



**LA SPEZIA
CONTAINER TERMINAL**



Autorità di Sistema Portuale
del Mar Ligure Orientale
Porti di La Spezia e
Marina di Carrara



PORTO DI LA SPEZIA
AMPLIAMENTO TERMINAL RAVANO

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO ELABORATO

RELAZIONE SULLA LIQUEFAZIONE

CODICE ELABORATO

21 08 PE R106 00

Rev.	Data	Causale
0	05/05/2023	Emissione finale per verificatore
1		
2		
3		

IL COMMITTENTE



LSCT S.p.a.
Viale San Bartolomeo, 20
19126 - La Spezia (SP)
C.F.00072960115 - P.IVA 00859620114

IL PROGETTISTA



Modimar Project S.r.l.
Via Asmara, 72 - 00199 Roma (RM)
P. IVA 16016151009



GES - Geotechnical Engineering Service S.r.l.
Via Sandro Totti, 7/A - 60131 Ancona (AN)
P. IVA 02528430420



GeoEquipe - Studio Tecnico Associato
Via Sandro Pertini, 55 - 62029 Tolentino (MC)
P. IVA 00817500432

Dimensioni foglio:

A4

Redatto:

Vita

Controllato:

Sanzone

Approvato:

Tartaglioni

Note:

SOMMARIO

1	PREMESSA	2
2	NORME DI RIFERIMENTO	3
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
4	STUDI SISMICI RECENTI – MICROZONAZIONE SISMICA.....	4
5	INDICAZIONI NORMATIVE	5
6	DETERMINAZIONE DELL’AZIONE SISMICA	8
7	SISMICITÀ STORICA DELL’AREA.....	10
7.1	DATABASE “CPTI15”	10
7.2	ZONAZIONE SIMOGENETICA.....	13
7.3	MAGNITUDO ALLA SCALA DI SITO	15
7.4	ANALISI DI DISAGGREGAZIONE.....	16
7.5	SINTESI DELLE DIVERSE MAGNITUDO DI RIFERIMENTO.....	17
8	VALUTAZIONE DEL RISCHIO LIQUEFAZIONE	19
8.1	VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITÀ ALLE DIVERSE PROFONDITÀ.....	19
8.2	VALUTAZIONE DEL RAPPORTO DI SFORZO CICLICO CSR.....	20
8.3	VALUTAZIONE DEL RAPPORTO DI RESISTENZA CICLICA CRR	22
8.3.1	Valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR da prove DPSH.....	24
8.3.2	Valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR da prove CPT.....	27
8.4	POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	29
8.5	RISULTATI DA PROVE IN SITO.....	30
8.5.1	Prove DPSH e Prove CPT.....	30
9	CONCLUSIONI	37
10	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO.....	39

1 PREMESSA

I lavori di ampliamento del nuovo terminal Ravano nel Porto di La Spezia prevedono la realizzazione di due ampi piazzali per lo stoccaggio e la movimentazione di containers, di cui il primo si ottiene dalla ristrutturazione dell'attuale banchina Ravano, ed il secondo, chiudendo e colmando lo specchio acqueo della Marina del Canaletto ed inglobando il molo Fornelli già esistente (

Figura 1-1).

La presente relazione illustra le analisi svolte per la verifica della stabilità del sito di costruzione rispetto ai fenomeni di liquefazione, in ottemperanza a quanto prescritto al §7.11.3.4 delle Norme tecniche per le costruzioni che ricadono in zona sismica.



Figura 1-1 – planimetria area di intervento

In generale, il fenomeno della liquefazione è causa di riduzione della resistenza al taglio dei terreni per accumulo di sovrappressioni neutre e di cedimenti conseguenti alla loro dissipazione post sismica. Per quanto riguarda i paramenti verticali di banchina, la liquefazione può dunque determinare una condizione critica per l'aumento delle spinte a monte dell'opera. L'assestamento del terreno successivo alla liquefazione genera fenomeni di trascinalamento sui palancolati e sulle paratie di pali per effetto dell'attrito

negativo. Per i piazzali, la liquefazione può determinare una riduzione di capacità portante e cedimenti verticali dei riempimenti, come pure azioni conseguenti all'attrito negativo sulle fondazioni profonde.

A premessa di quanto di seguito illustrato, è necessario chiarire che la valutazione del potenziale di liquefazione viene sviluppata prendendo a riferimento dati sperimentali e modelli geotecnici stabiliti per i piazzali e le banchine già esistenti in quanto, ai fini della verifica, queste opere si presentano in una condizione sperimentale che può essere ritenuta rappresentativa anche per le opere di nuova realizzazione. Infatti, per quanto riguarda i terreni di fondazione, i modelli geotecnici di sottosuolo per le due parti del terminal, esistente e nuova, sono del tutto simili mentre, per i nuovi riempimenti, questi saranno realizzati con materiale stabilizzato e compattato, che certamente non presenta rischi di liquefazione.

2 NORME DI RIFERIMENTO

- DM Infrastrutture 17 gennaio 2018 “NTC 2018” (G.U. 20 febbraio 2018 n.42, supplemento ordinario n.8);
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7/C.S.LL.PP “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 17 gennaio 2018”;
- Eurocodice 8 Parte 5- Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Geotechnical aspects, Foundations, Retaining and Underground structures (EN 1998 - 5, 2005)

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- 21_08_PE_R101: Relazione Geologica
- 21_08_PE_R102: Indagini geognostiche e geotecniche
- 21_08_PE_R103: Indagini geofisiche
- 21_08_PE_R104: Prove geotecniche di laboratorio
- 21_08_PE_R105: Relazione di Caratterizzazione dei terreni

4 STUDI SISMICI RECENTI – MICROZONAZIONE SISMICA

Per l'area del Comune di La Spezia sono state reperite le indagini di Microzonazione sismica di livello I, redatte nel 2016 dal Geol. Carlo Civelli ed altri.

Nella Figura 4-1 si riporta uno stralcio della carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS) in cui l'area di intervento ricade in una **zona instabile “di attenzione per liquefazione di tipo 1 (ZALQ1)”**.

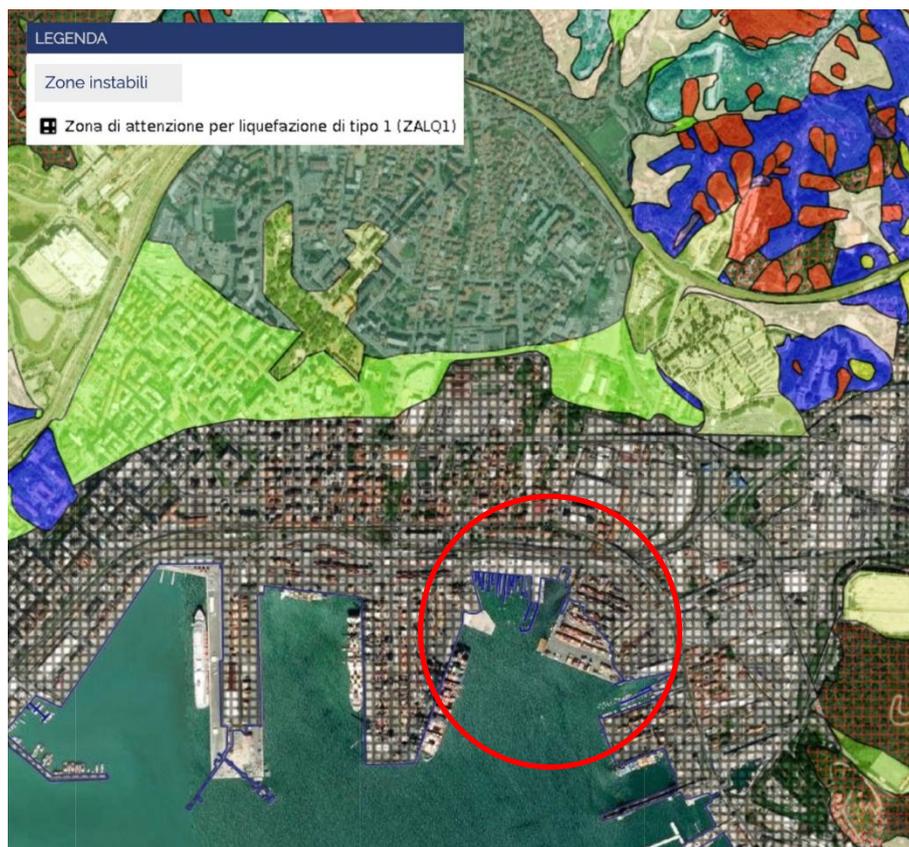


Figura 4-1 Microzone omogenee in prospettiva sismica (MZS1 –La Spezia)

5 INDICAZIONI NORMATIVE

La Norma Tecnica nazionale (DM 2018) prescrive la verifica della stabilità del sito su cui sono impostati i manufatti nei confronti dei possibili fenomeni di liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

La verifica può essere omessa solo nel caso in cui si verifichi almeno una delle seguenti condizioni:

- le accelerazioni attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,10g$;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15m dal piano di campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 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;
- l'assortimento granulometrico dei materiali interessati ricada all'esterno del fuso granulometrico che caratterizza il campo della liquefazione; pertanto la distribuzione granulometrica deve essere esterna alle zone indicate nella Figura 5-1 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

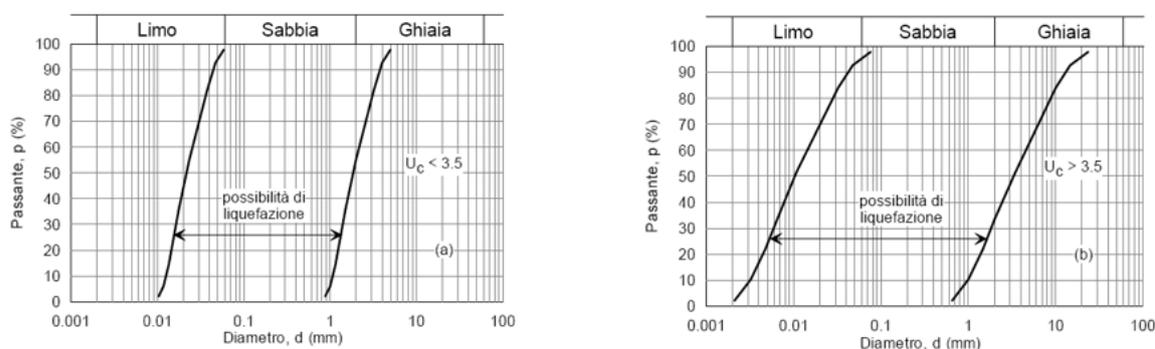


Figura 5-1 Fusi granulometrici per verifica liquefazione

Per quanto riguarda le condizioni a) e b) risulta che:

- il porto di La Spezia è contraddistinto da un'accelerazione massima orizzontale a_{\max} superiore a 0,20g;
- la falda, coincidente con il livello del mare, è circa due metri e mezzo dal piano dei piazzali.

Per verificare la condizione c) (stato di addensamento del deposito) si sono analizzati i risultati delle prove penetrometriche statiche, normalizzando i valori misurati della resistenza alla punta q_c in funzione della tensione efficace verticale alla profondità di prova. A tal fine, la resistenza alla punta normalizzata, q_{c1N} , si ottiene attraverso la formulazione di Robertson e Wride:

$$q_{c1N} = C_q \left(\frac{q_c}{p_a} \right) = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \cdot \left(\frac{q_c}{p_a} \right)$$

dove:

- q_c è la resistenza alla punta;
- p_a è il valore della pressione atmosferica (espressa nella medesima unità di misura di q_c e σ'_{v0});
- n è un esponente che vale 0,5 per sabbie pulite, 1,0 per terreni argillosi e variabile tra 0,5 ed 1 per limi e limi sabbiosi.

In Figura 5-2 è rappresentato l'andamento della resistenza penetrometrica normalizzata per alcune delle verticali CPTu (è stata scelta per ogni settore una prova rappresentativa dell'area). Per quasi tutte le verticali i valori risultano al di sotto della soglia che consente di escludere il pericolo di liquefazione ($q_{c1N} > 180$).

