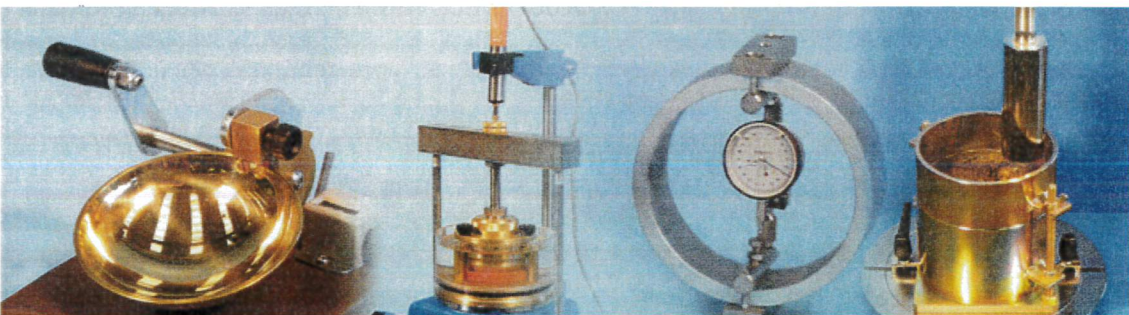


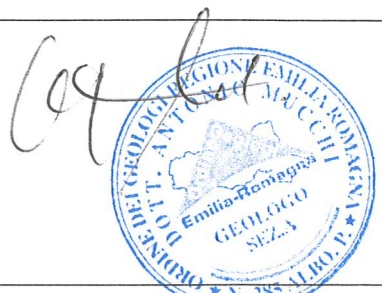

LABORATORIO GOTECNICO Dr. ANTONIO MUCCHI
mucchilab@tin.it - www.mucchilab.it
 Autorizzazione del Ministero Infrastrutture e Trasporti
 Per prove di laboratorio sui terreni – ai sensi dell’art. 59 del DPR 380/01
 Via Alberto Ascari, 8 – 44019 Gualdo di Voghiera (FE)
 Tel. 0532/ 815681



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 :Centro Energia Ferrara Srl
CANTIERE :Sito interno stabilimento Petrolchimico di Ferrara .
 Piazzale Donegani, 12
PROGETTO :Progetto di ammodernamento con miglioramento
 ambientale della centrale termoelettrica Centro Energia
 Ferrara

RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA

Dott. Geol. Antonio Mucchi	Dott. Ing. Valentina Mucchi
	 Ferrara, 07/01/2021 Prot. 931-REV / 2021

SOMMARIO

Ferrara, 07/01/2021	1
1 PREMESSA.....	2
2 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA DELL'AREA D'ESAME.....	6
2.1 SCHEMA GEOLOGICO REGIONALE.....	6
2.2 STRUTTURE GEOTETTONICHE PROFONDE.....	10
2.3 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO DELL'AREA.....	12
2.4 INQUADRAMENTO IDROLOGICO	14
2.5 SUBSIDENZA.....	15
2.6 SISMICITA'	16
3 MODELLO LITOSTRATIGRAFICO/GEOTECNICO DEI TERRENI INDAGATI	19
4 ANALISI GEOTECNICHE DI LABORATORIO	26
5 VALORE DI PROGETTO DELLA RESISTENZA DEL SISTEMA GEOTECNICO	30
6 INDAGINE SISMICA.....	33
6.1 RESTITUZIONE DELLA MISURA H/V LOCALMENTE ESEGUITA.....	36
6.2 CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE	43
6.3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA	44
6.4 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE.....	58
7 SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE DEGLI ORIZZONTI GRANULARI SATURI	67
8 STUDIO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE RSL.....	70

ALLEGATO A - Rapporto di prova SCPTU 2020

ALLEGATO B - Stratigrafie dettagliate sondaggi 2020

ALLEGATO C - Rapporti di prova laboratorio

ALLEGATO D - Relazione geologica 1997

ALLEGATO E – Sezioni stratigrafiche

1 PREMESSA

La presente relazione geologica/geotecnica è stata eseguita per definire le caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche dei terreni di fondazione del sito Centro Energia Ferrara (FE) per un progetto di ammodernamento con miglioramento ambientale della centrale termoelettrica Centro Energia Ferrara. La relazione è stata redatta osservando NTC/2018 (norme tecniche per le costruzioni) e successiva circolare applicativa del 11/02/2019.

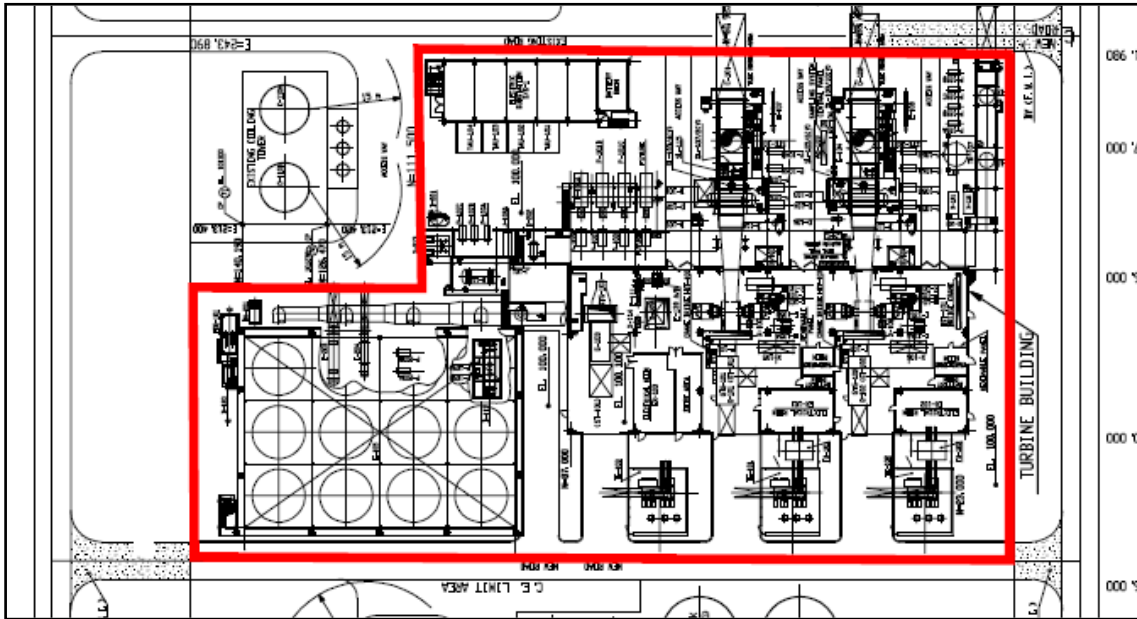
A tal proposito lo studio è stato così articolato:

- Ricerca bibliografica;
- Dati indagine geotecnica eseguita sul sito in esame nel 1997 da Sacchetto Perforazioni;
- Esecuzione di n° 1 prova penetrometrica SCPTU integrativa spinta fino alla prof. di mt. 30 dal p.c. con rilievo falda;
- Esecuzione di n° 3 sondaggi integrativi spinti fino alla prof. di mt. 45 dal p.c. con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati e prove SPT in foro;
- Analisi geotecniche integrative di laboratorio su n° 12 campioni indisturbati e n° 18 campioni rimaneggiati;
- Indagine sismica (Tromografo Digitale H/V)
- Elaborazione dati e relazione geologica con studio di risposta sismica locale.

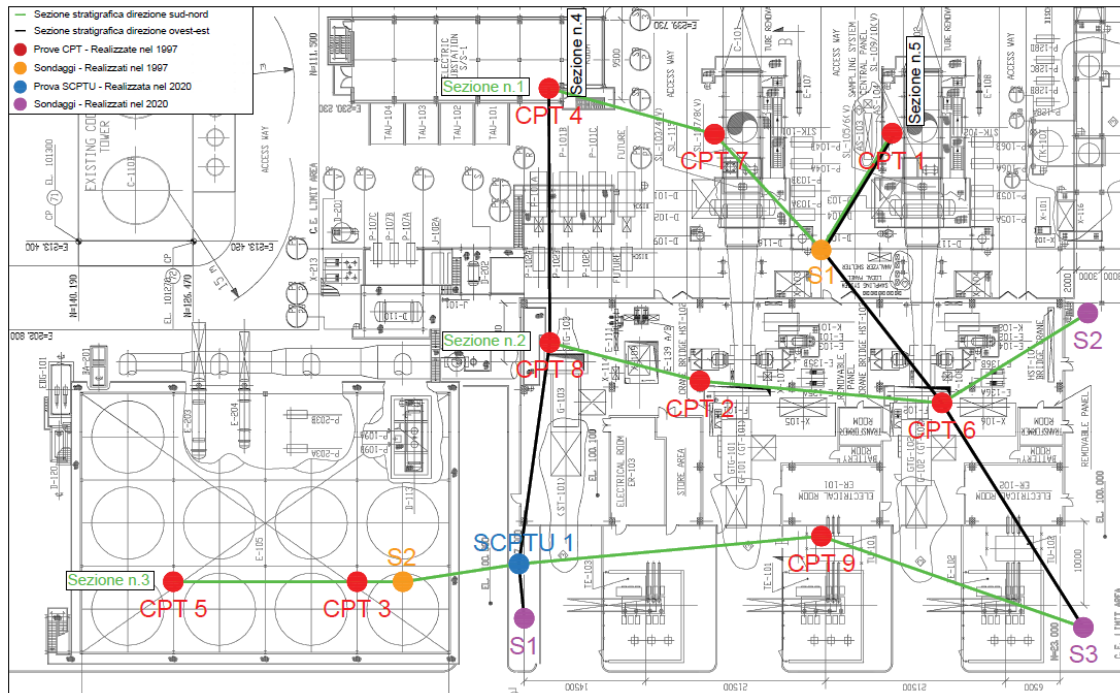
Nelle planimetrie di seguito riportate vengono evidenziate rispettivamente l'area del sito oggetto di indagine.

Le posizioni delle indagini eseguite di recente (prova penetrometrica SCPTU e Sondaggi n.1, n.2 e n.3) sono state determinate tenendo conto dello sviluppo delle molteplici reti di sottoservizi esistenti nell'area indagata che limitano fortemente la possibilità di eseguire liberamente indagini geognostiche in sito. L'esecuzione dei sondaggi geotecnici inoltre è avvenuta simultaneamente alla demolizione di una parte dell'impianto esistente, limitando ulteriormente l'area a disposizione per la realizzazione di tali indagini.

Planimetria sito



Ubicazione indagini geognostiche



Posizionamento prova SCPTU



Posizionamento sondaggio S1



Posizionamento sondaggio S2



Posizionamento sondaggio S3



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.

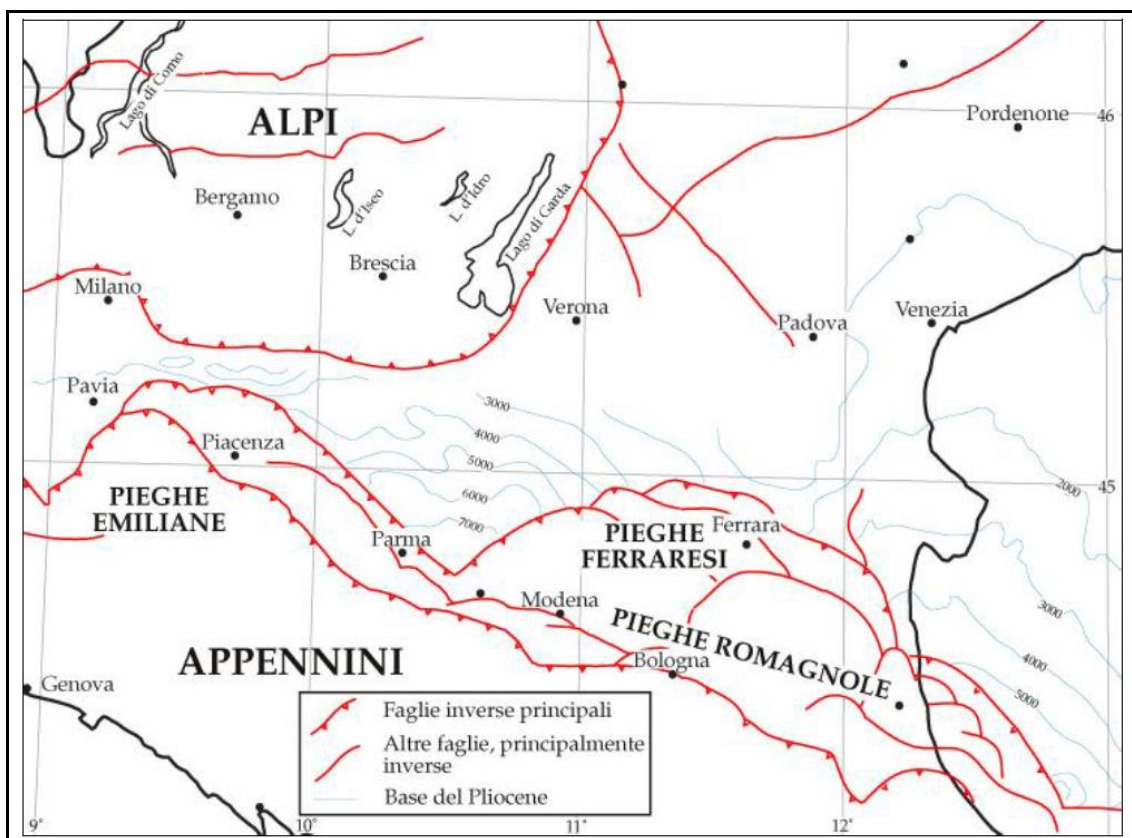


Figura - Carta strutturale semplificata della Pianura Padana (Pieri e Groppi, 1975). Le isobate si riferiscono alla profondità della base dei sedimenti pliocenici. Modificata da Burrato et al., 2003.

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.

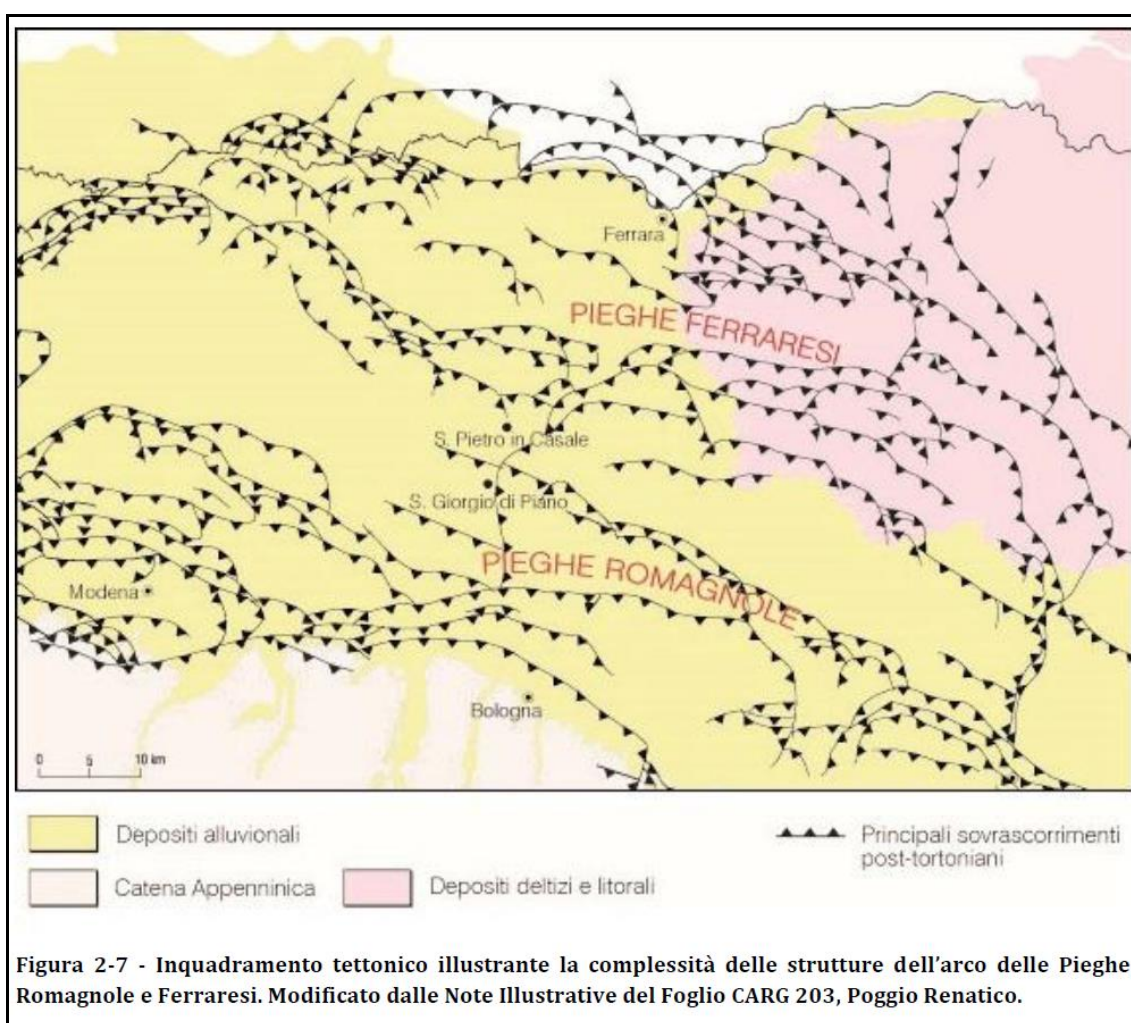


Figura - Inquadramento tettonico illustrante la complessità delle strutture dell'arco delle Pieghe Romagnole e Ferraresi. Modificato dalle Note Illustrative del Foglio CARG 203, Poggio Renatico.

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.

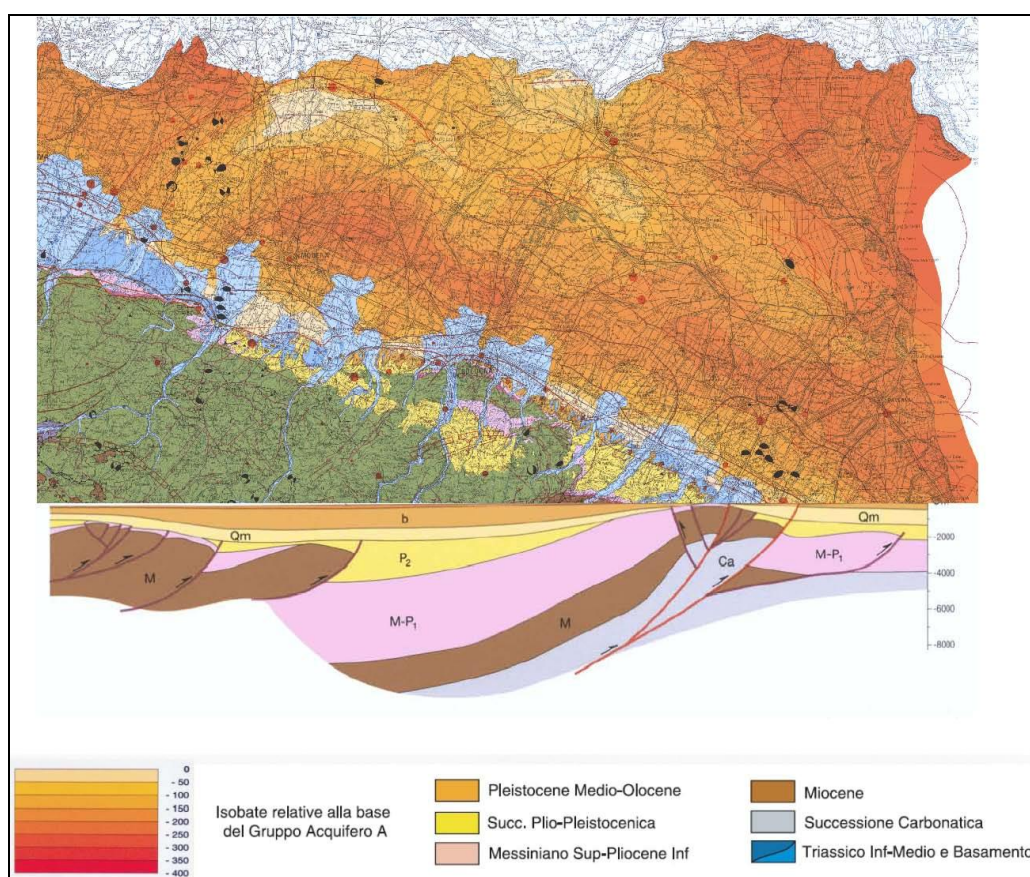
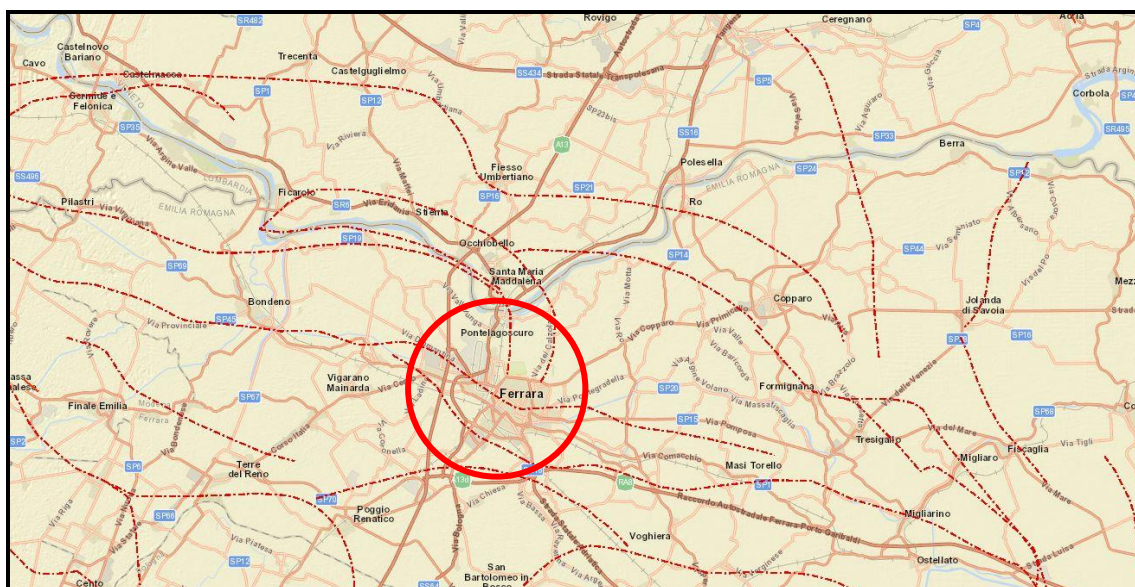


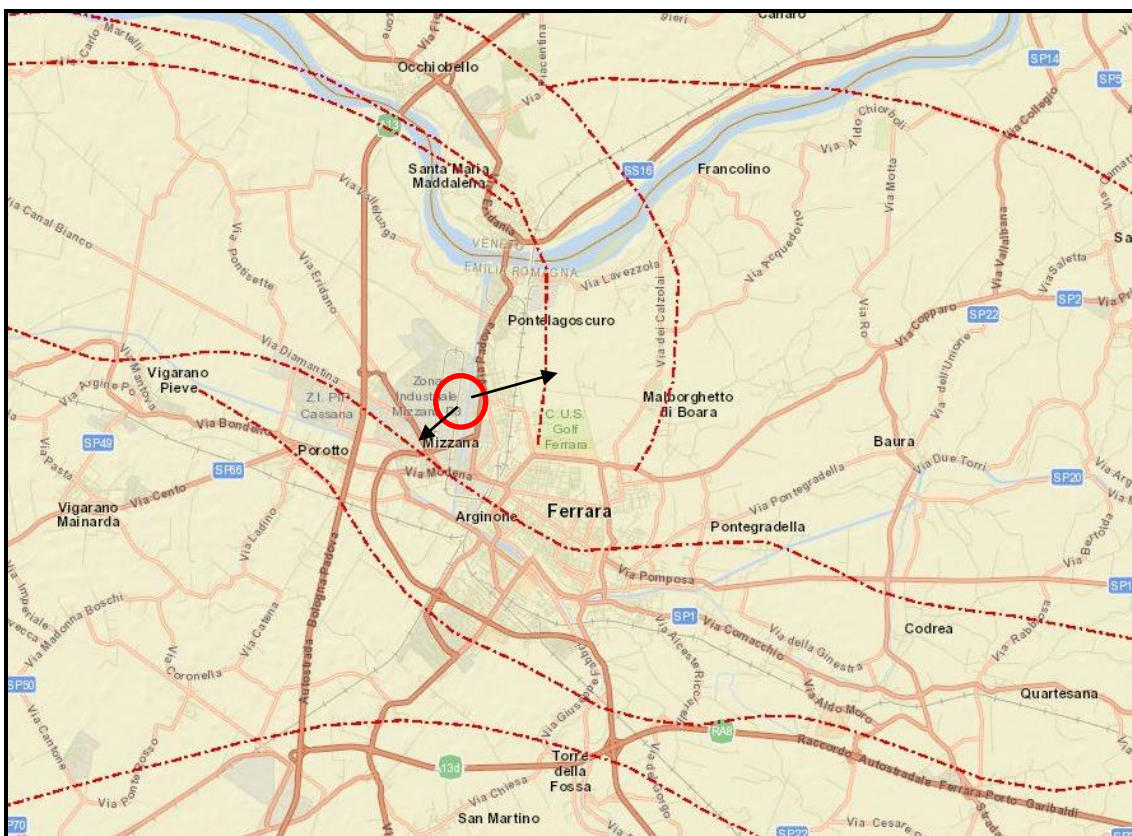
Figura - Schema geologico di sottosuolo nel settore delle Pieghe Ferraresi. Sono riportate le tracce dei principali sovrascorrimenti sepolti e la sezione geologica attraverso la pianura modenese (Sezione geologica senza esagerazione verticale). Estratto dalla Carta Sismotettonica della Regione Emilia-Romagna 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 STRUTTURE GEOTETTONICHE PROFONDE

Si è proceduto alla verifica della presenza di faglie “capaci” nelle aree occupate dalla centrale termoelettrica “Centro Energia Ferrara” sita all’interno dello stabilimento Petrolchimico di Ferrara.

