

Via Valsellustra 32
40060 Dozza - BOLOGNA



Studio Samuel Sangiorgi
Geologia Applicata

Comune:

COMUNE DI BENTIVOGLIO (BO)

Oggetto:

AMBITO ANS-C 10 — Comparto 10.1
RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA

Stesura:

gennaio 2020

Elaborazione:

Dott. Geol. Samuel Sangiorgi



tel/fax 0542 640279

mail info@studiosamuelsangiorgi.eu

www.studiosamuelsangiorgi.eu



Indice generale

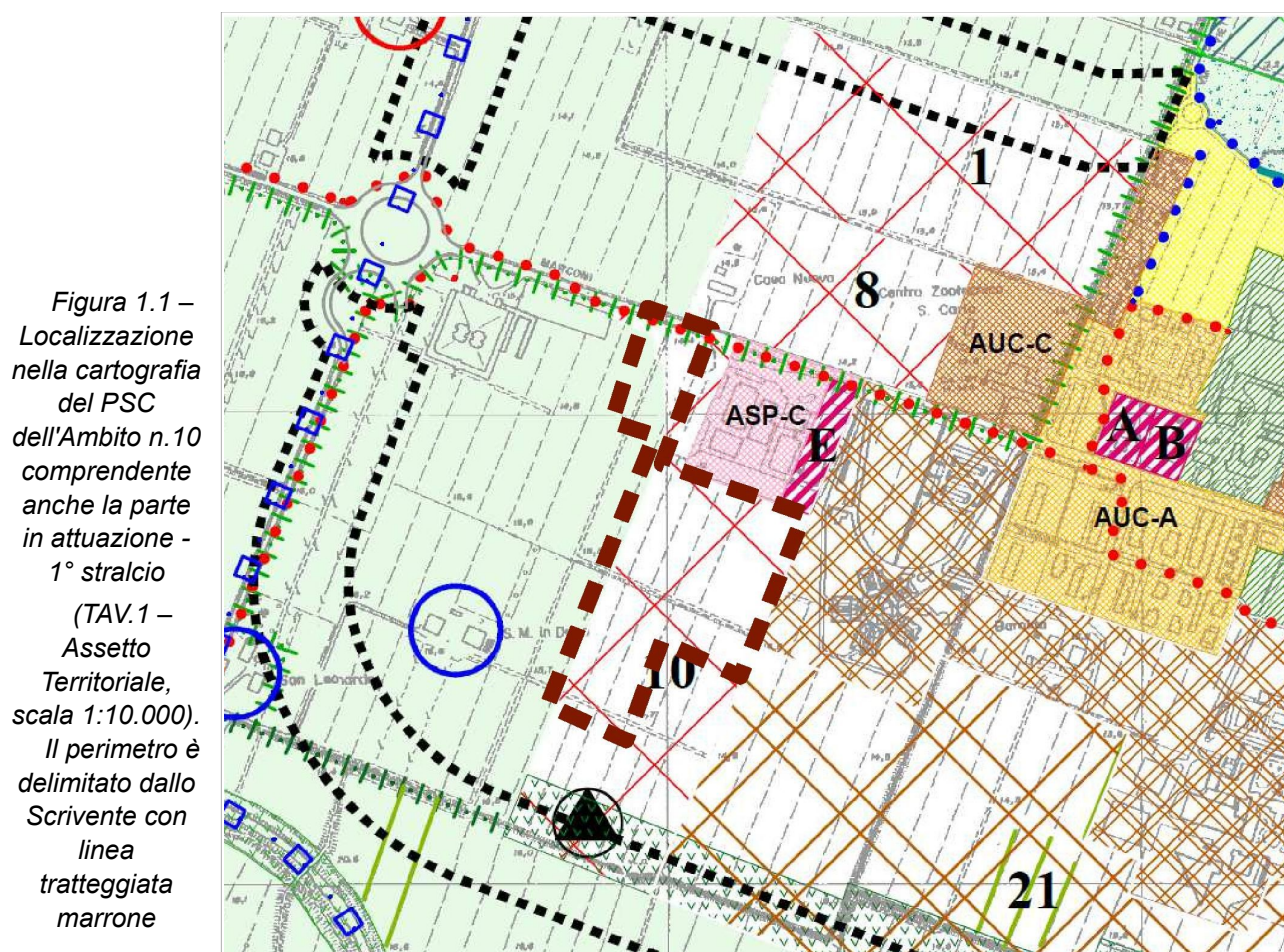
1	PREMESSA.....	2
2	METODO DI LAVORO.....	4
2.1	Contenuti della relazione e metodi analitici perseguiti.....	4
2.2	Dati di riferimento e di repertorio.....	4
2.3	Indagini geognostiche/geofisiche di riferimento.....	5
3	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA.....	8
3.1	Geologia.....	8
3.2	Contesto idrogeologico ed elementi di pericolosità idraulica.....	9
4	CATTERIZZAZIONE SISMICA.....	11
4.1	Sorgenti sismogeniche e microzonazione sismica comunale.....	11
4.2	Verifiche della liquefacibilità (approfondimenti di “livello 3”).....	17
4.2.1	Aspetti generali.....	17
4.2.2	Stima del fattore di sicurezza e dei cedimenti post sisma.....	20
4.2.3	Analisi sito specifica del rischio di liquefazione.....	22
4.3	Caratterizzazione sismica ai sensi delle NTC vigenti.....	24
4.3.1	Pericolosità sismica di base.....	24
4.3.2	Modellazione sismostratigrafica, valutazione degli effetti di sito e parametri di azione sismica....	25
5	Caratterizzazione geologico-tecnica del sottosuolo.....	28
5.1	Interpretazione degli esiti delle indagini “in situ”.....	28
5.2	Definizione dei parametri geotecnici di progetto.....	32
5.3	Indicazioni sulle opere di fondazione e approfondimenti sui cedimenti ammissibili.....	33
6	conclusioni.....	39

1 PREMESSA

Lo Studio scrivente è stato incaricato di redigere lo studio geologico e sismico propedeutico alla progettazione del primo stralcio attuativo dell'Ambito di PSC classificato ANS-C e complessivamente denominato "Ambito n.10" (figura 1.1).

Tale porzione d'ambito è stato inserito nel Piano Operativo Comunale (adottato con delibera C.C. n.44 del 27/11/2017).

Il progetto attuativo prevede la realizzazione di nuovi insediamenti urbani a funzioni integrate, parcheggi pubblici e aree a verde pubblico (figura 1.2).



La presente Relazione geologica e sismica è redatta ai sensi della L.R. 20/2000 (e succ. modifiche) e della L.R. 19/2008 ("Norme per la riduzione del rischio sismico").

Lo studio ha ulteriormente analizzato gli elementi geologici e sismici locali in coerenza con quanto indicato nelle conclusioni (scheda di sintesi) della Relazione Geologica e Sismica elaborata per la proposta di inserimento nel POC dell'area in attuazione (Sangiorgi, 2017). In particolare, si sono ulteriormente approfonditi gli aspetti di caratterizzazione geotecnica e sismica, in relazione alle caratteristiche prestazionali degli edifici da realizzare.

Occorre precisare che le indagini in situ e le analisi geologiche e sismiche espletate per la proposta di inserimento dell'area di studio nel POC di Bentivoglio, hanno già consentito di effettuare gli approfondimenti sulla pericolosità sismica ai sensi della recente DGR 2193/2015. Tali esiti verranno ripresi e aggiornati ai sensi della successiva DGR 630/2019.



Figura 1.2 – Planimetria progettuale del primo stralcio attuativo previsto per l'Ambito n.10 (l'area di interesse è contenuta nel perimetro in rosso)

2 METODO DI LAVORO

2.1 Contenuti della relazione e metodi analitici perseguiti

La presente Relazione descrive gli esiti delle seguenti analisi:

1. la raccolta delle indagini e dei dati di repertorio, di riferimento per questo lavoro, e la descrizione del piano delle indagini integrative;
2. la caratterizzazione geologica e in particolare la descrizione degli aspetti più generali di geologia, geomorfologia idrogeologia e pericolosità idraulica;
3. la caratterizzazione geotecnica dei sedimenti compresi nel “volume significativo”, basata sull’analisi dei dati delle indagini geognostiche di repertorio (in particolare sulle prove CPTC/CPTU eseguite nell’area di studio), che permettono la stima dei parametri tessiturali e meccanici dei sedimenti attraversati mediante correlazioni empiriche desunte dalle seguenti fonti bibliografiche scientifiche, ampiamente accreditate: “Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 4th Edition, July 2010” (Robertson, P.K., Cabal K.L.) e “Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., Can. Geotech. J. 46(11), 2009” (Robertson, P.K.);
4. L’analisi della pericolosità sismica locale, basata sull’analisi della sismicità storica dell’area (pericolosità sismica di base) e sull’elaborazione delle verifiche quantitative degli effetti cosismici potenzialmente attesi (amplificazione; liquefazione e cedimenti post sisma) in coerenza con le NTC vigenti con la DGR 630/2019.

Per quanto riguarda le verifiche di liquefacibilità nei sedimenti granulari e fini poco coesivi, si sono espletate analisi quantitative di tipologia deterministica, basate sugli esiti delle prove CPTC/CPTU e utilizzando il riconosciuto metodo di valutazione stocastica NCEER (1998; 2001) aggiornato da Robertson (2009; 2010). Si fornisce, infine, un’ulteriore analisi del rischio di liquefazione, in considerazione dell’edificazione di progetto, mediante il calcolo dell’indice del potenziale di liquefazione LPI (Liquefaction Potential Index) di Iwasaki et al. (1982) e la stima del parametro LSN (Liquefaction Severity Number), proposto da Tonkin & Taylor (2013).

2.2 Dati di riferimento e di repertorio

- Per il contesto geologico e geolitologico → ci si è riferiti alla Carta Geologica in scala 1:10.000 della Regione Emilia-Romagna (pubblicata nel sito internet del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli – SGSS – della nostra Regione). Per il modello geologico profondo si sono inoltre considerate le sezioni geologiche RER anch’esse pubblicate nel sito internet del SGSS e la Carta Sismotettonica della Regione Emilia-Romagna alla scala 1:250.000 (SGSS RER e CNR, 2006);
- Per il contesto idrogeologico → ci si è riferiti alla Carta Idrogeologica elaborata alla scala 1:25.000 (tav.AC.1.2b) per il Quadro Conoscitivo del PSC dei Comuni delle associazioni

“Reno-Galliera” e “Terre d'Acqua”, e ai dati piezometrici ricavati direttamente dalle prove eseguite nell'area di interesse;

- Per la pericolosità idraulica → ci si è riferiti al Piano di Gestione rischio Alluvioni realizzato dalle UoM del Distretto idrografico Appennino Settentrionale, tra cui Reno (UoM ITI021), Regionali Romagnoli (UoM ITR081), Marecchia-Conca (UoM ITI01319) in recepimento alla “direttiva alluvioni 2007/60/CE”.
- Per il contesto di pericolosità sismica locale → ci si è riferiti allo studio pericolosità e microzonazione sismica elaborata alla scala 1:5.000 (Tavola 1a e Tavola 2a) per il PSC di Bentivoglio (S. Sangiorgi, 2013);
- Indagini geognostiche e geofisiche pregresse → si sono considerate le indagini disponibili nella Banca Dati del SGSS regionale. È inoltre disponibile l'Archivio Prove Geognostiche e Geofisiche di riferimento elaborato per lo studio di microzonazione sismica comunale 2013 (figura 2.1).

