

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NODO DI CATANIA**

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

**INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA
DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL
TRATTO DI LINEA INTERESSATO.**

ELABORATI GENERALI (EST E OVEST) - INFRASTRUTTURE
Relazione generale su fenomeno della liquefazione

SCALA:

-

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

RS3H 00 D 78 RH GE0005 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	L.Nani	Marzo 2020	C.Toraldo <i>Catena Toraldo</i>	Marzo 2020	S.Vanfiori <i>S. Vanfiori</i>	Marzo 2020	D.Tiberti Marzo 2020 <i>D. Tiberti</i> ITAFERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Direzione Generale UO Infrastrutture Sud Diff. Ing. Oscar Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10476

File: RS3H.0.0.D.78.RH.GE.00.0.5.001.A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
3	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	6
3.1	RISPOSTA SISMICA.....	6
3.1.1	<i>Categoria di sottosuolo.....</i>	7
3.1.2	<i>Azioni sismiche di progetto:.....</i>	9
3.1.3	<i>Magnitudo</i>	9
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	14
4.1	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INTERCETTATE	14
4.2	SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	15
4.3	FALDA	17
5	ANALISI DI LIQUEFAZIONE.....	18
5.1	GENERALE	18
5.2	METODOLOGIE DI ANALISI	23
5.3	ANALISI BASATE SU PROVE SPT.....	25
5.4	ANALISI BASATE SU PROVE CPT	27
5.5	ANALISI BASATE SULLE ONDE DI TAGLIO VS.....	28
5.6	INDICE POTENZIALE LIQUEFAZIONE	30
5.7	RISULTATI	31
5.7.1	<i>Rilevato RI02, Trincea TR03 e Galleria GA01</i>	35
5.7.1.1	Prove SPT	35
5.7.1.2	Prove CPT.....	37
5.7.1.3	Prove DH	38
5.7.2	<i>Rilevato RI04 e RI05</i>	39
5.7.2.1	Prove SPT	39
5.7.2.2	Prove CPT.....	41
5.7.2.3	Prove DH	45



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NODO DI CATANIA

INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL' AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DELTRATTO DI LINEA INTERESSATO.

RELAZIONE SULLA LIQUEFAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	FOGLIO
RS3H	00	D 78 RH	GE 00 05 001	2 di 49

5.7.3	<i>Rilevato RI12, RI13, Viadotto VI04 e Galleria GA03</i>	46
5.7.3.1	Prove SPT	46
5.7.3.2	Prove CPT.....	48
5.7.3.3	Prove DH	49

1 PREMESSA

Il presente documento illustra le valutazioni effettuate in merito alla suscettibilità alla liquefazione dei terreni di fondazione in relazione alla pericolosità sismica dei siti e gli eventuali interventi di mitigazione relativamente al Progetto Definitivo dell'interramento della Linea ferroviaria per il prolungamento della pista dell'aeroporto di Fontanarossa.

Il progetto definitivo è suddiviso in lotti di seguito riportati:

MACROFASE FUNZIONALE 1

Lotto 1.1: stazione di Fontanarossa (con III binario -lato binario dispari ed allungamento marciapiede a 350m; marciapiede lato binario pari 200m, come da progetto fermata RFI)

Lotto 2:

- Tratto linea interferente con la pista (parte est)
- fascio A/P 1° fase (2 binari di corsa + 3 binari fascio)
- Collegamento dal fascio A/P al Terminal Merci
- Terminal Merci (1° fase)
- Bretella Catania-Siracusa

MACROFASE FUNZIONALE 2

Lotto 3:

- Bretella Palermo-Siracusa
- Fascio A/P 2° fase (ampliamento binario 4° e 5°)
- Termina merci (completo) 2° fase

Lotto 1.2: IV binario stazione di Fontanarossa

In particolare nella presente relazione sono affrontati i seguenti aspetti:

- valutazione delle caratteristiche dei terreni con riferimento alla suscettibilità alla liquefazione e definizione dei coefficienti di sicurezza e del potenziale di liquefazione dei terreni a partire dalle azioni sismiche di progetto, tenendo conto anche della categoria di sottosuolo dei terreni interessati dalle opere e delle condizioni topografiche del tracciato;
- valutazione qualitativa dei possibili effetti della liquefazione dei terreni nelle ipotesi di progetto definite sopra;
- scelte progettuali per gli eventuali interventi di mitigazione del potenziale rischio di liquefazione in relazione alla tipologia delle opere.

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in conformità alla seguente normativa:

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

[N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

[N.3]. Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione Europea.

[N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2

[N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21-12-18 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

2.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta con riferimento ai seguenti documenti.

Indagini geognostiche e prove in situ campagna 2019	R	S	3	H	0	0	D	6	9	S	G	G	E	0	0	0	5	0	0	1
Indagini geognostiche campagna 2015	R	S	3	H	0	0	D	6	9	S	G	G	E	0	0	0	5	0	0	2
Indagini geognostiche campagna 2013	R	S	3	H	0	0	D	6	9	S	G	G	E	0	0	0	5	0	0	3
Indagini geognostiche anni precedenti	R	S	3	H	0	0	D	6	9	S	G	G	E	0	0	0	5	0	0	4
Indagini geofisiche	R	S	3	H	0	0	D	6	9	I	G	G	E	0	0	0	5	0	0	1
Indagini geofisiche campagna 2016	R	S	3	E	5	0	D	6	9	I	G	G	E	0	0	0	5	0	0	2
Indagini geofisiche campagna 2013	R	S	3	E	5	0	D	6	9	I	G	G	E	0	0	0	5	0	0	3
Prove geotecniche di laboratorio	R	S	3	H	0	0	D	6	9	P	R	G	E	0	0	0	5	0	0	1
Monitoraggio piezometrico	R	S	3	H	0	0	D	6	9	R	H	G	E	0	0	0	5	0	0	1
Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica	R	S	3	H	0	0	D	6	9	R	G	G	E	0	0	0	1	0	0	1
Censimento punti d'acqua	R	S	3	H	0	0	D	6	9	R	H	G	E	0	0	0	2	0	0	1

RELAZIONE SULLA LIQUEFAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	FOGLIO
RS3H	00	D 78 RH	GE 00 05 001	5 di 49

Relazione modellazione idrogeologica	R	S	3	H	0	1	D	6	9	R	H	G	E	0	0	0	2	0	0	1
Carta geologica e profili geologici Stazione di Fontanarossa e Tratto interferente con la pista (parte est)	R	S	3	H	0	1	D	6	9	L	5	G	E	0	0	0	1	0	0	1
Carta geologica e profili geologici Bretella Catania Siracusa e Collegamento Fascio A/P - Interporto	R	S	3	H	0	1	D	6	9	N	5	G	E	0	0	0	1	0	0	2
Carta geologica e profili geologici Bretella Palermo Siracusa	R	S	3	H	0	2	D	6	9	L	5	G	E	0	0	0	1	0	0	1
Carta idrogeologica e profili idrogeologici Bretella Palermo Siracusa	R	S	3	H	0	2	D	6	9	L	5	G	E	0	0	0	2	0	0	1
Carta idrogeologica e profili idrogeologici Stazione di Fontanarossa e Tratto interferente con la pista (parte est)	R	S	3	H	0	1	D	6	9	L	5	G	E	0	0	0	2	0	0	1
Carta idrogeologica e profili idrogeologici Bretella Catania Siracusa e Collegamento Fascio A/P - Interporto	R	S	3	H	0	1	D	6	9	L	5	G	E	0	0	0	2	0	0	2
Sezioni Geologiche trasversali - Stazione di Fontanarossa e interramento linea Palermo - Catania	R	S	3	H	0	1	D	6	9	W	5	G	E	0	0	0	1	0	0	2
Profilo geotecnico - Stazione di Fontanarossa	R	S	3	H	0	1	D	7	8	F	6	G	E	0	0	0	5	0	0	1
Piano-Profilo geotecnico INTERRAMENTO PA-CT tav 1	R	S	3	H	0	2	D	7	8	F	6	G	E	0	0	0	5	0	0	1
Piano-Profilo geotecnico INTERRAMENTO PA-CT tav 2	R	S	3	H	0	2	D	7	8	F	6	G	E	0	0	0	5	0	0	2
Piano-Profilo geotecnico BRETELLA CT-SR tav 1	R	S	3	H	0	2	D	7	8	F	6	G	E	0	0	0	5	0	0	3
Piano-Profilo geotecnico BRETELLA CT-SR tav 2	R	S	3	H	0	2	D	7	8	F	6	G	E	0	0	0	5	0	0	4
Piano-Profilo geotecnico INTERPORTO	R	S	3	H	0	2	D	7	8	F	6	G	E	0	0	0	5	0	0	5
Ramo Palermo/Siracusa - Piano-Profilo geotecnico tav 1	R	S	3	H	0	3	D	7	8	L	6	G	E	0	0	0	5	0	0	1
Ramo Palermo/Siracusa - Piano-Profilo geotecnico tav 2	R	S	3	H	0	3	D	7	8	L	6	G	E	0	0	0	5	0	0	2
Relazione geotecnica Lotto 1	R	S	3	H	0	1	D	7	8	R	H	G	E	0	0	0	5	0	0	1
Relazione geotecnica Lotto 2	R	S	3	H	0	2	D	7	8	R	H	G	E	0	0	0	5	0	0	1
Relazione geotecnica Lotto 3	R	S	3	H	0	3	D	7	8	R	H	G	E	0	0	0	5	0	0	1

3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

3.1 RISPOSTA SISMICA

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

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g , del valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0 , del periodo di inizio del tratto costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_c^* ;
- per diverse probabilità di superamento in 75 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 45 e 1462 anni, estremi inclusi.

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

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

Infatti, fissata la vita di riferimento $V_{R,TR}$ è esprimibile in funzione di P_{VR} mediante l'espressione:

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

La vita di riferimento è calcolata come:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

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

Per le opere della linea ferroviaria del presente progetto si ha in linea generale: $V_N=75$ anni e $C_U=1.5$ (classe d'uso III).

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

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

dove S_S è il coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione stratigrafica, S_T è il coefficiente che

comprende l'effetto della amplificazione topografica.

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

3.1.1 Categoria di sottosuolo

La classificazione della categoria di sottosuolo viene eseguita sulla base di misure dirette dei valori di velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità $V_{s,eq}$, poiché la profondità del substrato superiore a 30.m. Si può ricavare il parametro $V_{s,eq}$ mediante la relazione:

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

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

Dall'interpretazione delle indagini si evince che lungo il tracciato il valore della velocità $V_{s,eq}$ è piuttosto variabile, passando da categoria C a D (vedasi tabella seguente); quindi, cautelativamente per il dimensionamento delle opere si considera:

- Lotto 1- Stazione Fontanarossa: da inizio tracciato km 0+000 al km 1+307 si associa una categoria di sottosuolo sismica C;
- Lotto 2 – Interramento Catania-Palermo dal km 0+000 al km 2+700 si associa una categoria di sottosuolo sismica C;
- Lotto 2 – Bretella Catania-Siracusa dal km 0+000 al km 1+650 si associa una categoria di sottosuolo sismica C mentre dal km 1+650 al km 3+370 si associa una categoria di sottosuolo sismica D;
- Lotto 2 – Collegamento interporto dal km 0+000 al km 0+250BD si associa una categoria di sottosuolo sismica D mentre dal km 0+250BD al km 1+150BD si associa una categoria di sottosuolo sismica C;
- Lotto 3 – Bretella Palermo-Siracusa dal km 0+000 al km 1+550 si associa una categoria di sottosuolo sismica C mentre dal km 1+550 al km 2+713 si associa una categoria di sottosuolo sismica D;

Tabella 1 – Definizione categoria di sottosuolo sismica da indagini

PROVA	LOTTO/PROGRESSIVA		TIPO PROVA	V _{s,eq} [m/s]	Categoria sottosuolo
DH – SD13	2	1+775	Donw Hole	236	C
DH – SD14	2	1+350	Donw Hole	191	C
DH – SD18	3	1+250	Donw Hole	211	C
DH – SD19	3	0+475	Donw Hole	240	C
DH – SD21	2-3	2+225-2+125	Donw Hole	165	D
DH – SD23	2	0+500	Donw Hole	215	C
DH – SD24	2	0+900	Donw Hole	219	C
DH – SD28	3	1+100	Donw Hole	234	C
DH – SD29	2-3	0+100-1+725	Donw Hole	173	D
DH – SD30	2-3	2+725-2+625	Donw Hole	164	D
DH – SD34	3	0+900	Donw Hole	214	C
DH – SD35	2	2+925	Donw Hole	158	D
DH – SD39	2	3+350	Donw Hole	156	D
DH – SD40	1	0+725	Donw Hole	197	C
MASW 1– SD40	1	0+725	MASW	237	C
MASW 2– SD11	2	0+850	MASW	246	C
MASW 3– SD15	2	0+575	MASW	266	C
MASW 4– SD19	3	0+475	MASW	239	C
MASW 5– SD38	2	0+650	MASW	224	C



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NODO DI CATANIA

INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL' AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DELTRATTO DI LINEA INTERESSATO.

RELAZIONE SULLA LIQUEFAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	FOGLIO
RS3H	00	D 78 RH	GE 00 05 001	9 di 49

3.1.2 Azioni sismiche di progetto:

Il tracciato delle opere stradali e ferroviarie è stato suddiviso in 3 zone a cui fare riferimento per la caratterizzazione sismica. La tabella che segue riporta tali zone indicandone le relative località e coordinate geografiche di riferimento.

Tabella 2 – Definizione zone sismiche locali

Zona Sismica	Lotto	Zona di riferimento	Coordinate		ag/g	F0	Tc*
			Lat.	Lon.			
S1	Lotto 1	Stazione Fontanarossa	37.477501	15.063759	0.308	2.364	0.462
S2	Lotto 2	interramento PA-CT	37.464721	15.047788	0.321	2.356	0.465
S3	Lotto 2-3	Bretella CT-SR e Bretella PA-SR	37.434882	15.025984	0.330	2.359	0.468

Il prospetto che segue indica, per ogni opera in progetto, la zona sismica di riferimento, la categoria di sottosuolo e l'accelerazione massima attesa in sito, impiegata per l'analisi del rischio di potenziale liquefazione.