L’impossibilità di eseguire indagini geosismiche profonde come quelle utilizzate nella ricerca petrolifera e scientifica atte a individuare strutture geotettoniche profonde come nel caso in esame (oltre 900 metri di profondità) ha indotto per ovvi motivi economici non sostenibili alla consultazione di studi scientifici esistenti. A tal proposito si è fatto riferimento al progetto “ITHACA – Catalogo delle faglie capaci” (ITHACA Working Group (2019). ITHACA (ITaly HAZard from CApable faulting), A database of active capable faults of the Italian territory. Version December 2019. - ISPRA Geological Survey of Italy. Web Portal <http://sgi2.isprambiente.it/ithacaweb/Mappatura.aspx>) che sintetizza le informazioni sulle faglie attive che interessano il territorio italiano. Il Servizio Geologico d’Italia Ispra, con il progetto ITHACA, propone uno strumento fondamentale per le analisi ambientali, sismiche e per la ricerca scientifica finalizzata all’analisi dei processi geodinamici. La consultazione del catalogo ha permesso di individuare le faglie “capaci” più vicine all’area oggetto di intervento. Negli stralci delle mappe di seguito riportati è ubicata l’area interessata dalla centrale termoelettrica e le faglie più vicine.





Le faglie che interessano più da vicino l'area di intervento sono due, una situata a EST con direzione N-S (codice faglia ITHACA 90802) e un'altra a Sud con direzione NW-SE (codice faglia ITHACA 90183). Queste faglie fanno parte delle pieghe sepolte che costituiscono il vero fronte della catena appenninica (pieghe Emiliane – Ferraresi – Adriatiche) attualmente sepolte dai sedimenti quaternari padani come già illustrato nella relazione geologica. Fra queste strutture, famosa è la così detta dorsale ferrarese, che si localizza fra Ferrara e le Valli di Comacchio con direzione NW-SE.

2.3 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO DELL'AREA

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

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. L'area in oggetto è localizzata all'interno di un'area sub orizzontale con quote prossime a + 6.0/7.0 mt. s.l.m. come si può osservare dallo stralcio della carta altimetrica del PSC Comune di Ferrara.

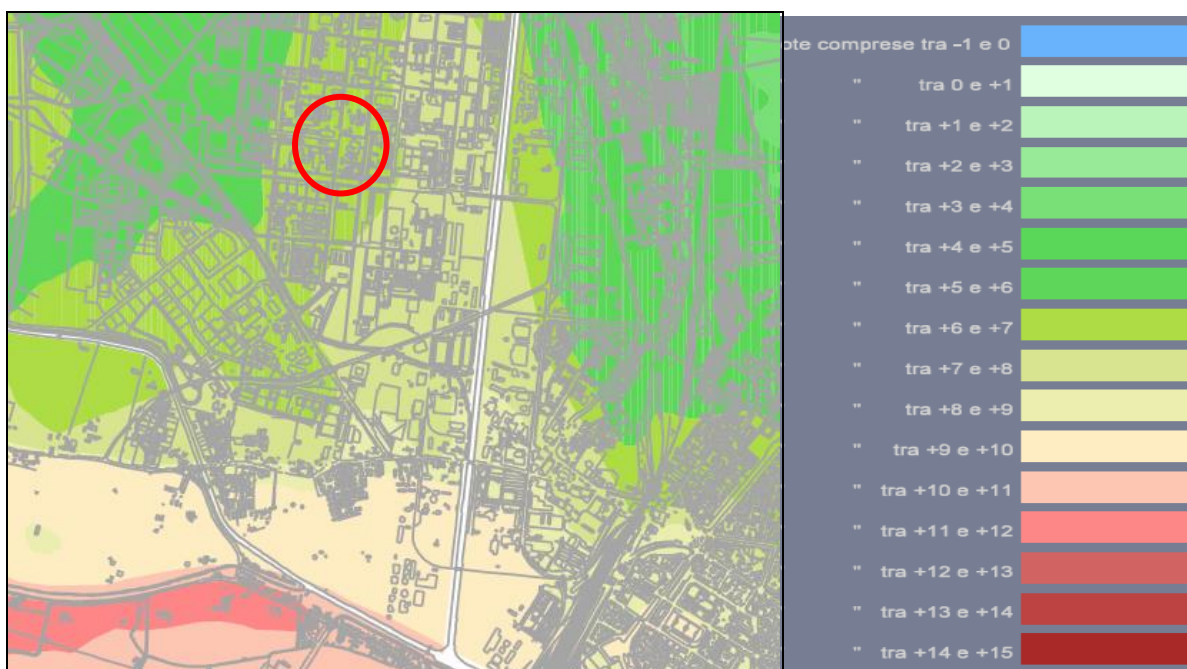


Figura - Stralcio carta altimetrica PSC – Comune di Ferrara

Dallo stralcio della carta geologica del Comune di Ferrara il sito in oggetto non è interessato da struttura geomorfologica superficiale. Un paleo alveo (meandro) si trova a ovest dell'area indagata.

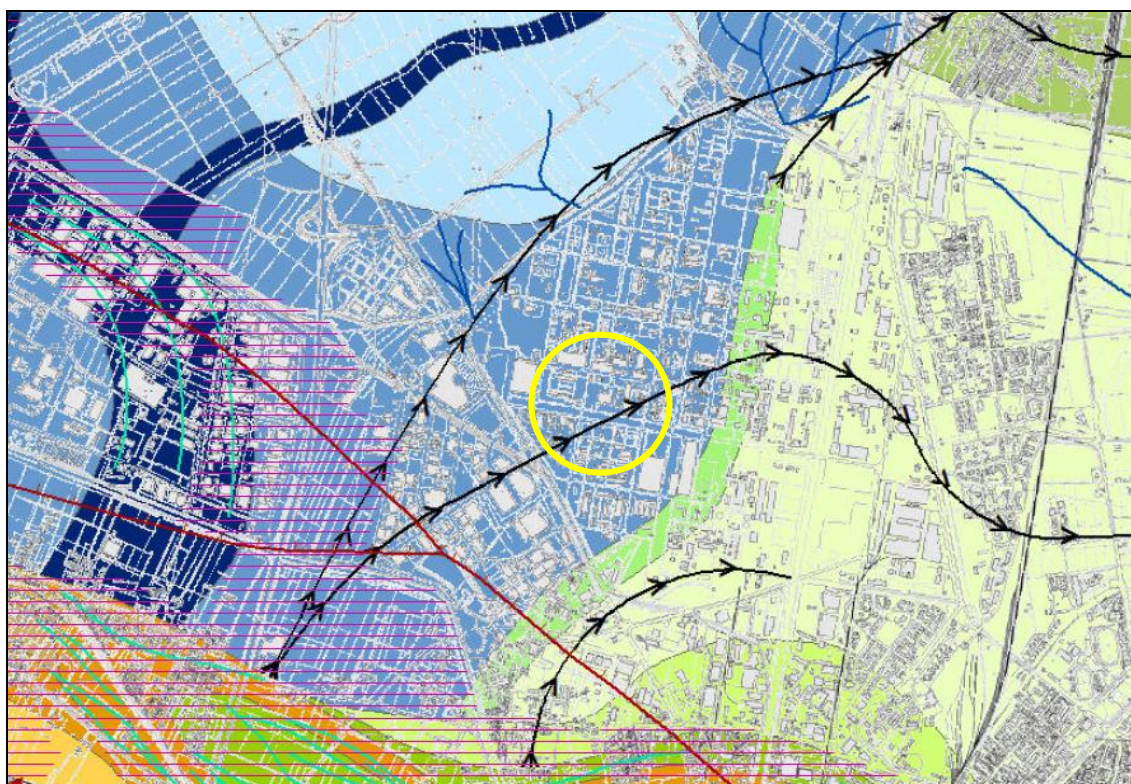






Figura - Stralcio carta geologica – Comune di Ferrara

LEGENDA

 paleo_alvei_ES33

Litologie ed elementi deposizionali

Piana a meandri del Po

-  Sabbie di riempimento di canale fluviale
-  Sabbie limose, limi e argille di piana alluvionale
-  Argille e argille organiche di depressione interalvea

2.4 INQUADRAMENTO IDROLOGICO

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 collettori minori, quali fossi e canali di bonifica che costituiscono la rete scolante ferrarese. L'area oggetto di studio si trova a nord del Po di Ferrara che esercita, nelle aree limitrofe, funzione drenante della falda freatica. L'inquadramento idrogeologico della zona in esame evidenzia, l'esistenza di un acquifero libero freatico, costituito prevalentemente da limi e limi sabbiosi idrovora, 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. La falda freatica al momento dell'esecuzione delle indagini geognostiche è stata localizzata alla profondità di circa mt. 1.2 dal p.c. attuale. La falda misurata nel corso delle precedenti indagini (1997) era stata rilevata alla profondità di mt. 1.3 da p.c. Il Canale Boicelli a est dell'area indagata tende a esercitare azione drenante su tutta l'area circostante.

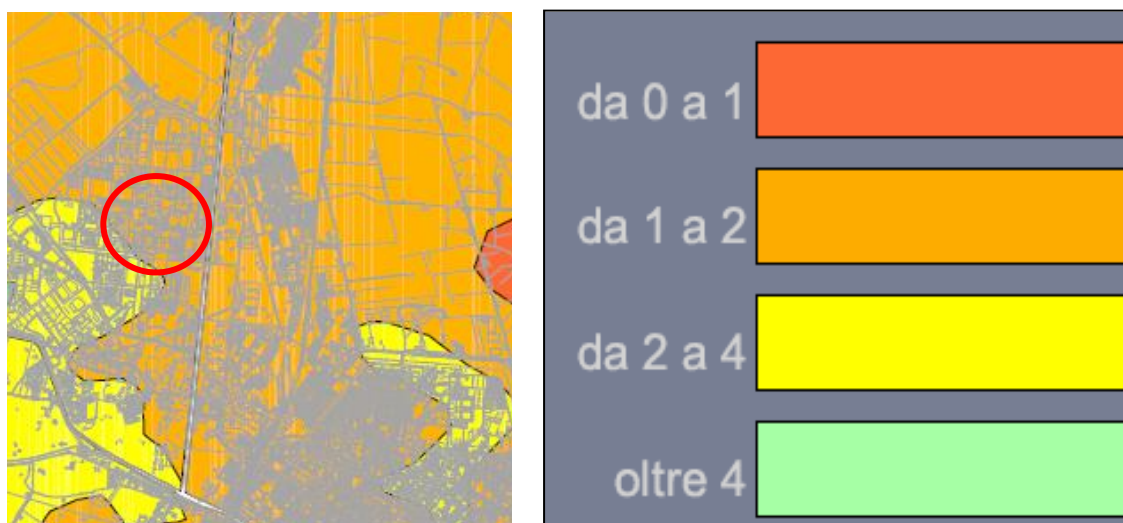


Figura - Carta profondità falda PSC – Comune di Ferrara

2.5 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).

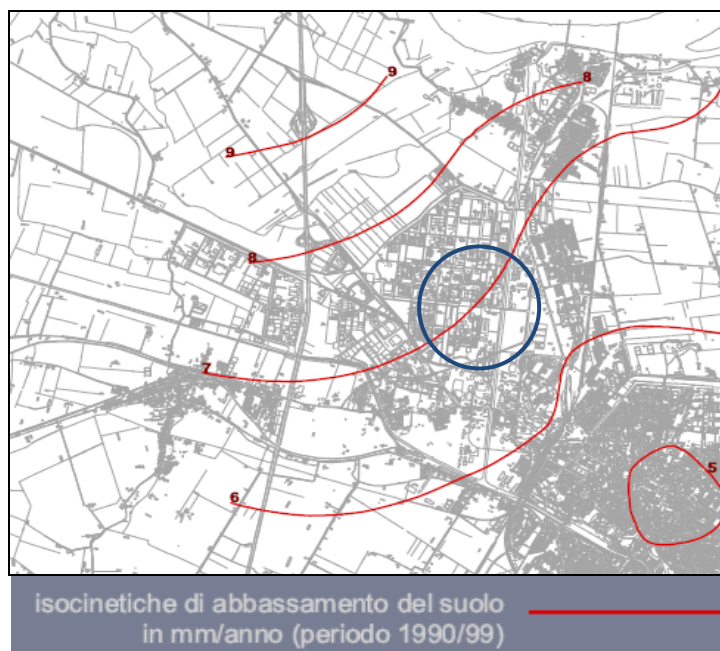


Figura - Carta isocinetiche di abbassamento del suolo

2.6 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).

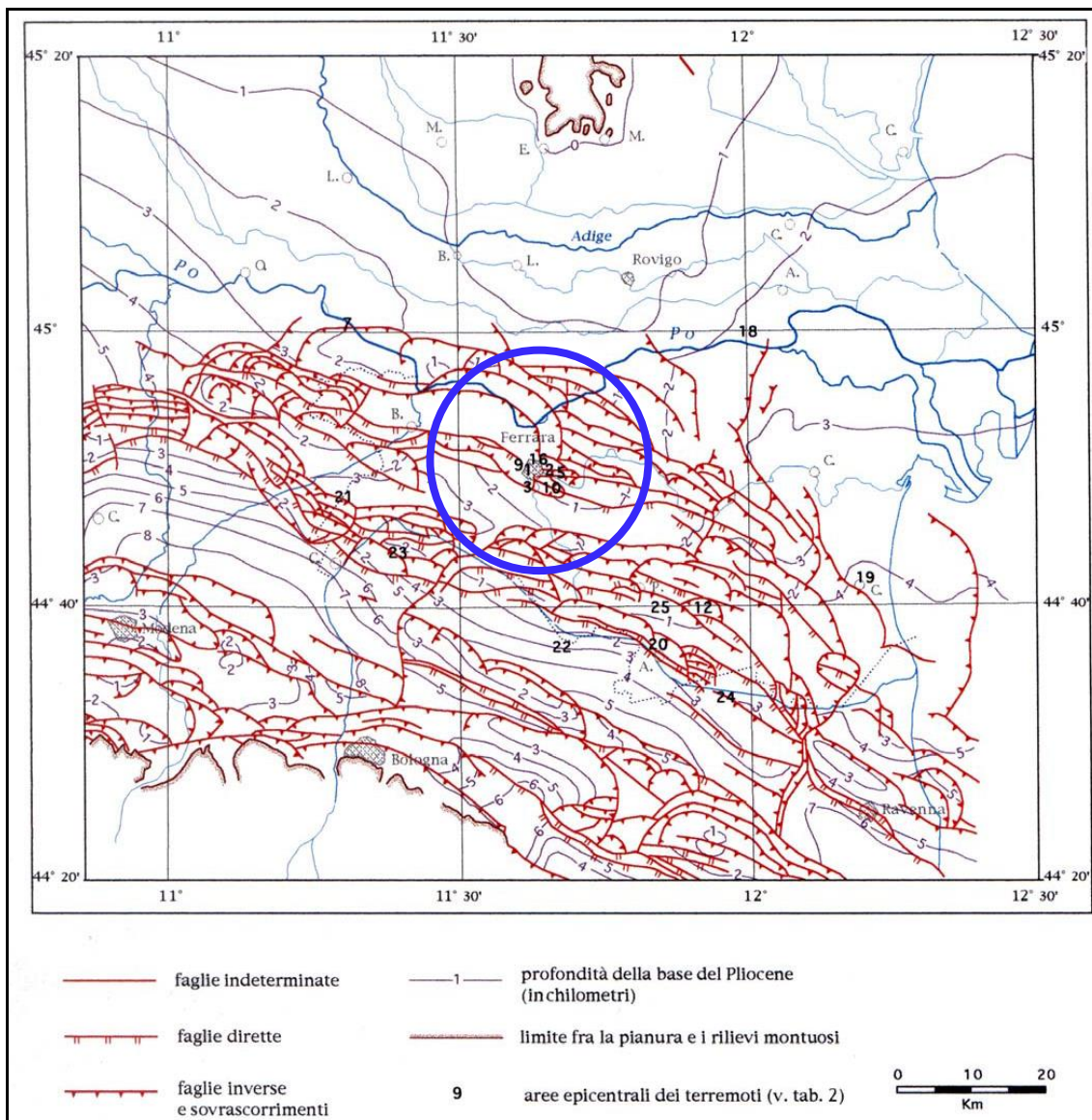


Figura - Carta strutturale della Pianura Padana orientale, con le pieghe dell'Appennino sepolto (CNR, 1922) e zone epicentrali dei terremoti che hanno colpito il territorio ferrarese.

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; Ardizoni et al. 1991; Boschi et al. 1995, 1997; Camassi e Stucchi 1998; Bondesan 2002).

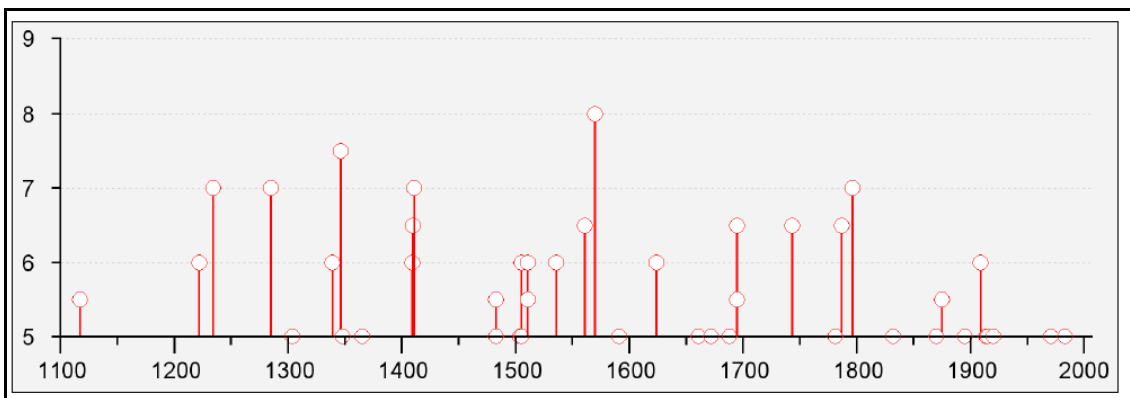


Grafico - Valori di intensità macrosismica $I_{mcs} \geq 5$ attribuiti al Comune di Ferrara, dall'anno 1000 al 2006 e legati essenzialmente ad eventi prodotti dalle strutture tettoniche ferraresi. Tratto dal database DBMI11 (locati et al. 2011).

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.

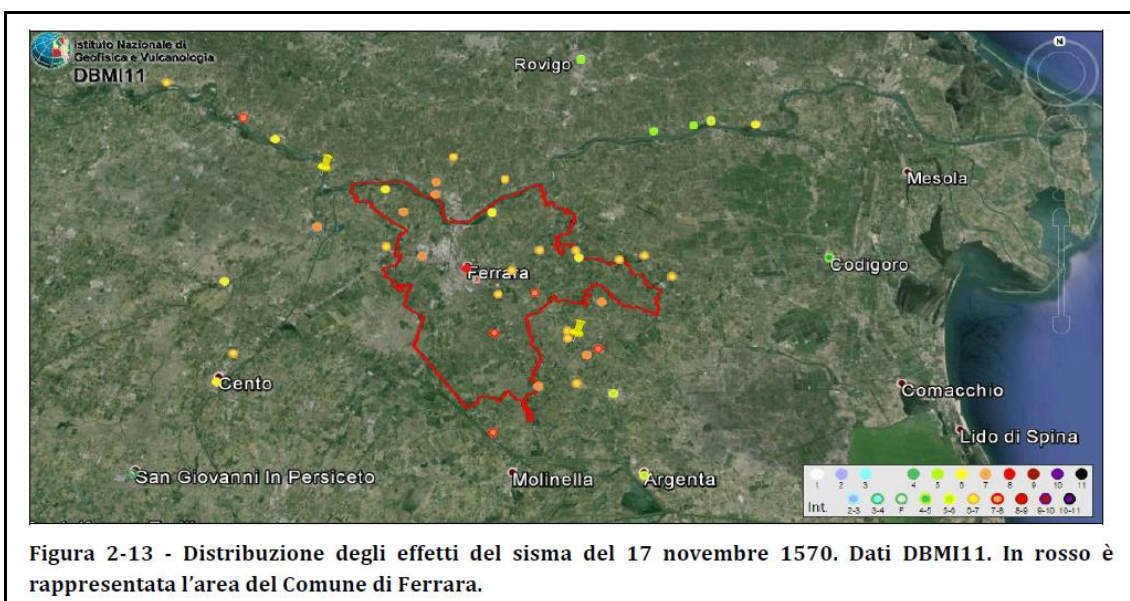


Figura - Distribuzione degli effetti del sisma del 17 Novembre 1570. Dati DBMI11. In rosso è rappresentata l'area del Comune di Ferrara

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 Ferrara nella Categoria 3 (territori suscettibili di terremoto fino al 7° grado della scala Mercalli).

