

COMUNE DI BASTIGLIA (MO)

PST.1_RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA

INTERVENTO LOCALE

**PER LAVORI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA CON RIFACIMENTO
DELL'IMPIANTO FOGNARIO E RIPARAZIONE DI PORZIONE PREFABBRICATA
(BLOCCO A) NEL CIMITERO COMUNALE DI BASTIGLIA POSTO IN VIA IV
NOVEMBRE**

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

*Analisi Storico-Critica
Elaborati Grafici Strutturali
Caratterizzazione Meccanica dei Materiali
Livello di Conoscenza e Fattori di Confidenza*

METODO DI VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI: STATI LIMITE D.M. 17.01.2018

COMMITTENTE – PROPRIETA':

COMUNE DI BASTIGLIA
R.U.P. Geom. Adriana Barbieri
Piazza Repubblica n°57
41030 Bastiglia (Mo)

TECNICO PROGETTISTA
E DIRETTORE DEI LAVORI
DELLE OPERE STRUTTURALI:

Dott. Ing. FABIO GHELFI
Via Andrea Doria, 16
41012 Carpi (Mo)

RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA

Si rimanda alla relazione geologica-geotecnica, a timbro e firma del Dott. Geologo Marco Rolfini, allegata alla presente documentazione.

INDICE

1.	INTRODUZIONE	3
2.	DESCRIZIONE DEL SITO IN ESAME	5
2.1	Ubicazione del sito.....	5
2.2	Inquadramento urbanistico.....	5
3.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE.....	7
3.1	Inquadramento geolitologico e geomorfologico locale.....	10
3.2	Caratteri idrogeologici locali	11
4.	CLASSIFICAZIONE SISMICA	12
4.1	Pericolosità sismica di base	15
5.	PROGRAMMA DI INDAGINE	18
5.1	Prospezione Geoelettrica 3D	20
6.	MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA.....	22
6.1	Modellazione stratigrafica	22
6.2	Modellazione Geotecnica.....	22
6.3	Falda freatica	25
7.	MODELLAZIONE SISMICA.....	26
7.1	Definizione della categoria di sottosuolo	28
7.2	Pericolosità sismica locale e valutazione dell'accelerazione massima del sito	29
7.3	Valutazione del fattore di amplificazione sismica locale	31
7.4	Amplificazione effetti sismici - Verifica del potenziale di liquefazione	32
7.5	Amplificazione effetti sismici – Cedimenti post-sisma.....	40
8.	CONCLUSIONI.....	42

ALLEGATI

- All. n. 1:** Certificati di prova (SCPTU 1 e CPTU 2), Relazione tecnica ERT 3D.
- All. n. 2:** Schede elaborazione prove penetrometriche (SCPTU 1 e CPTU 2).
- All. n. 3:** Schede elaborazione parametri liquefazione (SCPTU 1 e CPTU 2).

1. INTRODUZIONE

La presente relazione geologica e sismica, viene redatta su incarico del comune di Bastiglia, nell'ambito dell'intervento di manutenzione straordinaria, mediante rifacimento dell'impianto fognario e riparazione di porzione prefabbricata (blocco A) del cimitero comunale.

Codice CUP G56D18000070004.

Codice smart CIG Z112523F40.

Il presente elaborato è indirizzato a fornire i parametri necessari alla modellazione geologica del sottosuolo, nonché ad assegnare la Classe Sismogenetica del sito indispensabile al fine della definizione delle caratteristiche di risposta elastica dei terreni fondali.

Il presente studio è stato redatto sviluppando i seguenti punti:

- ✓ raccolta ed analisi di dati bibliografici presenti nella letteratura tecnica;
- ✓ elaborazione dei dati, ottenuti da indagini geognostiche realizzate in situ;
- ✓ modellazione geologica e geotecnica del sito;
- ✓ definizione del modello sismico del sito;
- ✓ valutazione della pericolosità sismica locale;
- ✓ stima della suscettibilità alla liquefazione dei terreni.

Il modello geologico del sito è stato orientato alla ricostruzione dei caratteri stratigrafici, litologici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e più in generale, di pericolosità geologica del territorio.

Quadro normativo di riferimento

- DECRETO 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
- D.M. 14.01.2008 “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”.
- D.M. 14.09.2005 “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circ. Cons. sup. LL.PP. N. 617 del 02.02.2009 “Istruzioni per l’applicazione delle NT di cui al D.M 14.01.08”.
- Ordinanza PCM n. 3519 del 28.04.2006 “Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”.
- Ordinanza PCM n. 3274 del 20.03.2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- L.R. 30 ottobre 2008, n. 19 "Norme per la riduzione del rischio sismico".
- D.G.R. Emilia Romagna N. 112 del 02.05.2007 “Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica
- Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009.
- D.G.R. Emilia Romagna N. 121 del 01/02/2010 “Atto di indirizzo recante individuazione degli interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici”
- Ordinanza N. 70 del 13.11.2012 “Programma di microzonazione sismica nei comuni colpiti dai terremoti del 20 e 29 maggio 2012 in cui sono stati osservati effetti di intensità macrosismica $I_{MCS} \geq 6$ ”.
- Ordinanza n. 35 del 20 marzo 2013 “Modalità di applicazione dell’art. 3 comma 10 della legge 122 di conversione del d.l. 74/2012 e cartografia indicativa delle aree in cui è stato raggiunto e superato uno scuotimento del 70% dell’accelerazione spettrale elastica”.
- [Ordinanza n. 112 del 30 settembre 2013 "Modifica dell'Ordinanza 35/2013 "Modalità di applicazione dell'art. 3 comma 10 della legge 122 di conversione del d.l. 74/2012"](#).
- A.G.I. Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini Giugno 1977.
- A.G.I. “Linee di indirizzo per interventi su edifici industriali monopiano colpiti dal terremoto della pianura padana emiliana del maggio 2012 non progettati con criteri antisismici: aspetti geotecnici”
- Linee Guida NTC08 redatto da Gruppo Interregionale Ordine dei Geologi, Luglio 2010.
- D.G.R. Emilia Romagna N. 2193 del 21/09/2015 “Art. 16 della L.R. n.20 del 24/3/2000. Approvazione aggiornamento dell’atto di coordinamento tecnico denominato “Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica”, di cui alla deliberazione dell’Assemblea legislativa 2 maggio 2007, n. 112”.
- Comune di Bastiglia, Provincia di Modena – PSC, adottato con Del. C.C. n. 3 del 03/04/2014.
- PTCP 2009, entrato in vigore l’8 aprile 2009.

2. DESCRIZIONE DEL SITO IN ESAME

2.1 Ubicazione del sito

L'area di interesse si trova nel settore centro orientale del territorio comunale di Bastiglia (MO), all'interno dell'area cimiteriale, la quale sorge nelle immediate adiacenze dell'intersezione tra via 4 novembre e la Pista ciclabile Modena - Bastiglia.

L'area sede di intervento è inoltre identificata geograficamente dalle seguenti coordinate WGS84, riferite ad un punto centrale del sito:

Latitudine: 44° 43' 03" N

Longitudine: 11° 00' 23" E



Figura 2.1: orto-foto satellitare con identificazione area indagine (Immagine da GoogleEarth)

2.2 Inquadramento urbanistico

Sulla base degli strumenti urbanistici vigenti, Piano di Stralcio Comunale (P.S.C) ed i relativi piani e strumenti attuativi a supporto, quali: Piano Operativo Comunale (P.O.C.) e Regolamento Urbanistico Edilizio (R.U.E), il sito cimiteriale in relazione agli "Ambiti territoriali di interesse storico culturale – sistema delle risorse archeologiche" è classificato come "struttura di interesse storico testimoniale" (PTCP art. 44d). L'area inoltre in riferimento alle tutele paesaggistiche e storico culturali rientra all'interno del perimetro delle fasce di rispetto dei corsi d'acqua tutelati di rilevanza paesaggistica (D.Lgs 42/04).

Considerando gli “Elementi strutturanti la forma del territorio” il sito ricade in una porzione di territorio comunale classificata come “Paleodossi di modesta rilevanza” (PTCP art. 23°, comma 2, lettera C).

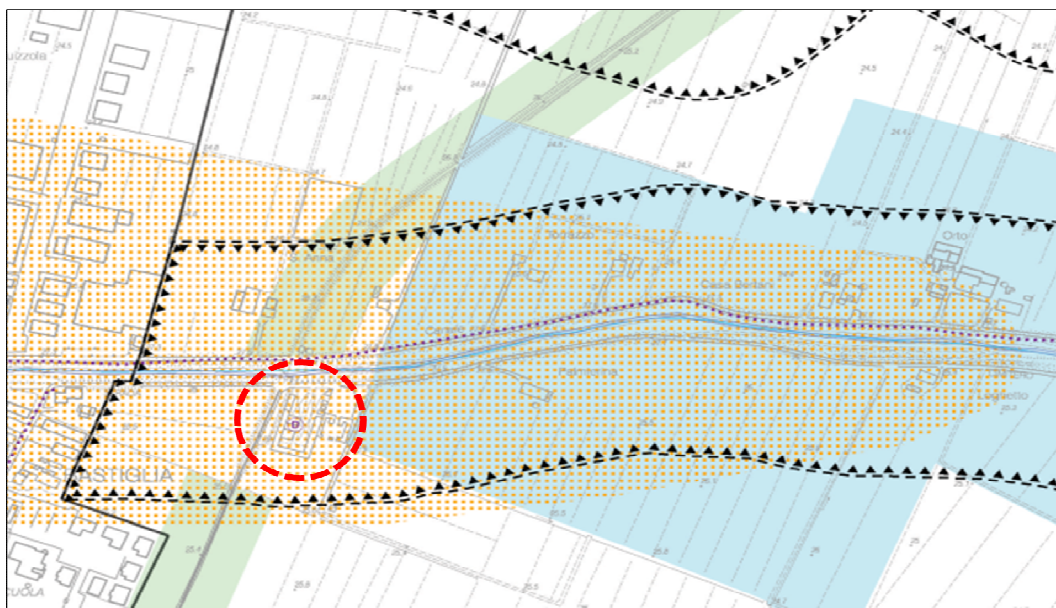


Figura 2.2: stralcio tavola PSC 1.3 “Tutele paesaggistiche e storico culturali”, il cerchiato rosso identifica l’area di studio.

Il sito in oggetto secondo quanto riportato nella Tavola PSC 2 “Tutele del PSC e rispetti” rientra nelle Unità di paesaggio (art. 4.24 PSC) di “Paesaggio periluviale del fiume Panaro nella fascia di bassa e media pianura”. Secondo la classificazione delle Strutture e aree di interesse storico tutelate dal PSC, l’area di intervento presenta un medio rischio archeologico.

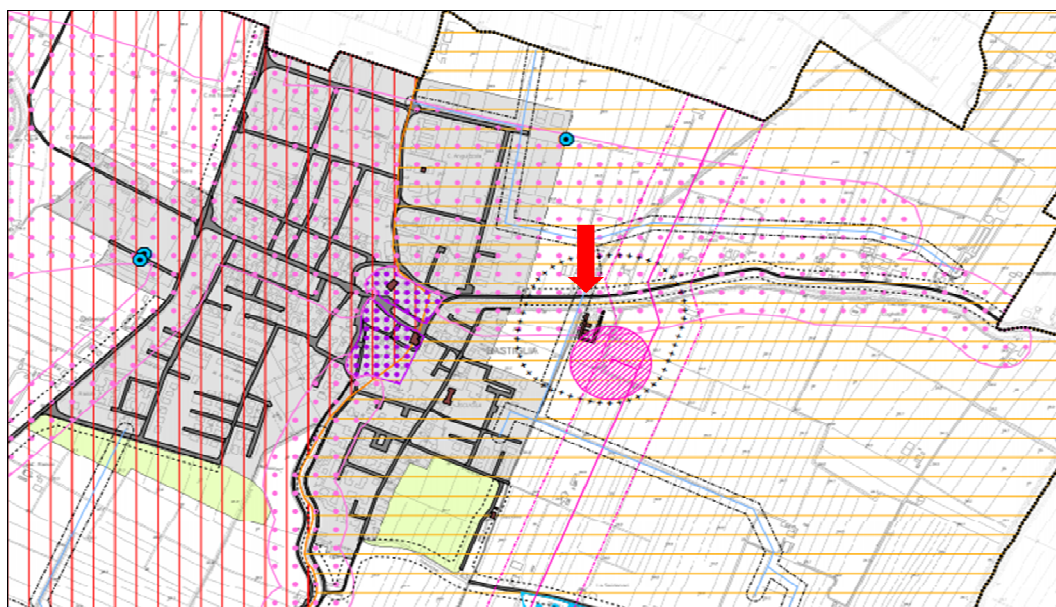


Figura 2.3: stralcio tavola PSC 2: “Tutele e Rispetti”, la freccia rossa identifica l’area di studio.

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE

Il territorio Comunale di Bastiglia si sviluppa nell'area di media e bassa pianura modenese, in un settore dal punto di vista deposizionale caratterizzato dalle alluvioni dei fiumi Secchia e Panaro.

L'evoluzione geologica del territorio in studio va necessariamente inquadrata in un contesto regionale, essa ricade nella parte centro-meridionale della Pianura Padana, che costituisce dal punto di vista geologico, un grande bacino subsidente plio-quadernario di tipo sedimentario, che cominciò a delinearsi all'inizio del Triassico (225 milioni di anni fa). Tale bacino viene interessato da una subsidenza differenziata sia su scala temporale che spaziale, in diversi periodi (Mesozoico, Cenozoico, ma soprattutto Pliocene e Quaternario), con movimenti verticali controllati dai caratteri strutturali presenti in profondità. Nel dettaglio l'area oggetto di studio ricade nel settore appenninico del suddetto bacino, condizionata dall'evoluzione del fiume Po e dai suoi affluenti di destra, i terreni olocenici di origine alluvionale, poggiano sul sottostante Pleistocene continentale e/o marino. L'assetto geologico strutturale profondo della Pianura Padana è noto soprattutto grazie ai dati emersi dalle perforazioni profonde e dalle prospezioni geofisiche effettuate per le ricerche petrolifere esposti nelle pubblicazioni di PIERI & GROPPI (1981) e CASSANO ed altri (1986).

Il sottosuolo della pianura modenese è costituito da tre sequenze deposizionali distinte (denominate supersintemi secondo la terminologia U.B.S.U):

- ✓ Supersintema del Pliocene medio-superiore;
- ✓ Supersintema del Quaternario Marino (che in realtà inizia dal Pliocene superiore) e viene a sua volta diviso in 4 subsintemi;
- ✓ Supersintema Emiliano Romagnolo suddiviso in inferiore e superiore [Regione Emilia Romagna – Agip 1998].

Queste tre Sequenze deposizionali corrispondono ai cicli trasgressivo-regressivi P2, Qm, e Qc cartografati in affioramento da Ricci Lucchi et Al. (1982) e costituiscono la risultante sedimentaria ad altrettante fasi tettoniche regionali.

Lo spessore del ciclo Quaternario continentale, supera i 300 m [Francavilla et al., 1980; Ori, 1979], e va diminuendo procedendo verso Nord - Est in direzione di Ferrara, dove la base del Quaternario continentale si riscontra a qualche decina di metri di profondità dal piano campagna attuale [Pieri e Groppi, 1981], all'interno di tale unità si sviluppano i principali acquiferi captati ad uso idropotabile.

Il Quaternario continentale viene suddiviso, secondo la definizione proposta da Regione Emilia-Romagna - Agip, 1998 (Fig. 6.1), in due unità a contenuto grossolano, definite Ciclo A [Unità Alluvionale superiore di Amorosi e Farina, 1994] e Ciclo B [Unità Alluvionale Inferiore di Amorosi e Farina, 1994], dello spessore di circa 100-150 m, separate da corpi a deposizione francamente argillosa. In posizione sottostante è presente un ciclo C, riconosciuto recentemente a scala regionale, che può essere assimilato alla parte terminale del Quaternario marino Qm, e ne rappresenta l'espressione basale. Nell'ambito della successione quaternaria continentale, le unità attraversate sono costituite dal punto di vista litologico, essenzialmente da ghiaie, subordinatamente da peliti, più scarse appaiono le sabbie.

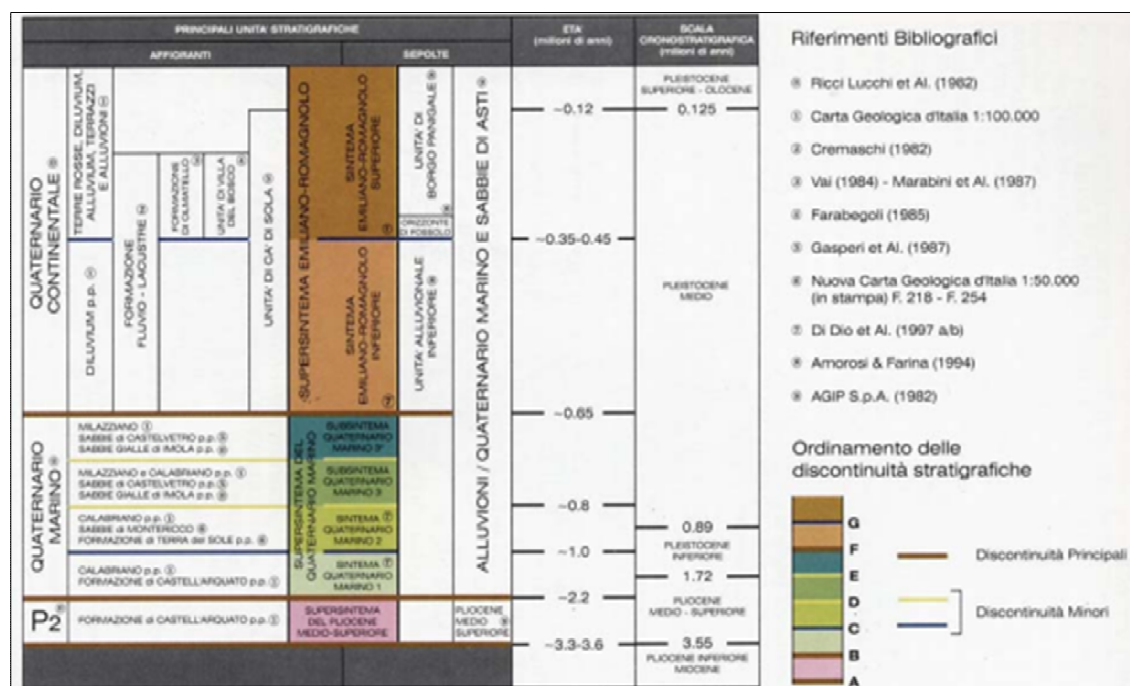


Figura 6.1: Inquadramento geologico-stratigrafico della Regione Emilia-Romagna

Dal punto di vista strutturale la Pianura Padana non costituisce una unità omogenea: fanno infatti parte del suo sottosuolo le pieghe più esterne dell'Appennino settentrionale e delle Alpi meridionali lombarde, l'avampaese comune alle due catene e nella regione Veneto, l'avampaese delle Alpi meridionali, orientali e della catena dinarica; su questi elementi è impostata l'avanfossa pliocenico-aternaria dell'Appennino. Nel dettaglio per quanto concerne il territorio di interesse, le strutture tettoniche che caratterizzano il sottosuolo sono rappresentate dalla presenza di un ampio bacino, fortemente subsidente ed attivo sin dal Plio-Pleistocene che si estende tra Carpi e Cento di Ferrara, denominato "Bacino di Carpi" o meglio noto come "Sinclinale di Bologna-Bomporto-Reggio Emilia". Tale struttura è localizzata tra due grandi archi di pieghe, che costituiscono la porzione più esterna dell'Appennino settentrionale, rappresentati dalle "Zona delle pieghe pedeappenniniche" a sud e dalla "Dorsale Ferrarese" a nord. Quest'ultima è rappresentata da un'ampia struttura anticlinale molto evidente ed elevata, che si sviluppa da Massa Finalese sino a Mirandola con direzione principale E/SE-N/NW sino in corrispondenza di Novi di Modena e Correggio, dove subisce una decisa inflessione verso sud, assumendo andamento SE-NW. Lungo tali allineamenti, lo spessore dei depositi quaternari subisce una notevole riduzione, sino a poche decine di metri (80/90 m). In termini generali ed in modo schematico possiamo individuare tre zone principali:

- ✓ "Zona delle pieghe pedeappenniniche": si sviluppa dal margine collinare alla Via Emilia, costituita da una successione di sinclinali ed anticlinali, con asse a vergenza appenninica, spesso fagliate e sovrascorse sul fianco Nord;
- ✓ "Zona della Sinclinale di Bologna-Bomporto-Reggio Emilia": in tale zona i depositi quaternari raggiungono il loro massimo spessore per tutta la pianura Padana;
- ✓ "Zona della Dorsale Ferrarese": alto strutturale costituito da una serie di pieghe associate a faglie dove, in talune culminazioni lo spessore del Quaternario si riduce a poche decine di metri.

