


COMUNE di VIGARANO MAINARDA

Provincia di FERRARA

PROGRAMMA "SICURO, VERDE E SOCIALE. RIQUALIFICAZIONE DELL'EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA" P.C. P.N.R.R.

Via Cento n. 131 - COMUNE di VIGARANO MAINARDA (FE)

ID: FE_19

Titolare della progettazione  ACER FERRARA C.so V.Veneto, 7 - 44121 Ferrara Servizio Tecnico Dirigente: arch. M.Cenacchi <small>Azienda con sistema qualità certificato in conformità alla normativa ISO 9001:2015</small>	Responsabile unico del procedimento ACER FERRARA Servizio tecnico: arch. M. Cenacchi Coordinamento generale programma ACER FERRARA Servizio tecnico: ing. G. Addesso Progetto architettonico arch. Bellino Galante Progetto strutture ing. Massimo Muzzioli Progetto impianti elettrici e Relazione Legge 10 ing. Massimiliano Campanella Sicurezza in Fase di Progettazione D.Lgs. 81/2008 e.s.m. arch. Giuseppe Rondinelli Collaboratori geom. Stefano Dianati
--	--

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

titolo elaborato RELAZIONE GEOLOGICA	<table><tr><td data-bbox="842 1861 1002 1928">cod. commessa 2105</td><td data-bbox="1002 1861 1479 1984" rowspan="2">codice elaborato ST-P-D04-0</td></tr><tr><td data-bbox="842 1928 1002 1984">scala</td></tr></table>	cod. commessa 2105	codice elaborato ST-P-D04-0	scala
cod. commessa 2105	codice elaborato ST-P-D04-0			
scala				

REV 0	Emissione	Marzo 2022
REV 1	Revisione	Aprile 2022

LABORATORIO GOTECNICO Dr. ANTONIO MUCCHI

mucchilab@tin.it - www.mucchilab.it

Autorizzazione del Ministero Infrastrutture e Trasporti

Per prove di laboratorio sui terreni – ai sensi dell'art. 59 del DPR 380/01

Via Alberto Ascari, 8 – 44019 Gualdo di Voghiera (FE)

Tel. 0532/ 815681



LABORATORIO PROVE MATERIALI

Aut. Min. ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/01

Terre - Inerti - Riciclati - Asfalti



www.mucchilab.it - Tel. 0532.815681 Gualdo (FE)

COMMITTENTE: Acer Ferrara

CANTIERE: Via Cento, 131 – Vigarano Mainarda (FE)

PROGETTO: Intervento di miglioramento sismico

RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA

Dott. Geol. Antonio Mucchi	Dott. Ing. Valentina Mucchi
	
	Ferrara, 11/03/2022 Prot. 960 / 2022

SOMMARIO

Ferrara, 11/03/2022	1
1 PREMESSA.....	2
2 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA DELL'AREA D'ESAME.....	5
2.1 SCHEMA GEOLOGICO REGIONALE	5
2.2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO DELL'AREA.....	9
2.3 INQUADRAMENTO IDROLOGICO	10
2.4 SUBSIDENZA.....	11
2.5 SISMICITA'	12
3 INDAGINE SISMICA.....	15
3.1 RESTITUZIONE DELLA MISURA SCPTU	15
3.2 RESTITUZIONE DELLA MISURA H/V LOCALMENTE ESEGUITA.....	18
3.3 CATEGORIA DI SUOLO DI FONDAZIONE E PERICOLOSITÀ SISMICA	21
3.4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA	22
4 MODELLO LITOSTRATIGRAFICO/GEOTECNICO DEI TERRENI INDAGATI	32
5 VALORE DI PROGETTO DELLA RESISTENZA DEL SISTEMA GEOTECNICO	35
6 SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE DEGLI ORIZZONTI GRANULARI SATURI	38
7 STUDIO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE RSL.....	42

ALLEGATO A – Rapporti di prova SCPTU e CPTU

ALLEGATO B – Report verifiche a liquefazione

1 PREMESSA

La presente relazione geologica/geotecnica è stata eseguita per definire le caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche dei terreni di fondazione interessati da intervento di miglioramento sismico di un fabbricato a uso civile abitazione in Via Cento, 131 – Vigarano Mainarda (FE).

La relazione è stata redatta osservando NTC/2018 (norme tecniche per le costruzioni) e successiva circolare applicativa del 11/02/2019.

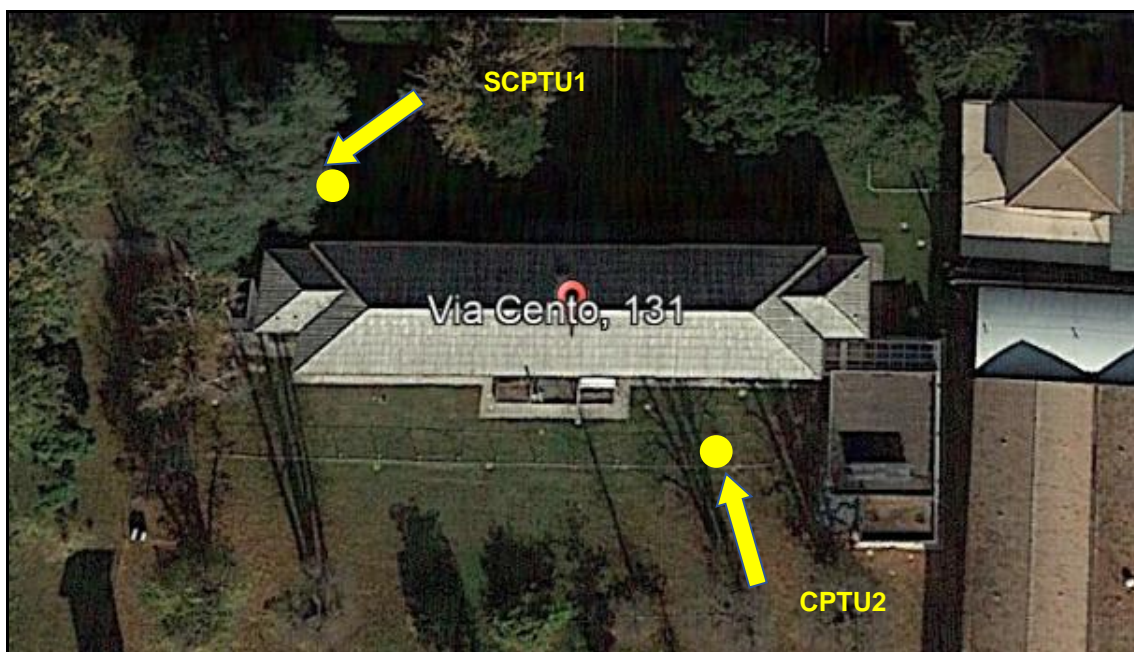
A tal proposito lo studio è stato così articolato:

- Ricerca bibliografica
- Esecuzione di n° 2 prova penetrometrica SCPTU e CPTU spinte rispettivamente fino alla prof. massima di mt. 30 e mt. 20 dal p.c. con rilievo falda e onde sismiche Vs30 (prova SCPTU).
- Indagine sismica HVSr
- Elaborazione dati e relazione geologica

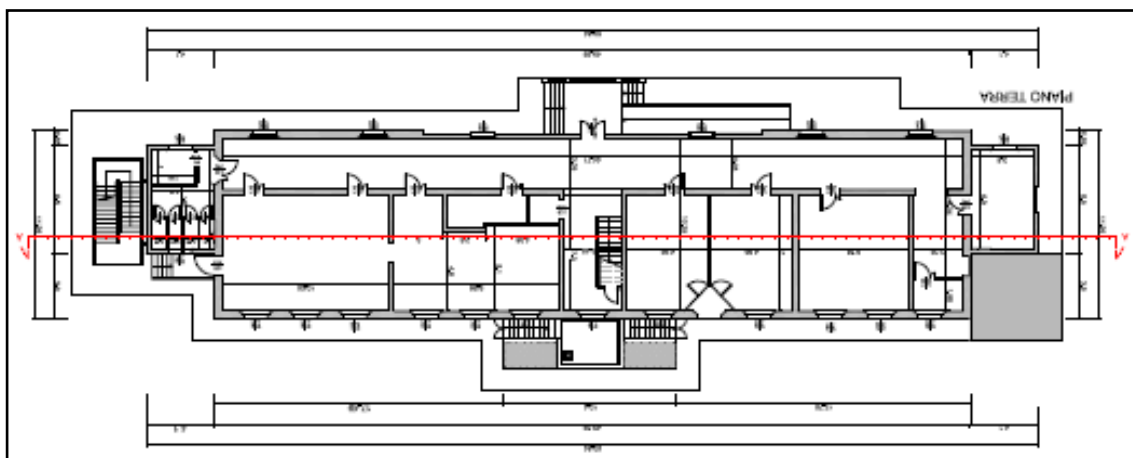
Nella planimetria di seguito riportata è indicata l'ubicazione del sito indagato.



Vista satellitare area interessata dall'intervento



Ubicazione indagini eseguite



Fabbricato oggetto di intervento



Posizionamento prova SCPTU1



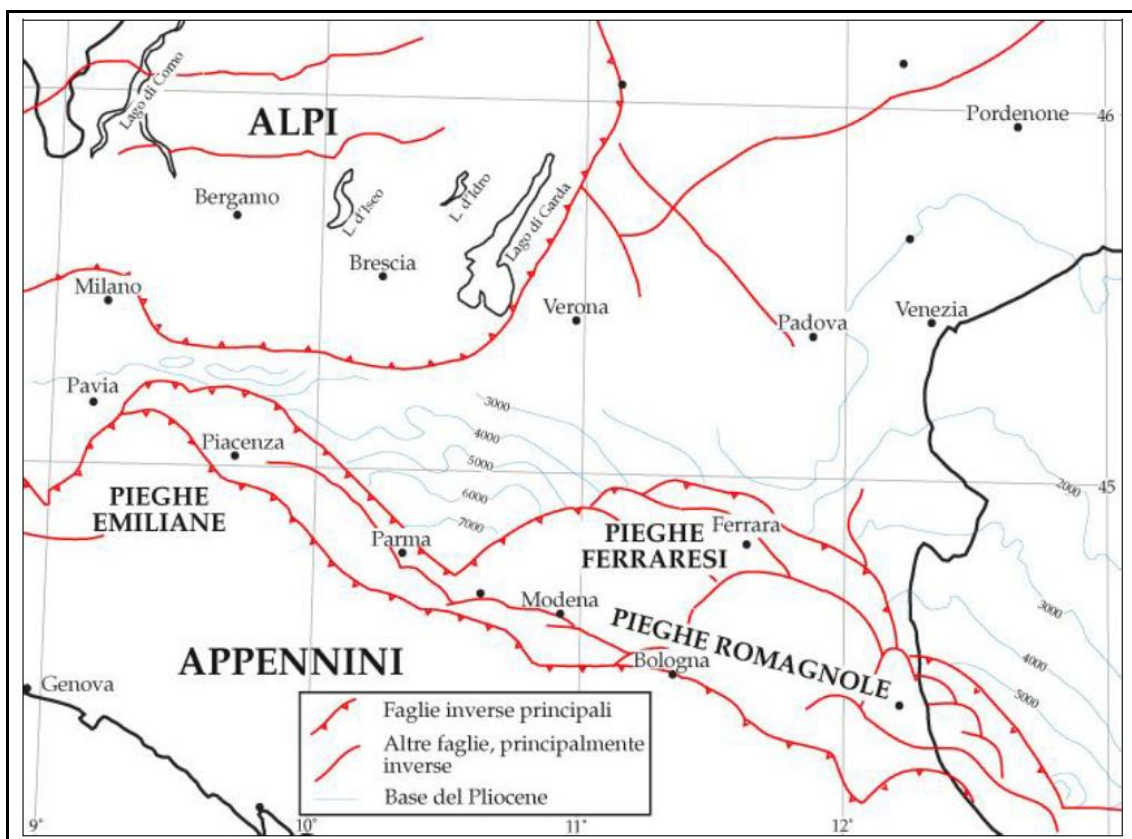
Posizionamento prova CPTU2

2 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA DELL'AREA D'ESAME

2.1 SCHEMA GEOLOGICO REGIONALE

Verso la fine dell'era terziaria, nel Pliocene, l'insorgere della catena alpina da un lato e di quella appenninica dall'altro ha determinato il formarsi di un'ampia fossa subsidente più volte invasa e abbandonata dal mare nel corso della sua storia geologica.

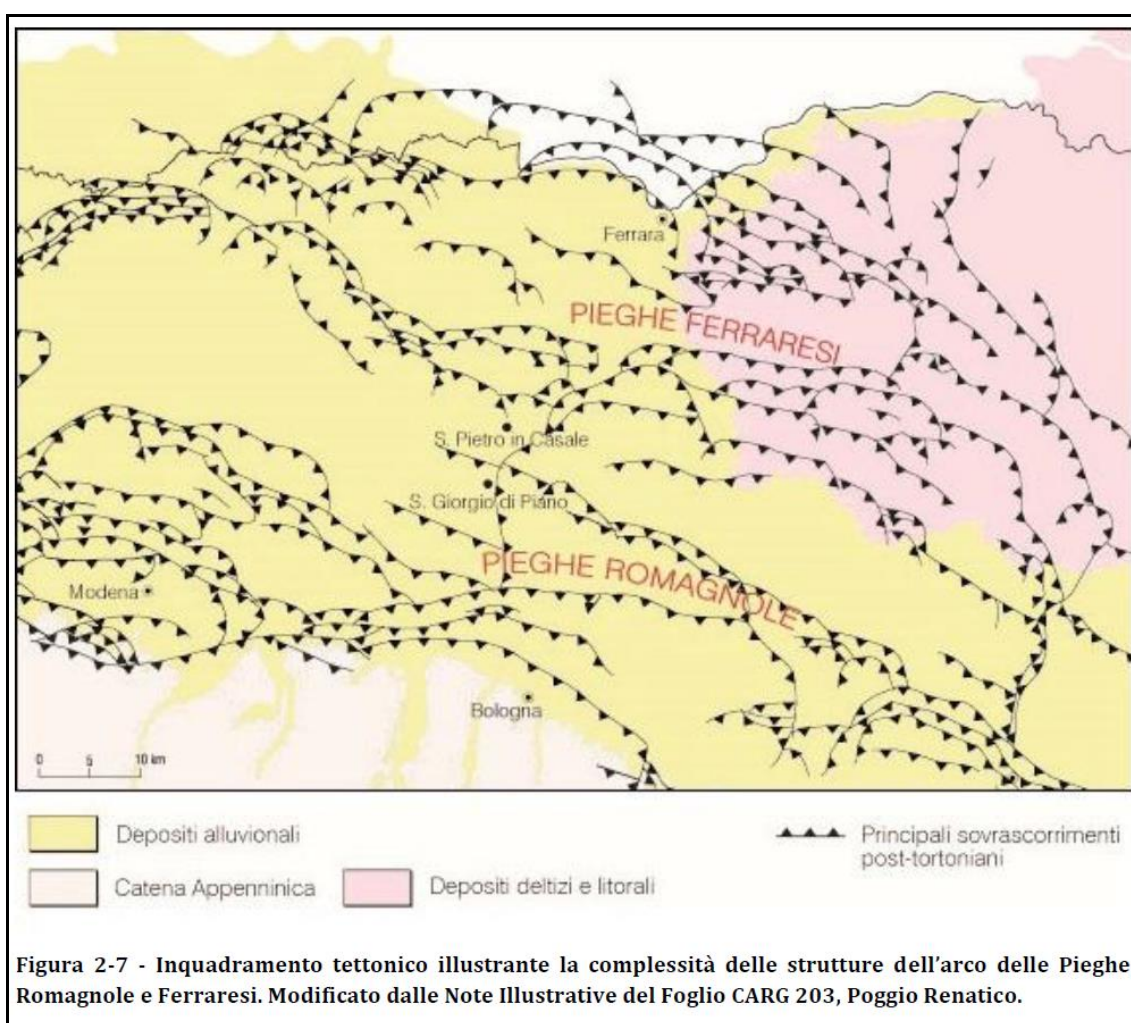
Si è avuto quindi alternanza di emersioni e invasioni marine, totali o parziali dell'area, con erosione più accentuata nelle zone di alto strutturale e con deposizioni nelle zone di basso strutturale dei materiali detritici derivanti dallo smantellamento delle insorgenti catene montuose. Il fondo di questa fossa strutturale non è regolare ma articolato da dorsali longitudinali, che in determinati periodi del ciclo evolutivo emergevano dal mare, formando isole e arcipelaghi. Queste dorsali traggono le loro origini da un complesso meccanismo di spinte tangenziali unitamente a fenomeni di subsidenza differenziale, cioè di sprofondamento irregolare.



Carta strutturale semplificata della Pianura Padana (Pieri e Groppi, 1975). Le isobate si riferiscono alla profondità della base dei sedimenti pliocenici. Modificata da Burrato et al., 2003.

In conseguenza dell'assetto strutturale varia la natura e lo spessore dei sedimenti che si accumulano nei diversi settori del bacino sedimentario. Si attua così un riempimento delle depressioni con materiali sabbiosi di rilevanti potenze, mentre sulle dorsali sedimentano le granulometrie più fini con progressive diminuzioni delle potenze.

Uno degli elementi strutturali più importanti del sottosuolo padano è la così detta dorsale ferrarese, che si localizza tra Ferrara e le Valli di Comacchio con direzione NW-SE, ai lati delle quali si sono impostate due zone a forte subsidenza, a nord nella regione del Delta e nel Ravennate a sud.



Inquadramento tettonico illustrante la complessità delle strutture dell'arco delle Pieghe Romagnole e Ferraresi. Modificato dalle Note Illustrative del Foglio CARG 203, Poggio Renatico.

La storia delle alterne vicende geologiche in questo settore della Pianura Padana può essere schematizzato come segue: Il Pliocene inf. è caratterizzato da una forte subsidenza, particolarmente attiva nelle strutture negative del

bacino, che viene in parte compensata dalla deposizione di sedimenti grossolani.

Con la fine del Pliocene inf. inizia una nuova fase di sollevamento, si accentuano le vecchie pieghe e se ne creano di nuove, conseguentemente l'erosione intacca le strutture più elevate.

Nel Pliocene medio-superiore si avvia un nuovo ciclo di subsidenza e sedimentazione che prosegue fino al Quaternario, con la stessa modalità del precedente, cioè sedimenti con termini grossolani nelle strutture negative ed argillose su quelle positive.

Anche all'inizio del Quaternario la subsidenza continua e si accentua ed il dominio del mare raggiunge la sua massima espansione. Tuttavia con il passare del tempo la subsidenza generale del bacino prende il sopravvento su quella differenziata tra gli alti e bassi strutturali. Ne consegue che i sedimenti di questo periodo sono caratterizzati da frequenti variazioni litologiche; i depositi a granulometria maggiore perdono in continuità e si formano corpi sabbiosi isolati. Parallelamente si instaurano radicali mutamenti nei rapporti relativi intercorrenti fra le varie strutture, infatti le pieghe al margine appenninico in origine più basse di quelle a nord, risultano ora più elevate in conseguenza dello sprofondamento della parte centrale del bacino e dell'innalzamento dell'Appennino; così come si ha un abbassamento della zona di foce del Po rispetto alle pieghe ferraresi.

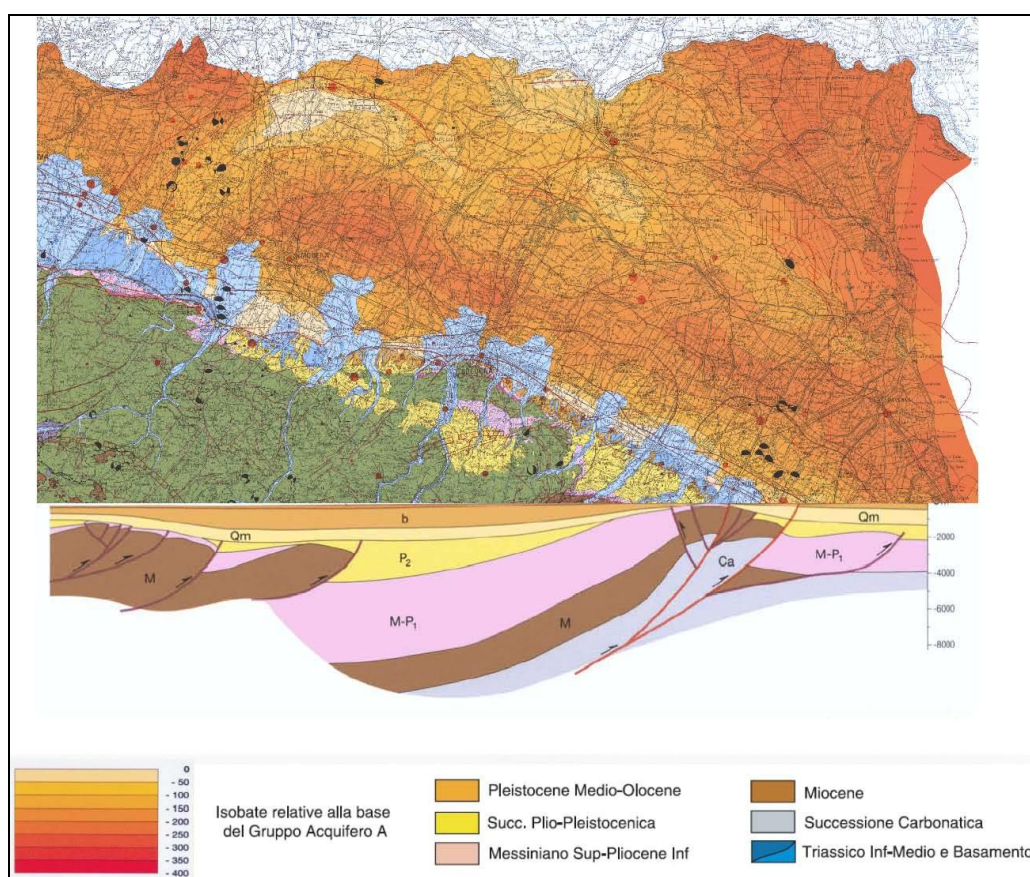
Con il Quaternario continentale invece, predominano le sedimentazioni sulla subsidenza, si ha un progressivo ritiro del mare dalla Pianura Padana con deposito di alluvioni sui sedimenti marini.

Al margine orientale della pianura lo stabilizzarsi della linea di costa è complicato da variazioni eustatiche del livello marino in corrispondenza di glaciazioni, la più importante delle quali fu quella wurmiana, che abbassò il livello di un centinaio di metri.

Poi 17.000 anni fa inizia la grande trasgressione postglaciale, quella Flandriana in cui l'ingressione marina ha probabilmente raggiunto i 40 Km per il Delta Padano e i 20 Km per il ravennate.

A partire dal I - II secolo d.C. ha avuto inizio un lento ma graduale ritiro del mare con migrazione verso est della linea di costa sino all'interno della sua posizione attuale.

I diversi litotipi, depositati in ambiente subacqueo, malgrado il costipamento derivante dall'incremento della pressione geostatica tenderanno a trattenere nei pori residui l'originaria acqua del bacino di sedimentazione; ne deriva per quanto sopra esposto, che si avrà in zona coesistenza di livelli con acqua di strato salata o salmastra o dolce in relazione all'ambiente deposizionale originario.



Schema geologico di sottosuolo nel settore delle Pieghe Ferraresi. Sono riportate le tracce dei principali sovrascorrimenti sepolti e la sezione geologica attraverso la pianura modenese (Sezione geologica senza esagerazione verticale). Estratto dalla Carta Sismotettonica della Regione Emilia-Romagna in scala 1:250.000 (Regione Emilia-Romagna-CNR, 2004). L'insieme di queste pieghe sepolte (Pieghe Emiliane-Ferraresi-Adriatiche) costituisce il vero fronte della catena appenninica; infatti le unità e le strutture che costituiscono la catena appenninica proseguono nel sottosuolo ben oltre il limite morfologico tra catena e pianura (margine appenninico-padano) e sono attualmente sepolte dai sedimenti quaternary padani. I fronti di queste strutture sepolte hanno vergenza verso nord e si accavallano sulla piattaforma padano-veneta .

