

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



COLLEGAMENTO LAMEZIA T. - CATANZARO – DORSALE JONICA

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

ELETTRIFICAZIONE TRATTA CATANZARO-LAMEZIA TERME (Lotto 01)

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

PFTE da sottoporre all'esame del CSLPPP ai sensi del DL 16 luglio 2020, n. 76 convertito con legge n. 120/2020 «Misure urgenti per la semplificazione e l'innovazione»

SCALA: ITALFERR S.p.A.
Ordine degli Ingegneri della
Provincia di La Spezia
Dott. Ing. Andrea Nardinocchi
iscritto all'Albo Professionale
--- COD. N. A.1263/

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

RC0W 01 D 78 RH GE0006 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	G. Grimaldi	Aprile 2020	G. F. Colella	Aprile 2020	S. Vanfiori	Aprile 2020	ITALFERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Italiane Direzione Infrastrutture Sud UO Infrastrutture Sud Dott. Ing. Danilo Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10076

File: RC0W01D78RHGE0006001A

n. Elab: 181

INDICE

1	PREMESSA	7
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
3	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO.....	9
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO LUNGO LINEA.....	11
5	INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	15
5.1	PREMESSA	15
5.2	SONDAGGI VERTICALI.....	15
5.3	PROVE GEOFISICHE	17
5.4	SONDAGGI ORIZZONTALI.....	18
6	CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE	18
6.1	DEPOSITI INCOERENTI.....	18
6.2	DEPOSITI COESIVI	21
7	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI LINEA	23
7.1	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INDIVIDUATE.....	23
7.2	DEPOSITI ALLUVIONALI – UNITA A.....	25
7.2.1	<i>Identificazione</i>	25
7.2.2	<i>Parametri di resistenza:</i>	30
7.2.3	<i>Parametri di deformabilità:</i>	32
7.2.4	<i>Permeabilità</i>	33
7.3	DEPOSITI TERRAZZATI – UNITA Q.....	34

7.3.1	Identificazione	34
7.3.2	Parametri di resistenza:	38
7.3.3	Parametri di deformabilità:	40
7.4	DEPOSITI DI CONOIDE ANTICHI – UNITA QCLS	41
7.4.1	Identificazione	41
7.4.2	Parametri di resistenza:	44
7.4.3	Parametri di deformabilità:	46
7.4.4	Permeabilità	47
7.5	ARGILLE MARNOSE DI CUTRO – UNITA KCR	48
7.5.1	Identificazione	48
7.5.2	Parametri di resistenza:	52
7.5.3	Parametri di deformabilità:	54
7.6	FORMAZIONE GESSOSO-SOLFIFERA – UNITA MA	55
7.6.1	Identificazione	55
7.6.2	Parametri di resistenza:	58
7.6.3	Parametri di deformabilità:	59
7.6.4	Permeabilità	60
7.7	SABBIE E ARENARIE TENERE – UNITA PSAR	61
7.7.1	Identificazione	61
7.7.2	Parametri di resistenza:	64
7.7.3	Parametri di deformabilità:	65
7.7.4	Permeabilità	66

7.8	FORMAZIONE GESSOSO-SOLFIFERA – UNITA AR	67
7.8.1	<i>Identificazione</i>	67
7.8.2	<i>Parametri di resistenza:</i>	68
7.8.3	<i>Parametri di deformabilità:</i>	68
7.8.4	<i>Permeabilità</i>	68
8	PARAMETRIZZAZIONE GENERALE DEI TERRENI	69
9	AREE DI PROGETTO DELLE SSE	70
9.1	CATANZARO LIDO	70
9.1.1	<i>Assetto stratigrafico e parametri geotecnici di calcolo</i>	72
9.1.2	<i>Falda di progetto</i>	72
9.1.3	<i>Parametri geotecnici di calcolo</i>	72
9.2	SETTINGIANO	74
9.2.1	<i>Assetto stratigrafico e parametri geotecnici di calcolo</i>	75
9.2.2	<i>Falda di progetto</i>	75
9.2.3	<i>Parametri geotecnici di calcolo</i>	76
9.3	FEROLETO	77
9.3.1	<i>Assetto stratigrafico e parametri geotecnici di calcolo</i>	78
9.3.2	<i>Falda di progetto</i>	78
9.3.3	<i>Parametri geotecnici di calcolo</i>	79
10	PONTE CANCELLO	80
10.1.1	<i>Assetto stratigrafico e parametri geotecnici di calcolo</i>	82
10.1.2	<i>Falda di progetto</i>	83

10.1.3	Parametri geotecnici di calcolo	83
11	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI RILEVATI ESISTENTI	85
11.1	PARAMETRI DELLE PROPRIETÀ FISICHE E DI RESISTENZA	90
11.2	PARAMETRIZZAZIONE DEI RILEVATI	91
12	INQUADRAMENTO SISMICO GENERALE.....	92
12.1	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO	92
12.1.1	Generalità.....	92
12.1.2	Vita utile e classe d'uso.....	92
12.1.3	Risposta sismica locale.....	95
13	ANALISI DI PERICOLOSITÀ RISPETTO AL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE	97
13.1	METODO DI ANALISI.....	99
13.1.1	CRR da correlazione su prove SPT.....	101
13.2	ANDAMENTO DEI VALORI NSPT PER OGNI SITO	104
13.2.1	Calcolo dell'indice di potenziale liquefazione.....	106
13.3	RISULTATI DELLE VERIFICHE	107
13.4	CONSIDERAZIONI FINALI.....	109

DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

Id	Scala	Codifiche Italferr																				
		R	C	0	T	0	1	D	6	9	R	G	G	E	0	0	0	1	0	0	1	A
Relazione Geologica, Geomorfologica, Idrogeologica e sismica	-	R	C	0	T	0	1	D	6	9	R	G	G	E	0	0	0	1	0	0	1	A
Indagini geofisiche	-	R	C	0	T	0	1	D	6	9	I	G	G	E	0	0	0	5	0	0	1	A
Sondaggi e prove in situ	-	R	C	0	T	0	1	D	6	9	S	G	G	E	0	0	0	5	0	0	1	A
Prove geotecniche di laboratorio	-	R	C	0	W	0	1	D	6	9	P	R	G	E	0	0	0	5	0	0	1	A
Relazione Sismica Generale	-	R	C	0	W	0	1	D	7	8	R	H	G	E	0	0	0	6	0	0	2	A

1 PREMESSA

Il presente documento costituisce la Relazione Geotecnica generale redatto nell'ambito del progetto di elettrificazione del Lotto 01 della linea Jonica, lungo la linea ferroviaria esistente tra Catanzaro Lido e Lamezia Terme.

In particolare, si analizzano gli aspetti geotecnici lungo la linea oggetto di elettrificazione nella tratta di sede storica compresa tra Lamezia Terme e Settingiano (CZ), andando poi ad approfondire la caratterizzazione dei siti interessati dalla realizzazione delle sottostazioni elettriche ed il sito di Ponte Canello nel quale si prevede di realizzare delle pile, in affiancamento al ponte provvisorio esistente, sulle quali installare i pali della trazione elettrica. Si segnala che la tratta di linea compresa tra Settingiano e Catanzaro Lido è stata realizzata di recente in nuova sede.

Lo studio raccoglie e sintetizza le informazioni derivanti dalle indagini geognostiche eseguite in questa fase progettuale e comprendenti:

- n.13 sondaggi geognostici spinti sino alla profondità di 30.0 m dal p.c., con installazione di piezometro a “tubo aperto” per il monitoraggio della falda;
- n. 7 prove geofisiche MASW per la definizione dell'azione sismica di progetto.
- n. 1 prova Down-Hole
- n. 8 sondaggi orizzontali (eseguiti nel corpo del rilevato ferroviario esistente per la sua caratterizzazione).

In sintesi, nei paragrafi seguenti, verranno approfondite le seguenti tematiche:

- Inquadramento geografico;
- Modello geologico generale lungo la linea;
- Descrizione delle indagini geognostiche eseguite;
- Inquadramento e modello geotecnico di ogni sito d'intervento;
- Inquadramento sismico generale, definizione dell'azione sismica e della magnitudo di riferimento, analisi del rischio di liquefazione.

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- UNI EN 1997-1 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1997-2 - Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.
- 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.
- 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".
- 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.
- D.M. 17/01/2018, “Norme tecniche per le costruzioni”.
- D.M. 06/05/2008, integrazione al D.M. 14/01/2008.
- 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”.
- 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”.
- 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).
- Manuale di progettazione delle opere civili – Documento n° RFI DTC SI PS MA IFS 001 D – dicembre 2019.

3 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

La linea ferroviaria oggetto di elettrificazione è ubicata nella regione Calabria, lungo la tratta ferroviaria Lamezia Terme (CZ) – Catanzaro Lido della linea Jonica, la quale unisce il versante ionico calabrese con quello tirrenico. La tratta in esame, da Catanzaro Lido a Lamezia Terme, si estende per una lunghezza di circa 40 km, inoltrandosi nell'entroterra catanzarese verso nord-ovest dalla costa Ionica e deviando poi verso ovest verso la costa tirrenica sino a Lamezia Terme (Figura 3-1).

Come accennato in premessa. Alcune aree sono state sottoposte ad approfondimento di studio per la progettazione e realizzazione di sottostazioni elettriche e per la realizzazione di pile per la installazione della TE, ed in particolari esse ricadono presso:

- Catanzaro Lido;
- Settingiano;
- Feroletto;
- Ponte Cannello.

In Figura 3-1 viene riportata un'immagine aerea dell'intera tratta, mentre in Figura 3-2 viene riportata l'ubicazione delle aree delle SSE con relative indagini geognostiche e geofisiche realizzate a supporto della progettazione.



Figura 3-1 – Immagine aerea della tratta ferroviaria Catanzaro Lido-Lamezia Terme (in rosso, Lotto 1), lungo la quale ricadono le SSE in progetto. (Google Earth).

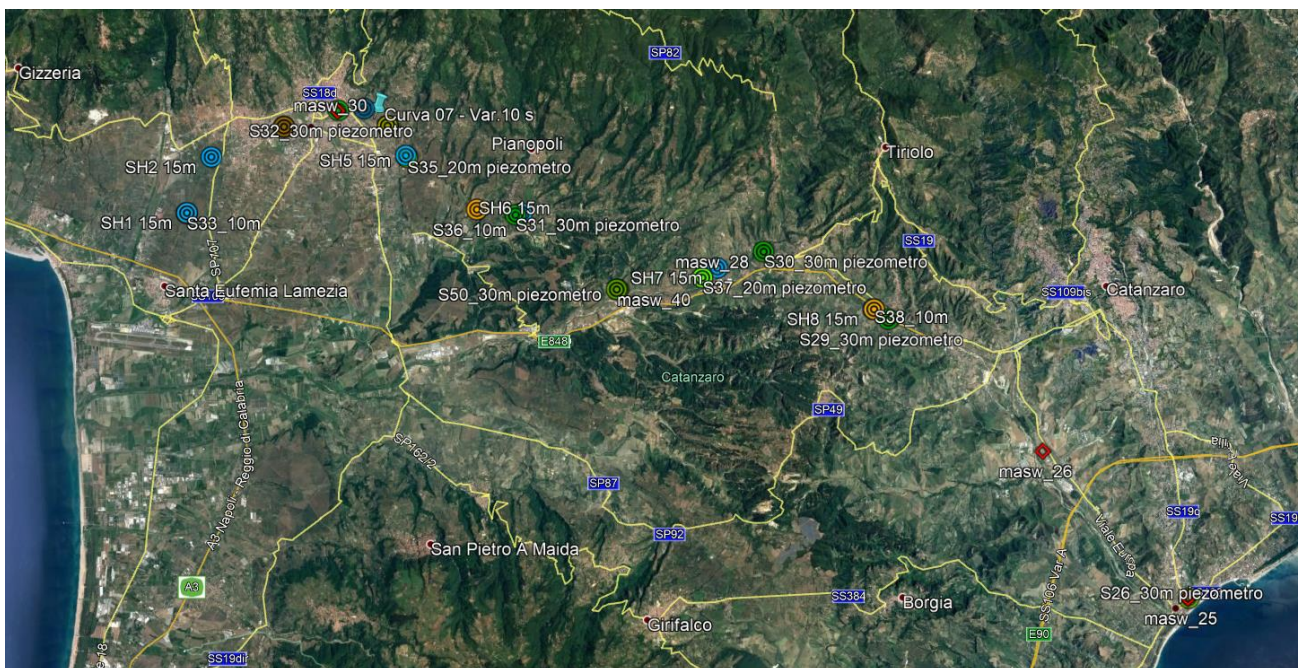


Figura 3-2 – Aree di progetto delle SSE da Catanzaro Lido a Lamezia Terme (Lotto 1). (Google Earth).

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO LUNGO LINEA

Di seguito viene riportata in sintesi la descrizione dei litotipi presenti lungo la tratta in esame. Tali Unità Geologiche sono state utilizzate nella redazione degli elaborati cartografici generali redatti a corredo della relazione geologica generale.

Le Unità poste lungo il tracciato dell'intervento in progetto sono di seguito riassunte:

Unità Oloceniche e attuali

- *Depositi alluvionali ciottolosi e sabbiosi (ac)*: Essi rappresentano probabilmente i depositi più recenti della zona: sono legati ai letti dei fiumi attuali e ai litorali costieri e sono continuamente rimodellati dalle variazioni geomorfologiche determinate dalle dinamiche fluviali e marine. (Olocene).
- *Depositi alluvionali (a)*: Questi depositi comprendono i materiali alluvionali attuali e recenti non collegati a dinamica geomorfologica fluviale e/o litorale attiva. Si è scelto di accorpate le classi delle alluvioni fissate (af) e dei prodotti di solifluzione e dilavamento (a), definite nelle diverse legende dei Fogli della Carta Geologica d'Italia considerati. I materiali coinvolti sono simili e comprendono principalmente sabbie, argille e limi. (Olocene).
- *Detriti di versante (dt)*: Comprendono corpi di accumulo gravitativo, generati principalmente per scivolamento complesso di corpi argillosi, e coperture detritiche. (Olocene).
- *Depositi sabbiosi eolici stabilizzati (d)*: Sono comprese in questa classe le dune costiere stabilizzate dalla vegetazione che caratterizzano la porzione Ionica del litorale calabrese. (Olocene).

Unità Quaternarie antiche

- *Depositi conglomeratici e sabbiosi di ambiente fluviale (Q)*: Depositi terrazzati derivanti sedimentazione fluviale con ciottoli subarrotondati di materiale prevalentemente cristallino, non presentano fauna microfossile. Si tratta di corpi attualmente in forte erosione a causa della scarsa competenza e facile disgregazione. (Pleistocene).
- *Depositi conglomeratici e sabbiosi di ambiente marino (q)*: Depositi terrazzati derivanti sedimentazione di materiale continentale in ambiente marino costiero e/o poco profondo composti da sabbie, ghiaie, conglomerati e sabbioni. Presente microfauna fossile di tipo planctonico e bentonico. Corpi attualmente in forte erosione a causa della scarsa competenza e facile disgregazione. (Pleistocene).

- *Depositi di conoide antichi (qcls)*: Depositi continentali legati ad antiche conoidi di deiezione presenti alla bocca delle valli fluviali nella zona della Piana di Sant’Eufemia e che ne vanno a costituire il livello fondamentale successivamente rielaborato dalla dinamica Olocenica ed attuale. Litologicamente si presentano come sabbie micacee e conglomerati con ciottoli, da subarrotondati a subangolari di rocce metamorfiche, mal selezionati e di colore bruno rossastro. (Pleistocene).

Depositi Neogenici

- *Sabbie e arenarie tenere (Psar)*: Sabbie ed arenarie tenere bruno-giallastre, a grana da media a grossolana, frequentemente a stratificazione incrociata. Le sabbie contengono una microfauna di foraminiferi abbondante sia planctonica che bentonica e una macrofauna ben espressa. Presenti locali intercalazioni di argille siltose. La resistenza all’erosione di questa litologia è fortemente correlata alla presenza di zone cementate: in alcune zone (per esempio Monte Arenoso) le sabbie sono completamente sciolte e danno origine a colate. Questa formazione si trova stratigraficamente al di sopra della successiva formazione di argille grigio-azzurre e corrispondente alle Argille marnose di Cutro (KCR). L’originale ambiguità della datazione al Pliocene medio – Calabriano utilizzata nella Carta Geologica della Calabria è stata quindi affinata utilizzando la datazione al Piacenziano – Calabriano della formazione delle Argille marnose di Cutro. L’unità geologica descritta è necessariamente di età almeno uguale se non più giovane della formazione di Cutro, data la sua posizione stratigrafica superiore.
- *Argille marnose di Cutro (KCR)*: Argille, argille marnose e siltiti, da grigie a brune con stratificazione non sempre evidente. Il contenuto macro e micropaleontologico rivela un ambiente di deposizione batiale e un’associazione di foraminiferi dal Piacenziano al Calabriano. L’unità passa per alternanza all’Arenaria di Scandale. Lo spessore è dell’ordine dei 400-500m. Si presume un ambiente di piattaforma. (Piacenziano – Calabriano).
 - *Arenarie di Scandale (Mar)*: Intercalazioni di sabbie e silt identificabili alla base della formazione delle argille marnose di Cutro. (Piacenziano – Calabriano).
- *Argille policrome (Mac)*: Argille policrome caotiche, con frequenti frammenti di rocce calcaree e arenacee. Argille prevalentemente rosse e verdi, microfauna sporadica con foraminiferi agglutinati bentonici. (Miocene medio – Superiore).
- *Formazione Gessoso-Solfifera (Ma)*: Argille e silts, per lo più non fossiliferi, localmente con intercalazioni sabbiose e lenti di gesso microcristallino. Possibile analogia con il membro di Torre Conidi (FDS₃) della Formazione di Staletti descritto nel Foglio 580 “Soverato”. (Tortoniano – Messiniano).

- *Argilliti e siltiti grigie (Ms)*: Argille e silts grigi con intercalazione di arenarie tenere. Possibile analogia con il membro di Tre Monti (FDS₂) della Formazione di Staletti descritto nel Foglio 580 “Soverato”. (Tortoniano – Messiniano).
 - *Intercalazioni di arenarie tenere (Ar)*: Intercalazioni di arenarie tenere e sabbie grigio-brunastre a grana da media a grossolana. Microfauna non significativa. (Tortoniano – Messiniano).
- *Gessi macrocristallini (Mg)*: Massicci o fini, sabbiosi e in strati sottili. Possibile analogia con il livello di gesso decametrico alla base del membro di Tre Monti (FDS₂) della Formazione di Staletti descritto nel Foglio 580 “Soverato”. (Tortoniano – Messiniano).
- *Calccare evaporitico (Mt)*: bianco giallastro, perlopiù vacuolare e con locali intercalazioni di argilla marnosa. Possibile analogia con la formazione Tripoli (TPL) descritta nel Foglio 580 “Soverato”. (Tortoniano – Messiniano).
- *Conglomerati poligenici (Mc)*: conglomerati poligenici con ciottoli solitamente ben arrotondati e ghiaie, generalmente costipati. (Miocene Superiore).
- *Gruppo delle Argille Variegate (AV)*: Successione di argille scagliose dal rosso al blu al verde con intercalati strati di calcilutiti, calcareniti, arenarie e marne. La successione risulta intensamente deformata e lo spessore da dati di pozzo è superiore ai 500 m, il limite inferiore non è affiorante. (Cretacico – Eocene).
- *Scisti filladici nerastri (svf)*: con intrusioni di masse, filoni e vene di granito e porfido. Il metamorfismo di contatto ha determinato in alcune zone la formazione di scisti cornubianitici. (Paleozoico).
- *Calcari cristallini intercalati (Cc)*: lenti di marmi identificabili all’interno degli scisti filladici neri. Sia questi corpi che svf hanno una somiglianza con alcune delle facies descritte per le Metamorfiti di alto grado di Cenadi, descritte nel Foglio 580 “Soverato”. (Paleozoico).

Dal punto di vista generale, l’inquadramento geologico della linea può essere descritto come segue:

- tratta Catanzaro Lido – Catanzaro in questa tratta affiorano i depositi alluvionali recenti e attuali (a) riscontrati nella campagna di indagine fino a oltre 30 m di profondità.
- Tratta Catanzaro - Settingiano: procedendo verso Settingiano lungo la linea affiorano le formazioni di base (Argille marnose di Cutro (KCR) e Arenarie di Scandale (Mar)), ad eccezione delle incisioni di fiumi e fossi dove affiorano i depositi alluvionali (a).

- Tratta Settingiano - Marcellinara: nell'area di progetto Settingiano affiorano generalmente conglomerati poco consistenti (Mc) al di sotto dei quali sono state rinvenute le argilliti e siltiti (Ms) e la formazione gessoso-solfifera (Ma) anch'essa formata da argille siltose dure. Le argille limoso-marnose (Ma) sono state rinvenute anche in corrispondenza dell'area di progetto Marcellinara. In questa tratta in corrispondenza delle incisioni di fiumi e fossi affiorano i depositi alluvionali (a).
- Tratta Massaro – Contrada Gabella: nell'area di progetto Feroletto affiorano i depositi terrazzati in ambiente marino (q), composti da sabbie e ghiaie, fino ad una profondità di circa 10 m, ricoprenti la formazione basale delle argille di Cutro (KCR). In corrispondenza dell'area di progetto Quote Barile (Ponte Canello), al di sotto dei depositi superficiali (alluvioni (a) e depositi terrazzati (q)) si osserva il passaggio tra le argille di Cutro (KCR) e le sabbie e arenarie tenere (Psar) spesso affioranti fino al fosso Ippolito. Successivamente, in corrispondenza dell'area di progetto Feroletto, le argille di Cutro (KCR) sono state rinvenute al di sotto di alluvioni (a) e depositi terrazzati (q) affioranti. In località Contrada Gabella i depositi terrazzati (q) costituiti da ghiaie e sabbie più o meno limose, sono stati rinvenuti fino alla profondità di 20m.
- Tratta Nicastro – Lamezia Terme: in questa tratta affiorano principalmente antichi depositi di conoide (qcls) costituiti principalmente da ghiaie e sabbie, a luoghi ricoperti dai depositi alluvionali recenti (a). I depositi superficiali sono stati rinvenuti fino a 17 m in corrispondenza dell'area di progetto Nicastro, ove il sondaggio, spinto fino a 30m, ha rinvenuto la formazione basale delle argille di Cutro (KCR).

5 INDAGINI GEOGNOSTICHE

5.1 Premessa

Le indagini realizzate per la progettazione definitiva dell'elettrificazione del Lotto I della tratta Lamezia Terme – Catanzaro Lido comprendono:

- n. 13 sondaggi a carotaggio continuo spinti sino a profondità comprese tra i 10 e i 40 m da p.c., con associate prove di permeabilità a carico variabile tipo Lefranc e prove SPT. Questi, inoltre, sono attrezzati con piezometro a tubo aperto e di Casagrande;
- n. 7 prove geofisiche di tipo MASW per la definizione dell'azione sismica di progetto.
- n.1 prova geofisica down-hole.
- n. 8 sondaggi orizzontali (eseguiti nel corpo del rilevato ferroviario esistente).

Nel presente capitolo vengono riportate in sintesi le indagini considerate nella presente relazione.

5.2 Sondaggi verticali

In Tabella 5-1 si riporta identificativo, profondità, data di esecuzione, quota, progetto e coordinate dei sondaggi eseguiti nel mese di luglio 2019 a supporto del presente studio.

Tabella 5-1–Sondaggi effettuati nel 2019 a supporto del presente lavoro.

ID	PROFONDITA'	DATA	Quota	Coordinate UTM WGS 84		Strumentazione	SITO
	(m dal p.c.)	ESECUZIONE	(m s.l.m.)	E	N		
S26	30.00	17-18/07/2019	6.02	2660086.18	4298321.22	Piezometro a tubo aperto	Catanzaro Lido
S29	30.00	19-20/07/2019	110.69	2651012.62	4307117.98	Piezometro di Casagrande	Settingiano
BH4	40.0	22-29/01/2020	-	-	-	Piezometro a tubo aperto	Settingiano
S30	30.00	19-20/07/2019	148.09	2647163.87	4309309.31	Piezometro di Casagrande	Marcellinara
S32	30.00	23-24/07/2019	186	2634286.76	4313942.01	Piezometro a tubo aperto	Nicastro
S33	10.00	25/07/2019	75.54	2129862.56	4335350.40	-	Bosco Amatello
S34	10.00	18/07/2019	159.84	2133036.93	4338173.01	-	Sambiase
S35	20.00	18/07/2019	126.49	2136630.71	4337380.55	Piezometro a tubo aperto	Gabella Cordolo
S36	10.00	23/07/2019	106.20	2138872.00	4335824.92	-	Feroletto

Profondità (m da p.c.)	S26	S29	S30	S32	S33	S34	S35	S36	S37	S50	S51	BH4
24,6	-	-	-	14	-	-	-	-	-	-	-	-
25,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	32	-	-
26,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	43
27,0	41	-	-	21	-	-	-	-	-	-	-	-
29,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	32

In Tabella 5-3 si riportano i risultati delle prove Lefranc eseguite nei fori di sondaggio.

Tabella 5-3 – Valori di K (m/s) calcolati tramite prove Lefranc eseguite in foro di sondaggio.

ID	Profondità prova (m da p.c.)	K (m/s)
S26	7-8	4.723E-6
S29	4-5	9.408E-7
S30	6-7	6.559E-5
S32	7-8	5.590E-5
S50	5-6	7,189E-06
S51	5-6	2,425E-06

5.3 Prove geofisiche

In Tabella 5-1 si riporta identificativo, data di esecuzione, quote coordinate, valori di Vs equivalente e risultante categoria di suolo delle prove MASW eseguite.

Tabella 5-4– Prove MASW eseguite nel 2019 per la definizione dell'azione sismica di progetto.

ID	DATA ESECUZIONE	Coordinate UTM WGS 84		Vs eq.	Categoria di suolo (NTC 2018)	SITO
		E	N			
MASW 25	Luglio 2019	640034.71	4298313.82	259	C	Catanzaro Lido
MASW 26	Luglio 2019	635668.42	4302951.60	235	C	Catanzaro Germaneto
MASW 27	Luglio 2019	631009.30	4307109.65	354	C	Settingiano
MASW 28	Luglio 2019	627236.49	4309280.57	359	C	Marcellinara
MASW 29	Luglio 2019	619656.19	4310588.13	446	B	Feroleto
MASW 30	Luglio 2019	614268.45	4313938.97	337	C	Nicastro
MASW 40	Luglio 2019	-	-	349	C	Ponte Cannello

5.4 Sondaggi Orizzontali

In Tabella 5-5 si riporta identificativo, profondità, data di esecuzione, quota progetto e coordinate dei sondaggi orizzontali eseguiti nel corpo del rilevato ferroviario di linea, nel mese di luglio 2019 a supporto del presente studio.

Tabella 5-5–Sondaggi orizzontali effettuati nel 2019 a supporto del presente lavoro.

ID	PROFONDITA'	DATA	Quota	Coordinate UTM WGS 84	
	(m dal p.c.)	ESECUZIONE	(m s.l.m.)	E	N
SH1	15.00	16/07/2019	76.14	16°15'49.19''	38°56'26.44''
SH2	15.00	11-12/07/2019	121.971	16°16'24.47''	38°57'20.48''
SH3	15.00	17/07/2019	160.132	16°18'08.19''	38°57'48.45''
SH4	15.00	22/07/2019	173.50	16°19'40.58''	38°58'03.12''
SH5	15.00	17/07/2019	127.351	16°20'33.52''	38°57'13.73''
SH6	15.00	24/07/2019	104.11	16°22'56.45''	38°56'12.67''
SH7	15.00	23/07/2019	128.50	16°27'3.08''	38°55'10.11''
SH8	15.00	31/07/2019	114.80	16°30'21.26''	38°54'22.24''

6 CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE

Ai fini della caratterizzazione dei terreni è stato fatto riferimento ai risultati delle:

- prove penetrometriche dinamiche SPT eseguite nei fori di sondaggio;
- prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati;
- indagini sismiche (prove MASW e Down-Hole).

6.1 Depositi incoerenti

Per i depositi prevalentemente incoerenti, i parametri geotecnici di resistenza al taglio sono stati stimati principalmente sulla base dell'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Per quanto riguarda la stima della densità relativa dalle prove SPT, sono stati considerati i valori minimi di densità relativa ottenuti dalle varie correlazioni che di seguito vengono espone.