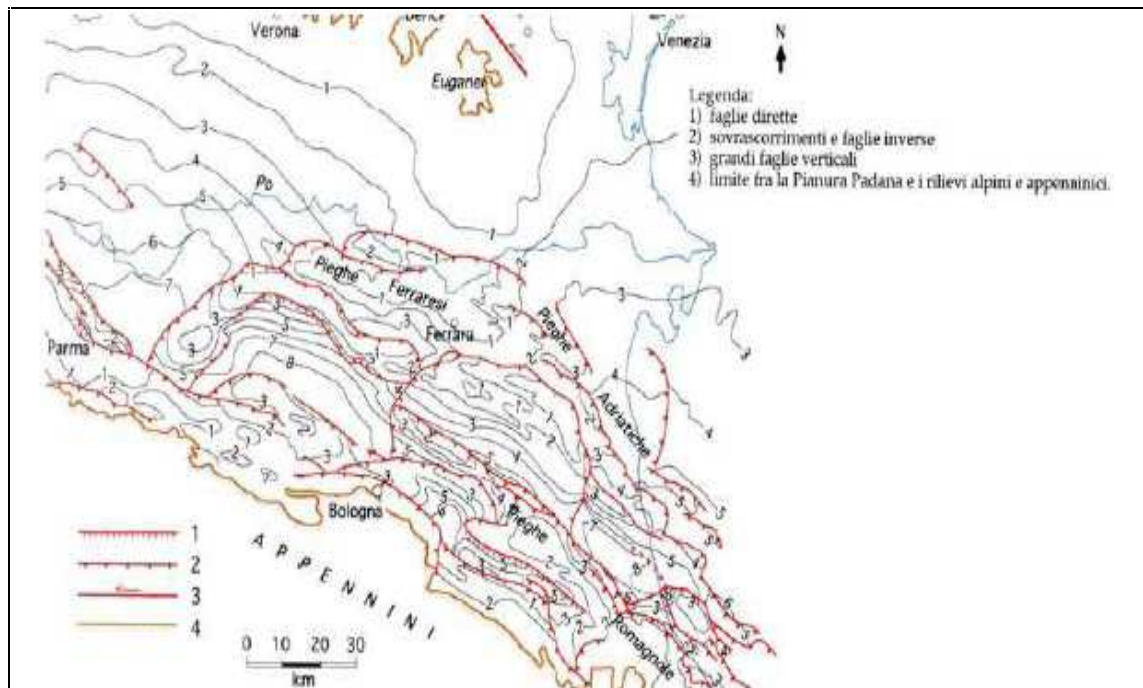


Figura 6.2: Carta strutturale della Pianura Padana orientale (PIERI & GROPPi 1981; CNR 1992)

In generale l'assetto strutturale del fronte sepolto dell'Appennino è da correlarsi al movimento di rotazione della catena in senso antiorario, il quale genera raccorciamenti crostali via via più rilevanti, dai settori occidentali verso quelli orientali.

Tali condizioni strutturali hanno controllato in modo significativo la deposizione sedimentaria dell'area, generando frequenti variazioni di facies sia laterali che verticali, tali processi di concerto alle variazioni eustatiche che si sono succedute nel tempo hanno portato come risultante all'evoluzione dell'attuale assetto stratigrafico. Espressione di tale evoluzione è rappresentata dalla scomparsa di spessori importanti di sedimenti dovuta all'instaurarsi di processi erosivi, risultanti dall'emersione di parte delle principali anticlinali, in relazione al sollevamento pedeappenninico e all'abbassamento del livello del mare.

Nel tardo Messiniano e nel Pliocene inferiore si manifesta un graduale innalzamento del livello delle acque all'interno del bacino, come conseguenza si ha la deposizione di successioni trasgressive su aree precedentemente emerse, mentre nelle zone sinclinaliche continuano a deporsi sedimenti torbiditici. Al termine del Pliocene inferiore un'accentuata attività tettonica porta ad un nuovo piegamento e sollevamento dell'area che porta all'accentuarsi di alcune strutture preesistenti. Nelle aree altimetricamente più elevate di tali strutture, tra cui Camurana ed altri tratti della Dorsale Ferrarese si vengono così ad originare importanti fenomeni erosivi. Con il Pliocene medio inizia una nuova ingressione marina di limitata entità, che comporta la deposizione, nelle aree sinclinaliche, di depositi torbiditici grossolani.

Il Quaternario segna un generale abbassamento regionale all'interno del bacino padano, dovuto all'accentuarsi della subsidenza differenziale nelle diverse strutture tettoniche presenti, come conseguenza si vengono a generare importanti fluttuazioni nella potenza dei sedimenti Quaternari, con

variazioni comprese tra gli oltre 1000 m delle aree meridionali, ai meno di 200 m o talora del tutto assenti, in quelle settentrionali.

Il Quaternario si conclude con una decisa regressione del dominio marino che comporta il passaggio da una sedimentazione di tipo marino, tipica del Pliocene e parte del Pleistocene, ad una di tipo continentale con il “colmamento” del bacino padano. Quest’ultimo inizia a trasformarsi progressivamente in pianura alluvionale attraverso l’accumulo di sedimenti fluviali e fluvioglaciali, derivanti dal rapido smantellamento e modellamento delle catene montuose circostanti ad opera degli agenti climatici.

Il riempimento del bacino marino, fino alle condizioni di continentalità, avviene attraverso eventi tettonico-sedimentari separati nel tempo da periodi di forte subsidenza bacinale. Questo andamento ad impulsi successivi è testimoniato da numerose superfici di discontinuità stratigrafica che “marcano” le diverse fasi ed affiorano sul margine appenninico. In particolare, il primo sottosuolo di quest’area di pianura è caratterizzato dalla presenza di depositi clastici riferibili ai termini più recenti dell’ultimo ciclo sedimentario instauratosi a partire dal Pleistocene. Focalizzando l’attenzione sulla zona in esame, essa si colloca nella fascia di media-bassa pianura modenese, in un settore influenzato dal punto di vista deposizionale sia dalle alluvioni del fiume Po, sia, soprattutto, dei corsi d’acqua appenninici, tra i quali i fiumi Secchia e Panaro. L’area infatti appartiene all’unità idrogeologica dei corsi Appenninici, caratterizzata, in zona, dalla prevalenza di limi argillosi ed argille con intercalazioni di livelli e lenti sabbiose discontinue, poco spesse. Per quanto concerne l’assetto geomorfologico, l’area si caratterizza per una morfologia sostanzialmente piatta con blandi gradienti topografici, caratterizzata dalla presenza di forme lineari rilevate dette “dossi”, corrispondenti ad alvei antichi e attuali, pensili sulla pianura circostante e da zone interfluviali morfologicamente depresse, caratterizzate da scarse condizioni di drenaggio.

3.1 Inquadramento geolitologico e geomorfologico locale

Il sito oggetto di studio è localizzato nel territorio comunale di Bastiglia, il quale appartiene alla Fascia della Media Pianura Appenninica, costituita dalle evoluzioni idrografiche del fiume Po e dei suoi affluenti di destra. Tale contesto evolutivo caratterizzato dall’azione sedimentante nelle aree depresse, ad opera del divagare dei fiumi Panaro e Secchia (a carattere pensile), ha dato origine all’assetto morfologico e stratigrafico che caratterizza il territorio comunale. Nella porzione di territorio a sud dell’allineamento Via Secchia – Canale Naviglio si rileva un tratto di paleoalveo a direttrice ovest – est, che delimita ambiti morfologicamente depressi che denunciano ritardi nei colamenti e zone a grado subsidente relativamente maggiore, rappresentanti ambiti vallivi di pianura. Tale settore è ulteriormente suddiviso in due fasce da un tratto di antico canale fluviale esteso sud nord concordemente all’attuale tracciato del Canale Naviglio.

Nella zona sudoccidentale dell’area comunale è attualmente osservabile il tracciato residuale sub meandriforme di un precedente percorso del F. Secchia, chiaramente correlato a taglio e rettificazione antropica dell’asse fluviale in narrativa. Quest’ultimo, con le passate azioni deposizionali, ha formato la fascia che caratterizza il settore occidentale del territorio comunale.

Le successioni litologiche dei primi 20 ÷ 25 m dal piano campagna sono prevalentemente costituite da alternanze di strati argilloso limosi e limosi con intercalati subordinati strati lentiformi sabbioso limosi e torbosi con spessore di 0,4 ÷ 1 ÷ 1,5 m, nelle aree di infralveo comprese tra i dossi di antico percorso fluviale e gli ambiti vallivi; tali sequenze caratterizzano anche le zone a nord di Via Secchia – Capoluogo – Canale Naviglio e le fasce latitanti quest'ultimo canale nella parte centrale del territorio a sud del sopraccitato allineamento, e sono inoltre presenti nella striscia ad oriente del F. Secchia. Si rilevano sequenze prevalentemente argillose – argilloso limose con subordinate sottili intercalazioni lentiformi limose – limoso sabbiose nelle zone vallive, nel settore meridionale centrale e nella fascia al bordo orientale dell'area comunale. Sono altresì presenti successioni litologiche prevalentemente limose – limoso sabbiose alle quali si intercalano orizzonti sabbioso limose e sabbiose, ad assetto spiccatamente lenticolare, nei primi 4 ÷ 6 ÷ 8 m del sottosuolo in corrispondenza delle zone di dosso correlate ad antichi percorsi fluviali estinti ed attuali, in sponda orientale del F. Secchia.

La topografia derivante da tale assetto morfologico si presenta blandamente ondulata in senso ovest – est con quote medie del piano campagna naturale comprese tra 47 e 40 m slm, nelle zone meridionali, tra 24 e 28 m slm ad eccezione della fascia adiacente il F. Secchia, caratterizzata da quote comprese tra 29 e 33/34 m slm [tratto da: Quadro Conoscitivo PSC 2012 - Relazione Tecnica “Microzonazione sismica territorio comunale di Bastiglia”].

3.2 Caratteri idrogeologici locali

Sulla scorta degli approfondimenti geologico tecnici a corredo del P.S.C. [rif. “Quadro Conoscitivo PSC 2012 - Relazione Tecnica “Microzonazione sismica territorio comunale di Bastiglia”]; l'area oggetto di studio presenta una conformazione della superficie piezometrica condizionata dal particolare assetto morfologico del territorio costituito da alti e bassi strutturali, correlati sia alla variazione in spessore degli orizzonti permeabili che alla geometria dell'acquifero di base.

L'assetto piezometrico superficiale nei settori occidentale e settentrionale del territorio comunale è costituito da una falda a sviluppo conico divergente, con direzione di moto dei deflussi idrici sotterranei orientata verso ovest. Tale conformazione è concorde con i moti di flusso che si sviluppano, per fenomeni di comunicazione idraulica tra il F. Secchia e il corpo sabbioso di paleoalveo che da esso si diparte nella porzione settentrionale del comune, da località C. Pollastri sviluppandosi in direzione orientale, con andamento parallelo al settore Strada Secchia – Canale Naviglio.

Il territorio a sud di Via Brennero è caratterizzato prevalentemente dalla presenza di una falda conica convergente, con direzioni di moto dei flussi idrici orientate verso est.

4. CLASSIFICAZIONE SISMICA

Il panorama legislativo in materia sismica è stato profondamente trasformato dalle recenti normative nazionali ovvero dall'OPCM n. 3274/2003 che è entrata in vigore dal 25 ottobre 2005, data coincidente con la pubblicazione della prima stesura delle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 settembre 2005) e dalla successiva OPCM n. 3519/2006. La riclassificazione sismica del territorio nazionale prevede che tutto il territorio sia classificato sismico sulla base della **Mappa di Pericolosità Sismica del Territorio Nazionale** riportata in Fig. 4.1 espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi ($V_{s,0} > 800$ m/s; cat.A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005).

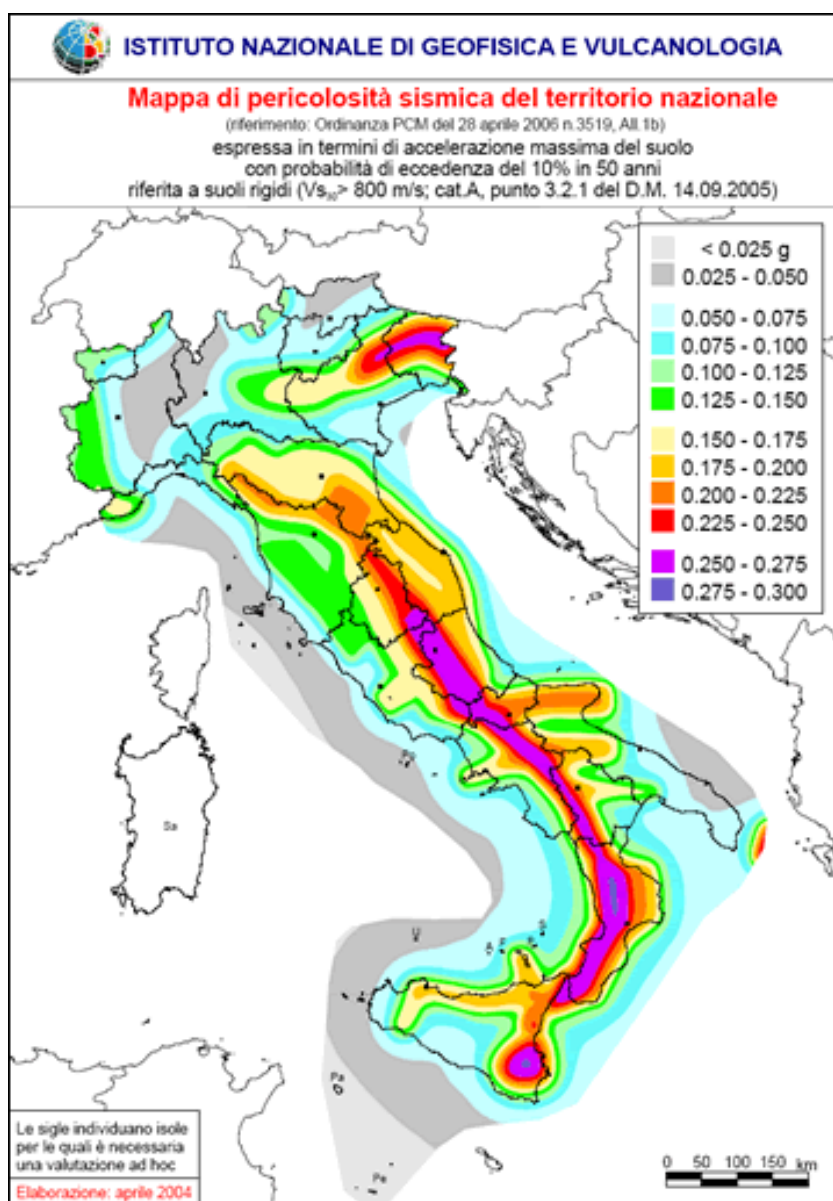


Figura 4.1: mappa di pericolosità sismica – OPCM 3519/06

In relazione alla pericolosità sismica di Fig. 4.1, il territorio nazionale è stato suddiviso in quattro zone con livelli decrescenti di pericolosità (Tabella 4.1 e Figura 4.2), in funzione a quattro differenti valori di accelerazione orizzontale massima al suolo a_{g475} , ossia quella riferita al 50esimo percentile, ad una vita di riferimento di 50 anni e ad una probabilità di superamento del 10% riferiti a suoli rigidi caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s.

Zona 1	$a_{g475} \geq 0.25g$
Zona 2	$0.25 < a_{g475} \leq 0.15g$
Zona 3	$0.15 < a_{g475} \leq 0.05g$
Zona 4	$a_{g475} < 0.05g$

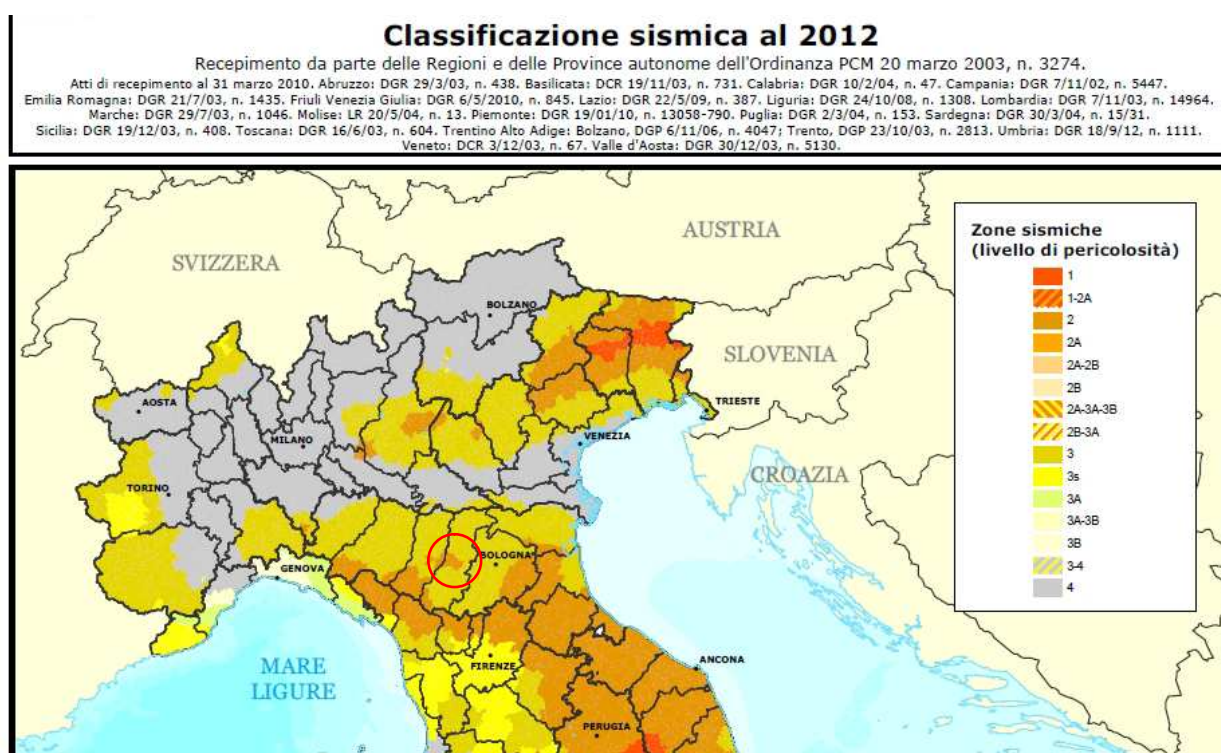


Figura 4.2: stralcio mappa di pericolosità sismica – 2012

La regione Emilia-Romagna recepisce l'OPCM n. 3274/2003 attraverso la DGR N. 1435 del 2003, recentemente aggiornata dalla DGR N. 1164 del 23/07/18, la quale tra le modifiche introdotte porta ad includere tutti i comuni della regione all'interno di due sole Zone sismiche: la 2 e la 3.