Riguardo l'assortimento granulometrico dei terreni incoerenti per la verifica della condizione d), in Figura 5-3 sono riportate le curve granulometriche di alcuni campioni di terreno prelevati dal sito di costruzione in sovrapposizione al fuso che la normativa prescrive per il caso di terreni poco assortiti. Risulta che dal punto di vista granulometrico i terreni incoerenti presenti sono potenzialmente liquefacibili.

In definitiva, poiché nessuna delle condizioni previste dalla Normativa risulta soddisfatta, la verifica a liquefazione non può essere omissa.

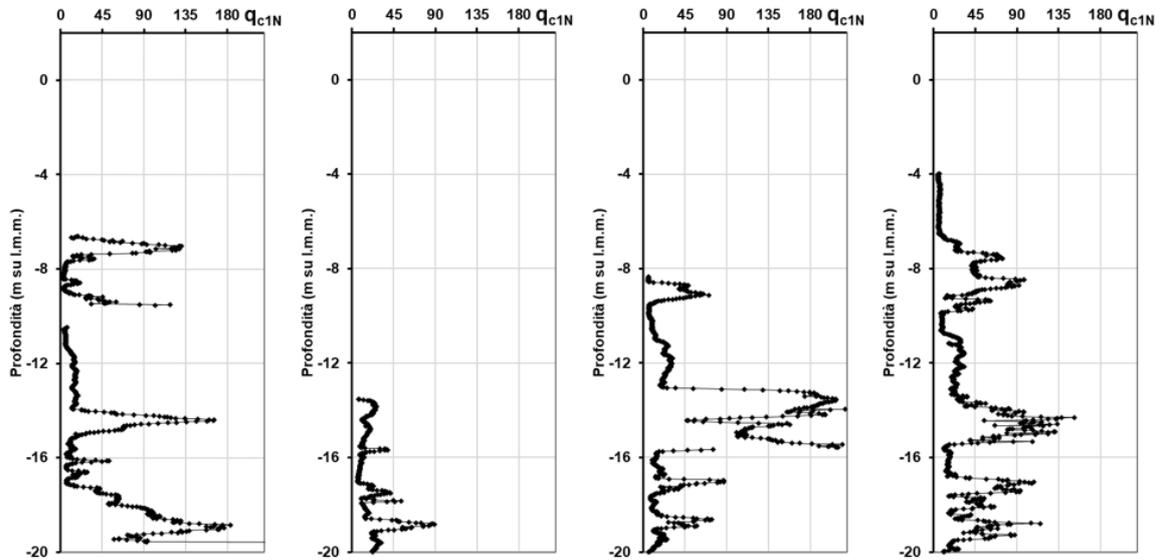


Figura 5-2 Resistenza penetrometrica normalizzata relativa alle verticali CPT_u sb1-sb4-sb8-sb12

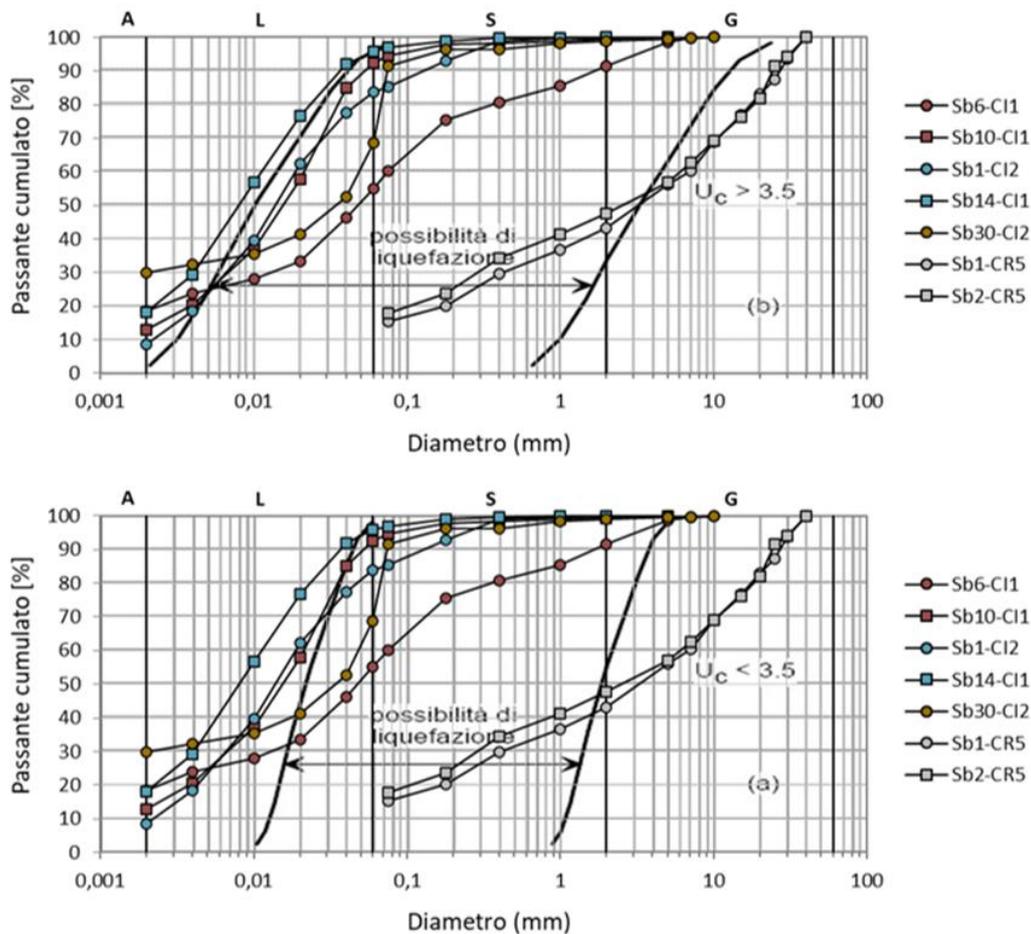


Figura 5-3 Distribuzione granulometrica dei campioni prelevati durante la campagna di indagine 2021 rispetto ai campi di suscettività alla liquefazione previsti dalla Norma

Modello di pericolosità sismica MPS04-S1

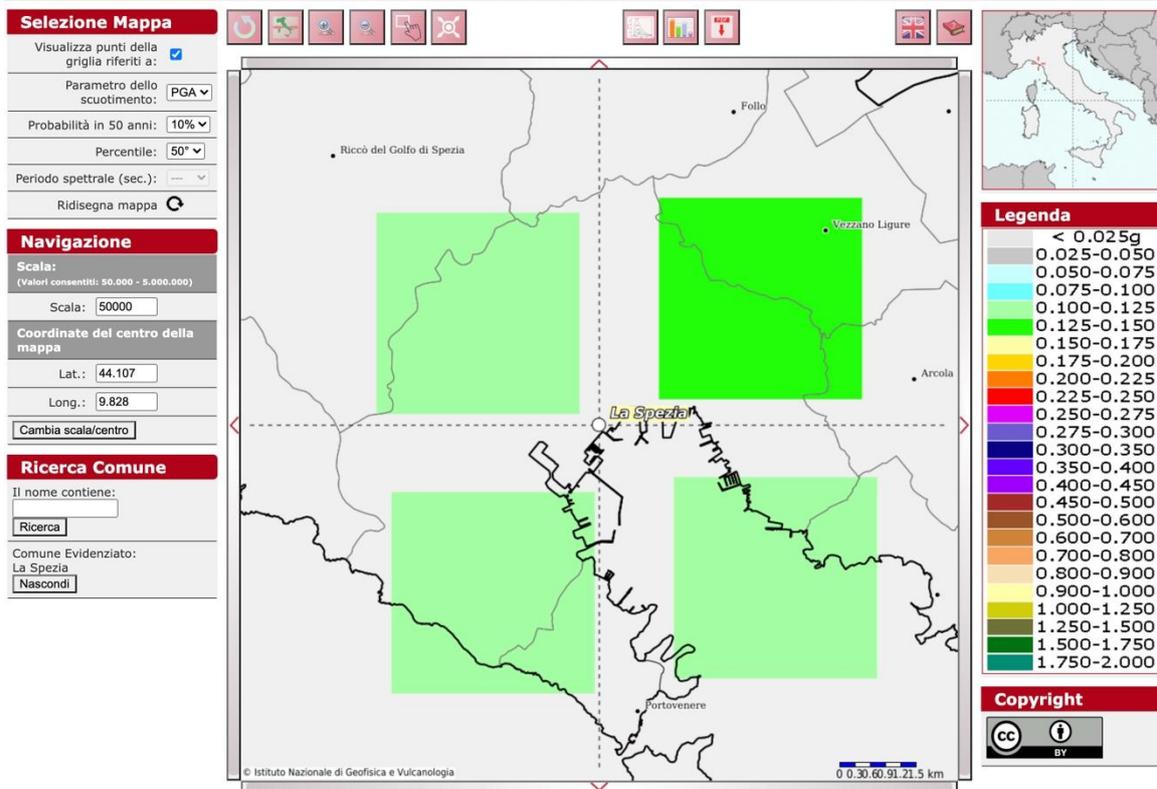


Figura 6-1 Pericolosità sismica per il porto di La Spezia con 10% di probabilità di superamento in 50 anni

In Tabella 6.1 sono presenti l'accelerazione e i coefficienti amplificativi stratigrafici e topografici che permettono di determinare l'accelerazione massima attesa in superficie.

Tabella 6.1 Parametri sismici relativi al sito di La Spezia

	a_g	F_o	T_C^*	S_s [-]	S_T [-]	a_{max} [g]
SLV	0,142g	2,389	0,295s	1,496	1,000	0,212

7 SISMICITÀ STORICA DELL'AREA

I dati di pericolosità sismica di base fanno riferimento a due principali fonti, la prima di carattere storico, la seconda basata su studi sismo-tettonici:

- Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, CPTI15 (dicembre 2011);
- Zonazione sismogenetica, ZS9.
- Magnitudo alla scala del sito;
- Analisi di disaggregazione

7.1 DATABASE "CPTI15"

La prima versione del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, risale al luglio 1999 (CPTI99), e fu concepita come catalogo di consenso per unificare e omogenizzare, attraverso procedure di stima dei parametri uguali per tutti i terremoti, tutte le informazioni disponibili sui terremoti italiani fino ad allora prodotte da fonti diverse o riportate tra cataloghi tra loro alternativi.

L'attuale versione (CPTI11) cataloga circa 4894 terremoti per una finestra temporale che va dall'anno 1000 al 2020.

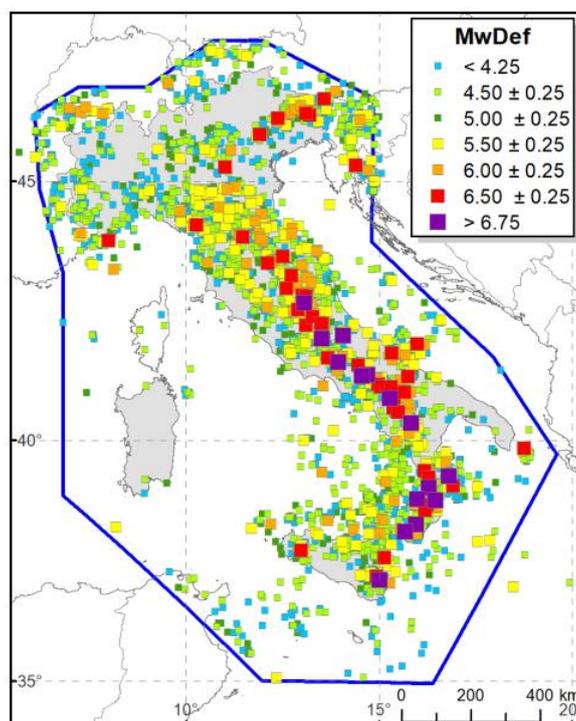


Figura 7-1 Distribuzione degli eventi CPTI15 per classi di Mw
(<http://emidius.mi.ingv.it/CPTI>, DOI: 10.6092/INGV.IT-CPTI11)



La consultazione del catalogo ha permesso di estrarre 53 eventi principali (Tabella 7.1) compresi in un raggio di circa 40 km dal sito in esame. L'evento di maggiore intensità nell'area così definita è relativo al sisma del 1920 (area epicentrale: Garfagnana) che ha avuto una Magnitudo pari a 6,53.

