

**STUDIO GEOLOGICO – TECNICO**  
**Dott. Geol. Andrea Diegoli**

**PROVINCIA DI FERRARA**

**COMUNE DI CENTO**

Località: Cento

*PIANO DELLA RICOSTRUZIONE – COMUNE DI CENTO*  
*PROGETTO DI ADEGUAMENTO SISMICO DI UN FABBRICATO AD USO SERVIZI*

**RELAZIONE GEOLOGICA**  
**E CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO**

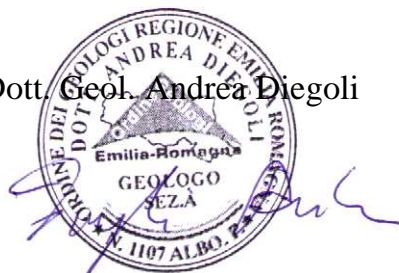
- *CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, GEOLOGICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE.*
- *STIMA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008*

COMMITTENTE: DARIO D'ANGELO

CANTIERE: Via Ugo Bassi 92  
Cento(FE)

Cento, 15 Dicembre 2014

Dott. Geol. Andrea Diegoli



## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOGRAFICO .....</b>	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO-IDROGEOLOGICO.....</b>	<b>3</b>
3.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO-STRUTTURALE.....	3
3.2	INQUADRAMENTO LITOSTRATIGRAFICO.....	6
3.3	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO .....	9
3.4	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	10
<b>4</b>	<b>INDAGINE SEGUITE IN SITO .....</b>	<b>12</b>
4.1	PROVA PENETROMETRICA STATICA CON PIEZOCONO (CPTU).....	13
4.1.1	RISULTATI OTTENUTI DALLA PROVA CPTU .....	13
4.2	INDAGINE SISMICA (MASW).....	14
4.2.1	RISULTATI DELLA PROVA MASW .....	14
<b>5</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI.....</b>	<b>16</b>
5.1	PREMESSA.....	16
5.2	SISMICITA' DEL TERRITORIO .....	16
5.3	CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO .....	18
5.4	ANALISI DELLA SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE.....	19
5.5	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO .....	23
<b>6</b>	<b>MODELLO GEOLOGICO ED ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO .....</b>	<b>30</b>
<b>7</b>	<b>CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....</b>	<b>31</b>

### ELENCO ALLEGATI

<b>STRALCIO C.T.R. ED UBICAZIONE DELLE INDAGINI UTILIZZATE PER LO STUDIO</b>	<b>Tav.1</b>
<b>Allegato 1</b>	<b>Tavole dati CPTU1</b>
<b>Allegato 2</b>	<b>Rapporto tecnico: indagine geofisica con la metodologia MASW e REMI, redatto da Studio Bozzolan di Ariano nel Polesine (RO) – Località: via IV Novembre n.c. 13 Cento (FE)</b>

## **1 PREMESSA**

Su incarico ricevuto dal Dott. Dario D'Angelo, é stata eseguita una caratterizzazione geologico-geotecnica dei terreni di fondazione ai sensi del D.M. 14/01/2008 (N.T.C.) e del "Decreto Legge 6 giugno 2012 - n. 74", atta a valutare la possibilità di messa in sicurezza ed adeguamento antisismico di un fabbricato ad uso servizi situato in via Ugo Bassi 92 nel Comune di Cento (FE), lesionato dagli eventi tellurici del 20-29 Maggio 2012.

A causa della particolare posizione del sito, ubicato in zona densamente urbanizzata e privo di area cortiliva sufficientemente ampia per l'esecuzione delle prove necessarie alla sua caratterizzazione, ci si è avvalsi di indagini d'archivio eseguite dallo Scrivente in aree limitrofe e ritenute in ogni modo rappresentative della situazione geologica – geotecnica del sito da esaminare.

Lo studio prevede la creazione di un modello geologico del terreno sede dell'opera e la classificazione del sito per la progettazione sismica come prescritto dal D.M. 14 Gennaio 2008.

Tale studio fa riferimento alla seguente normativa vigente:

- **EUROCODICE 7.1 (1997)**
- **EUROCODICE 8 (1998)**
- **L.R. 20/2000, art. 16, c.1** "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica"
- **EUROCODICE 7.2 (2002)**
- **EUROCODICE 7.3 (2002)**
- **O.P.C.M. 3274 del 23.03.03**
- **LINEE GUIDA AGI (2005)**
- **Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3316** "Modifiche ed integrazioni all'ordinanza n. 3274 del 20/3/03"
- **Dipartimento della Protezione Civile – Ufficio Servizio Sismico Nazionale.** "Nota esplicativa dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/3/03. Data: 4 giugno 2003"
- **Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 3/5/05**
- **C.S.L.P.** "Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007"
- **ATTO DI INDIRIZZO REGIONALE n. 112/2007**
- **D.M. 14.01.2008** "Testo Unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni"
- **C.S.L.P.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 Gennaio 2008. Circolare 2 Febbraio 2009"
- **Ordinanza del Commissario Delegato per la ricostruzione n. 70 del 13/11/2012.**

## 2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area in esame è situata in via Ugo Bassi n.c. 92 a Cento (FE) come illustrato di seguito.



Figura 2.1 – Ubicazione area di indagine (fonte: <http://maps.google.it/>)

La proprietà è individuata dal Foglio catastale n. 50 Mappale 25 del Catasto Terreno del Comune di Cento

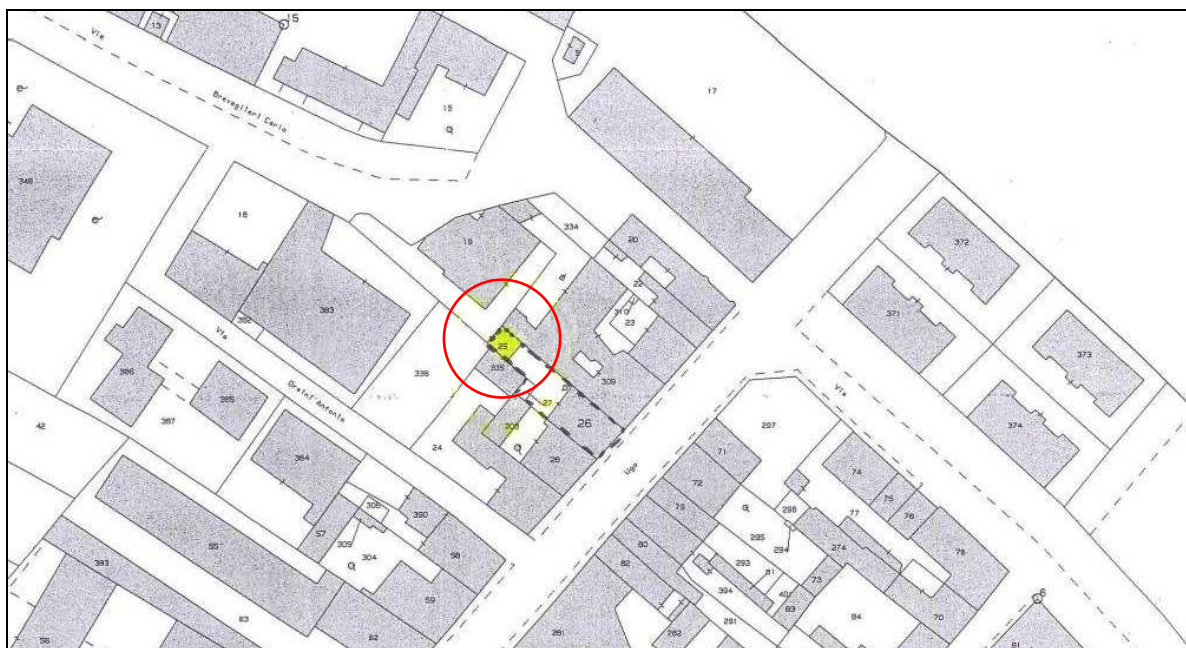


Figura 2.2 – Stralcio estratto catastale ed indicazione dell'area di studio

### 3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO-IDROGEOLOGICO

#### 3.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-STRUTTURALE

La Pianura Padana è un ampio bacino sedimentario la cui genesi ha avuto inizio nel Terziario (65 milioni di anni fa) e rappresenta un'avanfossa per entrambe le catene montuose dalle quali essa è delimitata: le Alpi Meridionali a Nord ed il margine settentrionale degli Appennini a Sud. La sua evoluzione strutturale è connessa con la dinamica degli eventi che hanno interessato la placca litosferica Africana ed Eurasiatica, che hanno prodotto una tettonica compressiva con accorciamento crostale per convergenza e collisione.

L'evoluzione geologica della Pianura Padana ha lasciato le sue tracce nella struttura tettonica ancor oggi riconoscibile in profondità, sotto la coltre dei sedimenti alluvionali. In particolare si possono distinguere:

- gruppi di pieghe ad andamento NW-SE, interessati da frequenti ondulazioni assiali asimmetriche, con vergenza verso N e con un'immersione generale verso SE;
- un fitto sistema di faglie con direzione NNW-SSE, WNW-ESE e N-S, con la suddivisione dell'area padana in settori dislocati da paleofaglie che hanno determinato situazioni di bacino e di alto locale, caratterizzati da una diversa evoluzione (Figura 3.1).

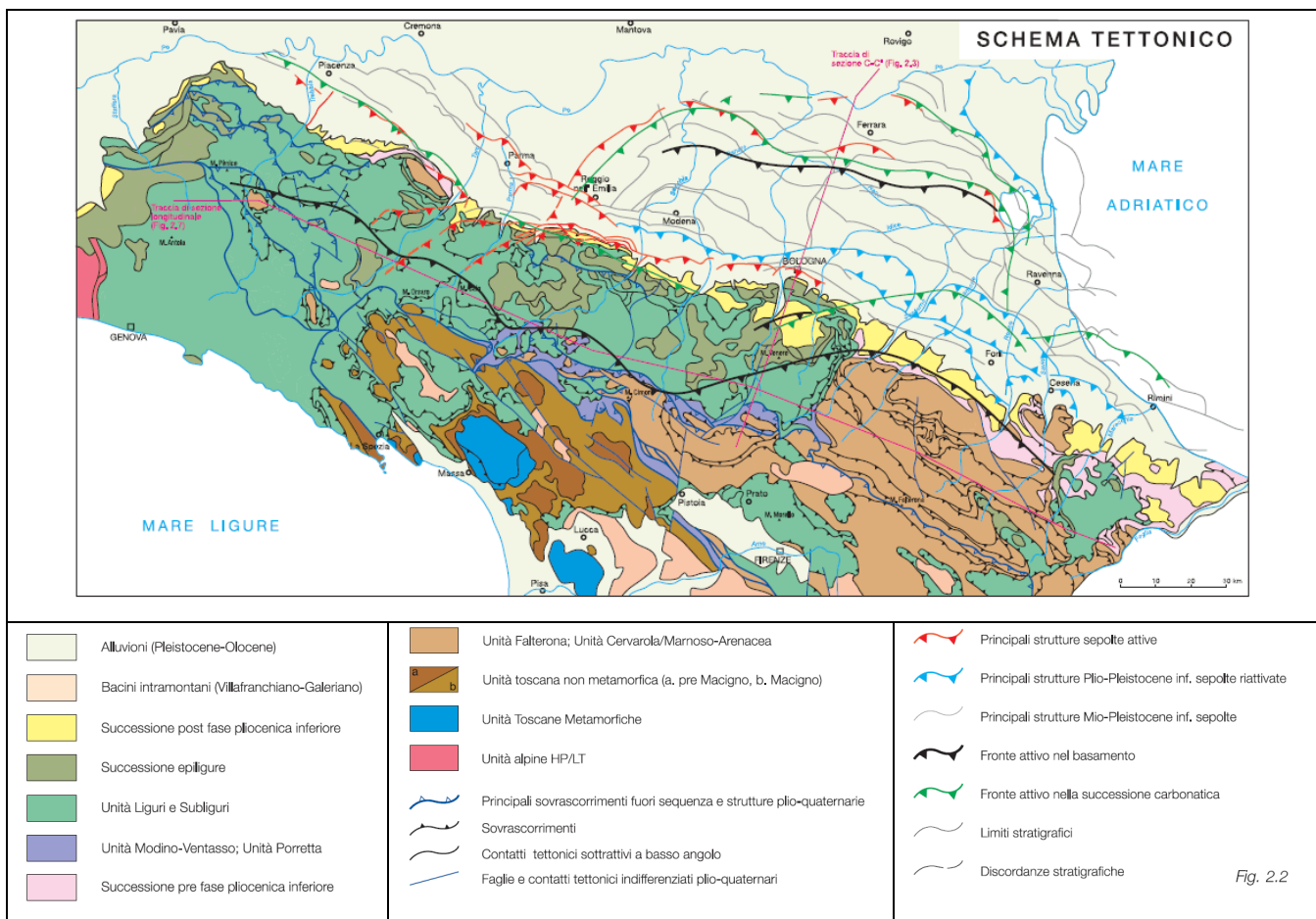


Figura 3.1 – Schema tettonico tratto dalla “Carta Geologico-Strutturale dell’Appennino Emiliano-Romagnolo

Si osserva quindi una contrapposizione tra la grande monoclinale pedealpina e le pieghe appenniniche sepolte riconducibili ai tre archi principali: "Arco del Monferrato" che si estende da Torino a Tortona, "Arco delle pieghe emiliane" che si estende dall'Appennino Vogherese a San Colombano e a Sud sino alla linea del Sillaro e "Arco delle pieghe ferraresi e romagnole" ubicate nella parte Nord-Est dell'Appennino emiliano orientale.

### **“Arco delle pieghe ferraresi e romagnole”**

Nell'ambito dell'arco ferrarese-romagnolo si possono distinguere tre gruppi minori di pieghe: ferraresi, romagnole, adriatiche.

Le *pieghe ferraresi* sono le più esterne, con nucleo mesozoico molto sollevato e tettonizzato; ad esse si affianca, nella parte a mare, l'arco delle *pieghe adriatiche* che si accavallano sulla monoclinale adriatica e sono caratterizzate da forte disarmonia tra clastici e carbonati sottostanti. Nella parte interna (a Sud), l'arco delle pieghe ferraresi ed adriatiche è a contatto con le pieghe romagnole che presentano una forte disarmonia strutturale fra le formazioni terziarie piegate e i sottostanti calcari mesozoici relativamente meno tettonizzati.

Tutte le strutture sopraindicate sono delimitate esternamente da fasce di faglie inverse, testimoni di diversi fronti compressivi in avanzamento; al contrario, nelle fasce retrostanti ai fronti compressivi, si rilevano sistemi di faglie dirette ad indicare un carattere distensivo (Figura 3.2). Gran parte delle strutture compressive descritte si sono determinate già prima del Pliocene, come conseguenza di spinte tangenziali, mentre in seguito sono stati prevalenti i movimenti verticali, soprattutto di subsidenza.

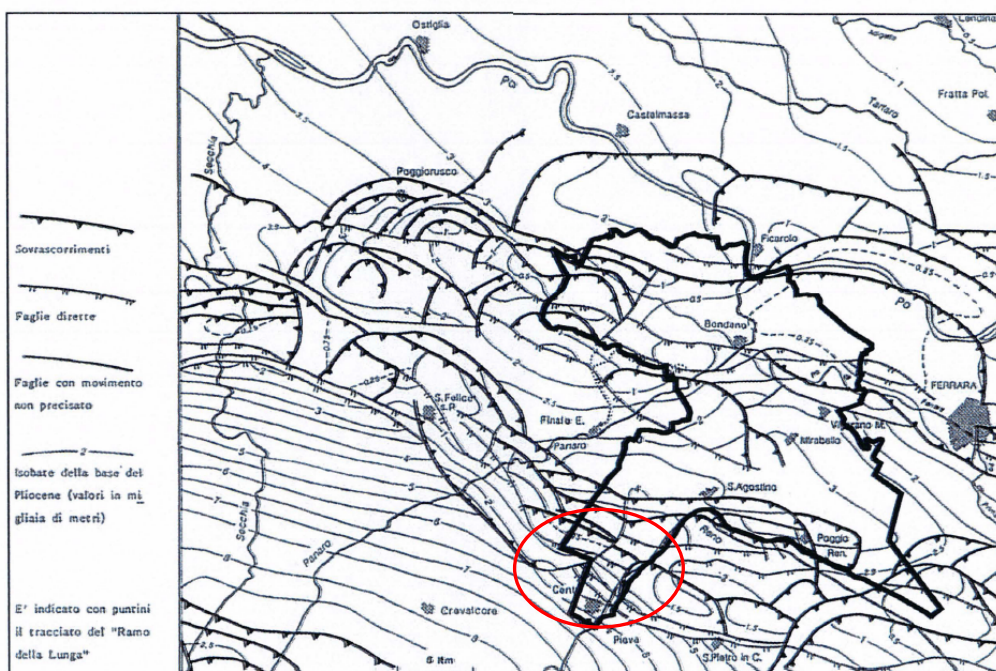


Figura 3.2 – Dettaglio della “Carta Strutturale della base del Pliocene”.  
In rosso un’ubicazione di massima del territorio comunale di indagine

## "La Dorsale Ferrarese"

L'unità dominante delle pieghe ferraresi (C.N.R., 1986) è senza dubbio la "Dorsale Ferrarese", costituita da pieghe, pieghe-faglie e faglie molto inclinate ad orientamento WNW-ESE, vergenti verso NNE, la quale già nel Pliocene aveva funzione di alto strutturale. La Dorsale Ferrarese è localizzata nell'area centro-occidentale della provincia ferrarese tra Ferrara e le Valli di Comacchio; le sue culminazioni principali sono costituite dalle anticlinali di Ficarolo, di Poggio Rusco, di Mirandola e di Novi-Correggio. La peculiarità di questo sistema di pieghe è che costituisce un alto strutturale del substrato calcareo Mesozoico, con riduzione o assenza dei sovrastanti sedimenti terziari, asportati dall'azione dei processi erosivi legati all'emersione dell'area durante il Pleistocene medio. Ai lati della Dorsale si sono impostate, invece, due zone a forte subsidenza: nella regione del delta a Nord e nel Ravennate a Sud; in particolare, a Sud della Dorsale s'individua il bacino Emiliano-Romagnolo dove la base del Pliocene si approfondisce rapidamente, così come a Nord verso la fossa Padano-Adriatica (Masè, 1983). La struttura è disposta secondo la direzione WNW-ESE lungo una linea passante fra Bondeno e Poggio Rusco dove la profondità della base del Pliocene varia tra i 400 e i 600 m. Gli assi delle pieghe, facenti parte di questo complesso, hanno andamento circa W-E e si individuano faglie inverse con andamento preferenziale vergente verso Nord e perpendicolare agli assi delle pieghe stesse. In particolare è distinguibile una dorsale più interna, che ha il massimo sollevamento tra Novi di Modena e Medolla, nota come struttura o alto di Mirandola, e una più esterna che ha il culmine tra Bondeno e Ferrara (Figura 3.3).