Il territorio comunale di Bastiglia, sulla base della normativa nazionale e regionale sopra menzionata è stato classificato in Zona sismica 3 (sismicità "relativamente bassa").

L'appartenenza ad una delle quattro zone viene stabilita rispetto alla distribuzione sul territorio dei valori di a_{g475} con una tolleranza 0.025g. Come si evince dalla tabella a ciascuna zona o sottozona è attribuito un valore di pericolosità di base, espressa in termini di accelerazione massima su suolo rigido (ag). Tale valore di pericolosità di base non ha però influenza sulla progettazione. Infatti, le Norme Tecniche per le costruzioni, hanno modificato il ruolo che la classificazione sismica aveva ai fini progettuali: per ciascuna zona, e quindi territorio comunale, precedentemente veniva fornito un valore di accelerazione di picco e

quindi di spettro di risposta elastico da utilizzare per il calcolo delle azioni sismiche. Dal 1°luglio 2009 con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 e successivo aggiornamento D.M. 17/01/2018, per ogni costruzione ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento "propria" individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera. Un valore di pericolosità di base, dunque, definito per ogni punto del territorio nazionale, indipendentemente dai confini amministrativi comunali. La classificazione sismica (zona sismica di appartenenza del comune) rimane utile solo per la gestione della pianificazione e per il controllo del territorio da parte degli enti preposti (Regione, Genio civile, ecc.).

In Fig 4.3 è riportato uno stralcio della "Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale" riferita al dettaglio di interesse, redatta a cura dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia nel 2004 e recepita dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28.04.2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".

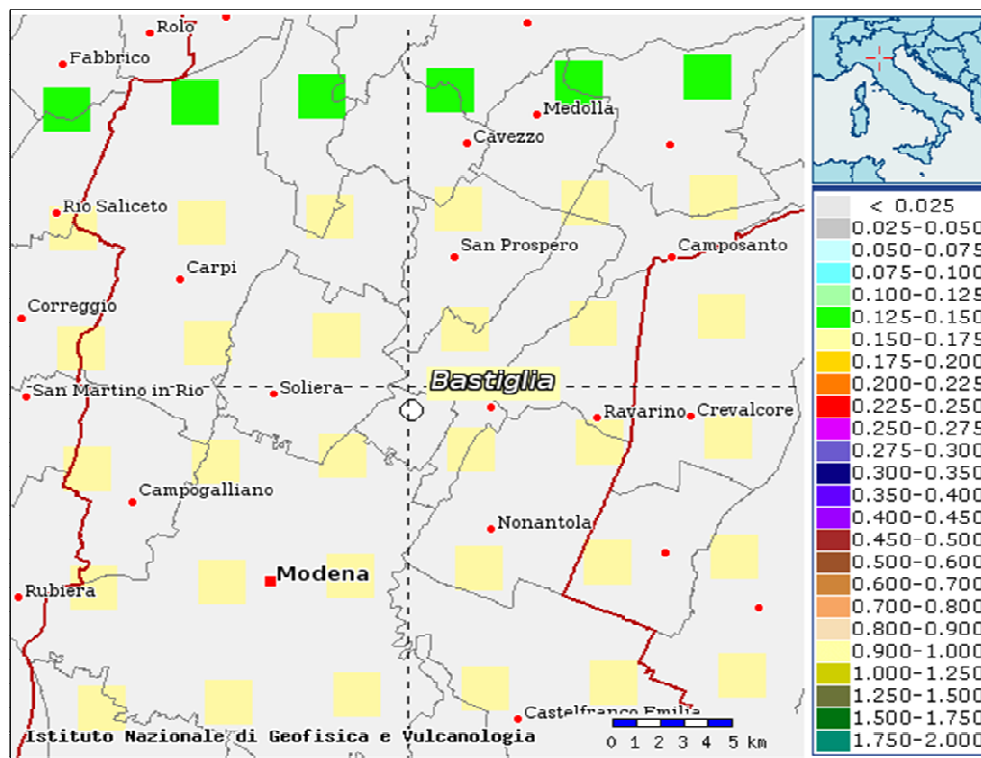


Figura 4.3: Mappa interattiva di pericolosità sismica (da progetto DCP_INGV_S1)

Come si può osservare il territorio comunale di Bastiglia è interamente compreso all'interno della fascia di accelerazione (max.) di picco orizzontale al suolo (a_g) variabile tra $0,150 \div 0,175 g$.

Attraverso le modalità indicate nell'Allegato A4 della D.G.R. dell'Emilia-Romagna N. 2193/2015, per il sito in esame è stato stimato un valore di accelerazione massima orizzontale (al bedrock), espressa in funzione dell'accelerazione di gravità g , con il 10% di probabilità di superamento in 50 anni corrispondente al periodo di ritorno di 475 anni (a_{refg}) pari a $0,1569$ ($0,157$ approssimato per eccesso).

Nel dettaglio il valore di a_{refg} relativo al sito analizzato è stato ottenuto interpolando i valori a_{refg} più prossimi, definiti dai punti di una maglia avente passo di $0,05^\circ$ elaborata dall' I.N.G.V. e fornita dal Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli dell'Emilia-Romagna (Figura 4.4).

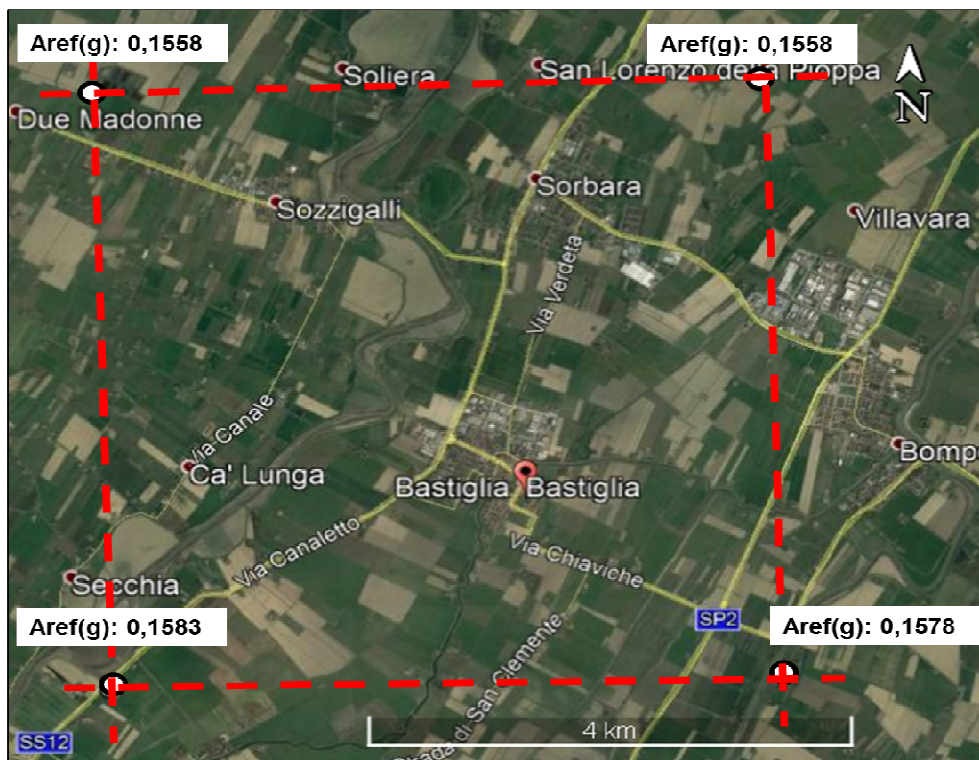


Figura 4.4: Mappa griglia elaborata da INGV per la regione Emilia Romagna (da S.G.S.S. E.R.)

4.1 Pericolosità sismica di base

La stima della pericolosità sismica di un territorio dipende principalmente dalle sue caratteristiche geologico strutturali con i relativi cinematismi e aspetto imprescindibile, dalla conoscenza della sua storia sismica intesa come catalogazione dettagliata di tutti gli eventi sismici avvenuti in passato.

La pericolosità sismica a livello nazionale è stata definita attraverso lo studio e l'evoluzione delle conoscenze relative alle diverse strutture tettoniche presenti sul territorio italiano responsabili della sismicità, definite come "zone" o "sorgenti sismogenetiche".

L'ultima zonazione sismogenetica del territorio nazionale è stata prodotta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) ed è definita dalla sigla "ZS9" (Meletti & Valenzise 2004), tale studio rappresenta il più recente riferimento per la valutazione della pericolosità sismica del territorio italiano. Nel dettaglio tale zonazione è stata elaborata sulla base delle più recenti informazioni inerenti ai terremoti ed in particolare alle banche dati relative alle sorgenti sismogenetiche italiane, rappresentate ad esempio dal catalogo CPTI e dal DISS. L'area di studio in riferimento alla suddetta zonazione rientra nella "zona sismogenetica 912", la quale è caratterizzata da un andamento parallelo rispetto all'asse della catena appenninica e deve la sua sismicità ai meccanismi strutturali compressivi che interessano il fronte sepolto

più avanzato della catena appenninica, nel dettaglio la sismicità dell'area è da attribuire al dominio della Dorsale Ferrarese. La magnitudo momento massima attribuita a tale zona è pari a 6,14 (Mw).

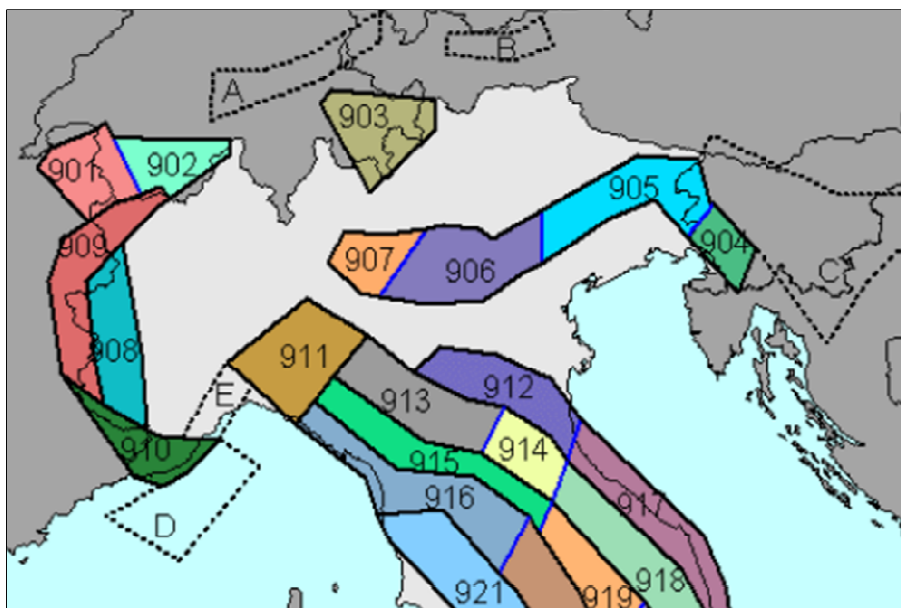


Figura 4.7: Zonazione sismogenetica ZS9 "Italia settentrionale"

La sismicità locale è generata dall'attività delle faglie compressive che costituiscono il sistema delle "Pieghe Ferraresi" (Pieri e Groppi, 1981), il quale è formato da due dorsali principali (sepolte) che si sviluppano con un arco vergente verso nord in un'area compresa tra Reggio Emilia, la costa adriatica e i territori a ridosso della sinistra idrografica del Po ferrarese (Bigi et al., 1990). All'interno della "Zona912" sono presenti diverse zone sismogenetiche, la Figura 4.7 riporta in dettaglio la distribuzione delle sorgenti (ITIS) e zone (ITCS) sismogenetiche prossime all'area di studio (database D.I.S.S. Version 3.2).

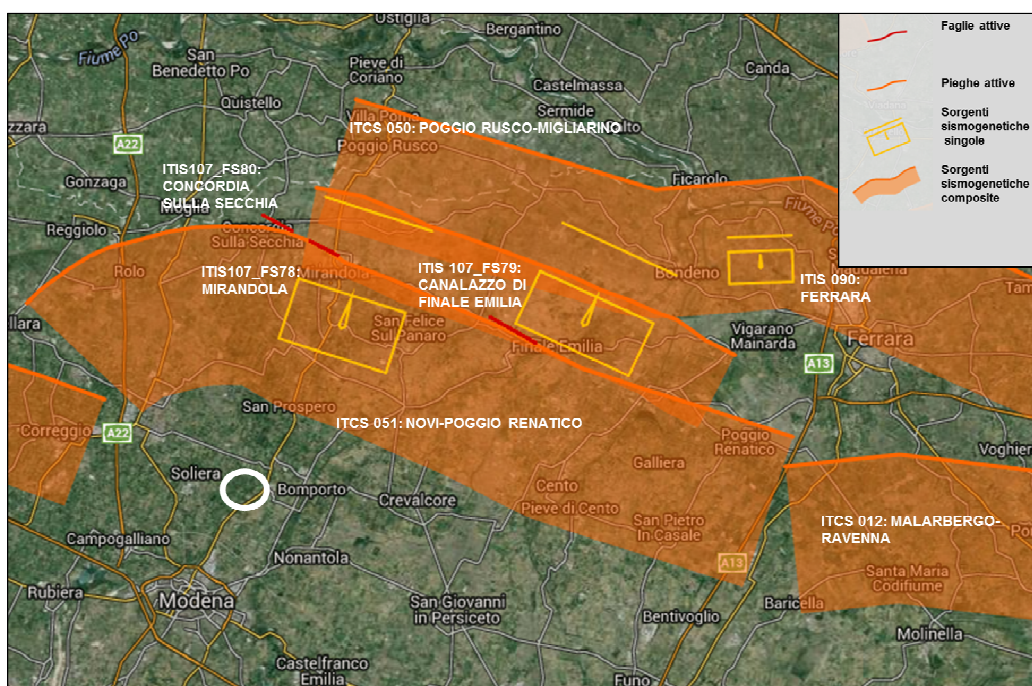


Figura 4.8: Distribuzione sorgenti e zone sismogenetiche contenute nel D.I.S.S. V_s 3.2 (ortofoto: Google Earth)

Nell'area localizzata 19 ÷ 25 km a nord di Soliera – Bastiglia, le linee attive sono rappresentate dal Fronte di Accavallamento della Successione Carbonatica Meso – Cenozoica e dal sovrascorrimento che delimita l'ala settentrionale della Dorsale Ferrarese, entrambi orientati ovest nord ovest – est sud est, circa da Fabbrico – Novi di Modena a Mirandola a Poggio Renatico. A sud della sopra citata linea, 9 ÷ 10 Km a settentrione di Soliera – Bastiglia, è individuata la presenza del Fronte di Accavallamento del Basamento. Alle fasi compressive che hanno generato le sopra descritte strutture è correlata l'attività sismogenetica, prevalentemente di tipo superficiale: < 15km dal piano campagna, che principalmente interessa il territorio in oggetto come evidenziano gli epicentri sismici con $M = 6$ di Finale Emilia, $M > 5,5$ di Maranello e Rubiera e con $M = 5 \div 5,5$ di Modena e S.Pancrazio.

Nell'anno 2012 tra il 20 ed il 29 maggio, una vasta porzione di Pianura padana compresa tra le Province di Modena, Ferrara, Bologna, Reggio Emilia e Mantova è stata interessata da una sequenza sismica caratterizzata da forti scosse di cui sette con magnitudo locale (M_L) maggiore di 5.0, tra cui le principali avvenute rispettivamente il 20 maggio con epicentro tra Mirandola e Finale Emilia ed una magnitudo locale (M_L) pari a 5.9 ed il 29 maggio con epicentro compreso tra Mirandola e Medolla e magnitudo locale (M_L) pari a 5.8.

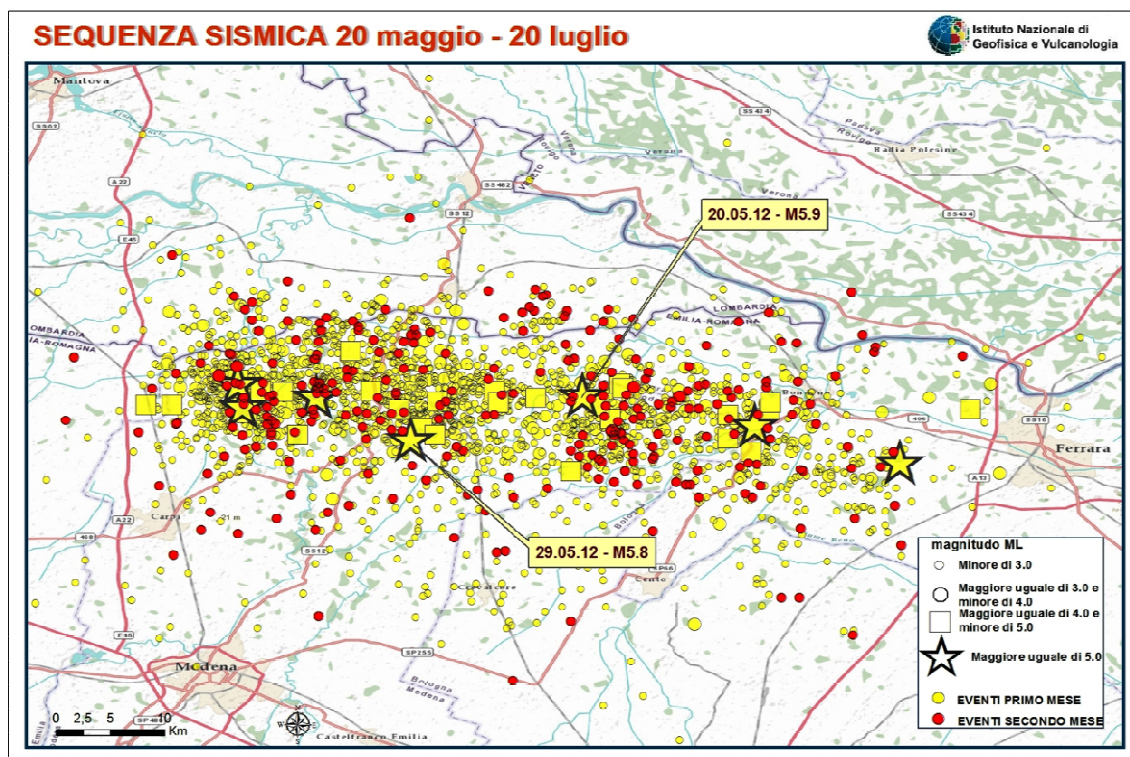


Figura 4.9: Distribuzione epicentri sequenza sismica rilevata tra il 20 maggio 2012 ed il 20 luglio 2012

I maggiori effetti locali osservati sono l'amplificazione del moto sismico e fenomeni di liquefazione, diffusi soprattutto in corrispondenza di rami abbandonati dei fiumi appenninici (Reno, Panaro e Secchia), subordinatamente del Po.

5. PROGRAMMA DI INDAGINE

Date le caratteristiche del sito in accordo con la committenza è stato sviluppato un programma di indagine, finalizzato alla modellizzazione geologico-sismica sito specifica, articolato sull'esecuzione di due prove penetrometriche statiche e di una prospezione geofisica mediante tomografia geo elettrica. Nel dettaglio sono state eseguite una prova con piezocono sismico (SCPTU 1) spinta sino alla profondità di 30,0 m da p.c., una prova con piezocono (CPTU 2) spinta sino alla profondità di 20,0 m dal piano campagna.