Tabella 7.1 Osservazioni sismiche per La Spezia contenute nel catalogo CPTI15

N°	Anno-mese-giorno	ora : minuti	Area epicentrale	Magnitudo momento (Maw)	Variazine (Daw)
210	1481-5-7	14:15	Lunigiana	5,6	0,41
462	1641-6-8	:	Lunigiana	4,63	0,46
647	1720-1-10	:	Toscana settentrionale	3,93	0,46
677	1730-3-29	0:5	Versilia	3,7	0,46
806	1767-1-21	7:45	Lunigiana	5,27	0,47
807	1767-1-21	9:0	Lunigiana	4,6	0,48
838	1775-1-5	22:45	Appennino emiliano	4,55	0,52
850	1778-2-18	2:18	Lunigiana	3,93	0,46
945	1790-7-26	:	Lunigiana	5,1	0,46
1126	1834-2-14	13:15	Val di Taro-Lunigiana	5,96	0,11
1147	1837-4-11	17:0	Lunigiana	5,94	0,14
1204	1849-11-28	18:0	Val di Taro	4,63	0,46
1293	1861-3-16	:	Varese Ligure	4,63	0,46
1363	1873-9-17	:	Appennino tosco-ligure	5,26	0,13
1411	1878-9-10	13:31	Lunigiana	4,98	0,4
1615	1893-10-20	20:15	Appennino parmense	4,04	0,2
1813	1902-8-4	22:36	Lunigiana	4,78	0,16
1818	1902-12-4	16:35	Lunigiana	4,35	0,24
1832	1903-7-27	3:46	Lunigiana	5,19	0,12
1915	190611-10	17:55	Alta Val di Taro	4,22	0,23
2260	1920-9-6	14:5	Garfagnana	5,61	0,14
2261	1920-9-7	5:55	Garfagnana	6,53	0,08
2262	19209-7	8:10	Garfagnana	5,18	0,16
2263	1920-9-7	13:32	Garfagnana	5,05	0,24
2269	1920-12-27	16:19	Garfagnana	3,7	0,46
2273	1921-5-7	6:15	Lunigiana	4,64	0,4
2326	1925-3-15	17:15	Appennino tosco-emiliano	4,1	0,24
2331	1925-7-20	15:3	Garfagnana	3,95	0,4
2352	1926-11-18	22:57	Lunigiana	4,25	0,46
2383	1928-8-3	23:9	Lunigiana	4,26	0,23



2436	19311-25	10:48	Lunigiana	4,29	0,35
2488	1934-6-13	9:6	Val di Taro-Lunigiana	5,14	0,12
2495	1934-11-21	10:26	Mar Ligure	-	-
2554	1939-10-15	14:5	Garfagnana	4,96	0,16
2555	1939-10-31	6:47	Lunigiana	4,85	0,16
2728	1955-4-11	15:24	Liguria orientale	4,07	0,28
2738	1955-12-13	17:4	Lunigiana	4,53	0,19
2836	19618-3	10:26	Lunigiana	4,18	0,32
2894	19655-10	5:1	Appennino reggiano	4,29	0,24
2899	19657-23	23:14	Lunigiana	4,16	0,46
3424	19848-3	23:15	Garfagnana	3,3	0,19
3499	1986-10-1	19:53	Lunigiana	4,46	0,1
3516	1987-2-10	21:20	Lunigiana	4,09	0,11
3684	1992-5-20	1:21	Garfagnana	3,14	0,19
3755	1995-3-3	16:16	Lunigiana	4,2	0,11
3778	1995-10-10	6:54	Lunigiana	4,82	0,1
3811	1996-7-11	19:9	Lunigiana	4,06	0,09
4336	2008-3-26	9:19	Lunigiana	4,18	0,07
4548	2013-6-21	10:33	Lunigiana	5,36	0,07
4549	20136-21	12:12	Lunigiana	4,3	0,07
4550	2013-6-23	15:1	Lunigiana	4,63	0,07
4551	20136-30	14:40	Lunigiana	4,77	0,07
4629	2016-6-23	14:37	Lunigiana	4,11	0,07

In Figura 7-2 sono riportati gli epicentri dei principali eventi sismici nell'intorno del Comune di La Spezia. Dalla figura si evince che gli eventi principali sono quelli di Lunigiana e Garfagnana, mentre gli epicentri ubicati più vicino sono quelli relativi alla Val di Magra, che sono caratterizzati da una profondità ipocentrale variabile tra 0,6 e 9 Km (23/06/2016 – 11/07/1996 – 11/04/1955).

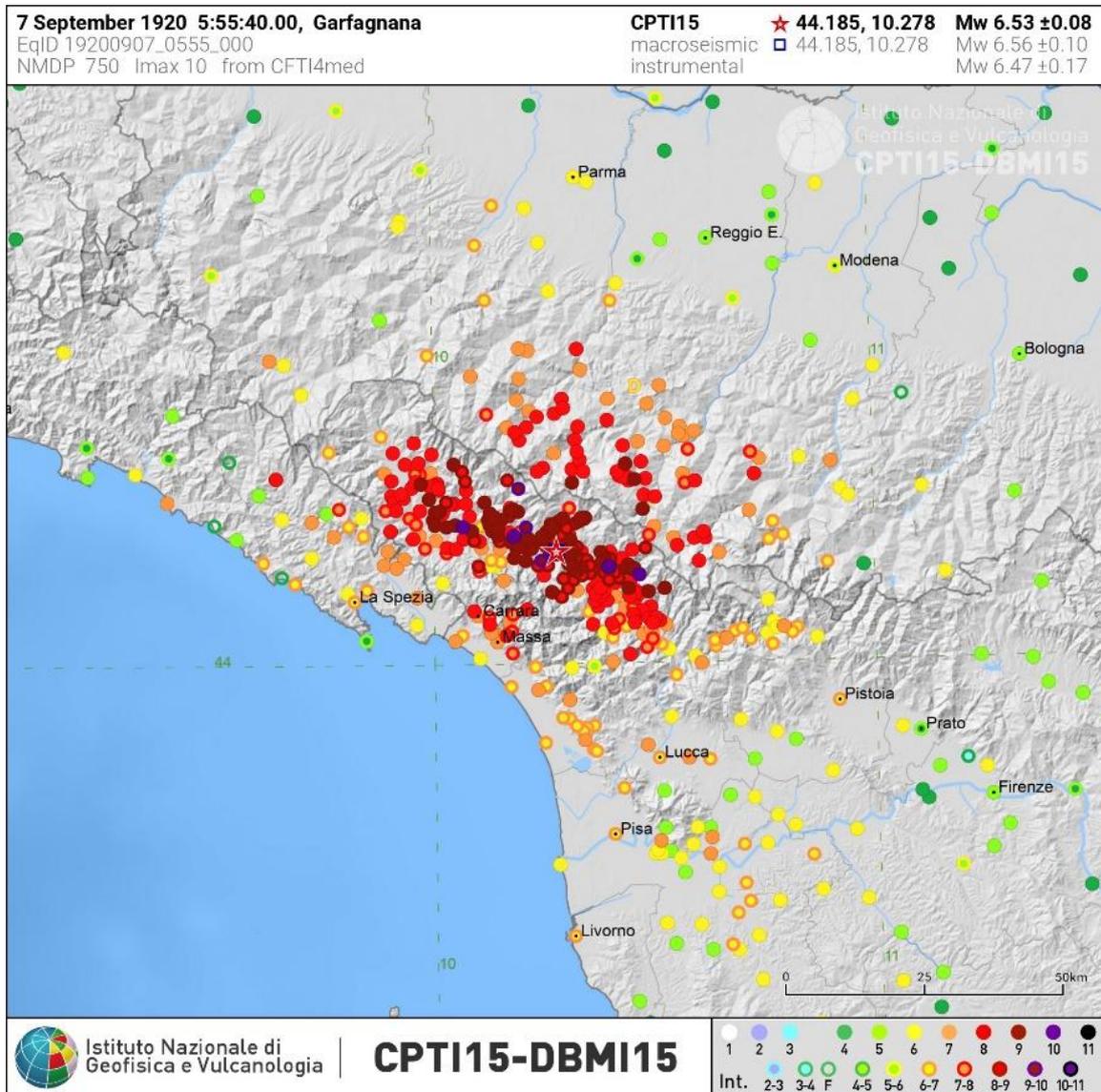


Figura 7-2 Eventi sismici nell'intorno del Comune di La Spezia

7.2 ZONAZIONE SISMOGENETICA

La prima zonazione (ZS4) in cui vengono individuate delle zone sismogenetiche caratterizzate da un tasso di sismicità uniforme è stata redatta da Meletti *et al.* nel 2000 seguendo l'approccio cinematico di Scandone *et al.* (1990). Gli sviluppi recenti in materia di sismogenesi hanno portato ad una nuova zonazione, denominata ZS9 (Figura 7-3).

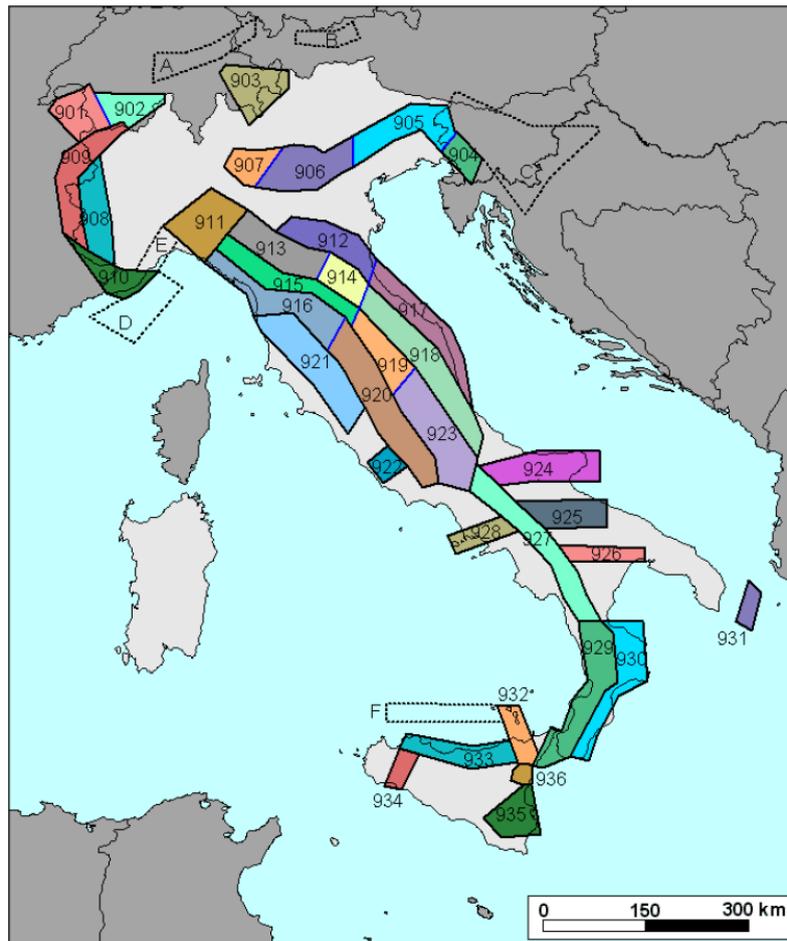


Figura 7-3 Zonazione sismogenetica

In base alla zonazione sismogenetica ZS9, l'area di La Spezia si trova nella zona dell'arco appenninico settentrionale e centrale (911: Arco di Pavia) ed è caratterizzata essenzialmente da cinematica compressiva in cui la magnitudo momento massima attesa (M_w) è pari a **6,14**.

Facendo riferimento alla Figura 7-4 si osserva che in corrispondenza dell'area di studio non sono presenti sorgenti sismogenetiche. Le sorgenti sismogenetiche più vicine sono quelle "ITCS026 Lunigiana" e "ITCS083 Garfagnana" che si trovano ad almeno 15 km e 25km. Tali sorgenti sismogenetiche sono superficiali e quindi in grado di produrre eventi di magnitudo consistenti (M_w comprese tra 6 e 6,4).