Tabella 3 – Parametri sismici

Zona Sismica	Lotto	Progressiva		Zona di riferimento	Coordinate		Tipo Suolo	ag/g	F0	Tc*	ST	SS	ag _{max} /g
		Pk inizio	Pk fine		Lat.	Lon.							
S1	Lotto 1	0+000	1+307	Stazione Fontanarossa	37.477501	15.063759	C	0.308	2.364	0.462	1	1.263	0.389
	Lotto 2	2+700	3+025	interramento PA-CT	37.477501	15.063759	C	0.308	2.364	0.462	1	1.263	0.389
S2	Lotto 2	0+000	1+650	Bretella CT-SR	37.464721	15.047788	C	0.321	2.356	0.465	1	1.246	0.400
	Lotto 2	0+000	2+700	interramento PA-CT	37.464721	15.047788	C	0.321	2.356	0.465	1	1.246	0.400
	Lotto 2	0+250BD	1+150	Coll. Interporto	37.464721	15.047788	C	0.321	2.356	0.465	1	1.246	0.400
	Lotto 3	0+000	1+550	Bretella PA-SR	37.464721	15.047788	C	0.321	2.356	0.465	1	1.246	0.400
S3	Lotto 2	0+000	0+250BD	Coll. Interporto	37.434882	15.025984	D	0.330	2.359	0.468	1	1.232	0.407
	Lotto 2-3	1+650	3+370	Bretella CT-SR	37.434882	15.025984	D	0.330	2.359	0.468	1	1.232	0.407
	Lotto 2-3	1+550	2+713	Bretella PA-SR	37.434882	15.025984	D	0.330	2.359	0.468	1	1.232	0.407

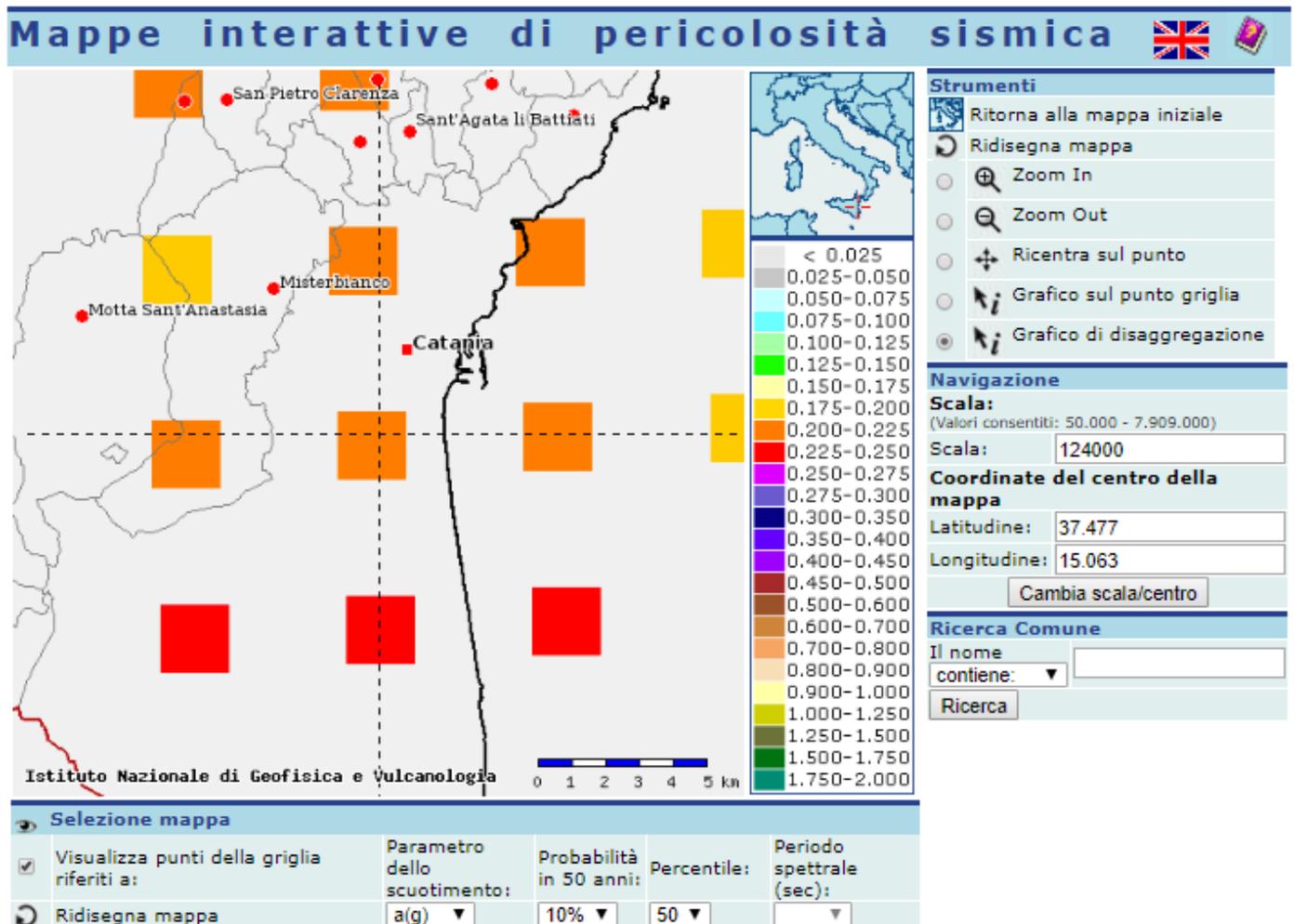
3.1.3 Magnitudo

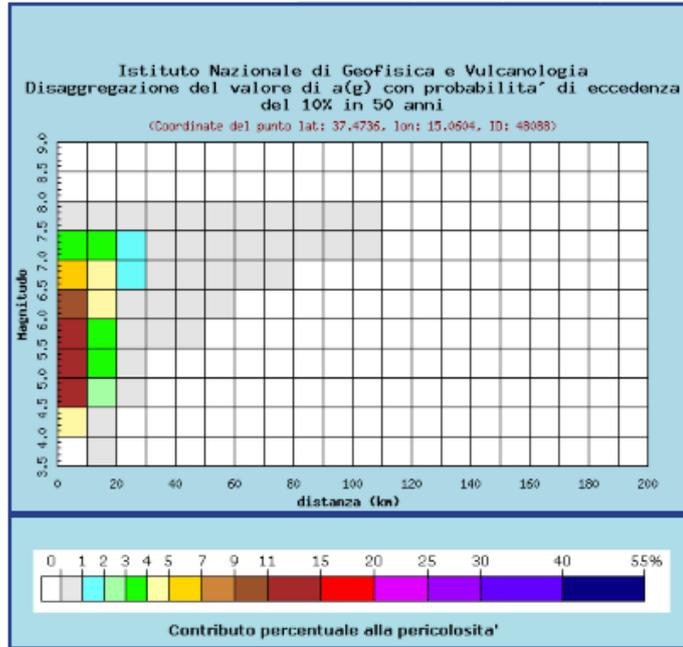
La magnitudo di riferimento per il sito viene presa dai grafici di disaggregazione del sito INGV, riportati nel seguito per ciascuna zona sismica. Cautelativamente, si è considerato un unico valore di magnitudo per tutto il tracciato, assunto analizzando per le varie zone sismiche, la magnitudo media e la magnitudo associata all'evento più catastrofico (vedasi tabelle a seguire). Quindi è stato cautelativamente assunto come valore di progetto il valore di magnitudo pari a **M=5.95**.

Zona sismica S1: Lotto 1 - da pk. 0+000 a pk 1+307

Per la zona in esame si ha:

- magnitudo media pari a 5.83;
- magnitudo associata all'evento più catastrofico pari a 5.





Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilit� di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 37.4736, lon: 15.0604, ID: 48088)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	4.790	13.900	14.800	13.200	10.000	6.630	3.930	0.543	0.000	0.000
10-20	0.019	0.732	2.760	3.230	3.710	4.520	4.450	3.620	0.591	0.000	0.000
20-30	0.000	0.000	0.019	0.178	0.479	0.969	1.410	1.610	0.316	0.000	0.000
30-40	0.000	0.000	0.000	0.000	0.050	0.271	0.564	0.834	0.188	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.065	0.259	0.494	0.125	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	0.110	0.294	0.083	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028	0.135	0.043	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.023	0.009	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.008	0.005	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.002	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

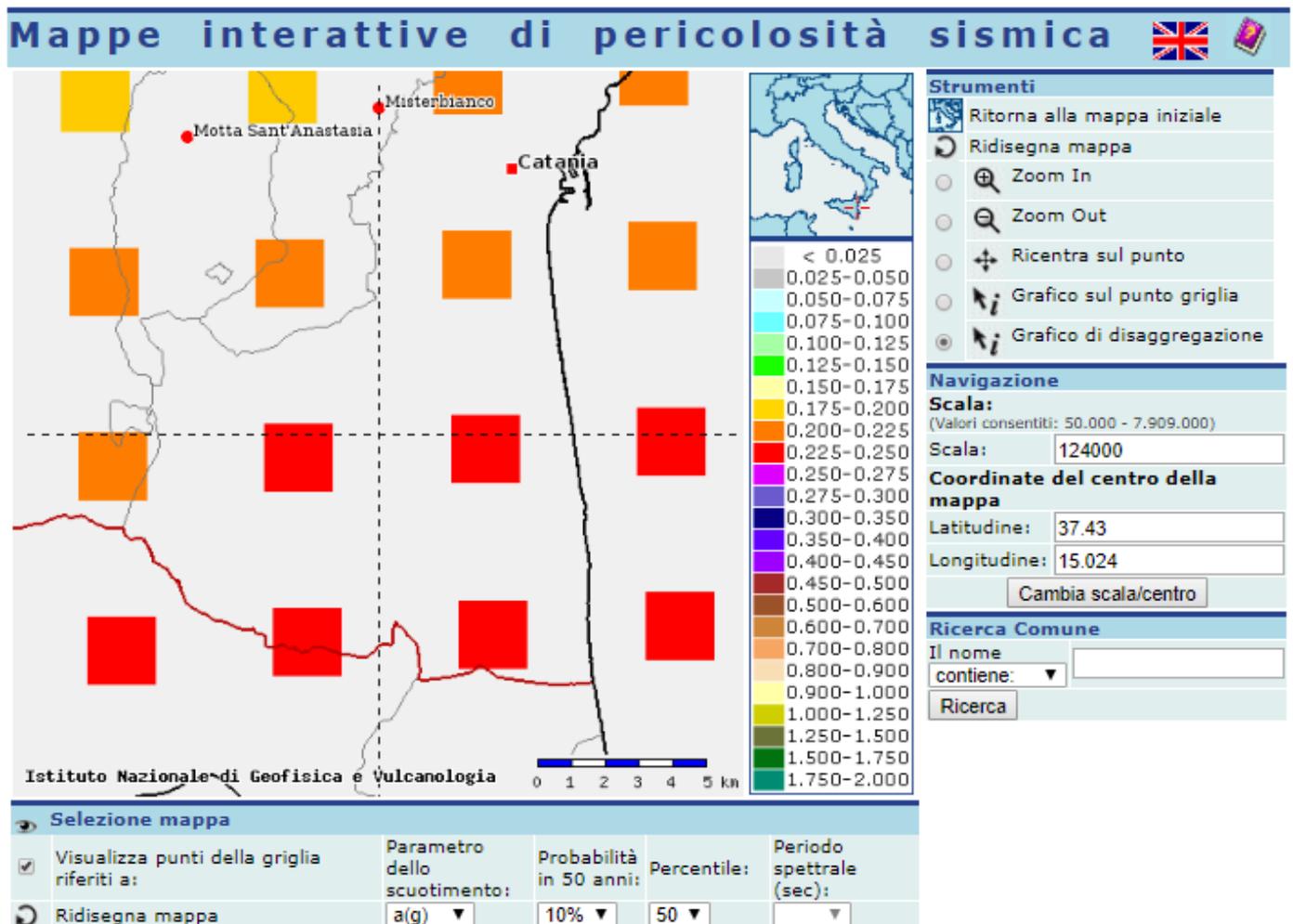
Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.830	9.370	0.579

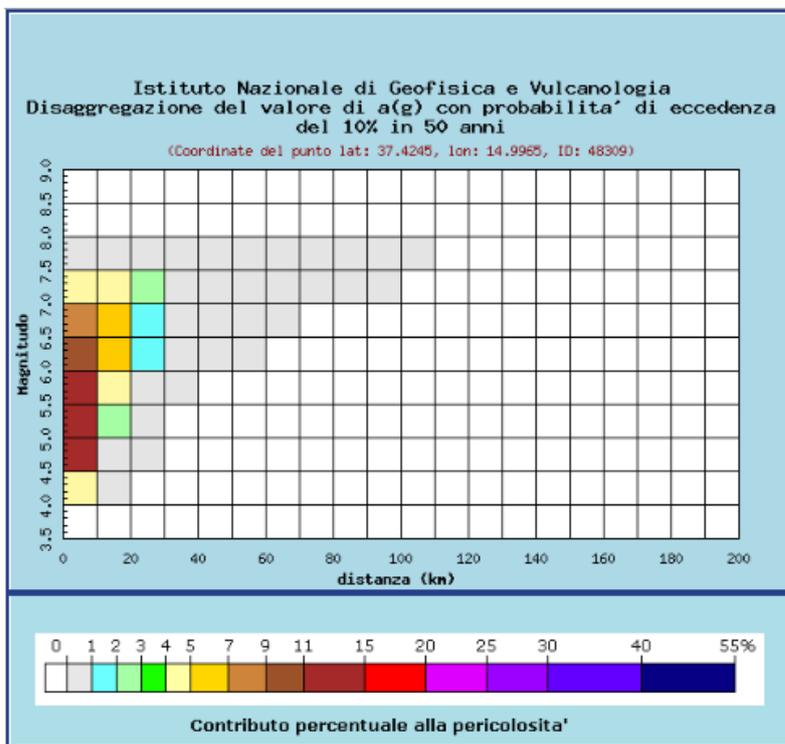
Figura 1 – Magnitudo - Zona sismica S1 - Lotto 1 - da pk. 0 a pk 1+307,00

Zona sismica S3: Lotto 2 e 3 – Bretella CT-SR pk 1+650 a pk 3+370; Bretella PA-SR pk 1+550 a pk 2+713

Per la zona in esame si ha:

- magnitudo media pari a 5.95;
- magnitudo associata all'evento più catastrofico pari a 5.





Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 37.4245, lon: 14.9965, ID: 48309)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	4.170	12.700	14.200	13.200	10.500	7.190	4.370	0.613	0.000	0.000
10-20	0.000	0.088	0.892	2.410	4.080	5.360	5.650	4.890	0.826	0.000	0.000
20-30	0.000	0.000	0.001	0.104	0.495	1.110	1.700	2.030	0.409	0.000	0.000
30-40	0.000	0.000	0.000	0.000	0.026	0.229	0.541	0.856	0.200	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.034	0.196	0.412	0.109	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.071	0.237	0.070	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.043	0.015	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.010	0.005	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.003	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Valori medi											
Magnitudo	Distanza	Epsilon									
5.950	9.420	0.606									

Figura 2 – Magnitudo - Zona sismica S3: Lotto 2 e 3 - Bretella CT-SR pk 1+650 a pk 3+370; Bretella PA-SR pk 1+550 a pk 2+713

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La successione stratigrafica è stata desunta sulla base delle indagini eseguite e dai rilievi e studi geologico-geomorfologici.

Nel seguito vengono definite le unità geotecniche intercettate, nel profilo stratigrafico longitudinale sono mostrati i risultati di tutte le indagini eseguite ed il livello di falda massimo da letture piezometriche. Il profilo stratigrafico longitudinale sarà utilizzato per la definizione della successione stratigrafica in corrispondenza delle singole opere in progetto.

4.1 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INTERCETTATE

Lungo il tracciato dalle indagini eseguite sono state intercettate le seguenti unità geotecniche:

Terreno di riporto – Unità R: si tratta dello spessore di riporto antropico (Ra) costituente il rilevato ferroviario esistente;

Depositi alluvionali attuali e recenti (unità geologica ba/bb): si tratta di terreni alluvionali che si possono distinguere in base alla composizione granulometrica in:

- **Unità U1b (bb1):** ghiaia in matrice sabbiosa e sabbiosa limosa;
- **Unità U1 (bb2):** sabbia, sabbia limosa, limi sabbiosi;
- **Unità U1a (bb3):** argilla limosa e limi argillosi.

Depositi alluvionali antichi (unità geologica bn): si possono distinguere in base alla composizione granulometrica in:

- **Unità U2b (bn1):** ghiaia in matrice sabbiosa e sabbiosa limosa;
- **Unità U2 (bn2):** sabbia, sabbia limosa, limi sabbiosi;
- **Unità U2a (bn3):** argilla limosa e limi argillosi.

Argille grigio-azzurre (unità geologica FAG) – Unità U3: si tratta di argille limose e limi argillosi di colore grigio e grigio-azzurro, con sottili intercalazioni di argille marnose, limi sabbiosi e talvolta di sabbie fini di colore grigio e giallastro.

4.2 SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Nel seguito si sintetizzano i valori dei parametri geotecnici di progetto per le unità geotecniche intercettate.

Unità U1 – Sabbie Limose (bb2 - depositi alluvionali recenti)

$\gamma = 18 \div 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 28 \div 32^\circ$	angolo di resistenza al taglio (30° valore medio)
$c' = 0 \div 10 \text{ kPa}$	coesione drenata
$N_{spt} = 3 \div 23$	numero di colpi da prova SPT
$G_o = 20 \div 90 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 60 \div 225 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale
$k = 2 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$	permeabilità (valore medio)

Unità U1a – Argille limose e limi argillosi (bb3 - depositi alluvionali recenti)

$\gamma = 18.5 \div 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 10 \div 20 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 20 \div 26^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 40 \div 100 \text{ kPa}$	coesione non drenata
$N_{spt} = 6 \div 23$	numero di colpi da prova SPT
$G_o = 30 \div 90 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 80 \div 260 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale
$k = 7 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$	permeabilità (valore medio)

Unità U2 – Sabbia, sabbia limosa (bn2 - depositi alluvionali antichi)

$\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \div 10 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 29 \div 33^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$N_{spt} = 4 \div 56$	numero di colpi da prova SPT
$G_o = 85 \div 420 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 150 \div 1200 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale
$k = 3 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$	permeabilità (valore medio)

Unità U2a – Limi argillosi (bn3 - depositi alluvionali antichi)

$\gamma = 18.0 \div 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \div 20 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 20 \div 26^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 40 \div 150 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$N_{spt} = 6 \div 46$	numero di colpi da prova SPT
$G_o = 45 \div 200 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 120 \div 520 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale
$k = 5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$	permeabilità (valore medio)

Unità U2b – Ghiaia sabbiosa (bn1 - depositi alluvionali antichi)

$\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 33 \div 38^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$N_{spt} = 16 \div R$	numero di colpi da prova SPT
$G_o = 80 \div 250 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 200 \div 700 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale
$k = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$	permeabilità (valore medio)

Unità U3 – Argilla limosa (FAG- Formazione delle argille grigio-azzurre)

$\gamma = 20 \div 21 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 15 \div 25 \text{ kPa}$	coesione drenata
$c_u = 90 \div 150 \text{ kPa}$	coesione non drenata
$\varphi' = 18 \div 24^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$N_{spt} = 16 \div 50$	numero di colpi da prova SPT
$G_o = 90 \div 160 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 230 \div 420 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale
$k = 2 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$	permeabilità (valore medio)

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

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

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

4.3 FALDA

Nel tracciato in progetto sono stati installati piezometri per il monitoraggio del livello della falda iniziato ad aprile 2019 e terminato a novembre 2019. Nella relazione geotecnica generale, a cui si rimanda, sono riportate tutte le letture piezometriche eseguite e nel profilo stratigrafico longitudinale è rappresentato il livello massimo e minimo di falda rilevato dai piezometri.

Per le analisi di liquefazione si è fatto riferimento al valore massimo di falda da letture piezometriche, come riportato nel profilo stratigrafico longitudinale.

5 ANALISI DI LIQUEFAZIONE

5.1 GENERALE

Allo scopo di accertare la stabilità nei confronti della liquefazione, per il sito in esame sono state effettuate delle verifiche che hanno consentito di determinare il potenziale di liquefazione, parametro indicativo dell'estensione che il fenomeno può avere nei terreni.

La liquefazione è infatti un fenomeno per cui durante un sisma la rigidità e la resistenza del terreno possono ridursi significativamente. Ad essa sono associati la perdita di resistenza al taglio o l'accumulo di deformazioni plastiche che avvengono in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, a causa delle azioni cicliche e dinamiche che si verificano in condizioni non drenate. Tali fenomeni sono legati allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che, se positive, causano una diminuzione della tensione media efficace nel terreno e una riduzione della resistenza al taglio. Questa riduzione può essere una condizione temporanea o può indurre una condizione di collasso definitiva.

Il fenomeno della liquefazione è profondamente influenzato dal numero dei cicli N del terremoto, dalla densità relativa D_r e dalla granulometria del terreno. Un terreno incoerente, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la sua densità relativa. Il potenziale di liquefazione aumenta poi, ovviamente, al crescere di N (cicli del terremoto).

Il raggiungimento della condizione di liquefazione può dare origine ad effetti di varia natura, quali, nei casi più eclatanti:

- affondamento di edifici nel terreno;
- scorrimento di pendii;
- collasso di terrapieni, rilevati stradali e opere di terra in genere;
- collasso di palificate per perdita di connessione laterale;
- zampillio di copiosi getti d'acqua e di sabbia con formazione dei caratteristici coni eruttivi;
- collasso di opere di sostegno per sovrappinta del terreno a monte.

In questo contesto, il problema principale che si pone in fase di progettazione è la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limoso-argillosa. In altre parole, è necessario valutare il potenziale di liquefazione del terreno ove devono essere realizzate le opere in progetto.

Le NTC18 al paragrafo 7.11.3.4.2 affermano che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di free-field 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 $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate in tabella seguente nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

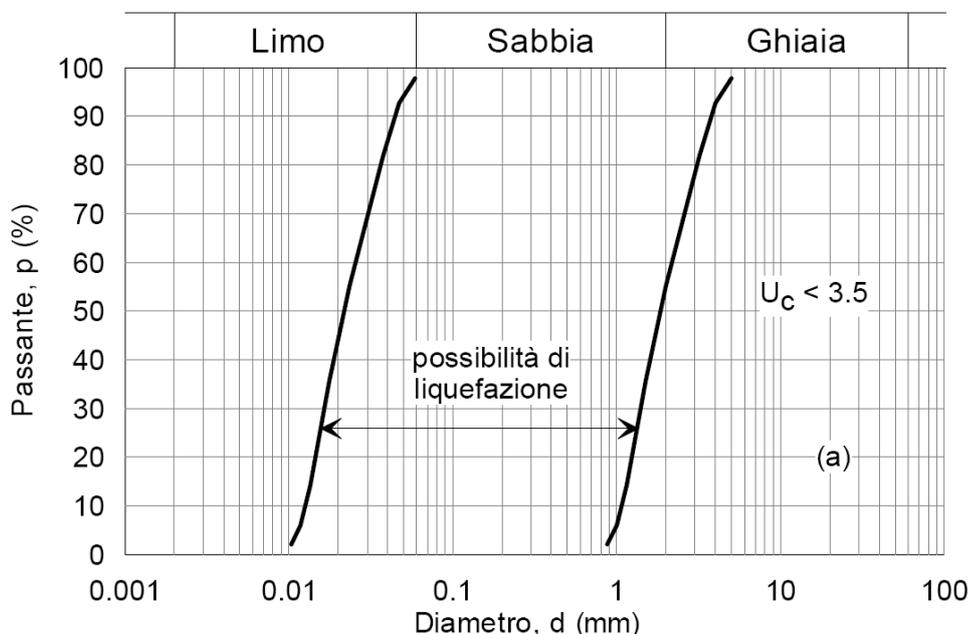


Figura 3 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per $U_c < 3.5$

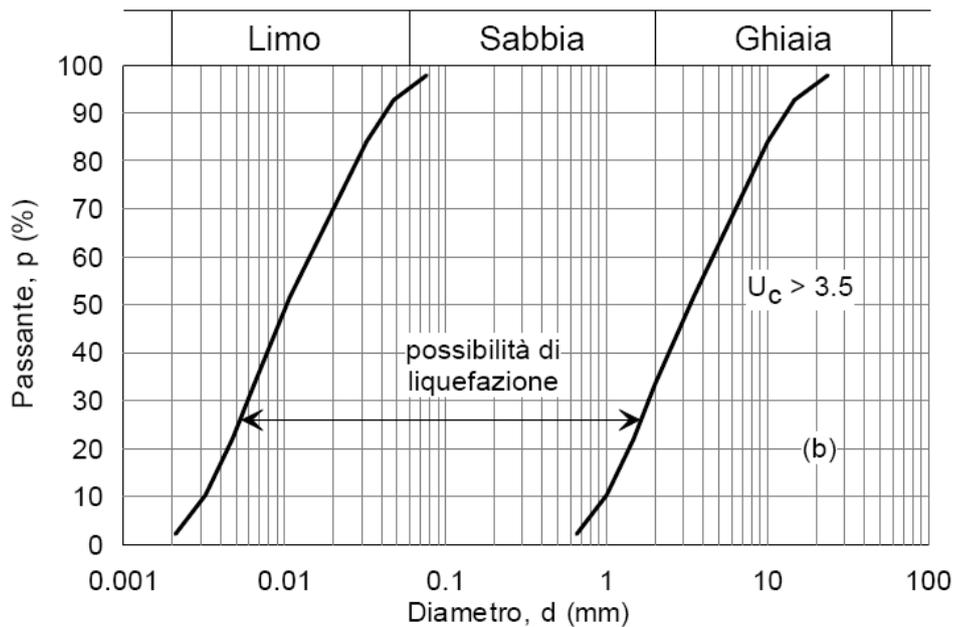


Figura 4 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per $U_c > 3.5$

Per il sito in esame, sulla base di quanto riportato nei capitoli precedenti e nella Relazioni Geotecnica, risulta che:

- l'evento sismico atteso è di magnitudo di progetto pari a $M = 5.95$;
- le accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di free-field sono comunque superiori a $0.1g$, essendo comprese tra $0.308g$ e $0.330g$ (vedasi **Tabella 3**);
- la profondità della falda si attesta a circa $3.5m$ dal p.c. per buona parte del tracciato e varia fino a profondità pari a circa $8.5 m$ rispetto al p.c.;
- in alcune zone sono presenti strati sabbiosi e/o limo-sabbiosi di bassa plasticità con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} < 30$.

Quindi per quanto previsto da normativa vigente, non è possibile escludere a priori la liquefazione; è necessario eseguire le dovute verifiche con i dati a disposizione SPT, CPTU e V_s .

Per il tracciato in esame la stima del potenziale rischio di liquefazione è stata eseguita sull'unità geotecnica ritenuta suscettibile alla liquefazione, individuata nell'orizzonte sabbioso-limoso più superficiale dell'unità **U1**

di natura essenzialmente alluvionale di origine recente. Dalle analisi granulometriche svolte nei campioni appartenenti all'unità U1, completamente riportate nella relazione geologica di riferimento a cui si rimanda, si evince una percentuale molto variabile che in alcuni sondaggi predomina la frazione fine.

Le verifiche a liquefezione sono state eseguite in corrispondenza delle verticali dove le analisi granulometriche effettuate nei campioni prelevati nell'unità **U1** hanno fornito valori della percentuale di fine inferiore al 67%. Ovvero per valori superiori di fine si riduce completamente la suscettibilità delle particelle alla liquefazione poiché al diminuire della dimensione delle particelle aumentano i legami intramolecolari.