2.3 Indagini geognostiche/geofisiche di riferimento

Come già scritto, sono disponibili prove geognostiche/geofisiche di repertorio (Banca Dati Geognostica SGSS; microzonazione sismica comunale) eseguite nell'area di progetto e in aree limitrofe e in particolare: penetrometrie CPT; sondaggi a carotaggio; registrazioni HVSr.

Tuttavia, sono state eseguite altre indagini “in situ” a supporto degli approfondimenti geologico tecnici e sismici per la proposta di inserimento nel POC dell'area studiata (Sangiorgi, 2017). Più in dettaglio, per l'area studiata si può disporre delle seguenti indagini:

- n. 4 penetrometrie statiche con puntale elettrico (CPTU1; CPTE2; CPTE3; CPTU4) di cui due dotate di piezocono per la misura delle pressioni interstiziali → sono state tutte approfondite fino a -20 metri dal p.c. Le terebrazioni sono state realizzate con un penetrometro dotato di spinta da 200 kN, montato su mezzo semovente cingolato. La punta piezometrica utilizzata presenta caratteristiche standard e la speciale attrezzatura utilizzata permette l'acquisizione dei dati ogni cm di avanzamento attraverso lettura diretta delle resistenze. I dati di penetrazione (q_c ; f_s ; u_2) sono stati elaborati per le verifiche quantitative della liquefazione e cedimenti post sisma e per la stima automatica dei principali parametri meccanici fondamentali: quota di falda locale, resistenza alla punta normalizzata (Q_{c1n}), I_c , D.R., ϕ' , c_u , OCR, Modulo Edometrico, conducibilità idraulica, ecc. In calce al testo si allegano i grafici di sintesi delle prove CPTE/CPTU eseguite.
- n. 1 stendimento sismico combinato MASW/ReMi → la prova ha permesso la stima della velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio (V_s) nel sottosuolo, attraverso la misura delle onde superficiali (Rayleigh) in corrispondenza di geofoni disposti in linea. Le onde superficiali di Rayleigh, durante la loro propagazione vengono registrate lungo lo stendimento di geofoni e vengono successivamente analizzate attraverso complesse tecniche computazionali basate su un approccio di riconoscimento di modelli multistrato di terreno. La

metodologia per la realizzazione di una indagine sismica MASW ha previsto acquisizioni dei segnali sismici con sismografo multicanale ABEM RAS24 a 24 canali, generati da sorgenti energizzanti artificiali lungo lo stendimento dei geofoni. La spaziatura tra geofoni è stata mantenuta pari a 2,5 metri, per uno sviluppo complessivo di 57,5 metri. L'elaborazione degli esiti (con software "Geogiga Surface") consiste, sinteticamente, nell'estrazione dei modi dalle curve di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh e nell'analisi dell'inversione delle curve di dispersione per ottenere profili verticali delle VS. La metodologia ReMi (Refractor Microtremor), come la MASW, studia le proprietà dispersive delle onde superficiali (Rayleigh) in modalità di acquisizione passiva, ovvero registrando i microtremori del sottosuolo. Si tratta di una prova non invasiva, con array lineare, utilizzando la medesima strumentazione della prova MASW. Lo studio scrivente ha proposto per questo lavoro la combinazione delle due acquisizioni MASW e ReMi, in quanto tale soluzione offre i seguenti vantaggi:

- entrambi i metodi si basano sulle onde Rayleigh e sulla loro dispersione;
- si usano sia il rumore ambientale (ReMi) sia una sorgente puntuale artificiale (MASW attiva);
- la curva di dispersione sperimentale "combinata" può essere definita tra 0 e 60 Hz (basse e alte frequenze).

In calce al testo si allega il report della prova eseguita.

- n. 1 registrazione del rumore sismico (microtremori) del sottosuolo con tecnica HVSR → è stata eseguita una registrazione (TR1) con strumentazione tromografica portatile in dotazione dello Studio scrivente. Lo strumento dispone di tre canali di acquisizione connessi a tre velocimetri elettrodinamici ad alta risoluzione, in grado di misurare le componenti della velocità (moto) di ogni strato lungo le direzioni N-S; E-W; H-V. L'elaborazione del microtremore misurato, fornisce i rapporti spettrali HVSR o H/V (Nogoshi & Igarashi, 1970), risultando efficace per la stima delle frequenze fondamentali di risonanza f_r del sottosuolo: $f_r = V_s/4*H$ (con H = spessore dello strato).

In questo modo, gli esiti delle misure tromografiche, opportunamente calibrate con la stratigrafia direttamente desunta dalle penetrometrie e dai dati di sottosuolo pregressi forniscono un ulteriore e utile supporto alla ricostruzione di sottosuolo e alla stima della velocità media delle onde di taglio nel volume di sottosuolo investigato. La stima delle frequenze amplificanti del terreno consente anche una preliminare valutazione delle eventuali "doppie risonanze" con le tipologie di manufatti di progetto. In calce al testo si allega il report dell'acquisizione tromografica eseguita.

La figura 2.1 riporta la localizzazione di tutte le indagini di riferimento per l'area di progetto sullo stralcio della Tav.1a del PSC ("Pericolosità sismica: tavola comunale delle aree suscettibili di effetti locali" alla scala 1:5.000) che già riporta le indagini dell'archivio comunale siglate con identificativo univoco.

La figura 2.2 riporta, invece, la sovrapposizione delle indagini di riferimento (eseguite nell'area di studio) con la planimetria di progetto del primo stralcio attuativo.

Figura 2.1 – Stralcio della Tav.1a del PSC (“aree suscettibili di effetti locali”). La figura riporta la localizzazione delle indagini geognostiche e geofisiche di repertorio (in nero: Banca Dati SGSS; in blu: archivio PSC). Sono inoltre localizzate le prove eseguite per lo studio geologico e sismico elaborato a corredo della proposta di inserimento nel POC dell'area in questione (in rosso: CPTU; in verde: CPTE; in fuxia: MASW/REMI e HVSr. Il perimetro dell'area studiata è schematicamente rappresentato con il tratteggiato grigio

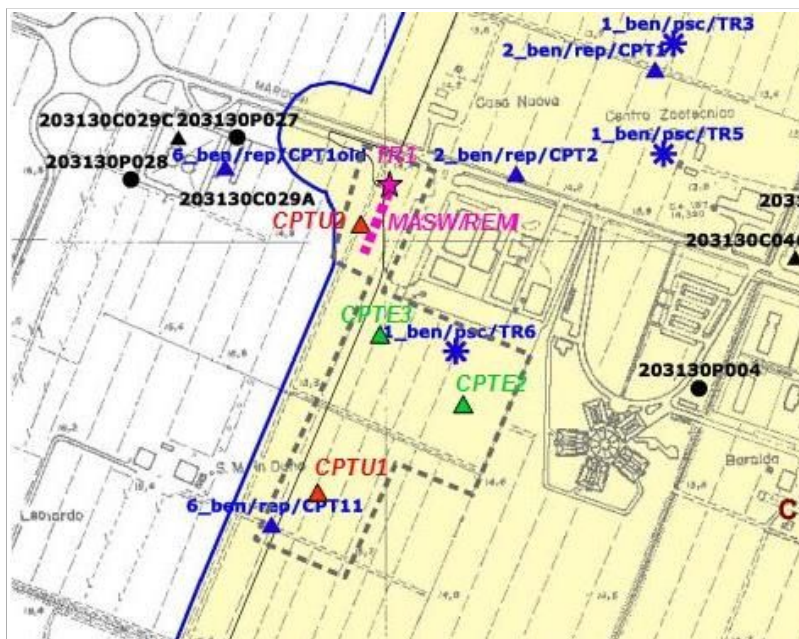


Figura 2.2 – Sovrapposizione delle indagini geognostiche/geofisiche (eseguite nell'area di studio) con la planimetria di progetto del primo stralcio attuativo



3 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

3.1 Geologia

Riprendendo quanto già scritto nella Relazione Geologica e Sismica del POC (Sangiorgi, 2017), l'area studiata si colloca nel contesto più generale di pianura alluvionale e più in particolare in ambito deposizionale di “depositi di argine, canale e rotta fluviale” attribuibili al corso d'acqua Savena (IV – VI secolo d.c.). Morfologicamente, è situata a circa 15,5÷14,0 metri s.l.m. con blando declivio verso NE.



Figura 3.1 – Cartografia geologica interattiva pubblicata nel sito internet del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna (SGSS). L'area di studio è localizzata nel cerchiato in tratteggio rosso

La figura 3.1 riporta uno stralcio della cartografia geologica interattiva delle RER pubblicata dal SGSS regionale: essa distingue le Unità continentali alluvionali secondo la convenzionale classificazione stratigrafica sequenziale (cicli deposizionali), comprese nel principale “Supersistema Emiliano-Romagnolo” (R.E.R., ENI-AGIP, 1998). I depositi alluvionali affioranti vengono attribuiti al “Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore” (AES) e sono suddivisi in sequenze deposizionali di diverso ordine gerarchico (subsistemi identificati con sigle da AES5 – più antichi - ad AES8 – più recenti) delimitati in genere da scarpate di erosione. Ciò detto, i sedimenti affioranti nell'area di studio vengono compresi nel “Subsistema di Ravenna” (identificati con sigla AES8). Si

tratta di depositi alluvionali recenti (Olocene), che possono comprendere sedimenti caratterizzati da tessiture variabili da ghiaie sabbiose e/o sabbie a limi e argille.

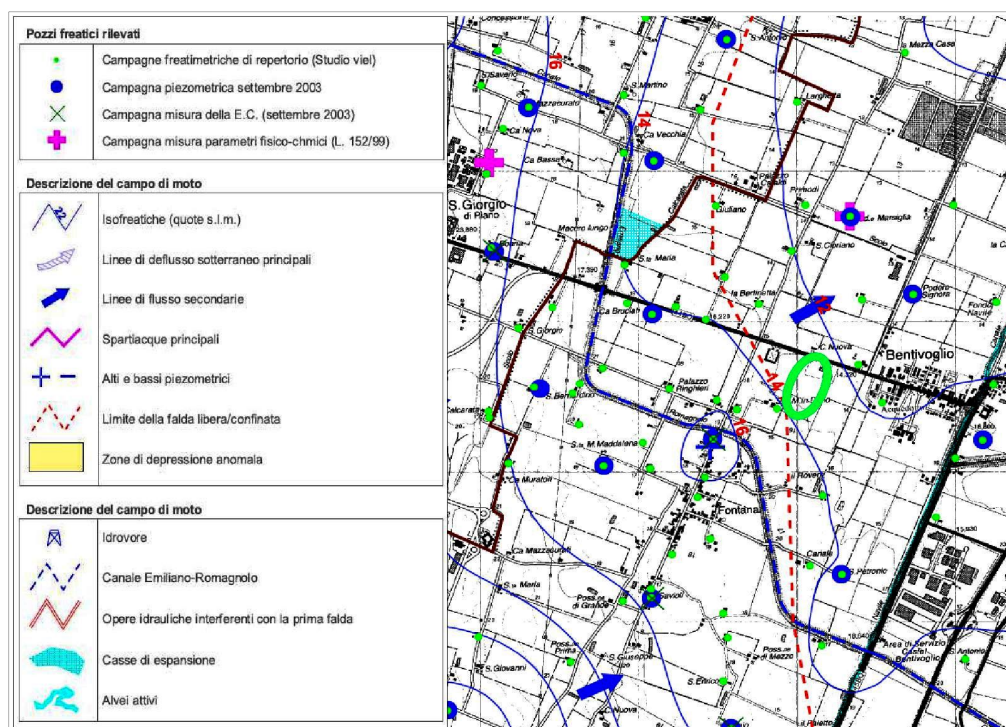
Rispetto a quanto già scritto per il POC, i dati tessiturali ricavati dalle prove penetrometriche sono stati ulteriormente analizzati. Ciò ha permesso di elaborare alcune sezioni geotecniche (cfr. capitolo 5) rappresentative del sottosuolo investigato. Ciò detto, è possibile sintetizzare il seguente contesto litostratigrafico (a partire dalla superficie):

