

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA
U.O. PRODUZIONE SUD E ISOLE

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA PESCARA - BARI
RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI-LESINA
(Infrastrutture strategiche legge n. 443/2001)

Lotto 1: Ripalta- Lesina

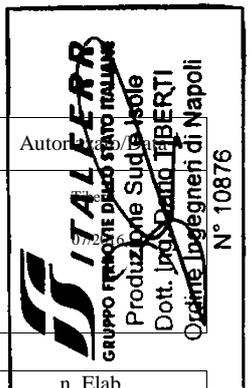
GEOTECNICA
RELAZIONE DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE LIQUEFAZIONE

SCALA:

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

L I 0 0 0 1 D 7 8 C L G E 0 0 0 5 0 0 3 A

Revis.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data
A	EMISSIONE	L. Infante	07/2016	D. Caputo	07/2016	F. Gernone	07/2016
						<i>F. Gernone</i>	



INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
3	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	7
3.1	RISPOSTA SISMICA	7
3.1.1	<i>Categoria di sottosuolo</i>	8
3.1.2	<i>Azioni sismiche di progetto:</i>	9
3.1.3	<i>Magnitudo</i>	9
4	CONDIZIONI GEOTECNICHE: STRATIGRAFIA E FALDA	10
4.1	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INTERCETTATE	10
4.2	SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	11
4.3	FALDA	14
5	ANALISI DI LIQUEFAZIONE	16
5.1	GENERALE.....	16
5.2	METODOLOGIE DI ANALISI.....	19
5.3	ANALISI BASATE SU PROVE SPT	21
5.4	ANALISI BASATE SU PROVE CPT	23
5.5	ANALISI BASATE SULLE ONDE DI TAGLIO VS.....	24
5.6	RISULTATI.....	26
5.6.1	<i>Prove SPT</i>	26
5.6.2	<i>Prove CPT</i>	27
5.6.3	<i>Prove sismiche</i>	33
5.7	SINTESI RISULTATI.....	37
6	POSSIBILI CONSEGUENZE DELLA LIQUEFAZIONE	38
6.1	VERIFICHE DI STABILITÀ IN CASO DI LIQUEFAZIONE.....	38
6.2	STIMA DEI CEDIMENTI POST-LIQUEFAZIONE.....	41
6.3	INFLUENZA DELLA LIQUEFAZIONE SUI PALI DI FONDAZIONE	46
7	INTERVENTI DI MITIGAZIONE	47
7.1	SCOPO E ENTITÀ DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE	47
7.2	TIPOLOGIA DI TRATTAMENTO	47

7.3	ANALISI POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE POST- INTERVENTO.....	50
8	APPENDICE A. ANALISI DI STABILITA'. TABULATI DI CALCOLO PCSTABL.....	51
8.1	ANALISI STABILITÀ RILEVATO FERROVIARIO H=5 M	51

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 del raddoppio della tratta ferroviaria Termoli – Lesina della linea Pescara – Bari, lotto 1: Ripalta - Lesina.

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. 14-01-08 (NTC-2008);
- [N.2]. Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- [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.
- [N.5]. RFI DTC SICS MA IFS 001 A del 29-12-15 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- [N.6]. RFI DTC SICS SP IFS 001 B del 24-12-15 – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.

2.2 **DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

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

- D.1. LI00 00 1 69 RG GE0001 001 A – Linea Pescara – Bari. Raddoppio della tratta ferroviaria Termoli – Lesina. Lotto 1: Ripalta-Lesina. Progetto Definitivo. Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e geologico-tecnica.
- D.2. LI00 01 D78 RH GE0005 001 A - Linea Pescara-Bari – Raddoppio della tratta ferroviaria Termoli-Lesina: lotto 1: Ripalta-Lesina. Progetto Definitivo. Relazione geotecnica.
- D.3. LI00 01 D78 F6 GE0005 001 A÷ LI00 01 D78 F6 GE0005 004 A - Linea Pescara-Bari – Raddoppio della tratta ferroviaria Termoli-Lesina: lotto 1: Ripalta-Lesina. Progetto Definitivo. Profilo longitudinale. (4 tavole formato A0).
- D.4. LI00 01 D78 CL GE0005 001 A - Linea Pescara-Bari – Raddoppio della tratta ferroviaria Termoli-Lesina: lotto 1: Ripalta-Lesina. Progetto Definitivo. Rilevati ferroviari. Relazione di stabilità e calcolo cedimenti.
- D.5. LI00 01 D78 CL GE0005 002 A - Linea Pescara-Bari – Raddoppio della tratta ferroviaria Termoli-Lesina: lotto 1: Ripalta-Lesina. Progetto Definitivo. Trincee ferroviarie. Relazione di stabilità.
- D.6. LI00 01 D78 WZ GE0005 001 A - Linea Pescara-Bari – Raddoppio della tratta ferroviaria Termoli-Lesina: lotto 1: Ripalta-Lesina. Progetto Definitivo. Rilevati. Interventi di mitigazione alla liquefazione.

- D.7. LI00 01 D78 RH GE0005 002 A - Linea Pescara-Bari – Raddoppio della tratta ferroviaria Termoli-Lesina: lotto 1: Ripalta-Lesina. Progetto Definitivo. Relazione geotecnica di calcolo delle fondazioni del viadotto.
- D.8. LI0002D11BZID0002004A - Progetto Definitivo. Raddoppio della Linea ferroviaria Termoli-Lesina Lotto 1: Ripalta - Lesina. Tipologico opere di presidio idraulico – fondazioni in alveo e protezioni.

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_{V_R} associate a ciascuno degli stati limite considerati.

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

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

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 d'arte 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:

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

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

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

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 $V_{s,30}$. Si può ricavare il parametro $V_{s,30}$ mediante la relazione:

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

Per la definizione della categoria di sottosuolo sismica, in accordo alla normativa vigente sono state eseguite indagini sismiche finalizzate alla determinazione della $V_{s,30}$, in particolare sono state eseguite prove sismiche di tipo Cross-Hole, Down Hole e MASW. Inoltre, per caratterizzare la zona della prima parte del viadotto, interessata da predominanza di terreni coesivi, si sono utilizzati anche i dati di resistenza al taglio non drenata ($c_{u,30}$) da pocket Penetrometer e da prove CPT e i valori di $V_{s,30}$ estrapolati da CPT (in base alla correlazione di Mayne & Rix, 1993).

Dall'interpretazione delle indagini si evince che lungo il tracciato il valore della velocità $V_{s,30}$ è piuttosto variabile, passando da categoria C a D ed anche localmente a B (vedasi tabella seguente); quindi cautelativamente per il dimensionamento delle opere si considera:

- Da inizio tracciato km 0+000 al km 2+300 si associa una categoria di sottosuolo sismica C;
- Dal km 2+300 al km 3+100 si associa una categoria di sottosuolo sismica D. Come si evince dalla seguente tabella, le verticali di indagine CHIA33V15 e PEIA33V08 mostrano con la profondità valori di velocità delle onde di taglio V_s e valori di resistenza in condizioni non drenata (c_u) più bassi delle verticali di indagine ubicate vicino. Quindi è lecito presupporre che la categoria di sottosuolo D sia limitata alla zona della spalla, comunque cautelativamente si considera la categoria di sottosuolo D per l'intervallo di progressive indicato.
- Dal km 3+100 a fine tracciato al km 6+840, si associa una categoria di sottosuolo sismica C.

Tabella 1 – Definizione categoria di sottosuolo sismica da indagini

PROVA	Progressiva [km]	Tipo di prova	$V_{s,30}$ [m/s]	$c_{u,30}$ [kPa]	Categoria sottosuolo sismica
H1-S1 / XH	0+144	Down_hole	372		B
XI	da 0+100 a 0+440	RE.MI./MASW	342		C
H3-S3	2+082	Down_hole	198		C
XG	Da 2+100 a 2+220	RE.MI./MASW	208		C
PCIA33V16	2+410	sondaggio	-	91	C
PEIA33V08	2+567	CPT	$V_s=180\div 220$	$C_u<70$	D
CH V14-V15	2+569.5	Cross Hole	166	75	D
PCIA33V13	2+596	sondaggio	-	99	C
PEIA33V12	2+654	CPT	$V_s=200\div 280$	$C_u=70\div 150$	C
PCIA33V12	2+695	sondaggio	-	103	C
PEIA33V07	2+757	CPT	$V_s=200\div 280$	$C_u=70\div 150$	C
PCIA33V11	2+799	sondaggio	-	150	C
PCIA33V10	2+889	sondaggio	-	84	C
PCIA33V09	2+966	sondaggio	-	97	C
CH V01-V02	3+717.5	Cross Hole	402		B
XD	Da 4+750 a 5+070	RE.MI./MASW	333		C
XE		RE.MI./MASW	355		C
XF	Da 4+110 a 4+250	RE.MI./MASW	402		B
H7-S7	6+008	Down_hole	396		B
XM	Da 6+200 a 6+600	RE.MI./MASW	380		B
XA		RE.MI./MASW	352		C
XB		RE.MI./MASW	336		C
XC		RE.MI./MASW	382		B

3.1.2 Azioni sismiche di progetto:

Per il sito in esame, sulla base di quanto riportato nei capitoli precedenti, si ha (per i dettagli si rimanda alla relazione geotecnica generale ed alla relazione geologica):

- accelerazioni massime attese al piano campagna sono pari a $a_{max} = 0.35$ g per zona con categoria tipo C.
- accelerazioni massime attese al piano campagna sono pari a $a_{max} = 0.38$ g per zona con categoria tipo D.

3.1.3 Magnitudo

Sulla base di quanto dettagliatamente riportato nella relazione geologica del tracciato, ai fini della valutazione della suscettibilità alla liquefazione del terreno di fondazione, la magnitudo viene assunta pari a $M = 6.83$.

4 CONDIZIONI GEOTECNICHE: STRATIGRAFIA E FALDA

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 e sarà utilizzato per la definizione della successione stratigrafica in corrispondenza delle singole opere in progetto e della linea in generale.

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 terreno vegetale (Rv) costituito prevalentemente da limo sabbioso debolmente argilloso con resti vegetali e inclusi clasti e da terreno di riporto antropico (Ra) costituente il rilevato ferroviario esistente;

Depositi alluvionali recenti (unità geologica 5): si tratta di terreni alluvionali che si possono distinguere in base alla composizione granulometrica in:

- **Unità 5AL:** argille limose e limi argillosi con locali intercalazioni centimetriche di limi sabbiosi e/o di sabbie fini limose;
- **Unità 5GS:** ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-arrotondate ad arrotondate, con matrice sabbiosa e sabbioso-limosa da scarsa ad abbondante;
- **Unità 5S:** sabbie e sabbie limose.

Depositi alluvionali terrazzati (unità geologica 6) – Unità 6AL: si tratta di argille limose e limi argillosi;

Conglomerati di Campomarino (unità geologica 7): Si tratta di ghiaie e ciottoli arrotondati in matrice sabbioso-limosa, a luoghi debolmente argillosa di colore marrone chiaro, da poco a moderatamente cementata, a luoghi intercalata a sabbie debolmente addensate ed argille limose giallo-verdastre. Quindi si distinguono tre diverse unità geotecniche:

- **Unità 7GS:** conglomerati poligenici ed eterometrici, ad elementi prevalentemente arenacei e calcareo-marnosi da sub-angolosi ad arrotondati, con matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio e giallastro, da scarsa ad abbondante.

- **Unità 7S:** sabbie e sabbie limose avana scuro, avana-beige e avana giallastro.
- **Unità 7AL:** argille limose e limi argillosi.

Sabbie di Serracapriola (unità geologica 8): sabbie medio-fini di colore giallastro e rossastro, prevalentemente quarzose e a grado di cementazione variabile (**Unità 8S**): Talvolta sono presenti lenti di conglomerati grossolani ad elementi prevalentemente arenacei e calcareo-marnosi, da poco a discretamente cementati (**Unità 8GS**).

Argille subappenniniche (unità geologica 9) – Unità 9AL: si tratta di argille limose e limi argillosi di colore grigio e grigio-azzurro, con frequenti 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.

Depositi alluvionali recenti - Unità 5AL (Argille limose e limi argillosi)

$\gamma = 18.5 \div 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \div 15 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 23 \div 25^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 40 \div 150 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$V_s = 150 \div 250 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 45 \div 125 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 90 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale

Depositi alluvionali recenti - Unità 5GS (Ghiaia sabbiosa)

$\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 33 \div 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$V_s = 330 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 200 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 550 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale

Depositi alluvionali recenti - Unità 5S (Sabbia, sabbia limosa)

$\gamma = 19\div 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 28\div 33^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$V_s = 150\div 300 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 50\div 170 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 110\div 450 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale

Depositi alluvionali terrazzati - Unità 6AL (Argille limose e limi argillosi)

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5\div 20 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 23\div 26^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 100\div 350 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$E_o = 200\div 350 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale

Conglomerati di Campomarino - Unità 7AL (Argille limose e limi argillosi)

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5\div 15 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 24\div 26^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 75\div 350 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$V_s = 300\div 400 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 100\div 320 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 200\div 800 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale

Conglomerati di Campomarino - Unità 7S (Sabbia, sabbia limosa)

$\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 33\div 37^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$V_s = 200\div 350 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio;

$G_o = 80 \div 240$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale

$E_o = 200 \div 600$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale

Conglomerati di Campomarino - Unità 7GS (Ghiaia sabbiosa)

$\gamma = 20.5$ kN/m³ peso di volume naturale

$c' = 0$ kPa coesione drenata

$\phi' = 37 \div 40$ ° angolo di resistenza al taglio

$V_s = 250 \div 400$ m/s velocità delle onde di taglio;

$G_o = 120 \div 300$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale

$E_o = 300 \div 800$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale

Sabbie di Serracapriola – Unità 8S (Sabbia, sabbia limosa)

$\gamma = 19 \div 20$ kN/m³ peso di volume naturale

$c' = 0$ kPa coesione drenata

$\phi' = 34$ ° angolo di resistenza al taglio

$V_s = 220 \div 230$ m/s velocità delle onde di taglio;

$E_o = 240 \div 270$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale

Sabbie di Serracapriola – Unità 8GS (Ghiaia sabbiosa)

$\gamma = 19 \div 20$ kN/m³ peso di volume naturale

$c' = 0$ kPa coesione drenata

$\phi' = 38$ ° angolo di resistenza al taglio

$V_s = 290 \div 400$ m/s velocità delle onde di taglio;

$E_o = 400 \div 800$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale

Argille subappenniniche – Unità 9AL (Argille limose e limi argillosi)

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

$c' = 5 \div 15$ kPa coesione drenata

$\varphi' = 24 \div 27^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 75 \div 250$ kPa	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$V_s = 380$ m/s	velocità delle onde di taglio;
$G_o = 280$ MPa	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 300 \div 730$ MPa	modulo di deformazione elastico iniziale

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 nelle diverse campagne d’indagine. Per la campagna del 2016, al momento della stesura del presente elaborato, si ha a disposizione una sola lettura piezometrica.

Nella tabella e figure seguenti si riportano le letture piezometriche espresse in metri di profondità dal p.c. ed in quota assoluta.