Le prove penetrometriche sono state eseguite utilizzando un penetrometro Pagani TG 63/200, auto ancorante dotato di spinta da 200 kN, montato su mezzo semovente cingolato. La punta utilizzata presenta le dimensioni standard europee: apertura di 60°, diametro di 35,7 mm, area di 10 cmq per la misura della pressione di Rottura (qc), manicotto di attrito con superficie di 150 cmq per la misurazione delle resistenze di attrito laterale (fs) con velocità di penetrazione pari a 2 cm/sec.

Nei diagrammi allegati ai certificati di prova (allegato 1) sono riportati gli andamenti dei seguenti valori di resistenza (rilevati dalle letture di campagna, durante l'infissione dello strumento):

- qc (MPa) = resistenza alla punta (porzione conica);
- fs (kPa) = resistenza laterale (manicotto);
- U (kPa) = pressione dei pori (setto poroso);
- fs/qc (%) = rapporto attrito laterale / resistenza alla punta;

La punta possiede sensori elettrici e trasduttori di pressione in grado di acquisire in continuo (una lettura ogni cm di approfondimento) la resistenza alla penetrazione (qc -fs) e l'andamento delle pressioni interstiziali dei pori nell'area intorno alla punta (U2). Questo permette di interpretare le proprietà del terreno in funzione dei parametri misurati, mediante note correlazioni empiriche di riferimento.

Il piezocono utilizzato, oltre all'acquisizione dei parametri di resistenza di punta (qc), laterale (fs) e carico idraulico istantaneo (U2), permette di misurare direttamente la velocità di propagazione nel terreno delle onde sismiche di taglio (Vs), attraverso l'ausilio di due accelerometri di cui è dotato.

Le modalità operative con le quali la prova viene eseguita, consistono nell'infissione attraverso un dispositivo di spinta di una batteria di aste (aste con il cavo di trasmissione dati all'interno), alla cui estremità inferiore è collegata la punta con piezocono. Durante l'avanzamento della prova SCPTU l'infissione viene fermata a step regolari di 100 cm per effettuare l'acquisizione dei dati sismici tramite accelerometri e sismografo. Il sistema di energizzazione del terreno (sorgente delle onde di taglio) è costituito da due masse metalliche compatte poggianti su traversina in legno, caricata con gli stabilizzatori a pistone del penetrometro ad una distanza di 45 cm dalla verticale di prova.

Una delle piastre metalliche viene colpita con una mazza da 10 kg di peso, ad ogni metro di profondità, con le aste svincolate dal penetrometro stesso.

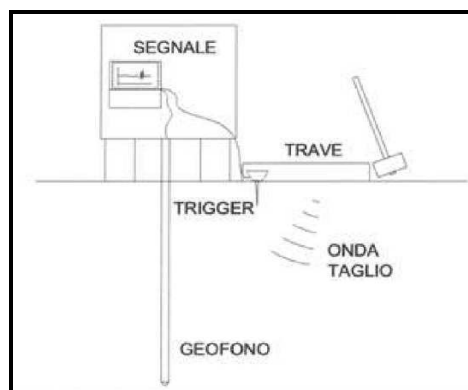


Fig. 5.1- schema di funzionamento del sismocono

Tramite gli accelerometri presenti nella punta è possibile rilevare e registrare tali segnali sismici e di conseguenza determinare i tempi necessari alle onde sismiche per percorrere il tratto da piano campagna sino alla profondità a cui essi si trovano (tempi di arrivo).

Attraverso il rapporto distanza/tempo di percorrenza, è possibile determinare direttamente e con grande precisione le velocità delle onde di taglio S, in modo da ottenere il profilo delle velocità Vs30 e la relativa categoria del suolo di fondazione, come esplicitamente richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008/2018.

Nella figura sottostante si riporta ubicazione delle verticali di indagine e dello stendimento geo elettrico.

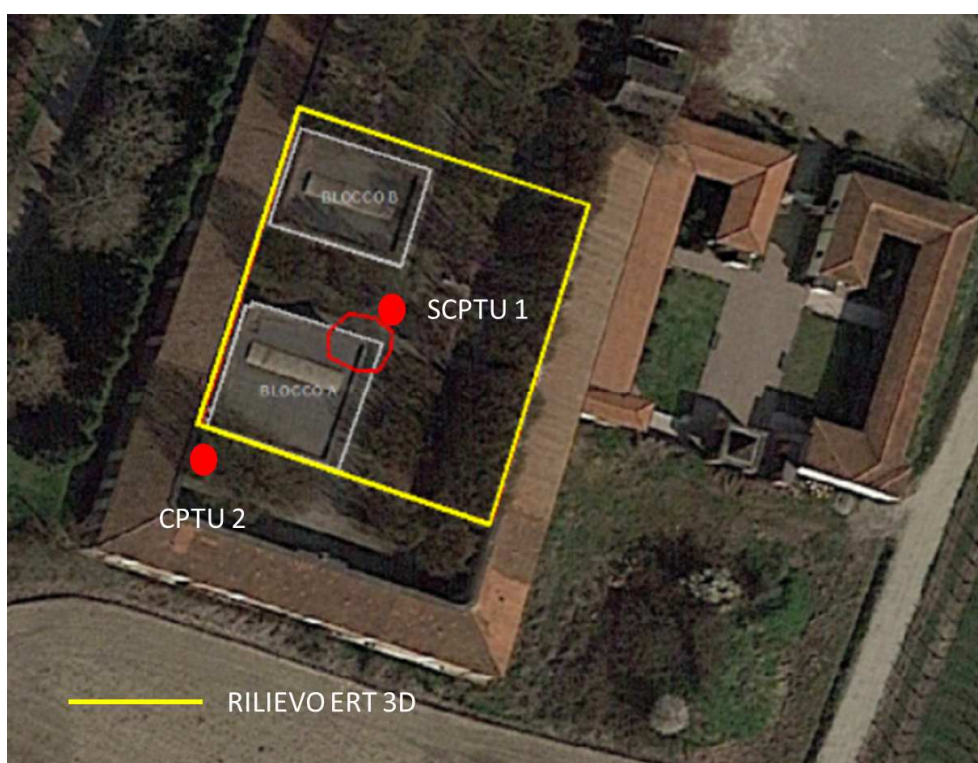


Figura 5.2: ubicazione verticali di indagine (ortofoto da: Google Earth), all'interno del sito cimiteriale.

5.1 Prospezione Geoelettrica 3D

La prospezione geofisica mediante tomografia geoelettrica è stata eseguita al fine di ottenere un'indagine diretta non invasiva, finalizzata allo studio elettrostratigrafico del sottosuolo nei primi 10 metri di profondità circa. Per la realizzazione del modello tridimensionale di resistività, lo strumento impiegato è il georesistivimetro SYSCAL PRO SWITCH 48 10 canali della IRIS Instruments che di base gestisce 48 canali elettrodici; durante la realizzazione dell'acquisizione 3D è stata impiegata l'estensione a 72 canali elettrodici mediante lo strumento Link box che viene connesso al georesistivimetro. Per ogni acquisizione sono stati impiegati 3 cavi da 24 elettrodi spazati da 1.8 m sull'asse X in direzione Sud – Nord, sino a 1.55 m sull'asse Y in direzione Ovest-Est; i 72 elettrodi sono stati disposti su quattro lati (18 per lato) a formare un rettangolo. Per le indagini è stata realizzato un test preliminare per trovare il set-up ideale che garantisca il miglior rapporto segnale/rumore, condizione raggiunta con un periodo di iniezione di 500 msec con tensione massima di 200mV.

La geoelettrica consiste nella determinazione sperimentale della distribuzione di resistività caratterizzante la struttura elettrica del sottosuolo mediante l'utilizzo di elettrodi a diversa configurazione.

Ogni disomogeneità presente nel sottosuolo (per disomogeneità s'intendono corpi a diversa capacità di conduzione elettrica) viene rilevata poiché essa deflette le linee di corrente e distorce pertanto la normale distribuzione di potenziale elettrico. Attraverso questo metodo ad ogni litologia viene associata una determinata resistività (proprietà intrinseca dei materiali), in questo modo è possibile effettuare vere e proprie ricostruzioni stratigrafiche del sottosuolo ed individuare oggetti sepolti o discontinuità.

Le modalità operative consistono nell'applicare agli estremi di un conduttore una differenza di potenziale ΔV , in esso passerà una corrente di intensità I che è legata alla differenza di potenziale dalla legge di Ohm:

$$R = \Delta V / I$$

dove R è la resistenza elettrica che dipende dalla natura e dalle caratteristiche geometriche del conduttore. Nel caso specifico, la formulazione della suddetta legge diventa

$$\rho = K (\Delta V / I)$$

in cui K è il coefficiente geometrico del conduttore, che dipende strettamente dal dimensionamento dello stendimento elettrodico, e ρ rappresenta una proprietà intrinseca del materiale che indica la resistenza al passaggio della corrente. Questo fattore è noto col nome di resistività, si misura in Ohm*metro e fornisce elementi utili per l'individuazione della natura dei litotipi investigati.

Il valore di tale parametro dipende dalla composizione mineralogica dei terreni, dalla presenza di eventuali fluidi di saturazione, dalla temperatura, dalla porosità e dal grado di cementazione.

La misura delle resistività del terreno viene effettuata, nella maggior parte dei casi, utilizzando dispositivi 2D/3D riconducibili ad uno schema di configurazione a quadripolo o dipolo-dipolo/polo-dipolo (3D). Uno strumento, denominato georesistivimetro, immette nel sottosuolo mediante due elettrodi - in genere indicati con A e B - una corrente nota I e misura, tramite due altri elettrodi - M e N - la differenza di potenziale ΔV che tale corrente produce nei punti del terreno nel quale sono stati posti gli elettrodi stessi. Per ogni configurazione la prima misura inizia con spaziatura 1a tra elettrodi di potenziale e corrente, poi si varia la distanza di un fattore "n" tra le coppie di elettrodi. La spaziatura tra gli elettrodi di corrente e gli

elettrodi di potenziale resta fissa e si incrementa la distanza tra la coppie di elettrodi fino ad un livello di accuratezza in genere pari a 5. Si prosegue incrementando la distanza elettrodica, ed aumentando di conseguenza la profondità di investigazione.

La tecnica ERT in 3D con configurazioni elettrodiche più o meno convenzionali, permette di ottenere un notevole volume di dati e informazioni di resistività per ogni punto all'interno del volume stesso.

Per le specifiche di dettaglio relative all'indagine e alle evidenze sperimentali emerse, si rimanda alla Relazione Tecnica che viene riportata nell'allegato 1.

6. MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

6.1 Modellazione stratigrafica

La modellazione stratigrafica è stata eseguita, mediante parametrizzazione fisico – meccanica dei valori di resistenza, misurati durante l'esecuzione delle prove CPTU, attraverso il metodo di P.K. Robertson (1990).

Trascurando il preforo, necessario per la corretta e sicura infissione del piezocono, entrambe le prove eseguite hanno incontrato prevalentemente terreni a tessitura fine come argille, argille limose e limi più o meno argillosi, talora localmente intercalati a subordinati livelli centimetrici limoso sabbiosi e di terreni organici. Le verticali di indagine entro i primi 20 metri di profondità, hanno messo in evidenza una successione stratigrafica abbastanza omogenea con una netta preponderanza di terreni a tessitura fine, caratterizzati da valori di resistenza all'avanzamento della punta (Q_c) medi compresi tra $0,5 \div 2$ MPa circa. Menzione particolare necessitano i sedimenti a tessitura fine che caratterizzano i primi metri di profondità, nel dettaglio per la prova SCPTU 1 l'intervallo compreso tra p.c. $\div 3,0$ m circa, mentre per la prova CPTU 2 l'intervallo compreso tra p.c. $\div 2,50$ m circa, i quali presentano elevati valori di resistenza alla punta compresi tra $3 \div 6$ MPa e sono caratterizzati dall'assenza di pressioni neutre (prossime a zero), tali caratteristiche con tutta probabilità denotano condizioni di scarsa umidità e di ritiro.

La prova SCPTU 1 ha attraversato entro i primi 20 metri di profondità depositi a tessitura granulare caratterizzati da potenze ridotte, alle quote di confinamento comprese tra $14,55 \div 15,00$ e tra $20,75 \div 21,40$ m circa, tali strati sono costituiti da limi sabbiosi e sabbie più o meno limose, caratterizzate da valori di resistenza alla punta compresi tra $4 \div 6$ MPa circa. La prova CPTU 2 ha attraversato uno strato di terreni a tessitura granulare, costituito da limi sabbiosi e sabbie limose nell'intervallo di profondità compreso tra $1,40 \div 1,70$ m, tale intervallo di potenza limitata presenta valori di resistenza alla punta compresi tra $3 \div 6$ MPa circa e risulta intercalato a terreni a tessitura fine caratterizzati da scarsa umidità e probabili condizioni di ritiro.

I digrammi di resistenza penetrometrica e le valutazioni litologiche di dettaglio vengono riportati in calce alla relazione nell'Allegato 2.

6.2 Modellazione Geotecnica

È stata effettuata per ciascuna prova eseguita, una stima dei principali parametri geotecnici; le tabelle seguenti riportano l'andamento dei principali parametri, suddivisi in litologie pseudo omogenee. Occorre precisare che la caratterizzazione degli strati omogenei superficiali, può risultare falsata dallo stato di essiccazione dei sedimenti (frazione coesiva) e dal grado di rimaneggiamento antropico subito nel tempo, pertanto la stima dei parametri geotecnici attribuibili ai sedimenti attraversati nei primi due metri di profondità circa è da considerarsi non del tutto attendibile (*).

SCPTU 1

Profondità dello strato (m da p.c.)	Litologia	γ (Kn/m3)	γ sat (Kn/m3)	σ_v (Kpa)	σ_v' (Kpa)	Cu (Kpa)	φ (°)	Dr (%)
p.c - 0,35	Preforo	/	/	/	/	/	/	/
0,35 - 1,40 (*)	Limi, limi argillosi	20,7	21,5	10,6	10,6	240,0	/	/
1,40 - 2,30 (*)	Limi argillosi, argille limose	20,9	21,7	30,6	30,6	263,3	/	/
2,30 - 13,65	Argille, argille limose, localmente intercalate a livelli centimetrici limoso argillosi	18,4	19,2	143,9	100,0	57,2	/	/
13,65 - 14,55	Limi argillosi, argille limose	19,8	20,5	256,6	152,6	127,2	/	/
14,55 - 15,00	Sabbie limose, limi sabbiosi	18,6	21,6	270,2	159,6	/	31,5	42,2
15,00 - 20,75	Argille, argille limose, localmente intercalate a livelli centimetrici limoso argillosi	18,5	19,2	327,8	186,8	52,9	/	/
20,75 - 21,40	Limi sabbiosi, sabbie limose	18,6	21,6	387,0	214,7	/	27,1	20,1
21,40 - 22,60	Limi argillosi, argille limose	18,8	19,6	404,6	223,2	66,1	/	/
22,60 - 24,40	Argille, argille limose	18,8	19,6	432,8	236,6	63,7	/	/
24,40 - 26,60	Limi argillosi, argille limose	18,8	19,6	470,4	254,6	64,9	/	/
26,60 - 30,00	Argille, argille limose, localmente intercalate a livelli centimetrici limoso argillosi	18,9	19,6	523,0	279,8	63,9	/	/

I terreni a tessitura fine attraversati nell'intervallo di profondità compreso tra 0,50 ÷ 3,00 m circa, presentano un comportamento geotecnico abbastanza simile con valori di coesione non drenata (Cu^*) di molto superiori a 70 KPa, probabilmente tali valori nei primi metri di profondità sono da attribuire allo stato di essiccazione dei sedimenti (frazione coesiva) pertanto da considerarsi sovrastimati. In generale i sedimenti coesivi attraversati oltre il suddetto intervallo presentano un comportamento geotecnico abbastanza omogeneo, con valori di coesione non drenata (Cu^*) prossimi o di poco inferiori a 70 KPa, solamente lo strato compreso tra 13,65 ÷ 14,55 m si discosta da tale andamento con valori superiori a 100 KPa.

I depositi sabbioso limosi e limoso sabbiosi attraversati presentano un grado di addensamento (Dr^*) in genere inferiore al 60 %, pertanto potenzialmente soggetti a fenomeni di riconsolidazione e riordino in caso di sisma. Le performance peggiori in tal senso le ha messe in luce lo strato alla profondità compresa tra 20,75 ÷ 21,40 m circa (* correlazioni Dr: Baldi 1978 - Schmertmann 1976; Cu: Lunne, Robertson and Powell 1977); (σ_v Tensione litostatica totale, σ_v' Tensione litostatica efficace).

CPTU 2

Profondità dello strato (m da p.c.)	Litologia	γ (Kn/m ³)	γ sat (Kn/m ³)	σ_v (Kpa)	σ_v' (Kpa)	Cu (Kpa)	ϕ (°)	Dr (%)
p.c - 0,35	Preforo	/	/	/	/	/	/	/
0,35 - 1,40 (*)	Limi argillosi, argille limose	20,2	21,0	10,9	10,9	170,6	/	/
1,40 - 1,70 (*)	Limi sabbiosi, sabbie limose	17,7	20,6	24,7	24,7	/	40,3	71,5
1,70 - 3,85 (*)	Argille, argille limose	19,2	20,0	48,1	48,1	93,4	/	/
3,85 - 4,80	Limi argillosi, argille limose, presenti rare intercalazioni centimetriche limoso sabbiose	19,3	20,1	77,4	70,3	99,8	/	/
4,80 - 6,20	Argille, argille limose	17,6	18,3	98,8	80,1	33,7	/	/
6,20 - 7,30	Argille, argille limose con probabili intercalazioni centimetriche di terreni organici	17,8	18,6	120,5	89,6	38,1	/	/
7,30 - 10,30	Argille, argille limose	18,4	19,2	157,4	106,4	54,5	/	/
10,30 - 11,05	Argille limose con possibili intercalazioni centimetriche di terreni organici	16,9	17,6	191,1	121,7	19,2	/	/
11,05 - 13,60	Argille, argille limose	18,2	19,0	220,4	134,9	46,6	/	/
13,60 - 15,00	Limi argillosi, argille limose	18,4	19,2	256,4	151,5	53,7	/	/
15,00 - 20,75	Argille, argille limose	18,4	19,1	321,9	181,9	49,0	/	/
20,75 - 20,92	Sabbie limose, limi sabbiosi	18,60	21,60	376,20	207,20	/	27,90	24,0

I terreni a tessitura fine attraversati nei primi 0,50 ÷ 2,50 m di profondità circa, presentano valori di coesione non drenata (Cu^*) di molto superiori a 70 KPa, probabilmente tali valori sono da attribuire allo stato di essiccazione dei sedimenti (frazione coesiva) pertanto da considerarsi sovrastimati. I terreni a tessitura granulare intercalati ai sedimenti fini all'interno di tale intervallo, presentano valori di addensamento (Dr^*) e di angolo di resistenza al taglio (ϕ°) relativamente elevati, probabilmente riconducibili allo stato di essiccazione della loro frazione coesiva, pertanto da considerarsi anch'essi sovrastimati.

I sedimenti coesivi attraversati oltre il suddetto intervallo presentano un comportamento geotecnico discretamente omogeneo, con valori di coesione non drenata (Cu^*) inferiori o di poco inferiori a 70 KPa, in relazione a tale parametro le performance peggiori le hanno messe in luce gli strati compresi tra 4,80 ÷ 7,30, 10,30 ÷ 11,05 metri da piano campagna con valori di molto inferiori a 70 KPa, pertanto potenzialmente soggetti a fenomeni di riconsolidazione in caso di sisma (* correlazioni Dr : Baldi 1978 - Schmertmann 1976; Cu : Lunne, Robertson and Powell 1977; ϕ° : Durgunoglu-Mitchell 1973); (σ_v Tensione litostatica totale, σ_v' Tensione litostatica efficace).

