

HUB PORTUALE ravenna



Autorità di Sistema Portuale
del Mare Adriatico centro settentrionale



APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA,
ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI,
NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E
RIUTILIZZO MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE
AL P.R.P VIGENTE 2007 - I FASE - PORTO DI RAVENNA

PROGETTO ESECUTIVO

oggetto STUDI PER LA CONOSCENZA DEL CONTESTO
GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA, GEOTECNICA
RELAZIONE SISMICA

file
1114-E-SIN-GEF-RT-01-0.doc

codice
1114-E-SIN-GEF-RT-01-0

scala
-

Revisione	data	causale	redatto	verificato	approvato
0	28/07/2021	Emissione per approvazione	P. Smorqon	P. Pampanin	L. De Angelis

responsabile delle Integrazioni Specialistiche: **Ing. Lucia de Angelis**

responsabile del Procedimento: **Ing. Matteo Graziani**

committente



Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico Centro Settentrionale
Via Antico Squero, 31
48122 Ravenna

contraente generale



Consorzio Stabile Grandi Lavori Srl
Piazza del Popolo 18
00187 Roma



DEME - Dredging International NV
Haven 1025 - Scheldedijk 30
2070 Zwijndrecht - Belgium

progettisti



Technital S.p.A.
Via Carlo Cattaneo, 20
37121 Verona

Direttore Tecnico
Dott. Ing. Filippo Busola



F&M Ingegneria SpA
Via Belvedere 8/10
30035 Mirano (VE)

Direttore Tecnico
Dott. Ing. Tommaso Tassi



SISPI srl
Via Filangieri 11
80121 Napoli

Direttore Tecnico
Dott. Ing. Marco Di Stefano

PROGETTO ESECUTIVO

GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA, GEOTECNICA

Relazione sismica

28 Giugno 2021

PROGETTISTI

RTP:  **TECNITAL**

F&M
ingegneria

SISPI
engineering

SOMMARIO

1	OGGETTO E SCOPO	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
2.2	ELABORATI DI PROGETTO	5
2.3	BIBLIOGRAFIA	5
2.4	DOCUMENTI PROGETTO ESECUTIVO	6
3	STUDI A DISPOSIZIONE.....	8
4	AZIONE SISMICA DI PROGETTO	9
4.1	PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	9
4.1.1	MAGNITUDO ATTESA AL SITO	11
4.2	ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE	13
4.2.1	ESTRAZIONE ACCELEROGRAMMI NATURALI SPETTRO-COMPATIBILI	13
4.2.2	DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO SISMICO.....	15
4.2.3	ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE (RSL)	20
4.3	METODO SEMPLIFICATO	24
4.4	CONCLUSIONI.....	25
5	LIQUEFAZIONE	26
5.1	INDICE POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	29
5.2	PROVE TRIASSIALI CICLICHE	42
6	STIMA DEI CEDIMENTI INDOTTI DALLA LIQUEFAZIONE	44
	ALLEGATI.....	45
	ALLEGATO 1 – SPETTRI SISMICI	46
SLV	46	
SLD	48	
	ALLEGATO 2 – PLANIMETRIA CON INDICATI INDICE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (LPI), CEDIMENTI (Δ) E CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO	50

1 OGGETTO E SCOPO

L’Affidamento a Contraente Generale, ai sensi dell’articolo 194 del D. Lgs., 18 aprile 2016, n.50 e ss.mm.ii. ha per oggetto l’esecuzione di tutte le opere e provviste occorrenti per eseguire e dare completamente ultimati i lavori di: approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e riutilizzo materiale estratto in attuazione al PRP vigente 2007.

Le opere oggetto di affidamento consistono nella realizzazione del nuovo Terminal Container e in un primo step di approfondimento dei fondali, oltre al conseguente adeguamento strutturale di parte delle banchine esistenti. Il presente progetto prevede un intervento di nuova realizzazione (banchine del nuovo Terminal Container, situato sulla destra presso la penisola Trattaroli), alcuni interventi di rinforzo e adeguamento strutturale (Banchine Bunge Nord e Sud, Al-ma, Lloyd, Trattaroli Nord e Sud, Ifa, Docks Piomboni lato Nord e adeguamento del primo tratto della banchina Futuro CTS). Sono previsti, inoltre, ingenti lavori di dragaggio e di movimento terra.



Figura 1-1: Foto area dell'area portuale di Ravenna estratta da Google Earth, 2020. Sono segnati i poligoni delle macro-aree di progetto.



Figura 1-2: Ubicazione area intervento

La presente relazione riguarda la definizione dell'azione sismica di progetto ai sensi delle NTC 18 DM 17-1-18, vengono inoltre valutate le condizioni di stabilità del sito nei confronti della liquefazione.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”;
- [2] Circolare 02/01/2019 n.7 C.S.LL.PP. recante le istruzioni per l’applicazione dell’”Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”;
- [3] EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical Design
- [4] EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance
- [5] AGI (1997) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche. Associazione Geotecnica Italiana
- [6] AGI (1994) Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio. Associazione Geotecnica Italiana
- [7] AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica - Linee guida. Associazione Geotecnica Italiana
- [8] ASG (2016) Linee guida per indagini geofisiche. Associazione Italiana di Geofisica

2.2 ELABORATI DI PROGETTO

- [9] “Relazione Geologica” - Approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e riutilizzo del materiale estratto in attuazione al P.R.P vigente 2007, I Fase – Progetto Definitivo – Rev. 1 / 11/2019 – Cod.1114.GEO.A
- [10] “Relazione Geologica” – Allegati 1÷9 - Approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e riutilizzo del materiale estratto in attuazione al P.R.P vigente 2007, I Fase – Progetto Definitivo – Rev. 1 / 11/2019 – Cod.1114.GEO.A
- [11] “Valutazione del Potenziale di Liquefazione” - Approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e riutilizzo del materiale estratto in attuazione al P.R.P vigente 2007, I Fase – Progetto Definitivo – Rev. 1 / 11/2019 – Cod.1114.GEO.B
- [12] “Relazione generale di caratterizzazione geotecnica” - Approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e riutilizzo del materiale estratto in attuazione al P.R.P vigente 2007, I Fase – Progetto Definitivo – Rev. 2 / 11/2019 – Cod.1114.GEO.C

2.3 BIBLIOGRAFIA

- [13] Boulanger, R.W., Idriss, I.M. (2015). CPT - based liquefaction triggering procedure. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 04015065, 10.1061/(ASCE)GT.1943
- [14] Boulanger, R. W., and Idriss, I. M. (2014). CPT and SPT based liquefaction triggering procedures. Rep. No. UCD/CGM-14/01, Univ. of California, Davis, CA
- [15] Darendeli MB. (2001). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves (Ph. D.). Austin, Texas: University of Texas at Austin; 2001
- [16] Gutenberg, B., Richter, C.F., (1942). Earthquake magnitude, intensity, energy, and acceleration”, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 32, No. 3, pp. 163-191
- [17] Idriss, I.M., Boulanger, R.W. (2008). Soil Liquefaction During Earthquakes, EERI Monograph
- [18] Idriss, I.M., Boulanger, R.W., (2004). Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. Proceedings 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Berkeley, 32–56
- [19] Iervolino, I., Maddaloni, G., Cosenza, E. (2008). Eurocode 8 Compliant Real Record Sets for Seismic Analysis of Structures. Journal of Earthquake Engineering, 12, 54-90
- [20] Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K., Yasuda, S. (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. In Proceedings of the 2nd International

Conference on Microzonation for Safer Construction – Research and Application, San Francisco, Calif., 26 November - 1 December. American Society of Civil Engineers, New York. Vol. 2, pp. 885–896

[21] Robertson, P. K. (2009). Interpretation of Cone Penetration Tests - A unified approach. Can. Geotech. J., 46(11), 1337–1355

[22] Robertson, P.K. (2016). Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system - an update. Canadian Geotechnical Journal, 53(12): 1910-1927.

[23] Robertson, P.K., Cabal K.L. (2015). Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. Gregg Drilling & Testing, Inc., 6th Edition.

[24] Robertson, P.K., Wride, C.E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, No. 3, pp. 442-459.

[25] Seed, H.B., Idriss, I.M., Makdisi, F.I., Banerjee, N.G. (1975). presentation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses, Report UCB/EERC-75/29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

[26] Seed, R.B. (2010). Technical review and comments: 2008 EERI Monograph Soil Liquefaction During Earthquakes by I.M. Idriss and R.W. Boulanger. Geotechnical Report N° UCB/GT - 2010/2011 University of California at Berkeley.

[27] Seed, R.B., Cetin, K.O., Moss, R.E.S., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J., Riemer, M., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E., Faris, A. (2003). Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework. White Paper for Keynote Presentation, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Long Beach.

[28] Sonmez H. (2003) – Modification to the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol-Turkey). Environ. Geology 44(7): 8

[29] Yoshimine M., Nishizaki H., Amano K., Hosono Y., (2006), “Flow deformation of liquefied sand under constant shear load and its application to analysis of low slide in infinite slope”, Soil Dynamics and Earthquake Eng., 26, 253-264.

[30] Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, C., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.C.C., Marcuson, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaku, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., Stokoe, K.H. (2001). Liquefaction Resistance of Soils. Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng. ASCE 127 (10), 817-833.

2.4 DOCUMENTI PROGETTO ESECUTIVO

[31] “Relazione geologica”, 1114-E-SIN-GEO-RT-01-01

[32] “Relazione geotecnica - Banchine”, 1114-E-SIN-GTC-RT-01-01

[33] “Relazione geotecnica - Casse di colmata e aree logistiche”, 1114-E-SIN-GTC-RT-02-01

[34] “Planimetria ubicazione indagini – banchine”, 1114-E-SIN-GEO-PL-01-01

[35] “Planimetria ubicazione indagini – Casse di colmata Nadep, via Trieste e Centro Direzionale”, 1114-E-SIN-GEO-PL-02-01

[36] “Planimetria ubicazione indagini – Aree logistiche”, 1114-E-SIN-GEO-PL-03-01

[37] “Profili geologici longitudinali – banchine”, 1114-E-SIN-GEO-SZ-01-01

[38] “Sezioni geologiche trasversali – banchine”, 1114-E-SIN-GEO-SZ-02-01

[39] “Profili geologici - Casse di colmata Nadep, via Trieste e Centro Direzionale” 1114-E-SIN-GEO-SZ-03-01

[40] “Profilo geologico – Aree logistiche”, 1114-E-SIN-GEO-SZ-04-01

[41] “Profili geotecnici longitudinali – banchine”, 1114-E-SIN-GTC-SZ-01-01

[42] “Sezioni geotecniche trasversali – banchine”, 1114-E-SIN-GTC-SZ-02-01

[43] “Profili geotecnici - Casse di colmata Nadep, via Trieste e Centro Direzionale”, 1114-E-SIN-GTC-SZ-03-01

- [44] “Profilo geotecnico – Aree logistiche”, 1114-E-SIN-GTC-SZ-04-01
- [45] “Relazione indagini geognostiche “1114-E-SIN-GEO-RE-11-1
- [46] “Allegato 1 - Stratigrafie Sondaggi e prove in foro” 1114-E-SIN-GEO-AL-11-1
- [47] “Allegato 2 - Prove CPTU e SCPTU” 1114-E-SIN-GEO-AL-12-1
- [48] “Allegato 3 - Indagini geofisiche” 1114-E-SIN-GEO-AL-13-1
- [49] “Allegato 4 - Prove di laboratorio geotecnico” 1114-E-SIN-GEO-AL-14-0
- [50] “Relazione indagini geognostiche integrative - Trattaroli sud - e Allegati” 1114-E-SIN-GEO-RE-12-1
- [51] “Relazione indagini geognostiche integrative - Cassa di colmata - e Allegati” 1114-E-SIN-GEO-RE-13-1

3 STUDI A DISPOSIZIONE

Gli aspetti relativi alla pericolosità sismica nell'area in oggetto, in sede di progetto definitivo, sono stati affrontati nell'ambito della relazione Geologica doc. rif. [9] e nella relazione Valutazione del potenziale di liquefazione al porto di Ravenna doc. rif. [11].

Nel primo documento vengono assunti, sulla base delle indagini disponibili, terreni appartenenti alle categorie di sottosuolo C e D; inoltre si riportano i risultati di verifiche nei confronti della liquefazione, condotte con il metodo di Robertson 2009, che hanno portato a stimare un indice potenziale di liquefazione LPI basso con valori compresi tra 1 e 2.5.

Il secondo documento riguarda invece un importante studio specifico condotto sull'intera area portuale da parte di Eucentre tra il 2017 e il 2019, al fine specifico di valutare il potenziale di liquefazione. Tale studio ha fornito senza alcun dubbio una solida base scientifica che ha permesso gli affinamenti specifici del progetto esecutivo.

Gli aspetti di tale studio che hanno una maggior influenza sulle valutazioni di seguito condotte sono i seguenti:

- analisi e revisione delle più recenti metodologie per la definizione della magnitudo attesa al sito;
- analisi di risposta sismica locale RSL in base alla quale il fattore di amplificazione stratigrafica per l'area centrale del porto (quella dove sono situate le banchine oggetto di intervento) risulta molto basso e molto minore di quello valutato secondo il metodo semplificato previsto dalle NTC;
- stima del potenziale di liquefazione condotta con metodi e approcci anche consistentemente differenti tra loro (Robertson 2009, Boulanger e Idriss (2015) e Seed (2010)).

Sulla base di quanto approfondito nello studio di Eucentre, le verifiche di seguito presentate sono state condotte:

- assumendo allo SLV (Tr 712 anni) una magnitudo attesa di 5.96 come riportato nello studio;
- conducendo analisi RSL, come indicato dalle NTC, in modo da fornire un coefficiente di amplificazione stratigrafica corretto;
- valutando il potenziale di liquefazione sulla base del fattore di sicurezza con il metodo di Boulanger e Idriss (2015) in quanto, non solo fornisce le valutazioni più equilibrate come riportato nello studio Eucentre, ma viene indicato come il metodo più appropriato nei pr EN 1998-5:2019.2 (revisione non ancora ufficiale dell'eurocodice 1998-5) e rappresenta quello con maggior riscontro nell'ambito accademico e delle pubblicazioni scientifiche nonché quello indicato dalla Regione Emilia Romagna nell'atto di coordinamento tecnico sugli studi di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale e urbanistica, rilasciato con la DGR 630/2019.

4 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Nel presente capitolo si riporta lo studio finalizzato alla definizione della azione sismica di progetto definita in termini di massime accelerazioni orizzontali.

In conformità a quanto riportato nella normativa vigente (art. 3.2.2 NTC 18) l'azione sismica di progetto è stata valutata conducendo una analisi di risposta sismica locale (RSL) allo scopo di valutare gli effetti di sito dovuti ad amplificazione lito-stratigrafica considerando un modello monodimensionale (1D) lineare-equivalente.

4.1 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

L'azione sismica viene valutata a partire dalla cosiddetta "pericolosità sismica di base" riferita a un sito con suolo rigido (categoria A) e superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale la pericolosità sismica di base sul territorio Italiano è fornita dai dati pubblicati sul sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. In figura viene riportata l'accelerazione massima orizzontale a_g di riferimento su suolo rigido con possibilità di superamento pari al 10% in 50 anni, ottenuta dal citato database, per l'area in oggetto con coordinate Lat.44.4715 e Long.12.2563.

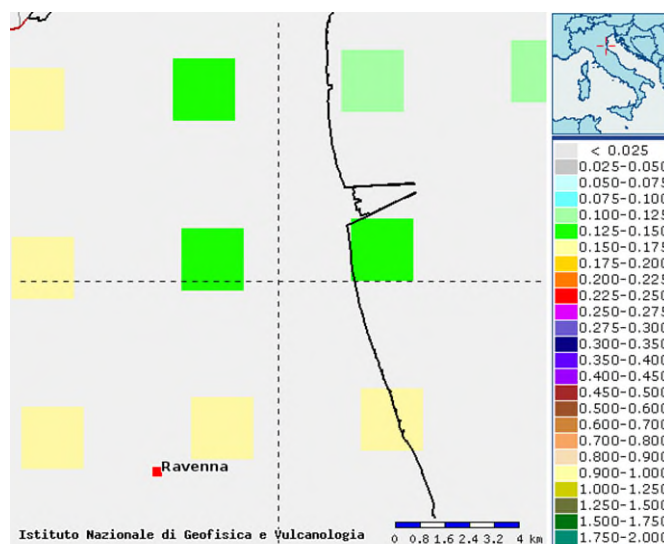


Figura 4-1: Accelerazione massima orizzontale a_g di riferimento su suolo rigido con possibilità del superamento pari al 10% in 50 anni, dal sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia

Alle citate coordinate sono associate i valori dei parametri a_g (accelerazione massima al sito), F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale), riportati nella seguente tabella, per i periodi di ritorno T_R di riferimento (forniti attraverso l'applicativo "Spettri" elaborato dal M.LL.PP).

Tabella 4-1: Valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* per i periodi di ritorno T_R

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,042	2,498	0,261
50	0,053	2,490	0,276
72	0,062	2,505	0,286
101	0,074	2,476	0,288
140	0,088	2,501	0,281
201	0,102	2,568	0,279
475	0,146	2,578	0,278
975	0,195	2,530	0,283
2475	0,278	2,455	0,294

Secondo quanto indicato dal committente nel disciplinare di gara e nel PD le opere in progetto vengono classificate come segue.

La vita nominale di un'opera è intesa come numero di anni nel quale deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata ed è definita dalle NTC in funzione del tipo di costruzione (tabella 2.4.I). Nel caso del presente intervento è stato assunto: $V_N = 50$ anni.

Tabella 4-2: "Tabella 2.4.I - Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni"

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

In presenza di azioni sismiche, con lo scopo di valutare le conseguenze di una interruzione di operatività assegnata o di un eventuale collasso della struttura, le costruzioni sono catalogate in 4 classi d'uso (par.2.4.2, NTC2018) a cui corrisponde un valore del coefficiente d'uso C_U per la definizione dell'azione sismica.

Per l'opera in oggetto è stata richiesta una Classe d'uso III "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevati per le conseguenze di un loro eventuale collasso", a cui è associato un coefficiente d'uso C_U pari a 1,5.

Le azioni sismiche attese vengono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R :

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,5 = 75 \text{ anni}$$

La norma vigente definisce, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale, i valori di a_g , F_o e T_C^* (Tabella 4-3):

Tabella 4-3: Valori dei parametri a_g , F_o e T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,051	2,492	0,273
SLD	75	0,064	2,501	0,286
SLV	712	0,172	2,551	0,281
SLC	1462	0,227	2,497	0,288

L'accelerazione orizzontale massima a_g attesa su sito di riferimento rigido risulta, con riferimento allo Stato Limite di Danno (SLD) ed allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), pari a:

Stato Limite di Danno (SLD)

$$a_g = 0.064g$$

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

$$a_g = 0.172g$$

Di seguito si riportano gli spettri di risposta in accelerazione alle componenti orizzontali definiti, ai sensi dell'art. 3.2.3.2.1 delle NTC 18, su suolo rigido.