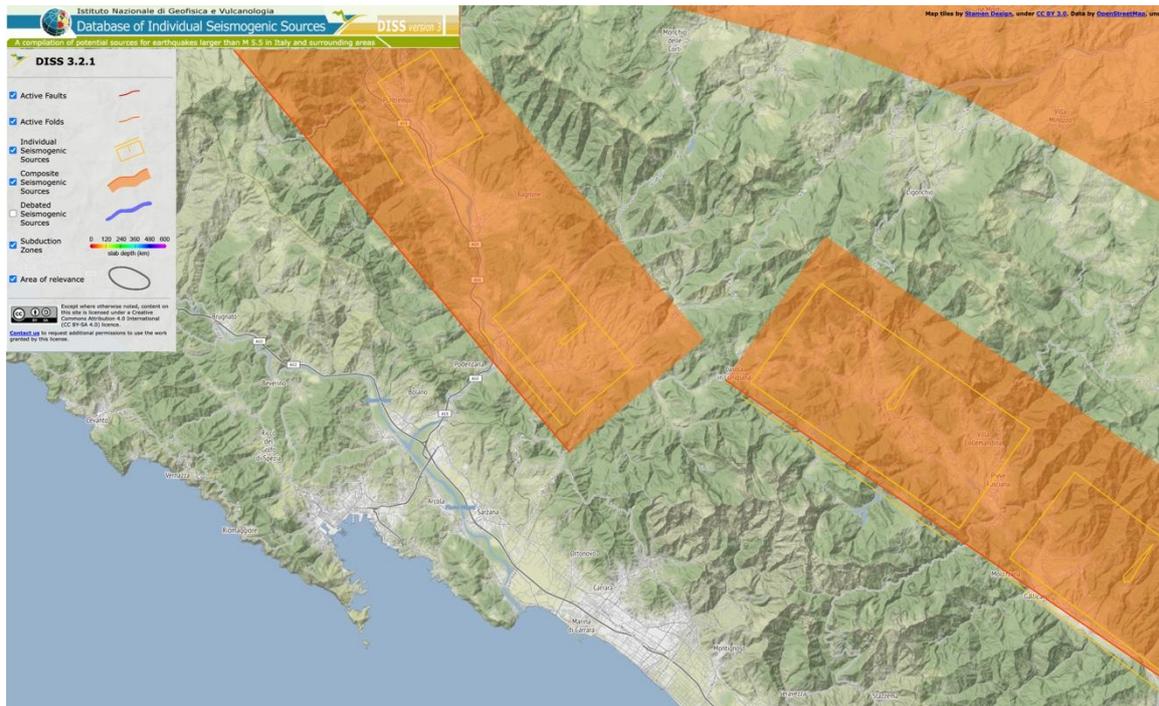


Figura 7-4 Distribuzione delle sorgenti sismogenetiche (DISS3 – INGV)

7.3 MAGNITUDO ALLA SCALA DI SITO

Alla scala sito specifica la magnitudo è correlabile al valore dell'accelerazione massima su suolo rigido attesa per un determinato tempo di ritorno (a_{max}); infatti secondo la relazione di Como-Lanni (Elementi di Strutture antisismiche), si ottiene:

$$6 \cdot M^2 \leq a_{max} \leq 12 \cdot M^2$$

con a_{max} espressa in cm/sec^2 .

In funzione del valore dell'accelerazione massima del suolo nei pressi dell'epicentro, si può ricavare l'intervallo di Magnitudo che descrive il sisma di progetto con la relazione:

- $M_{max} = (a_{max}/6)^{0,5}$
- $M_{min} = (a_{max}/12)^{0,5}$

e quindi eseguendo la media tra i valori ottenuti si definisce la Magnitudo media.

In Tabella 7.2 è riportato il risultato ottenuto per lo stato limite preso in considerazione.

Tabella 7.2 - Parametri sismici di base relativi al sito di La Spezia

	a_{max} [g]	M_{min}	M_{max}	M_{medio}
SLV	0,142	3,41	4,82	4,12



7.4 ANALISI DI DISAGGREGAZIONE

In relazione alla mappa di pericolosità sismica la magnitudo attesa in un determinato sito e ad un tempo di ritorno prefissato può essere derivata da un processo di disaggregazione della pericolosità. In sostanza il processo di disaggregazione consente di separare i diversi contributi alla pericolosità sismica di un determinato sito (la pericolosità sismica può essere espressa da uno dei diversi parametri di scuotimento, ad esempio a_g), identificando per un prefissato periodo di ritorno quale sorgente sismica contribuisce maggiormente alla pericolosità. Lo studio di disaggregazione svolto dal Gruppo di Lavoro MPS (2004) fornisce la carta della pericolosità sismica italiana in funzione dei parametri di scuotimento e del tempo di ritorno. Infatti per ogni nodo della griglia di calcolo, viene fornita la valutazione del contributo percentuale alla stima della pericolosità originata da tutte le possibili coppie di valori di magnitudo e distanza. Questo tipo di analisi è utile nell'individuazione della sorgente sismogenetica che contribuisce maggiormente a produrre il valore di scuotimento stimato in termini probabilistici ed è utile per un'analisi di microzonazione. In Figura 7-5 è rappresentata la mappa di pericolosità sismica relativa al Porto di La Spezia in termini di accelerazione attesa su suolo rigido (a_g) per un evento che ha il 10% di probabilità di accadimento in 50 anni e da cui si evince uno scenario di **magnitudo pari a 4,96** e distanza epicentrale R pari a circa 12 km.

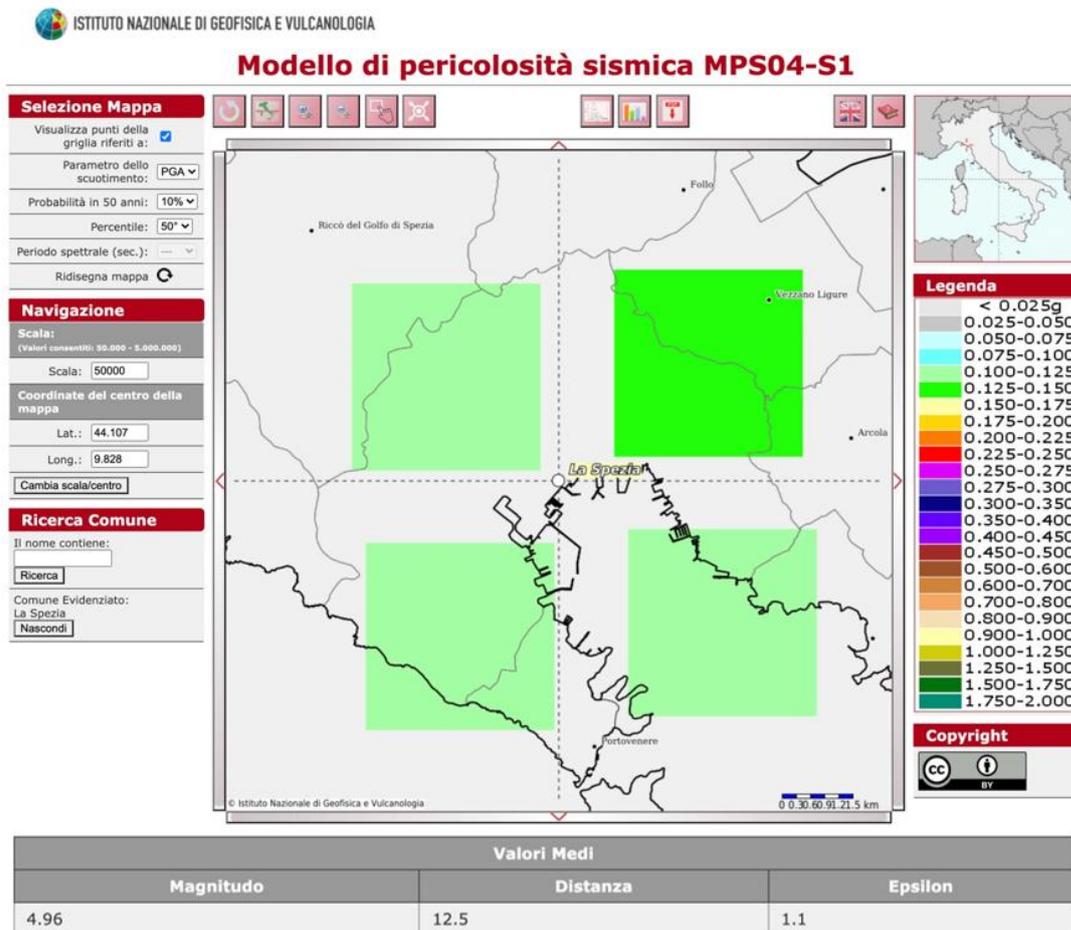


Figura 7-5 Pericolosità sismica per il porto di La Spezia con 10% di probabilità di superamento in 50 anni

7.5 SINTESI DELLE DIVERSE MAGNITUDO DI RIFERIMENTO

Sulla base dei dati a disposizione di seguito viene riportata una sintesi della pericolosità sismica, in termini di Magnitudo Momento, dell'area in cui ricade il Porto di La Spezia.

Database	Magnitudo Massima
Storico - CPTI15	6,53
Sismotettonico - ZS9 (911)	6,14
Relazione di Como-Lanni	4,12
Analisi di disaggregazione	4,96



Come si evince dalla precedente tabella l'analisi di disaggregazione e la relazione di Como-Lanni portano a valori di magnitudo sensibilmente inferiori rispetto ai corrispondenti valori stimati sulla base della zonazione sismogenetica e, ad oggi, non è stata definita una procedura standard per la scelta della magnitudo di riferimento necessaria per la valutazione del potenziale di liquefazione.

In definitiva, per il sito in esame si adotterà la magnitudo di riferimento derivante dall'analisi di disaggregazione (**M=4,96**).

8 VALUTAZIONE DEL RISCHIO LIQUEFAZIONE

La valutazione del rischio di liquefazione può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza alla liquefazione (CRR) e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto (CSR).

Preliminarmente alla presentazione di tali verifiche è opportuno osservare che la letteratura tecnica (Kramer, 1996; Lai *et al.*, 2009) fa riferimento a più condizioni predisponenti la liquefazione di quelle recepite in normativa.

Si riconoscono, ad esempio come *predisponenti* le seguenti condizioni:

- profondità dello strato potenzialmente liquefacibile < 15-20 m dal p.c.
- profondità della falda < 5 m
- densità relativa $D_r < 60\%$
- diametro medio delle particelle solide nel fuso $0,02 \text{ mm} < D_{50} < 2 \text{ mm}$
- contenuto di frazione fine (diametro < 0,005 mm) < 15%
- età recente del deposito (le osservazioni storiche indicano rari episodi di liquefazione in depositi Pleistocenici, mentre si riscontra con maggiore frequenza nei depositi Olocenici, al diminuire dell'età di deposizione)
- la presenza di sforzi iniziali di taglio necessari all'equilibrio;

e come *limitanti*:

- la presenza e lo spessore di strati non liquefacibili superficiali
- la cementazione fra i grani
- la presenza di strati drenanti grossolani intercalati a strati di sabbia fine liquefacibile.

8.1 VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITÀ ALLE DIVERSE PROFONDITÀ

Nei metodi di natura deterministica, la resistenza del terreno alla liquefazione ad una data profondità, è definita attraverso il rapporto di resistenza ciclica (CRR, Cyclic Resistance Ratio), funzione di un indice penetrometrico misurato a quella profondità a partire dai risultati di prove penetrometriche SPT (o DPSH) oppure CPT, opportunamente corretti e normalizzati. Tale rapporto di resistenza ciclica (CRR) viene confrontato con il rapporto

di sforzo ciclico (CSR, Cyclic Stress Ratio) che rappresenta una misura della severità dell'azione sismica attesa a quella profondità.