In particolare per la definizione dei tratti di tracciato e la potenza dello strato interessato dal fenomeno della liquefazione sono stati usati i seguenti criteri:

- è stato trascurato lo strato di terreno sabbioso limoso U1 al di sopra del livello massimo di falda considerando un'oscillazione di 0.5m di essa non essendo una sabbia satura (7.11.3.4.1 NTC2018);
- in corrispondenza delle verticali dove le analisi granulometriche effettuate nei campioni prelevati nell'unità **U1** hanno fornito valori della percentuale di fine superiore al 67% non sono state effettuate le verifiche ed è stato considerato assente il rischio a liquefazione. In accordo alla Classificazione Unificata, di validità generale, sviluppata dal Bureau of Reclamation e il Corps of Engineers, a favore di sicurezza escludiamo a priori le granulometrie con frazione passante al vaglio 0.075mm maggiori dei 2/3 della curva (per cui L+A > del 67%), perché non liquefacibile (Tab. 11.4);

Tab. 11.4 - Valutazione della Probabilità di liquefazione in funzione della classificazione dei suoli /depositi - Frazione passante al vaglio 0,075 mm min

MAGGIORI DIVISIONI	CLASSE	TIPO DI SUOLO	PROBABILITÀ DI LIQUIDAZIONE		
Frazione passante al vaglio 0,075 mm ≤ al 50%	Ghiaie pulite Niente o poco fino	GW	Ghiaie ben graduate Mistura di sabbia e ghiaia	Da bassa a moderata	
		GP	Ghiaie graduate male Mistura di sabbia e ghiaia	Bassa	
	Ghiaie con fino	GM	Ghiaie limose Mistura di ghiaia sabbia e limo	Moderata	
		GC	Ghiaie argillose Mistura di ghiaia sabbia e limo	Bassa	
	Sabbie pulite Niente o poco fino	SW	Sabbie ben graduate, sabbie ghiaiose	Alta	
		SP	Sabbie graduate male, sabbie ghiaiose	Da moderata ad alta	
		SM	Sabbie limose Mistura di sabbia e limo	Da moderata ad alta	
		SC	Sabbie argillose Mistura di sabbia e argilla	Da bassa a moderata	
	Frazione passante al vaglio 0,075 mm > al 50%	Limi ed argille	ML	Limi inorganici con plasticità da bassa a media, argille ghiaiose, argille sabbiose, argille limose, argille magre	Da bassa
			CL	Argille inorganiche con plasticità da bassa a media, argille ghiaiose, argille sabbiose, argille limose, argille magre	Non liquefacibile
OL		Limi organici ed argille limose organiche a bassa plasticità	Non liquefacibile		
Limi ed argille		MH	Limi inorganici, sabbie fini micacee o suoli limosi	Non liquefacibile	
		CH	Argille inorganiche ad alta plasticità, argille grasse	Non liquefacibile	
OH		Argille organiche da media ad alta plasticità, limi organici	Non liquefacibile		

- nel caso di percentuale di fine inferiore al 67% sono state eseguite le verifiche con i criteri in seguito esposti;

Per l'unità sabbioso-limosa più profonda **U2**, appartenete alla formazione alluvionale antica la quale è meno esposta all'insorgenza di fenomeni di liquefazione, come riscontrato da osservazioni di depositi al vero, la stima del potenziale rischio di liquefazione non è stata eseguita poiché dalle indagini sismiche Down-Hole e Masw, effettuate lungo il tracciato, si riscontrano valori della velocità delle onde di taglio Vs superiori a 215 m/s ed i corrispondenti valori della velocità delle onde di taglio normalizzata Vs1 sono superiori a 200 m/s.

A tal fine, le analisi sono state condotte valutando le prove SPT, le prove CPTU e le indagini sismiche Down-Hole riguardanti l'unità litologiche interessate.

5.2 METODOLOGIE DI ANALISI

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

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

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

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

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

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

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

dove:

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

Il coefficiente dell'azione sismica r_d si può ricavare, per profondità dal piano campagna non superiori a 20 m, mediante la seguente espressione di Idriss e Boulanger (2004):

$$r_d = \exp \left[\left(-1.012 - 1.126 \sin \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \right) + \left(0.106 + 0.118 \sin \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right) M \right]$$

dove:

- z è la profondità dal piano campagna;
- M magnitudo di momento dell'evento sismico atteso.

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

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

Dato che CRR dipende dal numero di cicli significativi, che a sua volta dipende dalla magnitudo M , è necessario rivalutare CRR per ricondurlo ad un valore costante di M , convenzionalmente preso come $M = 5.14$, introducendo un fattore di scala della magnitudo MSF così definito:

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

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

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

Per l'interpretazione dai dati di V_s , la bibliografia suggerisce di utilizzare la seguente correlazione di Andrus e Stock, 1997:

$$MSF = (M/7.5)^{-2.56}$$

5.3 ANALISI BASATE SU PROVE SPT

Avendo a disposizione i risultati delle prove SPT, si è proceduto nel seguente modo:

1. il numero di colpi N_{SPT} è stato ricondotto ad un valore normalizzato e corretto $(N_1)_{60}$ mediante la seguente relazione:

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

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

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60}}}$$

dove p_a è la pressione atmosferica (100 kPa). Tale coefficiente non deve comunque superare il valore di 1.7

3. il fattore C_E è un fattore 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 maglio all'attrezzo campionario, relativo alla macchina utilizzata per fare la prova; considerando che la configurazione di prova normalmente adoperata in Italia ha un rendimento energetico del 60 %, tale coefficiente è stato posto pari ad 1.

4. i coefficienti C_B (fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio), C_R (fattore correttivo per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice) e C_S (fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionario) sono stati assunti pari ad 1 dato che le prove sono state eseguite sulla base delle raccomandazioni fornite dall'AGI (1977).
5. il valore della resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ è stato riportato ad un valore equivalente per le sabbie pulite attraverso la relazione di Idriss e Boulanger (2004):

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

dove FC è la frazione di fine espressa in percentuale.

Il contenuto di materiali fini (FC) è stato assunto dalle analisi granulometriche eseguite sul campione prelevato in corrispondenza della quota SPT o comunque entro lo strato analizzato;

6. dal valore di $(N_1)_{60}$ può essere ricavato il valore di resistenza alla liquefazione CRR mediante l'impiego di abachi di letteratura ottenuti dall'osservazione di casi storici, in cui sono rappresentate le curve limite che separano le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione. Tali curve possono essere ottenute tramite la seguente relazione in funzione della frazione fine FC:

$$CRR = \exp \left[\frac{(N_1)_{60CS}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]$$

Quindi, utilizzando l'espressione sopra riportata, è stato ricavato il valore di CRR.

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

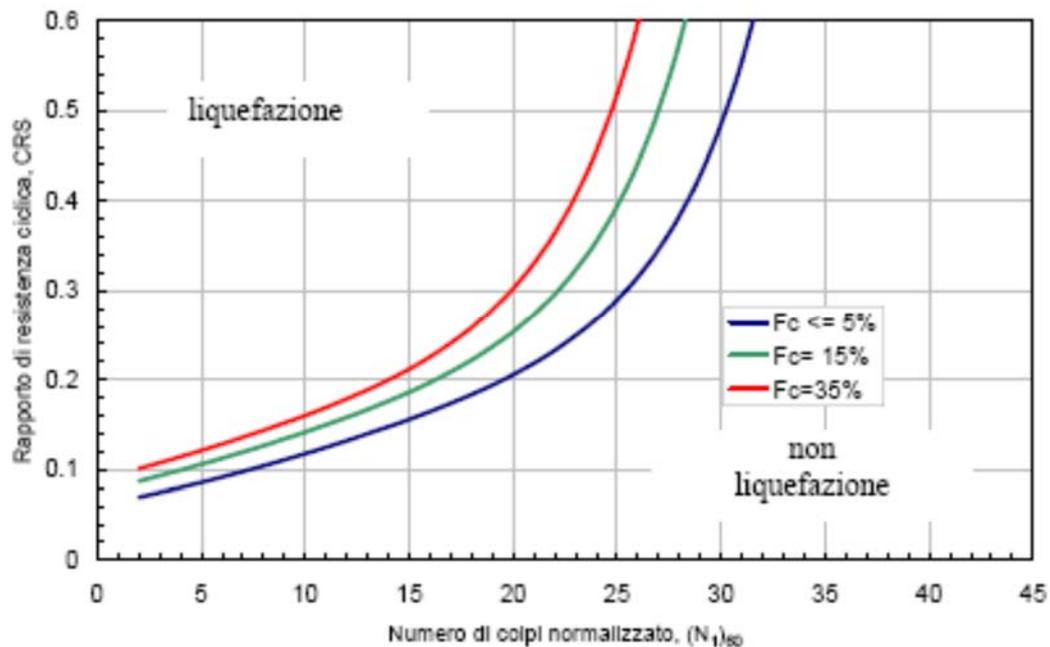


Figura 5 - Curve per il calcolo del rapporto di resistenza ciclica CRR dai risultati di prove SPT

5.4 ANALISI BASATE SU PROVE CPT

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

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

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

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

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.5}$$

dove p_a è la pressione atmosferica (100 kPa).

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

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

dove

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

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

4. dal valore di q_{c1Ncs} può essere ricavato il valore di resistenza alla liquefazione CRR mediante l'impiego di abachi di letteratura ottenuti dall'osservazione di casi storici, in cui sono rappresentate le curve limite che separano le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione. Nella fattispecie, in accordo alle linee guida AGI (2005), si è fatto riferimento alla curva limite proposta da Idriss e Boulanger (2004), che può essere ottenuta tramite la seguente relazione:

$$CRR = \exp \left[\frac{q_{c1Ncs}}{540} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{67} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{80} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{114} \right)^4 - 3 \right]$$

Quindi, utilizzando l'espressione sopra riportata, è stato ricavato il valore di CRR. L'analisi è stata condotta tenendo conto del livello medio della falda registrato nel piezometro più vicino.

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

coefficiente di sicurezza FL.

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

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

dove:

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

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

Tanto maggiore è il valore di I_c , tanto maggiore il contenuto presunto di fini. Nell'analisi un valore di $I_c = 2.6$ è considerato lo spartiacque tra terreni con contenuto di fini inferiore a 35% e comportamento equivalente a quello delle sabbie e terreni con contenuto di fini superiore a 35% e comportamento equivalente a quello delle argille.

La distinzione operata nell'analisi tra terreni con comportamento equivalente a quello delle sabbie e terreni con comportamento equivalente a quello delle argille è necessariamente semplicistica e va applicata con giudizio, in quanto la correlazione tra I_c e il contenuto di fini presenta una forte dispersione e può essere considerata affidabile solo dopo attenta calibrazione sito-specifica. L'effettiva transizione tra terreni caratterizzati da un comportamento equivalente a quello delle sabbie e comportamento equivalente a quello delle argille può avvenire anche a valori di $I_c < 2.6$.

D'altra parte, si rileva che anche terreni con contenuto di fini superiore a 35% possono essere suscettibili alla liquefazione con comportamento analogo a quello delle sabbie, se i fini sono non plastici o di bassissima plasticità.

5.5 ANALISI BASATE SULLE ONDE DI TAGLIO VS

L'utilizzo delle velocità delle onde di taglio V_s per valutare la resistenza alla liquefazione è ugualmente valido perché sia la velocità V_s sia la resistenza alla liquefazione CRR sono similamente influenzate da stessi fattori (rapporto dei vuoti, stato di sforzo, storia dello sforzo, età geologica, ecc.).

Disponendo delle misure di V_s effettuate con prove Down Hole si è proceduto nel seguente modo:

1. La velocità V_s è corretta dalla sovrappressione usando l'equazione (Scora, 1987; Kayen et al., 1992; Robertson et al., 1992):

$$V_{s1} = V_s \cdot \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25}$$

dove

- V_{s1} = velocità delle onde di taglio corretta della sovrappressione;
- V_s = velocità delle onde di taglio misurate in situ da prova;
- P_a = pressione atmosferica approssimativamente pari a 100 kPa;
- σ'_{v0} = pressione effettiva iniziale alla stessa unità di misura di P_a .

2. da V_{s1} può essere ricavato il valore di resistenza alla liquefazione CRR mediante la seguente equazione (Andrus e Stokoe, 1997):

$$CRR = \left[a \cdot \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \cdot \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right]$$

dove

- V_{s1}^* = limite superiore critico del valore della velocità delle onde di taglio necessario per la liquefazione
- a e b = valori usati per tracciare le curve pari rispettivamente a 0.022 e 2.8;
- V_{s1} = velocità delle onde di taglio corretta della sovrappressione.

I valori di V_{s1}^* variano linearmente da 200 m/s per suoli con contenuto di fini pari al 35% a 215 m/s per suoli con contenuto di fini del 5% o meno. Il valore di V_{s1}^* è ottenuto dalla seguente formula:

$$V_{s1}^* = 215 - 0.5(FC - 5)$$

dove

FC = contenuto di fini in percentuale.

Il minimo valore di CRR è uguale a 0.033 per $V_{s1} = 100$ m/s.



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NODO DI CATANIA

INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL' AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DELTRATTO DI LINEA INTERESSATO.

RELAZIONE SULLA LIQUEFAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	FOGLIO
RS3H	00	D 78 RH	GE 00 05 001	30 di 49

5.6 INDICE POTENZIALE LIQUEFAZIONE

L'indice del potenziale di liquefazione, da valutare all'interno della varticale indagata, è definito dalla seguente espressione:

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

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

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

La profondità z_{crit} è quella oltre la quale sono da escludersi fenomeni di liquefazione, che si può assumere pari a 20.0m.

Nella tabella seguente sono indicate le classi di severità del rischio in funzione del valore dell'indice del potenziale di liquefazione calcolato per $z_{crit} = 20.0m$.

Tabella 4 – Indice di liquefazione e livello associato di rischio

Valore di IPL	Rischio di liquefazione
$IPL = 0$	Molto basso
$0 < IPL \leq 5$	Basso
$5 < IPL \leq 15$	Alto
$IPL > 15$	Molto alto

5.7 RISULTATI

Nel seguito sono riportate le analisi di liquefazione eseguite per le opere d'arte maggiori in cui sono stati intercettati terreni appartenenti all'unità geotecnica **U1 (alluvioni sabbiose) sotto falda**. Si definiscono inoltre per le WBS in progetto le tratte interessate dalla liquefazione secondo i criteri sopra esposti.

Nelle tabelle seguenti sono riportate le progressive delle wbs dove l'unità U1 è suscettibile di liquefazione. Per la potenza dello strato si rimanda al profilo geotecnico.