Nel profilo stratigrafico longitudinale è stato rappresentato il livello di falda massimo lungo il tracciato, desunto dalle letture piezometriche a disposizione. Per definire il livello piezometrico di progetto per le varie opere si dovrà tenere conto anche del fatto che la zona è soggetta ad allagamento; quindi per il tratto da inizio tracciato fino alla fine circa del viadotto Ripalta, il livello di falda di progetto per le opere definitive andrà assunto coincidente con il p.c. locale. Per il dimensionamento delle opere ed in particolare le verifiche di stabilità dei rilevati si farà riferimento anche all’elaborato D.8. Dopo il viadotto Ripalta il livello della falda si approfondisce rispetto al p.c.; dal km 4+200 circa fino a fine tracciato il livello della falda si approfondisce a 10-15 m dal p.c..

Tabella 2 – Tabelle Letture piezometriche in quota assoluta

SONDAGGIO	Quota boccaforo m s.l.m.	22-01-2000	11-02-2000	03-02-2010	11-03-2016	MAX (m s.l.m.)	MIN (m s.l.m.)	MEDIA (m s.l.m.)
PNIA33V05	5.51			1.41		1.41	1.41	1.41
PNIA33V06	5.54			1.44		1.44	1.44	1.44
PNIA33V08	6.05			1.15		1.15	1.15	1.15
PCIA33V09	6.68			1.78		1.78	1.78	1.78
PCIA33V10	6.36			1.16		1.16	1.16	1.16
PCIA33V11	6.59			1.09		1.09	1.09	1.09
PCIA33V12	6.75			2.15		2.15	2.15	2.15
PCIA33V13	6.86			3.86		3.86	3.86	3.86
PCIA33V16	6.80			3.80		3.80	3.80	3.80
PNIA33V17	10.00			3.00		3.00	3.00	3.00
PNLIA3V06	19.20			5.64		5.64	5.64	5.64
PNLIA3V07	11.60			4.48		4.48	4.48	4.48
PNLIA3V09	4.20			2.85		2.85	2.85	2.85
PCLIA3V02	3.00			1.83		1.83	1.83	1.83
PCLIA3V03	3.50			3.20		3.20	3.20	3.20
S2-2016	2.45				2.25	2.25	2.25	2.25
S4-2016	15.776				1.25	1.25	1.25	1.25
S6-2016	22.128				2.73	2.73	2.73	2.73
S8-2016	25.351				13.95	13.95	13.95	13.95
SC14	3.2	2.33	2.33			2.33	2.33	2.33

Tabella 3 – Tabelle Letture piezometriche in m da p.c.

SONDAGGIO	Quota boccaforo m s.l.m.	22-01-2000	11-02-2000	03-02-2010	11-03-2016	MAX soggiacenza (m da pc)	MIN soggiacenza (m da pc)	MEDIA (m da pc)
PNIA33V05	5.511			4.10		4.10	4.10	4.10
PNIA33V06	5.536			4.10		4.10	4.10	4.10
PNIA33V08	6.045			4.90		4.90	4.90	4.90
PCIA33V09	6.680			4.90		4.90	4.90	4.90
PCIA33V10	6.355			5.20		5.20	5.20	5.20
PCIA33V11	6.588			5.50		5.50	5.50	5.50
PCIA33V12	6.750			4.60		4.60	4.60	4.60
PCIA33V13	6.857			3.00		3.00	3.00	3.00
PCIA33V16	6.800			3.00		3.00	3.00	3.00
PNIA33V17	10.000			7.00		7.00	7.00	7.00
PNLIA3V06	19.2			13.56		13.56	13.56	13.56
PNLIA3V07	11.6			7.12		7.12	7.12	7.12
PNLIA3V09	4.2			1.35		1.35	1.35	1.35
PCLIA3V02	3			1.17		1.17	1.17	1.17
PCLIA3V03	3.5			0.3		0.30	0.30	0.30
S2-2016	2.45				0.2			
S4-2016	15.776				14.53			
S6-2016	22.128				19.4			
S8-2016	25.351				11.4			
SC14	3.2	0.87	0.87					

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 NTC08 al paragrafo 7.11.3.4.2 affermano che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di free-field minori di 0.1 g;
3. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. 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;
5. 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 $U_c > 3.5$.

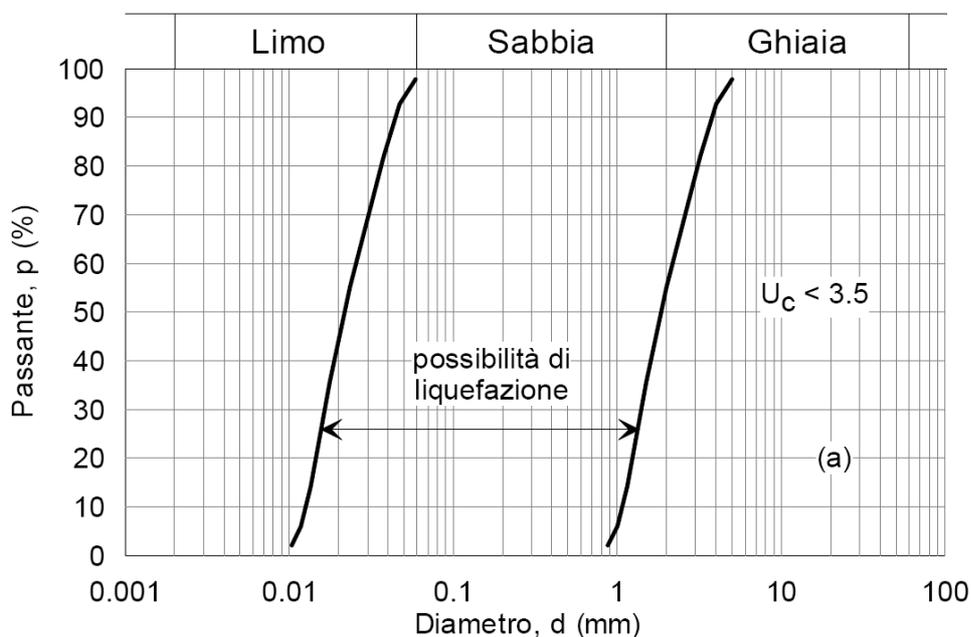


Figura 1 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per $U_c < 3.5$

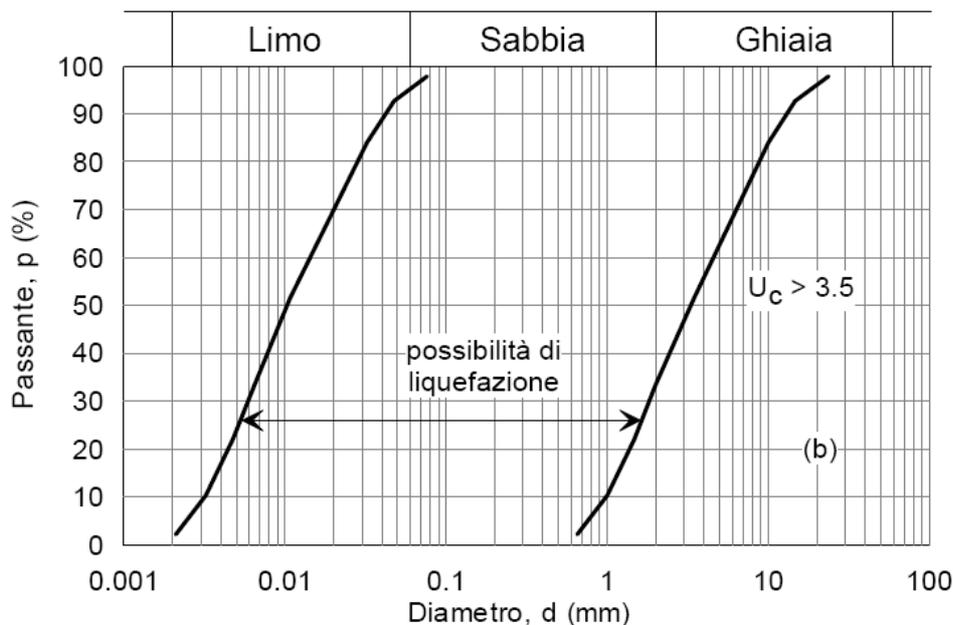


Figura 2- Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per $U_c > 3.5$

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 M pari a 6.83;
- le accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di free-field sono 0.35 per le opere in categoria sottosuolo C e 0.38 per quelle in categoria D;
- la profondità della falda è prossima al p.c. fino al km 4+200 circa, poi si approfondisce tra i 10 e i 15 m da p.c. fino a fine tracciato,
- sono presenti in alcune zone strati sabbiosi e/o limo-sabbiosi di bassa plasticità con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} < 30$.

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

In corrispondenza di alcune verticali di indagine, si sono osservati bassi valori di N_{SPT} (< 25 colpi/30 cm) in corrispondenza di alcuni livelli di alluvioni sabbiose fini - unità 5S. Anche dalla documentazione dei sondaggi, in corrispondenza di questi livelli, il materiale si presenta molto sciolto e si denota una certa disomogeneità a

confronto della consistenza generale della carota negli altri strati.

Per il tracciato in esame la stima del potenziale rischio di liquefazione è stata condotta usando i risultati di diverse indagini: prove SPT, prove CPT e prove sismiche Down-Hole.

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):

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

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 per via iterativa dalla relazione di Boulanger e Idriss (2004):

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

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):

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

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; per i valori relativi ai sondaggi del 2011, per i quali non è disponibile il laboratorio, è stato preso un valore di 20% (valore medio da prove granulometriche dell'unità in esame).

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.

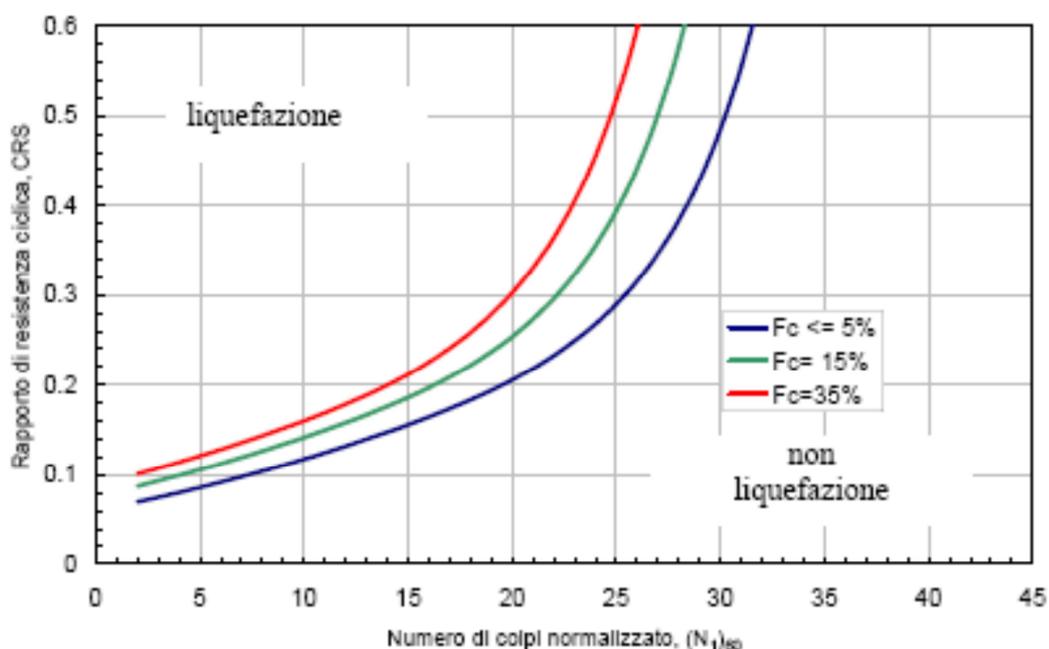


Figura 3 - Curve per il calcolo del rapporto di resistenza ciclica CRR dai risultati di prove SPT

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 tipicamente rilevati a intervalli di 0.2 m, 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 per via iterativa dalla relazione di Boulanger e Idriss (2004):

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{1.338 - 0.249(q_{c1N})^{0.264}}$$

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

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:

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

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 similmente 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.

5.6 RISULTATI

5.6.1 Prove SPT

I risultati derivanti da prove SPT eseguiti nei livelli sabbiosi fini dell'unità 5S (in terreni potenzialmente liquefacibili) sono presentati in Tabella 4 per le indagini che ricado in categoria C ed in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** per le indagini che ricado in categoria D.

Sond.	wl	γ	Unità	z	Nspt	FC	σ_v	u	σ_v	C_u	Erm	C_ϵ	C_β	C_R	C_S	$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60,CS}$	CRR	rd	CSR	$(CSR)_M$	FSL
	[m]	[kN/m ³]	[-]	[m]	[-]	[%]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
DHIA30P01	2.5	19.0	5S	2.50	3	12	48	0	48	1.45	60	1.0	1.0	1.0	1.0	4.3	5.1	8.67E-02	0.98	0.22	0.16	0.53
DHIA30P01	2.5	19.0	5S	5.50	7	12	105	30	75	1.18	60	1.0	1.0	1.0	1.0	8.2	9.7	1.16E-01	0.96	0.31	0.22	0.52
DHIA30P01	2.5	19.0	5S	8.5	10	12	162	60	102	0.99	60	1.0	1.0	1.0	1.0	9.9	11.6	1.30E-01	0.93	0.34	0.25	0.52
S3	4.0	19.0	5S	11.55	8	12	219	76	144	0.79	60	1.0	1.0	1.0	1.0	6.4	7.5	1.01E-01	0.87	0.30	0.22	0.46
S3	4.0	19.0	5S	16.55	10	12	314	126	189	0.66	60	1.0	1.0	1.0	1.0	6.6	7.7	1.03E-01	0.73	0.28	0.20	0.50
S3	4.0	19.0	5S	19.35	12	12	368	154	214	0.60	60	1.0	1.0	1.0	1.0	7.2	8.4	1.07E-01	0.66	0.26	0.19	0.57
S3	4.0	19.0	5S	21.40	13	12	407	174	233	0.56	60	1.0	1.0	1.0	1.0	7.3	8.6	1.08E-01	0.60	0.24	0.18	0.62

Tabella 4 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prove SPT – indagini in categoria C