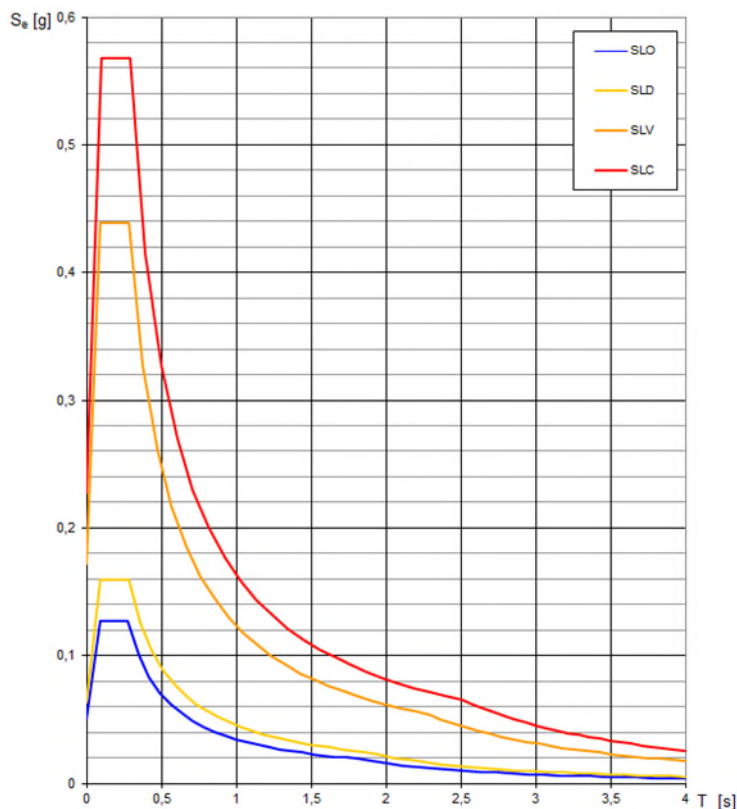


Figura 4-2: Spettri di risposta elastici (in giallo lo spettro relativo allo Stato Limite di Danno (SLD) – in arancione lo spettro relativo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV))

4.1.1 MAGNITUDO ATTESA AL SITO

In accordo a quanto riportato nella relazione “Valutazione del potenziale di liquefazione del Porto di Ravenna” a cura di Eucentre di cui al doc.rif.[11], la magnitudo attesa al sito in oggetto può essere effettuata seguendo diverse procedure.

- metodo basato sui dati contenuti nella Zonazione Sismogenetica ZS9 (Meletti et al., 2008) utilizzata da INGV per lo studio di pericolosità condotto su scala nazionale. Il sito di interesse cade nella zona sismogenetica 912 – Dorsale Ferrarese caratterizzata da una magnitudo massima $M_W = 6.14$.
- metodo basato sull'impiego dei risultati dello studio di disaggregazione della pericolosità sismica condotto per il territorio nazionale da Spallarossa e Barani (2007). Tali risultati sono espressi in termini di coppie magnitudo-distanza e corrispondente valore dell'incertezza. In accordo a tale metodo la magnitudo massima attesa per un periodo di ritorno T_R di 712 vale $M_W = 4.99$.
- metodo basato sul calcolo dei tassi di sismicità con le relazioni di ricorrenza di Gutenberg-Richter che per un sisma con periodo di ritorno T_R di 712 (SLV) vale $M_W = 5.96$.

Sulla base dei dati a disposizioni, è stata adottata la seguente magnitudo:

- Tr 712 anni SLV $M_w = 5.96$

4.2 ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

Con analisi di risposta sismica locale RSL si intende l'insieme delle modifiche che un moto sismico relativo ad una formazione rocciosa di base posta ad una certa profondità nel sottosuolo subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti.

L'analisi si articola nelle seguenti fasi:

- Estrazione degli accelerogrammi naturali spettro-compatibili
- Definizione del modello geotecnico-sismico
- Analisi di risposta sismica locale

4.2.1 ESTRAZIONE ACCELEROGRAMMI NATURALI SPETTRO-COMPATIBILI

La definizione del terremoto di progetto (accelerogramma di input) è subordinata alla estrazione di accelerogrammi naturali compatibili da utilizzare come input sismici opportunamente scalati al valore di accelerazione del sito e deconvoluti.

La spettro-compatibilità è stata valutata rispetto allo spettro di risposta elastico definito per l'area in oggetto, confrontando che lo spettro medio degli accelerogrammi selezionati non presentasse uno scarto in difetto superiore al 10% rispetto allo spettro di riferimento nell'intervallo di periodi dell'oscillatore 0.15s÷0.20s.

In accordo a quanto riportato al §4.3.3.4.3(3) della norma UNI EN 1998-1:2005, e al §4.5.5 della norma OPCM 3431 del 3 Maggio del 2005, è possibile adottare quale valore di progetto dell'effetto dell'azione sismica il valore medio dei valori ottenuti mediante l'analisi di risposta sismica locale qualora si utilizzino almeno 7 gruppi di accelerogrammi.

- (3) Se la risposta è ottenuta da almeno 7 analisi temporali non-lineari con moti del terreno in accordo con il punto 3.2.3.1, si raccomanda che la media delle quantità di risposta ottenute da tutte queste analisi sia utilizzata come valore di progetto dell'effetto dell'azione E_d nelle rispettive verifiche del punto 4.4.2.2. Altrimenti, si raccomanda che il valore più sfavorevole della quantità di risposta tra le analisi sia utilizzato come E_d .

Figura 4-3: Norma UNI EN 1998-1:2005 - §4.3.3.4.3 (3)

Nel caso in cui si utilizzino almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, etc.) potranno essere rappresentati dalle medie dei valori massimi ottenuti dalle analisi, nel caso di un numero inferiore di gruppi di accelerogrammi si farà riferimento ai valori più sfavorevoli.

Figura 4-4: Norma OPCM 3431 - §4.5.5

Gli accelerogrammi sono stati selezionati utilizzando il software REXELite sviluppato dalla ReLUIIS e l'Università degli Studi di Napoli Federico II.

Il software consente la ricerca di combinazioni di accelerogrammi naturali compatibili agli spettri delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) e dell'Eurocodice 8 facendo riferimento alle registrazioni del moto sismico contenute nel database ESM (European Strong-Motion Database).

Con riferimento a quanto riportato al §4.1.1, sono stati ricercati accelerogrammi naturali nell'intervallo di magnitudo compresa tra 5.0 e 6.5 ed una distanza epicentrale compresa tra 0 e 30km.

I n.7 accelerogrammi spettro-compatibili così determinati con riferimento allo Stato Limite di Danno (SLD) ed allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) sono riportati nell'Allegato 1.

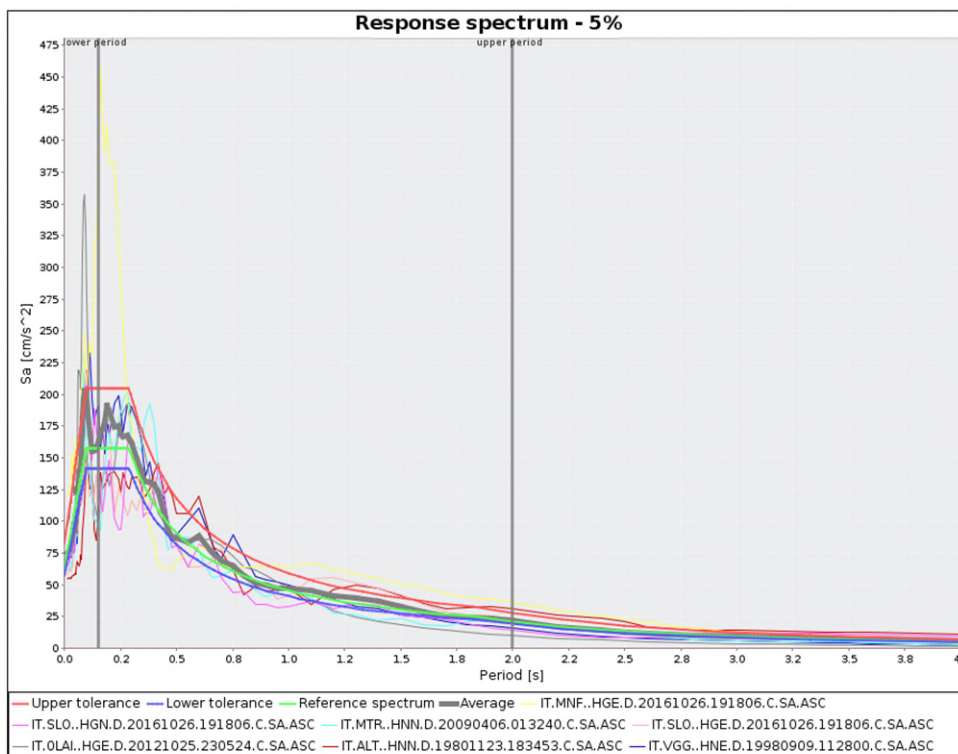


Figura 4-5: Confronto tra lo spettro di risposta elastico di riferimento (linea verde) ed i n.7 accelerogrammi spettrocompatibili selezionati allo Stato Limite di Danno (SLD)

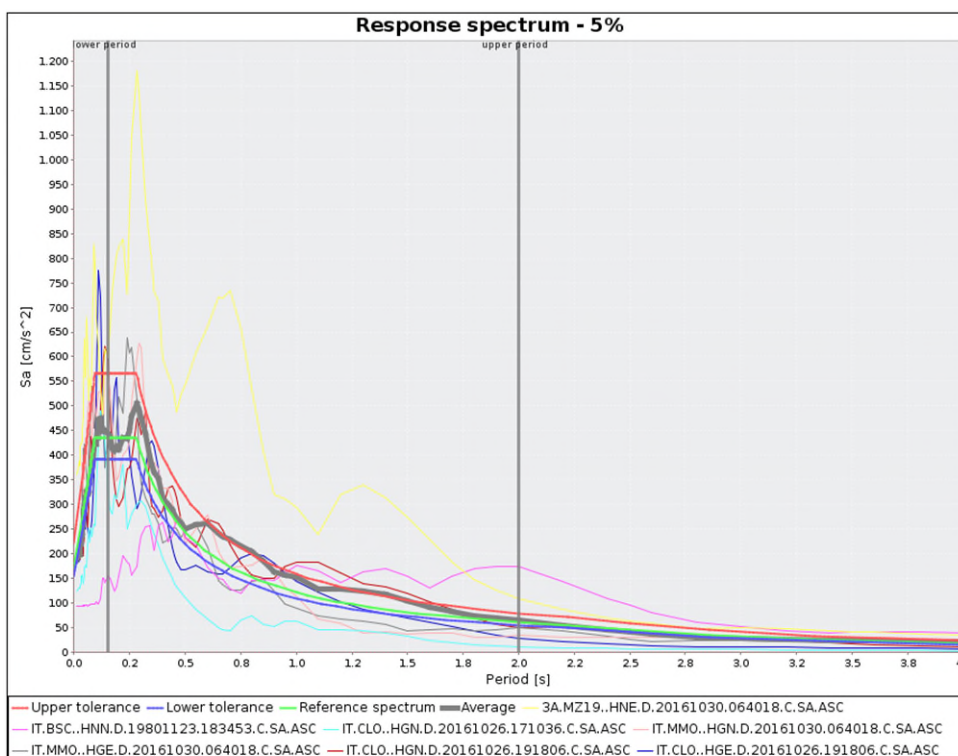


Figura 4-6: Confronto tra lo spettro di risposta elastico di riferimento (linea verde) ed i n.7 accelerogrammi spettrocompatibili selezionati allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

4.2.2 DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO SISMICO

Il modello geotecnico-sismico della zona centrale dell'area portuale fino alla profondità di 55m è stato definito sulla base dell'analisi congiunta delle sezioni geologiche e dei seguenti dati:

- andamento del profilo V_s da prove geofisiche
- successione lito-stratigrafica fornita dai sondaggi
- andamento della resistenza penetrometrica e dell'indice di comportamento del terreno IC (Roberstson, 2010) desunto dalle prove penetrometriche CPTU e SCPTU

Per la caratterizzazione degli strati profondi, ovvero oltre i 55m di profondità, sono state utilizzate le indicazioni desunte dall'analisi dei dati forniti dal SGSS-RER (2017) di cui al doc.rif.[11].

Con riferimento alle indagini a disposizione, sono state identificate due aree caratterizzate da profili geotecnici sismici omogenei identificati con MGS1 e MGS2 nella seguente figura.

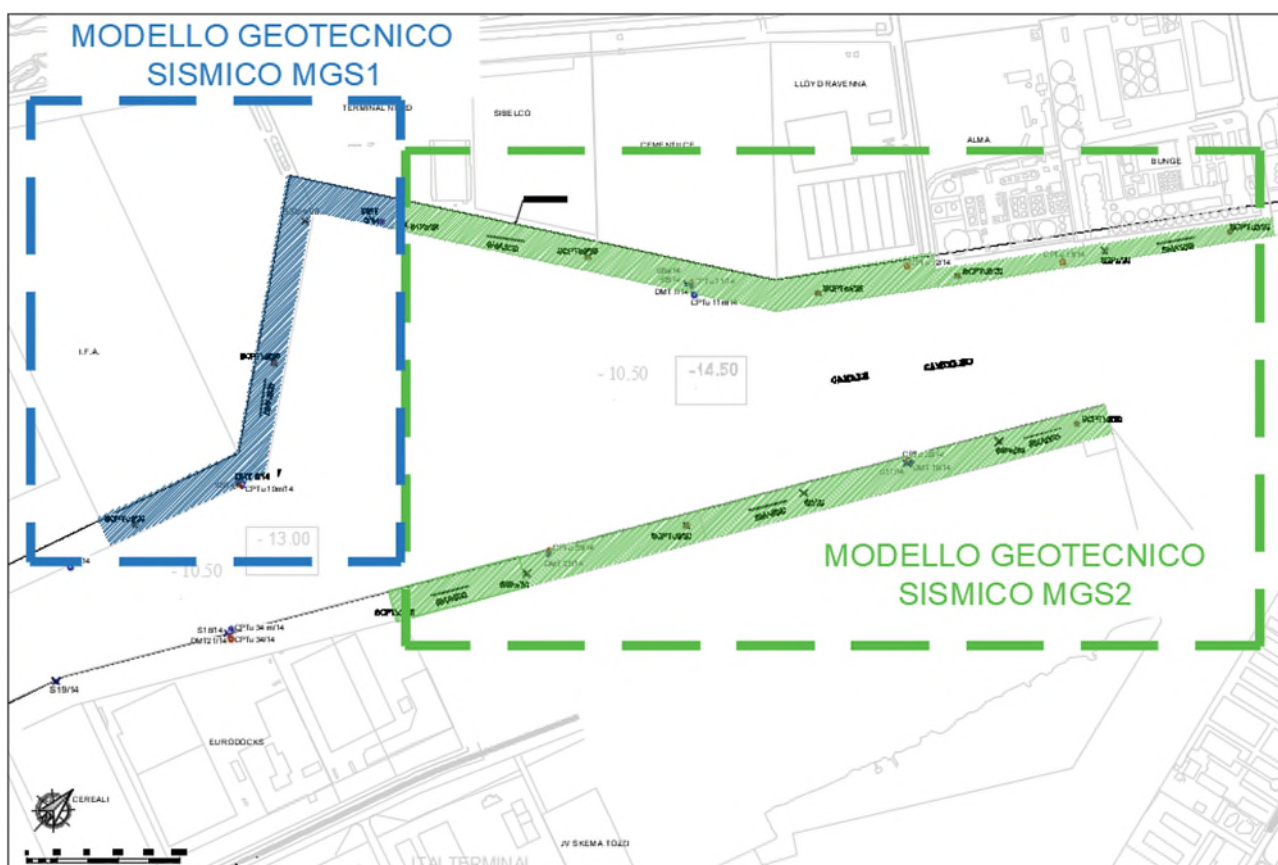


Figura 4-7: Planimetria aree di competenza dei n.2 modelli geotecnici sismici adottati

Nelle seguenti tabelle si riportano i modelli geotecnici-sismici adottati per i terreni in oggetto, assumendo il bedrock ad una profondità pari a circa 350m dal piano campagna in conformità a quanto riportato nel doc.rif.[11]. Va sottolineato che sempre nell'ambito di tale studio era stata condotta un'analisi di sensitività rispetto alle possibili variazioni delle caratteristiche degli strati profondi meno indagati, analisi che ha portato a concludere che tali variazioni hanno un impatto limitato sui risultati delle analisi.

Tabella 4-4: Modello geotecnico-sismico 1 MGS1

Unità	da [m slm]	a [m slm]	γ_{sat} [kN/m ³]	Vs [m/s]
R	2,0	-1,5	19,0	140
S	-1,5	-12,5	20,0	160
M1	-12,5	-19,0	18,5	175
M2	-19,0	-25,0	18,5	225
T	-25,0	-26,0	20,0	250
A1	-26,0	-28,0	19,0	240
A2	-28,0	-38,0	19,0	260
A3	-38,0	-54,0	19,0	270
AES7	-54,0	-109,0	21,0	270
AES6	-109,0	-180,0	21,0	270
AES	-180,0	-350,0	21,0	350
Bed Rock	-350,0	-	22,0	800

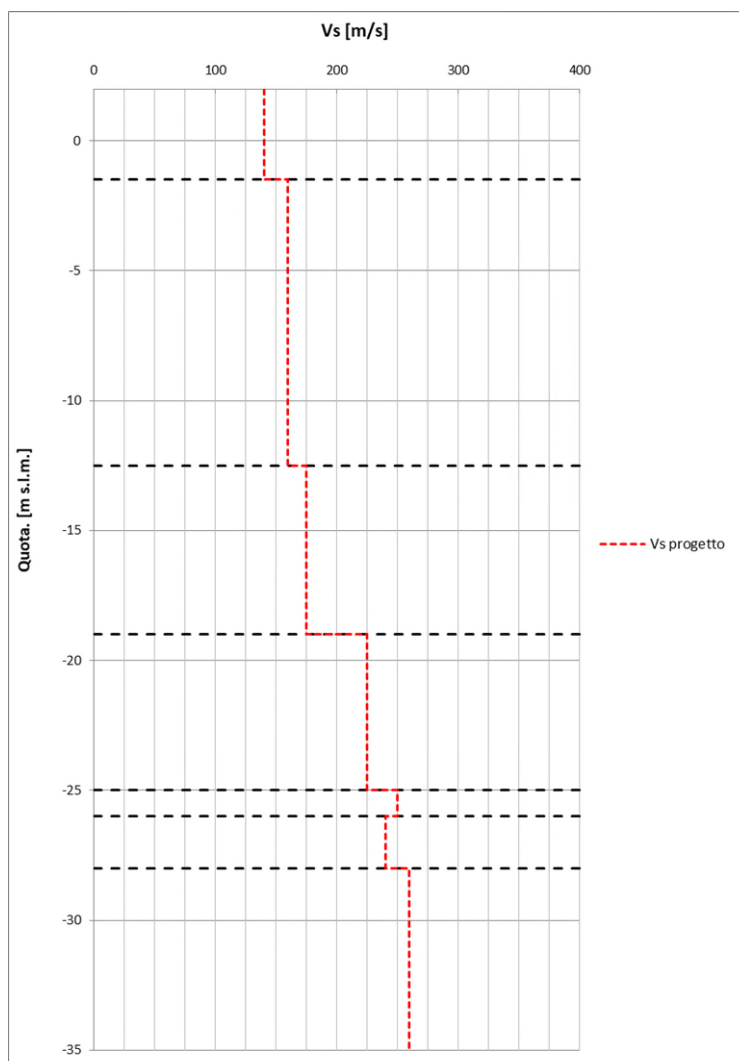


Figura 4-8: Modello Geotecnico-sismico MGS1 – profilo delle velocità Vs

Tabella 4-5: Modello geotecnico-sismico MGS2

Unità	da [m slm]	a [m slm]	γ_{sat} [kN/m ³]	Vs [m/s]
R	2,0	-1,5	19,0	140
P	-1,5	-3,5	18,0	150
S	-3,5	-9,0	20,0	160
M1	-9,0	-19,0	18,5	175
M2	-19,0	-25,0	18,5	225
T	-25,0	-26,0	20,0	250
A1	-26,0	-30,0	19,0	240
A2	-30,0	-38,0	19,0	260
A3	-38,0	-54,0	19,0	270
AES7	-54,0	-109,0	21,0	270
AES6	-109,0	-179,0	21,0	270
AES	-179,0	-350,0	21,0	350
Bed Rock	-350,0	-	22,0	800

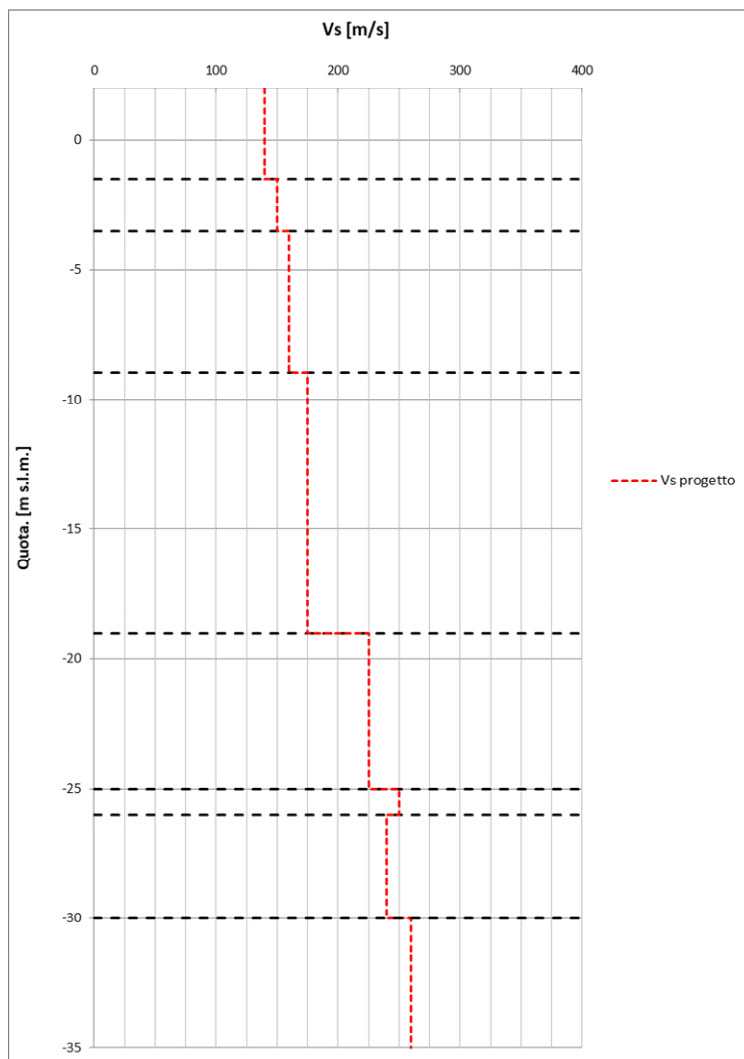


Figura 4-9: Modello geotecnico-sismico MGS2 – profilo delle velocità Vs

Per l'assegnazione delle curve di decadimento del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento, è stata adottata una procedura che prevede l'impiego delle curve proposte da Darendeli (2001), calibrate a partire dai dati delle curve ottenute dalle prove di laboratorio disponibili.