2.2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO DELL'AREA

INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO DELL'AREA

L'assetto geomorfologico del territorio ferrarese è il risultato delle vicissitudini del Fiume Po e Fiume Reno.

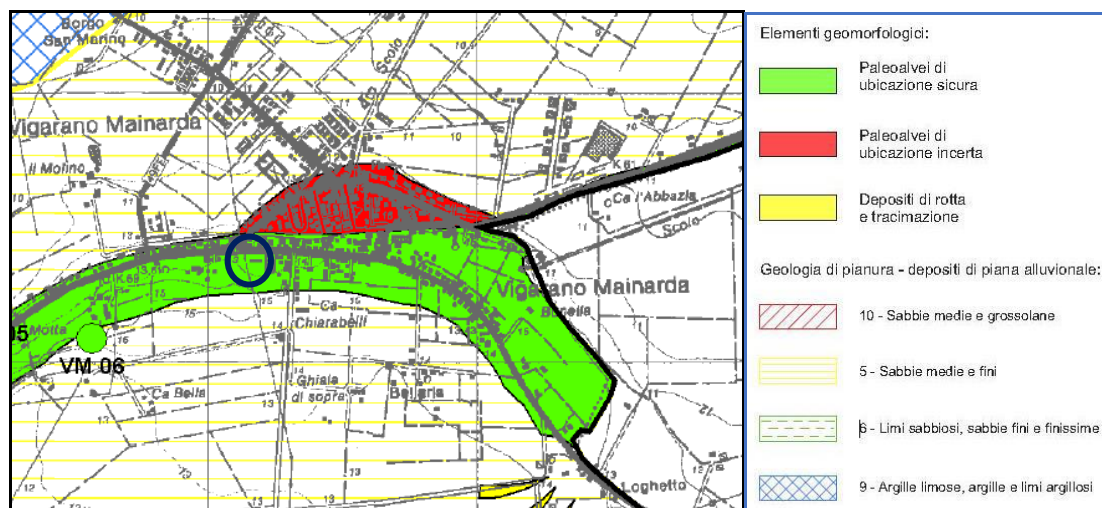
In particolare, dalla rotta di Ficarolo del 1150 circa il fiume ha abbandonato l'antico corso per spostarsi più a nord, dove, in linea generale, è posizionato il tracciato attuale.

Questa situazione morfologica complessa ha condizionato e regolato la deposizione dei sedimenti trasportati dal fiume con il risultato di ottenere, sulla morfologia di pianura aree di alto strutturale definite dossi, costituiti da terreni sabbiosi indicanti paleo alvei, barre e sponde naturali relitti o sepolte e zone depresse formate da argille e limi denominate catini.

L'intervento dell'uomo nel controllare il regime naturale del fiume, per difendersi dalle esondazioni, ha provocato il crescente aumento del livello del fiume accentuando le differenze altimetriche con le circostanti campagne per marcato apporto di nuovi sedimenti, provocando modificazioni nel deflusso naturale delle acque superficiali a causa anche di fenomeni di subsidenza naturali tipici di questa area geografica.

Il territorio comunale risulta pertanto caratterizzato geomorfologicamente dalla presenza di fasce rilevate a forma generalmente allungata e sinuosa corrispondenti a alvei antichi od attuali pensili sulla pianura circostante e da zone morfologicamente depresse, dette "valli", all'interno delle quali l'acqua tenderebbe a ristagnare, se non allontanata dai canali di bonifica.

Dall'analisi della Carta geomorfologica a corredo del PSC, l'area in esame è interessata da strutture geomorfologiche superficiali (paleoalvei) potenzialmente liquefacibile in caso di evento sismico rilevante



2.3 INQUADRAMENTO IDROLOGICO

Le condizioni di drenaggio dei terreni che costituiscono l'ossatura della pianura di Ferrara sono condizionate dall'assetto morfologico ed in particolare dal micro rilievo. Le linee di drenaggio preferenziali hanno direzione ovest-est.

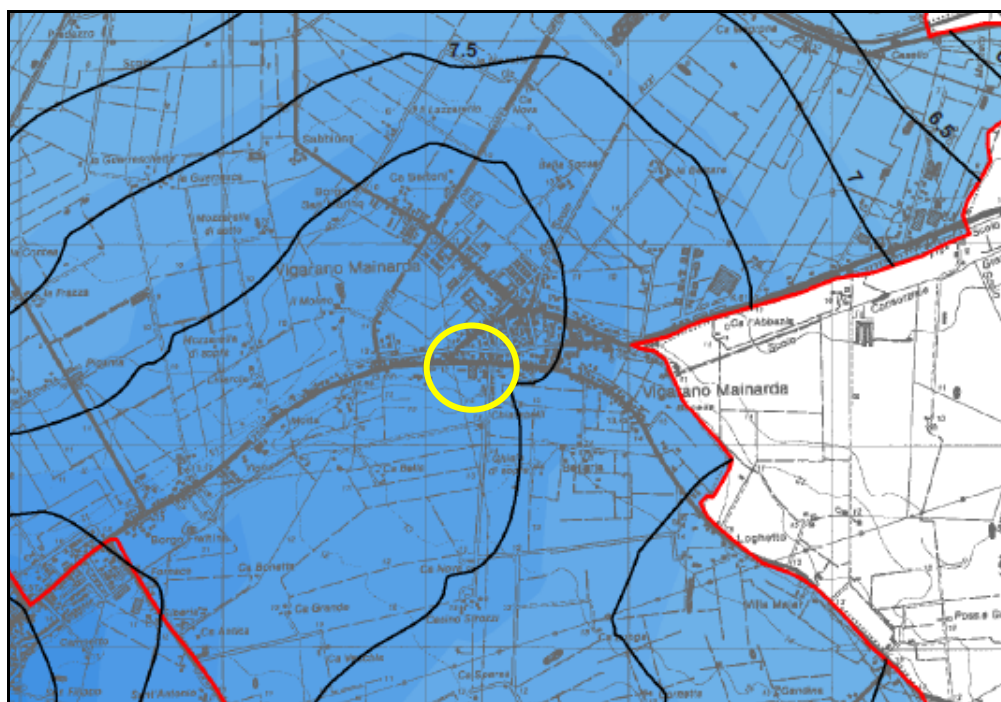
Il territorio comunale è solcato da numerosi corsi d'acqua di vario grado di importanza.

In particolare i principali sono rappresentati dai fiumi Po e Reno che non svolgono nessuna funzione scolante data la quota dei rispettivi alvei, anzi costituiscono delle linee di spartiacque al normale deflusso. A questi si possono aggiungere il Po di Ferrara - Primaro e di Volano, il Boicelli e il Riazzo del Gallo che svolgono la funzione di collettori nel raccogliere la maggior parte delle acque superficiali e meteoriche ricadenti sul territorio e convogliate per semplice gravità o attraverso impianti di idrovora da collettori minor, quali fossi e canali di bonifica che costituiscono la rete scolante ferrarese. L'inquadramento idrogeologico della zona in esame evidenzia, l'esistenza di un acquifero libero freatico, costituito prevalentemente da limi e limi sabbiosi, riconducibili a sedimenti di ambiente fluviale.

La falda freatica viene alimentata esclusivamente da apporto meteorico e quindi fortemente influenzata da condizioni climatiche che ne favoriscono forti escursioni, prossima al piano campagna in periodi molto piovosi e forte riduzione in periodi siccitosi. Al momento dell'indagine, preceduta da un periodo non molto piovoso è stata rilevata alla prof. media di circa mt. 2.0 dal

p.c. attuale. Non si esclude che in periodi piovosi possa trovarsi a profondità prossime al p.c.

Dal punto di vista idrogeologico, nella porzione di territorio in esame, la falda freatica presenta un flusso generale con direzione da Nord/Est con quota piezometrica di circa 8.0 m.s.l.m.



Stralcio Carta della Superficie Freatica del PSC associato

2.4 SUBSIDENZA

L'area in esame, come in generale tutto il territorio della Provincia di Ferrara è soggetta a subsidenza.

La componente naturale del fenomeno è prevalentemente ascrivibile al costipamento dei sedimenti più recenti non ancora litificati. Il condizionamento del substrato è rappresentato dal suo stesso carattere di orogene recente, capace di dar luogo a movimenti verticali residui, nonché alla sua forma corrugata che determina variazioni locali dei tassi di costipamento dei terreni sovrapposti, producendo una loro attenuazione nelle zone corrispondenti agli alti strutturali sepolti.

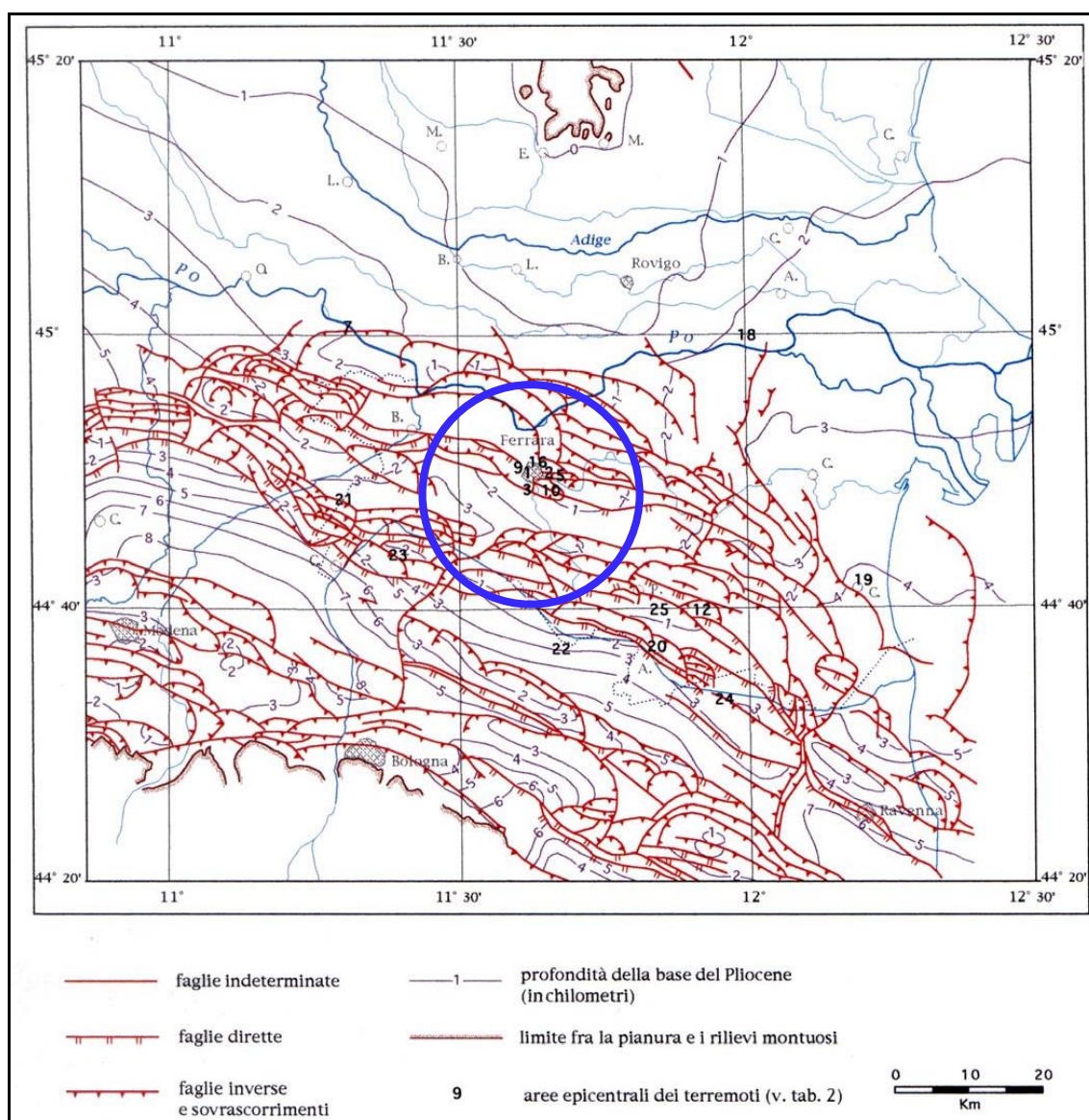
I fenomeni di subsidenza registrati con metodi strumentali sono però principalmente di carattere artificiale, denotano variabilità sia nello spazio che nel tempo e sono attribuibili alla sottrazione di acqua dagli acquiferi (superficiali e profondi). Sono causa di subsidenza anche forti escursioni del livello della

falda freatica dovuto a variazioni climatiche (periodi siccitosi prolungati) e a sistemazioni idrauliche del territorio (il territorio ferrarese è stato in passato interessato da importanti bonifiche, ultima la bonifica Sammartina).

Anche variazioni del chimismo delle acque sono considerate capaci di determinare abbassamenti del suolo, sia pur limitati, quando sono in grado di indurre per fenomeni elettrochimici riduzione di volume dei minerali argillosi (terreni argillosi sono molto abbondanti nel territorio ferrarese).

2.5 SISMICITA'

Le strutture appenniniche sepolte sono ancora soggette a movimenti, che spesso si traducono in sismi capaci di superare la soglia del danno (vedi sisma del 20 e 29 Maggio 2012).



Carta strutturale della Pianura Padana orientale, con le pieghe dell'Appennino sepolto (CNR, 1922) e zone epicentrali dei terremoti che hanno colpito il territorio ferrarese.

Si ha inoltre notizia di 15 terremoti verificatisi a Ferrara e nelle aree circostanti nel periodo compreso fra il 1234 e 1787, di cui 9 superiori al sesto grado della scala Percalli; solo il terremoto del 1570 ha raggiunto l'ottavo grado (CNR 1980; Ardizzoni et al. 1991; Boschi et al. 1995, 1997; Camassi e Stucchi 1998; Bondesan 2002).

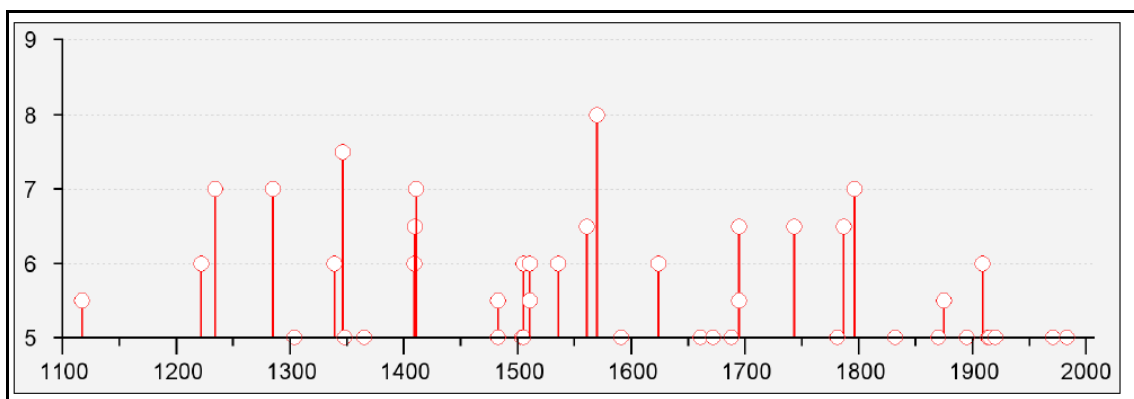


Grafico - Valori di intensità macrosismica $Imcs \geq 5$ attribuiti al Comune di Ferrara, dall'anno 1000 al 2006 e legati essenzialmente ad eventi prodotti dalle strutture tettoniche ferraresi. Tratto dal database DBMI11 (locati et al. 2011).

I dati disponibili mostrano come il terremoto di Ferrara a più elevata intensità sia avvenuto il 17 novembre 1570, con intensità epicentrale pari al VIII grado (MCS) e magnitudo equivalente pari a 5.46.

Questo sisma è riportato anche nel catalogo CFTI4med, nel quale sono inoltre inserite le fonti storiche.

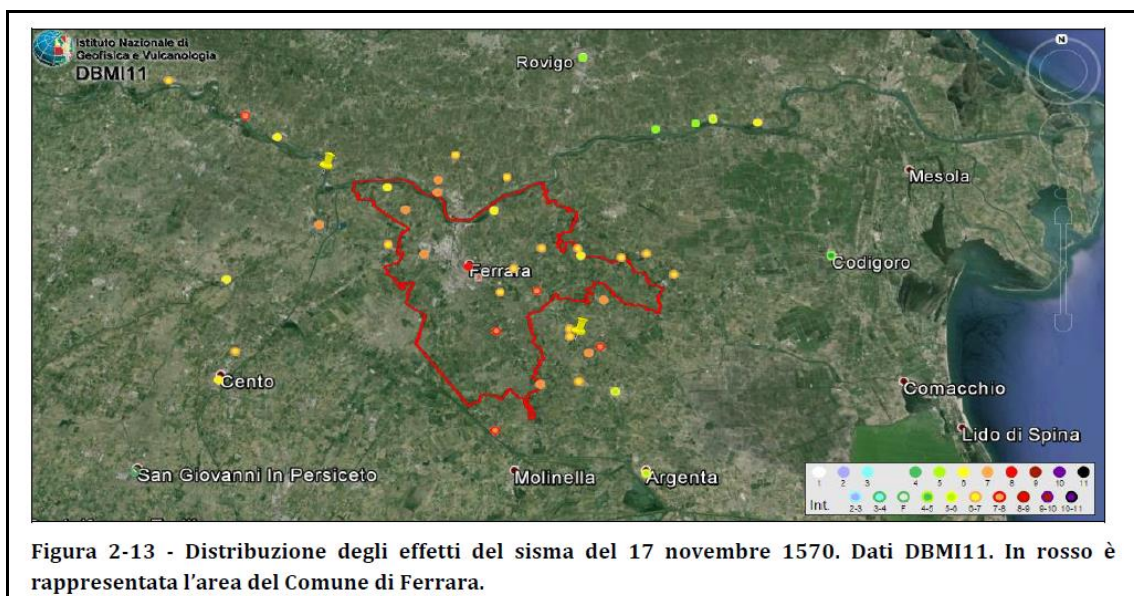
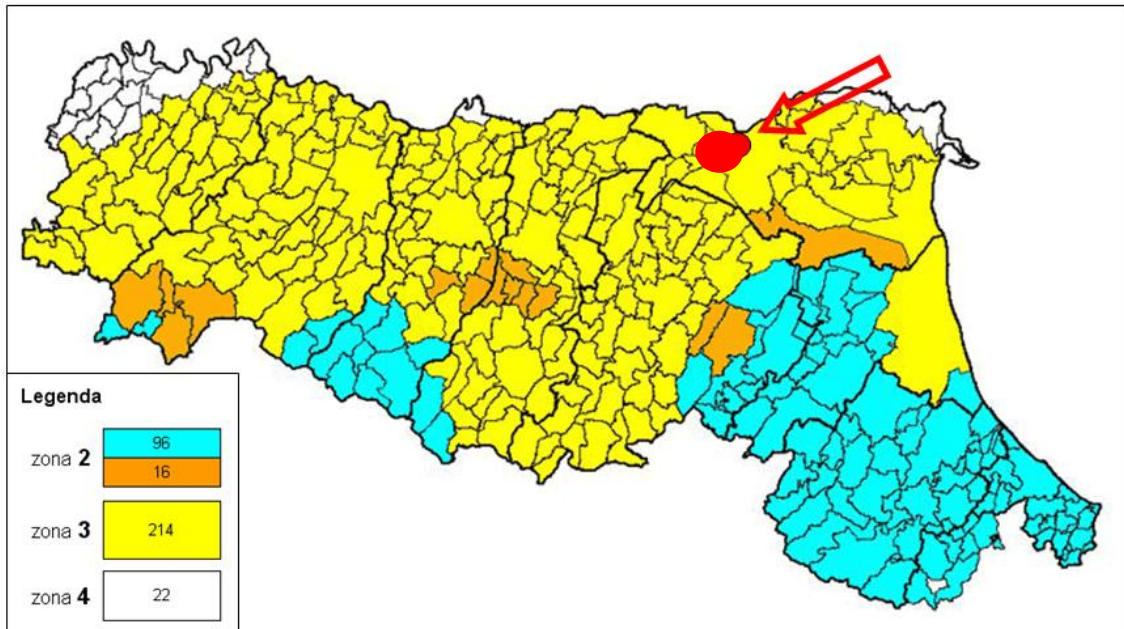


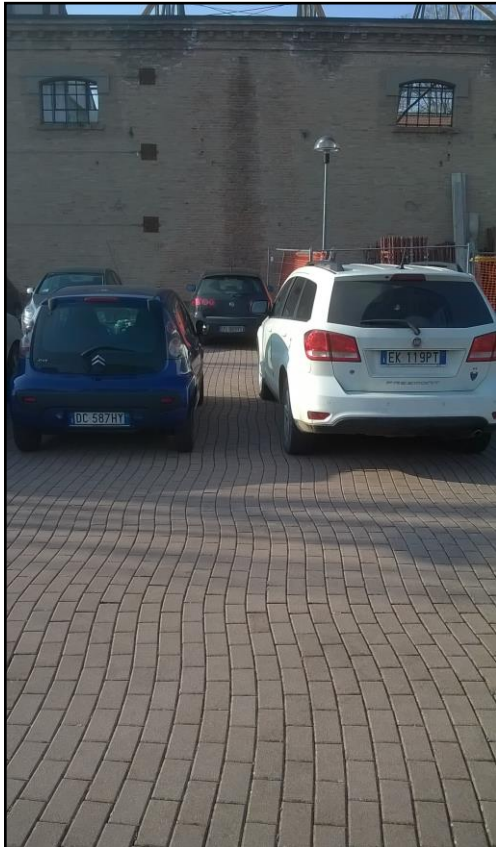
Figura 2-13 - Distribuzione degli effetti del sisma del 17 novembre 1570. Dati DBMI11. In rosso è rappresentata l'area del Comune di Ferrara.

Distribuzione degli effetti del sisma del 17 Novembre 1570. Dati DBMI11. In rosso è rappresentata l'area del Comune di Ferrara

Sulla base di questi eventi, il Servizio Sismico Nazionale, nella nuova mappa della pericolosità sismica messa a punto nel 1998, ha incluso il Comune di Vigarano Mainarda nella Categoria 3 (territori suscettibili di terremoto fino al 7° grado della scala Mercalli).



Mappa riferimenti pericolosità sismica



Esempio di deformazione di una pavimentazione dovuta al passaggio delle onde sismiche (MAGGIO 2012)

3 INDAGINE SISMICA

3.1 *RESTITUZIONE DELLA MISURA SCPTU*

L'indagine sismica è stata realizzata nel corso della prova penetrometrica SCPTU attraverso l'uso del cono sismico collegato.

Lo standard di riferimento per l'esecuzione della prova è l'ASTM D 7400 "Standard Test Methods for Downhole Seismic Testing".

La prova SCPTU (S = Seismic; CPT = Cone Penetration Test; U = con misura della pressione neutra U) consiste, come per le prove CPTU standard, nell'infissione nel terreno del piezocono per la misura, ogni 2 cm, dei classici parametri qc (resistenza di punta), fs (resistenza laterale) ed U (pressione neutra).

Ad ogni metro di profondità (od eventualmente a profondità prestabilite a seconda delle necessità progettuali) viene sospesa l'infissione del piezocono ed a piano campagna, tramite adeguato sistema di energizzazione, vengono generate delle vibrazioni artificiali nel terreno.