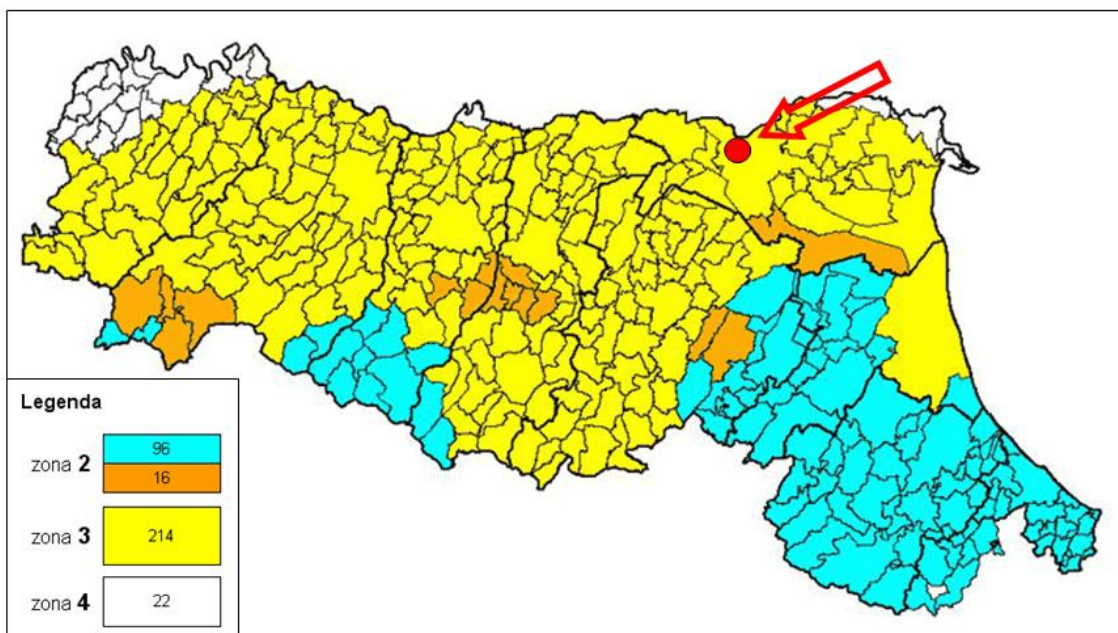


Figura - Mappa riferimenti pericolosità sismica

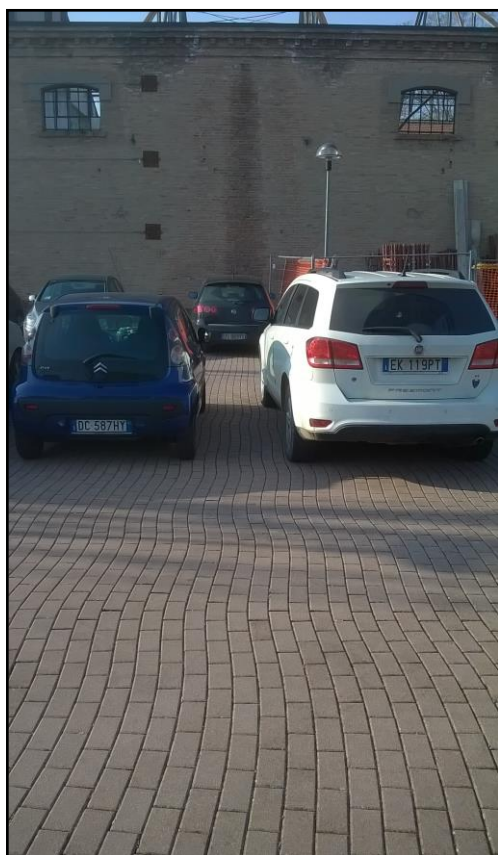


Figura - Esempio di deformazione di una pavimentazione dovuta al passaggio delle onde sismiche (MAGGIO 2012)

3 MODELLO LITOSTRATIGRAFICO/GEOTECNICO DEI TERRENI INDAGATI

L'elaborazione delle prove SCPTU/CPT e dei sondaggi geognostici (unitamente alle analisi di laboratorio) ha permesso la ricostruzione di un modello geologico/geotecnico omogeneo costituito da quattro unità di seguito riassunte :

- da p.c. fino a circa mt. 1.2 terreno di riporto di natura prevalentemente ghiaiosa.

- **UNITA' 1** - da mt. 1.2 fino alla prof. di circa mt. 12.0-14.0 da p.c. terreni prevalentemente coesivi compressibili da medio a poco consistenti a modesti valori di capacità portante (soprattutto per le argille organiche torbose) costituiti da alternanza di argille e argille limose con episodi di argille organiche e livelli decimetrici di torbe rilevati dai sondaggi geognostici soprattutto nella fascia compresa fra mt. 6.5 e mt. 11.0 da p.c. I parametri geotecnici principali evidenziano disomogeneità in relazione alla diversa natura litologica dei terreni stessi.

Peso volume (t/m ³)	Coesione Cu (Kg/cmq)	Modulo edometrico Mo (Kg/cmq)	Resistenza alla punta RP media (Kg/cmq)
1.60 – 1.90	0.26-1.0	20-60	8-15

- **UNITA' 2** - da mt. 12.0 - 14.0 fino a circa mt. 19.0 – 20.0 si registra alternanza di sabbie fini e sabbie limose grigie da poco a mediamente consistenti. Nella parte superficiale di questo strato è predominante la componente sabbiosa limosa poco addensata.

Peso volume (t/m ³)	Angolo di attrito φ'	Modulo edometrico Mo (Kg/cmq)	Resistenza alla punta RP media (Kg/cmq)
1.85	33	120	50-120

- **UNITA' 3** - Da mt. 19.0 – 20.0 fino alla prof. di mt. 41-42.0 dal p.c. si hanno superficialmente sabbie grigie compatte alternate a livelli di sabbie limose meno compatti soprattutto fino alla prof. di circa 23.0 – 24.0, oltre tale profondità si passa a sabbie medie grigie molto addensate come testimoniato dai valori elevati di NSPT. Si tratta di un banco sabbioso a ottimi valori di capacità portante.

Peso volume (t/m ³)	Densità Dr %	Modulo Edometrico Mo (Kg/cmq)	Angolo attrito φ'	Resistenza alla punta Rp media (Kg/cmq)
19.5	60-80	280-320	33°-35°	180-230

- **UNITA' 4** - Da mt. 41.0 – 42.0 fino alla prof. indagata di mt. 45.0 da p.c. si rileva la presenza di uno strato coesivo costituito da argille grigie plastiche compatte, a conferma di quanto evidenziato anche da una stratigrafica relativa a un piezometro eseguito in adiacenza l'area di studio. L'indagine non è stata approfondita ulteriormente per evitare di perforare totalmente il livello argilloso e mettere in comunicazione le falde più superficiali con quelle profonde.

La falda freatica è stata rilevata (nel corso dei vari periodi di indagine) ad una profondità compresa fra mt. 1.0 e mt. 1.3 dal p.c. attuale.

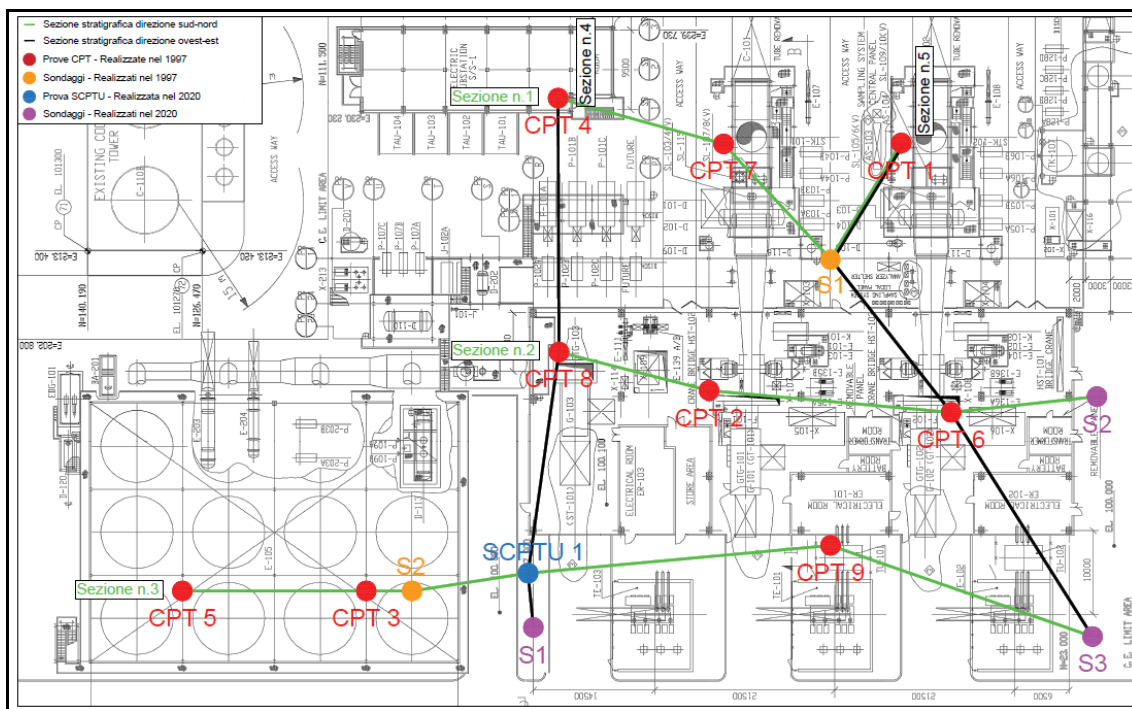
Di seguito vengono riportate le 5 sezioni stratigrafiche (spinte fino alla profondità massima di 30 m) ricavate dalle indagini e che riassumono quanto sopra riportato, evidenziando in particolare l'andamento dell'unità 1,2 e 3 nel volume di terreno indagato.

Lo sviluppo di queste sezioni è inoltre riportato nel documento denominato **“ALLEGATO E”**:

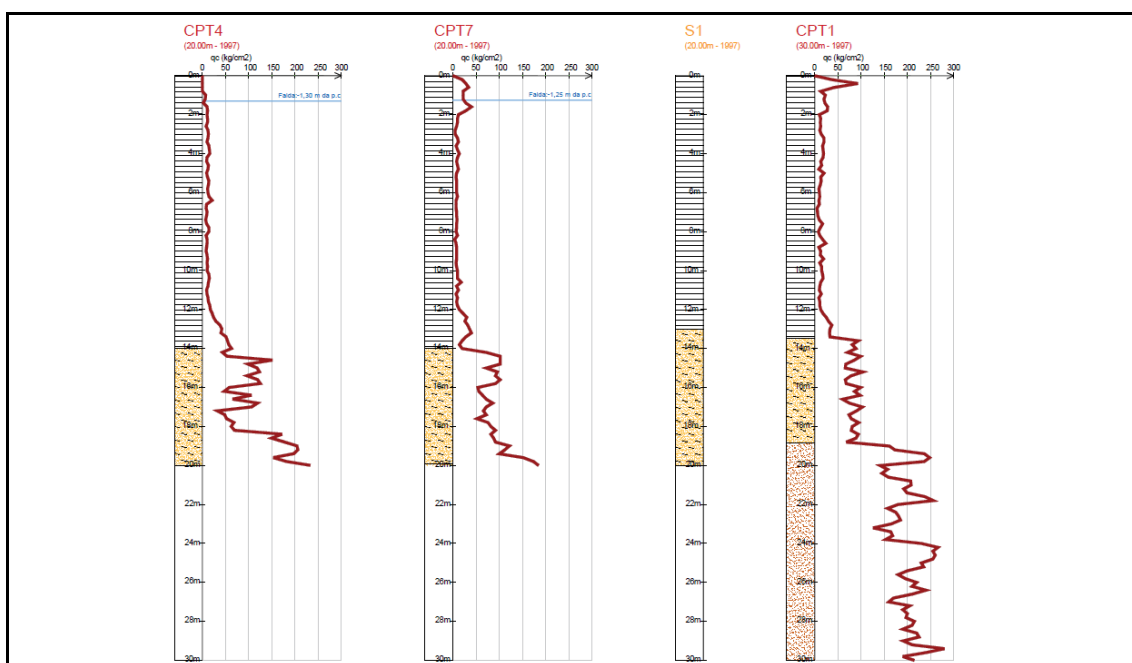
- Sezione stratigrafica n.1 (direzione S/N – CPT4, CPT7 , S1-1997, CPT1)
- Sezione stratigrafica n.2 (direzione S/N – CPT8, CPT2 , CPT5, S2-2020)

- Sezione stratigrafica n.3 (direzione S/N – CPT5, CPT3 , S2-1997, S1-2020 - SCPTU1 – CPT9 – S3)
- Sezione stratigrafica n.4 (direzione O/E – CPT4, CPT8, SCPTU1 , S1-2020)
- Sezione stratigrafica n.5 (direzione O/E – CPT1, S1, CPT6 , S3-2020)

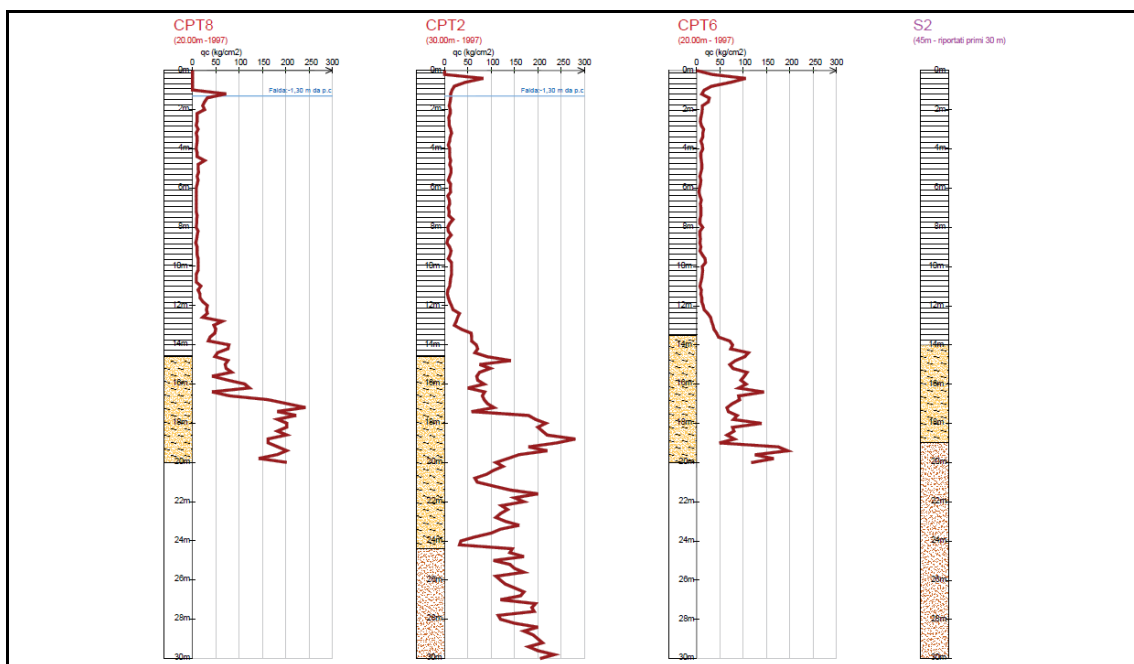
Ubicazione sezione stratigrafiche



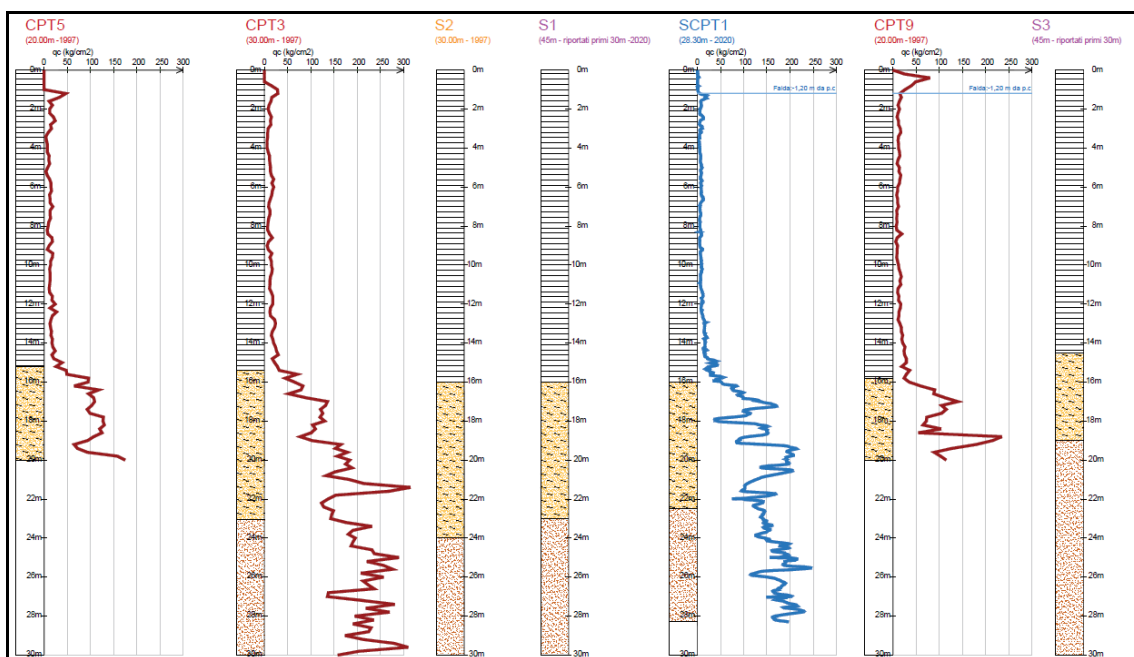
Sezione stratigrafica n.1



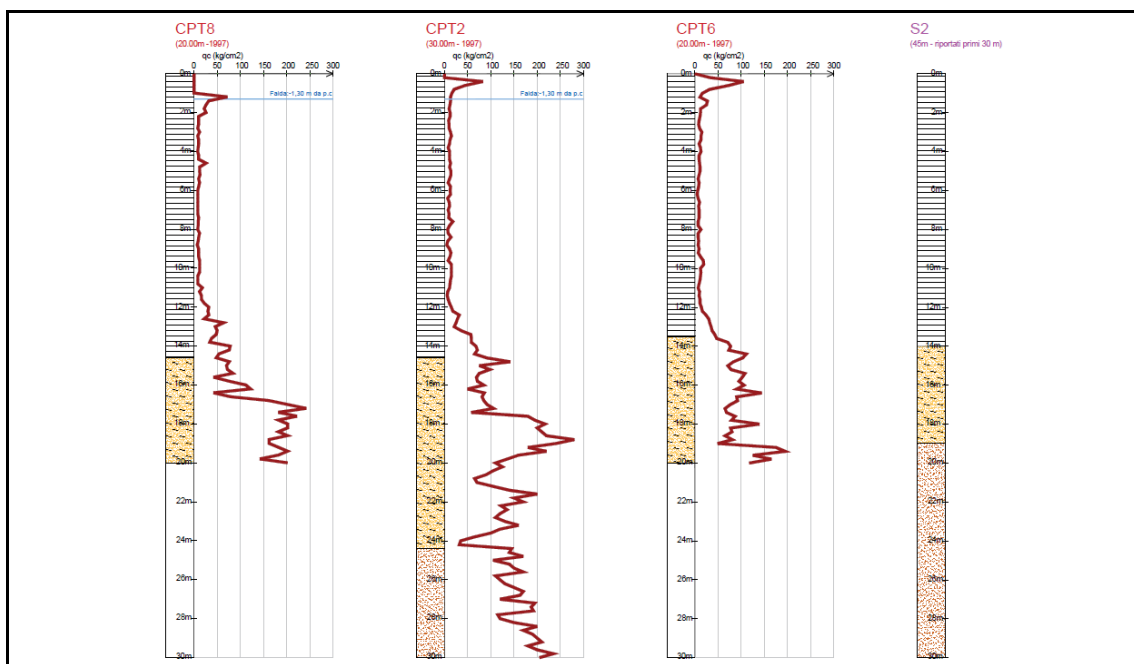
Sezione stratigrafica n.2



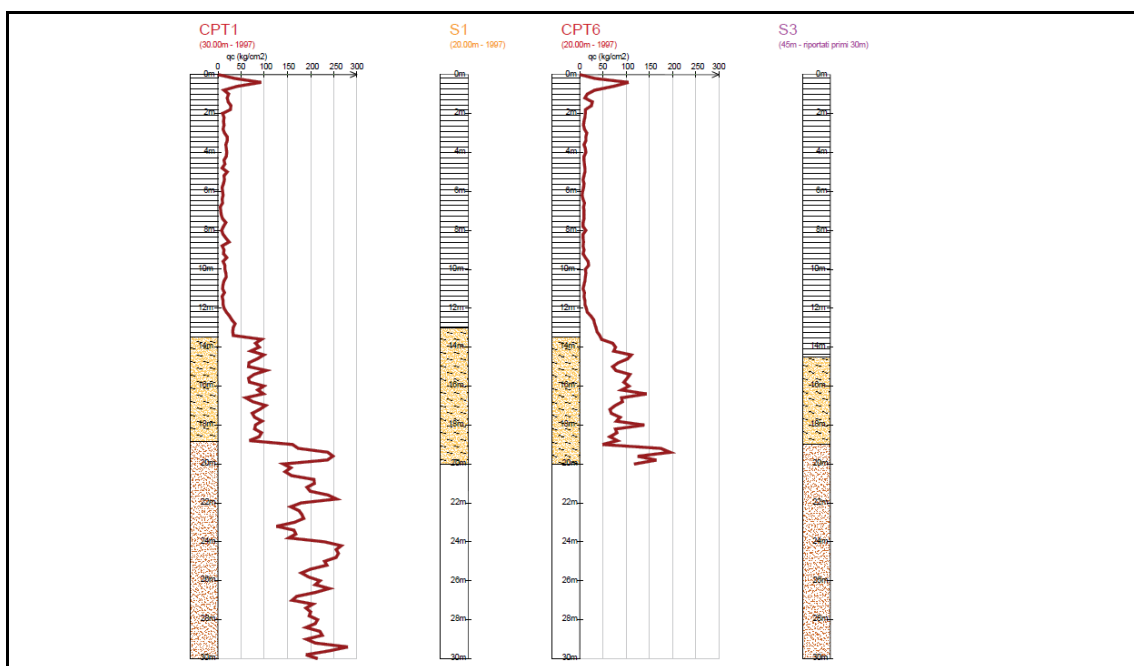
Sezione stratigrafica n.3



Sezione stratigrafica n.4



Sezione stratigrafica n.5

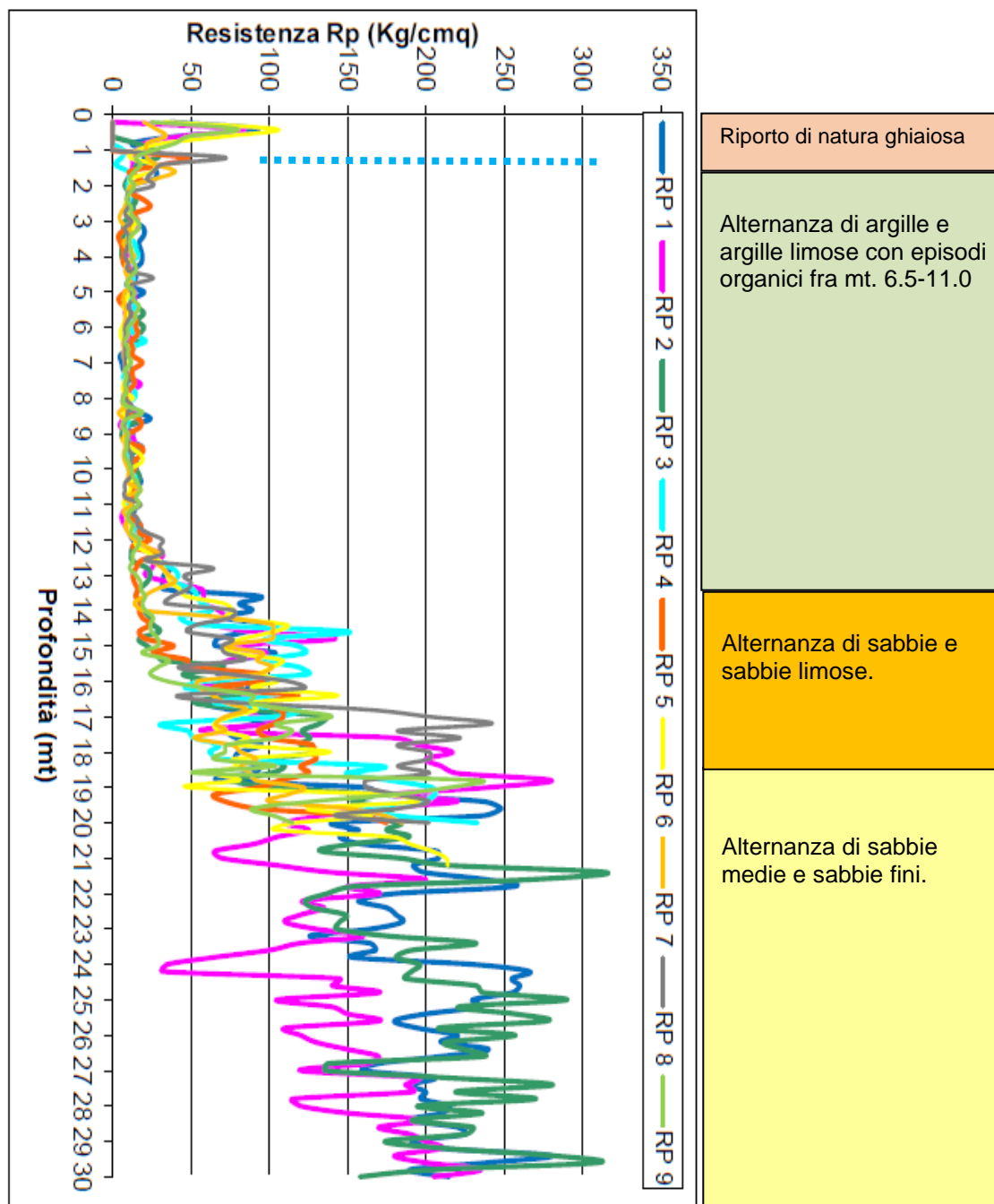


Per un esame di dettaglio si rimanda:

- all' "ALLEGATO B", contenente le sezioni stratigrafiche di dettaglio dei sondaggi S1-2020, S2-2020 e S3-2020;
- all' "ALLEGATO C", contenente i rapporti di prova di laboratorio;

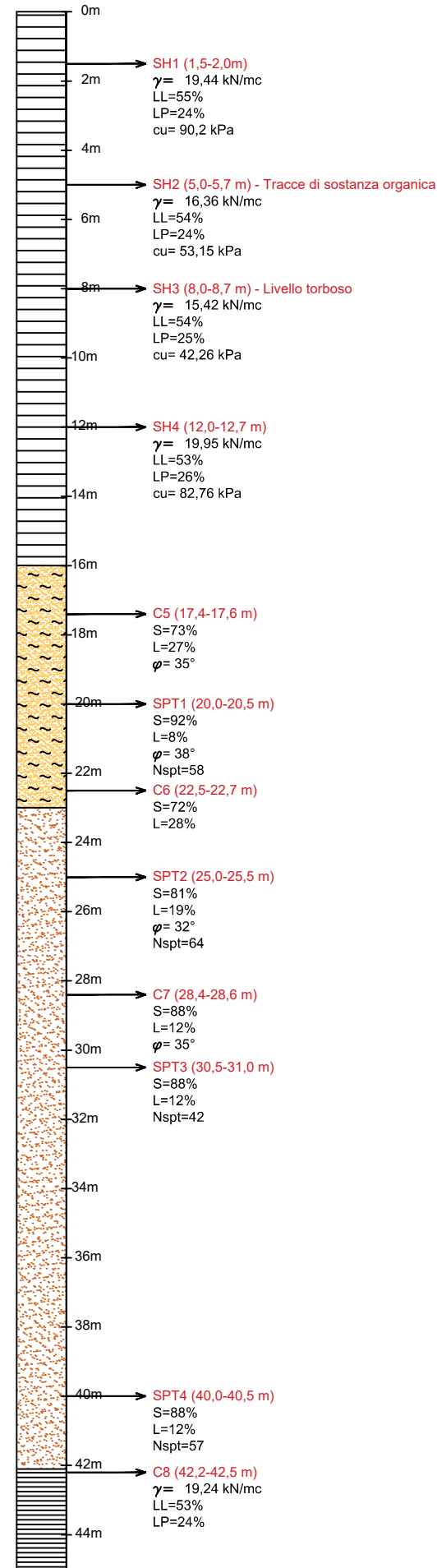
- all' "ALLEGATO D", contenente i rapporti di prova delle prove penetrometriche eseguite nel 1997.

Sovrapposizione Prove CPT(P1/9) e SCPTU/2020 MODELLO GEOTECNICO

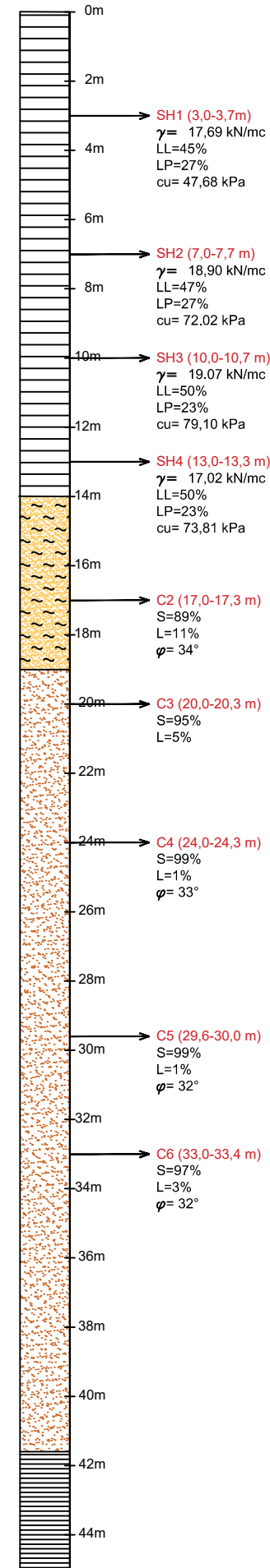


Di seguito vengono inoltre riportate la stratigrafie semplificate dei tre sondaggi spinti alla profondità di 45 m, dalle quali si può individuare l'inizio dello strato di argilla compatta a circa 41 m di profondità.

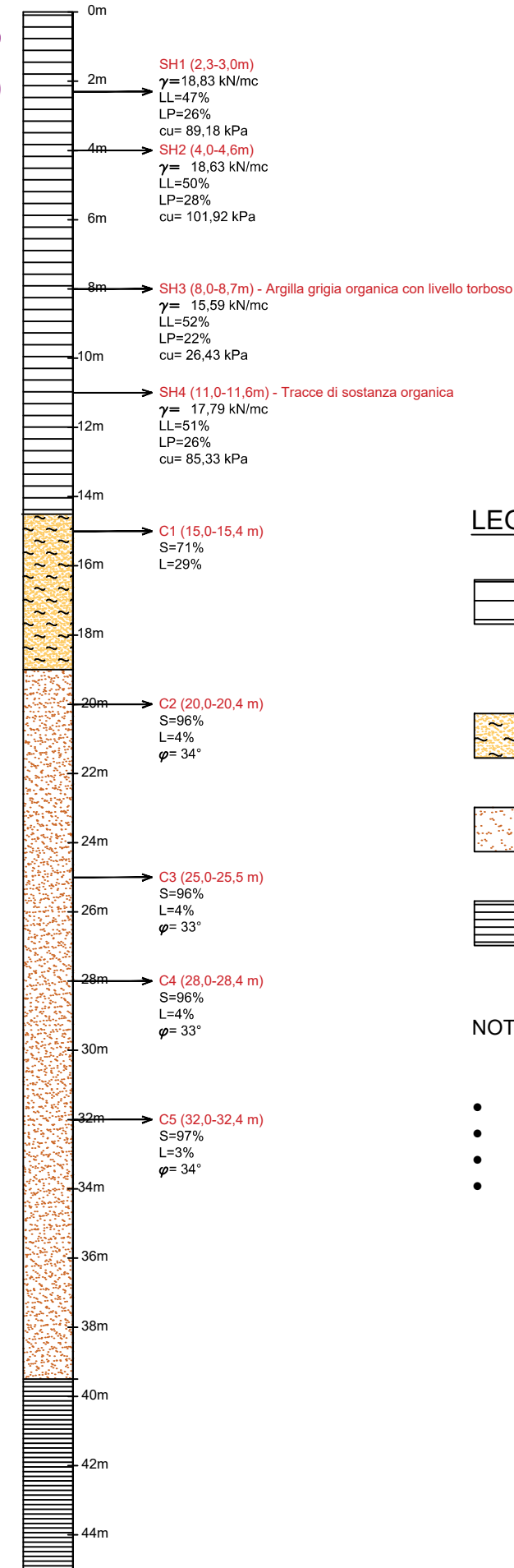
S1
(45m - 2020)



S2
(45m - 2020)



S3
(45m - 2020)



LEGENDA SEZIONE LITOSTRATIGRAFICA

- UNITA' 1** - Argilla grigia a tratti limosa da bassa a media consistenza, con presenza diffusa di sostanza organica e livelli decimetrici di torba.
- UNITA' 2** - Sabbia fine con livelli di sabbia limosa
- UNITA' 3** - Sabbia media addensata
- UNITA' 4** - Argilla grigia compatta

NOTA: Per ulteriori informazioni si rimanda agli allegati della relazione geologica:

- ALLEGATO A: Rapporto prova SCPTU
- ALLEGATO B: Stratigrafie dettagliate sondaggi
- ALLEGATO C: Rapporti di prova laboratorio
- ALLEGATO D: Relazione geologica 1997

4 ANALISI GEOTECNICHE DI LABORATORIO

Su n.12 campioni indisturbati e n.18 campioni rimaneggiati prelevati durante i carotaggi sono state eseguite le seguenti analisi di laboratorio:

- Contenuti d'acqua (ASTM D 2216);
- Peso dell'unità di volume (ASTM D 2937);
- Limiti di Atterberg (ASTM D 4318);
- Granulometria per sedimentazione (ASTM D 422 – Racc. AGI 1994);
- Granulometria per setacciatura a umido (UNI EN 933-1-2);
- Prova triassiale non consolidata non drenata U.U. (Racc. AGI 1994);
- Prova di taglio diretto (Racc. AGI 1994).

I rapporti di prova delle analisi di laboratorio eseguite sono riportati nell'”**ALLEGATO C**” alla presente relazione.

Nella tabella di seguito vengono riassunti i parametri geotecnici ottenuti dalle analisi di laboratorio:

- W [%], contenuto d'acqua naturale;
- Y [kN/m³] peso unità di volume;
- L.L [%], limite liquido;
- L.P [%], limite plastico;
- S [%], percentuale di sabbia;
- L [%], percentuale di limo;
- A [%], percentuale di argilla;;
- φ °, angolo di attrito
- CU [kPa], coesione non drenata

STABELLA – Parametri geotecnici campioni sondaggio S1

Sond.	Camp.	Prof. [m]	Litologia	W [%]	Y [kN/m ³]	L.L [%]	L.P [%]	S [%]	L [%]	A [%]	φ	CU [kPa]
S1	SH1	1,5-2,0	Argilla marrone debolmente limosa	26,6	19,44	55	24	5	63	32	*	90,2
	SH2	5,0-5,7	Argilla grigia poco compatta con tracce di sostanza organica	52,3	16,36	54	24	1	54	45	*	53,15
	SH3	8,0-8,7	Argilla grigia poco consistente con livello torboso nella parte bassa del campione	54,2	15,42	54	25	2	60	38	*	42,26
	SH4	12,0-12,7	Argilla grigia mediamente compatta. Presenza di sostanza organica nella parte alta	23,6	19,95	53	26	3	55	42	*	82,76
	C5	17,4-17,6	Sabbia grigia limosa	17,9	*	*	*	73	27	*	35	*
	SPT1	20,0-20,5	Sabbia grigia medio fine	19,4	*	*	*	92	8	*	38	*
	C6	22,5-22,7	Sabbia limosa grigio chiaro	20,6	*	*	*	72	28	*	*	*
	SPT2	25,0-25,5	Sabbia grigia debolmente limosa	20,4	*	*	*	81	19	*	32	*
	C7	28,4-28,6	Sabbia grigia debolmente limosa	19,5	*	*	*	88	12	*	35	*
	SPT3	30,5-31,0	Sabbia grigia debolmente limosa	22,3	*	*	*	88	12	*	*	*
	SPT4	40,0-40,5	Sabbia grigia debolmente limosa	21,3	*	*	*	88	12	*	*	*
	C8	42,2-42,5	Argilla grigio scuro compatta	32,7	19,24	53	24	1	51	48	*	*

TABELLA – Parametri geotecnici campioni sondaggio S2

Sond.	Camp.	Prof. [m]	Litologia	W [%]	Y [kN/m ³]	L.L [%]	L.P [%]	S [%]	L [%]	A [%]	φ	CU [kPa]
S2	SH1	3,0-3,7	Argilla marrone chiaro poco consistente	31,2	17,69	45	27	2	66	32	*	47,68
	SH2	7,0-7,7	Argilla grigia debolmente limosa mediamente compatta	33,6	18,90	47	27	2	66	32	*	72,02
	SH3	10,0-10,7	Argilla grigia poco consistente limosa	28,2	19,07	50	23	6	61	33	*	79,1
	SH4	13,0-13,3	Argilla grigia con locali concrezioni calcaree	24,3	17,02	50	23	3	46	51	*	73,81
	C2	17,0-17,3	Sabbia grigia debolmente limosa	21,7	*	*	*	89	11	*	34	*
	C3	20,0-20,3	Sabbia grigia debolmente limosa	23,1	*	*	*	95	5	*	*	*
	C4	24,0-24,3	Sabbia grigia media	23,5	*	*	*	99	1	*	33	*
	C5	29,6-30,0	Sabbia grigia media	20,2	*	*	*	99	1	*	32	*
	C6	33,0-33,4	Sabbia grigia medio fine	17,1	*	*	*	97	3	*	32	*

TABELLA – Parametri geotecnici campioni sondaggio S3

Sond.	Camp.	Prof. [m]	Litologia	W [%]	Y [kN/m ³]	L.L [%]	L.P [%]	S [%]	L [%]	A [%]	φ	CU [kPa]
S3	SH1	2,3-3,0	Argilla marrone debolmente limosa	30,3	18,83	47	26	2	64	34	*	89,18
	SH2	4,0-4,6	Argilla limosa grigia	29,6	18,63	50	28	16	59	25	*	101,92
	SH3	8,0-8,7	Argilla grigia organica poco consistente con livello torboso nella parte bassa (circa 12 cm)	67,7	15,59	52	22	5	70	25	*	26,43
	SH4	11,0-11,6	Argilla grigia con tracce di sostanza organica	37,3	17,79	51	26	2	48	50	*	85,33
	C1	15,0-15,4	Sabbia fine limosa grigia	16,2	*	*	*	71	29	*	*	*
	C2	20,0-20,4	Sabbia medio fine grigia	22,2	*	*	*	96	4	*	34	*
	C3	25,0-25,5	Sabbia medio fine grigia	20,5	*	*	*	96	4	*	33	*
	C4	28,0-28,4	Sabbia medio fine grigia	25,2	*	*	*	96	4	*	33	*
	C5	32,0-32,4	Sabbia medio fine grigia	24,8	*	*	*	97	3	*	34	*

5 VALORE DI PROGETTO DELLA RESISTENZA DEL SISTEMA GEOTECNICO

Sulla base dei risultati delle indagini geognostiche e analisi di laboratorio, in allegato sono state riprodotte le “Tabelle Parametri Geotecnici” sopra riportate che rappresentano in termini analitici l’andamento complessivo dei parametri geomeccanici della serie investigata, si è proceduto alla verifica della resistenza di progetto Rd per una ipotesi di fondazioni superficiali a trave rovesce.

La resistenza di progetto Rd 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	γ_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 da alternanza di argille, argille organiche e argille limose compressibili e poco consistenti. In questo caso si è fatto riferimento a condizioni non drenate ($\varphi = 0$) che sono le più

svantaggiose per la stabilità, in quanto la velocità di applicazione dei carichi è verosimilmente superiore alla velocità di consolidamento delle argille.

Durante la fase di esercizio la situazione dei terreni di sottofondazione varierà negli anni verso condizioni consolidate drenate ($\varphi \neq 0$), cioè, verso situazioni meno critiche.

Il valore caratteristico Più CAUTELATIVO della coesione non drenata, negli intervalli normal consolidati presenti al di sotto del piano di fondazione, risulta:

$$c_u = 0.45 \text{ Kg/cm}^2$$

Su tale riconoscimento, utilizzando la relazione di TERZAGHI per fondazioni nastriformi 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_c, N_q, N_γ , = fattori di capacità portanti in funzione di φ

(per $\varphi = 0$ si ha $N_q = 1, N_c = 5,14$ e $N_\gamma = 0$)

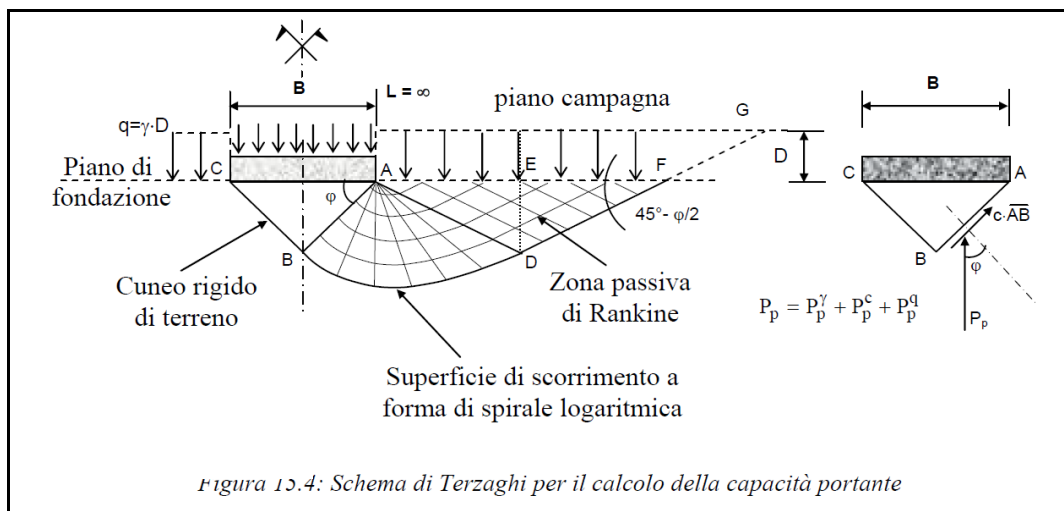
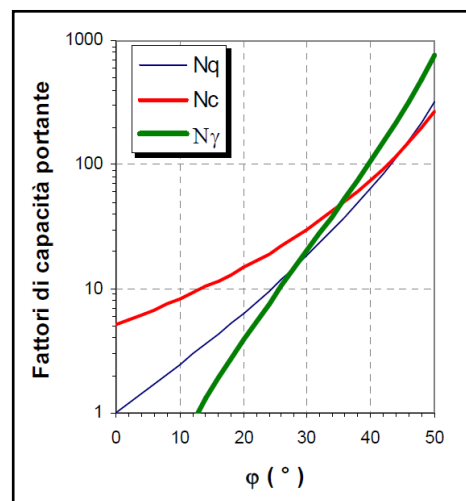
φ = angolo di attrito interno;

c = coesione;

γ = densità naturale;

D = profondità di imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;



Nel caso in esame per fondazioni superficiali a trave rovesce, il valore della pressione critica è condizionato dalla presenza dei terreni compressibili sottostanti, per cui a breve termine (condizioni non drenate) per un valore medio di $C_u = 0.45 \text{ Kg/cm}^2$ (considerato il coefficiente parziale $\gamma_{Cu} = a 1.0$) e $\phi = 0$, risulta:

$$P_c = c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q = 2.5 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Pertanto la resistenza di progetto sarà:

$$R_d = 2.5/2.3 = 1.08 \text{ Kg/cm}^2.$$

Si rende necessario verificare che il valore di progetto dell'azione E_d (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.

Nell'ipotesi il valore di progetto dell'azione E_d sia maggiore alla resistenza del sistema geotecnico R_d si rende indispensabile adottare un sistema di fondazioni profonde che sfrutti le buone caratteristiche geomeccaniche del banco di sabbia omogeneo presente fra circa mt. 24/25.0 e 41.0 dal p.c. attuale.

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

$$K = P_c / D_H = 0.98 \text{ Kg/cm}^3$$

dove: P_c carico ultimo e D_H assunto pari a 2.54 cm

6 INDAGINE SISMICA

La metodologia tomografica si basa sulla misura diretta delle frequenze di naturale vibrazione dei suoli (e/o di altri oggetti poggiati direttamente o indirettamente sul suolo), sfruttando in pratica l'effetto pendolo. Nel dominio della frequenza vengono coinvolti quattro spettri rappresentati dalle componenti orizzontali e verticali del moto in superficie (HS e VS) e alla base dello strato (HB e VB). La tecnica di Nakamura si basa sulle seguenti ipotesi: le sorgenti dei microtremori sono locali, trascurando qualsiasi contributo dovuto a sorgenti profonde; le sorgenti dei microtremori in superficie non influenzano i microtremori alla base; la componente verticale del moto non risente di effetti di amplificazione locale. Sotto queste ipotesi, il rapporto fra le componenti verticali del moto in superficie ed alla base contiene solo termini delle sorgenti locali $AS(f)$ e delle sorgenti alla base $AB(f)$, ed è pari a: $R_v(f) = Vs(f)/V_B(f) = As(f)/A_B(f)$. mentre il rapporto fra l'ampiezza dello spettro della componente orizzontale del moto in superficie (HS) e alla base dello strato (HB), contiene oltre che il termine di sorgente anche il termine di amplificazione di sito in superficie $S(f)$ e può essere espresso nel seguente modo: $R_h(f) = Hs(f)/H_B(f) = [As(f) * Ss(f)] / A_b(f)$. Per rimuovere l'effetto di sorgente dai segnali, Nakamura divide i due rapporti R fra loro ottenendo così la seguente espressione per la funzione trasferimento di sito: $R_h(f)/R_v(f) = Ss(\omega) = Hs(f)/H_B(f) * V_B(f)/Vs(f)$. Ipotizzando infine che alla base dei sedimenti l'ampiezza spettrale della componente verticale e di quella orizzontale siano uguali e cioè: $V_B(f)/H_B(f) = 1$. il fattore di amplificazione del moto orizzontale in superficie potrà essere valutato direttamente nel seguente modo: $S(f) = Hs(f)/Vs(f)$. Le varie ipotesi sono state verificate dallo stesso Nakamura (1989) con misure di microtremori in superficie e in pozzo. Le stesse assunzioni sono state verificate anche da altri autori confrontando i risultati ottenuti con modelli di propagazione di onde di Rayleigh, modelli di propagazione 1-D di onde S e con modelli di generazione sintetica di rumore. Le conclusioni a cui sono giunti gli studi suddetti sono che il picco visibile nei rapporti H/V ottenuti con il rumore simulato è indipendente dalle caratteristiche della sorgente del rumore e che dipende invece fortemente dalla stratigrafia del terreno. Tale picco è inoltre ben correlato con la frequenza fondamentale di risonanza del terreno soggetto alla propagazione di onde S

verticali e con il picco fondamentale delle curve di dispersione delle onde di Rayleigh. La misura è stata eseguita con un apparecchio portatile compatto (TROMINO MICROMED) che alloggia in un unico contenitore rigido metallico tre sensori sismometrici, un digitalizzatore a 24 bit ed il sistema di archiviazione su *flash memory*. Per il punto di misura si è acquisita una registrazione della durata di 20 minuti, campionata ad una frequenza di 128 Hz. Il segnale acquisito è stato quindi: corretto per la linea di base (sottraendo a ciascun punto la media effettuata sull'intera traccia); corretto da andamenti (trend) anomali (sottraendo la retta della regressione lineare effettuata su tutti i punti della traccia); filtrato con un passa banda tra 0.1 e 64 Hz, Per ogni segnale si è calcolata quindi la trasformata di Fourier e successivamente si è effettuato il rapporto spettrale fra le componenti orizzontale e verticale. Tale rapporto è stato smussato con una finestra triangolare al 10% ed il risultato di tale operazione è stato assunto come stima delle funzioni di amplificazione locale di Nakamura. Tutte le operazioni descritte sono state fatte prevalentemente in campagna, mediante un programma applicativo appositamente implementato. Questo ha permesso di avere già al sito la possibilità di verificare le misure effettuate ed eventualmente ripeterle. La misura di microtremori è infatti soggetta ad influenze ambientali (vento, pioggia, copertura artificiale dei terreni, ecc.): per una descrizione dettagliata dei problemi legati alla corretta effettuazione delle misure si veda Mucciarelli (1998). Di seguito si riporta una succinta bibliografia di riferimento circa metodologia, utilizzo e restituzione della metodologia tromografica: Mucciarelli, M. (1998). Reliability and applicability range of Nakamura's technique using microtremors: an experimental approach, *J. Earthquake Engin.*, Vol. 2, n. 4, 1-14. Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *QR Railway Tech. Res. Inst.* 30, 1.