Stato di addensamento

a) Correlazione di Skempton

In accordo a quanto indicato in Skempton (1986), la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente legge:

$$D_r = \left(\frac{1}{A + B \cdot \sigma'_{vo}} \cdot N_{SPT} \right)^{0.5}$$

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in tabella seguente

σ'_{vo} = pressione verticale efficace alla quota della prova SPT (kg/cm²);

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione ;

D_r = densità relativa (-).

Tabella 6-1–Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27,5	27,5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43,3	21,7
Sabbie sovraconsolidate	27,5÷43,3	$(21,7÷27,5) \cdot \frac{1+2 \cdot (ko)_{sc}}{1+2 \cdot (ko)_{nc}}$

Nel caso in esame sono state cautelativamente considerate le costanti empiriche relative a sabbie fini normal consolidate.

b) Correlazione di Gibbs e Holtz (1957)

$$D_R = 1.5 \cdot \left(\frac{N_{spt}}{F} \right)^{0.222} - 0.6$$

$$F = 0.65 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^2 + 16.8 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) + 14$$

Parametri di resistenza

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio dalle prove SPT è stata utilizzata la correlazione di Schmertmann (1977) di seguito illustrata. Cautelativamente per la definizione dei parametri di resistenza di progetto si è fatto riferimento ai valori minimi ottenuti dalle correlazioni.

Correlazione di Schmertmann

L'angolo di resistenza al taglio (φ') stimato dalle prove SPT in base alla correlazione proposta da Schmertmann (1977) correla l'angolo di resistenza al taglio alla densità relativa attraverso la seguente relazione:

$$\varphi = 38.5 + 0.108 \cdot D_R \quad \text{sabbia e ghiaia poco limosa e ghiaietto uniforme}$$

$$\varphi = 34.5 + 0.10 \cdot D_R \quad \text{sabbia grossa-media uniformemente ben gradata}$$

$$\varphi = 31.5 + 0.115 \cdot D_R \quad \text{sabbia medio-fine uniformemente ben gradata}$$

$$\varphi = 28.0 + 0.14 \cdot D_R \quad \text{sabbia fine uniforme}$$

essendo: D_r = densità relativa

Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti sono state stimate per mezzo delle indagini sismiche in sito (prove Down-Hole e MASW).

Laddove le indagini sismiche non sono disponibili, la velocità delle onde di taglio (V_s) può essere ricavata indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT attraverso la correlazione di Yoshida et al. (1988).

Correlazione di Yoshida et al. (1988)

$$v_s = C \cdot (N_{SPT})^{0.25} \cdot (\sigma_v')^{0.14} \quad (\text{m/sec})$$

essendo:

C=49 per sabbie fini;

C=56 per sabbie grosse con almeno il 25% di ghiaia;

C=60 per 50% di ghiaia;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova.

I moduli di deformabilità “operativi” (E') da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle 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 ($E_{op}' = E_0/10$).

6.2 Depositi coesivi

Per i depositi coesivi la caratterizzazione geotecnica è stata fatta oltre che dall'interpretazione delle prove in sito, anche dai risultati delle prove di laboratorio.

Classificazione

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

- Analisi granulometriche;
- Pesi di volume naturale e secco;
- Contenuti d'acqua naturale;
- Limiti di Atterberg.

Caratteristiche di resistenza

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza dei depositi coesivi ci si è basati principalmente sui risultati delle prove di laboratorio ovvero:

- Prove di tagliodiretto
- prove di compressione triassiale non consolidata non drenata (TxUU)
- prove di compressione triassiale consolidata isotropicamente non drenata (TxCIU)

I risultati delle prove di laboratorio sono stati anche confrontati con i valori ottenuti dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

La resistenza al taglio in condizioni non drenate è stata stimata anche per mezzo prove speditive di Pocket Penetrometer (PP) e delle prove penetrometriche dinamiche SPT in base alla seguente correlazione di Stroud (1974):

$$c_u \cong (5.0 \div .5) \times N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

I valori sono stati poi riportati nello stesso grafico, con indicato anche l'andamento della resistenza al taglio per un terreno normal-consolidato ricavato dalla seguente relazione: $c_{uNC} = 0.23 \cdot \sigma'_v$.

Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi coesivi sono state stimate:

- sulla base dei risultati delle indagini sismiche in sito (MASW);
 - I moduli di deformabilità “operativi” (E') da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle 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 ($E_{op}' = E_0/10$).
- da correlazioni di letteratura.

7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI LINEA

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.

Gli elementi ricavati dai sondaggi attraverso le misure in situ e le determinazioni di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e non, hanno consentito di definire l'assetto stratigrafico e le caratteristiche di resistenza e deformabilità da attribuire ai singoli strati.

Alla individuazione delle principali unità intercettate lungo il tracciato, è seguita l'interpretazione dei risultati delle indagini geotecniche sulla base dei criteri in precedenza esposti.

Successivamente, per ciascuna area di progetto delle sottostazioni elettriche, verranno descritte le principali caratteristiche geotecniche di dettaglio a livello locale.

7.1 Definizione delle unità geotecniche individuate

Di seguito si elencano le unità geotecniche individuate lungo il tracciato:

- **Terreno di riporto – Unità R:** si tratta dello spessore di terreno vegetale costituito prevalentemente da limo sabbioso debolmente argilloso con resti vegetali e inclusi clasti e da terreno di riporto antropico;
- **Depositi alluvionali – Unità a:** tali depositi, comprendenti materiali alluvionali attuali e recenti, affiorano principalmente nelle tratte iniziali (tra Catanzaro Lido e Settingiano) e finali (tra Massaro e Lamezia Terme) della linea e altrove si rinvencono in corrispondenza dei principali corsi d'acqua e dei loro affluenti maggiori. L'unità è composta principalmente da sabbie, argille e limi, ascrivibili all'Olocene.
- **Depositi conglomeratici e sabbiosi – Unità q:** questa unità si rinviene principalmente lungo il tratto di linea tra le aree di progetto Massaro e Gabella-Cordolo ed è costituito da depositi terrazzati da sedimentazione in ambiente marino composti da sabbie limoso-argillose e ghiaie argilloso-limose.
- **Depositi di conoide antichi – Unità qcls:** tali depositi si rinvencono diffusamente nella tratta finale della linea in corrispondenza della piana di Sant'Eufemia. Si tratta di sabbie limose-argillose e ghiaie.
- **Argille marnose di Cutro – Unità KCR:** tali unità affiora diffusamente lungo il tracciato ed è stata rinvenuta nei sondaggi eseguiti nella seconda metà della linea alla base dei depositi superficiali. Si tratta principalmente di sabbie con limo e limi con sabbia argillosi.

- **Formazione Gessoso-Solfifera – Unità Ma:** tale unità affiora lungo la linea tra le aree di progetto “Settingiano” e “Marcellinara”, ed è stata rinvenuta ad una profondità compresa tra circa 8 e 30 m dal p.c. Si tratta principalmente di limi con argilla e limi con sabbia argillosi.
- **Argilliti e siltiti con intercalazioni di arenarie tenere – Unità Ar:** si tratta di argille e silts con intercalazioni di arenarie tenere e sabbie grigio-brunastre a gran medio-grossolana.
- **Sabbie e arenarie tenere – Unità Psar:** si tratta di sabbie ed arenarie bruno-giallastre on intercalazioni di argille siltose. Questa formazione si trova generalmente al di sopra dell’unità KCR affiorando diffusamente tra il fosso S. Ippolito e l’ara di progetto “Ponte Cannello” (denominata Quote Barile negli elaborati geologici) in corrispondenza della quale è stata rinvenuta dai sondaggi tra 5 e 20 m da p.c.

7.2 Depositi alluvionali – Unita a

7.2.1 Identificazione

Tale unità è stata rinvenuta in poco meno della metà dei sondaggi eseguiti fino ad una profondità compresa tra 2 e 6 m dal piano campagna. Solo in corrispondenza del sondaggio S26 (Catanzaro Lido) le alluvioni sono state rinvenute per tutta la lunghezza del sondaggio (30 m). Si tratta principalmente di sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose con percentuali di fini (L+A) mediamente pari a 24% se si escludono i due campioni indisturbati prelevati in corrispondenza del sondaggio S26 classificabili come limi con argilla.



Figura 7-1 – Fotografie del materiale in cassetta – Unita a

Per l'unità geotecnica in esame sono stati prelevati sia campioni rimaneggiati sia campioni indisturbati, su cui sono state eseguite di laboratorio delle quali si riportano di seguito i risultati principali.

Dalle analisi granulometriche si ottiene (**Figura 7-2**):

- percentuale di ghiaia generalmente compresa fra 0 e 52 %;
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 10 e 59 %;
- percentuale di fine (limo+argilla) compresa tra 16 e il 90% con percentuale di limo compresa fra 12 e 61% e percentuale di argilla compresa fra 3 e 29%.

Per quanto sopra l'unità a è classificabile come sabbia con ghiaia e limo e subordinatamente come limo con sabbia e argilla.

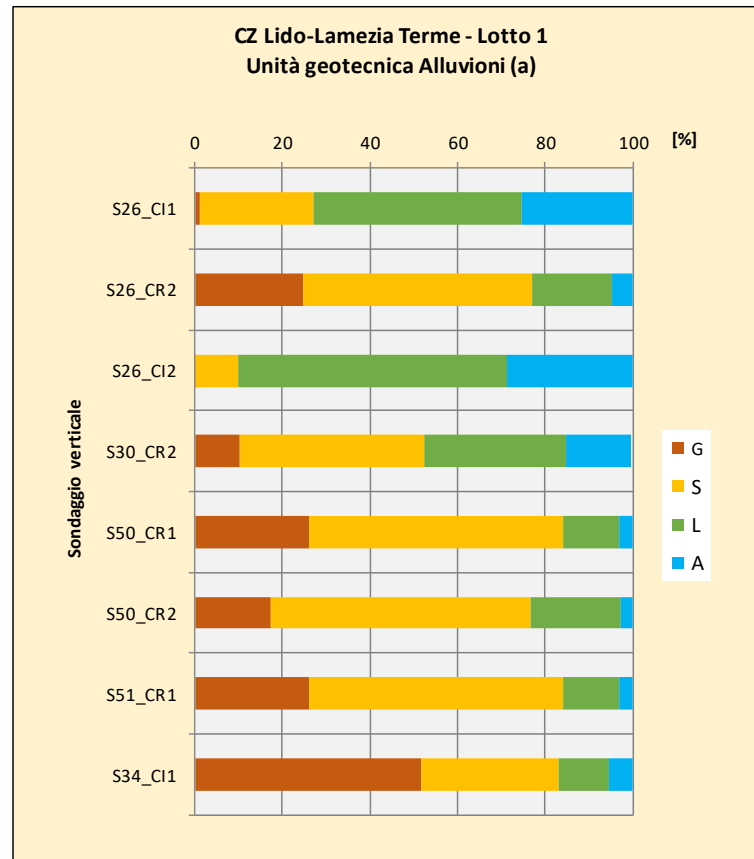


Figura 7-2 – Analisi granulometrica per ciascuno dei campioni prelevati dai sondaggi – Unità a

Il limite liquido è compreso tra 19 e 39% (media 30%), il limite plastico tra 11 e 24%, l'indice plastico tra 2 e 22% (media 12%) (Figura 7-3).

In base alla carta di plasticità (**Figura 7-4**) i campioni dell'unità "a" sono in maggior parte ascrivibili alle "Argille inorganiche di media plasticità" (CL) e limitatamente alle "Argille inorganiche di bassa plasticità" (CH). I campioni prelevati nel sondaggio S50 sono risultati entrambi "non plastici". Laddove è stato possibile calcolarlo, il valore dell'indice di consistenza I_c è risultato per lo più superiore a 1 e pertanto la consistenza del materiale è solida.

I campioni relativi a questa unità sono classificabili (USCS) come "Sabbie limose e argillose" (SM-SC) e "argille inorganiche a bassa plasticità" (CL).

Il peso unità di volume è compreso fra 19.1 e 20.1 (media 19.6 kN/m³), (**Figura 7-5**).

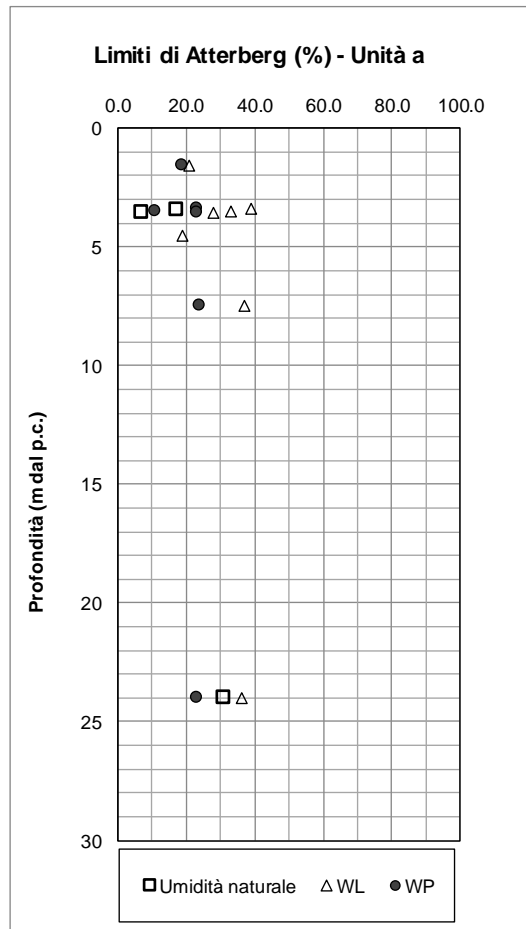


Figura 7-3 – Limiti di Atterberg al variare della profondità dal piano campagna – Unità a

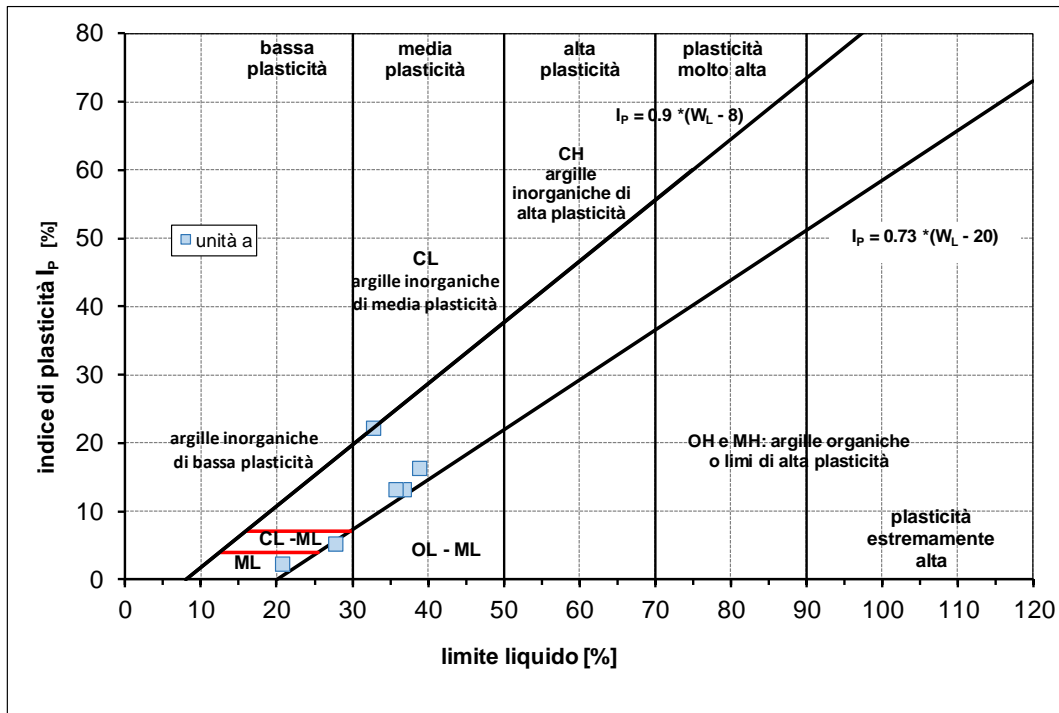


Figura 7-4 – Carta di plasticità di Casagrande – Unità a

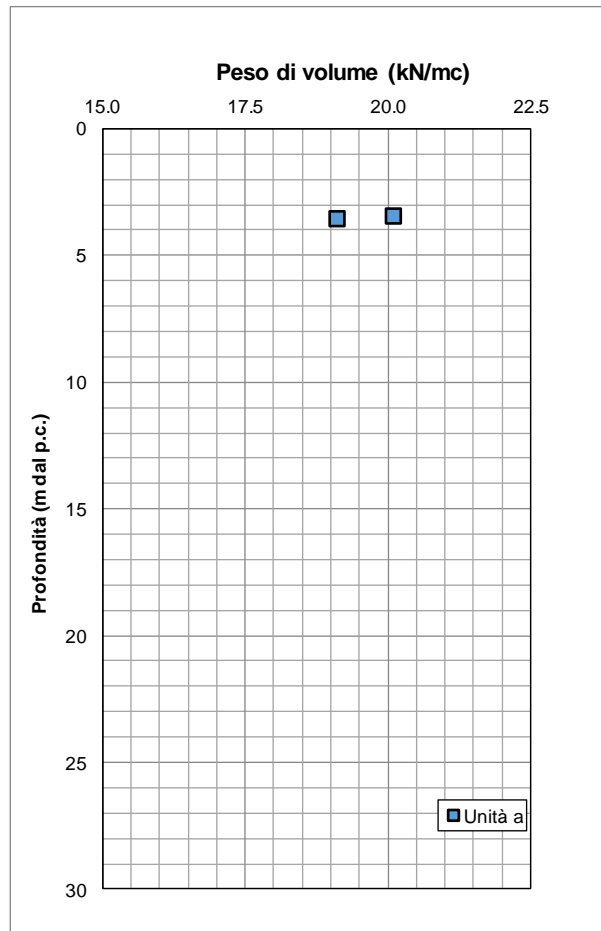


Figura 7-5 – Peso di volume naturale al variare della profondità da p.c. – Unità a

7.2.2 Parametri di resistenza:

Sui campioni prelevati sono state eseguite solo due prove di taglio dirette che hanno fornito i seguenti valori dei parametri di resistenza (vedasi figure che seguono)

$$c' = 1.1 \div 1.8 \quad (\text{kPa}) \quad \text{coesione drenata}$$

$$\varphi' = 27.2 \div 31.0 \quad (^\circ) \quad \text{angolo di resistenza al taglio}$$

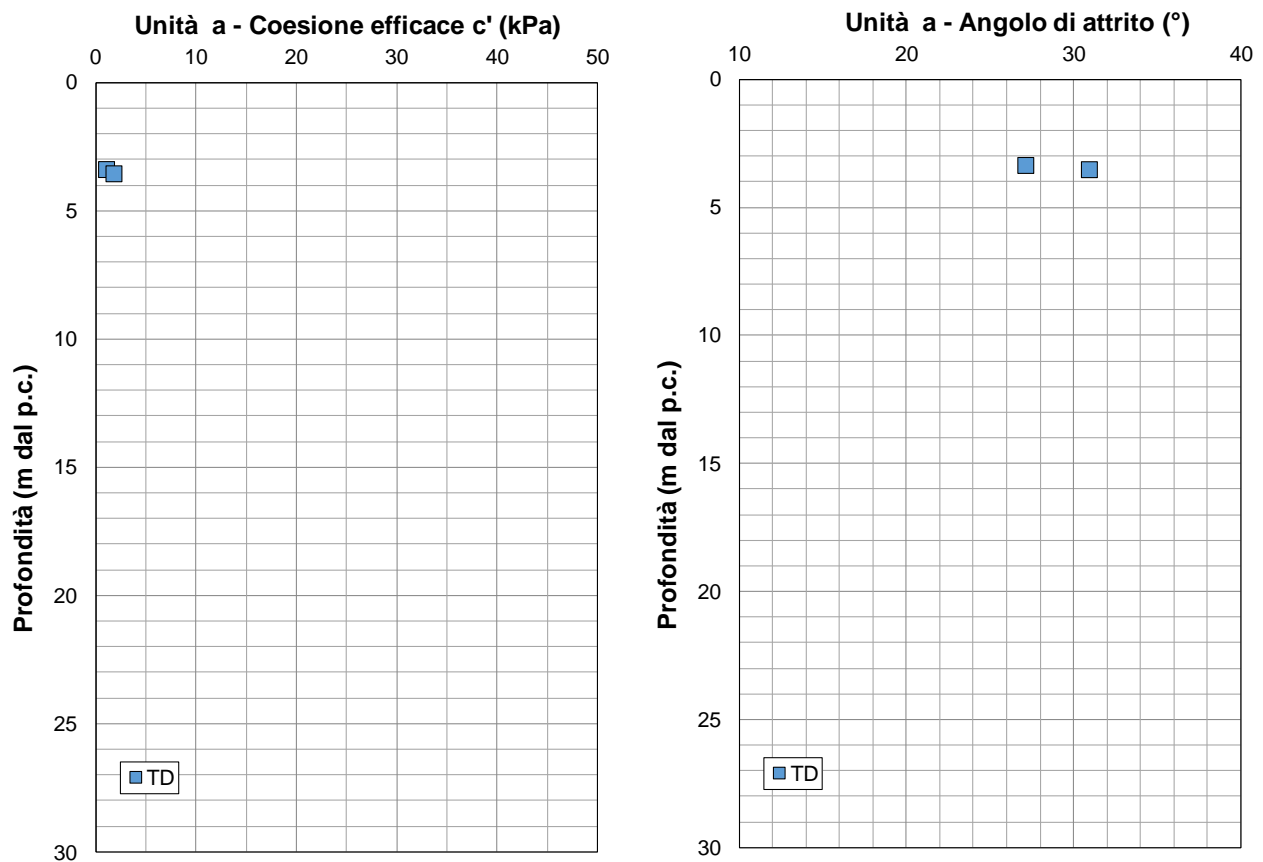


Figura 7-6 – Valori di coesione efficace (a sx) e dell'angolo di resistenza al taglio (a dx) al variare della profondità da p-c. – Unità a

Le prove in sito (penetrometriche dinamiche SPT) forniscono valori dei parametri misurati rappresentativi di un materiale piuttosto consistente ad esclusione delle prove eseguite nei primi 2 m. di profondità.

Il numero di colpi N_{SPT} per un avanzamento del carotiere di 30 cm è compreso tra 3 e 47, escludendo valori $N_{SPT} > 50$ considerati valori a rifiuto (**Figura 7-7**). Nella stessa figura è riportata la stima dell'angolo di attrito che risulta piuttosto elevato (media 36°) rispetto ai risultati delle prove di laboratorio.

La resistenza al taglio non drenata, stimata da correlazioni di Letteratura (Stroud) solo in corrispondenza degli orizzonti maggiormente coesivi (limi sabbiosi e argille debolmente limose) riscontrati lungo i sondaggi, è pari mediamente a circa 75kPa.

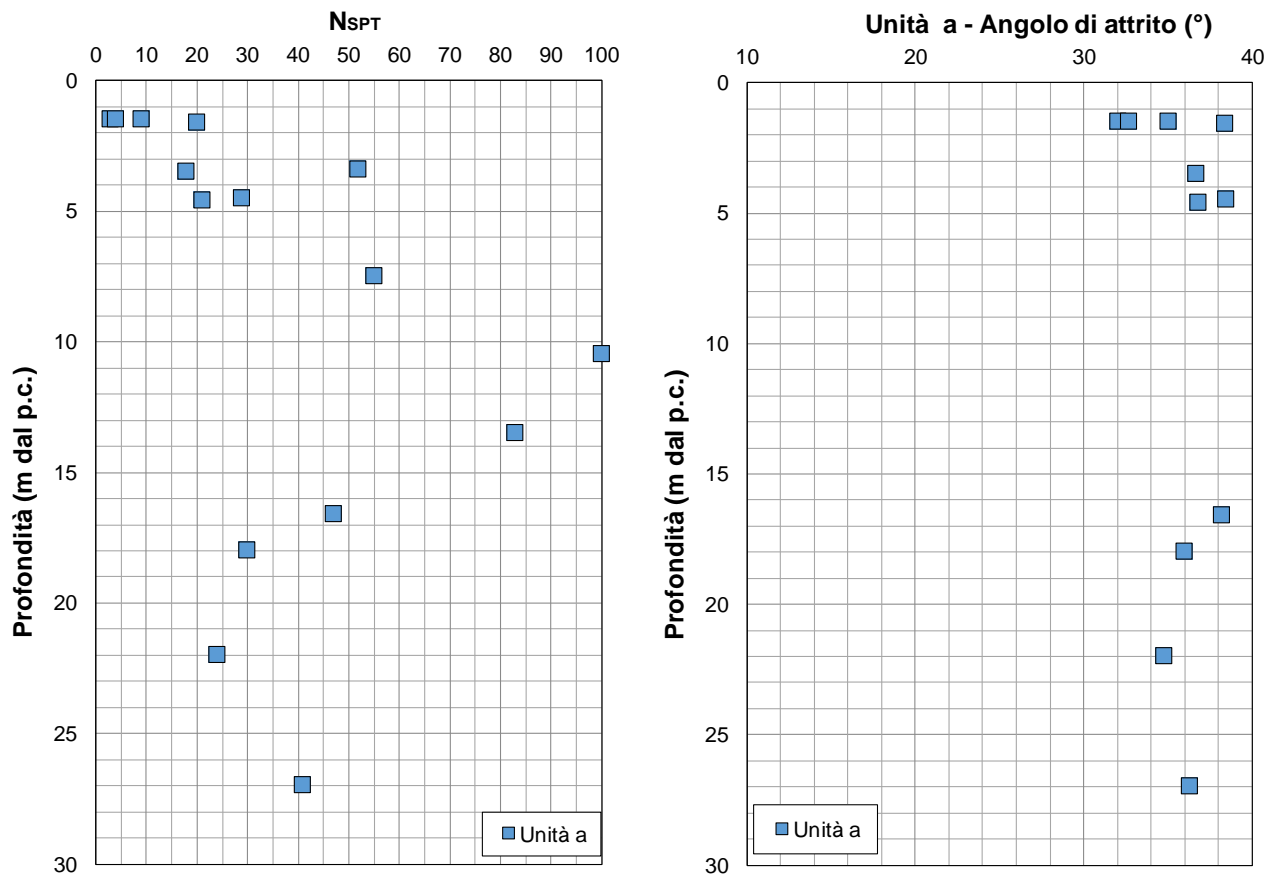


Figura 7-7 – Valori del numero di colpi N_{SPT} (a sx) e stima dell'angolo di resistenza al taglio (a dx) al variare della profondità da p-c. – Unità a

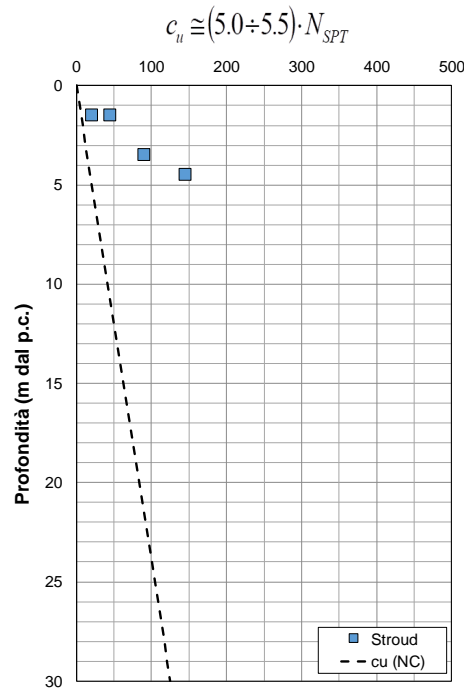


Figura 7-8 – Valori di coesione non drenata da prove SPT ottenuti per mezzo della correlazione di Stroud al variare della profondità da p-c. – Unità a

7.2.3 Parametri di deformabilità:

I parametri di deformabilità sono stati stimati principalmente dai risultati delle indagini sismiche (MASW)

Per l'unità in esame, per profondità massime pari a 5-6 m da p.c., si stima:

$V_s = 150 \div 230$ (m/s) velocità delle onde di taglio

$G_0 = 45 \div 110$ (MPa) modulo di deformazione a piccole deformazioni

$E_0 = 70 \div 165$ (MPa) modulo di deformazione a piccole deformazioni

Per la stima dei parametri di deformabilità laddove le alluvioni presentano spessori maggiori, si rimanda alla caratterizzazione puntuale delle singole opere.

7.2.4 Permeabilità

La permeabilità della formazione è stata misurata mediante num. 3 prove Lefranc che hanno fornito un valore medio pari a 4.8×10^{-6} m/s. La figura seguente riporta i risultati delle prove considerate.