LOTTO 2 - INTERRAMENTO PA-CA					
WBS	RI01	TR02	GA01	TR03	RI02
PK inizio	-	-	1+700	1+837	2+199
PK fine	-	-	1+837	2+199	2+703

LOTTO 2 - BRETTELLA CATANIA SIRACUSA							
WBS	RI03	GA02	RI04	VI01	RI05	VI02	RI06
PK inizio	-	-	-	-	1+825	-	-
PK fine	-	-	-	-	2+675	-	-

LOTTO 3 - BRETTELLA PALERMO SIRACUSA						
WBS	RI11	VI04	RI12	GA03	RI13	RI05
PK inizio	-	0+425	0+475	0+695	0+735	1+725
PK fine	-	0+475	0+695	0+735	1+025	2+600

Restano esclusi da tali analisi le seguenti opere per le motivazioni elencate:

- Lotto 1 – Stazione Fontanarossa: Le risultanze dell'analisi granulometrica eseguita sul campione prelevato a quota 8.4 m nel sondaggio SD40 evidenziano un contenuto di fine superiore al 67%, si esclude quindi il rischio di liquefazione per l'unità U1 vista anche la profondità della falda posta a 7.5m da p.c.

Sondaggio	Campione	profondità			Unità	AGI/S					ASTM					
		da	a	media		G	S	L	L+A	A	G	S	L	L+A	A	
		(m)	(m)	(m)		(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
SD40	CR1	8.2	8.5	8.35	U1	1.1	31.56	41.09	67.34	26.25	0	25.78	38.67	74.21	35.54	

- TR02: i terreni di copertura sono costituiti prevalentemente da terreni coesivi alluvionali recenti/attuali (unità U1a), alluvionali antichi (unità U2a). Nella parte terminale della trincea dove la potenza dello strato U1 diventa importante, le analisi granulometriche eseguite sui campioni posti a quote 3.2 e 6.2 m da p.c. relativi al sondaggio SD11, mostrano valori della percentuale di fine superiori al 67% e si esclude quindi il rischio di liquefazione.

Sondaggio	Campione	profondità			Unità	AGI/S					ASTM				
		da (m)	a (m)	media (m)		G (%)	S (%)	L (%)	L+A (%)	A (%)	G (%)	S (%)	L (%)	L+A (%)	A (%)
SD11	RC1	3	3.4	3.2	U1	0.88	26.43	31.94	72.69	40.75	0.28	24.29	25.37	75.42	50.05
SD11	C1	4	4.4	4.2	U1	5.81	37.74	35.88	56.44	20.56	2.52	38.31	31.65	59.18	27.53
SD11	RC2	6	6.4	6.2	U1	0.15	18.33	39.31	81.53	42.22	0	14.58	30.53	85.41	54.88

- GA01 tra le pk.0+922 a 1+700 i terreni relativi all'unità U1, ad inizio galleria, si trovano al di sopra del livello di falda mentre proseguendo verso le progressive maggiori, dove lo strato potenzialmente liquefacibile si trova completamente sotto falda, sono state eseguite analisi granulometriche sui campioni posti a quote comprese tra 3.6 a 6.5 m da p.c. relativi rispettivamente ai sondaggi SD14 e SD07, le quali mostrano valori della percentuale di fine superiori al 67% e si esclude quindi il rischio di liquefazione.

Sondaggio	Campione	profondità			Unità	AGI/S					ASTM				
		da (m)	a (m)	media (m)		G (%)	S (%)	L (%)	L+A (%)	A (%)	G (%)	S (%)	L (%)	L+A (%)	A (%)
SD07	C1	6	6.5	6.25	U1	0.44	19.97	49.56	79.59	30.03	0.11	16.69	42.42	83.2	40.78
SD14	C1	3.4	3.8	3.6	U1	0.07	26.46	42.56	73.47	30.91	0	22.17	38.42	77.82	39.4

- GA02: i terreni di copertura sono costituiti prevalentemente da terreni coesivi alluvionali recenti/attuali (unità U1a), alluvionali antichi (unità U2a);
- RI04: si escludono le tratte in cui l'unità U1 non è interessato dal livello di falda;
- VI01,RI13: le analisi granulometriche eseguite sul campione posto a quota 3.5m da p.c. relativo al sondaggio SD18, mostrano valori della percentuale di fine superiori al 67% e si esclude quindi il rischio di liquefazione;

Sondaggio	Campione	profondità			Unità	AGI/S					ASTM				
		da (m)	a (m)	media (m)		G (%)	S (%)	L (%)	L+A (%)	A (%)	G (%)	S (%)	L (%)	L+A (%)	A (%)
SD18	C1	3.3	3.8	3.55	U1	0.03	7.92	65.71	92.04	26.33	0	4.28	53.95	95.72	41.77

- RI05: si esclude per tutto il tratto lo strato dell'unità U1 non interessato dal livello di falda e quelli in corrispondenza del sondaggio SD20 e SD30, dove le analisi granulometriche eseguite sui campioni posti a quote c 4.0 e 10.0m da p.c. mostrano valori della percentuale di fine superiori al 67%;

Sondaggio	Campione	profondità			Unità	AGI/S					ASTM				
		da	a	media		G	S	L	L+A	A	G	S	L	L+A	A
		(m)	(m)	(m)		(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
SD20	C1	4	4.4	4.2	U1	0	4.15	70.43	95.85	25.42	0	1.38	55.15	98.62	43.47
SD20	CR1	7	7.4	7.2	U1										
SD20	C2	10	10.4	10.2	U1	0.09	16.54	54.11	83.38	29.27	0	12.34	38.03	87.66	49.63
SD30	C1	4	4.5	4.25	U1	0	2.33	44.24	97.67	53.43	0	1.48	25.07	98.52	73.45

- RI06: si esclude per tutto il tratto lo strato dell'unità U1 non interessato dal livello di falda e quelli in corrispondenza del sondaggio SD39, dove le analisi granulometriche eseguite sui campioni posti a quota 4.0 e 10.0m da p.c. mostrano valori della percentuale di fine superiori al 67%;

Sondaggio	Campione	profondità			Unità	AGI/S					ASTM				
		da	a	media		G	S	L	L+A	A	G	S	L	L+A	A
		(m)	(m)	(m)		(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
SD39	C1	4	4.5	4.25	U1	0	7.1	46.37	92.9	46.53	0	6.25	37.61	93.75	56.14
SD39	CR1	5.7	6	5.85	U1	0.01	6.16	43.56	93.83	50.27	0	2.79	34.2	97.21	63.01

- VI02 le cui unità sabbiose intercettate sono comunque con livelli di falda generalmente sotto lo strato alluvionale e le analisi granulometriche eseguite sul campione posto a quota 4.0m da p.c. relativo al sondaggio SD35, mostrano valori della percentuale di fine superiori al 67% e si esclude quindi il rischio di liquefazione;

Sondaggio	Campione	profondità			Unità	AGI/S					ASTM				
		da	a	media		G	S	L	L+A	A	G	S	L	L+A	A
		(m)	(m)	(m)		(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
SD35	C1	4	4.5	4.25	U1	0	6.6	61.14	93.39	32.25	0	2.86	49.12	97.14	48.02

- RI11 e VI04 (spalla 1) che sono interessati da un livello di falda profondo, al di sotto delle coperture alluvionali recenti e quindi, tale da non interessare lo strato superficiale di unità U1 e le analisi granulometriche eseguite sul campione posto a quota 5.0m da p.c. relativo al sondaggio SD26 (in corrispondenza della spalla SP1), mostrano valori della percentuale di fine superiori al 67% e si esclude quindi il rischio di liquefazione.

Sondaggio	Campione	profondità			Unità	AGI/S					ASTM				
		da	a	media		G	S	L	L+A	A	G	S	L	L+A	A
		(m)	(m)	(m)		(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
SD26	C1	5	5.5	5.25	U1	0.16	19.81	53.59	80.04	26.45	0	11.78	54.8	88.22	33.42



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NODO DI CATANIA

INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL' AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DELTRATTO DI LINEA INTERESSATO.

RELAZIONE SULLA LIQUEFAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	FOGLIO
RS3H	00	D 78 RH	GE 00 05 001	34 di 49

Ai fini dell'analisi a liquefazione, nell'elaborazione delle prove si è considerato:

- il livello di falda massimo (lettura piezometrica più prossima al p.c.), indicato nel profilo geotecnico longitudinale;
- il contenuto di fine (FC) misurato da analisi granulometrica di laboratorio se disponibile campione nello strato, oppure contenuto di fine medio per ciascuna unità geotecnica.

5.7.1 Rilevato RI02, Trincea TR03 e Galleria GA01

I risultati delle elaborazioni vengono eseguite per i seguenti tratti di progressive con categoria di suolo C:

- RI02 da inizio a fine rilevato tra le pk 2+199 e pk 2+703;
- TR03 da inizio a fine opera tra le pk 1+837 e pk 2+199;
- GA01 da pk 1+700 fino al termine della galleria alla pk 1+837.

5.7.1.1 Prove SPT

I risultati derivanti da prove SPT eseguiti nei livelli sabbiosi dell'unità U1 (in terreni potenzialmente liquefacibili) sono presentati in Tabella 5 per le indagini che ricadono nella zona sismica S2.

Negli strati di sabbie alluvionali recenti in cui il fattore di sicurezza alla liquefazione è inferiore all'unità, non è possibile escludere la liquefazione.

Sondaggio	Falda	Profondità	N _{spt}	Zona sismica	M	rd	a _{gmax} /g	CSR	MFS	CN	N1(60)	FC	N1(60) _{cs}	CRR	FSL
		Media			5.95										
	(m)	(m)													
SD04	1.2	1.5	6	S2		0.985744	0.4	0.287	1.50	1.700	10.2	58.45	15.8	0.163	0.852
SD04	1.2	4.5	3	S2		0.927906	0.4	0.400	1.50	1.531	4.6	58.45	10.2	0.119	0.449
SD13	3	1.5	5	S2		0.985744	0.4	0.256	1.50	1.700	8.5	73.47	14.1	0.148	0.869
SD13	3	4.5	6	S2		0.927906	0.4	0.294	1.50	1.245	7.5	73.47	13.0	0.140	0.716
SBH5	2.3	3.3	6	S2		0.952813	0.4	0.296	1.50	1.437	8.6	73.47	14.2	0.149	0.757

Tabella 5 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prove SPT

L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove SPT è riportato di seguito.

Prova SPT	IPL	Rischio
SD04	14.5	alto
SD13	3.3	basso
SBH5	2.0	basso

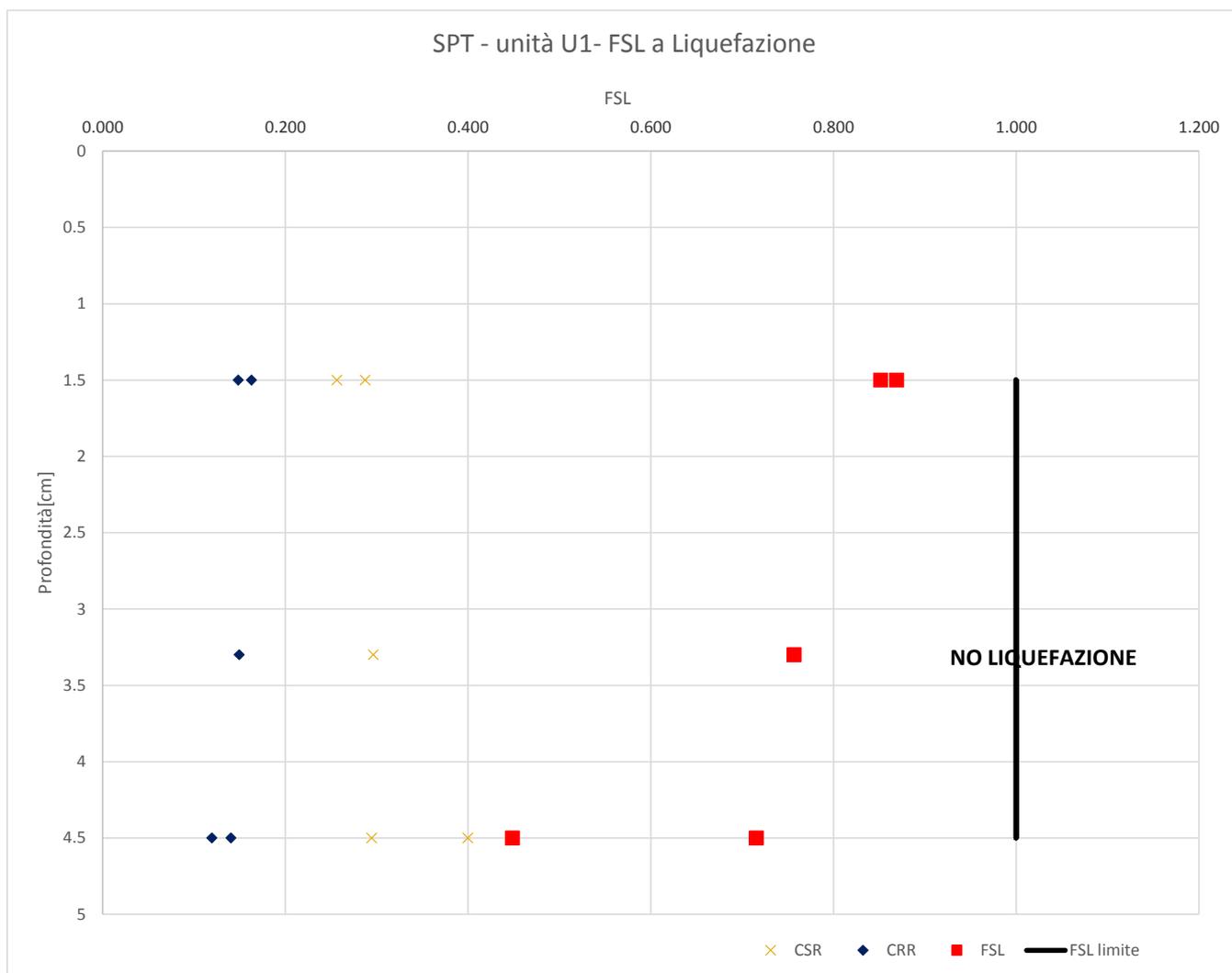


Figura 6 - Verifica a liquefazione da prove SPT

5.7.1.2 Prove CPT

Nelle seguenti figure si riporta l'elaborazione delle prove penetrometriche statiche in termini di valutazione del fattore di sicurezza al rischio di liquefazione.