In questo modo, anche per gli strati da cui non sono stati prelevati campioni per l'esecuzione di prove di laboratorio, è stato possibile assegnare curve di decadimento, calibrate per il sito in esame, che tengono conto sia della litologia del materiale (distinto in terreno a grana fine oppure a grana grossa), sia della pressione di confinamento e dell'indice di plasticità (IP).

Nelle seguenti figure si riporta la calibrazione delle curve di decadimento del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento in funzione dei risultati delle prove di laboratorio di tipo sismico eseguite sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi.

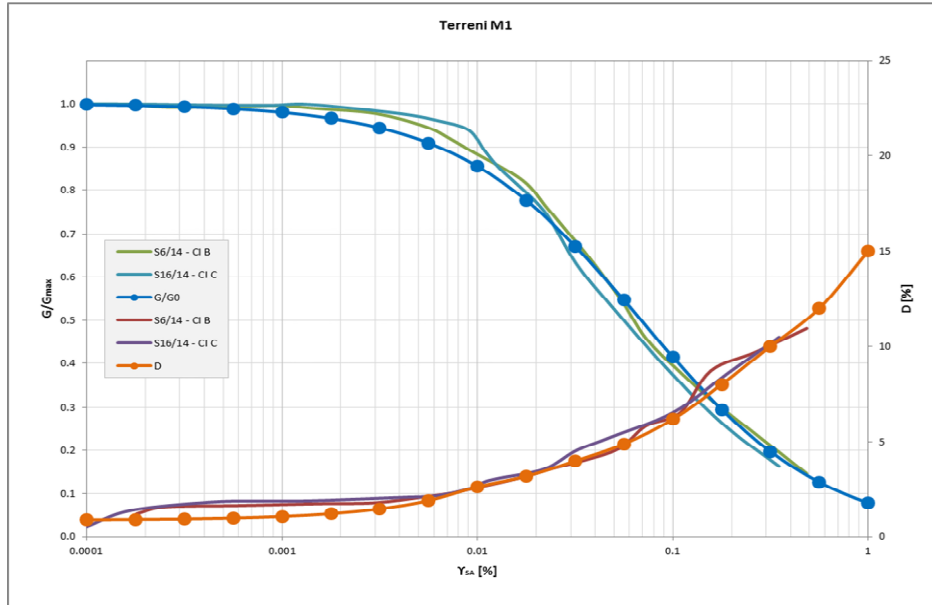


Figura 4-10: Litotipo M1 - Calibrazione curve di decadimento del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento (in blu e arancione le curve adottate nelle analisi)

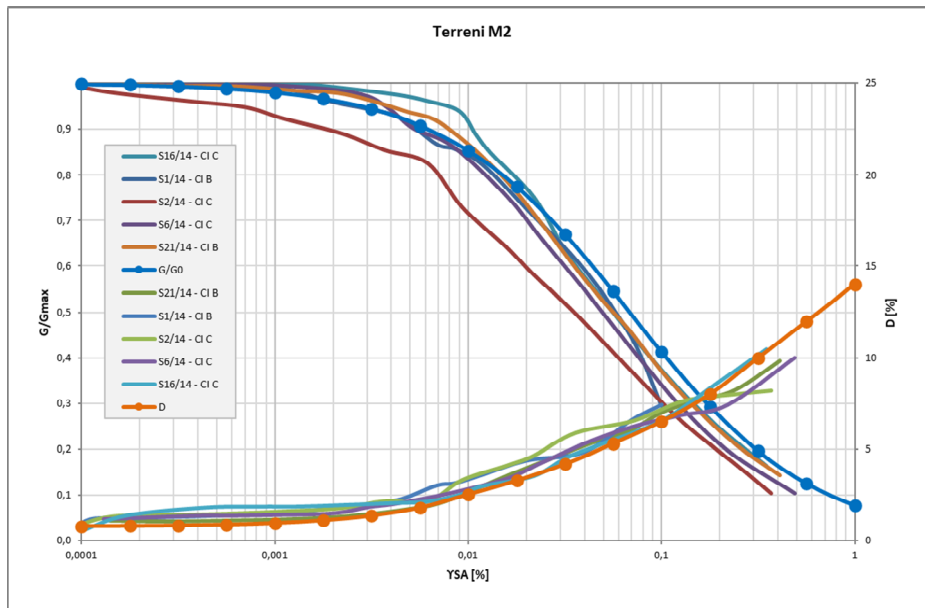


Figura 4-11: Litotipo M2 - Calibrazione curve di decadimento del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento (in blu e arancione le curve adottate nelle analisi)

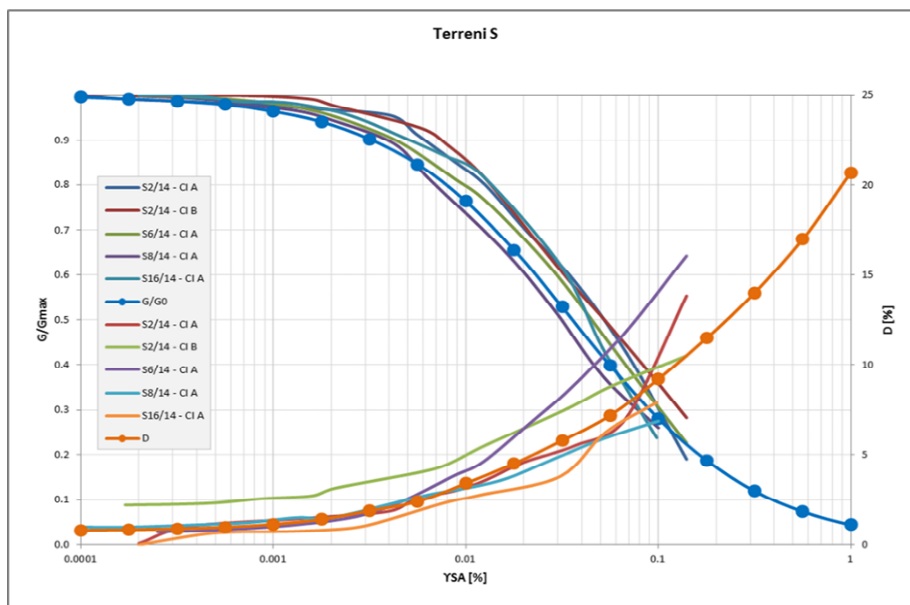


Figura 4-12: Litotipo S - Calibrazione curve di decadimento del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento (in blu e arancione le curve adottate nelle analisi)

4.2.3 ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE (RSL)

Le analisi numeriche sono state condotte utilizzando il codice di calcolo STRATA, sviluppato presso il Geotechnical Engineering Center, University of Texas.

Il software computa, dati in input i n.7 accelerogrammi naturali, la stratigrafia e le curve di decadimento dei terreni di fondazione, la risposta dinamica unidimensionale del sito utilizzando l'approccio di analisi lineare equivalente nel dominio delle frequenze.

Di seguito si riportano i risultati delle analisi di risposta sismica locale con riferimento alla massima accelerazione orizzontale in superficie $a_{g,max}$ allo Stato Limite di Danno (SLD) ed allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per i n.2 modelli geotecnici adottati.

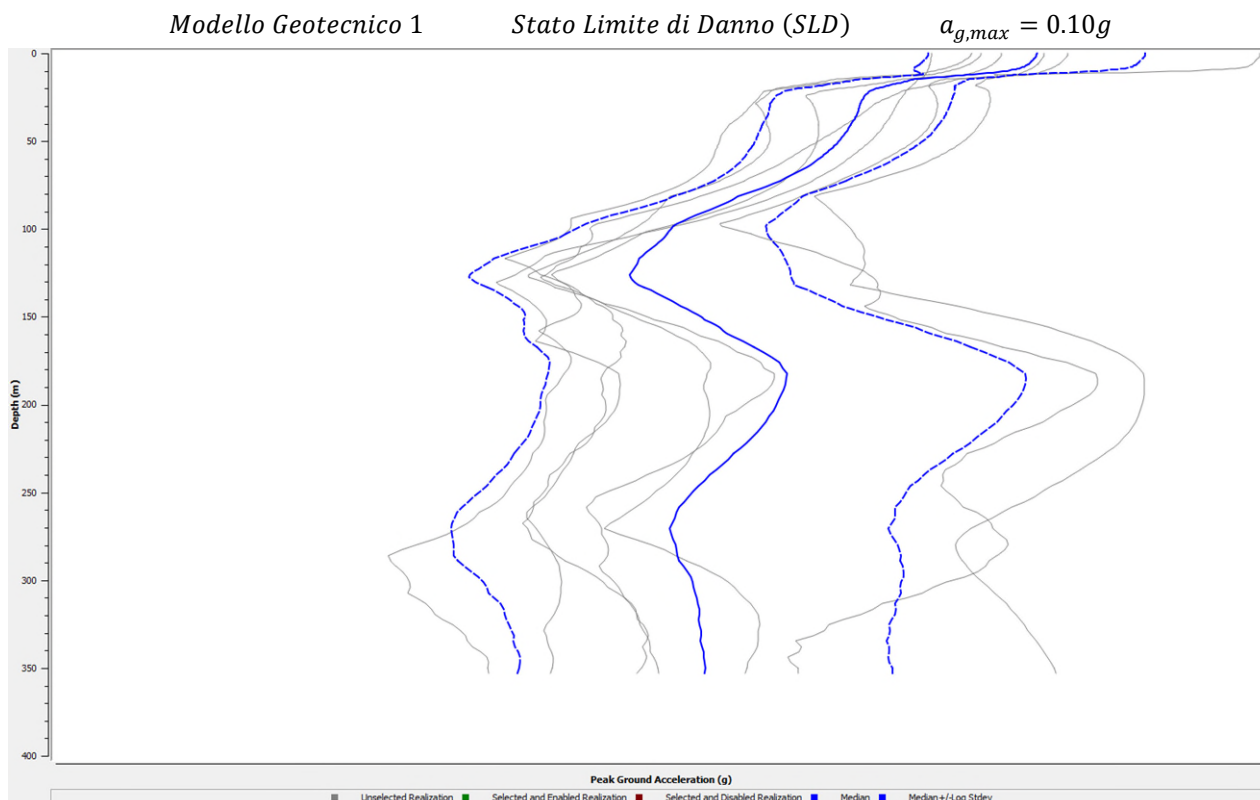


Figura 4-13: Modello Geotecnico Sismico 1 – Stato Limite di Danno (SLD) - Andamento della accelerazione orizzontale massima con la profondità

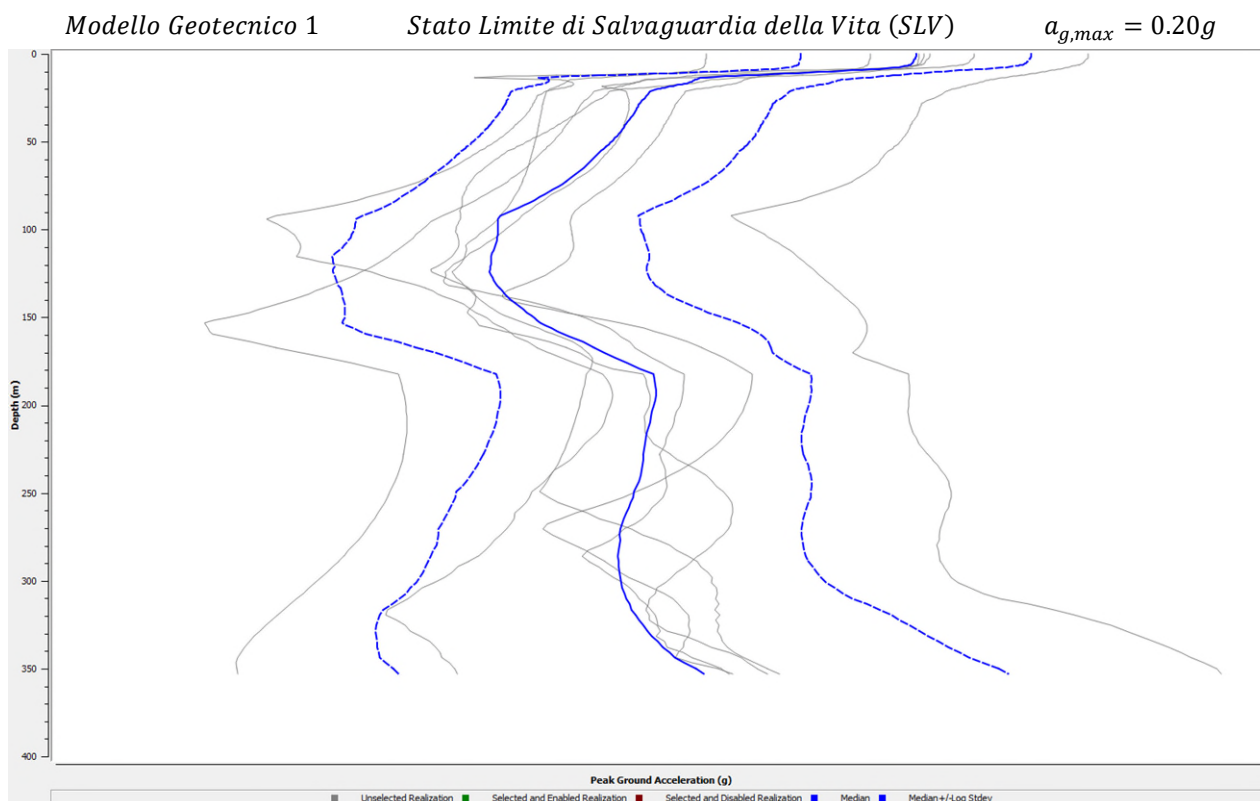


Figura 4-14: Modello Geotecnico Sismico 1 – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) - Andamento della accelerazione orizzontale massima con la profondità

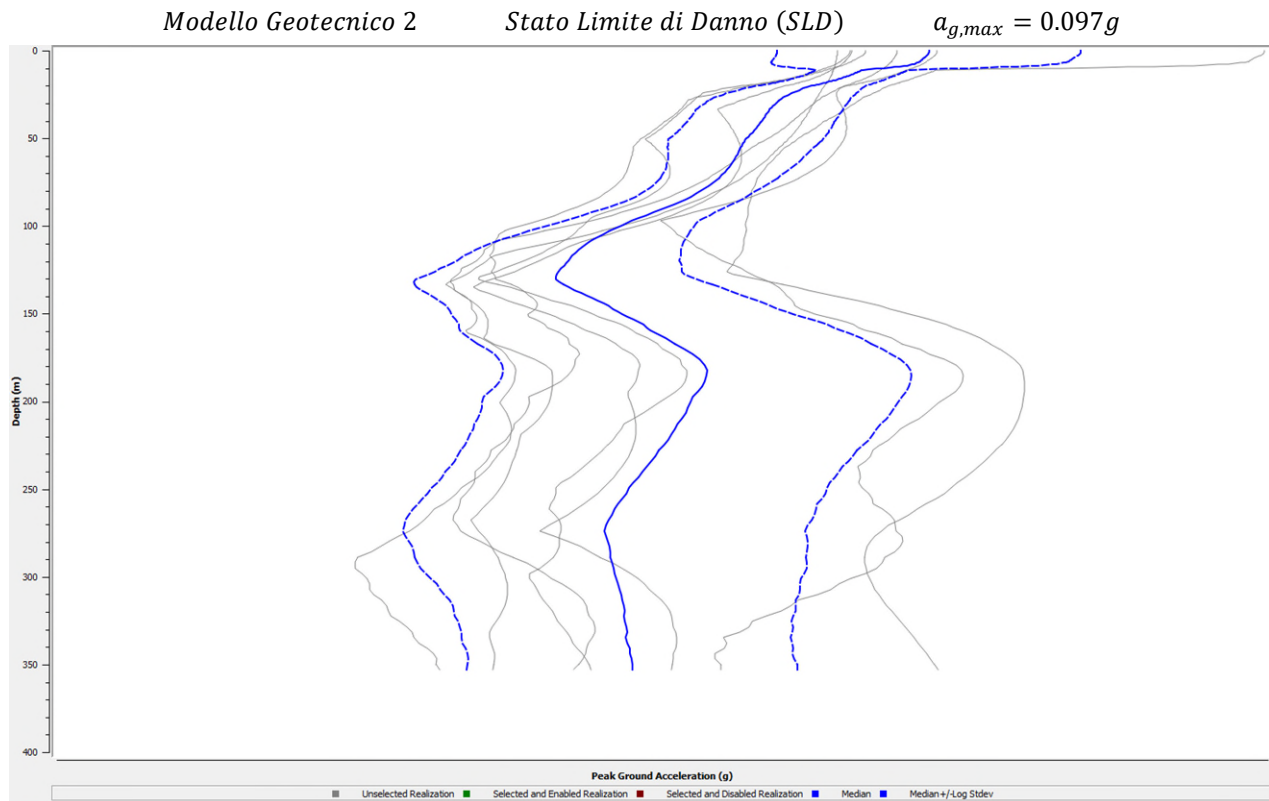


Figura 4-15: Modello Geotecnico Sismico 2 – Stato Limite di Danno (SLD) - Andamento della accelerazione orizzontale massima con la profondità