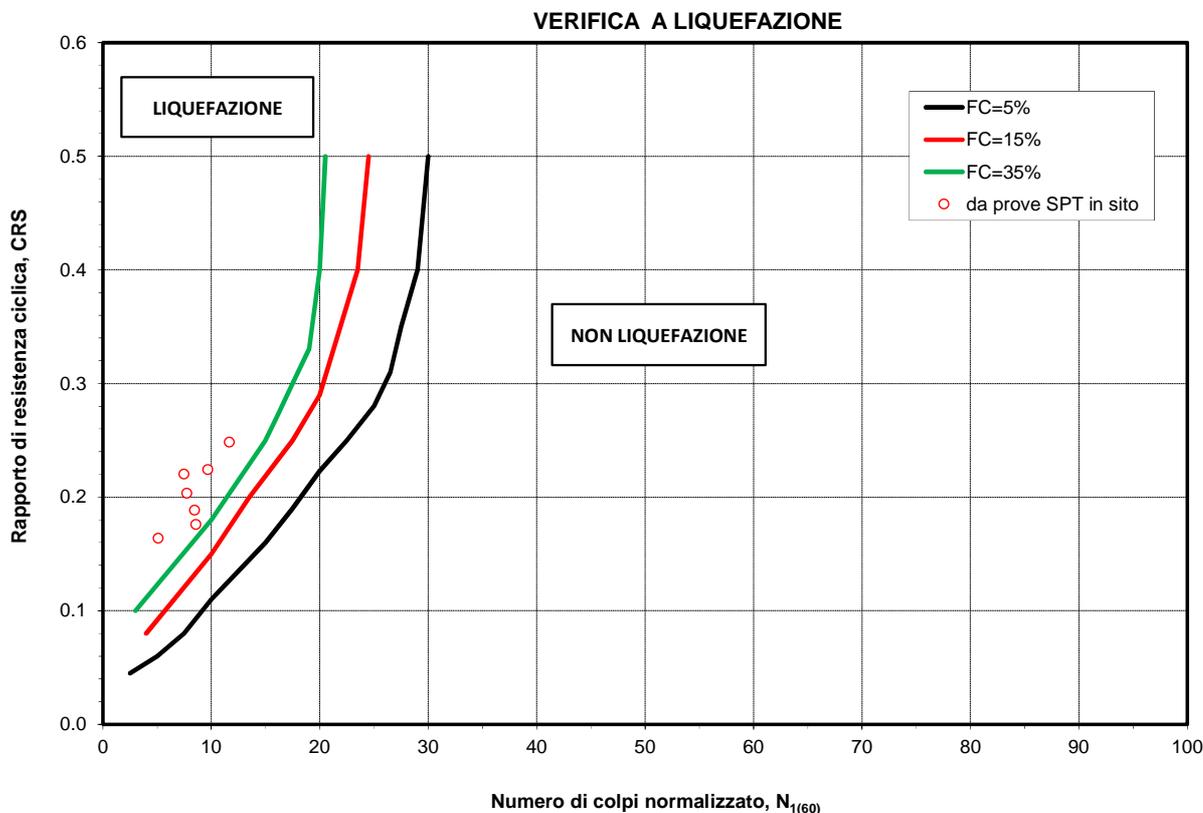


Figura 4 - Verifica a liquefazione – indagini in categoria C

Sond.	wl	γ	Unità	z	Nspt	FC	σ_v	u	σ'_v	C_w	Erm	C_e	C_b	C_r	C_s	$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60,CS}$	CRR	rd	CSR	$(CSR)_M$	FSL
	[m]	[kN/m ³]	[-]	[m]	[-]	[%]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
PCIA33V10	5.0	19.0	5S	18.50	19	12	352	135	217	0.68	60	1.0	1.0	1.0	1.0	12.9	15.2	1.58E-01	0.68	0.27	0.20	0.79
PCIA33V11	5.0	19.0	5S	18.00	22	12	342	130	212	0.69	60	1.0	1.0	1.0	1.0	15.1	17.8	1.81E-01	0.69	0.28	0.20	0.89

Tabella 5 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prove SPT – indagini in categoria D

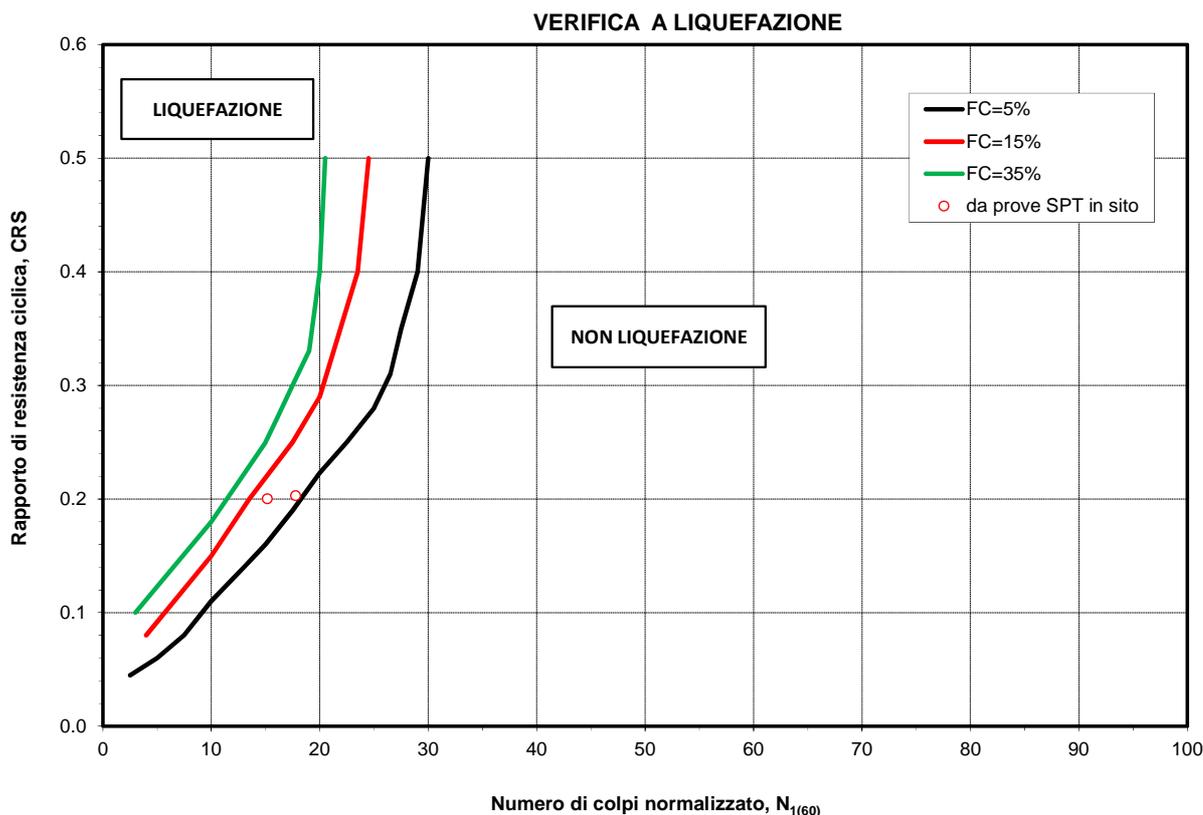


Figura 5 - Verifica a liquefazione – indagini in categoria D

Le prove SPT eseguite nei livelli sabbiosi fini dell'unità 5S hanno dato valori del fattore di sicurezza alla liquefazione $FS < 1.0$, quindi da tale prova in questi punti non è possibile escludere la liquefazione.

5.6.2 Prove CPT

Nelle seguenti tabelle si riporta l'elaborazione delle prove penetrometriche statiche in termini di valutazione del potenziale rischio di liquefazione (il livello di falda considerato nelle analisi è quello indicato nel profilo geotecnico longitudinale).

Per quanto riguarda le prove penetrometriche statiche, in corrispondenza delle verticali di indagine PEIA33V07, PEIA33V06, PEIA33V04, PEIA33V02, PEIA33V01 (ubicata in corrispondenza di alcune pile

del viadotto) si è evidenziato un livello superficiale di spessore massimo 1 m ed uno spessore rilevante di terreno potenzialmente liquefacibile, abbastanza profondo, tra i 16 ed i 20 m circa. Per tutte le altre verticali CPT si escludono problemi di potenziale liquefazione.

General Data	CPT1			Legend			
Mw [–] =	6.83	NCEER method	Robertson method	depth	depth below ground level		
PGA [g] =	0.350			sv	total vertical pressure		
depth wl [m] =	1.00	I & B method	AGI method	uo	pore pressure		
lc cut off value [–] >	2.60	ANALYZE		s'v	effective vertical pressure		
(qc1N)cs cut off value [–] >	160			rd	stress redution factor		
Strain reduction factor, rd option [–] =	4	Blake, 1996		CSR _{7.5}	cyclic stress ratio M=7.5		
Magnitude scaling factor, MSF option [–] =	3	Idriss, 1995		MSF	magnitude scaling factor		
Ksigma option [–] =	0	not considered (Robertson method)		CSR _{eq}	equivalent cyclic stress ratio		
Matreial Index, n iteration option [–] =	2	Robertson, 2010		K _σ	correction factor		
Liquefaction Test, option [–] =	2	NCEER & Robertson methods		α=1/n _o	(n _o = improvement factor due stone columns)		
Clay fraction FC option [–] =	1	NCEER method		CSR*	correct cyclic stress ratio		
qc1N, CQ option [–] =	2	Robertson method					
qc1N,CS, Kc option [–] =	2	Robertson method					
molt. x qc [–] =	1.00	multipl. qc1N,CS (=1 per non alterare l'analisi)					

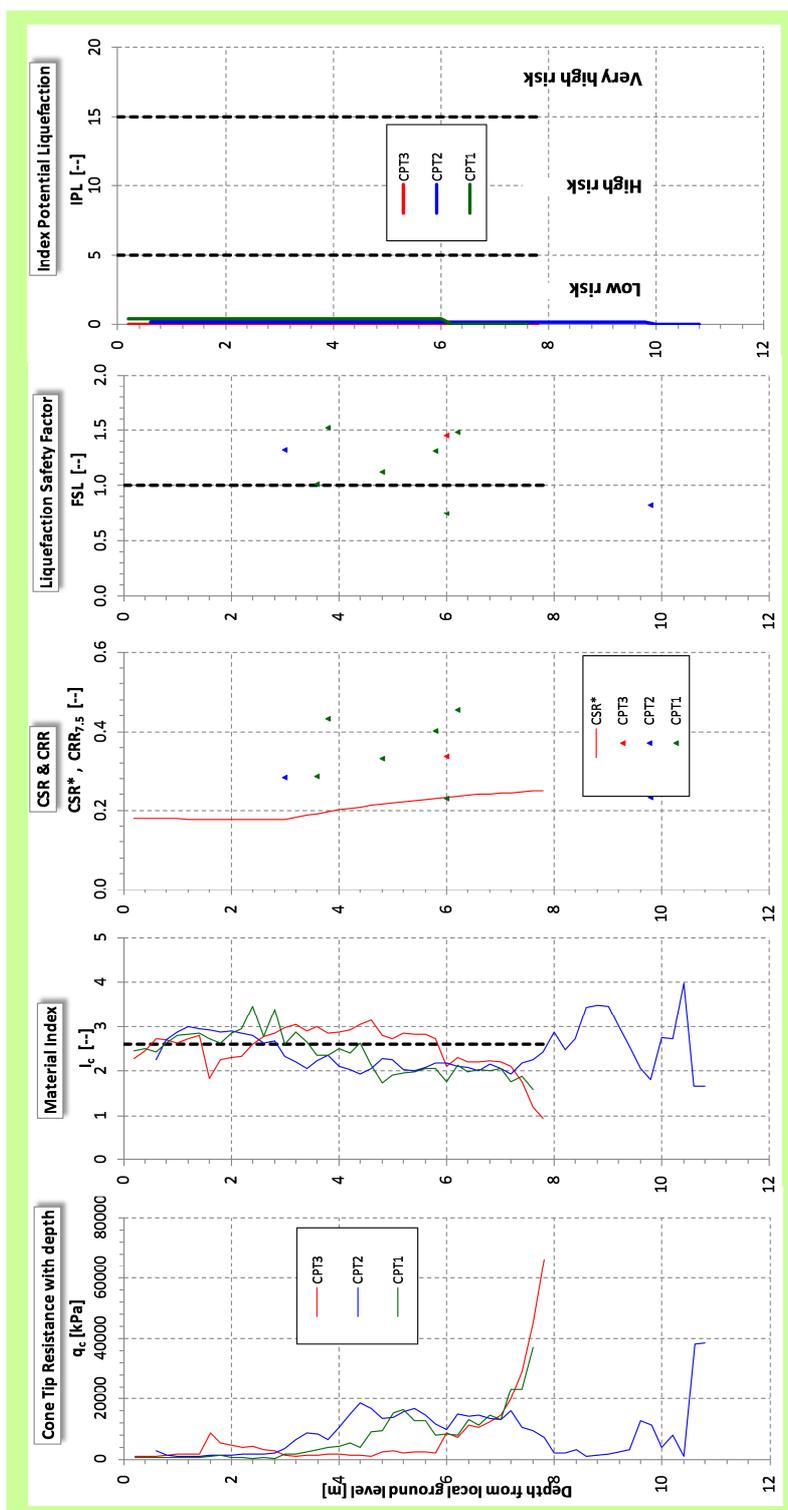


Figura 6 Sintesi delle analisi di liquefazione da prove CPT (CPT1, CPT2, CPT3) – indagini in categoria C

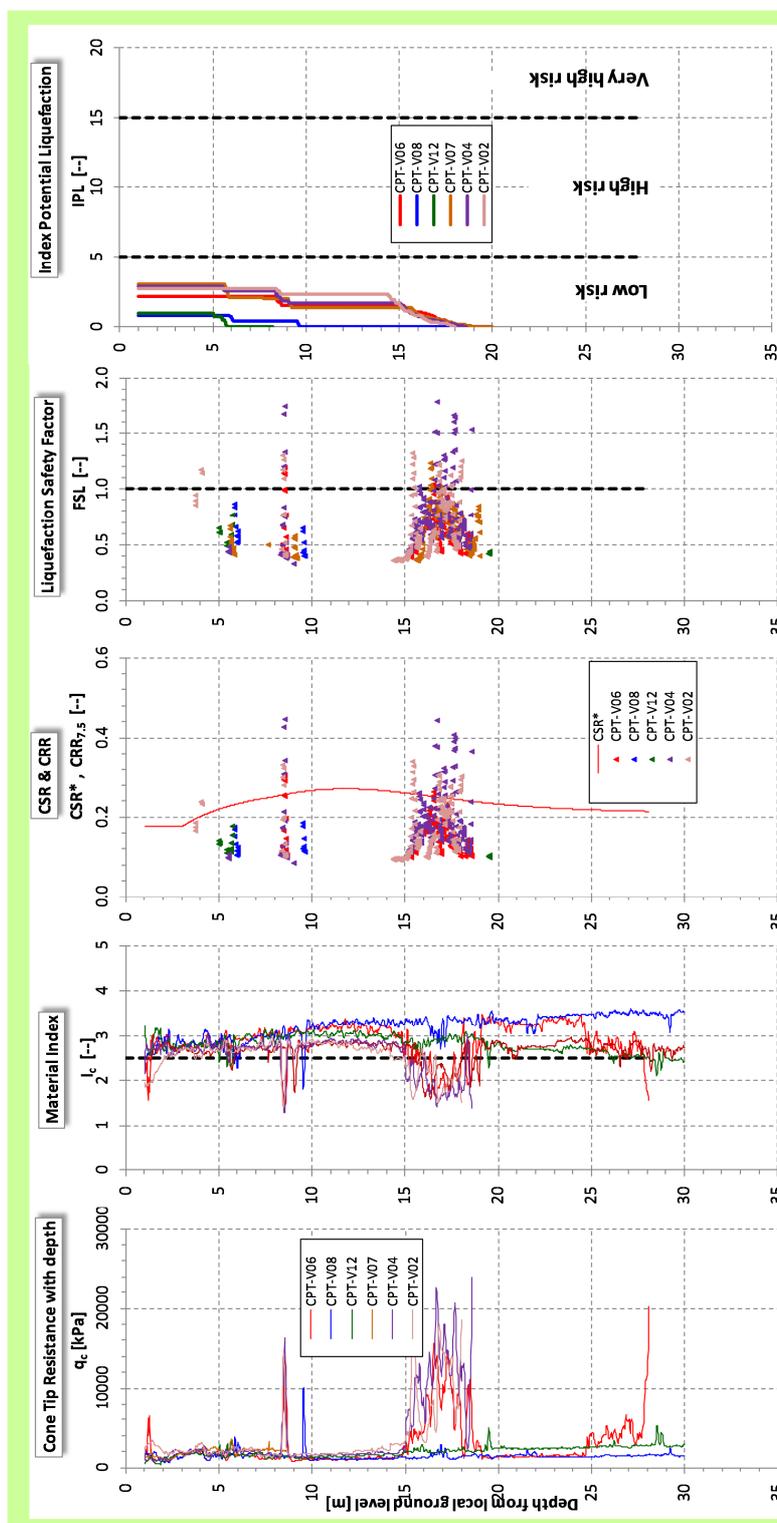


Figura 7 Sintesi delle analisi di liquefazione da prove CPT – indagini in categoria D