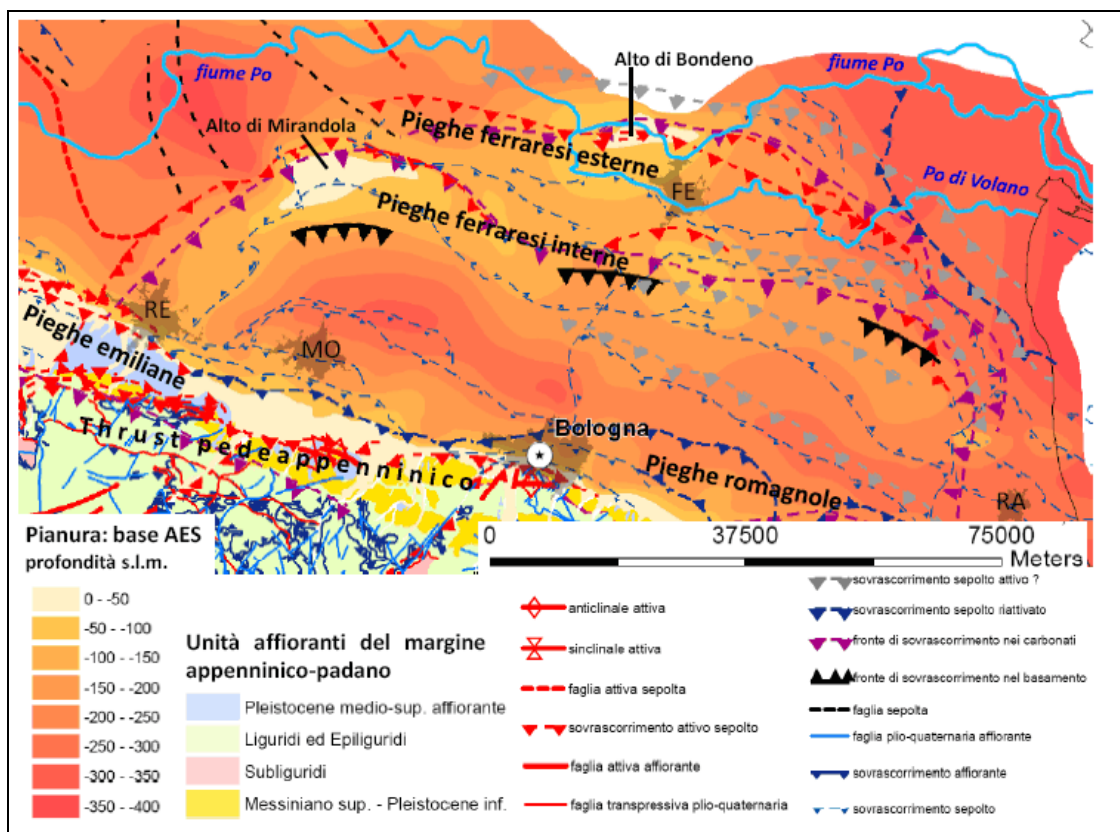


Figura 3.3 - Schema tettonico della Pianura Padana (Martelli, 2011)

La strutturazione di queste dorsali sepolte è quindi il risultato dell'attività di faglie inverse (thrust) con vergenza settentrionale e piano di scorrimento immergente verso sud; di attivazione più recente sono le strutture retrovergenti con piano di scorrimento immergente verso nord (backthrust) che interessano soprattutto gli orizzonti più superficiali (Figura 3.4).

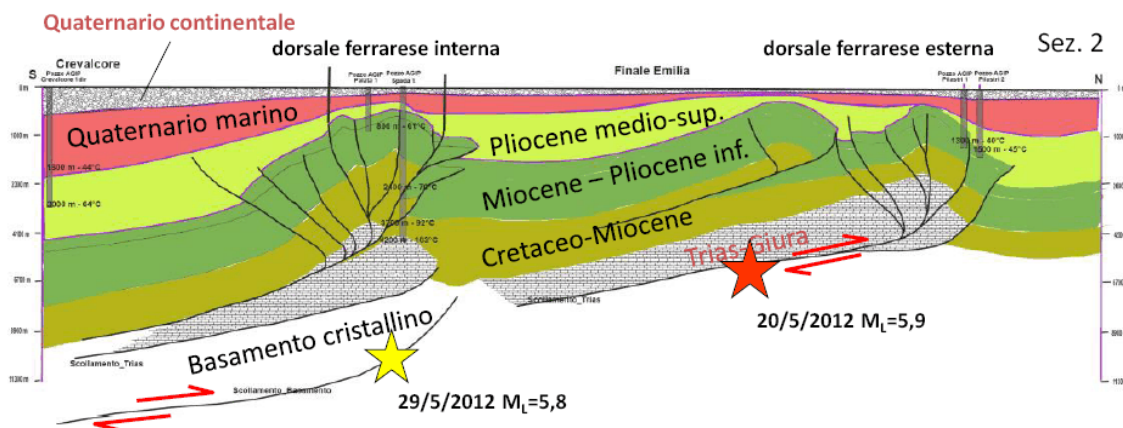


Figura 3.4 – Sezione geologica profonda (Crevalcore – Fiume Po) con la proiezione degli ipocentri delle scosse principali avvenute nel Maggio 2012 (immagine estratta da: “Relazione illustrativa - Microzonazione sismica e analisi della condizione limite per l'emergenza delle aree epicentrali dei terremoti della pianura emiliana di maggio-giugno 2012 (Ordinanza del Commissario delegato – Presidente della Regione Emilia-Romagna n. 70/2012)”)

### 3.2 INQUADRAMENTO LITOSTRATIGRAFICO

La complessa storia geologica della Pianura Padana, affiancata all'azione della rete idrografica, di trasporto e sedimentazione dei materiali provenienti dall'erosione delle terre emerse, hanno portato ad avere spessori di sedimenti che variano da circa 200 m in corrispondenza dell'alto strutturale della Dorsale Ferrarese, a oltre 3000 m nella zona corrispondente al litorale attuale.

Si possono distinguere due unità strutturali principali: *Unità Profonda* antecedente a -3,55 milioni di anni fa e costituita da sedimenti del Messiniano e Pliocene inferiore e *Unità Superiore* posteriore a -3,55 milioni di anni fa e costituita da sedimenti del Pliocene medio-superiore e del Quaternario in concomitanza tra loro (Figura 3.5).

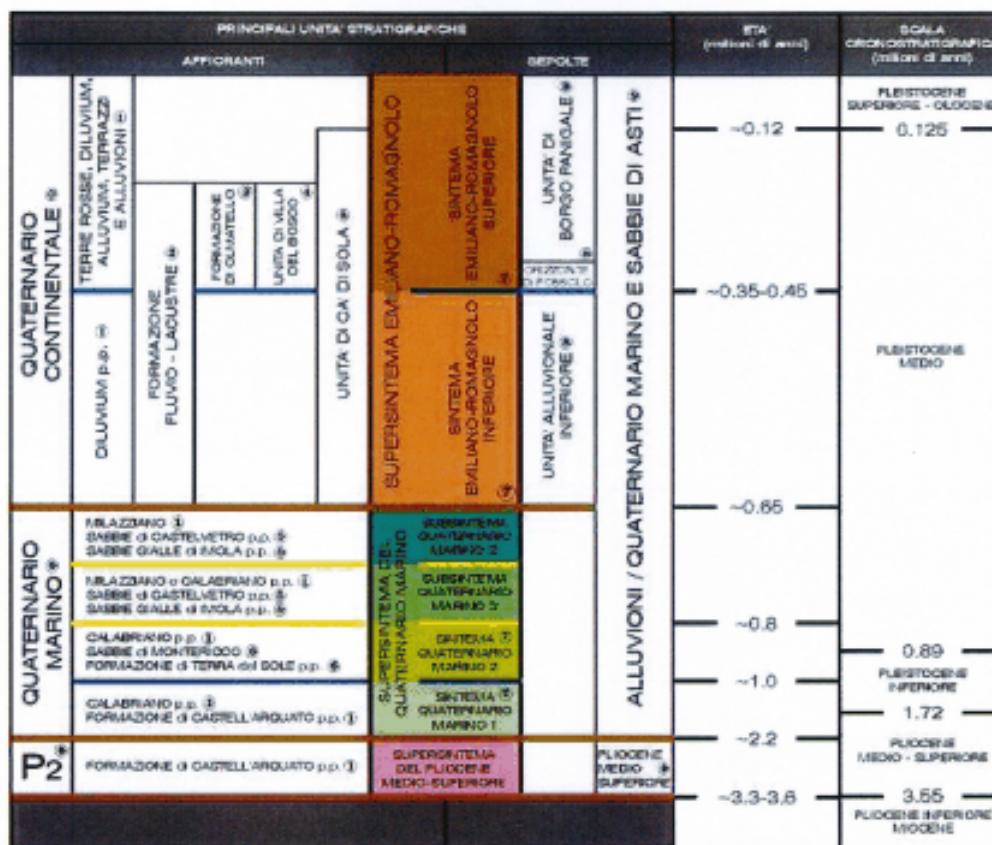


Figura 3.5 – Inquadramento geologico-stratigrafico dell'area di studio

### L'Unità Profonda

I terreni di tale unità sono concordanti tra loro e deformati secondo pieghe e faglie orientate NW-SE. In dettaglio, l'evoluzione sedimentaria si è svolta secondo quanto di seguito riportato (dal più antico, e quindi più profondo, al più recente). I terreni del Cretaceo, per lo più formati da scaglia rossa, sono stati trovati a 697 m di profondità a Casaglia, in corrispondenza della Dorsale Ferrarese. L'Eocene, litologicamente dall'alto verso il basso, è formato da conglomerati ed arenarie, marne arenacee, calcari marnosi bianchi, scaglia cinerea, scaglia rossa. L'Oligocene è costituito da marne arenacee, marne calcaree e calcari marnosi. Il Miocene Inferiore è costituito da marne, marne arenacee ed arenarie; con la fine del Miocene inferiore, durante il Langhiano si registra una pausa nell'apporto di materiale clastico grossolano e prevalente deposizione di marne e argille. Nel Miocene medio, rappresentato litologicamente da marne calcaree ed arenacee, argille marnose e sabbie, il fenomeno subsidente riprende e con lui anche il ripiegamento del fondo della fossa: si vengono così a creare zone di alto strutturale. Fra queste strutture si comincia ad individuare una fascia di pieghe molto rilevate descrivente un arco tra Comacchio e l'Appennino Modenese, la *Dorsale Ferrarese*. Nel Miocene superiore si ha un arresto della subsidenza e si instaura un ambiente lagunare ipersalino con sedimentazione di depositi evaporitici (banchi di marne, arenarie e gessi) rappresentanti facies lagunari e salmastra. Nel periodo di transizione tra Miocene e Pliocene,

si ha un'ulteriore fase tettonica con evidenti fenomeni di piegamento e conseguente emersione dal mare di vaste aree del settore sud orientale della pianura.

Nel Pliocene inferiore la subsidenza riprende con deposizione di sedimenti clastici grossolani nelle depressioni e di sedimenti a granulometria minore sulle dorsali sommerse. Le pieghe ferraresi continuano a rimanere emerse. Alla fine del Pliocene inferiore, si verifica una nuova fase di emersione e piegamento, senza segni evidenti di variazione dell'orientamento delle direttrici tettoniche. All'inizio del Pliocene medio le anticlinali emersero dal mare con conseguente erosione del loro apice. Litologicamente, il Pliocene nelle due facies Astiano e Piacenziano è costituito da argille azzurre molto fini, con porosità bassissima; si notano inoltre minime intercalazioni sabbiose alla base.

### ***L'Unità Superiore***

Tale successione poggia in trasgressione e discordanza sul Pliocene inferiore all'apice delle anticlinali, mentre nelle sinclinali è ancora concordante e continua con i sedimenti sottostanti.

Il Pleistocene Inferiore è caratterizzato litologicamente da sabbie argillose e argille sabbiose. Il Pleistocene Superiore presenta depositi con un'alternanza di episodi a facies litorale, lagunare e palustre-continentale. L'Olocene è litologicamente costituito da sabbie a varia granulometria, con argille più o meno sabbiose e localmente lenti di torba. Infine, nel Quaternario recente prevale la sedimentazione in connessione con le variazioni eustatiche del livello marino provocate dalle glaciazioni, cosicché sostanziosi depositi continentali si sovrappongono ai sedimenti marini con completo ricoprimento delle strutture geologiche precedenti.

### ***Successione sedimentaria superficiale***

La gran parte dei sedimenti che affiorano sulla superficie della pianura emiliano-romagnola fanno parte della successione post-evaporitica del margine padano-adriatico e derivano dalla complessa relazione fra il fiume Po a Nord, i fiumi appenninici a Sud ed il Mare Adriatico ad Est.

Il sottosuolo del territorio di studio è prevalentemente costituito da alternanze di sabbie, limi e argille di origine alluvionale di età Pleistocene medio-Olocene riferibili a due cicli deposizionali di ordine maggiore: il Sintema Emiliano-Romagnolo Inferiore (AEI), di età compresa tra 700.000/650.000 e 450.000/400.000 anni, e il Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore (AES), di età compresa tra 450.000/400.000 anni e l'Attuale (suddivisione del Supersintema Emiliano Romagnolo (Figura 2.5) in base ai criteri della stratigrafia fisica, definiti dalle linee guida per il rilevamento della Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000 - Servizio Geologico Nazionale 1992, RER e ENI-AGIP 1998).

Questa successione continentale poggia generalmente su un substrato costituito da depositi marini e transizionali del Pleistocene inferiore e medio, riferibili alla Sabbie Gialle o Sabbie di Imola del margine appenninico-padano (RER & ENI-Agip, 1998).

La profondità della base della successione alluvionale varia in funzione della presenza della geometria delle Pieghe Ferraresi; nelle aree di sinclinale lo spessore delle alluvioni supera i 500 m mentre nelle aree di anticlinale si riduce fino a meno di 100 m (RER & ENI-Agip, 1998). Nelle zone di alto strutturale il substrato è talora fortemente eroso e anche i depositi del Sistema Emiliano-Romagnolo Inferiore (AEI) hanno spessore ridotto e sono presenti estese lacune stratigrafiche (Figura 3.6); ad esempio, tra Novi di Modena e Medolla, sull'alto delle Pieghe Ferraresi interne, il tetto del substrato marino, identificato a profondità inferiori a 100 m, è costituito da argille e sabbie marine del Pliocene inferiore mentre tra Bondeno e Occhiobello i depositi del Pleistocene inf.-medio talora poggiano addirittura su marne oligo-mioceniche.

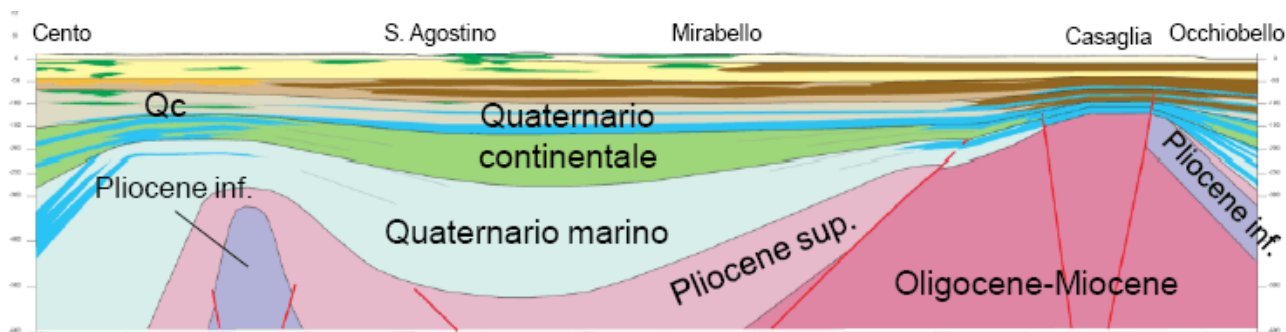


Figura 3.6 – Sezione geologica Cento – Occhiobello (Estratta da “Relazione illustrativa - Microzonazione sismica e analisi della condizione limite per l'emergenza delle aree epicentrali dei terremoti della pianura emiliana di maggio-giugno 2012 (Ordinanza del Commissario delegato – Presidente della Regione Emilia-Romagna n. 70/2012)”) )

### 3.3 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

In pianura le caratteristiche morfologiche principali sono senza dubbio legate all'evoluzione del sistema idrografico, che a sua volta viene condizionato dai caratteri climatici e dalle strutture geologiche del sottosuolo. In particolare, per quanto riguarda la Pianura Padana si può dire che la sua genesi non è stata un fenomeno regolare in quanto si sono alternati nel tempo numerosi episodi di sommersione ed emersione provocati dalle fluttuazioni eustatiche del livello del mare, connesse alle variazioni climatiche. Ad ogni glaciazione, infatti, il livello del mare si abbassava (regressione) ed emergevano vaste pianure costiere destinate a venire nuovamente sommerse durante le fasi interglaciali, quando il livello del mare tornava ad alzarsi (trasgressione) e le grandi quantità di sedimenti trasportati dai fiumi colmavano le fasce marine litoranee, determinando un progressivo avanzamento della linea di costa (Ferrari, 1996). L'evoluzione della rete idrografica padana è ovviamente collegata alle suddette variazioni climatiche in quanto dal clima dipendono i processi geomorfologici di erosione, trasporto e sedimentazione dei fiumi.

L'ultima glaciazione wurmiana ha praticamente cancellato tutte le tracce morfologiche o idrografiche preesistenti, rimodellando completamente la superficie della pianura. Possiamo dunque porre come data di nascita della configurazione attuale della Pianura Padana l'ultimo periodo postglaciale, durante il quale i corsi d'acqua, originati dallo scioglimento dei ghiacciai, scendevano verso valle con forte capacità erosiva e sedimentavano imponenti quantità di materiali.

La geomorfologia del territorio risulta piuttosto complessa in quanto essa è costituita da un fitto intreccio di tracce di paleoalvei che si sono intersecati e sovrapposti nel tempo.

Il territorio risulta dominato da un lato da fasce di terreno particolarmente elevate (12/14 m. s.l.m. per i paleo alvei dossivi del PaleoPo e del PaleoReno; 9/11 m. s.l.m. per i paleoalvei dossivi di corsi d'acqua secondari) ben riconoscibili in corrispondenza dei corsi fluviali attuali ed estinti, e dall'altro da varie zone depresse e bacini interfluviali (3/6 m. s.l.m.). In particolare, la zona dell'Alto Ferrarese è attraversata da Sud fino alla zona centrale da una complessa rete di dossi, spesso molto pronunciati, legati in prevalenza alle continue diversioni dell'alveo del Reno succedutesi nei secoli, ed intervallati da aree di depressione relativa; mentre, la parte Nord ed Est è caratterizzata da zone di altitudine media con una depressione pronunciata (fino a 3 m. s.l.m. nella Diamantina).

Inoltre, tutta la rete fluviale attuale ed antica e specie gli elementi morfologici dossivi hanno un andamento sinuoso ed un orientamento generale WNW-ESE, cioè subparallelo alle strutture tettoniche profonde della Dorsale Ferrarese, soprattutto nella parte più occidentale, mentre nella parte centro-orientale hanno una direzione prevalentemente N-S, a testimonianza del condizionamento della tettonica profonda sull'evoluzione dei corsi d'acqua.

### *3.4 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO*

Relativamente all'acquifero emiliano-romagnolo, si riconoscono tre gruppi acquiferi (denominati dall'alto al basso A, B e C), separati fra loro da barriere di permeabilità di estensione regionale, che isolano perfettamente i diversi sistemi di circolazione e quindi le risorse allocate nei diversi Gruppi Acquiferi, cosicché ciascuno di essi è caratterizzato da un differente stato qualitativo/quantitativo.