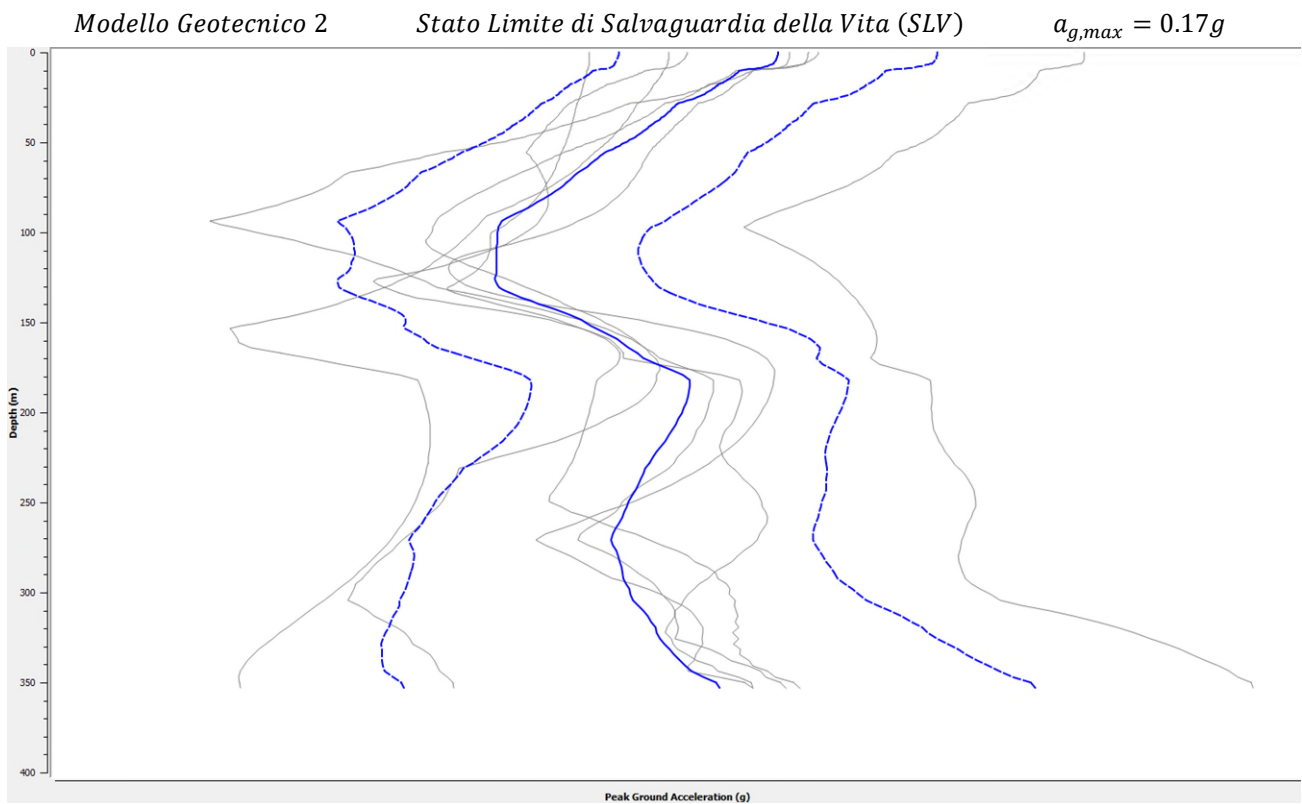


Figura 4-16: Modello Geotecnico Sismico 2 – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) - Andamento della accelerazione orizzontale massima con la profondità

4.3 METODO SEMPLIFICATO

In alternativa alle analisi di RSL la normativa vigente permette un approccio semplificato, intrinsecamente conservativo, che consiste nell'individuazione di categorie di sottosuolo e categorie topografiche di riferimento.

I risultati delle indagini sismiche a disposizione forniscono per l'area in oggetto valori di $V_{s,30}$ variabili da 170 m/s a 217 m/s. Si tratta di terreni appartenenti alle categorie C e D.

Tabella 4-6: Risultati indagini sismiche campagna del 2020

Prova	$V_{s,30}$ [m/s]	Categoria
SCPTU1-20	185	C
SCPTU2-20	174	D
SCPTU3-20	171	D
SCPTU4-20	175	D
SCPTU6-20	180	C
SCPTU7-20	178	D
SCPTU8-20	177	D
SCPTU9-20	186	C
MASW SMA1	203	C
ReMi SMA1	198	C
MASW SMA 2	192	C
ReMi SMA2	201	C
MASW SMA 3	198	C
Masw (Rayleigh) SMA 3	217	C
MASW SMA4	206	C
MASW SMA5	177	D
ReMi SMA5	176	D
MASW SMA6	170	D
ReMi SMA6	167	D

Si nota come i terreni appartenenti alla categoria D abbiano $V_{s,30}$ prossime al limite superiore per la categoria D.

Per quanto sopra e alla luce delle analisi di RSL si ritiene appropriato considerare, per i terreni nell'area in oggetto, la categoria C.

Per quanto riguarda la categoria topografia è possibile fare riferimento alla categoria T1 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ".

L'accelerazione massima orizzontale attesa con riferimento allo Stato Limite di Danno (SLD) ed allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), tenuto conto delle modifiche prodotte dalle condizioni stratigrafiche locali e da quelle morfologiche del sito, è pari a:

Stato Limite di Danno (SLD)

$$a_{max} = a_{g,SLD} \times S_s \times S_t = 0.064g \times 1.50 \times 1.0 = 0.096g$$

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

$$a_{max} = a_{g,SLV} \times S_s \times S_t = 0.172g \times 1.43 \times 1.0 = 0.246g$$

dove:

S_s coefficiente di amplificazione stratigrafia (funzione della categoria di suolo tipo C)

S_t coefficiente di amplificazione topografia (funzione della morfologia del sito)

$a_{g,SLD}$ accelerazione orizzontale massima attesa su suolo rigido allo Stato Limite di Danno (SLD)

$a_{g,SLV}$ accelerazione orizzontale massima attesa su suolo rigido allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

4.4 CONCLUSIONI

Le analisi di RSL hanno messo in evidenza, come già evidenziato dallo studio Eucentre nell'ambito del Progetto Definitivo di cui al doc.rif.[11], la natura conservativa dell'approccio semplificato.

Considerando la coerenza degli studi condotti nel PE con quelli ampi e approfonditi condotti nel PD si ritiene opportuno considerare i risultati dell'analisi RSL per la definizione dell'azione sismica di progetto assumendo i seguenti valori:

<i>Stato Limite di Danno (SLD) Tr 75 anni</i>	$a_{g,max} = 0.10g$
<i>Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) Tr 712 anni</i>	$a_{g,max} = 0.20g$

5 LIQUEFAZIONE

Si riporta di seguito lo studio effettuato volto alla valutazione del potenziale di liquefazione dei terreni in oggetto.

Il fenomeno della liquefazione implica una perdita totale o parziale della resistenza al taglio e della rigidità del terreno, a causa dell'incremento di pressione interstiziale durante lo scuotimento sismico in un terreno a grana grossa, poco addensato e saturo. L'incremento delle pressioni interstiziali indotte dagli sforzi di taglio ciclici, anche in terreni in terreni a conducibilità idraulica relativamente elevata può, infatti, indurre una forte riduzione o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

In conformità a quanto riportato nella relazione geologica del PE l'area portuale di Ravenna, come riportato nella "Carta del potenziale a liquefazione", ricade nel campo del potenziale di liquefazione moderato.

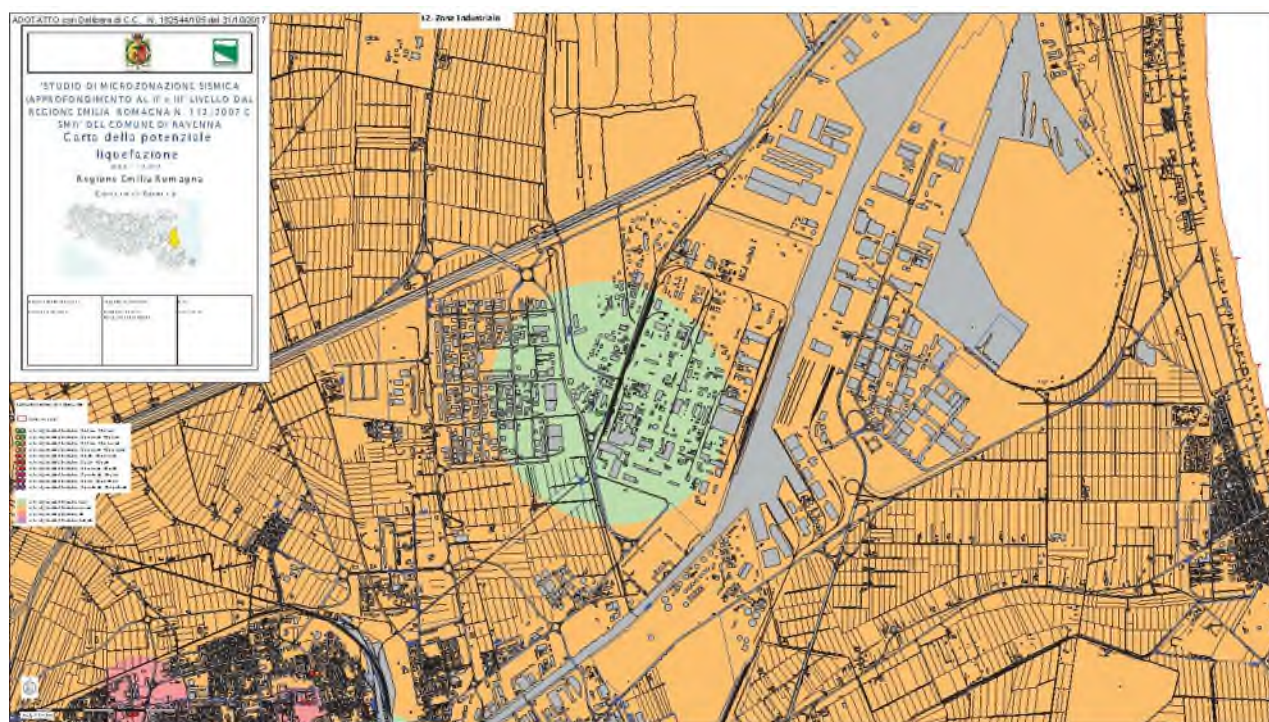


Figura 5-1 "Carta del potenziale a liquefazione" da "Studio della microzonazione sismica II e III livello".

Legenda:

	Indice del potenziali di liquefazione basso
	Indice del potenziali di liquefazione moderato
	Indice del potenziali di liquefazione alto
	Indice del potenziali di liquefazione molto alto

In conformità a quanto riportato nelle Norme Tecniche delle Costruzioni 2018, le verifiche si ritengono necessarie in quanto i terreni in oggetto non soddisfano le condizioni riportate al §7.11.3.4 di seguito riportate:

- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15m dal piano 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 efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate in *Figura 5-2* nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità di $U_c > 3.5$.

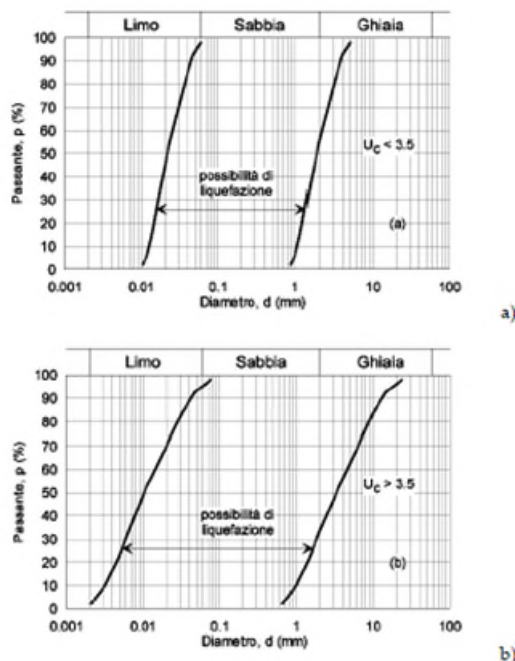


Figura 5-2: Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

In Figura 5-3 si riportano le curve granulometriche dei campioni di terreno di tipo granulare prelevati nel corso dei sondaggi nell'area in oggetto. Sono omessi in tale grafico le curve granulometriche dei campioni di terreno di natura coesiva in quanto non suscettibili a liquefazione.

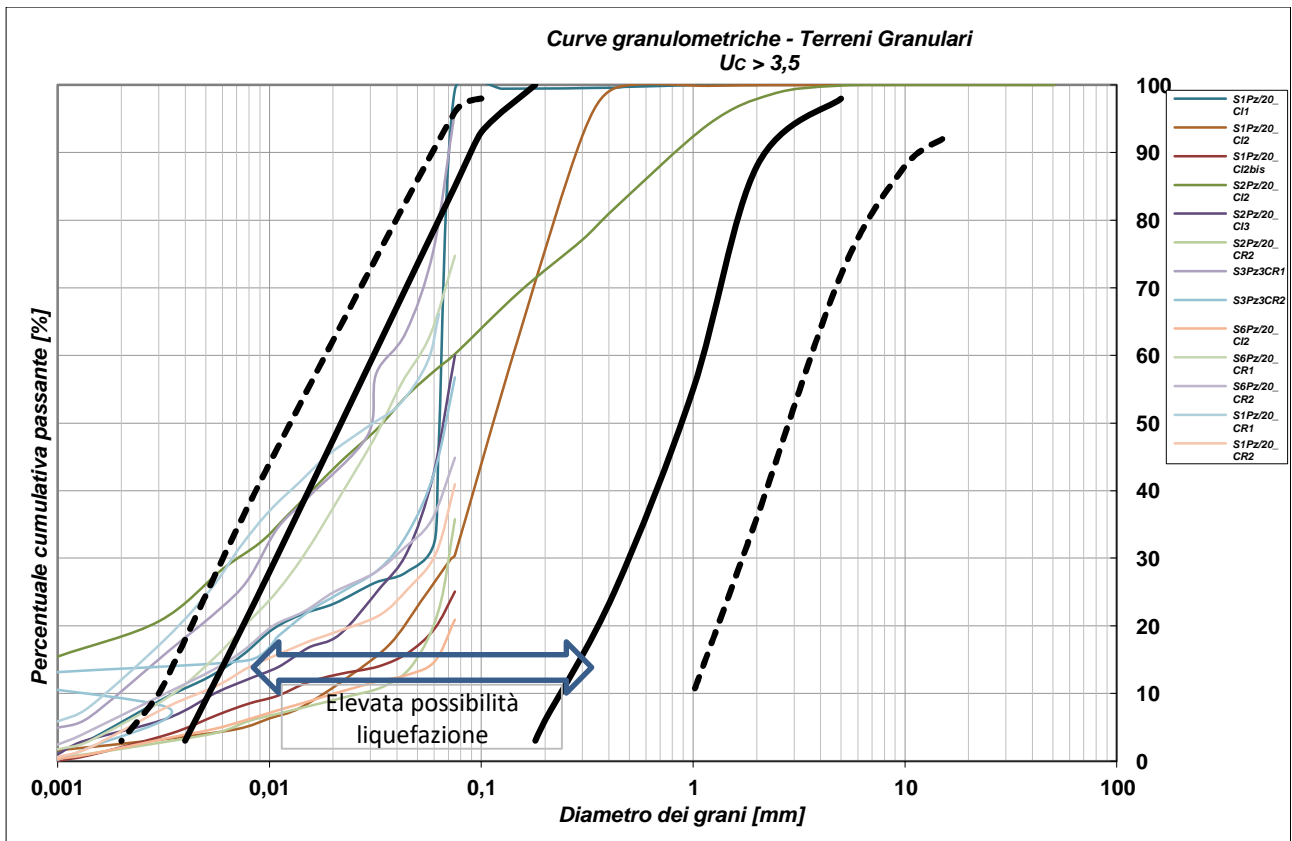
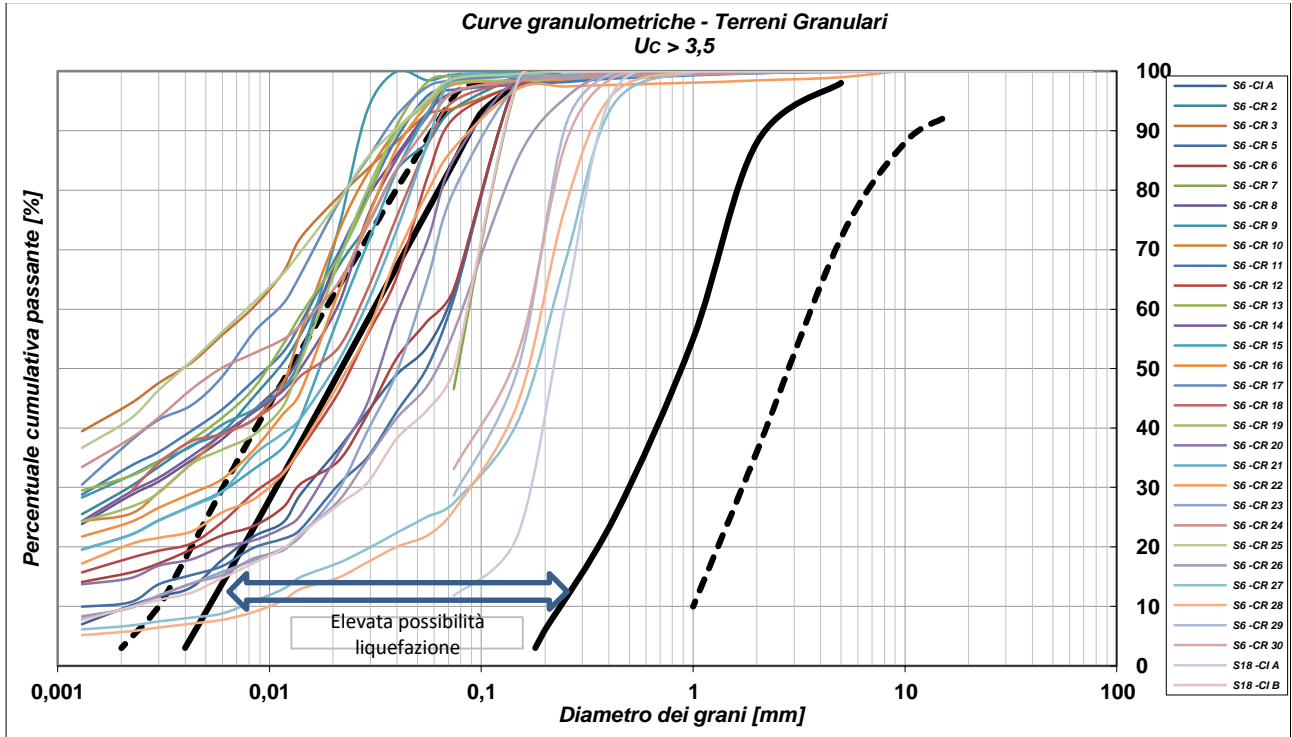


Figura 5-3 : Curve granulometriche relative ai campioni di terreni di tipo granulare (Unità S) prelevati nel corso dei sondaggi nell'area in oggetto

Come visibile in Figura 5-3 parte delle curve granulometriche dei campioni di tipo granulare ricadono all'interno dei fusi granulometrici indicati dalla normativa a conferma della necessità di condurre le verifiche di sicurezza nei confronti del pericolo di liquefazione.