Dal calcolo dei parametri CRR e CSR in funzione della profondità è dunque possibile tracciare una curva limite che discrimina le situazioni in cui è attesa liquefazione da quelle in cui il fenomeno è ritenuto improbabile. La curva limite è definita in modo empirico sulla base di evidenze storiche di liquefazione riscontrate in occasione di terremoti avvenuti, in siti ben caratterizzati dal punto di vista geotecnico. L'analisi viene effettuata attraverso l'introduzione di un fattore di sicurezza (FS_L), definito come rapporto tra i parametri CRR e CSR:

$$FS_L = \frac{CRR}{CSR}$$

La previsione sul verificarsi o meno della liquefazione viene fatto dipendere dai valori assunti da FS_L . Valori di $FS_L > 1$ corrispondono a *non-liquefazione*, mentre valori di $FS_L \leq 1$ corrispondono a liquefazione. Le norme tecniche italiane (NTC18) non stabiliscono il valore minimo accettabile. Nel paragrafo 7.11.3.4.3 le NTC18 asseriscono testualmente che “*L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.*” Per contro l'Eurocodice 8 Parte 5 raccomanda l'adozione di un valore del fattore di sicurezza $FS_L > 1,25$.

8.2 VALUTAZIONE DEL RAPPORTO DI SFORZO CICLICO CSR

Lo sforzo indotto dal sisma nel terreno segue una legge di variazione nel tempo irregolare, che non si presta ad essere facilmente riprodotta nelle prove di laboratorio. Pertanto, convenzionalmente, tale storia temporale viene rappresentata mediante una serie equivalente di cicli di sforzo sinusoidali. Assumendo cicli di ampiezza pari al 65% del massimo sforzo di taglio indotto, Seed et al. (1975) hanno ricavato una relazione tra il numero di cicli equivalenti che producono un incremento di pressione interstiziale pari a quello prodotto da una corrispondente storia temporale registrata (e quindi irregolare) associata ad un terremoto di prefissata magnitudo (Figura 8-1). La magnitudo infatti è fortemente correlata alla durata dello scuotimento e quindi al possibile innesco del fenomeno della liquefazione.

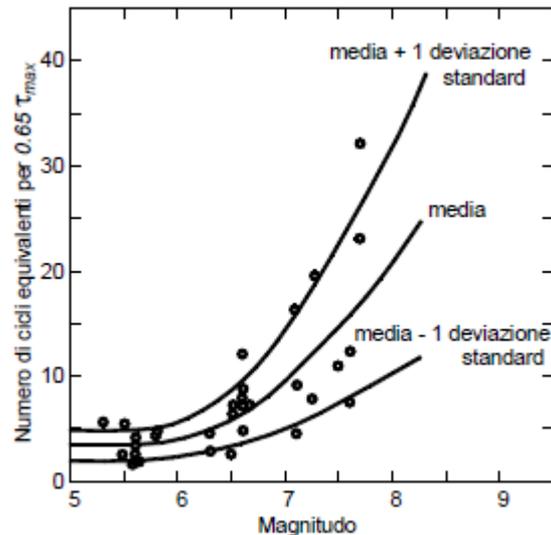


Figura 8-1 Relazione tra numero di cicli equivalenti e magnitudo (modificata da Seed et al., 1975).

Considerando come riferimento un terremoto di magnitudo 7.5, la sollecitazione indotta dalla corrispondente storia temporale può essere assimilata ad una sollecitazione ciclica con numero di cicli equivalenti pari a 15 ed ampiezza τ_c pari per l'appunto a:

$$\tau_c = 0.65 \cdot \tau_{max}$$

dove τ_{max} rappresenta il valore di picco dello sforzo di taglio. τ_{max} può essere stimato utilizzando semplici considerazioni relative all'equilibrio di un elemento di terreno soggetto a un'accelerazione orizzontale, pervenendo alla seguente formula semplificata:

$$\tau_c = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d$$

dove a_{max} è l'accelerazione orizzontale di picco alla superficie generata dal terremoto; g è l'accelerazione di gravità; σ_{v0} è la pressione geostatica verticale totale ad una data profondità; r_d è un coefficiente di riduzione dello sforzo, che tiene conto dei fenomeni di amplificazione sismica indotti dalla deformabilità del terreno, il valore medio di r_d può essere calcolato come [Youd et al., 2001]:

$$r_d = 1.0 - 0.00765 \cdot z \quad z \leq 9.15m$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z \quad 9.15m < z \leq 23m$$

in cui z è la profondità in metri misurata a partire dal piano campagna.

Il rapporto di sforzo ciclico CSR è dato dall'ampiezza dello sforzo di taglio ciclico normalizzato rispetto alla tensione geostatica verticale efficace σ'_{v0} agente alla profondità considerata:

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

8.3 VALUTAZIONE DEL RAPPORTO DI RESISTENZA CICLICA CRR

Il metodo ideale per stimare il parametro CRR consiste nel prelevare e sottoporre a prove cicliche di laboratorio campioni indisturbati di terreno. Tuttavia, il campionamento indisturbato nei terreni incoerenti non è agevole. Nella pratica corrente si ricorre all'utilizzo di correlazioni empiriche basate sull'interpretazione dei risultati di prove geotecniche in sito.

Le prove più utili a questo scopo sono:

- prova penetrometrica dinamica standardizzata (SPT)
- prova penetrometrica statica (CPT)
- prove geofisiche per la stima della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s).

Le procedure disponibili in letteratura per la valutazione del parametro CRR che si basano sui risultati delle prove in sito di tipo penetrometrico fanno riferimento a un terremoto di riferimento caratterizzato da una magnitudo pari a 7.5 al quale vengono fatti corrispondere 15 cicli di carico sinusoidali equivalenti. Tale stima deve quindi essere corretta per tener conto della magnitudo reale del terremoto atteso. Tale correzione viene usualmente effettuata applicando alla stima del parametro CRR per magnitudo 7.5 ($CRR_{7.5}$) un fattore di scala della magnitudo denominato MSF (Magnitude Scaling Factor), funzione della magnitudo momento del terremoto atteso nel sito di interesse M_w . Tra le diverse formule per la valutazione di tale fattore correttivo riportate in letteratura, viene considerata cautelativa la seguente [Youd *et al.*, 2001]:

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}}$$

Con l'introduzione del fattore MSF, la formula per la valutazione del fattore di sicurezza FS_L nei confronti della liquefazione viene modificata come segue:

$$FS_L = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF$$

Le banche dati relative ai casi di liquefazione storica utilizzate per definire le correlazioni empiriche per la stima del parametro CRR risultano affette da diverse limitazioni. Una delle

più importanti riguarda la profondità dal piano campagna alla quale viene effettuato il calcolo. La casistica storica sui fenomeni di liquefazione osservati è infatti principalmente

relativa a depositi superficiali (profondità inferiori a 15 m) caratterizzati da valori modesti

della tensione di confinamento. Risultati di prove cicliche in laboratorio mostrano che la resistenza alla liquefazione varia al variare della tensione di confinamento. Tuttavia tale variazione non è lineare e sorge pertanto la necessità di introdurre un fattore correttivo K_σ per valori elevati della tensione geostatica [Youd *et al.*, 2001]:

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{(f-1)} \quad \text{per } \sigma'_{v0} > p_a$$
$$K_\sigma = 1 \quad \text{per } \sigma'_{v0} \leq p_a$$

dove σ'_{v0} è la tensione geostatica verticale efficace, p_a la pressione atmosferica ed f un parametro funzione delle condizioni di sito, quali la densità relativa, la storia tensionale e l'età del deposito.

Infine esiste anche la possibilità di tenere conto in modo approssimato, attraverso l'introduzione di un fattore correttivo K_α , dell'influenza prodotta sul parametro CRR da uno sforzo di taglio statico agente ad una certa profondità in conseguenza della inclinazione del piano campagna. Con piano campagna orizzontale, $K_\alpha = 1$. Con l'introduzione dei fattori correttivi K_σ e K_α il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione diviene:

$$FS_L = \frac{CRR}{CSR} = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha$$

8.3.1 Valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR da prove DPSH

I risultati della prova penetrometrica dinamica continua (DPSH) sono usualmente correlati con la prova SPT mediante la relazione:

$$N_{SPT} = \beta_t \times N$$

dove $\beta_t = Q / Q_{SPT}$ in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{SPT} è quella riferita alla prova SPT ($Q_{SPT} = 7,83 \text{ kg/cm}$).

In riferimento alle indagini eseguite per il Nuovo terminal Ravano, le prove DPSH sono state utilizzate per la caratterizzazione dello strato di riempimento antropico (DA). Il numero dei colpi N è stato determinato per 30 cm di avanzamento ed il coefficiente β_t è assunto pari a 1,15.

Le relazioni empiriche tra resistenza alla liquefazione del terreno e resistenza penetrometrica N_{SPT} sono state ricavate prendendo in esame casi storici, in cui la liquefazione è, o non è, avvenuta e per i quali siano disponibili risultati di prove SPT, congiuntamente a stime dell'accelerazione massima per il sito di prova [Seed e Idriss, 1971]. Le relazioni fanno riferimento al valore di N_{SPT} normalizzato rispetto alla pressione di confinamento e riferito ad una efficienza energetica dell'attrezzatura di prova pari al 60% $(N_1)_{60}$. Al fine di minimizzare le incertezze legate all'attrezzatura vengono inoltre introdotti altri fattori correttivi [ASTM D6066-96], per cui il valore di $(N_1)_{60}$ può essere stimato facendo riferimento alla seguente formula [Youd *et al.*, 2001]:

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

con:

- N_{SPT} numero di colpi misurato nella prova SPT per una penetrazione di 30 cm;
- C_N fattore correttivo per la profondità di esecuzione della prova;
- C_E fattore correttivo del rapporto energetico del maglio;
- C_B fattore correttivo del diametro del foro di sondaggio;
- C_R fattore correttivo della lunghezza dell'asta;
- C_S fattore correttivo del metodo di campionamento.

Si ricorda inoltre che, per profondità inferiori a 3 m, il valore misurato della resistenza penetrometrica N_{SPT} andrebbe ridotto del 25% [EN 1998-5, 2005].

E bene tener presente che, causa della sua variabilità intrinseca, della sensibilità alle procedure seguite e dell'incertezza legata all'esecuzione, l'utilizzo della resistenza



penetrometrica N_{SPT} può portare ad errori significativi nella valutazione della vulnerabilità alla liquefazione [Martin e Lew, 1999]. Per questo motivo, si consiglia un'attenta lettura delle procedure standard relative all'esecuzione di prove SPT [ASTM D1586-08], al fine di evitare o almeno ridurre alcune delle principali cause di errore.

La correlazione per la stima del CRR viene ottenuta rappresentando in un grafico i valori di CSR e $(N_1)_{60}$ associati ad eventi sismici del passato (Figura 8-2). Per uniformare i dati relativi a diversi casi di studio, i valori del CSR sono stati ricondotti a un valore di riferimento della magnitudo pari a 7.5. I dati storici riportati in Figura 8-2 mostrano che è possibile individuare una regione del grafico in cui si localizzano i casi di liquefazione.

La

Figura 8-2 può essere utilizzata in modo diretto, per valutare se il sito in esame sia suscettibile alla liquefazione, andando a rappresentare un punto con coordinate date dal valore di $(N_1)_{60}$ misurato in sito e il CSR atteso (corretto dividendo per il MSF in relazione alla magnitudo attesa). La linea di separazione tra casi in cui si è manifestata o meno la liquefazione rappresenta la situazione limite per la quale $CRR=CSR$ e pertanto può essere utilizzata per stimare il CRR sulla base del valore di $(N_1)_{60}$ misurato in sito.

La suscettibilità alla liquefazione di un terreno viene influenzata dalla presenza di particelle fini. Le correlazioni di campagna inizialmente proposte sono state quindi ottenute per diversi valori del contenuto di fine (Figura 8-2).