Tramite i sensori sismici (geofoni) presenti all'interno del piezocono ed adeguato acquisitore sismico è possibile quindi rilevare e registrare tali segnali sismici e di conseguenza determinare i tempi necessari alle onde sismiche per percorrere il tratto da piano campagna fino alla profondità a cui si trova il piezocono (tempi di arrivo).

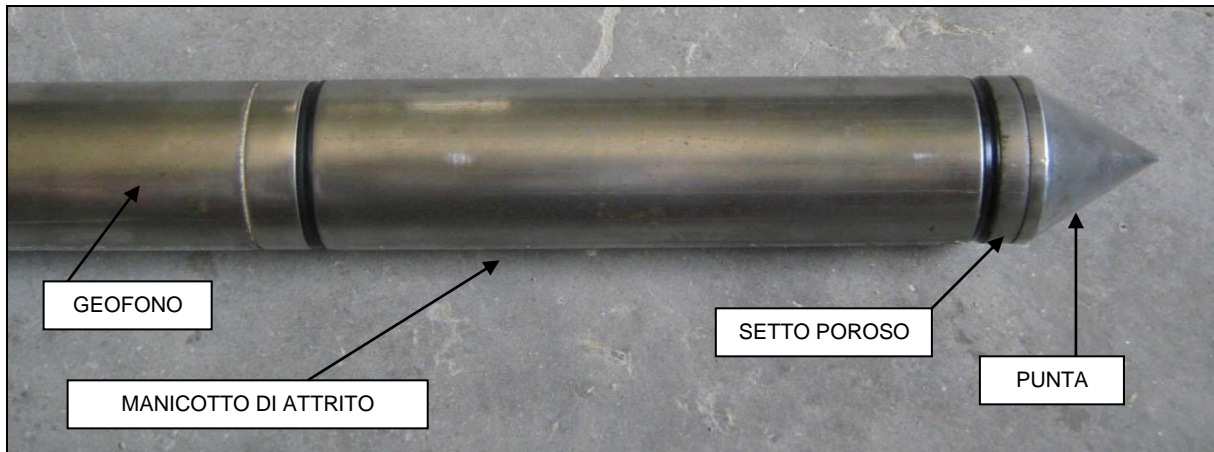
Grazie alla presenza di tre geofoni o accelerometri disposti all'intero del piezocono lungo le tre direzioni X, Y e Z ed al tipo di sistema di energizzazione utilizzato è possibile discriminare nei sismogrammi i segnali generati dalle onde di taglio S e dalle onde di compressione P.

Ottenuti i tempi di arrivo è possibile quindi calcolare la velocità di propagazione delle onde S e P. La prova penetrometrica statica SCPTU consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta elettrica dotata di piezocono, di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($V = 2 \text{ cm/s} \pm 0.5 \text{ cm/s}$).

La punta sismica è una punta penetrometrica elettrica dotata, oltre che dei geofoni succitati, di un trasduttore di pressione per la misura della pressione interstiziale dei pori, cioè il carico idraulico istantaneo presente nell'intorno della punta. La pressione dell'acqua interstiziale del terreno viene trasmessa al

trasduttore attraverso un filtro, che è posto tra la base dell'estremità conica della punta ed il manicotto di attrito.

La penetrazione avviene attraverso un dispositivo di spinta, che agisce su una batteria di aste (aste cave con il cavo di trasmissione dati all'interno), alla cui estremità inferiore è collegata la punta con piezocono.



Lo sforzo necessario per l'infissione viene determinato a mezzo di un opportuno sistema di misura estensimetrico collegato alla punta ed al manicotto dell'attrito laterale, e da un trasduttore di pressione che registra le pressioni dell'acqua di falda durante l'infissione della punta, attraverso un setto poroso opportunamente saturato e disareato.

I dati delle resistenze alla punta, al manicotto laterale, della pressione dei pori e dell'inclinazione della punta vengono registrate su supporti magnetici e successivamente elaborati.

Le dimensioni della punta/manicotto sono standardizzate, e precisamente:

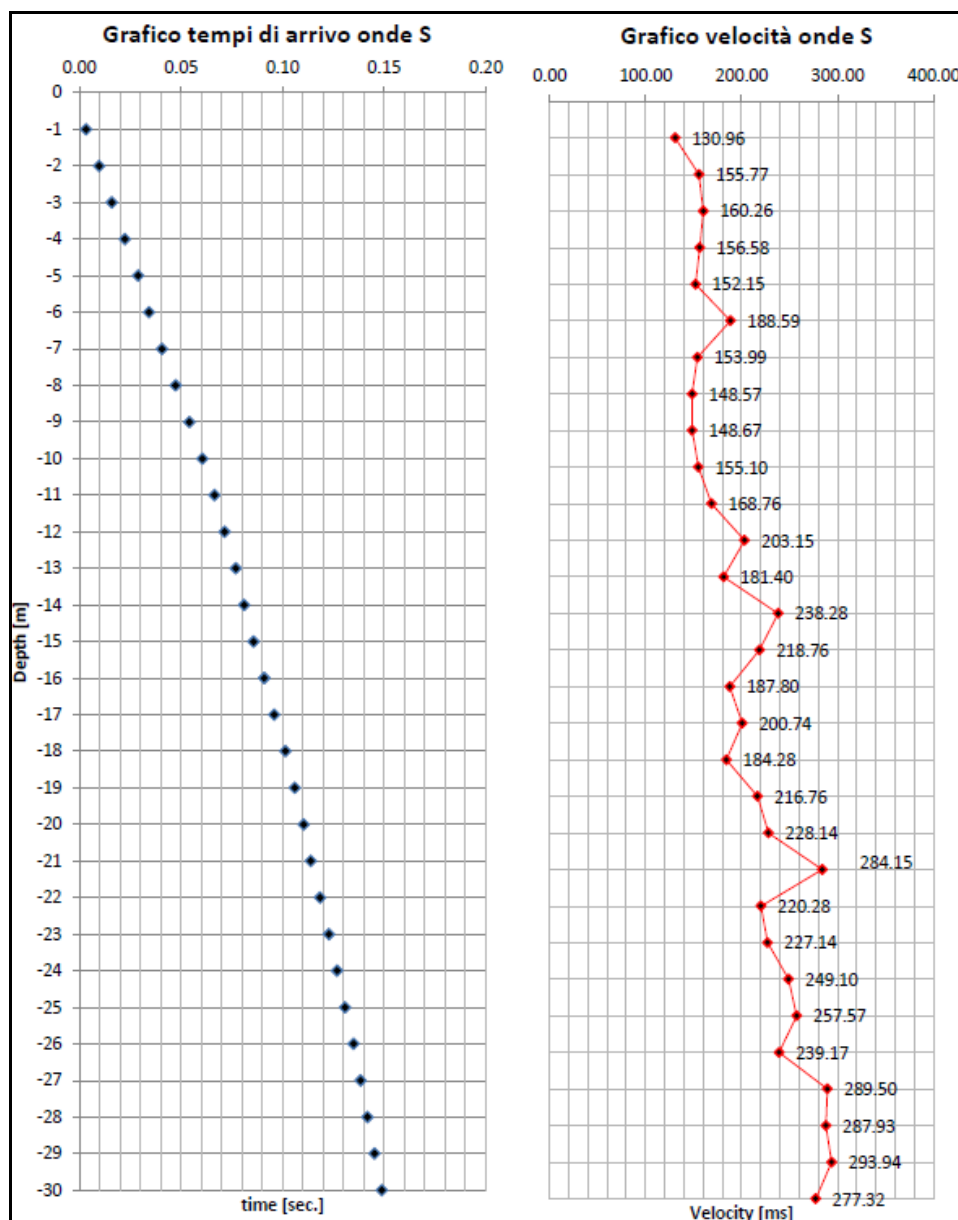
- diametro di base del cono $f = 35.7 \text{ mm}$
- area della punta conica $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo apertura del cono $B = 60^\circ$
- superficie laterale manicotto $A_m = 150 \text{ cm}^2$

Nei diagrammi e tabelle allegate sono riportati i seguenti valori di resistenza (rilevati dalle letture di campagna, durante l'infissione dello strumento):

- $q_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} = \text{resistenza alla punta (conica);}$
- $f_s \text{ (kg/cm}^2\text{)} = \text{resistenza laterale (manicotto);}$
- $U \text{ (kg/cm}^2\text{)} = \text{pressione dei pori (setto poroso);}$
- $f_s/q_c \text{ (\%)} = \text{rapporto attrito laterale / resistenza alla punta;}$

- $\Delta U/q_c$ = variazione pressione dei pori in funzione della resistenza alla punta.

Oltre all'elaborazione dei valori di resistenza del sottosuolo, vengono fornite utili informazioni per il riconoscimento di massima dei terreni attraversati (stratigrafia), in base al rapporto q_c/f_s fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale del penetrometro, ovvero in base ai valori di q_c e del rapporto $FR = (f_s/q_c) \%$. Sempre con riferimento alle prove penetrometriche statiche con piezocono CPTU, nelle tavole allegate sono riportate indicazioni concernenti i principali parametri geotecnici (coesione non drenata C_u , angolo di attrito interno efficace, densità relativa D_r , peso di volume γ , ecc). Di seguito si riporta l'andamento delle onde Vs misurate durante la prova SCPTU:



Vs30 = 196 m/s

3.2 RESTITUZIONE DELLA MISURA H/V LOCALMENTE ESEGUITA

Lo scopo della misura eseguita è l'individuazione dei seguenti parametri caratteristici dell'area in esame:

- Frequenza propria (di vibrazione) dei suoli di fondazione;
- Vs30 e conseguente categoria sismica dei suoli di fondazione, secondo i contenuti del D.M./ N.T.C. 18.

Ciò ha permesso di individuare lo Spettro di Risposta sismica del suolo di fondazione e di riferimento per l'area in esame (come illustrato più oltre). L'indagine tromografica si è appoggiata alle conoscenze stratigrafiche locali derivanti dall'esecuzione della indagine penetrometrica statica eseguita sull'area in esame e delle indagini di bibliografia. Ciò è indispensabile data la natura della strumentazione utilizzata e date le possibilità offerte dalle esperienze di Nakamura (et Alii). È importante far osservare come uno strumento tromografico sia l'unica strumentazione in grado di misurare la frequenza propria di oscillazione dei terreni. Da tali dati si possono poi ricostruire tutte le altre componenti caratterizzanti dal punto di vista sismico i terreni di un'area (e sopra indicati). La possibilità di risalire ai dati di Vs30 conoscendo le frequenze tipiche di un suolo e gli spessori (profondità) dei suoi riflettori sismici, discende dalle esperienze di Nakamura e del derivato metodo HSVR. Il metodo di indagine utilizzato presuppone alcune approssimazioni legate ad esempio al fatto che le velocità di propagazione delle onde sismiche provocate aumentano dall'alto verso il basso (per questo il metodo consente la determinazione delle velocità intese come medie del volume di terra indagato non avendo un grado di definizione elevato); le velocità Vs così misurate sono comunque significative, trattandosi pur sempre di una misura diretta. Nei grafici H/V – f, che verranno in seguito riportati, si individuano le varie frequenze tipiche dei terreni di fondazione, dato di notevole importanza per una accurata progettazione delle strutture da realizzarsi sull'area in esame. Si dovranno evitare accoppiamenti fra le modalità di vibrazione delle strutture (prevedibili in fase di progettazione) e le modalità di vibrazione dei terreni di fondazione.

TROMINI MUCCHI, VIGARANO MAINARDA SCUOLE 2022

Instrument: TRZ-0009/01-09

Start recording: 04/03/22 17:27:05 End recording: 04/03/22 17:47:05

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

Trace length: 0h20'00". Analyzed 72% trace (manual window selection)

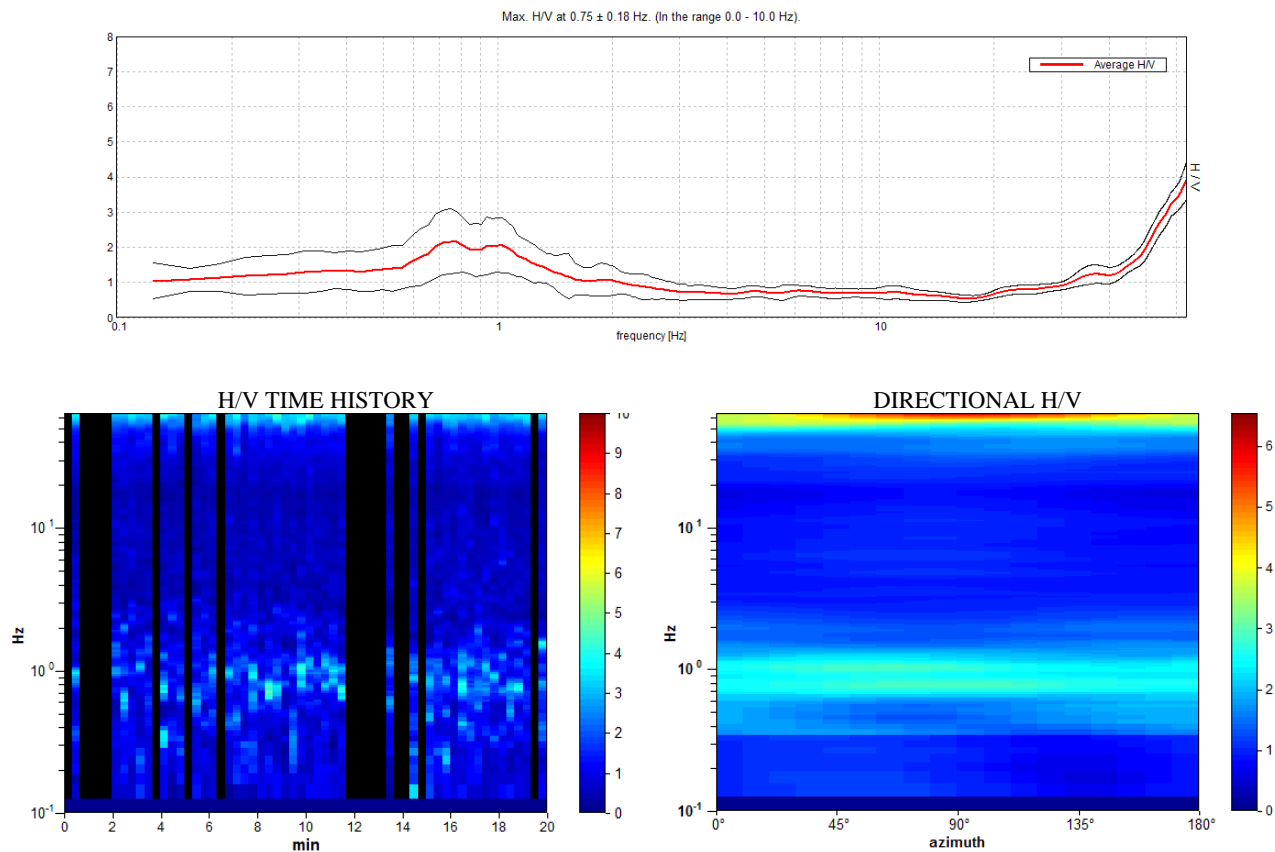
Sampling rate: 128 Hz

Window size: 20 s

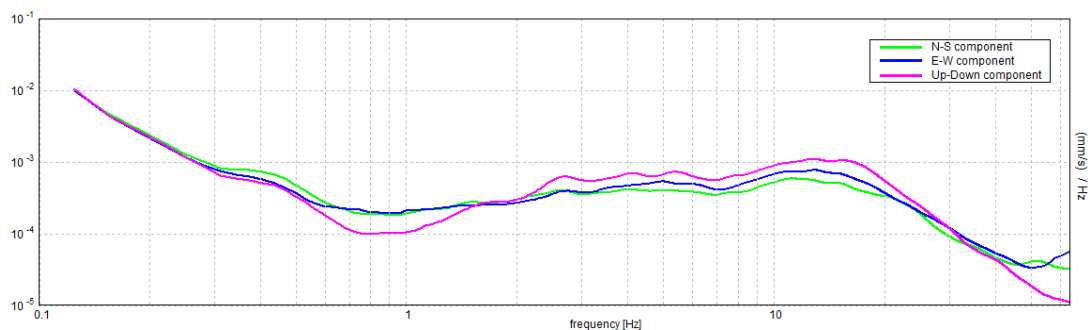
Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 10%

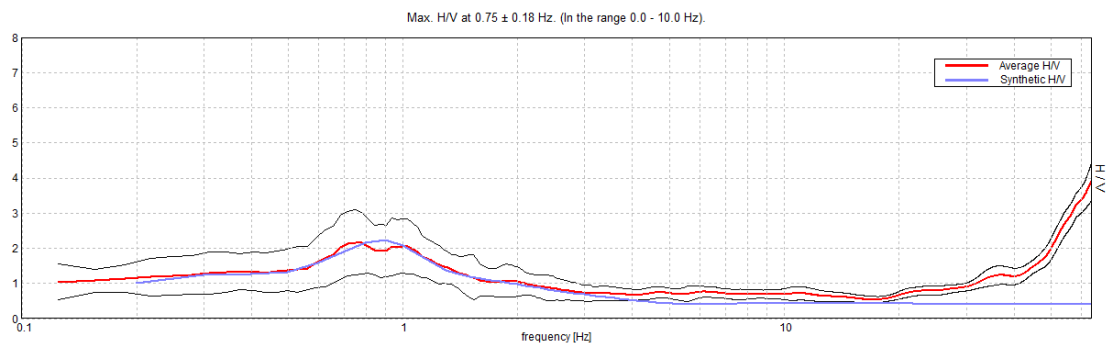
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



SINGLE COMPONENT SPECTRA

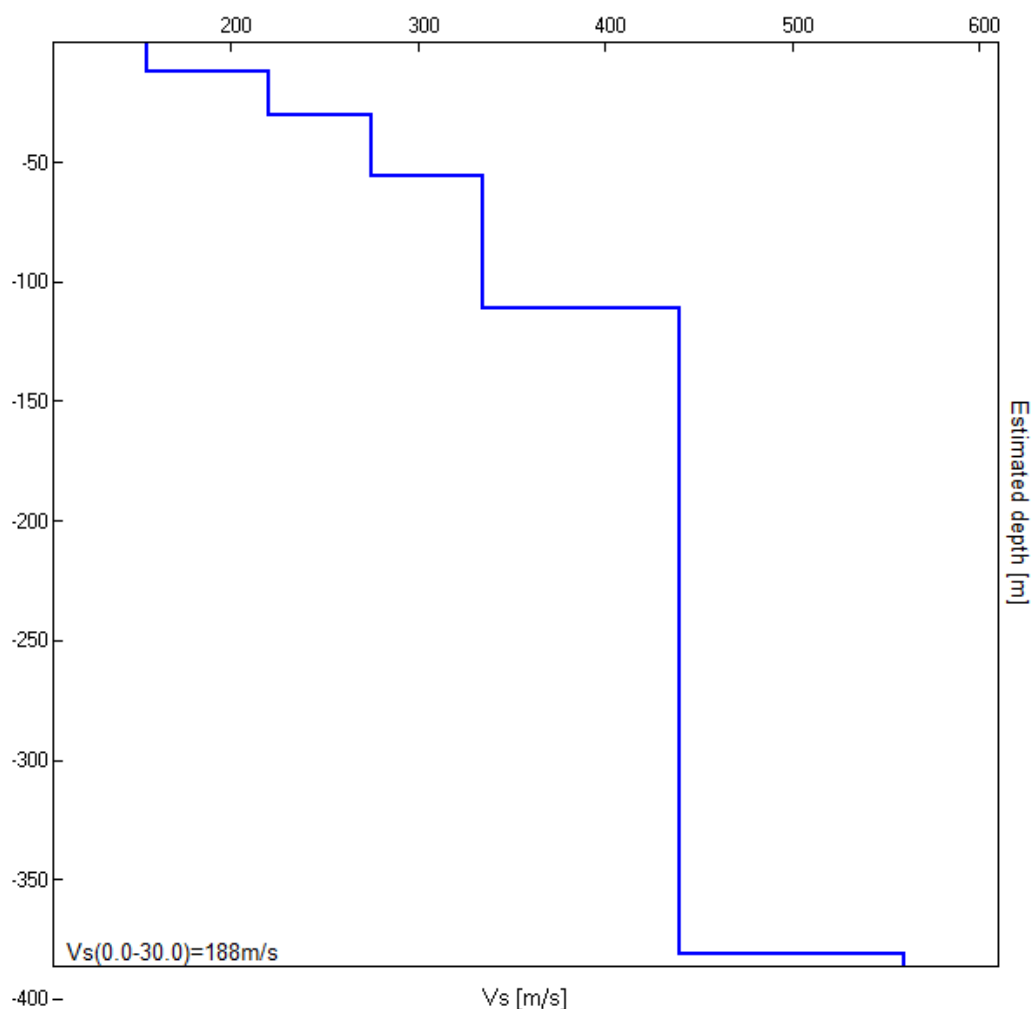


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
12.00	12.00	155	0.49
30.00	18.00	220	0.48
56.00	26.00	275	0.46
111.00	55.00	335	0.44
381.00	270.00	440	0.42
inf.	inf.	560	0.42

Vs(0.0-30.0)=188m/s



Max. H/V at 0.75 ± 0.18 Hz (in the range 0.0 - 10.0 Hz).

3.3 CATEGORIA DI SUOLO DI FONDAZIONE E PERICOLOSITÀ SISMICA

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto si è proceduto alla determinazione della categoria di suolo di fondazione secondo quanto previsto nelle Norme Tecniche delle Costruzioni 2018 (Capitolo 3 - Azioni Sulle Costruzioni).

Prendendo come riferimento i parametri di **Vs30 uguali a 196m/s e 188 m/s** (rispettivamente ottenuti da prova SCPTU e indagine H/V) il sito in esame risulta rispondere (anche se per poco) alle caratteristiche di “**Categoria di suolo di fondazione di tipo C**”

A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio $V_{s30} > 800$ m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine di media consistenza, con profondità del substrato superiore a 30 m., caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti V compresi tra 180 m/s e 360 m/s
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m., caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi fra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

3.4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Premessa

Per valutare se un'opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli stati limite, che possono verificarsi durante un determinato periodo di riferimento della stessa opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire:

in primo luogo la vita nominale dell'opera, che congiuntamente alla classe d'uso, permette di determinare il periodo di riferimento; una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, dopo aver definito le relative probabilità di superamento è possibile stabilire il periodo di ritorno associato a ciascun stato limite; a questo punto è possibile definire la pericolosità sismica di base per il sito interessato alla realizzazione dell'opera, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell'ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006 e i cui risultati sono stati promulgati mediante l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006.

Vita Nominale, Classi D'uso e Periodo Di Riferimento

Nel DM 17 gennaio 2018-Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove:

V_R = periodo di riferimento

V_N = vita nominale

C_U = coefficiente d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale V_N , secondo le NTC 2018, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza

dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità. I valori minimi di VN da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. di seguito. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

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

Tabella - Valori minimi della Vita nominale VN di progetto per i diversi tipi di costruzioni

Nel caso specifico $VN = 50$ anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le NTC 2018 prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
 $CU = 0.7$;

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. $CU = 1.0$;

Classe 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 rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso. $CU = 1.5$;

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie

con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. CU = 2.0.

Stati Limite, Probabilità di Superamento e Periodo Di Ritorno

Le NTC 2018 prendono in considerazione 4 possibili stati limite (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono stati limite di esercizio (SLE) e due sono stati limite ultimi (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU). Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Ad ogni stato limite è associata una probabilità di superamento PVR (Tabella di seguito), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento VR, si verifichi almeno un evento sismico ($n \geq 1$) di a_g prefissata (a_g = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza $\lambda = 1/TR$ (TR = periodo di ritorno).

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	PVR = 81%
Stato limite di esercizio: danno	SLD	PVR = 63%
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	PVR = 10%
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	PVR = 5%

Tabella - Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento VR

Fissati VR e PVR associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica TR, espresso in anni, mediante l'espressione:

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

Tale relazione tra PVR (probabilità) e TR (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana.