- ✓ dal p.c. fino a 2,1÷2,2 m → sedimenti più superficiali fini insaturi, caratterizzati da condizioni di alterazione e/o essiccamento variabile (da elevato a moderato). Come noto, si tratta di una condizione da ritenersi generalmente reversibile;
- ✓ da 2,1÷2,2 m fino a 3,6÷4,2 m → sedimenti prevalentemente limosi con livelli e strati sabbiosi sciolti (più evidenti nella prova CPTE3);
- ✓ da 3,6÷4,2 m fino a 4,8÷5,3 m → sedimenti prevalentemente argillosi, scarsamente consistenti;
- ✓ da 4,8÷5,3 m a 6,0÷7,0 m → sedimenti limoso argillosi con livelli e strati limoso sabbiosi;
- ✓ da 6,0÷7,0 m fino a fine prova (20 m) → sedimenti prevalentemente argillosi, con intervalli che risultano più consistenti, e con rare intercalazioni di strati limoso sabbiosi.

3.2 Contesto idrogeologico ed elementi di pericolosità idraulica

La tavola A.C.1.2b “Carta Idrogeologica” elaborata alla scala 1:25.000 per il PSC dei Comuni delle unioni “Reno – Galliera” e “Terre di Pianura”, riporta la geometria della tavola d’acqua meno profonda (figura 3.2): si evince un blando deflusso sotterraneo diretto verso NE e un livello statico a circa 14 ÷ 12 metri slm.

Figura 3.2 – Stralcio della Carta Idrogeologica – Tav A.C.1.2b – alla scala 1:25.000, elaborata per il QC del PSC delle Unioni di Comuni “Reno – Galliera” e “Terre di Pianura”. L’area di studio è localizzata nel cerchiato verde

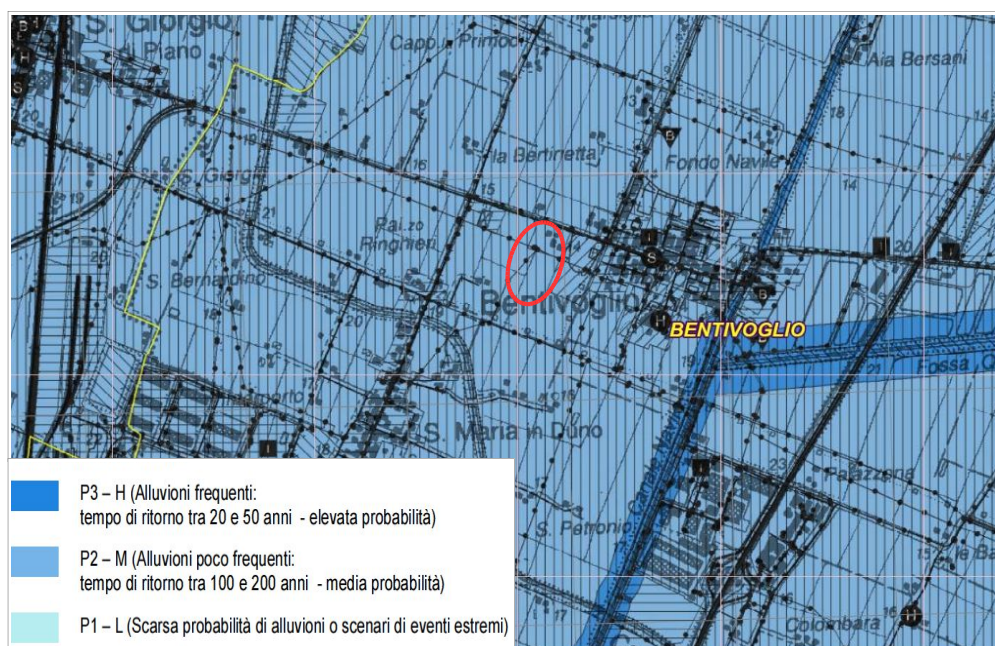


Nell'area di studio, la prima falda risulterebbe dunque caratterizzata da una soggiacenza media locale di circa 1,5÷2,0 metri. Si tratta, tuttavia, di una falda superficiale con mediocri caratteristiche idrogeologiche in termini di permeabilità e trasmissività, ospitata nei modesti intervalli di sedimenti limoso sabbiosi riscontrati a tale profondità. La ricarica è principalmente legata a ricarica per infiltrazione verticale e per infiltrazione dalla rete scolante limitrofa.

Le penetrometrie CPTe/CPTU sono state eseguite in un periodo caratterizzato da scarse precipitazioni meteoriche e hanno riscontrato presenza di acqua nei fori a profondità comprese tra 2,1÷2,2 metri. Gli esiti confermano, tuttavia, il quadro idrogeologico sopra descritto.

Dal punto di vista idraulico, la regimazione locale secondaria è fornita dai fossi di testata e trasversali dei campi agricoli. Poco a sud, oltre il limite dell'area, è presente uno scolo (acque basse) e il Canale Emiliano-Romanolo (distante circa 350 m). L'area di interesse rimane a circa 850 metri di distanza dal Canale Navile (a est). Non sussistono, comunque, particolari criticità idrauliche. Ciò è confermato anche dalla cartografia prodotta per il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (Direttiva Europea 2007/60/CE), che inserisce l'area studiata nello scenario "P2" (alluvioni poco frequenti: TR 100-200 anni) relativamente al reticolo naturale (principale e secondario) e al reticolo secondario artificiale (figura 3.3).

Figura 3.3 – Stralcio della mappa di pericolosità idraulica (reticolo naturale principale e secondario) elaborata per il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (tavola 203SO "San Giorgio di Piano", scala 1:25.000)



4 CATERIZZAZIONE SISMICA

4.1 Sorgenti sismogeniche e microzonazione sismica comunale

L'ultima zonazione sismogenica del territorio nazionale è nota con la semplice sigla "ZS9" (2004), prodotta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Questa zonazione rappresenta il più recente riferimento per gli studi di pericolosità sismica del territorio italiano, elaborata riferendosi anche i più recenti background informativi sui terremoti ed in particolare le ultime banche dati relative alle sorgenti sismogeniche italiane DISS¹ 3.2 e il catalogo CPTI².

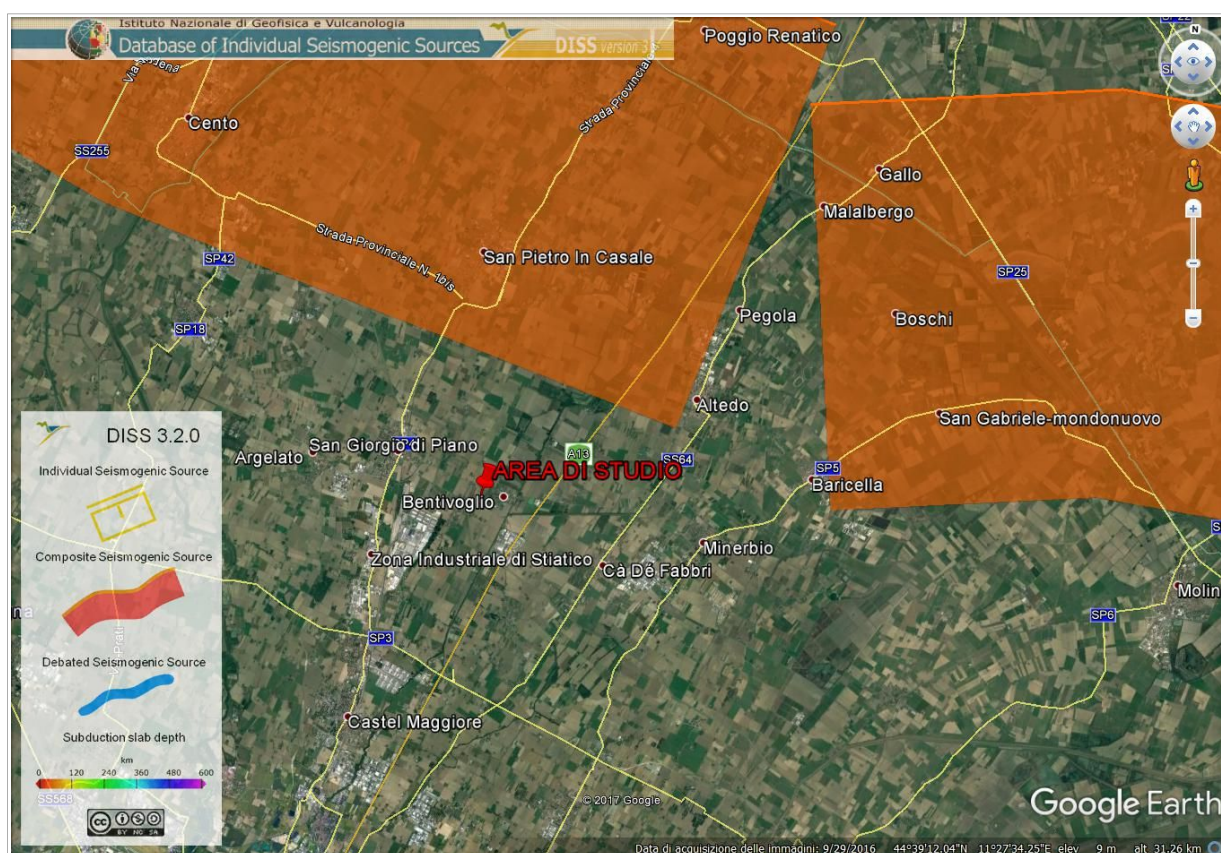


Figura 4.1 - Distribuzione delle sorgenti sismogenetiche contenute in DISS 3.2 (foto aerea: Google Earth). Le sigle ITCS corrispondono alle zone composite mentre le sigle ITIS corrispondono a singole sorgenti sismogenetiche

L'area di studio ricade nella macrozona sismogenica 612 (ZS9), con magnitudo massima attribuita $M = 6,14$; la sismicità è correlabile alla tettonica attiva del fronte compressivo del margine appenninico sepolto. Più nel dettaglio (figura 4.1) la banca dati DISS 3.2 indica che l'area studiata ricade a sud della sorgente sismogenica complessa denominata ITCS051 "Carpi-Poggio Renatico", alla quale si associa una magnitudo massima anch'essa pari a $M_w = 6.0$ e che include la

¹ <<Database of Potential Sources for Earthquake Larger than M5.5 in Italy">> (Valensise e Pantosti, 2001)

² <<Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani", Gruppo di lavoro CPTI, 1999-2002>>

faglia “Mirandola” recentemente riattivata (terremoti emiliani 2012), con tempi di ritorno (per eventi significativi) tuttavia non chiaramente valutabili.