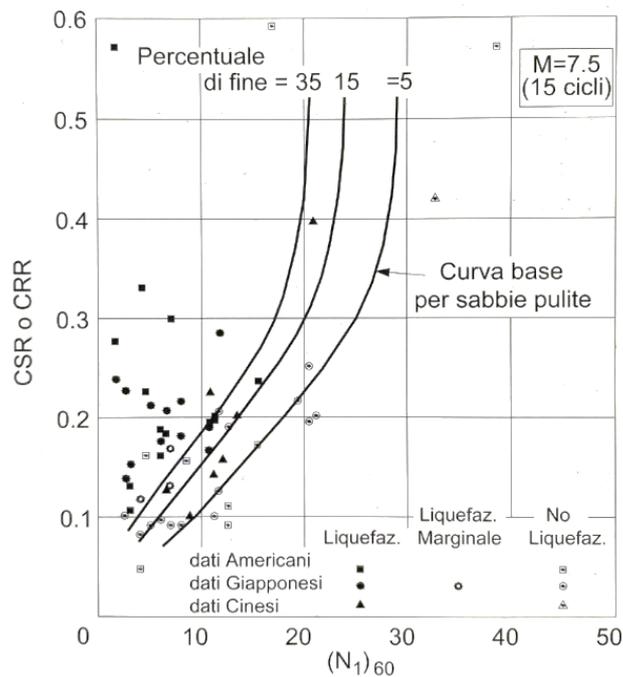


Figura 8-2 Relazione tra CRR e i risultati di prova SPT [modificata da Youd *et al.*, 2001]

Al fine di semplificare la procedura di calcolo è possibile far riferimento a una singola espressione per la valutazione del CRR ottenuta per sabbie pulite (contenuto di fine $\leq 5\%$), introducendo una correzione che riporti i valori misurati ad un valore equivalente $(N_1)_{60}$ riferito a sabbie pulite. Tale valore può essere ricavato utilizzando le seguenti formule [Youd *et al.*, 2001]:

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60}$$

dove α e β sono coefficienti da determinare con le relazioni riportate in Tabella 8.1, in cui

il contenuto di fine FC rappresenta la frazione granulometrica avente dimensioni minori di 0,075mm (passante al setaccio ASTM 200).

Tabella 8.1 Coefficienti di correzione per la valutazione del valore equivalente $(N_1)_{60CS}$ riferito a sabbie pulite [modificata da Youd *et al.*, 2001]

Contenuto di fine FC	α	β
$\leq 5\%$	0	1,0
5% ÷ 35%	$e^{[1,76-(190/FC^2)]}$	$0,99 + (FC^{1,5}/1000)$
$\geq 35\%$	5	1,2

Una volta calcolato il valore di $(N_1)_{60CS}$, è possibile determinare la CRR, utilizzando la seguente formula [Youd *et al.*, 2001]:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60CS} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

Questa equazione è valida soltanto per $(N_1)_{60CS} < 30$. Per $(N_1)_{60CS} \geq 30$, infatti, i terreni incoerenti sono troppo densi per essere soggetti a liquefazione e sono pertanto classificati come non-liquefacibili (vedi Figura 8-2).

8.3.2 Valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR da prove CPT

La valutazione del rischio liquefazione può essere condotta utilizzando risultati di prove CPT. Per il caso in esame le analisi di rischio di liquefazione sono sviluppate attraverso le correlazioni messe a punto da Boulanger e Idriss (2014), secondo una complessa procedura sintetizzata nel diagramma di flusso illustrato in Figura 8-3.

La natura del terreno, ovverosia se classificabile come a grana fine o incoerente, viene stabilita attraverso l'indice di comportamento I_c , calcolato seguendo l'approccio di Robertson (2009) sulla base dei valori normalizzati delle resistenze penetrometrica Q e per attrito F , riferiti alle varie profondità. Il valore equivalente $qc1Ncs$ riferito a sabbie pulite è ricavato utilizzando le formule proposte da Boulanger e Idriss (2014) riportate nello schema di Figura 8-3 in cui il contenuto di fine FC rappresenta la frazione granulometrica avente dimensioni minori di 0.075 mm (passante al setaccio ASTM 200). In questo caso, si applica una procedura iterativa per il calcolo di $qc1Ncs$, come illustrato nel diagramma di flusso di Figura 8-3.

Nelle analisi di liquefazione condotte nel presente studio, il contenuto di fine è stato valutato attraverso la seguente espressione (Boulanger e Idriss, 2014):

$$FC = 80(I_c + C_{FC}) - 137$$

dove $C_{FC}=0$. Per la valutazione del fattore correttivo per la magnitudo MSF , Boulanger e Idriss (2014) propongono la seguente relazione:

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \cdot \left[8,64 \cdot \exp\left(\frac{-M_w}{4}\right) - 1,325 \right]$$

con

$$MSF_{max} = 1,09 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{180}\right)^3 \leq 2,2$$

L'espressione del fattore correttivo K_σ è quella suggerita da Idriss e Boulanger (2014):

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right) \leq 1,1$$

dove

$$C_\sigma = \frac{1}{37,3 - 8,27(q_{c1Ncs})^{0,264}} \leq 0,3$$

in cui σ'_{v0} è la tensione geostatica verticale efficace alla profondità desiderata e P_a la pressione atmosferica espressa nelle stesse unità di misura della σ'_{v0} .

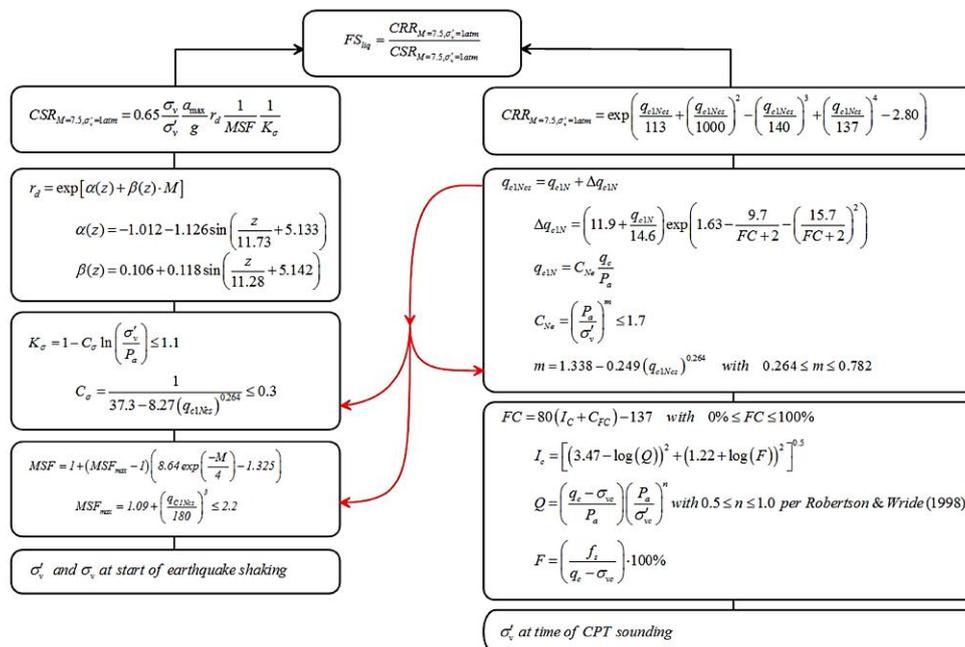


Figura 8-3 Procedura per la valutazione del parametro CRR secondo Boulanger e Idriss (2014).

Il coefficiente r_d di riduzione dell'accelerazione massima con la profondità, funzione delle caratteristiche di deformabilità del terreno, è calcolato come suggerito da Idriss e Boulanger (2008) mediante la seguente relazione:

$$r_d = \exp(\alpha(z) + \beta(z) \cdot M_W)$$

in cui M_W è la magnitudo momento per il terremoto atteso nel sito di interesse ed i fattori α e β sono funzione della profondità in metri misurata a partire dal piano campagna z secondo le seguenti espressioni:

$$\alpha(z) = -1,012 - 1,126 \cdot \sin\left(\frac{z}{11,73} + 5,133\right)$$

$$\beta(z) = 0,106 + 0,118 \cdot \sin\left(\frac{z}{11,28} + 5,142\right)$$

Per la valutazione della probabilità di liquefazione, Boulanger e Idriss (2014) raccomandano di utilizzare la seguente espressione assumendo $\sigma_{\ln(R)} = 0,20$:

$$P_L = \phi\left(-\frac{\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000}\right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140}\right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137}\right)^4 - 2,60 - \ln(CSR_{M=7.5})}{\sigma_{\ln(R)}}\right)$$

La procedura illustrata è stata applicata attraverso l'impiego del software CLiq distribuito dalla Geologismiki.

8.4 POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Il **potenziale di liquefazione** (LPI) rappresenta una misura integrale del rischio alla liquefazione che si ottiene attraverso un processo di integrazione sui valori di FS_L (fattore di sicurezza alla liquefazione) nei primi 20 metri di spessore di terreno. Il procedimento di calcolo è basato sulla relazione proposta da Iwasaki (1982):

$$LPI = \int_0^{20} (10 - 0,5z) \cdot F_L \cdot d_z$$

dove:

- $F_L = \begin{cases} 1 - FS_L & \text{per } FS_L \leq 1 \\ 0 & \text{per } FS_L > 1 \end{cases}$
- z è la profondità espressa in metri.

Iwasaki propone 4 categorie basate sul valore di LPI per valutare il rischio liquefazione di un deposito:

- $LPI = 0$: molto basso;
- $0 < LPI \leq 5$: basso;
- $5 < LPI < 15$: alto;
- $LPI \geq 15$: molto alto.

8.5 RISULTATI DA PROVE IN SITO

Di seguito si illustrano i risultati del confronto fra resistenza e azione in condizioni di carico ciclico, per alcune verticali di indagine significative, con la collocazione in pianta riportata in Figura 8-4.



Figura 8-4 Planimetria con individuate i punti di analisi (cerchio rosso)

8.5.1 Prove DPSH e Prove CPT

I primi 20 metri di indagine sono formati dai terreni antropici (DA), dai terreni naturali come i depositi fangosi (DF) e dai depositi marini e alluvionali (DAMC e DAC). Le prove utilizzate per valutare il rischio di liquefazione nel volume significativo sono necessariamente diverse; infatti i depositi antropici possono solo essere attraversati dalle prove dinamiche (DPSH) mentre in profondità è possibile utilizzare prove penetrometriche statiche (CPTu). Di seguito si mostrano i risultati per ciascuna delle verticali investigate, mettendo insieme i due profili ottenuti dalla prova DPSH e dalla prova CPTu. Per ciascuna verticale si rappresentano, nel diagramma di sinistra gli

andamenti con la profondità dei parametri CRR (in nero) e CSR (in rosso), nel diagramma al centro, il fattore di sicurezza $FS=CRR/CSR$ in rapporto al valore 1,25 suggerito dall'Eurocodice 8 e, nel diagramma a destra, l'andamento dell'indice del potenziale di liquefazione LPI (in magenta) rispetto alla soglia $LPI=5$ al di sotto della quale i terreni possono essere considerati non liquefacibili. I risultati sono stati ottenuti considerando una magnitudo M pari a 4,96 e un'accelerazione a_g di 0,22g.

