atterberg, i test eseguiti hanno dato valori di limite liquido 43-87%, limite plastico 19-41% e indice plastico 15-56%. Il contenuto naturale d'acqua è tra 20 e 47, i risultati sono riassunti nella Tabella 7-6 seguente.

Tabella 7-6. Granulometria e limiti di Attemberg per l'unità ARGILLA.

	Limite Liquidità wl [%]	Limite Plasticità wp [%]	Limite ritiro wr [%]	Indice Plasticità IP	Indice Consistenza Ic	Indice Attività Ia	Contenuto acqua w [%]
Media	61.9	28.0	14.5	33.7	0.9	0.6	31.8
Min	43.0	19.0	14.0	15.0	0.6	0.4	20.4
Max	87.0	41.0	15.0	56.0	1.2	1.0	47.0
n dati	25	25	2	25	20	21	24
St.Dev	11.2	5.2	0.7	10.2	0.2	4.2	8.0

L'indice di consistenza varia tra 0.6 (media consistenza / consistenza plastica) e 1.0 (alta consistenza / consistenza solida-semisolida).

Figura 7.8 – Carta di plasticità di Casagrande per l'unità ARGILLA


Si deduce che questa unità è maggiormente caratterizzata da Argille inorganiche di alta plasticità.

Nella Tabella 7-7 sono invece riportati i valori del peso di volume naturale ottenuto dalle prove di laboratorio; come si può vedere essi ricadono nell'intervallo tra 15.9 e 20.3 kN/m³, con un valore medio pari a 18.4 kN/m³.

Tabella 7-7. Caratterizzazione fisica per l'unità ARGILLA da prove di laboratorio.

	γ kN/m ³	γ_s kN/m ³	γ_d kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	e %	n %	Sr %
Media	18.4	25.1	14.1	18.5	0.9	49.7	96.0
Min	15.9	2.7	11.0	16.6	0.6	37.7	86.4
Max	20.3	27.1	16.0	19.7	1.3	99.0	100.0
n dati	21	25	11	11	20	12	19
St.Dev	1.1	4.7	1.7	1.0	0.2	16.7	3.9

7.5.5 Caratteristiche di resistenza

Dal laboratorio sono disponibili i risultati di prove di taglio diretto e prove di compressione triassiale che hanno dato valori medi di coesione drenata tra 16.5 e 24.2 kPa ed angolo di resistenza al taglio 21.3÷24.7°. È disponibile un unico valore di coesione non drenata (122 kPa).

Tabella 7-8. Prove di laboratorio sull'unità ARGILLA.

	Prova di Taglio CD		Prova Triassiale UU		Prova Triassiale CIU				Prova Triassiale CID	
	c'	φ	Cu	φ	Cu	φ _u	c'	φ'	c'	φ
	[kPa]	[°]	[kPa]	[°]	[kN/m ²]	[°]	[kN/m ²]	[°]	[kPa]	[°]
Media	24.2	24.7	122.0	-			16.5	23.7	23.9	21.3
Min	22.0	21.0	122.0				7.0	19.0	23.1	19.9
Max	25.5	27.2	122.0				23.0	25.9	24.6	22.2
n dati	3	3	1				4	4	3	3
St.Dev	1.9	3.3	-				7.5	3.2	0.8	1.2

Nelle figure seguenti sono graficati i valori di angolo di attrito interno e di coesione efficace in relazione alla profondità per le prove di taglio diretto e prova triassiale CID.

Figura 7.9. Valori dell'angolo di resistenza al taglio per Unità ARGILLA.

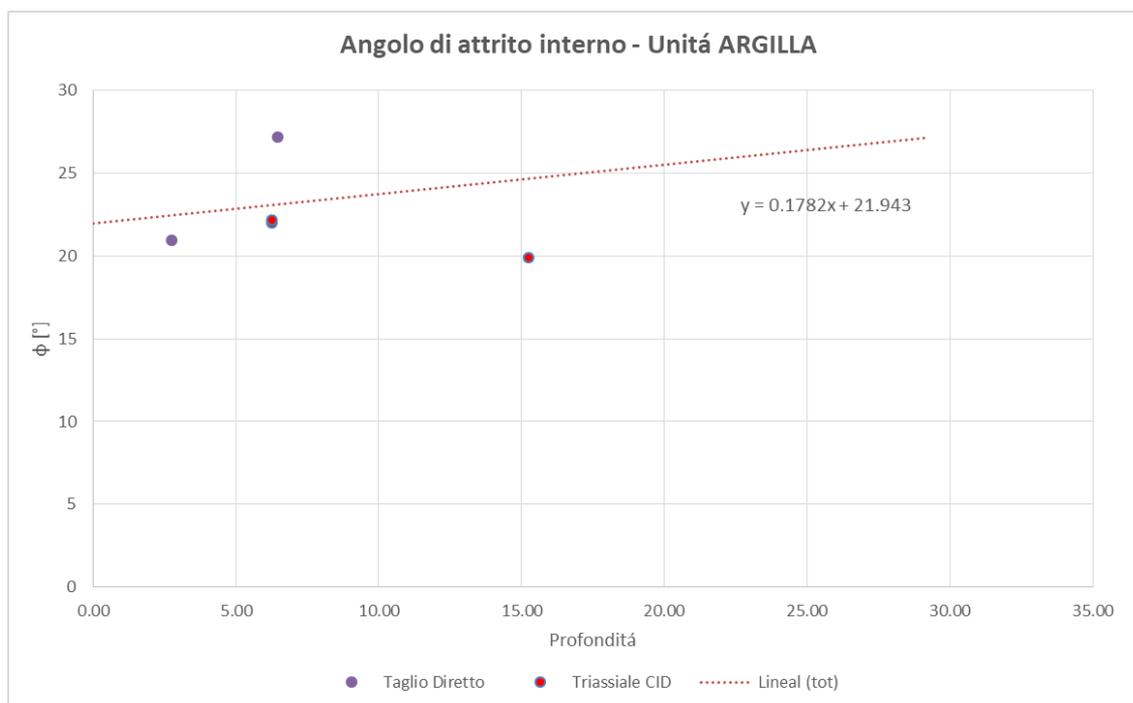
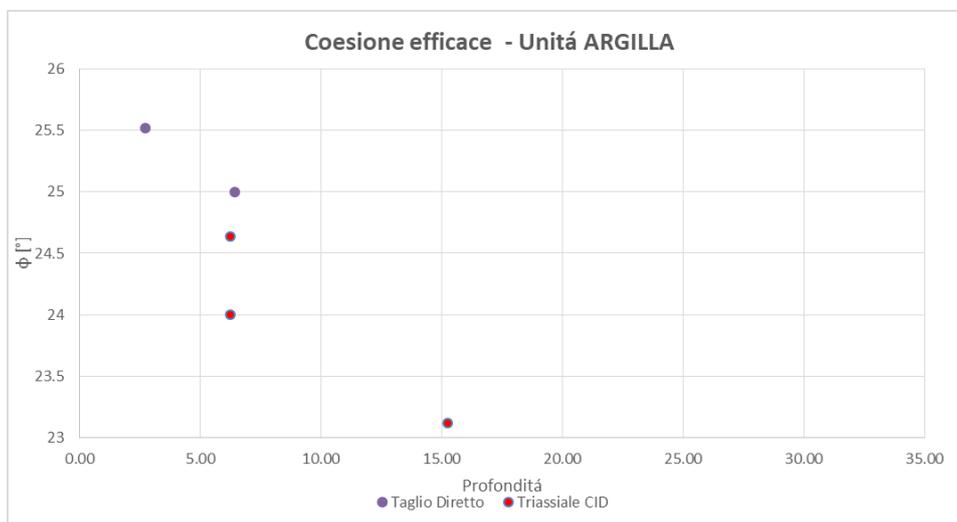


Figura 7.10. Valori della coesione efficace per Unità ARGILLA.



7.5.6 Caratteristiche di deformabilità

Per la caratterizzazione in termini di deformabilità, ci si basa principalmente sui risultati delle indagini sismiche (Down-Hole e Masw). In particolare si è considerato un rango di Vs compreso tra il valor medio ± 1 deviazione standard.

I risultati provenienti da prove DH si riferiscono a gli strati di argilla incontrati a profondità comprese tra 14 e 30 m, mentre per le prove MAWS la profondità di riferimento è compresa tra 10 e 20 m.

Tabella 7-9 – Riepilogo velocità medie prove MASW e DH, unità ARGILLA

	MASW (10-20m)	DH (14-30m)
	V [m/s]	V [m/s]
med	268	344
min	254	327
max	288	361
st.dev	18	24

Tabella 7-10 – Riepilogo valori medi di G0 e E0 da prove MASW e DH, unità ARGILLA

	MASW (10-20m)	DH (14-30m)
Vs [m/s]	250 ÷ 286	320 ÷ 360
G0 [MPa]	118 ÷ 154	193 ÷ 244
E0 [MPa]	306 ÷ 400	502 ÷ 635

7.5.7 Correlazioni utilizzate

Per i materiali coesivi, l'unica correlazione utilizzata si riferisce alla Coesione non drenata, in base alla relazione per la stima della C_u dai valori di SPT indicata in precedenza (tenendo in conto il valore medio ± 1 deviazione standard), la Figura 7.11 e Tabella 7-11 riepilogano i dati ottenuti.

Figura 7.11 – Distribuzione valori C_u ottenuti da SPT, unità ARGILLA ($\min=4.5 \cdot N_{SPT}$; $\max=5.5 \cdot N_{SPT}$)

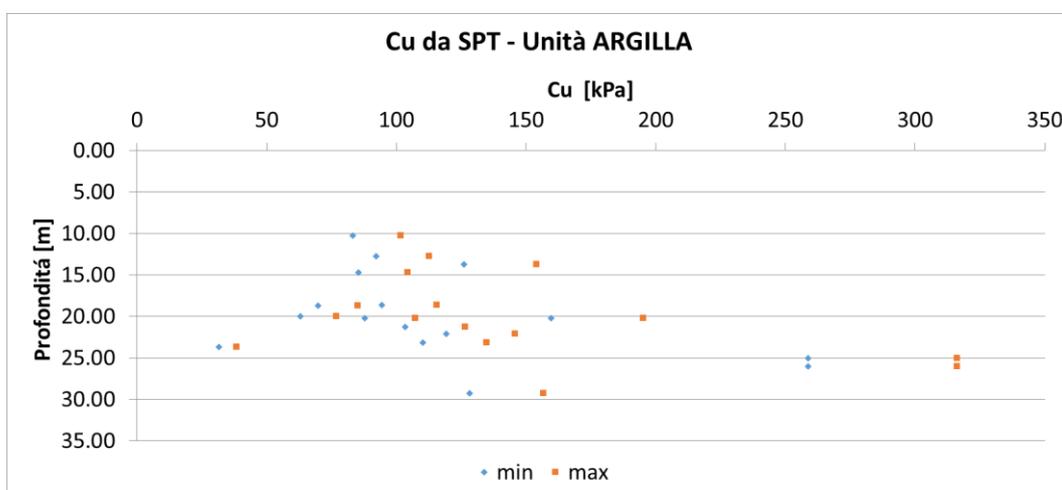


Tabella 7-11 - Sintesi valori della coesione non drenata da SPT per Unità ARGILLA

	Cu_argilla Soft-Firm	Cu_argilla Stiff-Hard
Nspt di riferimento medio (min-max)	16 (8-20)	26 (20-34)
Cu media (min-max) [kPa]	72 (36-90)	117 (90-153)

A partire delle prove CPTU si ottiene una C_u media di 77 kPa (variabile tra 70-80 kPa).

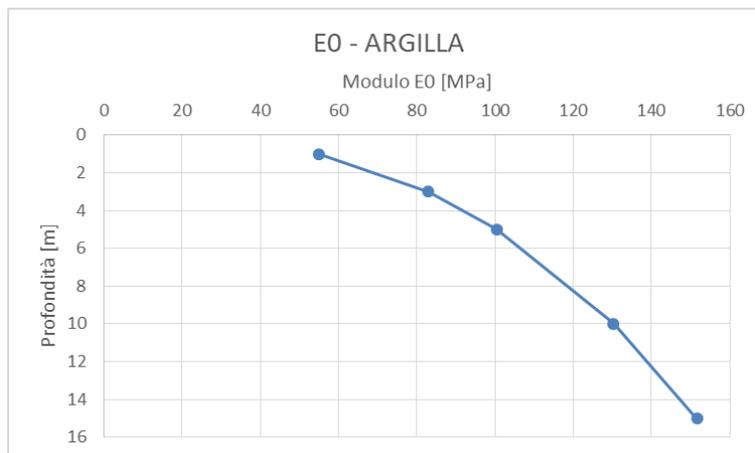
Di seguito si riportano i valori di G_0 ed E_0 ottenuti da prove CPTU, calcolando la media su un intervallo 1 – 15 m, con profondità media di 7.8 m.

Tabella 7-12 – Modulo G_0 da formula di Rix e Stokoe – Unità ARGILLA

	G_0 [MPa]	E_0 [MPa]
Media	40	104
Min	21	66
Max	58	142
St.Dev	14.68	38.17

Dal modulo G0 è possibile ricavare E0, che viene graficato in funzione della profondità nella figura seguente.

Figura 7.12 – Andamento modulo E0 in funzione della profondità – Unità ARGILLA



7.5.8 Sintesi dei risultati per l'unità ARGILLA

In questo paragrafo si sintetizzano tutti i risultati per l'unità ARGILLA e si identificano gli intervalli dei parametri geo-meccanici.

L'intervallo dei valori per il peso di volume è stato definito considerando i risultati da prove di laboratorio che restituiscono valori compresi tra 15.9 e 20.3 kN/m³ con un valor medio di 18.4 kN/m³; si assume per questa unità, Argilla, il seguente intervallo di valori:

- $\gamma = 16 \div 20$ kN/m³ peso di volume naturale

Per l'angolo di resistenza al taglio si sono ottenuti i seguenti intervalli di valori da prove di laboratorio:

- $\varphi' = 21.0 \div 27.2$ ° angolo di resistenza al taglio da prove di laboratorio CD
- $\varphi' = 19.0 \div 25.9$ ° angolo di resistenza al taglio da prove di laboratorio TxCIU
- $\varphi' = 19.9 \div 22.2$ ° angolo di resistenza al taglio da prove di laboratorio TxCID

Per l'unità Argilla, si definisce il seguente range di valori di angolo di attrito in modo da definire un intervallo centrato sul valore medio pari a 21°:

- $\varphi' = 19 \div 23$ ° angolo di resistenza al taglio

Per la coesione drenata si fa riferimento ai risultati delle prove di laboratorio dalle quali si riscontra una variabilità tra 7.0 ÷ 25.5 kPa. Si assume, trascurando i valori massimi e minimi poco significativi, il seguente intervallo di valori della coesione drenata:

- $c' = 10 \div 20$ kPa coesione drenata

Per la coesione non drenata si sono ottenuti i seguenti intervalli di valori da prove di laboratorio e in sito:

- $C_u = 122$ kPa coesione non drenata da prove di laboratorio
- $C_u = 72 \div 117$ kPa coesione non drenata da prove SPT
- $C_u = 73 \div 80$ kPa coesione non drenata da prove CPTU

Si assume quindi per per l'unità ARGILLA, dando priorità ai valori da prove in sito per definire il limite inferiore di intervallo, il seguente range di valori di coesione non drenata:

- $C_u = 70 \div 120$ kPa coesione non drenata

Dai risultati delle prove sismiche (Down-Hole e Masw) e dall'analisi ottenuta correlando le prove CPTU con la velocità delle onde di taglio (Vs) si ottengono i seguenti valori di E_0 (valore medio \pm dev.St.):

- $E_0 = 306 \div 400$ MPa da prove MASH (prof 10-20m)
- $E_0 = 502 \div 635$ MPa da prove DH (prof 14-30m)
- $E_0 = 66 \div 142$ MPa da prove CPTU (prof media 7.8, max 15m)

Quindi si definisce il seguente rango:

- $E_0 = 300 \div 400$ MPa

E si stimano i seguenti intervalli di valori per il modulo di deformazione "operativo" pari a:

- $E = E_0 / 5 \Rightarrow 60 \div 80$ MPa per le opere di sostegno e per le fondazioni;
- $E = E_0 / 10 \Rightarrow 30 \div 40$ MPa, nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati.

Si stima che i valori ottenuti di coesione drenata e non drenata e di modulo di deformazione siano associati alle

Relazione geotecnica generale	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00 D 78	RH	GE0600 001	B	64 di 144

Argille di media consistenza (A2); per caratterizzare le argille di scarsa consistenza (A1) si utilizzeranno degli intervalli superiormente limitati dai valori minimi degli intervalli qui stimati.

Non avendo a disposizione dati di prove di permeabilità, si associa a questa unità un valore medio di permeabilità pari al valor minimo assegnato ai Limi, $5.6 \cdot 10^{-8}$ m/s (valore compreso tra l'intervallo di permeabilità caratteristico dei Depositi a bassa permeabilità, 10^{-9} e 10^{-7} m/s).

7.6 UNITÀ L – LIMI

Limi con una grande varietà di caratteristiche, si presentano sporadicamente puri, spesso accompagnati da argille, talvolta con sabbie oppure ghiaie. Colore variabile, generalmente nelle tonalità marroni (dall'avana-giallastro al marrone scuro), talvolta olivastri o grigi. Anche la consistenza è molto variabile, da bassa a medio alta.

Figura 7.13 – Esempio cassetta – Unità LIMO

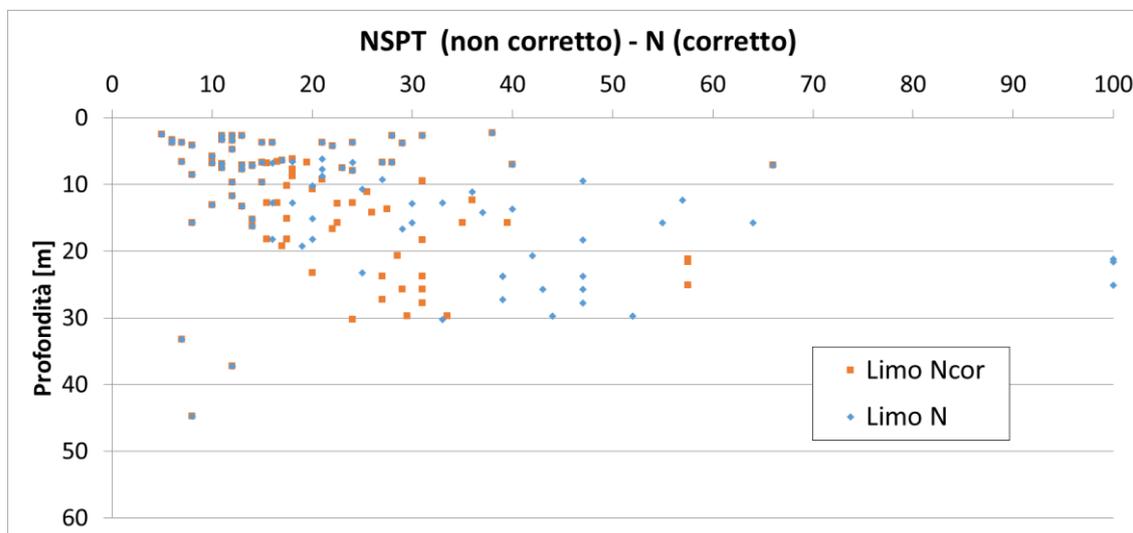


BH11 – profondità 20 – 25 m: descrizione 20.00 – 38.50 m: Limi debolmente argillosi e limi argillosi di colore grigio-verdastro con resti di gusci di fossili, poco consistenti, molto comprimibili, non plastici, umidi.

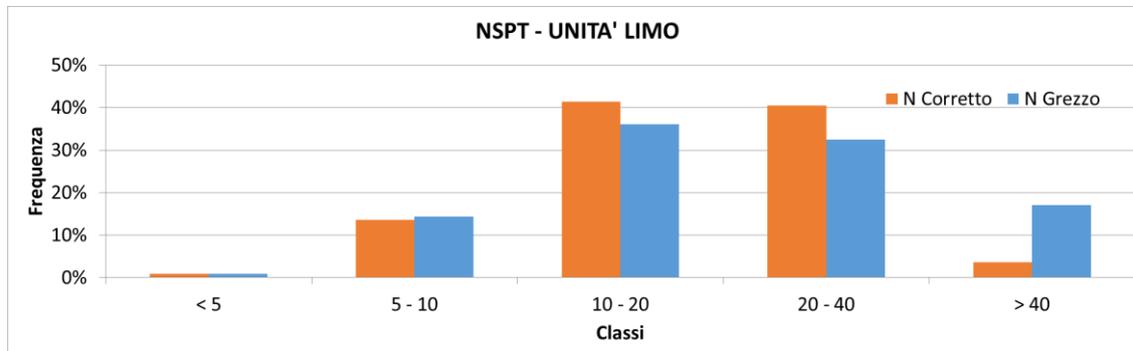
7.6.1 Prove in situ - Analisi N_{spt}

Nel grafico seguente, sono rappresentati i valori di N_{SPT} ottenuti nell'unità geotecnica dei LIMI in relazione alla profondità dove è stata effettuata la prova. Sono rappresentate due serie: una relativa al dato grezzo (al "rifiuto" si è associato un valore di N_{SPT} = 100) ed un'altra con i valori "corretti" per tenere in conto l'influenza del livello freatico (si veda la relazione utilizzata nel paragrafo 7.4).

La Figura 7.14 e la Figura 7.15 rappresentano graficamente la distribuzione dei valori corretti e non corretti delle prove SPT effettuate sull'unità "LIMO".

Figura 7.14 – Distribuzione in funzione della profondità dei valori di SPT per l'unità LIMO


Predominantemente i limi si rinvencono fino a 25-30 m di profondità.

Figura 7.15 – Raggruppamento in classi dei valori di SPT per l'unità LIMO


I 111 risultati delle prove disponibili hanno dato valori di N_{spt} compresi fra 5 e 66 colpi/30 cm considerando le correzioni, ad indicare un comportamento variabile. Pertanto i risultati sono stati suddivisi in tre classi, in funzione dei risultati delle prove penetrometriche:

- Limi di bassa consistenza (L1) $N_{spt} \leq 10$ (corrispondente ad un 14%)
- Limi di media consistenza (L2) N_{spt} compreso tra 10-20 (corrispondente ad un 41%)
- Limi di alta consistenza (L3) N_{spt} compreso tra 20-40 (corrispondente ad un 41%)

I valori di $NSPT > 40$ (pari ad un 4%) non si sono presi in considerazione. Nella Tabella 7-13 sono riepilogati i valori medio, minimo e massimo delle prove N_{spt} suddivise secondo la classificazione precedente.

Tabella 7-13 – Riepilogo valori N_{spt} in base alla classificazione proposta per l'Unità LIMO

	L1 ($N_{spt} < 10$)	L2 ($10 < N_{spt} < 20$)	L3 ($20 < N_{spt} < 40$)
Media	8	15	28
min	5	11	21
max	10	20	40
n	16	46	45
s.dev	3	7	14

7.6.2 Prove in situ - Analisi CPTU

Le prove CPTU sono state suddivise in base alla posizione del sondaggio ed al tipo di materiale incontrato in base all'analisi del valore I_c e dal confronto con il profilo geologico. In questo modo si è potuto ottenere un valore medio di resistenza alla punta penetrometrica (q_c) e all'attrito laterale (f_s) relativo all'unità analizzata, in questo caso LIMO.

Nella Figura 7.16 è possibile vedere l'andamento dei valori di q_c ed f_s in funzione della profondità per le prove eseguite, mentre nella Tabella 7-14 sono riepilogati i valori medi ottenuti.

Figura 7.16 – Andamento della resistenza alla punta (q_c) per l'unità LIMO (prove PD e PFTE)

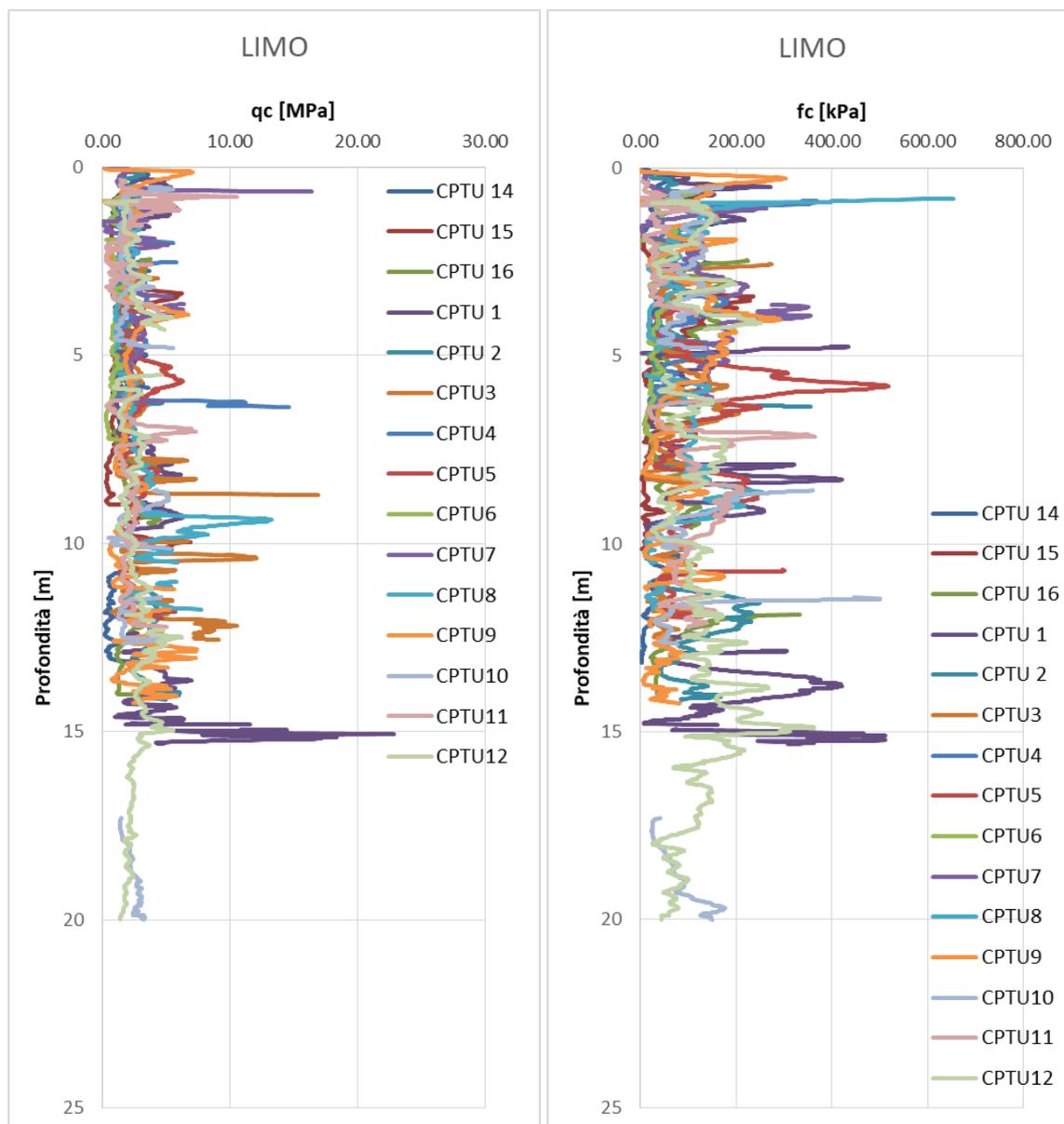


Tabella 7-14 – Valore medio resistenza alla punta e f_c per l'unità LIMO

	Unità LIMO
Media Q_c [MPa]	2.3
Media F_s [kPa]	89.9

7.6.3 Prove in situ – permeabilità

Le prove Lefranc di permeabilità effettuate sull'unità LIMO hanno dato valori di permeabilità compresi fra $5.6 \cdot 10^{-8}$ m/s e $1.3 \cdot 10^{-5}$ m/s (valore medio pari a $3.5 \cdot 10^{-6}$ m/s). In tabella Tabella 7-15 si riassumono i risultati.