Poiché è VR = 100 anni, il tempo di ritorno TR sarà:

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	TR = 60
Stato limite di esercizio: danno	SLD	TR = 101
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	TR = 949
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	TR = 1950

Tabella - Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento VR

Pericolosità Sismica di Sito

Di seguito vengono riportati i parametri e punti degli spettri di risposta per lo stato limite SLV ottenuti attraverso le seguenti fasi di studio:

Fase 1 – Individuazione della pericolosità del sito

Fase 2 - Scelta della strategia di progettazione

Fase 3 – Determinazione dell'azione di progetto

Attraverso l'utilizzo del software "Spettri di risposta NTC-08 versione 1.0.3" si è proceduto alla determinazione della pericolosità sismica di base e di sito dell'area oggetto di studio:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

☐ Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

● Sito esterno al reticolo

● Interpolazione su 3 nodi

● Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Per la definizione degli spettri di risposta si è fatto riferimento indicativamente a una classe di uso 2 (coeff. d'uso 1) e vita nominale delle costruzioni 50 anni.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

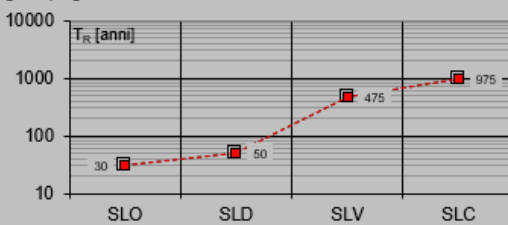
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

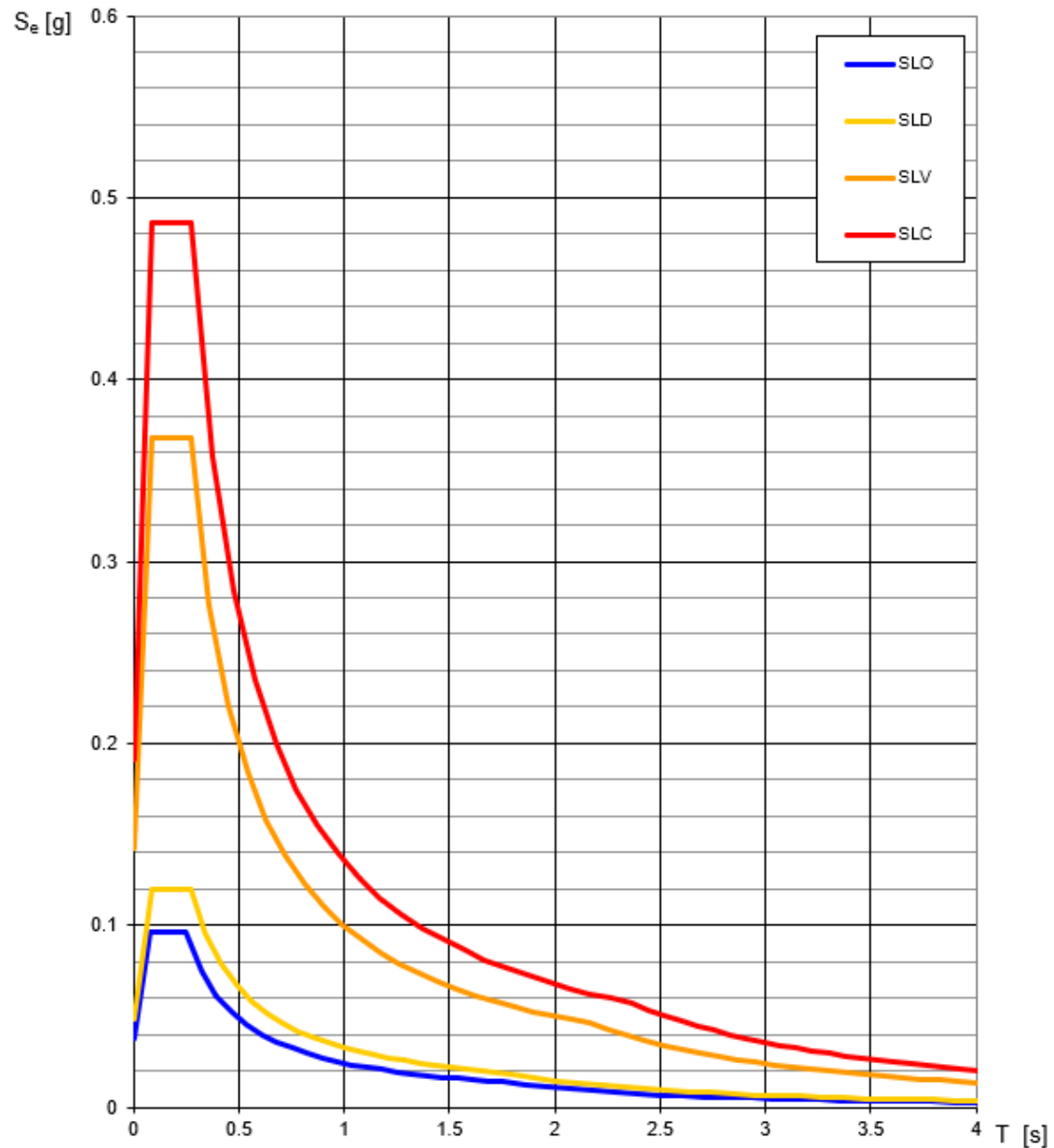
- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.038	2.553	0.253
SLD	50	0.048	2.475	0.273
SLV	475	0.142	2.589	0.271
SLC	975	0.192	2.541	0.278

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Per la definizione della pericolosità sismica di sito si è inoltre tenuto conto di:

- Coefficiente di smorzamento viscoso ξ 5%
- Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta=1.000$
- Categoria sottosuolo C
- Categoria topografica T1

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **C** info $S_S = 1.479$ $C_C = 1.615$ info
 Categoria topografica: **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☒ Spettro di progetto elastico (SLE) $\xi = 5\%$ $\eta = 1.000$ info
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) $q_s = 1$ $\eta = 1.000$ info

Compon. verticale
 Spettro di progetto $q_v = 1$ $\eta = 1/q = 1.000$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

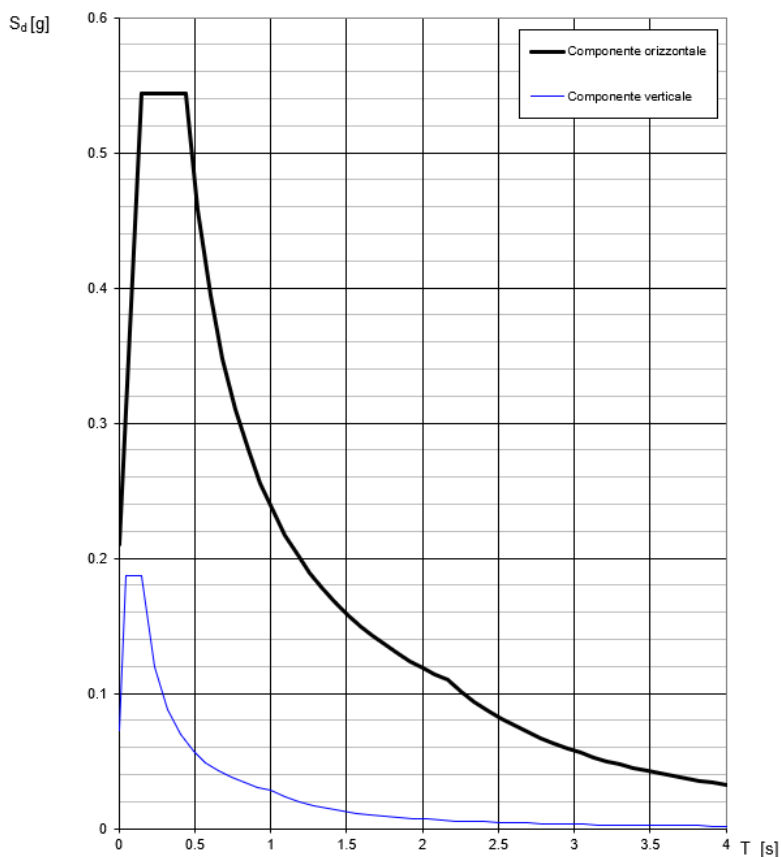
Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO **FASE 1** **FASE 2** **FASE 3**

Da cui derivano i seguenti spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali e verticale:

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



In particolare si riportano di seguito i parametri e i punti dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali:

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.142 g
F_0	2.589
T_C^*	0.271 s
S_S	1.479
C_C	1.615
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.479
η	1.000
T_B	0.146 s
T_C	0.438 s
T_D	2.168 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C^* / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.210
$T_B \leftarrow$	0.146	0.544
$T_C \leftarrow$	0.438	0.544
	0.520	0.458
	0.603	0.395
	0.685	0.348
	0.768	0.310
	0.850	0.280
	0.932	0.256
	1.015	0.235
	1.097	0.217
	1.179	0.202
	1.262	0.189
	1.344	0.177
	1.427	0.167
	1.509	0.158
	1.591	0.150
	1.674	0.142
	1.756	0.136
	1.838	0.130
	1.921	0.124
	2.003	0.119
	2.085	0.114
$T_D \leftarrow$	2.168	0.110
	2.255	0.102
	2.342	0.094
	2.430	0.087
	2.517	0.082
	2.604	0.076
	2.691	0.071
	2.779	0.067
	2.866	0.063
	2.953	0.059
	3.040	0.056
	3.128	0.053
	3.215	0.050
	3.302	0.047
	3.389	0.045
	3.477	0.043
	3.564	0.041
	3.651	0.039
	3.738	0.037
	3.826	0.035
	3.913	0.034
	4.000	0.032

L'accelerazione massima al suolo attesa sarà uguale a:

- **$a_{max} = S \cdot a_g = 0.210 \text{ g}$**
- S = coeff. di amplificazione (azione orizzontale) = 1.479
- a_g = accelerazione al suolo = 0.142 g
- F_0 = fattore di amplificazione spettrale massima = 2.589
- $T_C^* = 0.271 \text{ s}$

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato lin⁵LV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	
a_{av}	0.072 g
S_s	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.317
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_{av}}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.072
$T_B \leftarrow$	0.050	0.187
$T_C \leftarrow$	0.150	0.187
	0.235	0.119
	0.320	0.088
	0.405	0.069
	0.490	0.057
	0.575	0.049
	0.660	0.042
	0.745	0.038
	0.830	0.034
	0.915	0.031
$T_D \leftarrow$	1.000	0.028
	1.094	0.023
	1.188	0.020
	1.281	0.017
	1.375	0.015
	1.469	0.013
	1.563	0.011
	1.656	0.010
	1.750	0.009
	1.844	0.008
	1.938	0.007
	2.031	0.007
	2.125	0.006
	2.219	0.006
	2.313	0.005
	2.406	0.005
	2.500	0.004
	2.594	0.004
	2.688	0.004
	2.781	0.004
	2.875	0.003
	2.969	0.003
	3.063	0.003
	3.156	0.003
	3.250	0.003
	3.344	0.003
	3.438	0.002
	3.531	0.002
	3.625	0.002
	3.719	0.002
	3.813	0.002
	3.906	0.002
	4.000	0.002

4 MODELLO LITOSTRATIGRAFICO/GEOTECNICO DEI TERRENI INDAGATI

L'elaborazione delle prove CPTU ha permesso la ricostruzione di un modello geologico/geotecnico omogeneo di massima così costituito:

- da p.c. fino a circa mt. 0.8 terreno di riporto di natura limosa argillosa con ghiaia.
- da mt. 0.8 fino alla prof. di circa mt. 3.0 da p.c. terreni incoerenti costituiti da limi e sabbie limose scarsamente addensate

Peso volume (t/m ³)	Dr (%)	Angolo di attrito φ'	Modulo edometrico Mo (Kg/cmq)	Resistenza alla punta qc media (Kg/cmq)
1.8	30	26-28	50-60	20

- da mt. 3.0 fino a circa mt.8.5 alternanza di sabbie e sabbie limose poco addensate.

Peso volume (t/m ³)	Dr (%)	Angolo di attrito φ'	Modulo edometrico Mo (Kg/cmq)	Resistenza alla punta qc media (Kg/cmq)
1.85-1.9	40-50	31-33	70-80	40

- da mt. 8.5 fino alla profondità di mt. 21.0 da p.c. si registra un banco coesivo costituito da argille e argille limose poco consistenti con probabili episodi di argille organiche. Siamo in presenza di terreni aventi modeste caratteristiche geomeccaniche.

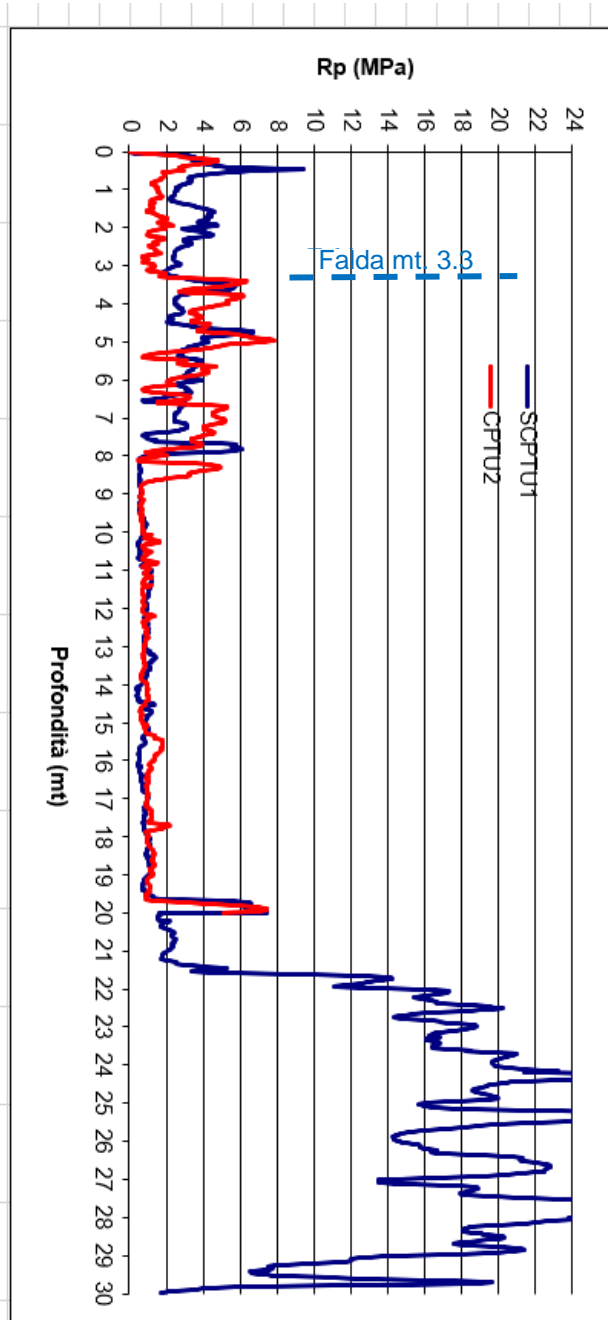
Peso volume (t/m ³)	Coesione Cu (Kg/cmq)	Modulo Mo (Kg/cmq)	Resistenza alla punta qc media (Kg/cmq)
1.85	0.4-0.6	50-60	10-12

- da mt. 21.5 fino alla profondità indagata di mt. 30.0 dal p.c. si registra la presenza di un banco sabbioso molto compatto a ottime caratteristiche geomeccaniche.

Peso volume (t/m³)	Dr (%)	Angolo di attrito φ'	Modulo edometrico Mo (Kg/cmq)	Resistenza alla punta qc media (Kg/cmq)
2.0	70	34-36	250-300	180

La falda freatica al momento dell'indagine è stata rilevata ad una profondità di circa mt. 3.3 dal p.c. attuale.

Sovrapposizione delle Prove penetrometriche CPTU MODELLO GEOTECNICO



Terreno di riporto

Limi e sabbie limose scarsamente addensate

Yu 1.8 t/m³ Mo 50-60 Kg/cmq
Ø 26-28° Dr 30 % Rp media 20 Kg/cmq

Alternanza sabbia e sabbia limosa poco addensata

Yu 1.85-1.9 t/m³
Mo 70-80 Kg/cmq
Ø 31-33°
Dr 40-50 %
Rp media 40 Kg/cmq

Argilla poco consistente con probabili episodi organici

Yu 1.85 t/m³
Cu 0.4- 0.6 Kg/cmq
Mo 50-60 Kg/cmq
qc media 10-12 Kg/cmq

Sabbia molto compatta

Yu 2.0 t/m³
Mo 250-300 Kg/cmq
Ø 34-36°
Dr 70 %
Rp 180 Kg/cmq

5 VALORE DI PROGETTO DELLA RESISTENZA DEL SISTEMA GEOTECNICO

Sulla base dei risultati delle indagini geognostiche si è proceduto alla verifica della resistenza di progetto R_d per un'ipotesi di fondazioni superficiali nastriformi.

La resistenza di progetto R_d è calcolata sulla base dei parametri geotecnici significativi del terreno a cui sono stati applicati i coeff. parziali γ_M e γ_R (tab. 6.2.II e 6.4.I delle NTC/2018)

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_Y	γ_Y	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Per tale verifica (stati limiti ultimi SLU) si è scelto:

Approccio 2 – Combinazione Unica (A1+M1+R3)

Combinazione riferita alla sola verifica di tipo geotecnico GEO.

A tale scopo si è fatto riferimento alla fascia di terreno direttamente interessata dalle tensioni indotte dalle fondazioni, caratterizzata prevalentemente da terreni incoerenti scarsamente addensati. In questo caso si è fatto riferimento a condizioni drenate.

Durante la fase di esercizio la situazione dei terreni di sottofondazione varierà negli anni verso condizioni meno critiche.

Il valore caratteristico Più CAUTELATIVO dell'angolo di attrito, negli intervalli incoerenti scarsamente addensati presenti al di sotto del piano di fondazione, risulta:

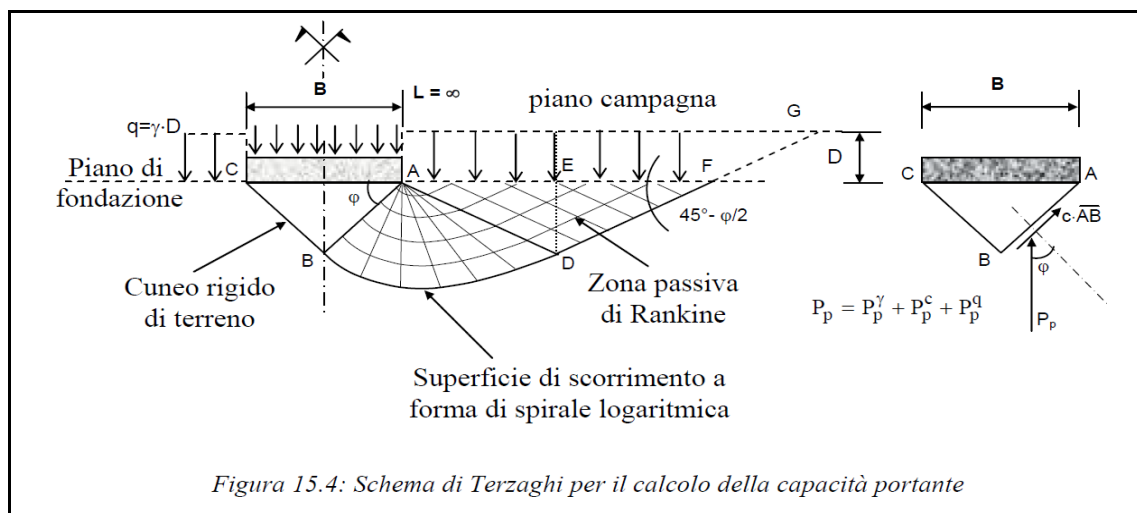
$$\varphi=26^\circ$$

Su tale riconoscimento, utilizzando la relazione di TERZAGHI per fondazioni nastriformi (rinterrate e ipotizzate come di seguito) a carico centrato è possibile ricavare il valore del *carico limite critico*:

$$P_c = c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

dove:

- N_q, N_γ = fattori di capacità portanti (per $\varphi = 26$ si ha $N_q = 11,85$ e $N_\gamma = 10,59$)
- γ = peso di volume (1.80 t/m³);
- c = coesione non drenata ($c=0$ kg/cmq, in quanto fondazione su terreno incoerente);
- D = profondità di imposta della fondazione (1,0 m ipotizzato)
- B = larghezza della fondazione (1,0 m ipotizzato);



Da cui risulta

$$P_c = 3.09 \text{ Kg/cm}^2$$

Il valore della *resistenza di progetto* ***R_d*** si ottiene dividendo la pressione critica per un coefficiente di riduzione parziale γ_R pari a 2.3.

Pertanto la resistenza di progetto sarà:

$$R_d = 1.34 \text{ Kg/cm}^2.$$

Si rende necessario verificare che il valore di progetto dell'azione *Ed* (carico di progetto) sia minore o uguale della resistenza del sistema geotecnica *R_d* esistente. Si dovrà procedere alla verifica agli stati limite di Esercizio (SLE), calcolare i cedimenti e distorsioni per accertare la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

Si è inoltre proceduto alla determinazione della **costante di Winkler** dei terreni superficiali (modulo reazione del sottofondo) attraverso la seguente formula di Bowles.

$$K = P_c / DH = 1.22 \text{ Kg/cm}^3$$

dove: *P_c* carico limite critico e *DH* assunto pari a 2.54 cm

Da segnalare che l'indagine è stata eseguita a una distanza di circa mt. 8-10.0 dal fabbricato causa la presenza di sottoservizi nell'immediata vicinanza e quindi su terreni che non hanno risentito dei carichi indotti dalle fondazioni rispetto ai terreni sottostanti al fabbricato che hanno già subito un processo di consolidazione con miglioramento delle caratteristiche geomeccaniche.

6 SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE DEGLI ORIZZONTI GRANULARI SATURI

Il fenomeno della liquefazione determina una diminuzione della resistenza al taglio e/o della rigidezza, nei litotipi granulari, causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico e tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

Le Norme Tecniche annesse alla vigente Normativa Sismica (l'Ordinanza 3274, 3316 e ss.,) impongono detta verifica quando “la falda freatica si trovi in prossimità della superficie (p.c.) ed il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo- argillosa”

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

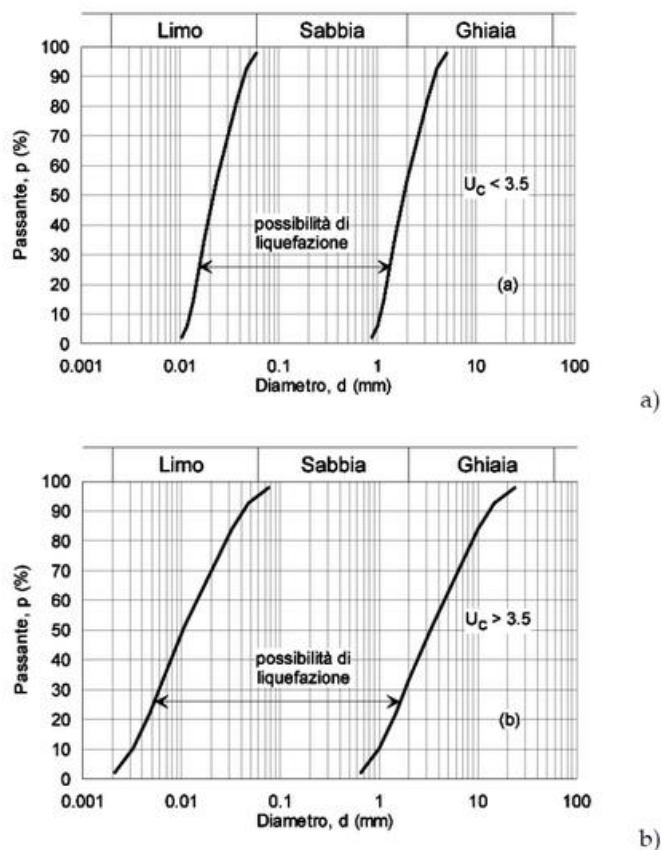


Fig. 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

La normativa impone che quando nessuna delle precedenti condizioni risulti soddisfatta si debba procedere alla verifica mediante i metodi generalmente accettati dalla Ingegneria Geotecnica.