Ciascun gruppo acquifero è stato suddiviso a sua volta in tredici unità idrostratigrafiche gerarchicamente inferiori, denominate complessi acquiferi, secondo un modello di suddivisione gerarchico (ENI-AGIP, 1988), basato sul volume complessivo di acquiferi utili in ciascuna unità e su spessore, continuità ed estensione areale del livello acquifero di ciascuna unità.

Dal punto di vista genetico, gli acquiferi individuati sono essenzialmente di due tipi (Figura 3.7): a Sud vi sono le ghiaie che i fiumi appenninici depositano ed hanno depositato appena usciti dalle valli, allo sbocco in pianura che formano dei grossi corpi ghiaiosi sovrapposti gli uni agli altri per

alcune centinaia di metri di spessore (conoidi); a Nord vi sono le sabbie che il Po ha sedimentato lungo il suo percorso e nel suo apparato deltizio (pianura alluvionale).

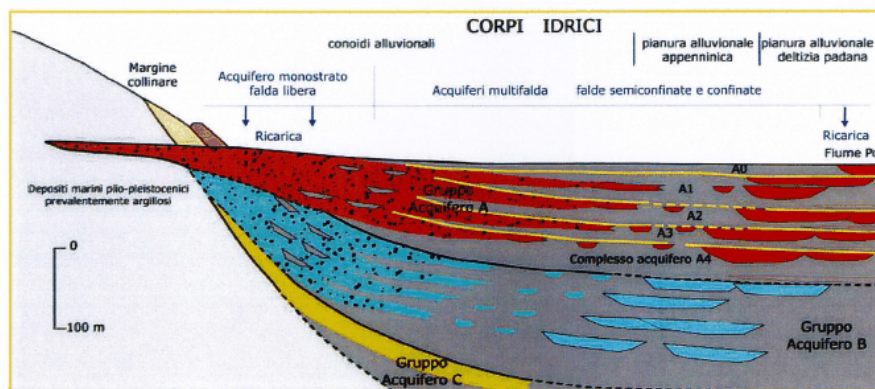


Figura 3.7 – Distribuzione schematica dei corpi idrici e delle unità idrostratigrafiche del sottosuolo della pianura emiliano-romagnola

Gli acquiferi costituiti dalle ghiaie appenniniche si congiungono lateralmente a quelli formati dalle sabbie padane tra Piacenza e Parma, mentre a partire dal reggiano sino al mare vi è un ampio e spesso corpo di depositi della pianura alluvionale formati prevalentemente da limi ed argille che si interpongono tra essi mantenendoli fisicamente separati ed impedendone il contatto idraulico (*acquitardi*). La distinzione dei sistemi padani rispetto a quelli appenninici si basa sul fatto che i corpi sabbiosi di origine padana sono molto più abbondanti e più spessi di quelli appenninici ed hanno una maggiore continuità laterale, a scala delle decine di chilometri.

L'area dell'Alto Ferrarese è interessata solo dal secondo tipo di acquifero ed in particolare dal complesso idrogeologico della pianura alluvionale e deltizia padana, costituito quasi esclusivamente da sabbie grossolane e medie.

All'interno di questa unità sono comunque riconoscibili alternanze cicliche lungo la verticale, organizzate alloro interno nel modo seguente:

- la base, spessa mediamente una decina di metri, è per lo più costituita da limi-argillosi;
- la porzione intermedia, di spessore decametrico con continuità laterale di decine di chilometri, è composta da depositi limoso-sabbiosi spesso alternati a depositi sabbiosi;
- la parte sommitale, di spessore decametrico con continuità laterale di decine di chilometri, è caratterizzata dalla presenza di depositi sabbiosi.

Localmente, in particolare nelle zone di alto strutturale interne al bacino, lo spessore di depositi grossolani può arrivare a costituire la quasi totalità dello spessore dell'unità. Nonostante, complessivamente, vi sia una elevata percentuale di depositi sabbioso-grossolani, la circolazione idrica all'interno di questi depositi è complessivamente ridotta. Gli scambi fiume-falda sono possibili solamente con gli acquiferi meno profondi (A1), mentre nei sottostanti il flusso avviene in modo francamente compartimentato in condizioni confinate. I valori medi di gradiente idraulico sono quindi pari a circa 0.2-0.3 ‰.

#### 4 INDAGINI GEOGNOSTICHE UTILIZZATE

Nel seguente capitolo vengono descritte le indagini utilizzate per la caratterizzazione geologico-sismica dei terreni di fondazione interessati dall'opera in progetto.

A causa della particolare posizione del sito, ubicato in zona densamente urbanizzata e privo di area cortiliva sufficientemente ampia per l'esecuzione delle prove necessarie, ci si è avvalsi di indagini d'archivio eseguite dallo Scrivente in aree limitrofe e ritenute rappresentative per la caratterizzazione geologica-geotecnica, in quanto poste ad una distanza sufficientemente ridotta (c.a. 200 metri) da poter considerare attendibili i risultati ottenuti anche per il sito di studio (Tav. 1: Stralcio C.T.R. catastale ed ubicazione delle indagini utilizzate per lo studio).

In particolare verranno descritte:

- in **paragrafo 4.1** la prova penetrometrica statica con piezocono (CTPU) mirata al riconoscimento stratigrafico dei terreni indagati e alla determinazione indiretta dei parametri geotecnici, eseguita in data 11/11/2010 in via Ugo Bassi n.c. 62 (Foglio 50 Mappali 158-299 del Catasto Terreni del Comune di Cento);
- in **paragrafo 4.2** l'indagine sismica eseguita mediante tecnica MASW per la determinazione del parametro  $V_{s30}$ , eseguita in data 06/03/2014 in via IV Novembre 2014 n.c. 13 (Foglio 46 Mappale 141 del Catasto Terreni del Comune di Cento).



Figura 4.1 – Ubicazione dell'area di studio (in rosso), della CPTU (in azzurro) e della MASW (in giallo)

#### 4.1 PROVA PENETROMETRICA STATICA CON PIEZOCONO (CPTU)

La prova prova penetrometrica statica con piezocono è stata eseguita con penetrometro meccanico da 20 tonnellate di spinta auto-ancorante dotato di punta Tecnopenta G1-CPL2IN fino alla profondità di -20 metri da p.c.

Con l'esecuzione della prova sono stati rilevati i valori di resistenza del terreno (resistenza alla punta  $q_c$  e attrito laterale  $f_s$ ) attraverso degli estensimetri posti direttamente nei componenti della punta (cono e manicotto) che, producendo dei segnali elettrici proporzionali alle variazioni di carico, hanno consentito la definizione della litostratigrafia e delle caratteristiche geomeccaniche del terreno; l'utilizzo del piezocono ha inoltre permesso la determinazione delle pressioni neutre misurate durante la penetrazione ( $u$ ).

##### 4.1.1 RISULTATI OTTENUTI DALLA PROVA CPTU

Di seguito i parametri geotecnici derivanti dall'elaborazione della prova CPTU, necessari alla definizione degli impianti fondali ed alla loro verifica agli stati limite come previsto dal D.M .14 Gennaio 2008.

Presupponendo di analizzare il terreno in condizioni non drenate sono stati determinati, per ciascun orizzonte stratigrafico, i seguenti parametri geotecnici:

- $\gamma$  = peso nell'unità di volume
- $\gamma_{sat}$  = peso nell'unità di volume saturo
- $C_u$  = coesione non drenata media
- $M_O$  = modulo edometrico
- $\phi$  = angolo di attrito medio
- $Dr$  = densità relativa
- $M_E$  = modulo elastico

STRATO IDENTIFICATO	PROFONDITA' STRATO da p.c. [m]	$\gamma$ [KN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [KN/m <sup>3</sup> ]	$C_u$ [kPa]	$M_O$ [kPa]	$\phi$ (°)	$Dr$ (%)	$M_E$ [kPa]
1° STRATO	0,00 – 4,00	17,55	18,34	35,30	3517,65	/	/	/
2° STRATO	4,00 – 9,00	/	17,55	18,63	2619,36	/	/	/
3° STRATO	9,00 – 16,00	/	19,81	77,47	4595,40	/	/	/
4° STRATO	16,00 – 20,00	/	20,59	/	/	45	50,06	14676,63

Tabella 4.1 – Parametri geotecnici elaborati dalla prova CPTU

## 4.2 INDAGINE SISMICA (MASW)

L'indagine sismica con metodologia MASW attiva e passiva permette di determinare in modo dettagliato l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (o onde S) in funzione della profondità, attraverso lo studio della propagazione delle onde superficiali o di Rayleigh, e la determinazione del parametro  $V_{s30}$  (valutato fino alla profondità di 30 metri da p.c.).

Il metodo di indagine si distingue in:

- *Attivo (MASW)*: i geofoni rilevano le onde superficiali prodotte da una sorgente impulsiva (massa battente) disposta a piano campagna e vengono registrate da uno stendimento lineare composto da numerosi ricevitori posti a breve distanza (distanza intergeofonica); le frequenze che interessano l'analisi sono generalmente comprese tra 5 e 70 Hz;
- *Passivo (REMI)*: i geofoni rilevano il rumore naturale (o di fondo); analizza generalmente le frequenze tra 0 e 10 Hz.

L'acquisizione dei dati sismici è stata realizzata con un sismografo a 24 canali mod. DoReMi della Sara Electronics Instruments.

L'acquisizione dei dati sismici è così avvenuta:

- *metodo attivo*: è stata effettuata 1 stesa sismica di 13 geofoni con passo intergeofonico di 3 metri con successiva acquisizione dei vari shot; la frequenza propria dei sensori è di 4,5 Hz;
- *metodo passivo*: sulla stessa stesa utilizzata per il metodo attivo sono state realizzate 2 acquisizioni di sismica passiva, della durata di un minuto ciascuna, concatenate, in fase di pre-processing, in un unico file di 2 minuti, in modo da colmare il "vuoto" alle basse frequenze della sismica attiva.

### 4.2.1 RISULTATI DELLA PROVA MASW

Gli elaborati relativi alla prova effettuata, riportati in Allegato 2, sono di seguito riportati.

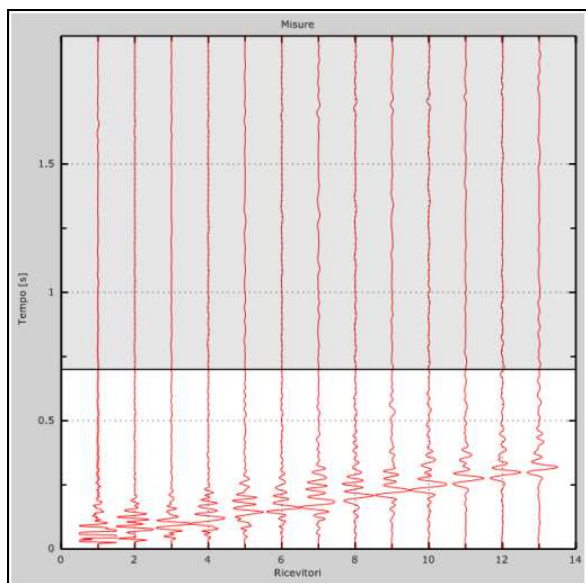


Figura 4.2 – Tracce sperimentali indagine attiva

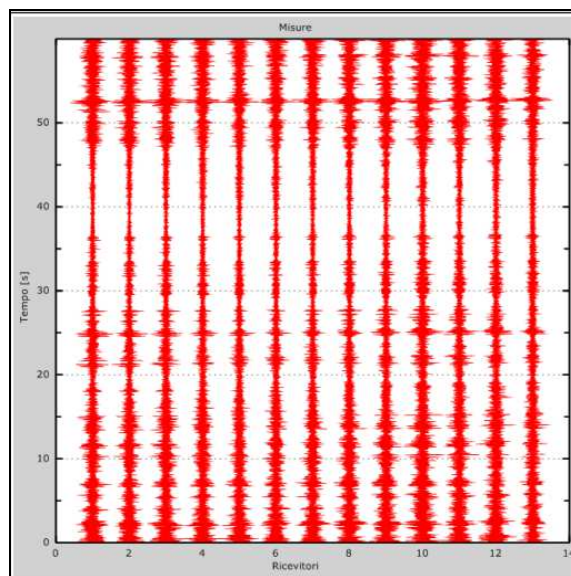


Figura 4.3 – Tracce sperimentali indagine passiva

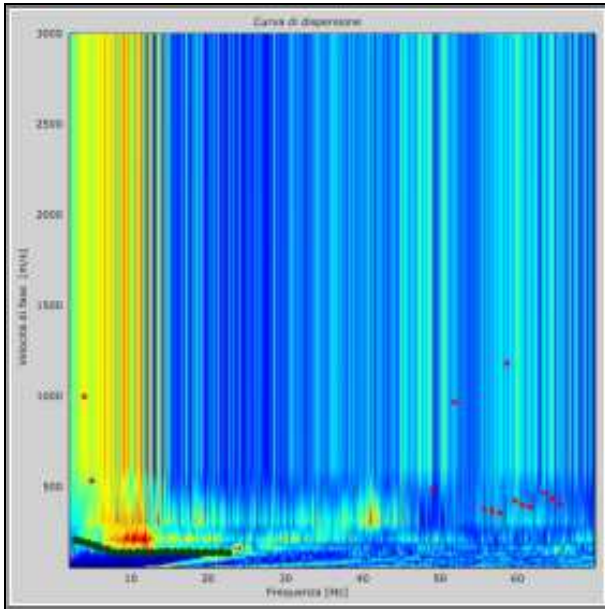


Figura 4.4 – Curva di dispersione sperimentale

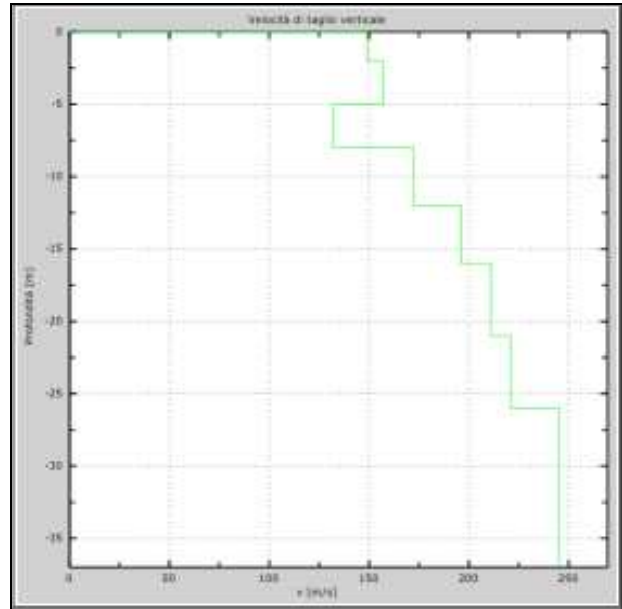


Figura 456 – Profilo verticale di velocità delle Vs

Come si legge nel documento riportato in Allegato 2:

*“L’indagine sismica, considerando la sismostratigrafia fino alla profondità di -30,00 metri da p.c., ha permesso la determinazione della velocità delle Vs30, ricavata dalla formula riportata nel D.M. del 14 Gennaio 2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” che risulta essere pari a*

$$Vs_{30} = 185 \text{ m/s}$$

*I terreni di fondazione interessati dalla progettazione sismica, come prescritto al paragrafo 3.2.2 dal D.M. 14 Gennaio 2008, appartengono a: **suolo di fondazione di tipo C.***



riscontrati i maggiori effetti (AE), l'intensità massima epicentrale in scala MCS (Io) e la magnitudo momento (Mw).

Is	Anno Me Gi Or	Area epicentrale (AE)	nMDP	Io	Mw
5	1505 01 03 02:00	Bolognese	31	8	5.57 ±0.25
5	1561 11 24 01:25	Ferrara	5	5-6	4.51 ±0.34
6	1570 11 17 19:10	Ferrara	60	7-8	5.46 ±0.25
NC	1624 03 19 19:45	Argenta	18	7-8	5.47 ±0.49
5	1672 04 14 15:45	Riminense	92	8	5.61 ±0.21
5	1695 02 25 05:30	Asolano	82	10	6.48 ±0.18
5	1768 10 19 23:00	Appennino romagnolo	45	9	5.87 ±0.21
3	1779 06 01 23:55	Bolognese	8		
5	1779 06 04 07:00	Bolognese	13	7	5.24 ±0.52
5	1779 06 10 08:35	Bolognese	10		
5	1779 07 14 19:30	Bolognese	17		
F	1779 11 23 18:30	Bolognese	14	5	4.99 ±0.31
5	1780 02 06 04:00	Bolognese	9	6	5.13 ±0.57
5	1832 03 13 03:30	Reggiano	98	7-8	5.53 ±0.18
5	1834 10 04 19:00	Bolognese	12	6	4.85 ±0.43
4-5	1869 06 25 13:58	Media valle del Reno	18	7-8	5.42 ±0.48
3	1870 10 30 18:34	Romagna	41	8	5.58 ±0.27
3	1873 03 12 20:04	Marche meridionali	196	8	5.95 ±0.10
F	1873 06 29 03:58	Bellunese	199	9-10	6.32 ±0.11
3	1878 03 12 21:36	Bolognese	31	6	5.06 ±0.30
F	1881 01 24 16:14	Bolognese	38	7	5.16 ±0.30
F	1881 01 25 07:06	Bolognese	18		
NF	1898 01 16 12:10:05	Romagna settentrionale	73	6-7	4.79 ±0.33
NF	1904 11 17 05:02	Pistoiese	204	7	5.15 ±0.14
4-5	1908 06 28 03:19:58	Finale Emilia	15	5	4.27 ±0.53
6	1909 01 13 00:45	BASSA PADANA	799	6-7	5.53 ±0.09
4	1913 11 25 20:55	Val di Taro	73	4-5	4.84 ±0.20
6	1914 10 27 09:22:36	Garfagnana	618	7	5.76 ±0.09
F	1916 05 17 12:49:50	Alto Adriatico	132		5.95 ±0.14
4	1916 08 16 07:06	Alto Adriatico	257		6.14 ±0.14
F	1919 06 29 15:06:12	Mugello	566	10	6.29 ±0.09
5	1920 09 07 05:55:40	Garfagnana	756	10	6.48 ±0.09
4	1922 05 24 21:17:25	Ferrarese	7	4	4.34 ±0.25
NF	1930 10 30 07:13:13	SENIGALLIA	263	8	5.81 ±0.09
5	1936 10 18 03:10:12	BOSCO CANSIGLIO	267	9	6.12 ±0.09
3-4	1939 10 15 14:05	Garfagnana	62	6-7	5.08 ±0.16
4-5	1963 04 05 13:49:42	Finale Emilia	6	4-5	4.09 ±0.34
5	1971 07 15 01:33:23	Parmense	229	8	5.64 ±0.09
3-4	1980 11 23 18:34:52	Irpinia-Basilicata	1394	10	6.89 ±0.09
5	1983 11 09 16:29:52	Parmense	850	6-7	5.06 ±0.09
5	1986 12 06 17:07:20	BONDENO	604	6	4.61 ±0.10
3	1989 09 13 21:54:01	PASUBIO	779	6-7	4.88 ±0.09
2-3	1992 04 17 11:59:09	Montevoglio	56	4-5	4.32 ±0.18
4-5	1996 10 15 09:56:02	Correggio	135	7	5.41 ±0.09
NF	2000 06 18 07:42:08	Parmense	300	5-6	4.43 ±0.09
4-5	2003 09 14 21:42:53	Appennino bolognese	133	6	5.29 ±0.09
F	1873 06 29 03:58	Bellunese	199	9-10	6.32 ±0.11
3	1878 03 12 21:36	Bolognese	31	6	5.06 ±0.30
F	1881 01 24 16:14	Bolognese	38	7	5.16 ±0.30
F	1881 01 25 07:06	Bolognese	18		
NF	1898 01 16 12:10:05	Romagna settentrionale	73	6-7	4.79 ±0.33
NF	1904 11 17 05:02	Pistoiese	204	7	5.15 ±0.14
4-5	1908 06 28 03:19:58	Finale Emilia	15	5	4.27 ±0.53
6	1909 01 13 00:45	BASSA PADANA	799	6-7	5.53 ±0.09
4	1913 11 25 20:55	Val di Taro	73	4-5	4.84 ±0.20
6	1914 10 27 09:22:36	Garfagnana	618	7	5.76 ±0.09
F	1916 05 17 12:49:50	Alto Adriatico	132		5.95 ±0.14
4	1916 08 16 07:06	Alto Adriatico	257		6.14 ±0.14
F	1919 06 29 15:06:12	Mugello	566	10	6.29 ±0.09
5	1920 09 07 05:55:40	Garfagnana	756	10	6.48 ±0.09
4	1922 05 24 21:17:25	Ferrarese	7	4	4.34 ±0.25
NF	1930 10 30 07:13:13	SENIGALLIA	263	8	5.81 ±0.09
5	1936 10 18 03:10:12	BOSCO CANSIGLIO	267	9	6.12 ±0.09
3-4	1939 10 15 14:05	Garfagnana	62	6-7	5.08 ±0.16
4-5	1963 04 05 13:49:42	Finale Emilia	6	4-5	4.09 ±0.34
5	1971 07 15 01:33:23	Parmense	229	8	5.64 ±0.09
3-4	1980 11 23 18:34:52	Irpinia-Basilicata	1394	10	6.89 ±0.09
5	1983 11 09 16:29:52	Parmense	850	6-7	5.06 ±0.09
5	1986 12 06 17:07:20	BONDENO	604	6	4.61 ±0.10