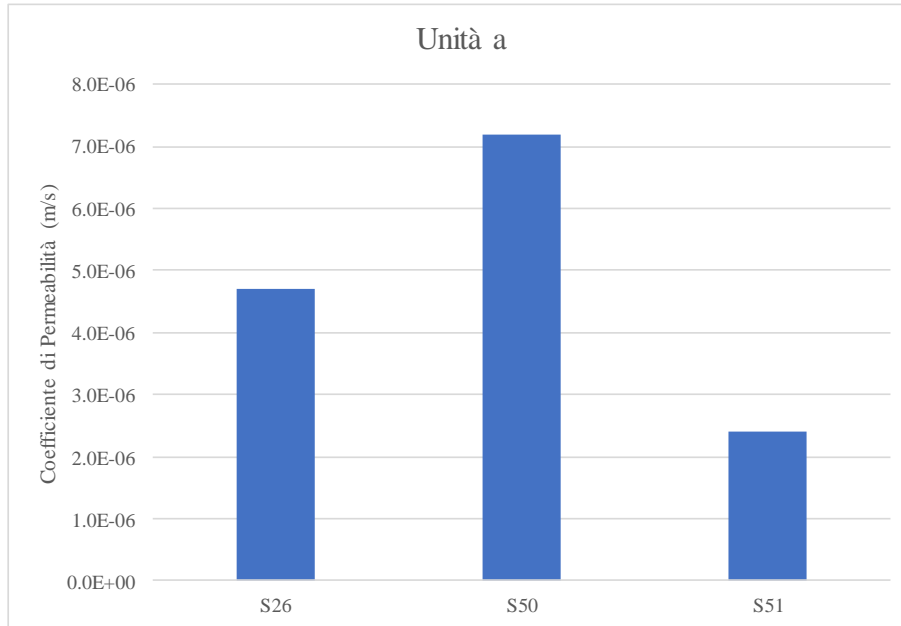


Figura 7-9 – Prove Lefranc – Unità a

7.3 Depositi terrazzati – Unita q

7.3.1 Identificazione

Tale unità è stata rinvenuta in 3 sondaggi ad una profondità compresa tra 0 e 20 m dal piano campagna.

Si tratta principalmente di sabbie con limo e ghiaie sabbiose con percentuali di fini (L+A) mediamente pari a 28%. Il materiale maggiormente grossolano (ghiaia sabbiosa) appare concentrato nei campioni prelevati in corrispondenza dei primi 12m del sondaggio S35.



Figura 7-10 – Fotografie del materiale in cassetta – Unita q

Per l'unità geotecnica in esame sono stati prelevati sia campioni rimaneggiati sia campioni indisturbati, su cui sono state eseguite di laboratorio delle quali si riportano di seguito i risultati principali.

Dalle analisi granulometriche si ottiene (**Figura 7-11**):

- percentuale di ghiaia generalmente compresa fra 0 e 73 %;
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 19 e 79 %;
- percentuale di fine (limo+argilla) compresa tra 7 e il 53% con percentuale di limo compresa fra 7 e 34% e percentuale di argilla compresa fra 2 e 22%.

Per quanto sopra l'unità a è classificabile come sabbia con limo e come ghiaia sabbiosa.

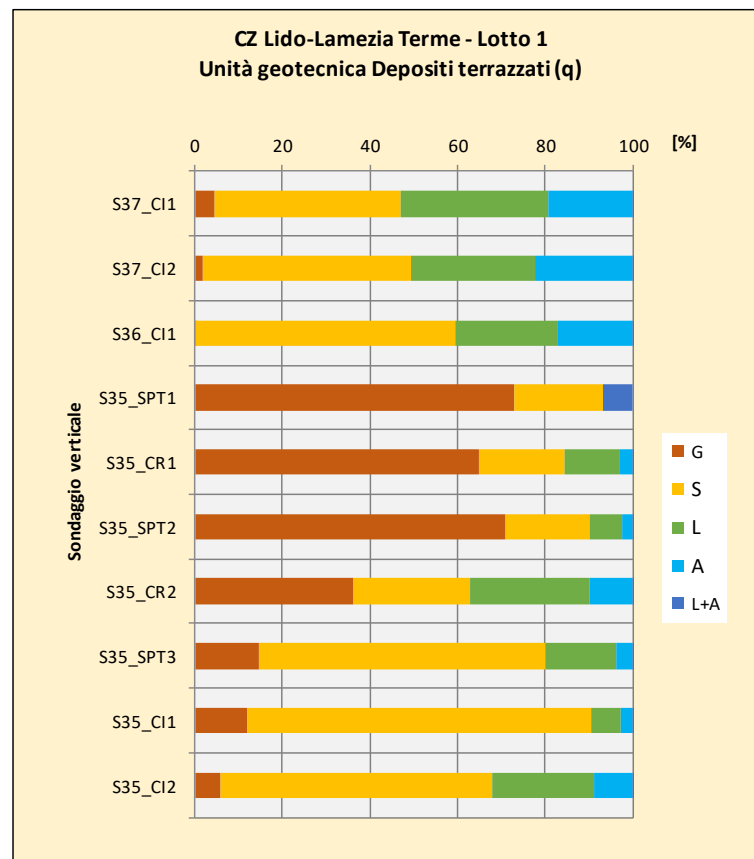


Figura 7-11 – Analisi granulometrica per ciascuno dei campioni prelevati dai sondaggi – Unità q

Il limite liquido è compreso tra 22 e 41% (media 28%), il limite plastico tra 20 e 22%, l'indice plastico tra 2 e 19% (media 7%) (**Figura 7-12**).

In base alla carta di plasticità (**Figura 7-13**) i campioni dell'unità "q" sono in maggior parte ascrivibili alle "Argille inorganiche di bassa plasticità" (CL-ML) e limitatamente alle "Argille inorganiche di media plasticità" (CL). I campioni prelevati nel sondaggio S35 sono risultati "non plastici". Laddove è stato possibile calcolarlo, il valore dell'indice di consistenza I_c è risultato mediamente di poco superiore a 1 e pertanto la consistenza del materiale è solida.

I campioni relativi a questa unità sono classificabili (USCS) come "Sabbie limose e argillose" (SM-SC), "ghiaie e ghiaie limose" (GW-GM) e "argille inorganiche di bassa plasticità" (CL).

Il peso unità di volume è compreso fra 17.6 e 20.2 (media 19.3kN/m³), (**Figura 7-14**).

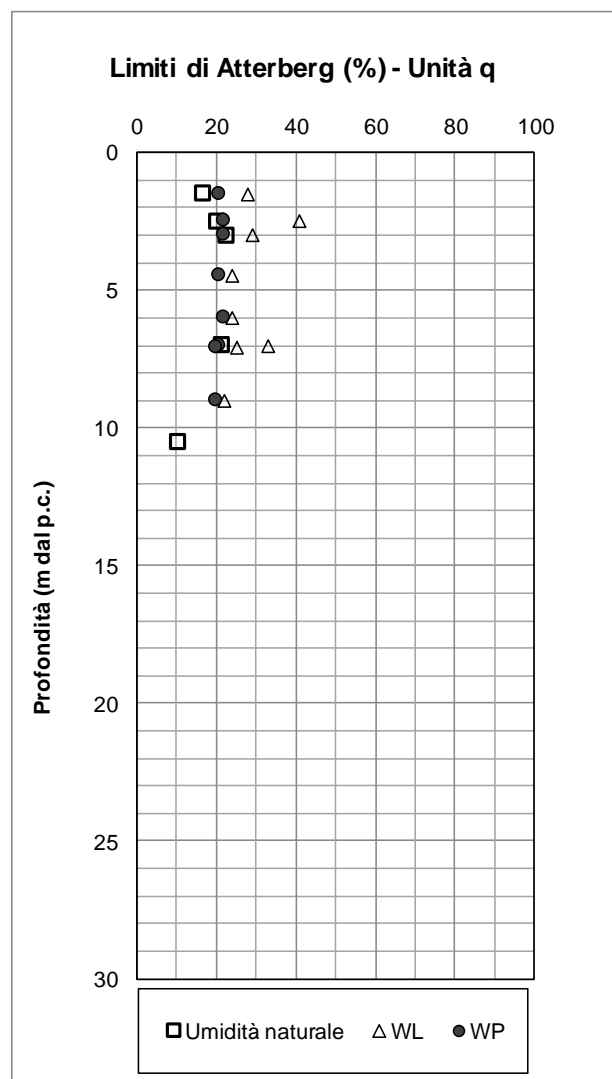


Figura 7-12 – Limiti di Atterberg al variare della profondità dal piano campagna – Unità q

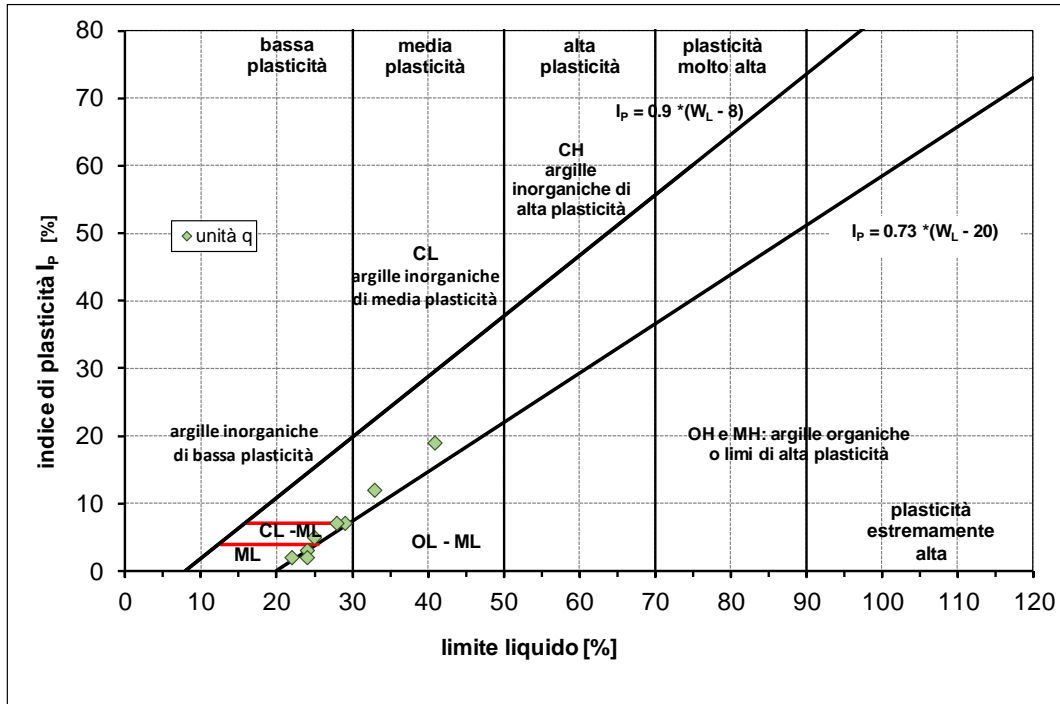


Figura 7-13 – Carta di plasticità di Casagrande – Unità q

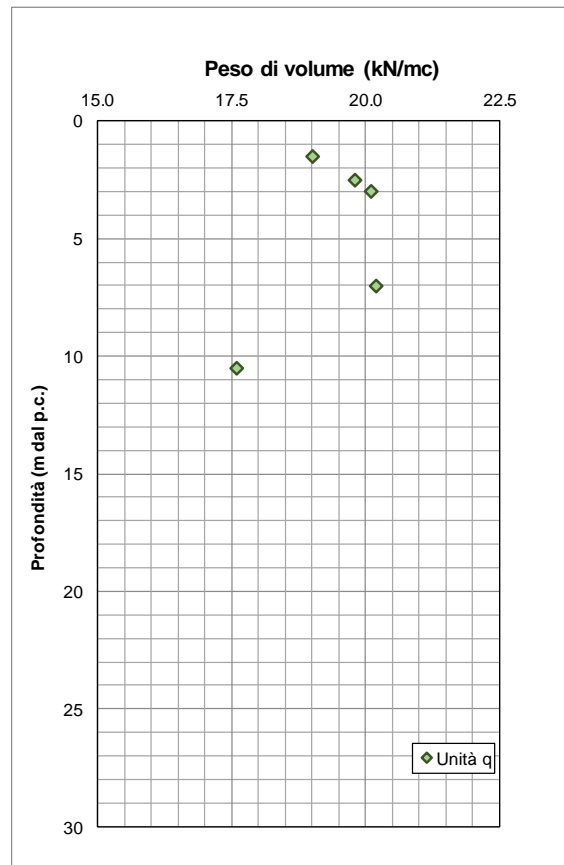


Figura 7-14 – Peso di volume naturale al variare della profondità da p.c. – Unità q

7.3.2 Parametri di resistenza:

Sui campioni prelevati sono state eseguite due prove di taglio diretto e due prove triassiali CD che hanno fornito i seguenti valori dei parametri di resistenza (vedasi figure che seguono)

$$c' = 4.0 \div 9.0 \quad (\text{kPa}) \quad \text{coesione drenata}$$

$$\varphi' = 25.3 \div 35.7 \quad (^\circ) \quad \text{angolo di resistenza al taglio}$$

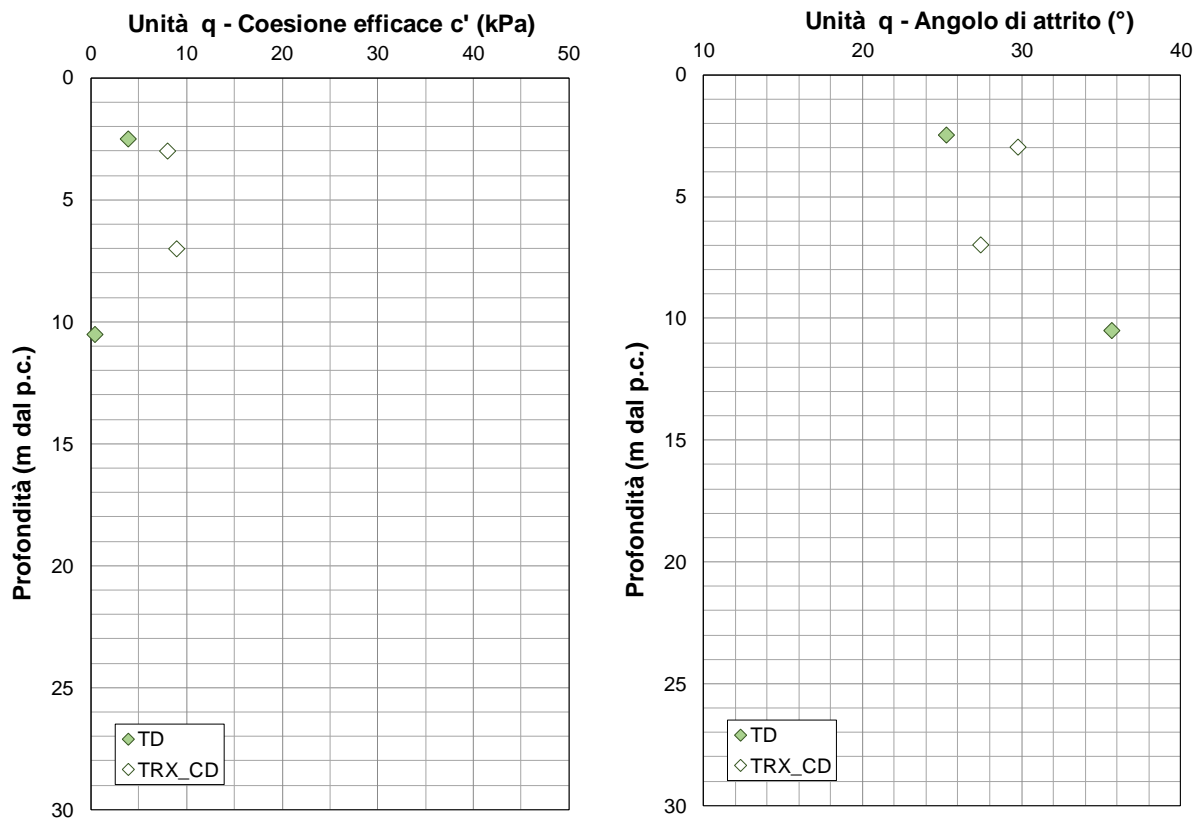


Figura 7-15 – Valori di coesione efficace (a sx) e dell'angolo di resistenza al taglio (a dx) al variare della profondità da p.c. – Unità q

Le prove in sito (penetrometriche dinamiche SPT) forniscono valori dei parametri misurati rappresentativi di un materiale piuttosto consistente.

Il numero di colpi N_{SPT} per un avanzamento del carotiere di 30 cm è compreso tra 11 e 37, escludendo valori $N_{SPT} > 50$ considerati valori a rifiuto (**Figura 7-16**). Nella stessa figura è riportata la stima dell'angolo di attrito che risulta piuttosto elevato (media 37.4°) rispetto ai risultati delle prove di laboratorio.

La resistenza al taglio non drenata, stimata da correlazioni di Letteratura (Stroud) solo in corrispondenza degli orizzonti maggiormente coesivi (limi sabbiosi, e argille debolmente sabbiose) riscontrati lungo i sondaggi, è pari mediamente a circa 92kPa.

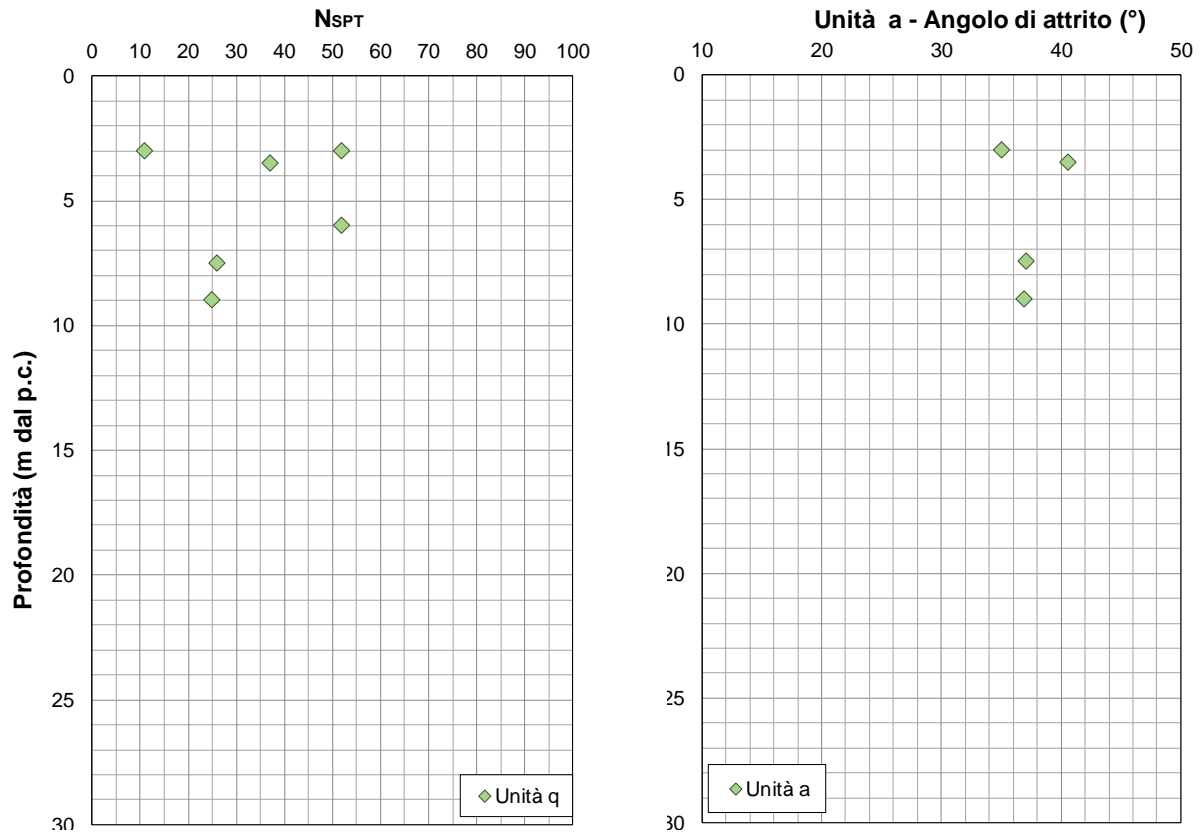


Figura 7-16 – Valori del numero di colpi N_{SPT} (a sx) e stima dell'angolo di resistenza al taglio (a dx) al variare della profondità da p-c. – Unità q

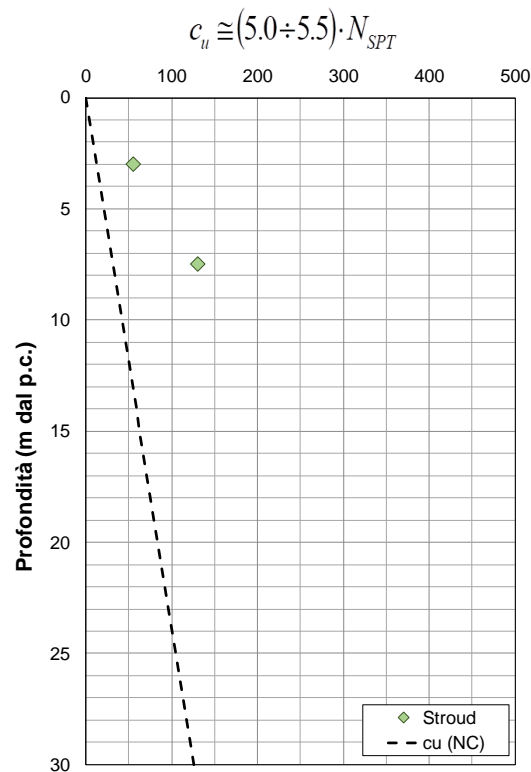


Figura 7-17 – Valori di coesione non drenata da prove SPT ottenuti per mezzo della correlazione di Stroud al variare della profondità da p-c. – Unità q


7.3.3 Parametri di deformabilità:

In corrispondenza dei sondaggi che hanno attraversato l'unità b non sono state eseguite prove geofisiche (MASW). I parametri di deformabilità sono stati stimati principalmente dai risultati delle indagini in situ SPT attraverso correlazioni di letteratura (Yoshida et al 1988).

$V_s = 150 \div 300$ (m/s) velocità delle onde di taglio

$G_o = 45 \div 180$ (MPa) modulo di deformazione a piccole deformazioni

$E_o = 70 \div 275$ (MPa) modulo di deformazione a piccole deformazioni

	COLLEGAMENTO LAMEZIA T. - CATANZARO – DORSALE JONICA P.D. ELETRIFICAZIONE TRATTA LAMEZIA T. - CATANZARO L. (Lotto 01)					
	Relazione geotecnica generale	COMMESSA RC0W	LOTTO 01 D 78	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

7.4 Depositi di conoide antichi – Unita qcls

7.4.1 Identificazione

Tale unità è stata rinvenuta principalmente nel tratto terminale della linea in corrispondenza della Piana di Sant’Eufemia nei sondaggi S32, S33 e S34 fino ad una profondità massima di 17 m dal piano campagna in corrispondenza dell’area di progetto Nicastro. Si tratta principalmente di ghiaie e sabbie con percentuali di fini (L+A) mediamente pari a 29%.



Figura 7-18 – Fotografie del materiale in cassetta – Unita qcls

Per l’unità geotecnica in esame sono stati prelevati sia campioni rimaneggiati sia campioni indisturbati, su cui sono state eseguite di laboratorio delle quali si riportano di seguito i risultati principali.

Dalle analisi granulometriche si ottiene (vedasi **Figura 7-19**):

- percentuale di ghiaia generalmente compresa fra 11 e 89 %;
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 9 e 70 %;
- percentuale di fine (limo+argilla) compresa tra 1 e il 64% con percentuale di limo compresa fra 0 e 45% e percentuale di argilla compresa fra 0 e 24%.

Per quanto sopra l’unità a è classificabile come ghiaia con sabbia e subordinatamente come limo con sabbia più o meno ghiaioso.

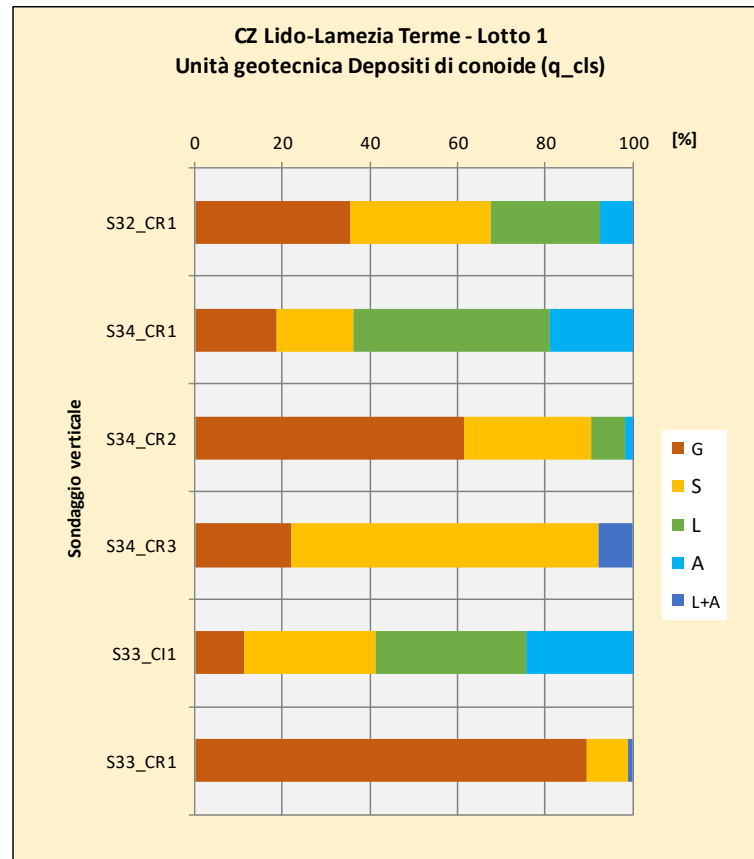


Figura 7-19 – Analisi granulometrica per ciascuno dei campioni prelevati dai sondaggi – Unità qcls

Il limite liquido è compreso tra 23 e 49% (media 34%), il limite plastico tra 19 e 35%, l'indice plastico tra 4 e 14% (media 10%) (**Figura 7-20**). In base alla carta di plasticità (**Figura 7-21**) i campioni dell'unità "qcls" sono ascrivibili alle "Argille inorganiche di bassa e media plasticità" (CL-ML)

I campioni relativi a questa unità sono classificabili (USCS) come "Sabbie limose e argillose" (SC-SM) e "ghiaie" (GW-GM).

Il peso unità di volume è stato determinato per un unico campione ed è risultato pari a 18.6kN/m³.