5.1 INDICE POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

La valutazione della suscettibilità alla liquefazione sismo-indotta è stata condotta mediante un approccio semplificato basato sull'utilizzo di correlazioni empiriche che stimano la resistenza a liquefazione di un terreno a partire dai risultati delle prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU).

La procedura adottata prevede un approccio deterministico in cui la predizione del verificarsi o meno della liquefazione viene valutata sia a livello puntuale calcolando il fattore di sicurezza FS locale, sia eseguendo una stima integrata lungo la verticale calcolando l'incidenza del fenomeno mediante l'indice del potenziale di liquefazione LPI (Liquefaction Potential Index).

Il fattore di sicurezza FS locale è stato valutato mediante il software di calcolo SETTLE 3D (vers.5.004) della Rocscience.

Con riferimento a quanto riportato nei paragrafi precedenti, le verifiche sono state svolte adottando una accelerazione "free-field" pari a $a_{max} = 0.20g$ corrispondente ad un sisma con $T_R=712$ anni, magnitudo $M=5.96$ e con riferimento ad opere con Vita Nominale $V_N=50$ anni, Classe d'uso $C_U=1.5$ (Classe III) e terreno tipo C.

Il coefficiente di sicurezza FS alla liquefazione viene espresso dal seguente rapporto:

$$FS = \frac{CRR_{7.5}MSF}{CSR}$$

dove:

$CRR_{7.5}$ = rapporto di resistenza ciclica corrispondente a un sisma di magnitudo $M=7.5$;

MSF = fattore di scala della magnitudo;

CSR = rapporto di tensione ciclica.

Il software determina il valore del rapporto di resistenza ciclica CRR corrispondente a $M=7.5$ attraverso la correlazione empirica di Idriss & Boulanger (2014):

$$CSR = 0.65 \times \frac{a_{max}}{g} \times \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \times r_d$$

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1atm} = \exp \left[\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2.8 \right]$$

Dove r_d , coefficiente riduttivo dell'azione sismica, è determinato secondo la relazione di Idriss (1999):

$$\ln(r_d) = \alpha(z) + \beta(z) \times M$$

con:

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

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

z=profondità in metri ($z < 45m$).

Il fattore q_{c1Ncs} viene valutato secondo una procedura iterativa in accordo alle relazioni di Idriss and Boulanger (2008):

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v}\right)^m \leq 1.7$$
$$m = 1.338 - 0.249(q_{c1Ncs})^{0.264}$$
$$q_{c1N} = C_N q_{cN}$$
$$\Delta q_{c1N} = \left(11.9 + \frac{q_{c1N}}{14.6}\right) \exp\left(1.63 - \frac{9.7}{FC + 2} - \left(\frac{15.7}{FC + 2}\right)^2\right)$$
$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

con:

FC pari alla frazione granulometrica avente dimensioni minori di 0.075mm (passante al setaccio ASTM 200).

Il contenuto di fine FC è stato valutato dall'analisi delle curve granulometriche dei campioni di terreno a disposizione come indicato in *Figura 5-4*.

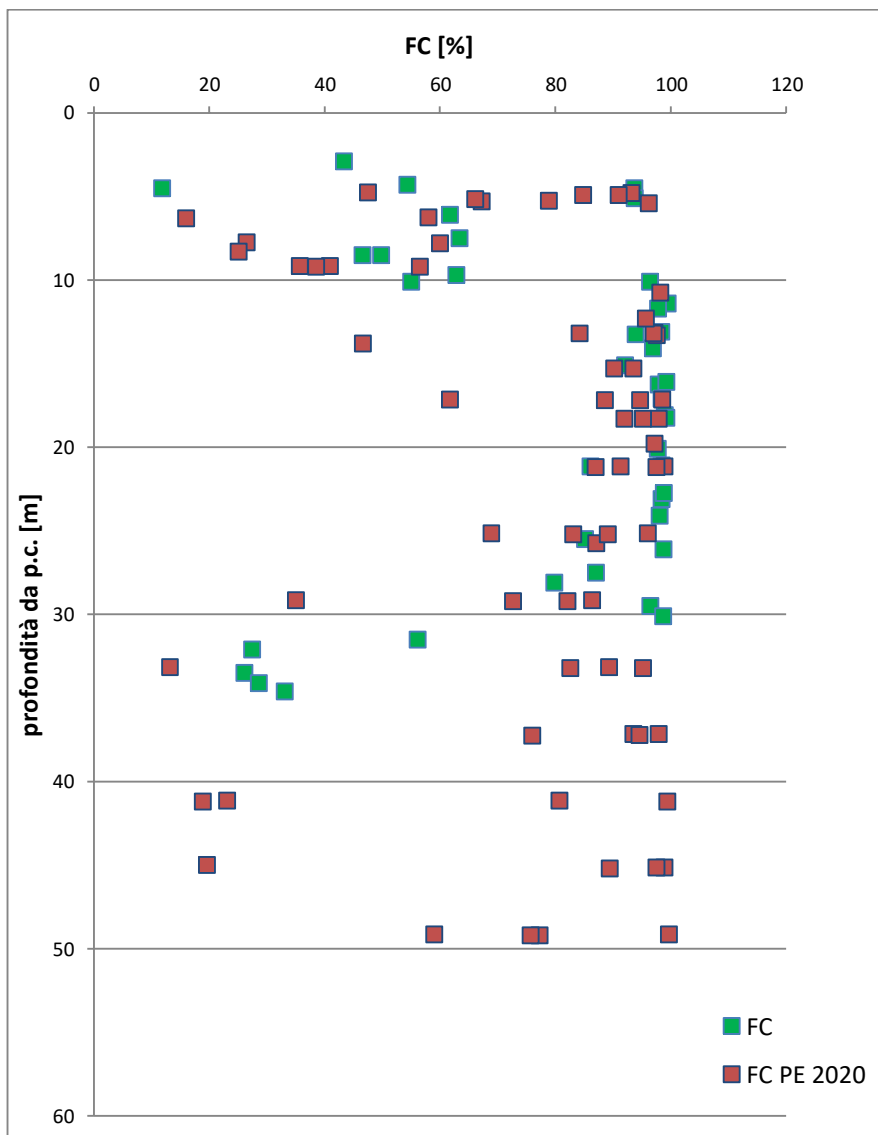


Figura 5-4: Contenuto di fine FC (%) relativo ai campioni di terreno prelevati nell'area in oggetto

Nella seguente tabella si riporta il contenuto di fino assunto nelle verifiche per le differenti unità.

Tabella 5-1: FC assunto per le differenti unità per le verifiche a Liquefazione

UNITA'	FC %
R	40
P	50
S	40
M1 e M2	50
T	25
A1	50
A2	25

Il valore di CRR viene infine corretto per rapportarlo alla magnitudo del sisma considerato attraverso il fattore di scala della magnitudo (MSF) adottando la relazione di Idriss & Boulanger (2015):

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

con

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{180}\right)^3 \leq 2.2$$

In base alla normativa doc. rif. [2] la stabilità nei confronti della liquefazione deve essere valutata in base al potenziale di liquefazione: l'indice del potenziale di liquefazione LPI è definito dalla seguente relazione (Iwasaki et al., 1978):

$$LPI = \int_0^{20} F(z)w(z)dz$$

dove:

- z è la profondità dal piano campagna
- F è una funzione del fattore di sicurezza FS nei confronti della liquefazione valutata come:

$$\begin{cases} F = 1 - F_L & \text{se } F_L \leq 1.0 \\ F = 0 & \text{se } F_L > 1.0 \end{cases}$$

- w(z) è una funzione "peso" della profondità dal piano campagna valutata come:

$$w(z) = 10 - 0.5z$$

Il valore di LPI individuato (Iwasaki et al., 1978 e AGI Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica) indica:

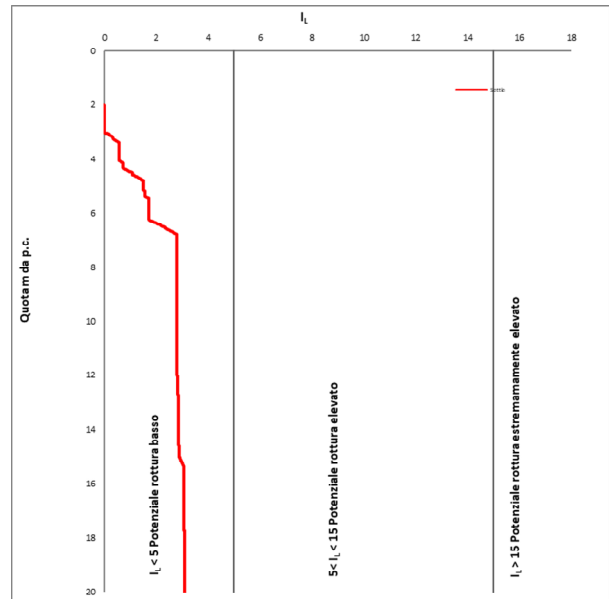
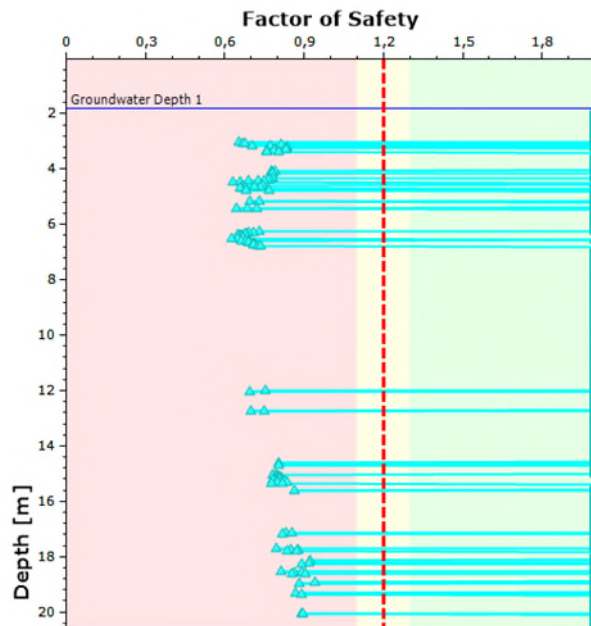
- $0 < LPI \leq 5$ Potenziale basso
- $5 < LPI \leq 15$ Potenziale elevato
- $LPI > 15$ Potenziale estremamente elevato

Le indicazioni della Regione Emilia Romagna DGR 630/2019 indicano le seguenti classi di pericolosità (Sonmez, 2003):

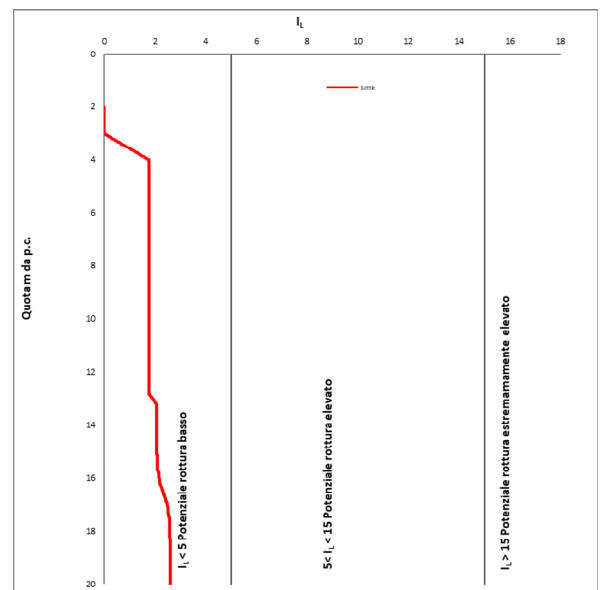
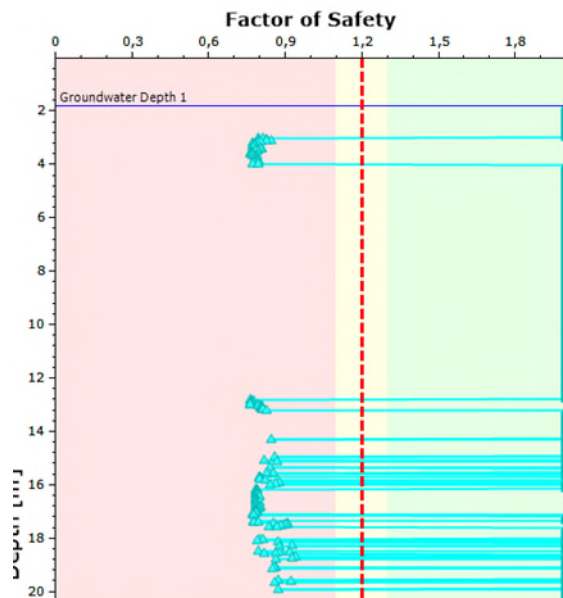
- $0 < LPI \leq 2$ Potenziale basso
- $2 < LPI \leq 5$ Potenziale moderato
- $5 < LPI \leq 15$ Potenziale alto
- $LPI > 15$ Potenziale molto alto

Sono di seguito riportati i risultati delle analisi condotte.

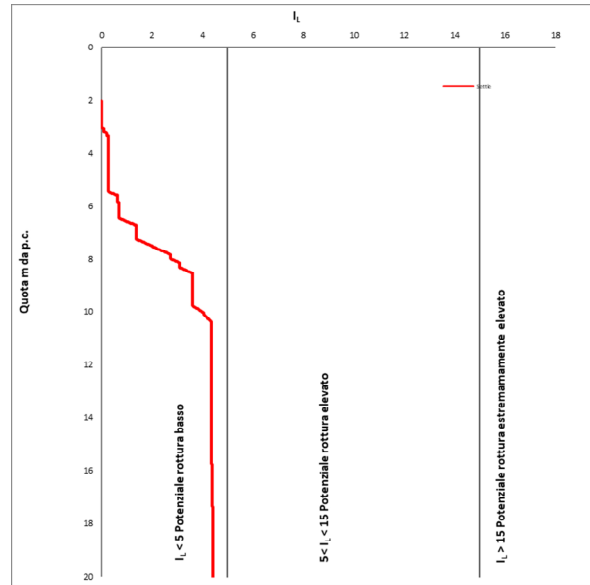
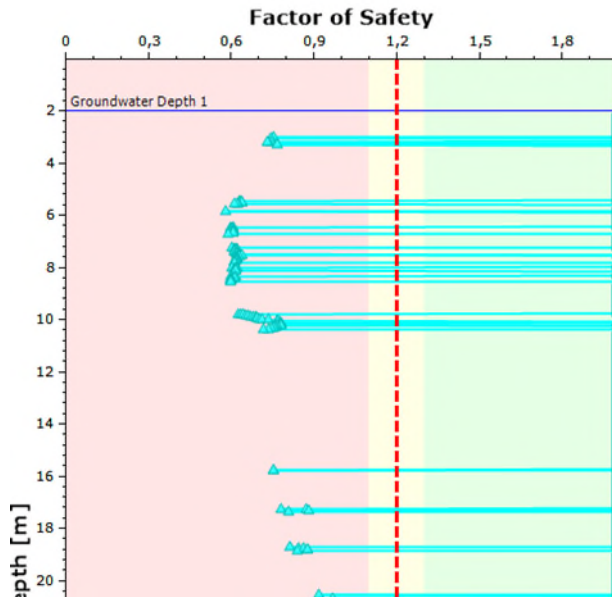
• CPTU 8



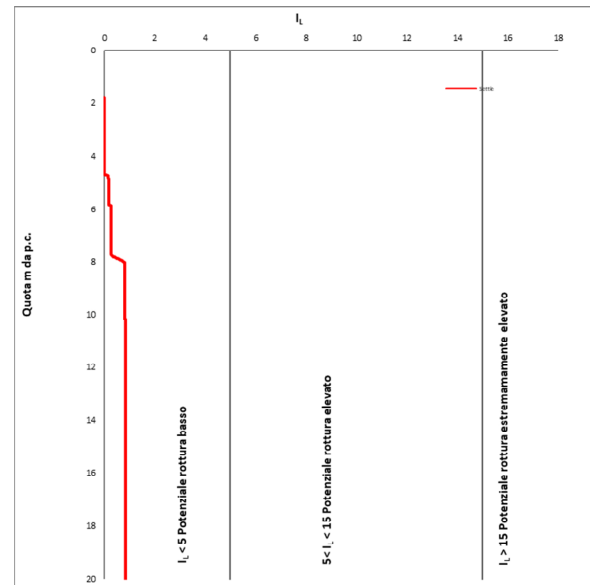
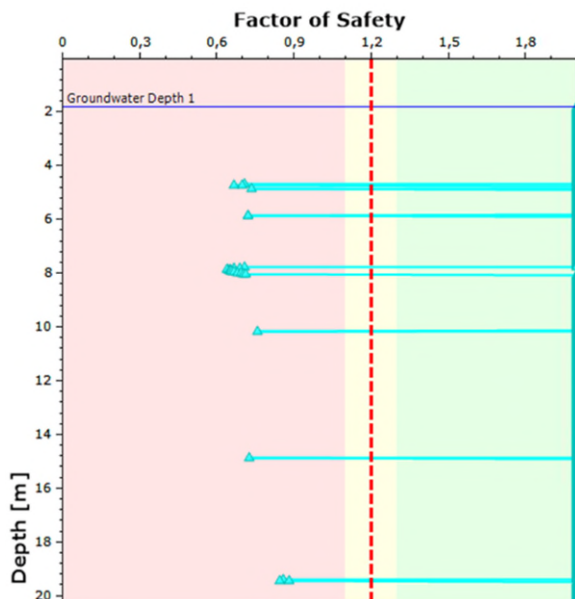
• CPTU 9



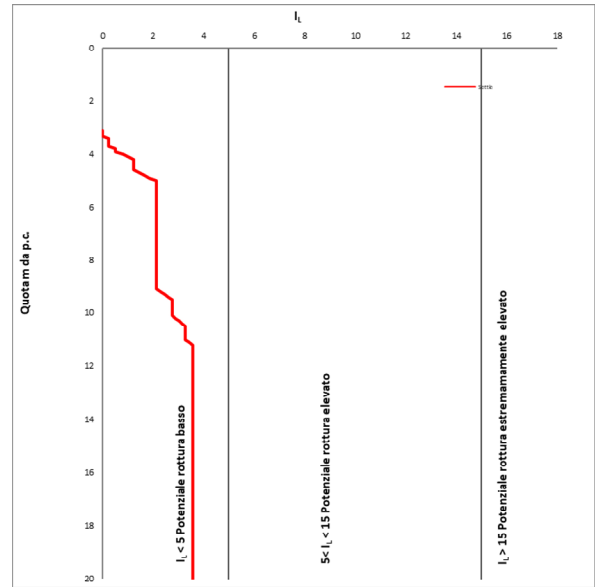
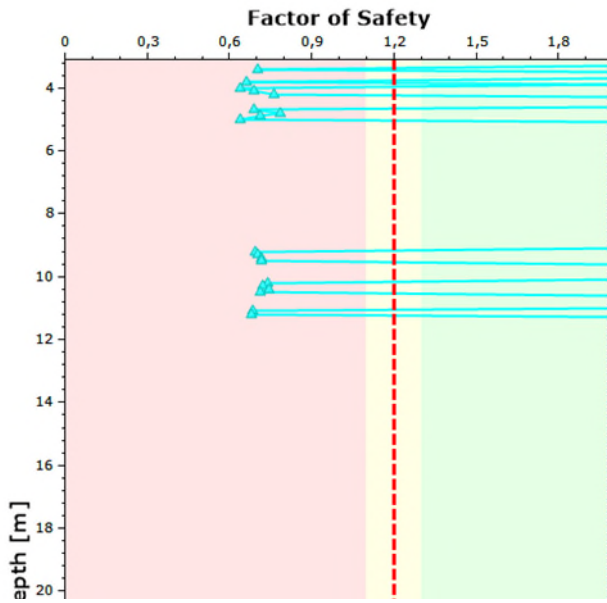
• CPTU 11