Is	Anno Me Gi Or	Area epicentrale (AE)	nMDP	Io	Mw
3	1989 09 13 21:54:01	PASUBIO	779	6-7	4.88 ±0.09
2-3	1992 04 17 11:59:09	Montevoglio	56	4-5	4.32 ±0.18
4-5	1996 10 15 09:56:02	Correggio	135	7	5.41 ±0.09
NF	2000 06 18 07:42:08	Parmense	300	5-6	4.43 ±0.09
4-5	2003 09 14 21:42:53	Appennino bolognese	133	6	5.29 ±0.09
4	1916 08 16 07:06	Alto Adriatico	257		6.14 ±0.14
F	1919 06 29 15:06:12	Mugello	566	10	6.29 ±0.09
5	1920 09 07 05:55:40	Garfagnana	756	10	6.48 ±0.09
4	1922 05 24 21:17:25	Ferrarese	7	4	4.34 ±0.25
NF	1930 10 30 07:13:13	SENIGALLIA	263	8	5.81 ±0.09
5	1936 10 18 03:10:12	BOSCO CANSIGLIO	267	9	6.12 ±0.09
3-4	1939 10 15 14:05	Garfagnana	62	6-7	5.08 ±0.16
4-5	1963 04 05 13:49:42	Finale Emilia	6	4-5	4.09 ±0.34
5	1971 07 15 01:33:23	Parmense	229	8	5.64 ±0.09
3-4	1980 11 23 18:34:52	Irpinia-Basilicata	1394	10	6.89 ±0.09
5	1983 11 09 16:29:52	Parmense	850	6-7	5.06 ±0.09

Tabella 5.1 - Storia sismica del territorio comunale di Cento (FE) [44.727, 11.289]

### 5.3 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO

L'area oggetto d'intervento, situata nel comune di Cento, ai sensi dell'OPCM 3274 del 23.03.03 è classificata in zona 3.

Al fine della progettazione sismica la normativa vigente (D.M. 14.01.2008) prevede la classificazione del profilo stratigrafico del sottosuolo nei primi 30 metri al di sotto del piano di posa delle fondazioni.

Parametro fondamentale per la suddetta classificazione risulta la "V<sub>S30</sub>", ossia la velocità media delle onde di taglio nei primi 30 metri, che viene definita dall'espressione:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} \text{ [m/s]}$$

Dove h<sub>i</sub> e V<sub>S,i</sub> rappresentano rispettivamente lo spessore e la velocità di propagazione delle onde di taglio attraverso lo strato i-esimo entro 30 metri di profondità.

La V<sub>S30</sub> ricavata dall'indagine MASW eseguita (v. par. 4.2) risulta pari a:

$$V_{S30} = 185 \text{ m/s}$$

Dal valore di V<sub>S30</sub> ottenuto si determina la categoria di sismica del sito di intervento; nel caso in oggetto l'area di studio è caratterizzata da terreni appartenenti alla categoria C, ossia: *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < Cu30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).*

<i>CATEGORIA</i>	<i>DESCRIZIONE</i>
<b>A</b>	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di <b>Vs30</b> superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m,
<b>B</b>	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <b>Vs30</b> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT <sub>30</sub> > 50 nei terreni a grana grossa e Cu <sub>30</sub> > 250 kPa nei terreni a grana fina),
<b>C</b>	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <b>Vs30</b> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT <sub>30</sub> < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < Cu <sub>30</sub> < 250 kPa nei terreni a grana fina),
<b>D</b>	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <b>Vs30</b> inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT <sub>30</sub> < 15 nei terreni a grana grossa e Cu <sub>30</sub> < 70 kPa nei terreni a grana fina),
<b>E</b>	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con <b>Vs30</b> > 800 m/s),
<b>S1</b>	Depositi di terreni caratterizzati da valori di Vs30 inferiori a 100 m/s (ovvero 10 < Cu <sub>30</sub> < 20 kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche, <b>Servono studi speciali</b> ,
<b>S2</b>	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti, <b>Servono studi speciali</b> ,

*Tabella 5.2 - Categorie sismiche dei terreni*

#### 5.4 ANALISI DELLA SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE

Tra i tipi di terreno presenti in Pianura Padana, certamente quelli *non coesivi e poco addensati sono quelli più suscettibili ad alterazioni di rilievo*.

In particolare con il termine *liquefazione del terreno* si intende la diminuzione della resistenza del terreno stesso a seguito del raggiungimento del limite di fluidità.

Questo fenomeno si produce a causa dei movimenti ciclici che avvengono durante un sisma che producono un accumulo della pressione interstiziale di un terreno granulare saturo (ghiaia, sabbia e limo non coesivo), provocandone una diminuzione della resistenza al taglio.

Per comprendere tale fenomeno è necessario considerare il principio degli sforzi efficaci in cui, in un terreno saturo agisce nello scheletro solido una *Tensione efficace* così definita:

$$\sigma' = \sigma - p$$

Dove  $\sigma$  è la tensione totale agente perpendicolarmente a qualsiasi piano passante per un generico punto e  $p$  la pressione dell'acqua nello stesso punto. Esprimendo il criterio di *Resistenza di Mohr-Coulomb* in termini di tensioni efficaci, la resistenza al taglio che può essere mobilitata su un piano normale  $n$  soggetto a una tensione normale totale  $\sigma_n$ , è data da:

$$T_n = (\sigma_n - p) \operatorname{tg} \phi + c$$

La liquefazione si attua quando il valore limite della tensione tangenziale  $T_n$  tende a zero, inoltre la liquefazione aumenta al diminuire della coesione  $c$ , dell'angolo d'attrito  $\phi$  e della tensione totale  $\sigma_n$  ed all'aumentare della pressione interstiziale  $p$ .

La presenza di argilla nei sedimenti granulari riduce considerevolmente il rischio della liquefazione. La verifica alla suscettibilità alla liquefazione dei terreni, secondo il D.M. 14.01.2008, viene valutata in base ad un fattore di sicurezza identificato dal seguente rapporto:

$$\text{➤ } FS = CRR / CSR > 1,25 \quad (\text{terreni non liquefacibili})$$

Dove, CSR (*Cyclic Stress Ratio*) è il rapporto tensionale ciclico che esprime lo sforzo di taglio generato dal sisma, e CRR (*Cyclic Resistance Ratio*) è il rapporto di resistenza ciclica che esprime la capacità del terreno di resistere alla liquefazione.

Qualora si usi, come nel caso in oggetto, il metodo delle correlazioni di campagna, un terreno viene considerato suscettibile alla liquefazione quando lo sforzo di taglio, generato dal terremoto ad una determinata profondità, supera l'80% ( $FS > 1,25$ ) dello sforzo critico che ha provocato la liquefazione alla medesima profondità durante terremoti.

#### STIMA DEL FATTORE DI SICUREZZA ALLA LIQUEFAZIONE

La verifica alla suscettibilità alla liquefazione dei terreni, secondo il D.M. 14.01.2008, viene valutata in base ad un fattore di sicurezza identificato dal seguente rapporto:

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \cdot MSF > 1,25 \quad \begin{array}{l} \text{(Quaderno di approfondimento alle Linee Guida NTC 08} \\ \text{- Gruppo Interregionale Ordine dei Geologi)} \end{array}$$

Dove:

- ✓ CRR (*Cyclic Resistance Ratio*) è il rapporto di resistenza ciclica che esprime la capacità del terreno di resistere alla liquefazione, calcolata secondo la procedura empirica di Robertson & Wride (1998) per terremoti di magnitudo  $M = 7,5$ ;
- ✓ CSR (*Cyclic Stress Ratio*) è il rapporto tensionale ciclico che esprime lo sforzo di taglio generato dal sisma. Le relazioni per la valutazione di CSR vengono dedotte su base empirica, dalle osservazioni del comportamento di depositi naturali durante eventi sismici con magnitudo di momento  $M$  pari a 7.5;
- ✓ MSF = coefficiente correttivo per la rivalutazione della sollecitazione sismica funzione della magnitudo di progetto del terremoto per eventi sismici aventi  $M$  differente da 7,5; per la

determinazione di tale valore è stata adottata l'espressione proposta da Idriss e Boulanger (Linee Guida AGI, 2005).

Il valore di magnitudo, ai fini delle valutazioni in oggetto, è stato assunto in considerazione della localizzazione del sito di studio appartenente alla zona sismogenetica ZS912 (Zonazione sismogenetica ZS9 - Gruppo di lavoro, 2004), alla quale è associata una magnitudo massima  $M_{w_{max}}$  pari a 6,14.

#### STIMA DELL'INDICE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Come richiesto dall'Allegato 3 dell'Atto di indirizzo regionale n. 112/2007 è stato calcolato l'**indice del potenziale di liquefazione**, che fornisce una stima del grado di pericolosità dovuto alla liquefazione in un determinato sito.

Per il calcolo è stato utilizzato il metodo semplificato di Iwasaki et Al. (1982) (Linee AGI, 2005) adottando la seguente formula:

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

Dove:

$z$  = profondità del piano campagna (m);

$w(z)$  =  $10 - 0,5 z$

$F$  =  $1 - F_L$  se  $F_L \leq 1.0$

$F$  =  $0$  se  $F_L \geq 1.0$  dove  $F_L$  è il coefficiente di sicurezza alla liquefazione

Se:

- ✓  $I_L \leq 5$  il rischio di liquefazione è basso
- ✓  $5 < I_L \leq 15$  il rischio di liquefazione è elevato
- ✓  $I_L > 15$  il rischio di liquefazione è estremamente elevato

Di seguito una rappresentazione grafica dei risultati ottenuti lungo la verticale penetrometrica analizzata.

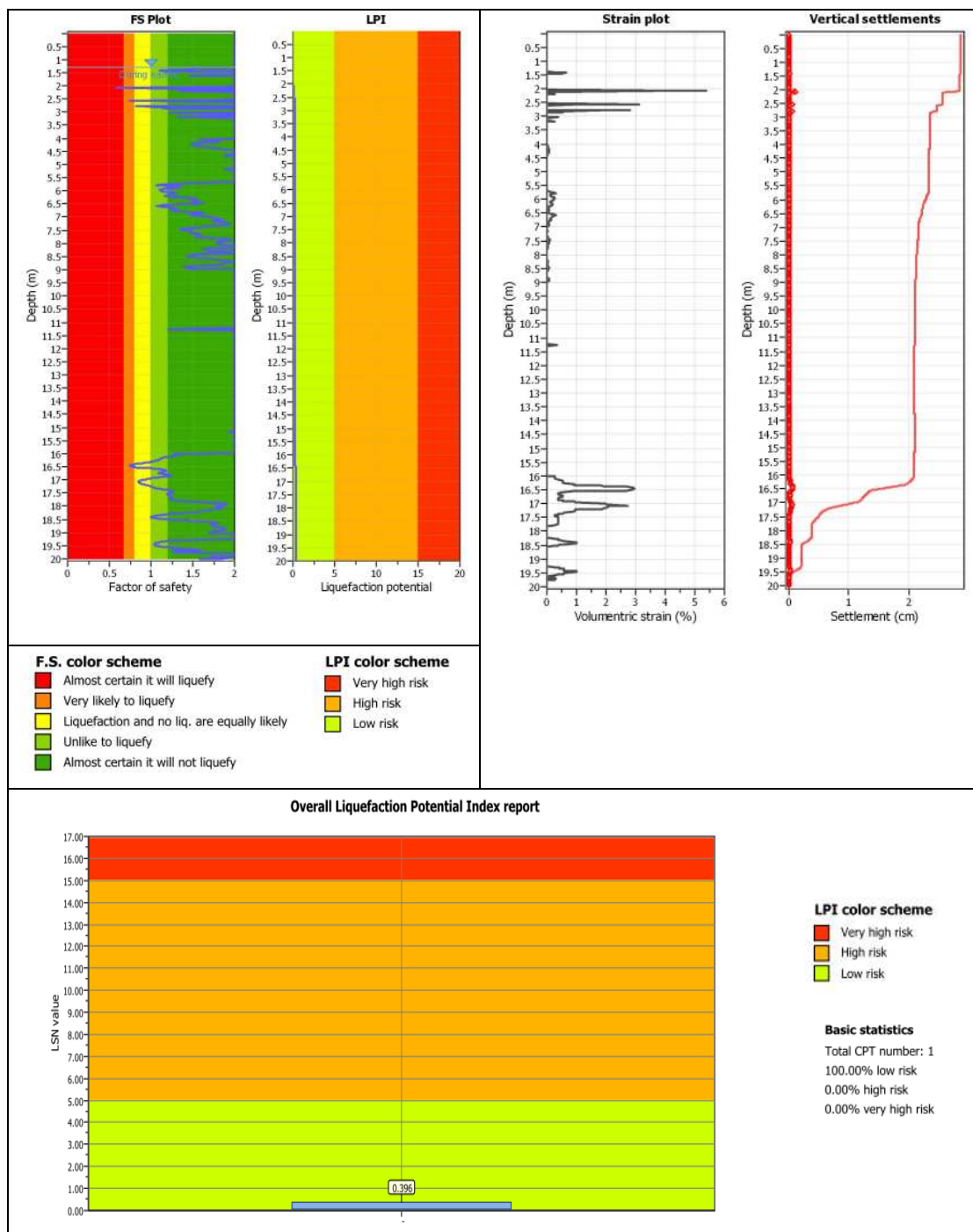


Figura 5.1 – Diagrammi del Fattore di sicurezza alla liquefazione (FS) e dell'Indice del potenziale di liquefazione (LPI) lungo la verticale penetrometrica

**Dalla verifiche effettuate sono emersi strati potenzialmente suscettibili di liquefazione di spessore decimetrico; la verticale penetrometrica è caratterizzata da un indice di potenziale di liquefazione pari a 0,396, indicativo di un basso potenziale di rottura (IL inferiore a 5) per la magnitudo di riferimento associata al sito. A tal proposito, si ricorda che in occasione degli eventi sismici del 20 e 29 Maggio 2012 nell'area in esame non sono stati rilevati fenomeni di liquefazione. Inoltre, i cedimenti post-sismici nei terreni granulari sono stati quantificati in 2,87 cm in, valori che si ritengono accettabili in relazione alla tipologia di struttura che verrà edificata.**

## 5.5 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Ai sensi dell'Ordinanza del Commissario Delegato per la ricostruzione n. 70 del 13/11/2012 l'area indagata ricade in zona LQ2 "presenza di terreni suscettibili di liquefazione tra 10 e 20 m dal piano campagna".

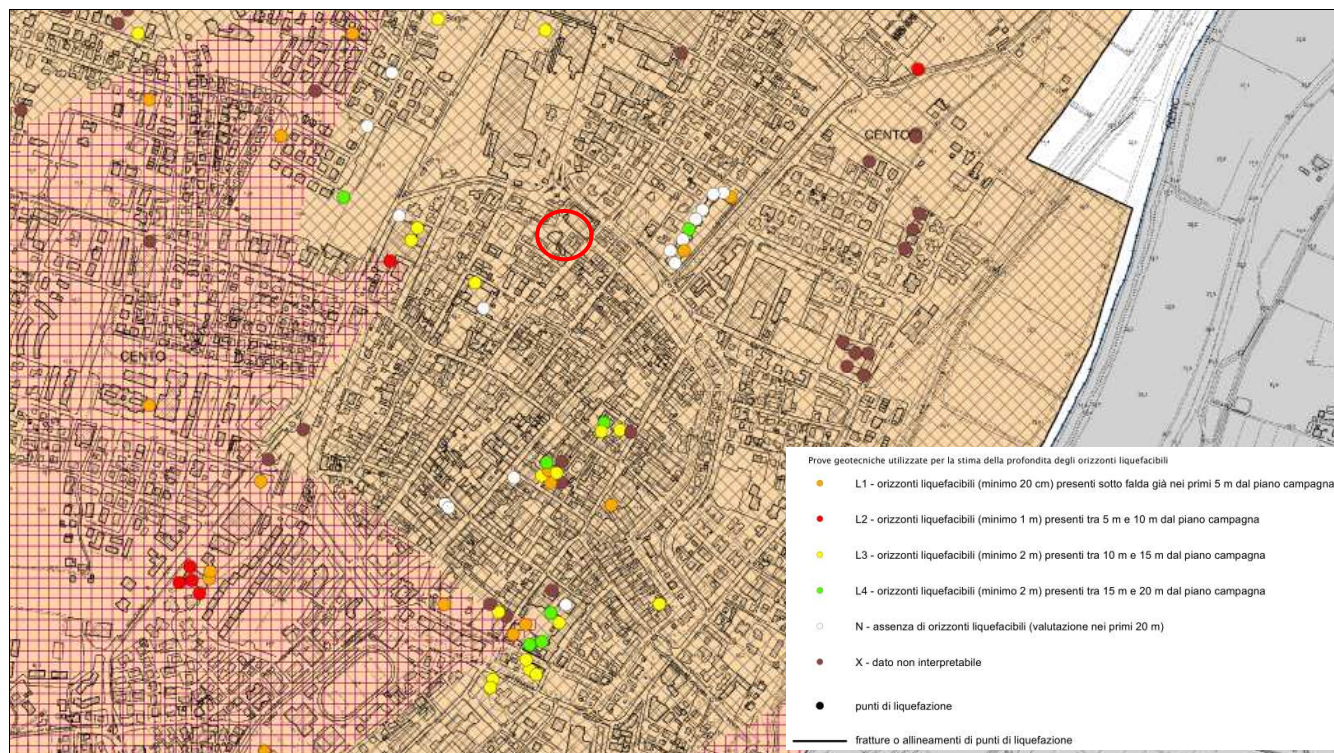


Figura 5.2 – “Carta delle microzone omogenee in prospettive sismica” Cento 01  
(Ordinanza del Commissario Delegato per la ricostruzione n. 70 del 13/11/2012 – Versione 2.0 del 14/11/2013).  
In rosso l'area di indagine

Le verifiche alla liquefazione eseguite sugli orizzonti di natura granulare rilevati dalla prova eseguita (par. 5.4) hanno escluso eventuali fenomeni di liquefazione dei terreni in esame per la magnitudo di riferimento associata al sito; si procederà, di conseguenza, alla determinazione dei parametri sismici e alla valutazione dell'azione sismica mediante approccio semplificato.