Considerato che nel caso in esame nessuna delle condizioni sopra descritte è soddisfatta si è proceduto alla verifica alla liquefazione dei livelli sabbioso limosi presenti nei primi 20.0 metri utilizzando il metodo semplificato Idriss Boulanger (2014), specificamente elaborato per prove penetrometrie statiche, previa determinazione di un valore di riferimento della Magnitudo M , per il terremoto di progetto.

Per tale verifica si è assunto il valore di magnitudo $M = 6,14$. Sulla scorta del Catalogo degli eventi sismici succedutisi in Italia dal 217 a.C. al 1992 d.C. si potrà invece rilevare come il Comune di Ferrara sia in realtà stato sottoposto ad eventi sismici di Magnitudo (Richter) massima pari a 5,9. Si osservi che essendo la scala di M logaritmica, il valore di 6,14 risulta quindi essere estremamente penalizzante.

Per l'area in esame il valore di $a_{max} = S \cdot a_g = 0.21 \text{ g}$ (suolo tipo C), la falda è stata ipotizzata ad una profondità pari a 2.3-2.4 m da p.c. durante l'evento sismico.

La verifica alla liquefazione, con il metodo precedentemente esposto, ha portato ad avere coefficiente di sicurezza $IF < 1$, quindi suscettibilità alla liquefazione per i livelli sabbiosi presenti nei primi 20.0 metri di profondità da p.c.

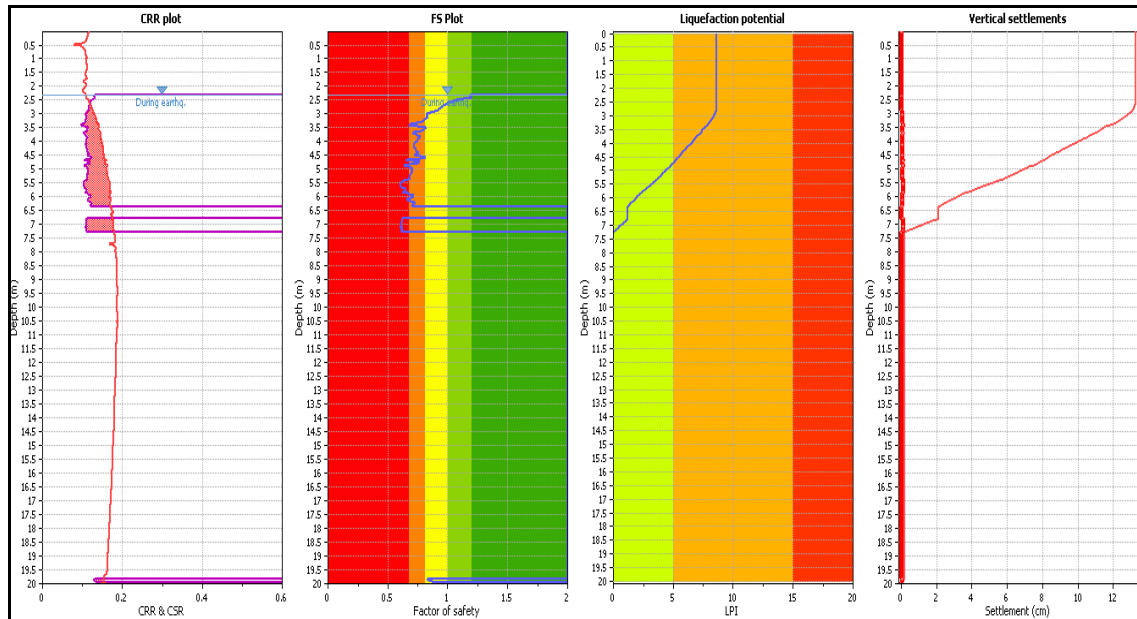


FIGURA – Verifica a liquefazione SCPTU

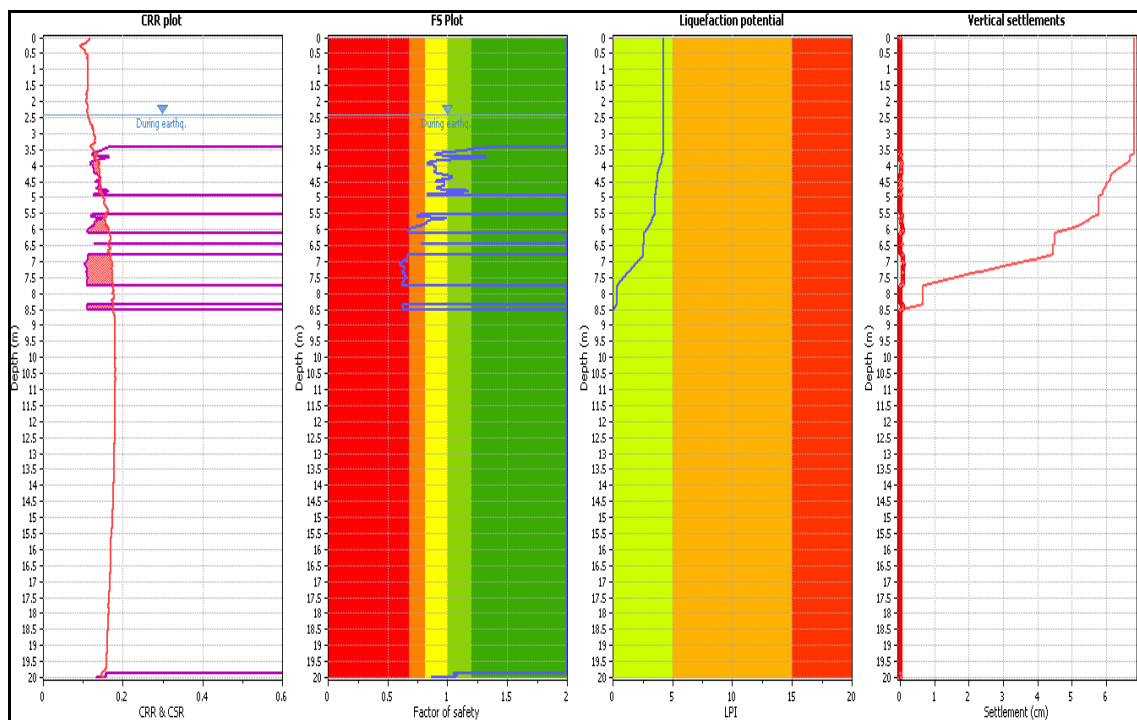
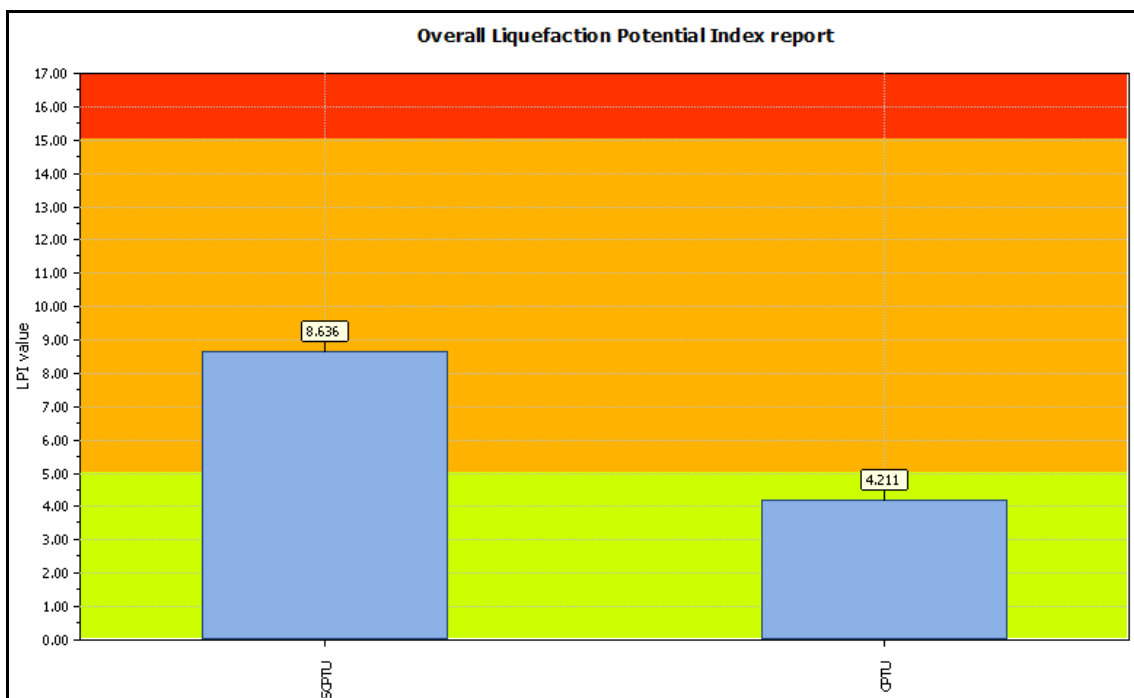


FIGURA – Verifica a liquefazione CPTU

Si riporta di seguito il valore di IL calcolato per la verticale indagata:



Si ricorda inoltre che all'ALLEGATO 3 della D.G.R N.630/2019 Regione Emilia Romagna, in base al valore stimato dell'indice di potenziale liquefazione IL si definiscono le seguenti classi di pericolosità:

- IL = 0 Non liquefacibile ($FL \geq 1.2$)
- $0 < IL \leq 2$ Potenziale basso
- $2 < IL \leq 5$ Potenziale moderato
- **$5 < IL \leq 15$ Potenziale alto**
- $IL > 15$ Potenziale molto alto

Visto che la verifica sismica ha evidenziato pericolo di liquefazione (fattore di sicurezza FS < di 1) si è reso necessario procedere con uno studio di RSL (risposta sismica locale) come prescritto nelle NTC/2018

7 STUDIO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE RSL

Introduzione, Procedura di Calcolo

La procedura di calcolo adoperata dalla RSL per la valutazione della funzione di trasferimento presuppone come base di partenza uno o più accelerogrammi, od uno spettro di risposta in accelerazione, e la conoscenza della stratigrafia del sito attraverso i seguenti parametri geotecnici per ogni strato:

- peso per unità di volume;
- velocità di propagazione delle onde di taglio;
- coefficiente di spinta laterale;
- modulo di taglio iniziale (opzionale);
- spessore;
- indice di plasticità.

La non linearità del calcolo è introdotta dalla dipendenza del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso dalla deformazione. Schematicamente la procedura è riassumibile nel seguente modo:

1. Valutazione dello spettro di Fourier dell'accelerogramma (omessa nel caso si debba analizzare uno spettro);
2. Ricerca di un errore relativo piccolo seguendo la procedura di:
 - 2.1. Stima della funzione di trasferimento;
 - 2.2. Valutazione della deformazione indotta in ciascuno strato;
 - 2.3. Correzione del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso per ogni strato;Le operazioni 2.1, 2.2 e 2.3 sono ripetute fino a quando la differenza di deformazione tra un'iterazione e la precedente non rimane al di sotto di una soglia ritenuta accettabile;
3. Trasformazione inversa di Fourier dello spettro precedentemente calcolato ed opportunamente pesato per mezzo della funzione di trasferimento calcolata.

Attraverso questa procedura è possibile “trasferire” l'accelerogramma dal bedrock in superficie. La deformazione per ciascuno strato viene corretta sulla base del rapporto fra deformazione effettiva e massima come suggerito dalla letteratura scientifica, ovvero

$$\frac{\gamma_{eff}}{\gamma_{max}} = \frac{M-1}{10}$$

dove M rappresenta la magnitudo del sisma.

Per la valutazione della funzione di trasferimento, RSL considera un suolo variamente stratificato composto da N strati orizzontali di cui l'N-esimo è il letto di roccia (bedrock). Ponendo come ipotesi che ciascuno strato si comporti come

un solido di Kelvin-Voigt $\left[\tau = G\gamma + \eta \frac{\partial \gamma(z,t)}{\partial z \partial t} \right]$, la propagazione delle onde di taglio che attraversano gli strati verticalmente può essere definita dall'equazione dell'onda:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (1)$$

dove: u rappresenta lo spostamento; t il tempo; ρ la densità; G il modulo di deformazione al taglio; η la viscosità. Per onde armoniche lo spostamento può essere scritto come:

$$u(z,t) = U(z)e^{i\omega t} \quad (2)$$

che sostituita nella (1) pone:

$$(G + i\omega\eta) \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho\omega^2 U \quad (3)$$

dove ω rappresenta la frequenza angolare. La (3) può essere riscritta come:

$$G^* \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho\omega^2 U \quad (4)$$

avendo posto $G^* = G + i\omega\eta$, ovvero il modulo di deformazione al taglio complesso. Questo può essere ulteriormente riscritto come:

$$G^* = G(1 + 2i\xi) \quad (5)$$

avendo posto:

$$\eta = \frac{2G}{\omega} \xi \quad (6)$$

dove ξ rappresenta il coefficiente di smorzamento viscoso. Ciò posto, e fatta convenzione che l'apice * indica la natura complessa della variabili in gioco, la soluzione dell'equazione generica dell'onda è la seguente:

$$u(z,t) = Ee^{i(\omega t + k^* z)} + Fe^{i(\omega t - k^* z)} \quad (7)$$

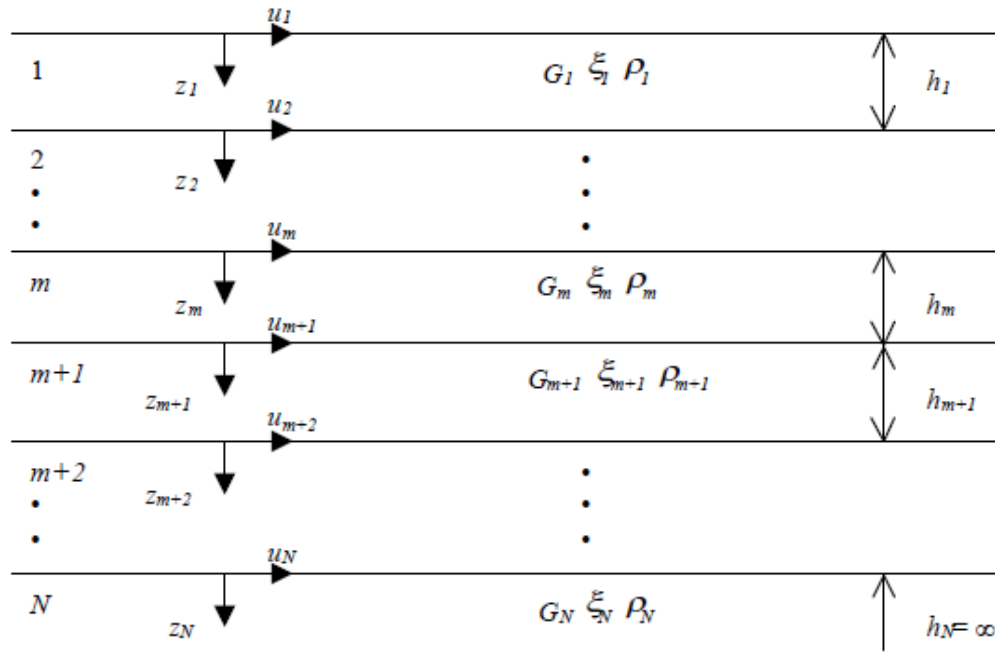


Figura - Esempio di stratigrafia per riferimento.

dove E e F dipendono dalle condizioni al contorno e rappresentano l'ampiezza d'onda che viaggia rispettivamente verso l'alto (-z) e verso il basso (+z), mentre k^* rappresenta il numero d'onda complesso dato dalla seguente espressione:

$$k^* = \omega \sqrt{\frac{\rho}{G^*}} \quad (8)$$

Il taglio invece è dato da:

$$\tau(z, t) = G^* \frac{dU}{dz} e^{i\omega t} = ik^* G^* \left[E e^{i(\omega t + k^* z)} + F e^{i(\omega t - k^* z)} \right] e^{i\omega t} \quad (9)$$

Per il generico strato m di spessore h_m gli spostamenti, rispettivamente in sommità ($z = 0$) ed al fondo ($z = h_m$), sono:

$$u_m(0, t) = (E_m + F_m) e^{i\omega t} \quad (10)$$

$$u_m(h_m, t) = (E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m}) e^{i\omega t} \quad (11)$$

Poiché deve essere rispettata la congruenza sullo spostamento all'interfaccia tra gli strati, ovvero lo spostamento in sommità ad uno strato deve essere uguale allo spostamento sul fondo di quello immediatamente sopra, se ne deduce che:

$$u_m(z = h_m, t) = u_{m+1}(z = 0, t) \quad (12)$$

Usando la (10), (11) e la (12), ne consegue che

$$E_{m+1} + F_{m+1} = E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m} \quad (13)$$

Il taglio in sommità ed al fondo dell'm-esimo strato è dato da:

$$\tau_m(0, t) = ik_m^* G_m^* [E_m - F_m] e^{i\omega t} \quad (14)$$

$$\tau_m(h_m, t) = ik_m^* G_m^* [E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}] e^{i\omega t} \quad (15)$$

Poiché fra uno strato e l'altro il taglio deve essere continuo si ha

$$\tau_m(z = h_m, t) = \tau_{m+1}(z = 0, t) \quad (16)$$

Ovvero:

$$E_{m+1} - F_{m+1} = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} (E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}) \quad (17)$$

Sommando la (13) alla (17) e sottraendo la (17) alla (13) si ottiene:

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (18)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 - \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 + \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (19)$$

dove α_m^* rappresenta il coefficiente di impedenza complesso al contorno tra gli strati m ed m+1, ed è dato dalla seguente espressione:

$$\alpha_m^* = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} \quad (20)$$

Poiché in superficie il taglio è nullo,

$$\tau_1(0, t) = ik_1^* G_1^* [E_1 - F_1] e^{i\omega t} = 0$$

si deduce che $E_1 = F_1$.

Le equazioni (18) e (19) possono essere successivamente applicate agli strati successivi da 2 ad m. La funzione di trasferimento A_{mn} che lega gli spostamenti in sommità degli strati m ed n è definita dalla seguente espressione:

$$A_{mn} = \frac{u_m}{u_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (21)$$

A_{mn} rappresenta la funzione di trasferimento, ovvero la funzione che mette in relazione il modulo della deformazione tra i punti m e n. In pratica lo stato deformativo di una stratigrafia rimane definito una volta nota la deformazione di un suo qualsiasi punto. Inoltre, poiché la velocità e l'accelerazione sono legati allo spostamento,

$$\dot{u}(z, t) = \frac{\partial u}{\partial t} = i\omega u(z, t) \quad \ddot{u}(z, t) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega^2 u(z, t)$$

(22)

La funzione di trasferimento A_{mn} può essere espressa anche in funzione delle velocità e dell'accelerazione al tetto degli strati n ed m :

$$A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{\dot{u}_m}{\dot{u}_n} = \frac{\ddot{u}_m}{\ddot{u}_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (23)$$

La deformazione tangenziale rimane definita alla profondità z e al tempo t dalla relazione:

$$\gamma(z, t) = \frac{\partial u}{\partial z} = ik^* (Ee^{ik^*z} - Fe^{-ik^*z}) e^{i\omega t} \quad (24)$$

E la corrispondente tensione tangenziale, dalla seguente espressione:

$$\tau(z, t) = G^* \gamma(z, t) \quad (25)$$

Ai fini di una corretta interpretazione del problema della risposta sismica locale, risulta utile riprodurre la rappresentazione schematica di Figura in cui è riportata la terminologia utilizzata per lo studio del moto sismico di un deposito che poggia su un basamento roccioso.

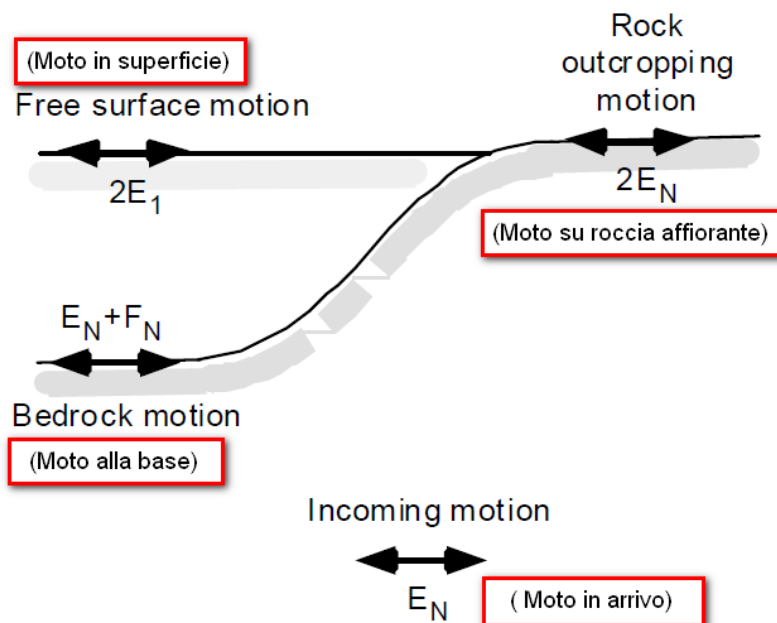


Figura - Schema di riferimento e terminologia utilizzata.

Le onde di taglio si propagano verticalmente attraverso il bedrock con ampiezza pari ad E_N ; al tetto del bedrock, sotto il deposito degli strati di terreno, il moto ha un'ampiezza pari a $E_N + F_N$. Sulla roccia affiorante, poiché le tensioni

tangenziali sono nulle ($E_N = F_N$), il moto avrà ampiezza pari a $2E_N$. La funzione di trasferimento dal bedrock al bedrock-affiorante è la seguente:

$$A_{NN}(\omega) = \frac{2E_N}{E_N + F_N} \quad (26)$$

A è non lineare poiché G è funzione di γ . Nella procedura di calcolo infatti, da una stima iniziale del modulo di deformazione al taglio, si ottiene la tensione ipotizzando un legame lineare, per poi ottenere un nuovo valore di γ . Grazie a questo valore aggiornato si valuta un nuovo modulo G così da ripetere la procedura fino a quando la differenza tra la deformazione aggiornata e quella ottenuta dalla precedente iterazione viene ritenuta accettabile. Il modello per $G(\gamma)$ adoperato è quello suggerito da Ishibashi e Zhang (1993) che tiene conto degli effetti della pressione di confinamento e dell'indice di plasticità:

$$G = G_{max} \cdot K(\gamma, PI) (\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (24)$$

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\} \quad (25)$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145 PI^{1.3}) \quad (26)$$

$$n(PI) = \begin{cases} 0.0 & \text{per } PI = 0 \\ 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & \text{per } 0 < PI \leq 15 \\ 7.0 \times 10^{-7} PI^{1.976} & \text{per } 15 < PI \leq 70 \\ 2.7 \times 10^{-5} PI^{1.115} & \text{per } PI > 70 \end{cases} \quad (27)$$

dove G_{max} è dato dalla relazione:

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (28)$$

dove ρ è la densità del terreno e V_s la velocità di propagazione delle onde di taglio nello stesso. La (28) fornisce il valore iniziale di G per la prima iterazione.