Dai cataloghi storici e dalla Banca Dati delle intensità macrosismiche elaborato da INGV (DBMI, 2015), per Bentivoglio è documentato un solo evento sismico di significativa intensità (terremoto bolognese del 1501; int. =7), come evidenziato nella figura 4.2 e peraltro ascrivibile alla sorgente sismogenica del margine appenninico emerso ITCS047 “Castelvetro di Modena-Castel San Pietro Terme”.

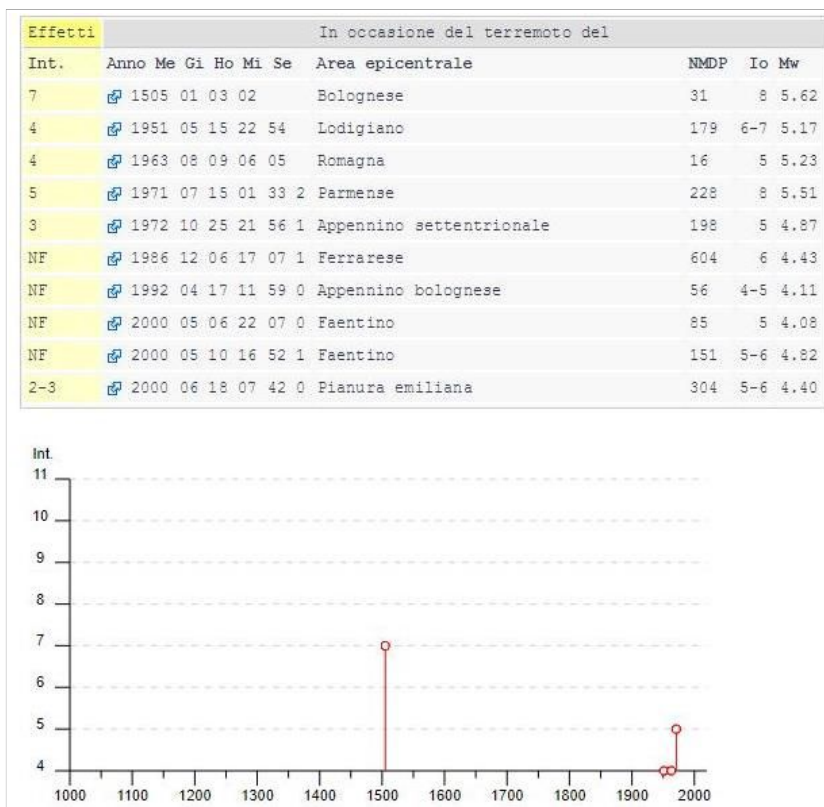


Figura 4.2 - Diagramma temporale dei principali eventi sismici che hanno interessato Bentivoglio e le relative intensità macrosismiche (fonte: DBMI15 – scaricabile dal sito internet INGV)

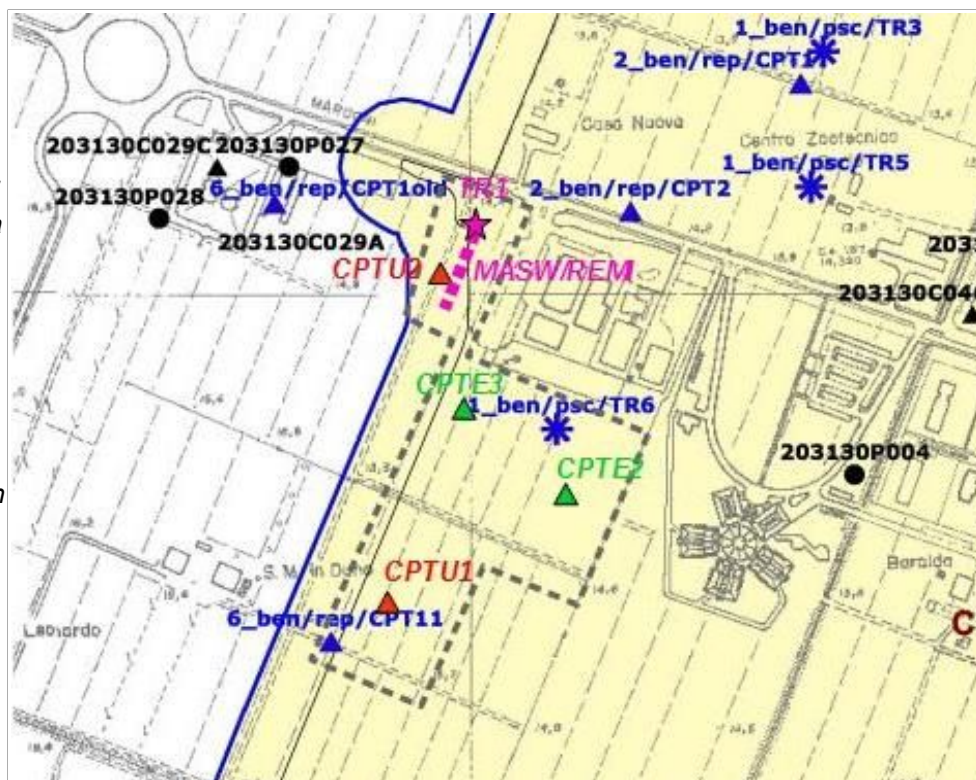
Lo studio geologico e sismico elaborato a corredo del PSC di Bentivoglio (2013) ha inoltre individuato le principali condizioni di pericolosità sismica locali, ed elaborato la microzonazione sismica di secondo livello ai sensi della DAL 112/2007 per le aree urbane e urbanizzabili. La DAL n.112/2007 propone la definizione semplificata delle amplificazioni locali sulla base delle tabelle allegate in appendice al documento e riferite a grandi situazioni morfologico-stratigrafiche (secondo livello). Le variabili, da inserire nelle tabelle per la stima dell’amplificazione locale sono:

- F.A. P.G.A. → rapporto tra la massima ampiezza dell’accelerazione su affioramento rigido ($a_{max,r}$) e la massima ampiezza dell’accelerazione alla superficie del deposito ($a_{max,s}$) alla frequenza f . Il fattore di amplificazione dipende dalla frequenza di eccitazione armonica, dal fattore di smorzamento D e dal rapporto tra l’impedenza sismica, prodotto tra densità-velocità, della roccia base e quella del deposito;
- F.A. S.I. - Intensità spettrale di Housner → indicatore della pericolosità sismica, è definito come l’area sottesa dello spettro di risposta di pseudovelocità. Per lo studio di MS di Bentivoglio, i fattori di amplificazione si riferiscono ai due intervalli di periodo $0.1 < T_0 < 0.5$ s e $0.5 < T_0 < 1$ s;
- la velocità equivalente delle onde di taglio nel sottosuolo (V_s).

Le figure 4.3 e 4.4 propongono, rispettivamente, uno stralcio della tavola 1a del PSC "Aree

suscettibili di effetti locali" alla scala 1:5.000 e della relativa legenda: si evince che l'area di studio ricade nella zona "C" con possibilità di amplificazione stratigrafica e di cedimenti post sisma. Per l'area di studio non vengono, pertanto, richiesti approfondimenti sismici di "terzo livello".

Figura 4.3 – Stralcio della Tav.1a del PSC (aree suscettibili di effetti locali). La figura riporta la localizzazione delle indagini geognostiche e geofisiche di repertorio (in nero: Banca Dati SGSS; in blu: archivio PSC) e di nuova esecuzione (in rosso: CPTU; in verde: CPTe; in fuxia: MASW/REMI e HVSR). Il perimetro del comparto è schematicamente rappresentato con il tratteggiato grigio



**APPROFONDIMENTI SULLE AREE SUSCETTIBILI DI EFFETTI LOCALI:
AREE OMOGENEE DI PERICOLOSITA' SISMICA**

C	C = POSSIBILITA' DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA E DI CEDIMENTI POST SISMA [equivalente a C (PTCP) = Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziali cedimenti]
I	I = POSSIBILITA' DI LIQUEFAZIONE E DI CEDIMENTI SIGNIFICATIVI [equivalente a L2 (PTCP) = Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziale liquefazione - Sabbie prevalenti certe]
II	II = POSSIBILITA' DI LIQUEFAZIONE CON CEDIMENTI, TESSITURE E SPESSORE DA CONTROLLARE [equivalente a L2 (PTCP) = Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziale liquefazione - Sabbie prevalenti certe]
III	III = LIQUEFAZIONE POCO PROBABILE DA VERIFICARE [equivalente a L1 (PTCP) = Area soggetta ad amplificazione e potenziale presenza di terreni predisponenti la liquefazione - Sabbie prevalenti potenziali]
R	R = AREE DI CAVA; DISCARICHE E DEPOSITI TERRE DI SCAVO [equivalente a R (PTCP) = Aree incoerenti/incerte per caratteristiche litologiche e morfologiche]

**ZONE OMOGENEE: SINTESI DEI LIVELLI DI APPROFONDIMENTO DA ESPLETARE
(DAL 112/2007):**

	Aree che necessitano dell'analisi semplificata (secondo livello)
	Aree che richiedono analisi approfondite (terzo livello)

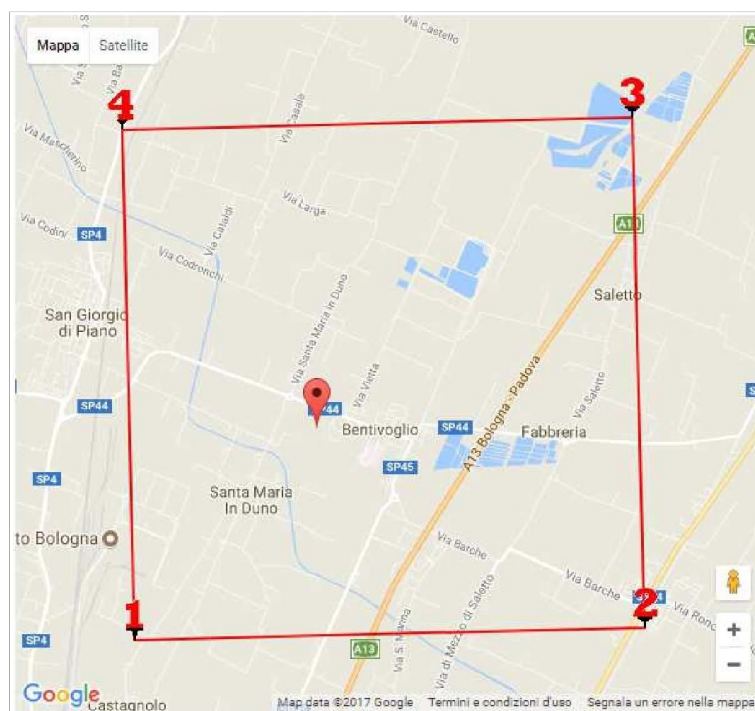
Figura 4.4 – Stralcio della legenda della Tav.1a del PSC (aree suscettibili di effetti locali)

Con le più recenti DGR 2193/2015 e poi la DGR 630/2019 sono stati introdotti ulteriori aggiornamenti riguardo gli studi di microzonazione sismica. Tali aggiornamenti hanno infatti tenuto conto delle Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti e delle ulteriori esperienze derivate dagli anni di applicazione della DAL 112/2007 e delle specifiche esperienze seguite agli eventi sismici italiani di L'Aquila 2009 e della pianura emiliana del 2012. In sintesi, le principali novità contenute nella la DGR 2193/2015 applicabili a questo studio consistono:

- ✓ nelle rimodulazioni degli abachi di microzonazione sismica da considerarsi per le analisi semplificate ("livello 2");
- ✓ nella definizione di un ulteriore parametro di amplificazione riferito all'intensità spettrale di Housner (per l'intervallo di periodo T compreso tra 0,5-1,5 s);
- ✓ nella definizione di nuovi parametri di amplificazione riferiti all'accelerazione spettrale (per l'intervalli di periodo T rispettivamente compresi tra 0,1-0,5 s 0,4-0,8 s 0,7-1,1 s e 0,5-1,5 s);
- ✓ nella definizione dell'input sismico (ag al sito di riferimento) che ora è definito in base ai valori di pericolosità sismica elaborati dall'INGV per tutto il territorio nazionale sui punti di una griglia di passo pari a $0,05^\circ$ (reticolo analogo a quello previsto per le NTC 2008);

Lo studio geologico e sismico (Sangiorgi, 2017) elaborato a corredo della proposta di inserimento dell'area nel POC, ha consentito un ulteriore aggiornamento della pericolosità sismica locale ai sensi della DGR 2193/2015. In questo senso, la figura 4.5 riporta i quattro punti del reticolo di pericolosità sismica INGV limitrofi all'area di studio. L'accelerazione al sito di riferimento ($a_{g\text{ ref}}$) risulta pari a $0,161g$ (per $TR = 475$ anni): essa è equivalente alla pericolosità sismica di base da assumere per le verifiche NTC 2008 relative alla progettazione "ordinaria" (classe d'uso 2).