La normativa vigente (D.M. 14 Gennaio 2008) implica l'individuazione del sito di studio all'interno di un reticolo formato da 4 punti distanti tra loro non più di 4 Km.

L'individuazione del reticolo di riferimento risulta indispensabile per la determinazione dei valori di accelerazione sismica ( $a_g$ ) attesa sul sito e per l'individuazione di tutti gli altri parametri necessari alla verifica degli stati limite in azione sismica.

Si individuano quindi i parametri intrinseci del sito:

- Coordinate Geografiche del sito (Latitudine, Longitudine)
- Coefficiente Topografico (T)
- Categoria del Suolo

Secondo le prescrizioni del D.M. 14.01.2008 si identifica il parametro (**S**) di amplificazione dell'azione sismica di progetto, dipendente dalla categoria del suolo di fondazione e dalla situazione topografica del sito.

$$S = S_S \times S_T$$

Dove:

$S_S$  = Coefficiente di amplificazione stratigrafica determinato per ogni categoria di suolo tramite la seguente tabella:

<b>CATEGORIA SOTTOSUOLO</b>	<b><math>S_S</math></b>	<b><math>C_c</math></b>
<b>A</b>	1,00	1,00
<b>B</b>	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \text{ag/g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
<b>C</b>	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \text{ag/g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
<b>D</b>	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \text{ag/g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
<b>E</b>	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \text{ag/g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

$S_T$  = Coefficiente di amplificazione topografica desunta dalla seguente tabella:

<b>CATEGORIA TOPOGRAFICA</b>		<b><math>S_T</math></b>
<b>T1</b>	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$	<b>1</b>
<b>T2</b>	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ (valore alla sommità del pendio)	<b>1,2</b>
<b>T3</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ (valore della cresta del rilievo)	<b>1,2</b>
<b>T4</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ (valore della cresta del rilievo)	<b>1,4</b>

Le sovrapposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Per l'identificazione dei parametri di progetto di seguito riportati, si rimanda all'elaborazione della relazione geotecnica ai sensi del D.M. 14 Gennaio 2008.

- Vita Nominale ( $V_n$ )
- Classe d'Uso dell'opera
- Coefficiente d'Uso ( $C_u$ )
- Vita di Riferimento ( $V_r$ )
- Smorzamento e fattore di struttura

### 5.5.1.1 Riferimenti normativi

#### Vita nominale (§ 2.4.1 NTC-08)

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella **Tab. 2.4.I** delle NTC-08 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

**Tabella 2.4.I** – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

Tipi di costruzione		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

#### Classi d'uso (§ 2.4.2 NTC-08)

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	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 <i>Classe d'uso III</i> o in <i>Classe d'uso IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in <i>Classe d'uso IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	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.

#### Vita di riferimento (§ 2.4.3 NTC-08)

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (\text{NTC-08 Eq. 2.4.1})$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella **Tab. 2.4.II** delle NTC-08.

**Tabella 2.4.II** – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1	1,5	2

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$  anni.

## Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Fondazioni superficiali

### Sito in esame,

Latitudine: 44,7313500 [°]

Longitudine: 11,2916400 [°]

le coordinate geografiche sono espresse in ED50

Classe d'uso: 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,*

Vita nominale: 50 [anni]

### Siti di riferimento

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
<b>Sito 1</b>	15841	44,713620	11,239970	4533,80
<b>Sito 2</b>	15842	44,714920	11,310240	2344,77
<b>Sito 3</b>	15620	44,764900	11,308480	3960,06
<b>Sito 4</b>	15619	44,763600	11,238130	5542,23

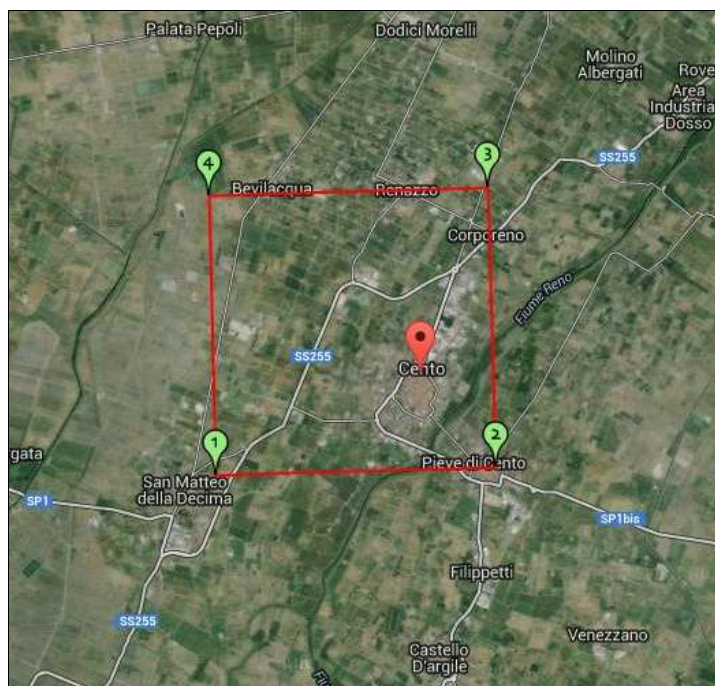


Figura 5.3 - Localizzazione della maglia di appartenenza dell'area di indagine con indicazione dei vertici di riferimento

## Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50 anni

Coefficiente  $c_u$ : 1

	<b>Prob, superamento [%]</b>	<b>Tr [anni]</b>	<b>ag [g]</b>	<b>Fo [-]</b>	<b>Tc* [s]</b>
<b>Operatività (SLO)</b>	81	30	0,044	2,509	0,256
<b>Danno (SLD)</b>	63	50	0,056	2,482	0,269
<b>Salvaguardia della vita (SLV)</b>	10	475	0,157	2,591	0,273
<b>Prevenzione dal collasso (SLC)</b>	5	975	0,209	2,536	0,279

## Coefficienti Sismici

<b>Coefficienti</b>	<b>SLO</b>	<b>SLD</b>	<b>SLV</b>	<b>SLC</b>
<b>kh</b>	0,013	0,017	0,055	0,081
<b>kv</b>	0,007	0,008	0,027	0,040
<b>Amax [m/s<sup>2</sup>]</b>	0,640	0,822	2,245	2,833
<b>Beta</b>	0,200	0,200	0,240	0,280

Il rispetto dei vari stati limite viene considerato conseguito, dalle NTC:

- ✓ Nei confronti di tutti gli stati limite ultimi (SLU) quando siano soddisfatte le verifiche relative al solo “stato limite vita” (SLV):

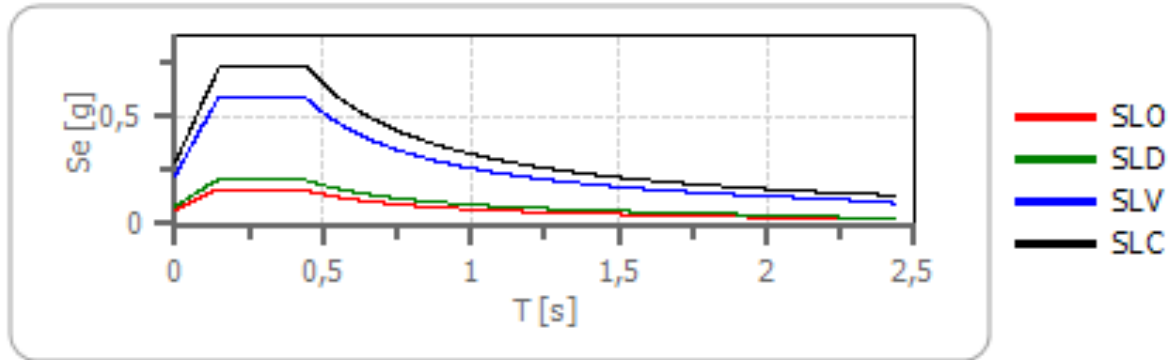
$$\mathbf{SLU=SLV}$$

- ✓ Nei confronti di tutti gli stati limite d’esercizio (SLE) quando siano soddisfatte le verifiche relative al solo “stato limite danno” (SLD):

$$\mathbf{SLE=SLD}$$

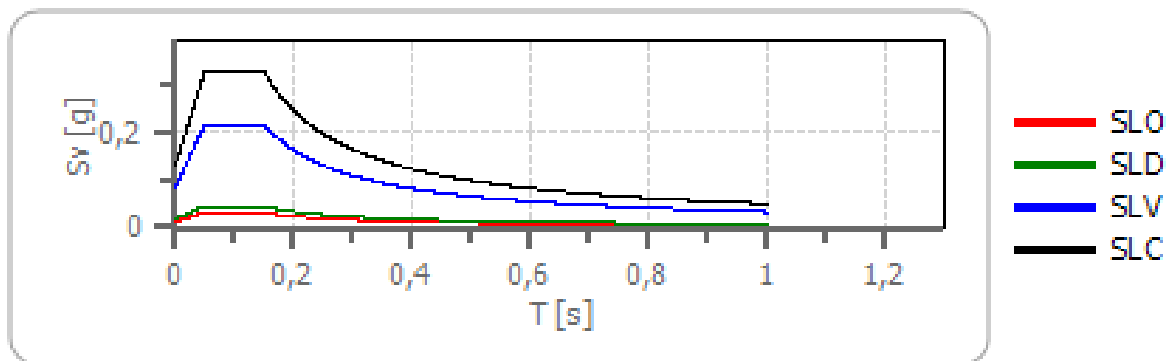
Di seguito vengono riportati gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali e verticali rappresentativi del sito ed i parametri sismici di ciascun stato limite:

➤ Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLO	1,0	0,044	2,509	0,256	1,500	1,650	1,000	1,500	1,000	0,141	0,423	1,774
SLD	1,0	0,056	2,482	0,269	1,500	1,620	1,000	1,500	1,000	0,145	0,436	1,824
SLV	1,0	0,157	2,591	0,273	1,460	1,610	1,000	1,460	1,000	0,146	0,439	2,227
SLC	1,0	0,209	2,536	0,279	1,380	1,600	1,000	1,380	1,000	0,149	0,447	2,437

➤ Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLO	1,0	0,044	2,509	0,256	1	1,650	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLD	1,0	0,056	2,482	0,269	1	1,620	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLV	1,0	0,157	2,591	0,273	1	1,610	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLC	1,0	0,209	2,536	0,279	1	1,600	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000

– VERIFICA ALLO STATO LIMITE VITA (SLU=SLV)

Per la tipologia di opera in esame, il valore di  $a_g$  rappresentativo dell'area è pari a 0,157g, da cui  $a_g=1,54 \text{ m/s}^2$  con probabilità di superamento in 50 anni del 10% (SLV).

Inoltre per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si ricava:

- Un accelerazione massima data dall'espressione:

$$A_{max} = S * a_g = 2,249 \text{ m/s}^2$$

- Il coefficiente sismico orizzontale  $K_h$  con l'espressione:

$$K_h = \beta * A_{max}/g$$

- Il coefficiente sismico verticale  $K_v$  con l'espressione:

$$K_v = 0,5 * K_h$$

Con  $\beta = 0,240$

$$K_h = 0,055 \quad ; \quad K_v = 0,027$$

– VERIFICA ALLO STATO LIMITE DANNO (SLE=SLD)

Per la tipologia di opera in esame, il valore di  $a_g$  rappresentativo dell'area è pari a 0,056g, da cui  $a_g=0,55 \text{ m/s}^2$  con probabilità di superamento in 50 anni del 63% (SLD).

Inoltre per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLD) si ricava:

- Un accelerazione massima data dall'espressione:

$$A_{max} = S * a_g = 0,824 \text{ m/s}^2$$

- Il coefficiente sismico orizzontale  $K_h$  con l'espressione:

$$K_h = \beta * A_{max}/g$$

- Il coefficiente sismico verticale  $K_v$  con l'espressione:

$$K_v = 0,5 * K_h$$

Con  $\beta = 0,200$  si ottiene quindi:

$$K_h = 0,017 \quad ; \quad K_v = 0,008$$

## 6 MODELLO GEOLOGICO ED ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO

Dai dati emersi dalla prova penetrometrica è stato possibile determinare il seguente modello geologico del terreno di fondazione dell'opera in progetto.

Dall'indagine geognostica sono stati determinati, secondo le prescrizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC-08), i valori medi ( $f_m$ ) per ciascun orizzonte identificato, rimandando alla determinazione dei valori caratteristici ( $f_k$ ) al progettista in fase di elaborazione della relazione geotecnica come previsto dalla normativa vigente.

### — ORIZZONTE 1: Da 0,00 m. a -4,00 m. da p.c.:

La prova penetrometrica evidenzia un banco di argilla limosa con intercalazioni di limo sabbioso, avente mediocre capacità portante:

➤ Peso nell'unità di volume:	$\gamma_{\text{medio}}$	=	17,55 kN/m <sup>3</sup>
➤ Peso nell'unità di volume saturo:	$\gamma_{\text{sat}}$	=	18,34 kN/m <sup>3</sup>
➤ Coesione non drenata:	$C_{u \text{ medio}}$	=	35,30 kPa
➤ Modulo edometrico:	$M_o$	=	3517,65 kPa

### — ORIZZONTE 2: Da -4,00 m. a -9,00 m. da p.c.:

La prova penetrometrica evidenzia un banco di argilla organica, avente scarsa capacità portante:

➤ Peso nell'unità di volume saturo:	$\gamma_{\text{sat}}$	=	17,55 kN/m <sup>3</sup>
➤ Coesione non drenata:	$C_{u \text{ medio}}$	=	18,63 kPa
➤ Modulo edometrico:	$M_o$	=	2619,36 kPa

### — ORIZZONTE 3: Da -9,00 m. a -16,00 m. da p.c.:

La prova penetrometrica evidenzia un banco di argilla compatta alternata ad argilla limosa, avente discreta capacità portante:

➤ Peso nell'unità di volume saturo:	$\gamma_{\text{sat}}$	=	19,81 kN/m <sup>3</sup>
➤ Coesione non drenata:	$C_{u \text{ medio}}$	=	77,47 kPa
➤ Modulo edometrico:	$M_o$	=	4595,40 kPa

### — ORIZZONTE 4: Da -16,00 m. a -20,00 m. da p.c.:

La prova penetrometrica evidenzia un banco di sabbie limose, avente buona capacità portante:

➤ Peso nell'unità di volume saturo:	$\gamma_{\text{sat}}$	=	20,59 kN/m <sup>3</sup>
➤ Angolo d'attrito interno:	$\phi_{\text{medio}}$	=	45°
➤ Densità relativa:	$D_r$	=	50,06%
➤ Modulo elastico:	$M_o$	=	14676,63 kPa

La falda freatica è stata rilevata, nel foro di indagine, alla profondità di circa -1,30 metri dal piano campagna.

## 7 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Dal presente studio geotecnico si evince che:

- In base alle disposizioni della vigente normativa sulle costruzioni, i terreni che interessano il sito in esame appartengono alla categoria C della nuova classificazione sismica, ossia trattasi di *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT, 30 < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < Cu_{30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina)”*.
- Per la tipologia di opera in esame, il valore di  $a_g$  rappresentativo dell’area è pari a 0,157g, da cui  $a_g = 1,54$  m/s<sup>2</sup> con probabilità di superamento in 50 anni del 10% (SLV), ed il valore del coefficiente di amplificazione sismica  $S = 1,46$  da cui si ottiene un’accelerazione massima attesa al sito pari a  $A_{max} = 2,24$  m/s<sup>2</sup>.
- Il volume significativo investigato dalla campagna di indagine geognostica soddisfa le prescrizioni del D.M. 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche sulle Costruzioni) per l’entità dell’opera in progetto.
- Dalla verifiche effettuate sono emersi strati potenzialmente suscettibili di liquefazione ma caratterizzati da un basso potenziale di rottura (IL inferiore a 5) per la magnitudo di riferimento associata al sito.
- Con la presente si rimanda all’elaborazione geotecnica per la verifica agli stati limite del sistema terreno – manufatto come prescritto dalle N.T.C. 2008.