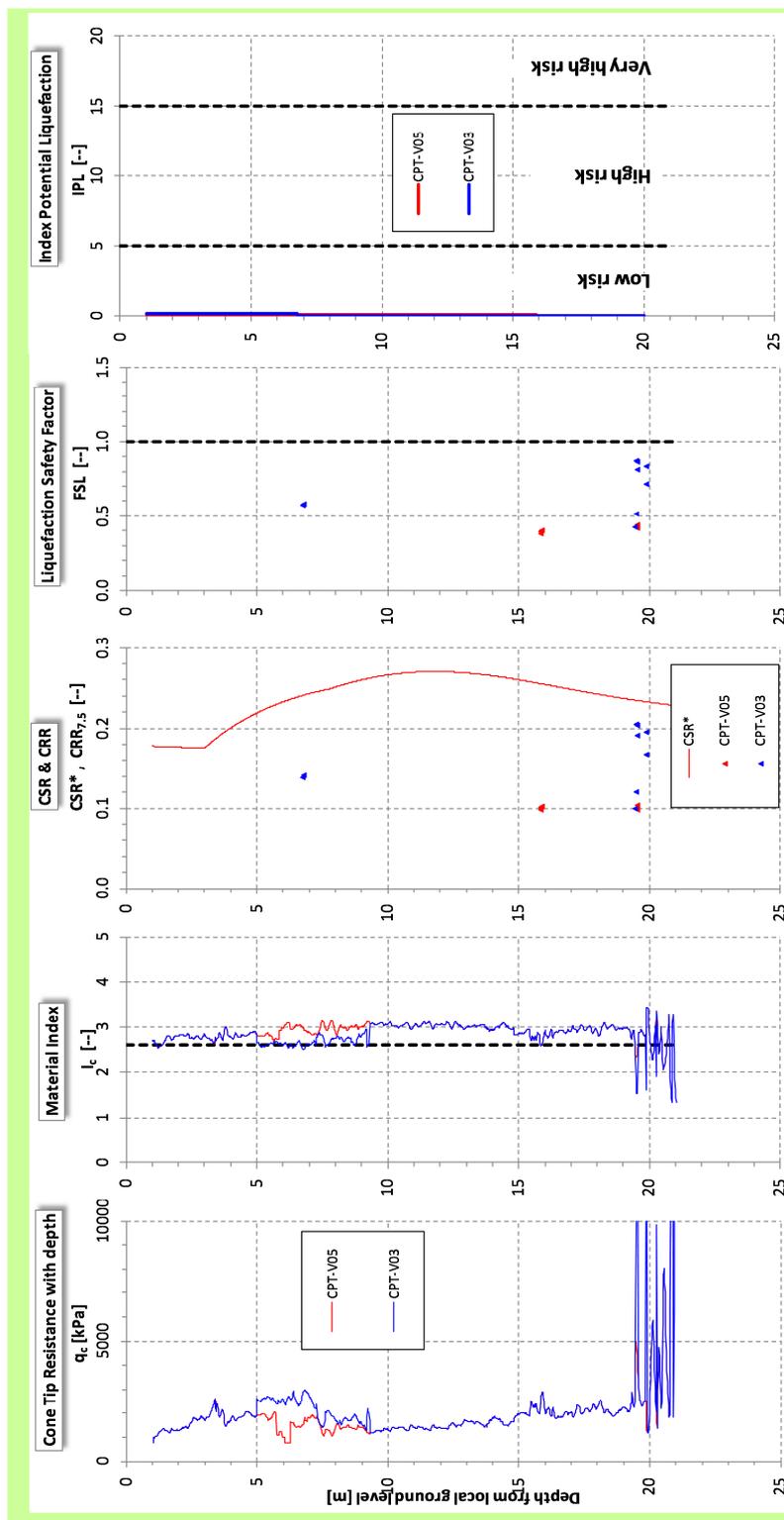
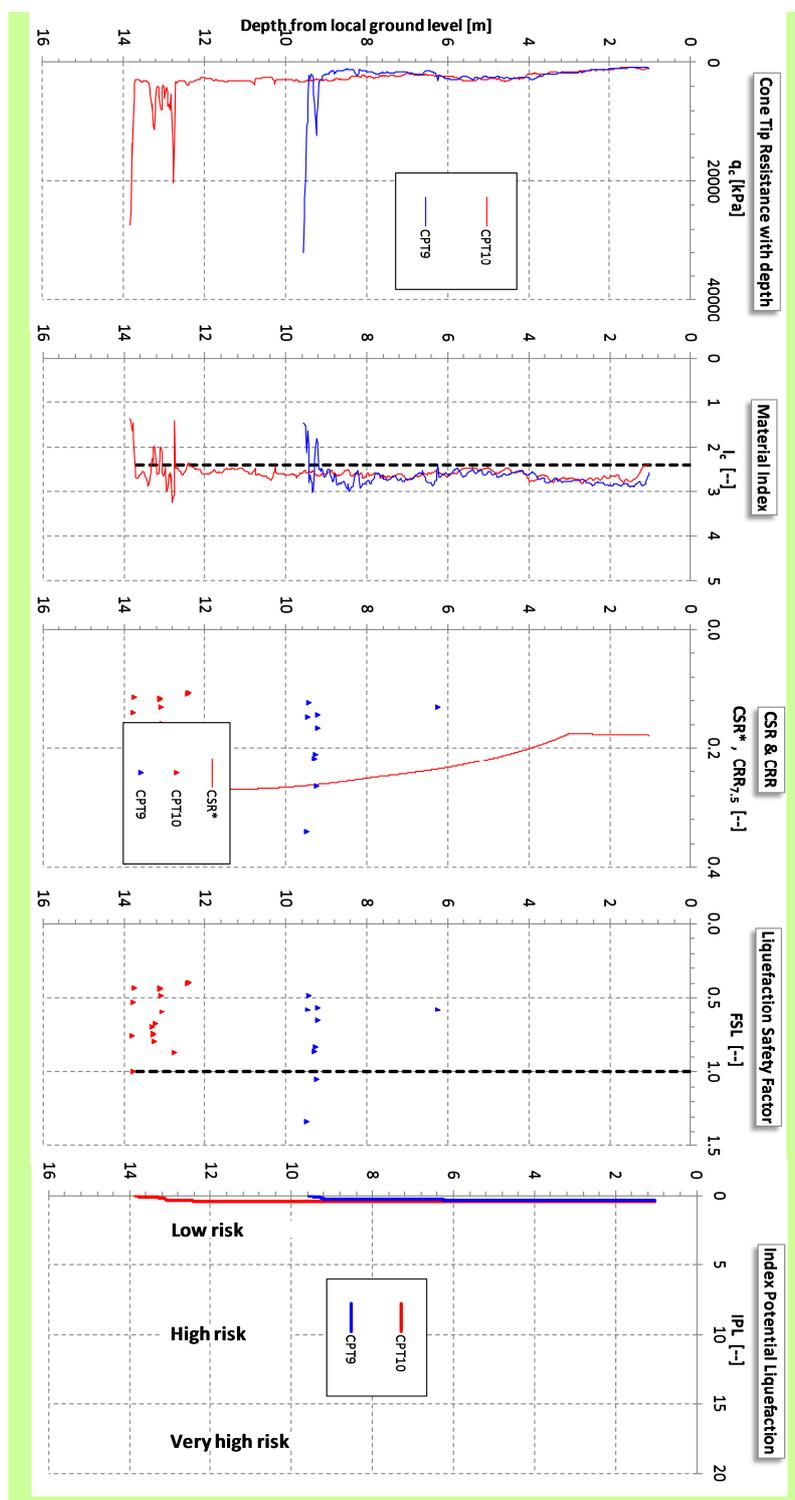


Figura 8 Sintesi delle analisi di liquefazione da prove CPT (PUIA33V03, PEIA33V05) – indagini in categoria C



. Figura 9 Sintesi delle analisi di liquefazione da prove CPT (PUIA33V10, PEIA33V09) – indagini in categoria C

5.6.3 Prove sismiche

Nelle seguenti tabelle si riporta l'elaborazione di alcune prove sismiche eseguite in zone con terreni sabbiosi fini o comunque in vicinanza di sondaggi/prove CPT che hanno rilevato la presenza di terreni potenzialmente liquefacibili.

La sismica REMI-XI è stata eseguita circa tra i sondaggi S2 e DHIA30P01; tale indagine ha confermato i risultati delle prove SPT dei sondaggi, delle prove penetrometriche statiche CPT1, CPT2, escludendo problematiche di liquefazione dei terreni.

La prova sismica Down-Hole, eseguita nel foro di sondaggio S3, ha invece confermato il rischio di potenziale liquefazione (già indicato dalle prove SPT) in relazione ai bassi valori delle velocità delle onde oltre i 16 m da p.c..

La prova sismica Cross-Hole, eseguita tra i fori di sondaggio CHIA33V01- CHIA33V02, spalla lato Lesina del viadotto Ripalta, ha confermato i risultati delle prove SPT dei sondaggi e della prova penetrometrica statiche PUIA33V10, escludendo problematiche di liquefazione dei terreni

Tabella 6 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prova REMI-XI-categoria C

z	Vs	σ_v	u	σ'_v	cv	Vs1	FC	Vs1*	CRR,7.5	rd	CRS	CRS,M	FSL
m da p.c.	m/s	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[m/s]	[%]	[m/s]					
0.1	136	2	1	1	1.4	441.5	11	212	NO LIQUEF	1.00	0.480	0.378	NO LIQUEF
2	136	38	20	18	1.4	208.8	12	211.5	1.118	0.98	0.473	0.372	3.00
2	236	38	20	18	1.4	362.3	12	211.5	NO LIQUEF	0.98	0.473	0.372	NO LIQUEF
4	236	76	40	36	1.3	304.7	12	211.5	NO LIQUEF	0.97	0.466	0.366	NO LIQUEF
4	282	76	40	36	1.3	364.1	12	211.5	NO LIQUEF	0.97	0.466	0.366	NO LIQUEF
6	282	114	60	54	1.2	329.0	12	211.5	NO LIQUEF	0.95	0.458	0.361	NO LIQUEF
6	499	114	60	54	1.2	582.1	12	211.5	NO LIQUEF	0.95	0.458	0.361	NO LIQUEF
8	499	152	80	72	1.1	541.7	12	211.5	NO LIQUEF	0.94	0.451	0.355	NO LIQUEF
8	638	152	80	72	1.1	692.6	12	211.5	NO LIQUEF	0.94	0.451	0.355	NO LIQUEF
12.5	638	238	125	113	1.0	619.5	12	211.5	NO LIQUEF	0.84	0.404	0.318	NO LIQUEF
12.5	514	238	125	113	1.0	499.1	12	211.5	NO LIQUEF	0.84	0.404	0.318	NO LIQUEF
14	514	266	140	126	0.9	485.1	12	211.5	NO LIQUEF	0.80	0.384	0.302	NO LIQUEF
14	436	266	140	126	0.9	411.5	12	211.5	NO LIQUEF	0.80	0.384	0.302	NO LIQUEF
18	436	342	180	162	0.9	386.5	15	210	NO LIQUEF	0.69	0.333	0.262	NO LIQUEF
18	390	342	180	162	0.9	345.7	15	210	NO LIQUEF	0.69	0.333	0.262	NO LIQUEF
23	390	437	230	207	0.8	325.1	15	210	NO LIQUEF	0.56	0.269	0.212	NO LIQUEF
23	353	437	230	207	0.8	294.3	15	210	NO LIQUEF	0.56	0.269	0.212	NO LIQUEF
27.5	353	523	275	248	0.8	281.4	15	210	NO LIQUEF	0.55	0.264	0.208	NO LIQUEF
27.5	315	523	275	248	0.8	251.1	15	210	NO LIQUEF	0.55	0.264	0.208	NO LIQUEF
35	315	665	350	315	0.8	236.4	15	210	NO LIQUEF	0.55	0.264	0.208	NO LIQUEF

Tabella 7 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prova Down - Hole (S3) – categoria D