Per il dettaglio relativo a diagrammi di resistenza, valutazioni litologiche e tabelle parametri geotecnici, si rimanda alle schede in allegato (Allegato 2).

6.3 Falda freatica

La conoscenza della profondità della prima falda (normalmente indicata come “Falda freatica”), soprattutto nel massimo livello misurabile durante l'arco dell'anno è un parametro molto importante ai fini della progettazione e dell'analisi dello stato di conservazione delle strutture fondali.

Al termine delle operazioni di cantiere è stata verificata la profondità della superficie freatica nei fori di sondaggio, con valori che oscillano tra 3,50 ÷ 3,60 m da p.c., e stata inoltre misurata la soggiacenza di un pozzo ad anelli presente nelle immediate adiacenze dell'area di indagine, con un valore pari a 3,70 m.

Tali valori andranno considerati in funzione della quota assoluta del piano campagna, relativo a ciascuna prova eseguita. Nella tabella seguente si riportano in dettaglio i valori misurati.

Prova	Quota da piano campagna (m)
SCPTU 1	3,50
CPTU 2	3,60
POZZO	3,70

7. MODELLAZIONE SISMICA

L'azione sismica sulle costruzioni è generata dal moto non uniforme del terreno per effetto della propagazione delle onde sismiche. Il moto sismico eccita la struttura provocandone la risposta dinamica, che va controllata negli aspetti di sicurezza e di prestazioni attese. Per fare ciò risulta indispensabile definire le caratteristiche geolitologiche e geotecniche dei sottosuoli di fondazione.

La pericolosità sismica è definita nel paragrafo 3.2 del Decreto 17 gennaio 2018 (Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni") in termini di *"accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al paragrafo 3.2.2) nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R "*.

I dati di input necessari alla definizione degli spettri elastici e di progetto del sito in esame sono:

1. coordinate geografiche del sito
2. vita nominale della struttura
3. classe d'uso e periodo di riferimento
4. topografia

1. Coordinate geografiche del sito (WGS84):

Latitudine 44.725933 N

Longitudine 11.006359 E

2. La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata.

TIPI DI COSTRUZIONE	VITA NOMINALE V_N (in anni)
Opere provvisorie, opere provvisionali e strutture in fase costruttiva.	≤ 10
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute e di importanza normale	≥ 50
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≤ 100

3. Le strutture sono poi distinte in classi d'uso a seconda del tipo di affollamento che si prevede ci sarà all'interno della struttura oggetto di analisi.

Classe I:	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
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.

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.
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 D.M. 5 novembre 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

Per ciascun tipo di classe d'uso è associato un coefficiente d'uso C_u utile al calcolo del periodo di riferimento per l'azione sismica V_R . Le azioni sismiche vengono difatti valutate in relazione ad un periodo di riferimento che si ricava, per ciascuna costruzione, moltiplicando la vita nominale per il coefficiente d'uso secondo la formula di seguito riportata:

$$V_R = V_N \times C_u$$

nella quale i valori di C_u sono riportati di seguito:

CLASSE D'USO.	I	II	III	IV
COEFFICIENTE	0.7	1	1.5	2

Nello specifico si osserva che, considerando vita nominale (V_N) pari a 50 anni ed una classe d'uso II (coefficiente C_u pari a 1,0), il periodo di riferimento (V_R) è dato da:

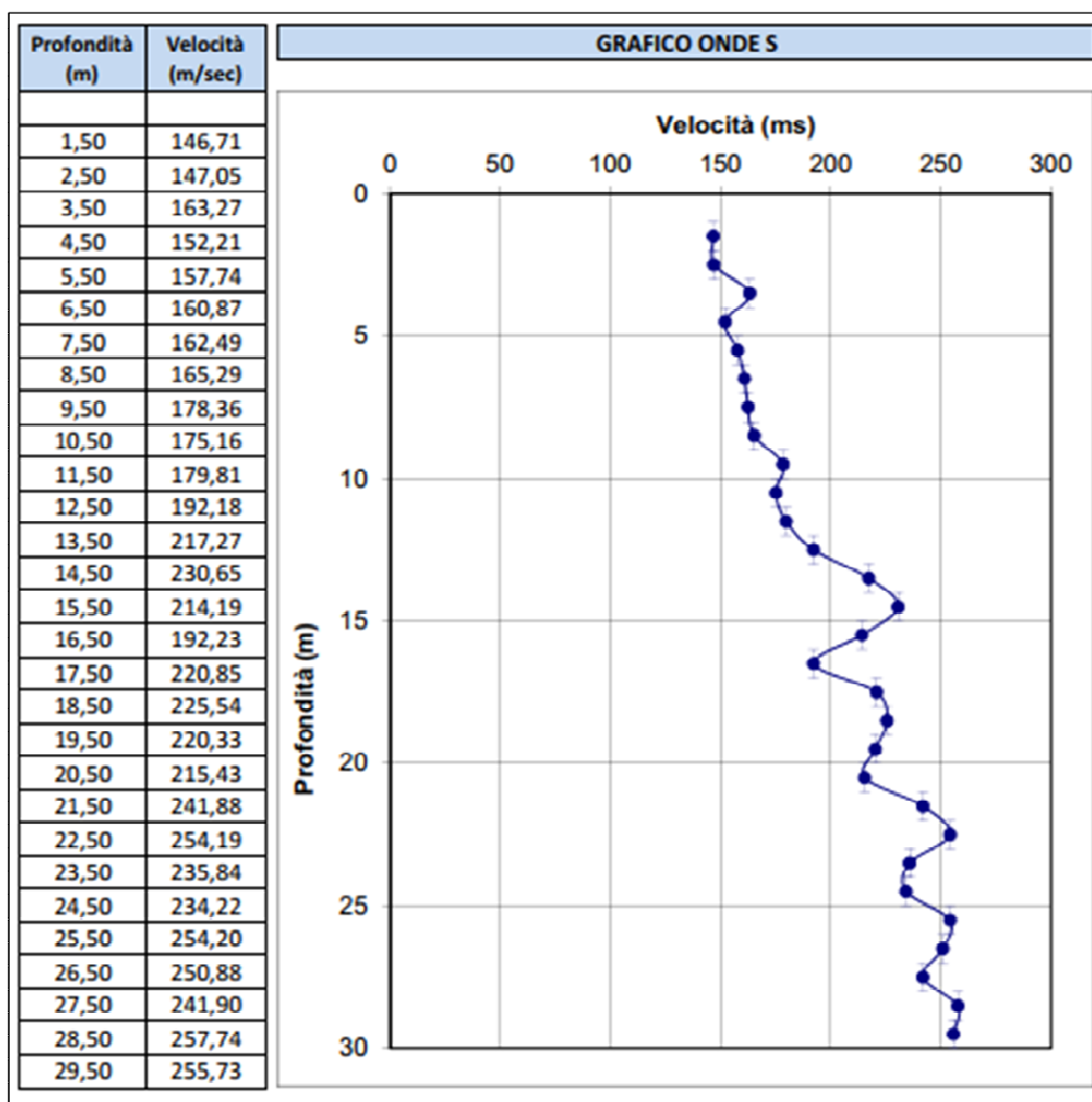
$$V_R = 50 \text{ anni}$$

4. La normativa prende inoltre in considerazione le condizioni topografiche sito specifiche, affermando la necessità di predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale in caso di condizioni topografiche complesse, mentre per condizioni superficiali semplici può essere adottata la seguente classificazione.

CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza di cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza di cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

7.1 Definizione della categoria di sottosuolo

Il capitolo 3.2.2 del Decreto 17 gennaio 2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” attraverso l’approccio semplificato definisce le categorie di sottosuolo, in relazione ai valori della velocità sismica equivalente $V_{s,eq}$ (m/s) relativa alla propagazione delle onde di taglio. Nello specifico trattandosi di depositi con profondità del substrato H superiore a 30 metri, la velocità equivalente delle onde di taglio, è definita dal parametro V_{S30} , il quale prende in considerazione i primi 30 m di profondità ($H=30$) al di sotto del piano di posa delle fondazioni o testa dei pali.



Dall’analisi dei profili di velocità ottenuti con la prova sismica SCPTU 1, è stato possibile ricostruire il modello sismico della zona esaminata con intervallo metrico, partendo dalla quota di 1,5 m da piano campagna.

Il modello sismico del sottosuolo è stato definito sulla base della variazione con la profondità della velocità delle onde di taglio V_s misurate con la prova sismica, attraverso le quali è stata quindi determinata la velocità equivalente delle onde di taglio, definita dalla seguente espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{s_i}}}$$

dove:

h_i è lo spessore (in metri) dell' i -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità

V_i è la velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato

N è il numero di strati di terreni compresi nei primi 30 m di profondità.

Dai calcoli si ottiene una velocità equivalente $V_{s,30}$ pari a **204,74 m/s**

In riferimento alla tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato, il sito esaminato presenta un sottosuolo di **tipo C** ovvero: *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s”.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fine mediamente consistenti</i> , 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 tra 180/360 m/s
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti</i> , 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 tra 100 e 180 m/s
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tabella 3.2.II - Decreto 17 gennaio 2018

7.2 Pericolosità sismica locale e valutazione dell'accelerazione massima del sito

Le azioni sismiche di progetto in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La valutazione della pericolosità sismica locale è stata definita utilizzando la procedura indicata nel Decreto 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” (NTC 2018), in tal

senso la stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido ($V_s > 800$ m/s), viene definita mediante un approccio “sito dipendente”.

La normativa stabilisce il principio per cui le azioni sismiche sulle costruzioni si valutano in relazione alla pericolosità del sito definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa su suolo di categoria A (a_{ag}) e del corrispondente spettro di risposta elastico.

Per accelerazione massima attesa si intende il picco del segnale che ha una certa probabilità PVR di essere superato in un periodo di riferimento VR. Il periodo di riferimento VR viene determinato come prodotto della vita nominale della costruzione VN e del coefficiente d'uso CU. La vita nominale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Il valore del coefficiente d'uso dipende dalla gravità delle perdite dovute al raggiungimento di un determinato stato limite e quindi riguarda “l'importanza della struttura”. La coppia PVR, VR che identifica l'accelerazione massima di riferimento per le azioni si può sintetizzare nel periodo di ritorno TR. Per definire lo spettro elastico in accelerazione oltre ad a_g , sono necessari altri due parametri: F_0 il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, il quale in genere ha un valore minimo pari a 2,2. (amplificazione spettrale) e T_c^* , il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro.

Considerando i seguenti valori: Vita nominale $VN \geq 50$ anni (costruzioni con livelli di prestazioni ordinari Rif. Tab. 2.4.I – Decreto 17 gennaio 2018), Classe d'uso II (Rif. Paragrafo 2.4.II - Decreto 17 gennaio 2018) e Coefficiente d'uso CU pari a 1 (Rif. Tab. 2.4.III - Decreto 17 gennaio 2018) il periodo di riferimento VR è pari a 50 anni. L'area in oggetto è identificata dalle coordinate (WGS 84):

Latitudine 44.725933 N

Longitudine: 11.006359 E

Le forme spettrali previste dalla normativa, definite dai parametri a_g , F_0 , e T_c^* riferiti ai periodi di ritorno TR e Stato Limite Ultimo, calcolati con il programma “Geostru PS”, sono riportati nella tabella sottostante.

STATO LIMITE	TR [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0,045	2,490	0,253
SLD	50	0,056	2,511	0,268
SLV	475	0,157	2,588	0,272
SLC	975	0,209	2,526	0,279

L'accelerazione massima attesa al sito a_{max} si ricava dal valore dell'accelerazione orizzontale massima del sito a_g su suolo rigido con la seguente relazione:

$$a_{max} = a_g \cdot SS \cdot ST$$

dove:

SS: coefficiente di amplificazione stratigrafica indicato nella Tab. 3.2.IV del Decreto 17 gennaio 2018, relativo a ciascuna classe di sottosuolo.

ST: coefficiente di amplificazione topografica riportato nella Tab. 3.2.V del Decreto 17 gennaio 2018.

Le accelerazioni orizzontali massime del sito riferite agli SLO, SLD SLV e SLC considerando un suolo tipo C ($S_s = 1,380 \div 1,500$) ed essendo la morfologia dell'area pianeggiante ($ST=1$), risultano le seguenti:

STATO LIMITE		a_{max} [g]
Stati limite di esercizio	SLO	0,0675
	SLD	0,0840
Stati limite ultimi	SLV	0,2292
	SLC	0,2884

Di seguito si riportano i coefficienti sismici sito specifici:

Stato limite	A_{max} [m/s ²]	Beta [-]	K_h [-]	K_v [sec]
SLO	0,658	0,200	0,013	0,007
SLD	0,824	0,200	0,017	0,008
SLV	2,249	0,240	0,055	0,028
SLC	0,240	0,280	0,081	0,040

7.3 Valutazione del fattore di amplificazione sismica locale

Data la congruenza legata alla strategia progettuale al tipo e all'importanza della struttura (Classe d'uso: II), la valutazione dell'amplificazione sismica locale è stata anche definita con la procedura prevista dalla Regione Emilia-Romagna nella DGR 2193/2015, Allegato A2 e sulla base dei recenti studi eseguiti da parte del Gruppo di lavoro MS Sisma 2012 della Regione Emilia-Romagna.

Tale procedura permette attraverso l'impiego di appositi abachi, la valutazione dei fattori di amplificazione in funzione del valore di V_{s30} misurato nel sito oggetto di studio. La costruzione dei suddetti abachi è stata implementata utilizzando i dati geofisici e geotecnici disponibili nella Banca dati Regionale, sono stati individuati per ogni ambiente e relativa tipologia, i profili medi di velocità (V_s) e la loro variabilità. I profili di V_s relativi alle varie tipologie geo-litologiche che sono stati analizzati si congiungono in profondità con il profilo del suolo A. La stima dell'amplificazione in aree di pianura prevede l'uso di abachi diversi a seconda della stratigrafia e della profondità del bedrock (maggiore o minore di 100 m), che forniscono valori in termini di PGA (FA_{PGA}) e in termini di Intensità di Housner per intervalli di periodo T compresi tra SI1 0,1 s ÷ 0,5 s ($FA_{0,1-0,5s}$), SI2 tra 0,5 ÷ 1 s ($FA_{0,5-1s}$) e SI3 tra 0,5 ÷ 1,5 s ($FA_{0,5-1,5s}$). La finalità dell'utilizzo degli abachi rientra nell'ambito della pianificazione territoriale e urbanistica, pertanto considerano come pericolosità sismica di riferimento quella relativa al periodo di ritorno di 475 anni (SLV corrispondente ad una CU 2).

I Fattori di Amplificazione (F.A.) sono riferiti al Suolo A (Tabella. 3.2.II - Decreto 17 gennaio 2017) come previsto dall'Eurocodice 8, parte 1, e dallo stesso D.M. 14/01/2008 e distinti in base agli ambiti territoriali.

Per le aree di pianura si distinguono tre ambiti:

Pianura1: settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un contrasto di impedenza significativo, tale da essere considerato coincidente con il tetto del substrato rigido, a profondità ≤ 100 m da p.c.;

Pianura2: settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c.;

Pianura 3: settore di pianura caratterizzato da elevati spessori di sedimenti prevalentemente fini e poco consolidati, alternanze di limi, argille e sabbie di ambiente alluvionale e transizionale, con substrato rigido a profondità non inferiori a 300 m da pc.

Vista la similitudine stratigrafica diventa rilevante la profondità del substrato profondo, che sulla base dei dati geologici riportati in letteratura e nel Quadro conoscitivo PSC 2012 – “Microzonazione sismica del territorio comunale”, per l’area in esame è individuabile a profondità prossime o superiori a 100 m.

In riferimento alla tabella A2.1.2 Pianura 2 di seguito riportata per i valori di V_{s30} determinati e prossimi a 200 m/sec, si dovranno considerare i parametri evidenziati:

$V_{s30}(m/s) \rightarrow$	150	200	250	300	350	400
F.A. PGA	1.7	1.7	1.7	1.6	1.5	1.5
F.A. SI1	2.0	2.0	1.9	1.8	1.7	1.6
F.A. SI2	3.1	3.0	2.7	2.4	2.1	2.0
F.A. SI3	3.6	3.3	2.9	2.5	2.2	2.0

Trattandosi inoltre di area di pianura, quindi con superficie topografica praticamente piatta, possono essere considerati trascurabili gli effetti topografici.

7.4 Amplificazione effetti sismici - Verifica del potenziale di liquefazione

L'analisi dei fenomeni di liquefazione dei sedimenti, sottoposti a sollecitazioni cicliche indotte da terremoti, è di fondamentale importanza per gli aspetti di progettazione geotecnica antisismica. In particolare, occorre valutare nel modo più adeguato possibile, le effettive condizioni di suscettibilità, di innesco e il rischio sito specifico di tale fenomeno.

Il termine “liquefazione” indica diversi fenomeni fisici quali: mobilità ciclica, liquefazione ciclica, fluidificazione, osservati durante terremoti significativi, generalmente di $M > 5.5$ che interessano depositi incoerenti e saturi. Durante un evento sismico in tali sedimenti, le condizioni “non drenate”, possono

indurre un incremento ed accumulo delle pressioni interstiziali, le quali possono portare una drastica caduta della resistenza al taglio con una conseguente riduzione di capacità portante del terreno. La differenza fra i diversi fenomeni dipende dalle tensioni di taglio mobilitate per l'equilibrio in condizioni statiche e dalla resistenza al taglio residua dopo il terremoto.

Durante fenomeni di sollecitazione transitoria ripetuta (terremoti), possono anche verificarsi effetti di "riordino" dei sedimenti che portano a perdite di resistenza con il possibile sviluppo di cedimenti significativi che possono coinvolgere sia i depositi granulari, sia i sedimenti fini poco coesivi (limi e argille a comportamento non drenato,) questo fenomeno è noto con il termine "cyclic softening" (Idriss & Boulanger, 2004 e 2008).

L'innescò di fenomeni di liquefazione nei sedimenti è governato da diversi fattori, alcuni dipendenti dalla tipologia di input sismico, quali: l'energia liberata intesa come magnitudo e accelerazione e le caratteristiche dell'impulso sismico intese come forma e durata dello scuotimento. Mentre altri fattori sono dipendenti dalle caratteristiche tessiturali e meccaniche dei sedimenti (granulometria, indice di plasticità, coesione, densità relativa) e dalla presenza di acque sotterranee alla quota di confinamento dello strato liquefacibile.

Qualora i depositi indagati risultassero suscettibili di liquefazione con effetti conseguenti tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii e/o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili a tale fenomeno.