**Alla luce dei dati acquisiti, ed in base alle condizioni geologiche e tecniche prescritte dalle normative vigenti, si dà parere favorevole all’edificazione con le precisazioni sopra esposte.**

Cento, 15 Dicembre 2014

Istecnico  
Dott. Geol. Andrea Diegoli  




***ALLEGATO 1***  
***Tavole dati CPT 1***

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

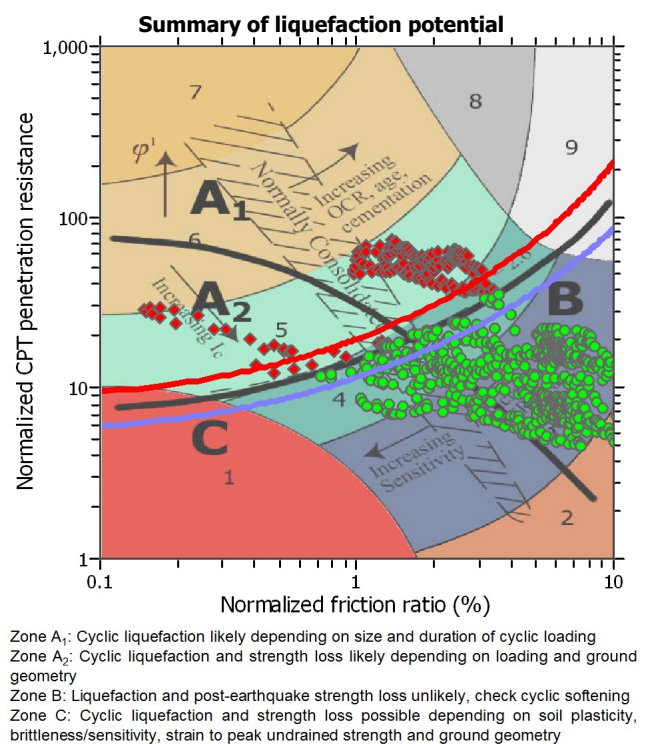
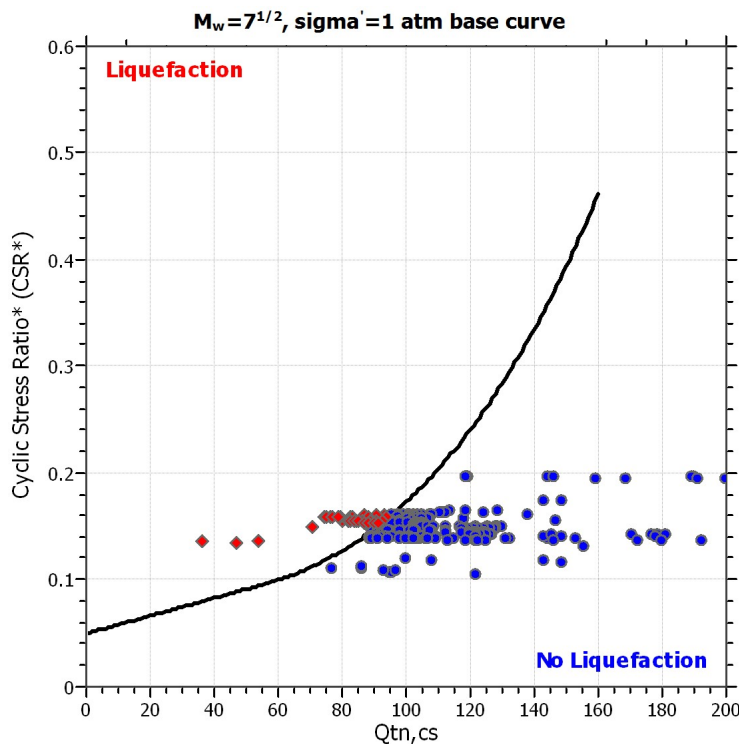
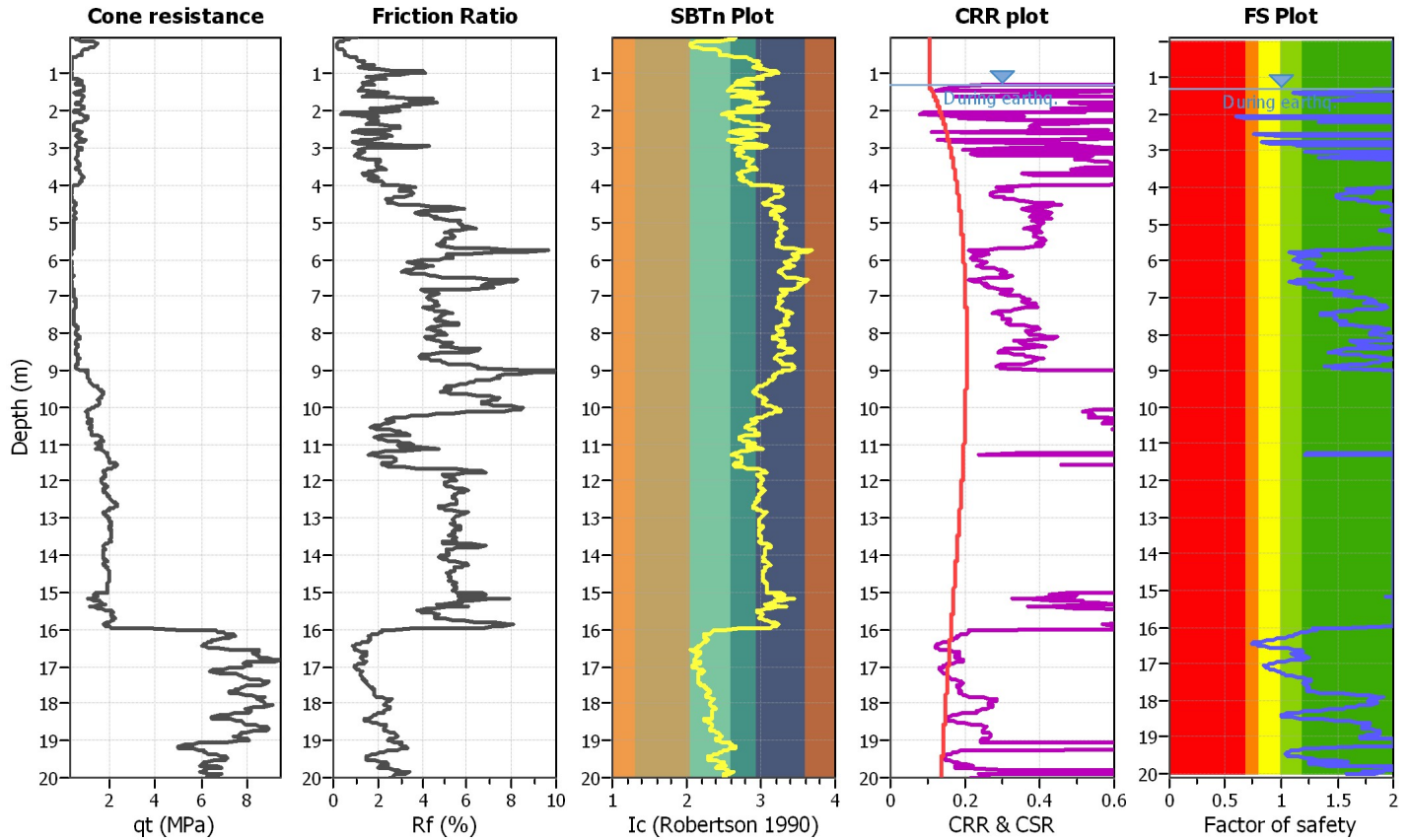
**Project title :**

**Location :**

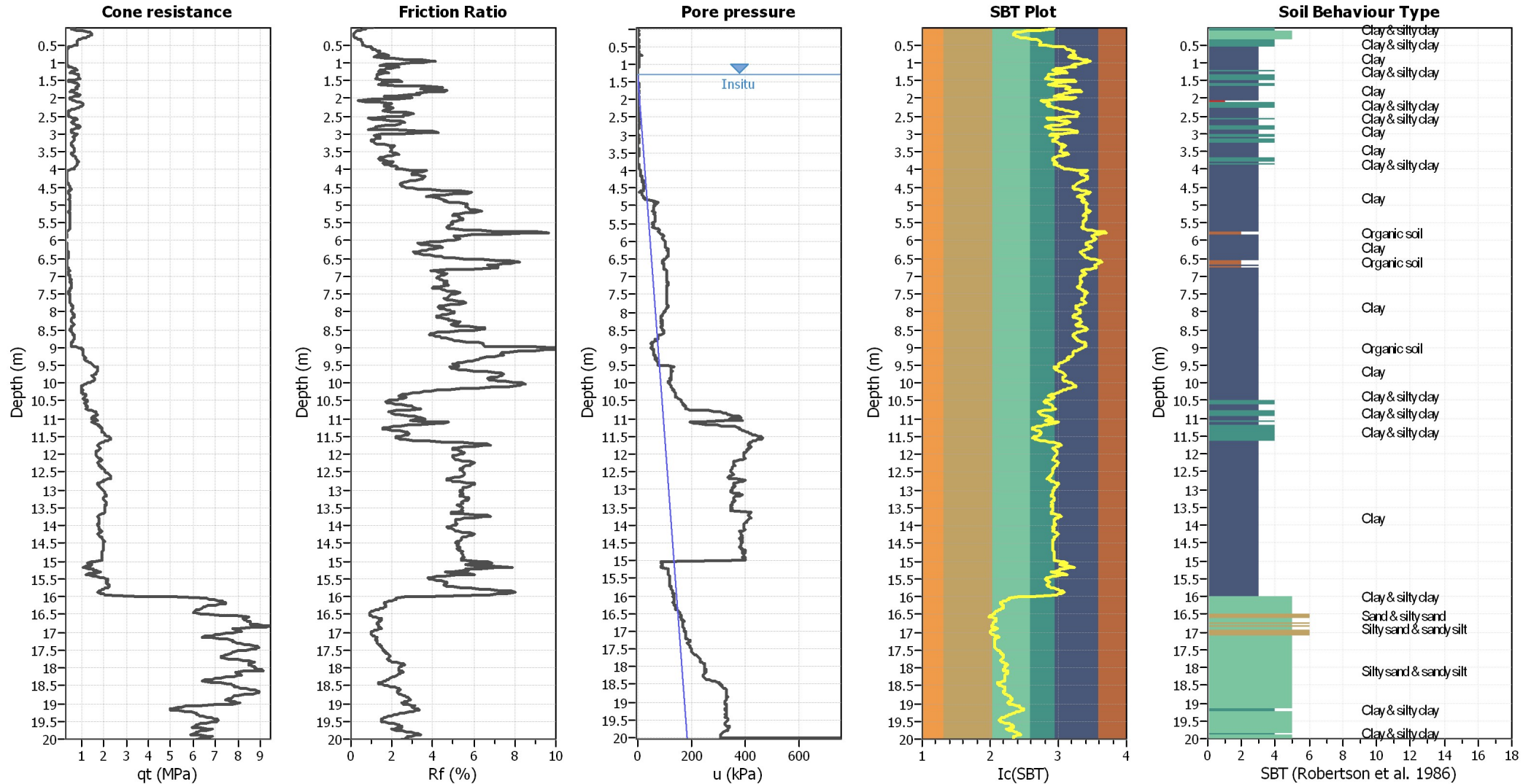
**CPT file : Via Ugo Bassi, 62 - Cento**

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	1.30 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	All soils
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	1.30 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	N/A
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	MSF method:	I&B, 2008
Peak ground acceleration:	0.23	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_0$ applied:	No		



### CPT basic interpretation plots



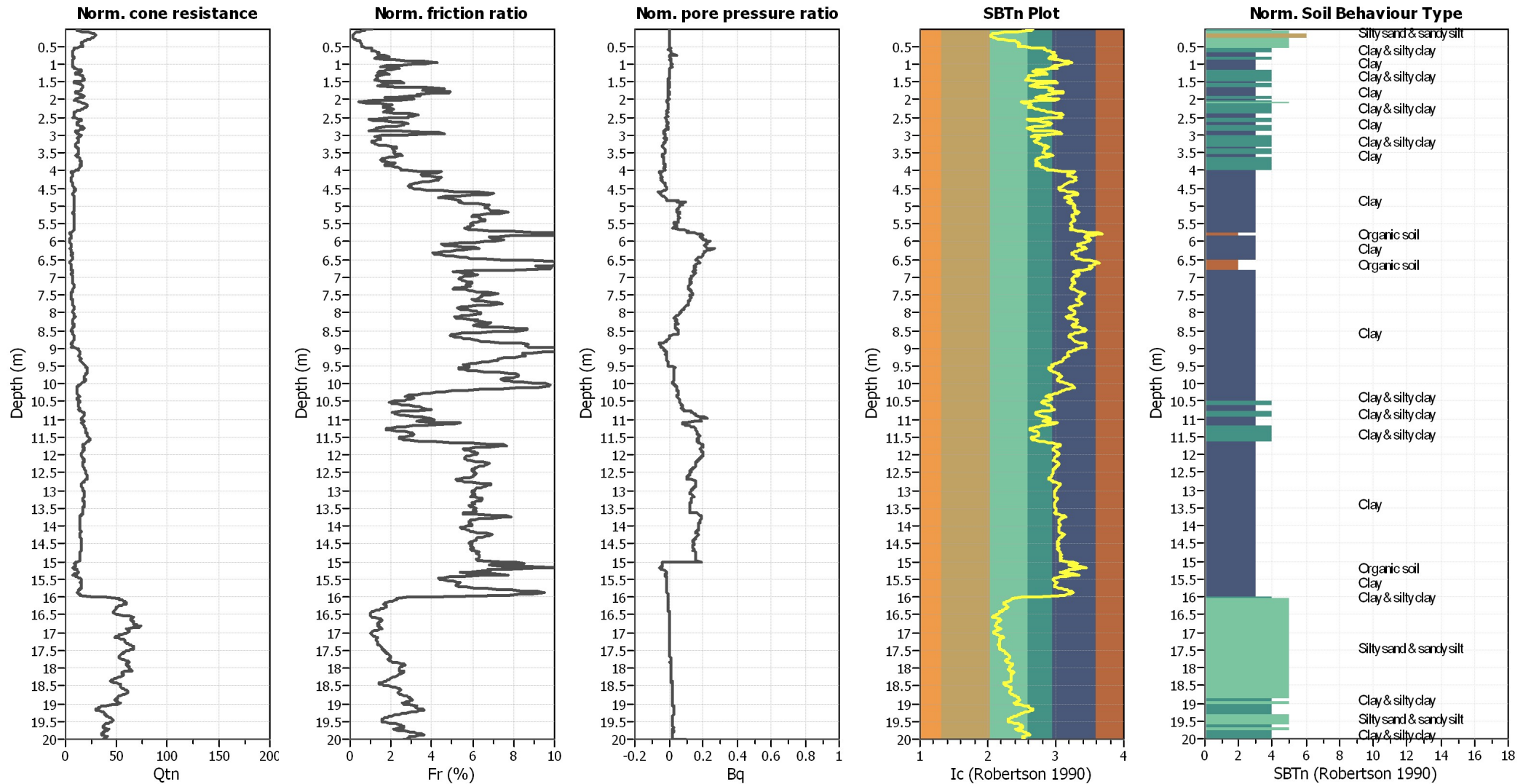
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Depth to water table (erthq.):	1.30 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>σ</sub> applied:	No
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.23	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.30 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

#### SBT legend

1. Sensitive fine grained	4. Clayey silt to silty	7. Gravely sand to sand
2. Organic material	5. Silty sand to sandy silt	8. Very stiff sand to
3. Clay to silty clay	6. Clean sand to silty sand	9. Very stiff fine grained

### CPT basic interpretation plots (normalized)



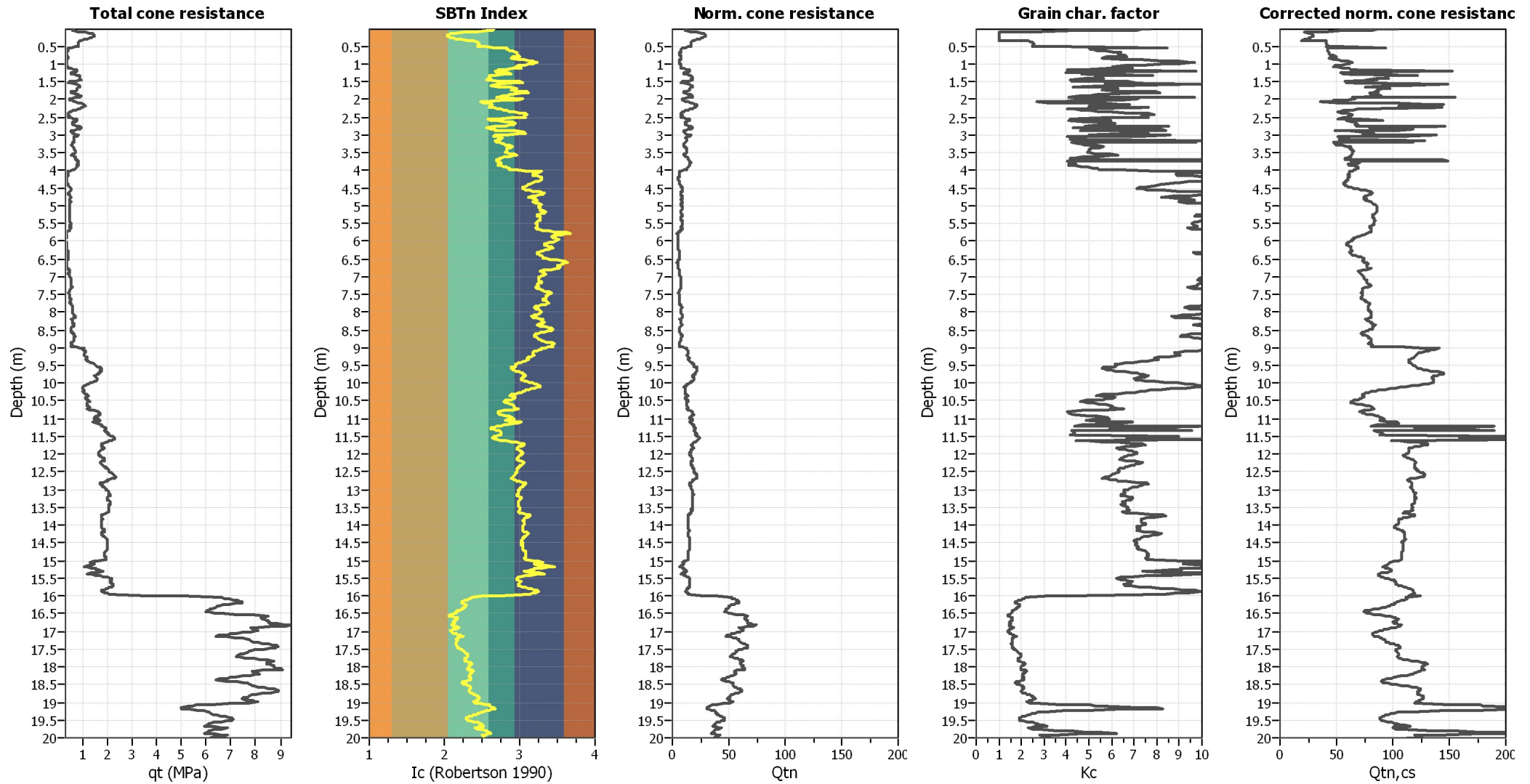
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Depth to water table (erthq.):	1.30 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>o</sub> applied:	No
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.23	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.30 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

#### SBTn legend

1. Sensitive fine grained	4. Clayey silt to silty	7. Gravely sand to sand
2. Organic material	5. Silty sand to sandy silt	8. Very stiff sand to
3. Clay to silty clay	6. Clean sand to silty sand	9. Very stiff fine grained

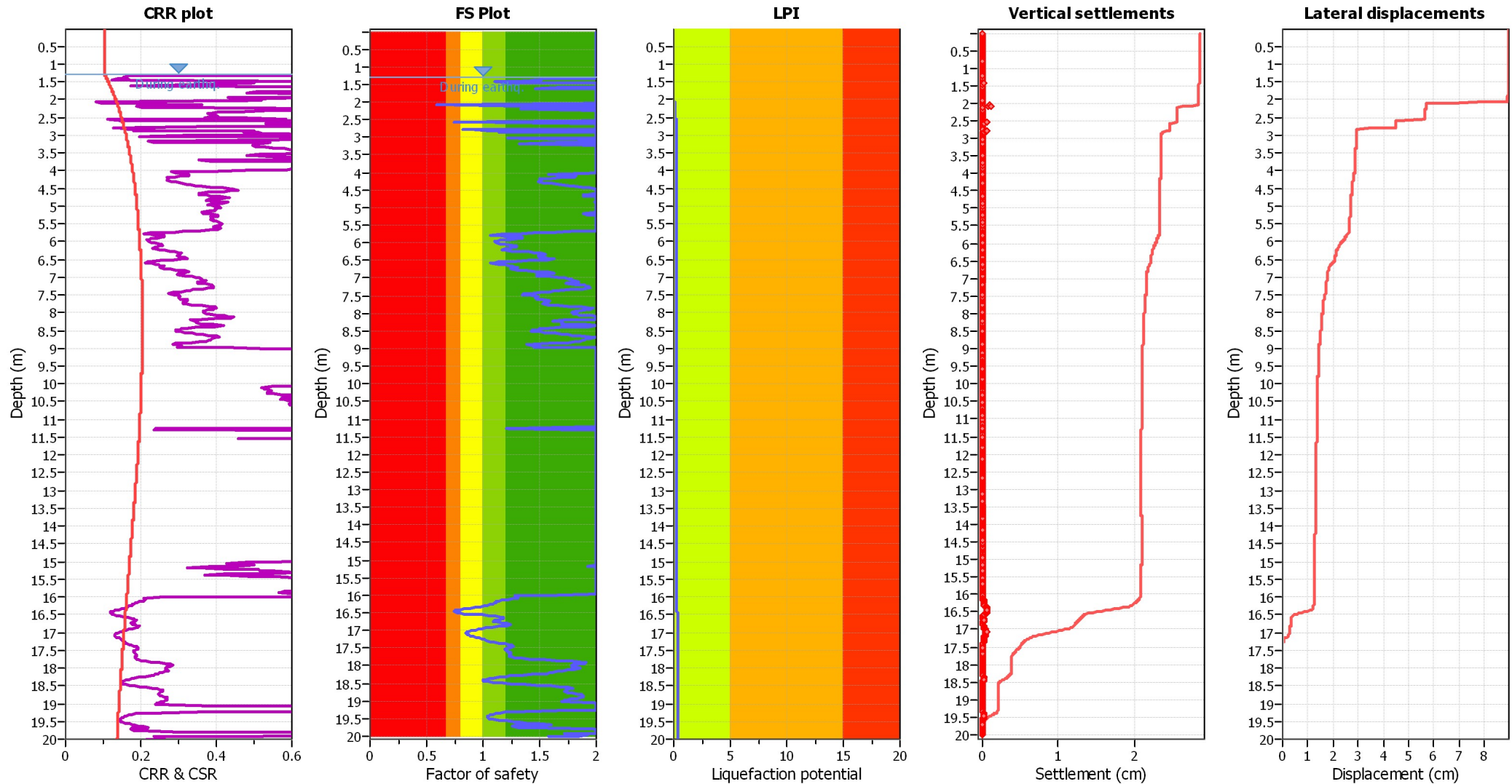
### Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Depth to water table (erthq.):	1.30 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>c</sub> applied:	No
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.23	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.30 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