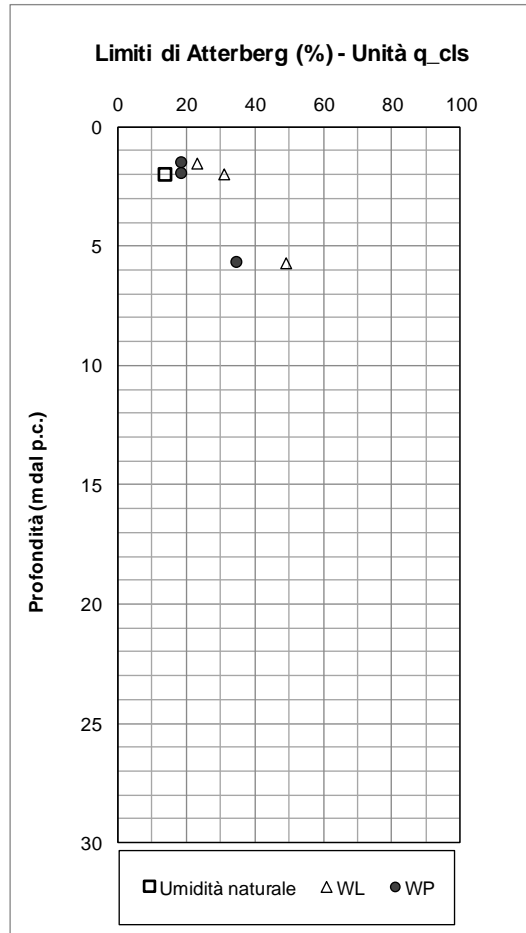


Figura 7-20 – Limiti di Atterberg al variare della profondità dal piano campagna – Unità qcls

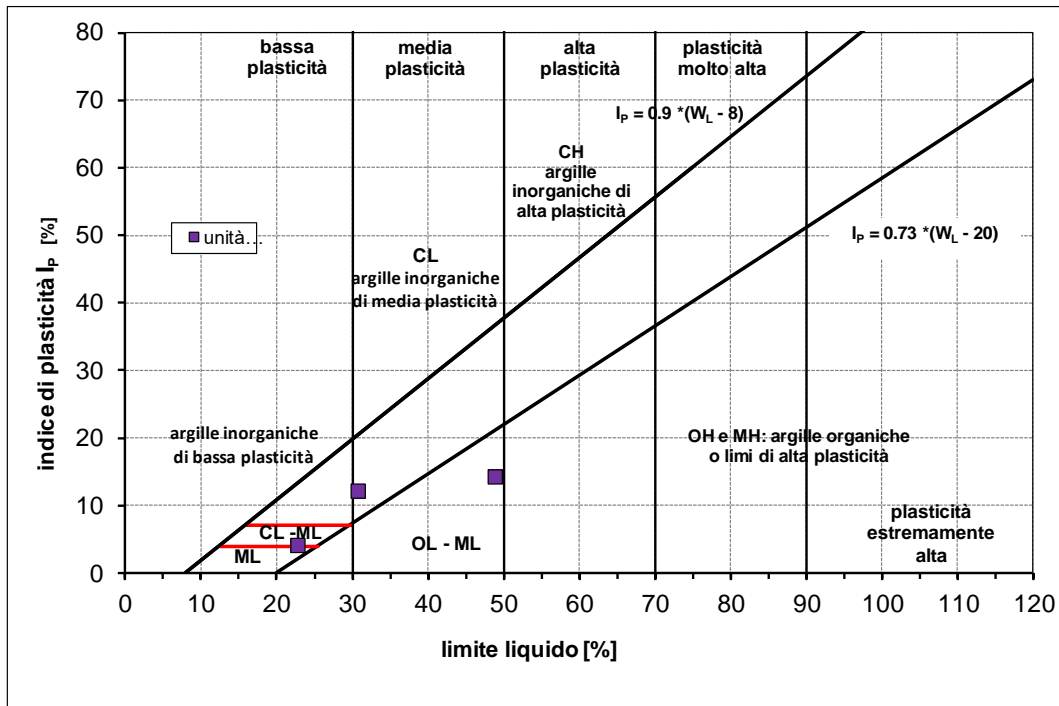


Figura 7-21 – Carta di plasticità di Casagrande – Unità qcls

7.4.2 Parametri di resistenza:

Sui campioni prelevati è stata eseguita solo una prova di taglio diretto che ha fornito i seguenti valori dei parametri di resistenza (vedasi figure che seguono)

$c' = 3.4$ (kPa) coesione drenata

$\varphi' = 29.7$ (°) angolo di resistenza al taglio

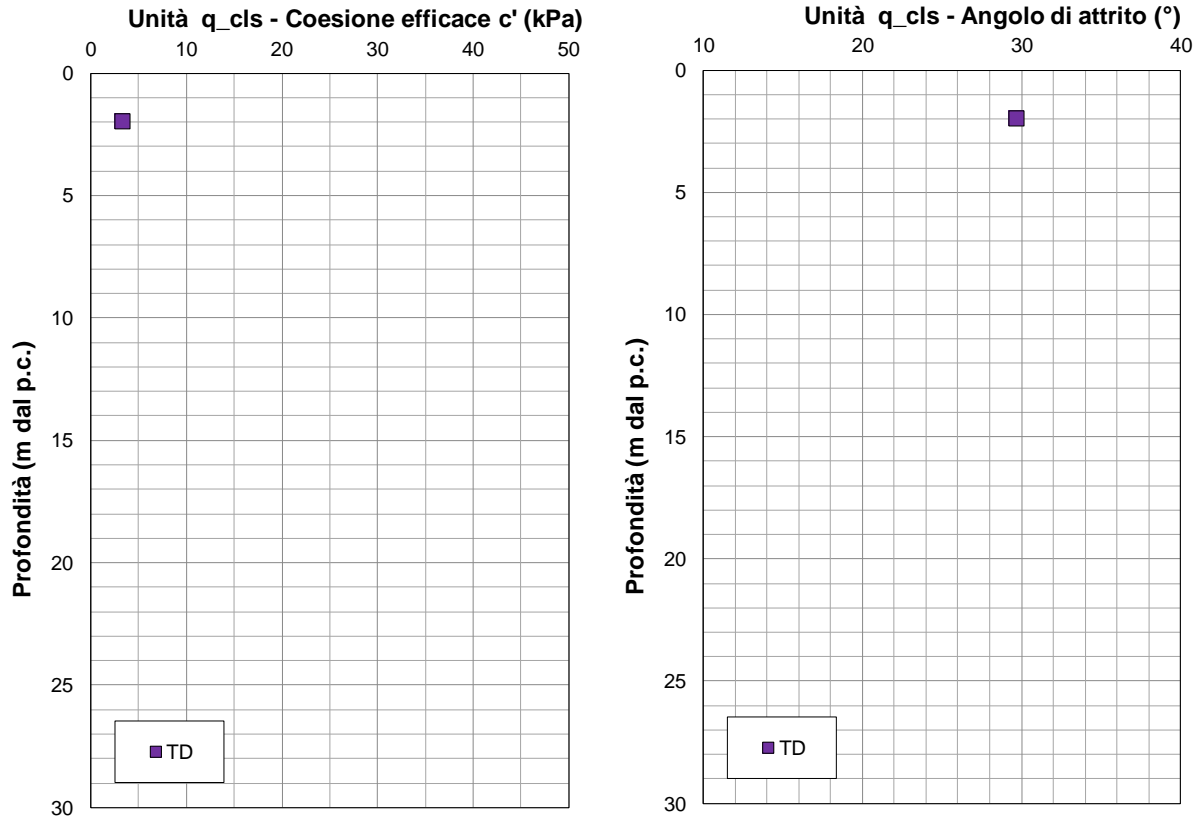


Figura 7-22 – Valori di coesione efficace (a sx) e dell’angolo di resistenza al taglio (a dx) al variare della profondità da p-c. – Unità q_cls

Le prove in sito (penetrometriche dinamiche SPT) forniscono valori dei parametri misurati rappresentativi di un materiale piuttosto consistente.

Il numero di colpi N_{SPT} per un avanzamento del carotiere di 30 cm è compreso tra 8 e 50, escludendo valori $N_{SPT} > 50$ considerati valori a rifiuto (**Figura 7-23**). Nella stessa figura è riportata la stima dell’angolo di attrito che risulta decisamente più elevato (media 38°) rispetto ai risultati dell’unica prova di laboratorio disponibile.

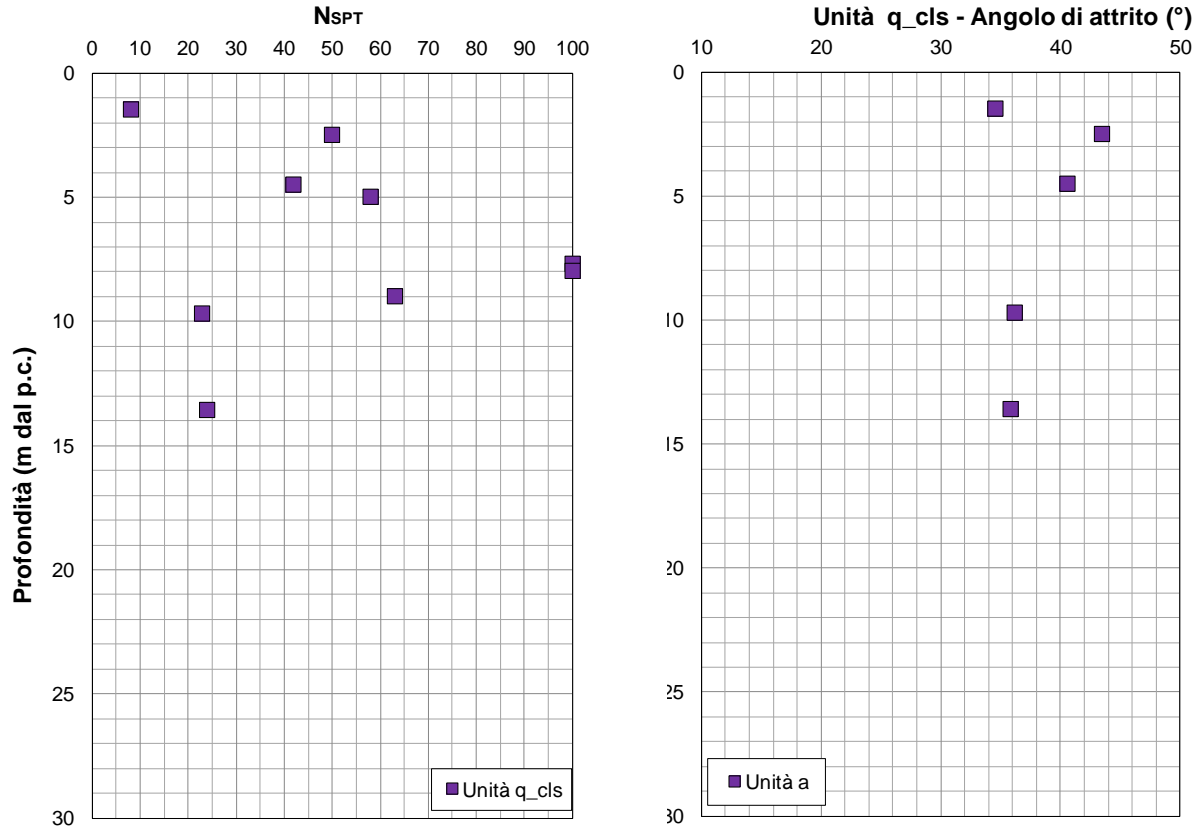


Figura 7-23 – Valori del numero di colpi N_{SPT} (a sx) e stima dell’angolo di resistenza al taglio (a dx) al variare della profondità da p-c. – Unità q_{cls}

7.4.3 Parametri di deformabilità:

I parametri di deformabilità sono stati stimati dai risultati dell’unica indagine sismica (MASW_30) eseguita in corrispondenza dell’area di progetto “Nicastro”.


$V_s = 220 \div 360$ (m/s) velocità delle onde di taglio

$G_o = 100 \div 260$ (MPa) modulo di deformazione a piccole deformazioni

$E_o = 150 \div 400$ (MPa) modulo di deformazione a piccole deformazioni

7.4.4 Permeabilità

La permeabilità della formazione è stata misurata mediante n. 1 prova Lefrancese seguita in corrispondenza del sondaggio S32 tra 7-8 m di profondità che ha fornito un valore pari a 5.6×10^{-5} m/s.

	COLLEGAMENTO LAMEZIA T. - CATANZARO – DORSALE JONICA P.D. ELETTRIFICAZIONE TRATTA LAMEZIA T. - CATANZARO L. (Lotto 01)					
	Relazione geotecnica generale	COMMESSA RC0W	LOTTO 01 D 78	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

7.5 Argille marnose di Cutro – Unità KCR

7.5.1 Identificazione

Pur affiorando spesso lungo il tracciato, tale unità è stata rinvenuta nei sondaggi eseguiti nella secondametà della linea (da Massaro a Lamezia Terme) ad una profondità compresa tra 6 e 30 m dal piano campagna.

Si tratta principalmente di sabbie con limo e limi con sabbia argillosi con percentuali di fini (L+A) mediamente pari a 57%. La percentuale di fini appare maggiore nei campioni prelevati nella parte finale della linea (S36 e S32)



Figura 7-24 – Fotografie del materiale in cassetta – Unità KCR

Per l'unità geotecnica in esame sono stati prelevati sia campioni rimaneggiati sia campioni indisturbati, su cui sono state eseguite di laboratorio delle quali si riportano di seguito i risultati principali.

Dalle analisi granulometriche si ottiene (**Figura 7-25**):

- percentuale di ghiaia generalmente compresa fra 0 e 4 %;
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 10 e 59 %;
- percentuale di fine (limo+argilla) compresa tra 36 e il 73% con percentuale di limo compresa fra 23 e 52% e percentuale di argilla compresa fra 13 e 26%.

Per quanto sopra l'unità KCR è classificabile come sabbia con limo argillosa e come limo con sabbia argilloso.

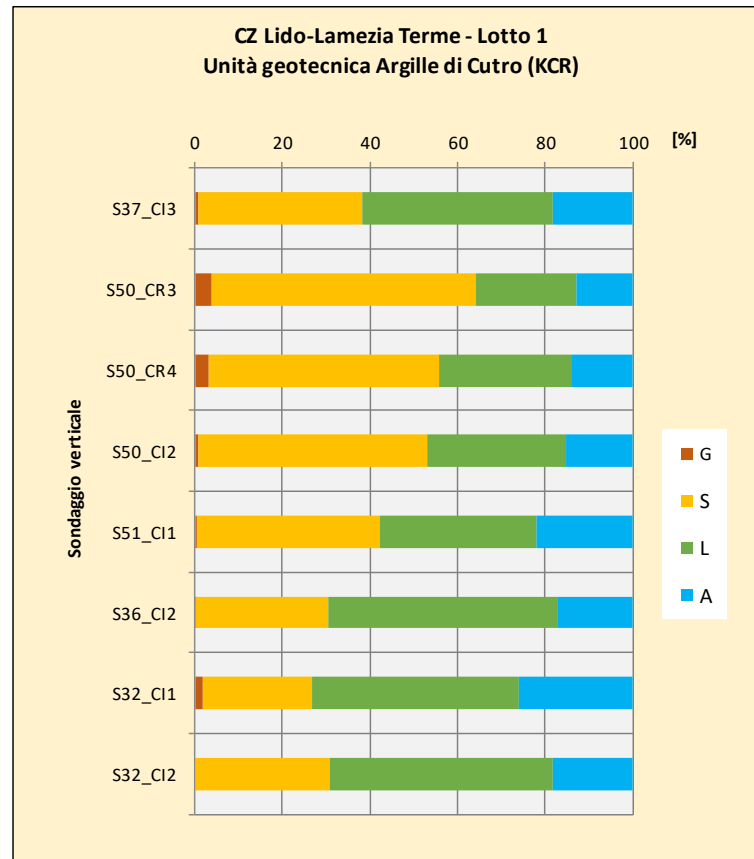


Figura 7-25 – Analisi granulometrica per ciascuno dei campioni prelevati dai sondaggi – Unità KCR

Il limite liquido è compreso tra 18 e 44% (media 30%), il limite plastico tra 19 e 30%, l'indice plastico tra 2 e 14% (media 9%) (**Figura 7-26**).

In base alla carta di plasticità (**Figura 7-27**) i campioni dell'unità "KCR" sono in maggior parte ascrivibili alle "Argille inorganiche di media-bassa plasticità" (CL-ML). Il valore dell'indice di consistenza I_c è risultato intorno all'unità denotando una consistenza del materiale solida.

I campioni relativi a questa unità sono classificabili (USCS) come "argille e limi inorganici di bassa plasticità" (CL-ML) e "Sabbie limose" (SM).

Il peso unità di volume è compreso fra 18.8 e 20.7 (media 19.7kN/m³), (**Figura 7-28**).

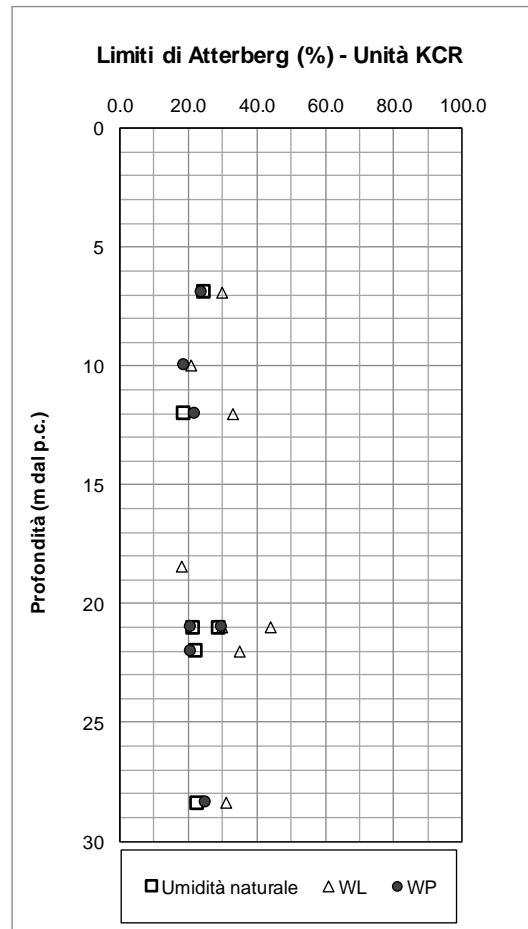


Figura 7-26 – Limiti di Atterberg al variare della profondità dal piano campagna – Unità KCR

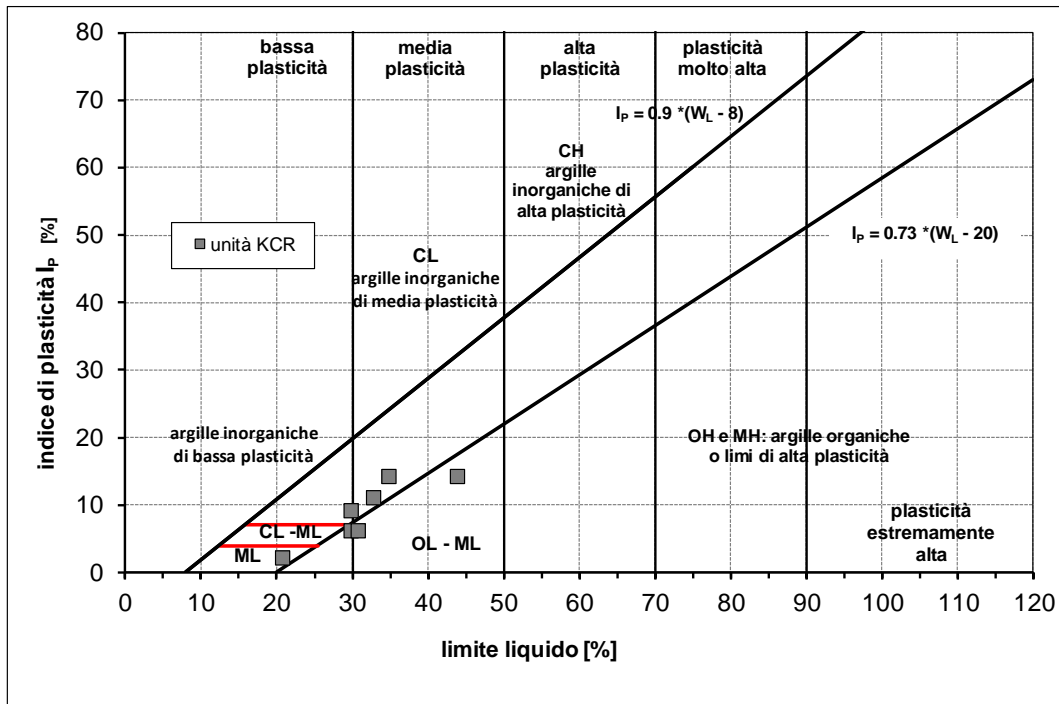


Figura 7-27 – Carta di plasticità di Casagrande – Unità KCR

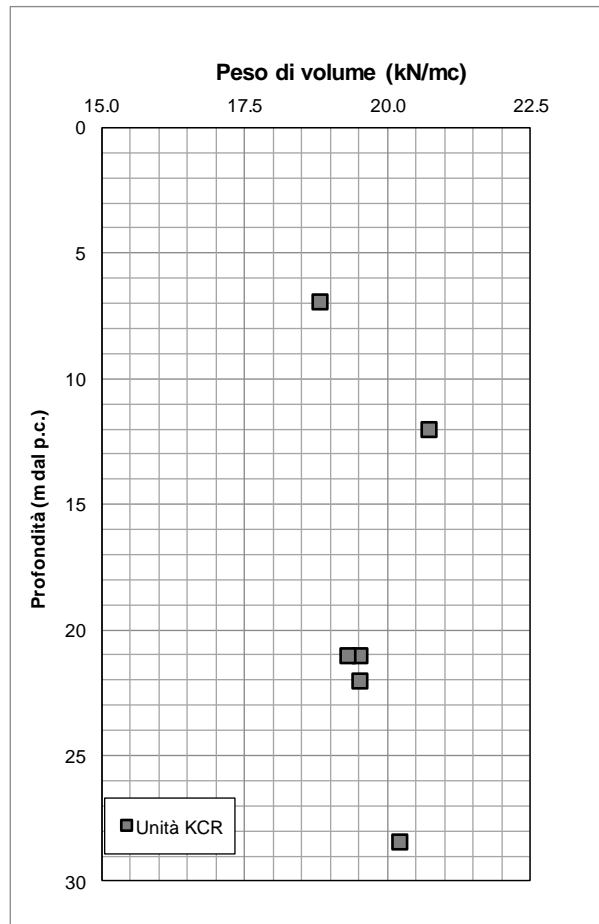


Figura 7-28 – Peso di volume naturale al variare della profondità da p.c. – Unità KCR

7.5.2 Parametri di resistenza:

Sui campioni prelevati sono state eseguite due prove di taglio diretto e 4 prove triassiali UU che hanno fornito i seguenti valori dei parametri di resistenza (vedasi figure che seguono)

$c' = 3.8 \div 15.0$ (kPa) coesione drenata

$\varphi' = 26.6 \div 26.9$ (°) angolo di resistenza al taglio

$c_u = 148 \div 360$ (kPa) coesione non drenata

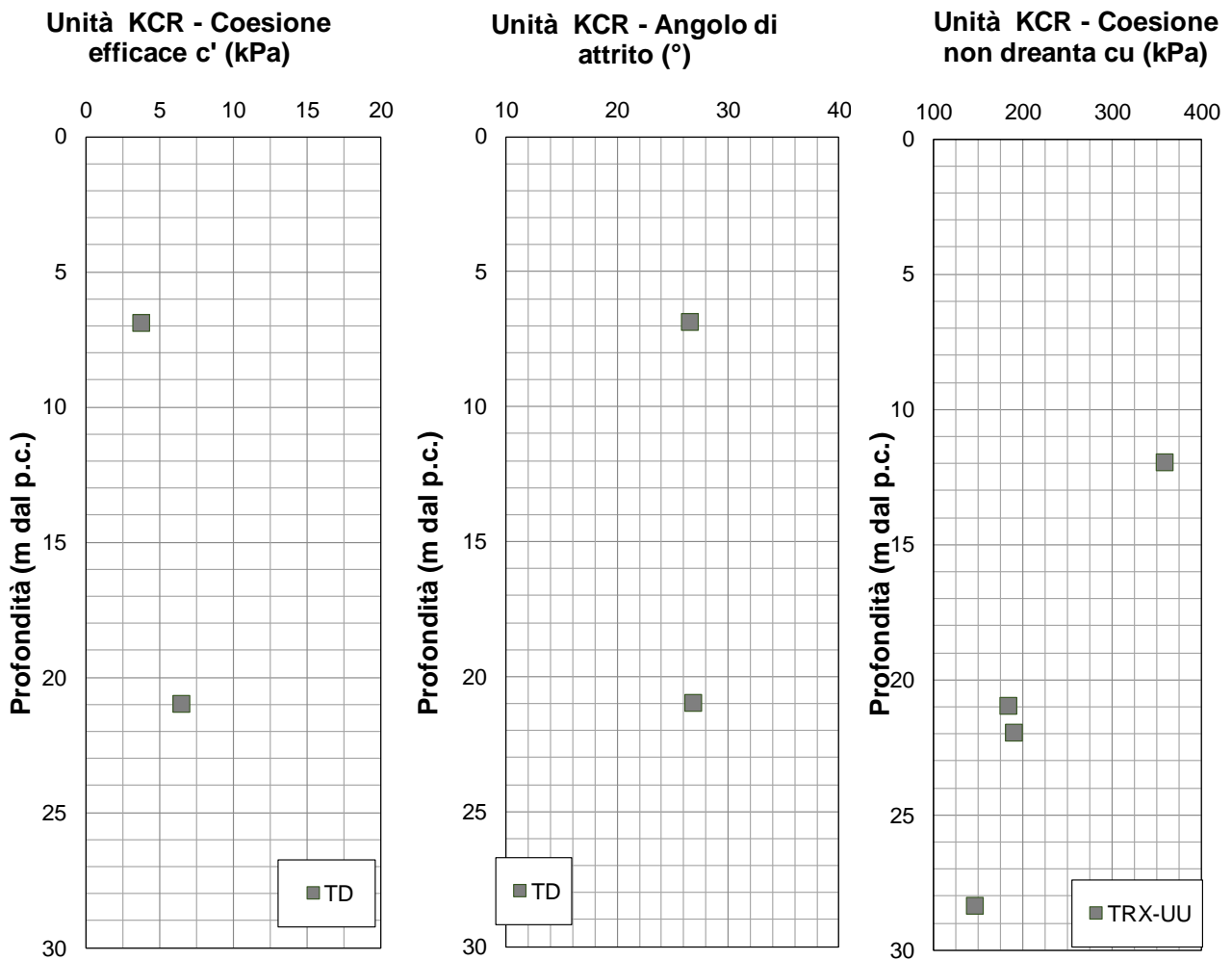


Figura 7-29 – Valori di coazione efficace (a sx), dell’angolo di resistenza al taglio (al centro) e della coazione non drenata (a dx) al variare della profondità da p-c. – Unità KCR

Le prove in sito (penetrometriche dinamiche SPT) forniscono un numero di colpi N_{SPT} per un avanzamento del carotiere di 30 cm compreso tra 11 e 37 (**Figura 7-30**). Nella stessa figura è riportata la stima della resistenza al taglio non drenata, stimata da correlazioni di Letteratura (Stroud) che risulta compresa tra 55 e 185 kPa, inferiore ai valori ottenuti dalle prove di laboratorio.

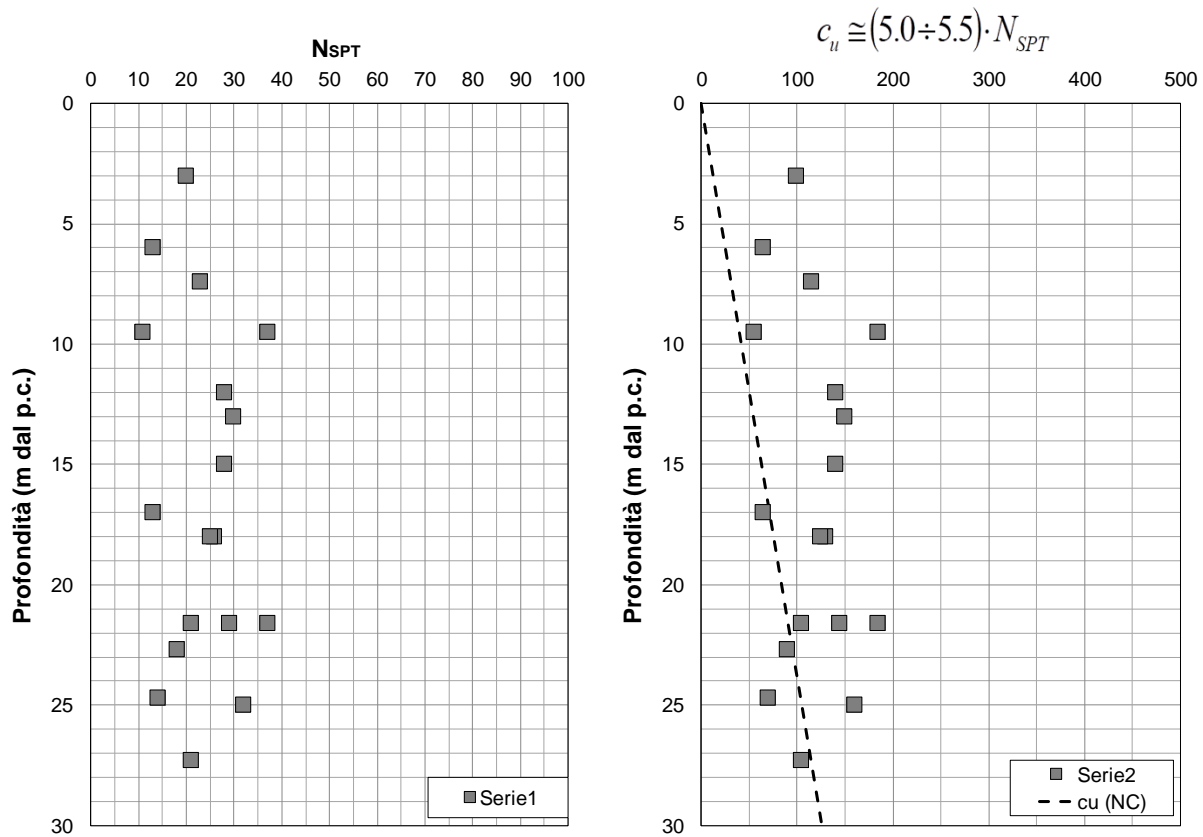


Figura 7-30 – Valori del numero di colpi N_{SPT} (a sx) e stima della coesione non drenata ottenuti per mezzo della correlazione di Stroud (a dx) al variare della profondità da p-c. – Unità KCR

7.5.3 Parametri di deformabilità:

I parametri di deformabilità sono stati stimati principalmente dai risultati delle indagini sismiche (MASW)

Per l'unità in esame si stima:

$V_s = 360 \div 560$ (m/s) velocità delle onde di taglio

$G_o = 260 \div 640$ (MPa) modulo di deformazione a piccole deformazioni

$E_o = 400 \div 950$ (MPa) modulo di deformazione a piccole deformazioni

7.6 Formazione Gessoso-Solfifera – Unita Ma

7.6.1 Identificazione

L'unità affiora lungo la linea tra le aree di progetto "Settingiano" e "Marcellinara", ed è stata rinvenuta nei sondaggi S38 e S30 ad una profondità compresa tra circa 8 e 30 m dal piano campagna.