La probabilità che nei terreni sabbiosi si verifichino fenomeni di liquefazione è bassa o nulla se si verifica almeno una delle seguenti condizioni (Paragrafo 7.11.3.4.2 – Decreto 17 gennaio 2018* "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni"; "Linee guida per la microzonazione sismica, Dipartimento della protezione civile e Conferenza delle Province Autonome 2008"):

- ❖ Eventi sismici attesi con magnitudo M inferiore a 5;
- ❖ Accelerazioni massime attese al piano campagna PGA minori di 0.1g;
- ❖ Profondità media stagionale della falda (Z_W) superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- ❖ $FC \leq 5\%$ e resistenza: $(N_1)_{60} > 25$ (30*) KPa oppure $q_{c1N} > 160$ (180*) KPa oppure $V_{SI} > 220$ m/s;
- ❖ Terreni con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:
 - frazione di fine $FC > 20\%$ e indice di plasticità $PI > 10\%$;
 - frazione di fine $FC \geq 35\%$ e resistenza: $(N_1)_{60} > 20$ KPa oppure $q_{c1N} > 95$ KPa oppure $V_{SI} > 200$ m/s;
- ❖ Curva di distribuzione granulometrica (GDC) esterna per oltre il 50% al fuso indicato dalla figura 7.2 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ e dalla figura 7.3 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

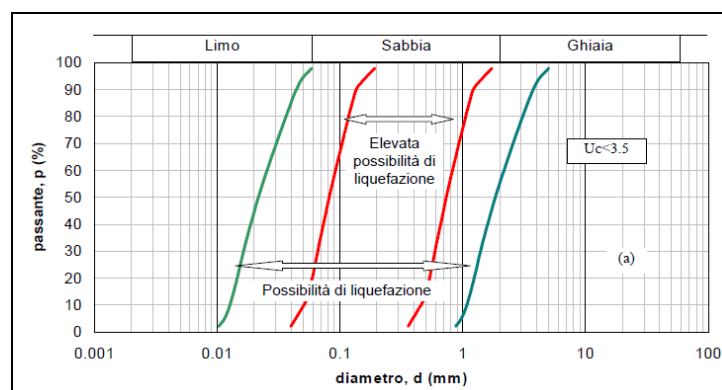


Figura 7.2: Fusi granulometrici di terreni suscettibili a liquefazione ($U_c < 3.5$)

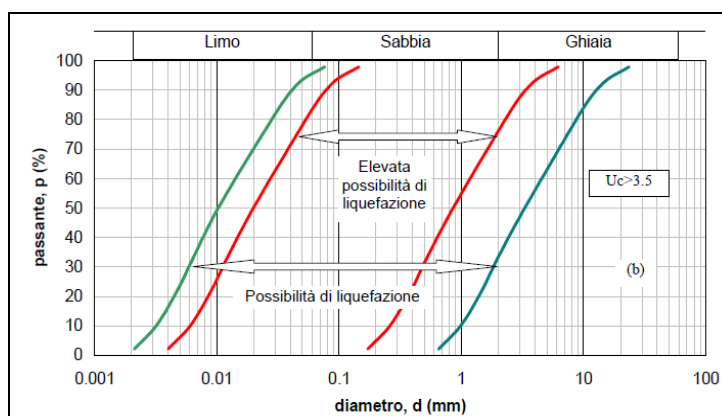


Figura 7.3: Fusi granulometrici di terreni suscettibili a liquefazione ($U_c > 3.5$)

Il presente studio ha prodotto una stima del potenziale rischio liquefazione mediante approccio deterministico, attraverso correlazioni empiriche che si basano sui parametri misurati dalle prove CPTU. L'uso di tali prove offre un indiscutibile vantaggio in quanto, il dato ottenuto offre una maggiore accuratezza e ripetibilità rispetto ad altre tipologie di indagini, ma soprattutto offre la possibilità di avere profili continui con la profondità e informazioni dettagliate anche sulla stratigrafia.

I parametri ottenuti dalle prove CPTU, sono stati utilizzati per la stima del rischio di liquefazione, procedendo secondo le seguenti fasi:

- ✓ analisi delle condizioni di suscettibilità alla liquefazione dei sedimenti attraverso la carta di classificazione dei suoli di P.K. Robertson (1990; 2009).
- ✓ stima del Fattore di Sicurezza (F_s) nei confronti della liquefazione lungo tutta la verticale di prova, attraverso il metodo semplificato proposto da Boulanger e Idriss (2014) quest'ultimo raccomandato anche dalla Del. Reg. 2193/2015 (Regione Emilia-Romagna).
- ✓ analisi del rischio di liquefazione sito specifica attraverso la stima dell'Indice del Potenziale di Liquefazione (IL) mediante il metodo proposto da Sonmez (2003).

L'analisi delle condizioni di suscettibilità alla liquefazione e il calcolo del coefficiente di sicurezza F_s sono stati determinati mediante calcolo automatico attraverso il software "Cliq", sviluppato da GeoLogismiki Geotechnical Engineers.

Si rammenta che tali procedure considerano anche la possibilità di "cyclic softening" nei sedimenti fini poco coesivi. Gli esiti della modellazione tengono in considerazione il contenuto in materiali fini (F_c) che introduce significative correzioni alla resistenza penetrometrica normalizzata. Il contenuto in materiali fini è stato stimato sulla base del metodo di Boulanger e Idriss (2008/2014) in funzione dell'Indice di comportamento I_c ricavato dalla classificazione dei terreni di P.K. Robertson (1990) [1].

Il grado di sicurezza nei confronti della liquefazione ad una generica profondità (z), è stato valutato in termini di coefficiente di sicurezza (F_s), definito come il rapporto tra la resistenza al taglio ciclica alla liquefazione in un determinato intervallo di profondità (CRR) e la corrispondente tensione di taglio ciclica indotta dal sisma (CSR), entrambi normalizzati rispetto allo stato tensionale.

Il **coefficiente di sicurezza F_s** , indica con $F_s < 1,0$ la possibilità che avvenga liquefazione, F_s compreso fra 1,0 e 1,2 una ridotta possibilità che avvenga liquefazione, mentre $F_s > 1,2$ esclude la possibilità di fenomeni di liquefazione. Nel dettaglio il valore del coefficiente di sicurezza (F_s) è stato stimato lungo la verticale di prova per strati minimi di 1 cm.

L'**indice del Potenziale liquefazione (IL)** viene calcolato con il metodo di Sonmez (2003), il calcolo è definito da:

$$I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

Con:

$$w(z) = \frac{200}{z_{crit}} \cdot \left(1 - \frac{z}{z_{crit}} \right)$$

$F(z)$ è una funzione del fattore di sicurezza:

$F(z) = 0$	per	$F_L \geq 1.2$
$F(z) = 2 \cdot 10^6 \cdot \exp(-18.427 \cdot F_L)$	per	$1.2 > F_L \geq 0.95$
$F(z) = 1 - F_L$	per	$F_L \leq 0.95$

Si indica con z_{crit} la profondità massima entro la quale può verificarsi la liquefazione, che di norma si assume pari a 15/20 m (Iwasaki, 1982; Özocak e Sert, 2010).

Dai valori risultanti di IL si può stimare il rischio di liquefazione così come segue:

$IL = 0$ Non liquefacibile ($F_L \geq 1.2$)

$0 < IL \leq 2$ Potenziale liquefazione basso

$2 < IL \leq 5$ Potenziale liquefazione moderato

$5 < IL \leq 15$ Potenziale liquefazione alto

$15 < IL$ Potenziale liquefazione molto alto

Nel calcolo del F_s a liquefazione sono state considerate le seguenti condizioni di input:

- ✓ Utilizzo di suolo tipo C, sulla base della prova penetrometrica eseguita con piezocono sismico SCPTU 1, la quale ha misurato un valore di Vs30 pari a 204,74 m/s.
- ✓ Morfologia T1: superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.
- ✓ Coefficiente amplificazione stratigrafica (SS), riferita al periodo di ritorno di 475 anni (SLV): 1,7.
- ✓ Coefficiente amplificazione topografica (ST): 1.
- ✓ Si è utilizzata un'accelerazione sismica massima pari a: 0.2669 g data dal prodotto del valore di 0,157 (a_{refg}) stimato per il comune di Bastiglia (Allegato A4 della D.G.R. E.R. N. 2193/2015), per il valore F.A P.G.A. di 1,7 (in riferimento alla tabella A2.1.2 Pianura 2 della DGR 2193/2015 per valori di Vs30 determinati prossimi a 200 m/sec).
- ✓ Sulla base del contesto idrogeologico locale e dall'analisi delle prove eseguite si è utilizzata una profondità cautelativa a favore di sicurezza pari a 2 metri.
- ✓ Sulla base della pericolosità sismica di base, si è considerata una magnitudo di input pari $M_w = 6,14$ come da zonizzazione macrosismica "ZS9", Zona 912. Il coefficiente correttivo MSF utilizzato è quello di riferimento per i metodi di calcolo utilizzati pari a 1,43.

La modellazione effettuata, prende in considerazione tutti gli strati potenzialmente liquefacibili in cui non vi è certezza della composizione esclusivamente argillosa, ovvero tutti gli strati che mostrano un Indice di Classificazione (o di comportamento) I_c inferiore a 2,6. Oltre tale limite il terreno risulta coesivo, quindi la possibilità che avvengano fenomeni di liquefazione ciclica è praticamente nulla, al contrario tali terreni risultano maggiormente suscettibili a perdite di resistenza post sisma (cyclic softening).

Di seguito si riportano gli esiti della stima del potenziale di liquefazione per ciascuna prova.

[1] i metodi di calcolo utilizzati per la seguente modellazione sono tutti di lunga sperimentazione ed ampiamente diffusi in campo ingegneristico:

Boulanger, R. W., and Idriss, I. M. (2014). "CPT and SPT based liquefaction triggering procedures." Report No. UCD/CGM-14/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California Davis, California;

Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2008). "Soil liquefaction during earthquakes." MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.

procedura NCEER5 (1996; 1998; 2001)

(Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J., Liao, S., Marcuson III, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R., and Stokoe, K.H. - Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils; **Robertson, P.K. and Wride, C.E., 1998.**

Cyclic Liquefaction and its Evaluation based on the CPT Canadian Geotechnical Journal, 1998, Vol. 35, August;

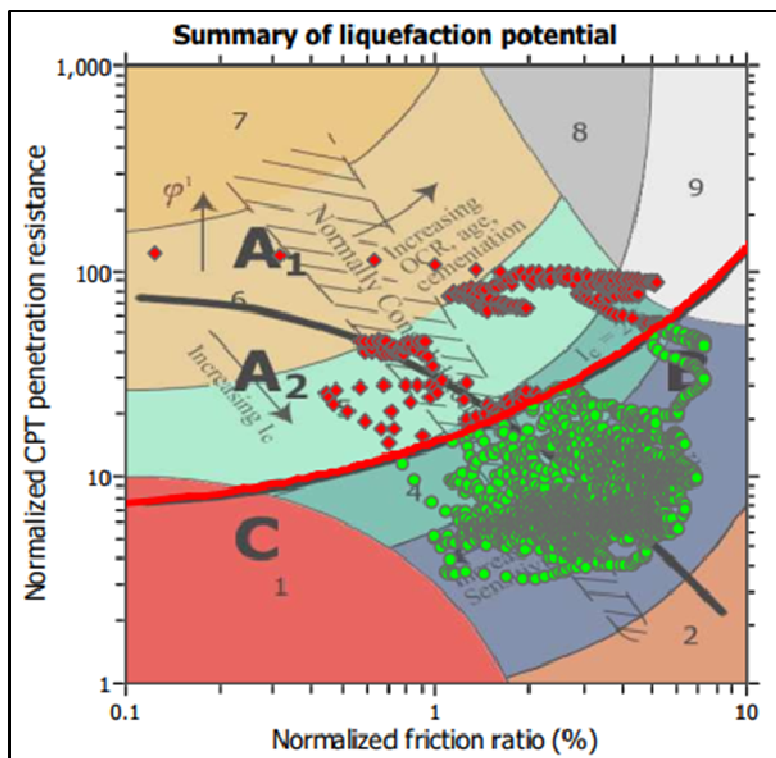
procedura di P. K. Robertson (2009)

(P.K. Robertson - Performance based earthquake design using the CPT - Keynote Lecture, International Conference on Performance-based Design in Earthquake Geotechnical Engineering – from case history to practice, IS-Tokyo, 2009);

G. Zhang, P.K. Robertson, and R.W.I. Brachman

Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground, 2001);

SCPTU 1



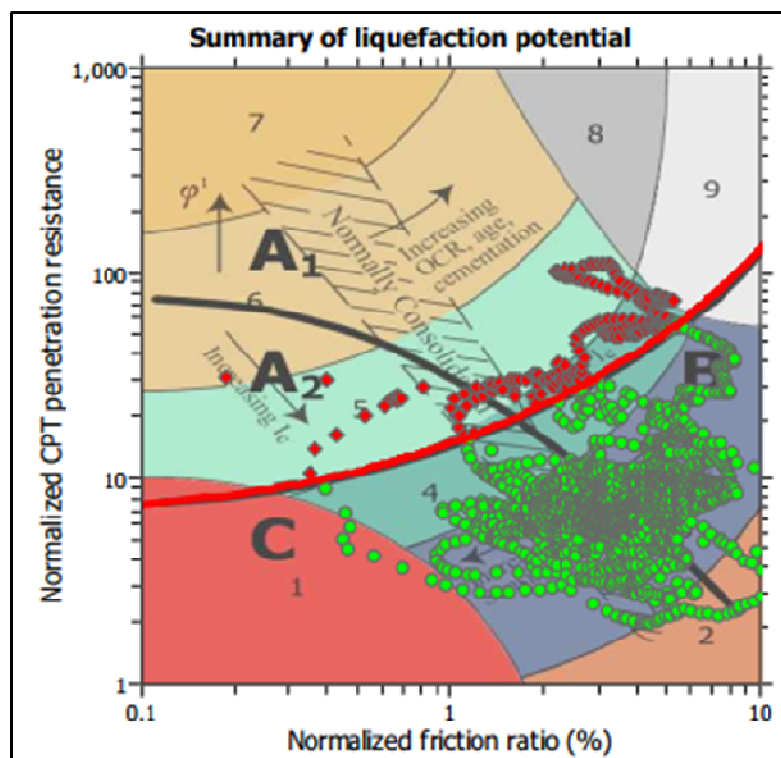
Il diagramma riportato sopra rappresenta la carta della classificazione di P.K. Robertson (1990;2009), su cui sono stati plottati i parametri misurati dalla prova penetrometrica. Le zone A1 e A2 identificano sedimenti di bassa coesione attribuibili a comportamento granulare e suscettibili di liquefazione ciclica, in particolare i sedimenti che ricadono nella zona A2 risultano maggiormente suscettibili a perdite di resistenza in caso di sisma. Le zone B e C ($I_c > 2,6$) identificano sedimenti coesivi (argillosi, argilloso limosi) entrambi sensibili al "cyclic softening" (Boulanger e Idriss, 2004; 2008), in particolare i sedimenti che ricadono nella zona C risultano maggiormente suscettibili a perdite di resistenza post sisma.

Come si evince dal diagramma, la verticale di indagine ha riscontrato sedimenti attribuibili a tre delle quattro classi, nel dettaglio si nota come la percentuale maggiore di sedimenti rientri nelle zone A2 e B.

Di seguito si riportano i grafici che mostrano l'andamento del Fattore di Sicurezza (Fs) e del rapporto di resistenza ciclica (CRR) in relazione al rapporto di tensione ciclica (CSR), lungo la verticale di indagine, tale modellazione è stata implementata attraverso il metodo semplificato di Boulanger e Idriss (2014). L'analisi dei risultati mette in evidenza come le criticità maggiori siano localizzate negli intervalli di profondità compresi tra 4,50 ÷ 5,00 e tra 14,00 ÷ 15,00 m circa con valori di Fs inferiori all'unità.

L'indice del Potenziale di Liquefazione (IL) è pari a: 1,10 pertanto il rischio che avvenga liquefazione secondo il metodo di Sonmez (2003) è da considerarsi **basso**.

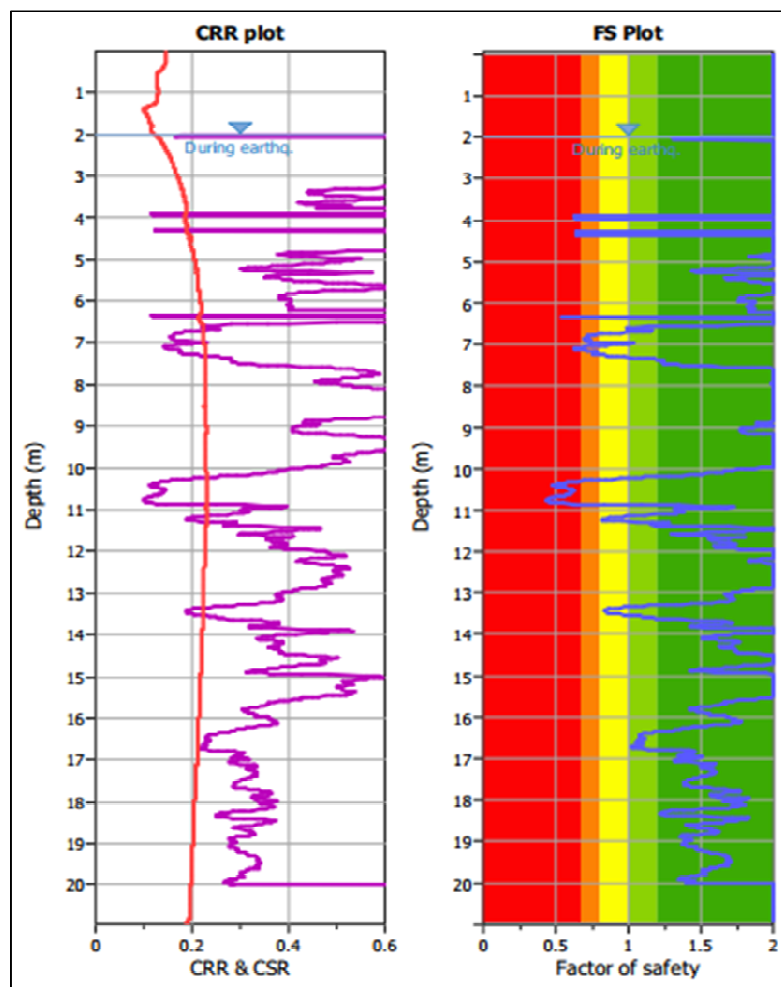
CPTU 2



La carta della classificazione di P.K. Robertson (1990;2009), su cui sono stati plottati i parametri misurati dalla prova penetrometrica mostra sedimenti attribuibili a tutte e quattro le classi, nel dettaglio si nota come la percentuale maggiore di sedimenti rientri nelle zone A1 e B.

Di seguito si riportano i grafici che mostrano l'andamento del Fattore di Sicurezza (Fs) e del rapporto di resistenza ciclica (CRR) in relazione al rapporto di tensione ciclica (CSR), lungo la verticale di indagine, tale modellazione è stata implementata attraverso il metodo semplificato di Boulanger e Idriss (2014). L'analisi dei risultati mette in evidenza come le criticità maggiori siano localizzate negli intervalli di profondità compresi tra 3,80 ÷ 4,20, tra 6,50 ÷ 7,20 e tra 10,00 ÷ 11,00 m circa con valori di Fs inferiori all'unità.

L'indice del Potenziale di Liquefazione (IL) è pari a: 3,14 pertanto il rischio che avvenga liquefazione secondo il metodo di Sonmez (2003) è da considerarsi **moderato**.



Sulla base delle risultanze emerse dalle simulazioni e dal contesto stratigrafico che caratterizza l'area oggetto di intervento, il rischio relativo all'innescio di fenomeni di liquefazione per terremoti di magnitudo "usuale", considerando una Classe d'uso II e lo Stato limite di salvaguardia della vita (SLV) corrispondente ad un periodo di ritorno di 475 anni, è da considerarsi compreso tra **basso** e **moderato**.

7.5 Amplificazione effetti sismici – Cedimenti post-sisma

Gli effetti indotti dal sisma, liberano forze dinamiche temporanee, le quali possono causare effetti di “riordino” dei sedimenti, con possibilità di cedimenti significativi indotti da fenomeni di riconsolidazione che possono coinvolgere sia i depositi granulari, sia i sedimenti fini poco coesivi.