z	Vs	σ_v	u	σ'_v	cv	Vs1	FC	Vs1*	CRR,7.5	rd	CRS	CRS,M	FSL
m da p.c.	m/s	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[m/s]	[%]	[m/s]					
0.1	141	2	0	2	2.7	379.8	96	169.5	NO LIQUEF	1.00	0.247	0.194	NO LIQUEF
1	141	19	0	19	1.5	213.6	97	169	NO LIQUEF	0.99	0.245	0.193	NO LIQUEF
1	186	19	0	19	1.5	281.7	97	169	NO LIQUEF	0.99	0.245	0.193	NO LIQUEF
2	186	38	0	38	1.3	236.9	97	169	NO LIQUEF	0.98	0.243	0.191	NO LIQUEF
2	203	38	0	38	1.3	258.6	97	169	NO LIQUEF	0.98	0.243	0.191	NO LIQUEF
3	203	57	0	57	1.2	233.6	97	169	NO LIQUEF	0.98	0.241	0.190	NO LIQUEF
3	206	57	0	57	1.2	237.1	97	169	NO LIQUEF	0.98	0.241	0.190	NO LIQUEF
4	206	76	10	66	1.1	228.6	97	169	NO LIQUEF	0.97	0.276	0.217	NO LIQUEF
4	198	76	10	66	1.1	219.7	97	169	NO LIQUEF	0.97	0.276	0.217	NO LIQUEF
5	198	95	20	75	1.1	212.8	97	169	NO LIQUEF	0.96	0.301	0.237	NO LIQUEF
5	202	95	20	75	1.1	217.1	97	169	NO LIQUEF	0.96	0.301	0.237	NO LIQUEF
6	202	114	30	84	1.0	211.0	97	169	NO LIQUEF	0.95	0.320	0.252	NO LIQUEF
6	210	114	30	84	1.0	219.4	97	169	NO LIQUEF	0.95	0.320	0.252	NO LIQUEF
7	210	133	40	93	1.0	213.8	97	169	NO LIQUEF	0.95	0.334	0.263	NO LIQUEF
7	205	133	40	93	1.0	208.8	97	169	NO LIQUEF	0.95	0.334	0.263	NO LIQUEF
8	205	152	50	102	1.0	204.0	97	169	NO LIQUEF	0.94	0.346	0.272	NO LIQUEF
8	208	152	50	102	1.0	207.0	97	169	NO LIQUEF	0.94	0.346	0.272	NO LIQUEF
9	208	171	60	111	1.0	202.6	97	169	NO LIQUEF	0.93	0.354	0.279	NO LIQUEF
9	265	171	60	111	1.0	258.2	12	211.5	NO LIQUEF	0.93	0.354	0.279	NO LIQUEF
10	265	190	70	120	1.0	253.2	12	211.5	NO LIQUEF	0.91	0.355	0.279	NO LIQUEF
10	278	190	70	120	1.0	265.6	12	211.5	NO LIQUEF	0.91	0.355	0.279	NO LIQUEF
11	278	209	80	129	0.9	260.9	12	211.5	NO LIQUEF	0.88	0.352	0.277	NO LIQUEF
11	282	209	80	129	0.9	264.6	12	211.5	NO LIQUEF	0.88	0.352	0.277	NO LIQUEF
12	282	228	90	138	0.9	260.2	12	211.5	NO LIQUEF	0.85	0.348	0.274	NO LIQUEF
12	336	228	90	138	0.9	310.0	12	211.5	NO LIQUEF	0.85	0.348	0.274	NO LIQUEF
13	336	247	100	147	0.9	305.1	12	211.5	NO LIQUEF	0.83	0.343	0.270	NO LIQUEF
13	349	247	100	147	0.9	317.0	70	182.5	NO LIQUEF	0.83	0.343	0.270	NO LIQUEF
14	349	266	110	156	0.9	312.3	70	182.5	NO LIQUEF	0.80	0.337	0.265	NO LIQUEF
14	211	266	110	156	0.9	188.8	70	182.5	NO LIQUEF	0.80	0.337	0.265	NO LIQUEF
15	211	285	120	165	0.9	186.2	70	182.5	NO LIQUEF	0.77	0.330	0.260	NO LIQUEF
15	215	285	120	165	0.9	189.7	70	182.5	NO LIQUEF	0.77	0.330	0.260	NO LIQUEF
16	215	304	130	174	0.9	187.2	70	182.5	NO LIQUEF	0.75	0.322	0.254	NO LIQUEF
16	211	304	130	174	0.9	183.7	12	211.5	0.162	0.75	0.322	0.254	0.64
17	211	323	140	183	0.9	181.4	12	211.5	0.152	0.72	0.314	0.247	0.62
17	185	323	140	183	0.9	159.1	12	211.5	0.096	0.72	0.314	0.247	0.39
18	185	342	150	192	0.8	157.2	12	211.5	0.093	0.69	0.305	0.240	0.39
18	198	342	150	192	0.8	168.2	12	211.5	0.114	0.69	0.305	0.240	0.47
19	198	361	160	201	0.8	166.3	12	211.5	0.110	0.67	0.296	0.233	0.47
19	178	361	160	201	0.8	149.5	12	211.5	0.081	0.67	0.296	0.233	0.35
20	178	380	170	210	0.8	147.9	12	211.5	0.079	0.64	0.286	0.225	0.35
20	182	380	170	210	0.8	151.2	12	211.5	0.083	0.64	0.286	0.225	0.37
21	182	399	180	219	0.8	149.6	12	211.5	0.081	0.61	0.276	0.217	0.37
21	175	399	180	219	0.8	143.9	12	211.5	0.074	0.61	0.276	0.217	0.34
22	175	418	190	228	0.8	142.4	12	211.5	0.072	0.59	0.266	0.209	0.34
22	165	418	190	228	0.8	134.3	60	187.5	0.077	0.59	0.266	0.209	0.37
23	165	437	200	237	0.8	133.0	90	172.5	0.094	0.56	0.255	0.201	0.47
23	165	437	200	237	0.8	133.0	90	172.5	0.094	0.56	0.255	0.201	0.47
24	165	456	210	246	0.8	131.7	90	172.5	0.091	0.55	0.252	0.198	0.46
24	168	456	210	246	0.8	134.1	90	172.5	0.096	0.55	0.252	0.198	0.49
25	168	475	220	255	0.8	132.9	90	172.5	0.093	0.55	0.253	0.199	0.47
25	150	475	220	255	0.8	118.7	90	172.5	0.067	0.55	0.253	0.199	0.34

Tabella 8 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prova Cross - Hole (CHIA33V01- CHIA33V02) – categoria C

z	Vs	gr	u	g _v	cv	Vst	FC	Vst ¹	CRR,7.5	rd	CRS	CRS.M	FSL
m da p.c.	m/s	[°Pa]	[kPa]	[kPa]	[%]	[m/g]	[%]	[m/g]					
0.1	185	2	0	2	2.7	498.3	11	212	NO LIQUEF	1.00	0.227	0.179	NO LIQUEF
1	185	19	0	19	1.5	280.2	12	211.5	NO LIQUEF	0.99	0.226	0.178	NO LIQUEF
1	180	19	0	19	1.5	272.6	12	211.5	NO LIQUEF	0.99	0.226	0.178	NO LIQUEF
2	180	38	0	38	1.3	229.3	12	211.5	NO LIQUEF	0.98	0.224	0.176	NO LIQUEF
2	190	38	0	38	1.3	242.0	12	211.5	NO LIQUEF	0.98	0.224	0.176	NO LIQUEF
3	190	57	0	57	1.2	218.7	12	211.5	NO LIQUEF	0.98	0.222	0.175	NO LIQUEF
3	190	57	0	57	1.2	218.7	12	211.5	NO LIQUEF	0.98	0.222	0.175	NO LIQUEF
4	190	75	10	66	1.1	210.8	12	211.5	4.076	0.97	0.254	0.200	20.40
4	290	75	10	66	1.1	321.2	12	211.5	NO LIQUEF	0.97	0.254	0.200	NO LIQUEF
5	290	95	20	75	1.1	311.6	12	211.5	NO LIQUEF	0.96	0.277	0.218	NO LIQUEF
5	340	95	20	75	1.1	365.4	12	211.5	NO LIQUEF	0.96	0.277	0.218	NO LIQUEF
6	340	114	30	84	1.0	355.1	12	211.5	NO LIQUEF	0.95	0.295	0.232	NO LIQUEF
6	340	114	30	84	1.0	355.1	12	211.5	NO LIQUEF	0.95	0.295	0.232	NO LIQUEF
7	340	133	40	93	1.0	346.2	12	211.5	NO LIQUEF	0.95	0.308	0.242	NO LIQUEF
7	370	133	40	93	1.0	376.8	12	211.5	NO LIQUEF	0.95	0.308	0.242	NO LIQUEF
8	370	152	50	102	1.0	368.2	12	211.5	NO LIQUEF	0.94	0.318	0.250	NO LIQUEF
8	370	152	50	102	1.0	368.2	12	211.5	NO LIQUEF	0.94	0.318	0.250	NO LIQUEF
9	370	171	60	111	1.0	360.5	12	211.5	NO LIQUEF	0.93	0.326	0.257	NO LIQUEF
9	385	171	60	111	1.0	375.1	12	211.5	NO LIQUEF	0.93	0.326	0.257	NO LIQUEF
10	385	190	70	120	1.0	367.8	12	211.5	NO LIQUEF	0.91	0.327	0.257	NO LIQUEF
10	385	190	70	120	1.0	367.8	12	211.5	NO LIQUEF	0.91	0.327	0.257	NO LIQUEF
11	385	209	80	129	0.9	361.3	12	211.5	NO LIQUEF	0.88	0.324	0.255	NO LIQUEF
11	385	209	80	129	0.9	361.3	12	211.5	NO LIQUEF	0.88	0.324	0.255	NO LIQUEF
12	385	228	90	138	0.9	355.2	12	211.5	NO LIQUEF	0.85	0.321	0.252	NO LIQUEF
12	440	228	90	138	0.9	406.0	12	211.5	NO LIQUEF	0.85	0.321	0.252	NO LIQUEF
13	440	247	100	147	0.9	399.6	12	211.5	NO LIQUEF	0.83	0.316	0.249	NO LIQUEF
13	440	247	100	147	0.9	399.6	12	211.5	NO LIQUEF	0.83	0.316	0.249	NO LIQUEF
14	440	266	110	156	0.9	393.7	12	211.5	NO LIQUEF	0.80	0.310	0.244	NO LIQUEF
14	450	266	110	156	0.9	402.7	12	211.5	NO LIQUEF	0.80	0.310	0.244	NO LIQUEF
15	450	285	120	165	0.9	397.0	12	211.5	NO LIQUEF	0.77	0.304	0.239	NO LIQUEF
15	450	285	120	165	0.9	397.0	12	211.5	NO LIQUEF	0.77	0.304	0.239	NO LIQUEF
16	450	304	130	174	0.9	391.8	12	211.5	NO LIQUEF	0.75	0.297	0.234	NO LIQUEF
16	560	304	130	174	0.9	487.6	12	211.5	NO LIQUEF	0.75	0.297	0.234	NO LIQUEF
17	560	323	140	183	0.9	481.5	12	211.5	NO LIQUEF	0.72	0.289	0.228	NO LIQUEF
17	580	323	140	183	0.9	498.7	12	211.5	NO LIQUEF	0.72	0.289	0.228	NO LIQUEF
18	580	342	150	192	0.8	492.7	12	211.5	NO LIQUEF	0.69	0.281	0.221	NO LIQUEF
18	560	342	150	192	0.8	475.7	12	211.5	NO LIQUEF	0.69	0.281	0.221	NO LIQUEF
19	560	361	160	201	0.8	470.3	12	211.5	NO LIQUEF	0.67	0.272	0.214	NO LIQUEF
19	640	361	160	201	0.8	537.5	12	211.5	NO LIQUEF	0.67	0.272	0.214	NO LIQUEF
20	640	380	170	210	0.8	531.6	12	211.5	NO LIQUEF	0.64	0.263	0.207	NO LIQUEF
20	640	380	170	210	0.8	531.6	12	211.5	NO LIQUEF	0.64	0.263	0.207	NO LIQUEF
21	640	399	180	219	0.8	526.1	12	211.5	NO LIQUEF	0.61	0.254	0.200	NO LIQUEF
21	660	399	180	219	0.8	542.5	12	211.5	NO LIQUEF	0.61	0.254	0.200	NO LIQUEF
22	660	418	190	228	0.8	537.1	12	211.5	NO LIQUEF	0.59	0.245	0.193	NO LIQUEF
22	660	418	190	228	0.8	537.1	12	211.5	NO LIQUEF	0.59	0.245	0.193	NO LIQUEF
23	660	437	200	237	0.8	531.9	12	211.5	NO LIQUEF	0.56	0.235	0.185	NO LIQUEF
23	640	437	200	237	0.8	515.8	12	211.5	NO LIQUEF	0.56	0.235	0.185	NO LIQUEF
24	640	456	210	246	0.8	511.0	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.232	0.183	NO LIQUEF
24	660	456	210	246	0.8	543.0	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.232	0.183	NO LIQUEF
25	660	475	220	255	0.8	538.1	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.233	0.183	NO LIQUEF
25	680	475	220	255	0.8	538.1	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.233	0.183	NO LIQUEF
26	680	494	230	264	0.8	533.5	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.234	0.184	NO LIQUEF
26	680	494	230	264	0.8	533.5	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.234	0.184	NO LIQUEF
27	680	513	240	273	0.8	529.0	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.235	0.185	NO LIQUEF
27	700	513	240	273	0.8	544.6	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.235	0.185	NO LIQUEF
28	700	532	250	282	0.8	540.2	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.236	0.186	NO LIQUEF
28	700	532	250	282	0.8	540.2	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.236	0.186	NO LIQUEF
29	700	551	260	291	0.8	536.0	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.237	0.186	NO LIQUEF
29	700	551	260	291	0.8	536.0	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.237	0.186	NO LIQUEF
30	700	570	270	300	0.8	531.9	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.238	0.187	NO LIQUEF
30	700	570	270	300	0.8	531.9	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.238	0.187	NO LIQUEF
31	700	589	280	309	0.8	528.0	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.239	0.188	NO LIQUEF
31	680	589	280	309	0.8	512.9	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.239	0.188	NO LIQUEF
32	680	608	290	318	0.7	509.2	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.239	0.188	NO LIQUEF
32	680	608	290	318	0.7	509.2	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.239	0.188	NO LIQUEF
33	680	627	300	327	0.7	505.7	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.240	0.189	NO LIQUEF
33	680	627	300	327	0.7	505.7	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.240	0.189	NO LIQUEF
34	680	646	310	336	0.7	502.3	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.241	0.189	NO LIQUEF
34	680	646	310	336	0.7	502.3	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.241	0.189	NO LIQUEF
35	680	665	320	345	0.7	498.9	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.241	0.190	NO LIQUEF
35	680	665	320	345	0.7	498.9	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.241	0.190	NO LIQUEF
36	680	684	330	354	0.7	495.5	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.242	0.190	NO LIQUEF
36	680	684	330	354	0.7	495.5	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.242	0.190	NO LIQUEF
37	480	703	340	363	0.7	347.7	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.242	0.191	NO LIQUEF
37	415	703	340	363	0.7	300.7	12	211.5	NO LIQUEF	0.55	0.242	0.191	NO LIQUEF
38	415	722	350	372	0.7	298.8	70	182.5	NO LIQUEF	0.55	0.243	0.191	NO LIQUEF
38	415	722	350	372	0.7	298.8	70	182.5	NO LIQUEF	0.55	0.243	0.191	NO LIQUEF
39	415	741	360	381	0.7	297.0	70	182.5	NO LIQUEF	0.55	0.243	0.192	NO LIQUEF
39	380	741	360	381	0.7	272.0	70	182.5	NO LIQUEF	0.55	0.243	0.192	NO LIQUEF
40	380	760	370	390	0.7	270.4	70	182.5	NO LIQUEF	0.55	0.244	0.192	NO LIQUEF
40	380	760	370	390	0.7	270.4	70	182.5	NO LIQUEF	0.55	0.244	0.192	NO LIQUEF
41	380	779	380	399	0.7	268.9	70	182.5	NO LIQUEF	0.55	0.244	0.192	NO LIQUEF
41	380	779	380	399	0.7	268.9	70	182.5	NO LIQUEF	0.55	0.244	0.192	NO LIQUEF
42	380	798	390	408	0.7	267.4	70	182.5	NO LIQUEF	0.55	0.245	0.193	NO LIQUEF
42	380	798	390	408	0.7	267.4	70	182.5	NO LIQUEF	0.55	0.245	0.193	NO LIQUEF
43	380	817	400	417	0.7	265.9	70	182.5	NO LIQUEF	0.55	0.245	0.193	NO LIQUEF
43	385	817	400	417	0.7	269.4	70	182.5	NO LIQUEF	0.55	0.245	0.193	NO LIQUEF
44	385	836	410	426	0.7	268.0	70	182.5	NO LIQUEF	0.55	0.246	0.193	NO LIQUEF
44	385	836	410	426	0.7	268.0	70	182.5	NO LIQUEF	0.55	0.246	0.193	NO LIQUEF
45	385	855	420	435	0.7	266.6	70	182.5	NO LIQUEF	0.55	0.246	0.194	NO LIQUEF
45	385	855	420	435	0.7	266.6	70	182.5	NO LIQUEF	0.55	0.246	0.194	NO LIQUEF
46	385	874	430	444	0.7	265.2	70	182.5	NO LIQUEF	0.55	0.246	0.194	NO LIQUEF
46	385												

5.7 SINTESI RISULTATI

I risultati delle analisi di liquefazione precedentemente illustrate sono sintetizzati sul profilo geotecnico rappresentato negli elaborati grafici, dove si ipotizza il presunto andamento degli strati suscettibili di liquefazione (evidenziati in puntinato fucsia).