Si tratta principalmente di limi con argilla e limi con sabbia argillosi con percentuali di fini (L+A) mediamente pari a 83%.



Figura 7-31 – Fotografie del materiale in cassetta – Unita Ma

Per l'unità geotecnica in esame sono stati prelevati sia campioni rimaneggiati sia campioni indisturbati, su due dei quali sono state eseguite prove di laboratorio i cui risultati sono riportati di seguito.

Dalle analisi granulometriche si ottiene (**Figura 7-32**):

- percentuale di ghiaia compresa fra 0 e 1 %;
- percentuale di sabbia compresa fra 2 e 30 %;
- percentuale di fine (limo+argilla) compresa tra 70 e il 97% con percentuale di limo compresa fra 57 e 62% e percentuale di argilla compresa fra 13 e 35%.

Per quanto sopra l'unità Ma è classificabile come limo con argilla e come limo con sabbia argilloso.

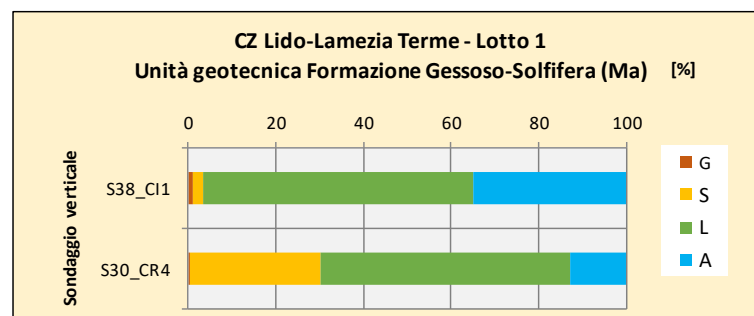


Figura 7-32 – Analisi granulometrica per ciascuno dei campioni prelevati dai sondaggi – Unità Ma

Il limite liquido è compreso tra 36 e 51% (media 44%), il limite plastico tra 25 e 28%, l'indice plastico tra 1.4 e 3.3% (media 9%) (**Figura 7-33**).

In base alla carta di plasticità (**Figura 7-34**) i campioni dell'unità "Ma" sono ascrivibili alle "Argille inorganiche di media-media-alta plasticità" (CL-CH). Il valore dell'indice di consistenza I_c è risultato superiore all'unità denotando una consistenza del materiale solida.

I campioni relativi a questa unità sono classificabili (USCS) come "limi inorganici" (MH-ML).

Il peso unità di volume è stato determinato per il campione S38 CI1 ed è risultato pari a 20.4 kN/m³.

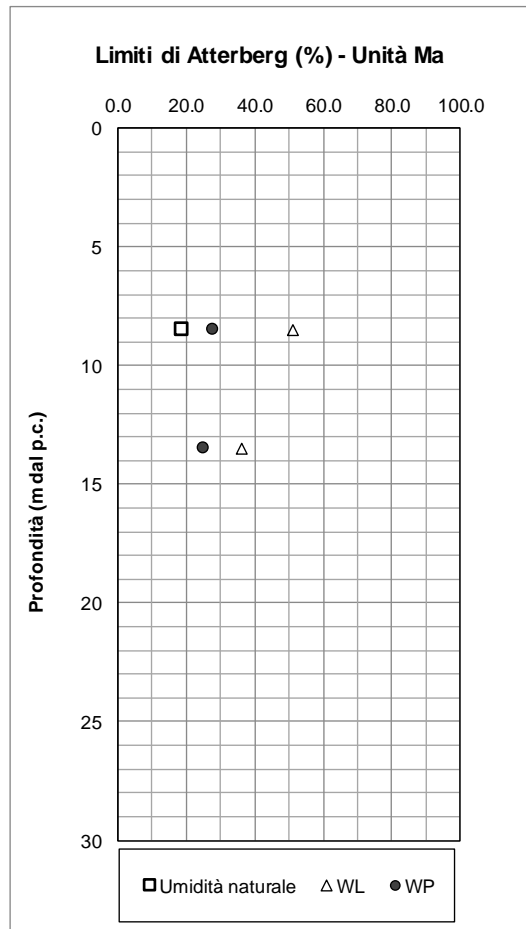


Figura 7-33 – Limiti di Atterberg al variare della profondità dal piano campagna – Unità Ma

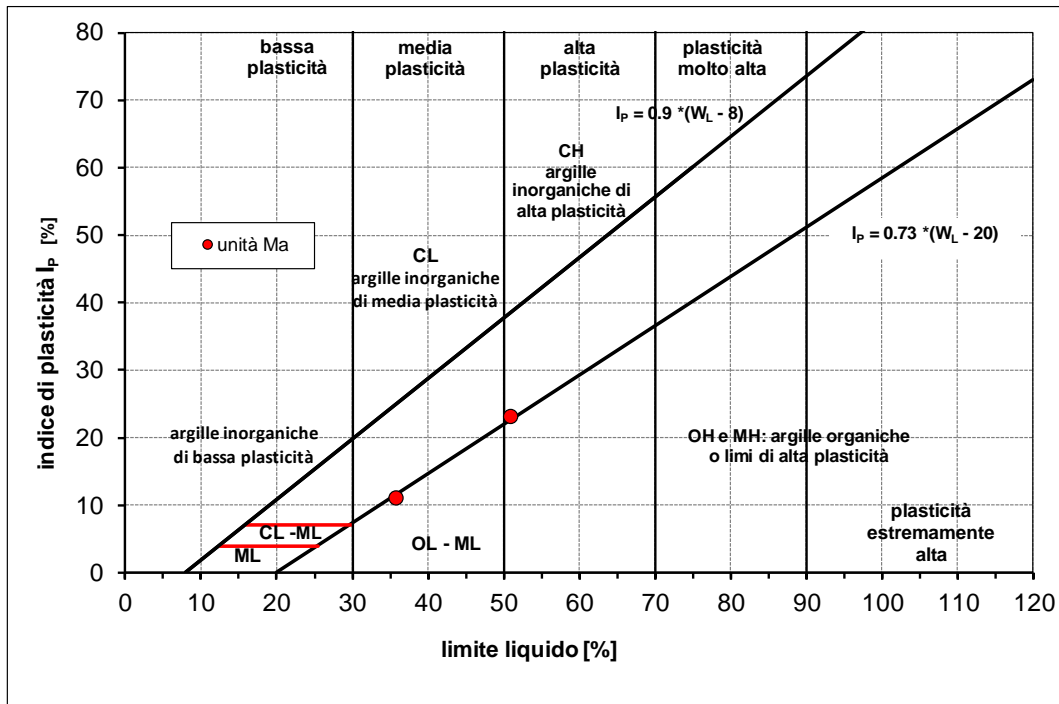


Figura 7-34 – Carta di plasticità di Casagrande – Unità Ma

7.6.2 Parametri di resistenza:

Sui campioni prelevati è stata eseguita solo una prova triassiale UU che ha fornito un valore di resistenza non drenata pari a $c_u = 172 \text{ kPa}$ (campione S38_C11).

Le prove in sito (SPT) forniscono valori quasi sempre a rifiuto o molto alti, superiori a 75 per un avanzamento di 30cm (Figura 7-35). Nella stessa figura è riportata la stima della resistenza al taglio non drenata, stimata da correlazioni di Letteratura (Stroud) che risulta compresa tra 380 e 445kPa, di molto superiori al valore ottenuto in laboratorio.

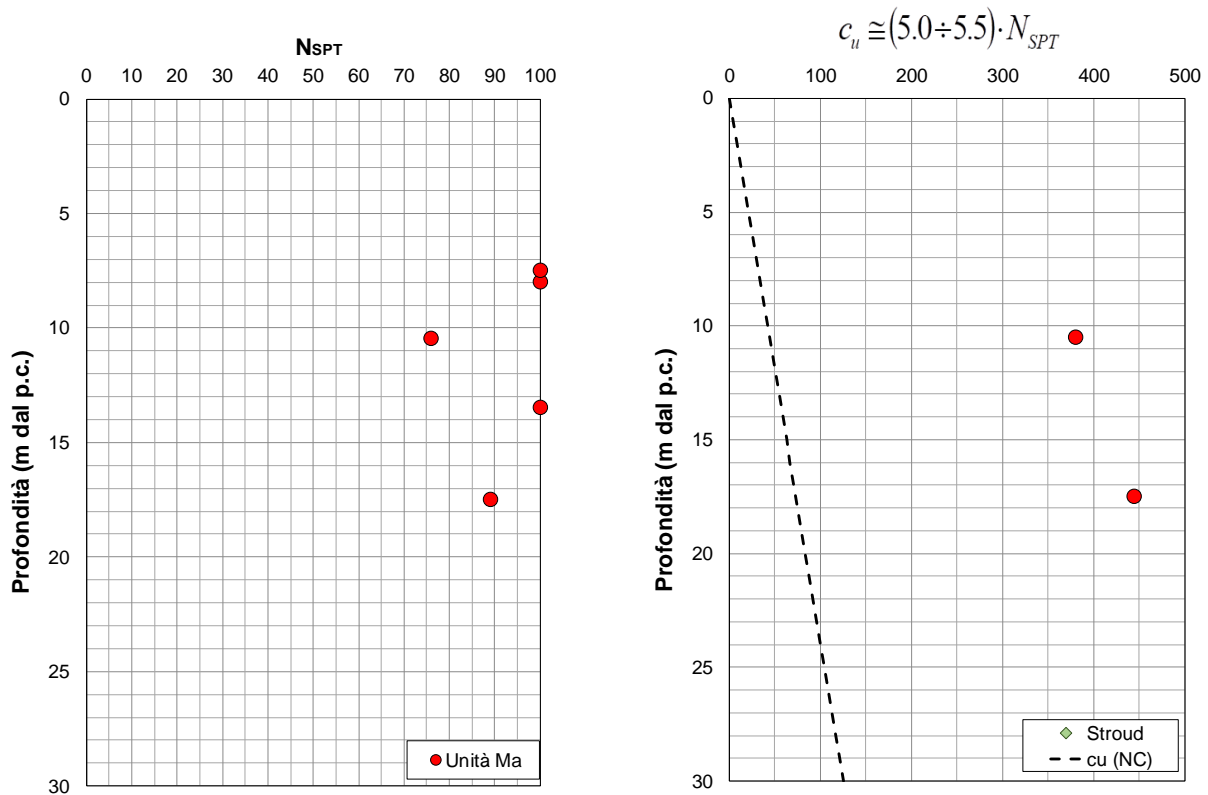


Figura 7-35 – Valori del numero di colpi N_{SPT} (a sx) e stima della coesione non drenata ottenuti per mezzo della correlazione di Stroud (a dx) al variare della profondità da p.c. – Unità Ma

7.6.3 Parametri di deformabilità:

I parametri di deformabilità sono stati stimati principalmente dai risultati delle indagini sismiche eseguite in corrispondenza dell'area di progetto Marcellinara (MASW30)

Per l'unità in esame fino a circa 20m di profondità si stima, :

$V_s = 290 \div 460$ (m/s) velocità delle onde di taglio

$G_o = 170 \div 430$ (MPa) modulo di deformazione a piccole deformazioni

$E_o = 260 \div 660$ (MPa) modulo di deformazione a piccole deformazioni

7.6.4 Permeabilità

La permeabilità della formazione è stata misurata mediante n. 1 prova Lefranc eseguita in corrispondenza del sondaggio S30 tra 6-7 m di profondità che ha fornito un valore pari a 6.5×10^{-5} m/s.

7.7 Sabbie e Arenarie tenere – Unita Psar

7.7.1 Identificazione

L'unità è stata rinvenuta nei sondaggi S50 e S51 in località "Ponte Canello" (definita "Quote Barile" negli elaborati geologici) ad una profondità compresa tra circa 5 e 20 m dal piano campagna.

Si tratta principalmente di sabbie limose e sabbie ghiaiose moderatamente addensate per poi diventare addensate a profondità superiori a 15-50m da p.c..



Figura 7-36 – Fotografie del materiale in cassetta – Unita Psar

Per l'unità geotecnica in esame sono stati prelevati principalmente campioni rimaneggiati, sui quali sono state eseguite prove di laboratorio i cui risultati sono riportati di seguito.

Dalle analisi granulometriche si ottiene (**Figura 7-37**):

- percentuale di ghiaia compresa fra 0 e 25 %;
- percentuale di sabbia compresa fra 43 e 85 %;
- percentuale di fine (limo+argilla) compresa tra 8 e il 57% con percentuale di limo compresa fra 18 e 39% e percentuale di argilla compresa fra 7 e 18%.

Per quanto sopra l'unità Psar è classificabile come sabbia con limo e sabbia ghiaiosa/limosa.

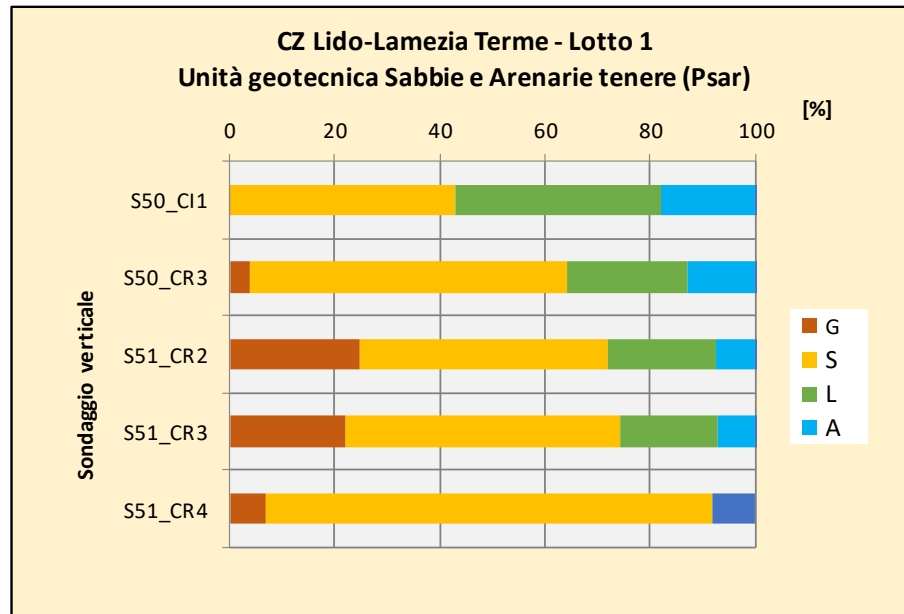


Figura 7-37 – Analisi granulometrica per i campioni prelevati dai sondaggi S50 e S51 – Unità Psar

Il limite liquido è compreso tra 18 e 27% (media 21%), il limite plastico tra 15 e 22%, l'indice plastico tra 2 e 5% (media 3%) (Figura 7-38).

In base alla carta di plasticità (Figura 7-39) i campioni dell'unità "Psar" sono ascrivibili alle "Argille inorganiche di bassa plasticità" (CL-CH).

I campioni relativi a questa unità sono classificabili (USCS) come "sabbie limose ben gradate" (SM).

Il peso unità di volume è stato determinato per il campione S50_CII ed è risultato pari a 19.7 kN/m³.

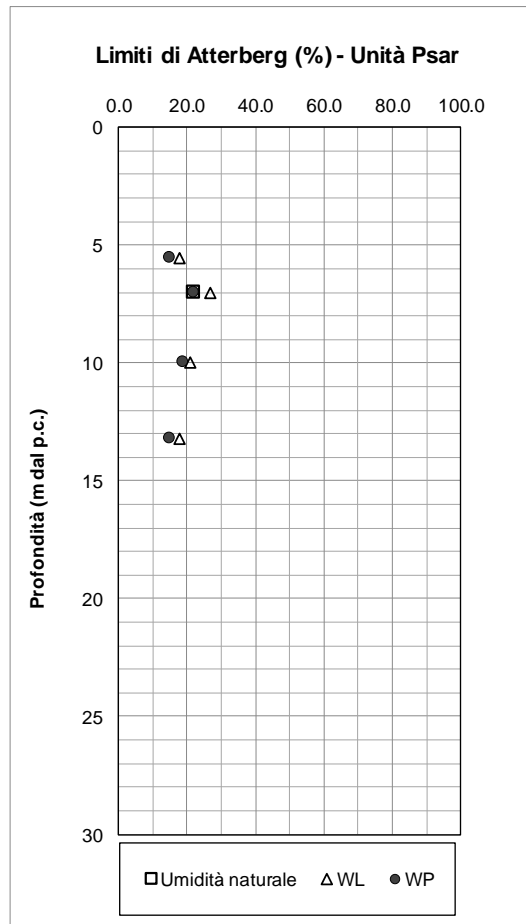


Figura 7-38 – Limiti di Atterberg al variare della profondità dal piano campagna – Unità Psar

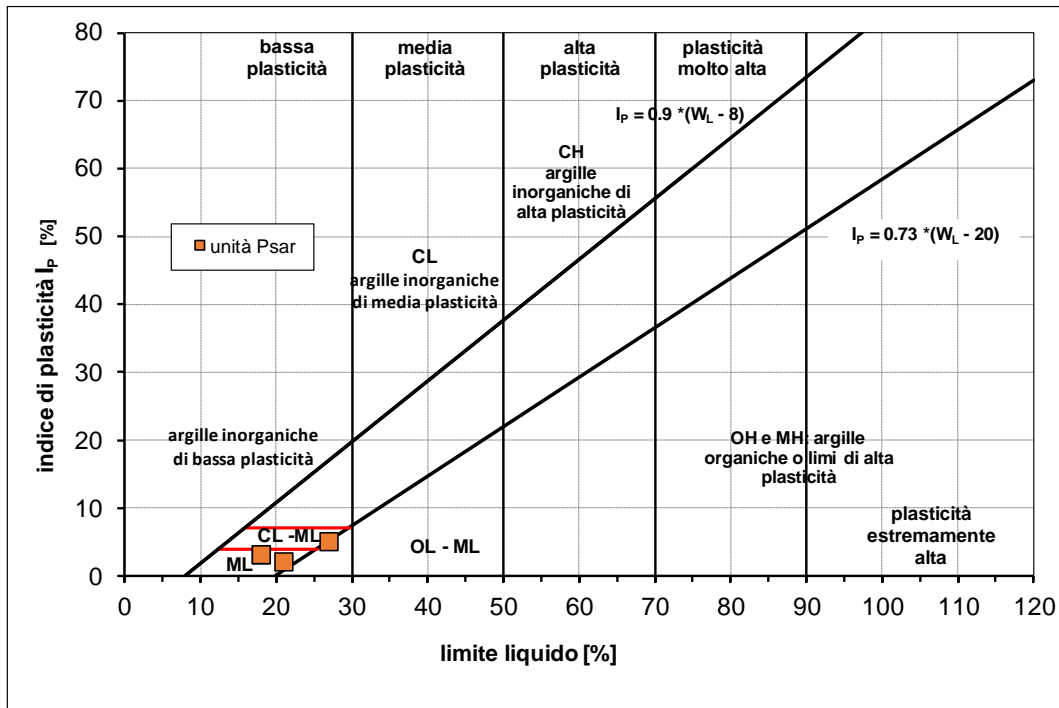


Figura 7-39 – Carta di plasticità di Casagrande – Unità Psar

7.7.2 Parametri di resistenza:

Sui campioni prelevati è stata eseguita solo una prova triassiale CD (campione S50_C11), che ha fornito i seguenti valori di resistenza drenata:

$c' = 54.0$ (kPa) coesione drenata

$\varphi' = 27.6$ (°) angolo di resistenza al taglio

Tale campione è caratterizzato dalla maggiore percentuale di fini tra quelli disponibili ed è stato prelevato in corrispondenza di un orizzonte di limi argillosi di buona consistenza e non si ritiene rappresentativo del comportamento medio dell'unità.

Il numero di colpi N_{SPT} per un avanzamento del carotiere di 30 cm è compreso tra 14 e 41 (**Figura 7-40**). Nella stessa figura è riportata la stima dell'angolo di attrito che risulta decisamente più elevato (media 36°) rispetto ai risultati dell'unica prova di laboratorio disponibile.

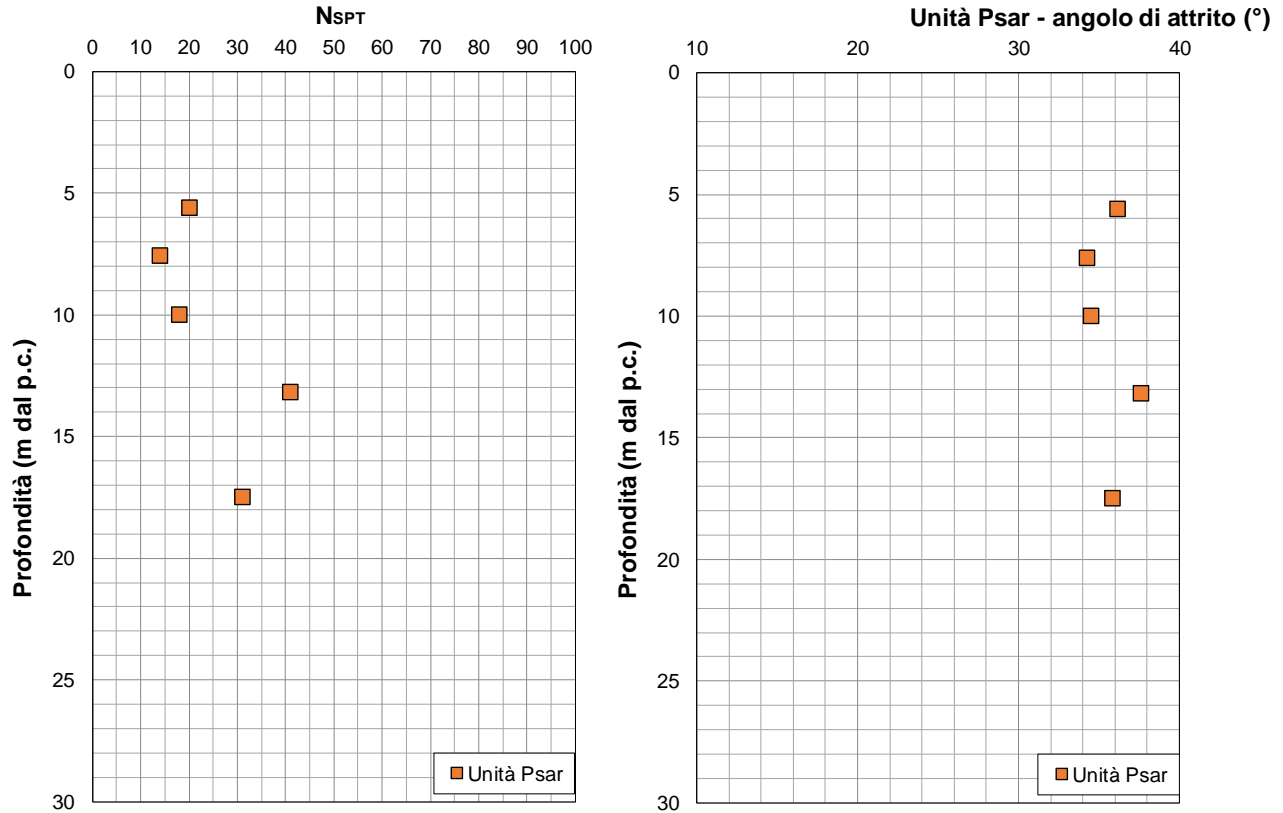


Figura 7-40 – Valori del numero di colpi N_{SPT} (a sx) e stima dell'angolo di resistenza al taglio (a dx) al variare della profondità da p-c. – Unità q_{Psar}

7.7.3 Parametri di deformabilità:

I parametri di deformabilità sono stati stimati principalmente dai risultati delle indagini sismiche (MASW40 e Down-Hole S51).

La prova MASW 40 è stata interpretata considerando la stratigrafia del sondaggio S50, ed ha fornito per l'unità in esame, ad una profondità compresa tra 5 e 11 m, i seguenti valori:

$V_s = 290 \div 300$ (m/s) velocità delle onde di taglio


$G_0 = 170 \div 180$ (MPa) modulo di deformazione a piccole deformazioni

$E_0 = 260 \div 280$ (MPa) modulo di deformazione a piccole deformazioni

La prova DH S51 ha fornito, per profondità comprese tra 5 e 20 m, un valore medio di velocità leggermente superiore ($V_{s_medio} = 317$ m/s) a quanto rinvenuto dalla prova MASW.

7.7.4 Permeabilità

La permeabilità della formazione è stata misurata mediante n. 1 prova Lefranc eseguita in corrispondenza del sondaggio S51 tra 5-6 m di profondità che ha fornito un valore pari a 2.4×10^{-6} m/s.

	COLLEGAMENTO LAMEZIA T. - CATANZARO – DORSALE JONICA P.D. ELETTRIFICAZIONE TRATTA LAMEZIA T. - CATANZARO L. (Lotto 01)					
	Relazione geotecnica generale	COMMESSA RC0W	LOTTO 01 D 78	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

7.8 Formazione Gessoso-Solfifera – Unita Ar

7.8.1 Identificazione

L'unità è stata rinvenuta nel sondaggio S29 in località "Settingiano" ad una profondità compresa tra circa 4 e 30 m dal piano campagna.

Si tratta principalmente di intercalazioni di arenarie tenere e a sabbie a grana da media a grossolana all'interno delle argilliti e siltiti grigie.

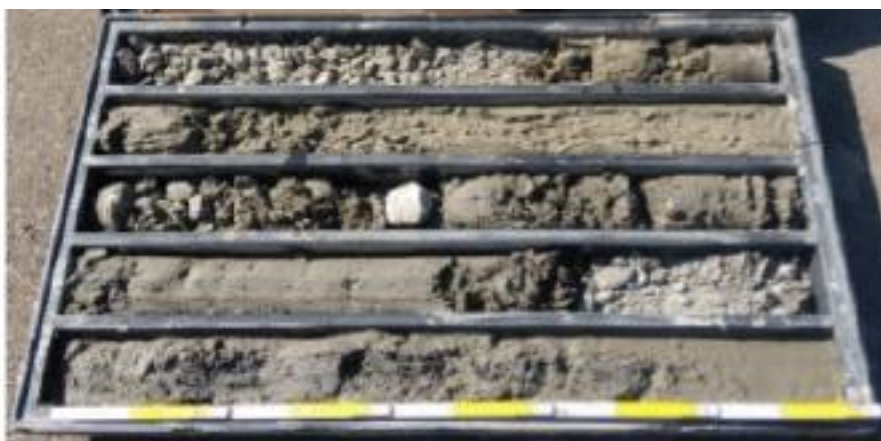


Figura 7-41 – Fotografie del materiale in cassetta – Unita Ar

Per l'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni rimaneggiati, su uno dei quali sono state eseguite prove di laboratorio i cui risultati sono riportati di seguito.

Dalle analisi granulometriche si ottiene (**Figura 7-42**):

- percentuale di ghiaia 17 %;
- percentuale di sabbia 44 %;
- percentuale di fine (limo+argilla) è pari a 39% con percentuale di limo pari a 29%.

Per quanto sopra il campione dell'unità Ar è classificabile come sabbia con limo ghiaiosa/argillosa.