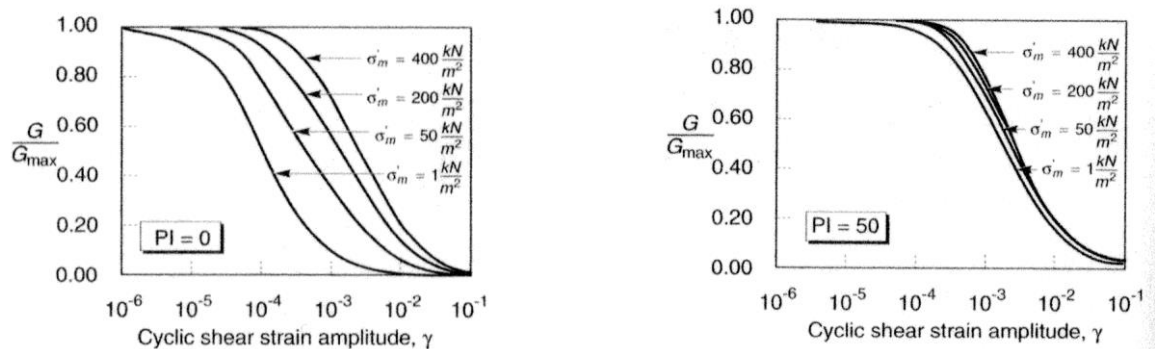


Figure - Influenza della pressione di confinamento e della plasticità sul modulo di deformazione al taglio.

Per quanto riguarda invece il coefficiente di smorzamento viscoso ξ , in conseguenza del modello introdotto dalla (24) si ha:

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 PI^{1.5})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (29)$$

da cui si deduce che anche ξ deve essere ricalcolato ad ogni iterazione.

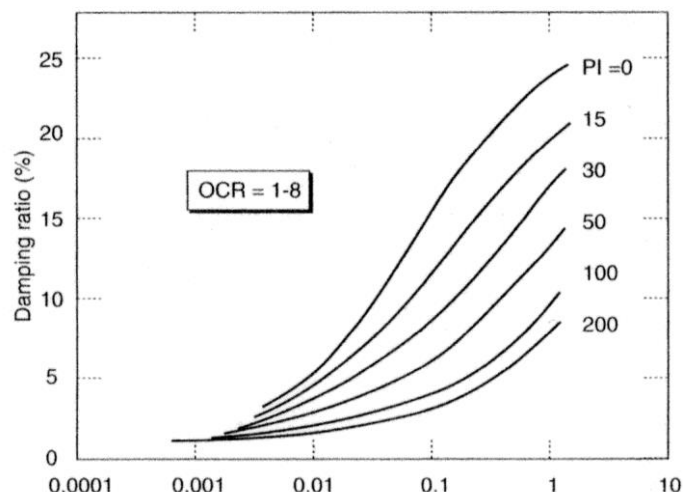
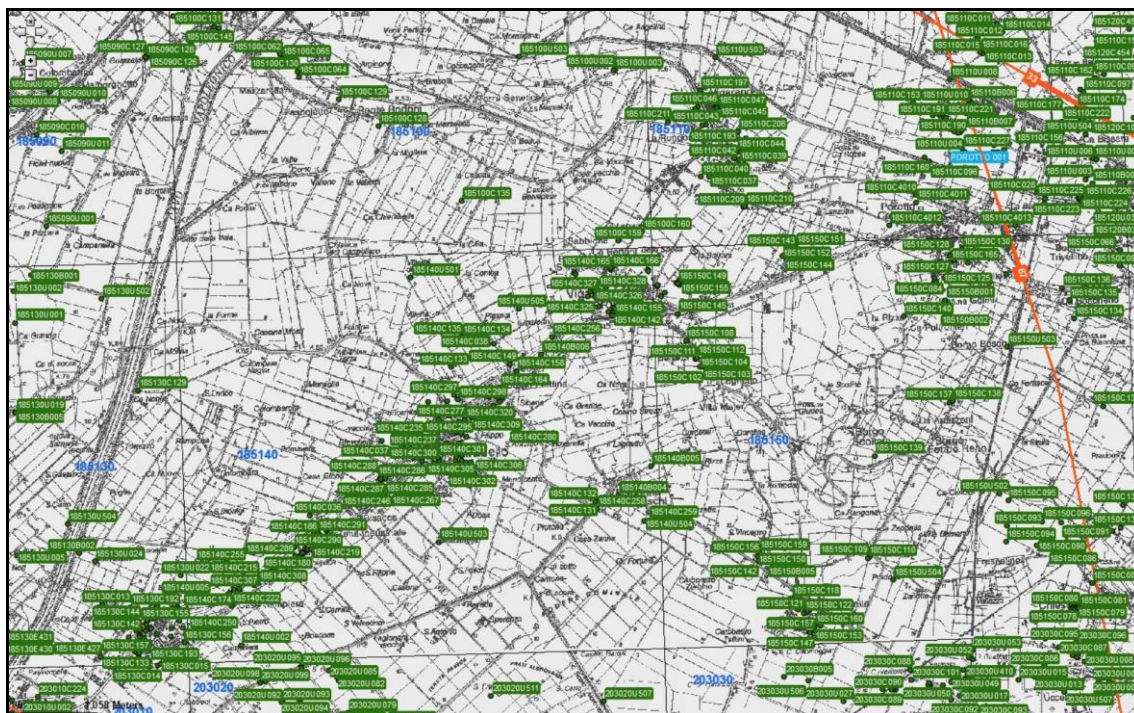


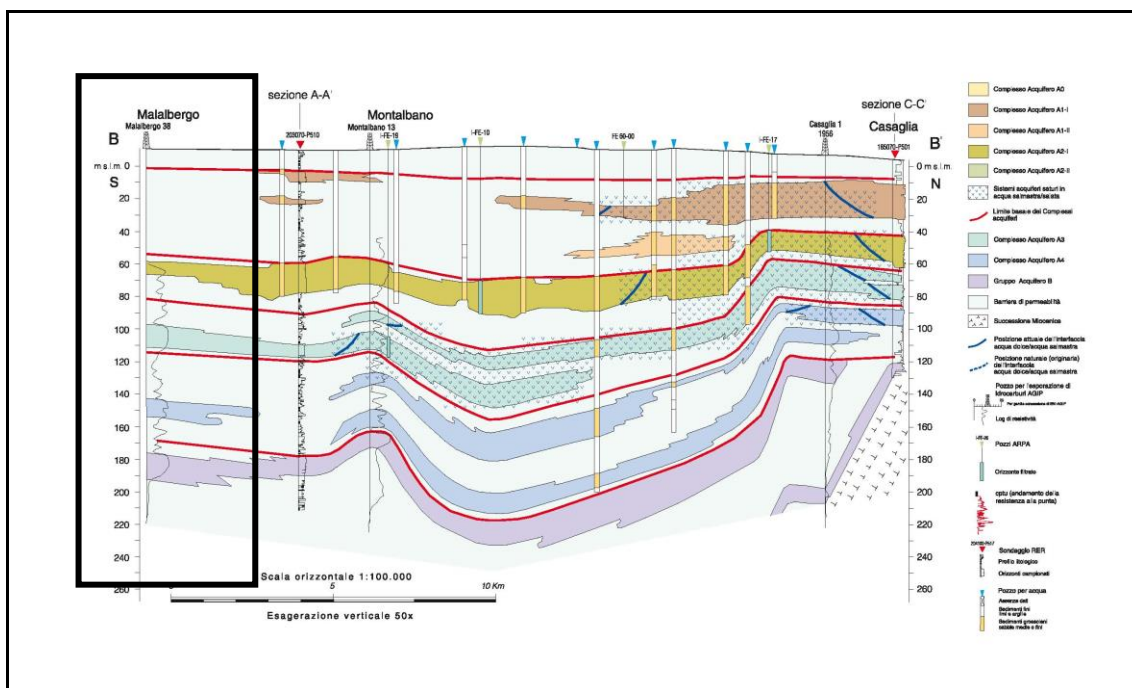
Figura - Influenza della plasticità sul coefficiente di smorzamento viscoso.

Elaborazione

Ogni Studio di RSL è afflitto da indeterminatezze che sono connesse all'assenza o alla scarsa robustezza di caratterizzazioni geotecnico- sismiche dei vari (singoli....) depositi locali, è quindi normale appoggiarsi a dati di bibliografia relativi a deposizioni che possono essere anche molto differenti (o distanti) da quelle locali. Per potersi riferire a caratterizzazioni robuste occorrerebbe eseguire Sondaggi Stratigrafici sufficientemente profondi (oltre 50 metri) in corrispondenza dei quali raccogliere un congruo numero di campioni indisturbati di terreno sui quali eseguire opportune e complesse analisi di Laboratorio Geotecnico ed eseguire altresì misure di Vs e di Vp. Occorre ulteriormente osservare come l'approntamento di qualsiasi Studio di RSL consta di un esercizio complesso che prevede numerose indeterminatezze, di vario livello. Anche qualora i dati disponibili siano sufficientemente robusti e corroborati dall'auspicabile ridondanza si deve infatti comunque mettere in conto che si tratta di risolvere una "equazione" le cui molte incognite sono

rappresentate dalla notevole difficoltà che qualsiasi metodo numerico incontra nel descrivere correttamente gli ambiti della geologia, specie in assenza di dati puntuali sufficientemente robusti. È questo uno dei problemi tipici della Geologia: spesso è difficilmente inquadrabile in dati numerici precisi, si pensi ad esempio che i profili di Vs possono differire sensibilmente anche per lo stesso terreno utilizzando diversi metodi di indagini. Infine è da considerarsi che sono comunque ancora presenti altri ampi campi di aleatorietà che affliggono gli Studi di RSL, fra questi si può citare l'individuazione dei valori di Vs del bed-rock- like e l'individuazione della sua profondità locale. Questi dati sono di grande importanza e non potrebbero che essere indicati da un Ente di Ricerca (data la dimensione del “problema”). Tutto ciò detto, il riportato Studio di RSL non potrà quindi essere considerato perfetto ma bensì una buona proposta sulla quale meglio considerare i puntuali Rischi locali derivanti da Liquefazione degli orizzonti saturi granulari localmente presenti. Ovviamente fra le maggiori indeterminanze vi è la definizione di un corretto o meglio, robusto Modello Stratigrafico, “Stratigrafico- Sismico” che per il caso in esame ha cercato di contemporare i vari dati stratigrafici e sismici localmente disponibili (e riportati precedentemente in relazione).





Studio di RSL, Dati generali:

Descrizione
Committente
Cantiere
Operatore della prova
Data della prova
Via
Latitudine
Longitudine

RSL
Dott. Mucchi A.
Vigarano Mainarda, Via Cento 131. Scuole
Raffaele Brunaldi
d.C./02/2022
Via Cento 131, Vigarano Mainarda (FE)
44.8397522[°]
11.4939413[°]

Stratigrafia:

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Terreno	Gmax [MPa]	Peso unità vol. [kN/m³]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
1	--	7.0	EPRI Sand (1993) 0-6 metri	42.43	18.5	150.0	64.8
2	7.0	11.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	93.74	19.0	220.0	180.0
3	18.0	30.0	EPRI Sand (1993) 15,54-36,57 metri	150.32	19.5	275.0	375.9
4	48.0	50.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	240.24	21.0	335.0	801.0
5	98.0	50.0	EPRI Sand (1993) 76,50-152,40 metri	434.17	22.0	440.0	1385.5
6	148.0	150.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	703.28	22.0	560.0	2604.5
7	oo	--	Smorzamento costante	1435.27	22.0	800.0	3518.8

Strato con falda:

Strato rilevamento accelerogramma:

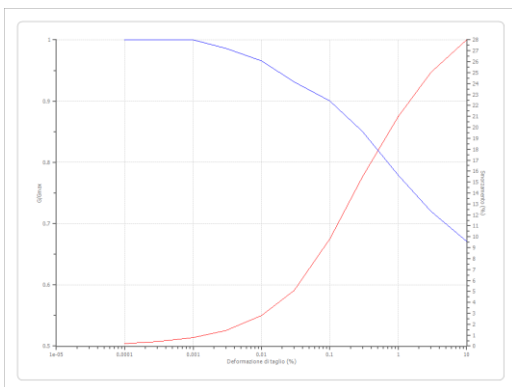
1

7 Affiorante

Terreni:

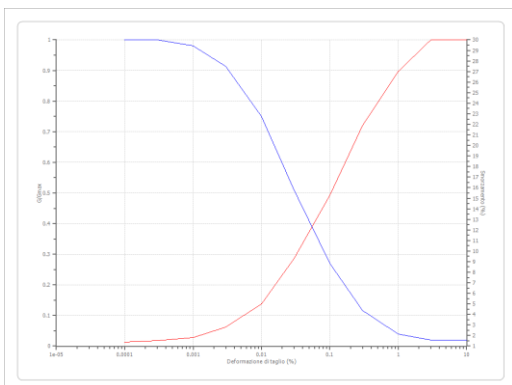
Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989):

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.240
0.0003	1.000	0.0003	0.420
0.001	1.000	0.001	0.800
0.003	0.986	0.003	1.400
0.010	0.966	0.010	2.800
0.030	0.931	0.030	5.100
0.100	0.900	0.100	9.800
0.300	0.850	0.300	15.500
1.000	0.779	1.000	21.000
3.000	0.720	3.000	25.000
10.000	0.671	10.000	28.000



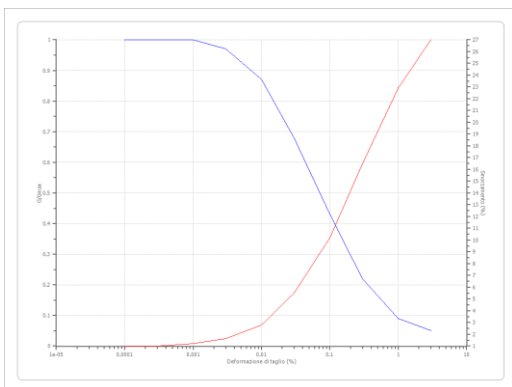
EPRI Sand (1993) 0-6 metri:

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	1.400
0.0003	1.000	0.0003	1.500
0.001	0.980	0.001	1.800
0.003	0.914	0.003	2.800
0.010	0.750	0.010	5.000
0.030	0.509	0.030	9.300
0.100	0.270	0.100	15.300
0.300	0.116	0.300	21.900
1.000	0.040	1.000	27.000
3.000	0.020	3.000	30.000
10.000	0.020	10.000	30.000



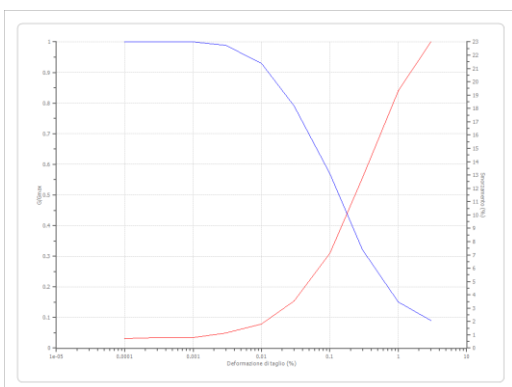
EPRI Sand (1993) 15,54-36,57 metri:

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	1.000
0.0003	1.000	0.0003	1.000
0.001	1.000	0.001	1.200
0.003	0.970	0.003	1.640
0.010	0.870	0.010	2.800
0.030	0.680	0.030	5.490
0.100	0.430	0.100	10.200
0.300	0.220	0.300	16.500
1.000	0.090	1.000	22.900
3.000	0.050	3.000	27.000



EPRI Sand (1993) 76,50-152,40 metri:

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.700
0.0003	1.000	0.0003	0.800
0.001	1.000	0.001	0.800
0.003	0.988	0.003	1.120
0.010	0.930	0.010	1.800
0.030	0.791	0.030	3.530
0.100	0.570	0.100	7.100
0.300	0.321	0.300	12.780
1.000	0.150	1.000	19.300
3.000	0.090	3.000	23.000



Elaborazione:

Numero di iterazioni 25
Rapporto tra deformazione a taglio effettiva e deformazione massima 0.5
Tipo di modulo elastico Shake 91
Massimo errore percentuale di convergenza 1.55 E-04

Fattori di amplificazione ICMS 2008:

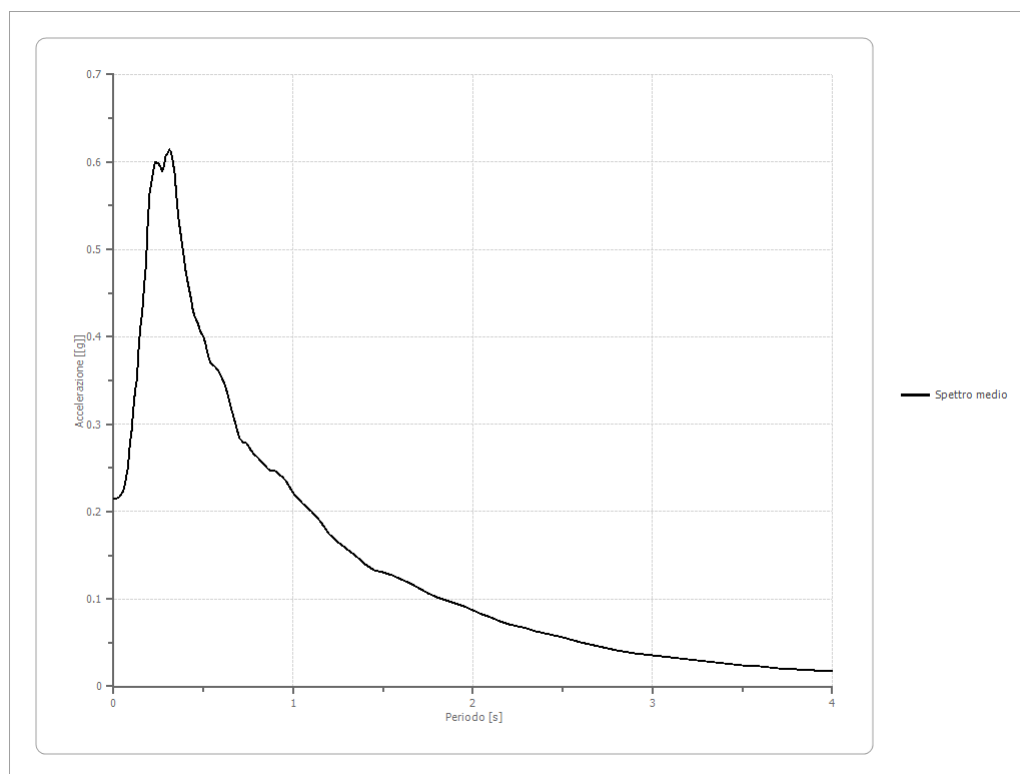
Tai	0.200 [s]
Tvi	0.920 [s]
Tao	0.310 [s]
Tvo	0.960 [s]
Sami	3.476 [m/s ²]
Svmi	0.183 [m/s]
Samo	5.242 [m/s ²]
Svmo	0.362 [m/s]
Fa	1.508 [-]
Fv	1.980 [-]
TB	0.144 [s]
TC	0.433 [s]
TD	2.168 [s]
SA(0)	0.213 [g]
SA(TB)	0.534 [g]

Fattori di amplificazione su intensità spettrale:

Periodo minino [s]	Periodo massimo [s]	Int. Housner input [m]	Int. Housner output [m]	Int. Housner input/output [m]	FA
0.100	0.500	0.051	0.087	0.200	1.706
0.500	1.000	0.088	0.172	0.500	1.942
0.100	1.500	0.227	0.436	0.067	1.921
0.100	2.500	0.394	0.761	0.040	1.934

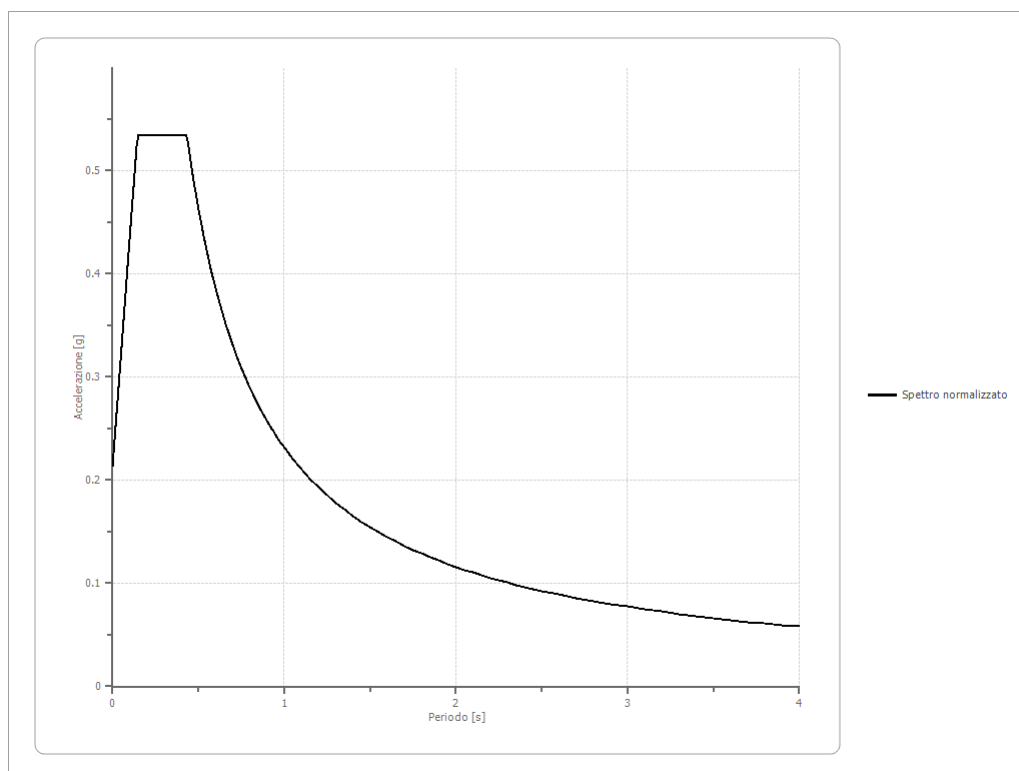
Spettro medio di risposta elastico:

Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.2146	0.26	0.5949	0.52	0.3838	0.98	0.2284	2.25	0.0684
0.01	0.2146	0.27	0.5899	0.53	0.3757	1.00	0.2215	2.30	0.0659
0.02	0.2150	0.28	0.5949	0.54	0.3703	1.05	0.2101	2.35	0.0634
0.03	0.2163	0.29	0.6068	0.55	0.3683	1.10	0.2000	2.40	0.0609
0.04	0.2185	0.30	0.6097	0.56	0.3667	1.15	0.1890	2.50	0.0560
0.05	0.2227	0.31	0.6141	0.57	0.3644	1.20	0.1744	2.60	0.0506
0.06	0.2281	0.32	0.6121	0.58	0.3620	1.25	0.1654	2.70	0.0454
0.07	0.2395	0.33	0.6003	0.60	0.3540	1.30	0.1570	2.80	0.0409
0.08	0.2513	0.34	0.5863	0.62	0.3449	1.35	0.1490	2.90	0.0374
0.09	0.2767	0.35	0.5601	0.64	0.3296	1.40	0.1397	3.00	0.0351
0.10	0.2920	0.36	0.5376	0.66	0.3136	1.45	0.1326	3.10	0.0332
0.11	0.3175	0.37	0.5229	0.68	0.2987	1.50	0.1308	3.20	0.0310
0.12	0.3391	0.38	0.5073	0.70	0.2837	1.55	0.1269	3.30	0.0288
0.13	0.3523	0.39	0.4921	0.72	0.2792	1.60	0.1223	3.40	0.0267
0.14	0.3890	0.40	0.4766	0.74	0.2782	1.65	0.1181	3.50	0.0246
0.15	0.4123	0.41	0.4656	0.76	0.2715	1.70	0.1126	3.60	0.0226
0.16	0.4300	0.42	0.4549	0.78	0.2662	1.75	0.1070	3.70	0.0209
0.17	0.4595	0.43	0.4443	0.80	0.2624	1.80	0.1021	3.80	0.0193
0.18	0.4811	0.44	0.4314	0.82	0.2583	1.85	0.0990	3.90	0.0183
0.19	0.5290	0.45	0.4236	0.84	0.2532	1.90	0.0954	4.00	0.0173
0.20	0.5631	0.46	0.4189	0.86	0.2486	1.95	0.0916		
0.21	0.5757	0.47	0.4152	0.88	0.2466	2.00	0.0866		
0.22	0.5889	0.48	0.4076	0.90	0.2459	2.05	0.0827		
0.23	0.5987	0.49	0.4031	0.92	0.2427	2.10	0.0786		
0.24	0.5987	0.50	0.3996	0.94	0.2392	2.15	0.0745		
0.25	0.5985	0.51	0.3928	0.96	0.2347	2.20	0.0716		