Gli strati in cui è evidenziato possibile rischio di liquefazione sono quelli caratterizzati da valori del fattore di sicurezza a liquefazione FLS inferiore all'unità e per cui è stato necessario valutare la possibile interferenza con le opere in progetto.

Per quanto riguarda il sondaggio DHIA33P01 che ha evidenziato valori puntuali di N_{spt} con fattore di sicurezza alla liquefazione inferiore all'unità, si osserva che tale sondaggio è posto tra due prove penetrometriche statiche CPT1 e CPT2, che non hanno confermato la liquefazione nello strato di sabbia. Le prove penetrometriche statiche (CPT) forniscono risultati in continuo con la profondità e sicuramente più attendibili per la verifica a liquefazione rispetto alle puntuali prove SPT (di cui tra l'altro non sempre si dispone della analisi granulometrica del campione). Pertanto per il sondaggio DHIA33P01, dai risultati delle prove CPT, si esclude il rischio di potenziale liquefazione.

Per il sondaggio S3, non si può escludere rischio di potenziale liquefazione. La prova CPT3, vicina al sondaggio, ha escluso potenziale liquefazione, ma si è arrestata alla profondità di 7 m circa e quindi non ci può dare informazioni sugli strati potenzialmente liquefacibili del sondaggio S3 che sono più profondi: tra 9 e 12.4 m e tra 16 e 21.7 m di profondità da p.c.. In questa zona il raddoppio in progetto è previsto sul rilevato esistente che presenta altezza massima 5 m circa.

In corrispondenza di alcune pile del viadotto si è evidenziato un livello di spessore massimo 1 m intorno a 9 m di profondità ed uno spessore più rilevante di terreno potenzialmente liquefacibile, abbastanza profondo, tra i 16 ed i 20 m circa, confermato sia da due prove SPT (sondaggi PCIA33V11, PCIA33V10), sia dalle prove penetrometriche statiche PEIA33V07, PEIA33V06, PEIA33V04, PEIA33V02, PEIA33V01CPT. Nel caso dei livelli potenzialmente liquefacibili intercettati in corrispondenza dei viadotti, il problema potrebbe eventualmente interessare il dimensionamento dei pali.

Per tutte le altre verticali si escludono problemi di potenziale liquefazione.

6 POSSIBILI CONSEGUENZE DELLA LIQUEFAZIONE

Nel caso si verificasse, le conseguenze principali della liquefazione potrebbero essere:

- rischio di perdita di stabilità del corpo del rilevato, con deformazioni orizzontali e verticali significative;
- rischio di cedimenti di consolidazione nelle zone dove sono presenti i maggiori spessori di materiale sabbioso potenzialmente liquefacibile. Tali cedimenti possono interessare direttamente i rilevati, le opere su fondazioni dirette nonché opere su fondazioni profonde che penetrino solo parzialmente o affatto gli strati potenzialmente suscettibili di liquefazione.
- rischio di perdita di resistenza di fondazioni profonde (pali). Tali perdite possono essere sia temporanee (riduzione della portata di base e dell'attrito laterale durante la fase in cui avviene la liquefazione), sia permanenti in caso i pali siano soggetti ad attrito negativo dovuti ai cedimenti post-liquefazione.
- rischio di eccessivi carichi orizzontali durante il sisma su fondazioni profonde.

In merito al rischio di perdita di stabilità del corpo del rilevato, con particolare riferimento al sondaggio S3, si può escludere tale rischio, in relazione alla profondità degli strati suscettibili di liquefazione, oltre i 9 m da p.c.. Comunque, nel seguito si riporta la verifica di stabilità post-liquefazione eseguita per il rilevato di massima altezza in queste zone (5 m) Da cui si evince che, le ipotetiche superfici di scorrimento non arrivano ad interessare gli strati liquefacibili. Per il rilevato esistente, già adeguato al raddoppio, in corrispondenza del sondaggio S3, si stimano comunque cedimenti post-liquefazione dell'ordine dei 35-40 cm, non compatibili con l'esercizio ferroviario e quindi si prevede un intervento di consolidamento che interesserà le progressive 2+020 e 2+400, di cui tra 2+020 e 2+200 per il rilevato esistente e tra 2+200 e 2+400 sia per il rilevato esistente che per il nuovo in ampliamento. L'estensione dell'intervento viene protratto fino a circa metà distanza tra il sondaggio S3 (che ha evidenziato il problema della liquefazione) ed il successivo sondaggio PCIA33V16 (in cui il rischio liquefazione si può escludere). Nella successiva fase progettuale, si provvederà comunque ad eseguire indagini in questa zona (preferibilmente prove penetrometriche statiche) al fine di meglio definire/escludere la problematica.

6.1 VERIFICHE DI STABILITA' IN CASO DI LIQUEFAZIONE

Sulla base di quanto emerso dalle analisi di liquefazione, alla luce delle caratteristiche del tratto di linea di interesse è stata condotta la verifica della stabilità del rilevato ferroviario di altezza 5 m con le caratteristiche stratigrafiche del sondaggio S3.

Tali analisi sono finalizzate esclusivamente a valutare l'eventuale impatto della potenziale liquefazione sulla stabilità dei rilevati, rimandando alla apposita relazione di calcolo sulla stabilità statica e sismica dei rilevati per una valutazione esaustiva del tema.

Nelle analisi sono state considerate le seguenti situazioni rappresentative:

- Condizioni post-sismiche, ipotizzando che nel terreno potenzialmente liquefacibile i terreni siano effettivamente liquefatti e sia disponibile la sola resistenza residua; adoperando la relazione tra q_{c1Ncs} e resistenza residua S_r proposta da Idriss e Boulanger (2008) e considerando, valori di q_{c1Ncs} tipicamente compresi tra 75 e 100, si ipotizza che a seguito della liquefazione i terreni in esame siano caratterizzati da valori di $S_r = 0.10 \sigma'v$.

L'esame delle condizioni di stabilità è stato condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. Per la valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità globale si è impiegato un codice di calcolo denominato PCSTASBL5M in cui la ricerca delle superfici critiche viene svolta attraverso la generazione automatica di un elevato numero di superfici di potenziale scivolamento. Sono state cautelativamente considerate ipotesi di deformazione piana. In particolare, in questa sede si fa riferimento al metodo di Bishop modificato che prevede l'utilizzo di superfici di scorrimento circolari.

Nelle analisi sono state ovviamente tralasciate le superfici più corticali in quanto poco significative e per le quali non risulta idonea una analisi convenzionale all'equilibrio limite.

Il coefficiente di sicurezza FS a rottura lungo la superficie di scorrimento viene definito come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie S e quella effettivamente mobilitata lungo la stessa superficie:

$$FS = \frac{\int_S \tau_{disp}}{\int_S \tau_{mob}}$$

In accordo alla normativa vigente per rilevati in materiali sciolti e fronti di scavo, le analisi di stabilità vengono condotte secondo la combinazione (A2+M2+R2).

Secondo la normativa quindi i parametri di resistenza del terreno devono essere abbattuti a mezzo dei coefficienti parziali di seguito riportati.

$\gamma_\phi = 1.25$ coefficiente parziale per l'angolo di resistenza al taglio

$\gamma_c' = 1.25$ coefficiente parziale per la coesione drenata

L'analisi viene quindi condotta con i seguenti parametri geotecnici di calcolo:

$$\tan(\varphi'_k) = \tan(\varphi'_k) / \gamma_{\varphi}' \quad \text{angolo di resistenza al taglio}$$

$$c'_k = c'_k / \gamma_c' \quad \text{coesione drenata}$$

Il coefficiente di sicurezza minimo per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo è pari ad 1.1 (γ_R). Pertanto il fattore di sicurezza alla stabilità da verificare $FS \geq 1.1$.

Per le analisi eseguite, stabilità in condizioni di post liquefazione, sono stati applicati sul rilevato ferroviario i carichi delle condizioni statiche, valutati in accordo alle STI (specifiche tecniche di interoperabilità N.3).

Nella seguente figura è mostrato il risultato delle analisi di stabilità eseguite con raffigurate le superfici di scorrimento con fattore di sicurezza minimo ($FS_{min}=1.19 > 1.1$, verifiche soddisfatte); come si vede dalla figura le ipotetiche superfici di scorrimento non arrivano ad interessare gli strati potenzialmente liquefacibili.

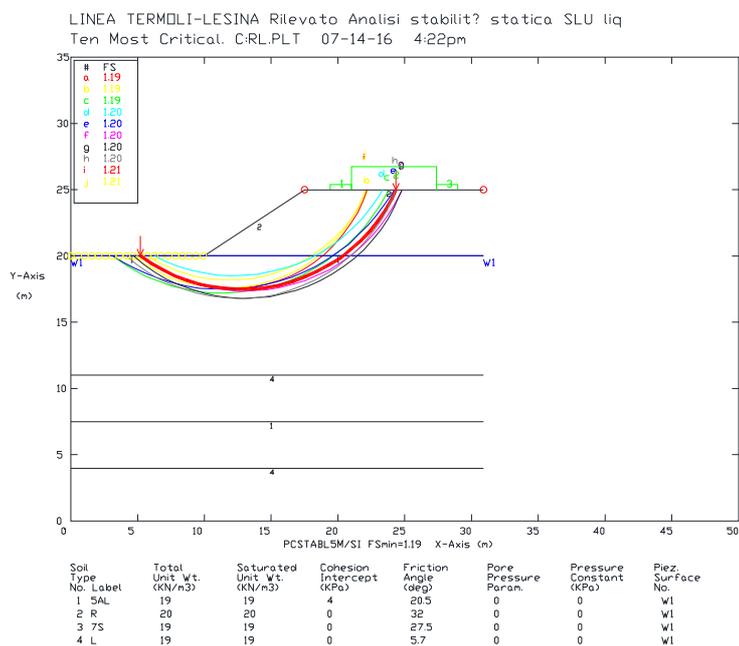


Figura 10 – Verifica di stabilità rilevato ferroviario H= 5 m – post liquefazione

6.2 STIMA DEI CEDIMENTI POST-LIQUEFAZIONE

Sulla base dei risultati delle prove eseguite in sito (SPT, CPT) è possibile stimare, seppure su basi empiriche e con una certa approssimazione, i cedimenti permanenti potenzialmente indotti dalla dissipazione delle sovrappressioni generate dalla liquefazione (a meno di maggiori deformazioni dovuti a instabilità e spandimento laterale).

In particolare nel seguito si farà riferimento a due metodi per la stima di tali cedimenti:

- Metodo proposto da Idriss and Boulanger (2008) a partire dai dati di prove SPT o CPT;
- metodo proposto da Tokimatsu e Seed (1987) sulla base dei risultati delle prove SPT.

Metodo proposto da Idriss and Boulanger (2008)

La stima dei cedimenti verticali post-liquefazione S_v è stata eseguita a partire dai risultati delle prove CPT ed SPT secondo le procedure proposte da Idriss and Boulanger (2008) sulla base delle relazioni inizialmente sviluppate da Ishihara e Yoshimine (1992) che, sulla base di numerose prove di laboratorio, osservarono come le deformazioni volumetriche ε_v , che hanno luogo durante la riconsolidazione post-liquefazione dei campioni di sabbia siano correlabili direttamente alle deformazioni di taglio massime sopportate dal campione durante lo scuotimento (carico ciclico non drenato) γ_{max} e alla densità relativa D_R del campione. Gli stessi autori hanno inoltre osservato come le deformazioni di taglio massime sopportate dal campione durante lo scuotimento siano correlabili al coefficiente di sicurezza alla liquefazione FL e alla densità relativa del terreno.

Combinando tali relazioni si ha (Yoshimine et al., 2006; Idriss and Boulanger, 2008):

$$\varepsilon_v = 1.5 \cdot \exp\left(2.551 - 1.147(q_{c1Ncs})^{0.264}\right) \cdot \min(0.08; \gamma_{max}) \quad (1)$$

$$\varepsilon_v = 1.5 \cdot \exp\left(-0.369 \cdot ((N_1)_{60cs})^{0.5}\right) \cdot \min(0.08; \gamma_{max}) \quad (2)$$

dove, posti

$$F_\alpha = -11.74 + 8.34(q_{c1Ncs})^{0.264} - 1.371(q_{c1Ncs})^{0.528} \quad (1)$$

$$F_\alpha = 0.032 + 0.69 \cdot ((N_1)_{60cs})^{0.5} - 0.13 \cdot (N_1)_{60cs} \quad (2)$$

$$\gamma_{lim} = 1.859 \left(2.163 - 0.478(q_{c1Ncs})^{0.264}\right)^3 \geq 0 \quad (1)$$

$$\gamma_{lim} = 1.859 \left(1.1 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{46}\right)^{0.5}\right)^3 \geq 0 \quad (2)$$

(1) calcolo da prove CPT

(2) calcolo da prove SPT

per $FL > 2$ $\gamma_{max} = 0$; per $FL < F_{\alpha}$ $\gamma_{max} = \gamma_{lim}$ e per $2 > FL > F_{\alpha}$ γ_{max} è dato dalla seguente espressione:

$$\gamma_{max} = \min \left(\gamma_{lim}; 0.035(2 - FL) \left(\frac{1 - F_{\alpha}}{FL - F_{\alpha}} \right) \right)$$

Metodo proposto da Tokimatsu e Seed (1987)

Lo sforzo volumetrico (ϵ_c) in percentuale dopo l'inizio della liquefazione viene stimato dalla seguente figura dopo aver precedentemente valutato i valori di $(N_1)_{60}$ e $CSR (\tau_{av}/\sigma'_{vo})_{7.5}$, con le stesse relazioni indicate ai precedenti paragrafi.

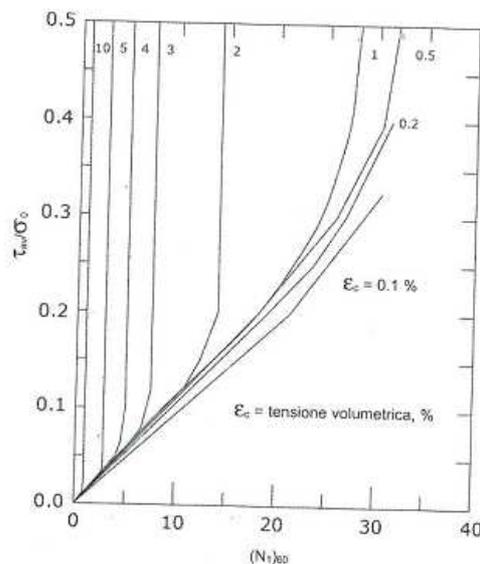


Figura 11 – correlazione di Tokimatsu e Seed (1987)

In entrambe le metodologie, i cedimenti post-liquefazione sono dati dall'integrazione lungo la verticale considerata delle deformazioni verticali ϵ_v calcolate con le relazioni sopra esposte:

$$ced_{,tot} = \sum_{j=1}^n (\epsilon_c / 100) \cdot h_j \quad (\text{cm})$$

Dove: h_j è lo spessore di ciascuno degli strati potenzialmente liquefacibili in metri.