Figura 4.5 - Punti del reticolo INGV di riferimento per la definizione della pericolosità di base DGR 2193/2015 e NTC 2008



Per l'analisi dell'amplificazione locale è di fondamentale importanza l'elaborazione di un modello sismostratigrafico profondo il più possibile oggettivo. In tal senso, risultano di fondamentale supporto i dati e gli studi del SGSS regionale, in particolare le sezioni geologiche RER (figura 4.6) e gli approfondimenti espletati per lo studio di microzonazione sismica dei Comuni interessati dal sisma emiliano del 2012.

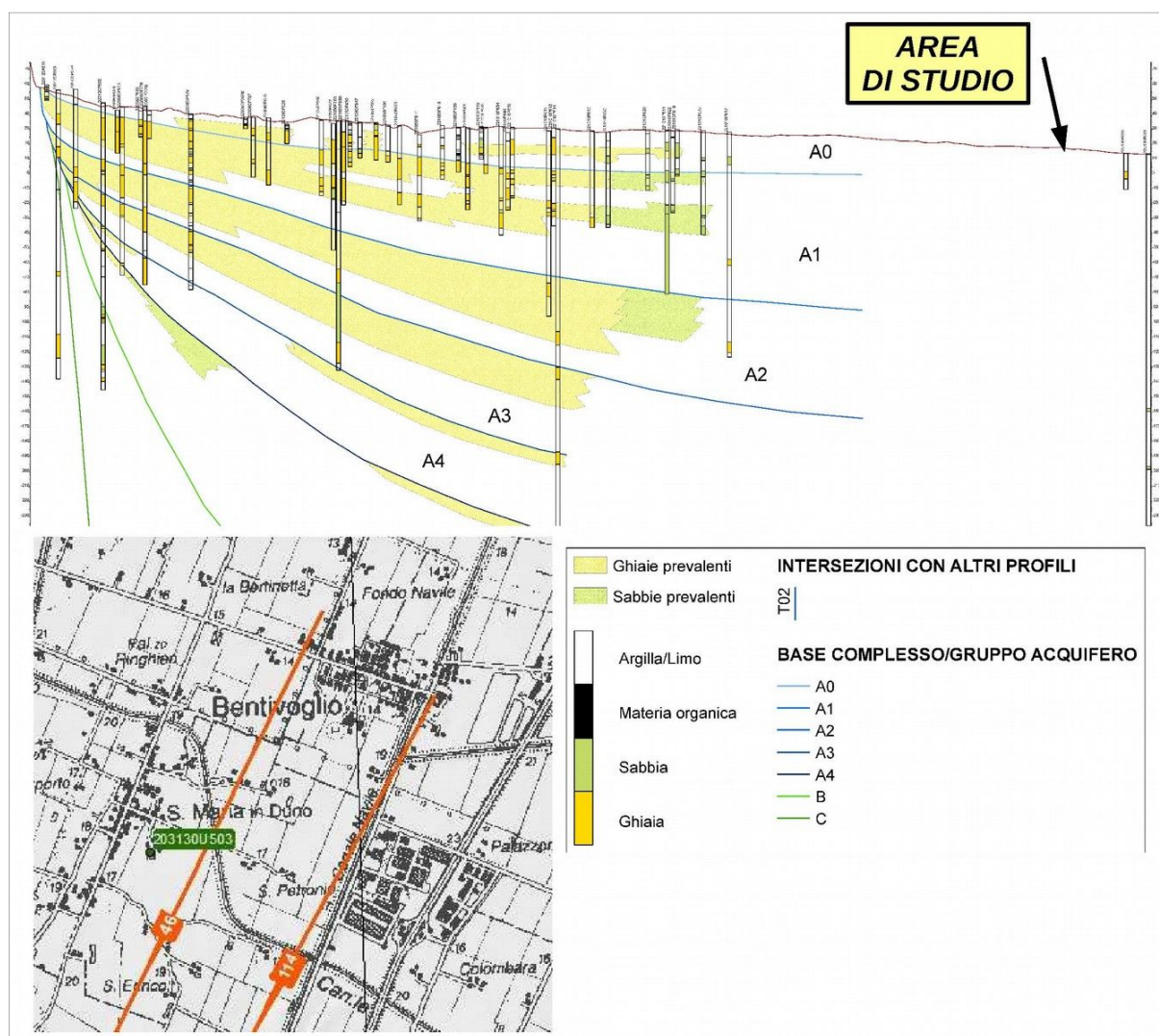
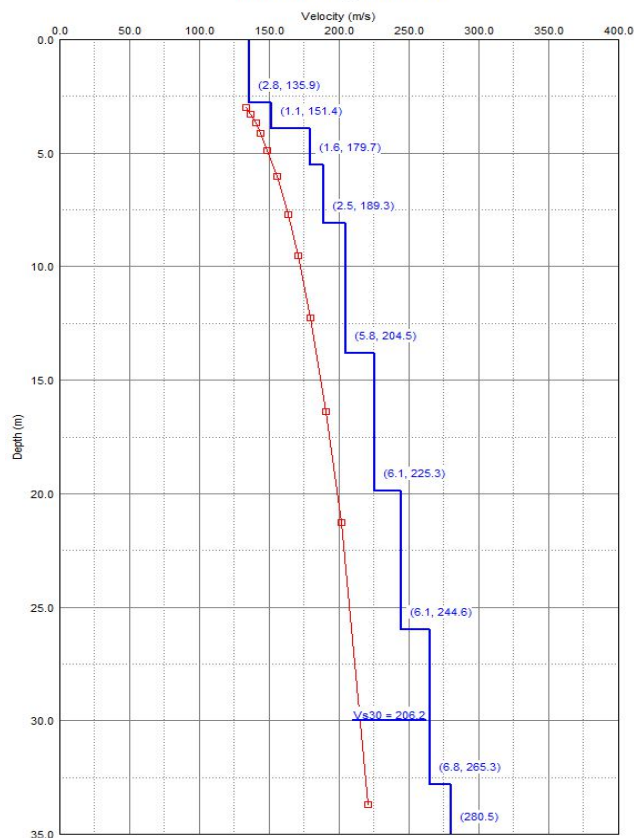


Figura 4.6 - Sezioni geologiche pubblicate dal SGSS regionale e stralcio della sezione n.46

Tali studi hanno ad esempio confermato come il primo forte contrasto di impedenza si ha nei depositi alluvionali, in genere tra la base del Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore (AES, datata 400.000-450.000 anni) e la base del subsintema AES6 (datata 230.000-250.000 anni), mentre una seconda importante discontinuità sismica corrisponde alla più profonda interfaccia da depositi alluvionali e bedrock marino. Gli studi del SGSS regionale consentono di stimare la profondità della base del Sintema AES subsintema AES6 a circa 110÷120 metri dal p.c., mentre la Carta Sismotettonica RER (scala 1:250.000) indica la profondità del Sintema AES a circa 200÷230 metri dal p.c.

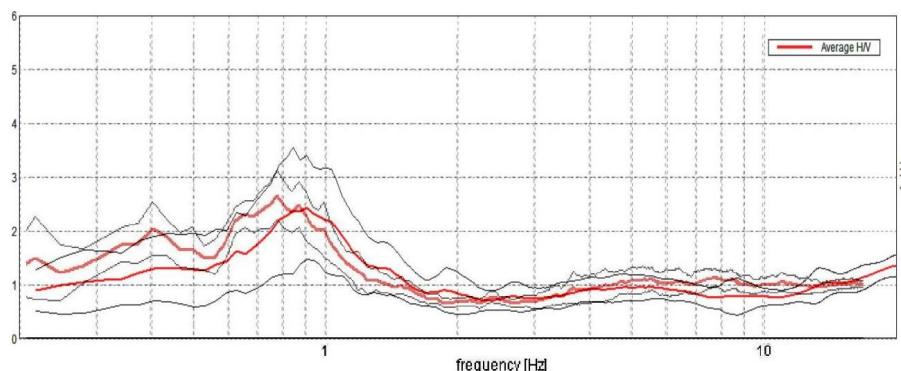
La stima della velocità delle onde di taglio dei sedimenti è ottenuta dalla prova MASW/Re.Mi eseguita nell'area di studio. L'indagine ha fornito esiti di Vs30 pari a circa 206 m/s (figura 4.7).



*Figura 4.7 - Modello sismostratigrafico
 ottenuto dalla prova sismica MASW/Re.Mi.
 Eseguita nell'area di studio*

Sono inoltre disponibili gli esiti delle due registrazioni sismiche HVSR, rispettivamente eseguite per lo studio di MS del PSC e per lo studio del POC (figura 4.8): tali prove evidenziano massime amplificazioni spettrali a basse frequenze (0,8÷0,9 Hz), con un'ulteriore blanda amplificazione a circa 0,4 Hz, entrambi correlabili a riflettori sismici profondi (>100 metri).

*Figura 4.8 - Confronti tra
 gli spettri H/V ottenuti
 dalle registrazioni
 sismiche HVSR
 disponibili (TR1 e
 PSC/TR6)*



Sulla base di quanto indicato nella dgr 630/2019 (allegato A2), l'area di interesse può essere ascrivibile al macro contesto di "PIANURA 2" (<<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 da p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c.>>

La figura 4.9 riporta i parametri di RSL calcolati in modo semplificato (livello 2) per lo studio geologico e sismico del POC, cioè utilizzando gli abachi RER aggiornati (DGR 630/2019, alleg.2).