Per quanto riguarda le prove penetrometriche statiche (CPT E1) si osserva per gli strati di sabbia alluvionale (unità U1) rischio di liquefazione generalmente molto basso per il primo metro e mezzo da piano campagna e coefficiente di sicurezza FSL prossimo all'unità fino ad una profondità di 4.0m da p.c. Nella seguente figura si sintetizzano i risultati della valutazione del rischio di liquefazione per le prove CPTU analizzate in questa zona.

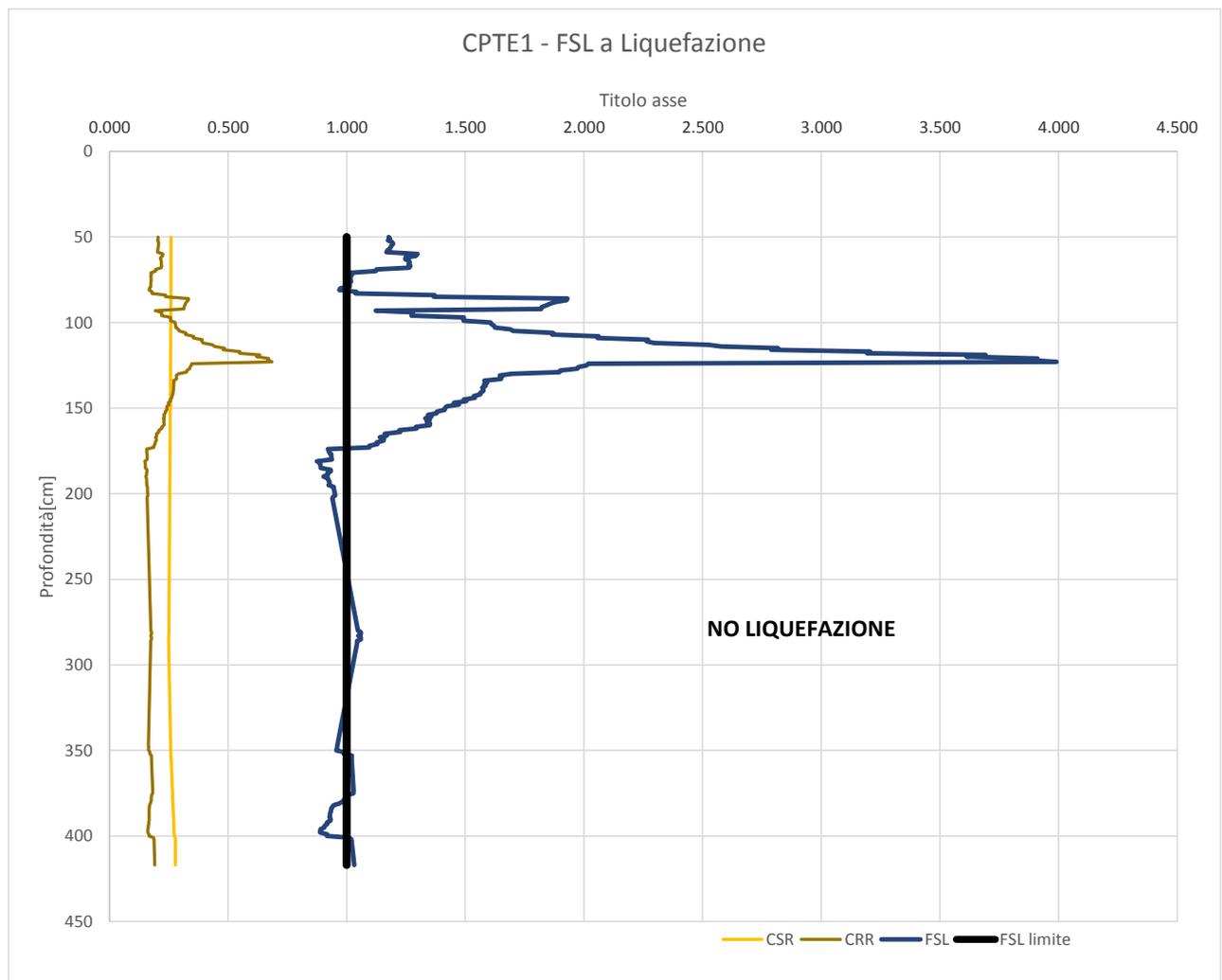


Figura 7 Sintesi delle analisi di liquefazione da prove CPT (CPT E1)



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NODO DI CATANIA

INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL' AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DELTRATTO DI LINEA INTERESSATO.

RELAZIONE SULLA LIQUEFAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	FOGLIO
RS3H	00	D 78 RH	GE 00 05 001	38 di 49

L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove CPT è riportato di seguito.

Prova CPT	IPL	Rischio
CPTE1	0.4	basso

5.7.1.3 Prove DH

Nelle seguenti figure si riporta l'elaborazione delle prove Down Hole in termini di valutazione del fattore di sicurezza al rischio di liquefazione.

Per quanto riguarda le prove DH (SD13) si osserva per gli strati di sabbia alluvionale (unità U1) rischio di liquefazione generalmente alto per il primo metro e mezzo da piano campagna e coefficiente di sicurezza FSL minimo pari a 0.6. Nella seguente tabella si sintetizzano i risultati della valutazione del rischio di liquefazione per le prove DH analizzate in questa zona.

DH-SD13											M= 5.95							
Strato	Spessore	Vs media	Unità	γ	z	falda	σ_v	u	σ'_v	Vs1	FC	Vs1*	rd	$a_{g_{max}}/g$	CSR	MFS	CRR	FLS
	m	m/s		kN/m ³	m	m	kPa	kPa	kPa	m/s		m/s						
1	1	103	U1	16.41	1.50	3	24.62	0.00	24.62	146.23	35	200	0.986	0.4	0.256	1.81	0.085	0.601
2	4	141	U1	17.39	4.00	3	69.56	10.00	59.56	160.50	35	200	0.939	0.4	0.285	1.81	0.114	0.721

Tabella 6 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prove DH

L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove DH è riportato di seguito.

Prova DH	IPL	Rischio
DH-SD13	12.6	alto

5.7.2 Rilevato RI04 e RI05

I risultati delle elaborazioni vengono eseguite per i seguenti tratti di progressive:

- RI04 tra le pk 0+700 e pk 1+100 con categoria di suolo C;
- RI05 tra le pk 1+825 e pk 2+675 con categoria di suolo D;

5.7.2.1 Prove SPT

I risultati derivanti da prove SPT eseguiti nei livelli sabbiosi dell'unità U1 (in terreni potenzialmente liquefacibili) sono presentati in Tabella 7 per le indagini che ricadono nelle zone sismiche S2 e S3.

Negli strati di sabbie alluvionali recenti in cui il fattore di sicurezza alla liquefazione è inferiore all'unità, non è possibile escludere la liquefazione.

Sondaggio	Falda	Profondità	N _{spt}	Zona sismica	M	rd	a _{gmax} /g	CSR	MFS	CN	N1(60)	FC	N1(60)cs	CRR	FSL
		Media			5.95										
	(m)	(m)													
SD17	5.33	4.5	21	S2		0.927906	0.4	0.241	1.50	1.080	22.7	61.73	28.3	0.395	2.457
SD21	2.5	1.5	6	S3		0.985744	0.407	0.261	1.50	1.700	10.2	63.18	15.8	0.163	0.938
SD21	2.5	4.3	6	S3		0.932199	0.407	0.319	1.50	1.317	7.9	63.18	13.5	0.144	0.678
SD22	1	1.5	5	S3		0.985744	0.407	0.318	1.50	1.700	8.5	93.39	14.0	0.148	0.698

Tabella 7 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prove SPT

L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove SPT è riportato di seguito.

Prova SPT	IPL	Rischio
SD17	0	Molto basso
SD21	4.6	basso
SD22	1.4	basso

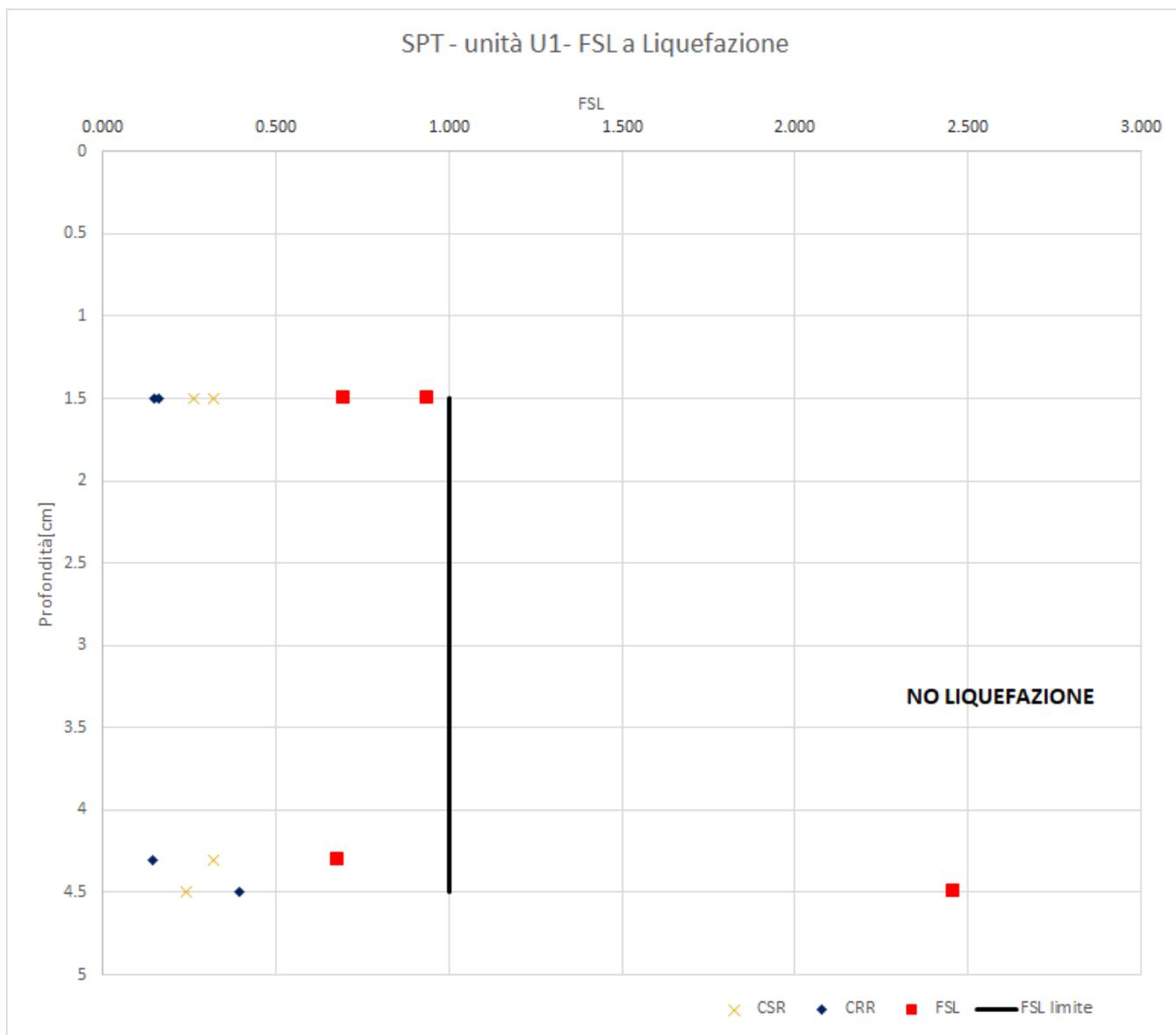


Figura 8 - Verifica a liquefazione da prove SPT

5.7.2.2 Prove CPT

Nelle seguenti figure si riporta l'elaborazione delle prove penetrometriche statiche in termini di valutazione del fattore di sicurezza al rischio di liquefazione.

Per quanto riguarda le prove penetrometriche statiche (CPTE8, CPTE9, CPTE10, CPTE11,) si osserva per gli strati di sabbia alluvionale (unità U1) rischio di liquefazione generalmente molto alto e coefficiente di sicurezza FSL inferiore all'unità fino ad una profondità di 6.0m da p.c., a meno della CPTE8 che mostra valori superiori all'unità fino a 2.5m da p.c. Nelle seguenti figure si sintetizzano i risultati della valutazione del rischio di liquefazione per le prove CPTE analizzate in questa zona.