### Liquefaction analysis overall plots



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Depth to water table (erthq.):	1.30 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_0$ applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.23	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.30 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

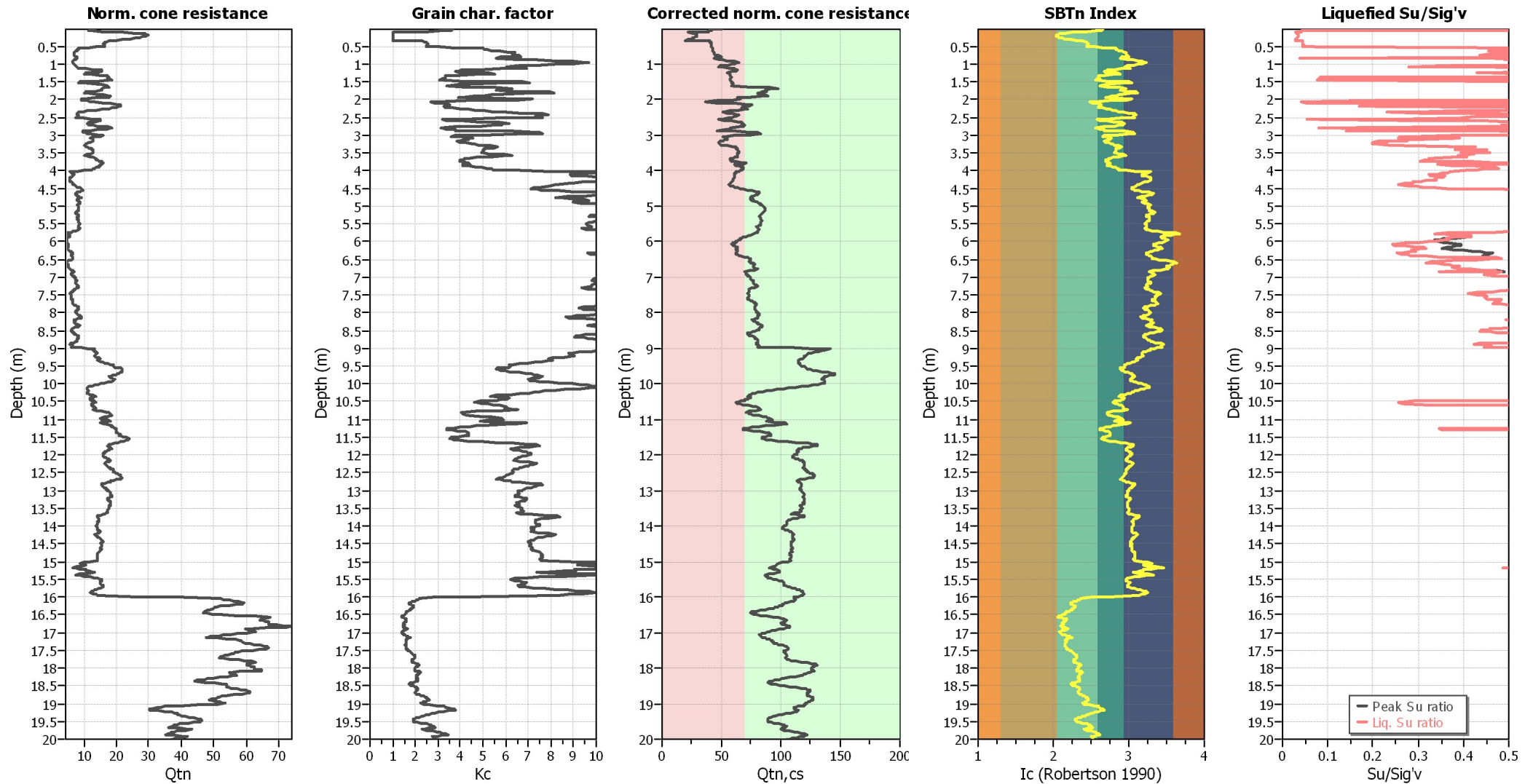
#### F.S. color scheme

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

#### LPI color scheme

- Very high risk
- High risk
- Low risk

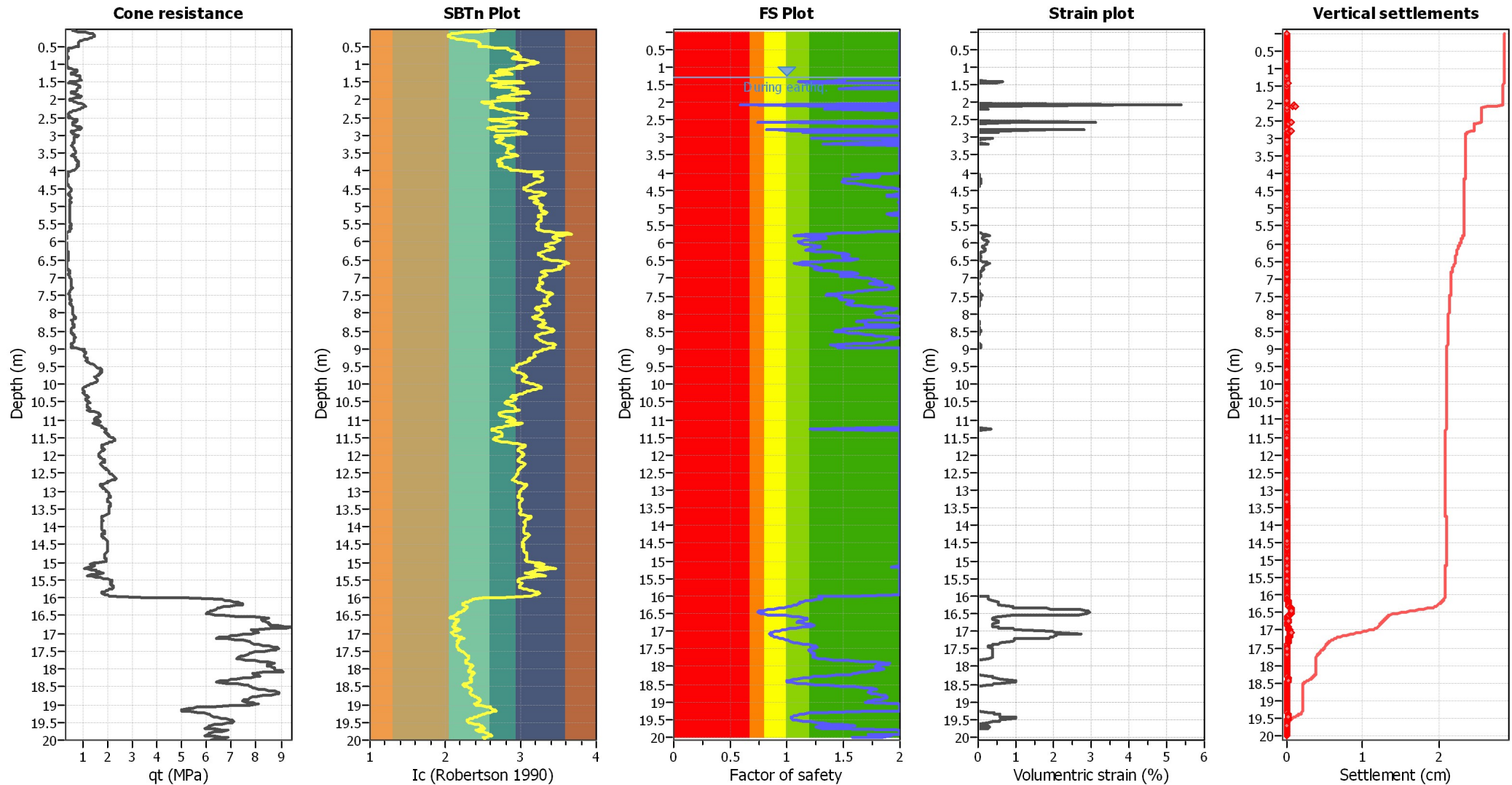
### Check for strength loss plots (Robertson (2010))



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Depth to water table (erthq.):	1.30 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>c</sub> applied:	No
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.23	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.30 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

### Estimation of post-earthquake settlements

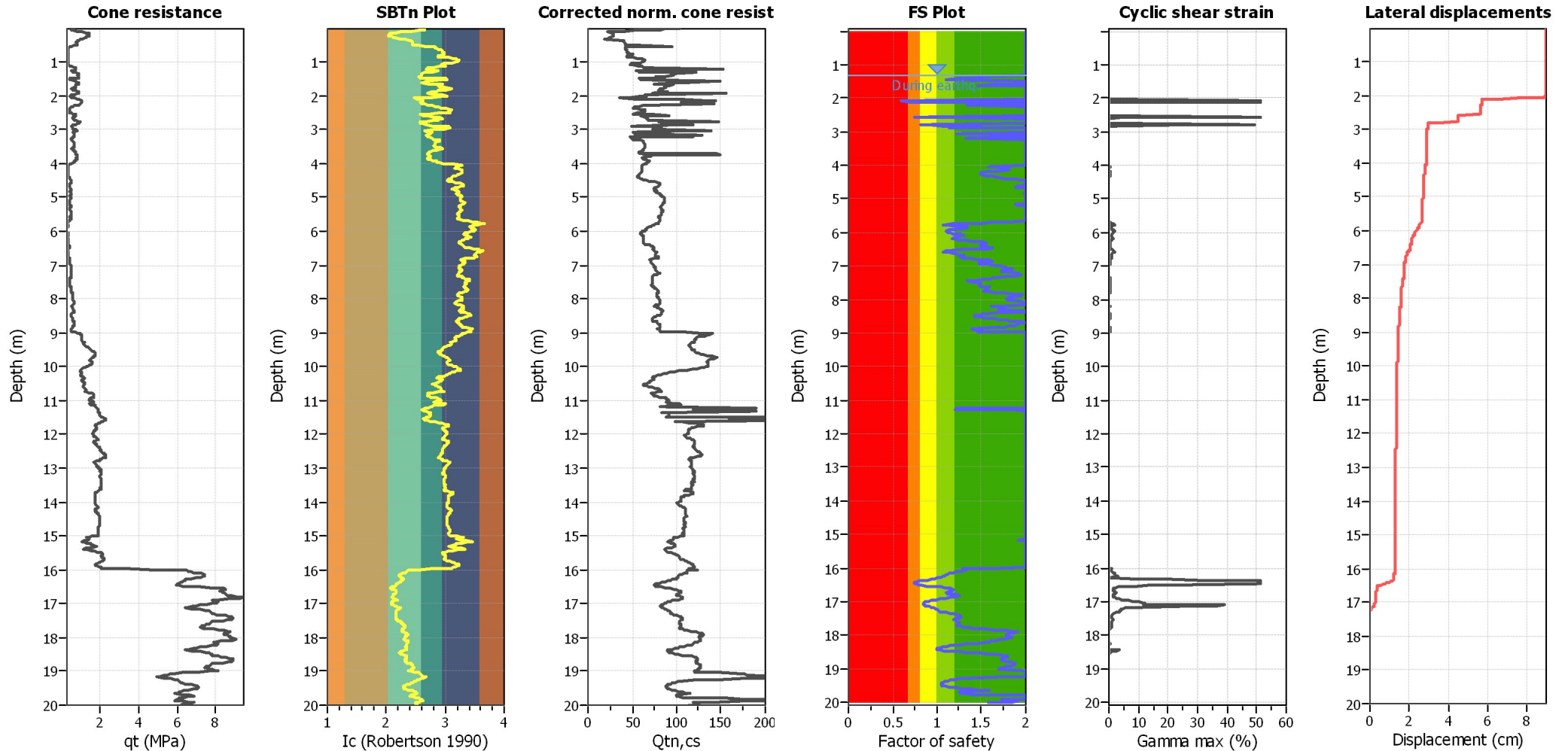


**Abbreviations**

- qt: Total cone resistance (cone resistance  $q_c$  corrected for pore water effects)
- I<sub>c</sub>: Soil Behaviour Type Index
- FS: Calculated Factor of Safety against liquefaction
- Volumetric strain: Post-liquefaction volumetric strain

### Estimation of post-earthquake lateral Displacements

Geometric parameters: Gently sloping ground without free face (Slope 1.00 %)



**Abbreviations**

qt: Total cone resistance (cone resistance  $q_c$  corrected for pore water effects)  
 Ic: Soil Behaviour Type Index  
 $Q_{tn,cs}$ : Equivalent clean sand normalized CPT total cone resistance

F.S.: Factor of safety  
 $\gamma_{max}$ : Maximum cyclic shear strain  
 LDI: Lateral displacement index

**Surface condition**



# ***ALLEGATO 2***

## ***Rapporto tecnico: Indagine MASW e REMI***

# STUDIO BOZZOLAN

INDAGINI GEOFISICHE - CONSULENZA AMBIENTALE

<b>Committente:</b>	Studio Geologico Tecnico Dott. Geol Andrea Diegoli
<b>Località:</b>	Via IV Novembre, 13 – Cento (FE)
<b>Indagine:</b>	indagine geofisica con la metodologia MASW e REMI

## RAPPORTO TECNICO

Codice Documento: 147_2014		Numero Pagine: 13			
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
A	24 03 14	Emissione	SB	MA	SB

**STUDIO BOZZOLAN**  
Via Matteotti, 8 – 45012 Ariano nel Polesine (RO)  
Mobile: +39 333 58 63 494  
email: [geosimone75@hotmail.com](mailto:geosimone75@hotmail.com)

# STUDIO BOZZOLAN

INDAGINI GEOFISICHE - CONSULENZA AMBIENTALE

## INDICE GENERALE

1.PREMESSA.....	3
2.DESCRIZIONE GENERALE DELLA PROCEDURA MASW.....	4
2.1ANALISI MULTICANALE DELLE ONDE SUPERFICIALI.....	4
2.2STRUMENTAZIONE E METODOLOGIA DI INDAGINE.....	6
3.RISULTATI DELL'INDAGINE SISMICA.....	8
3.1RAPPRESENTAZIONE DEI RISULTATI INDAGINE ATTIVA.....	8
3.2RAPPRESENTAZIONE DEI RISULTATI INDAGINE PASSIVA.....	9
3.3RAPPRESENTAZIONE DELLA CURVA DI DISPERSIONE SPERIMENTALE.....	10
.....	10
3.4ANALISI DEL PROFILO DELLE VELOCITA'.....	10
3.5DETERMINAZIONE DELLE VS30 E DELLA CATEGORIA DI SUOLO.....	12
4.CONCLUSIONI.....	13

# STUDIO BOZZOLAN

## INDAGINI GEOFISICHE - CONSULENZA AMBIENTALE

### 1. PREMESSA

Lo scrivente, su incarico dello Studio Geologico Tecnico del Dott. Geol. Andrea Diegoli ha eseguito in data 06 Marzo 2014 un'indagine sismica mediante il metodo MASW attivo e passivo presso civile abitazione sita in Via IV Novembre, 13 – Cento (FE)

L'indagine è consistita nell'esecuzione di n°1 stendimenti sismici con metodologia MASW per la determinazione del profilo verticale delle onde di taglio e del valore Vs30, necessario per la classificazione dei terreni di fondazione degli interventi in progetto nelle categorie di suolo descritte al paragrafo 3.2.2 delle N.T.C. 2008 "D.M. 14/01/2008" e dall'atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. 20/2000 "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio", in merito a "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per pianificazione territoriale e urbanistica" (Proposta della Giunta Regionale in data 10 gennaio 2007, n.1) della Regione Emilia Romagna.



*Figura 1 – Dettaglio profilo sismico*

# STUDIO BOZZOLAN

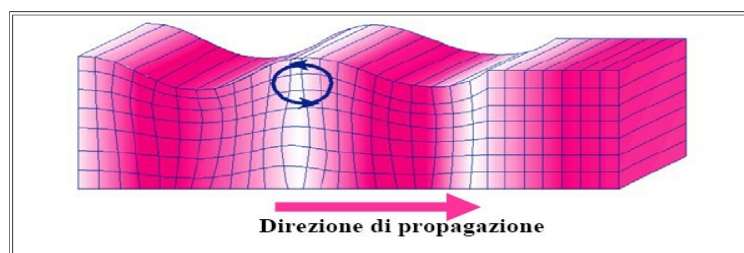
INDAGINI GEOFISICHE - CONSULENZA AMBIENTALE

## 2. DESCRIZIONE GENERALE DELLA PROCEDURA MASW

### 2.1 ANALISI MULTICANALE DELLE ONDE SUPERFICIALI

Il metodo MASW è una tecnica di indagine non invasiva che permette di individuare il profilo di velocità delle onde di taglio  $V_s$ , sulla base della misura delle onde superficiali eseguita in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidezza della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde.

Le onde di Rayleigh sono generate dall'interazione tra le onde di pressione e le onde di taglio verticali ogni qualvolta esiste una superficie libera in un mezzo omogeneo ed isotropo. Alla superficie libera hanno un moto ellittico retrogrado (antiorario) che si inverte ad una profondità di  $\lambda/2\pi$ . In un semispazio elastico, omogeneo ed isotropo, le onde di Rayleigh non presentano dispersione e la velocità di propagazione è indipendente dalla frequenza e il moto indotto dalla propagazione si smorza rapidamente, sino ad estinguersi ad una profondità pari circa ad una lunghezza d'onda. Da questo deriva che la profondità raggiunta dipende dalla lunghezza d'onda, e che, a diverse lunghezze d'onda corrisponde la stessa velocità di fase. La teoria della propagazione delle onde superficiali è ben conosciuta ed è stata descritta dettagliatamente da Ewing et al. (1957).