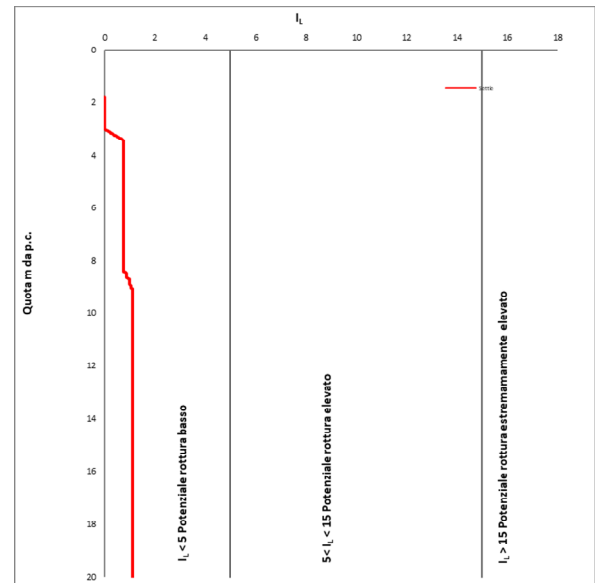
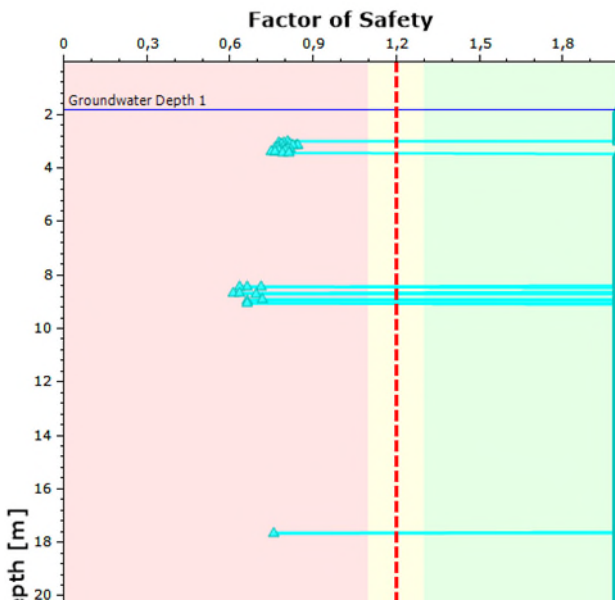
• CPTU 12



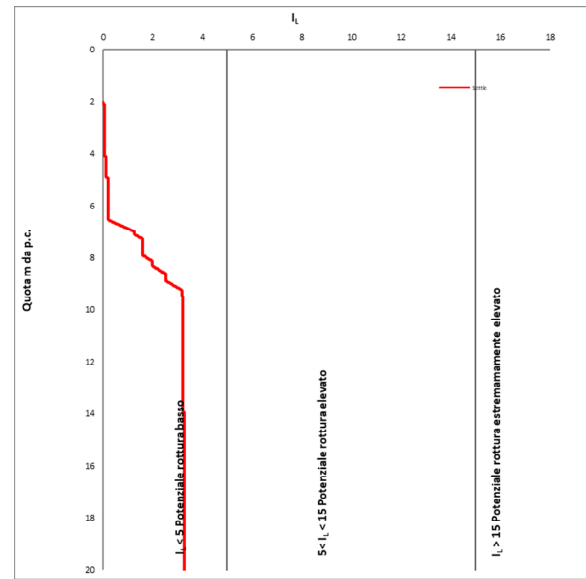
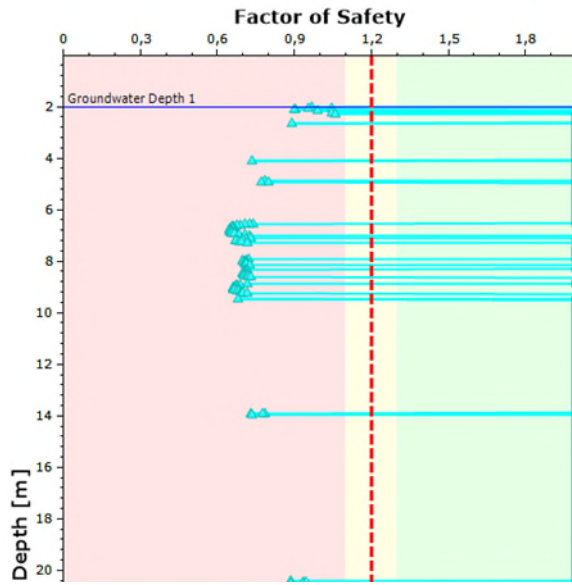
• CPTU 13



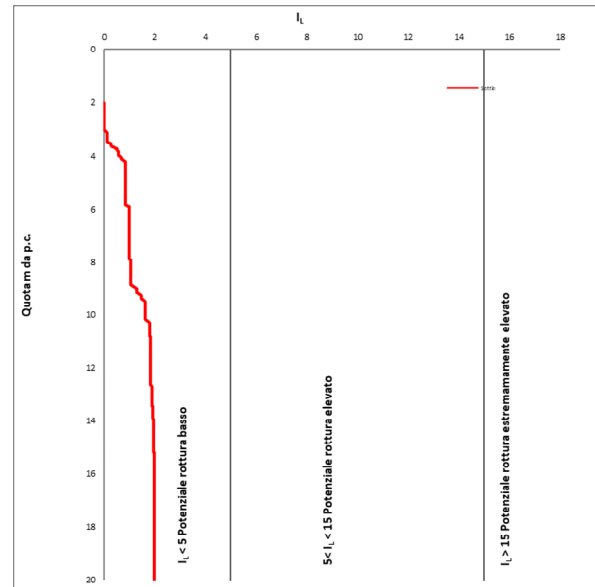
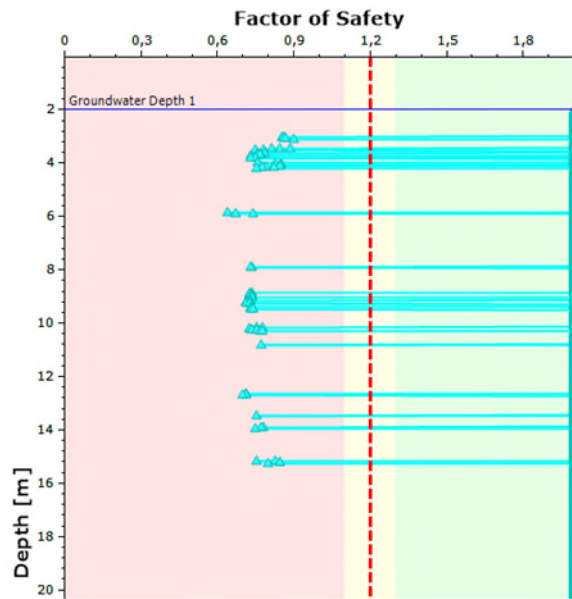
• CPTU 14



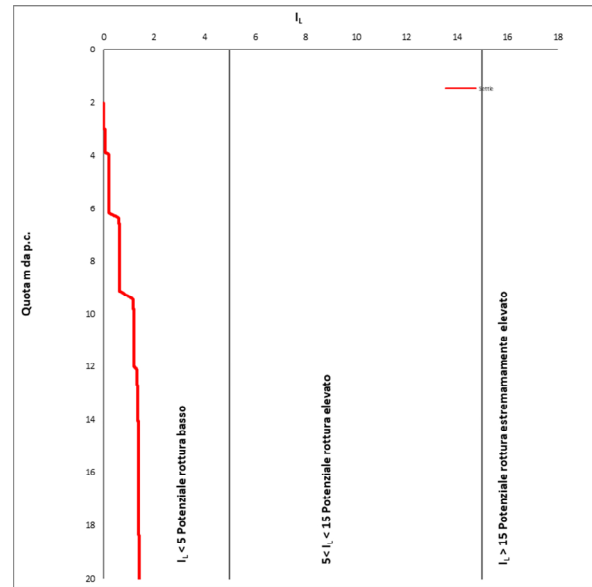
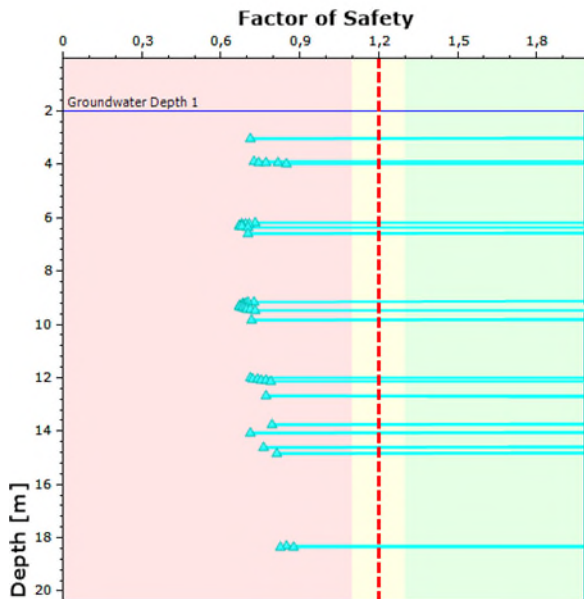
• CPTU 32



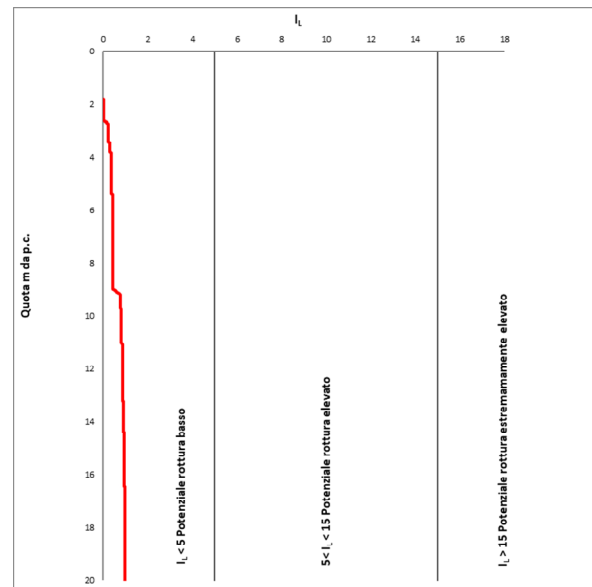
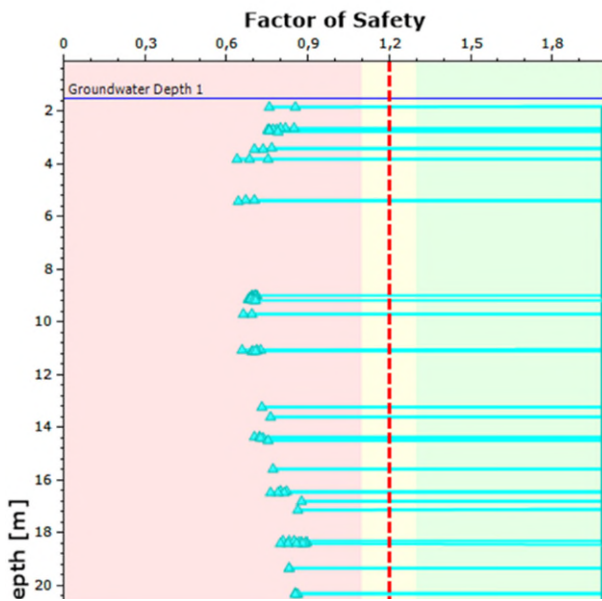
• CPTU 33



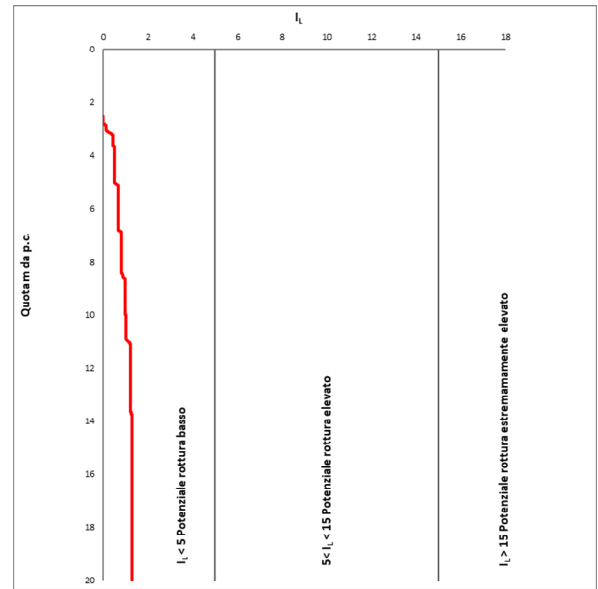
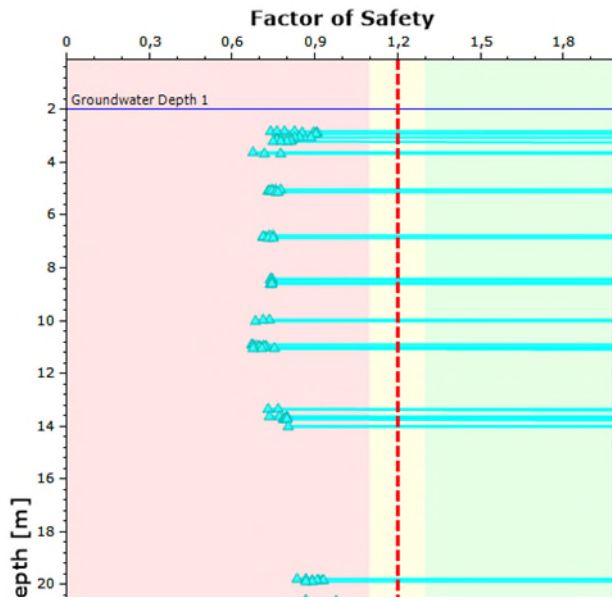
• CPTU 34



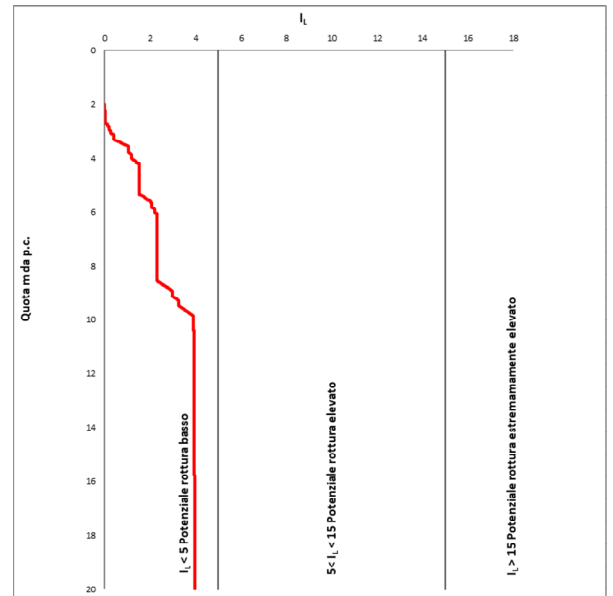
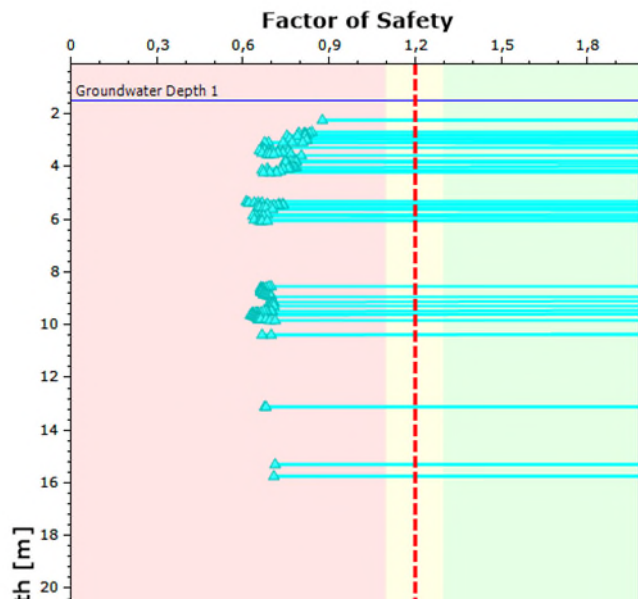
• SCPTU 1



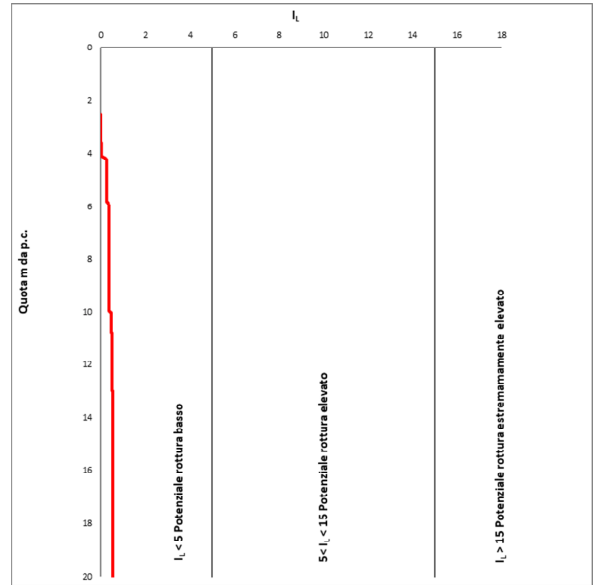
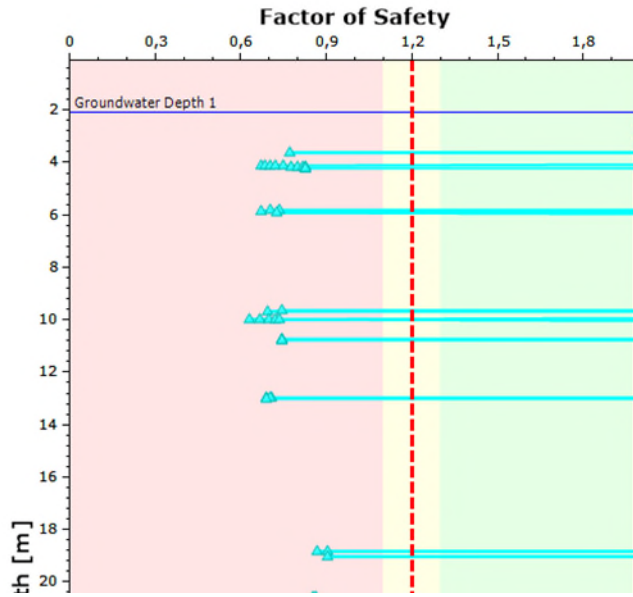
• SCPTU 2