Spettro normalizzato di risposta elastico:

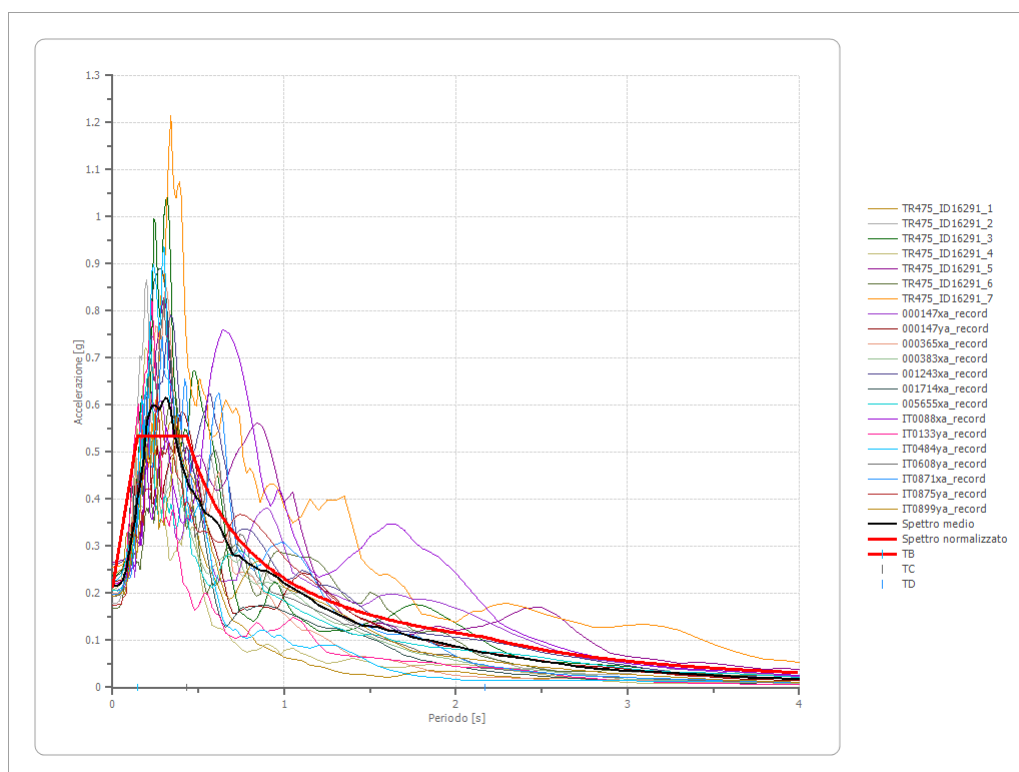
Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.2134	0.26	0.5343	0.52	0.4453	0.98	0.2363	2.25	0.1029
0.01	0.2357	0.27	0.5343	0.53	0.4369	1.00	0.2316	2.30	0.1007
0.02	0.2579	0.28	0.5343	0.54	0.4288	1.05	0.2205	2.35	0.0985
0.03	0.2801	0.29	0.5343	0.55	0.4210	1.10	0.2105	2.40	0.0965
0.04	0.3023	0.30	0.5343	0.56	0.4135	1.15	0.2014	2.50	0.0926
0.05	0.3245	0.31	0.5343	0.57	0.4062	1.20	0.1930	2.60	0.0891
0.06	0.3467	0.32	0.5343	0.58	0.3992	1.25	0.1852	2.70	0.0858
0.07	0.3690	0.33	0.5343	0.60	0.3859	1.30	0.1781	2.80	0.0827
0.08	0.3912	0.34	0.5343	0.62	0.3735	1.35	0.1715	2.90	0.0798
0.09	0.4134	0.35	0.5343	0.64	0.3618	1.40	0.1654	3.00	0.0772
0.10	0.4356	0.36	0.5343	0.66	0.3508	1.45	0.1597	3.10	0.0747
0.11	0.4578	0.37	0.5343	0.68	0.3405	1.50	0.1544	3.20	0.0724
0.12	0.4800	0.38	0.5343	0.70	0.3308	1.55	0.1494	3.30	0.0702
0.13	0.5023	0.39	0.5343	0.72	0.3216	1.60	0.1447	3.40	0.0681
0.14	0.5245	0.40	0.5343	0.74	0.3129	1.65	0.1403	3.50	0.0662
0.15	0.5343	0.41	0.5343	0.76	0.3047	1.70	0.1362	3.60	0.0643
0.16	0.5343	0.42	0.5343	0.78	0.2969	1.75	0.1323	3.70	0.0626
0.17	0.5343	0.43	0.5343	0.80	0.2894	1.80	0.1286	3.80	0.0609
0.18	0.5343	0.44	0.5263	0.82	0.2824	1.85	0.1252	3.90	0.0594
0.19	0.5343	0.45	0.5146	0.84	0.2757	1.90	0.1219	4.00	0.0579
0.20	0.5343	0.46	0.5034	0.86	0.2692	1.95	0.1187		
0.21	0.5343	0.47	0.4927	0.88	0.2631	2.00	0.1158		
0.22	0.5343	0.48	0.4824	0.90	0.2573	2.05	0.1130		
0.23	0.5343	0.49	0.4726	0.92	0.2517	2.10	0.1103		
0.24	0.5343	0.50	0.4631	0.94	0.2463	2.15	0.1077		
0.25	0.5343	0.51	0.4540	0.96	0.2412	2.20	0.1053		



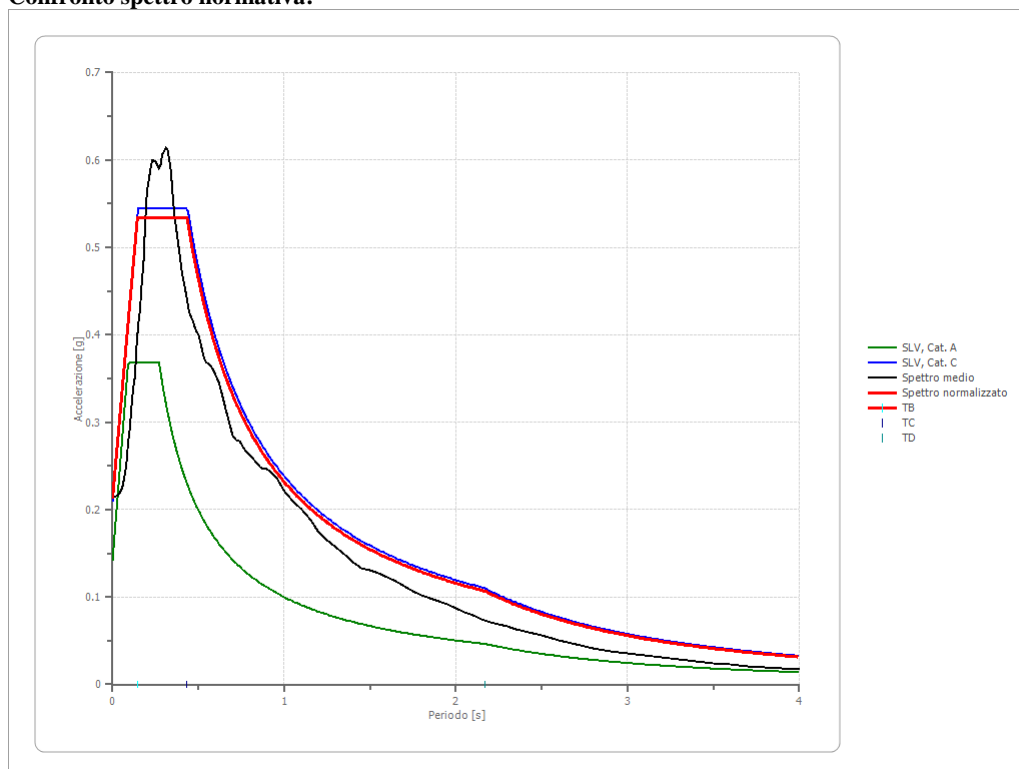
Parametri spettro normalizzato:

Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]	S
0.213	2.504	--	0.144	0.433	2.168	0.213	0.534	1.503

Confronto tra gli spettri:

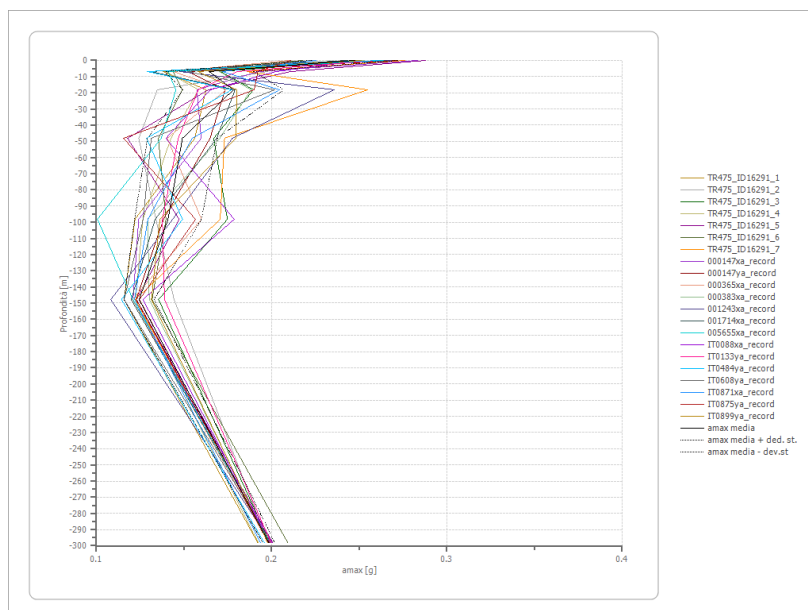


Confronto spettro normativa:



Profilo a max:

	0.0 [m]	7.0 [m]	18.0 [m]	48.0 [m]	98.0 [m]	148.0 [m]	298.0 [m]
TR475_ID16291_1 [g]	0.251	0.138	0.163	0.156	0.122	0.116	0.192
TR475_ID16291_2 [g]	0.209	0.198	0.135	0.124	0.134	0.144	0.198
TR475_ID16291_3 [g]	0.250	0.171	0.190	0.167	0.175	0.135	0.199
TR475_ID16291_4 [g]	0.253	0.140	0.158	0.143	0.126	0.122	0.192
TR475_ID16291_5 [g]	0.288	0.211	0.164	0.118	0.147	0.123	0.201
TR475_ID16291_6 [g]	0.218	0.144	0.149	0.135	0.140	0.132	0.209
TR475_ID16291_7 [g]	0.276	0.186	0.255	0.173	0.171	0.122	0.199
000147xa_record [g]	0.283	0.192	0.157	0.160	0.124	0.121	0.200
000147ya_record [g]	0.272	0.152	0.173	0.165	0.138	0.123	0.199
000365xa_record [g]	0.210	0.144	0.174	0.140	0.160	0.121	0.198
000383xa_record [g]	0.224	0.170	0.188	0.170	0.129	0.130	0.198
001243xa_record [g]	0.268	0.147	0.236	0.178	0.144	0.108	0.200
001714xa_record [g]	0.243	0.131	0.179	0.169	0.134	0.120	0.199
005655xa_record [g]	0.264	0.141	0.145	0.137	0.101	0.121	0.199
IT0088xa_record [g]	0.251	0.203	0.165	0.140	0.179	0.127	0.199
IT0133ya_record [g]	0.261	0.180	0.158	0.147	0.138	0.139	0.200
IT0484ya_record [g]	0.261	0.129	0.177	0.129	0.149	0.114	0.196
IT0608ya_record [g]	0.224	0.152	0.202	0.131	0.127	0.116	0.199
IT0871xa_record [g]	0.225	0.172	0.204	0.155	0.129	0.122	0.194
IT0875ya_record [g]	0.211	0.192	0.190	0.115	0.157	0.125	0.198
IT0899ya_record [g]	0.251	0.158	0.180	0.179	0.136	0.131	0.198
media [g]	0.247	0.164	0.178	0.149	0.141	0.124	0.198
Dev. St. [g]	0.025	0.025	0.029	0.020	0.019	0.009	0.003



Dallo studio di Risposta Sismica Locale, il valore di P.G.A. pari a 0.21g risulta uguale al valore di P.G.A. ottenuto tramite lo studio di pericolosità sismica di base effettuato tramite l'utilizzo degli Spettri proposti dal Ministero, si è ritenuto quindi superfluo rieffettuare la verifica a liquefazione degli orizzonti sabbiosi saturi in quanto si sarebbe ottenuto il medesimo risultato.

Dott. Geol. Antonio Mucchi



Ing. Valentina Mucchi



ALLEGATO A

Rapporti di prova SCPTU e CPTU

Q. inizio (m) : p.c.

Preforo (m): 0.00

Q. falda (m): 3.30

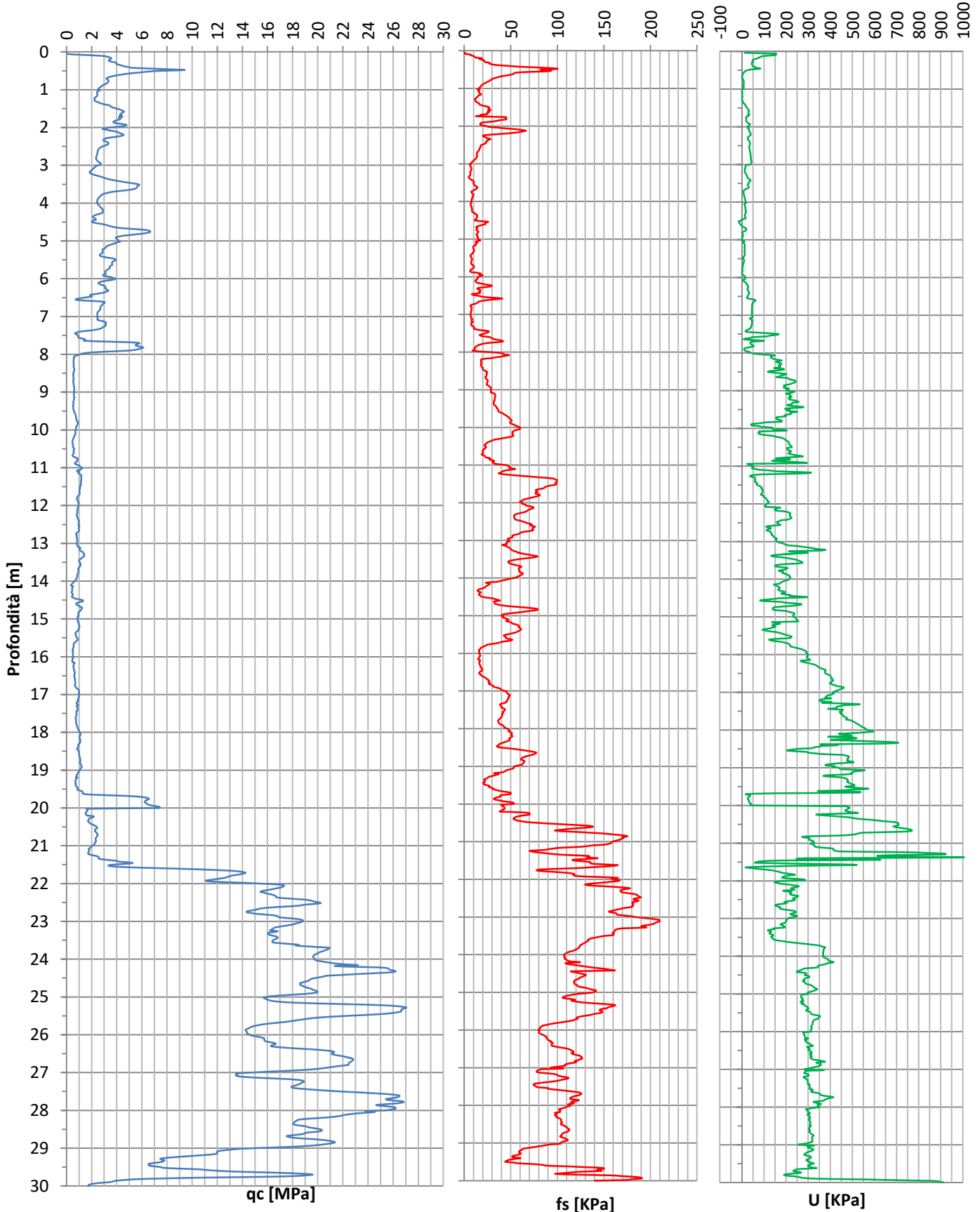
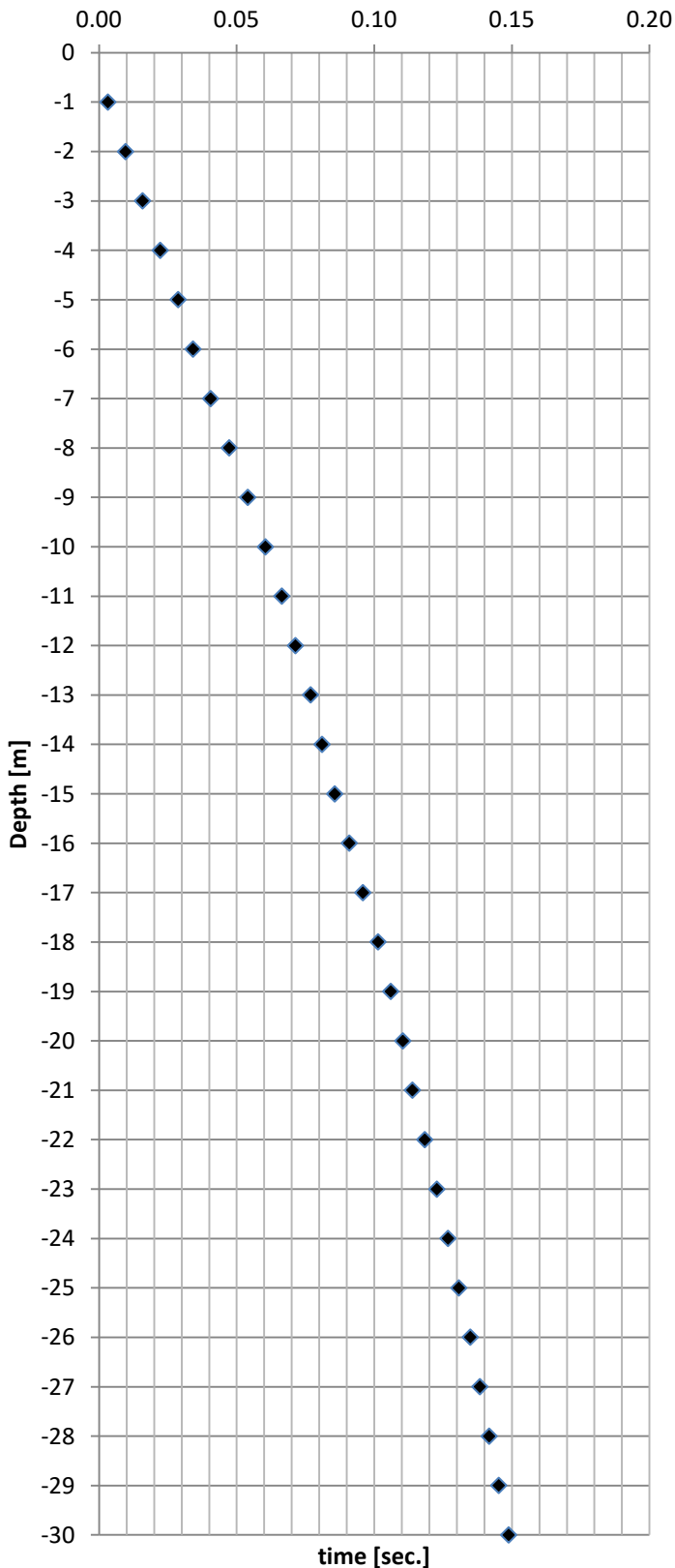
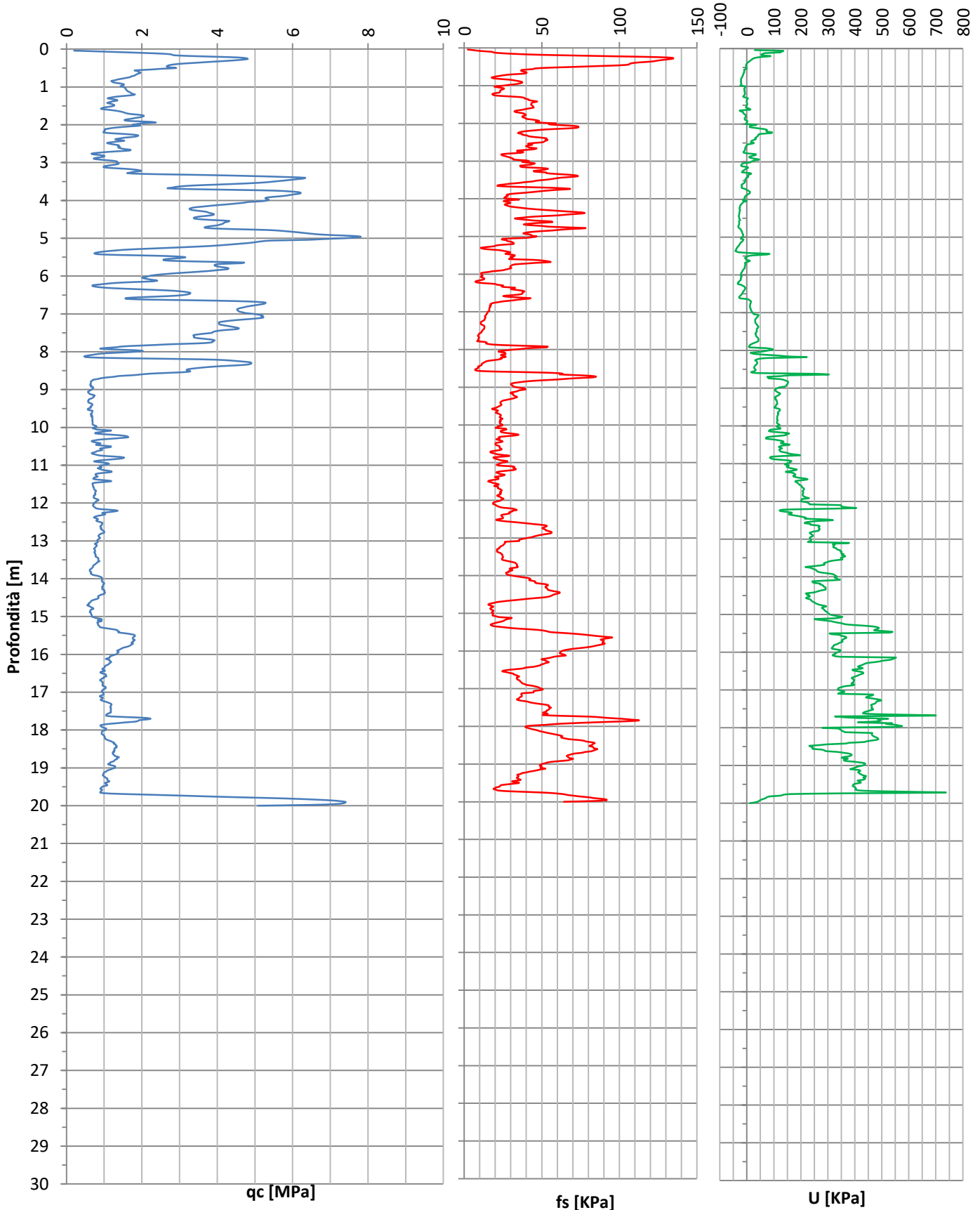