Tabella 7-15. Coefficiente di permeabilità da prove Lefranc sull'unità LIMO.

	K [m/s]
Media	3.55E-06
Min	5.60E-08
Max	1.33E-05
n dati	26
St.Dev	4.05E-06

7.6.4 Caratterizzazione fisica da prove di laboratorio

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati sia campioni rimaneggiati sia campioni indisturbati, su cui sono state eseguite prove di laboratorio. Dalle analisi granulometriche, il deposito è caratterizzato da:

- percentuale di ghiaia generalmente compresa fra 0 e 33;
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 3 e 45;
- percentuale di limo generalmente compresa fra 25 e 84;
- percentuale di argilla generalmente compresa fra 2 e 48.

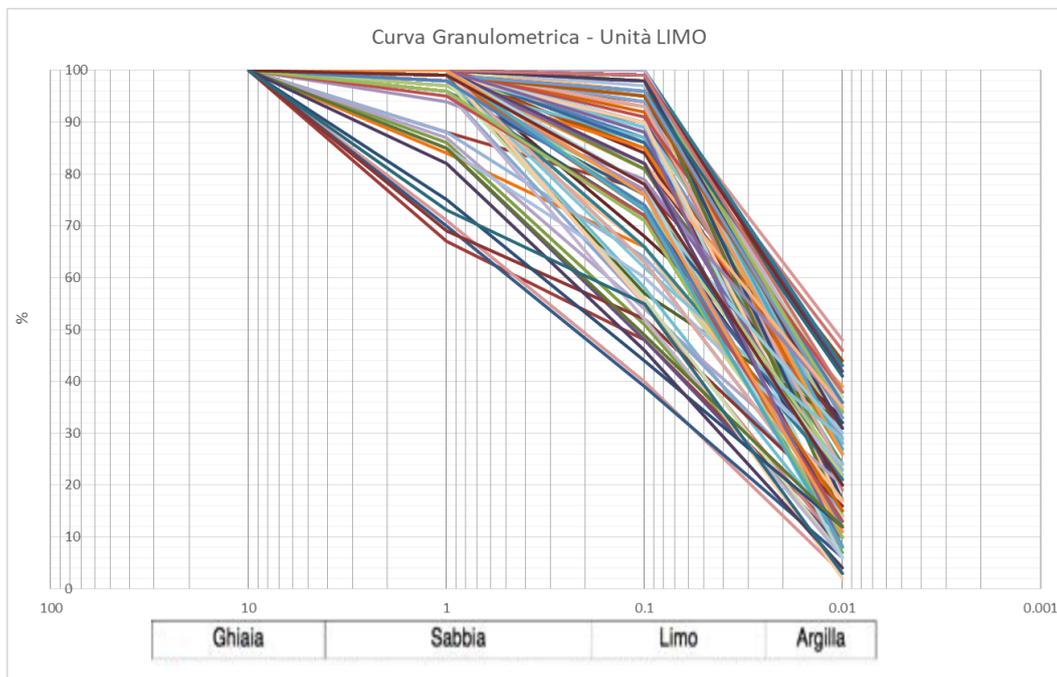
La tabella seguente riassume i dati medi relativi all'unità analizzata.

Tabella 7-16 – Riepilogo composizione granulometrica media dell'unità LIMO

	Ghiaia [%]	Sabbia [%]	Limo [%]	Argilla [%]
Media	3.7	16.8	55.7	23.9
Min	0	0	25	2
Max	33	45	84	48
n dati	106	109	109	109
St.Dev	7.5	12.8	12.1	11.5

Di seguito il grafico che rappresenta la distribuzione granulometrica dei campioni appartenenti all'unità LIMO.

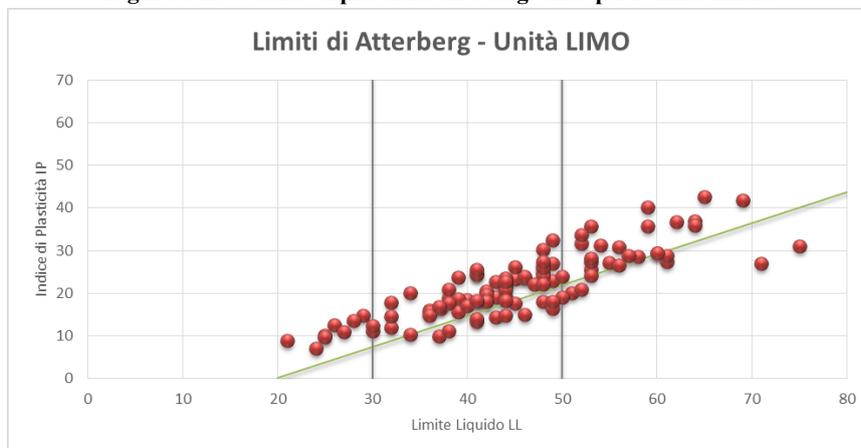
Figura 7.17. Composizione granulometrica unità LIMO



Per quanto riguarda i limiti di Atterberg, i test eseguiti hanno dato valori di limite liquido 21-76%, limite plastico 12-44% e indice plastico 7-43%. Il contenuto naturale d'acqua è tra 12 e 60, i risultati sono riassunti nella tabella Tabella 7-17 seguente:

Tabella 7-17 – Riepilogo analisi limiti di Atterberg, unità LIMO

	Limite Liquidità wl [%]	Limite Plasticità wp [%]	Limite ritiro wr [%]	Indice Plasticità IP	Indice Consistenza Ic	Indice Attività Ia	Contenuto acqua w [%]
Media	45,3	22,3	8,8	22,0	-	1,0	30,1
Min	21,0	12,0	4,0	7,1	0,1	0,4	11,6
Max	75,0	44,0	16,0	42,7	1,4	11,2	59,9
n dati	103	103	6	103	86	96	102
St.Dev	10,6	5,8	4,7	7,7	0,3	1,1	9,7

Figura 7.18 – Carta di plasticità di Casagrande per l'unità LIMO


Dal grafico sovrastante si evince che nei campioni definiti “limo” è presente una forte componente di frazione argillosa (dall’analisi granulometrica risulta che i campioni di “limo” possono comprendere fino ad un 48% di argilla).

Tabella 7-18. Caratterizzazione fisica per l'unità L da prove di laboratorio.

	γ [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	e	n [%]	Sr [%]
Media	18,4	25,8	14,5	18,8	0,8	47,7	93,8
Min	15,5	23,3	10,2	16,0	0,4	26,7	83,0
Max	21,5	26,9	19,2	21,8	1,6	100,0	100,0
n dati	101	117	81	81	101	88	94
St.Dev	1,4	0,4	2,0	1,3	0,3	15,6	4,1

7.6.5 Caratteristiche di resistenza

Inoltre in laboratorio sono disponibili i risultati di prove di taglio diretto e triassiali drenate che hanno prodotto i seguenti risultati medi: dato coesione drenata di 12.6 ÷ 23.0 kPa ed angolo di resistenza al taglio 21.8÷25.7° per quanto riguarda la prova di taglio diretta.

Tabella 7-19 – Riepilogo dati prove di laboratorio, unità LIMO

	Prova di Taglio CD		Prova Taglio Residuo		Prova Triassiale UU		Prova Triassiale CIU				Prova Triassiale CID	
	c' [kPa]	ϕ [°]	c' [kPa]	ϕ [°]	Cu [kPa]	ϕ [°]	Cu [kPa]	ϕ' [°]	c' [kPa]	ϕ [°]	c' [kPa]	ϕ [°]
Media	19.3	26.3	12.6	25.7	95.6		25.3	22.2	23.0	23.5	19.1	24.2
Min	5.4	21.8	12.6	25.7	41.7		25.3	22.2	10.0	20.0	10.1	22.1
Max	50.0	38.5(*)	12.6	25.7	185.5		25.3	22.2	36.0	25.6	25.0	29.0
n dati	28	30	1	1	19		1	1	2	3	12	12
St.Dev	10.2	4			38.9				18.6	3.1	5.3	2.0

(*) i valori appartenenti al rango superiore ($>30^\circ$) sono riconducibili alla componente sabbiosa inclusa nei campioni di limo sabbioso e/o limo con sabbia associati all'unità limo.

Nelle figure seguenti sono graficati i valori di angolo di attrito interno e di coesione efficace in relazione alla profondità per le prove di taglio diretto e prova triassiale CID.

Figura 7.19 – Distribuzione valori angolo di attrito interno, unità LIMO

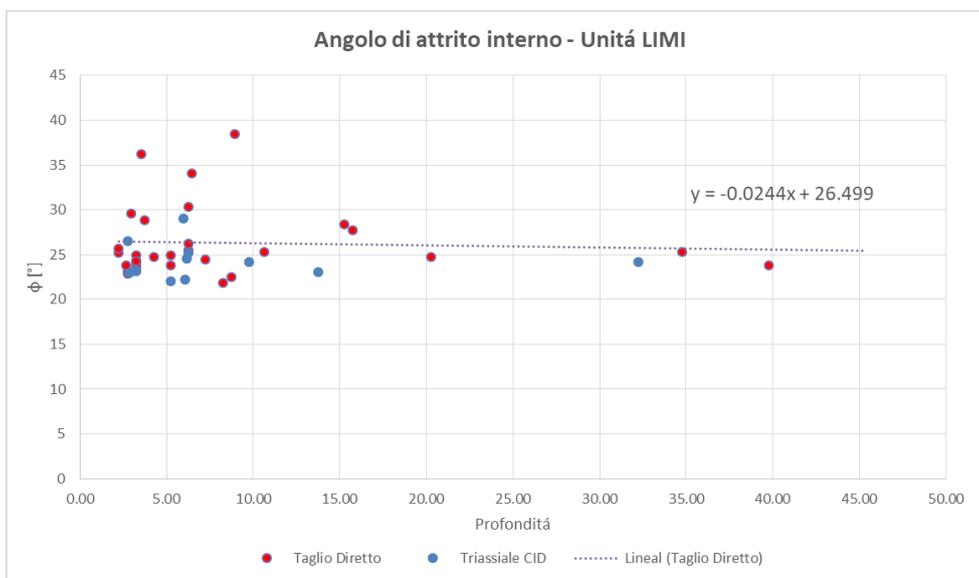
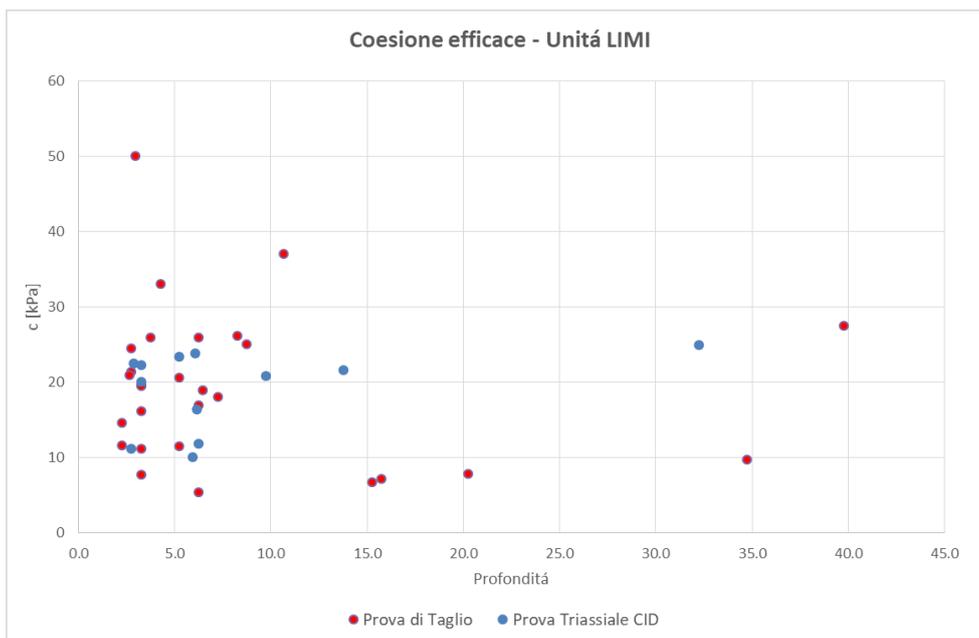


Figura 7.20 – Distribuzione valori coesione efficace, unità LIMO



7.6.6 Caratteristiche di deformabilità

Per la caratterizzazione in termini di deformabilità, ci si basa principalmente sui risultati delle indagini sismiche (Down-Hole e Masw). In particolare si è considerato un rango di Vs compreso tra il valor medio ± 1 deviazione standard.

Tabella 7-20 – Riepilogo velocità medie prove MASW e DH, unità LIMO

	MASW	DH	
	z < 30 m	z < 30 m	30 < z < 50 m
med	231	267	421
min	136	227	354
max	470	373	571
st.dev	93	47	77

Tabella 7-21 – Riepilogo valori medi di G0 e E0 da prove MASW e DH, unità LIMO

	MASW	DH	
	z < 30 m	z < 30 m	30 < z < 50 m
Vs [m/s]	137 ÷ 324	220 ÷ 315	344 ÷ 498
G0 [MPa]	33 ÷ 182	84 ÷ 172	205 ÷ 430
E0 [MPa]	85 ÷ 472	218 ÷ 446	533 ÷ 1119

A partire dalle prove edometriche si può ricavare il Coefficiente di Compressibilità C_c (vedasi **Figura 7.2**) ottenendo:

	Cc
med	0.29
min	0.19
max	0.55
St.Dev	0.10

7.6.7 Correlazioni e confronto con dati di laboratorio

In base alla relazione per la stima della C_u dai valori di SPT indicata nel paragrafo 7.3.2.2, la Figura 7.21 e la Tabella 7-22, riepilogano i dati ottenuti.

Figura 7.21 – Distribuzione valori C_u ottenuti da SPT

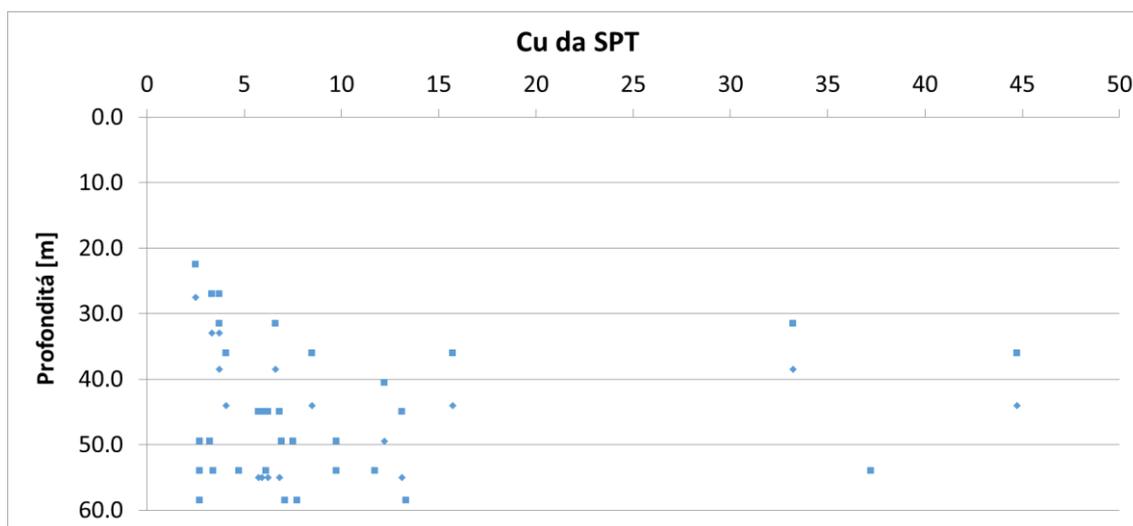


Tabella 7-22 - Sintesi valori della coesione non drenata da SPT per Unità LIMO

	Cu_limo Soft	Cu_limo Firm-stiff	Cu_limo Hard
Nspt di riferimento medio (min-max)	8 (5 - 11)	15 (10 - 20)	28 (20 - 40)
Cu media (min-max) [kPa]	36 (22.5 - 49.5)	67.5 (45 - 90)	126 (90 - 180)

A partire dalle prove CPTU si ottiene una C_u media di 163 kPa (variabile tra 160 e 170 kPa), (la prof media è 6.6 m, e varia tra prof medie comprese tra 3.3 e 10.8 m, per la stima si è considerato un intervallo tra 1 e 12 m).

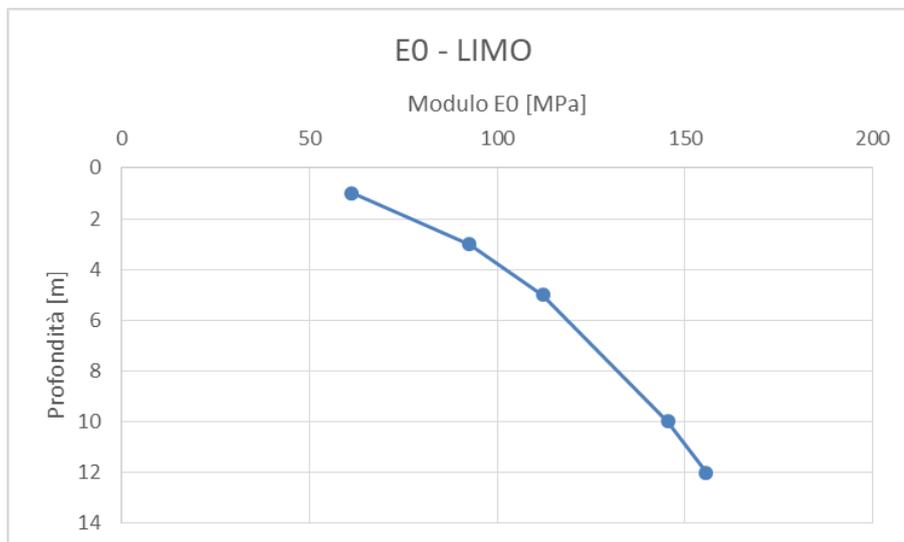
Valori di G_0 ed E_0 ottenuti da prove CPTU, calcolando la media su un intervallo 1 – 12 m (prove CPTU hanno come range di profondità medie 3.3 – 10, con profondità media di 6.6 m):

Tabella 7-23 – Modulo G_0 da formula di Rix e Stokoe – Unità LIMO

	G_0 rix [MPa]	E_0 [MPa]
Media	44	113
Min	24	75
Max	60	152
St.Dev	14.84	38.60

Nella figura seguente viene graficato il valore di E_0 in funzione della profondità.

Figura 7.22 – Andamento modulo E0 in funzione della profondità – Unità LIMO



7.6.8 Sintesi dei risultati per l'unità LIMO

In questo paragrafo si indica la sintesi dei risultati per l'unità LIMO e si identificano gli intervalli dei parametri geo-meccanici.

L'intervallo dei valori per il peso di volume è stato definito considerando i risultati da prove di laboratorio che restituiscono valori compresi tra 15.5 e 21.5 kN/m³ con un valor medio di 18.4 kN/m³; si assume per questa unità, LIMO, il seguente intervallo di valori:

- $\gamma = 17.0 \div 19.8 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale

Per l'angolo di resistenza al taglio si sono ottenuti i seguenti intervalli di valori da prove di laboratorio:

- $\varphi' = 21.8 \div 29.6^\circ$ angolo di resistenza al taglio da prove di laboratorio CD (escludendo i risultati $>30^\circ$)
- $\varphi' = 20.0 \div 25.6^\circ$ angolo di resistenza al taglio da prove di laboratorio TxCIU
- $\varphi' = 22.1 \div 29.0^\circ$ angolo di resistenza al taglio da prove di laboratorio TxCID

Per l'unità LIMO, si definisce il seguente rango di valori di angolo di attrito in modo da definire un intervallo centrato sul valore medio pari a 23.5° (compreso tra il valore minimo e medio delle prove di taglio diretto e coincidente con il valor medio delle prove triassiali CIU):

- $\varphi' = 22 \div 25^\circ$ angolo di resistenza al taglio

Per la coesione drenata si fa riferimento ai risultati delle prove di laboratorio dalle quali si riscontra una variabilità tra 5.4÷50.0 kPa. Si assume, trascurando cautelativamente i valori massimi, il seguente intervallo di valori della coesione drenata:

- $c' = 5 \div 30 \text{ kPa}$ coesione drenata

Per la coesione non drenata si sono ottenuti i seguenti intervalli di valori da prove di laboratorio e in sito:

- $c_u = 25 \div 185 \text{ kPa}$ coesione non drenata da prove di laboratorio
- $c_u = 22 \div 180 \text{ kPa}$ coesione non drenata da prove SPT
- $c_u = 160 \div 166 \text{ kPa}$ coesione non drenata da prove CPT

Si assume quindi per per l'unità LIMO, , il seguente range di valori di coesione non drenata:

- $C_u = 20 \div 180 \text{ kPa}$ coesione non drenata

Dai risultati delle prove sismiche (Down-Hole e Masw) e tramite correlazioni basate su prove CPTU e velocità delle onde di taglio (Vs) si ottengono i seguenti valori di E₀ (valore medio ± dev.St.):

- $E_0 = 85 \div 472 \text{ MPa}$ da prove MASH prof 0-10m
- $E_0 = 218 \div 446 \text{ MPa}$ da prove DH per $z < 30$
- $E_0 = 533 \div 1119 \text{ MPa}$ da prove DH per $30 < z < 50$
- $E_0 = 75 \div 152 \text{ MPa}$ da prove CPTU prof media 6.6m (prof medie da 3 a 10m)

Quindi si definisce il seguente rango:

- $E_0 = 85 \div 1000 \text{ MPa}$

E si stimano i seguenti intervalli di di valori per il modulo di deformazione "operativo" pari a:

- $E = E_0 / 5 \Rightarrow 15 \div 200 \text{ MPa}$ per le opere di sostegno e per le fondazioni;
- $E = E_0 / 10 \Rightarrow 8 \div 100 \text{ MPa}$, nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati.

Relazione geotecnica generale	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00 D 78	RH	GE0600 001	B	77 di 144

In corrispondenza dell'unità in esame sono state eseguite le prove di permeabilità tipo Lefranc dalle quali si ottiene il seguente valore medio della permeabilità, che indica depositi con permeabilità medio-bassa (compresa tra 10^{-7} e 10^{-6} m/s):

- $k = 3.5 \text{ E}^{-06} \text{ m/s}$ coefficiente di permeabilità

7.7 UNITÀ S - SABBIA

Le sabbie principalmente si dividono in due sub-unità: sabbie con una componente fine argillosa-limosa, e sabbie medie, con componente ghiaiosa talvolta. Si presentano da moderatamente consistenti a mediamente consistenti-consistenti. Generalmente presentano colore sulla tonalità marrone (da chiaro/avana a scuro) oppure grigio, da debolmente a molto umide.

Figura 7.23 – Esempio cassetta – Unità SABBIA



Sondaggio BH1- profondità 15-20 m – descrizione 15.30 – 22.00m: Sabbie con ghiaia medio e medio grossolana e sabbie medie con ghiaia medio grossolana ciottolose. I ciottoli si presentano arrotondati così come le ghiaie medio grossolane, da addensate a molto addensate (conglomerati) per lo più calcaree debolmente umide.

Sondaggio BH4 – profondità 15-20 m, descrizione 13.00-24.00 m: Sabbie fini con laminazioni piano parallele di colore ocra, molto umide, da poco a moderatamente addensate. Sono presenti tracce e patine di ossidazione di colore arancio. Sono altresì presenti ghiaie grossolane centimetriche arrotondati, poco frequenti. A 23,00 m dal p.c. si rinvencono frammenti di travertino fitoclastico.

7.7.1 Prove in situ - Analisi SPT

Nel grafico seguente, sono rappresentati i valori di N_{SPT} in relazione alla profondità dove è stata effettuata la prova. Sono rappresentate due serie, una relativa al dato grezzo ed un'altra con i valori "corretti". Nel caso di materiali granulari, oltre alla correzione relativa al livello freatico, è stato considerato il fattore correttivo CN per tenere in conto della profondità a cui è stata eseguita la prova.

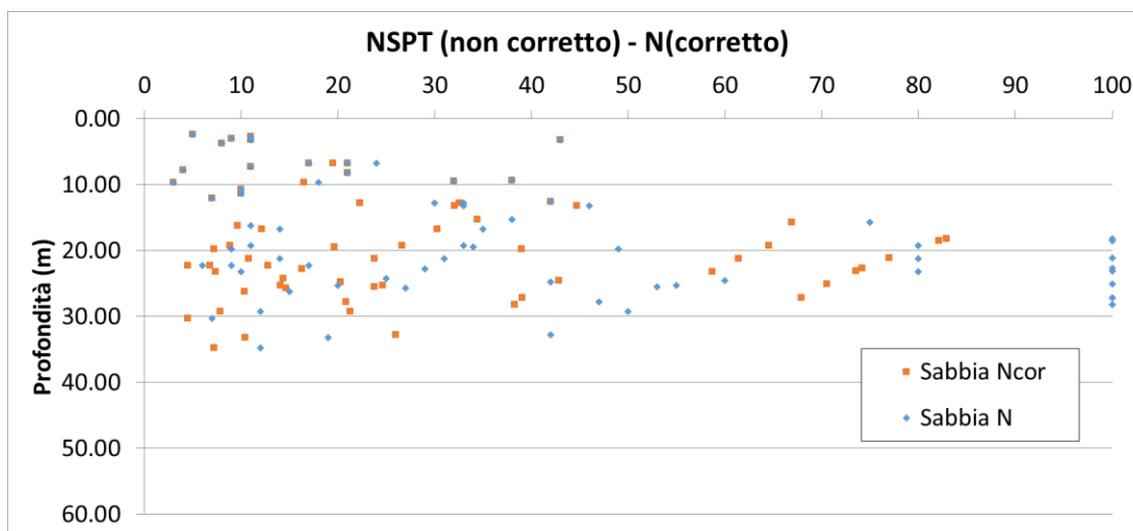
$$N_{corretto} = C_N \cdot N$$

Dove:

$$C_N = \left(\frac{1}{\left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^2} \right) \quad \text{per } \sigma'_v > 100 \text{ KN/m}^2$$

La Figura 7.24 e la Figura 7.25 rappresentano graficamente la distribuzione dei valori corretti e non corretti delle prove SPT effettuate sull'unità SABBIA (68 risultati in totale).