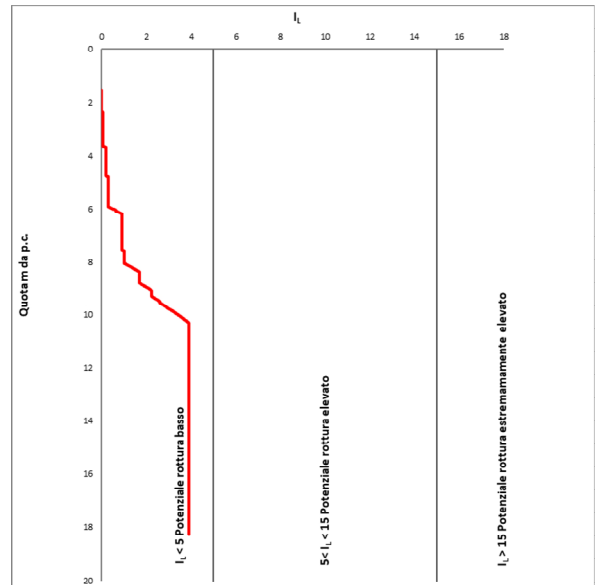
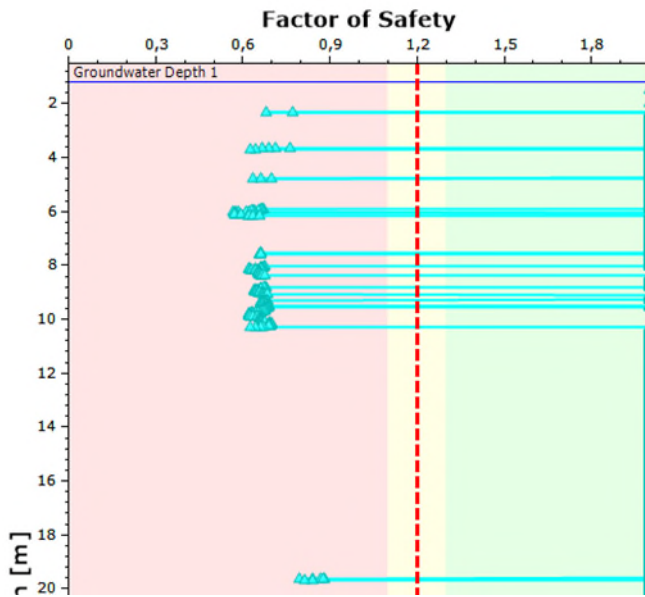
• SCPTU 3



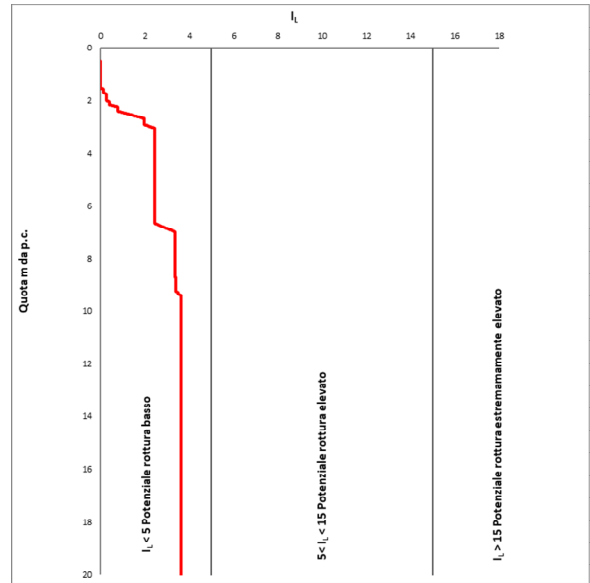
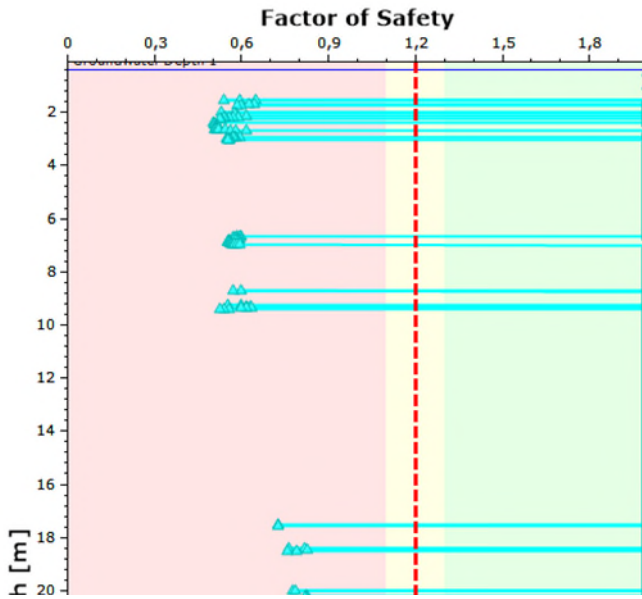
• SCPTU 4



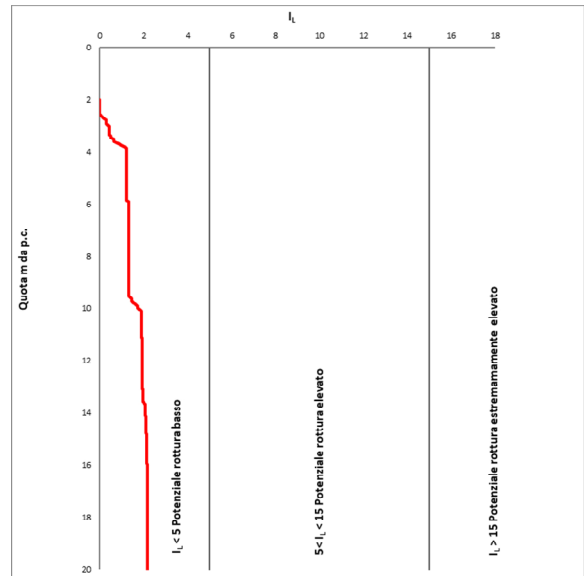
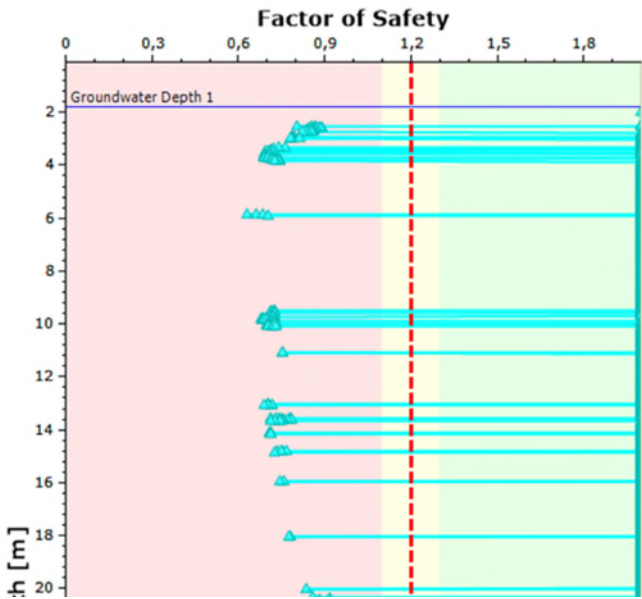
• SCPTU 5



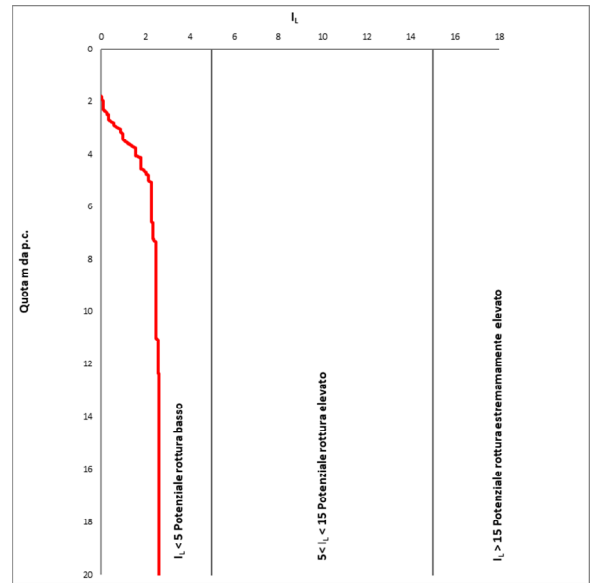
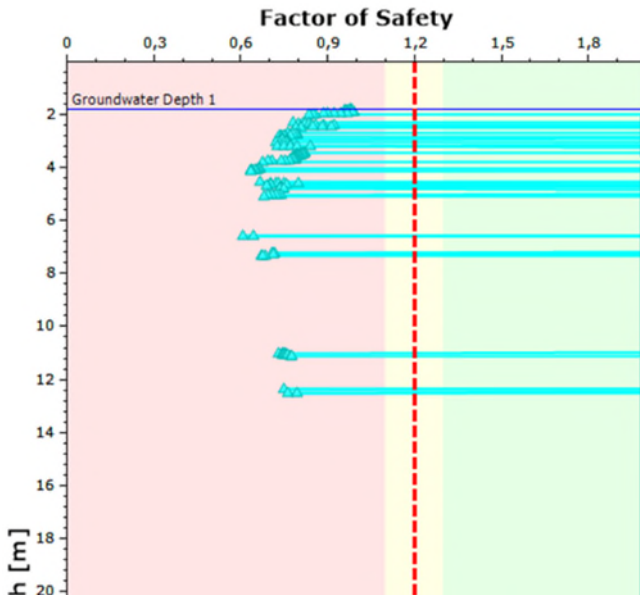
• SCPTU 6



• SCPTU 7



• SCPTU 8



• SCPTU 9

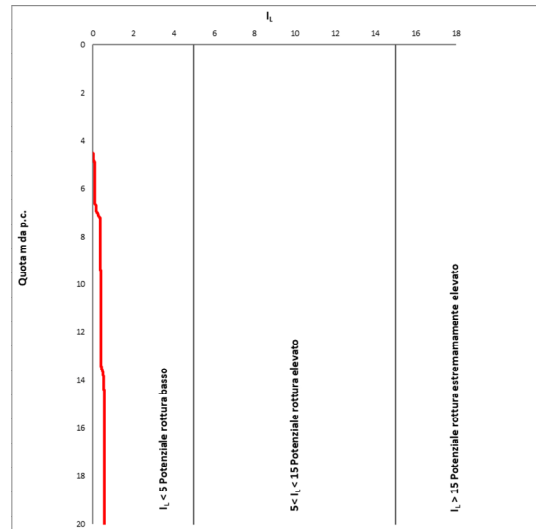
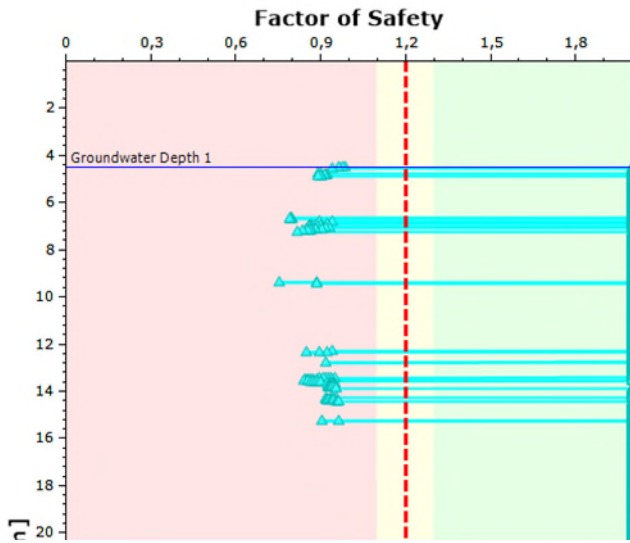


Tabella 5-2: Indice di potenziale liquefazione LPI

Indagine	LPI	Indagine	LPI
CPTU 8	3,11	SCPTU1-20	0,98
CPTU 9	2,61	SCPTU2-20	1,29
CPTU 11	4,41	SCPTU3-20	3,96
CPTU 12	0,86	SCPTU4-20	0,54
CPTU 13	3,57	SCPTU5-20	3,91
CPTU 14	1,11	SCPTU6-20	3,63
CPTU 32	3,27	SCPTU7-20	2,16
CPTU 33	2,00	SCPTU8-20	2,61
CPTU 34	1,40	SCPTU9-20	0,56

I risultati riportati in Tabella 5-2 sono rappresentati graficamente nella planimetria in Allegato 2.
Il potenziale di liquefazione LPI risulta sempre basso con un valor medio pari a 2 circa.

5.2 PROVE TRIASSIALI CICLICHE

Per una più approfondita valutazione nei confronti della stabilità nei confronti della liquefazione sono state condotte n. 4 prove triassiali cicliche su campioni indisturbati prelevati in corrispondenza dell'unità S, le prove sono state condotte secondo lo standard ASTM D 5311.

Tale prova viene condotta imponendo un prefissato sforzo di taglio CSR (cyclic stress ratio) e valutando il numero di cicli di carico che portano a liquefazione (rapporto di sovrappressioni interstiziali $r_u = 0.9 \div 1$).

Tabella 5-3: Riassunto risultati prove triassiali cicliche

Campione	Tipo campione	Profondità m da p.c.	CSR	n. cicli a liquefazione
S6pz -CI2	Sabbia medio fine debolmente limosa	6.3	0.24	8
			0.16	30
			0.13	40
S3pz -CI3	Limo argilloso grigio	12.3	0.22	100
			0.13	100
S1pz -CI2	Sabbia limosa	7.75	0.17	247
S2pz - CI2	Limo con sabbia	6.25	0.42	170
			0.26	500

Risulta utile confrontare i risultati del prove triassiali cicliche con il CSR stimato allo SLV (par. 5.1) e il numero di cicli di carico equivalenti, ottenibile in funzione della magnitudo attesa Seed (1975).

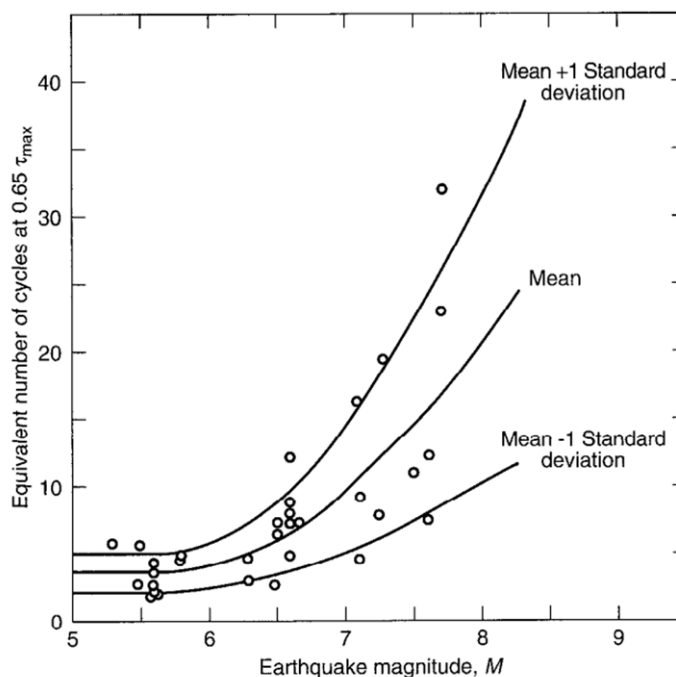


Figura 5-5: Numero di cicli equivalenti N_{eq} per terremoti di differenti magnitudo (Seed et al 1975).

Tabella 5-4: CSR e numero di cicli equivalenti stimati allo SLV alle profondità dei campioni soggetti a prove triassiali cicliche

Campione	Tipo campione	Profondità m da p.c.	CSR $a_{max} = 0.2$ g SLV da RSL	CSR $a_{max} = 0.247$ g suolo C SLV da metodo semplificato	n. cicli equivalenti (M=5.96)
S6pz -CI2	Sabbia medio fine debolmente limosa	6.3	0.18	0.22	5
S3pz -CI3	Limo argilloso grigio	12.3	0.19	0.23	5
S1pz -CI2	Sabbia limosa	7.75	0.19	0.23	5
S2pz - CI2	Limo con sabbia	6.25	0.23	0.29	5

I risultati delle prove triassiali cicliche, ancorché rappresentativi di condizioni puntuali, confermano un basso rischio di liquefazione.

6 STIMA DEI CEDIMENTI INDOTTI DALLA LIQUEFAZIONE

La valutazione degli spostamenti verticali indotti dalla liquefazione sono stati valutati adottando il metodo di Yoshimine et al. (2006) sviluppato a partire da prove di laboratorio e che ha trovato riscontro in osservazioni in sito.

In accordo a tale metodo le deformazioni volumetriche ε_v sono direttamente legate alle massime deformazioni di taglio γ_{max} che si sviluppano nel corso dell'azione sismica.

Il cedimento totale in direzione verticale si ottiene sommando i contributi dei vari strati interessati dalla liquefazione, integrando le deformazioni volumetriche sullo spessore di ciascuno strato in accordo alla seguente relazione:

$$\delta_{v-1D} = \int_0^z \varepsilon_v \cdot dz$$

dove:

$$\varepsilon_v = 1.5 \cdot \exp(2.551 - 1.147(q_{c1Ncs})^{0.264}) \cdot \min(0.08, \gamma_{max})$$

con:

- q_{c1Ncs} valutato in accordo alle correlazioni proposte da Idriss & Boulanger (2014) riportate al §5;
- γ_{max} valutato in accordo alle relazioni proposte da Yoshimine et al. (2006) di seguito riportate:

$$\gamma_{max} = \min\left(\gamma_{lim}, 0.035(2 - FS) \left(\frac{1 - F_\alpha}{FS - F_\alpha}\right)\right) \quad \text{se } 2 > FS > F_\alpha$$

$$\gamma_{max} = \gamma_{lim} \quad \text{se } FS < F_\alpha$$

dove:

$$F_\alpha = -11.74 + 8.34(q_{c1Ncs})^{0.264} - 1.371(q_{c1Ncs})^{0.528} \quad \text{per } q_{c1Ncs} \geq 69$$

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

La valutazione degli spostamenti verticali indotti dalla liquefazione sono stati valutati mediante il software di calcolo SETTLE 3D (vers.5.004) della Rocscience.

Nella seguente tabella si riportano i risultati delle analisi condotte.

Tabella 6-1: Cedimenti indotti dalla liquefazione

Indagine	δ [cm]	Indagine	δ [cm]
CPTU 8	15	SCPTU1-20	5
CPTU 9	19	SCPTU2-20	5
CPTU 11	15	SCPTU3-20	12
CPTU 12	3	SCPTU4-20	3
CPTU 13	11	SCPTU5-20	12
CPTU 14	3	SCPTU6-20	6
CPTU 32	14	SCPTU7-20	7
CPTU 33	10	SCPTU8-20	8
CPTU 34	8	SCPTU9-20	5

I risultati riportati in Tabella 6-1 sono rappresentati graficamente nella planimetria in Allegato 2.