I fenomeni di riconsolidazione e densificazione volumetrica sono dovuti principalmente alla dissipazione delle pressioni interstiziali che si accumulano durante il terremoto, al manifestarsi di deformazioni di taglio indotte dalle sollecitazioni cicliche. La deformazione volumetrica (e verticale) post liquefazione ξ_v è stata calcolata con il metodo di Idriss e Boulanger (2008) in accordo con il metodo di Zhang et. Al. (2002) per i sedimenti saturi sabbiosi. Tale procedimento si basa sui risultati empirici di Ishihara e Yoshimine (1992) ottenuti da analisi di laboratorio su campioni di sabbia e successivamente aggiornati da Zhang (2002), il quale li ha correlati alla resistenza alla punta normalizzata in modo da definire l'entità delle deformazioni volumetriche post – liquefazione sulla base delle resistenze alla punta $(q_{c1N})_{cs}$ per differenti fattori di sicurezza, (Fs) [per eventuali approfondimenti si rimanda alla letteratura tecnica di riferimento].

Per la stima dei cedimenti post sisma si è proceduto al calcolo automatico attraverso il software” Cliq” Geologismiki Geotechnical Engineers.

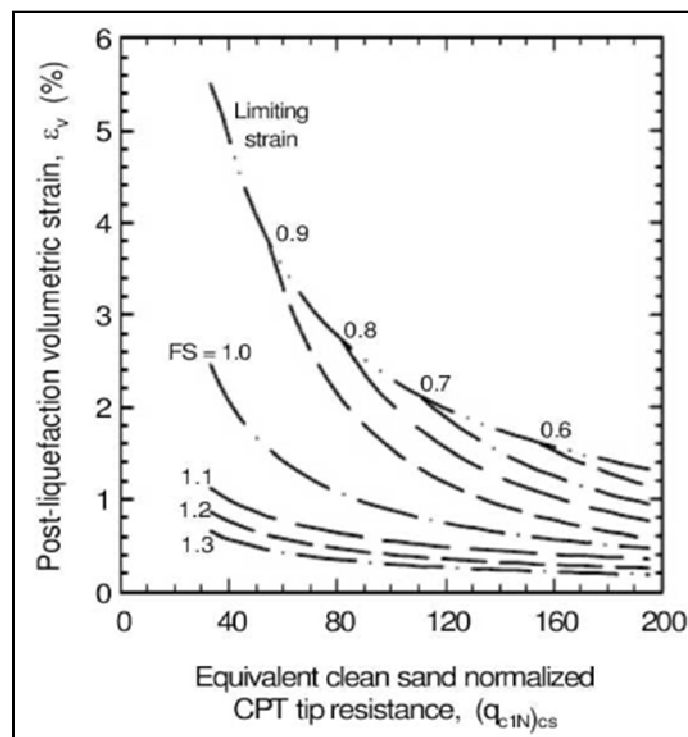
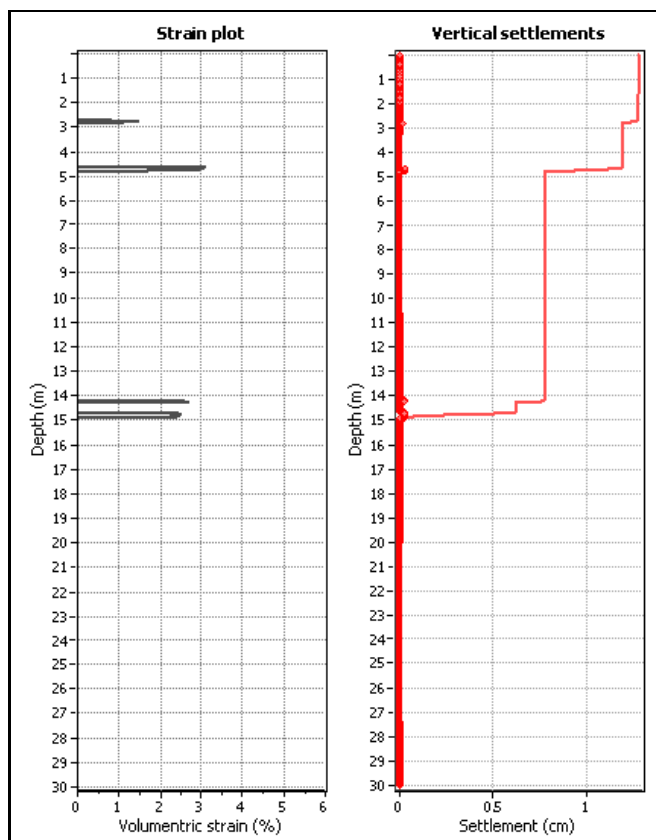


Figura 7.4: Diagrammi di correlazione tra deformazioni volumetriche post-liquefazione e resistenze CPT per differenti fattori di sicurezza (da Zhang et Al.2002)

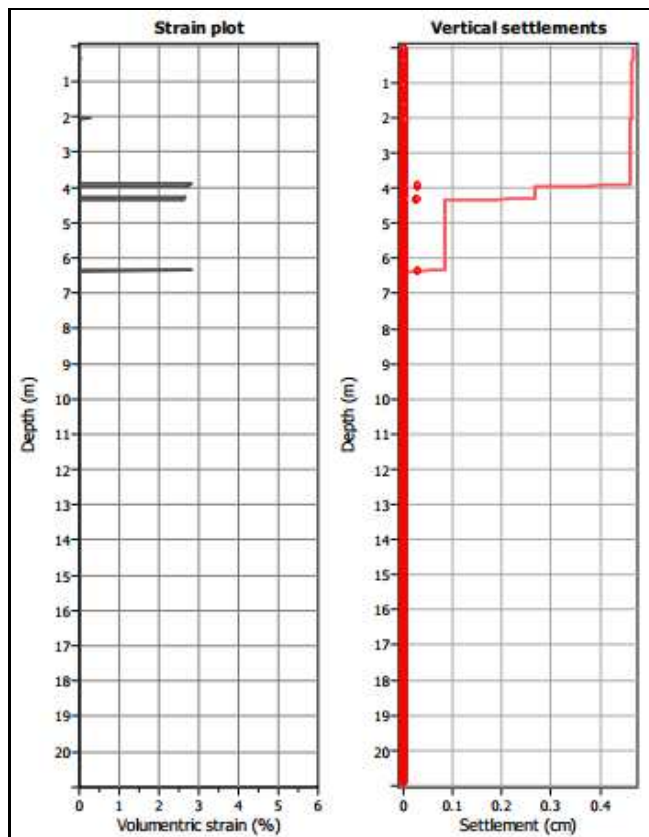
Di seguito si riporta lo sviluppo dei potenziali cedimenti post sisma e le relative deformazioni volumetriche, lungo la verticale di indagine.

SCPTU 1



La stima del cedimento post sisma per la prova SCPTU 1 ha dato come esito 1,3 cm circa, tale valore è cumulato e risulta distribuito prevalentemente alle profondità comprese tra 14,00 ÷ 15,00 e tra 4,50 ÷ 5,00 m circa. Generalmente cedimenti di tale entità hanno ripercussioni scarse o nulle sia in superficie sia alla quota di appoggio delle fondazioni dirette.

CPTU 2



La stima del cedimento post sisma per la prova CPTU 2 ha dato come esito 0,5 cm circa, tale valore è cumulato e risulta distribuito prevalentemente alle profondità comprese tra 6,00 ÷ 7,00 e tra 3,80 ÷ 4,20 m circa. Generalmente cedimenti di tale entità hanno ripercussioni scarse o nulle sia in superficie sia alla quota di appoggio delle fondazioni dirette.

8. CONCLUSIONI

Lo studio condotto ha permesso di definire la tipologia ed il comportamento del sottosuolo presente nell'area oggetto di studio, portando a concludere quanto segue:

❖ Vincoli urbanistici e territoriali

Sulla base degli strumenti urbanistici vigenti, Piano di Stralcio Comunale (P.S.C) ed i relativi piani e strumenti attuativi a supporto, quali: Piano Operativo Comunale (P.O.C.) e Regolamento Urbanistico Edilizio (R.U.E), il sito cimiteriale in relazione agli "Ambiti territoriali di interesse storico culturale – sistema delle risorse archeologiche" è classificato come "struttura di interesse storico testimoniale" (PTCP art. 44d). L'area inoltre in riferimento alle tutele paesaggistiche e storico culturali rientra all'interno del perimetro delle fasce di rispetto dei corsi d'acqua tutelati di rilevanza paesaggistica (D.Lgs 42/04). Considerando gli "Elementi strutturanti la forma del territorio" il sito ricade in una porzione di territorio comunale classificata come "Paleodossi di modesta rilevanza" (PTCP art. 23°, comma 2, lettera C). Il sito in oggetto secondo quanto riportato nella Tavola PSC 2 "Tutele del PSC e rispetti" rientra nelle Unità di paesaggio (art. 4.24 PSC) di "Paesaggio perifluviale del fiume Panaro nella fascia di bassa e media pianura". Secondo la classificazione delle Strutture e aree di interesse storico tutelate dal PSC, l'area di intervento presenta un medio rischio archeologico

❖ Successione stratigrafica

Trascurando il preforo, necessario per la corretta e sicura infissione del piezocono, entrambe le prove eseguite hanno incontrato prevalentemente terreni a tessitura fine come argille, argille limose e limi più o meno argillosi, talora localmente intercalati a subordinati livelli centimetrici limoso sabbiosi e di terreni organici. Le verticali di indagine entro i primi 20 metri di profondità, hanno messo in evidenza una successione stratigrafica abbastanza omogenea con una netta preponderanza di terreni a tessitura fine, caratterizzati da valori di resistenza all'avanzamento della punta (Q_c) medi compresi tra $0,5 \div 2$ MPa circa. Menzione particolare necessitano i sedimenti a tessitura fine che caratterizzano i primi metri di profondità, nel dettaglio per la prova SCPTU 1 l'intervallo compreso tra p.c. $\div 3,0$ m circa, mentre per la prova CPTU 2 l'intervallo compreso tra p.c. $\div 2,50$ m circa, i quali presentano elevati valori di resistenza alla punta compresi tra $3 \div 6$ MPa e sono caratterizzati dall'assenza di pressioni neutre (prossime a zero), tali caratteristiche con tutta probabilità denotano condizioni di scarsa umidità e di ritiro. La prova SCPTU 1 ha attraversato entro i primi 20 metri di profondità depositi a tessitura granulare caratterizzati da potenze ridotte, alle quote di confinamento comprese tra $14,55 \div 15,00$ e tra $20,75 \div 21,40$ m circa, tali strati sono costituiti da limi sabbiosi e sabbie più o meno limose, caratterizzate da valori di resistenza alla punta compresi tra $4 \div 6$ MPa circa. La prova CPTU 2 ha attraversato uno strato di terreni a tessitura granulare, costituito da limi sabbiosi e sabbie limose nell'intervallo di profondità compreso tra $1,40 \div 1,70$ m, tale intervallo di potenza limitata presenta valori di resistenza

alla punta compresi tra $3 \div 6$ MPa circa e risulta intercalato a terreni a tessitura fine caratterizzati da scarsa umidità e probabili condizioni di ritiro.

❖ Falda Freatica

Al termine delle prove è stata rilevata la presenza di circolazione idrica superficiale con livello misurato variabile tra $3,50 \div 3,60$ m da p.c.

❖ Classificazione sismica

Per la natura dei terreni individuata, la collocazione geografica del sito ed a seguito dell'elaborazione delle indagini effettuate i principali parametri sismici risultano i seguenti:

- Zona: 3 (da OPCM 3519/06 e DGR Emilia-Romagna N. 1164 del 23/07/2018);
- Accelerazione massima di picco al suolo $A_{ref}(g)$ pari a 0,157 (da D.G.R. Emilia-Romagna n.2193 del 2015 e valutazioni sito specifiche);
- F.A. P.G.A. pari a 1,7 (da D.G.R. Emilia-Romagna n.2193 del 2015 con bedrock sismico maggiore di 100 m di profondità da p.c.);
- Categoria suolo tipo C con V_{s30} pari a 204,74 m/s.

❖ Verifica del potenziale di liquefazione

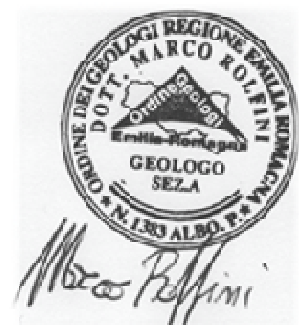
La modellazione effettuata, prende in considerazione tutti gli strati potenzialmente liquefacibili in cui non vi è certezza della composizione esclusivamente argillosa, ovvero tutti gli strati che mostrano un Indice di Classificazione (o di comportamento) I_c inferiore a 2,6. Oltre tale limite il terreno risulta coesivo, quindi la possibilità che avvengano fenomeni di liquefazione ciclica è praticamente nulla. Sulla base delle risultanze emerse dalle simulazioni e dal contesto stratigrafico che caratterizza l'area oggetto di intervento, il rischio relativo all'innescio di fenomeni di liquefazione per terremoti di magnitudo "usuale", considerando una Classe d'uso II e lo Stato limite di salvaguardia della vita (SLV) corrispondente ad un periodo di ritorno di 475 anni, è da considerarsi compreso tra **basso e moderato**

❖ Cedimenti post sisma

La stima dei cedimenti post sisma ha dato come esiti valori compresi tra 1,3 cm stimati per la prova SCPTU 1 e 0,5 cm circa stimati per la prova CPTU 2, Generalmente cedimenti di tale entità hanno ripercussioni scarse o nulle sia in superficie sia alla quota di appoggio delle fondazioni dirette.

Lagosanto (FE) 12/11/2018

dott. geol. Marco Rolfini





via A. Ascari 6 - 44019 Gualdo di Voghiera (FE)

tel. 0532 773136-815683 Fax 0532 776455

info@songeo.it - www.songeo.it

Decreto di concessione n° 56718 del 17.09.2007, per il rilascio dei certificati relativi alle prove geotecniche in sito (settore c), ai sensi del D.P.R. 06.06.2001 n° 380 e Circolare 349/STC del 16.12.1999

Certificazione UNI EN ISO 9001 N° 17493 rilasciata da Certiquality

CERTIFICATO DI PROVA

CERTIFICATO N°	149/18	DATA	10/10/2018	N° COMMESSA	81/18	DATA	24/09/2018
-----------------------	--------	-------------	------------	--------------------	-------	-------------	------------

COMMITTENTE:	LiFE s.r.l. Laboratori Ingegneria Ferrara
LOCALITA':	Bastiglia (MO)
CANTIERE:	Cimitero di Bastiglia
SCPTU N°	SCPTU 1
Specifiche di prova:	ASTM D 5778-07; AGI 1977
Attrezzatura:	Penetrometro PAGANI TG 63-200
Procedure:	PRO E05
Attrezzi:	Penetrometro PAGANI TG 63-200
DATA ESECUZIONE PROVA	08/10/2018
QUOTA INIZIO PROVA	p.c.
PROFONDITA' DELLA PROVA	30,00 m
PROFONDITA' DELLA FALDA	3,50 m da p.c.

ANNOTAZIONI:

COROGRAFIA E PLANIMETRIA:



IL PRESENTE CERTIFICATO SI COMPONE DI:

3 PAGINE

Sperimentatore

Direttore



Cone Penetration Test (CPTU) - Data: 08/10/2018

COMMESSA N° 81/18 DATA 24/09/18

Sito: Bastiglia (MO) cimitero - Test: scptu 1 Profondità falda: -3,50 m da p.c.

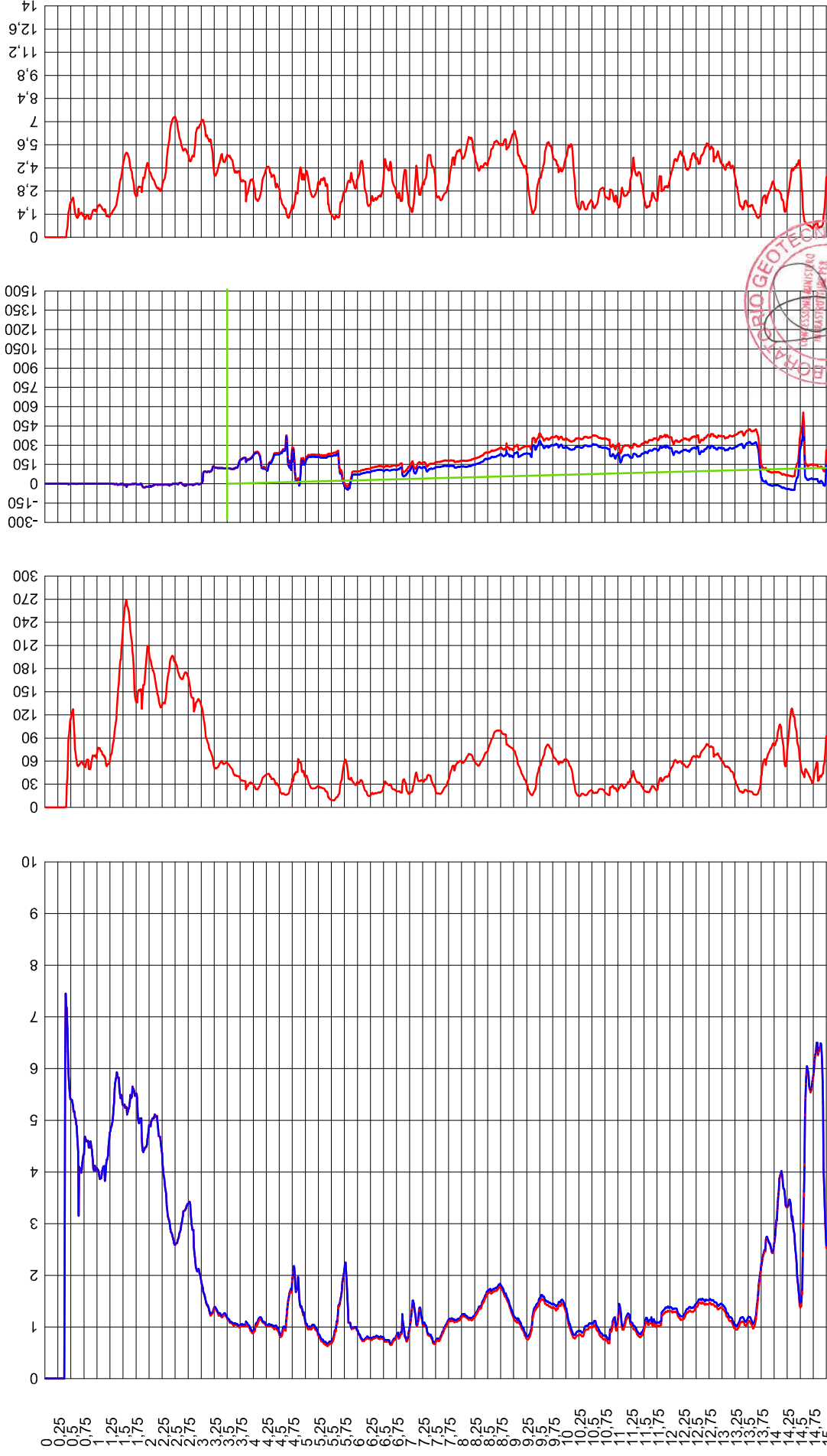
Qc [MPa]

Fs [KPa]

U2 [KPa]

Rf [%]