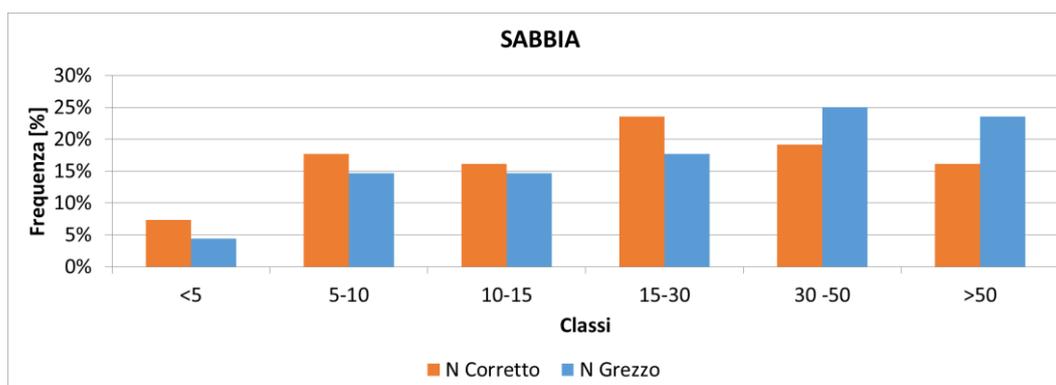
Figura 7.24 – Distribuzione in funzione della profondità dei valori di SPT per l'unità SABBIA



Dalle prove SPT si sono ottenuti valori di N_{spt} corretto compresi fra 3 e 83 colpi/30 cm, ad indicare un'estrema variabilità nel grado di addensamento dei depositi sabbiosi, anche dipendendo dalla composizione granulometrica. Si è proceduto a suddividere i risultati in due classi, in base al contenuto di particelle fini:

- Sabbie fini con una rilevante componente di fini (sabbie limoso - argillose)
- Sabbie medie - grossolane

Figura 7.25 - Distribuzioni in classi dei valori di SPT per l'unità SABBIA



Nella Tabella 7-24 sono riepilogati i valori medi, min e massimo delle prove N_{spt} suddivise secondo la

classificazione precedente, tenendo in conto i valori corrispondenti al rango di N_{spt} caratteristico delle due sub-unità.

Tabella 7-24 – Riepilogo valori N_{spt} in base alla classificazione tenendo in conto della presenza di materiale fine. Unità SABBIA

	Sabbie fini (limoso /argillose)	Sabbie medio-grossolane
Rango caratteristico	15-30 (43%)	30-50 (21%)
Media	21	37
Min	16	32
Max	26	45
n dati	13	8
St.Dev	11	16

7.7.2 Prove in situ – Analisi CPTU

Le prove CPTU sono state suddivise in base alla posizione del sondaggio ed al tipo di materiale incontrato, ottenuto dall'analisi del valore I_c e dal confronto con il profilo geologico. In questo modo si è potuto ottenere un valore medio di resistenza alla punta penetrometrica (q_c) e di attrito laterale (f_s) relativo all'unità analizzata, in questo caso SABBIA.

Nella Figura 7.26 è possibile vedere l'andamento dei valori di q_c e f_s in funzione della profondità per le prove eseguite, mentre nella Tabella 7-25 sono riepilogati i valori medi ottenuti.

Figura 7.26 – Andamento della resistenza alla punta (qc) per l'unità SABBIA (prove PD e PFTE)

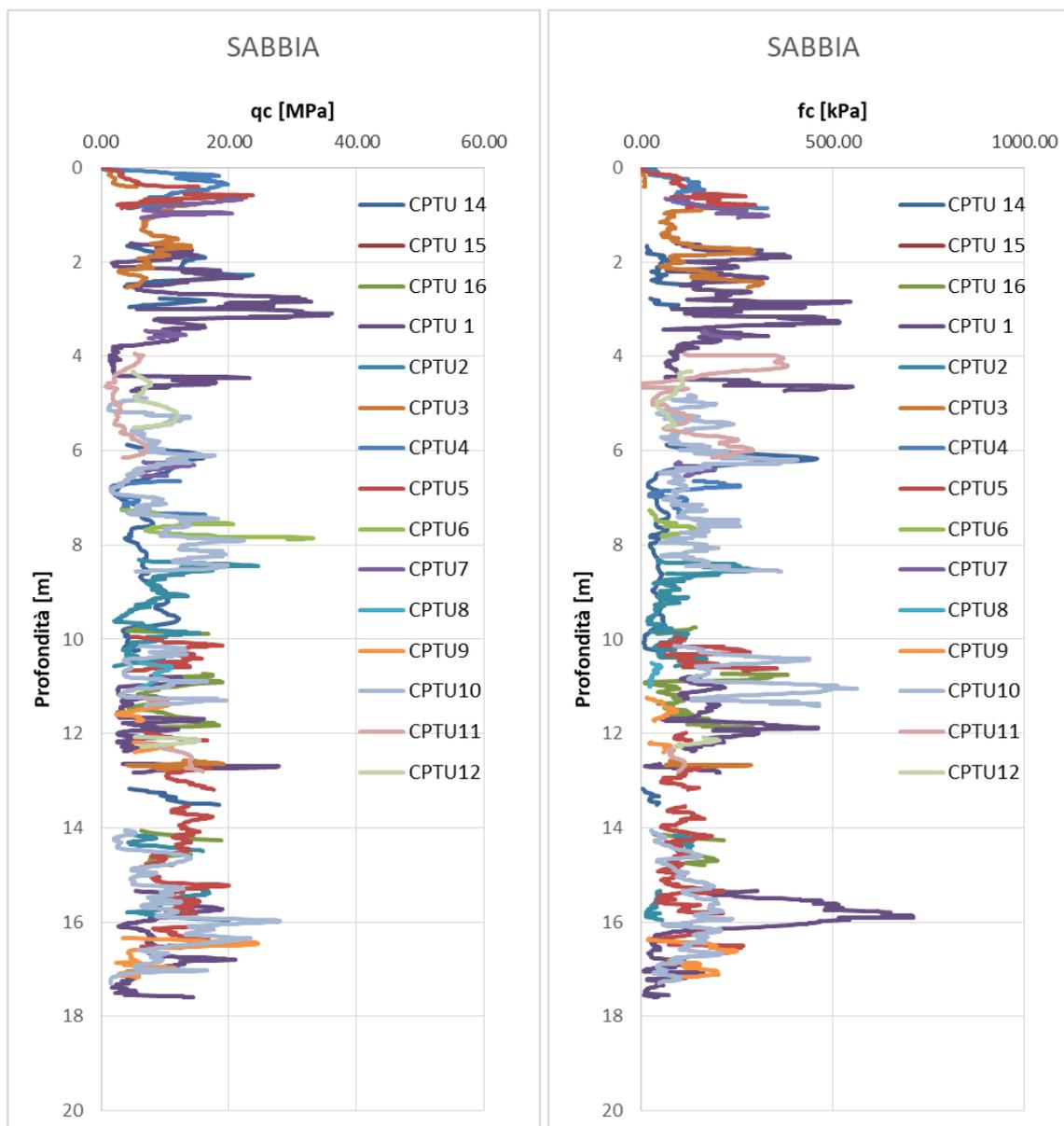


Tabella 7-25 – Valore medio resistenza alla punta qc e fc per l'unità SABBIA

	Unità SABBIA
Media Qc [MPa]	9.3
Media Fs [kPa]	112.0

7.7.3 Prove in situ – Permeabilità

In corrispondenza dell'unità in esame sono disponibili prove di permeabilità tipo Lefranc, che hanno dato valori di permeabilità compresi fra $1.2 \cdot 10^{-7}$ m/s e $1.3 \cdot 10^{-5}$ m/s; distinguendo le due sub-unità identificate, si possono definire i seguenti valori medi: $2.3 \cdot 10^{-6}$ m/s per le sabbie fini e $5.7 \cdot 10^{-6}$ m/s per le sabbie medio-grossolane.

Tabella 7-26. Coefficiente di permeabilità da prove Lefranc sull'unità SABBIA

	SL (sabbie fini)	S (sabbie medio-grosslane)
	K [m/s]	K [m/s]
Media	2.26E-06	5.72E-06
Min	1.20E-07	2.32E-06
Max	7.79E-06	1.37E-05
n dati	6	4
St.Dev	2.91E-06	5.38E-06

7.7.4 Caratterizzazione fisica da prove di laboratorio

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati sia campioni rimaneggiati sia campioni indisturbati su cui sono state eseguite prove di laboratorio. Dalle analisi granulometriche, il deposito è caratterizzato da:

- percentuale di ghiaia generalmente compresa fra 0 e 39;
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 36 e 93;
- percentuale di limo generalmente compresa fra 7 e 41;
- percentuale di argilla generalmente compresa fra 0 e 26.

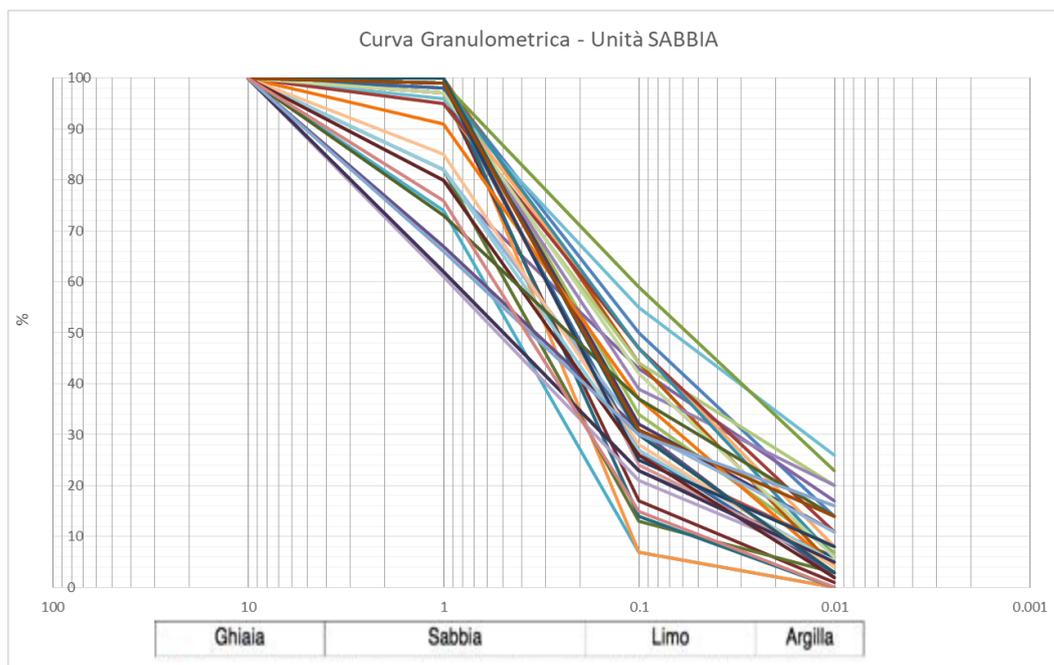
La Tabella 7-27 seguente riassume i dati medi relativi all'unità analizzata.

Tabella 7-27 – Riepilogo distribuzione granulometrica media unità SABBIA

	Ghiaia [%]	Sabbia [%]	Limo [%]	Argilla [%]
Media	11.5	57.1	23.4	8.1
Min	0	36	7	0
Max	39	93	41	26
n dati	36	36	36	36
St.Dev	13.2	15.1	9.2	6.9

Di seguito il grafico che rappresenta la distribuzione granulometrica dei campioni appartenenti all'unità SABBIA

Figura 7.27. Composizione granulometrica unità SABBIA



Sui campioni di sabbia con un contenuto importante di particelle fini si sono potuti definire i limiti di Atterberg; i test eseguiti hanno dato valori di limite liquido 43-87%, limite plastico 19-41% e indice plastico 15-56%. Il contenuto naturale d'acqua è tra 20 e 47, i risultati sono riassunti nella Tabella 7-28 seguente:

Tabella 7-28. Granulometria e limiti di Atterberg per l'unità SABBIA (SL).

	Limite Liquidità wl [%]	Limite Plasticità wp [%]	Limite ritiro wr [%]	Indice Plasticità IP	Indice Consistenza Ic	Indice Attività Ia	Contenuto acqua w [%]
Media	34.2	21.8	5.0	12.3	0.7	1.2	28.3
Min	18.0	12.0	5.0	3.0	0.0	0.3	9.0
Max	55.0	43.0	5.0	21.0	1.3	3.2	149.6
n dati	18	18	1	18	16	17	30
St.Dev	11.8	8.7		5.0	0.4	0.7	26.2

Nella Tabella 7-29 sono invece riportati i valori del peso di volume naturale ottenuto dalle prove di laboratorio, come si può vedere essi ricadono nell'intervallo tra 16.1 e 21.4 kN/m³, con un valore medio pari a 19.1 kN/m³.

Tabella 7-29. Caratterizzazione fisica per l'unità SABBIA da prove di laboratorio

	γ kN/m ³	γ_s kN/m ³	γ_d kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	e	n %	S_r %
Media	19.1	26.0	16.0	19.7	0.7	38.7	85.2
Min	16.1	24.9	10.8	16.4	0.3	24.2	50.5
Max	21.4	26.5	19.4	21.7	1.3	57.0	99.0
n dati	25	37	22	22	24	22	25
St.Dev	1.5	0.3	2.3	1.5	0.3	8.5	11.8

7.7.5 Caratteristiche di resistenza

Inoltre sono disponibili i risultati di prove di taglio diretto e prove a compressione triassiale che hanno dato valori di coesione drenata tra $3 \div 19$ kPa (media 7.7 kPa) ed angolo di resistenza al taglio $25.9 \div 31.6^\circ$ (media 28.9°) per la prova di taglio diretto.

Tabella 7-30. Prove di laboratorio sull'unità SABBIA

	Prova di Taglio CD		Prova Triassiale CIU			
	c [kPa]	ϕ [°]	C_u [kN/m ²]	ϕ [°]	C' [kN/m ²]	ϕ' [°]
Media	7.7	28.9				30.5
Min	3.0	25.9				-
Max	19.0	31.6				-
n dati	14	14				1
St.Dev	4.1	1.6				-

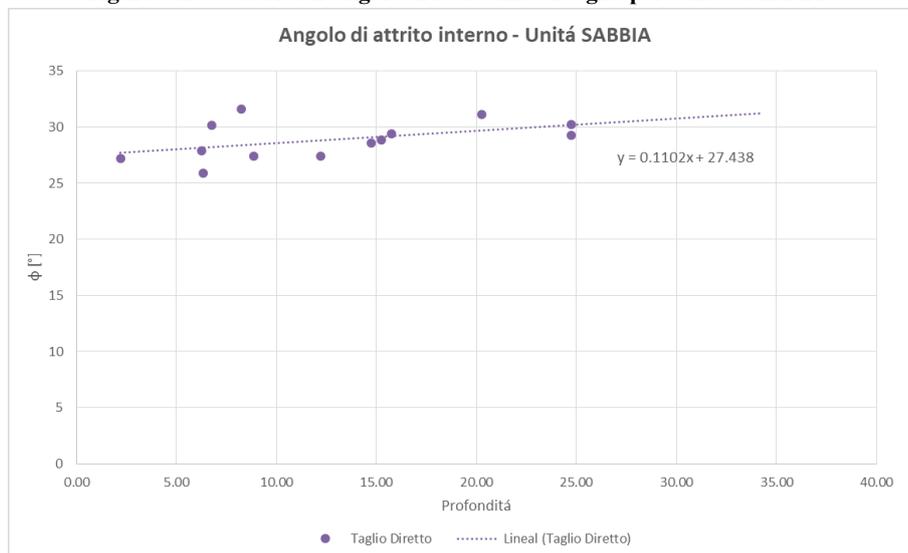
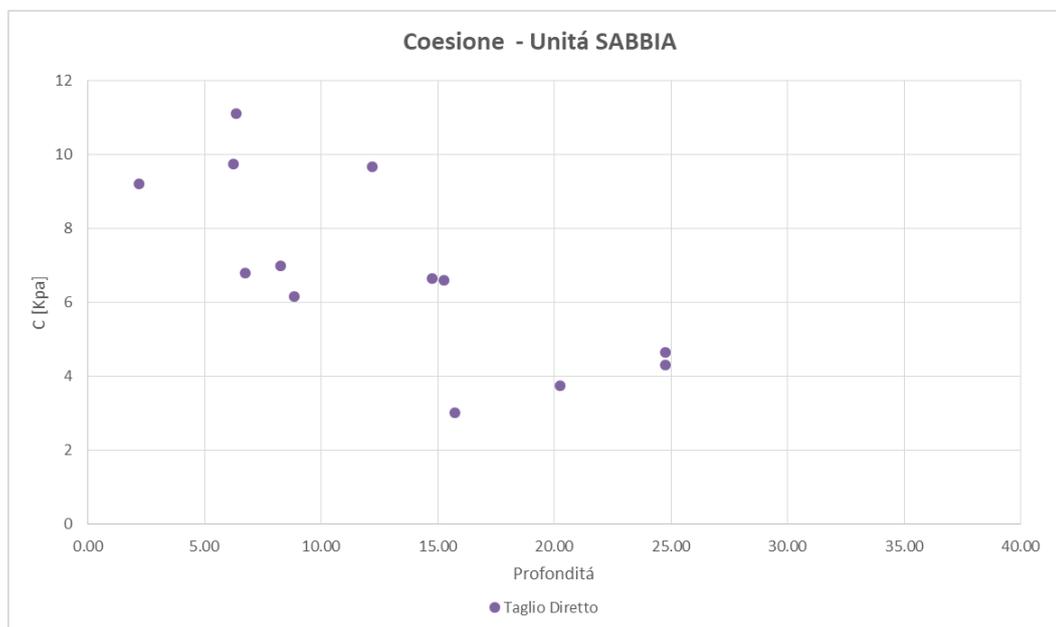
Figura 7.28. Valori dell'angolo di resistenza al taglio per Unità SABBIA


Figura 7.29. Valori della coesione efficace per l'unità SABBIA


7.7.6 Caratteristiche di deformabilità

Per la caratterizzazione in termini di deformabilità, ci si basa principalmente sui risultati delle indagini sismiche (Down-Hole e Masw). Inoltre nel seguente paragrafo si fa riferimento alle correlazioni di Ohta e Goto (1978) e Yoshida et al(1988) basate sui risultati dell'Nspt.

Dalle prove sismiche Down-Hole eseguite in questi terreni, si osservano velocità delle onde di taglio (V_s) comprese tra 311 m/s e 448 m/s, generalmente crescenti con la profondità; questi valori sono abbastanza superiori a quelli dall'interpretazione delle prove SPT, compresi tra 174 e 300 m/s. Da questi valori si stima un intervallo di valori del modulo di deformazione a taglio iniziale (G_0) ed elastico iniziale (a piccole deformazioni) (E_0) (valori ottenuti facendo media \pm dev.st).

Sia nelle prove DH che in quelle MAWS, i risultati si riferiscono ad una profondità massima di 30 m.

Tabella 7-31 – Riepilogo velocità medie prove MASW e DH, unità SABBIA

	MASW (10-30 m)	DH (0-30 m)
	V [m/s]	V [m/s]
med	380	340
min	301	198
max	428	470
st.dev	69	106

Tabella 7-32 – Riepilogo valori medi di G0 e E0 da prove MASW e DH, unità SABBIA

	MASW (10-30 m)	DH (0-30 m)
Vs [m/s]	311 ÷ 428	234 ÷ 446
G0 [MPa]	177 ÷ 336	101 ÷ 366
E0 [MPa]	461 ÷ 874	262 ÷ 951

7.7.7 Correlazioni e confronto con i dati di laboratorio

Di seguito vengono riportati i risultati delle correlazioni per i materiali granulari esposte nel paragrafo 7.3.

Per la stima della densità relativa in funzione del N_{spt} si sono utilizzate le correlazioni di Gibs & Holz (G & H) e di Terzaghi (T), ottenendo i seguenti risultati:

Tabella 7-33 – Riepilogo correlazioni densità relativa, unità SABBIA

	Sabbia limosa/argillosa		Sabbia medio-grossolana	
	G & H	T	G & H	T
Media]	0.74	0.5	0.91	0.75
Min	0.5	0.5	0.7	0.7
Max	0.9	0.7	1.0	0.9
n dati	7	7	9	9
St.Dev	0.1	0.1	0.1	0.1

Nella tabella seguente sono riepilogati i valori ottenuti dalle relazioni per il calcolo dell'angolo di attrito in funzione del N_{spt}.

Tabella 7-34 – Riepilogo risultati correlazioni per l'angolo d'attrito, unità SABBIA

	Sabbia limosa/argillosa		Sabbia media	
	φ Peck	φ schemert	φ Peck	φ schemert
Media	33.5	41.2	36.8	45.1
Min	30.2	33.2	33.7	41.0
Max	35.9	45.4	39.5	48.0
n dati	7	7	9	9
St.Dev	1.8	4.0	1.9	2.3

Nella tabella seguente è invece determinato il valore dell'angolo di attrito dal valore di q_c medio ottenuto dall'analisi delle prove CPTU relative all'unità SABBIA. Il valore proposto si riferisce ad una profondità media di 20 m.

Tabella 7-35 – Determinazione angolo di attrito a partire da prove CPTU

	ϕ 1(CPTU)	ϕ 2 (CPTU)
Valore medio ad una profondità di 20 m	37.6	37.9

Infine, i dati ottenuti dalle prove MASW e DH sono stati confrontati con i risultati ottenuti dalle correlazioni per la determinazione della velocità attraverso le formule di Ohta e Yoshida (a partire da N_{spt}) e di Rix e Stokoe (a partire da CPTU). Una volta determinata la V_s è possibile stimare i parametri di deformazione G_0 e E_0 .

Tabella 7-36 – Determinazione V_s , G_0 e E_0 da prove in situ N_{spt} , unità SABBIA

	Sabbie fini, Limoso Argillose						Sabbie medio-grossolane					
	Ohta			Yoshida			Ohta			Yoshida		
	V_s [m/s]	G_0 [MPa]	E_0 [MPa]	V_s [m/s]	G_0 [kPa]	E_0 [kPa]	V_s [m/s]	G_0 [kPa]	E_0 [kPa]	V_s [m/s]	G_0 [kPa]	E_0 [kPa]
Media	222.0	92	239	197.1	72	187	248.3	114	296	258.3	123	320
min	179.6	59	154	173.8	55	144	226.0	94	244	237.3	103	269
max	264.5	128	334	235.7	102	265	287.0	151	393	300.9	166	432
n. dati	13	13	13	7	7	7	8	8	8	9	9	9
St. Dev	30.4	24	64	23.1	17	45	18.6	18	46	22.3	22	57

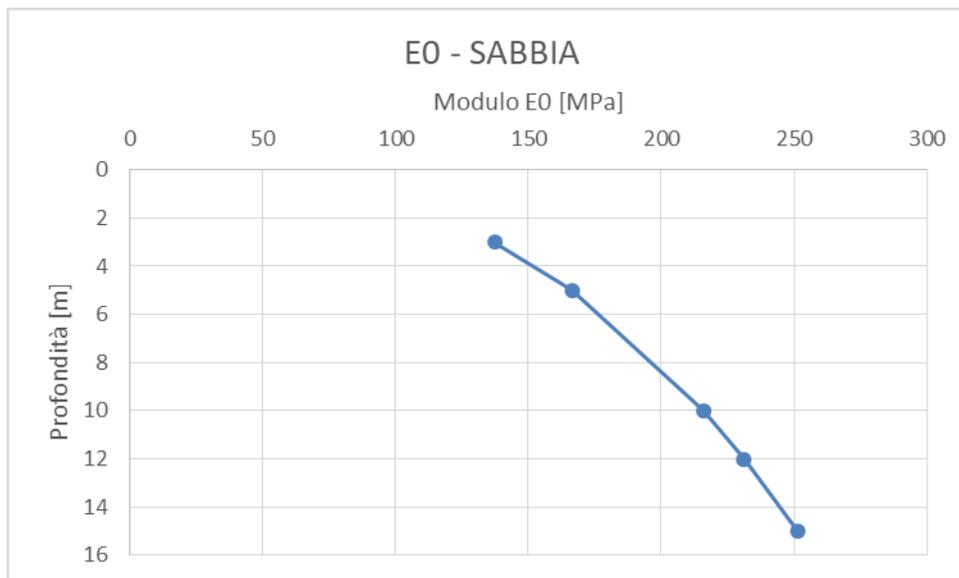
I valori di G_0 ed E_0 ottenuti a partire da prove CPTU, calcolando la media su un intervallo 3 – 15m (le prove CPTU hanno come range di profondità medie 2.3 – 14, con profondità media di 8.4 m) sono i seguenti:

Tabella 7-37 – Modulo G_0 da formula di Rix e Stokoe – Unità SABBIA

	G_0 [MPa]	E_0 [MPa]
Media	74	192
Min	54	142
Max	93	243
St.Dev	19.5	50.7

Nella figura seguente viene graficato il valore di E_0 in funzione della profondità.

Figura 7.30 – Andamento modulo E_0 in funzione della profondità – Unità SABBIA



7.7.8 Sintesi dei risultati per l'unità SABBIA

Questo paragrafo raccoglie la sintesi dei risultati per l'unità Sabbia ed indica gli intervalli dei parametri meccanici.

L'intervallo dei valori per il peso di volume è stato definito considerando i risultati da prove di laboratorio che restituiscono valori compresi tra 16.1 e 21.4 kN/m³. Si assume per questa unità, Sabbia, il seguente intervallo di valori:

- $\gamma = 17.6 \div 20.6 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale

Per l'angolo di resistenza al taglio si sono ottenuti i seguenti intervalli di valori da prove di laboratorio e in sito:

- $\phi' = 25.9 \div 31.6^\circ$ angolo di resistenza al taglio da prove di laboratorio
- $\phi' = 30.2 \div 39.5^\circ$ angolo di resistenza al taglio da prove SPT usando correlazione di Peck

Per questa unità si ritengono significativi i seguenti intervalli, definiti dai risultati delle prove di laboratorio per quanto riguarda il limite inferiore (valore minimo per le sabbie limose, e valore medio per le sabbie medie) e dai risultati delle correlazioni (valori minimi della Tabella 7-34) per stabilire i limiti superiori.

- ϕ' (sabbia limosa/argillosa, SL) = $26 \div 30^\circ$ angolo di resistenza al taglio
- ϕ' (sabbia media, S) = $29 \div 33^\circ$ angolo di resistenza al taglio

Per la coesione drenata si fa riferimento ai risultati delle prove di laboratorio dalle quali si riscontra una variabilità tra 3÷19 kPa. Si assume, trascurando cautelativamente i valori massimi ottenuti dai campioni dove è prevalente la frazione fine, il seguente intervallo di valori della coesione drenata per la sub-unità SL:

- $c' = 0 \div 5 \text{ kPa}$ coesione drenata

Dai risultati delle prove sismiche (Down-Hole e Masw) e dall'analisi ottenuta correlando N_{spt} con la velocità delle onde di taglio (V_s) si ottengono i seguenti valori di E_0 (valore medio \pm dev.St.):

- $E_0 = 150 \div 430 \text{ MPa}$ da correlazioni N_{spt} per $z < 30 \text{ m}$
- $E_0 = 461 \div 874 \text{ MPa}$ da prove MASH per prof 10-30 m
- $E_0 = 262 \div 951 \text{ MPa}$ da prove DH per $z < 36 \text{ m}$
- $E_0 = 142 \div 243 \text{ MPa}$ da prove CPTU prof medie da 2 a 15m

Quindi si definisce il seguente rango:

- $E_0 = 200 \div 800 \text{ MPa}$

E si stimano i seguenti intervalli di valori per il modulo di deformazione "operativo" pari a:

- $E = E_0 / 5 \Rightarrow 40 \div 160 \text{ MPa}$ per le opere di sostegno e per le fondazioni;
- $E = E_0 / 10 \Rightarrow 20 \div 80 \text{ MPa}$, nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati.

In corrispondenza dell'unità in esame sono state eseguite prove di permeabilità tipo Lefranc dalle quali si ottiene i seguenti valori medi della permeabilità:

- $k = 2.3 \text{ E}^{-06} \text{ m/s}$ per le sabbie fini
- $k = 5.7 \text{ E}^{-06} \text{ m/s}$ per le sabbie medio-grossolane

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione geotecnica generale	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	NN1X	00 D 78	RH	GE0600 001	B	90 di 144

7.8 UNITÀ GHIAIA

Rientrano in questa categoria i materiali granulari di grosse dimensioni quali ghiaie e piccoli ciottoli, spesso con presenza di sabbia.