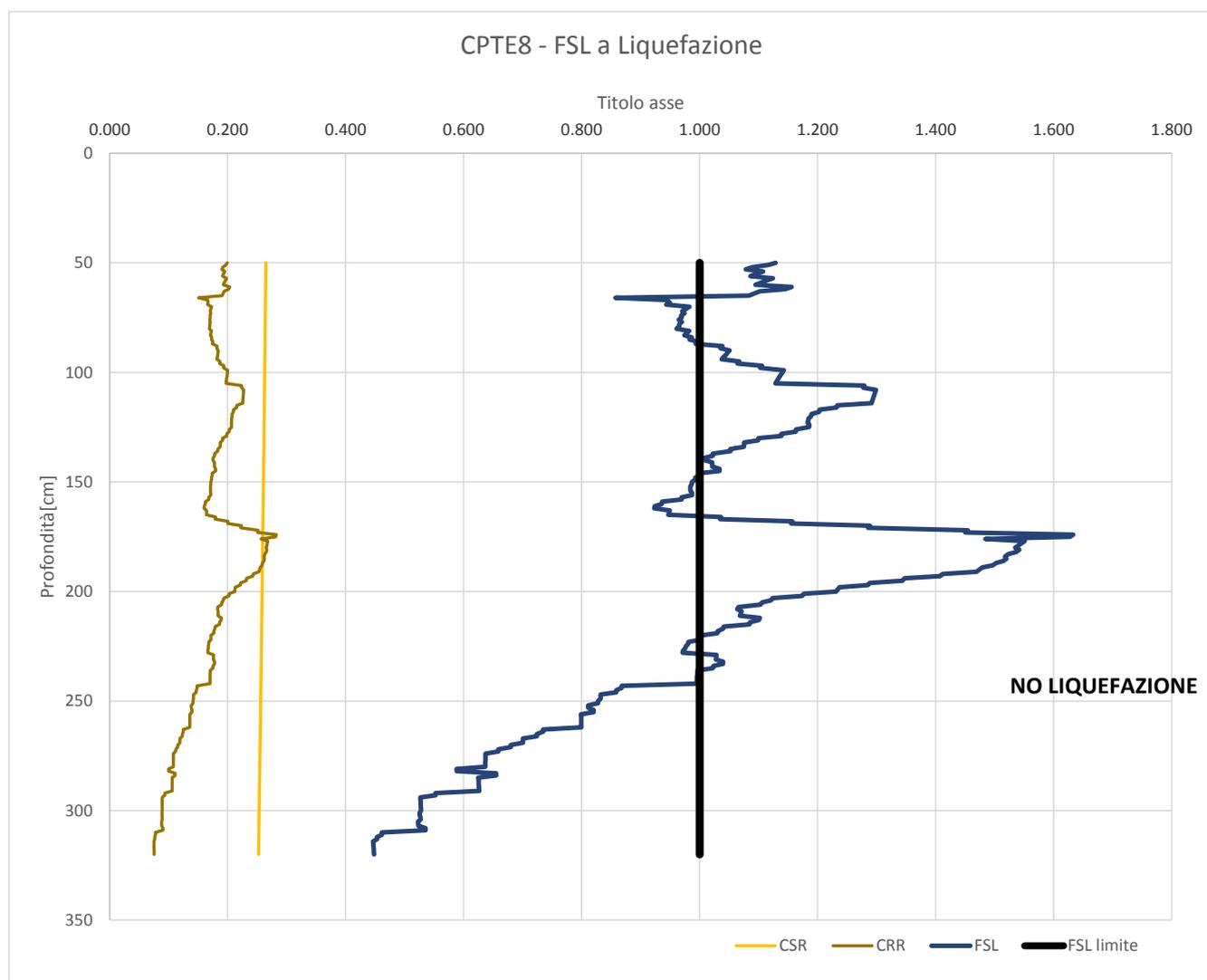


Figura 9 Sintesi delle analisi di liquefazione da prove CPT (CPT8)

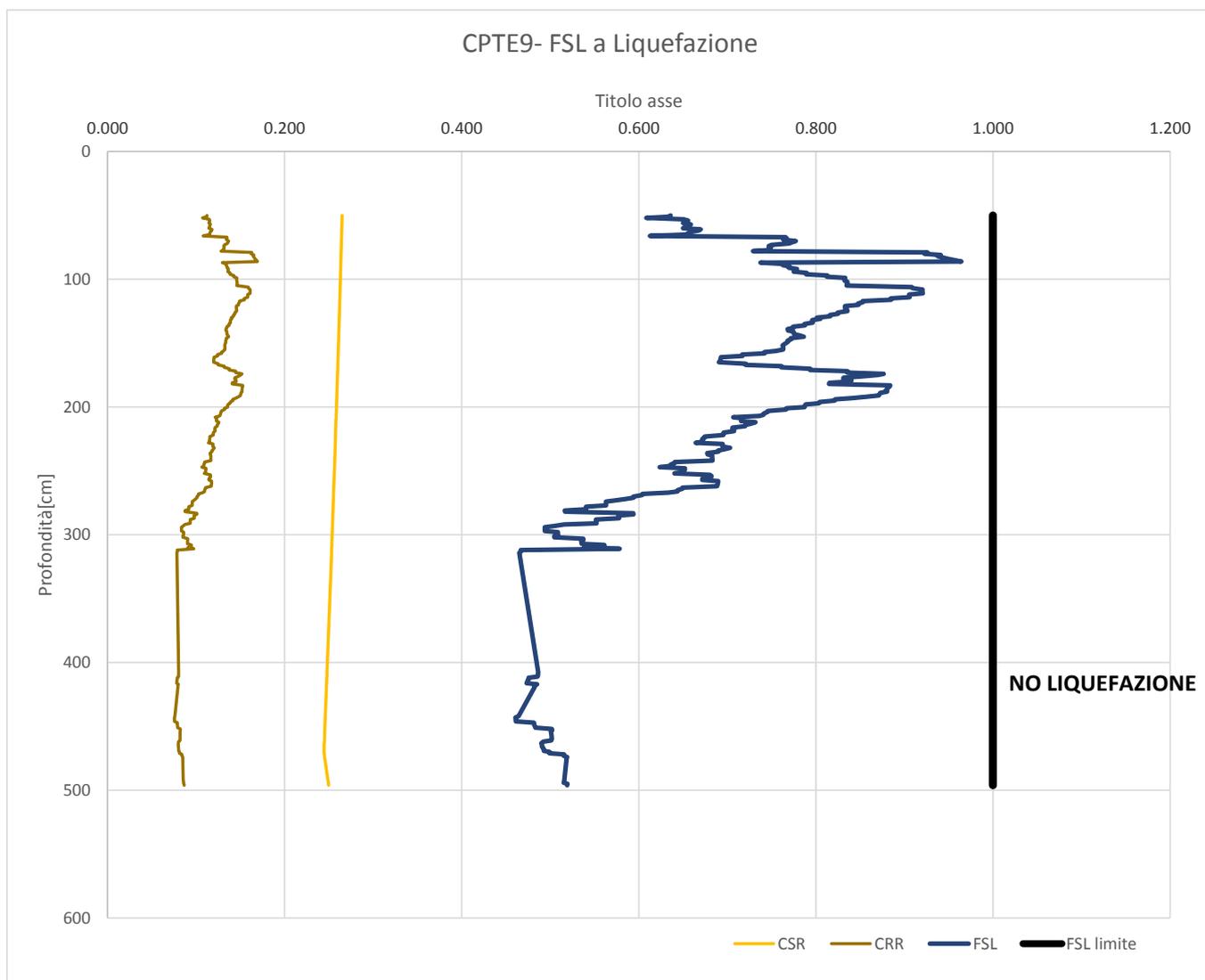


Figura 10 Sintesi delle analisi di liquefazione da prove CPT (CPT9)

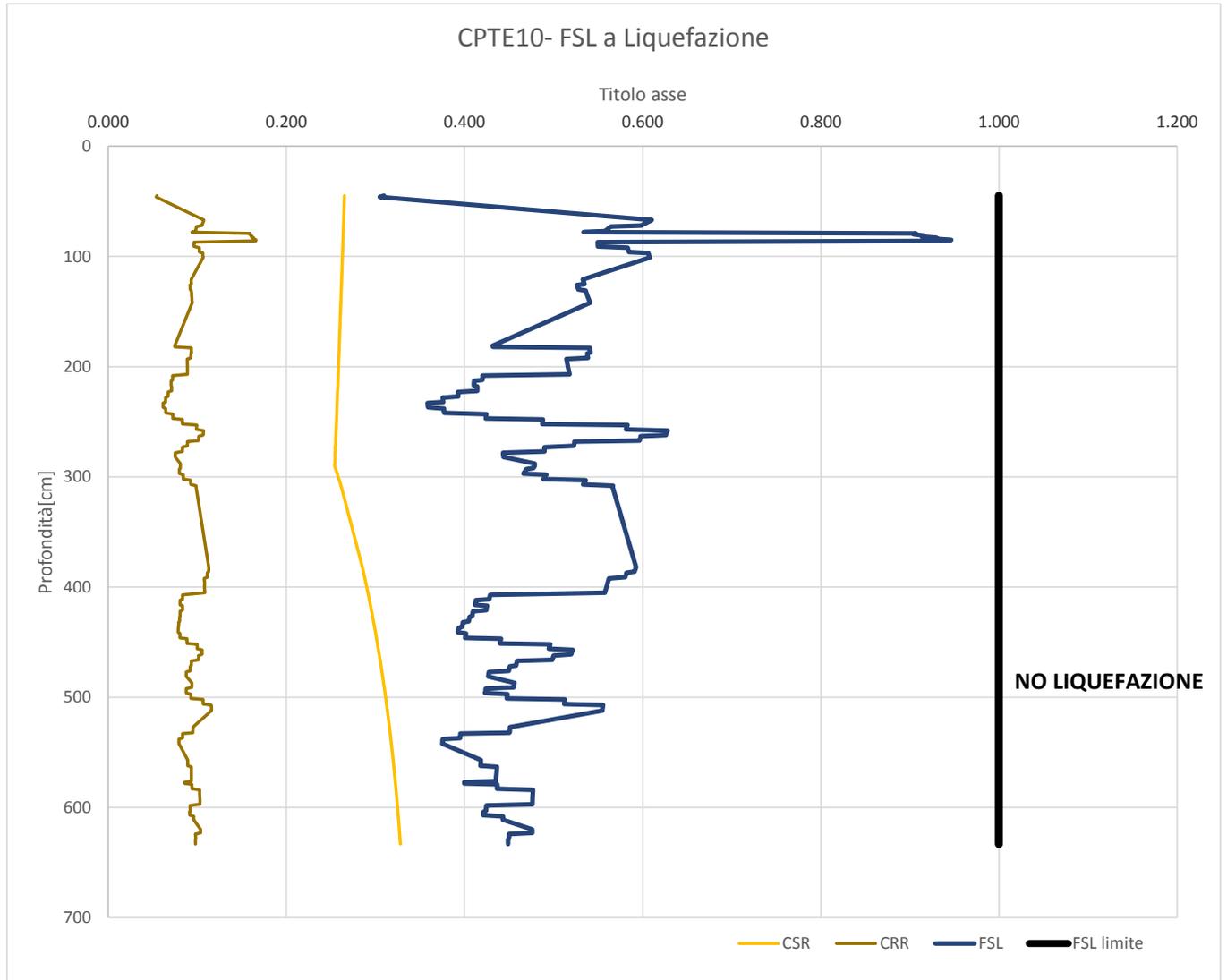


Figura 11 Sintesi delle analisi di liquefazione da prove CPT (CPT E10)

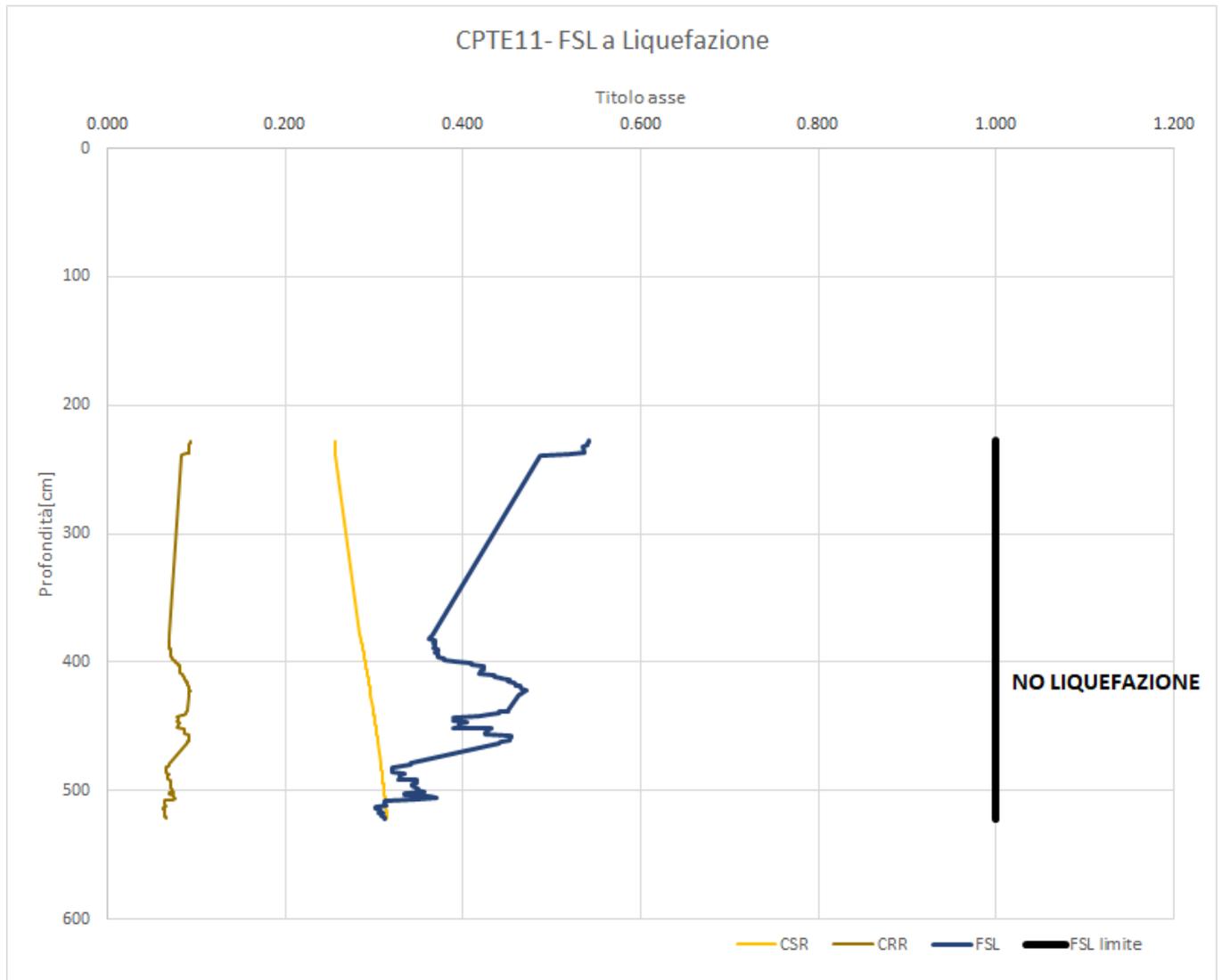


Figura 12 Sintesi delle analisi di liquefazione da prove CPT (CPT E11)

L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove CPT è riportato di seguito.

Prova CPT	IPL	Rischio
CPTE8	2.5	basso
CPTE9	8.8	alto
CPTE10	16.5	Molto alto
CPTE11	6.7	alto

5.7.2.3 Prove DH

Nelle seguenti figure si riporta l'elaborazione delle prove Down Hole in termini di valutazione del fattore di sicurezza al rischio di liquefazione.

Per quanto riguarda le prove DH (SD21 zona sismica S3) si osserva per gli strati di sabbia alluvionale (unità U1) rischio di liquefazione generalmente alto e coefficiente di sicurezza FSL minimo pari a 0.49. Nella seguente tabella si sintetizzano i risultati della valutazione del rischio di liquefazione per le prove DH analizzate in questa zona.