La restituzione dell'indagine tromografica si è appoggiata alle conoscenze stratigrafiche locali derivanti dalle indagini geognostiche condotte sull'area in esame e da ulteriori conoscenze stratigrafiche (anche ben più profonde) locali e derivanti da indagini di bibliografia. Ciò è indispensabile data la natura della strumentazione utilizzata e date le possibilità offerte dalle esperienze di Nakamura (et Alii), di cui si è sopra già ampiamente riportato. 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 precedentemente descritto. 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. Soprattutto in considerazione della tipologia strutturale da realizzarsi, 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, di cui sopra.

La misura geofisica sismica passiva locale del tipo H/V (tomografica), ha indagato profondità ampiamente maggiori di 30 metri.

6.1 RESTITUZIONE DELLA MISURA H/V LOCALMENTE ESEGUITA

La misura è stata eseguita nell'area di seguito riportata in planimetria con strumento tromografico Tromino ® di fabbricazione Micromed ® ed è stata restituita utilizzando apposito software Grilla ®. L'ancoraggio della misura H/V è stato possibile grazie ai valori di Vs30 discendenti dall'esecuzione di una indagine locale SCPTU.



Figura - Planimetria area esecuzione Tromino

Tromino CFE, Ferrara Petrolchimico:

Instrument: TRZ-0009/01-09

Start recording: 14/02/20 11:03:13 End recording: 14/02/20 11:33:13

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Trace length: 0h30'00". Analyzed 76% trace (manual window selection)

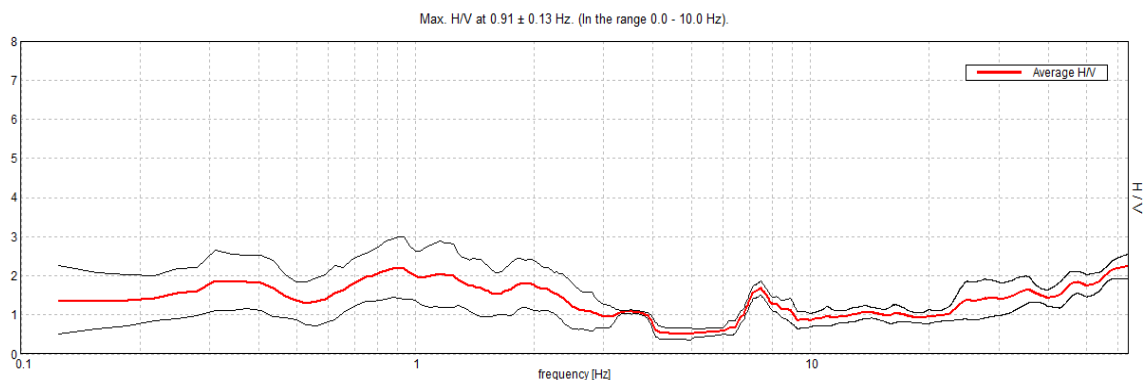
Sampling rate: 128 Hz

Window size: 20 s

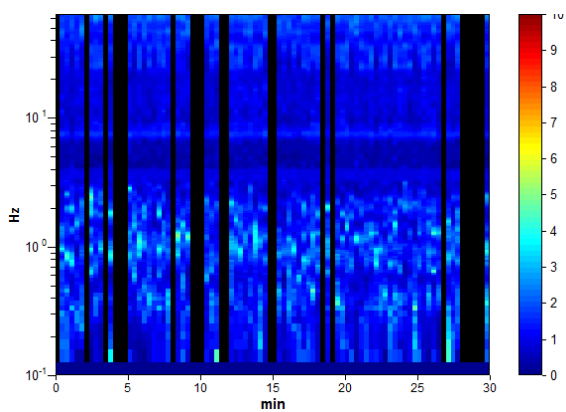
Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 10%

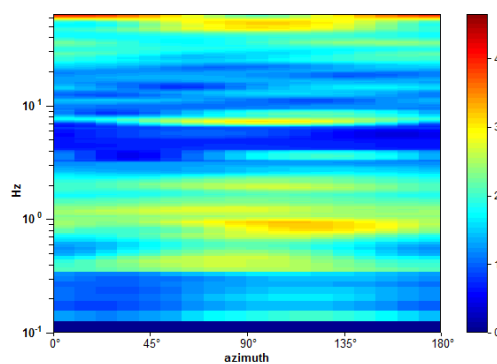
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



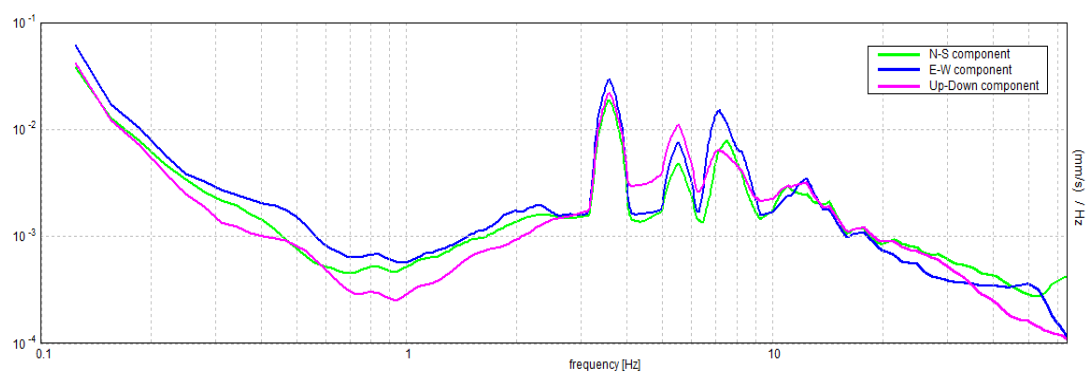
H/V TIME HISTORY



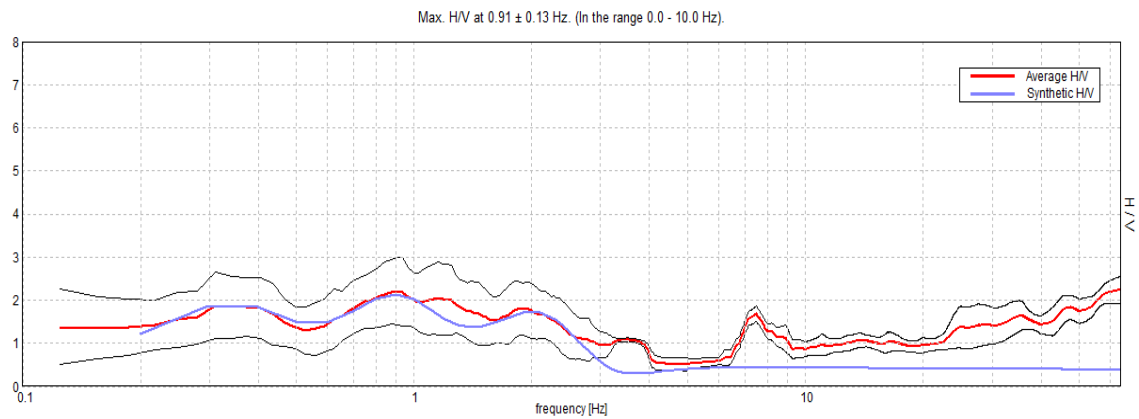
DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA

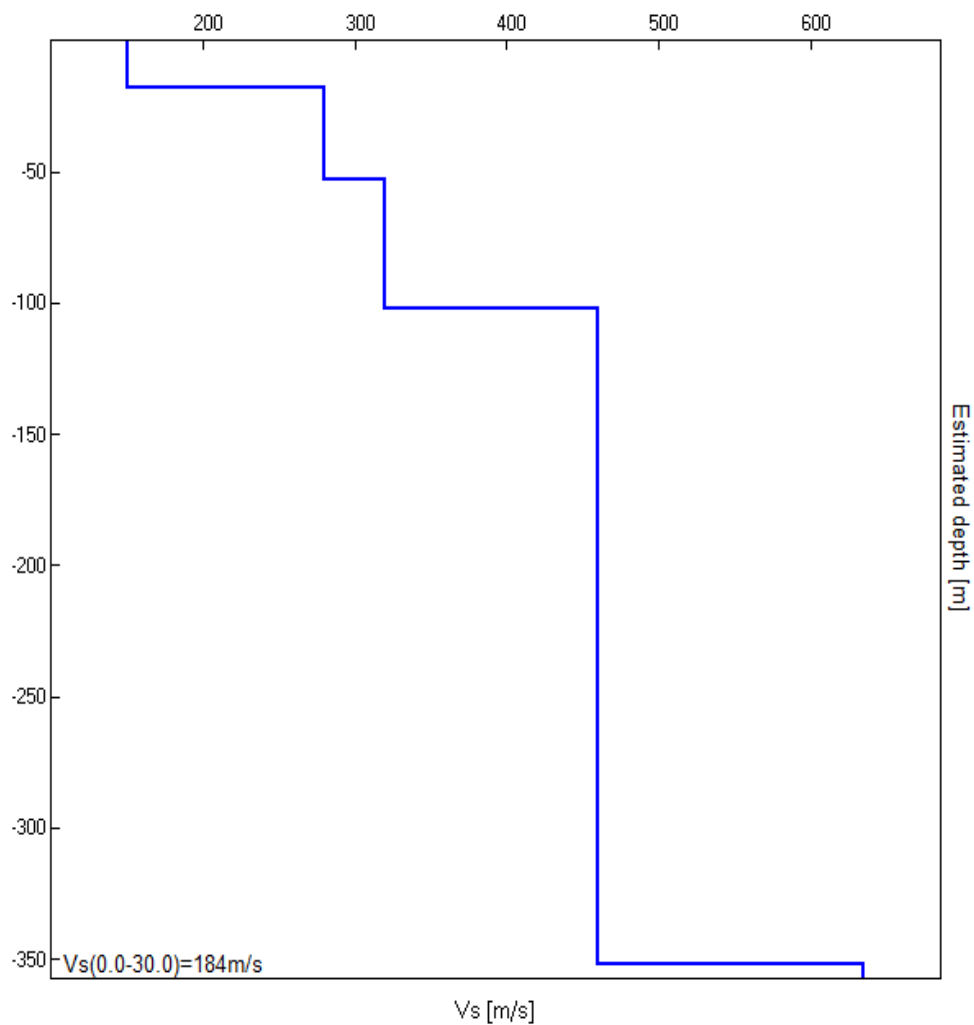


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
18.00	18.00	150	0.49
53.00	35.00	280	0.48
102.00	49.00	320	0.46
352.00	250.00	460	0.45
inf.	inf.	635	0.44

Vs(0.0-30.0)=184m/s



Max. H/V at 0.91 ± 0.13 Hz (in the range 0.0 - 10.0 Hz).

L'indagine sismica è stata integrata con una prova penetrometrica SCPTU, eseguita nell'area oggetto di studio, 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.

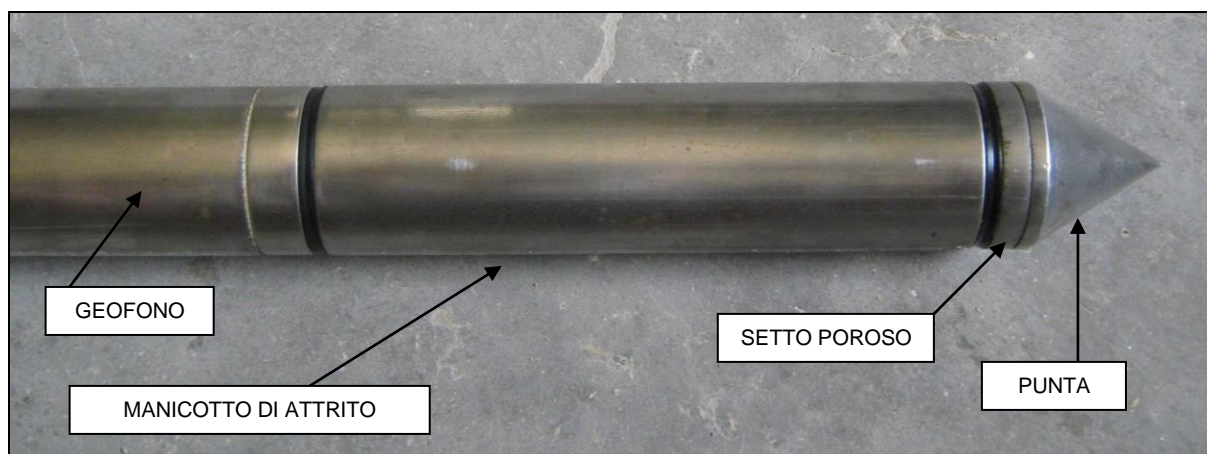


Figura – Punta piezocono

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 ed 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 (kg/cm^2) = resistenza alla punta (conica);
- f_s (kg/cm^2) = resistenza laterale (manicotto);
- U (kg/cm^2) = pressione dei pori (setto poroso);
- f_s/q_c (%) = 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 qc/fs fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale del penetrometro, ovvero in base ai valori di qc e del rapporto FR = (fs/qc) % e dei principali parametri geotecnici riportati successivamente.

Nella tabella di seguito riportata vengono evidenziati i valori di VS30 stimati.

prof. (p)	prof.(cs)	Dist (L)	Tempo (t)	VsP	L2-L1	t2-t1	VsL				Vs30	
m	m	m	sec	m/sec	m	sec	m/sec					
0.00	0.00	0.00	0.0000									
1.30	1.00	1.8028	0.0071	255	1.80	0.0071	255	1.00	0.00391			
2.30	2.00	2.5000	0.0108	230	0.70	0.0038	184	1.00	0.00543			
3.30	3.00	3.3541	0.0173	194	0.85	0.0064	133	1.00	0.00750			
4.30	4.00	4.2720	0.0242	176	0.92	0.0070	132	1.00	0.00760			
5.30	5.00	5.2202	0.0308	169	0.95	0.0066	144	1.00	0.00694			
6.30	6.00	6.1847	0.0382	162	0.96	0.0074	130	1.00	0.00768			
7.30	7.00	7.1589	0.0446	161	0.97	0.0063	154	1.00	0.00650			
8.30	8.00	8.1394	0.0514	158	0.98	0.0068	144	1.00	0.00695			
9.30	9.00	9.1241	0.0579	157	0.98	0.0066	150	1.00	0.00667			
10.30	10.00	10.1119	0.0640	158	0.99	0.0061	162	1.00	0.00617			
11.30	11.00	11.1018	0.0702	158	0.99	0.0062	160	1.00	0.00626			
12.30	12.00	12.0934	0.0766	158	0.99	0.0063	156	1.00	0.00639			
13.30	13.00	13.0863	0.0833	157	0.99	0.0068	147	1.00	0.00681			
14.30	14.00	14.0801	0.0894	158	0.99	0.0060	164	1.00	0.00608			
15.30	15.00	15.0748	0.0943	160	0.99	0.0049	202	1.00	0.00496			
16.30	16.00	16.0702	0.1000	161	1.00	0.0057	176	1.00	0.00569			
17.30	17.00	17.0660	0.1040	164	1.00	0.0041	245	1.00	0.00408			
18.30	18.00	18.0624	0.1078	168	1.00	0.0038	262	1.00	0.00382			
19.30	19.00	19.0591	0.1120	170	1.00	0.0042	239	1.00	0.00419			
20.30	20.00	20.0562	0.1154	174	1.00	0.0034	296	1.00	0.00338			
21.30	21.00	21.0535	0.1191	177	1.00	0.0037	271	1.00	0.00370			
22.30	22.00	22.0511	0.1233	179	1.00	0.0043	233	1.00	0.00429			
23.30	23.00	23.0489	0.1269	182	1.00	0.0036	278	1.00	0.00359			
24.30	24.00	24.0468	0.1305	184	1.00	0.0035	283	1.00	0.00354			
25.30	25.00	25.0450	0.1341	187	1.00	0.0037	273	1.00	0.00367			
26.30	26.00	26.0432	0.1382	188	1.00	0.0041	242	1.00	0.00413			
27.30	27.00	27.0416	0.1420	190	1.00	0.0038	264	1.00	0.00379			
28.30	28.00	28.0401	0.1455	193	1.00	0.0035	285	1.00	0.00351			
29.30	29.00	29.0388	0.1490	195	1.00	0.0035	285	1.00	0.00350			
30.30	30.00	30.0375	0.1525	197	1.00	0.0035	285	1.00	0.00350			
										30.00	0.15424	194.5

prof.(cs): profondità cono sismico
 prof. (p): profondità piezocono
 prof. (p): profondità piezocono
 D1: distanza fra la sorgente del rumore S - geofono triassiale (L)
 Tempo (t): tempo d'arrivo dell'onda a S
 VsP: velocità del suono nel percorso fra S ed L - Vs puntuale alla profondità
 VsL: Vs per ogni livello (L2 - L1)/(t2 - t1)

Nel calcolo delle Vs30 è da intendersi un possibile valore di indeterminazione del +/- 20% del valore ricavato

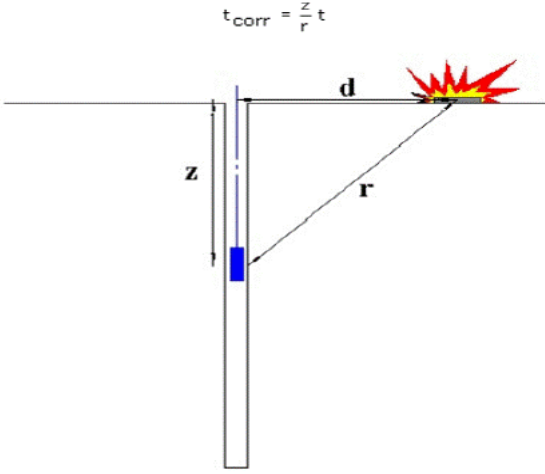


Figura 1 – Schema di down hole con metodo diretto

6.2 CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE

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

Prendendo come riferimento i parametri di V_{s30} ricavati con le prove H/V e SCPTU (184 e 195 m/s) il sito in esame risulta rispondere alle caratteristiche di Suolo 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.

6.3 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 V_N 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.

Nel caso in esame viene presa in considerazione la classe d’uso IV (Imp. produzione energia elettrica - impianto strategico) a cui è associato il coefficiente d’uso CU = 2.

Ricavati i valori di VN e CU, è possibile calcolare il periodo di riferimento VR, che qui vale:

$$VR = 50 * 2 = 100 \text{ anni.}$$

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

Definizione della Pericolosità Sismica di Base

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC 2018, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima (ag) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale. Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC 2018 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica". Secondo le NTC 2018 le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno TR (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'Allegato A alle NTC/18:

ag = accelerazione orizzontale massima;

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I tre parametri si ricavano per il 50° percentile ed attribuendo a:

a_g , il valore previsto dalla pericolosità sismica $S1$

F_0 e TC^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC18 scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica $S1$ (il minimo è ottenuto ai minimi quadrati, su valori normalizzati). I valori di questi parametri vengono forniti in tabella (Tabella 4.1), contenuta nell'Allegato B delle NTC08 (a cui le NTC 2018 fanno riferimento), per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine.

Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno TR corrispondente alla VR e PVR fissate, il valore del generico parametro p ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC18:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{TR_2}{TR_1}\right)\right]^{-1}$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g , F_0 , TC^*) corrispondente al periodo di ritorno TR desiderato, mentre p_1 , 2 è il valore di tale parametro corrispondente al periodo di ritorno TR_1 , 2 .

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri p possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l'espressione dell'Allegato A alle NTC18:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 p_i d_i}{\sum_{i=1}^4 d_i}$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (ag , Fo , TC^*) corrispondente al punto considerato, p_i è il valore di tale parametro nell' i -esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame e d_i è la distanza del punto in esame dall' i -esimo vertice della suddetta maglia.

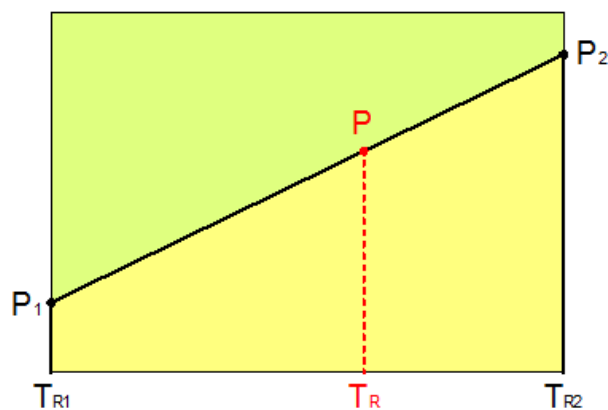


Figura - Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica in accordo alla procedura delle NTC18.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella Figura di seguito:

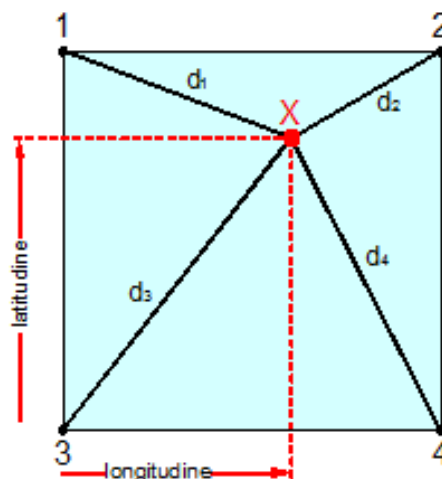


Figura -Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC18.

Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC18, bisogna calcolare le distanze che

intercorrono tra i 4 punti del reticolo e il punto di interesse. Questo calcolo può essere eseguito approssimativamente utilizzando le formule della trigonometria sferica, che danno la distanza geodetica tra due punti, di cui siano note le coordinate geografiche. Utilizzando quindi il teorema di Eulero, la distanza d tra due punti, di cui siano note latitudine e longitudine, espresse però in radianti, si ottiene dall'espressione seguente:

$$d = R \cdot \arccos[\sin(\text{lat}\beta) \cdot \sin(\text{lat}\alpha) + \cos(\text{lat}\beta) \cdot \cos(\text{lat}\alpha) \cdot \cos(\text{lon}\alpha - \text{lon}\beta)]$$

dove $R = 6371$ è il raggio medio terrestre in km, mentre $\text{lat}\alpha$, $\text{lon}\alpha$, $\text{lat}\beta$ e $\text{lon}\beta$ sono la latitudine e la longitudine, espresse in radianti, di due punti A e B di cui si vuole calcolare la distanza. La formula di interpolazione sopra proposta, semplice da usare, presenta però l'inconveniente di condurre a valori di pericolosità lievemente diversi per punti affacciati ma appartenenti a maglie contigue. La modestia delle differenze (scostamenti in termini di PGA dell'ordine di $\pm 0,01g$ ossia della precisione dei dati) a fronte della semplicità d'uso, rende tale stato di cose assolutamente accettabile. Qualora si vogliano rappresentazioni continue della funzione interpolata, si dovrà ricorrere a metodi di interpolazione più complessi, ad esempio i polinomi di Lagrange.