Figura 7.31 – Esempio cassetta, unità GHIAIA



Sondaggio BH3- profondità 20-25 m – descrizione 17.00 – 25.00 m: Ghiaie medie e medio grossolane eterometriche, sabbiose moderatamente addensate ad addensate debolmente umide, umide.

7.8.1 Prove in situ - Analisi SPT

In corrispondenza di questa unità sono disponibili i risultati di 37 prove SPT che hanno dato valori compresi fra 18 e 100 colpi/30 cm (Figura 7.32 e Figura 7.33).

Figura 7.32 – Distribuzione in funzione della profondità dei valori di SPT per l'unità GHIAIA

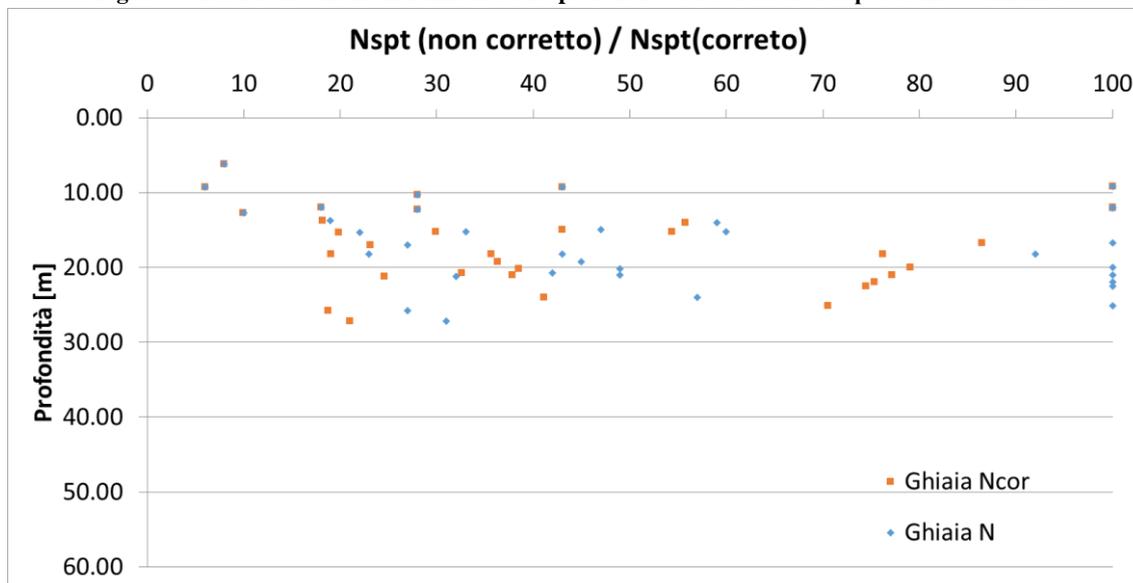


Figura 7.33 – Distribuzioni in classi dei valori di SPT per l'unità GHIAIA

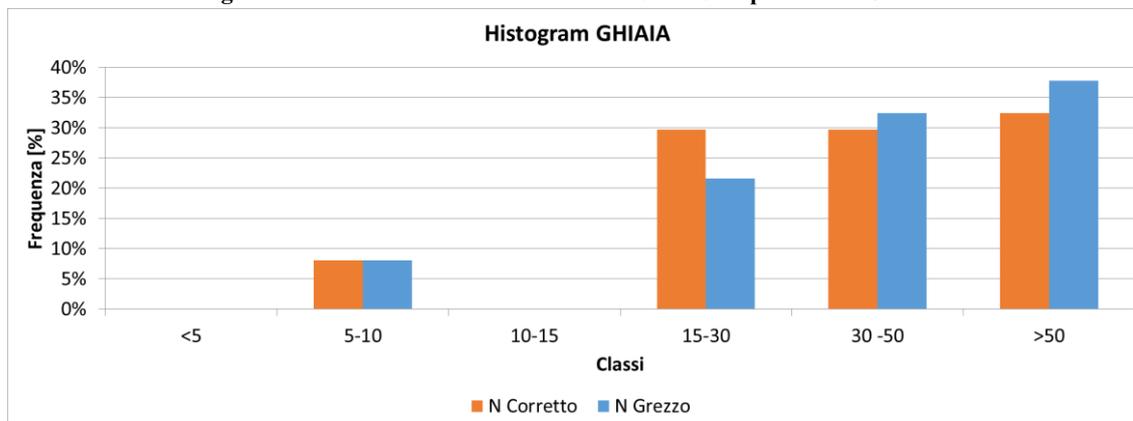


Tabella 7-38 – Riepilogo valori Nspt caratteristici per l'Unità GHIAIA

	Ghiaia
Rango caratteristico	30-50 (30%)
Media	40
Min	33
Max	49
n dati	8
St.Dev	5

7.8.2 Prove in situ – Analisi CPTU

Le prove CPTU sono state suddivise in base alla posizione del sondaggio ed al tipo di materiale incontrato, ottenuto dall'analisi del valore I_c e dal confronto con il profilo geologico. In questo modo si è potuto ottenere un valore medio di resistenza alla punta penetrometrica (q_c) e all'attrito laterale (f_s) relativo all'unità analizzata, in questo caso GHIAIA.

Nella Figura 7.34 è possibile vedere l'andamento dei valori di q_c ed f_s in funzione della profondità per le prove eseguite, mentre nella Tabella 7-39 sono riepilogati i valori medi ottenuti.

Figura 7.34 – Andamento della resistenza alla punta (q_c) per l'unità GHIAIA (prove PD e PFTE)

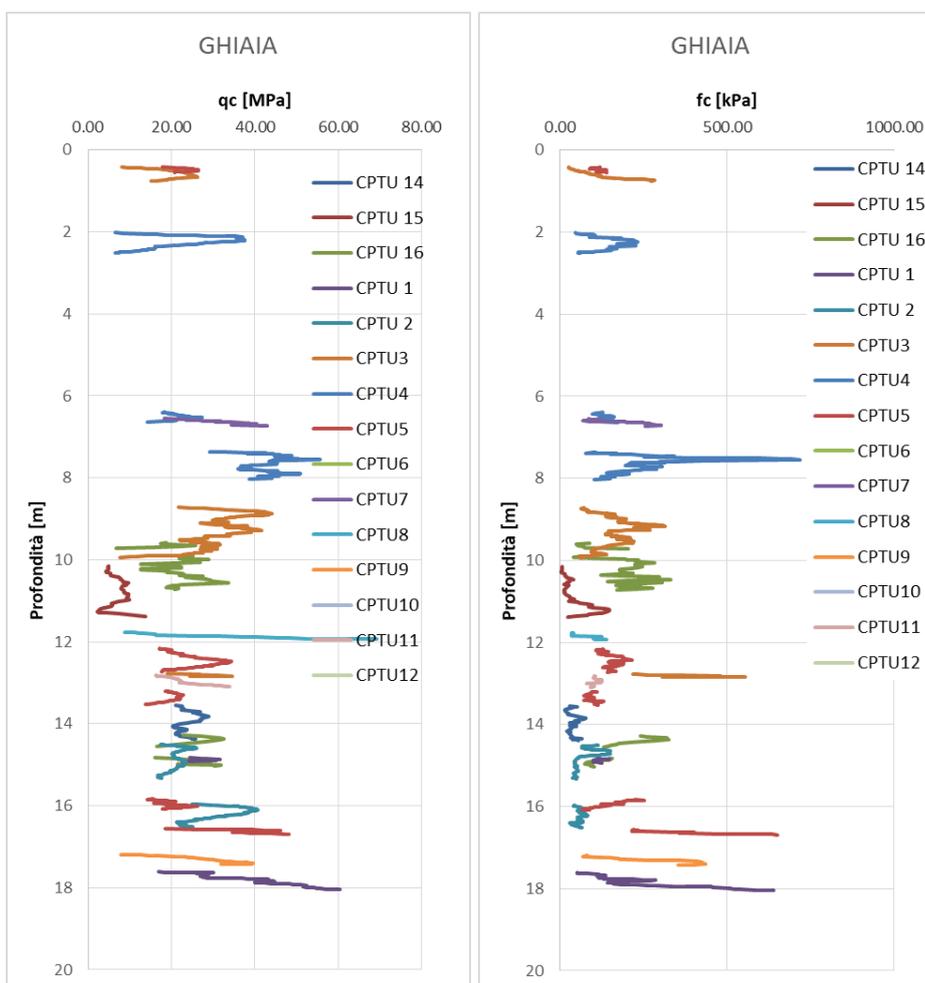


Tabella 7-39 – Valore medio resistenza alla punta e f_s per l'unità GHIAIA

	Unità GHIAIA
Media Q_c [MPa]	26.0
Media F_s [kPa]	145.9

7.8.3 Prove in situ – Permeabilità

In corrispondenza dell'unità in esame sono disponibili due prove di permeabilità tipo Lefranc, che hanno dato valori di permeabilità di $1.1 \cdot 10^{-5}$ m/s e $1.5 \cdot 10^{-4}$ m/s; si ottiene quindi un valore medio della permeabilità pari a $7.8 \cdot 10^{-5}$ m/s, riconducibile ad un deposito a permeabilità medio-alta.

7.8.4 Caratterizzazione fisica da prove di laboratorio

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati sia campioni rimaneggiati sia campioni indisturbati su cui sono state eseguite prove di laboratorio. Dalle analisi granulometriche, questa unità è caratterizzata da:

- percentuale di ghiaia generalmente compresa fra 34 e 81;
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 13 e 39;
- percentuale di limo generalmente compresa fra 4 e 37;
- percentuale di argilla generalmente compresa fra 0 e 10

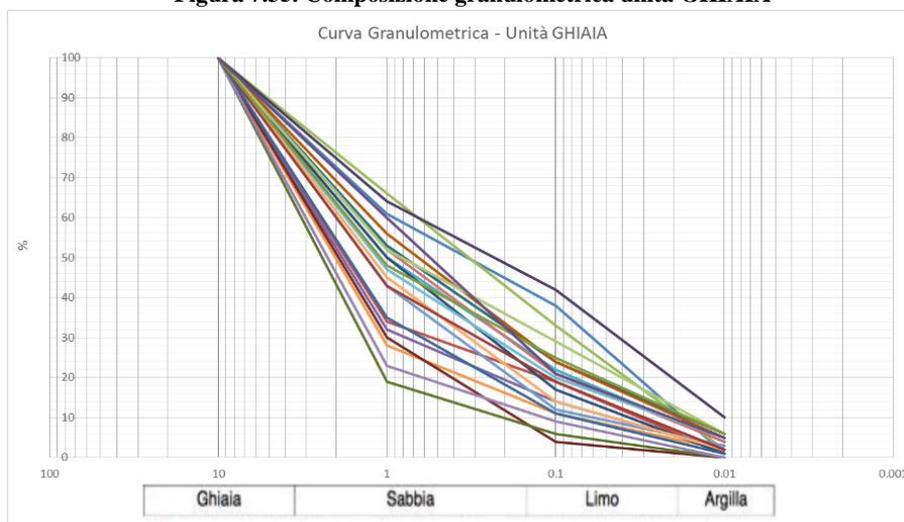
La seguente Tabella 7-40 riassume i dati medi relativi all'unità analizzata:

Tabella 7-40 – Riepilogo distribuzione granulometrica media unità GHIAIA

	Ghiaia [%]	Sabbia [%]	Limo [%]	Argilla [%]
Media	55.0	25.3	16.7	3.4
Min	34	13	4	0
Max	81	39	37	10
n dati	22	22	22	20
St.Dev	13.3	6.9	8.3	2.5

Di seguito il grafico che rappresenta la distribuzione granulometrica dei campioni appartenenti all'unità GHIAIA.

Figura 7.35. Composizione granulometrica unità GHIAIA



Nei campioni contenenti una certa percentuale di fini, si è eseguita una caratterizzazione fisica per definire i limiti di Atterberg; i test eseguiti hanno dato valori di limite liquido compreso tra 15-39%, limite plastico 12-21% e indice plastico 1.3-24%. Il contenuto naturale d'acqua è tra 15 e 24, i risultati sono riassunti nella Tabella 7-41 seguente:

Tabella 7-41. Granulometria e limiti di Atterberg per la componente di fini compresa nell'unità GHIAIA

	Limite Liquidità wl [%]	Limite Plasticità wp [%]	Indice Plasticità IP	Indice Consistenza Ic	Indice Attività Ia	Contenuto acqua w [%]
Media	21.6	14.8	6.9	0.6	1.5	19.9
Min	15.0	12.0	1.3	0.6	0.6	15.4
Max	39.0	21.0	24.0	0.6	2.8	24.4
n dati	14	14	14	2	13	2
St.Dev	6.4	2.7	5.9	0.0	0.6	6.4

Nella Tabella 7-42 sono invece riportati i valori del peso di volume naturale ottenuto da prove di laboratorio (valore medio pari a 18.6 kN/m³), ed altri parametri per la caratterizzazione fisica (indice dei vuoti e, porosità n, ..).

Tabella 7-42. Caratterizzazione fisica per l'unità GHIAIA da prove di laboratorio

	γ kN/m ³	γ_s kN/m ³	γ_d kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	e	n %	Sr %
Media	18.6	26.1	15.5	19.4	0.7	39.5	78.8
Min	18.5	25.3	15.0	19.0	0.6	38.3	65.6
Max	18.7	26.9	16.0	19.8	0.8	40.7	92.0
n dati	2	22	2	2	3	2	2
St.Dev	0.1	0.3	0.7	0.6	0.1	1.7	18.7

7.8.5 Caratteristiche di resistenza

Per questa unità, è disponibile un'unica prova di laboratorio di taglio diretto, che ha fornito i seguenti risultati:

Tabella 7-43. Prove di laboratorio sull'unità GHIAIA

	Prova di Taglio CD	
	c [kPa]	ϕ [°]
Media	8.1	28.6
n dati	1	1

7.8.6 Caratteristiche di deformabilità

Per la caratterizzazione in termini di deformabilità, ci si basa principalmente sui risultati delle indagini sismiche (Down-Hole e Masw). Dalle prove sismiche Down-Hole eseguite in questi terreni., si osservano velocità delle onde di taglio (V_s) comprese tra 220 m/s e 600 m/s, generalmente crescenti con la profondità. Da questi valori si stimano valori del modulo di deformazione a taglio iniziale (G_0) ed elastico iniziale (a piccole deformazioni) (E_0):

Tabella 7-44 – Riepilogo velocità medie prove MASW e DH, unità GHIAIA

	MASW	DH	
	z < 30 m	z < 30 m	30 < z < 50 m
med	400	426	506
min	166	345	437
max	691	500	575
st.dev	180	61	98

Tabella 7-45 – Riepilogo valori medi di G_0 e E_0 da prove MASW e DH, unità GHIAIA

	MASW	DH	
	z < 30 m	z < 30 m	30 < z < 50 m
Vs [m/s]	220 ÷ 580	365 ÷ 487	408 ÷ 604
G0 [MPa]	89 ÷ 616	244 ÷ 435	306 ÷ 668
E0 [MPa]	230 ÷ 1602	634 ÷ 1131	796 ÷ 1738

7.8.7 Correlazioni e confronto con i dati di laboratorio

Di seguito vengono riportate i risultati delle correlazioni per i materiali granulari esposte nel paragrafo 7.3.

Nella tabella seguente sono riepilogati i valori ottenuti dalle relazioni per il calcolo della densità relativa in funzione del N_{spt} ($G \& T =$ Gibbs & Holts, $T =$ Terzaghi).

Tabella 7-46 – Riepilogo correlazioni densità relativa, unità GHIAIA

	G & H	T
Media	0.9	0.8
Min	0.7	0.7
Max	1.1	0.9
n dati	12	12
St.Dev	0.1	0.1

Nella tabella seguente sono riepilogati i valori ottenuti dalle relazioni per il calcolo dell'angolo di attrito in funzione del N_{spt} .

Tabella 7-47 – Riepilogo risultati correlazioni per l'angolo d'attrito, unità GHIAIA

	ϕ Peck	ϕ schemert
Media	37.7	45.5
Min	33.5	39.2
Max	40.6	49.7
n dati	12	12
St.Dev	2.3	3.2

Nella tabella seguente è invece determinato il valore dell'angolo di attrito dal valore di q_c medio ottenuto dall'analisi delle prove CPTU relative all'unità GHIAIA. Il valore proposto si riferisce ad una profondità media di 20 m.

Tabella 7-48 – Determinazione angolo di attrito a partire da prove CPTU

	ϕ 1(CPTU)	ϕ 2 (CPTU)
Valore medio ad una profondità di 20 m	43.2	43.0

I dati ottenuti dalle prove MASW e DH sono stati confrontati con i risultati delle correlazioni per la determinazione della velocità attraverso le formule di Ohta e Yoshida (a partire da N_{spt}) e di Rix e Stokoe (a partire da CPTU). Una volta determinata la V_s è possibile stimare i parametri di deformazione G_0 e E_0 .

Tabella 7-49 – Determinazione V_s , G_0 e E_0 da prove in situ N_{spt} , unità GHIAIE (con SABBIA)

	Ohta			Yoshida		
	V_s [m/s]	G_0 [kPa]	E_0 [kPa]	V_s [m/s]	G_0 [kPa]	E_0 [kPa]
Media	251.4	118	306	302.6	168	438
min	182.2	61	158	280.6	144	376
max	283.8	148	384	325.3	194	505
n. dati	11	11	11	12	12	12
St. Dev	33.0	28	73	15.6	17	45

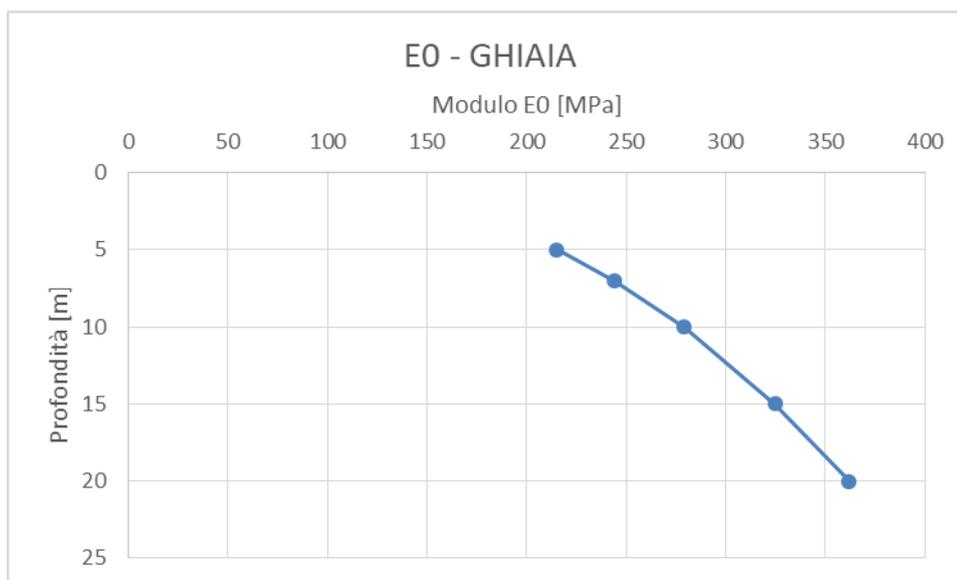
I valori di G_0 ed E_0 ottenuti a partire da prove CPTU, calcolando la media su un intervallo 5 – 20m (le prove CPTU hanno come range di profondità medie 5.6 - 17.3, con profondità media 12 m) sono i seguenti:

Tabella 7-50 – Modulo G0 da formula di Rix e Stokoe – Unità GHIAIA

	G0 [kPa]	E0 [kPa]
Media	113	295
Min	89	231
Max	137	358
St.Dev	24.3	63.2

Nella figura seguente viene graficato il valore di E0 in funzione della profondità.

Figura 7.36 – Andamento modulo E0 in funzione della profondità – Unità GHIAIA



7.8.8 Sintesi dei risultati per l'unità GHIAIA

Qui di seguito si presenta la sintesi dei risultati per l'unità GHIAIA e la definizione degli intervalli dei parametri meccanici.

L'intervallo dei valori per il peso di volume è stato definito considerando i risultati da prove di laboratorio che restituiscono un valore medio di 18.6 kN/m^3 ; per questa unità si assume il seguente intervallo di valori:

- $\gamma = 18 \div 19 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale

Per l'angolo di resistenza al taglio si sono ottenuti i seguenti intervalli di valori da prove di laboratorio e in sito:

- $\phi' = 28.6^\circ$ angolo di resistenza al taglio dell'unica prova di laboratorio effettuata
- $\phi' = 33.5 \div 40.6^\circ$ angolo di resistenza al taglio da prove SPT (utilizzando la correlazione di Peck)

Si assume quindi per l'unità Ghiaia, il seguente range di valori di angolo di attrito (corrispondente ai valori minimo e medio dei risultati delle correlazioni):

- $\phi' = 33.5 \div 37.7^\circ$ angolo di resistenza al taglio

Per la coesione drenata si assume un valore nullo ($c' = 0$).

Dai risultati delle prove sismiche (Down-Hole e Masw) e dall'analisi ottenuta correlando N_{spt} con la velocità delle onde di taglio (V_s) si ottengono i seguenti valori di E_0 (valore medio \pm dev.St.):

- $E_0 = 375 \div 500 \text{ MPa}$ da correlazioni N_{spt} per $z < 30 \text{ m}$
- $E_0 = 230 \div 1602 \text{ MPa}$ da prove MASH per prof. da 12 a 30m
- $E_0 = 634 \div 1131 \text{ MPa}$ da prove DH per $z < 30 \text{ m}$
- $E_0 = 796 \div 1738 \text{ MPa}$ da prove DH per $30 < z < 50 \text{ m}$
- $E_0 = 231 \div 358 \text{ MPa}$ da prove CPTU prof. medie prove da 5 a 17 m

Quindi si definisce il seguente rango:

- $E_0 = 300 \div 1500 \text{ MPa}$

E si stimano i seguenti intervalli di valori per il modulo di deformazione "operativo" pari a:

- $E = E_0 / 5 \Rightarrow 60 \div 300 \text{ MPa}$ per le opere di sostegno e per le fondazioni;
- $E = E_0 / 10 \Rightarrow 30 \div 150 \text{ MPa}$, nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati.

In corrispondenza dell'unità in esame sono state eseguite prove di permeabilità tipo Lefranc dalle quali si ottiene una permeabilità media pari a

- $k = 7.8 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ coefficiente di permeabilità

7.9 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Nella seguente tabella si sintetizzano i valori dei parametri geotecnici di progetto per le unità geotecniche intercettate.

	Peso di volume naturale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni	Nspt caratteristico	Permeabilità
	γ	φ'	c'	C_u	$E_0^{(1)}$		k
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]
Riporto R⁽²⁾	18-20	31-33	-	-	100-150	5-25	$\sim 1.00 E^{-05}$
Argilla scarsa consistenza A1⁽³⁾	16-18	19-21	5-10	20-40	100-300 z<30 m	<5	$5.6 E^{-08}$
Argilla media consistenza A2⁽⁴⁾	18-20	19-23	10-20	70-120	300-400 z<30 m	5-40	$5.6 E^{-08}$
Limo scarsa consistenza L1⁽⁵⁾	17-19	22-25	2-5	20-50	85-200 z<30 m 200 – 600 30<z<50 m	<10	$3.5 E^{-06}$
Limo media consistenza L2⁽⁵⁾	17-19	22-25	10-15	45-90	200-350 z<30 m 350-850 30<z<50 m	10-20	$3.5 E^{-06}$
Limo alta consistenza, L3⁽⁵⁾	17-19	22-25	15-30	90-180	400-470 z<30 m 470-1000 30<z<50m	20-40	$3.5 E^{-06}$
Sabbia Limosa SL⁽⁶⁾	18-20	26-30	0-5	-	200-400 z<36 m	15-30	$1.2 E^{-07} - 3.6 E^{-06}$
Sabbia media S⁽⁶⁾	18-20	29-33	-	-	400-800 z<36 m	30-50	$3.6 E^{-06} - 1.4 E^{-05}$
Ghiaia/sabbia G/S⁽⁷⁾	18-19	33-37	-	-	300-800 z<30 m 800-1500 30<z<50 m	30-50	$7.8 E^{-05} - 1.5 E^{-04}$

Note:

⁽¹⁾ I moduli di deformabilità “operativi” (E') da adottare per le opere di sostegno e per le fondazioni, saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E_0). Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati, i moduli elastici “operativi” saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale. Nel caso di unità profonde, attraverso le prove DH, si sono distinti due ranghi: uno per profondità fino a 30 m, e uno per profondità da 30 a 50 m.

⁽²⁾ Per caratterizzare il Riporto, non avendo a disposizione ulteriori dati, si sono tenuti in conto i parametri proposti in Fase di PFTE, si rimanda al paragrafo 7.4

⁽³⁾ Con riferimento ai parametri proposti in Fase di PFTE, si considera che la caratterizzazione ottenuta analizzando i dati a disposizione riguardanti le Argille sia appropriata unicamente per descrivere le Argille di media consistenza A2. Per questo motivo, si associano alle argille di scarsa consistenza A1 degli intervalli di parametri il cui estremo superiore grossomodo coincide con il limite inferiore della parametrizzazione ottenuta analizzando i dati disponibili.

⁽⁴⁾ Si rimanda al paragrafo 7.5.8 per la giustificazione dei parametri associati alla sub-unità A2.

⁽⁵⁾ Si rimanda al paragrafo 7.6.1 per la giustificazione dei parametri associati alle sub-unità L1,L2,L3. I valori di C_u si basano sulla Tabella 7-22. I valori di Modulo Elastico indicati dal PFTE sono stati confermati in base alle correlazioni basate sulle indagini geofisiche, quindi si sono confermati tali ranghi.

⁽⁶⁾ Si rimanda al paragrafo 7.7.1 per la giustificazione dei parametri associati alle sub-unità SL e S. I valori di c' si basano sulla Tabella 7-30. Si sono incrementati i valori di Modulo Elastico con rispetto a quelli indicati nel PFTE (e che all'incirca coincidono con i risultati delle correlazioni di *Ohta e Goto e di Yoshida et al.*) per tenere in conto dei risultati delle indagini geofisiche (prove Down-Hole e Masw).

⁽⁷⁾ Si rimanda al paragrafo 7.8.8 per la giustificazione dei parametri associati alla unità di ghiaia / sabbia G/S. I valori di angolo di attrito si basano sulle correlazioni a partire da N_{spt} , visto il limitato numero di prove di laboratorio eseguite su questa unità. Si sono incrementati i valori di Modulo Elastico con rispetto a quelli indicati nel PFTE (e che all'incirca coincidono con i risultati delle correlazioni di *Ohta e Goto e di Yoshida et al.*) per tenere in conto dei risultati delle indagini geofisiche (prove Down-Hole e Masw).

I valori delle proprietà geotecniche indicati sono da intendersi come range di valori guida per la progettazione; resta inteso che nelle analisi geotecniche di dettaglio delle opere maggiori andranno calibrati sulla base delle condizioni geotecniche locali, delle specifiche situazioni locali, oltre che rapportati alla tipologia di opere (fondazioni pali o opere di sostegno) ed alle ipotesi di calcolo assunte.

8 FALDA

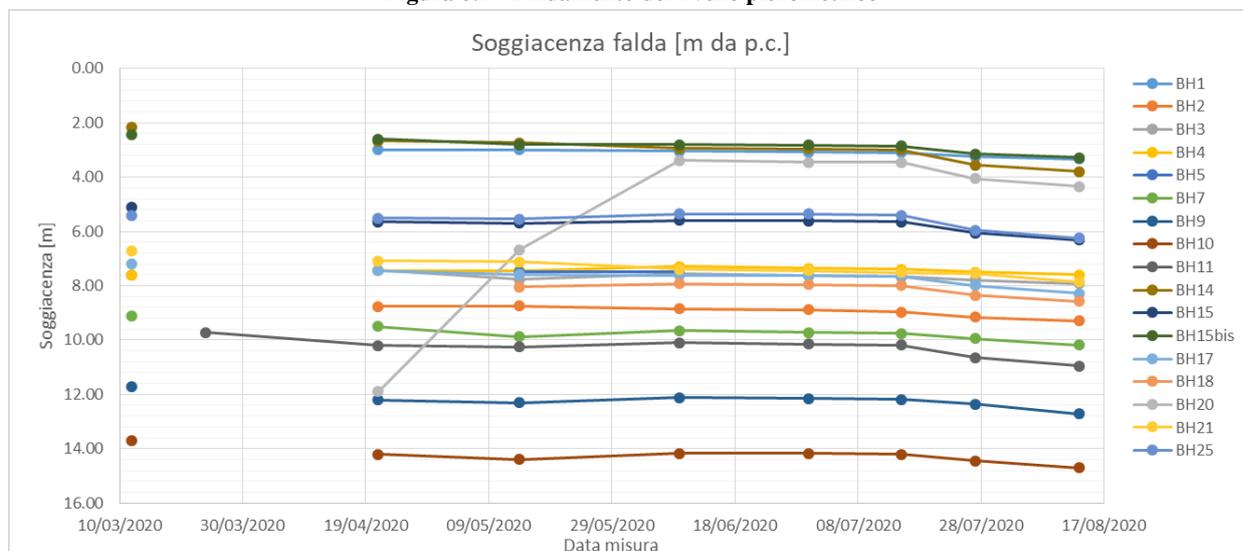
Nella seguente tabella si riportano le letture piezometriche disponibili a partire dai piezometri installati durante la campagna del progetto definitivo. Al momento della stesura del presente elaborato il periodo di monitoraggio copre 6 mesi, da marzo ad agosto 2020; per quanto fin'ora rilevato non si osservano oscillazioni importanti del livello di falda ad eccezione dello strumento installato in BH20 che ha presentato un innalzamento significativo della quota di falda (da circa -12m della prima lettura, a -4 m delle ultime letture a giugno e agosto - Probabilmente la prima lettura non è significativa).

Tabella 8-1 – Letture piezometriche effettuate

ID Piezometro	pk [m]	Quota profilo PD [m slm]	12/03/2020	24/03/2020	21/04/2020	14/05/2020	09/06/2020	30/06/2020	15/07/2020	27/07/2020	13/08/2020
			[m da pc]								
BH1	0+011.5	6.20			3.00	3.00	3.05	3.08	3.10	3.25	3.34
BH2	0+540.4	12.61			8.76	8.75	8.85	8.89	8.96	9.15	9.30
BH3	0+910.0	12.85	7.60		7.43	7.77	7.54	7.62	7.67	7.78	7.92
BH4	1+247.0	15.11	7.60		7.45	7.44	7.29	7.36	7.40	7.50	7.59
BH5	1+555.0	17.85				7.50	7.50	7.59	7.62	8.00	8.28
BH7	1+785.0	21.27	9.13		9.50	9.87	9.65	9.72	9.76	9.95	10.19
BH9	2+395.0	24.28	11.70		12.20	12.30	12.12	12.15	12.18	12.35	12.71
BH10	3+150.0	27.39	13.70		14.20	14.40	14.17	14.18	14.21	14.45	14.71
BH11	3+570.0	23.96		9.72	10.20	10.25	10.10	10.15	10.19	10.65	10.95
BH14	5+785.0	27.14	2.15		2.67	2.74	2.94	2.96	3.00	3.55	3.79
BH15	6+075.0	28.68	5.10		5.65	5.69	5.60	5.61	5.65	6.05	6.31
BH15bis	6+075.0	30.41	2.45		2.60	2.80	2.80	2.82	2.85	3.15	3.28
BH17	6+290.0	30.71	7.20		7.44	7.58	7.61	7.63	7.66	8.00	8.29
BH18	6+835.0	32.06				8.04	7.92	7.95	7.99	8.35	8.58
BH20	7+594.6	39.83			11.90	6.68	3.38	3.45	3.45	4.05	4.34
BH21	7+843.6	36.75	6.70		7.09	7.12	7.40	7.45	7.51	7.55	7.86
BH25	8+955.0	46.06	5.40		5.51	5.54	5.35	5.36	5.41	5.95	6.24

I valori di soggiacenza della falda si mantengono praticamente costanti con una variazione compresa in generale tra 0.05-0.5m, presentando un abbassamento nelle ultime misure, legata probabilmente al periodo estivo. Le letture sono graficate nella figura seguente.

Figura 8.1 – Andamento del livello piezometrico



Si rimanda alla relazione geologica NN1X00D69RGGE00001001 per le possibili interferenze tra il livello di falda e le opere in progetto.

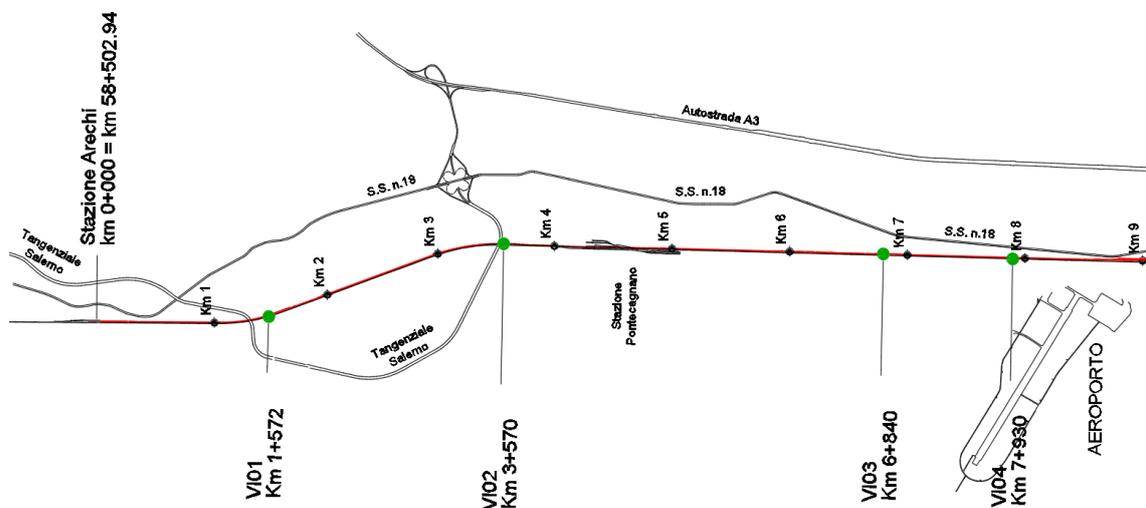
9 OPERE D'ARTE MAGGIORI ED OPERE STRADALI

Lungo il tracciato sono presenti 4 opere principali maggiori, che consistono in 4 viadotti ferroviari.

Le luci dei nuovi ponti, tutti opere di attraversamento idraulico, sono state individuate in modo tale da garantire il rispetto dei franchi idraulici prescritti dal Manuale di Progettazione RFI e, in accordo con il R.D.523/1904, prevedendo una distanza minima tra ciglio naturale di sponda e filo esterno delle fondazioni pari a 4m.

OPERA	PK DI INIZIO/FINE
VI01 – Ponte sul torrente Fuorni	1+572.61 – 1+610.21
VI02 – Ponte sul fiume Picentino	3+570.415 – 3+611.065
VI03 – Ponte sul fiume Asa	6+839.11 – 6+882.81
VI04 – Ponte sul fosso Diavoloni	7+925.95 – 7+936.90

Di seguito vengono analizzate le opere, riportando le stratigrafie di dettaglio definite ed il riepilogo dei parametri geotecnici assegnati.



In questo capitolo si inseriscono anche le stratigrafie di dettaglio riferite alle due Opere Stradali CVF di via Wenner e ponte su viabilità S. Antonio (fosso Frestola) ubicate intorno alle progressive 1+828 e 6+060 rispettivamente.

9.1 VI01 – TORRENTE FUORNI

Il ponte VI01 è compreso fra la pk 1+572.61 e la pk 1+610.21. Il ponte ferroviario, a semplice binario, presenta una luce L=37.60 m.

Nella tabella seguente sono riepilogati i dati principali dell'opera.

Tabella 9-1 – Riepilogo dati VI01

codice	struttura	Corso d'acqua	Lunghezza [m]	PK media	Prove di riferimento
VI01	Nuovo ponte	Torrente Fuorni	37.6	1+591.41	BH5-BH6 S-CPTU3

Nella figura seguente sono riportati tutti i dati che sono stati utilizzati per la definizione dei parametri specifici.

Figura 9.1 – Riepilogo parametri generali (in rosso) e prove di laboratorio (in verde), VI01

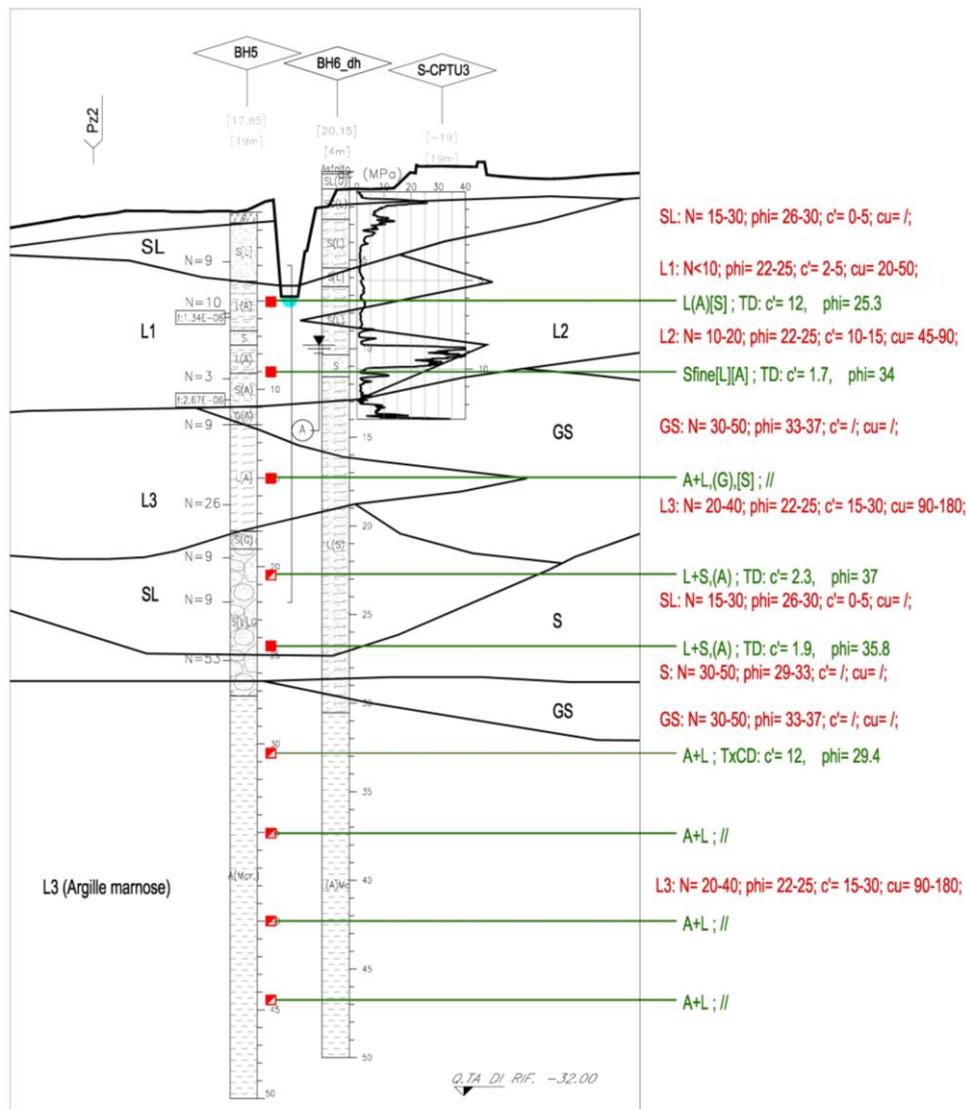
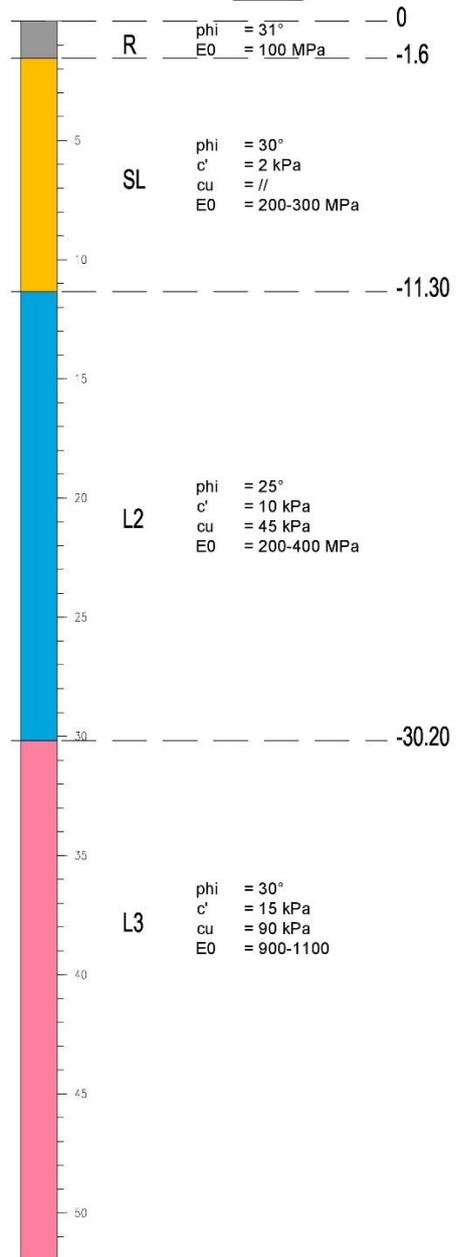


Tabella 9-2- Riassunto parametri generali e specifici prodotti, VI01

Parametri specifici proposti
VI01

Unità Geot	Profondità da p.c.	Parametri Generali	Parametri specifici proposti
R	0 - 1.6 m	$\gamma = 18-20 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 31-33^\circ$ $c' = //$ $Cu = //$ $E_0 = 100-150 \text{ MPa}$	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 31^\circ$ $E_0 = 100 \text{ MPa}$
SL	1.6 - 11.30 m	$\gamma = 18-20 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 26-30^\circ$ $c' = 0-5 \text{ kPa}$ $Cu = //$ $E_0 = 200 - 400 \text{ MPa}$	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 30^\circ$ $c' = 2 \text{ kPa}$ $E_0 = 200-300 \text{ MPa}$
L2	11.30 - 30.20 m	$\gamma = 17 - 19 \text{ kN/m}^3$ $\phi' = 22-25^\circ$ $c' = 10-15 \text{ kPa}$ $Cu = 45-90 \text{ kPa}$ $E_0 = 200-350 \text{ MPa}$ $z < 30 \text{ m}$ $E_0 = 350-850 \text{ MPa}$ $z > 30 \text{ m}$	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 25^\circ$ $c' = 10 \text{ kPa}$ $Cu = 45 \text{ kPa}$ $E_0 = 200-400 \text{ MPa}$
L3	> 30 m	$\gamma = 17-19 \text{ kN/m}^3$ $\phi' = 22-25^\circ$ $c' = 15-30 \text{ kPa}$ $Cu = 90-180 \text{ kPa}$ $E_0 = 400-470 \text{ MPa}$ $z < 30 \text{ m}$ $E_0 = 470-1000 \text{ MPa}$ $z > 30 \text{ m}$	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 30^\circ$ $c' = 15 \text{ kPa}$ $Cu = 90 \text{ kPa}$ $E_0 = 900-1100 \text{ MPa}$



Note:

La falda si ubica a circa 6 m di profondità dal pc.

Si è data maggiore importanza a BH6, vista la maggiore vicinanza all'asse del tracciato.

Per quanto riguarda le argille marnose, visto che nelle prove di laboratorio venivano classificate come limi, si è deciso di caratterizzarle come tali.

Per la definizione di E0 si è fatto principalmente riferimento alla velocità minima e media relativa a ciascuna unità dalla prove DH effettuata, corretta tenendo conto delle altre prove e dai risultati delle correlazioni indicate in relazione.

Il modulo operativo E sarà 1/5 o 1/10 del modulo E0 indicato, in relazione alla verifica effettuata.

Alcuni parametri specifici possono risultare leggermente fuori range rispetto ai parametri generali, questo perchè si è dato maggior risalto ai risultati delle prove di laboratorio/in sito presenti.

9.2 VI02 – FIUME PICENTINO

Il ponte VI02 è compreso fra la pk 3+570.415 e la pk 3+611.065. Il ponte ferroviario, a semplice binario, presenta una luce L=40m.

Nella tabella seguente sono riepilogati i dati principali dell'opera

Tabella 9-3 – Riepilogo dati VI02

Codice	Struttura	Corso d'acqua	Lunghezza [m]	PK	Sondaggi di riferimento
VI02	Nuovo ponte	Fiume Picentino	40.65	3+590.74	BH11 – BH12 S-CPTU6

Figura 9.2 – Riepilogo parametri generali (in rosso) e prove di laboratorio (in verde), VI02

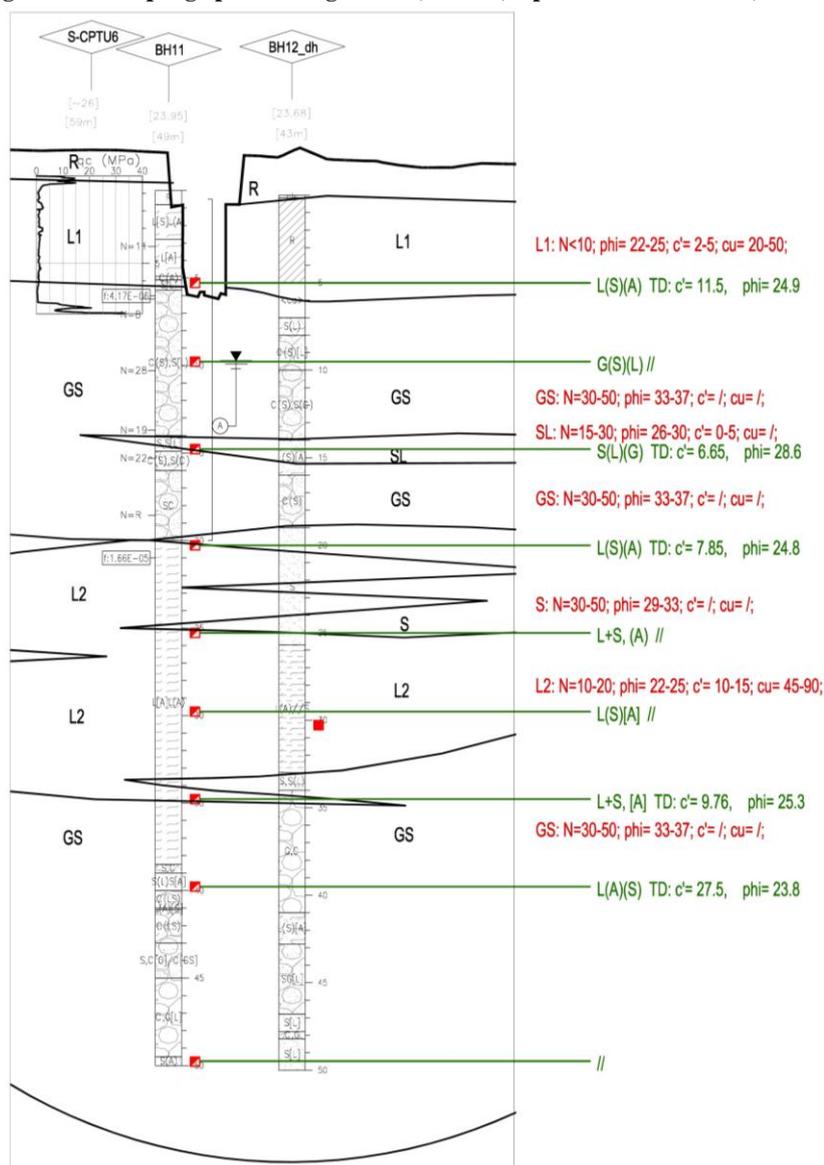
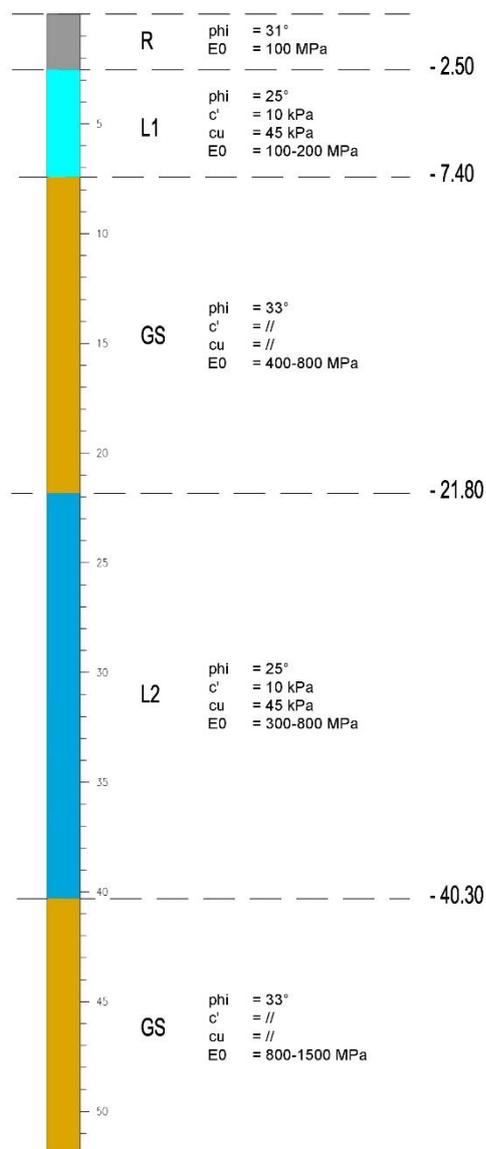


Tabella 9-4 – Riassunto parametri generali e specifici prodotti, VI02

Unità Geot	Profondità da p.c.	Parametri Generali	Parametri specifici proposti
R	0 – 2.5 m	$\gamma = 18-20 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 31-33^\circ$ $c' = //$ $Cu = //$ $E_0 = 100-150 \text{ MPa}$	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 31^\circ$ $E_0 = 100 \text{ MPa}$
L1	2.5 – 7.40 m	$\gamma = 17-19 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 22-25^\circ$ $c' = 2-5 \text{ kPa}$ $Cu = 20-50 \text{ kPa}$ $E_0 = 85-200 \text{ MPa}$ z<30 m $E_0 = 200-600 \text{ MPa}$ z>0 m	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 25^\circ$ $c' = 10 \text{ kPa}$ $Cu = 45 \text{ kPa}$ $E_0 = 100-200 \text{ MPa}$
GS	7.40 – 21.80 m	$\gamma = 18 - 19 \text{ kN/m}^3$ $\phi' = 33-37^\circ$ $c' = //$ $Cu = //$ $E_0 = 300-800 \text{ MPa}$ z<30 m $E_0 = 800-1500 \text{ MPa}$ z>30 m	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 33^\circ$ $E_0 = 400-800 \text{ MPa}$
L2	21.80 – 40.30 m	$\gamma = 17-19 \text{ kN/m}^3$ $\phi' = 22-25^\circ$ $c' = 10-15 \text{ kPa}$ $Cu = 45-90 \text{ kPa}$ $E_0 = 200-350 \text{ MPa}$ z<30 m $E_0 = 350-850 \text{ MPa}$ z>30 m	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 25^\circ$ $c' = 10 \text{ kPa}$ $Cu = 45 \text{ kPa}$ $E_0 = 300-800 \text{ MPa}$
GS	> 40.3 m	$\gamma = 17-19 \text{ kN/m}^3$ $\phi' = 22-25^\circ$ $c' = 15-30 \text{ kPa}$ $Cu = 90-180 \text{ kPa}$ $E_0 = 400-470 \text{ MPa}$ z<30 m $E_0 = 470-1000 \text{ MPa}$ z>30 m	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 33^\circ$ $E_0 = 800-1500 \text{ MPa}$

Parametri specifici proposti
VI02



Relazione geotecnica generale	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00 D 78	RH	GE0600 001	B	108 di 144

Note:

La falda si ubica a circa 6 m di profondità dal pc.

Entrambi i sondaggi si trovano a più di 40 m dall'asse del tracciato, si è considerata la stratigrafia più sfavorevole.

Per la definizione di E0 si è fatto principalmente riferimento alla velocità minima e media relativa a ciascuna unità dalla prove DH effettuata, corretta tenendo conto delle altre prove e dai risultati delle correlazioni indicate in relazione.

Il modulo operativo E sarà 1/5 o 1/10 del modulo E0 indicato, in relazione alla verifica effettuata.

Alcuni parametri specifici possono risultare leggermente fuori range rispetto ai parametri generali, questo perchè si è dato maggior risalto ai risultati delle prove di laboratorio/in sito presenti.

9.3 VI03 – FIUME ASA

Il ponte VI03 è compreso fra la pk 6+839.11 e la pk 6+882.81. Il ponte ferroviario, a semplice binario, presenta una luce $L=40\text{m}$.

Nella tabella seguente sono riepilogati i dati principali dell'opera.