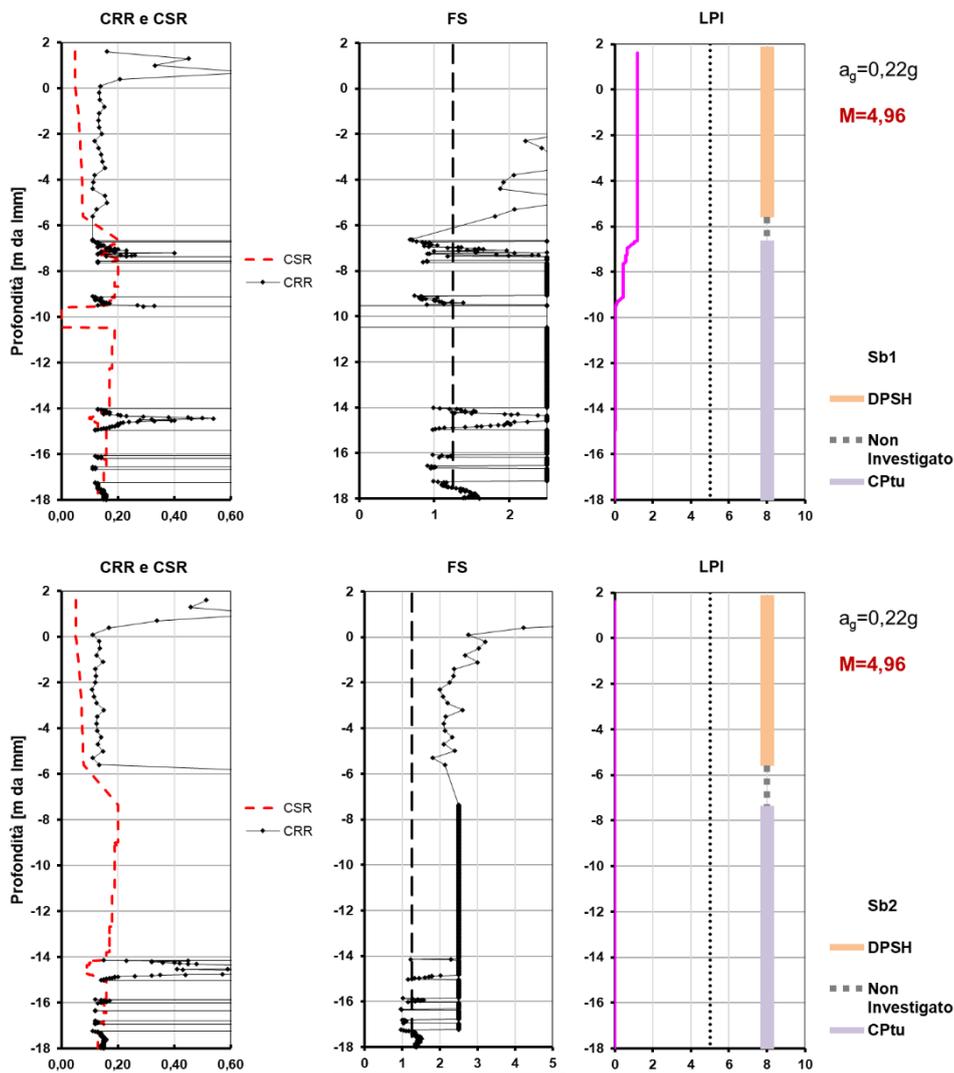


Figura 8-5 Verifica alla liquefazione per le verticali di indagine indicate a margine

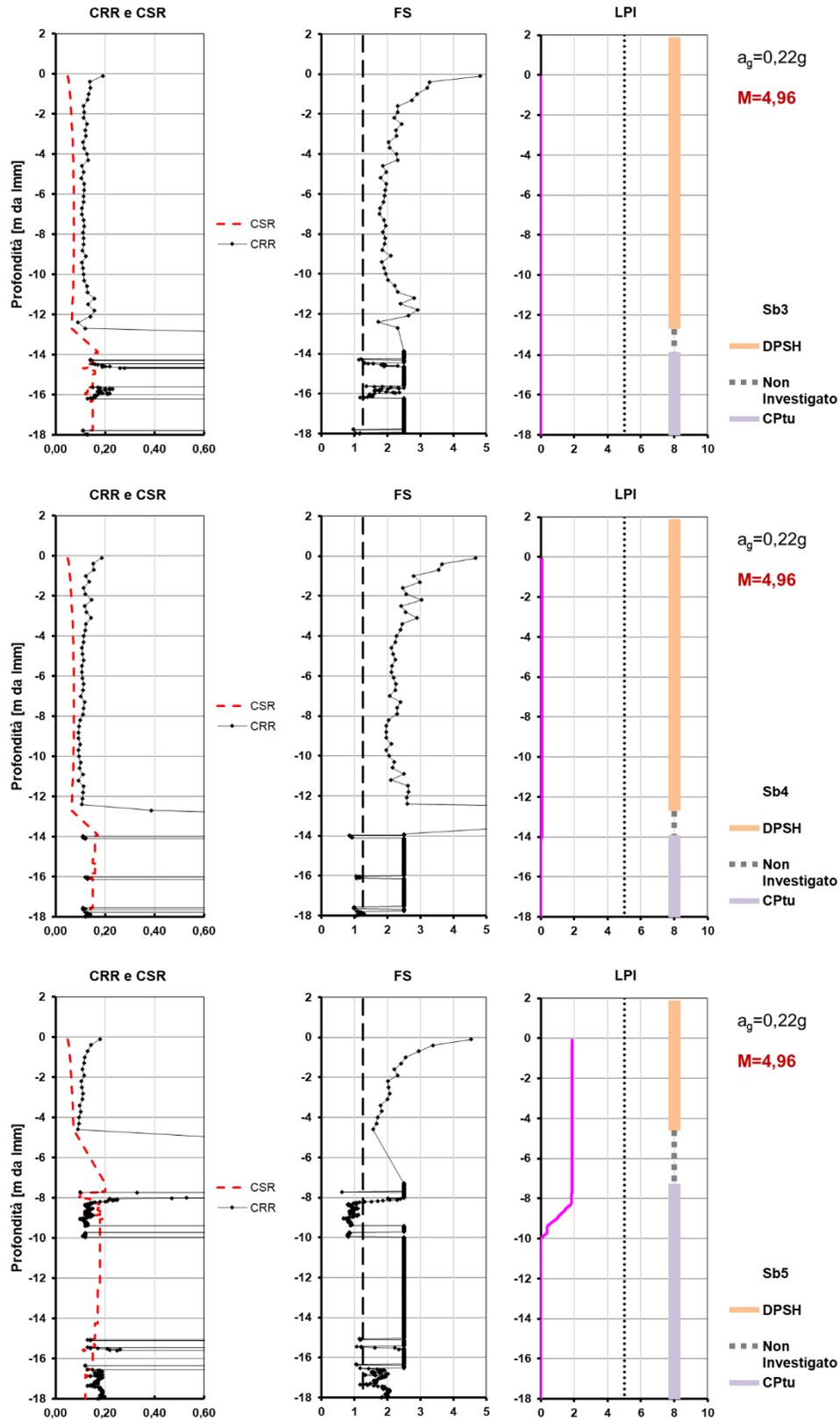


Figura 8-6 Verifica alla liquefazione per le verticali di indagine indicate a margine

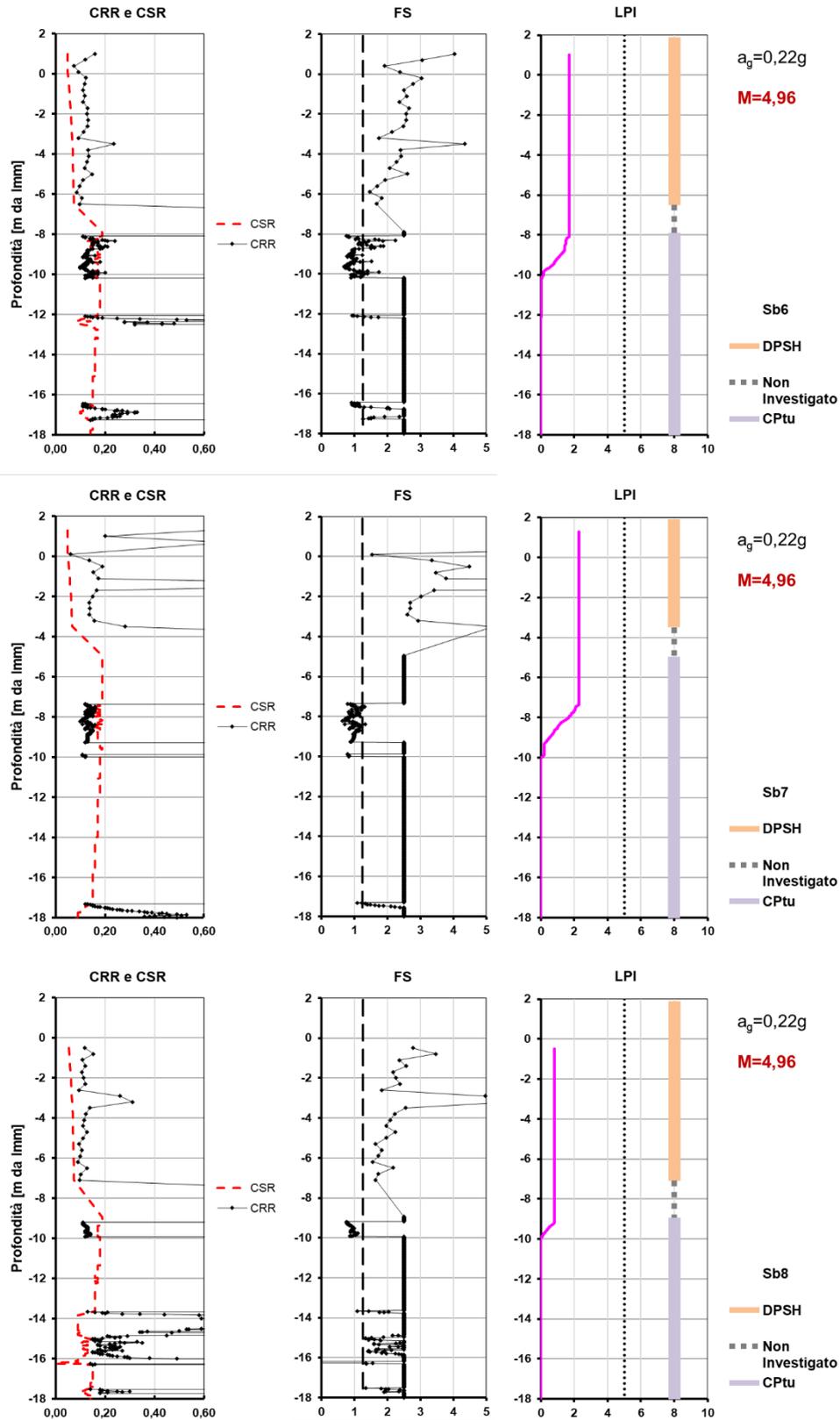


Figura 8-7 Verifica alla liquefazione per le verticali di indagine indicate a margine