Figura 4.9 - Abaco dei parametri di RSL semplificata (DGR 630/2019, all. A2) riferito al macro contesto "PIANURA 2". L'area di studio è localizzata nel cerchiato blu

V_{S30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
PGA	1,7	1,7	1,7	1,6	1,5	1,5

Fattore di Amplificazione **PGA**

V_{S30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SA1	1,8	1,8	1,8	1,7	1,6	1,5
SA2	2,7	2,7	2,4	2,1	1,9	1,8
SA3	3,3	3,2	2,8	2,5	2,3	2,1
SA4	3,3	3,1	2,7	2,4	2,1	1,9

Fattori di Amplificazione **SA1** ($0,1s \leq T \leq 0,5s$), **SA2** ($0,4s \leq T \leq 0,8s$), **SA3** ($0,7s \leq T \leq 1,1s$), **SA4** ($0,5s \leq T \leq 1,5s$)

V_{S30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SI1	2,0	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6
SI2	3,1	3,0	2,7	2,4	2,1	2,0
SI3	3,6	3,3	2,9	2,5	2,2	2,0

Fattori di Amplificazione **SI1** ($0,1s \leq T \leq 0,5s$), **SI2** ($0,5s \leq T \leq 1,0s$), **SI3** ($0,5s \leq T \leq 1,5s$)

4.2 Verifiche della liquefacibilità (approfondimenti di "livello 3")

4.2.1 Aspetti generali

L'analisi della liquefacibilità dei sedimenti, se 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, le condizioni di innesco e il rischio sito specifico di tale fenomeno.

Con il termine "liquefazione" si indicano vari fenomeni fisici (mobilità ciclica, liquefazione ciclica, fluidificazione) osservati durante terremoti significativi (generalmente, $M > 5.5$) nei depositi e nei pendii sabbiosi saturi; in questi sedimenti, le condizioni "non drenate" durante il sisma possono indurre un incremento e un accumulo delle pressioni interstiziali, che a loro volta possono provocare una drastica caduta della resistenza al taglio e quindi una perdita di capacità portante del terreno. Il meccanismo di liquefazione dei sedimenti è governato da molti fattori che si possono ricondurre principalmente:

- alle caratteristiche dell'impulso sismico (forma; durata dello scuotimento; ecc.) e la sua energia (magnitudo; accelerazioni; ecc.);
- alle caratteristiche tessiturali e meccaniche dei sedimenti (fuso granulometrico; densità relativa; coesione; limiti di Atterberg; ecc.);
- alla presenza di falda superficiale e alle condizioni di confinamento dello strato liquefacibile (non sono riportati casi in letteratura di liquefazione in strati granulari profondi oltre 15-20 metri).

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.

In condizioni di sisma, vi possono anche essere effetti di “riordino” dei sedimenti, con possibilità di cedimenti significativi che possono coinvolgere sia i depositi granulari, sia i sedimenti fini poco coesivi. Nell'ultimo decennio, sono state elaborate procedure di stima delle potenziali deformazioni post-sisma, provocate da perdite di resistenza, anche nei sedimenti fini (limi e argille a comportamento “non drenato”). Quest'ultimo fenomeno è noto con il termine “cyclic softening” (Idriss & Boulanger, 2004 e 2008).

Fenomeni di liquefazione si sono chiaramente manifestati con gli eventi sismici emiliani del maggio 2012, tuttavia non si sono riscontrati i fenomeni più critici riconducibili a fluidificazione (con perdita della capacità portante del terreno dei sedimenti al di sotto delle costruzioni) e neppure scorrimenti significativi nelle scarpate degli argini; anche i cedimenti rilevati degli edifici sono risultati complessivamente limitati e per lo più uniformi al di sotto delle costruzioni³. Per ulteriori aspetti teorici, si rimanda alla vasta letteratura scientifica e in particolare ai rapporti tecnici elaborati a seguito del sisma emiliano del maggio 2012 (consultabili anche on line nel sito del SGSS).

Lo studio geologico e sismico redatto per la proposta di inserimento nel POC (Sangiorgi, 2017) ha espletato gli approfondimenti sul “rischio” di liquefazione ai sensi della DGR 2193/2015, di seguito riproposti per la successiva DGR 630/2019 rimangono invariati gli input da considerare. Gli approfondimenti si sono basati sugli esiti delle prove CPTE/CPTU eseguite nel comparto. Il vantaggio dell'uso di tali prove, è da ricercarsi nella maggiore accuratezza e ripetibilità rispetto ad altre indagini, nella relativa economicità e soprattutto nella possibilità di avere profili continui con la profondità, con informazioni dettagliate anche sulla stratigrafia.

Gli esiti delle prove CPTE/U sono stati utilizzati per la stima del rischio di liquefazione, procedendo secondo le seguenti fasi:

- 1) stima del Fattore di Sicurezza nei confronti della Liquefazione (FSL);
- 2) stima dei cedimenti post sisma indotti da densificazione volumetrica;
- 3) analisi della pericolosità e del rischio di liquefazione sito specifica attraverso la stima dei parametri LPI (Liquefaction Potential Index) e LSN (Liquefaction Severity Number).

La stima del Fattore di Sicurezza nei confronti della Liquefazione (FSL) è definito dalla relazione:

$$FSL = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_{\sigma}$$

con:

$CRR_{7.5}$ = resistenza alla liquefazione ciclica (Cyclic Resistance Ratio) dei sedimenti attraversati, ricavata dagli esiti CPT (a punta elettrica), per terremoti di $M = 7,5$. La procedura si fonda su equazioni che determinano i valori di CRR dei sedimenti attraversati utilizzando i valori di resistenza alla punta q_t , corretti per tenere conto delle tensioni litostatiche di confinamento, della differente classificazione dei sedimenti attraversati (contenuto di fine; plasticità);

³ Fonte: "Rapporto preliminare sui diffusi fenomeni di liquefazione verificatisi durante il terremoto in pianura padana emiliana del maggio 2012", C. Crespellani et Al., 2012.

CSR = rapporto di sollecitazione ciclica (Cyclic Stress Ratio) prodotta da un sisma e stimata sulla base di correlazioni empiriche dalle caratteristiche del terremoto, magnitudo e accelerazione tangenziale del suolo (a_{max}). Il CSR viene calcolato dalla nota equazione semiempirica proposta da Seed e Idriss (1971) per terremoti di $M=7,5$:

$$CSR = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot r_d$$

K_σ = Fattore di correzione per la pressione di confinamento (Overburden Correction Factor)

MSF = Fattore di Scala della Magnitudo (Magnitude Scale Factor) da applicare per sismi con magnitudo diverse da 7,5.

Il valore di FSL è stato determinato mediante calcolo automatico con il noto software “Cliq”, sviluppato dalla GeoLogismiki Geotechnical Engineers, che consente di utilizzare differenti metodi di stima di FSL. Le verifiche hanno considerato il metodo di calcolo di P. K. Robertson (2009), ritenuto sufficientemente cautelativo rispetto ad altri metodi empirici.

Si rammenta che la punta CPTU rileva l'interfaccia tra diversi tipi di terreno con un ritardo strumentale che risulta funzione della rigidità del suolo. In terreni maggiormente, rigidi si avrà una zona più ampia di influenza sulle misure. Ciò che appare sul profilo CPTU, è una rapida variazione dei valori di resistenza di punta (q_t) attraverso queste zone di transizione sabbie/argille. Si è accertato che i dati CPTU raccolti attraverso queste zone di transizione non risultano veramente rappresentativi dei sedimenti, in quanto i dati sono in transizione tra strati a differente rigidità. Pertanto, quando i dati CPTU vengono elaborati attraverso gli algoritmi di liquefazione, l'esito non risulta effettivamente rappresentativo degli intervalli sedimentari che ricadono nelle zone di transizione. Questa condizione si traduce in una classificazione di liquefacibilità generalmente sovrastimata, come verificato da recenti test in situ effettuati in aree che hanno subito recenti eventi sismici significativi (es. Imperial Valley e Mississippi River, USA; Christchurch, NZ).

Per questo motivo, il software utilizzato per le verifiche di liquefacibilità è in grado di escludere parzialmente gli intervalli di sedimenti classificati nelle zone di transizione, basandosi sulla velocità di variazione dell'indice I_c dei sedimenti attraversati. Se si riscontra una rapida variabilità di I_c , con valori che sono rappresentativi della zona di transizione tra sabbie e argille ($2,0 < I_c < 3,0$), i dati CPTU sono molto probabilmente all'interno di una zona di transizione tra sabbia e argilla. Ciò detto, nel calcolo di FSL si sono considerate le seguenti condizioni di input:

- si è utilizzata la a_{max} al suolo ottenuta dalla microzonazione semplificata ai sensi della DGR 2193/2015 e della successiva DGR 630/2019 ($a_{max} = 0,27g$);
- si sono implementati gli esiti delle quote d'acqua ricavate dalle indagini penetrometriche;
- sulla base della pericolosità sismica di base, si è considerata una magnitudo di input pari a $M_w = 6,14$ (cfr. zonizzazione macrosismica “ZS9”).

4.2.2 Stima del fattore di sicurezza e dei cedimenti post sisma

Per le prove CPTU1, CPTE2 e CPTU4 le simulazioni non hanno riscontrato intervalli sedimentari potenzialmente liquefacibili di particolare significato. La prova CPTE3 (figura 4.10) evidenzia che l'intervallo granulare attraversato fino alla profondità di 4 metri fornisce esiti di FSL inferiori all'unità.

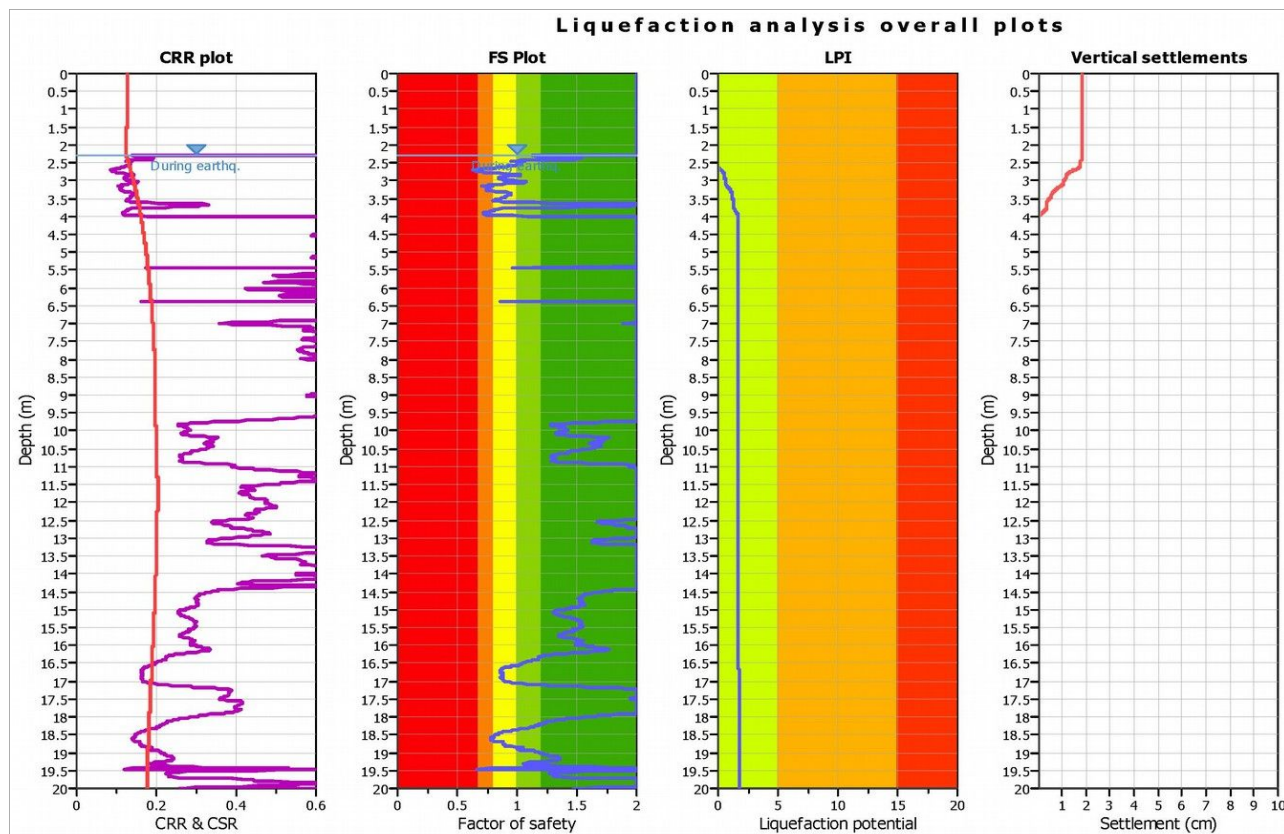
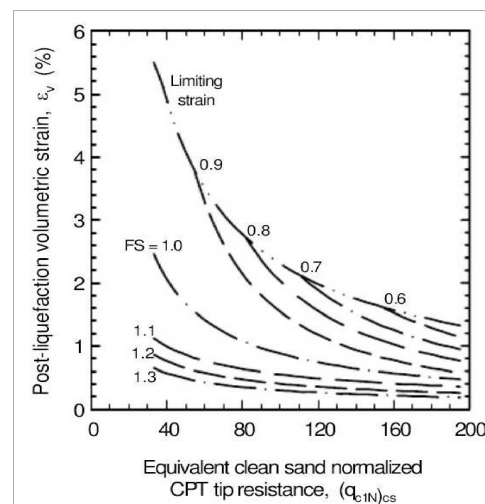