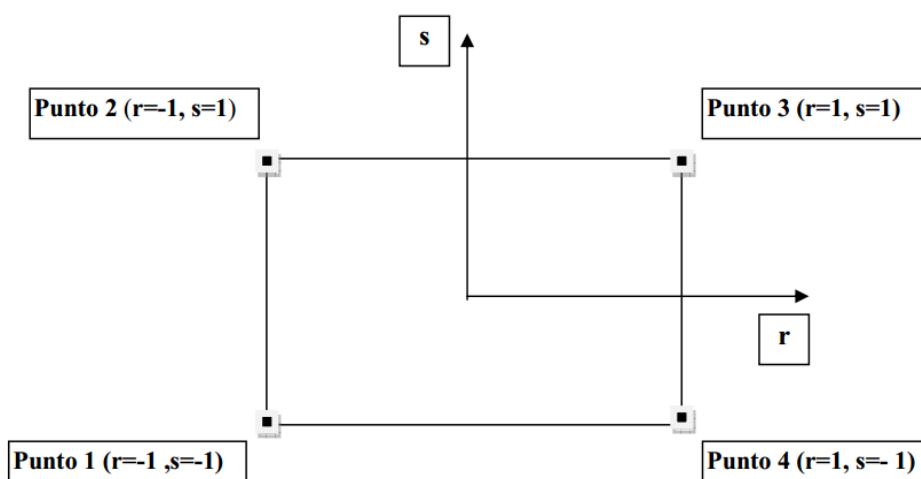


Figura - Applicazione dell'interpolazione bilineare.

Definiti i 4 vertici di una generica maglia i polinomi di Lagrange sono così determinati:

$$h_1 = (1-r) \cdot (1-s)/4$$

$$h_2 = (1-r) \cdot (1+s)/4$$

$$h_3 = (1+r) \cdot (1+s)/4$$

$$h_4 = (1+r) \cdot (1-s)/4$$

Tra le coordinate x, y di un punto generico e le coordinate r, s dello stesso punto valgono le seguenti relazioni:

$$4x = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot x_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot x_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot x_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot x_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot x_4]$$

$$4y = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot y_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot y_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot y_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot y_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot y_4]$$

La soluzione del sistema di equazioni non lineari è ottenuta iterativamente e, tramite i valori di r ed s , si determinano i parametri ag, F_0, T_c^* dall'equazione:

$$4p = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot p_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot p_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot p_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot p_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot p_4]$$

Dove p rappresenta il parametro cercato.

Pericolosità sismica di sito

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Coefficienti sismici

I coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v dipendono del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno (T_R) dell'evento sismico che è valutato come segue:

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

Con VR vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso VR non può essere inferiore a 35 anni.

Stabilità dei pendii e fondazioni

Nel caso di stabilità dei pendii i coefficienti k_h e k_v sono così determinati:

$$k_h = \beta_s \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Con

β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

I valori di β_s sono riportati nella tabella di seguito:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < ag(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < ag(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$ag(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Tabella - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa al sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

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

SS (effetto di amplificazione stratigrafica) ($0.90 \leq S_s \leq 1.80$) è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E). e del rapporto ag/g . ST (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche: T1: ST = 1.0; T2: ST = 1.20; T3: ST = 1.20; T4: ST = 1.40

Fronti scavo e rilevati

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali; specificamente mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e della capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come

$$F_h = k_h \cdot W \text{ ed } F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel § 7.11.3.5.2 e adottando i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

$$\beta_s = 0.38 \text{ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)}$$

$$\beta_s = 0.47 \text{ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).}$$

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1]) impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$. Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

Muri di sostegno

Per i muri di sostegno pendii i coefficienti k_h e k_v sono così determinati:

$$k_h = \beta_m \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Con:

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno assume valore unitario altrimenti assume i valori riportati di seguito.

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

I valori del coefficiente β_m possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di in Figura 5.2.

a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

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

S è il coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica S_S e di amplificazione topografica S_T .

a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Paratie

In mancanza di studi specifici, a_h (accelerazione orizzontale) può essere legata all'accelerazione di picco a_{\max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max}$$

dove:

g è l'accelerazione di gravità;

k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale;

$\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera. Può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma in Figura:

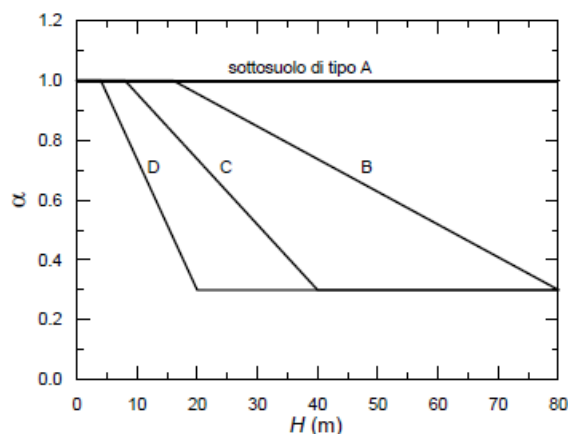


Figura - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α .

Per il sottosuolo di categoria E si utilizzano le curve dei sottosuoli C o D in dipendenza dei valori assunti dalla velocità equivalente V_s . Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$. Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma riportato in Figura 5.2, in funzione del

massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per $u_s = 0$ si ha $\beta = 1$; $u_s \leq 0.005 \cdot H$

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0.2$ deve assumersi $k_h = 0.2 \cdot a_{\max} / g$

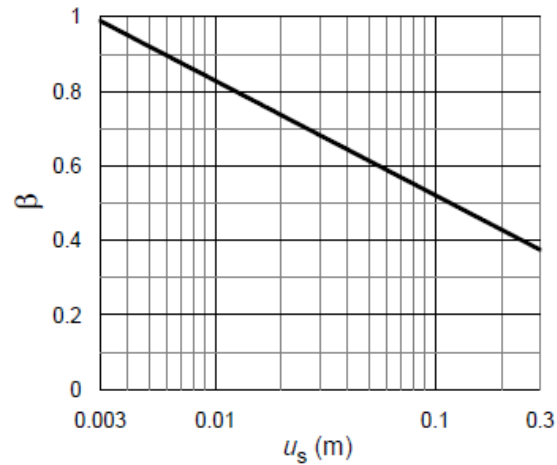


Figura - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.9)$$

dove:

S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

6.4 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Descrizione: Studio di RSL

Committente : CFE Ferrara,

Cantiere: Petrolchimico Ferrara

Località: Ferrara

Data: 25/02/2020



Figura - Ubicazione punto di indagine sul Reticolo Sismico Nazionale.

Vita nominale (Vn): 50 [anni]

Classe d'uso: IV

Coefficiente d'uso (Cu): 2

Periodo di riferimento (Vr): 100 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLO: 60 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLD: 101 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLV: 949 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLC: 1950 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto

Latitudine (WGS84): 44.8602638 [°]

Longitudine (WGS84): 11.5868044 [°]

Latitudine (ED50): 44.8611946 [°]

Longitudine (ED50): 11.5877972 [°]

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	60	0.049	2.499	0.279
SLD	101	0.063	2.517	0.285
SLV	949	0.170	2.560	0.280
SLC	1950	0.224	2.502	0.288

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	15180	44.869700	11.586650	950.25
2	15181	44.870810	11.657090	5564.68
3	15403	44.820820	11.658590	7162.94
4	15402	44.819710	11.588260	4612.84

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.036	2.549	0.250
	50	0.044	2.515	0.276
SLO	60	0.048	2.502	0.279
	72	0.053	2.488	0.282
SLD	101	0.061	2.525	0.286
	140	0.073	2.545	0.281
	201	0.086	2.613	0.272
	475	0.126	2.598	0.274
SLV	949	0.167	2.562	0.280
	975	0.168	2.561	0.280
SLC	1950	0.220	2.504	0.287
	2475	0.242	2.485	0.290

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.035	2.546	0.249
	50	0.042	2.540	0.276
SLO	60	0.047	2.512	0.279
	72	0.051	2.484	0.282
SLD	101	0.059	2.503	0.291
	140	0.070	2.491	0.288
	201	0.081	2.571	0.281
	475	0.117	2.598	0.280
SLV	949	0.153	2.586	0.284
	975	0.154	2.586	0.284
SLC	1950	0.200	2.542	0.290
	2475	0.218	2.527	0.293

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.037	2.546	0.253
	50	0.047	2.484	0.276
SLO	60	0.051	2.482	0.279
	72	0.056	2.481	0.282
SLD	101	0.067	2.480	0.283
	140	0.078	2.551	0.274
	201	0.094	2.575	0.271
	475	0.136	2.595	0.272
SLV	949	0.182	2.547	0.279
	975	0.184	2.545	0.279

SLC	1950	0.242	2.478	0.287
	2475	0.266	2.455	0.289

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.038	2.549	0.254
	50	0.048	2.498	0.273
SLO	60	0.053	2.490	0.277
	72	0.058	2.483	0.280
SLD	101	0.069	2.513	0.277
	140	0.081	2.608	0.267
	201	0.097	2.572	0.271
	475	0.142	2.593	0.271
SLV	949	0.190	2.539	0.278
	975	0.193	2.537	0.278
SLC	1950	0.252	2.470	0.287
	2475	0.277	2.447	0.290

Pericolosità Sismica di Sito

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1.000

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

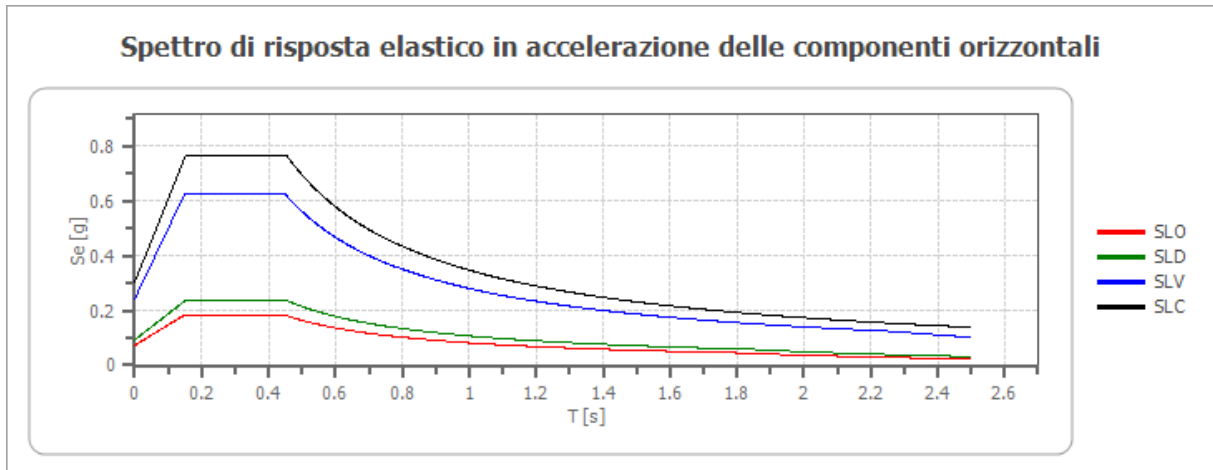
Stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.015	0.019	0.059	0.085
kv	0.007	0.009	0.029	0.043
amax [m/s ²]	0.720	0.920	2.395	2.992
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

Fronti di scavo e rilevati

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	--	0.044	0.093	--
kv	--	0.022	0.046	--
amax [m/s ²]	0.720	0.920	2.395	2.992
Beta	--	0.470	0.380	--

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	cu	ag	F0	Tc*	Ss	Cc	St	S	η	TB	TC	TD	Se(0)	Se(T B)
		[g]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[s]	[s]	[s]	[g]	[g]
SLO	2.0	0.049	2.499	0.279	1.500	1.600	1.000	1.500	1.000	0.149	0.446	1.796	0.073	0.183
SLD	2.0	0.063	2.517	0.285	1.500	1.590	1.000	1.500	1.000	0.151	0.453	1.850	0.094	0.236
SLV	2.0	0.170	2.560	0.280	1.440	1.600	1.000	1.440	1.000	0.149	0.448	2.278	0.244	0.625
SLC	2.0	0.224	2.502	0.288	1.360	1.580	1.000	1.360	1.000	0.151	0.454	2.497	0.305	0.763

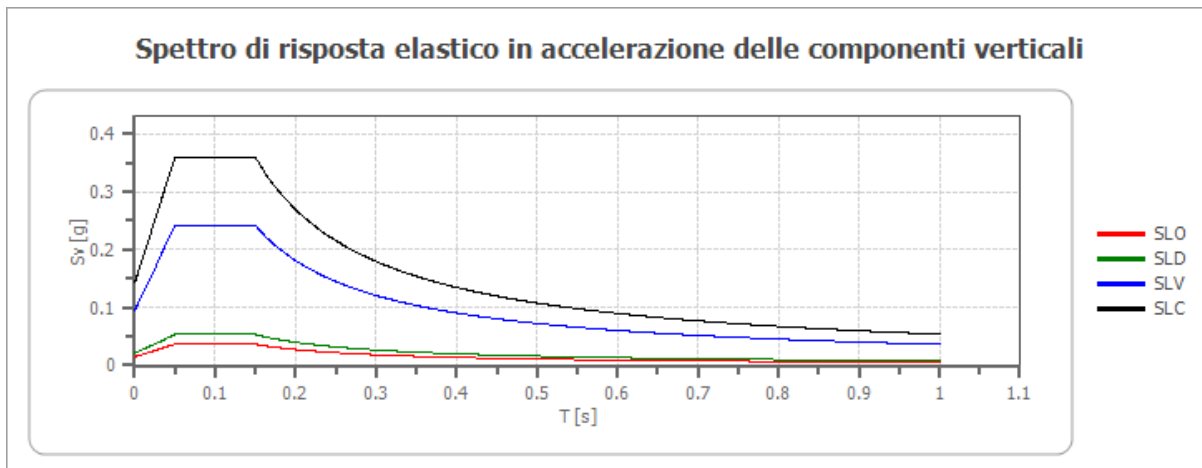
Valore di Ancoraggio dello Spettro di Risposta Elastico in Accelerazione:

PGA = S X Ag/g = 1,440 X 0,170= 0,2448 g.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1.000



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(T B) [g]
SLO	2.0	0.049	2.499	0.279	1	1.600	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.015	0.037
SLD	2.0	0.063	2.517	0.285	1	1.590	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.021	0.053
SLV	2.0	0.170	2.560	0.280	1	1.600	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.094	0.241
SLC	2.0	0.224	2.502	0.288	1	1.580	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.143	0.359

Spettro di progetto

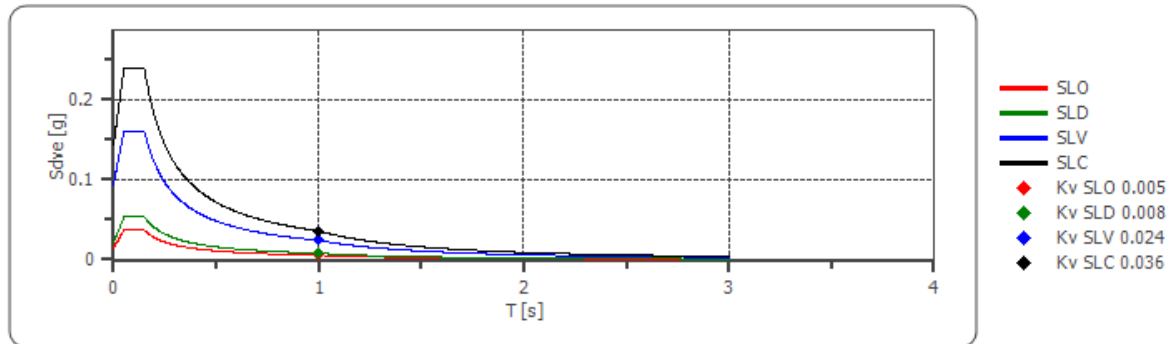
Fattore di struttura spettro orizzontale q: 1.50

Fattore di struttura spettro verticale q: 1.50

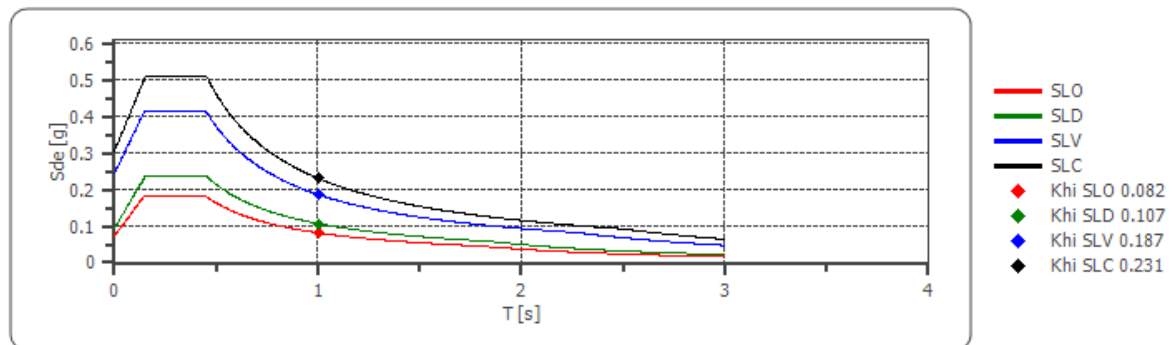
Periodo fondamentale T: 1.00 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
k _h = S _d e(T) Orizzontale [g]	0.082	0.107	0.187	0.231
k _v = S _d v _e (T) Verticale [g]	0.005	0.008	0.024	0.036

Spettro di progetto delle componenti verticali



Spettro di progetto delle componenti orizzontali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(T B) [g]
SLO orizz.	2.0	0.049	2.499	0.279	1.500	1.600	1.000	1.500	1.000	0.149	0.446	1.796	0.073	0.183
SLO vert.	2.0	0.049	2.499	0.279	1.500	1.600	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.015	0.037
SLD orizz.	2.0	0.063	2.517	0.285	1.500	1.590	1.000	1.500	1.000	0.151	0.453	1.850	0.094	0.236
SLD vert.	2.0	0.063	2.517	0.285	1.500	1.590	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.021	0.053
SLV orizz.	2.0	0.170	2.560	0.280	1.440	1.600	1.000	1.440	1.500	0.149	0.448	2.278	0.244	0.417
SLV vert.	2.0	0.170	2.560	0.280	1.440	1.600	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.094	0.161
SLC orizz.	2.0	0.224	2.502	0.288	1.360	1.580	1.000	1.360	1.500	0.151	0.454	2.497	0.305	0.509
SLC vert.	2.0	0.224	2.502	0.288	1.360	1.580	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.143	0.239

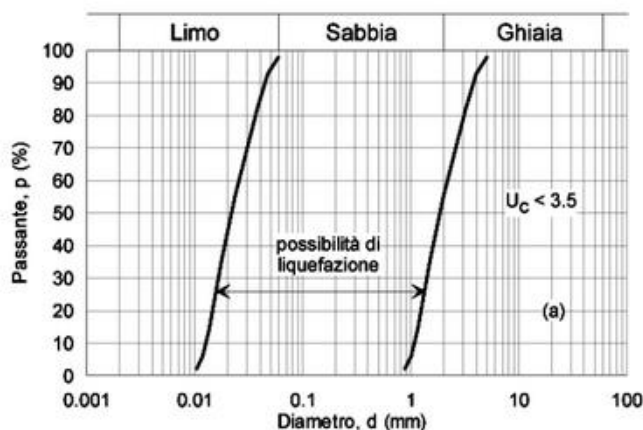
7 SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE DEGLI ORIZZONTI GRANULARI SATURI

Il fenomeno della liquefazione determina una diminuzione della resistenza al taglio e/o della rigidità, 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.

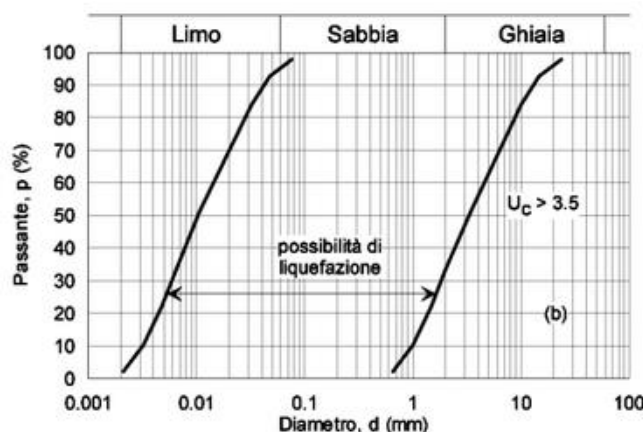
Le Norme Tecniche annesse alla vigente Normativa Sismica (l'Ordinanza 3274, 3316 e ss.,) impongono detta verifica quando “la falda freatica si trovi in prossimità della superficie (p.c.) ed il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti 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 $U_c > 3,5$.



a)



b)

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.

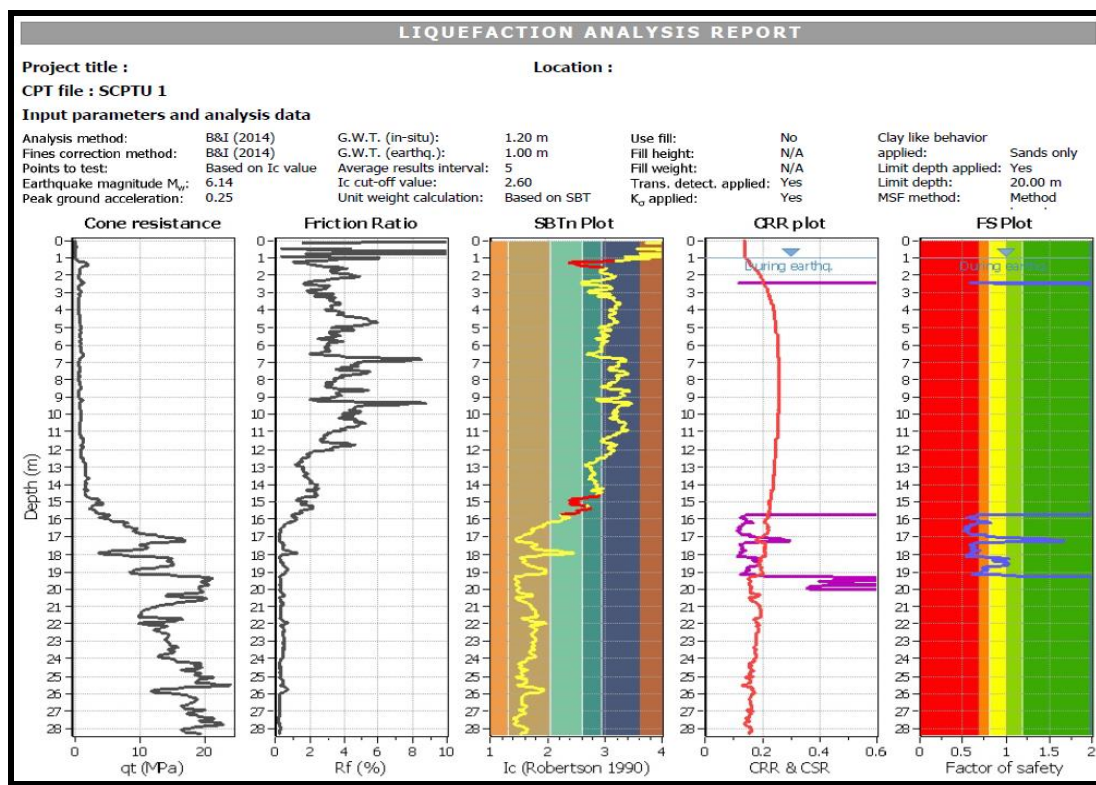
Per tale verifica si è assunto il valore di magnitudo $M = 6,14$. Sulla scorta del Catalogo degli eventi sismici succedutisi in Italia dal 217 a.C. al 1992 d.C. si potrà invece rilevare come il Comune di Ferrara sia in realtà stato sottoposto ad eventi sismici di Magnitudo (Richter) massima pari a 5,9. 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 $a_{max} = S \cdot a_g = 0.2448 \text{ g}$ (suolo tipo C)

S = coeff. di amplificazione (azione orizzontale) = 1.44

La verifica alla liquefazione, con il metodo precedentemente esposto, ha portato ad avere coefficiente di sicurezza $IF < 1$, quindi suscettibilità alla liquefazione per quasi tutti i livelli sabbiosi presenti nei primi 20.0 metri di profondità da p.c. (da circa mt. 16.0 a mt. 20.0).