Grafico tempi di arrivo onde S

Grafico velocità onde S


Q. inizio (m) : p.c.

Preforo (m): 0.00

Q. falda (m): -3.40



ALLEGATO B

Report verifiche a liquefazione

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

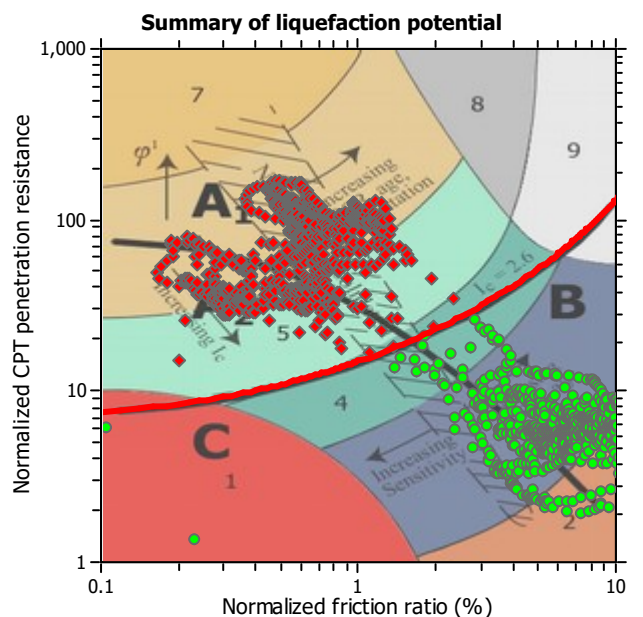
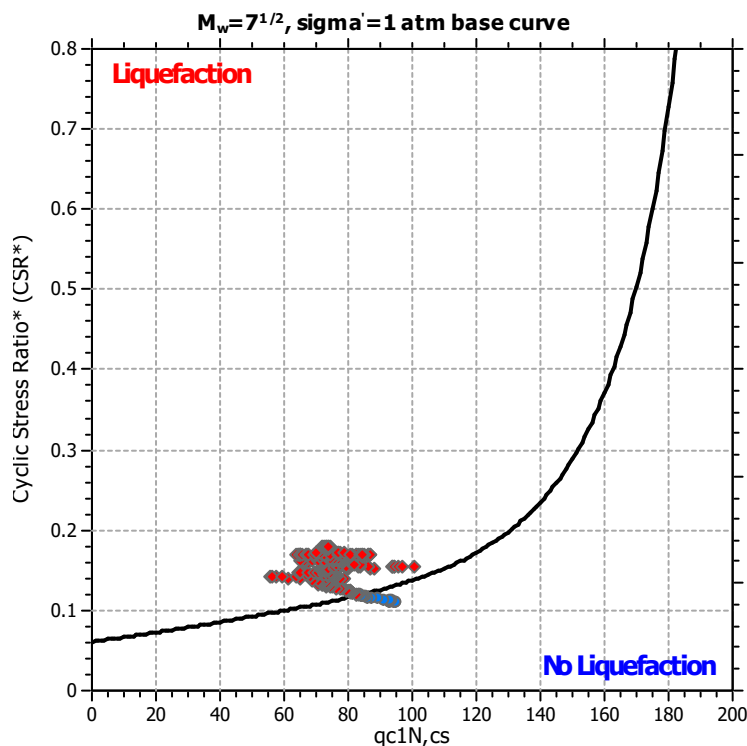
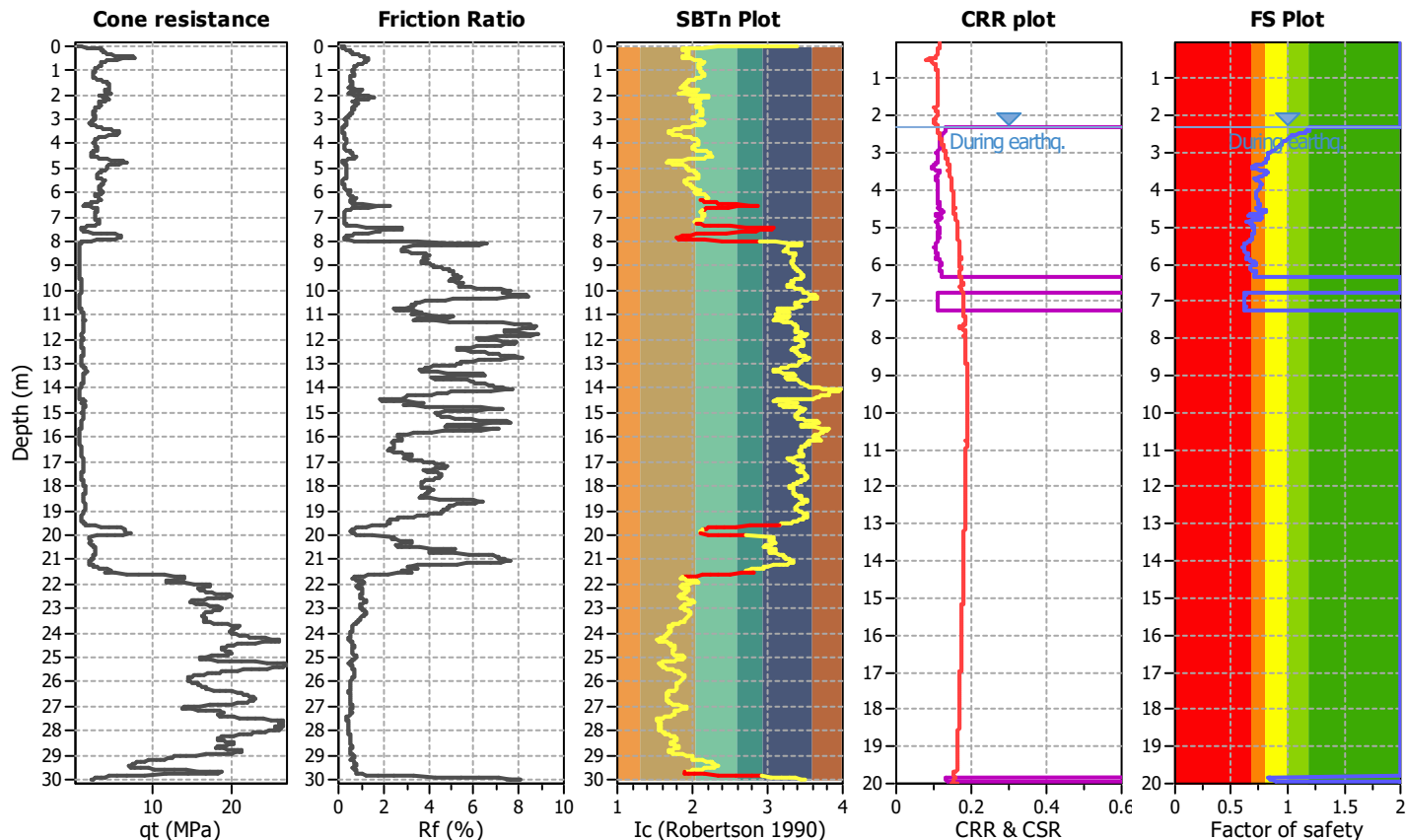
Project title :

Location :

CPT file : SCPTU

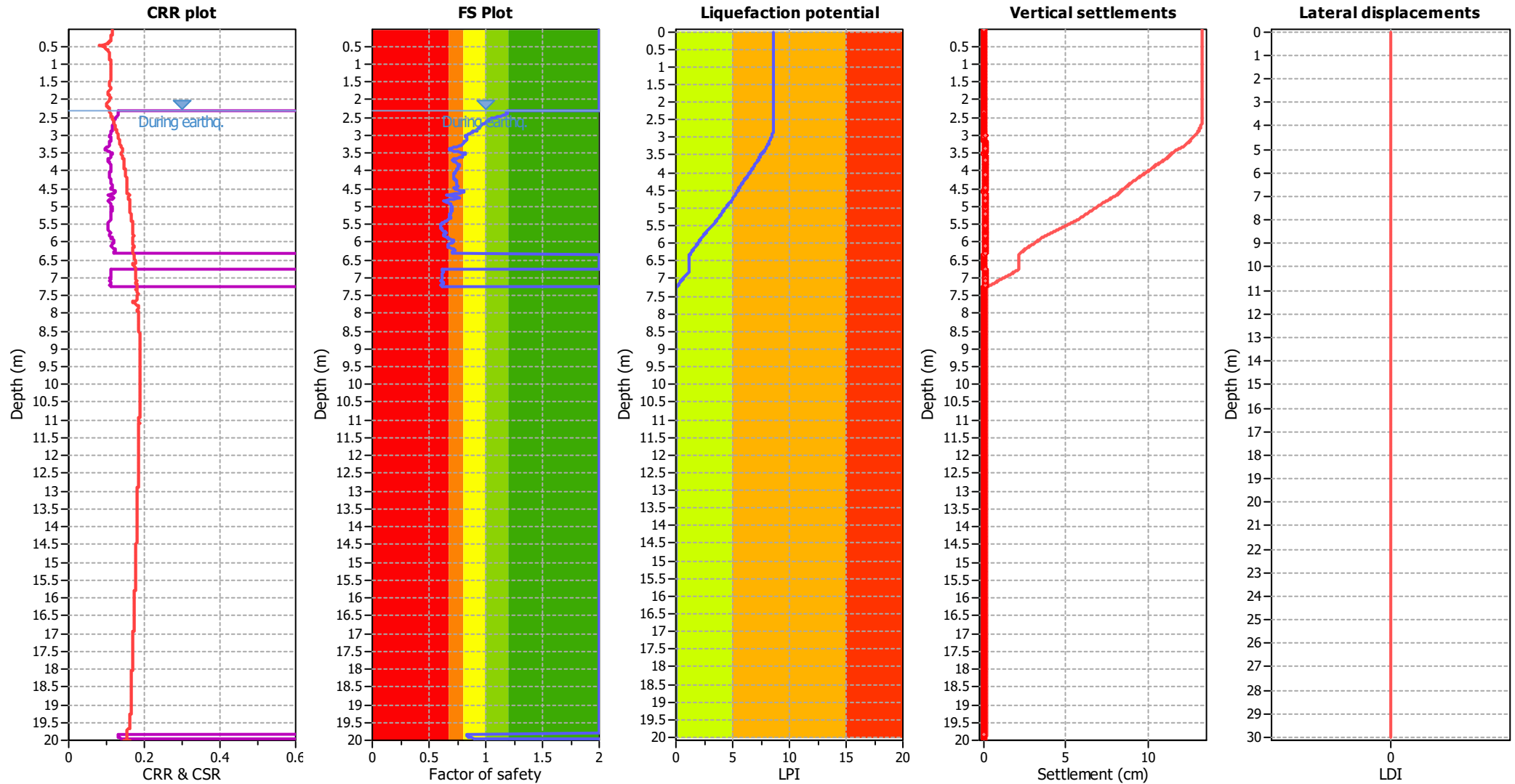
Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	3.30 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	2.30 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	5	Fill weight:	N/A	Limit depth:	20.00 m
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	MSF method:	Method based
Peak ground acceleration:	0.21	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_σ applied:	Yes		



Zone A₁: Cyclic liquefaction likely depending on size and duration of cyclic loading
 Zone A₂: Cyclic liquefaction and strength loss likely depending on loading and ground geometry
 Zone B: Liquefaction and post-earthquake strength loss unlikely, check cyclic softening
 Zone C: Cyclic liquefaction and strength loss possible depending on soil plasticity, brittleness/sensitivity, strain to peak undrained strength and ground geometry

Liquefaction analysis overall plots



Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (earthq.):	2.30 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	5	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K_{σ} applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	3.30 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

F.S. color scheme

■	Almost certain it will liquefy
■	Very likely to liquefy
■	Liquefaction and no liq. are equally likely
■	Unlike to liquefy
■	Almost certain it will not liquefy

LPI color scheme

■	Very high risk
■	High risk
■	Low risk

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

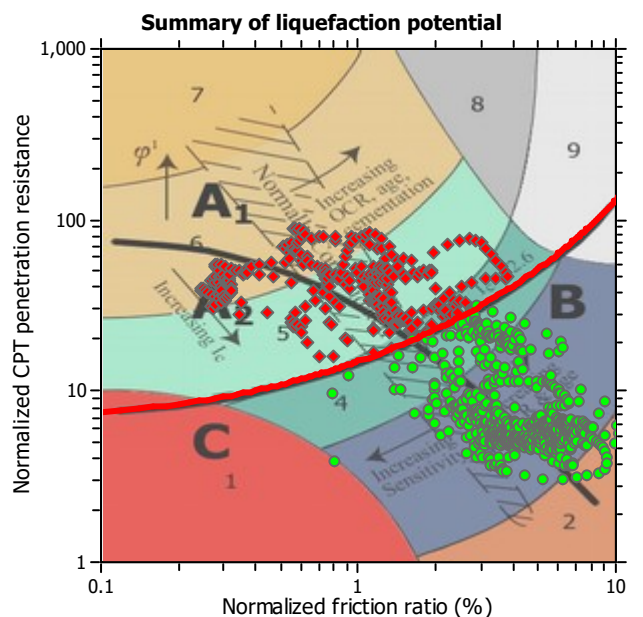
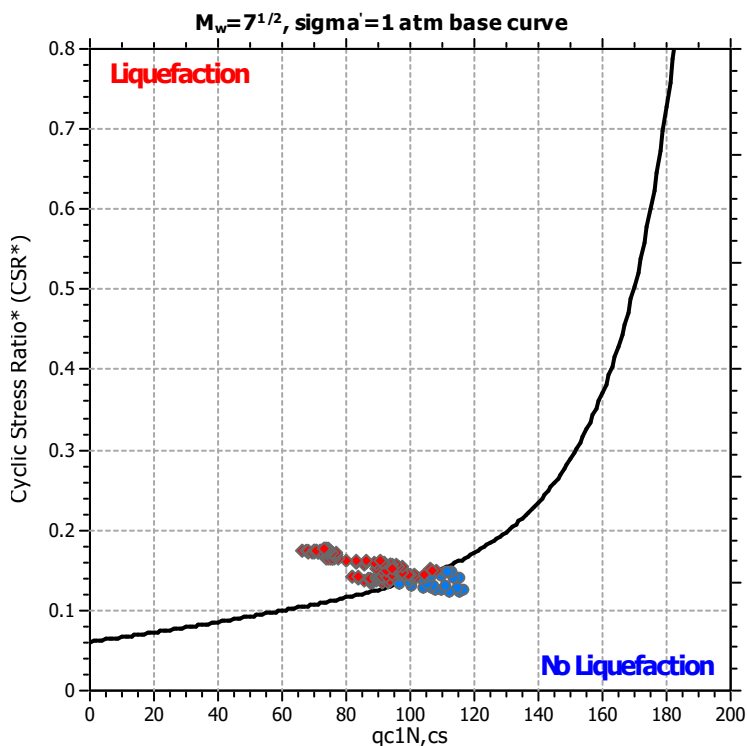
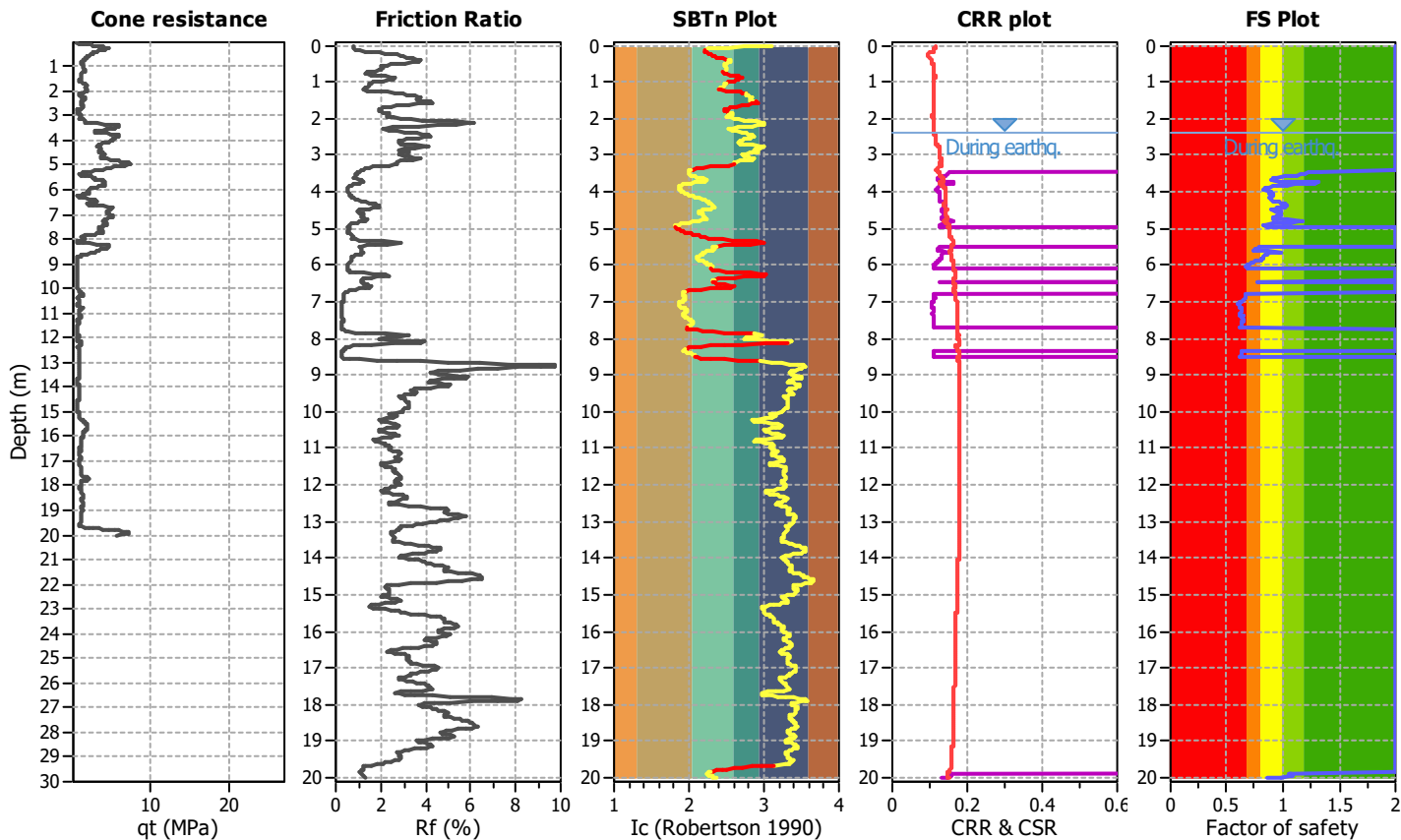
Project title :

Location :

CPT file : CPTU

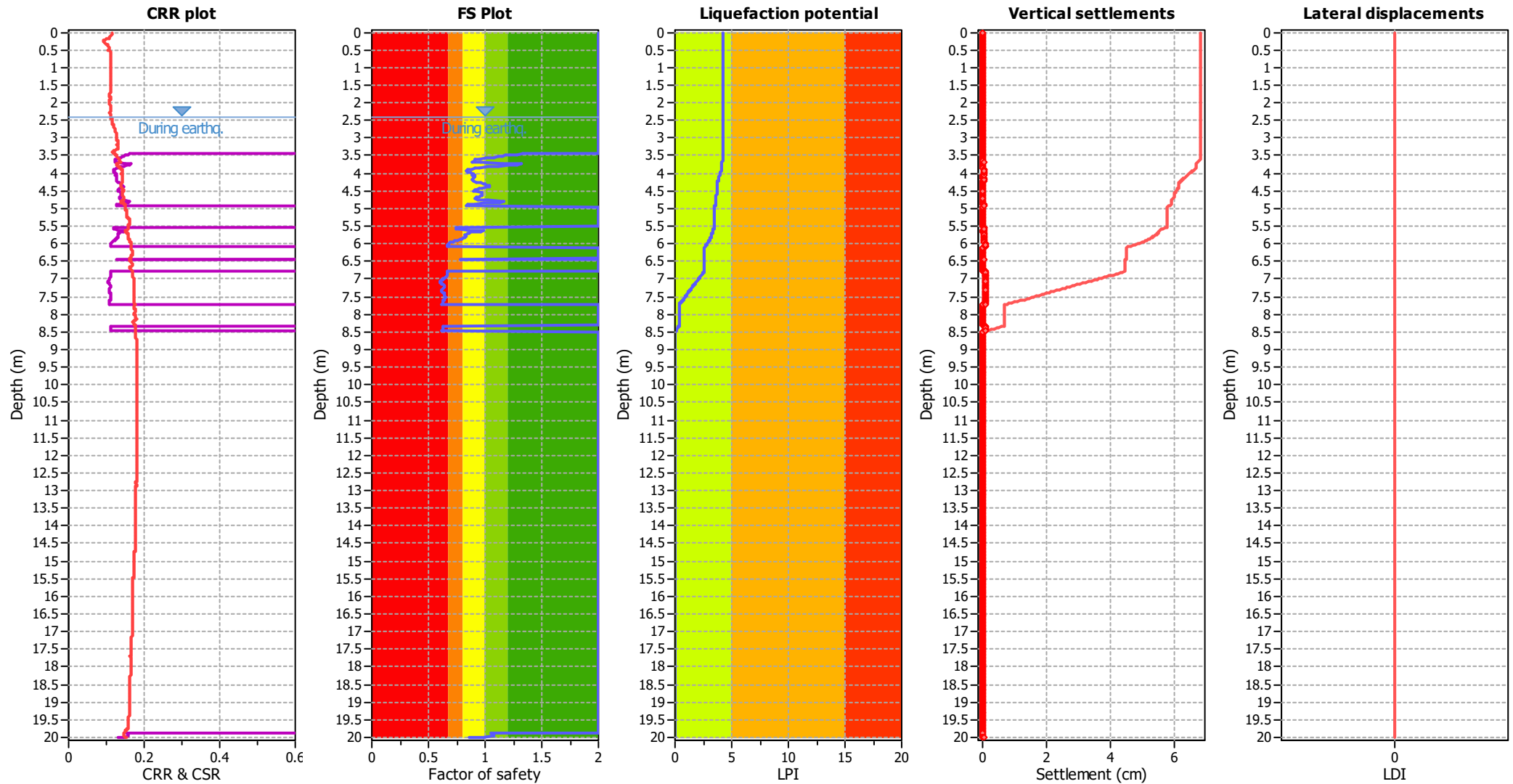
Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	3.40 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	2.40 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	5	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.21	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_σ applied:	Yes	MSF method:	Method based



Zone A₁: Cyclic liquefaction likely depending on size and duration of cyclic loading
 Zone A₂: Cyclic liquefaction and strength loss likely depending on loading and ground geometry
 Zone B: Liquefaction and post-earthquake strength loss unlikely, check cyclic softening
 Zone C: Cyclic liquefaction and strength loss possible depending on soil plasticity, brittleness/sensitivity, strain to peak undrained strength and ground geometry

Liquefaction analysis overall plots



Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (earthq.):	2.40 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	5	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K_{σ} applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	3.40 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

F.S. color scheme

■	Almost certain it will liquefy
■	Very likely to liquefy
■	Liquefaction and no liq. are equally likely
■	Unlike to liquefy
■	Almost certain it will not liquefy

LPI color scheme

■	Very high risk
■	High risk
■	Low risk