— Qc — Qt — U2 — U0 — U2 - U0

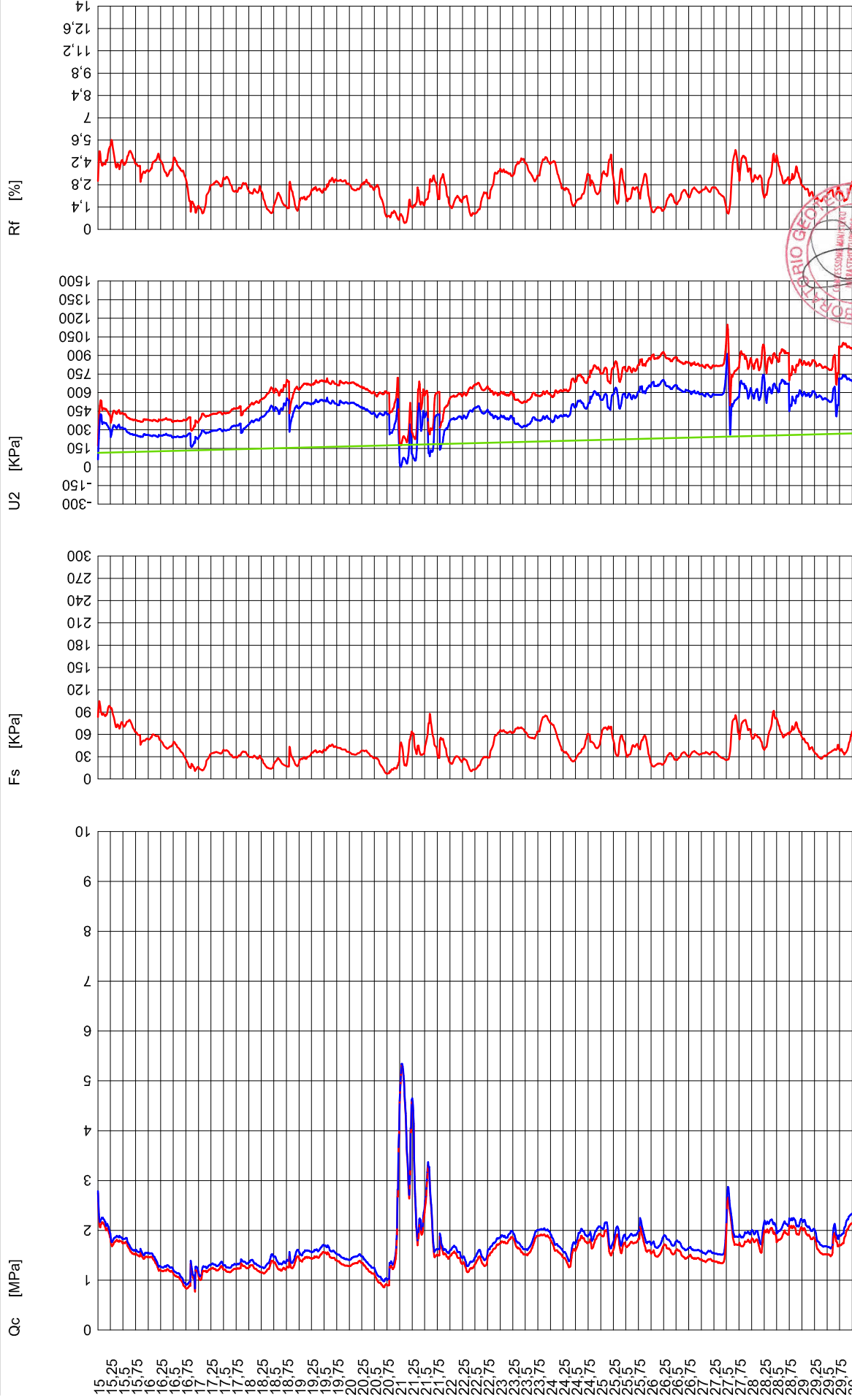


CPTU-ACQ for TGAS (Pagani G.E. acquisition system)

Sperimentatore

Direttore

Pag: 2/3





via A. Ascari 6 - 44019 Gualdo di Voghiera (FE)

tel. 0532 773136-815683 Fax 0532 776455

info@songeo.it - www.songeo.it

Decreto di concessione n° 56718 del 17.09.2007, per il rilascio dei certificati relativi alle prove geotecniche in sito (settore c), ai sensi del D.P.R. 06.06.2001 n° 380 e Circolare 349/STC del 16.12.1999

Certificazione UNI EN ISO 9001 N° 17493 rilasciata da Certiquality

CERTIFICATO DI PROVA

CERTIFICATO N°	150/18	DATA	10/10/2018	N° COMMESSA	81/18	DATA	24/09/2018
-----------------------	--------	-------------	------------	--------------------	-------	-------------	------------

COMMITTENTE:	LiFE s.r.l. Laboratori Ingegneria Ferrara
LOCALITA':	Bastiglia (MO)
CANTIERE:	Cimitero di Bastiglia
CPTU N°	CPTU 2
Specifiche di prova:	ASTM D 5778-07; AGI 1977
Attrezzatura:	Penetrometro PAGANI TG 63-200
Procedure:	PRO E05
Attrezzi:	Penetrometro PAGANI TG 63-200
DATA ESECUZIONE PROVA	08/10/2018
QUOTA INIZIO PROVA	p.c.
PROFONDITA' DELLA PROVA	20,00 m
PROFONDITA' DELLA FALDA	3,60 m da p.c.

ANNOTAZIONI:

COROGRAFIA E PLANIMETRIA:



IL PRESENTE CERTIFICATO SI COMPONE DI:

3 PAGINE

Sperimentatore

Direttore



Cone Penetration Test (CPTU) - Data: 08/10/2018

COMMESSA N° 81/18 DATA 24/09/18

Sito: Bastiglia (MO) cimitero - Test: cptu 2 Profondità falda: -3,60 m da p.c.

Qc [MPa]

Fs [kPa]

U2 [kPa]

Rf [%]

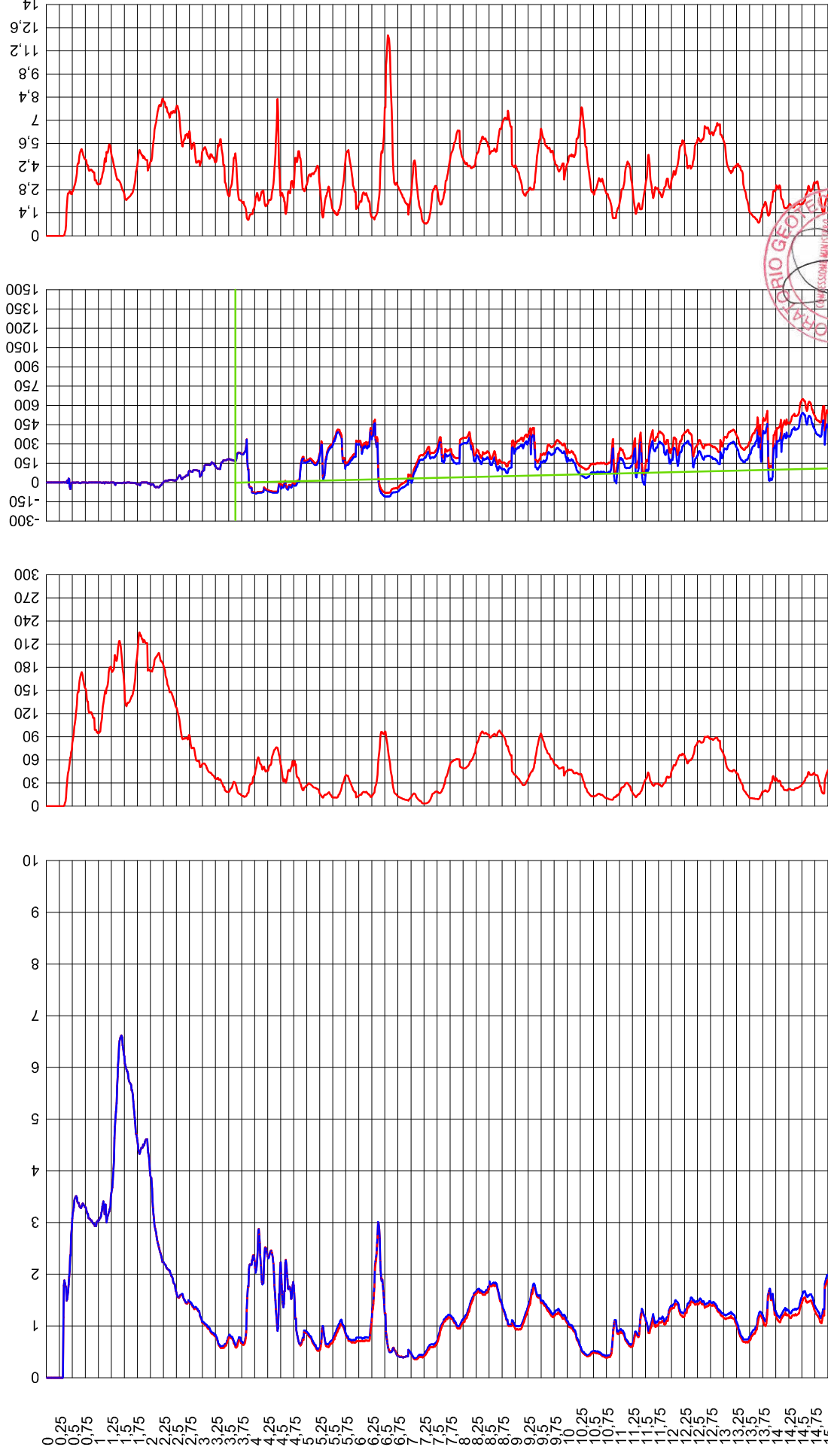
— Qc — Qt — U2 — U2 - U0

— Qc

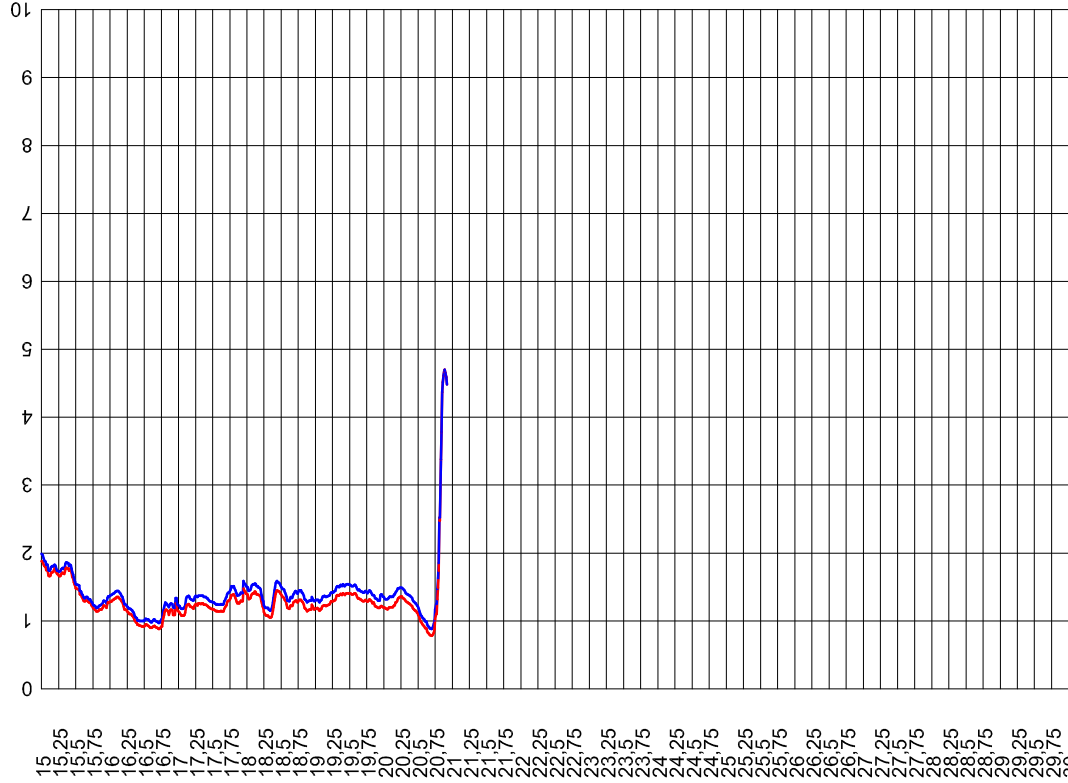
— Qt

— U2

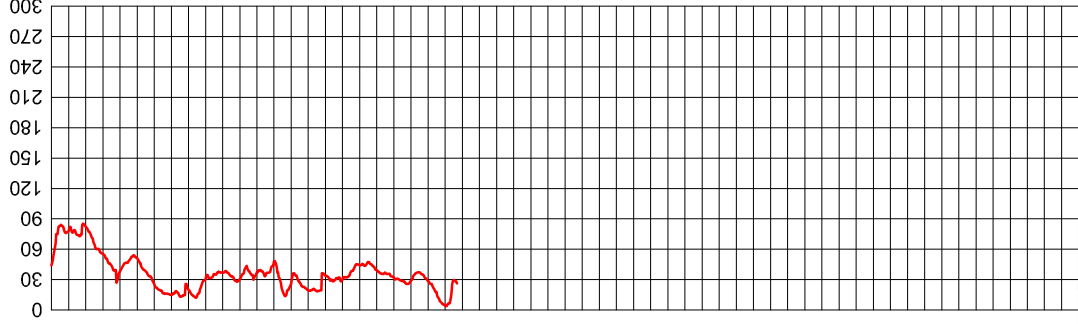
— U2 - U0



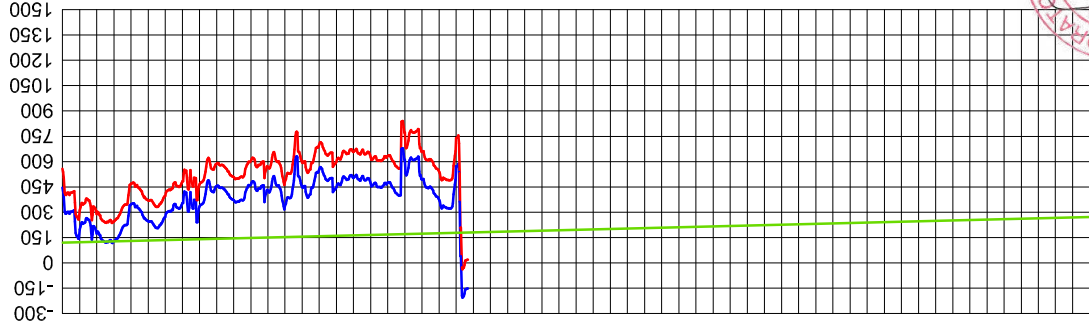
Qc [MPa]



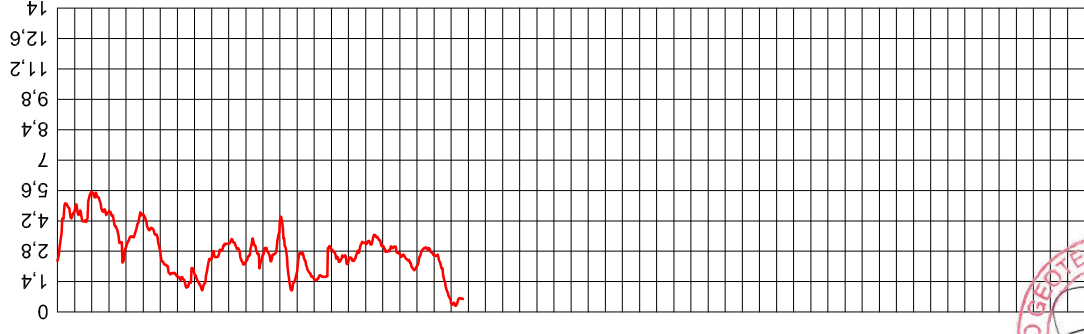
Fs [kPa]



U2 [kPa]



Rf [%]



[Signature]



COMMITTENTE: LIFE srl

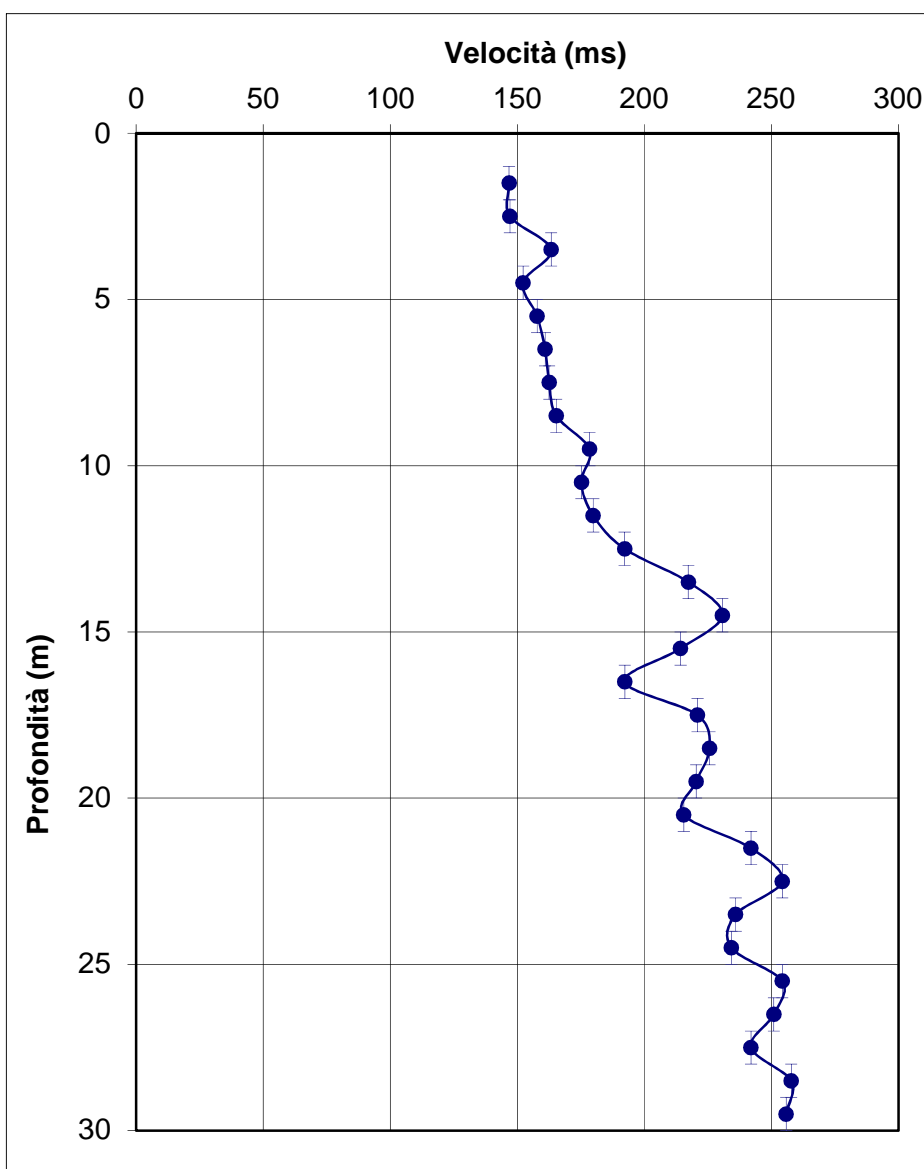
LOCALITA': via IV Novembre Bastiglia (MO) cimitero

PROFONDITA' DELLA PROVA: 30,00 m

PROFONDITA' DELLA FALDA: 3,50 m

PREFORO: 0,38 m

Profondità (m)	Velocità (m/sec)
1,50	146,71
2,50	147,05
3,50	163,27
4,50	152,21
5,50	157,74
6,50	160,87
7,50	162,49
8,50	165,29
9,50	178,36
10,50	175,16
11,50	179,81
12,50	192,18
13,50	217,27
14,50	230,65
15,50	214,19
16,50	192,23
17,50	220,85
18,50	225,54
19,50	220,33
20,50	215,43
21,50	241,88
22,50	254,19
23,50	235,84
24,50	234,22
25,50	254,20
26,50	250,88
27,50	241,90
28,50	257,74
29,50	255,73

GRAFICO ONDE S

Vs₃₀ (m/sec): 204,74

Categoria suolo di fondazione: C