DH-SD21											M= 5.95								
Strato	Spessore	Vs media	Unità	γ	z	falda	σ_v	u	σ'_v	Vs1	FC	Vs1*	rd	$a_{g_{max}}/g$	CSR	MFS	CRR	FLS	
	m	m/s		kN/m ³	m	m	kPa	kPa	kPa	m/s		m/s							
1	1	108	U1	16.53	1.50	2.5	24.80	0.00	24.80	153.05	35	200	0.986	0.407	0.261	1.81	0.097	0.674	
2	3	123	U1	17.84	3.50	2.5	62.44	10.00	52.44	144.54	35	200	0.949	0.407	0.299	1.81	0.082	0.499	

Tabella 8 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prove DH

L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove DH è riportato di seguito.

Prova DH	IPL	Rischio
DH-SD21	15.4	Molto alto

5.7.3 Rilevato RI12, RI13, Viadotto VI04 e Galleria GA03

I risultati delle elaborazioni vengono eseguite per i seguenti tratti di progressive:

- VI04 da inizio a fine opera tra le pk 0+425 e pk 0+475 con categoria di suolo C;
- RI12 da inizio a fine rilevato tra le pk 0+475 e pk 0+695 con categoria di suolo C;
- GA03 da inizio a fine opera tra le pk 0+695 e pk 0+735 con categoria di suolo C.
- RI13 tra le pk 0+735 e pk 1+025 con categoria di suolo C;

5.7.3.1 Prove SPT

I risultati derivanti da prove SPT eseguiti nei livelli sabbiosi dell'unità U1 (in terreni potenzialmente liquefacibili) sono presentati in Tabella 9 per le indagini che ricadono nella zona sismica S2.

Negli strati di sabbie alluvionali recenti in cui il fattore di sicurezza alla liquefazione è inferiore all'unità, non è possibile escludere la liquefazione.

Sondaggio	Falda	Profondità	N _{spt}	Zona sismica	M	rd	ag _{max} /g	CSR	MFS	CN	N1(60)	FC	N1(60)cs	CRR	FSL
		Media			5.95										
SD19	7	1.5	5	S2		0.985744	0.4	0.256	1.50	1.700	8.5	80.04	14.0	0.148	0.868
SD19	7	4.5	8	S2		0.927906	0.4	0.241	1.50	1.105	8.8	80.04	14.4	0.151	0.939
SD19	7	7.5	9	S2		0.858361	0.4	0.232	1.50	0.853	7.7	80.04	13.2	0.142	0.919
SD27	5	1.5	4	S2		0.985744	0.4	0.256	1.50	1.700	6.8	49.03	12.4	0.136	0.794
SD27	5	4.2	8	S2		0.934325	0.4	0.243	1.50	1.149	9.2	49.03	14.8	0.155	0.955
SD27	5	7.4	5	S2		0.860798	0.4	0.271	1.50	0.927	4.6	49.03	10.3	0.120	0.663
SD34	5	1.5	4	S2		0.985744	0.4	0.256	1.50	1.700	6.8	49.03	12.4	0.136	0.794
SD34	5	4.5	8	S2		0.927906	0.4	0.241	1.50	1.106	8.8	49.03	14.5	0.152	0.943
SD34	5	7.5	4	S2		0.858361	0.4	0.272	1.50	0.922	3.7	49.03	9.3	0.113	0.624
SD34	5	10.5	5	S2		0.783635	0.4	0.284	1.50	0.814	4.1	49.03	9.7	0.116	0.612

Tabella 9 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prove SPT

L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove SPT è riportato di seguito.

Prova SPT	IPL	Rischio
SD19	0.3	basso
SD27	5.1	alto
SD34	16.0	Molto alto

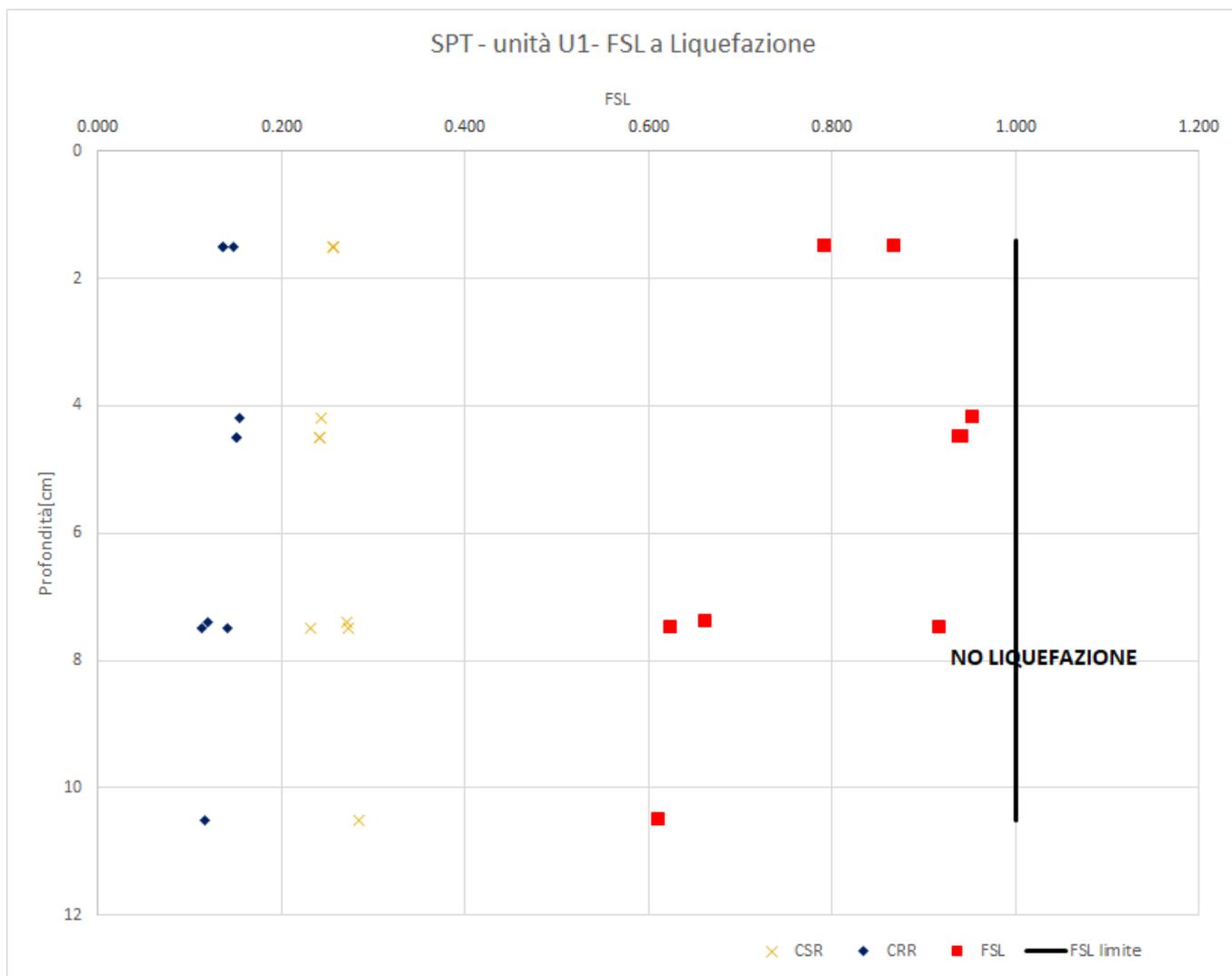


Figura 13 - Verifica a liquefazione da prove SPT

5.7.3.2 Prove CPT

Nelle seguenti figure si riporta l'elaborazione delle prove penetrometriche statiche in termini di valutazione del fattore di sicurezza al rischio di liquefazione.

Per quanto riguarda le prove penetrometriche statiche (CPTE6) si osserva per gli strati di sabbia alluvionale (unità U1) rischio di liquefazione generalmente molto basso. Nella seguente figura si sintetizzano i risultati della valutazione del rischio di liquefazione per le prove CPTU analizzate in questa zona.

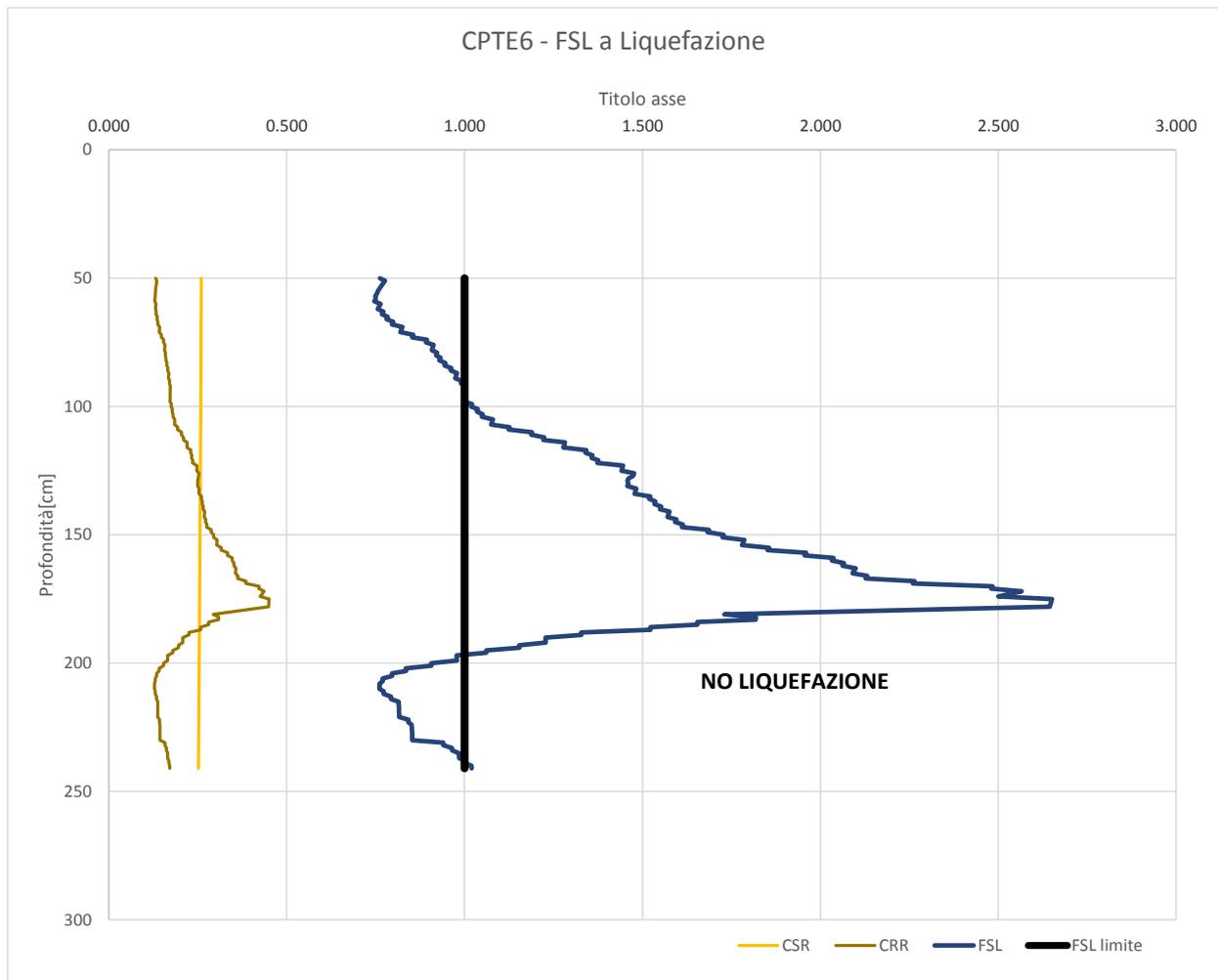


Figura 14 Sintesi delle analisi di liquefazione da prove CPT (CPTE6)



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NODO DI CATANIA

INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL' AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DELTRATTO DI LINEA INTERESSATO.

RELAZIONE SULLA LIQUEFAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	FOGLIO
RS3H	00	D 78 RH	GE 00 05 001	49 di 49

L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove CPT è riportato di seguito.

Prova CPT	IPL	Rischio
CPTE6	1.3	basso

5.7.3.3 Prove DH

Nelle seguenti figure si riporta l'elaborazione delle prove Down Hole in termini di valutazione del fattore di sicurezza al rischio di liquefazione.

Per quanto riguarda le prove DH (SD19 e SD34) si osserva per gli strati di sabbia alluvionale (unità U1) rischio di liquefazione generalmente basso e coefficiente di sicurezza FSL inferiore all'unità solo in corrispondenza della verticale SD34 ad una profondità di 2.0m. Nella seguente tabella si sintetizzano i risultati della valutazione del rischio di liquefazione per le prove DH analizzate in questa zona.

DH-SD19													M=	5.95							
Strato	Spessore	Vs media	Unità	γ	z	falda	σ_v	u	σ'_v	Vs1	FC	Vs1*	rd	$a_{g_{max}}/g$	CSR	MFS	CRR	FLS			
	m	m/s		kN/m ³	m	m	kPa	kPa	kPa	m/s		m/s									
1	1	160	U1	16.56	1.50	5.3	24.84	0.00	24.84	226.64	35	200	0.986	0.4	0.256	1.81	NO LIQUEF	NO LIQUEF			
2	9	180	U1	17.43	6.50	5.3	113.30	12.00	101.30	179.42	35	200	0.882	0.4	0.257	1.81	0.193	1.360			

DH-SD34													M=	5.95							
Strato	Spessore	Vs media	Unità	γ	z	falda	σ_v	u	σ'_v	Vs1	FC	Vs1*	rd	$a_{g_{max}}/g$	CSR	MFS	CRR	FLS			
	m	m/s		kN/m ³	m	m	kPa	kPa	kPa	m/s		m/s									
1	2	114	U1	16.51	2.00	3.6	33.02	0.00	33.02	150.39	49.03	192.985	0.977	0.4	0.254	1.81	0.101	0.719			
2	5	169	U1	17.49	5.50	3.6	96.20	19.00	77.20	180.30	49.03	192.985	0.906	0.4	0.293	1.81	0.278	1.712			

Tabella 10 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prove DH

L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove DH è riportato di seguito.

Prova DH	IPL	Rischio
DH-SD19	0	Molto basso
DH-SD34	5.1	alto