Tabella 9-5 – Riepilogo dati VI03

Codice	Struttura	Corso d'acqua	Lunghezza [m]	PK	Prove di riferimento
VI03	Nuovo ponte	Torrente ASA	43.7	6 +860.96	BH18 - BH19 S-CPTU11

Figura 9.3 – Riepilogo parametri generali (in rosso) e prove di laboratorio (in verde), VI03

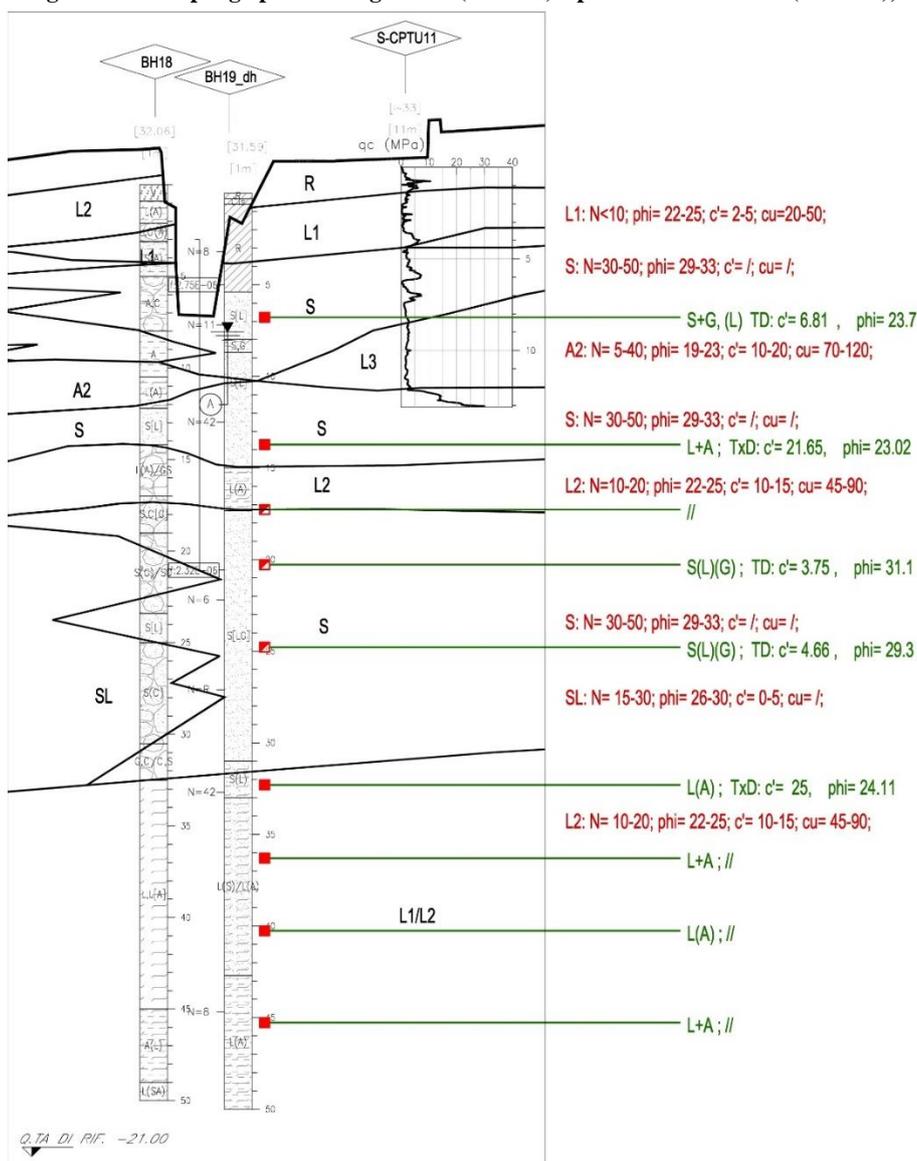
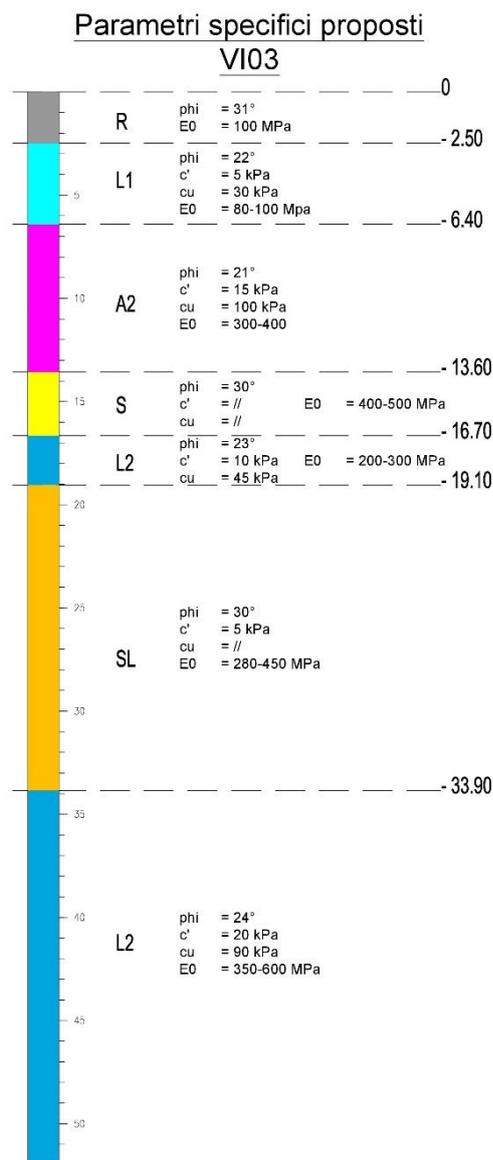


Tabella 9-6 – Riassunto parametri generali e specifici prodotti, VI03

Unità Geot	Profondità da p.c.	Parametri Generali	Parametri specifici proposti
R	0 – 2.5 m	$\gamma = 18-20 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 31-33^\circ$ $c' = //$ $Cu = //$ $E_0 = 100-150 \text{ MPa}$	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 31^\circ$ $E_0 = 100 \text{ MPa}$
L1	2.5 – 6.40 m	$\gamma = 17-19 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 22-25^\circ$ $c' = 2-5 \text{ kPa}$ $Cu = 20-50 \text{ kPa}$ $E_0 = 85-200 \text{ MPa}$ $z < 30 \text{ m}$ $E_0 = 200-600 \text{ MPa}$ $30 < z < 50 \text{ m}$	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 22^\circ$ $c' = 5 \text{ kPa}$ $Cu = 30 \text{ kPa}$ $E_0 = 80 - 100 \text{ MPa}$
A2	6.40 – 13.60 m	$\gamma = 18 - 20 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 19-23^\circ$ $c' = 10-20 \text{ kPa}$ $Cu = 70-120 \text{ kPa}$ $E_0 = 300-400 \text{ MPa}$ $z < 30 \text{ m}$	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 21^\circ$ $c' = 15 \text{ kPa}$ $Cu = 100 \text{ kPa}$ $E_0 = 300-400 \text{ MPa}$
S	13.60 – 16.70 m	$\gamma = 18-20 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 29-33^\circ$ $c' = //$ $Cu = //$ $E_0 = 400-800 \text{ MPa}$ $z < 36 \text{ m}$	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 30^\circ$ $E_0 = 400-500 \text{ MPa}$
L2	16.70 – 19.10 m	$\gamma = 17-19 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 22-25^\circ$ $c' = 10-15 \text{ kPa}$ $Cu = 45-90 \text{ kPa}$ $E_0 = 200-350 \text{ MPa}$ $z < 30 \text{ m}$ $E_0 = 350-850 \text{ MPa}$ $z > 30 \text{ m}$	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 23^\circ$ $c' = 10 \text{ kPa}$ $Cu = 45 \text{ kPa}$ $E_0 = 200-300 \text{ MPa}$
SL	19.10 – 33.90 m	$\gamma = 18-20 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 26-30^\circ$ $c' = 0-5 \text{ kPa}$ $Cu = //$ $E_0 = 200-400 \text{ MPa}$	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 30^\circ$ $c' = 5 \text{ kPa}$ $E_0 = 280-450 \text{ MPa}$



		$z < 36$ m	
L2	> 33.90 m	$\gamma = 17-19 \text{ kN/m}^3$ $\phi' = 22-25^\circ$ $c' = 10-15 \text{ kPa}$ $C_u = 45-90 \text{ kPa}$ $E_0 = 200-350 \text{ MPa}$ $z < 30 \text{ m}$ $E_0 = 350-850 \text{ MPa}$ $z > 30 \text{ m}$	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 24^\circ$ $c' = 20 \text{ kPa}$ $C_u = 90 \text{ kPa}$ $E_0 = 350-600 \text{ MPa}$

NOTE:

La falda si ubica a circa 7 m di profondità dal pc.

Per la definizione di E_0 si è fatto principalmente riferimento alla velocità minima e media relativa a ciascuna unità dalla prove DH effettuata, corretta tenendo conto delle altre prove e dai risultati delle correlazioni indicate in relazione.

Il modulo operativo E sarà $1/5$ o $1/10$ del modulo E_0 indicato, in relazione alla verifica effettuata.

Alcuni parametri specifici possono risultare leggermente fuori range rispetto ai parametri generali, questo perchè si è dato maggior risalto ai risultati delle prove di laboratorio/in sito presenti.

9.4 VI04 – FOSSO DIAVOLONI

Il ponte VI04 è compreso fra la pk 7+925.95 e la pk 7+936.90. Il ponte ferroviario, di luce L=11m.

Nella tabella seguente sono riepilogati i dati principali dell'opera.

Tabella 9-7 – Riepilogo dati VI04

Codice	Struttura	Corso d'acqua	Lunghezza [m]	PK	Prove di riferimento
VI04	Nuovo ponte	Fosso Diavoloni	10.95	7+931.42	BH21 – BH22
					s6_serieS
					s1-s2-s3 pk66+406

Figura 9.4 – Riepilogo parametri generali (in rosso) e prove di laboratorio (in verde), VI04

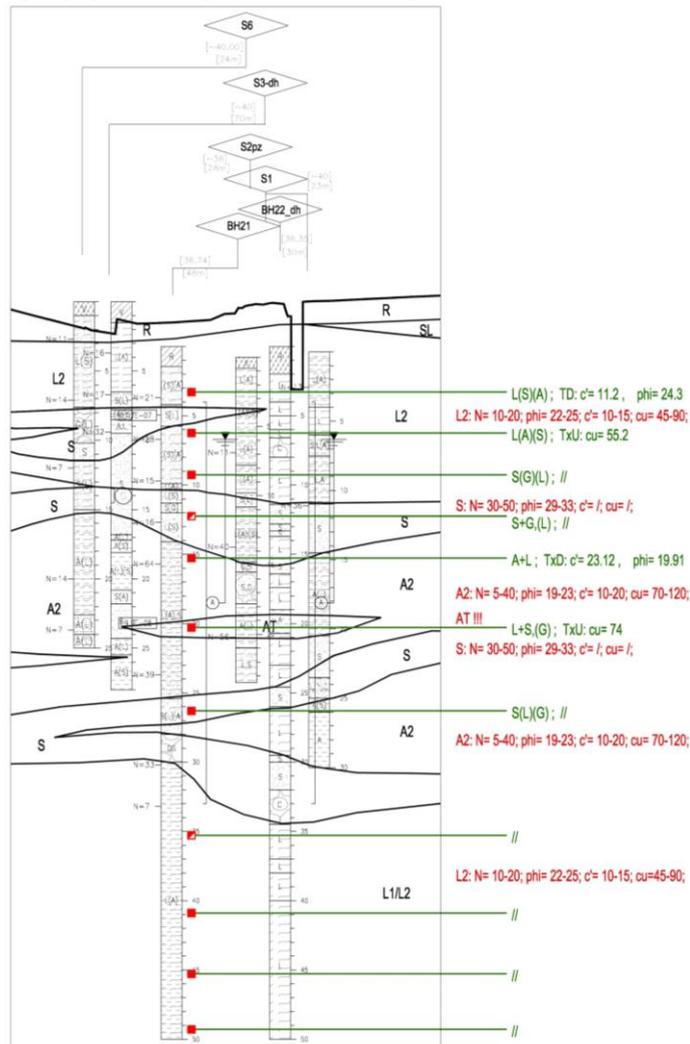
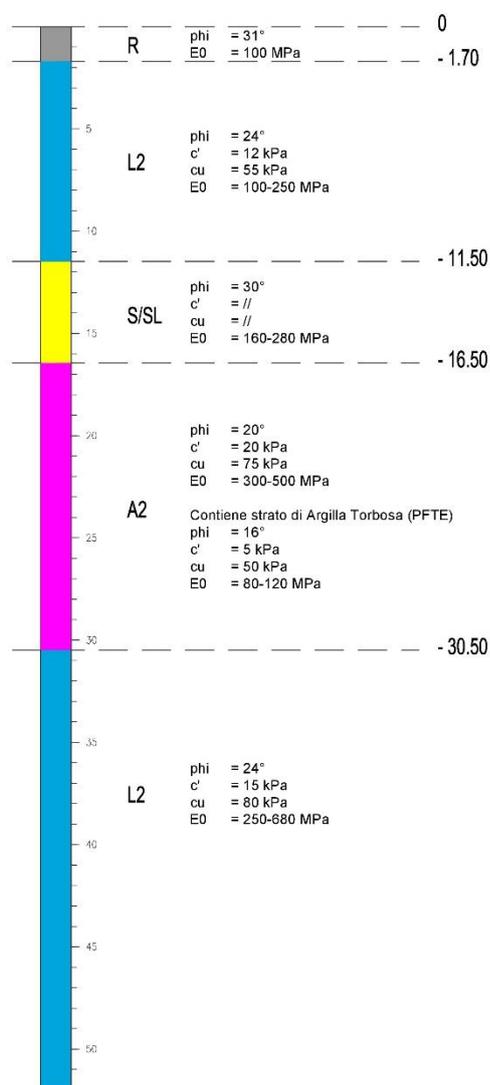


Tabella 9-8 – Riassunto parametri generali e specifici proposti, VI04

Unità Geot	Profondità da p.c.	Parametri Generali	Parametri specifici proposti
R	0 – 1.70 m	$\gamma = 18-20 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 31-33^\circ$ $c' = //$ $Cu = //$ $E_0 = 100-150 \text{ MPa}$	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 31^\circ$ $E_0 = 100 \text{ MPa}$
L2	1.70 – 11.50 m	$\gamma = 17-19 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 22-25^\circ$ $c' = 10-15 \text{ kPa}$ $Cu = 45-90 \text{ kPa}$ $E_0 = 200-350 \text{ MPa}$ $z < 30 \text{ m}$ $E_0 = 350-850 \text{ MPa}$ $z > 30 \text{ m}$	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 24^\circ$ $c' = 12 \text{ kPa}$ $Cu = 55 \text{ kPa}$ $E_0 = 100-250 \text{ MPa}$
S/SL	11.50 – 16.50 m	$\gamma = 18 - 20 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 29-33^\circ$ $c' = //$ $Cu = //$ $E_0 = 400-800 \text{ MPa}$ $z < 36 \text{ m}$	$\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 30^\circ$ $E_0 = 160-280 \text{ MPa}$
A2	16.50 – 30.50 m	$\gamma = 18-20 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 19-23^\circ$ $c' = 10-20 \text{ kPa}$ $Cu = 70-120 \text{ kPa}$ $E_0 = 300-400 \text{ MPa}$ $z < 30 \text{ m}$	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 20^\circ$ $c' = 20 \text{ kPa}$ $Cu = 75 \text{ kPa}$ $E_0 = 300-500 \text{ MPa}$
		argille torbose	$\varphi = 24^\circ$ $c' = 15 \text{ kPa}$ $Cu = 80 \text{ kPa}$ $E_0 = 80-120 \text{ MPa}$
L2	> 30.50 m	$\gamma = 17-19 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 22-25^\circ$ $c' = 10-15 \text{ kPa}$ $Cu = 45-90 \text{ kPa}$ $E_0 = 200-350 \text{ MPa}$ $z < 30 \text{ m}$ $E_0 = 350-850 \text{ MPa}$ $z > 30 \text{ m}$	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 24^\circ$ $c' = 15 \text{ kPa}$ $Cu = 80 \text{ kPa}$ $E_0 = 250-680 \text{ MPa}$

**Parametri specifici proposti
VI04**



Relazione geotecnica generale	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00 D 78	RH	GE0600 001	B	114 di 144

NOTE:

La falda si ubica a circa 7 m di profondità dal pc.

Si è data precedenza a BH22 [30m] e S1 [23m] in quanto più vicini all'asse del tracciato, e si è considerata la stratigrafia più sfavorevole.

Per la definizione di E0 si è fatto principalmente riferimento alla velocità minima e media relativa a ciascuna unità dalla prova DH effettuata, corretta tenendo conto delle altre prove e dai risultati delle correlazioni indicate in relazione.

Il modulo operativo E sarà 1/5 o 1/10 del modulo E0 indicato, in relazione alla verifica effettuata.

Alcuni parametri specifici possono risultare leggermente fuori range rispetto ai parametri generali.

9.5 NV02 - CVF DI VIA WENNER

Il cavalcavia NV02 posizionato alla pk 1+828 consiste nell'adeguamento viabilità esistente per lo scavalco della linea ferroviaria.

Nella tabella seguente sono riepilogati i dati principali dell'opera.

Tabella 9-9 – Riepilogo dati NV02 via Wenner

Codice	Struttura	Corso d'acqua	PK	Prove di riferimento
NV02	Nuovo ponte	//	1+828.30	BH7 – BH8_dh S2

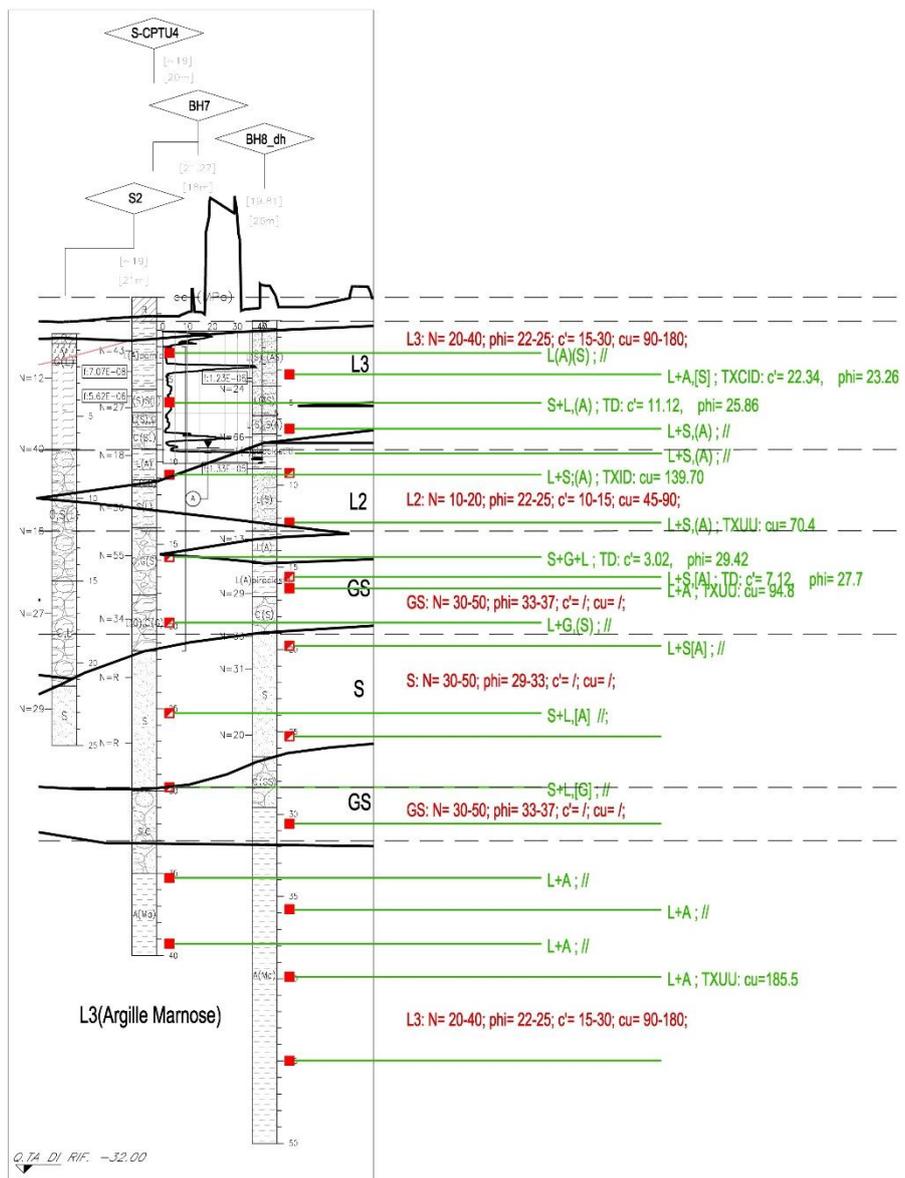
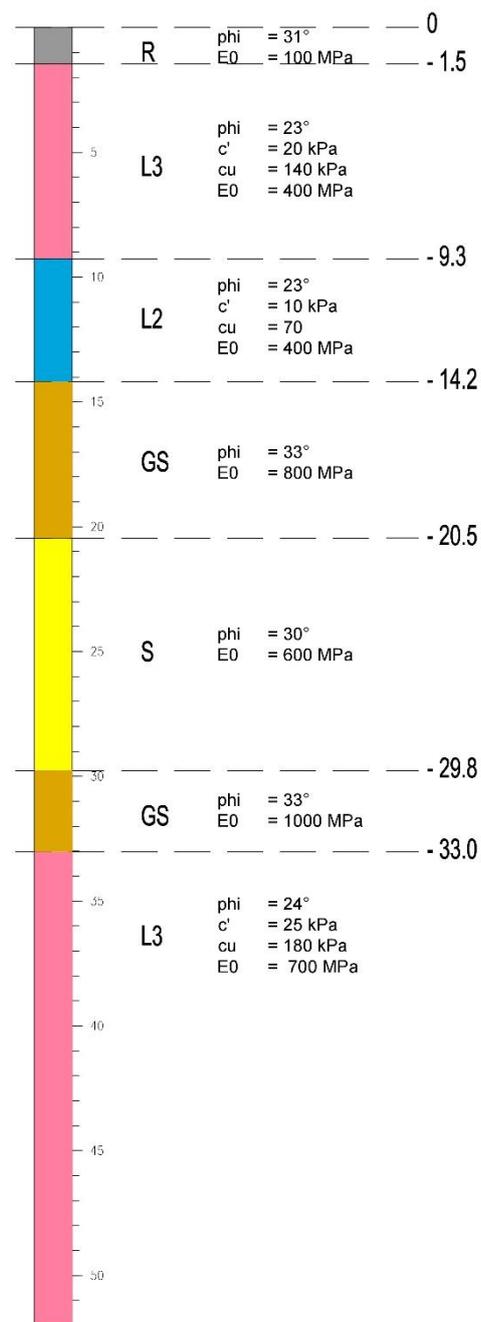


Tabella 9-10 – Riassunto parametri generali e specifici prodotti, NV02 Via Wenner

Unità Geot	Profondità da p.c.	Parametri Generali	Parametri specifici proposti
R	0 – 1.50 m	$\gamma = 18-20 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 31-33^\circ$ $c' = //$ $Cu = //$ $E_0 = 100-150 \text{ MPa}$	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 31^\circ$ $E_0 = 100 \text{ MPa}$
L3	1.50 – 9.30 m	$\gamma = 17-19 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 22-25^\circ$ $c' = 15-30 \text{ kPa}$ $Cu = 90-180 \text{ kPa}$ $E_0 = 400-470 \text{ MPa}$ $z < 30 \text{ m}$ $E_0 = 470-1000 \text{ MPa}$ $z > 30 \text{ m}$	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 23^\circ$ $c' = 20 \text{ kPa}$ $Cu = 140 \text{ kPa}$ $E_0 = 400 \text{ MPa}$
L2	9.30 – 14.20 m	$\gamma = 17 - 19 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 22-25^\circ$ $c' = 10-15 \text{ kPa}$ $Cu = 45-90 \text{ kPa}$ $E_0 = 200-350 \text{ MPa}$ $z < 30 \text{ m}$ $E_0 = 350-850 \text{ MPa}$ $30 < z < 50 \text{ m}$	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 23^\circ$ $c' = 10 \text{ kPa}$ $Cu = 70 \text{ kPa}$ $E_0 = 400 \text{ MPa}$
GS	14.20 – 20.50 m	$\gamma = 18-19 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 33-37^\circ$ $c' = //$ $Cu = //$ $E_0 = 300-800 \text{ MPa}$ $z < 30 \text{ m}$ $E_0 = 800-1500 \text{ MPa}$ $30 < z < 50 \text{ m}$	$\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 33^\circ$ $E_0 = 800 \text{ MPa}$
S	20.50 – 29.80 m	$\gamma = 18-20 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 29-33^\circ$ $c' = //$ $Cu = //$ $E_0 = 400-800 \text{ MPa}$ $z < 36$	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 30^\circ$ $E_0 = 600 \text{ MPa}$
GS	14.20 – 20.50 m	$\gamma = 18-19 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 33-37^\circ$ $c' = //$ $E_0 = 1000 \text{ MPa}$	$\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 33^\circ$ $E_0 = 1000 \text{ MPa}$

 Parametri specifici proposti
 Via Wenner


		$C_u = //$ $E_0 = 300-800 \text{ MPa}$ $z < 30 \text{ m}$ $E_0 = 800-1500 \text{ MPa}$ $30 < z < 50 \text{ m}$	
L3	> 33.0 m	$\gamma = 17-19 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 22-25^\circ$ $c' = 15-30 \text{ kPa}$ $C_u = 90-180 \text{ kPa}$ $E_0 = 400-470 \text{ MPa}$ $z < 30 \text{ m}$ $E_0 = 470-1000 \text{ MPa}$ $30 < z < 50 \text{ m}$	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 24^\circ$ $c' = 25 \text{ kPa}$ $C_u = 180 \text{ kPa}$ $E_0 = 700 \text{ MPa}$

NOTE:

La falda si ubica a circa 6 m di profondità dal pc.

La stratigrafia proposta è ottenuta mediando i sondaggi disponibili, che si trovano a circa 20 m dall'asse del tracciato.

Per quanto riguarda le argille marnose, visto che nelle prove di laboratorio venivano classificate come limi, si è deciso di caratterizzarle come tali.

Per la definizione di E_0 si è fatto principalmente riferimento alla velocità minima e media relativa a ciascuna unità dalla prove DH effettuata, corretta tenendo conto delle altre prove e dai risultati delle correlazioni indicate in relazione.

Il modulo operativo E sarà 1/5 o 1/10 del modulo E_0 indicato, in relazione alla verifica effettuata.

Alcuni parametri specifici possono risultare leggermente fuori range rispetto ai parametri generali, questo perchè si è dato maggior risalto ai risultati delle prove di laboratorio/in sito presenti.

9.6 NV03 - PONTE S.ANTONIO (FOSSO FRESTOLA)

Il ponte NV03 è posizionato alla pk 6+061, e consiste in un ponte per la viabilità stradale sopra il fosso Frestola.

Nella tabella seguente sono riepilogati i dati principali dell'opera.