ALLEGATI

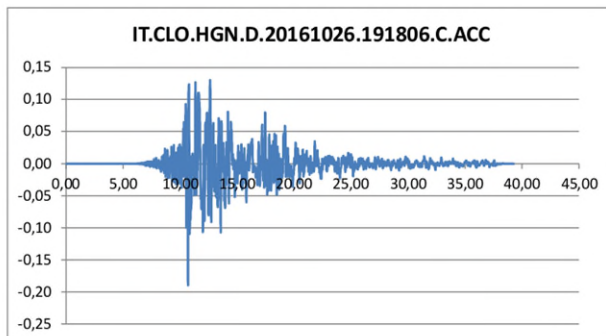
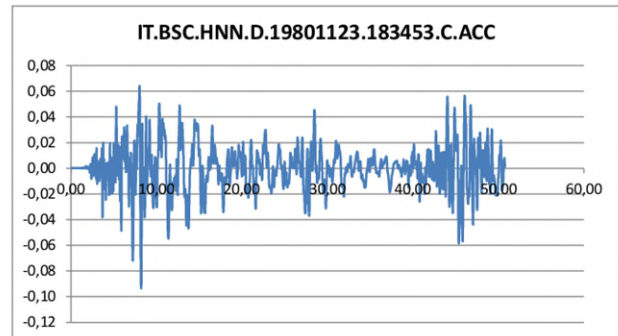
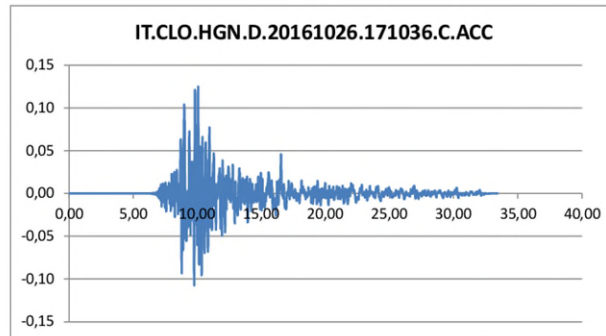
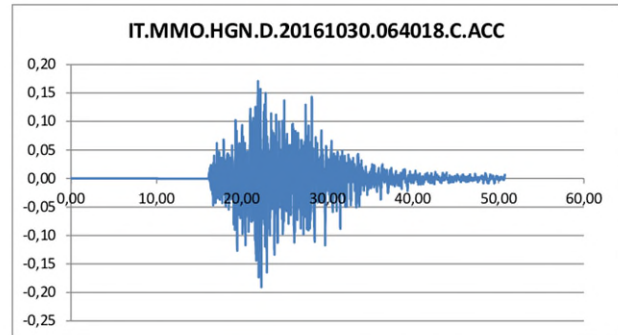
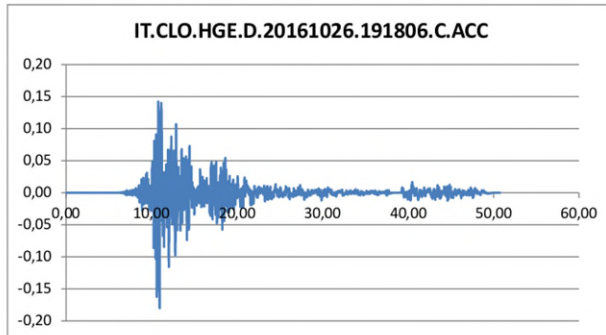
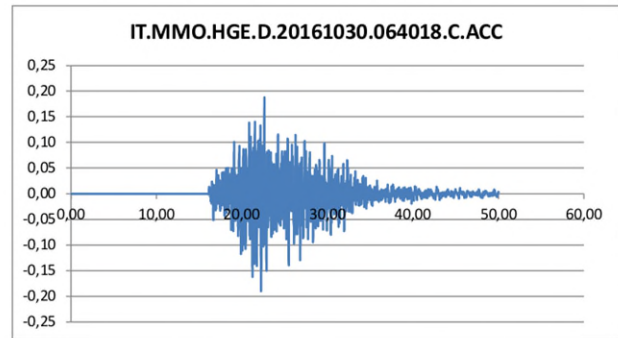
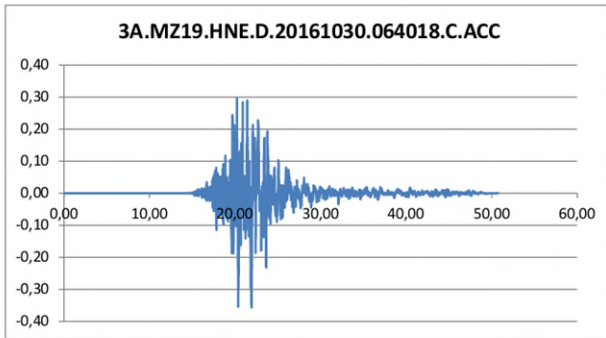
ALLEGATO 1 – SPETTRI SISMICI

SLV

	Name	Description	Type	PGA (g)	PGV (cm/s)	Scale Factor
1	<input checked="" type="checkbox"/> Primi 7\3A.MZ19..HNE.D.20161030.064018.C.ACC.ASC		Outcrop	0.36	339.02	0.00
2	<input checked="" type="checkbox"/> Primi 7\IT.CLO..HGE.D.20161026.191806.C.ACC.ASC		Outcrop	0.18	120.73	0.00
3	<input checked="" type="checkbox"/> Primi 7\IT.CLO..HGN.D.20161026.171036.C.ACC.ASC		Outcrop	0.13	46.99	0.00
4	<input checked="" type="checkbox"/> Primi 7\IT.CLO..HGN.D.20161026.191806.C.ACC.ASC		Outcrop	0.19	125.64	0.00
5	<input checked="" type="checkbox"/> Primi 7\IT.MMO..HGE.D.20161030.064018.C.ACC.ASC		Outcrop	0.19	87.46	0.00
6	<input checked="" type="checkbox"/> Primi 7\IT.MMO..HGN.D.20161030.064018.C.ACC.ASC		Outcrop	0.19	112.00	0.00
7	<input checked="" type="checkbox"/> Primi 7\IT.BSC..HNN.D.19801123.183453.C.ACC.ASC		Outcrop	0.09	163.65	0.00

Sisma Spettro-Compatibile	PGA [g]
3A.MZ19.HNE.D.20161030.064018.C.ACC EVENT_NAME: CENTRAL_ITALY EVENT_ID: EMSC-20161030_0000029 EVENT_DATE_YYYYMMDD: 20161030 EVENT_TIME_HHMMSS: 064018 EVENT_LATITUDE_DEGREE: 42.8322 EVENT_LONGITUDE_DEGREE: 13.1107 EVENT_DEPTH_KM: 9.2 HYPOCENTER_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin MAGNITUDE_W: 6.5 MAGNITUDE_W_REFERENCE: INGV-webservice MAGNITUDE_L: 6.1 MAGNITUDE_L_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin	0,36
IT.CLO.HGE.D.20161026.191806.C.ACC EVENT_NAME: CENTRAL_ITALY EVENT_ID: EMSC-20161026_0000095 EVENT_DATE_YYYYMMDD: 20161026 EVENT_TIME_HHMMSS: 191806 EVENT_LATITUDE_DEGREE: 42.9087 EVENT_LONGITUDE_DEGREE: 13.1288 EVENT_DEPTH_KM: 7.5 HYPOCENTER_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin MAGNITUDE_W: 5.9 MAGNITUDE_W_REFERENCE: INGV-webservice MAGNITUDE_L: 5.9 MAGNITUDE_L_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin	0,18
IT.CLO.HGN.D.20161026.171036.C.ACC EVENT_NAME: CENTRAL_ITALY EVENT_ID: EMSC-20161026_0000077 EVENT_DATE_YYYYMMDD: 20161026 EVENT_TIME_HHMMSS: 171036 EVENT_LATITUDE_DEGREE: 42.8747 EVENT_LONGITUDE_DEGREE: 13.1243 EVENT_DEPTH_KM: 8.1 HYPOCENTER_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin MAGNITUDE_W: 5.4 MAGNITUDE_W_REFERENCE: INGV-webservice MAGNITUDE_L: 5.4 MAGNITUDE_L_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin	0,13
IT.CLO.HGN.D.20161026.191806.C.ACC EVENT_NAME: CENTRAL_ITALY EVENT_ID: EMSC-20161026_0000095 EVENT_DATE_YYYYMMDD: 20161026 EVENT_TIME_HHMMSS: 191806 EVENT_LATITUDE_DEGREE: 42.9087 EVENT_LONGITUDE_DEGREE: 13.1288 EVENT_DEPTH_KM: 7.5 HYPOCENTER_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin MAGNITUDE_W: 5.9 MAGNITUDE_W_REFERENCE: INGV-webservice MAGNITUDE_L: 5.9 MAGNITUDE_L_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin	0,19
IT.MMO.HGE.D.20161030.064018.C.ACC EVENT_NAME: CENTRAL_ITALY EVENT_ID: EMSC-20161030_0000029 EVENT_DATE_YYYYMMDD: 20161030 EVENT_TIME_HHMMSS: 064018 EVENT_LATITUDE_DEGREE: 42.8322 EVENT_LONGITUDE_DEGREE: 13.1107 EVENT_DEPTH_KM: 9.2 HYPOCENTER_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin MAGNITUDE_W: 6.5 MAGNITUDE_W_REFERENCE: INGV-webservice MAGNITUDE_L: 6.1 MAGNITUDE_L_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin	0,19
IT.MMO.HGN.D.20161030.064018.C.ACC EVENT_NAME: CENTRAL_ITALY EVENT_ID: EMSC-20161030_0000029 EVENT_DATE_YYYYMMDD: 20161030 EVENT_TIME_HHMMSS: 064018 EVENT_LATITUDE_DEGREE: 42.8322 EVENT_LONGITUDE_DEGREE: 13.1107 EVENT_DEPTH_KM: 9.2 HYPOCENTER_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin MAGNITUDE_W: 6.5 MAGNITUDE_W_REFERENCE: INGV-webservice MAGNITUDE_L: 6.1 MAGNITUDE_L_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin	0,19

IT.BSC.HNN.D.19801123.183453.C.ACC EVENT_NAME: IRPINIA EVENT_ID: IT-1980-0012 EVENT_DATE_YYYYMMDD: 19801123 EVENT_TIME_HHMMSS: 183453 EVENT_LATITUDE_DEGREE: 40.7600 EVENT_LONGITUDE_DEGREE: 15.3100 EVENT_DEPTH_KM: 15.0 HYPOCENTER_REFERENCE: ING_Catalogue MAGNITUDE_W: 6.9 MAGNITUDE_W_REFERENCE: Global_CMT MAGNITUDE_L: 6.5 MAGNITUDE_L_REFERENCE: ING_Catalogue	0,09
---	-------------

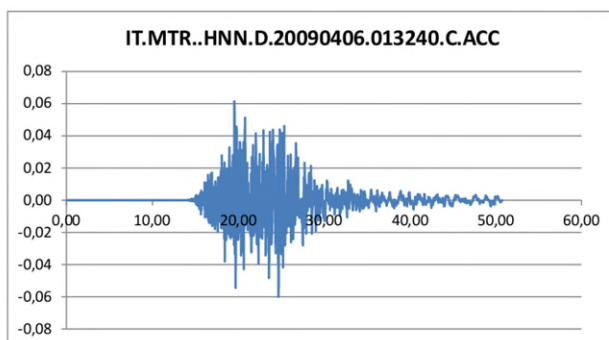
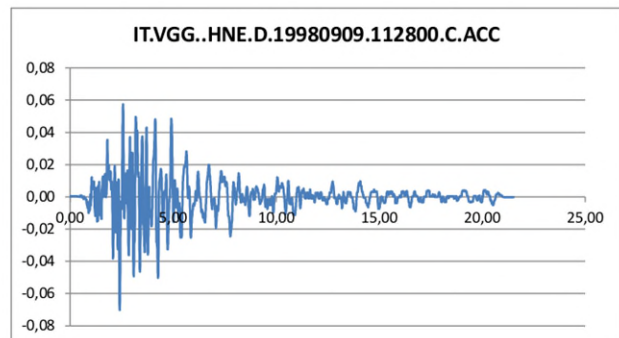
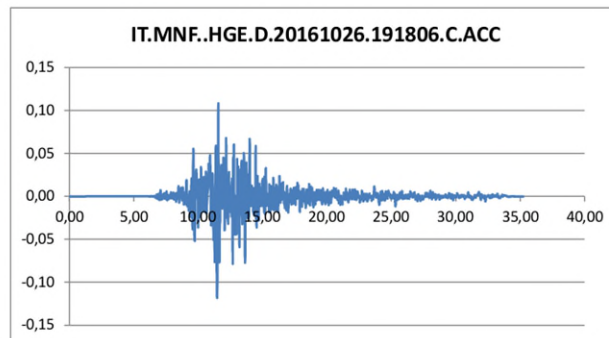
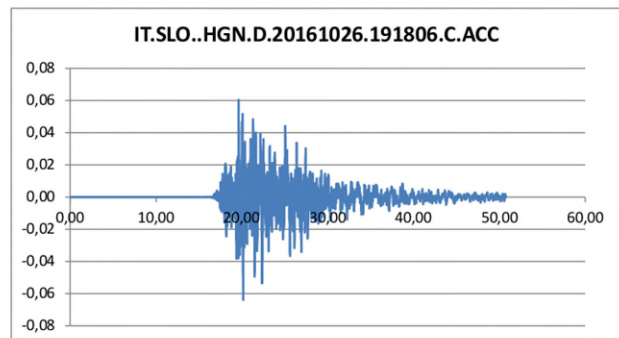
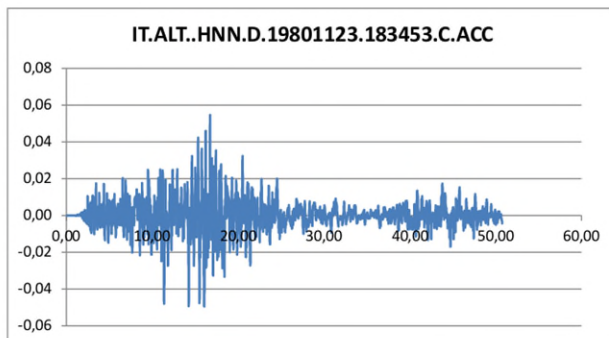
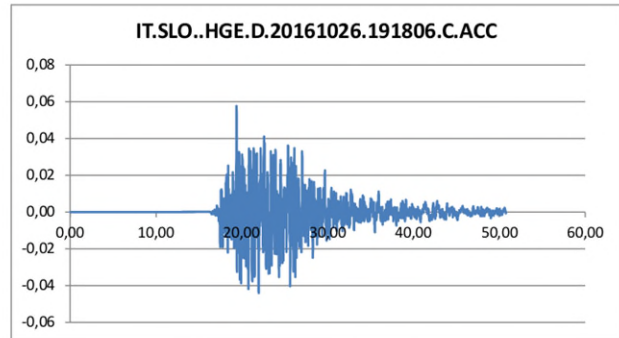
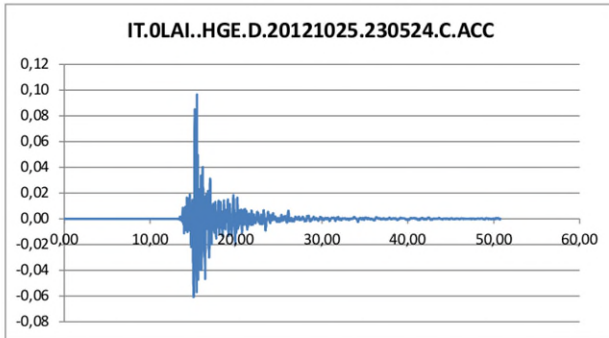


SLD

	Name	Description	Type	PGA (g)	PGV (cm/s)	Scale Factor
1	<input checked="" type="checkbox"/> SLD - Primi 7\IT.0LAI..HGE.D.20121025.230524.C.ACC.ASC		Outcrop	0.10	58.30	0.00
2	<input checked="" type="checkbox"/> SLD - Primi 7\IT.ALT..HNN.D.19801123.183453.C.ACC.ASC		Outcrop	0.05	49.56	0.00
3	<input checked="" type="checkbox"/> SLD - Primi 7\IT.MNF..HGE.D.20161026.191806.C.ACC.ASC		Outcrop	0.12	80.85	0.00
4	<input checked="" type="checkbox"/> SLD - Primi 7\IT.MTR..HNN.D.20090406.013240.C.ACC.ASC		Outcrop	0.06	28.30	0.00
5	<input checked="" type="checkbox"/> SLD - Primi 7\IT.SLO..HGE.D.20161026.191806.C.ACC.ASC		Outcrop	0.06	40.18	0.00
6	<input checked="" type="checkbox"/> SLD - Primi 7\IT.SLO..HGN.D.20161026.191806.C.ACC.ASC		Outcrop	0.06	42.62	0.00
7	<input checked="" type="checkbox"/> SLD - Primi 7\IT.VGG..HNE.D.19980909.112800.C.ACC.ASC		Outcrop	0.07	37.16	0.00

Sisma Spettro-Compatibile	PGA [g]
IT.0LAI..HGE.D.20121025.230524.C.ACC EVENT_NAME: COSENZA EVENT_ID: IT-2012-0061 EVENT_DATE_YYYYMMDD: 20121025 EVENT_TIME_HHMMSS: 230524 EVENT_LATITUDE_DEGREE: 39.8747 EVENT_LONGITUDE_DEGREE: 16.0158 EVENT_DEPTH_KM: 9.7 HYPOCENTER_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin MAGNITUDE_W: MAGNITUDE_W_REFERENCE: MAGNITUDE_L: 5.0 MAGNITUDE_L_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin	0,1
IT.ALT..HNN.D.19801123.183453.C.ACC EVENT_NAME: IRPINIA EVENT_ID: IT-1980-0012 EVENT_DATE_YYYYMMDD: 19801123 EVENT_TIME_HHMMSS: 183453 EVENT_LATITUDE_DEGREE: 40.7600 EVENT_LONGITUDE_DEGREE: 15.3100 EVENT_DEPTH_KM: 15.0 HYPOCENTER_REFERENCE: ING_Catalogue MAGNITUDE_W: 6.9 MAGNITUDE_W_REFERENCE: Global_CMT MAGNITUDE_L: 6.5 MAGNITUDE_L_REFERENCE: ING_Catalogue	0,05
IT.MNF..HGE.D.20161026.191806.C.ACC EVENT_NAME: CENTRAL_ITALY EVENT_ID: EMSC-20161026_0000095 EVENT_DATE_YYYYMMDD: 20161026 EVENT_TIME_HHMMSS: 191806 EVENT_LATITUDE_DEGREE: 42.9087 EVENT_LONGITUDE_DEGREE: 13.1288 EVENT_DEPTH_KM: 7.5 HYPOCENTER_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin MAGNITUDE_W: 5.9 MAGNITUDE_W_REFERENCE: INGV-webservice MAGNITUDE_L: 5.9 MAGNITUDE_L_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin	0,12
IT.MTR..HNN.D.20090406.013240.C.ACC EVENT_NAME: L_AQUILA EVENT_ID: IT-2009-0009 EVENT_DATE_YYYYMMDD: 20090406 EVENT_TIME_HHMMSS: 013240 EVENT_LATITUDE_DEGREE: 42.3420 EVENT_LONGITUDE_DEGREE: 13.3800 EVENT_DEPTH_KM: 8.3 HYPOCENTER_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin MAGNITUDE_W: 6.1 MAGNITUDE_W_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin MAGNITUDE_L: 5.9 MAGNITUDE_L_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin	0,06
IT.SLO..HGE.D.20161026.191806.C.ACC EVENT_NAME: CENTRAL_ITALY EVENT_ID: EMSC-20161026_0000095 EVENT_DATE_YYYYMMDD: 20161026 EVENT_TIME_HHMMSS: 191806 EVENT_LATITUDE_DEGREE: 42.9087 EVENT_LONGITUDE_DEGREE: 13.1288 EVENT_DEPTH_KM: 7.5 HYPOCENTER_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin MAGNITUDE_W: 5.9 MAGNITUDE_W_REFERENCE: INGV-webservice MAGNITUDE_L: 5.9 MAGNITUDE_L_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin	0,06
IT.SLO..HGN.D.20161026.191806.C.ACC EVENT_NAME: CENTRAL_ITALY EVENT_ID: EMSC-20161026_0000095 EVENT_DATE_YYYYMMDD: 20161026 EVENT_TIME_HHMMSS: 191806 EVENT_LATITUDE_DEGREE: 42.9087 EVENT_LONGITUDE_DEGREE: 13.1288 EVENT_DEPTH_KM: 7.5 HYPOCENTER_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin MAGNITUDE_W: 5.9 MAGNITUDE_W_REFERENCE: INGV-webservice MAGNITUDE_L: 5.9 MAGNITUDE_L_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin	0,06

IT.VGG..HNE.D.19980909.112800.C.ACC EVENT_NAME: SOUTHERN_ITALY EVENT_ID: IT-1998-0103 EVENT_DATE_YYYYMMDD: 19980909 EVENT_TIME_HHMMSS: 112800 EVENT_LATITUDE_DEGREE: 39.9790 EVENT_LONGITUDE_DEGREE: 16.0260 EVENT_DEPTH_KM: 7.4 HYPOCENTER_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin MAGNITUDE_W: 5.6 MAGNITUDE_W_REFERENCE: Global_CMT MAGNITUDE_L: 5.5 MAGNITUDE_L_REFERENCE: INGV-CNT_Seismic_Bulletin	0,07
--	-------------



ALLEGATO 2 – PLANIMETRIA CON INDICATI INDICE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (LPI), CEDIMENTI (Δ) E CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO