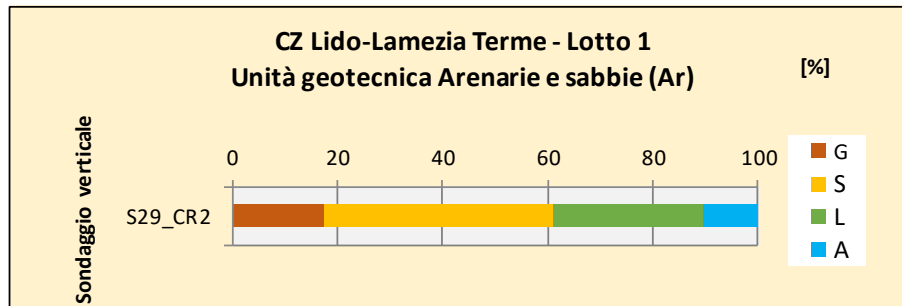


Figura 7-42 – Analisi granulometrica per il campione prelevato dal sondaggio S29 – Unità Ar

Il limite liquido è uguale a 31% e l'indice plastico è 10%.

In base ai valori dei limiti di Atterberg il campione è ascrivibile alle “Argille inorganiche di media plasticità” (CL).

7.8.2 Parametri di resistenza:

Sul campione prelevato non sono state eseguite prove di laboratorio volte a determinare la resistenza al taglio.

Le prove in sito (penetrometriche dinamiche SPT) forniscono valori sempre a rifiuto.

7.8.3 Parametri di deformabilità:

I parametri di deformabilità sono stati stimati principalmente dai risultati delle indagini sismiche (MASW27).

Per l'unità in esame fino a circa 20m di profondità al di sotto dei depositi superficiali si stima, :

$V_s = 260\div 380$ m/s velocità delle onde di taglio

$G_0 = 140\div 290$ MPa modulo di deformazione a piccole deformazioni

$E_0 = 210\div 490$ MPa modulo di deformazione a piccole deformazioni

7.8.4 Permeabilità

La permeabilità della formazione è stata misurata mediante n. 1 prova Lefranc eseguita in corrispondenza del sondaggio S29 tra 4-5 m di profondità che ha fornito un valore pari a 9.4×10^{-7} m/s.

8 PARAMETRIZZAZIONE GENERALE DEI TERRENI

Nel seguito si riassumono i parametri geotecnici di progetto per le varie unità geotecniche analizzate lungo la linea.

Tabella 8-1–Parametri di resistenza di calcolo dei terreni

Unità	γ	ϕ'_k	c'_k	c_{uk}
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]
a	19.6	27÷34	0÷5	0÷75
q	19.3	25÷35	0	0
Q_cls	19.0	30÷38	0	0
KCR	19.7	26÷27	5÷10	150÷200
Ma	20.0	24÷26	10÷30	150÷300
Ar	20.0	24÷26	10÷30	150÷300
Psar	19.5	28÷34	0÷10	0÷70

Tabella 8-2 - Moduli di deformabilità dei terreni

unità	Modulo elastico dinamico	Modulo di Young operativo 1	Modulo di Young operativo 2
	E_0	$E_{op,1} = E_0 / 10$	$E_{op,2} = E_0 / 5$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]
a	70÷165	7÷16	14÷33
q	70÷275	7÷27	17÷55
q_cls	150÷400	15÷40	30÷80
KCR	400÷950	40÷95	80÷190
Ma	260÷660	26÷66	52÷132
Ar	210÷490	21÷49	42÷98
Psar	260÷280	26÷28	51÷56

9 AREE DI PROGETTO DELLE SSE

In questo paragrafo, verranno descritte le principali caratteristiche geotecniche di dettaglio a livello locale per le aree di progetto “Catanzaro Lido”, “Settingiano” e “Feroletto”, in base all’interpretazione delle indagini disponibili.

9.1 Catanzaro Lido

Le indagini eseguite in corrispondenza dell’opera Catanzaro Lido SSE MT sono riportati sinteticamente nelle seguenti tabelle:

ID	PROFONDITA'	DATA	Quota	Coordinate UTM WGS 84		Strumentazione
	(m dal p.c.)	ESECUZIONE	(m s.l.m.)	E	N	
S26	30.00	17-18/07/2019	6.02	2660086.18	4298321.22	Piezometro a tubo aperto

Tabella 9-1 – Sondaggi eseguiti nell’area “Catanzaro Lido”

Profondità (m da p.c.)	N _{SPT} S26
1,5	3
4,5	29
7,5	55
10,5	R
13,5	83
16,6	47
18,0	30
22,0	24
27,0	41

Tabella 9-2 –Risultati delle prove SPT

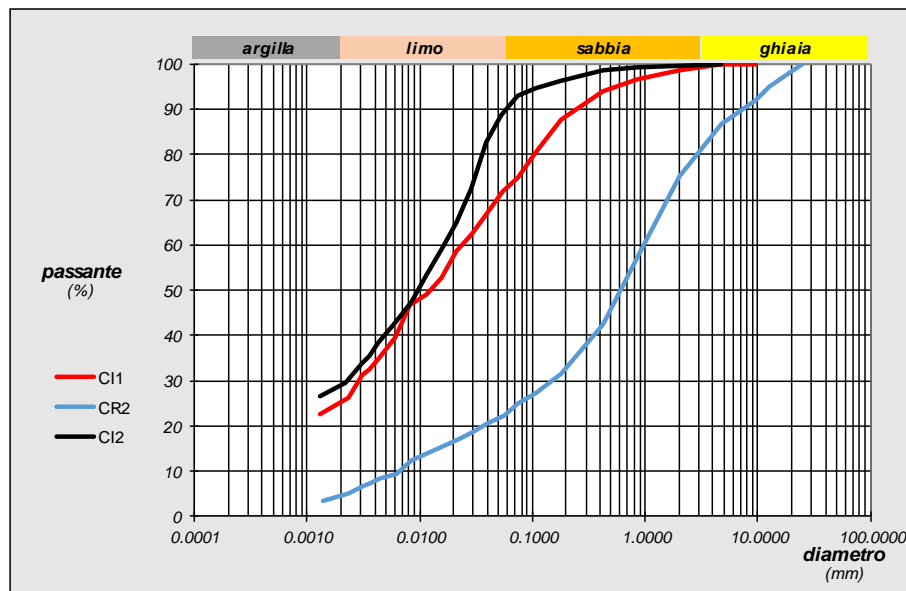
ID	Profondità prova (m da p.c.)	K (m/s)
S26	7-8	4.7E-6

Tabella 9-3 –Valori di K (m/s) calcolati tramite prove Lefranc eseguite in foro di sondaggio

ID	DATA ESECUZIONE	Coordinate UTM Zone 33 S		Vs eq.	Categoria di suolo (NTC 2018)
		E	N		
MASW 25	Luglio 2019	640034.71	4298313.82	259	C

Tabella 9-4 – Prove MASW eseguite per la definizione dell'azione sismica di progetto

CAMP.	Prof	PP (kPa)	VT (kPa)	W (%)	γ (Mg/m ³)	γ_d (Mg/m ³)	γ_s (Mg/m ³)	GRANULOMETRIA				ATTERBER LIM		Class	TD / TRIASS.		
								G	S	L	A	Wl	Ip		USCS	c (kPa)	
CI1	3.4	70	38	16.98	2.01	1.72	2.60	1.28	26.0	47.33	25.40	39	16	CL	1.1	TD	27.2
	4.00	120	50					0.23	25.02	38.07	36.68						
CR2	7.50							24.94	52.19	18.24	4.63	37	13	SC			
	7.95							13.26	61.93	16.10	8.71						
CI2	24.00						2.67	0.26	9.73	61.18	28.83	36	13	CL	63.0	UU	
	24.60							0.00	7.09	52.69	40.21						

Tabella 9-5 – Prove di laboratorio Sondaggio S26 (blu = classificazione AGI; verde=classificazione ASTM). I campioni non lavorati non sono riportati in tabella

Figura 9-1 – Catanzar Lido, risultati dell'analisi granulometrica

9.1.1 Assetto stratigrafico e parametri geotecnici di calcolo

L'esecuzione di un sondaggio a carotaggio continuo (S26) ha consentito di ricostruire la stratigrafia del sottosuolo dell'area in esame riportata nella seguente tabella

Unità	STRATO	Da	A	Descrizione
		[m da p.c. orig.]		
	R	0.0	0.7	Sottofondo stradale
Depositi Alluvionali	S[L]	0.7	2.1	Sabbia debolmente limosa da sciolta a poco addensata
	L (S)	2.1	4.9	Limi sabbiosi
	G (S)(L)	4.9	15.9	Ciottoli e ghiaie in abbondante matrice sabbioso limosa
	S(L)	15.9	30.0	Sabbia limosa

Tabella 9-6 – Catanzaro Lido, stratigrafia

9.1.2 Falda di progetto

Sulla base delle informazioni riportate nella stratigrafia del sondaggio S26, la falda viene assunta ad una quota pari a 6.0m da boccapozzo.

9.1.3 Parametri geotecnici di calcolo


Nelle tabelle che seguono si riportano i parametri di calcolo e i moduli di deformabilità.

STRATO	Da	A	Spessore [m]	Angolo di resistenza al taglio			Coesione efficace			Coesione non drenata			Peso per unità di volume	Permeab. k _v
	[m da p.c. orig.]			ϕ'_k	ϕ'_d	ϕ'_d	c'_k	c'_d	c'_d	c_{uk}	$c_{u,d}$	$c_{u,d}$	γ	
				M1	M2		M1	M2		M1	M2			
				[°]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kN/m ³]	
S [L]	0.7	2.1	1.4	32	32	27	0	-	-	0	-	-	19.6	
L (S)	2.1	4.9	2.8	28	28	23	5	5	4	60	-	43	19.6	
G (S)(L)	4.9	15.9	11.0	34	34	28	0	-	-	0	-	-	19.6	4.723E-6
S (L)	15.9	30.0	14.1	32	32	27	0	-	-	0	-	-	19.6	

Tabella 9-7 – Parametri geotecnici di calcolo

STRATO	Modulo elastico dinamico	Modulo di Young operativo 1	Modulo di Young operativo 2
	E_0	$E_{op.1} = E_0 / 10$	$E_{op.2} = E_0 / 5$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]
S[L]	90-100	9-10	18-20
L (S)	140-170	14-17	28-34
G (S)(L)	170-230	17-23	34-46
S(L)	280-380	28-38	56-76

Tabella 9-8 –moduli di deformabilità dei terreni in corrispondenza

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COLLEGAMENTO LAMEZIA T. - CATANZARO – DORSALE JONICA P.D. ELETTRIFICAZIONE TRATTA LAMEZIA T. - CATANZARO L. (Lotto 01)					
	Relazione geotecnica generale	COMMESSA RC0W	LOTTO 01 D 78	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

9.2 Settingiano

Le indagini eseguite in corrispondenza dell'opera Settingiano SSE MT sono riportati sinteticamente nelle seguenti tabelle:

ID	PROFONDITA'	DATA	Quota	Coordinate UTM WGS 84		Strumentazione
	(m dal p.c.)	ESECUZIONE	(m s.l.m.)	E	N	
S29	30.00	19-20/07/2019	110.69	2651012.62	4307117.98	Piezometro di Casagrande

Tabella 9-9 – Sondaggi effettuati nell'area di progetto "Settingiano"

Profondità (m da p.c.)	N _{SPT} S29
1,5	33
4,5	R
7,5	R
10,5	R

Tabella 9-10 – Risultati delle prove SPT

ID	Profondità prova (m da p.c.)	K (m/s)
S29	4-5	9.4E-7

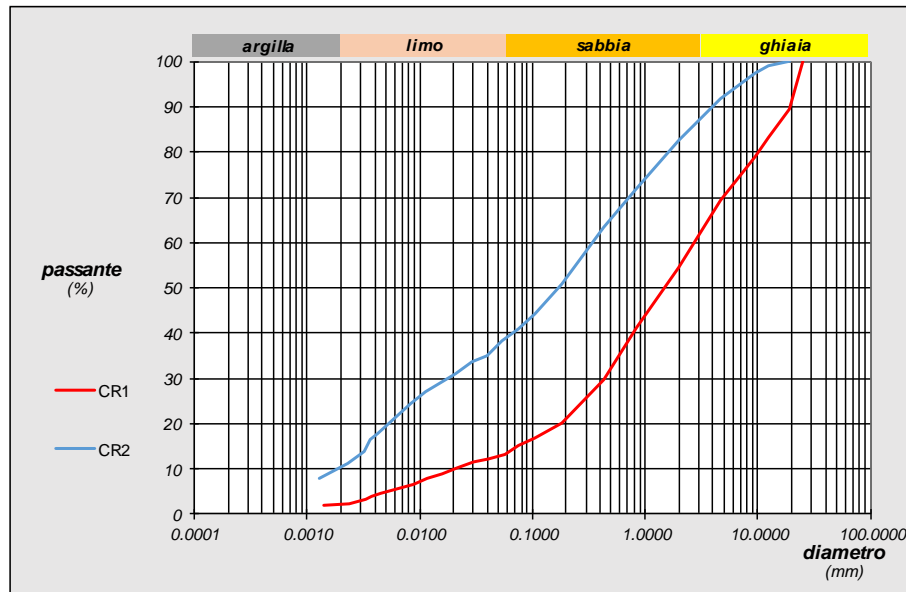
Tabella 9-11 – Valori di K (m/s) calcolati tramite prove Lefranc eseguite in foro di sondaggio

ID	DATA ESECUZIONE	Coordinate UTM Zone 33 S		Vs eq.	Categoria di suolo (NTC 2018)
		E	N		
MASW 27	Luglio 2019	631009.30	4307109.65	354	C

Tabella 9-12 – Prove MASW eseguite per la definizione dell'azione sismica di progetto

CAMP.	Prof	PP (kPa)	VT (kPa)	W (%)	γ (Mg/m ³)	γ_d (Mg/m ³)	γ_s (Mg/m ³)	GRANULOMETRIA				ATTERBER LIM		Class	TD / TRIASS.		
								G	S	L	A	Wl	Ip		USCS	c (kPa)	ϕ (°)
CR1	1.50							45.40	41.05	11.29	2.25	19	2				
	1.95							30.72	54.06	10.33	4.89						
CR2	4.50							17.42	43.60	28.76	10.21	31	10				
	4.95							8.16	50.80	21.88	19.15						

Tabella 9-13 – Prove di laboratorio Sondaggio S29 (blu = classificazione AGI; verde=classificazione ASTM)


Figura 9-2 – Settingiano, risultati dell'analisi granulometrica

9.2.1 Assetto stratigrafico e parametri geotecnici di calcolo

L'esecuzione di un sondaggio a carotaggio continuo (S29) ha consentito di ricostruire la stratigrafia del sottosuolo dell'area in esame riportata nella seguente tabella

Unità	STRATO	Da	A	Descrizione
		[m da p.c. orig.]		
	V	0.0	0.8	Terreno vegetale
	G, S	0.8	3.9	Materiale di riporto costituito da ghiaia e sabbia da media a fine in matrice limosa, generalmente addensata
Unità Ar	A(Ma)/Ar	3.9	30	Alternanza di argille limoso-marnose, da molto consistenti a dure, con intercalazioni di arenarie grossolane, siltiti e micro-conglomerati

Tabella 9-14 – Settingiano, stratigrafia

9.2.2 Falda di progetto

Sulla base delle informazioni riportate nella stratigrafia del sondaggio S29, la falda viene assunta ad una quota pari a 4.5m da boccapozzo.

9.2.3 Parametri geotecnici di calcolo

Non essendo disponibili prove di laboratorio e avendo le prove SPT fornito valori sempre a rifiuto, si è proceduto ad una stima cautelativa dei parametri di resistenza delle formazioni incontrate lungo il sondaggio:

STRATO	Da	A	Spessore	Angolo di resistenza al taglio			Coesione efficace			Coesione non drenata			Peso per unità di volume	Permeab.
	[m da p.c. orig.]			[m]	ϕ'_k	ϕ'_d	ϕ'_d	c'_k	c'_d	c'_d	c_{uk}	$c_{u,d}$	$c_{u,d}$	
					M1	M2		M1	M2		M1	M2		
				[°]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kN/m ³]
G, S	0.0	3.9	3.9	34	34	28	0	-	-	0	-	-	19.5	-
A(Ma)/Ar	3.9	30.0	26.1	26	26	21	25	25	20	170	170	121	19.5	9.4E-07

Tabella 9-15 –Parametri geotecnici di calcolo

STRATO	Da	A	Modulo elastico dinamico	Modulo di Young operativo 1	Modulo di Young operativo 2
			E_0	$E_{op.1} = E_0 / 10$	$E_{op.2} = E_0 / 5$
	[m da p.c. orig.]		[MPa]	[MPa]	[MPa]
G,S	0.0	3.9	210-280	21-28	42-56
A(Ma)/Ar	3.9	30.0	210-450	21-28	42-90
G (S)(L)	22.0	30.0	720-850	72-85	145-170

Tabella 9-16 –moduli di deformabilità dei terreni in corrispondenza

9.3 Feroletto

Le indagini eseguite in corrispondenza dell'opera Feroletto SSE MT sono riportati sinteticamente nelle seguenti tabelle:

ID	PROFONDITA'	DATA	Quota	Coordinate UTM WGS 84		Strumentazione
	(m dal p.c.)	ESECUZIONE	(m s.l.m.)	E	N	
BH4	40.00	22-29/01/2020	-	-	-	Piezometro tubo aperto

Tabella 9-17 – Sondaggi effettuati nell'area di progetto "Feroletto"

Profondità (m da p.c.)	N _{SPT} BH4
3.0	20
6.0	13
9.5	11
12.0	28
15.0	28
18.0	25
21.6	37
24.0	42
26.5	43
29.5	32

Tabella 9-18 – Risultati delle prove SPT

ID	Profondità prova (m da p.c.)	K (m/s)
BH4	6-7	-
	15-16	-

Tabella 9-19 – Valori di K (m/s) calcolati tramite prove Lefranc eseguite in foro di sondaggio

ID	DATA ESECUZIONE	Coordinate UTM Zone 33 S		Vs eq.	Categoria di suolo (NTC 2018)
		E	N		
MASW 29	Luglio 2019	619656.19	4310588.13	446	B

Tabella 9-20 – Prove MASW eseguite per la definizione dell'azione sismica di progetto

CAMP.	Prof	PP (kPa)	VT (kPa)	W (%)	γ (Mg/m ³)	γ_d (Mg/m ³)	γ_s (Mg/m ³)	GRANULOMETRIA				ATTERBER LIM		Class	TD / TRIASS.		
								G	S	L	A	Wl	Ip	USCS	c (kPa)		ϕ (°)
CI1	4.50	190		26.90	1.99			0	14	66	20	40			14.0	TD	24.0
	5.10	300															
CI2	10.50	130		26.50	1.99			0	16	73	11	35	11	CL	15.0	TD	28.0
	11.10	180															
CI3	19.50	110		24.70	2.02			0	9	75	16	38	14	CL			
	20.10	>600															
.CR1	27.70	150		23.70	1.95			0	68	28	4	ND					
	28.00	170															

Tabella 9-21 – Prove di laboratorio Sondaggio BH4

9.3.1 Assetto stratigrafico e parametri geotecnici di calcolo

L'esecuzione di un sondaggio a carotaggio continuo (BH4) ha consentito di ricostruire la stratigrafia del sottosuolo dell'area in esame riportata nella seguente tabella

STRATO	Da	A	Descrizione
	[m da p.c. orig.]		
R	0.0	2.3	Riporto costituito da argilla limosa debolmente sabbiosa
L (A)	2.3	8.4	Limo argilloso
L [A, S]	8.4	19.1	Limo argilloso debolmente sabbioso
A [L]	19.1	22.2	Argille limosa
S [L]	22.2	40	Sabbia debolmente limosa addensata

Tabella 9-22 – Feroletto, stratigrafia

9.3.2 Falda di progetto

Non sono disponibili informazioni sul livello di falda lungo il sondaggio BH4.

9.3.3 Parametri geotecnici di calcolo

Nelle tabelle che seguono si riportano i parametri di calcolo e i moduli di deformabilità (le formazioni nei primi 22 metri sono stati ricompresi in un'unica unità):

STRATO	Da	A	Spessore	Angolo di resistenza al taglio			Coesione efficace			Coesione non drenata			Peso per unità di volume	Permeab.
	[m da p.c. orig.]			[m]	ϕ'_k	ϕ'_d	ϕ'_d	c'_k	c'_d	c'_d	c_{uk}	$c_{u,d}$	$c_{u,d}$	γ
					M1	M2		M1	M2		M1	M2		
				[°]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kN/m ³]	[m/s]
L (A)	0.0	22.0	22.0	26	26	21	10	10	8	150	150	107	19.5	-

Tabella 9-23 –Parametri geotecnici di calcolo

STRATO	Modulo elastico dinamico	Modulo di Young operativo 1	Modulo di Young operativo 2
	E_0	$E_{op.1} = E_0 / 10$	$E_{op.2} = E_0 / 5$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]
L (A) da 0.0 a 8.0	380-500	38-50	76-100
L (A) da 8.0 a 22	500-850	50-85	100-170

Tabella 9-24 –moduli di deformabilità dei terreni in corrispondenza

10 PONTE CANCELLO

In tale sito si prevede di realizzare delle pile, in affiancamento al ponte provvisorio esistente, sulle quali installare i pali della trazione elettrica

Le indagini eseguite in corrispondenza dell'area di progetto "Ponte Cannello" sono riportati sinteticamente nelle seguenti tabelle:

ID	PROFONDITA'	DATA	Quota	Coordinate UTM Zone 33 S		Strumentazione
	(m dal p.c.)	ESECUZIONE	(m s.l.m.)	E	N	
S50	30.00	22-23/07/2019	91.18	2642674.94	4308252.73	Piezometro tubo aperto
S51	30.00	22-23/07/2019	92.26	2642784.02	4308235.19	Piezometro tubo aperto

Tabella 10-1 – Sondaggi effettuati nell'area di progetto "Ponte Cannello"

Profondità (m da p.c.)	N _{SPT}	
	S50	S51
1.5	20	9
4.5	21	-
5.6	-	20
7.5	14	-
10.0	18	-
13.0	30	41
17.5	-	31
18.0	26	-
21.6	21	-
22.7	-	18
25.0	32	-

Tabella 10-2 – Risultati delle prove SPT

ID	Profondità prova (m da p.c.)	K (m/s)
S50	5-6	7.2E-06
S51	5-6	-2.4E-06

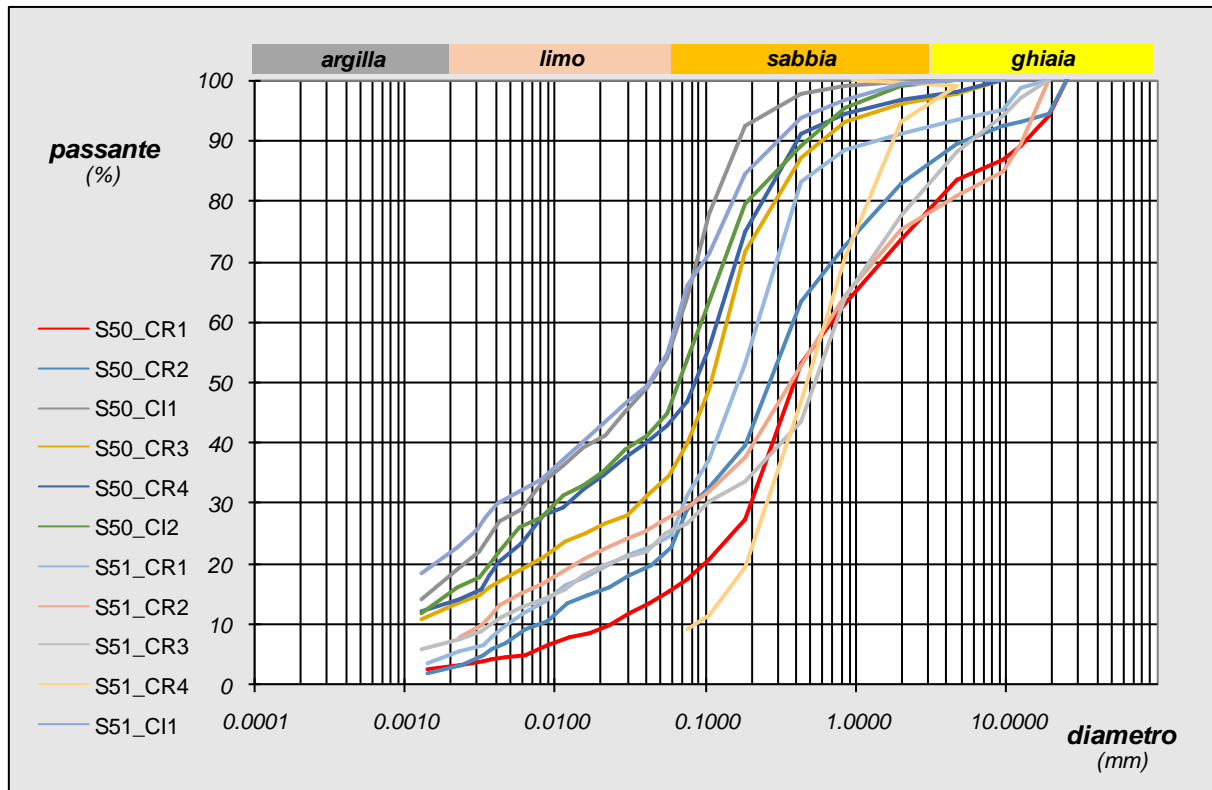
Tabella 10-3 – Valori di K (m/s) calcolati tramite prove Lefranc eseguite in foro di sondaggio

ID	DATA ESECUZIONE	Coordinate UTM Zone 33 S		Vs eq.	Categoria di suolo (NTC 2018)
		E	N		
MASW 40	Luglio 2019	-	-	349	C
DH S51		2642784.02	4308235.19	333	C

Tabella 10-4 – Prove geofisiche eseguite per la definizione dell'azione sismica di progetto

CAMP.	Prof	W (%)	γ (Mg/m ³)	γ_d (Mg/m ³)	γ_s (Mg/m ³)	GRANULOMETRIA					ATTERBER LIM		Class	TD / TRIASS.		
						G	S	L	A	L+A	WI	Ip		USCS	c (kPa)	
S50_CR1	1.55					26.26	57.99	12.70	3.05		ND	NP	SM			
	2.00					16.39	66.00	12.80	4.80							
S50_CR2	4.55					17.21	59.47	20.62	2.70		19	NP	SM			
	5.00					10.47	60.56	21.49	7.48							
S50_C11	7.00	21.96	1.97	1.61	2.74	0.29	42.89	38.83	18.02		27	5	CL-ML	54	CD	27.6
	7.60					0.00	35.99	35.90	28.11							
S50_CR3	10.00					3.71	60.58	22.90	12.81		21	2	SM			
	10.45					2.24	57.67	22.02	18.07							
S50_CR4	18.45					3.17	52.75	30.35	13.73		18	NP	SM			
	18.70					1.72	51.21	25.44	21.63							
S50_C12	21.00	21.30	1.95	1.61		0.76	52.21	31.89	15.14		30	9	CL	185	UU	-
	21.60					0.00	46.09	29.89	24.02							
S51_CR1	1.55					8.95	65.36	20.92	4.77		21	2	SM			
	2.00					6.60	62.06	21.16	10.18							
S51_CR2	5.55					24.84	47.28	20.29	7.59		18	3	SM			
	6.00					19.00	51.64	15.36	13.99							
S51_CR3	13.20					22.24	52.27	18.23	7.26		18	3	SM			
	13.65					11.67	61.48	14.99	11.87							
S51_CR4	17.55					6.74	85.26	-	-	8.00	ND	NP	SW-SM			
	18.00					0.79	90.00	-	-	9.21						
S51_C11	22.00	22.26	1.95	1.60	2.76	0.52	41.82	35.63	22.02		35	14	CL	191	UU	-
	22.60					0.04	33.83	35.10	31.04							

Tabella 10-5 – Prove di laboratorio Sondaggi S50 e S51 (blu = classificazione AGI; verde=classificazione ASTM)


Figura 10-1 – Settingiano, risultati dell'analisi granulometrica

10.1.1 Assetto stratigrafico e parametri geotecnici di calcolo

L'esecuzione dei sondaggi a carotaggio continuo S50 (lato Lamezia) e S51 (lato Catanzaro) ha consentito di ricostruire la stratigrafia del sottosuolo dell'area in esame riportata nelle seguenti tabelle:

STRATO	Da	A	Descrizione
	[m da p.c. orig.]		
S (L)	0.0	6.5	Sabbie limose e/o limi sabbiosi
L (A)	6.5	9.3	Limo argilloso
S (L)	9.3	11.0	Sabbie limose e/o limi sabbiosi
A (L)	11.0	30	Alternanza di argille limoso-marnose da molto consistenti a dure con intercalazioni decimetriche di arenarie siltiti e conglomerati

Tabella 10-6 – Ponte Canello, stratigrafia lato Lamezia (S50)

STRATO	Da	A	Descrizione
	[m da p.c. orig.]		
A (L)	0.5	14.0	Alternanza di argille limoso-marnose da molto consistenti a dure con intercalazioni decimetriche di arenarie siltiti e microconglomerati
S [L]	14.0	20.0	Sabbia debolmente limosa
A [L]	20.0	30.0	Alternanza di argille limoso-marnose da molto consistenti a dure con intercalazioni decimetriche di arenarie siltiti e microconglomerati

Tabella 10-7 – Ponte Canello, stratigrafia lato Catanzaro (S51)

10.1.2 Falda di progetto

Sulla base delle informazioni riportate nella stratigrafia dei sondaggi S50 e S51, la falda viene assunta ad una quota pari a 10.5m (lato Lamezia) e a 8.5m (lato Catanzaro) da boccapozzo.

10.1.3 Parametri geotecnici di calcolo

Nelle tabelle che seguono si riportano i parametri di calcolo e i moduli di deformabilità:

STRATO	Da	A	Spessore [m]	Angolo di resistenza al taglio			Coesione efficace			Coesione non drenata			Peso unità di volume	Permeab.
	[m da p.c. orig.]			ϕ'_k	ϕ'_d	ϕ'_d	c'_k	c'_d M1	c'_d M2	c_{uk}	$c_{u,d}$	$c_{u,d}$	γ	k
				M1	M2					M1	M2			
				[°]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kN/m ³]
S (L)	0.0	6.5	6.5	34	34	28	0	-	-	0	-	-	19.6	7.2E-06
L (A)	6.5	9.3	2.8	28	28	23	10	10	8	70	70	50	19.7	-
S (L)	9.3	11.0	1.7	34	34	28	0	-	-	0	-	-	19.6	-
A (L)	11.0	30	19.0	26	26	21	10	10	8	185	185	132	19.7	-

Tabella 10-8 –Parametri geotecnici di calcolo lato Lamezia(S50)

STRATO	Modulo elastico dinamico	Modulo di Young operativo 1	Modulo di Young operativo 2
	E_0	$E_{op.1} = E_0 / 10$	$E_{op.2} = E_0 / 5$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]
S (L)	100-125	10-12	20-25
L (A)	265-280	26-28	32-56
S (L)	265-280	26-28	32-56
A (L)	500-980	50-98	100-196

Tabella 10-9 –moduli di deformabilità dei terreni in corrispondenza lato Lamezia (S50)

STRATO	Da	A	Spessore	Angolo di resistenza al taglio			Coesione efficace			Coesione non drenata			Peso unità di volume	Permeab.
	[m da p.c. orig.]		[m]	ϕ'_k	ϕ'_d	ϕ'_d	c'_k	c'_d M1	c'_d M2	c_{uk}	$c_{u,d}$	$c_{u,d}$	γ	k
				M1	M2	M1					M2			
				[°]	[°]	[°]					[kPa]	[kPa]		
S [L]	0.5	20.0	19.5	34	34	28	0	-	-	0	-	-	19.6	-
A [L]	20.0	30.0	10.0	26	26	21	10	10	8	190	190	136	19.7	-

Tabella 10-10 –Parametri geotecnici di calcolo lato Catanzaro (S51)

STRATO	Modulo elastico dinamico	Modulo di Young operativo 1	Modulo di Young operativo 2
	E_0	$E_{op.1} = E_0 / 10$	$E_{op.2} = E_0 / 5$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]
A (L) da 0 a 5.5	195-330	19-33	39-66
A (L) da 5.5 a 14	195-240	19-24	39-48
S [L]	240-280	24-28	48-56
A [L]	280-330	28-33	56-66

Tabella 10-11 –moduli di deformabilità dei terreni in corrispondenza lato Catanzaro (S51)

11 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI RILEVATI ESISTENTI

Di seguito si riporta la caratterizzazione dei terreni costituenti i rilevati esistenti lungo la linea, basata su un totale di n°8 carotaggi orizzontali con prelievo di campioni eseguiti nel corso della campagna del 2019.

Tabella 11-1– elenco sondaggi orizzontali eseguiti

Sondaggio	Campioni indisturbati	Campioni rimaneggiati	Prove sui campioni e di laboratorio							
			Granulometria	Atterberg	RP	Vane test	TD	Triassiali		
								CID	CIU	UU
#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#
SH1	1	3	4	4						
SH2		4	4	4			1			
SH3	1	2	3	3	2	2	1			
SH4	1	1	2	2	2	2	1			
SH5	1	3	4	4						
SH6		2	2	2			1			
SH7	1	1	2	2	2	2	1	1		
SH8		2	2	2						

TD = Taglio Diretto; Prove Triassiali: CID = Consolidata-Drenata, CIU = Consolidata-Non drenata; UU = Non Consolidata-Non Drenata; RP = Pocket Penetrometer ; Vane = Vane test

Trattasi di carotaggi spinti fino a 15 metri all'interno del corpo del rilevato esistente per i quali è stato previsto anche il recupero di 22 campioni tra rimaneggiati e indisturbati.

In sostanza il materiale recuperato conferma la qualità dei terreni presenti in sito e che possono essere classificati genericamente da limi sabbiosi fino a prettamente incoerenti (sabbio-ghiaiosi), di discreta consistenza.

Purtroppo, non sono disponibili immagini del materiale carotato.

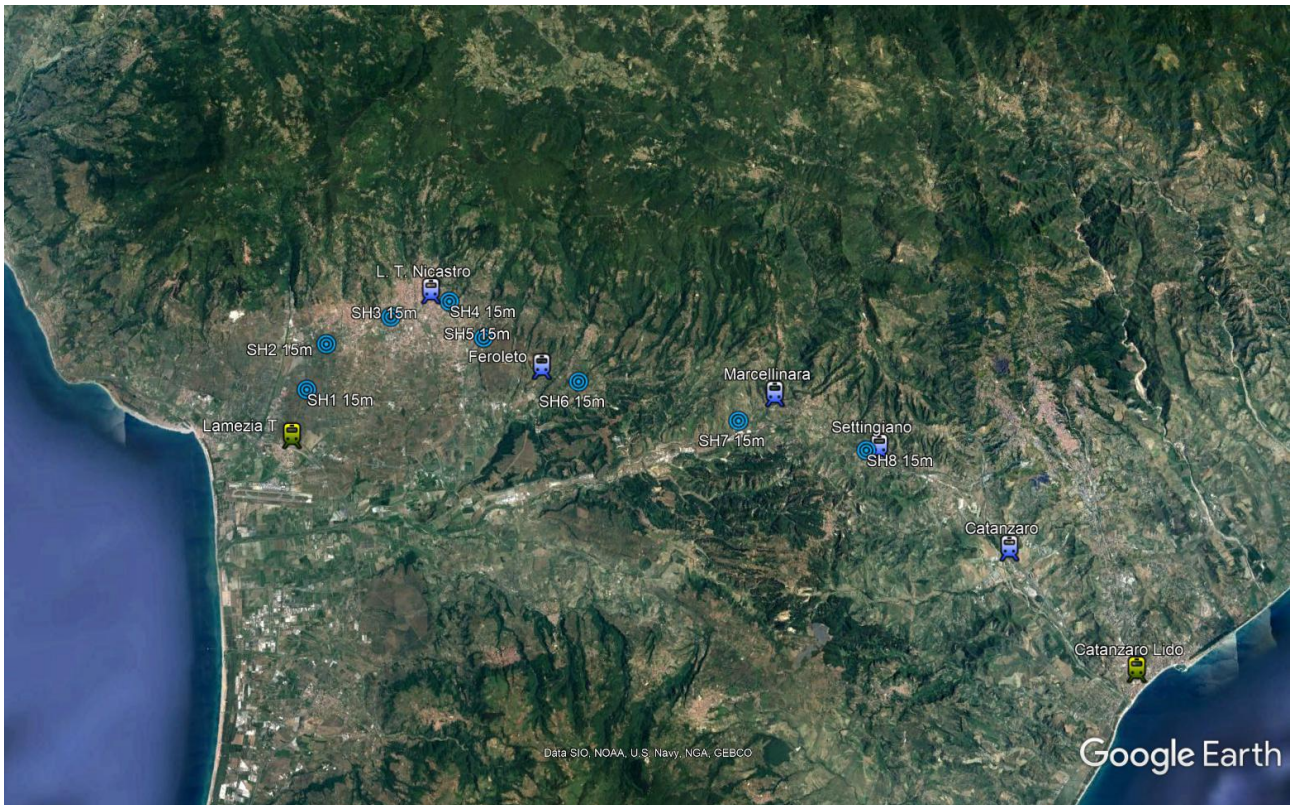


Figura 11-1 – posizione planimetrica dei sondaggi orizzontali eseguiti nel rilevato della linea LAMEZIA TERME – CATANZARO LIDO

Fatta eccezione per i sondaggi eseguiti in prossimità di Lamezia Terme (SH1 e SH2) e nell'area di Marcellinara (SH7) dove il materiale si presenta principalmente del tipo limo-argilloso con discrete percentuali di argilla, per la restante parte di linea, i rilevati sono caratterizzati da materiali con caratteristiche da limo-sabbiose a sabbio-ghiaiose, come possono dimostrare nel seguito i grafici relativi alle granulometrie ed alla carta di plasticità.

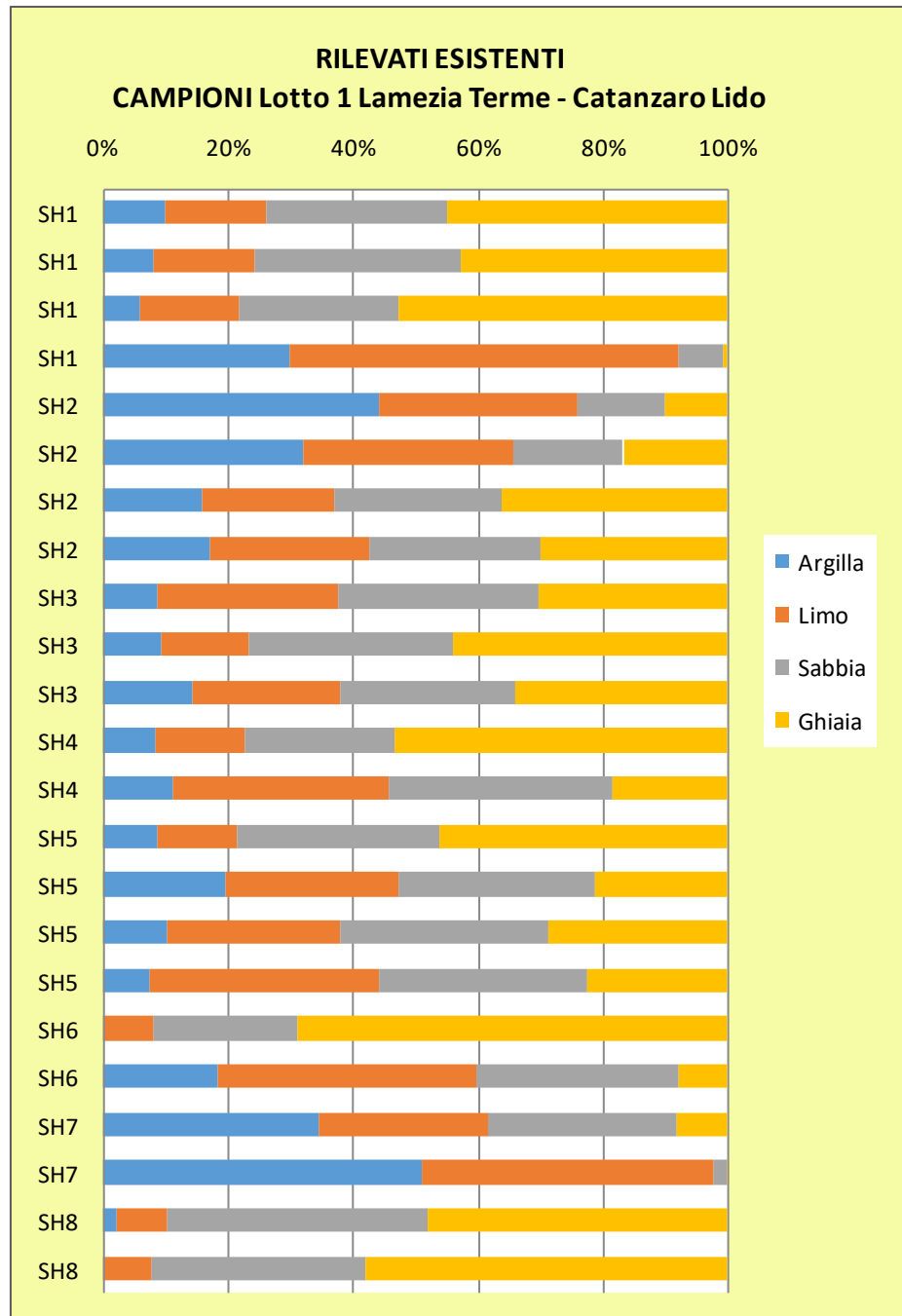


Figura 11-2 – Analisi granulometrica per ciascuno dei campioni prelevati dai sondaggi eseguiti nel corpo dei rilevati ferroviari esistenti lungo la linea tra LAMEZIA TERME e CATANZARO LIDO

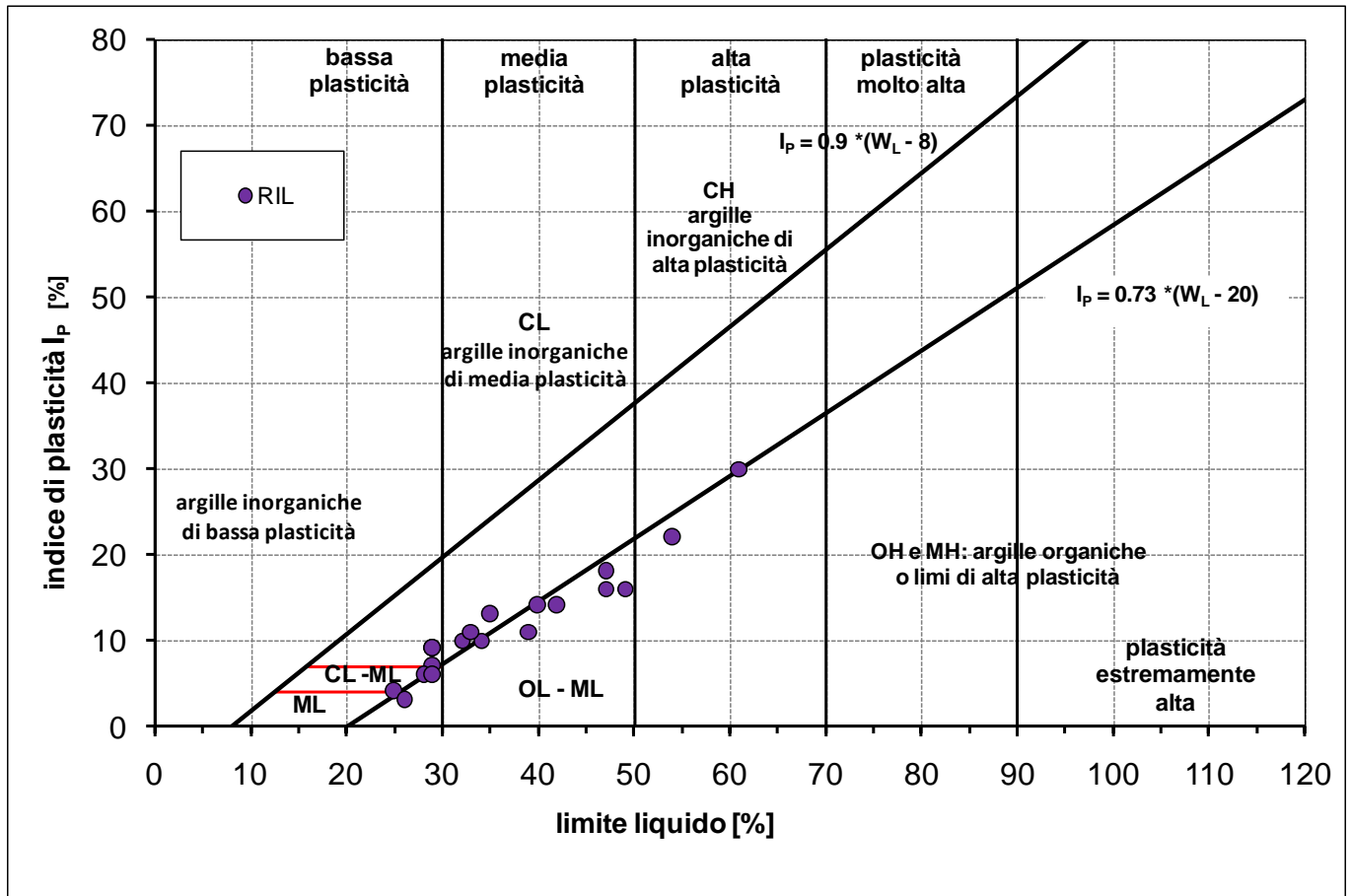


Figura 11-3 – Analisi Carta di plasticità di Casagrande dei rilevati

Questi ultimi due grafici confermano quanto esposto precedentemente, ovvero la maggiore tendenza al rinvenimento di materiale limo-sabbioso di bassa a media plasticità.

Riguardo invece la valutazione delle caratteristiche di portanza di questi rilevati, si è proceduto ad un confronto dei dati raccolti con la classificazione HRB-AASTHO (CNR-UNI 10006), la quale permette di valutare qualitativamente le condizioni di portanza dei rilevati nonché la loro durabilità considerando l'azione disgregante del gelo ed effetti di ritiro/rigonfiamento causate da eccessivo essiccamento o abbondanti precipitazioni, in funzione della permeabilità del materiale.

Nel seguito si riporta il grafico della classificazione e la tabella riepilogativa della classificazione stessa sopra citata, per maggior chiarimento e dettaglio.

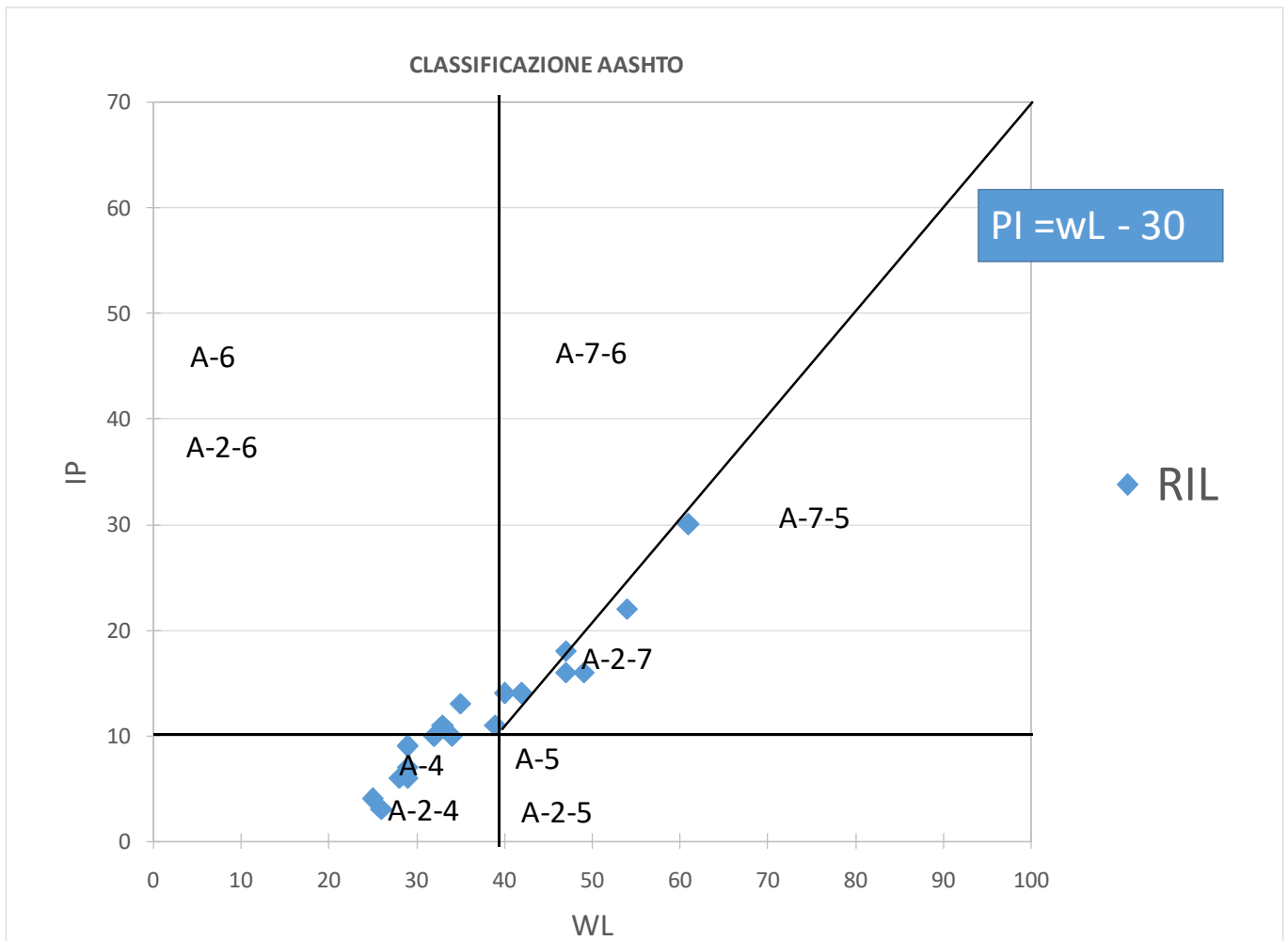


Figura 11-4 – grafico della classificazione dei rilevati esistenti

L'analisi dimostra diversi casi dove i campioni recuperati hanno mostrato per la maggior parte buone percentuali di limo e sabbia che portano ad avere un miglior comportamento e durabilità nel lungo periodo – materiale principalmente classificato nel raggruppamento A-2.

Solo un campione, all'interno del corpo del rilevato, si classifica nel raggruppamento A-7.

Di seguito si riporta la classificazione completa AASTHO

(AASHTO M 145-82)	Materiali granulari Passante al setaccio n. 200 (0.075 mm) uguale o minore del 35%						Materiali limosi e argillosi Passante al setaccio n. 200 superiore al 35%				
	A-1		A-3	A-2			A-4	A-5	A-6	A-7	
Gruppi di classificazione	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Analisi granulometrica % passante al setaccio n. 10 (2 mm) n. 40 (0.425 mm) n. 200 (0.075 mm)	50 max	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	30 max	50 max	51 min	-	-	-	-	-	-	-	-
	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
Caratteristiche delle frazioni passanti al n. 40 Limite di liquidità w_L Indice di plasticità PI											
	-	-	-	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min
	6 max		N.P.	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min
Tipi usuali di materiali principali	Frammenti di roccia ghiaia e sabbia		Sabbia fine	Ghiaia limosa o argillosa e sabbia				Terre limose		Terre argillose	
Giudizio per impiego come sottofondo	Da eccellente a buono						Da buono a povero				

* L'indice di plasticità PI del sottogruppo A-7-5 è uguale o minore del limite di liquidità $w_L - 30$, mentre per il sottogruppo A-7-6 PI è maggiore del limite di liquidità $w_L - 30$.

Figura 11-5 – classificazione HRB-AASTHO (rif. “Geotecnica”, Lancellotta, 3° ed.) ed indicazione dei rilevati presenti in sito

11.1 Parametri delle proprietà fisiche e di resistenza

Complessivamente dalle analisi di laboratorio eseguite sui campioni prelevati, tra rimaneggiati e ricostituiti in laboratorio ed indisturbati, si sono ottenuti i seguenti range di valori per le caratteristiche fisiche dei materiali e parametri di resistenza:

- $\gamma = 20 \div 21$ (kN/mc) peso per unità di volume
- $\gamma_s = 26 \div 28$ (kN/mc) peso specifico
- $\gamma_d = 15 \div 19$ (kN/mc) peso per unità di volume del secco
- $w = 10.7 \div 27.2(\%)$ contenuto d'acqua
- $c' = 4 \div 9$ (kPa) coesione drenata
- $\varphi' = 23 \div 34$ (°) angolo di resistenza al taglio
- $c_u = 90 \div 225$ (kPa) resistenza al taglio in condizioni non drenate desunto dalle prove in sito sulle carote di materiale coerente estratte nei sondaggi (Pocket Penetrometer e Vane Test)

Nella definizione dei parametri operativi caratteristici è stato scartato il risultato dell'unica prova di compressione triassiale eseguita sul CI1 del sondaggio SH7, ritenuta non rappresentativa ai fini della caratterizzazione della formazione dei rilevati in esame.

11.2 Parametrizzazione dei rilevati

Nel seguito si riassumono i parametri geotecnici caratteristici di progetto per i rilevati esistenti lungo l'intera tratta:

Tabella 11-2 – Parametri di resistenza caratteristici dei rilevati esistenti

RIL	γ	ϕ'_k	c'_k	Cu_k
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]
	20-21	27-35	3-10	80-180

N.B. la coesione non drenata definita in tabella fa riferimento alle porzioni di rilevati realizzati con materiale marcatamente coerente. Per le verifiche geotecniche si suggerisce l'utilizzo dei parametri in condizione drenate.

12 INQUADRAMENTO SISMICO GENERALE

12.1 Definizione dell'azione sismica di progetto

12.1.1 Generalità

La definizione dell'azione sismica di progetto per l'opera segue quanto disposto dalle NTC2018. In particolare, l'azione sismica in base alla quale va valutato il rispetto dei diversi Stati Limite per le strutture in progetto (di esercizio – SLE e Ultimi - SLU) deve essere definita a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, a sua volta esprimibile in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su suolo rigido, con superficie topografica orizzontale.

La definizione dell'azione sismica comprende la determinazione delle ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per la vita utile della struttura. Data la probabilità di superamento nel periodo temporale di riferimento, funzione dello Stato Limite considerato per la verifica, la forma degli spettri di risposta di progetto è definita dai seguenti parametri:

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

Nei paragrafi seguenti verrà dapprima determinato il periodo di riferimento per l'azione sismica (par.12.1.2) sulla base delle indicazioni progettuali in termini di vita utile e classificazione delle opere. Successivamente, nel par. 0 saranno definiti gli stati limite di interesse per la verifica strutturale, arrivando a definire i periodi di ritorno corrispondenti dell'azione sismica da considerare determinata a sua volta per suolo rigido ed in corrispondenza dei punti definiti. La determinazione della categoria di suolo (e topografica) di riferimento attraverso l'interpretazione delle indagini geotecniche e geofisiche disponibili sarà oggetto del par.12.1.3, arrivando a definire, per i diversi stati limite, l'azione sismica di riferimento da adottare per le verifiche.

12.1.2 Vita utile e classe d'uso

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

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

- $V_N \geq 100$ anni, per grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di importanza strategica.

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

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche, le opere sono suddivise dalle NTC2018 in classi d'uso, la cui appartenenza è stabilita in base all'importanza dell'opera rispetto alle esigenze di operatività a valle di un evento sismico. Nel caso in esame le opere appartengono alla Classe d'Uso IV (siti di riferimento per le SSE) tranne che per il sito di Ponte Canello ($C_U = 1.0$ per la realizzazione di pile sulle quali installare la TE).

Pertanto, sulla base delle indicazioni NTC2018, alla Classe d'Uso IV corrisponde un coefficiente d'uso C_U pari a:

$$C_U = 2.0$$

Il periodo di riferimento V_R si ottiene moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Nel caso in esame:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2.0 = 100 \text{ anni}$$

Invece per il sito di Ponte Canello, sulla base delle indicazioni NTC2018, alla Classe d'Uso II corrisponde un coefficiente d'uso C_U pari a:

$$C_U = 1.0$$

Il periodo di riferimento V_R si ottiene moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Nel caso in esame:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.0 = 50 \text{ anni}$$

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, così come definiti nelle NTC2018 al par. 3.2.1 sono:

- Stati Limite Ultimi (SLU):

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, SLV, definito come lo stato limite in corrispondenza del quale la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- Stato Limite di Prevenzione del Collasso, SLC, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.
- Stati limite di Esercizio (SLE):
 - Stato Limite di immediata Operatività SLO per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico.
 - Stato Limite di Danno SLD definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

Il tempo di ritorno T_R dell'azione sismica di verifica è legato al periodo di riferimento V_R ed alla probabilità di superamento P_{VR} dalla relazione:

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

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 12-1.

Tabella 12-1 –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
Stati limite di esercizio (SLE)	Stato limite di immediata operatività (SLO)	81%	30
	Stato limite di danno (SLD)	63%	50
Stati limite ultimi (SLU)	Salvaguardia della vita umana (SLV)	10%	475
	Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)	5%	975

12.1.3 Risposta sismica locale

Le NTC2018 definiscono il fattore di sito S come funzione sia della categoria di sottosuolo (S_s), sia dell'andamento della superficie topografica (attraverso il coefficiente S_T):

$$S = S_s \cdot S_T$$

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

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

dove:

h_i = spessore dell' i -esimo strato;

$V_{S,i}$ = valore di velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N = numero di strati;

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

Per il presente studio, è stata considerata la campagna di indagini geofisiche eseguita lungo il tracciato che ha compreso l'esecuzione di prove di tipo MASW. I risultati delle prove sono illustrati nella *Relazione di caratterizzazione Sismica generale*. Nei termini di valore equivalente di velocità di propagazione delle onde di taglio $V_{S,eq}$ per i punti di interesse lungo il tracciato. I valori di $V_{S,eq}$ risultano compresi nell'intervallo 235 – 359 m/s con solo una eccezione di 446 m/s per la stazione di Feroletto. Di conseguenza, si assumerà la categoria di suolo C per le opere di progetto ad eccezione di quelle afferenti alla stazione di Feroletto, in classe B.

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

$$S_s = 1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1.20 \quad (B)$$

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

Tabella 12-2 – Categorie di sottosuolo che permettono l’utilizzo dell’approccio semplificato. (Tabella 3.2.II delle NTC2018).

Suolo	Descrizione geotecnica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per ciò che concerne l’amplificazione topografica, tutto 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), o comunque non attraversa sezioni di cresta o mezza costa. Pertanto, il fattore di amplificazione topografica risulta pari a:

$$S_T = 1$$

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 nelle singole Relazioni Sismiche di progetto.

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

13 ANALISI DI PERICOLOSITÀ RISPETTO AL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE

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

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero minori di 0.1 g;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{cIN} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{cIN} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve rappresentate in Figura 13-1 per coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ e coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

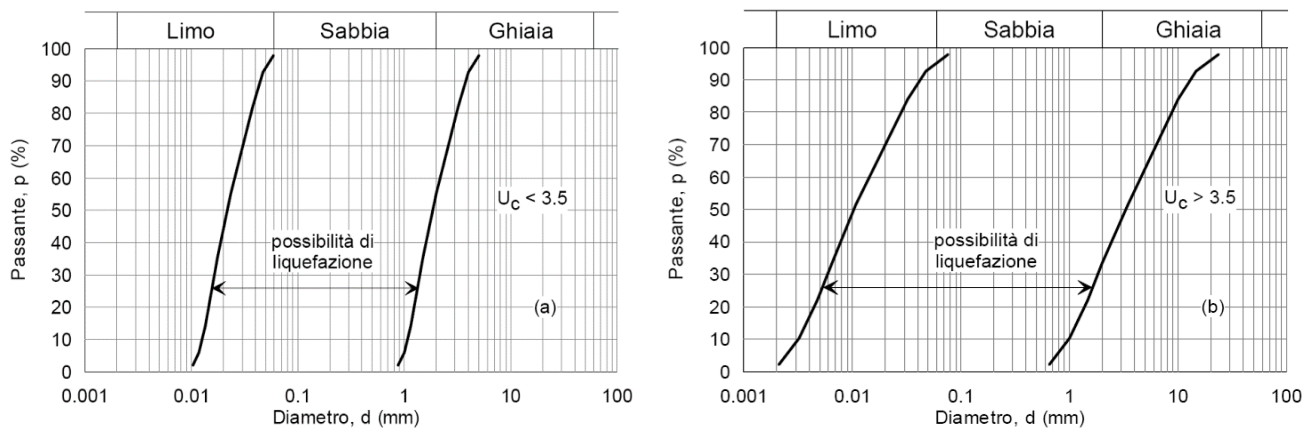


Figura 13-1 – Ambito di potenziale liquefacibilità dei terreni (sx: $U_c < 3.5$, dx: $U_c > 3.5$).

Sulla base dell'accelerazione massima, dell'altezza di falda e delle caratteristiche dei terreni, nessuno dei criteri di esclusione di cui sopra è a priori verificato e, pertanto, si dovrà procedere alla verifica a liquefazione basandosi sui dati delle prove SPT effettuate nei sondaggi disponibili lungo il tracciato.

Per la definizione del valore di magnitudo di riferimento per le verifiche a liquefazione, oltre al quadro sismotettonico esposto ai paragrafi precedenti, 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 13-2 come esempio per la stazione di Catanzaro Lido), qui considerata per il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente a quello dello stato limite ultimo

di verifica (SLV, cfr. i valori di pericolosità sismica al sito riportati nelle relazioni sismiche di progetto). I risultati di queste analisi, svolte per i punti di griglia più prossimi ai siti di interesse per un periodo di ritorno di 475 anni (SLV) sono mostrati nella Tabella 13-12. Tali risultati mostrano come, per la definizione della pericolosità sismica, siano dominanti terremoti con valori di magnitudo attorno a 4.5-6.5 ed epicentro a distanza ridotta (0-10 km).

Tuttavia, sulla base della sismicità storica, le magnitudo in grado di generare terremoti con risentimenti al sito di progetto sono generalmente più elevate. Tenendo conto dei terremoti storici con maggiore risentimento nell'area (cfr. paragrafi precedenti), è ragionevole assumere una magnitudo di riferimento per la verifica a liquefazione pari a **7.0**.

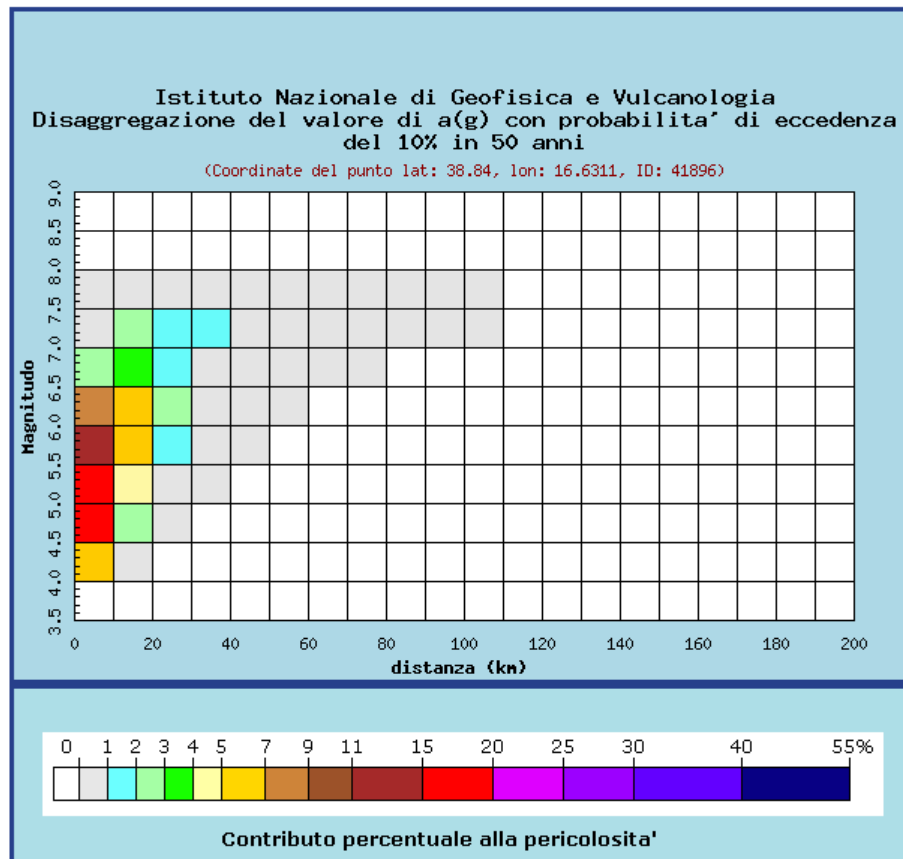


Figura 13-2 – Analisi di disaggregazione del dato di pericolosità per il punto di griglia 41896 corrispondente alla stazione Catanzaro Lido per $T_R = 475$ anni (da elaborazioni DPC-INGV S1, <http://zonesismiche.mi.ingv.it/>).

Tabella 13-1 – Risultati di analisi di disaggregazione in termine di valori di magnitudo e distanza epicentrale assieme a loro valori medi per i punti di riferimento lungo il tracciato di interesse per $T_R = 475$ anni.

ID Punto	M_w	R	$M_{w,media}$	R_{media}
Lamezia T	4.5-6.5	0-10	6.16	7.28
L. T. Nicastro	5.0-7.0	0-10	6.20	7.47
Feroleto	5.0-7.0	0-10	6.19	7.37
Marcellinara	5.0-7.0	0-10	6.18	7.27
Settingiano	5.0-7.0	0-10	6.09	7.07
Catanzaro Germaneto	4.5-6.5	0-10	5.92	8.42
Catanzaro Lido	4.5-6.5	0-10	5.78	8.79

13.1 Metodo di Analisi

La valutazione del pericolo di liquefazione è stata condotta in accordo al metodo di Boulanger&Idriss (2014), originariamente proposto da Seed&Idriss (1967), confrontando lo sforzo di taglio ciclico normalizzato rispetto alla pressione verticale in sito (CSR) e la resistenza normalizzata del terreno al taglio ciclico (CRR) così definiti:

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

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

Lo sforzo di taglio indotto ad ogni profondità in un sito a superficie piana durante l'evento sismico è dovuto essenzialmente alla propagazione delle onde di taglio polarizzate orizzontalmente. In accordo al metodo utilizzato, la tensione di taglio ciclico indotta dallo scuotimento sismico (sforzo di taglio ciclico normalizzato CSR) viene approssimata da un valore dell'accelerazione pari al 65% della accelerazione di picco a_{max} come segue:

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

dove:

a_{max} accelerazione di picco al sito

g accelerazione di gravità

τ_c valore rappresentativo dello sforzo di taglio ciclico

σ_{vo} tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni totali

σ'_{vo} tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni efficaci

r_d coefficiente di riduzione dello sforzo di taglio ciclico in funzione della profondità da piano campagna, calcolato come segue in accordo a Idriss (1999):

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

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

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

CSR può essere messo in relazione al numero di cicli significativi dell'azione sismica, funzione della magnitudo M. Per $M \neq 7.5$ è necessario introdurre un fattore di scala della magnitudo MSF così definito:

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

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

In accordo a quanto proposto dagli autori si considera una variabilità di MSF_{max} con il valore di $(N_1)_{60cs}$, per il calcolo del fattore di scala da applicarsi MSF:

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{31.5}\right)^2 \leq 2.2$$

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

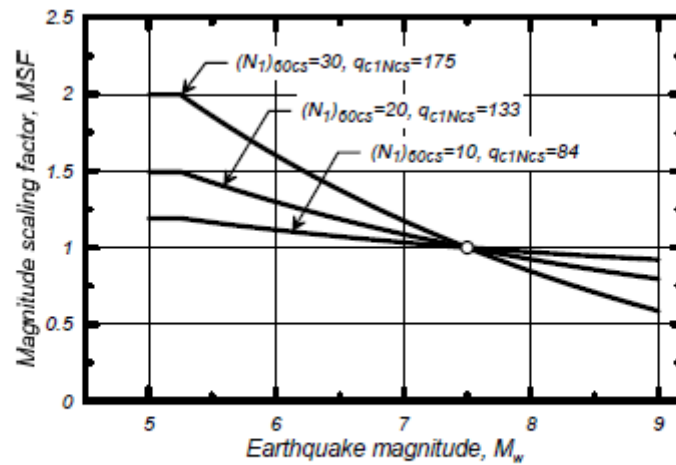


Figure 2.6. Variation in the MSF relationship with q_{c1Ncs} and with $(N_1)_{60cs}$ for cohesionless soils

Figura 13-3 – variazione tra MSF e valori di $(N_1)_{60cs}$

Il rapporto di resistenza ciclica CRR può essere valutato mediante relazioni empiriche che correlino la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT, come meglio descritto nel seguito.

13.1.1 CRR da correlazione su prove SPT

Il procedimento qui utilizzato si basa sulla relazione riportata in Figura 13-4, originariamente proposta da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), e rivisita dagli autori.

In Figura 13-4, la resistenza penetrometrica SPT è espressa come numero corretto di colpi $N_{1(60)}$, ossia normalizzato ad una pressione verticale efficace di 100 kPa e corretto per un valore standard di energia trasmessa (60% del valore nominale), come segue:

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

In questa espressione:

C_N = coefficiente correttivo che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace. In letteratura sono presenti diversi metodi per la valutazione del coefficiente correttivo C_N . Qui è stata applicata la relazione proposta dagli autori:

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

in cui P_a è la pressione atmosferica, pari a 100kPa, e σ'_{v0} è la tensione verticale in sito, in termini di sforzi efficaci e m è pari a

$$m = 0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60cs}}$$

(calcolato mediante processo iterativo fino a convergenza)

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

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

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

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

Rod length	<3 m	C_R	0.75
Rod length	3–4 m	C_R	0.8
Rod length	4–6 m	C_R	0.85
Rod length	6–10 m	C_R	0.95
Rod length	10–30 m	C_R	1.0

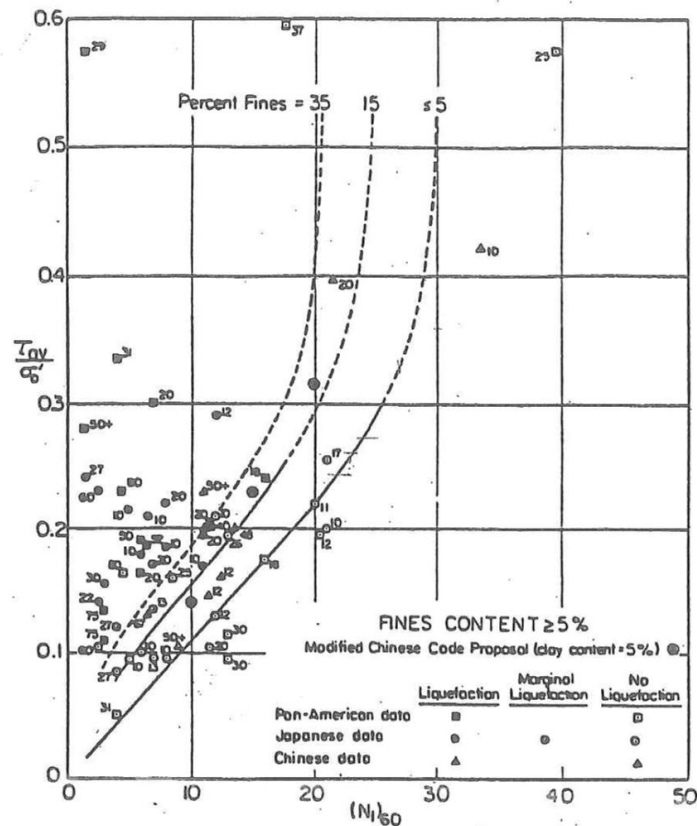


Figura 13-4 – Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e $N_{1(60)}$ – sisma di riferimento Magnitudo = 7.5 (Seed et al., 1985).

Sempre in Figura 13-4, viene riportato il valore di CSR calcolato ed i corrispondenti valori di $N_{1(60)}$ da siti in cui sono stati osservati o meno gli effetti della liquefazione per eventi sismici avvenuti in passato, con magnitudo 7.5. Le corrispondenti curve CRR sono state determinate all'interno del grafico in modo da separare chiaramente i dati corrispondenti all'avvenuta liquefazione da quelli per i quali non è stato osservato il fenomeno in esame.

Le curve sono valide per eventi sismici di magnitudo pari a 7.5, per cui è necessario introdurre un fattore di scala (MSF) per adattare le curve di CRR alla magnitudo di riferimento per il caso in esame, come indicato in precedenza.

Si può osservare dalla Figura 13-4 come siano state sviluppate curve di resistenza ciclica per terreni aventi diverso contenuto di fini, a partire dalla curva di riferimento corrispondente alla sabbia pulita (FC < 5%).

Per il calcolo del valore CRR, gli autori (2014) propongono la seguente relazione:

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

Nella quale $(N_1)_{60cs}$ per gli autori vale:

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

Con $\Delta(N_1)_{60}$ funzione della frazione fine FC e pari a :

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

La resistenza alla liquefazione aumenta meno che proporzionalmente al crescere della tensione di confinamento. Boulanger (2003) ha proposto la seguente relazione, elaborata correlando i risultati di prove in laboratorio e test in sito. In particolare, gli autori Idriss&Boulanger (2008) raccomandano di utilizzare il seguente coefficiente di correzione:

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right) \leq 1.1$$

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

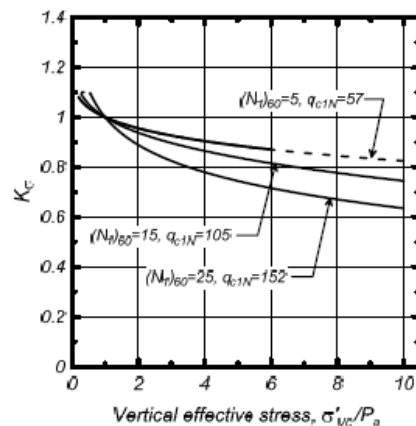


Figure 2.3. Overburden correction factor (K_σ) relationship

Figura 13-5 – fattore di correzione in funzione del confinamento

In conclusione, in accordo agli autori il fattore di sicurezza FL rispetto al fenomeno della liquefazione vale:

$$CRR_{M,\sigma'_v} = CRR_{M=7.5,\sigma'_v=1} \cdot MSF \cdot K_\sigma$$

13.2 Andamento dei valori N_{spt} per ogni sito

Di seguito i grafici degli andamenti delle prove N_{spt} con la profondità registrati per ogni sito.

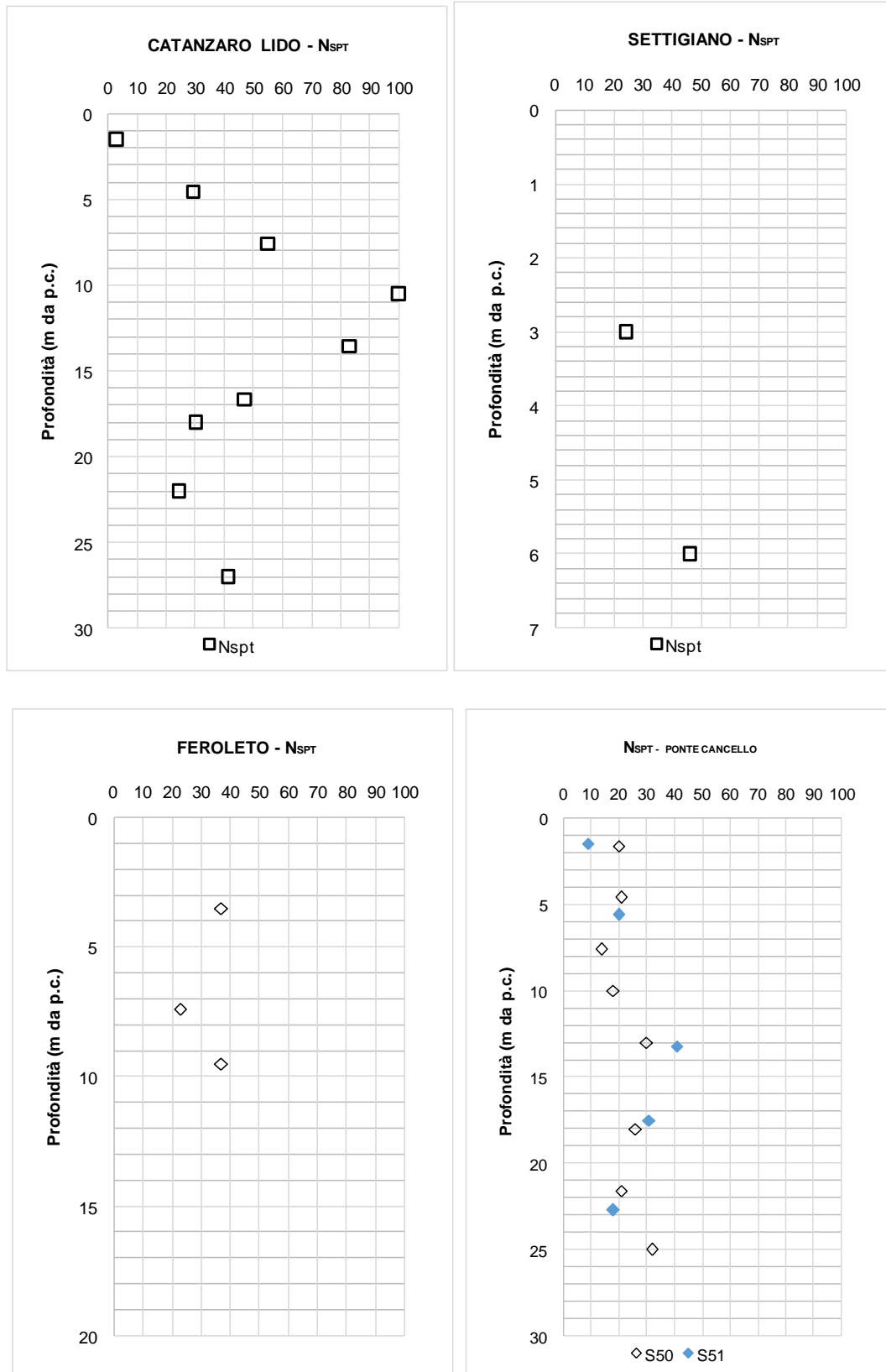


Figura 13-6 – valori di N_{spt} per ogni sito in esame

13.2.1 Calcolo dell'indice di potenziale liquefazione

L'indice di potenziale di liquefazione I_L proposto da Sonmez (2003), è definito da:

$$I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz \quad \text{in cui} \quad w(z) = \frac{200}{z_{crit}} \cdot \left(1 - \frac{z}{z_{crit}}\right)$$

Dove:

$F(z) = 0$	per	$F_L \geq 1.2$
$F(z) = 2 \cdot 10^6 \cdot \exp(-18.427 \cdot F_L)$	per	$1.2 > F_L \geq 0.95$
$F(z) = 1 - F_L$	per	$F_L \leq 0.95$

Da cui è possibile valutare la Pericolosità di Liquefazione così definita dall'autore:

Tab. 1 – LPI-based hazard classes [SONMEZ 2003].

Indice del potenziale di liquefazione, LPI	Pericolosità di liquefazione
LPI = 0	Nulla
0 < LPI 2	Bassa
2 < LPI 5	Moderata
5 < LPI 15	Alta
LPI > 15	Molto alta

13.3 Risultati delle verifiche

La verifica alla liquefazione dei terreni presenti lungo la linea e descritta ai paragrafi precedenti è stata condotta sulla base delle prove SPT disponibili nei siti delle SSE in esame. L'analisi è stata sviluppata a delle quote specifiche considerando il volume di terreno potenzialmente interessato dalla futura realizzazione delle fondazioni superficiali delle SSE. In particolare, si è fatto riferimento a quanto descritto nei precedenti paragrafi "di sito", ovvero:

- Valori di SPT misurati a specifiche profondità a partire dal piano campagna. In particolare si sono presi in considerazione i valori di N_{spt} più bassi disponibili ovvero superficiali e misurati all'interno dello spessore del deposito alluvionale potenzialmente ritenuto liquefacibile.
- Contenuto di fini misurato in laboratorio sui campioni prelevati, oppure il contenuto di fini stimato sulla base dei risultati disponibili dalle altre prove o descrizioni della litologia, per lo stesso orizzonte di terreno.
- Valori di $N_{1(60)cs}$, ossia il numero di colpi/30cm corretto in funzione della tensione verticale in sito, in funzione dell'energia trasmessa in fase di esecuzione della prova e del contenuto di fini.
- Il valore del fattore di sicurezza è stato ottenuto come rapporto CRR/CSR per ogni sito. Si osserva a questo proposito che la verifica alla suscettibilità alla liquefazione deve tener conto del potenziale insorgere di deformazioni anche significative anche per valori di $FS > 1$ per cui l'EC8 suggerisce utilizzare un valore di $FS > 1.25$.
- Per il sito di FEROLETO si è proceduto anche con il calcolo dell'indice di potenziale di liquefazione secondo Sonmez (2003) per il deposito alluvionale superficiale fino ad una profondità di circa 15 metri.
- Anche per il sito di PONTE CANCELLO (LATO LAMEZIA TERME) si è proceduto anche con il calcolo dell'indice di potenziale di liquefazione secondo Sonmez (2003) per il deposito alluvionale superficiale fino ad una profondità di circa 10 metri.

Relazione geotecnica generale

 COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
 RC0W 01 D 78 RH GE0006 001 A 108 di 186

SITO	Mw	ag	z (m)	σ_v (kPa)	σ'_v (kPa)	CN	Nspt	N60	FC	MSF	CRR	CSR	F	NOTE
CATANZARO LIDO	7	0,211	4,5	90	90	1,054093	29	30,57	72,7	-	-	-	-	N60>30 e falda >6,0m da p.c.
SETTIGIANO	7	0,248		0	0		R			-	-	-	-	FUORI DAI FUSI DI RIFERIMENTO
FEROLETO	7	0,246	3	58,5	58,5	1,23	20	24,6	20	1,131	0,373	0,126	2,39	NO FALDA - si è ipotizzato un valore di FC=20%
	7	0,246	6	117	117	0,93	13	12,1	20	1,061	0,171	0,143	1,15	NO FALDA - si è ipotizzato un valore di FC=20%
	7	0,246	9,5	185,25	185,25	0,73	11	8,0	20	1,044	0,133	0,142	0,96	NO FALDA - si è ipotizzato un valore di FC=20%
	7	0,246	12	234	234	0,71	28	19,9	20	1,121	0,267	0,136	2,02	NO FALDA - si è ipotizzato un valore di FC=20%
	7	0,246	15	292,5	292,5	0,64	28	17,9	20	1,104	0,221	0,132	1,79	NO FALDA - si è ipotizzato un valore di FC=20%
PONTE CANCELLO - LATO LAMEZIA TERME	7	0,270	1,6	31,2	31,2	1,70	20	34,0	-	-	-	-	-	N60>30 e falda >10,5m da p.c.
	7	0,270	4,6	89,7	89,7	1,04	21	21,8	23,3	1,134	0,356	0,145	2,13	FALDA A - 10,5m da boccapozzo
	7	0,270	7,6	148,2	148,2	0,83	14	11,6	56,8	1,065	0,173	0,156	1,09	FALDA A - 10,5m da boccapozzo
	7	0,270	10	195	195	0,74	18	13,3	35,7	1,079	0,19	0,153	1,26	FALDA A - 10,5m da boccapozzo
PONTE CANCELLO - LATO CATANZARO	7	0,270	5,6	109,2	109,2	0,96	20	19,2	27,9	1,115	0,286	0,15	1,73	FALDA A -8,5m da boccapozzo

Considerando i valori di F_L calcolati per il sito di **Feroleto** secondo i valori di Nspt misurati si ha, considerando $Z_{crit} = 15$ m, un indice di potenziale di liquefazione pari a:

$$Z_{crit} = 15 \text{ m}$$

QUOTA m da p.c.	FSL	F(z)	w(z) m	Fw
3	2,39	0	10,7	0,00
6	1,15	0,001253	8,0	0,01
9,5	0,96	0,041533	4,9	0,20
12	2,02	0	2,7	0,00
15	1,79	0	0,0	0,00

Considerando un andamento lineare con la profondità si ha:

$$I_L = (0.01+0.20) \times 3.5/2 + 0.2 \times 2.5 / 2 = \mathbf{0.61} - \mathbf{RISCHIO BASSO}$$

Considerando i valori di F_L calcolati per il sito di **Ponte Cannello (lato Lamezia Terme)** secondo i valori di N_{spt} misurati si ha, considerando $Z_{crit} = 10$ m, un indice di potenziale di liquefazione pari a:

$$Z_{crit} = 10 \text{ m}$$

QUOTA m da p.c.	FSL	F(z)	w(z) m	Fw
1,6	-	0	16,8	0,00
4,6	2,13	0	10,8	0,00
7,6	1,09	0,003785	4,8	0,02
10	1,26	0	0,0	0,00

Considerando un andamento lineare con la profondità si ha:

$$I_L = (0.02) \times 5.4/2 = \mathbf{0.05} - \mathbf{RISCHIO BASSO}$$

13.4 Considerazioni finali

Considerando i risultati delle analisi svolte per ogni sito, si ritiene che non sussistono possibilità d'insorgenza di fenomeni di liquefazione per tutti i siti esaminati.