Tabella 9-11 – Riepilogo dati NV03

Codice	Struttura	Corso d'acqua	PK	Prove di riferimento
NV03	Nuovo ponte	Fosso Frestola	6+061.64	BH16 – BH15

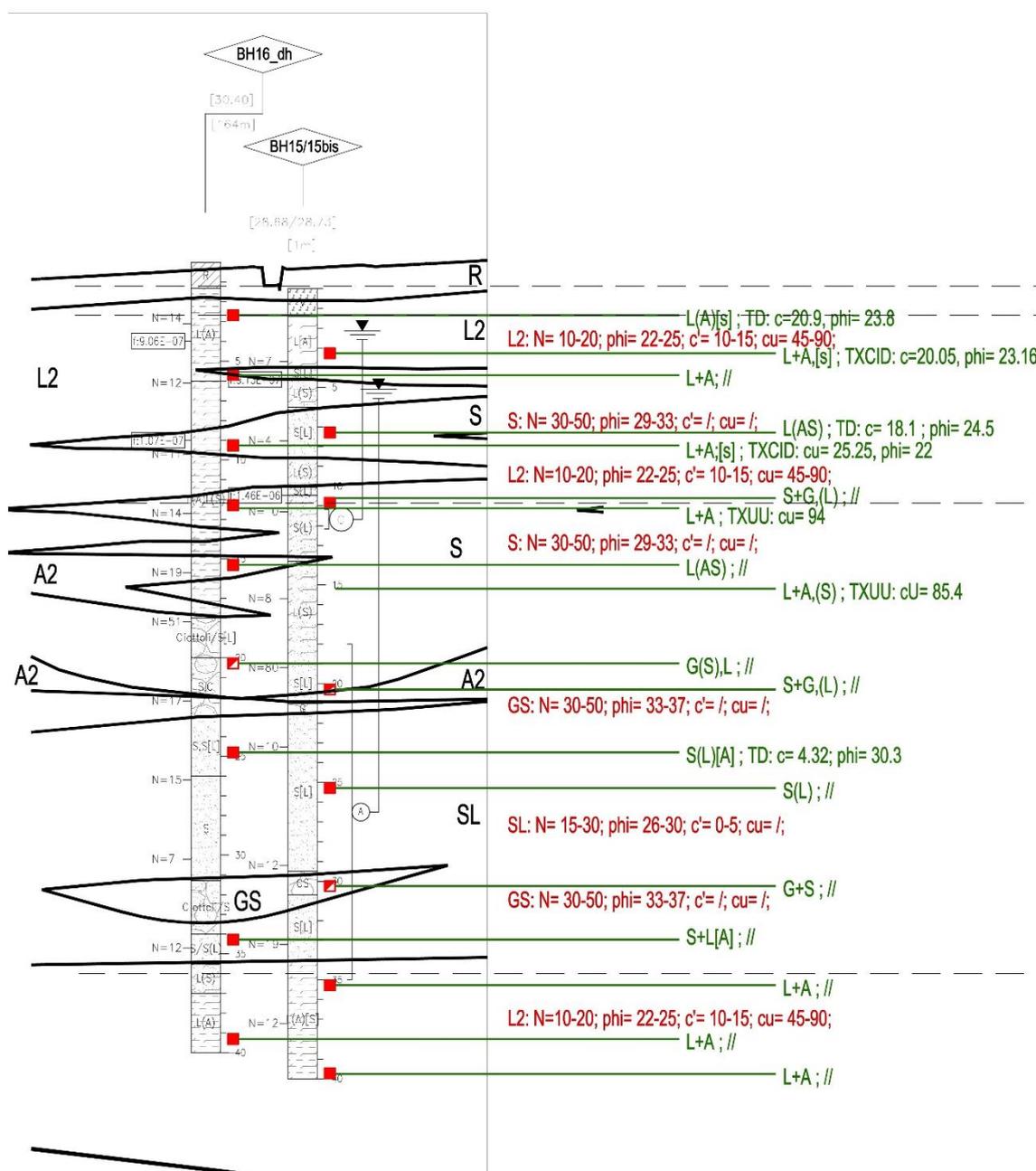
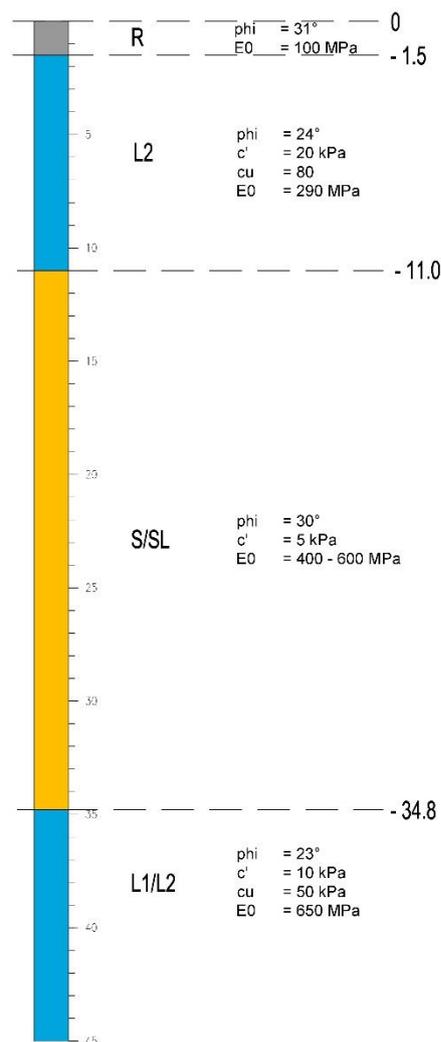


Tabella 9-12 – Riassunto parametri generali e specifici prodotti, NV03 Fosso Frestola

Unità Geot	Profondità da p.c.	Parametri Generali	Parametri specifici proposti
R	0 – 1.50 m	$\gamma = 18-20 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 31-33^\circ$ $c' = //$ $Cu = //$ $E_0 = 100-150 \text{ MPa}$	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 31^\circ$ $E_0 = 100 \text{ MPa}$
L2	1.50 – 11.00 m	$\gamma = 17-19 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 22-25^\circ$ $c' = 10-15 \text{ kPa}$ $Cu = 45-90 \text{ kPa}$ $E_0 = 200-350 \text{ MPa}$ $z < 30 \text{ m}$ $E_0 = 350-850 \text{ MPa}$ $30 < z < 50 \text{ m}$	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 24^\circ$ $c' = 20 \text{ kPa}$ $Cu = 80 \text{ kPa}$ $E_0 = 290 \text{ MPa}$
S/SL	11.00 – 34.80 m	$\gamma = 18 - 20 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 29-33^\circ$ $c' = //$ $Cu = //$ $E_0 = 400-800 \text{ MPa}$ $z < 36 \text{ m}$	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 30^\circ$ $c' = 5 \text{ kPa}$ $E_0 = 400-600 \text{ MPa}$
L1/L2	> 34.8 m	$\gamma = 18-19 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 33-37^\circ$ $c' = //$ $Cu = //$ $E_0 = 300-800 \text{ MPa}$ $z < 30 \text{ m}$ $E_0 = 800-1500 \text{ MPa}$ $30 < z < 50 \text{ m}$	$\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 23^\circ$ $c' = 10 \text{ kPa}$ $Cu = 50 \text{ kPa}$ $E_0 = 650 \text{ MPa}$

 Parametri specifici proposti
 Fosso Frestola


NOTE:

La falda si ubica a circa 6 m di profondità dal pc.

Per quanto riguarda le argille marnose, visto che nelle prove di laboratorio venivano classificate come limi, si è deciso di caratterizzarle come tali.

Per la definizione di E0 si è fatto principalmente riferimento alla velocità minima e media relativa a ciascuna unità dalla prove DH effettuata, corretta tenendo conto delle altre prove e dai risultati delle correlazioni indicate in relazione.

Il modulo operativo E sarà 1/5 o 1/10 del modulo E0 indicato, in relazione alla verifica effettuata.

Alcuni parametri specifici possono risultare leggermente fuori range rispetto ai parametri generali, questo perchè si è dato maggior risalto ai risultati delle prove di laboratorio/in sito presenti.

10 CAPACITA' PORTANTE PALI

Nel presente paragrafo si riportano le metodologie di calcolo generali per le verifiche geotecniche delle palificate di fondazione.

Inoltre si riportano i valori della capacità portante per i pali trivellati di grande diametro, previsti per le opere d'arte maggiori e le opere stradali del presente progetto.

10.1 ANALISI AGLI STATI LIMITE

Le verifiche di capacità portante dei pali vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente (DM 17/01/2018. "Norme tecniche per le costruzioni"). La verifica della capacità portante dei pali è soddisfatta se:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

Essendo

$$R_{cd} = R_k / \gamma_R$$

dove:

- F_{cd} = carico assiale di compressione di progetto;
- R_{cd} = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali;
- R_k = valore caratteristico della capacità portante limite del palo.

In particolare le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte con riferimento al seguente approccio:

Approccio 2:

Combinazione 1: A1 + M1 + R3

tenendo conto dei coefficienti parziali di riferimento normativo.

La resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ è calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ i coefficienti parziali γ_R riportati in Tabella 10-1, relativi alla condizione di pali trivellati. Il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ a compressione è ottenuto applicando i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 alle resistenze di calcolo R_{cal} ; tali fattori sono funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative (Tabella 10-2).

In condizioni sismiche le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vanno condotte con riferimento all'Approccio 2 (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella successiva tabella e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni tutti pari all'unità.

Tabella 10-1 – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^(*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tabella 10-2 Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Il peso del palo, in accordo con quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2018, deve essere incluso tra le azioni permanenti di cui alla seguente tabella:

Tabella 10-3 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

		Coefficiente	EQU ^(*)	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$, $\gamma_{\epsilon 3}$, $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

10.2 METODOLOGIA DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE

La portata di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) “Qd” può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{ll} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'_p$$

dove:

- Q_{ll} = portata laterale limite,
- Q_{bl} = portata di base limite,
- W'_p = peso efficace del palo o del setto,
- F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale ($= \xi_4 \cdot \gamma_s$).
- F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($= \xi_4 \cdot \gamma_b$).

Portata laterale

La portata laterale limite viene valutata con la seguente relazione:

$$Q_{ll} = \pi \cdot D \cdot \sum_i (\tau_i \cdot h_i)$$

dove:

- D = diametro palo,
- τ_i = tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo,
- h_i = altezza dello strato i-esimo.

Depositi incoerenti e coesivi in condizioni drenate

La tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo/setto, in accordo a Burland (1973), Reese & O'Neill (1988), Chen & Kulhawy (1994), O'Neill & Hesson (1994), viene valutata con un criterio alle tensioni efficaci con riferimento alla seguente espressione:

$$\tau_i = k \cdot \sigma'_v \cdot \tan \phi \leq \tau_{i,max}$$

dove:

- σ'_v = tensione verticale efficace litostatica,
- k = coefficiente empirico assunto in questa sede pari a 0.6

Depositi coesivi in condizioni non drenate – analisi a breve termine

In condizioni non drenate la tensione laterale limite $\tau_{lim,i}$, per terreni coesivi, viene valutata con l'espressione:

$$\tau_{lim,i} = \alpha \cdot c_u < 100 \text{ kPa}$$

oppure i valori di α suggeriti da AGI (1984)

c_u (kPa)	α (-)
≤ 25	0.9
25÷50	0.8
50÷75	0.6
≥ 75	0.4

Per i terreni coesivi alluvionali è stata eseguita anche una verifica in tensioni efficaci, in accordo con quanto previsto dalle Raccomandazioni AGI:

$$0.23 \sigma'v < \tau_i < 0.25 \sigma'v$$

Portata di base

Per la valutazione della portata di base limite sono state utilizzate le seguenti relazioni:

$$Q_{bl} = A_p \cdot q_{bl}$$

dove:

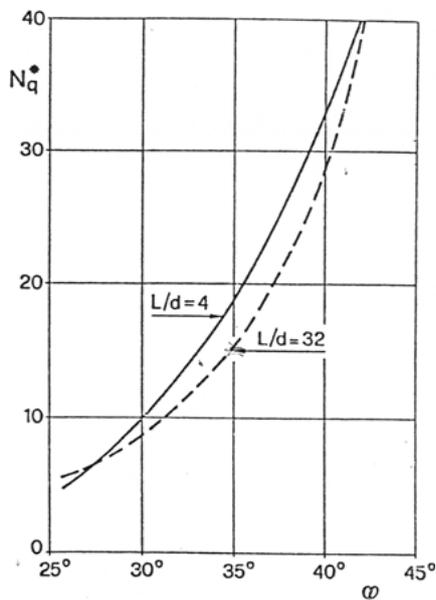
- A_p = area della base del palo,
- q_{bl} = portata limite specifica di base.

Depositi Incoerenti e coesivi in condizioni drenate

La portata limite di base viene valutata con la correlazione di Berezantzev (1965):

$$q_{bl} = N_q \cdot \sigma'v \leq q_{b,max}$$

con N_q valori ridotti di Berezantzev secondo AGI (1984), e con limitatore superiore della portata di base ($q_{b,max}$), valutata come consigliato di seguito.


Tabella 10-4 – Valori di N_q riportate nelle AGI (1984)

Nei terreni incoerenti, la pressione di base del palo associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo, in accordo ad esempio a Gwizdala [1984], Reese & O'Neill [1988] e Matsui [1993], può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$(q_{ub})_{\frac{s}{D}=0.1} = (N_{SPT})_m \cdot \alpha_N \leq q_{ubmax} \quad [kPa]$$

essendo:

- α_N = coefficiente empirico riportato nella seguente tabella;
- q_{ubmax} = pressione ultima di base massima consigliabile, vedasi seguente tabella;
- $(N_{SPT})_m$ = valore di N_{SPT} medio su un tratto pari a $1.5 \cdot D$ al di sopra e al di sotto della base del palo.

Tabella 10-5 - Valori di α_N e di q_{ubmax} secondo Gwizdala [1984]

	$\alpha_N (-)$	$q_{ubmax} (kPa)$
GHIAIE	150	7500
SABBIE	120	5800
SABBIE LIMOSE	85	4300

Cautelativamente nelle verifiche in condizioni drenate di lungo termine si assume un valore nullo di coesione c' anche in presenza di terreni coesivi.

Per considerare presente l'intera portata alla base occorrerà verificare che il palo sia entrato per almeno 4 diametri nello strato di base. Inoltre, qualora sia presente uno strato di terreno più scendente al di sotto della punta dei pali occorrerà intestare la punta a 2-3 diametri dalla superficie dello strato sottostante.

Depositi coesivi in condizioni non drenate – analisi a breve termine

La portata di base critica q_{bcr} , per terreni coesivi, viene valutata con l’espressione:

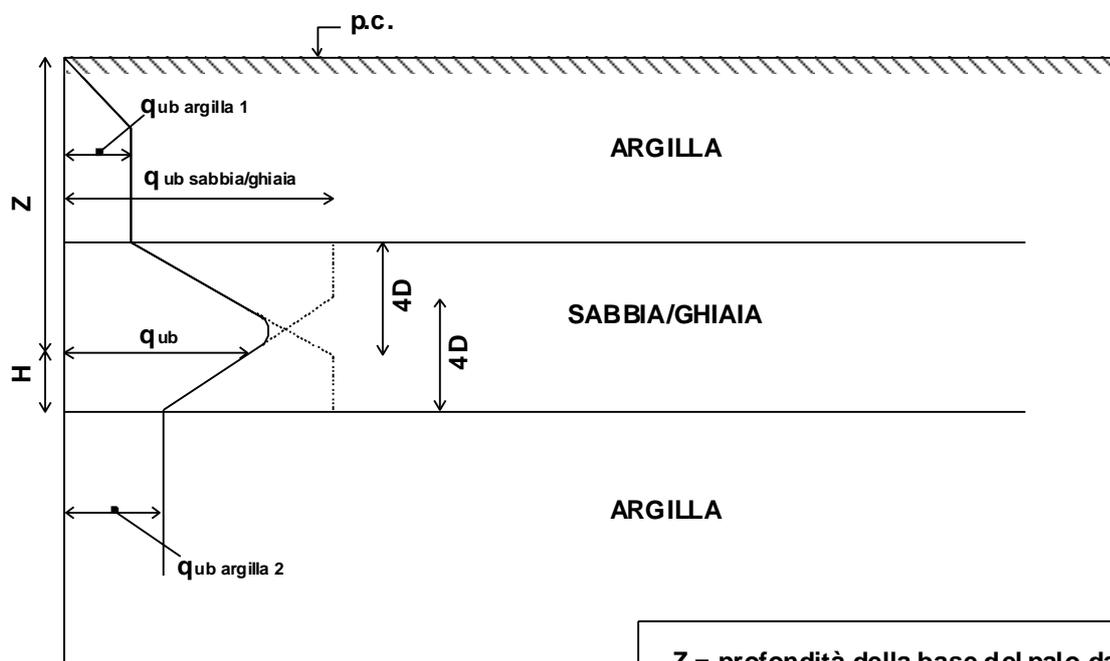
$$q_{bcr} = (9 c_u + \sigma_v)$$

dove

- c_u = coesione non drenata
- σ_v = tensione verticale totale in corrispondenza della base del palo.

Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati a grana fine (limi e argille) e strati a grana grossa (sabbie e ghiaie), la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi andrà abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo in accordo allo schema riportato in **!Error! No se encuentra el origen de la referencia..**



Z = profondità della base del palo da p.c.

10.2.1 Resistenza a trazione

La portata a trazione di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) “ Q_d ” può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{LL} / FS_L + W'_p$$

dove:

- Q_{LL} = portata laterale limite (da determinarsi in conformità a quanto già descritto nel precedente paragrafo),
- W'_p = peso efficace del palo (alleggerito se sotto falda),
- F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a trazione ($= \gamma_{st} \cdot \xi_3$).

10.2.2 Comportamento di gruppo a carichi verticali

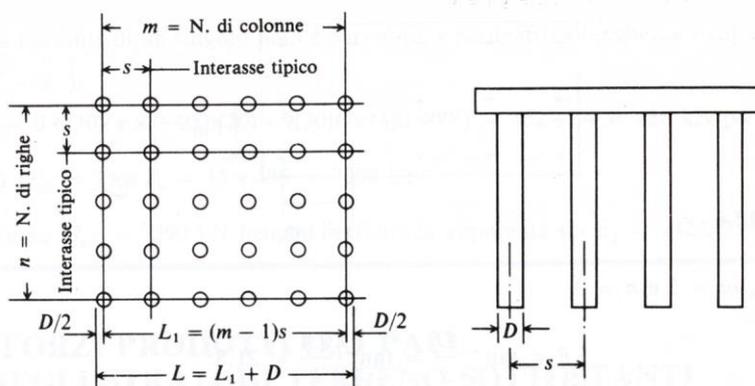
Per la stima della portanza verticale delle palificate costituenti le fondazioni delle spalle e delle pile, l'efficienza del gruppo di pali è stata calcolata con la formula di Converse – Labarre, secondo la quale l'efficienza E_g è pari a:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n - 1)m + (m - 1)n}{90mn}$$

Dove:

- $\theta = \tan^{-1}(D/i)$ espresso in gradi,
- i è l'interasse considerato asse palo – asse palo,
- D è il diametro dei pali
- m ed n sono determinati secondo lo schema riportato nella figura seguente.

Tabella 10-6 – Efficienza di gruppo pali – Modello di calcolo



Il carico limite del gruppo è stato valutato anche come suggerito da Terzaghi & Peck (1948) ovvero considerando i pali ed il terreno un blocco unico – tuttavia in questo caso con interessi comunque superiori a 3D tale comportamento risulta essere meno probabile:

$$Q_{G,lim} = B_1 B_2 (N_c c_u + \sigma_{v0, base}) + 2 L (B_1 + B_2) c_u$$

dove B_1 B_2 sono le dimensioni in pianta della palificata e N_c è funzione delle dimensioni geometriche ovvero del volume della palificata ed in questo caso prossimo a 9 ($B_1 \approx B_2$ e $L/B > 4$).

La lunghezza del palo dovrà essere almeno pari a 10 volte il diametro del palo (D).

Il carico di progetto sul palo dovrà essere compatibile con le caratteristiche resistenti della sezione del palo.

10.2.3 Verifica allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Per quanto riguarda lo stato limite di servizio (SLE), deve essere verificato che gli effetti attesi delle azioni caratteristiche (cedimenti, rotazioni, vibrazioni) sulle strutture proposte (o quelli indotti, se il caso, sulle strutture adiacenti) siano inferiori al massimo di quelli consentiti. Le analisi dovranno essere effettuate considerando i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali, con riferimento sia alla resistenza che alla deformabilità.

Si verificherà inoltre che la risposta del palo in esercizio sia di tipo “elastico”, verificando un adeguato coefficiente di sicurezza sulla portata ultima per attrito laterale (Q_{ll} / FS_{el} , con $FS \geq 1.25$ per condizioni di carico SLE).

10.3 RISULTATI OTTENUTI

Per i calcoli relativi alle curve di capacità portante si rimanda alle relazioni di calcolo specifiche di ogni opera; nella seguente tabella si riassumono i risultati ottenuti.

Tabella 10-7. Lunghezza dei pali proposta per ogni opera d'arte maggiore

OPERA	Pk	SPALLA	FONDAZIONE
VI-01 Ponte sul torrente Fuorni	1+591.41	Spalla A Spalla B	12 Pali D=1.5m L=36m 4 Pali D=1.5m L=38m
VI-02 Ponte sul fiume Picentino	3+590.74	Spalla A Spalla B	Pozzo D=10m L=16m 60 Micropali D=0.3m L=20m i=1.0m inclinati di 15° nelle due direzioni ortogonali
VI-03 Ponte sul fiume Asa	6+860.96	Spalla A Spalla B	5 Pali D=1.5m L=36m 8 Pali D=1.5m L=36m
VI-04 Ponte sul fosso Diavoloni	7+931.42	Spalla A Spalla B	48 Micropali D=0.3m L=25m i=0.9m inclinati di 15° sulla verticale Pozzo D=7m L=15m

OPERA	PK	SPALLA	FONDAZIONE
IV-01 Cavalcaferrova Wenner	1+828.30	Spalla A Spalla B	21 Pali D=1.2m L=33m 24 Pali D=1.2m L=35m
NW-01 Ponte Frestola	6+061.64	Spalla A Spalla B	12 Pali D=1.2m L=27m 12 Pali D=1.2m L=27m

10.4 CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI

Per la verifica del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita.

Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito al variare del tipo di meccanismo considerato. Per tenere conto degli effetti di gruppo per la verifica a carico limite orizzontale si assuma un coefficiente pari a 0.8.

In terreni coesivi si ha:

$$\begin{aligned}
 \text{Palo corto:} \quad H &= 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right) \\
 \text{Palo intermedio:} \quad H &= -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5} \\
 \text{Palo lungo:} \quad H &= -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}
 \end{aligned}$$

dove :

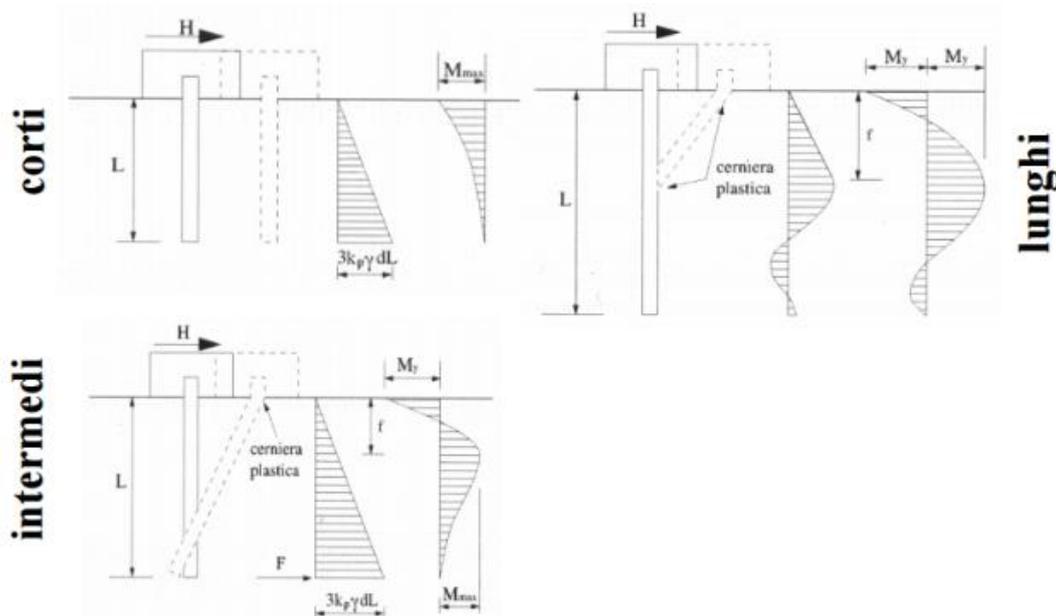
- H = carico limite orizzontale del palo;
- c_u = resistenza non drenata del terreno;
- M_y = momento di plasticizzazione del palo;
- L = lunghezza del palo;
- d = diametro del palo.

In terreni incoerenti si ha (vedasi figura seguente):

$$\begin{aligned}
 \text{Palo corto:} \quad H &= 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 \\
 \text{Palo intermedio:} \quad H &= \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L} \\
 \text{Palo lungo:} \quad H &= k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}
 \end{aligned}$$

Dove, oltre ai termini già definiti,

- k_p = coefficiente di spinta passiva.



Il valore di H dovrà essere confrontato con il massimo valore del taglio agente sul palo al variare delle combinazioni (Vpd); il valore determinato con la teoria di Broms dovrà essere ridotto secondo quanto prevede la normativa vigente.

$$H_{lim} = \frac{H}{\xi \cdot \gamma_T} \geq Vpd$$

dove:

- H = valore limite in funzione del meccanismo attivato;
- ξ = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate (vedasi Tabella 10-2);
- γ_T = fattore di resistenza laterale secondo la tabella di seguito riportata.

Tabella 10-8 – Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

10.4.1 Verifica a carico limite orizzontale in terreni potenzialmente liquefacibili

Per la verifica del carico limite orizzontale per i pali di fondazione situati nelle zone dove è stata riscontrata la presenza di lenti sabbiose potenzialmente liquefacibili, la teoria di Broms resta applicabile, utilizzando il modello stratificato e trascurando lo strato liquefacibile. Tale analisi è riportata nella relazione di calcolo delle fondazioni dei viadotti.

11 PALIFICATE DI FONDAZIONE

11.1 VALUTAZIONE DEL MOMENTO ADIMENSIONALE LUNGO IL PALO

Per ricavare il momento adimensionalizzato lungo il fusto del palo si ricorre al metodo di Matlock e Reese (1956), che utilizzando il metodo delle differenze finite, hanno risolto il problema del palo soggetto ad un carico orizzontale, mediante l'impiego di parametri adimensionali, ottenuti esprimendo l'equazione della linea elastica attraverso equazioni differenziali funzione del tipo di sollecitazione agente.

Nel caso in esame, considerando l'andamento del coefficiente di reazione orizzontale palo-terreno (k_h , che verrà definito nel paragrafo seguente), si ricorre al metodo degli elementi finiti, adimensionalizzando la soluzione come segue:

$$M_0 = \alpha_m \cdot H_0$$

$$M(z) = M_0 \cdot M_{ad}(z)$$

essendo:

- H_0 = azione tagliante in testa palo [F];
- M_0 = azione flettente, conseguente ad H_0 , in testa al palo;
- α_m = rapporto momento taglio in testa palo nell'ipotesi di rotazione impedita [L];
- M_{ad} = momento flettente adimensionale lungo il fusto del palo.

Per terreni coesivi dove si considera k_h costante con la profondità, la lunghezza caratteristica vale :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{k_h \cdot D}}$$

Mentre per terreni incoerenti dove si considera k_h variabile con la profondità, la lunghezza caratteristica vale :

$$\lambda = \sqrt[5]{\frac{EJ}{n_h}}$$

11.1.1 Modulo di reazione orizzontale del terreno

Lo studio dell'interazione tra palo soggetto ai carichi orizzontali ed il terreno viene effettuato ricorrendo alla teoria di Matlock e Reese che si basa sul noto modello di suolo alla Winkler (elastico-lineare), caratterizzato da un modulo di reazione orizzontale del terreno (E_{MR}) definito come il rapporto fra la reazione del terreno per unità di lunghezza del palo (p) ed il corrispondente spostamento orizzontale (y):

$$E_{MR} = p / y \quad [FL^{-2}]$$

Si osservi che, definito K_w [FL^{-3}] il coefficiente di sottofondo di Winkler, per un palo di diametro D si ha:

$$E_{MR} = k_h \cdot D$$

L'andamento del modulo di reazione orizzontale con la profondità è funzione principalmente del tipo di terreno.

Per i terreni incoerenti si assume in genere una legge di variazione lineare caratterizzata dai seguenti parametri:

$$k_h = n_h \cdot z/D \quad [FL^{-2}]$$

dove:

- k_h = coefficiente di reazione del terreno;
- z = profondità a partire dalla sommità del palo.

Stato addensamento	Sciolto	Medio	Denso
n_h [N/cm ³], sabbie non immerse	2.5	7.5	20
n_h [N/cm ³], sabbie immerse	1.5	5	12

Per i terreni coesivi si assume in genere una legge del tipo:

$$k_h = \xi \cdot c_u/D, \quad \text{con } \xi = 400,$$

corrispondenti a valori secanti del modulo E_{MR} per pali isolati con basse deformazioni.

Negli strati di terreno potenzialmente liquefacibili, si assume modulo di reazione orizzontale del terreno pari a zero. Negli eventuali strati di terreno, interposti tra due livelli potenzialmente liquefacibili, il modulo di reazione orizzontale del terreno è stato cautelativamente abbattuto al 50%.

11.2 ANALISI DEL CEDIMENTO DEL SINGOLO PALO E DELLA PALIFICATA

Per quanto riguarda il calcolo dei cedimenti delle fondazioni, è stata prima di tutto analizzata la risposta del singolo palo considerando i metodi tradizionali proposti in letteratura.

Una descrizione sintetica del metodo utilizzato e delle ipotesi cui fanno riferimento è riportata nel seguito. Quindi dal cedimento del generico palo è stato calcolato il cedimento del gruppo di pali.