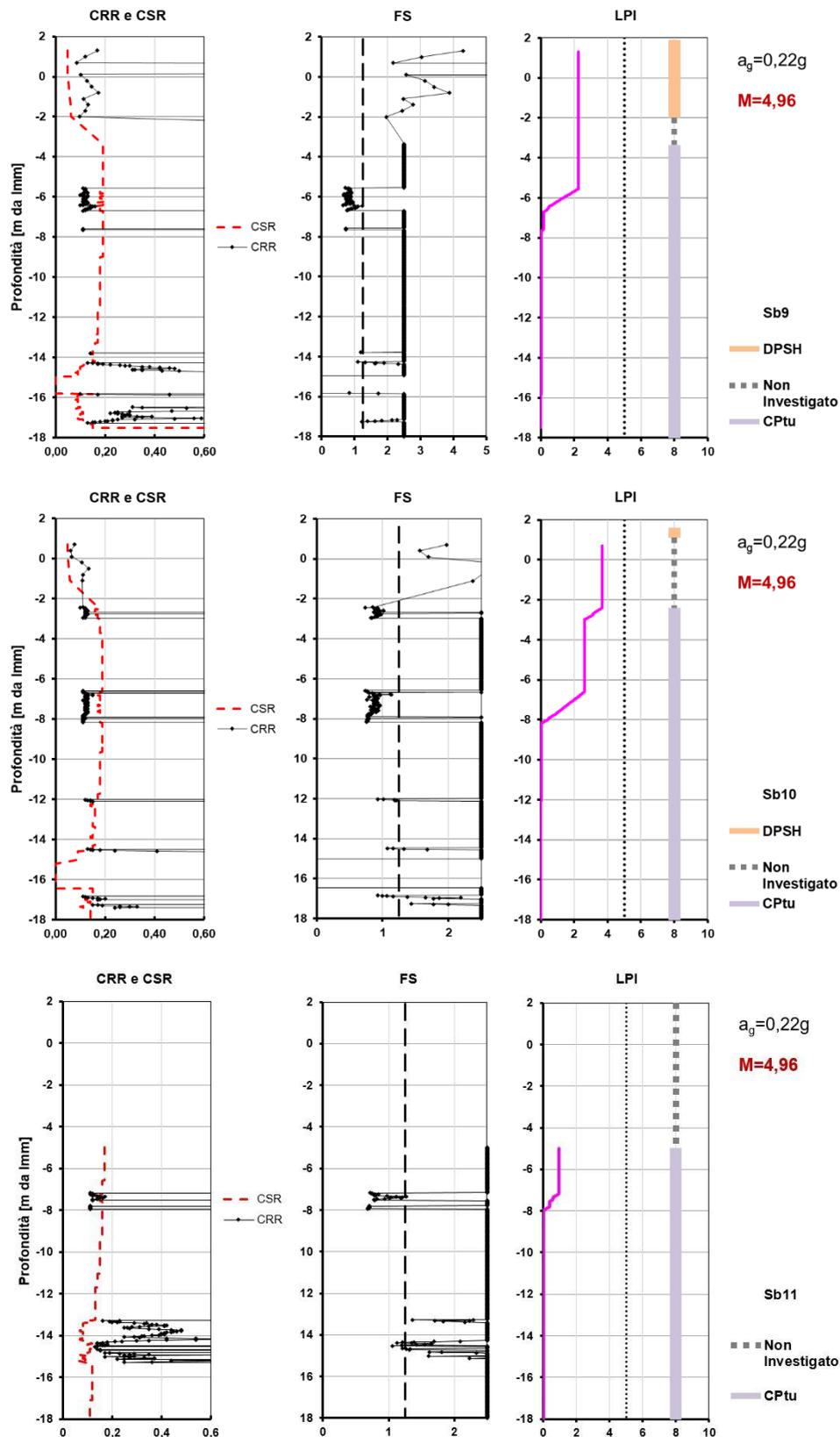


Figura 8-8 Verifica alla liquefazione per le verticali di indagine indicate a margine

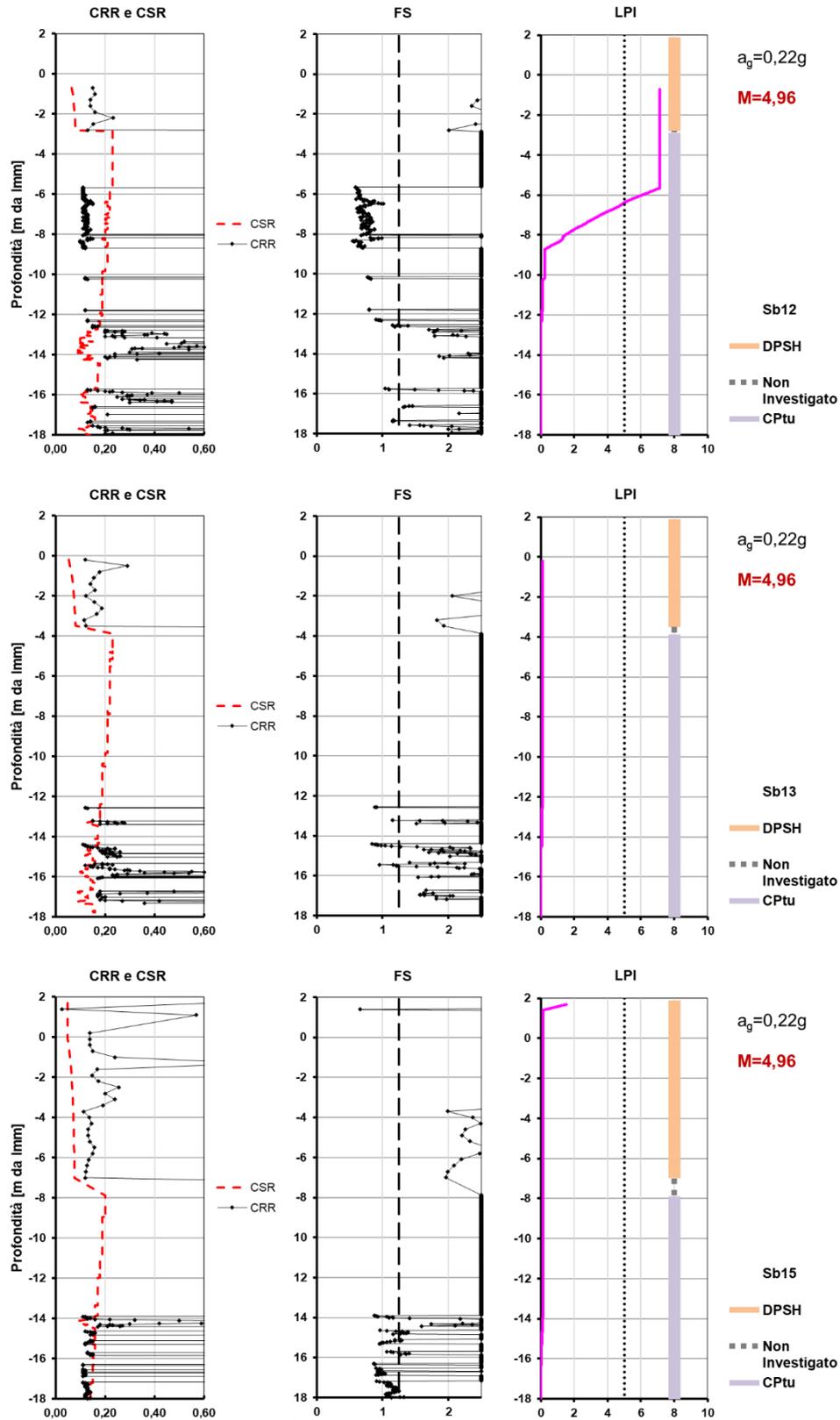


Figura 8-9 Verifica alla liquefazione per le verticali di indagine indicate a margine

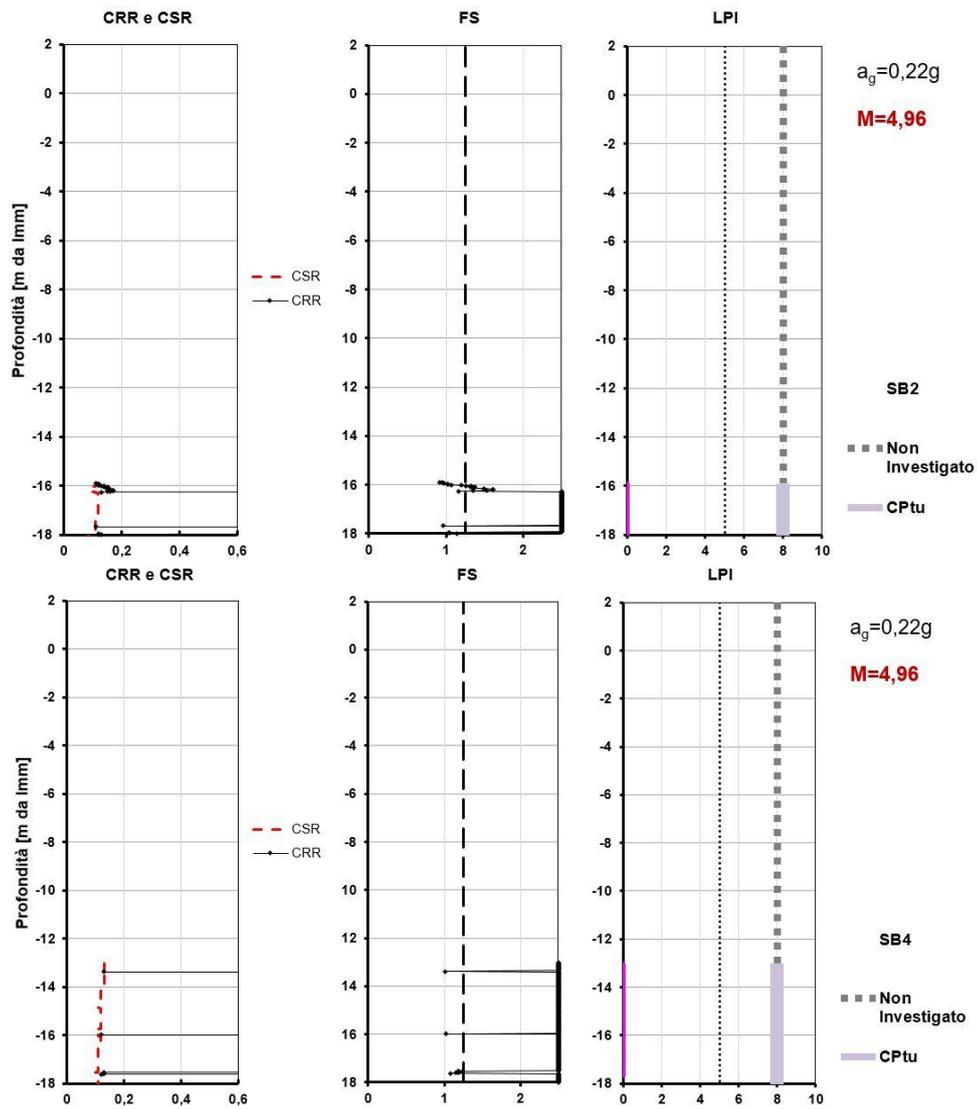


Figura 8-10 Verifica alla liquefazione per le verticali di indagine indicate a margine

9 CONCLUSIONI

La valutazione del rischio liquefazione nell'area del nuovo terminal Ravano nel Porto di La Spezia è stata effettuata adoperando approcci e metodi consolidati ripresi dalla letteratura tecnica internazionale (e.g. Youd et al 2001, Boulanger e Idriss, 2015). Le analisi sono state eseguite utilizzando i risultati di prove penetrometriche statiche (CPTu) e prove dinamiche (DPSH) eseguite durante la campagna di indagine del 2021.

Il rischio alla liquefazione è stato calcolato sia localmente, al variare della profondità, sia globalmente, integrando il parametro di rischio locale lungo la verticale di prova. I risultati ottenuti sono presentati attraverso i profili nelle figure precedenti (da Figura 8-5 a Figura 8-9).

Il rischio di liquefazione locale è stato quantificato in modo deterministico in relazione al fattore di sicurezza 1,25 suggerito dall'Eurocodice 8. Si riscontra la presenza di alcuni livelli per i quali il fattore di sicurezza è inferiore al valore di soglia suggerito, e prossimo all'unità.

Il rischio di liquefazione globale è valutato attraverso il potenziale di liquefazione LPI, assumendo il valore di soglia 5 come discriminante fra deposito liquefacibile o non liquefacibile. I risultati ottenuti mostrano che il potenziale di liquefazione è generalmente minore di 5, *rischio liquefazione basso*, in un caso risulta compreso tra 5 e 15, *rischio liquefazione alto*, in tutti gli altri casi è nullo, *rischio liquefazione molto basso*.

Entrando nel dettaglio dei risultati, si ha:

- delle cinque verticali indagate nell'area Ravano (Sb3, Sb4 e Sb5, SB2 e SB4) solo la prova Sb5 registra uno strato liquefacibile a cui viene associato un potenziale di liquefazione 2 (quindi basso);
- riguardo alle altre verticali, oltre che ad avere un potenziale di liquefazione essenzialmente basso, sono comunque presenti interventi di consolidamento come i pali riduttori di cedimento per le fondazioni delle gru ASC e RMG.

Pertanto, non è necessario prevedere interventi specifici e generalizzati rispetto al rischio di liquefazione, tenuto conto anche del fatto che l'opera è progettata in Classe d'uso III, per la quale sono ammessi danni permanenti conseguenti al sisma; le uniche verticali (Sb10 e Sb12) dove il potenziale di liquefazione è risultato da moderato ad



alto, ricadono infatti in un'area sulla quale sono già previsti interventi di consolidamento per la realizzazione dei piazzali di stoccaggio dei containers.



10 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO

Le analisi del rischio liquefazione sono state condotte con l'ausilio del codice di calcolo automatico di cui si forniscono le caratteristiche principali.

Programma: CLiq
Versione: 3.3.3.4
Produttore: Geologismiki
Licenza: CDF240-F0C81E-47A8B0-062130-7219E1-5E1159