Per quanto concerne la stima dei cedimenti in corrispondenza del rilevato esistente in zona sondaggio S3, sono state utilizzate le correlazioni relative alla prova SPT. I cedimenti post-liquefazione sono dati dall'integrazione lungo la verticale considerata delle deformazioni verticali ϵ_v calcolate con le relazioni sopra esposte; in

generale la metodologia di Idriss e Boulanger ha fornito una stima più cautelativa dei cedimenti, comunque tra i due metodi le differenze sono minime.

Nella seguente tabella e figura sono presentati i risultati delle stime dei cedimenti post liquefazione per il sondaggio S3.

Stratigrafia		S3																							
Falda:		m																							
Prova SPT	Prof.	spess	γ	σ_v	u	σ_v	Tokimatsu e Seed, 1987										Yoshimine et al. 2006; Idriss and Boulanger, 2008								
							$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60,CS}$	rd	MSF	CSR	$(CSR)_M$	ec	ced	FL	γ_{lim}	F_{ot}	γ_{max}	ec	ced					
[-]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[cm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[%]	[cm]				
1	11.55	3.5	19	219	76	144	6.4	7.5	0.87	1.362	0.30	0.22	4	14.7	0.4589	0.63	0.95	0.63	4.38	15.3					
2	16.55	1.9	19	314	126	189	6.6	7.7	0.73	1.362	0.28	0.20	4	6.7	0.5047	0.61	0.95	0.61	4.31	8.2					
3	19.35	1.9	19	368	154	214	7.2	8.4	0.66	1.362	0.26	0.19	3	6.1	0.5699	0.56	0.94	0.56	4.11	7.8					
4	21.40	1.9	19	407	174	233	7.3	8.6	0.60	1.362	0.24	0.18	3	6.3	0.6161	0.55	0.94	0.55	4.07	7.7					
														dtot=	33.7	cm							dtot=	39.0	cm

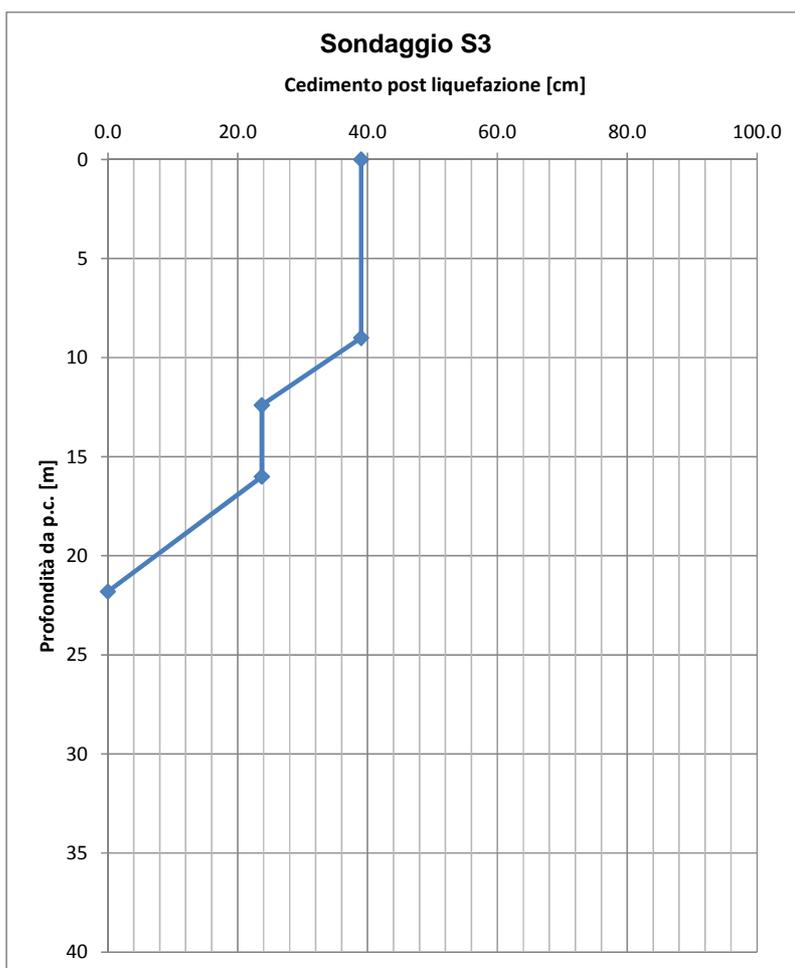


Figura 12 – Cedimento stimato post-liquefazione – sondaggio S3

Per quanto riguarda l'analisi dei cedimenti post liquefazione in corrispondenza di alcune pile del viadotto

finalizzata alla valutazione dell'interazione palo-terreno (attrito negativo), è stata svolta cautelativamente considerando il cedimento massimo valutato sulle verticali di indagine maggiormente rappresentative. In particolare sono stati considerati i sondaggi PCIA33V10, PCIA33V11 e la prova penetrometrica statica PEIA33V06.

Nelle seguenti tabelle sono sintetizzati i risultati ottenuti per i valori di SPT dei sondaggi.

Stratigrafia		V10																						
Falda:	3	m																						
Prova SPT	Prof.	spess	γ	σ_v	u	σ'_v	$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60,CS}$	rd	MSF	CSR	$(CSR)_M$	Tokimatsu e Seed, 1987		Yoshimine et al. 2006; Idriss and Boulanger, 2008									
													ec	ced	FL	γ_{lim}	F_{α}	γ_{max}	ec	ced				
[-]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[%]	[cm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[%]	[cm]				
1	19.5	3.5	19	371	165	206	13.6	15.9	0.7	1.4	0.30	0.22	2.2	7.7	0.74	0.25	0.72	0.25	2.76	9.6				
													dtot=	7.7	cm							dtot=	9.6	cm

Stratigrafia		V11																						
Falda:	3	m																						
Prova SPT	Prof.	spess	γ	σ_v	u	σ'_v	$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60,CS}$	rd	MSF	CSR	$(CSR)_M$	Tokimatsu e Seed, 1987		Yoshimine et al. 2006; Idriss and Boulanger, 2008									
													ec	ced	FL	γ_{lim}	F_{α}	γ_{max}	ec	ced				
[-]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[%]	[cm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[%]	[cm]				
1	18.0	3.5	19	342	150	192	15.1	17.8	0.7	1.4	0.28	0.20	1.9	6.7	0.89	0.20	0.63	0.06	1.75	6.1				
													dtot=	6.7	cm							dtot=	6.1	cm

Nella tabella e figura seguente si riportano i valori di cedimento stimati dalla prova CPT.

I valori di cedimento stimato dalle tre verticali di indagine sono piuttosto simili 6-10 cm dai sondaggi e 11 cm dalla prova CPT. Nel seguito si farà riferimento all'andamento del cedimento post-liquefazione indicato nella seguente figura (prova CPT) per la valutazione d'interazione palo-terreno. Il valore di cedimento massimo stimato è a p.c. ed avrà andamento lineare, decrescente con la profondità, fino ad annullarsi al piede dello strato potenzialmente liquefacibile.

6.3 INFLUENZA DELLA LIQUEFAZIONE SUI PALI DI FONDAZIONE

Lungo lo sviluppo del viadotto Ripalta, dalle indagini eseguite sono stati individuati due livelli di terreno potenzialmente liquefacibile: il primo di ridotto spessore, 1 m al massimo è collato intorno ai 9 m di profondità dal p.c. locale; il secondo strato ha uno spessore più rilevante ed è abbastanza profondo, tra i 16 ed i 20 m circa. Questi strati di terreno potenzialmente liquefacibile sono stati confermati sia dalle due prove SPT eseguite nei sondaggi PCIA33V11, PCIA33V10, sia dalle prove penetrometriche statiche eseguite nella zona PEIA33V07, PEIA33V06, PEIA33V04, PEIA33V02, PEIA33V01CPT. La presenza di strati di terreno potenzialmente liquefacibili in corrispondenza delle fondazioni delle pile, influenza il dimensionamento dei pali. Pertanto le successive valutazioni sui pali saranno finalizzate:

- alla eventuale perdita di resistenza laterale nello strato potenzialmente liquefacibile;
- all'eventuale sviluppo di attrito negativo lungo il fusto del palo; quindi a verifiche dei cedimenti del palo in presenza di attrito negativo;
- valutazione delle sollecitazioni di taglio e momento sui pali considerando tenendo conto della perdita di resistenza del terreno nello strato liquefacibile.

I pali in questo tratto hanno lunghezza di 42 m, in relazione alla predominanza di terreni alluvionali coesivi, si estendono ben oltre lo spessore liquefacibile e quindi sicuramente si possono escludere problemi di perdita di portanza alla base per problemi di liquefazione.

Quindi per il dimensionamento delle palificate ubicate in corrispondenza di strati potenzialmente liquefacibili, si procede nel seguente modo; tale zona è compresa indicativamente tra le progressive chilometriche 2+730 e 3+077 (pile da P8 a P19 comprese).

- Valutazione della capacità portante dei pali, trascurando il contributo di portata laterale nello strato liquefacibile;
- Valutazione del momento adimensionale lungo il palo e del parametro alfa (per rapporto momento / taglio), considerando un modulo di reazione nullo nello strato potenzialmente liquefacibile.
- Valutazione dell'interazione palo-terreno in presenza di attrito negativo (dato dal terreno nello strato potenzialmente liquefacibile e del terreno sovrastante fino a testa palo) e quindi valutazione della curva carico - cedimento in presenza di attrito negativo, al fine di verificare che i cedimenti ai carichi di esercizio siano compatibili con la funzionalità delle sovrastrutture anche in presenza di attrito negativo.

7 INTERVENTI DI MITIGAZIONE

7.1 SCOPO E ENTITA' DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE

Per quanto riguarda il tratto di rilevato ferroviario tra le progressive chilometriche 2+020 e 2+400, considerata la pericolosità sismica di base, la suscettibilità dei terreni alla liquefazione e le possibili conseguenze descritte al precedente capitolo, è necessario intervenire per mitigare il rischio di liquefazione, al fine di scongiurare eccessivi cedimenti del corpo del rilevato, oltre al rischio concreto di danni diretti ai convogli in circolazione, ed ai problemi connessi con una interruzione dell'esercizio prolungata, presumibilmente non compatibile con le esigenze del servizio.

I livelli di terreno potenzialmente suscettibile di liquefazione e quindi da trattare sono profondi: tra 9 e 12.4 m e tra 16 e 21.7 m di profondità da p.c.. In questa zona il raddoppio in progetto è previsto sul rilevato esistente che presenta altezza massima 5 m circa. L'intervento in progetto dovrà quindi interessare il terreno di questi due strati potenzialmente liquefacibili, al di sotto del rilevato esistente, operando ai lati del rilevato esistente, mantenendo in esercizio la linea ferroviaria esistente.

7.2 TIPOLOGIA DI TRATTAMENTO

Si prevede un intervento mediante una maglia regolare di colonne di Compaction Grouting (CG). La tecnologia Compaction Grouting necessita di attrezzature meno pesanti ed invasive (rispetto a Jet grouting o Deep Mixing) ed è idonea per essere utilizzata anche sotto strutture esistenti.

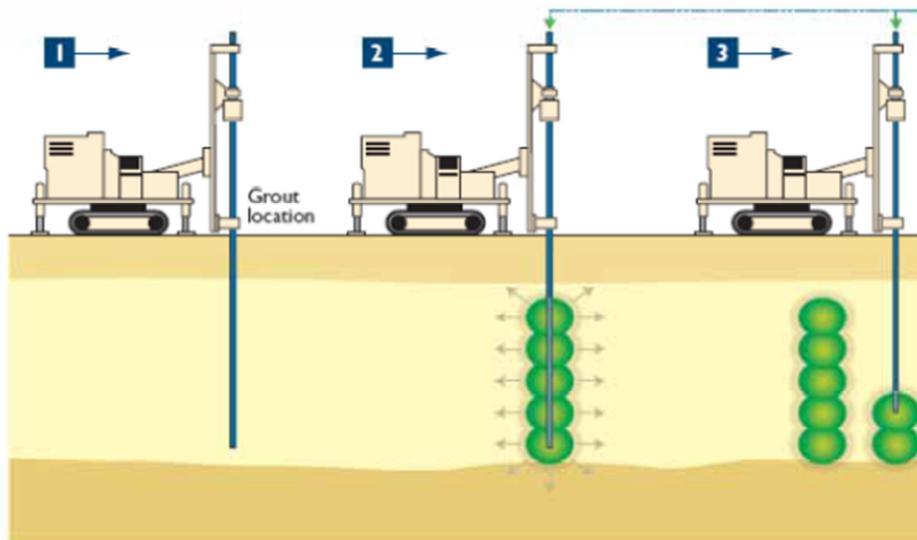
Obiettivo dell'intervento è il conseguimento finale di un indice di **potenziale liquefazione (IPL) < 2**, contando in tal senso sul duplice effetto indotto dalla tecnologia scelta a Progetto:

- l'effetto irrigidente delle colonne CG che si vengono a creare con conseguente riduzione degli sforzi sismici indotti sul terreno che ne resta intercluso;
- l'addensamento del terreno stesso per effetto dello scostamento indotto nelle fasi di iniezione della malta cementizia.

La tecnologia del Compaction grouting consiste nell'inserimento nel terreno, mediante perforazione a rotazione o infissione, di un rivestimento metallico attraverso il quale, raggiunta la quota di progetto, viene iniettata una malta molto consistente (paragonabile ad un conglomerato cementizio S1). Tale iniezione avviene in maniera lenta e controllata, per fasi, contemporaneamente all'estrazione del rivestimento.

Le fasi di iniezione sono assistite da una strumentazione elettronica che, in tempo reale misura, controlla e

registra i seguenti parametri: pressione di iniezione, portata di iniezione, volume della malta pompata per ogni fase di iniezione.



Il CG necessita l'iniezione di malte cementizie completamente diverse dalle usuali miscele che si utilizzano per eseguire le tradizionali iniezioni per permeazione o il jet grouting. Per queste tecnologie si adottano normalmente miscele fluide binarie o ternarie molto fluide che ovviamente non possono trovare applicazione nel presente caso dove si necessita l'applicazione di una malta ad elevata consistenza. La miscela è fondamentalmente una malta di sabbia e cemento composta da:

- cemento R32,5
- Filler calcareo
- Sabbia 0÷3mm
- Acqua
- Additivo ritardante di presa

Sulla malta, di consistenza plastica, si eseguono slump test che solitamente evidenziano valori di abbassamento di circa 5cm (S1÷S2), vedasi foto seguente (sx):



L'iniezione, per le geometrie del caso in esame, si può ipotizzare avvenga per step di 50cm raggiungendo per ogni intervallo la quantità di malta iniettata. Indicativamente in prima battuta, ai fini dei computi si può ipotizzare una quantità di malta iniettata di 110litri/metro. La quantità di sabbia iniettata viene determinata in base al volume assumendo convenzionalmente una massa volumica pari a 1450kg/mc (tariffa avvertenza 5000862) ottenendo pertanto un peso di sabbia paria a circa 320kg/m. Si considera invece un peso di cemento pari al 10% del peso della sabbia.

Su ogni step l'iniezione verrà arrestata nel caso in cui:

- al raggiungimento della quantità da iniettare
- In caso di eccessivi sollevamenti del piano campagna (da concordare in accordo con la DL)
- In caso di aumento eccessivo delle pressioni (in genere >40bar)
- In caso di rifluimento di malta a p.c.