Figura 4.10 – Plottaggio degli verifiche di liquefazione della prova CPTE3 secondo l'approccio di P. K. Robertson (2009)

Per quanto riguarda la stima dei cedimenti post sisma e in particolare nei sedimenti saturi a comportamento granulare, si è proceduto al calcolo automatico secondo il metodo di Zhang et. Al. (2002; 2004). Questo procedimento si basa sui risultati empirici di Ishihara & Yoshimine (1992), per sabbie e sedimenti limosi, e definisce l'entità delle deformazioni volumetriche post-liquefazione sulla base delle resistenze alla punta (q_{c1N})_{cs} e dei corrispondenti esiti di FSL (figura 4.11).

Figura 4.11 – Diagrammi di correlazione tra deformazioni volumetriche post-liquefazione e resistenze CPT per differenti fattori di sicurezza (da Zhang et Al., 2002)



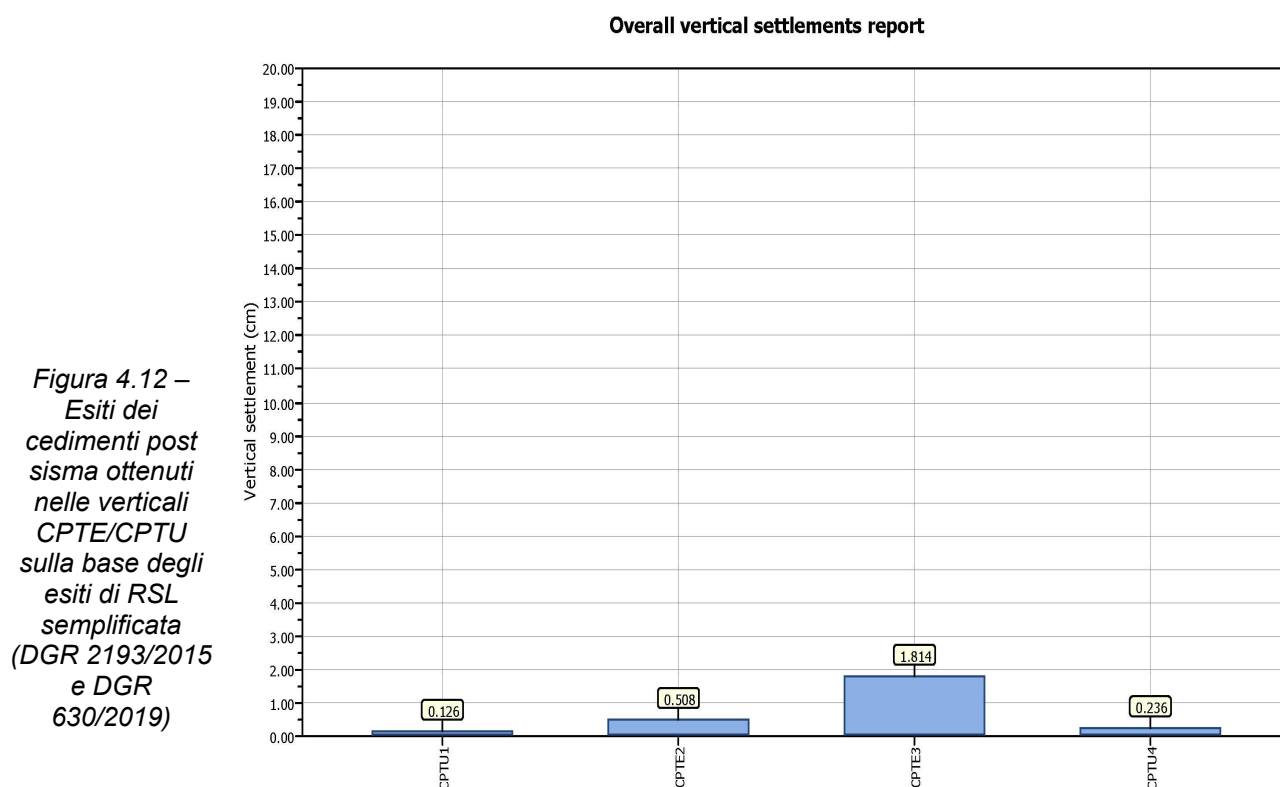
Per i sedimenti a comportamento fine, il cedimento è causato principalmente da fenomeni di riconsolidazione conseguenti alla dissipazione delle pressioni interstiziali accumulate durante il terremoto e al manifestarsi di deformazioni da taglio indotte dalle sollecitazioni cicliche. Esperienze empiriche, hanno dimostrato che le deformazioni per riconsolidamento nelle argille sono controllate principalmente dallo sforzo di taglio massimo, funzione di un fattore di sicurezza $FS_{\gamma=3\%} = CRR_M/CSR_M = CRR_{7,5}/CRS_{7,5}$ (Boulanger & Idriss, 2007) e dello stato tensionale dei sedimenti (OCR). Il fattore di sicurezza è stato dunque calcolato come $FS_{\gamma=3\%} = CRR_{6,14}/CRS_{6,14}$. Le deformazioni volumetriche sono state calcolate secondo il metodo di Robertson (2009), utilizzando le seguenti relazioni:

$$\varepsilon_{vol} = [0.8 - 2.66 \log (FS)] / [0.33 A (Q_{ln})^3]$$

$$A = 10 - 9 \log (OCR)$$

When $FS \leq 0.84$ set $r_u = 1.0$ & limit $\varepsilon_{vol} \leq 1\%$

Come si evince dalla figura 4.12, per le prove CPTU1, CPTE2 e CPTU4 le simulazioni evidenziano esiti di cedimento complessivamente trascurabili. Anche dalla prova CPTE3 si ricavano cedimenti post sisma non significativi (<2 cm). Occorre inoltre rammentare che le simulazioni si riferiscono alle condizioni “free field” e che i cedimenti calcolati sono cumulativi.



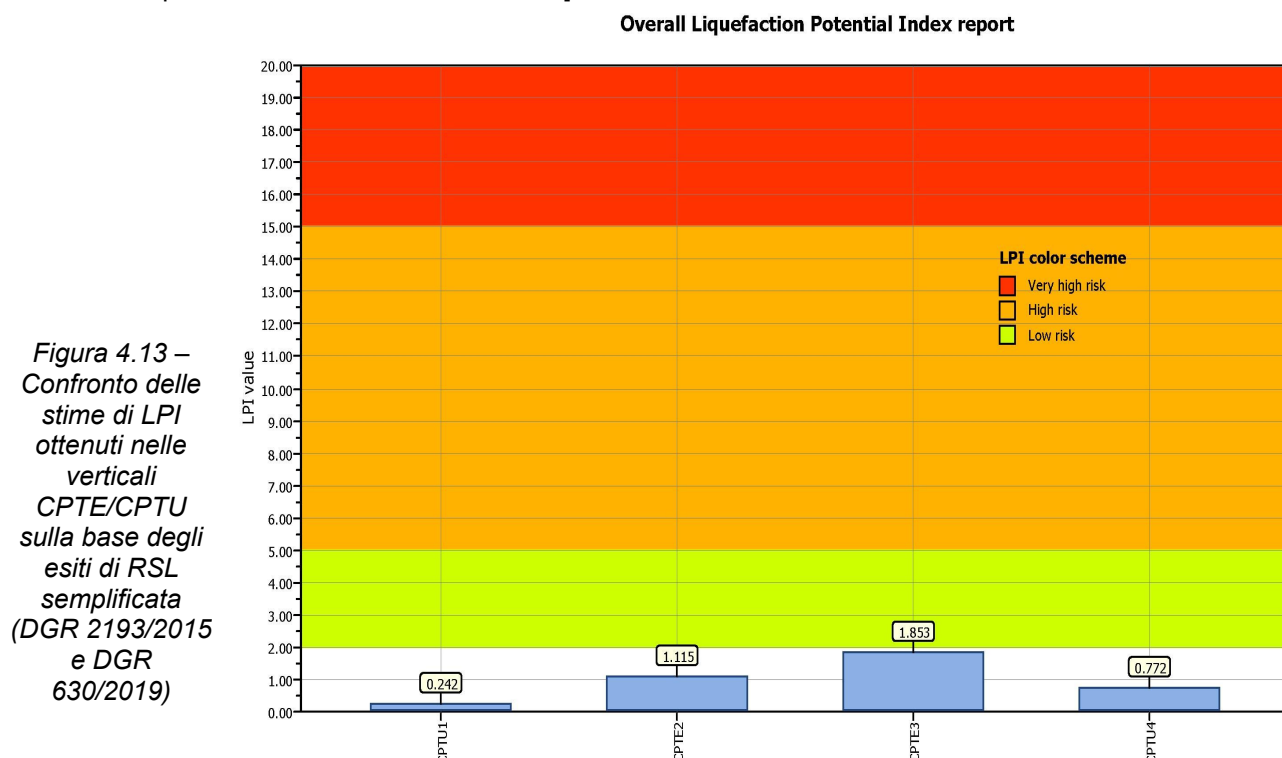
4.2.3 Analisi sito specifica del rischio di liquefazione

Il rischio di liquefazione è valutato mediante il calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione LPI (Liquefaction Potential Index) di Iwasaki et al. (1982) e la stima del parametro LSN (Liquefaction Severity Number), recentemente proposto da Tonkin & Taylor (2013).