Tale verifica è stata eseguita per le sabbie presenti nei primi 20 mt. di profondità poiché si ritiene ragionevolmente non possa verificarsi nelle sabbie presenti a profondità maggiori a causa della pressione litostatica esercitata dagli strati sovrastanti, considerando anche la presenza di circa 14-16 metri di argille sovrastanti non suscettibili a liquefazione che offrono una notevole garanzia all'impedimento della risalita delle sabbie sottostanti, l'eventuale manifestazione superficiale si configurerebbe come un evento eccezionale.



Visto che la verifica sismica ha in ogni caso evidenziato pericolo di liquefazione (fattore di sicurezza $FS < 1$) e considerato che si tratta della realizzazione di un impianto di produzione elettrica che riveste ruolo strategico, si è reso necessario procedere con uno studio di RSL (risposta sismica locale) come prescritto nelle NTC/2018

8 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:

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

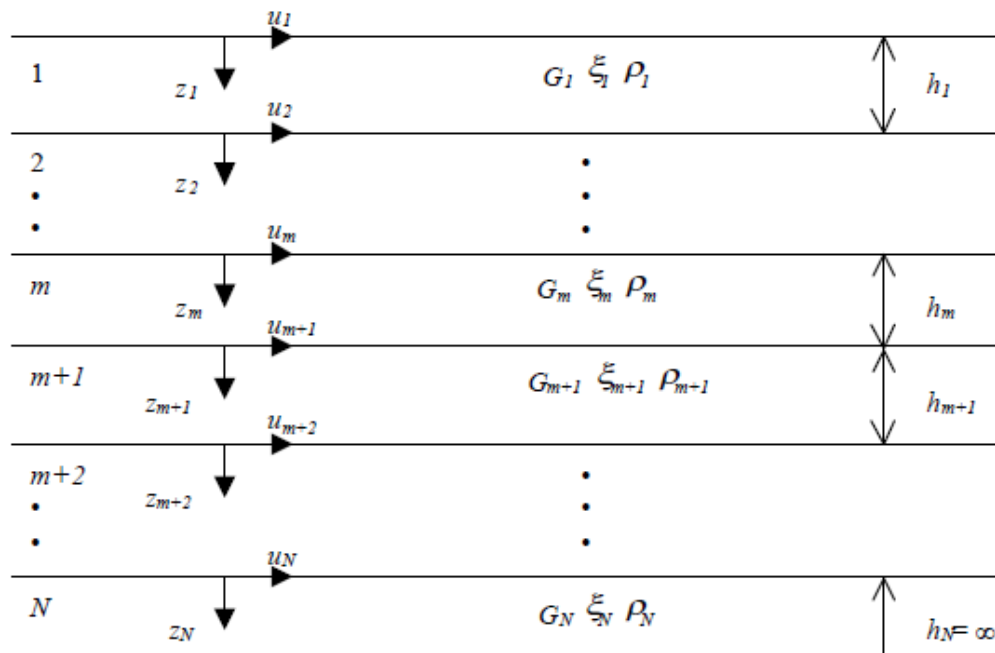


Figura - Esempio di stratigrafia per riferimento.

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,

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

(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 :

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

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

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

E la corrispondente tensione tangenziale, dalla seguente espressione:

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

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.

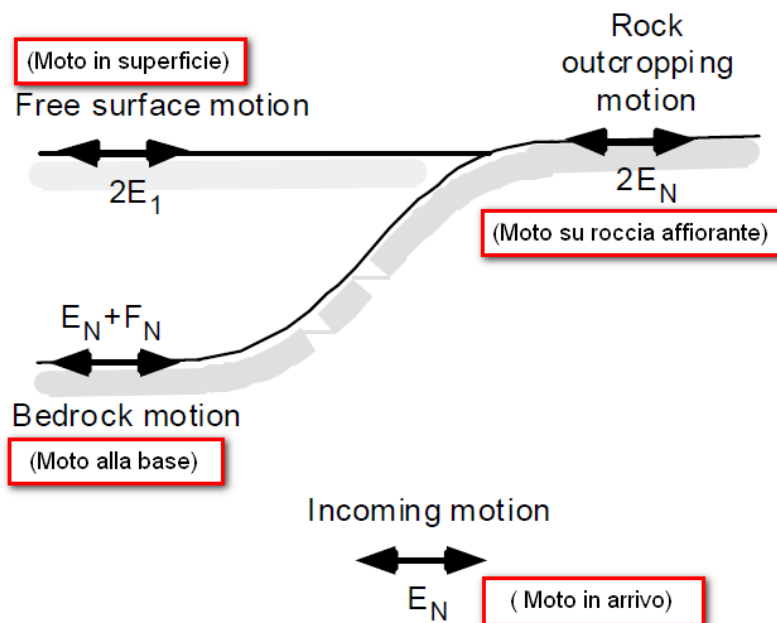


Figura - Schema di riferimento e terminologia utilizzata.

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:

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

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

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

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

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.

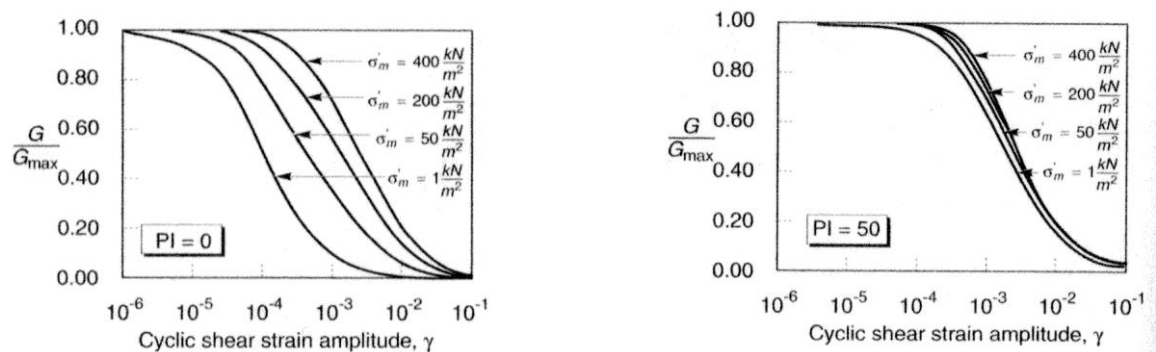


Figure - Influenza della pressione di confinamento e della plasticità sul modulo di deformazione al taglio.

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.

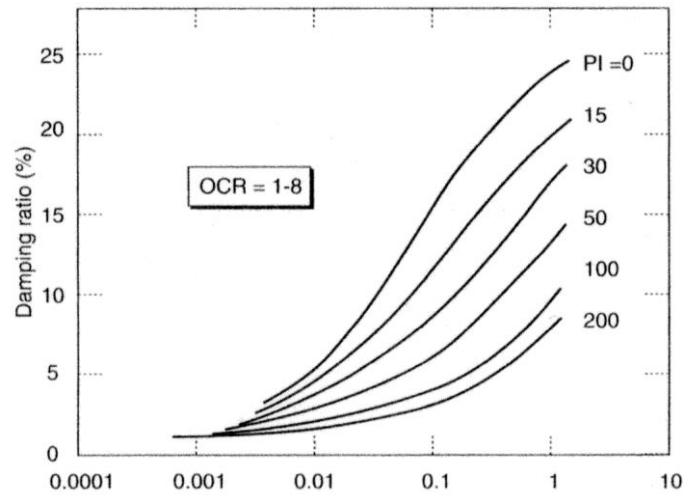


Figura - Influenza della plasticità sul coefficiente di smorzamento viscoso.

Elaborazione

Dati generali

Descrizione	RSL per Verifica Liquefazione
Committente	Centro Energia Ferrara srl
Cantiere	Ferrara, Petrolchimico
Data della prova	d.C./02/2020
Latitudine	44.8602638[°]
Longitudine	11.5868044[°]

Stratigrafia

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Terreno	Gmax [MPa]	Peso unità vol. [kN/m ³]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
1	--	17.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	42.43	18.5	150.0	73.9
2	17.0	34.0	EPRI Sand (1993) 15,54-36,57 metri	151.85	19.0	280.0	470.7
3	51.0	50.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	203.55	19.5	320.0	1036.0
4	101.0	25.0	EPRI Sand (1993) 76,50-152,40 metri	513.98	21.0	490.0	1418.1
5	oo	--	Idriss (1990) Rock	947.50	22.0	650.0	1558.0

Strato con falda: 2

Strato rilevamento accelerogramma: 5 Affiorante

La stratigrafia di riferimento del presente studio è costituita da una sintesi ragionata fra quanto individuato dalla restituzione della misura H/V localmente eseguita e le numerose informazioni stratigrafiche di bibliografia, fra le quali ovviamente si deve considerare la seguente Sezione (riportata unitamente all'ubicazione della traccia della sezione stessa che può essere considerata direttamente rappresentativa per l'area in esame).

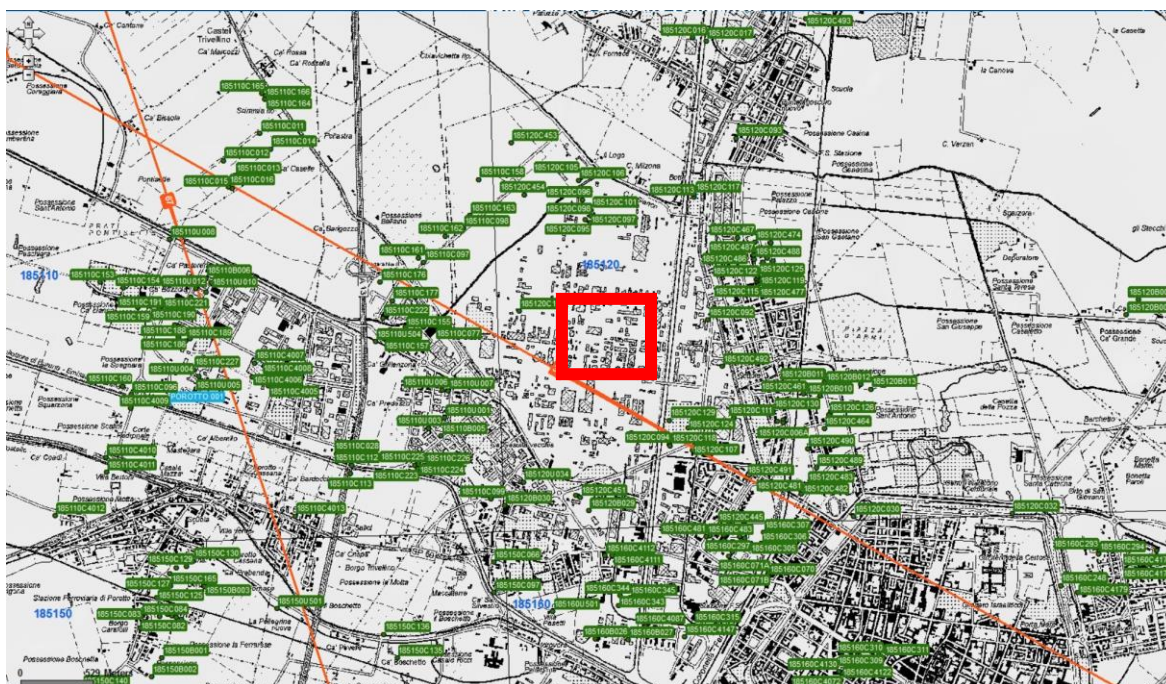


Figura - Ubicazione a Scala Libera della traccia della Sez. 33.

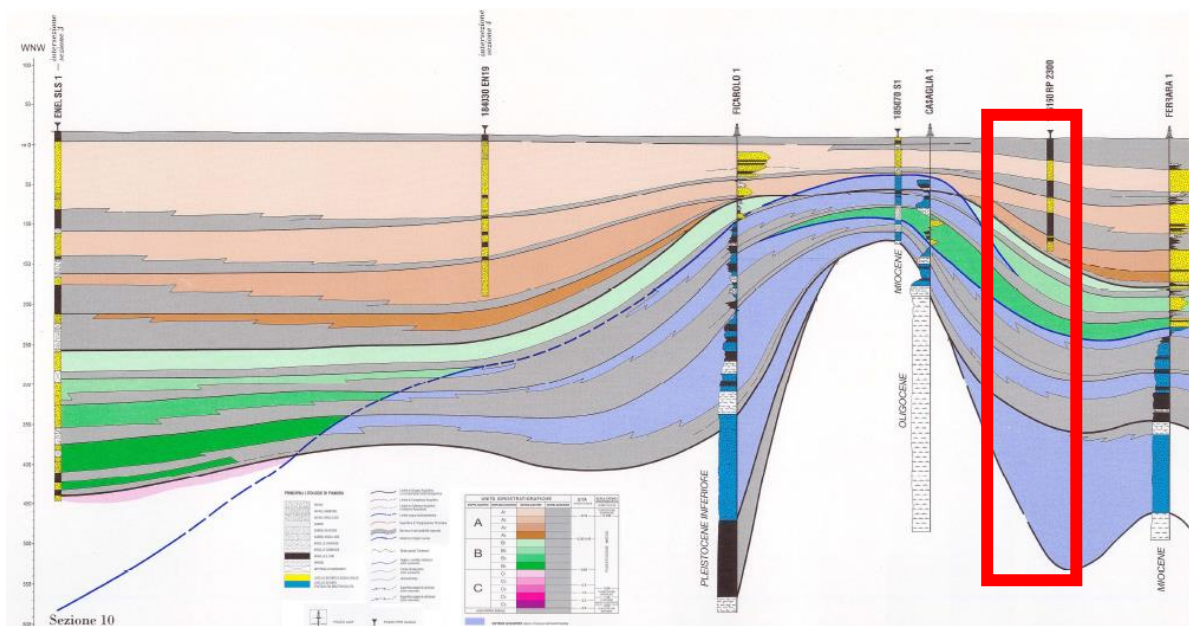
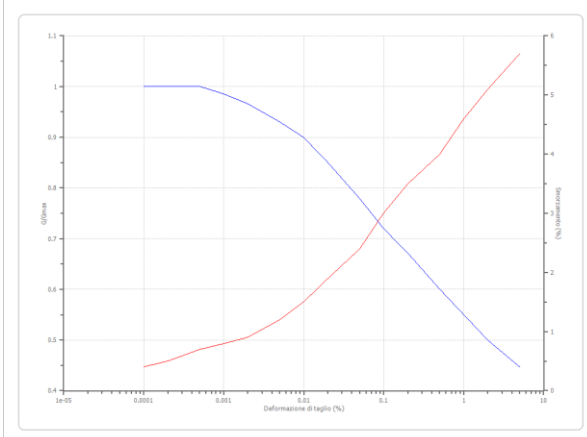


Figura - Stralcio a Scala Libera della Sez. 33.

Descrizione dei singoli terreni

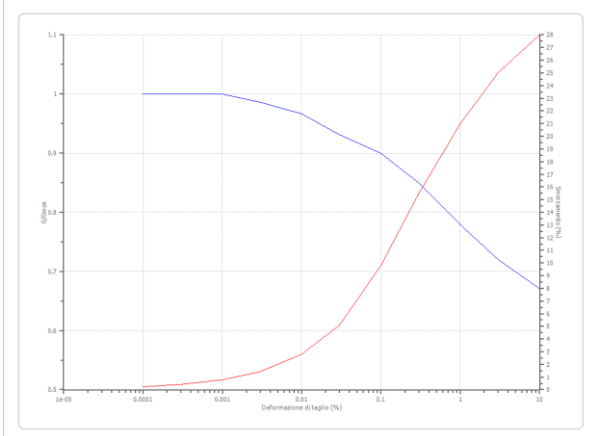
Idriss (1990) Rock

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.400
0.0002	1.000	0.0002	0.500
0.0005	1.000	0.0005	0.700
0.001	0.986	0.001	0.800
0.002	0.966	0.002	0.900
0.005	0.931	0.005	1.200
0.010	0.900	0.010	1.500
0.020	0.850	0.020	1.900
0.050	0.779	0.050	2.400
0.100	0.720	0.100	3.000
0.200	0.671	0.200	3.500
0.500	0.600	0.500	4.000
1.000	0.550	1.000	4.600
2.000	0.500	2.000	5.100
5.000	0.447	5.000	5.700



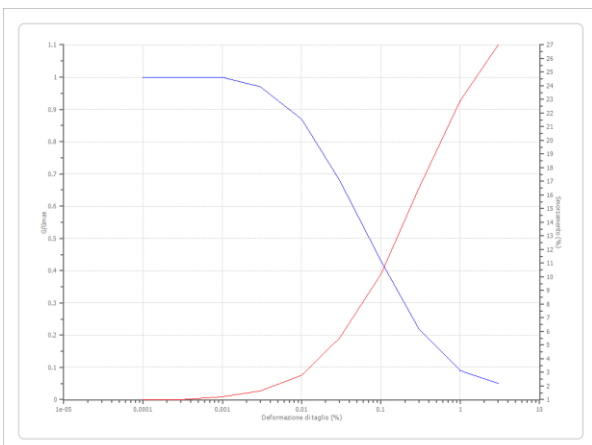
Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)

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



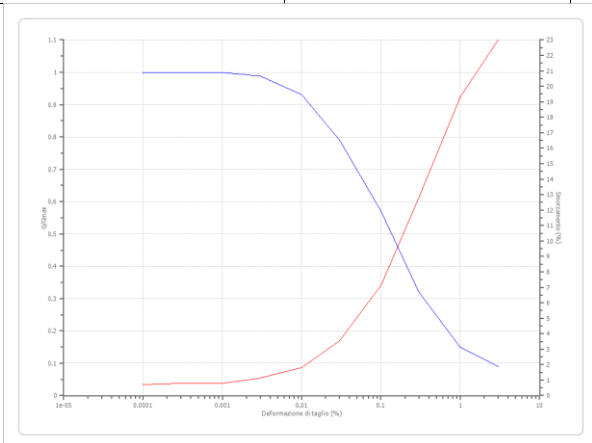
EPRI Sand (1993) 15,54-36,57 metri

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	3.10 E-04

Fattori di amplificazione ICMS 2008

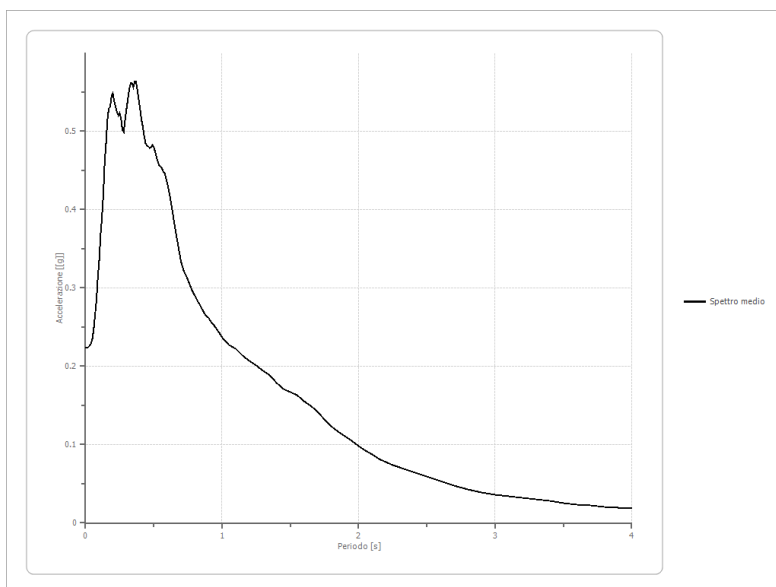
Tai	0.200 [s]
Tvi	0.920 [s]
Tao	0.360 [s]
Tvo	1.400 [s]
Sami	4.162 [m/s ²]
Svmi	0.219 [m/s]
Samo	5.064 [m/s ²]
Svmo	0.419 [m/s]
Fa	1.217 [-]
Fv	1.918 [-]
TB	0.173 [s]
TC	0.520 [s]
TD	2.280 [s]
SA(0)	0.206 [g]
SA(TB)	0.516 [g]

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	0.061	0.087	0.200	1.430
0.500	1.000	0.106	0.193	0.500	1.823
0.100	1.500	0.272	0.486	0.067	1.790
0.100	2.500	0.471	0.862	0.040	1.828

Spettro medio di risposta elastico

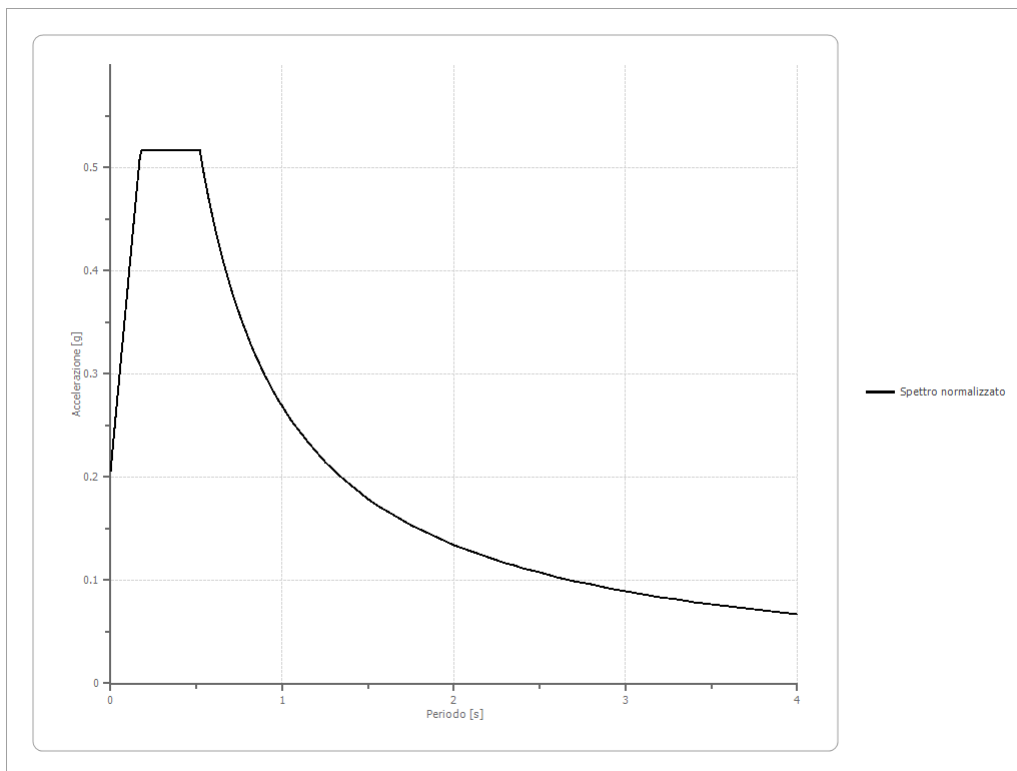
Periodo [s]	Accelera zione [g]	Periodo [s]	Accelera zione [g]	Periodo [s]	Accelera zione [g]	Periodo [s]	Accelera zione [g]	Periodo [s]	Accelera zione [g]
0.00	0.2238	0.26	0.5167	0.52	0.4669	0.98	0.2430	2.25	0.0741
0.01	0.2238	0.27	0.5016	0.53	0.4607	1.00	0.2372	2.30	0.0711
0.02	0.2242	0.28	0.4986	0.54	0.4565	1.05	0.2270	2.35	0.0680
0.03	0.2258	0.29	0.5147	0.55	0.4555	1.10	0.2219	2.40	0.0651
0.04	0.2293	0.30	0.5285	0.56	0.4526	1.15	0.2133	2.50	0.0593
0.05	0.2348	0.31	0.5408	0.57	0.4487	1.20	0.2065	2.60	0.0534
0.06	0.2473	0.32	0.5536	0.58	0.4467	1.25	0.2012	2.70	0.0475
0.07	0.2657	0.33	0.5609	0.60	0.4332	1.30	0.1941	2.80	0.0424
0.08	0.2833	0.34	0.5610	0.62	0.4156	1.35	0.1879	2.90	0.0387
0.09	0.3136	0.35	0.5560	0.64	0.3942	1.40	0.1786	3.00	0.0363
0.10	0.3349	0.36	0.5631	0.66	0.3718	1.45	0.1705	3.10	0.0342
0.11	0.3667	0.37	0.5629	0.68	0.3521	1.50	0.1674	3.20	0.0321
0.12	0.3894	0.38	0.5529	0.70	0.3329	1.55	0.1628	3.30	0.0303
0.13	0.4183	0.39	0.5396	0.72	0.3210	1.60	0.1554	3.40	0.0280
0.14	0.4597	0.40	0.5279	0.74	0.3148	1.65	0.1492	3.50	0.0257
0.15	0.4834	0.41	0.5150	0.76	0.3059	1.70	0.1415	3.60	0.0236
0.16	0.5133	0.42	0.5054	0.78	0.2972	1.75	0.1318	3.70	0.0219
0.17	0.5292	0.43	0.4928	0.80	0.2903	1.80	0.1231	3.80	0.0203
0.18	0.5311	0.44	0.4846	0.82	0.2832	1.85	0.1166	3.90	0.0194
0.19	0.5450	0.45	0.4813	0.84	0.2775	1.90	0.1109	4.00	0.0183
0.20	0.5485	0.46	0.4807	0.86	0.2704	1.95	0.1048		
0.21	0.5384	0.47	0.4786	0.88	0.2648	2.00	0.0981		
0.22	0.5309	0.48	0.4795	0.90	0.2617	2.05	0.0922		
0.23	0.5239	0.49	0.4821	0.92	0.2563	2.10	0.0872		
0.24	0.5201	0.50	0.4800	0.94	0.2522	2.15	0.0820		
0.25	0.5231	0.51	0.4736	0.96	0.2479	2.20	0.0776		