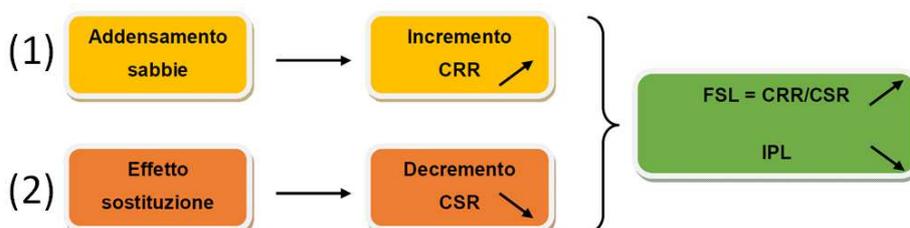
La maglia di trattamento (interasse colonne CG) e la quantità di malta iniettata ad ogni step andrà verificata con apposito campo prova preliminare, in cui si prevedono inoltre prove penetrometriche CPT da eseguire pre e post-intervento al fine di verificarne l'efficacia.

Nell'apposito elaborato di progetto è mostrata la sezione tipo dell'intervento previsto. Si tratta di colonne CG di diametro D=500 mm ad interasse 1.80 m.

Per esaminare le caratteristiche geotecniche del terreno compreso tra le iniezioni di consolidamento, si prevedono 4 prove penetrometriche CPT da eseguire pre -intervento e 4 prove CPT da eseguire post-intervento (lunghezza indicativa 20 m). Le indagini saranno eseguite nel baricentro delle maglia di perforazioni di lato 1.80 m

7.3 ANALISI POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE POST- INTERVENTO

Come già detto il miglioramento introdotto mediante l'intervento di "Compaction Grouting" si esplica mediante due contributi prestazionali che possono essere valutati singolarmente, come schematicamente sintetizzato nella seguente immagine.



(1) L'intervento di "Compaction Grouting" determina un addensamento delle sabbie per effetto dell'immissione delle malte iniettate in corrispondenza delle verticali di intervento. Ciò determina un aumento della resistenza a taglio (CRR) sia in condizioni statiche sia in regime dinamico. Valutazioni in tal senso sono possibili in funzione del tasso di sostituzione previsto; e può essere verificato sperimentalmente dall'incremento di parametri come la resistenza alla punta del penetrometro statico (q_c) o della velocità delle onde S (V_s), quantificati confrontando il risultato delle indagini pre e post intervento.

(2) Parallelamente a questo effetto benefico, si registra anche una riduzione della componente di sollecitazione sismica che interessa i terreni in posto (in questo caso i litotipi sabbiosi superficiali che saranno interessati dall'intervento di consolidamento), in quanto una quota parte del taglio sismico migra sulle colonne di malta assai più rigide rispetto al terreno circostante. Questo effetto, dal punto di vista analitico, si traduce in una riduzione del CSR e quindi in un innalzamento dei fattori di sicurezza alla liquefazione e nella conseguente riduzione del potenziale IPL.

Dal confronto delle prove penetrometriche pre-post intervento all'interno della maglia di trattamento, da eseguire già nel campo prova preliminare del Compaction grouting, sarà possibile evidenziare in termini di incremento del fattore di sicurezza alla liquefazione, il miglioramento dato dall'intervento in progetto.

8 APPENDICE A. ANALISI DI STABILITA'. TABULATI DI CALCOLO PCSTABL

8.1 ANALISI STABILITÀ RILEVATO FERROVIARIO H=5 M

**

** PCSTABL5M **

by
Purdue University

1

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 07-14-16
Time of Run: 4:22pm
Run By:
Input Data Filename: C:RL.SI
Output Filename: C:RL.OUT
Unit: SI
Plotted Output Filename: C:RL.PLT

PROBLEM DESCRIPTION LINEA TERMOLI-LESINA Rilevato
Analisi stabilit... statica SLU liq

BOUNDARY COORDINATES

3 Top Boundaries
7 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type Below Bnd
1	.00	20.00	10.00	20.00	1
2	10.00	20.00	17.50	25.00	2
3	17.50	25.00	30.90	25.00	2
4	10.00	20.00	30.90	20.00	1
5	.00	11.00	30.90	11.00	4
6	.00	7.50	30.90	7.50	1
7	.00	4.00	30.90	4.00	4

1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

4 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (KN/m3)	Saturated Unit Wt. (KN/m3)	Cohesion Intercept (KPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (KPa)	Piez. Surface No.
1	19.0	19.0	4.0	20.5	.00	.0	1
2	20.0	20.0	.0	32.0	.00	.0	1
3	19.0	19.0	.0	27.5	.00	.0	1
4	19.0	19.0	.0	5.7	.00	.0	1

1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 10.00

Piezometric Surface No. 1 Specified by 2 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	.00	20.00
2	30.90	20.00

1

BOUNDARY LOAD(S)

RELAZIONE DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE
LIQUEFAZIONE

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
L100 01 D 78 CL GE0005 003 A 52 di 57

3 Load(s) Specified

Load No.	X-Left (m)	X-Right (m)	Intensity (KPa)	Deflection (deg)
1	19.45	21.00	18.7	.0
2	21.00	27.40	83.8	.0
3	27.40	28.95	18.7	.0

NOTE - Intensity Is Specified As A Uniformly Distributed Force Acting On A Horizontally Projected Surface.

1

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

400 Trial Surfaces Have Been Generated.

20 Surfaces Initiate From Each Of 20 Points Equally Spaced Along The Ground Surface Between X = .00 m and X = 9.90 m

Each Surface Terminates Between X = 17.50 m and X = 30.90 m

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation At Which A Surface Extends Is Y = 1.00 m

1.00 m Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

1

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method * *

Failure Surface Specified By 24 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	5.21	20.00
2	6.03	19.43
3	6.90	18.93
4	7.80	18.50
5	8.74	18.15
6	9.70	17.87
7	10.68	17.66
8	11.67	17.53
9	12.67	17.48
10	13.67	17.51
11	14.66	17.62
12	15.64	17.81
13	16.61	18.07
14	17.55	18.41
15	18.46	18.82
16	19.34	19.31
17	20.17	19.86
18	20.96	20.47
19	21.70	21.14
20	22.38	21.88
21	23.00	22.66
22	23.56	23.49
23	24.05	24.36
24	24.35	25.00

Circle Center At X = 12.8 ; Y = 30.1 and Radius, 12.7

*** 1.188 ***

Individual data on the 28 slices

RELAZIONE DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE
LIQUEFAZIONE

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
L100 01 D 78 CL GE0005 003 A 53 di 57

Slice No.	Width (m)	Weight (N)	Water Force		Tie Force		Earthquake Force		Surcharge Load (N)
			Top (N)	Bot (N)	Norm (N)	Tan (N)	Hor (N)	Ver (N)	
1	.8	1351.3	.0	862.9	.0	.0	.0	.0	.0
2	.9	4093.5	.0	2486.9	.0	.0	.0	.0	.0
3	.9	6695.9	.0	3902.6	.0	.0	.0	.0	.0
4	.9	9053.6	.0	5101.1	.0	.0	.0	.0	.0
5	1.0	11073.7	.0	6075.1	.0	.0	.0	.0	.0
6	.3	3790.9	.0	2038.8	.0	.0	.0	.0	.0
7	.7	9817.0	.0	4779.7	.0	.0	.0	.0	.0
8	1.0	18531.1	.0	7326.5	.0	.0	.0	.0	.0
9	1.0	23213.0	.0	7596.1	.0	.0	.0	.0	.0
10	1.0	27345.2	.0	7625.5	.0	.0	.0	.0	.0
11	1.0	30824.2	.0	7414.6	.0	.0	.0	.0	.0
12	1.0	33568.2	.0	6964.8	.0	.0	.0	.0	.0
13	1.0	35519.2	.0	6278.7	.0	.0	.0	.0	.0
14	.9	34710.2	.0	5109.2	.0	.0	.0	.0	.0
15	.0	1929.5	.0	251.4	.0	.0	.0	.0	.0
16	.9	35070.3	.0	4216.4	.0	.0	.0	.0	.0
17	.9	31441.4	.0	2853.2	.0	.0	.0	.0	.0
18	.1	3922.6	.0	274.4	.0	.0	.0	.0	.0
19	.7	23557.1	.0	1004.9	.0	.0	.0	.0	4107.5
20	.2	5739.9	.0	51.9	.0	.0	.0	.0	1058.9
21	.6	17522.2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	3438.5
22	.0	1109.7	.0	.0	.0	.0	.0	.0	230.0
23	.7	17755.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	17822.8
24	.7	14521.8	.0	.0	.0	.0	.0	.0	17435.2
25	.6	10377.8	.0	.0	.0	.0	.0	.0	15908.3
26	.6	6570.9	.0	.0	.0	.0	.0	.0	14282.3
27	.5	3233.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	12567.2
28	.3	585.8	.0	.0	.0	.0	.0	.0	7637.7

Failure Surface Specified By 21 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	5.73	20.00
2	6.59	19.49
3	7.50	19.06
4	8.43	18.72
5	9.40	18.45
6	10.38	18.28
7	11.38	18.19
8	12.38	18.19
9	13.38	18.27
10	14.36	18.45
11	15.33	18.71
12	16.26	19.06
13	17.17	19.48
14	18.03	19.99
15	18.85	20.57
16	19.61	21.22
17	20.31	21.93
18	20.94	22.70
19	21.50	23.53
20	21.99	24.40
21	22.26	25.00

Circle Center At X = 11.9 ; Y = 29.5 and Radius, 11.3

*** 1.189 ***

1

Failure Surface Specified By 26 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	3.13	20.00
2	3.94	19.42
3	4.80	18.91
4	5.69	18.45
5	6.61	18.07
6	7.56	17.75
7	8.53	17.50
8	9.52	17.33
9	10.51	17.22
10	11.51	17.19
11	12.51	17.24
12	13.50	17.35
13	14.48	17.54

RELAZIONE DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE
LIQUEFAZIONE

COMMESSA L100	LOTTO 01	CODIFICA D 78	DOCUMENTO CL GE0005 003	REV. A	FOGLIO 54 di 57
------------------	-------------	------------------	----------------------------	-----------	--------------------

14	15.45	17.80
15	16.39	18.13
16	17.31	18.53
17	18.20	18.99
18	19.05	19.52
19	19.86	20.10
20	20.62	20.75
21	21.33	21.45
22	22.00	22.20
23	22.60	23.00
24	23.15	23.83
25	23.63	24.71
26	23.76	25.00

Circle Center At X = 11.4 ; Y = 30.8 and Radius, 13.7

*** 1.192 ***

Failure Surface Specified By 21 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	6.25	20.00
2	7.15	19.57
3	8.09	19.21
4	9.04	18.92
5	10.02	18.71
6	11.01	18.57
7	12.01	18.51
8	13.01	18.54
9	14.01	18.63
10	14.99	18.81
11	15.96	19.06
12	16.90	19.39
13	17.82	19.79
14	18.70	20.26
15	19.54	20.80
16	20.34	21.40
17	21.09	22.06
18	21.79	22.78
19	22.42	23.55
20	23.00	24.37
21	23.37	25.00

Circle Center At X = 12.2 ; Y = 31.3 and Radius, 12.8

*** 1.195 ***

1

Failure Surface Specified By 26 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	3.13	20.00
2	3.97	19.47
3	4.85	18.99
4	5.76	18.58
5	6.70	18.23
6	7.66	17.94
7	8.63	17.72
8	9.62	17.57
9	10.62	17.49
10	11.62	17.47
11	12.62	17.52
12	13.61	17.64
13	14.59	17.82
14	15.56	18.08
15	16.51	18.39
16	17.43	18.78
17	18.33	19.22
18	19.19	19.72
19	20.02	20.28
20	20.81	20.90
21	21.55	21.57
22	22.25	22.28
23	22.90	23.05
24	23.49	23.85
25	24.03	24.69
26	24.20	25.00

RELAZIONE DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE
LIQUEFAZIONE

COMMESSA L100	LOTTO 01	CODIFICA D 78	DOCUMENTO CL GE0005 003	REV. A	FOGLIO 55 di 57
------------------	-------------	------------------	----------------------------	-----------	--------------------

Circle Center At X = 11.4 ; Y = 32.1 and Radius, 14.7

*** 1.197 ***

Failure Surface Specified By 25 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	5.21	20.00
2	6.03	19.42
3	6.89	18.91
4	7.78	18.47
5	8.71	18.09
6	9.66	17.79
7	10.64	17.57
8	11.63	17.42
9	12.62	17.34
10	13.62	17.35
11	14.62	17.43
12	15.61	17.59
13	16.58	17.83
14	17.53	18.14
15	18.45	18.53
16	19.34	18.98
17	20.20	19.50
18	21.01	20.09
19	21.77	20.74
20	22.48	21.44
21	23.13	22.20
22	23.72	23.01
23	24.25	23.86
24	24.71	24.75
25	24.81	25.00

Circle Center At X = 13.1 ; Y = 30.2 and Radius, 12.9

*** 1.197 ***

1

Failure Surface Specified By 26 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	4.69	20.00
2	5.46	19.36
3	6.28	18.79
4	7.14	18.28
5	8.04	17.84
6	8.97	17.48
7	9.93	17.19
8	10.91	16.98
9	11.90	16.85
10	12.90	16.80
11	13.90	16.82
12	14.89	16.93
13	15.87	17.12
14	16.84	17.38
15	17.78	17.72
16	18.69	18.13
17	19.56	18.62
18	20.40	19.17
19	21.18	19.79
20	21.92	20.47
21	22.59	21.20
22	23.21	21.99
23	23.76	22.82
24	24.25	23.70
25	24.66	24.61
26	24.80	25.00

Circle Center At X = 13.1 ; Y = 29.3 and Radius, 12.5

*** 1.199 ***

Failure Surface Specified By 26 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	4.17	20.00
2	4.94	19.36
3	5.76	18.79
4	6.62	18.28
5	7.52	17.85
6	8.45	17.48
7	9.41	17.20
8	10.39	16.98
9	11.38	16.85
10	12.38	16.80
11	13.38	16.82
12	14.37	16.93
13	15.35	17.11
14	16.32	17.37
15	17.26	17.70
16	18.17	18.11
17	19.05	18.60
18	19.89	19.14
19	20.68	19.76
20	21.41	20.43
21	22.10	21.16
22	22.72	21.95
23	23.28	22.78
24	23.77	23.65
25	24.19	24.55
26	24.35	25.00

Circle Center At X = 12.6 ; Y = 29.4 and Radius, 12.6

*** 1.199 ***

1

Failure Surface Specified By 22 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	5.21	20.00
2	6.01	19.40
3	6.86	18.87
4	7.75	18.43
5	8.69	18.07
6	9.65	17.80
7	10.63	17.62
8	11.63	17.54
9	12.63	17.54
10	13.63	17.65
11	14.61	17.84
12	15.56	18.13
13	16.49	18.51
14	17.38	18.97
15	18.22	19.51
16	19.01	20.13
17	19.73	20.82
18	20.39	21.57
19	20.97	22.38
20	21.47	23.25
21	21.89	24.15
22	22.20	25.00

Circle Center At X = 12.0 ; Y = 28.2 and Radius, 10.6

*** 1.207 ***

Failure Surface Specified By 23 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	4.69	20.00
2	5.50	19.41
3	6.35	18.90
4	7.25	18.46
5	8.19	18.11
6	9.15	17.84