Nell'ambito del Metodo di Poulos & Davis (1980), il cedimento di un singolo palo isolato w_s sotto l'azione di un carico Q è espresso dalla:

$$w_s = \frac{I_w}{EL} Q$$

nella quale I_w è un coefficiente d'influenza adimensionale funzione dei parametri L/D (con L =lunghezza del palo; D =diametro del palo), del coefficiente di Poisson del mezzo elastico con cui si rappresenta il terreno e K .

Relazione geotecnica generale	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00 D 78	RH	GE0600 001	B	133 di 144

Il terreno è modellato come un mezzo elastico stratificato alla Gibson, di spessore finito H e modulo crescente con la profondità. K è il rapporto tra il modulo di rigidezza del palo, Ep e il Modulo di Young del terreno, E.

Per il valore prefissato del coefficiente di Poisson $\nu = 0.5$, per ampi rapporti di K e fino a valori correnti dei rapporti L/D, l'andamento di I_w è approssimativamente asintotico con valori stimabili con la seguente relazione.

$$I_w = 0.5 + \text{Log}(L/D)$$

Il cedimento del singolo palo è stato esteso a quello del gruppo di pali, $W_{palificata}$. Il problema è stato studiato nell'ipotesi che ciascun palo si comporti come un elemento elastico indipendente dagli altri quindi il cedimento di una palificata può essere espresso come prodotto del cedimento del singolo palo per un coefficiente di amplificazione R, dipendente da fattori essenzialmente geometrici come il numero di pali della palificata n e il rapporto i/D ossia il rapporto tra l'interasse e il diametro dei pali. E' possibile stimare un cedimento della palificata massimo.

$$W_{palificata,max} = n \cdot R_{G,max} \cdot W_{s,max}$$

con:

- $R_{G,max} = (0.5/R) + (0.13/R^2)$
- Per R, Randolph & Clancy (1993) e Mandolini (1994) hanno proposto la relazione:
- $R = (n \cdot i/L)^{0.5}$

e con:

- n= numero di pali facenti parte della palificata;
- $w_{s,max}$ = cedimento massimo del singolo palo;
- i= interasse;
- L= lunghezza dei pali.

12 CRITERI PER IL CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI DIRETTE

Il metodo di calcolo della capacità portante adottato è quello descritto in "Lancellotta - Geotecnica - Ed. Zanichelli - 1993" basato sulle indicazioni teoriche di diversi autori (Terzaghi, Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen) che fornisce espressioni analitiche generali per la valutazione della pressione limite di rottura del terreno.

$$P_{lim} = 0.5 \gamma' t B' N_g S_g I_g G_g + c' N_c S_c I_c G_c + q' o N_q S_q I_q G_q$$

dove:

- γ' = peso di volume efficace del terreno di fondazione;
- c', ϕ' = parametri del terreno di fondazione in condizioni drenate;
- B' = dimensione efficace della fondazione, funzione dell'eccentricità dei carichi;
- $q'o$ = pressione efficace litostatica verticale al livello del piano di posa della fondazione;
- N_g, N_c, N_q = Fattori di capacità portante funzione dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' ;
- S_g, S_c, S_q = Fattori di forma dipendenti dal rapporto fra le dimensioni dell'impronta della fondazione;
- D_g, D_c, D_q = Fattori di profondità funzione del rapporto fra l'approfondimento del piano di posa e le dimensioni reali della fondazione;
- I_g, I_c, I_q = Fattori di inclinazione del carico dipendenti dall'inclinazione della risultante dei carichi e dall'adesione sull'area efficace della fondazione;
- G_g, G_c, G_q = Fattori di inclinazione del piano campagna;

Atri simboli, impiegati nel seguito:

- B = dimensione reale della fondazione;
- L = dimensione reale trasversale della fondazione rettangolare;
- $A_{ef} = B' \cdot L'$ = area efficace della fondazione
- D_F = profondità di posa della fondazione dal piano di campagna;
- D_w = profondità della falda dal piano di campagna;
- γ_n = peso di volume naturale del terreno di fondazione;
- γ' = peso di volume efficace del terreno di fondazione;
- α = inclinazione del piano di posa;
- β = inclinazione del piano di campagna;
- c_a = coesione di adesione fondazione terreno $\leq c'$
- F_z = carico verticale (applicato al centro dell'impronta di fondazione);
- F_x = carico orizzontale (applicato alla quota di posa della fondazione), parallelo alla direzione di B ;
- F_y = carico orizzontale (applicato alla quota di posa della fondazione); parallelo alla direzione di L ;
- M_X = momento flettente (nel piano parallelo alla direzione di B);
- M_Y = momento flettente (nel piano parallelo alla direzione di L).

Vedasi figure esplicative seguenti.

Le dimensioni efficaci della fondazione sono valutate tramite le seguenti espressioni (Meyerhoff, 1953):

$$B' = B - 2 \cdot M_X / F_Z$$

$$L' = L - 2 \cdot M_Y / F_Z$$

Il metodo di calcolo dei fattori di capacità portante è basato sulle indicazioni teoriche di diversi autori (Terzaghi, Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen) che fornisce espressioni analitiche generali per la valutazione della pressione limite di rottura del terreno.

Per i fattori di capacità portante N_q e N_c si fa riferimento alle espressioni ricavate analiticamente da Prandtl (1921) e Reissner (1924). Per il fattore N_γ si fa riferimento all'espressione proposta da Caquot e Kérisel (1953):

- $N_q = \tan^2(\pi/4 + \varphi'/2) \cdot e^{\pi \tan \varphi'}$
- $N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$
- $N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$

Per i coefficienti di forma si adottano le seguenti espressioni:

- $s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot (B'/L') \cdot K_p$
- $s_c = 1 + 0.2 \cdot (B'/L') \cdot K_p$
- $s_q = s_g$

in cui:

- $K_p = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi')$.

Si assume:

$$B'/L' \leq 1.0$$

$$s_\gamma = s_c = s_q = 1 \quad \text{per fondazione nastriforme}$$

Per tener conto dell'approfondimento del piano di posa si adottano le seguenti espressioni:

- $d_\gamma = 1$
- $d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2 \cdot k$
- $d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \cdot \tan \varphi')$

essendo:

- $k = (DF / B)$ per $DF / B \leq 1$
- $k = \tan^{-1}(DF / B)$ per $DF / B > 1$

Per tener conto dell'inclinazione del carico si adottano le seguenti espressioni:

- $i_\gamma = [1 - FX / (FZ + Aef \cdot ca \cdot \cot \varphi')]^{m+1}$
- $i_q = [1 - FX / (FZ + Aef \cdot ca \cdot \cot \varphi')]^m$
- $i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \varphi')$
- $m = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$

Per tener conto dell'inclinazione del piano di posa (angolo α) si adottano le seguenti espressioni:

- $bq = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2$
- $b\gamma = bq$
- $bc = bq - (1 - bq) / (Nc \cdot \tan \varphi')$

Per tener conto dell'inclinazione del piano campagna (angolo β) si adottano le seguenti espressioni:

- $gq = (1 - \tan \beta)^2$
- $g\gamma = gq$
- $gc = gq - (1 - gq) / (Nc \cdot \tan \varphi')$

Figura 12.1 – Schema per la verifica della capacità portante

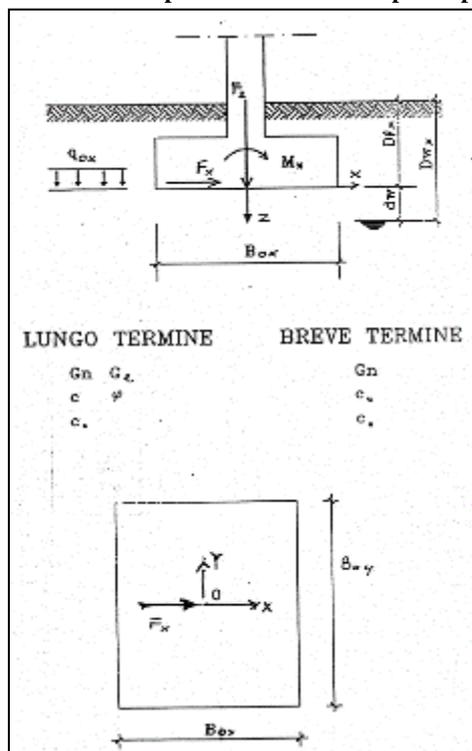
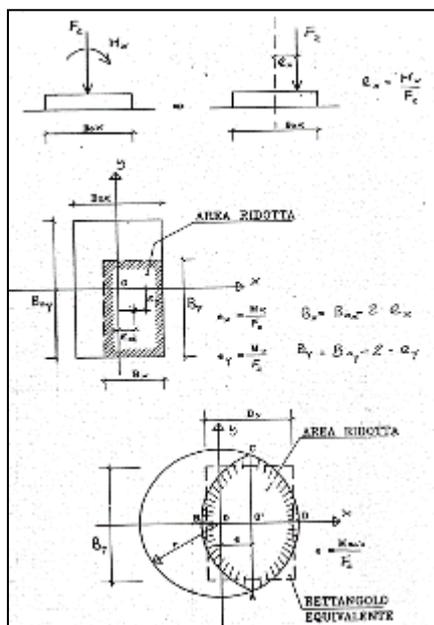


Figura 12.2 – Aree di impronta ridotte in presenza di carichi eccentrici (Meyerhof, 1953)



12.1 DETERMINAZIONE DEL COEFF. DI SOTTOFONDO ALLA WINKLER PER ANALISI STRUTTURALI

Per le analisi d'interazione struttura-terreno in direzione verticale, il coefficiente di sottofondo alla Winkler può essere determinato con la seguente relazione:

$$k_w = \frac{E}{(1 - \nu^2) \cdot B \cdot c_t}$$

dove:

- E = modulo elastico del terreno (assunto pari a $E_0/5$, dove E_0 è il modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni);
- ν = coefficiente di Poisson = 0.3;
- B = larghezza della fondazione.
- c_t = fattore di forma, coefficiente adimensionale ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (vedasi tabella seguente).

Tabella 12-1 – Fattore di forma per la stima del coefficiente di Winkler

Fondazione Rigida	c_t
- rettangolare con $L/B \leq 10$	$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$
- rettangolare con $L/B > 10$	$c_t = 2 + 0.0089 (L/B)$
dove L é il lato maggiore della fondazione.	

13 PIANO DI POSA

In seguito all'esecuzione dei pozzetti esplorativi e con riferimento alle indagini ad oggi disponibili, sono stati definiti gli spessori di terreno vegetale e quindi il trattamento idoneo per la formazione del piano di posa. Lo spessore minimo per la formazione del rilevato ferroviario (e stradale per le viabilità secondarie) è di 0.50 m (scotico): dovrà comunque essere asportato tutto lo spessore di terreno vegetale. Qualora, raggiunto il piano di posa previsto, si rinvenisse ancora coltre vegetale o comunque terreno rammollito, non idoneo ai requisiti progettuali quale piano di posa, si dovrà provvedere a bonifica e sostituzione con materiale idoneo.

Inoltre, in merito al tema dello spessore per lo scotico e la bonifica, si fanno le seguenti considerazioni.

I sondaggi sono stati eseguiti nei punti ragionevolmente accessibili e vicini alla linea per quanto possibile e hanno permesso la ricostruzione stratigrafica lungo il tracciato ma in questo ambiente così antropizzato forniscono indicazioni circa gli spessori dello strato di riporto e terreno vegetale che potrebbero essere fuorvianti: riteniamo infatti che ci sia una notevole e difficilmente individuabile variabilità spaziale.

Definire il valore della profondità della bonifica sulla base dei sondaggi rischia di essere quindi fuorviante, anche perché la maggior parte dei sondaggi sono stati effettuati a distanze maggiori di 10 m dall'asse del tracciato: la media complessiva è 34 m, con alcuni sondaggi posti a più di 150 m quindi molto poco rappresentativi.

Analizzando inoltre i valori dello strato da bonificare, risultano valori puntuali che superano i 3 m, raggiungendo i 5 m, mentre si è notato che i sondaggi eseguiti più vicino alla linea hanno valori di R+V molto più contenuti.

Sulla base di queste evidenze e considerazioni si propone di considerare il dato dei sondaggi o pozzetti quando sono a meno di 10 m dall'asse della nuova linea ma mettere un tetto ragionevole in tutte le altre zone.

Lungo tutto il binario della Metro Salerno, si procederà quindi nel seguente modo:

- scotico 50 cm lungo tutta l'estensione della linea
- bonifica con profondità complessiva corrispondente al valore R+V per sondaggi e pozzetti a meno di 10 m dall'asse della linea
- bonifica con valore massimo di 1 m altrove.

Di seguito viene riportata la tabella con le sezioni di calcolo ogni 150 m, e riportata la quota del terreno e di progetto, oltre che l'entità di scotico+bonifica considerato, in base alle motivazioni espresse in precedenza.

Si prevede una verifica e condivisione puntuale di questo dato tra appaltatore e Direzioni Lavori una volta entrati in possesso delle aree. Riportiamo con una tabella i tratti interessati dalla bonifica, con la indicazione degli spessori considerati.

Tabella 13-1 – Spessori di Scotico + Bonifica considerati

Sezione n°	PK	Quote terreno (m asl)	Quote progetto (m asl)	Spessore di riporto (R+V)	Spessore di riporto (R+V) secondo sondaggi	Sondaggio di riferimento
1	0+000	8,455	8,608	1,5	1,6	BH1* [35m]
2	0+050	11,053	8,638	1,3		
3	0+100	9,583	9,015	1,1		
4	0+150	9,243	9,623	0,9		
5	0+200	9,961	10,152	0,8		
6	0+250	9,985	10,496	0,6		
7	0+300	10,314	10,84	0,4		
8	0+350	10,881	11,184	0,2	0,2	S1_serieS [8m]
9	0+400	13,324	11,528	0,525		
10	0+450	13,211	11,996	0,85		
11	0+500	13,012	12,589	1,175		
12	0+550	12,745	13,182	1,5	1,4	BH2* [19m]
13	0+600	14,211	13,534	1,50		
14	0+650	13,841	13,643	1,50		
15	0+700	12,538	13,751	1,50		
16	0+750	12,767	13,86	1,50		
17	0+800	12,914	14,352	1,50		
18	0+850	13,109	14,846	1,50		
19	0+900	13,664	15,339	1,5	1,5	BH3* [13m]
20	0+950	13,999	15,596	1,5	0,5	174478* [258m]
21	1+000	14,268	15,852	1,42		
22	1+050	13,795	16,109	1,33		
23	1+100	14,396	16,368	1,25		
24	1+150	14,913	16,621	1,17		
25	1+200	15,491	16,878	1,08		
26	1+250	14,577	17,231	1	1	BH4* [5m]
27	1+300	16,538	17,731	1,08		
28	1+350	16,857	18,231	1,17		
29	1+400	16,826	18,731	1,25		
30	1+450	17,235	19,231	1,33		
31	1+500	17,922	19,731	1,42		
32	1+550	17,907	20,231	1,5	0,6	BH5* [19m]
33	1+600	15,322	20,332	0,825		
34	1+650	19,578	20,332	0,15	0,15	BH6*[4m]
35	1+700	19,927	20,332	0,825		
36	1+750	19,883	20,332	1,5	1,6	S2_serieS* [21m]
37	1+800	20,075	20,399	1,5	1,5	BH7* [18m]

Sezione n°	PK	Quote terreno (m asl)	Quote progetto (m asl)	Spessore di riporto (R+V)	Spessore di riporto (R+V) secondo sondaggi	Sondaggio di riferimento
38	1+850	20,545	20,739	1,5	0,5	BH8* [26m]
39	1+900	21,035	21,078	1,50		
40	1+950	21,081	21,417	1,50		
41	2+000	21,226	21,757	1,50		
42	2+050	22,262	22,096	1,50		
43	2+100	22,809	22,435	1,50		
44	2+150	22,374	22,962	1,50		
45	2+200	23,456	23,489	1,50		
46	2+250	24,191	24,017	1,50		
47	2+300	24,253	24,544	1,50		
48	2+350	24,058	25,072	1,50		
49	2+400	24,384	25,599	1,5	3,08	BH9* [30m]
50	2+450	24,956	25,74	1,47		
51	2+500	25,342	25,881	1,45		
52	2+550	25,617	26,021	1,42		
53	2+600	25,892	26,162	1,39		
54	2+650	26,166	26,302	1,37		
55	2+700	26,441	26,443	1,34		
56	2+750	26,711	26,583	1,31		
57	2+800	26,978	26,67	1,29		
58	2+850	27,167	26,756	1,26		
59	2+900	27,223	26,842	1,23		
60	2+950	27,201	26,928	1,21		
61	3+000	27,278	27,017	1,18		
62	3+050	26,783	27,1	1,15		
63	3+100	26,835	27,1	1,13		
64	3+150	26,733	27,1	1,1	1,1	BH10 [6m]
65	3+200	26,669	27,1	1,23		
66	3+250	26,903	27,1	1,37		
67	3+300	27,039	27,1	1,5	0,4	S3_serieS* [12m]
68	3+350	26,747	27,1	1,50		
69	3+400	26,578	27,1	1,50		
70	3+450	26,389	26,91	1,50		
71	3+500	26,225	26,719	1,50		
72	3+550	26,209	26,528	1,5	0,8	BH11* [49m]
73	3+600	25,99	26,336	1,5	0,8	BH11* [49m]
74	3+650	26,154	26,145	1,5	5	BH12* [43m]
75	3+700	25,407	25,954	1,50		

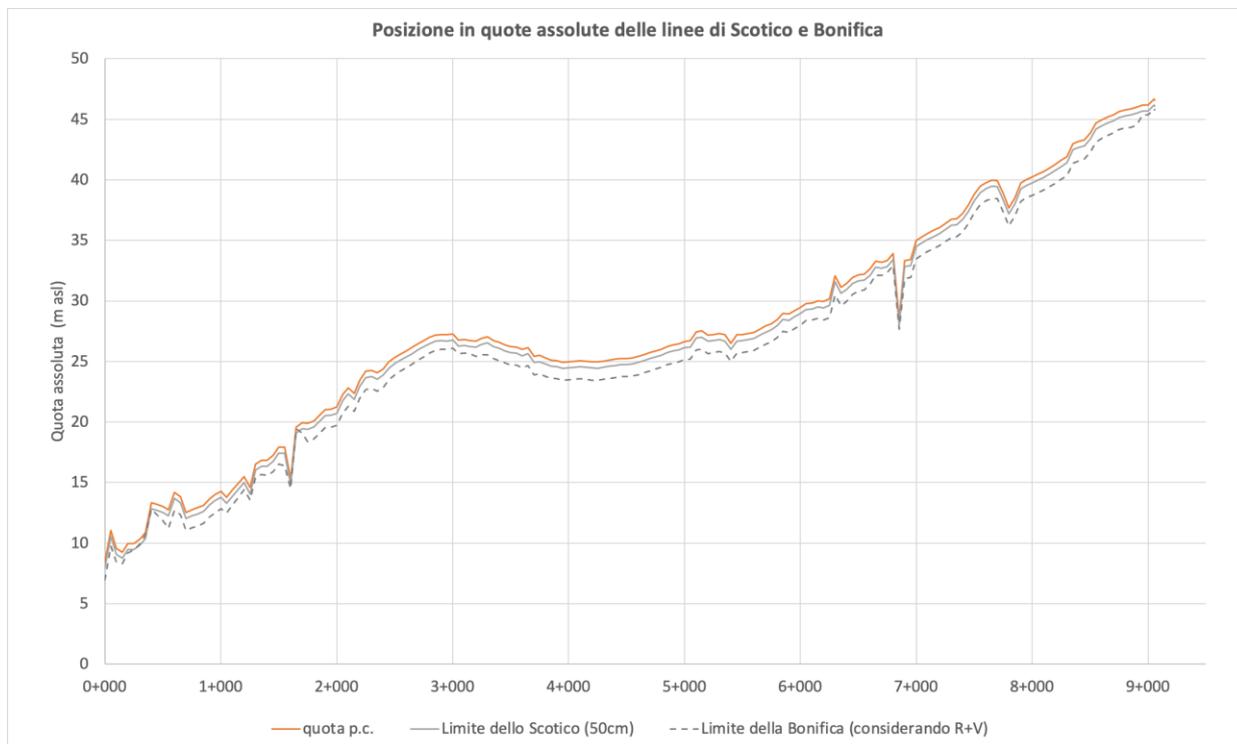
Sezione n°	PK	Quote terreno (m asl)	Quote progetto (m asl)	Spessore di riporto (R+V)	Spessore di riporto (R+V) secondo sondaggi	Sondaggio di riferimento
76	3+750	25,494	25,763	1,50		
77	3+800	25,274	25,572	1,50		
78	3+850	25,121	25,381	1,50		
79	3+900	25,084	25,346	1,50		
80	3+950	24,945	25,313	1,5	2,5	S1 - pk 62+485* [24m]
81	4+000	24,973	25,279	1,5	2,5	S1 - pk 62+485* [24m]
82	4+050	25,031	25,245	1,5		
83	4+100	25,064	25,211	1,5	0,5	S1 - pk 62+615* [19m]
84	4+150	25,041	25,178	1,5	0,5	S1 - pk 62+615* [19m]
85	4+200	24,966	25,144	1,5		
86	4+250	24,957	25,11	1,5	0,68	BH13 [42m]
87	4+300	25,019	25,181	1,50		
88	4+350	25,095	25,252	1,50		
89	4+400	25,182	25,323	1,50		
90	4+450	25,251	25,394	1,5	0,6	S4_serieS* [42m]
91	4+500	25,255	25,465	1,5	0,6	S4_serieS* [42m]
92	4+550	25,284	25,614	1,5	3	174580* [108m]
93	4+600	25,411	25,769	1,50		
94	4+650	25,563	25,923	1,50		
95	4+700	25,726	26,078	1,50		
96	4+750	25,87	26,232	1,50		
97	4+800	26,013	26,497	1,50		
98	4+850	26,235	26,797	1,50		
99	4+900	26,354	27,098	1,50		
100	4+950	26,469	27,398	1,50		
101	5+000	26,654	27,698	1,50		
102	5+050	26,705	27,999	1,50		
103	5+100	27,446	28,299	1,50		
104	5+150	27,517	28,599	1,5	1,2	S1 - pk 63+703* [80m]
105	5+200	27,17	28,536	1,5	0	S2 - pk 63+703* [18m]
106	5+250	27,238	28,472	1,5		
107	5+300	27,329	28,407	1,5	0	S3 - pk 63+703* [63m]
108	5+350	27,203	28,343	1,50		
109	5+400	26,519	28,279	1,50		
110	5+450	27,202	28,214	1,50		
111	5+500	27,239	28,15	1,50		
112	5+550	27,306	28,29	1,50		
113	5+600	27,413	28,431	1,50		

Sezione n°	PK	Quote terreno (m asl)	Quote progetto (m asl)	Spessore di riporto (R+V)	Spessore di riporto (R+V) secondo sondaggi	Sondaggio di riferimento
114	5+650	27,686	28,572	1,50		
115	5+700	27,922	28,712	1,50		
116	5+750	28,131	28,853	1,5	0	BH14* [12m]
117	5+800	28,48	29,261	1,5	2,5	S1 - pk 64+353* [22m]
118	5+850	28,992	29,91	1,5	1,5	S2 - pk 64+353* [13m]
119	5+900	28,906	30,56	1,5	1,3	S5_serieS* [31m]
120	5+950	29,208	31,209	1,5		
121	6+000	29,488	31,506	1,5	1,3	BH16* [164m]
122	6+050	29,782	31,267	1,4	1,4	BH15* [1m]
123	6+100	29,844	31,627	1,4	1,4	BH15* [1m]
124	6+150	30,002	31,688	1,45		
125	6+200	29,944	31,748	1,50		
126	6+250	30,165	31,808	1,55		
127	6+300	32,095	32,035	1,6	1,6	BH17*[5m]
128	6+350	31,119	32,442	1,54		
129	6+400	31,446	32,85	1,47		
130	6+450	31,957	33,257	1,41		
131	6+500	32,178	33,664	1,35		
132	6+550	32,2	34,072	1,28		
133	6+600	32,638	34,479	1,22		
134	6+650	33,289	34,584	1,15		
135	6+700	33,196	34,688	1,09		
136	6+750	33,352	34,792	1,03		
137	6+800	33,9	34,896	0,96		
138	6+850	28,551	35	0,9	0,9	BH18* [1m]
139	6+900	33,326	35,259	1,5	5,4	BH19* [1m]
140	6+950	33,416	35,519	1,50		
141	7+000	34,988	35,778	1,50		
142	7+050	35,314	36,038	1,50		
143	7+100	35,587	36,297	1,50		
144	7+150	35,829	36,557	1,50		
145	7+200	36,09	36,816	1,50		
146	7+250	36,408	37,075	1,50		
147	7+300	36,733	37,335	1,50		
148	7+350	36,809	37,594	1,50		
149	7+400	37,227	37,854	1,50		
150	7+450	37,892	38,113	1,50		
151	7+500	38,792	38,373	1,50		

Sezione n°	PK	Quote terreno (m asl)	Quote progetto (m asl)	Spessore di riporto (R+V)	Spessore di riporto (R+V) secondo sondaggi	Sondaggio di riferimento
152	7+550	39,469	38,632	1,50		
153	7+600	39,766	38,892	1,5	3	BH20* [29m]
154	7+650	39,966	39,151	1,5	1	S1 - pk 66+120* [23m]
155	7+700	39,932	39,411	1,5		
156	7+750	38,836	39,67	1,5		
157	7+800	37,689	39,93	1,5	1	S6_serieS* [24m]
158	7+850	38,517	40,189	1,5	1,45	BH21* [48m]
159	7+900	39,746	40,449	1,5	0,8	S2 - pk 66+406 [28m]
160	7+950	40,021	40,724	1,5	0	S1 - pk 66+406* [28m]
161	8+000	40,252	40,999	1,51		
162	8+050	40,467	41,274	1,53		
163	8+100	40,708	41,549	1,54		
164	8+150	40,977	41,824	1,55		
165	8+200	41,279	42,099	1,56		
166	8+250	41,623	42,374	1,58		
167	8+300	41,926	42,649	1,59		
168	8+350	42,981	43,101	1,6	1,6	BH23* [6m]
169	8+400	43,175	43,554	1,6	1,6	BH23* [6m]
170	8+450	43,309	44,007	1,59		
171	8+500	43,875	44,46	1,58		
172	8+550	44,69	44,913	1,56		
173	8+600	44,973	45,366	1,55		
174	8+650	45,208	45,819	1,54		
175	8+700	45,392	46,272	1,53		
176	8+750	45,657	46,725	1,51		
177	8+800	45,796	47,113	1,5	0,8	BH24 [22m]
178	8+850	45,854	47,113	1,5		
179	8+900	46,011	47,113	1,5		
180	8+950	46,185	47,113	0,8	0,8	BH25* [1m]
181	9+000	46,177	47,113	0,8		
182	9+050	46,681	47,113	0,8		
183	9+055	46,583	47,113	0,8		

Il grafico seguente evidenzia lo spessore di scotico e bonifica in quote assolute lungo la tratta.

Come si può notare, per via dei pochi sondaggi realizzati nei pressi dell'asse del tracciato, prevale l'ipotesi di 0,5 m di scotico + 1,0 m di bonifica.



13.1 VIABILITÀ STRADALI PRINCIPALI

Facendo riferimento ai risultati delle prove di carico su piastra effettuate, in particolare a PZ2 (in prossimità della viabilità di Via Wenner) e PZ3 (circa in corrispondenza del fosso Frestola) e tenendo conto del valore minimo richiesto (20 MPa), si è deciso di considerare:

- scotico 50 cm
- bonifica 50 cm