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	0.2062	0.26	0.5162	0.52	0.5162	0.98	0.2741	2.25	0.1194
0.01	0.2241	0.27	0.5162	0.53	0.5068	1.00	0.2686	2.30	0.1168
0.02	0.2419	0.28	0.5162	0.54	0.4974	1.05	0.2558	2.35	0.1143
0.03	0.2598	0.29	0.5162	0.55	0.4884	1.10	0.2442	2.40	0.1119
0.04	0.2777	0.30	0.5162	0.56	0.4796	1.15	0.2336	2.50	0.1074
0.05	0.2956	0.31	0.5162	0.57	0.4712	1.20	0.2238	2.60	0.1033
0.06	0.3134	0.32	0.5162	0.58	0.4631	1.25	0.2149	2.70	0.0995
0.07	0.3313	0.33	0.5162	0.60	0.4477	1.30	0.2066	2.80	0.0959
0.08	0.3492	0.34	0.5162	0.62	0.4332	1.35	0.1990	2.90	0.0926
0.09	0.3671	0.35	0.5162	0.64	0.4197	1.40	0.1919	3.00	0.0895
0.10	0.3849	0.36	0.5162	0.66	0.4070	1.45	0.1852	3.10	0.0866
0.11	0.4028	0.37	0.5162	0.68	0.3950	1.50	0.1791	3.20	0.0839
0.12	0.4207	0.38	0.5162	0.70	0.3837	1.55	0.1733	3.30	0.0814
0.13	0.4386	0.39	0.5162	0.72	0.3730	1.60	0.1679	3.40	0.0790
0.14	0.4564	0.40	0.5162	0.74	0.3630	1.65	0.1628	3.50	0.0767
0.15	0.4743	0.41	0.5162	0.76	0.3534	1.70	0.1580	3.60	0.0746
0.16	0.4922	0.42	0.5162	0.78	0.3444	1.75	0.1535	3.70	0.0726
0.17	0.5100	0.43	0.5162	0.80	0.3357	1.80	0.1492	3.80	0.0707
0.18	0.5162	0.44	0.5162	0.82	0.3276	1.85	0.1452	3.90	0.0689
0.19	0.5162	0.45	0.5162	0.84	0.3198	1.90	0.1414	4.00	0.0671
0.20	0.5162	0.46	0.5162	0.86	0.3123	1.95	0.1377		
0.21	0.5162	0.47	0.5162	0.88	0.3052	2.00	0.1343		
0.22	0.5162	0.48	0.5162	0.90	0.2984	2.05	0.1310		

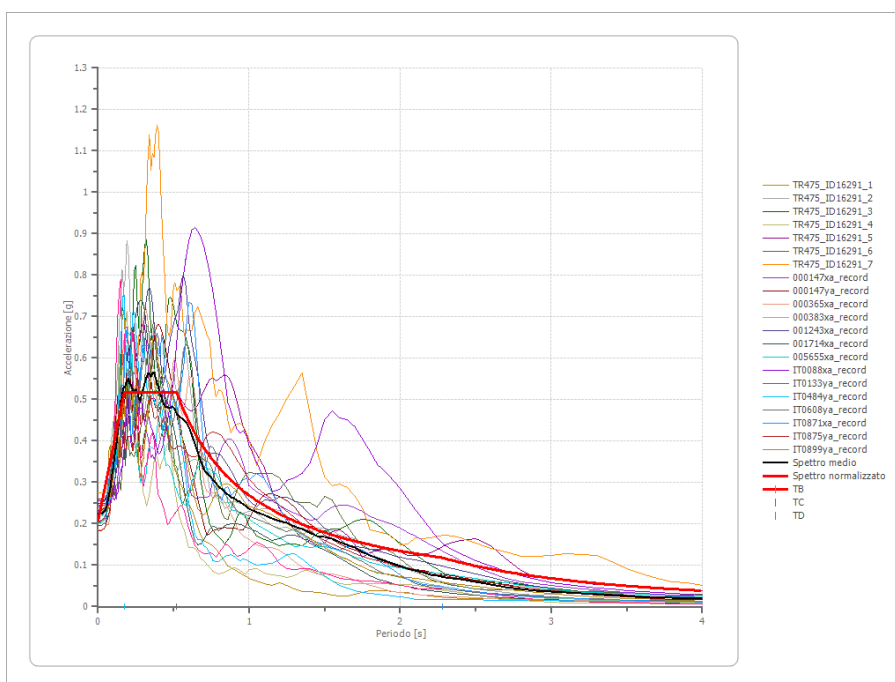
0.23	0.5162	0.49	0.5162	0.92	0.2920	2.10	0.1279		
0.24	0.5162	0.50	0.5162	0.94	0.2857	2.15	0.1249		
0.25	0.5162	0.51	0.5162	0.96	0.2798	2.20	0.1221		



Parametri spettro normalizzato

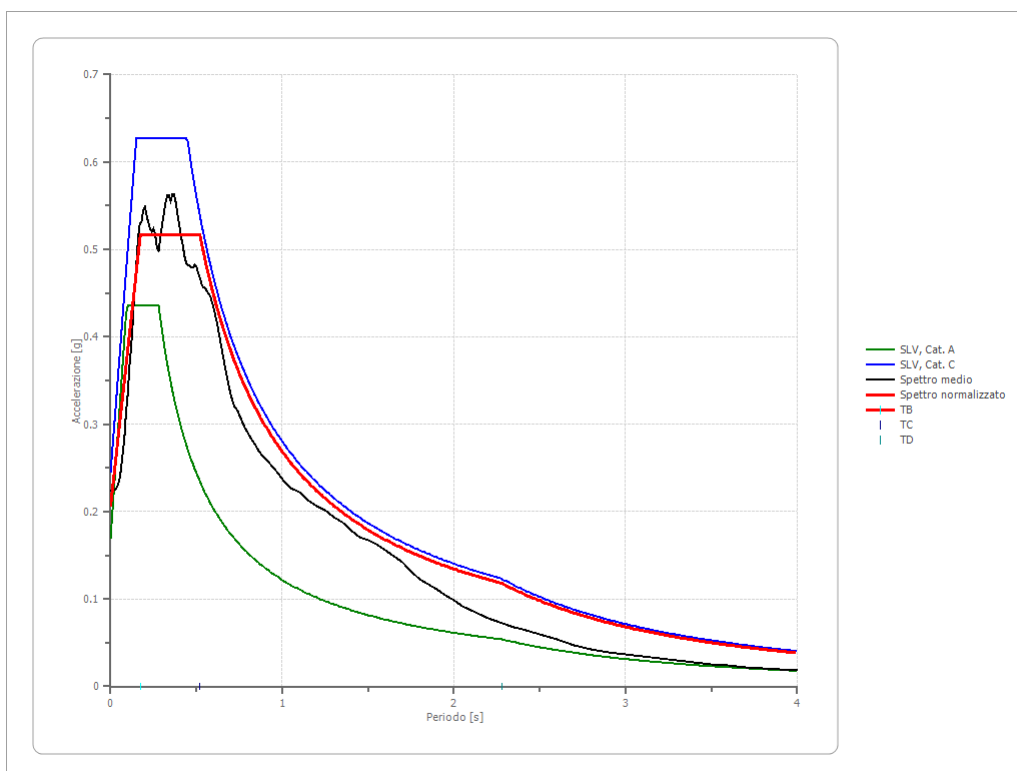
Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]	S
0.206	2.504	--	0.173	0.520	2.280	0.206	0.516	1.213

Confronto tra gli spettri utilizzati nel presente Studio di RSL



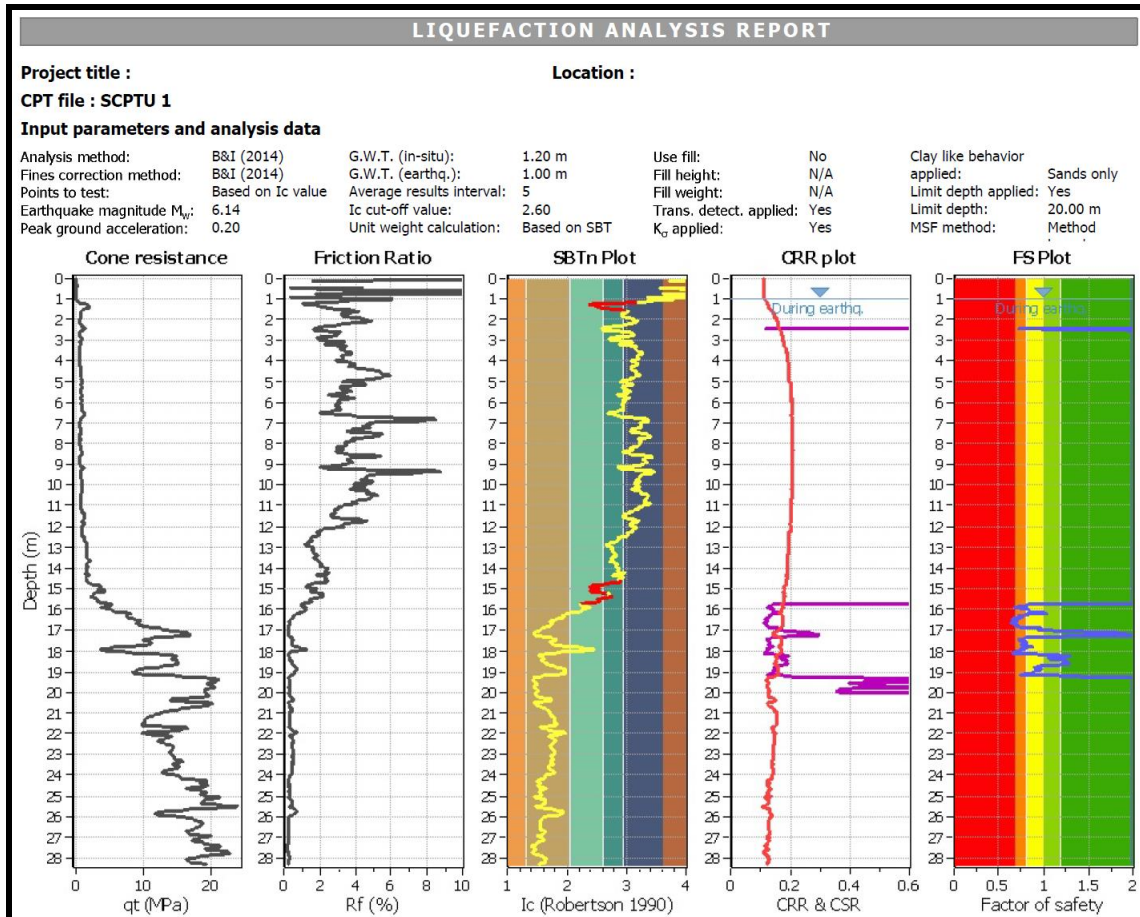
Confronto spettro normativa

Spettro di risposta elastico: Rosso spettro normalizzato – Azzurro spettro da normativa cat. C – Verde spettro da normativa cat. A



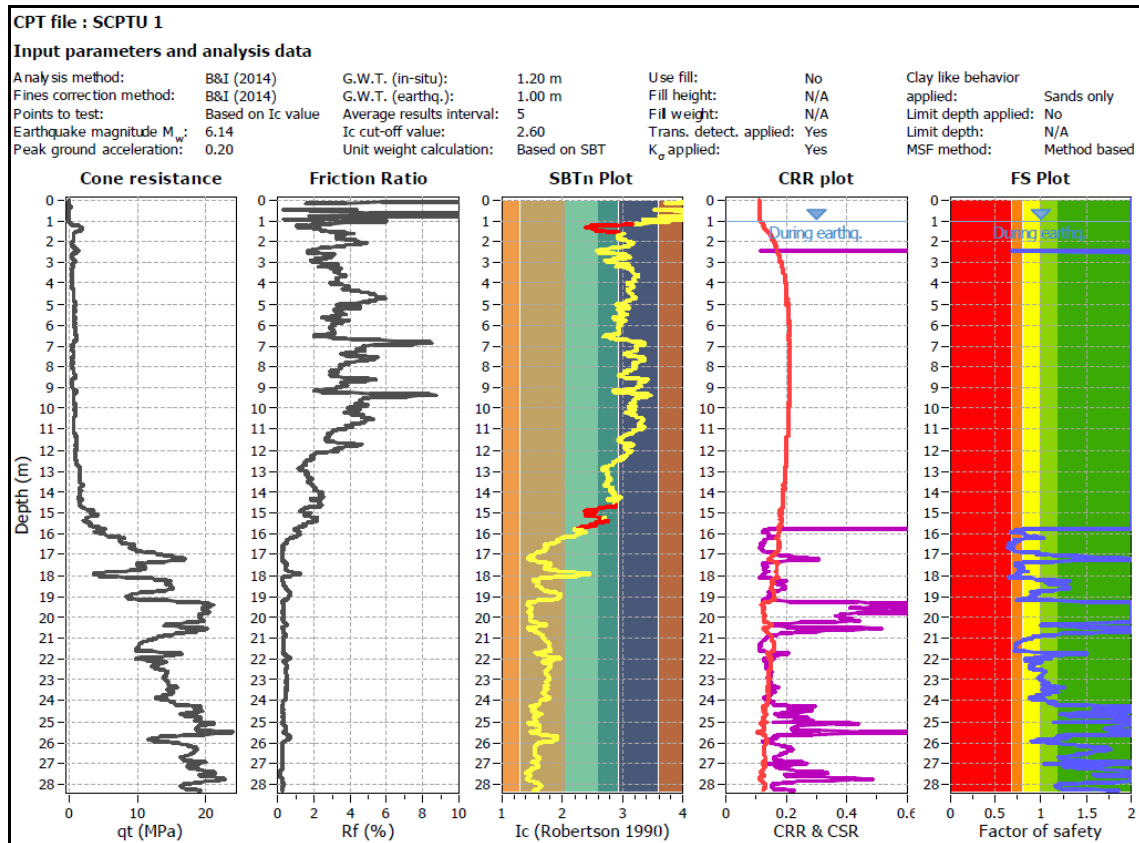
Sulla base dei nuovi elementi acquisiti si è proceduto ad una nuova stima della liquefazione utilizzando il fattore di amplificazione calcolato con lo studio di RSL (risposta sismica locale) che porta a stimare una accelerazione sismica attesa al suolo di 0.206 g.

Anche in questo caso il metodo semplificato Idriss Boulanger (2014), ha confermato la liquefacibilità (coefficiente di sicurezza $IF < 1$) del livello sabbioso presente fra mt. 16.0 e 20.0 dal p.c..



A titolo cautelativo, nonostante la letteratura scientifica in materia ritenga che la possibilità di liquefazione sia molto improbabile oltre i 20.0 metri di profondità, (la delibera regionale n. 630 R.E.R. “Atto di coordinamento tecnico sugli studi di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale e urbanistica” nell’allegato A3 consiglia di procedere alla verifica a liquefazione per i livelli sabbiosi saturi presenti nei primi 20.0 metri di profondità dal piano campagna, come comunemente riportato anche in letteratura ad esempio il testo “La liquefazione del terreno in condizioni sismiche (Ed. Zanichelli) scritto dai massimi esperti in materia T. Crespellani, R. Nardi, C. Simoncini o come riportato nel “Rapporto preliminare sui diffusi fenomeni di liquefazione verificatisi

durante il terremoto in Pianura Padana Emiliana del Maggio 2012” scritto da T. Crespellani, J. Facciorusso, A. Ghinelli, C. Madiati, S. Renzi, G. Vannucchi) si è proceduto a estendere la verifica a liquefazione anche per le sabbie sature presenti oltre i 20.0 metri di profondità con stesso metodo semplificato Idriss Boulanger (2014):



Da questa verifica si può notare come vi siano ancora alcuni livelli potenzialmente liquefacibili fino a circa 23.0-24.0 metri di profondità, si tratta di strati liquefacibili alternati a strati non liquefacibili.

Si è inoltre proceduto anche a una verifica puntuale a liquefazione delle sabbie sature presenti oltre i 20 metri di profondità utilizzando i valori di NSPT ricavati da prove SPT in foro nel corso dell’esecuzione dei sondaggi S2/1997 e S1/2020.

Per tale verifica si è fatto riferimento alla formula di *Youd et Al. 2001* di seguito riassunta, nella quale vengono utilizzati la percentuale dei fini (ottenuta dalle prove granulometriche) e il numero di colpi NSPT calcolati con prove SPT in foro:

$$CSR_{M,\sigma'_v} = 0.65 \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \frac{a_{max}}{g} r_d$$

$$CSR_{M,\sigma'_v} = 0.65 \frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \frac{a_{\max}}{g} r_d$$

$$r_d = 1.0 - 0.00765 z \quad \text{for } z \leq 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 z \quad \text{for } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m}$$

$$r_d = 0.744 - 0.008 z \quad \text{for } 23 < z \leq 30 \text{ m}$$

$$r_d = 0.50 \quad \text{For } z > 30 \text{ m}$$

Rod length	<3 m	C_R	0.75
Rod length	3–4 m	C_R	0.8
Rod length	4–6 m	C_R	0.85
Rod length	6–10 m	C_R	0.95
Rod length	10–30 m	C_R	1.0

$$C_N = (p_a / \sigma'_{vo})^{0.5} \leq 1,7 \quad (N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

$$\alpha = 0 \quad \text{for } FC \leq 5\%$$

$$\alpha = \exp[1.76 - (190/FC^2)] \quad \text{for } 5\% < FC < 35\%$$

$$\alpha = 5.0 \quad \text{for } FC \geq 35\%$$

$$\beta = 1.0 \quad \text{for } FC \leq 5\%$$

$$\beta = [0.99 + (FC^{1.5}/1,000)] \quad \text{for } 5\% < FC < 35\%$$

$$\beta = 1.2 \quad \text{for } FC \geq 35\%$$

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

$$MSF = 10^{2.24/M^{2.56}}$$

Da cui

FATTORE DI SICUREZZA: FSL=CRR/CSR

La verifica è stata condotta per due diversi gradi di accelerazione:

- 0.25g ottenuta con studio semplificato;
- 0.206g ottenuta con studio RSL.

Per quanto riguarda la percentuale di fine (FC) sono stati utilizzati due valori di riferimento:

- FC = 8%, valore minimo ottenuto dalle granulometrie del sondaggio S1/2020
- FC = 0 % assunto come valore più penalizzante (assenza di materiale fine).

	SONDAGGIO S1 (2020)							
	NSPT 1		NSPT 2		NSPT 3		NSPT 4	
Mw	6,14	6,14	6,14	6,14	6,14	6,14	6,14	6,14
amax/g	0,206	0,25	0,206	0,25	0,206	0,25	0,206	0,25
Profondità [m]	20	20	25	25	31	31	40	40
Press. Verticale totale [kPa]	380	380	475	475	589	589	760	760
Press. Verticale efficace [kPa]	180	180	225	225	279	279	360	360
Colpi Nspt	58	58	64	64	42	42	57	57
Frazione fine FC [%]	8	8	8	8	8	8	8	8
CSR	0,181	0,22	0,154	0,187	0,141	0,172	0,141	0,172
CRR	0,371	0,371	0,354	0,354	0,513	0,513	0,881	0,881
Coeff. di sicurezza a liquefazione FSL	2,051	1,69	2,303	1,897	3,633	2,993	6,23	5,134

	SONDAGGIO S1 (2020)							
	NSPT 1		NSPT 2		NSPT 3		NSPT 4	
Mw	6,14	6,14	6,14	6,14	6,14	6,14	6,14	6,14
amax/g	0,206	0,25	0,206	0,25	0,206	0,25	0,206	0,25
Profondità [m]	20	20	25	25	31	31	40	40
Press. Verticale totale [kPa]	380	380	475	475	589	589	760	760
Press. Verticale efficace [kPa]	180	200	225	225	279	279	360	360
Colpi Nspt	58	58	64	64	42	42	57	57
Frazione fine FC [%]	0	0	0	0	0	0	0	0
CSR	0,181	0,22	0,154	0,187	0,141	0,172	0,141	0,172
CRR	0,346	0,346	0,327	0,327	0,492	0,492	0,785	0,785
Coeff. di sicurezza a liquefazione FSL	1,910	1,574	2,125	1,751	3,479	2,867	5,555	4,577

	SONDAGGIO S2 (1997)						
	NSPT 1		NSPT 2		NSPT 3		
Mw	6,14	6,14	6,14	6,14	6,14	6,14	6,14
amax/g	0,206	0,25	0,206	0,25	0,206	0,25	0,25
Profondità [m]	18,5	18,5	22,5	22,5	26	26	26
Press. Verticale totale [kPa]	351	351	427	427	494	494	494
Press. Verticale efficace [kPa]	167	167	202	202	234	234	234
Colpi Nspt	20	20	34	34	49	49	49
Frazione fine FC [%]	8	8	8	8	8	8	8
CSR	0,191	0,232	0,162	0,197	0,152	0,184	0,184
CRR	0,284	0,284	0,472	0,472	1,716	1,716	1,716
Coeff. di sicurezza a liquefazione FSL	1,482	1,221	2,907	2,396	11,326	9,333	9,333

	SONDAGGIO S2 (1997)					
	NSPT 1		NSPT 2		NSPT 3	
Mw	6,14	6,14	6,14	6,14	6,14	6,14
amax/g	0,206	0,25	0,206	0,25	0,206	0,25
Profondità [m]	18,5	18,5	22,5	22,5	26	26
Press. Verticale totale [kPa]	351	351	427	427	494	494
Press. Verticale efficace [kPa]	167	167	202	202	234	234
Colpi Nspt	20	20	34	34	49	49
Frazione fine FC [%]	0	0	0	0	0	0
CSR	0,191	0,232	0,162	0,197	0,152	0,184
CRR	0,275	0,275	0,454	0,454	1,236	1,236
Coeff. di sicurezza a liquefazione FSL	1,437	1,184	2,797	2,305	8,158	6,722

Come si può osservare dalle verifiche puntuali i valori del fattore di sicurezza FSL ottenuti nelle varie combinazioni (ag/g – FC%) risultano superiori al valore di FSL=1 con progressivo aumento al crescere della profondità.

Dott. Geol. Antonio Mucchi



Dott. Ing. Valentina Mucchi