*Figura 2 – Rappresentazione grafica della propagazione delle onde superficiali di Rayleigh caratterizzata dall'oscillazione polarizzata in un piano verticale e con movimento delle particelle retrogrado rispetto alla direzione di propagazione dell'onda*

In un mezzo verticalmente eterogeneo, costituito cioè da strati aventi proprietà meccaniche differenti, le onde superficiali mostrano un carattere fortemente dispersivo,

# STUDIO BOZZOLAN

INDAGINI GEOFISICHE - CONSULENZA AMBIENTALE

cioè onde con diverse lunghezze viaggiano con diverse velocità di fase e di gruppo (Achenbah, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980). Ciò significa che lunghezze d'onda diverse interessano strati differenti ai quali sono associate proprietà meccaniche diverse: ogni lunghezza d'onda si propaga ad una velocità di fase che dipende dalle caratteristiche dello strato interessato dalla propagazione; onde ad alta frequenza (con lunghezza d'onda corta) si propagano negli strati più superficiali mentre onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi.

Per ottenere un profilo delle Vs bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore. I dati acquisiti vengono sottoposti successivamente ad una fase di processing che consente di stimare la curva di dispersione (curva apparente derivante dalla sovrapposizione delle curve relative ai vari modi di vibrazione) caratteristica del sito in oggetto, ovvero la velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza.

Esistono diverse tecniche per estrarre dai sismogrammi acquisiti le caratteristiche dispersive del sito.

La metodologia più diffusa è l'analisi spettrale nel dominio f-k (frequenza-numero d'onda). I dati sismici registrati vengono sottoposti ad una doppia trasformata di Fourier che consente di passare dal dominio x-t (spazio-tempo) al dominio f-k. Lo spettro f-k del segnale consente di ottenere una curva di dispersione per le onde di Rayleigh, nell'ipotesi che nell'intervallo di frequenze analizzato le onde che si propagano con il maggior contenuto di energia siano proprio le onde di Rayleigh e che le caratteristiche del sito siano tali da consentire la propagazione delle onde superficiali e un comportamento dispersivo delle stesse. La velocità delle onde di Rayleigh è infatti associata ai massimi dello spettro f-k; si può così ottenere una curva di dispersione individuando ad ogni frequenza un picco spettrale al quale è associato un numero d'onda k e quindi una velocità delle onde di Rayleigh  $V_r$  determinabile in base alla teoria delle onde dalla relazione:

$$V_r(f) = 2\pi f/k$$

Riportando le coppie di valori  $V_r$ -f in un grafico si ottiene la curva di dispersione utilizzabile nella successiva fase di inversione. La fase di inversione deve essere preceduta da una

# STUDIO BOZZOLAN

## INDAGINI GEOFISICHE - CONSULENZA AMBIENTALE

parametrizzazione del sottosuolo, che viene di norma schematizzato come un mezzo visco-elastico a strati piano-paralleli, omogenei ed isotropi, nel quale l'eterogeneità è rappresentata dalla differenziazione delle caratteristiche meccaniche degli strati. Il processo di inversione è iterativo: a partire da un profilo di primo tentativo, costruito sulla base di metodi semplificati, il problema diretto viene risolto diverse volte variando i parametri che definiscono il modello. Il processo termina quando viene individuato quel set di parametri di modello che minimizza la differenza tra il set di dati sperimentali (curva di dispersione misurata) e il set di dati calcolati (curva di dispersione sintetica). Il processo di inversione si basa su algoritmi di minimizzazione ai minimi quadrati che consentono di automatizzare la procedura.

Le componenti a bassa frequenza (lunghezze d'onda maggiori), sono caratterizzate da forte energia e grande capacità di penetrazione, mentre le componenti ad alta frequenza (lunghezze d'onda corte) hanno meno energia e una penetrazione superficiale. Grazie a queste proprietà, una metodologia che utilizzi le onde superficiali può fornire informazioni sulle variazioni delle proprietà elastiche dei materiali prossimi alla superficie al variare della profondità. La velocità delle onde S ( $V_s$ ) è il fattore dominante che governa le caratteristiche della dispersione.

### 2.2 STRUMENTAZIONE E METODOLOGIA DI INDAGINE

Il metodo di indagine MASW adottato si distingue in:

- Attivo (MASW - Multichannel Analysis of Surface Waves): i geofoni rilevano le onde superficiali, prodotte da una sorgente impulsiva (massa battente) disposta a piano campagna, che vengono registrate da uno stendimento lineare composto da numerosi ricevitori posti a breve distanza; le frequenze che interessano l'analisi sono generalmente comprese tra 5 e 70 Hz;
- Passivo (REMI - Refractor Microtremor): i geofoni rilevano il rumore naturale (o di fondo); analizza generalmente le frequenze tra 0 e 10 Hz.

La campagna di acquisizione sismica è stata svolta utilizzando un acquisitore sismico della Sara Electronics Instruments, denominato DoReMi, composto da:

# STUDIO BOZZOLAN

## INDAGINI GEOFISICHE - CONSULENZA AMBIENTALE

- due serie di cavi da 12 canali ciascuno, per un totale di 24 canali (frequenze variabili di acquisizione di ciascun canale da 200 a 20000 Hz);
- registratore sismico, posizionato in corrispondenza di ogni geofono, per la memorizzazione del dato ricevuto dal sensore e l'invio in modalità digitale al PC;
- convertitore analogico digitale di tipo SAR a 16 bit con una dinamica di 88dB a 10000Hz,;
- interfaccia RS232 sismografo – PC

L'acquisizione dei dati sismici è così avvenuta:

- **metodo attivo**: è stata effettuata 1 stesa sismica con passo intergeofonico di 3 metri e 13 geofoni ubicata come dalla planimetria riportata di seguito. Si sono acquisiti vari shot in modo da avere un maggior set di dati e poter scegliere quelli più adatti alla successiva elaborazione. La frequenza propria dei sensori è la classica e raccomandata per tale tipologia di indagini (4,5 Hz).
- **metodo passivo**: sulla stessa stesa utilizzata per il metodo attivo si sono realizzate 2 acquisizioni di sismica passiva, di un minuto ciascuna, concatenate, in fase di pre - processing, in un unico file di 2 minuti, in modo da colmare il “vuoto” alle basse frequenze della sismica attiva (**in fase di elaborazione si è utilizzato un solo minuto perché più ricco di informazioni**).



Figura 3 – Ubicazione profilo sismico (linea rossa)

# STUDIO BOZZOLAN

INDAGINI GEOFISICHE - CONSULENZA AMBIENTALE

## 3. RISULTATI DELL'INDAGINE SISMICA

### 3.1 RAPPRESENTAZIONE DEI RISULTATI INDAGINE ATTIVA

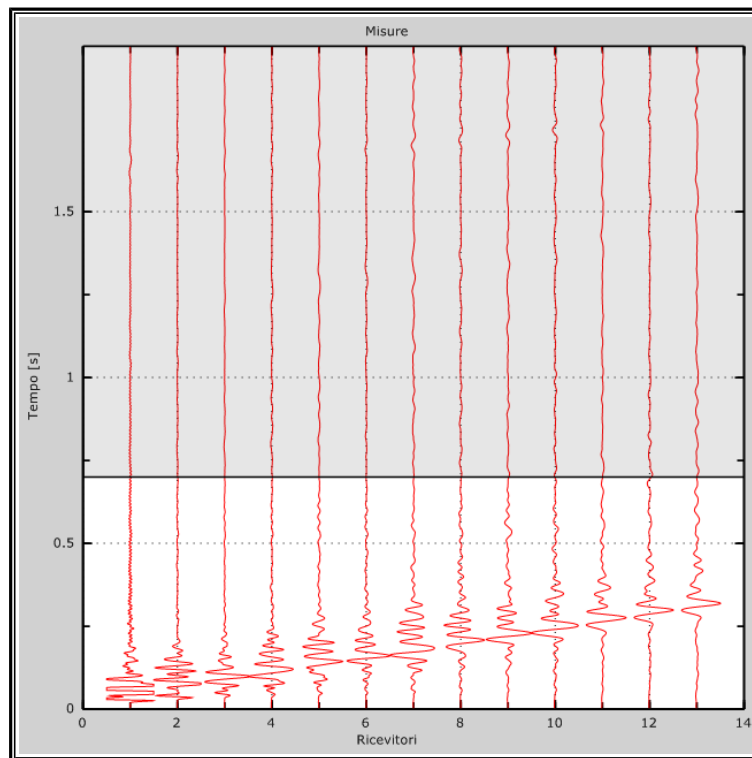
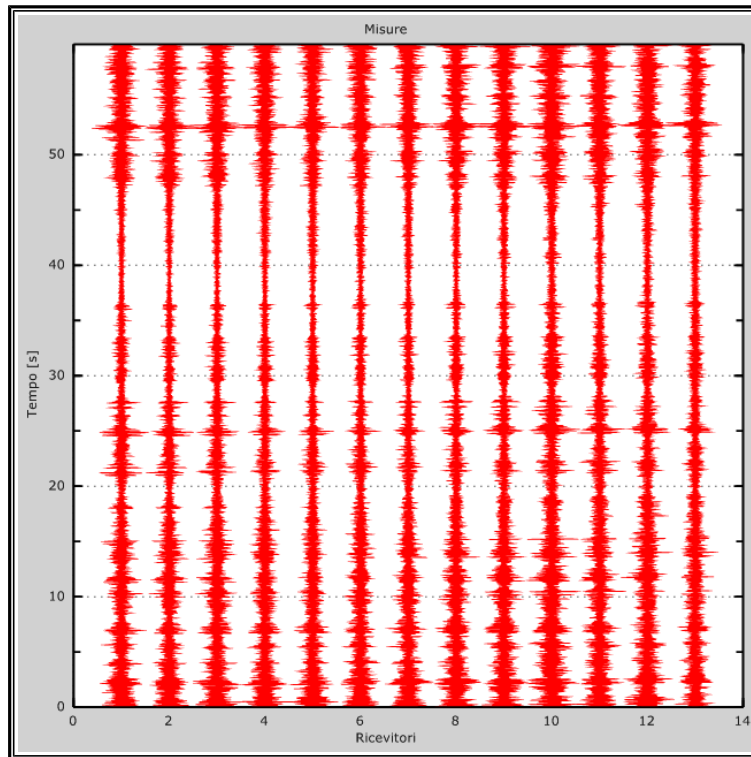


Figura 4 – Tracce sperimentali indagine attiva

# STUDIO BOZZOLAN

INDAGINI GEOFISICHE - CONSULENZA AMBIENTALE

## 3.2 RAPPRESENTAZIONE DEI RISULTATI INDAGINE PASSIVA



*Figura 5 - tracce sperimentali indagine passiva*

# STUDIO BOZZOLAN

## INDAGINI GEOFISICHE - CONSULENZA AMBIENTALE

### 3.3 RAPPRESENTAZIONE DELLA CURVA DI DISPERSIONE SPERIMENTALE

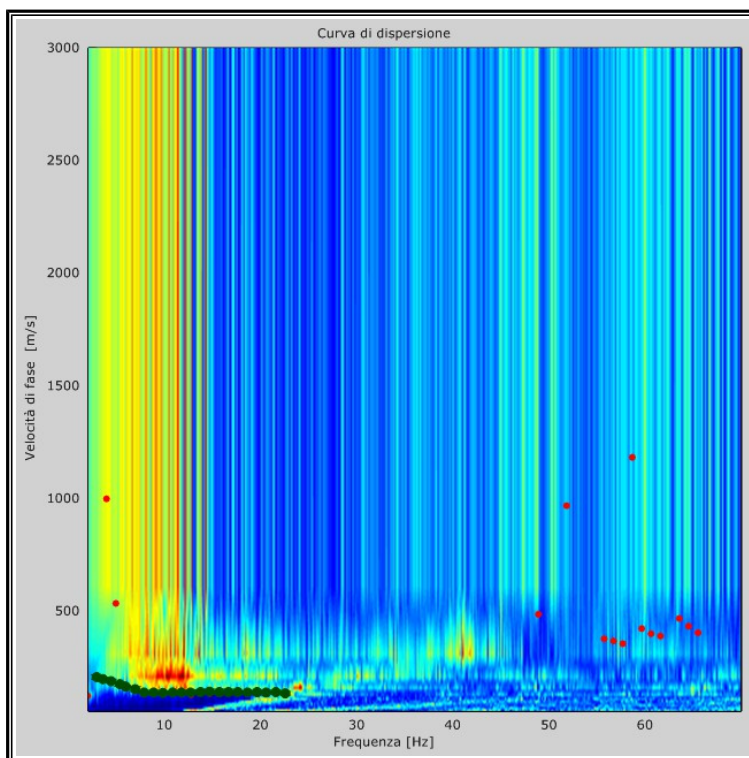


Figura 6 - Curva di dispersione sperimentale

### 3.4 ANALISI DEL PROFILO DELLE VELOCITA'

Dall'esecuzione dell'indagine sismica è emersa la seguente successione della velocità delle onde sismiche.

Strato	h [m]	z [m]	Vs fin. [m/s]	Vp [m/s]	Falda (S/N)
Strato 1	2,0	-2,0	149	310	N
Strato 2	3,0	-5,0	157	801	S
Strato 3	3,0	-8,0	132	673	S
Strato 4	4,0	-12,0	172	877	S
Strato 5	4,0	-16,0	196	999	S
Strato 6	5,0	-21,0	211	1076	S
Strato 7	5,0	-26,0	221	1127	S
Strato 8	/	-∞	245	1249	S

Di seguito si riportano le immagini relative alla curva di dispersione delle onde di Rayleigh e del modello che ne deriva previa inversione dei dati.

# STUDIO BOZZOLAN

INDAGINI GEOFISICHE - CONSULENZA AMBIENTALE

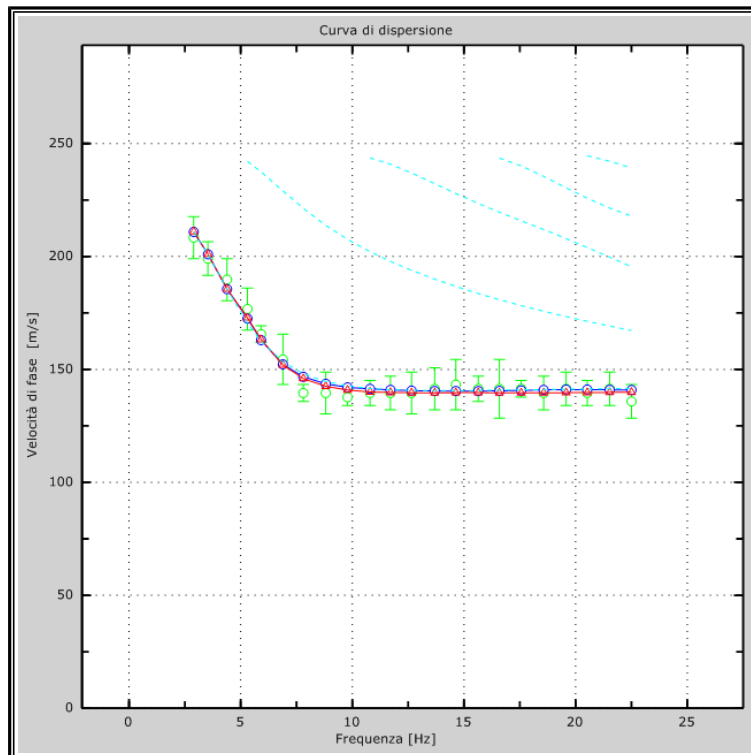


Figura 7 - Velocità numeriche  
(Punti sperimentali - verde, modi di Rayleigh - ciano, curva apparente - blu, curva numerica - rosso)

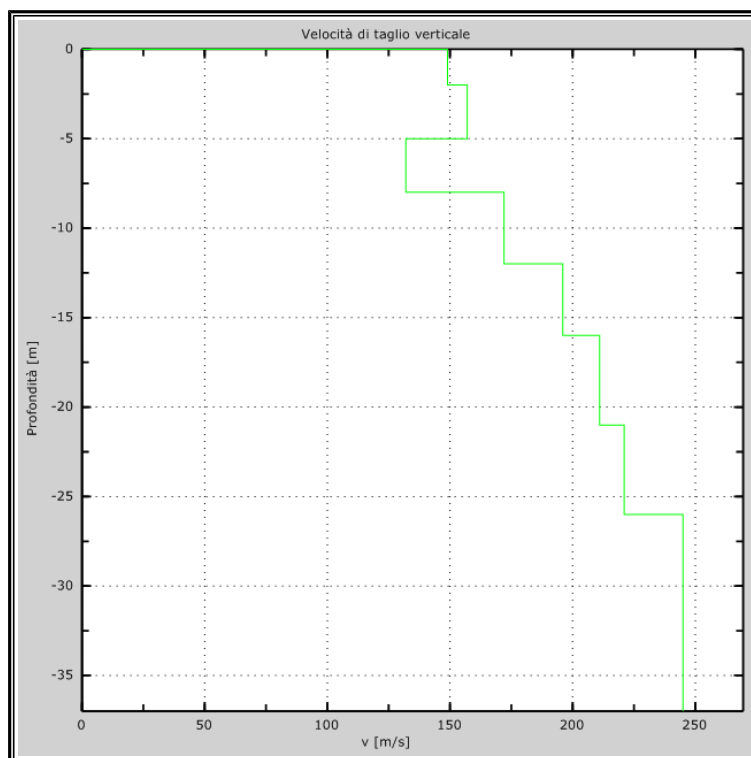


Figura 8 - Profilo verticale di velocità delle Vs

# STUDIO BOZZOLAN

## INDAGINI GEOFISICHE - CONSULENZA AMBIENTALE

### 3.5 DETERMINAZIONE DELLE VS30 E DELLA CATEGORIA DI SUOLO

L'indagine sismica, considerando la sismostratigrafia fino alla profondità di -30,00 metri da p.c., ha permesso la determinazione della velocità delle  $V_{s,30}$ , ricavata dalla formula riportata nel D.M. del 14 Gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni":

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \text{ [m/s]}.$$

dove  $h_i$  e  $V_{s,i}$  rappresentano rispettivamente lo spessore e la velocità di propagazione delle onde di taglio attraverso lo strato  $i$ -esimo entro 30 metri di profondità.

Utilizzando la formula sopra riportata si ottiene il seguente valore:

$$\mathbf{V_{s,30} = 185 \text{ m/s}}$$

I terreni di fondazione interessati dalla progettazione sismica, come prescritto al paragrafo 3.2.2 dal D.M. 14 Gennaio 2008, appartengono a:

#### **suolo di fondazione di tipo C**

*ovvero, come definito in Tabella 3.2.II (Categorie di sottosuolo):* Tipo C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT_{30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < cu_{30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina).

# STUDIO BOZZOLAN

## INDAGINI GEOFISICHE - CONSULENZA AMBIENTALE

### 4. CONCLUSIONI

L'investigazione sismica ha permesso di individuare la velocità delle onde S nei primi 30 metri di profondità nel sito indagato. Dall'analisi ed elaborazione dei dati è emerso che la  $V_s$  30 in corrispondenza del profilo sismico analizzato è tipica di suoli di tipo C.

**Si sottolinea che il suolo, se alla verifica alla liquefazione o per notizie storiche, dovesse risultare liquefacibile, passerebbe dalla categoria C alla categoria S2.**

**L'indicazione della categoria di suolo si riferisce al solo valore di  $V_s$  30 misurata e la classificazione è valida una volta che si sia esclusa l'appartenenza a suoli di tipo S2.**