L'Indice di Potenziale Liquefazione si calcola per una profondità "critica" fino a 20 metri di profondità ed è definito nel seguente modo:

$$LPI = \int_0^{20} F_1 W(z) dz$$

[con: $W(z)$ fattore di peso della profondità $= 10 - 0.5z$; F_1 variabile $= 1 - FSL$ (per $FSL < 1,2$) oppure $F_1 = 0$ per $FSL > 1,2$; z = profondità dello strato considerato]



Il calcolo fornisce un valore numerico compreso tra 0 e 100 e quantifica i possibili effetti della liquefazione secondo classi di rischio, tenendo conto della severità dell'azione sismica, della profondità, dello spessore e del valore di FSL degli strati liquefacibili. La figura 4.13 offre una sintesi degli esiti basati sul calcolo di FSL secondo il metodo di riferimento per questo lavoro e con i medesimi parametri di input: si evince come l'esito più severo sia ricavato nella prova CPTU3 e tuttavia con esiti che risultano ancora inclusi nella classe di rischio "basso" ($LPI < 2$).

Si è inoltre valutato ulteriore indicatore di rischio, ovvero l'indice LSN ("Liquefaction Severity Numbers"), definito nel seguente modo:

$$LSN = \int \frac{\epsilon_v}{z} dz$$

[con: ϵ_v = deformazioni volumetriche di densificazione post-liquefazione; z = profondità dello strato considerato]

Si tratta di una variante del metodo di calcolo del LPI, sperimentato da Tonkin & Taylor (2013) sulla base dei recenti rilievi effettuati a Christchurch e Canterbury, località della Nuova Zelanda, le cui abitazioni hanno subito danni diffusi e di differente intensità a seguito degli eventi sismici accaduti tra il settembre 2010 e il dicembre 2011, per fenomeni di liquefazione ciclica, “lateral spreading” e cedimenti. Questo metodo, stima l'intensità della liquefazione sulla base degli esiti delle deformazioni volumetriche post liquefazione ϵ_v ricavate secondo il metodo di Zhang et All. (2002; 2004) e ponderata in funzione della differente profondità degli strati liquefacibili.

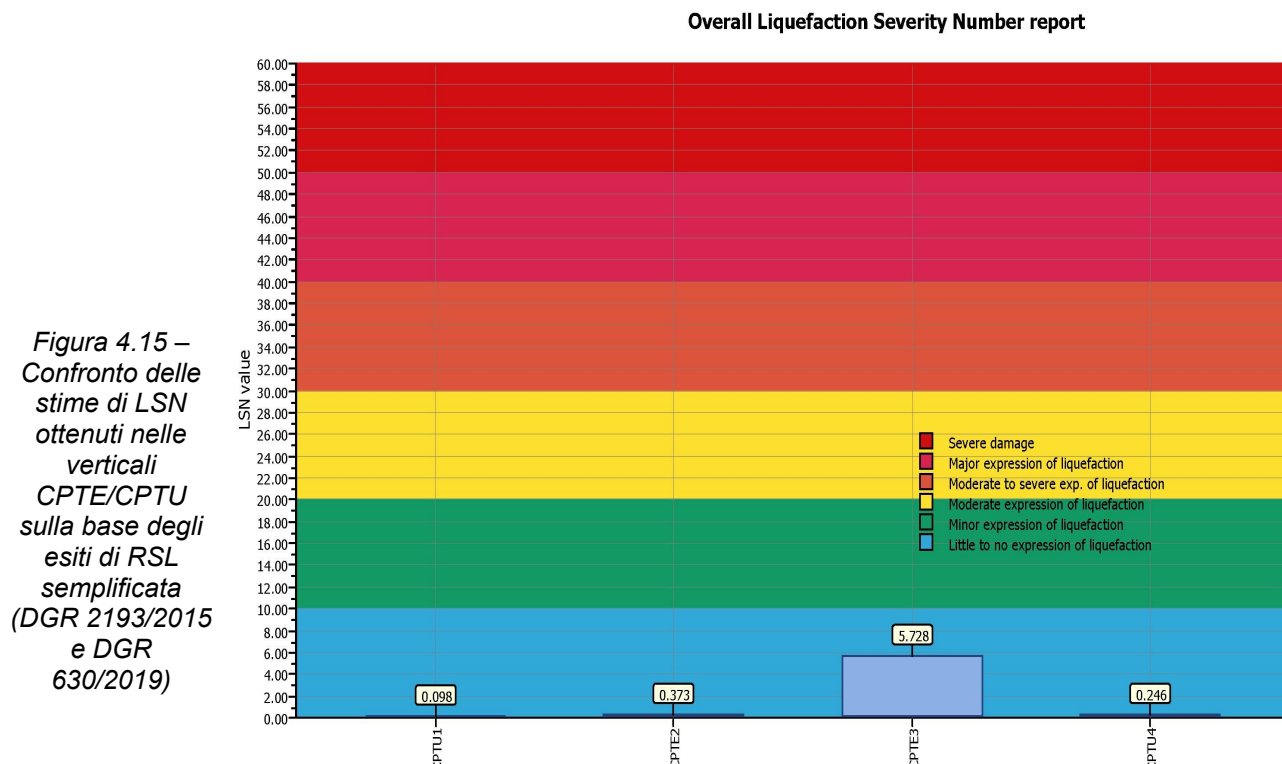
Figura 4.14 – Correlabilità dell'indice LSN con gli effetti di liquefazione nei sedimenti superficiali e con l'intensità del danno riscontrato nei manufatti (Tonkin & Taylor, 2013)

LSN 0 - 20	Little or no expression of liquefaction, minor sand boils, minor damage to homes.		
LSN 20 - 40	Moderate expression of liquefaction, undulations and cracking of ground surface (there are occasional instances of severe damage).		
LSN 40+	Widespread severe damage, extension expression of liquefaction, severe settlement of buildings and damage to services.		

Il calcolo fornisce un valore numerico compreso tra 0 e 100 e gli Autori hanno proposto una classificazione di LSN relazionata agli effetti di liquefazione superficiali rilevati nelle zone “free field” e/o alla severità dei danni riscontrati nei manufatti (figura 4.14). Secondo gli Autori, l'indice LSN, rispetto alla stima di LPI, risulterebbe “pesare” maggiormente il contributo degli strati superficiali liquefacibili rispetto agli strati critici riscontrabili a profondità maggiori, fornendo esiti più coerenti con gli effetti di liquefazione effettivamente rilevati al piano campagna, inoltre fornirebbe una migliore (seppure blanda) correlazione anche con l'entità dei danni riscontrati nelle opere fondali degli edifici.

La figura 4.15 riporta la stima di LSN ricavate sulle tre verticali CPTU, basate sul calcolo di FSL secondo il metodo di riferimento per questo lavoro con P_{ga} di input ricavato dal modello di RSL: si

evincesse come tutti gli esiti risultino compresi entro la classe meno severa ($LSN < 10$), pertanto con nulle o scarse possibilità di danni per liquefazioni.



4.3 Caratterizzazione sismica ai sensi delle NTC vigenti

4.3.1 Pericolosità sismica di base

Come già scritto, dall'entrata in vigore delle precedenti NTC 2008, la stima della pericolosità sismica locale viene definita mediante un approccio "sito dipendente". La pericolosità sismica si basa su un "reticolo di riferimento" di punti, costruito per l'intero territorio nazionale; ad ogni punto vengono attribuiti, a seconda del periodo di ritorno atteso per il terremoto, valori di a_g e dei principali parametri "spettrali" da utilizzare per il calcolo dell'azione sismica. Il reticolo di riferimento ed i dati di pericolosità sismica sono forniti dall'INGV e pubblicati nel sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Ad ogni punto vengono attribuiti, a seconda del periodo di ritorno atteso per il terremoto, valori di a_g e dei principali parametri "spettrali" da utilizzare per il calcolo dell'azione sismica.

Nello specifico, la pericolosità di base è determinata sulla base delle coordinate corrispondenti grossomodo al baricentro dell'area di studio (Lat. $44^{\circ},636962$ Long. $11^{\circ},409126$ in coordinate ED50), ricavate con il supporto della georeferenziazione proposto dal programma on-line <<GeoStru Parametri Sismici>> (figura 4.16).



Figura 4.16 – Coordinate geografiche per la valutazione di risposta sismica locale e parametri sismici di base in funzione della “strategia di progettazione

4.3.2 Modellazione sismostratigrafica, valutazione degli effetti di sito e parametri di azione sismica

Come già scritto, le indagini geofisiche eseguite nell'area di studio consentono di ricavare il modello sismostratigrafico del sottosuolo. In particolare, la stima della velocità delle onde di taglio dei sedimenti è ottenuta dalla prova MASW/Re.Mi che ha fornito esiti di V_{s30} pari a circa 206 m/s (figura 4.17).

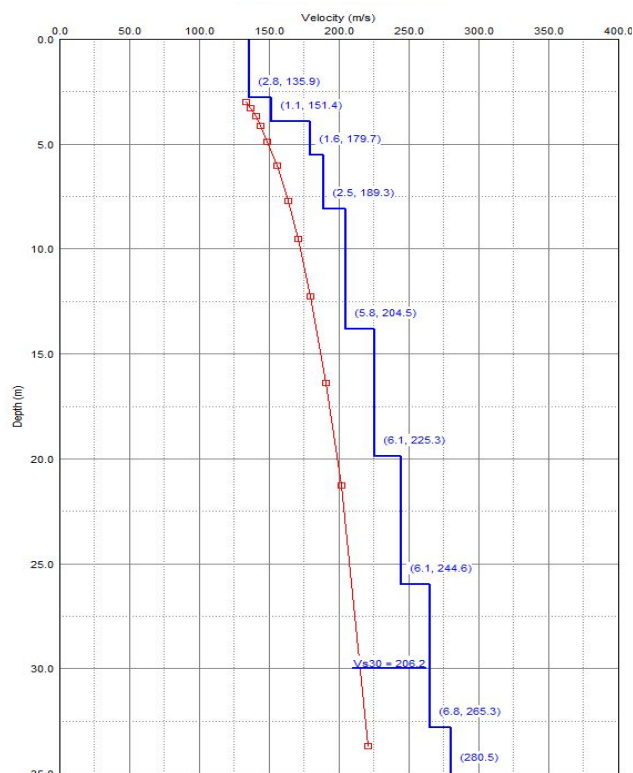
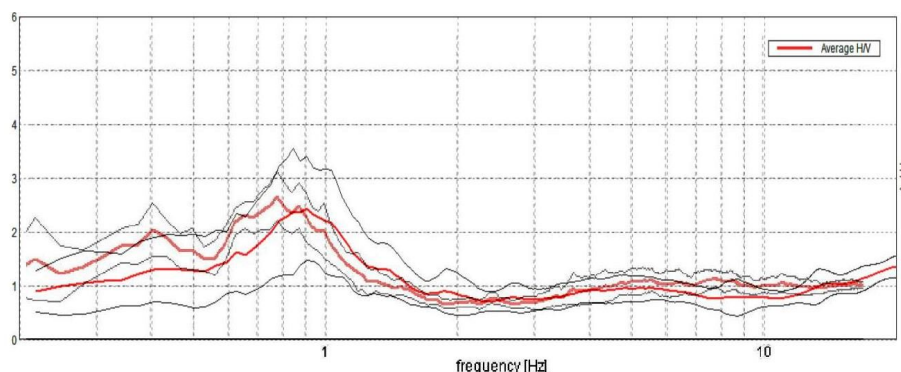


Figura 4.17 - Modello sismostratigrafico ottenuto dalla prova sismica MASW/Re.Mi. Eseguita nell'area di studio

Le due registrazioni sismiche HVSR disponibili (figura 4.18) evidenziano massime amplificazioni spettrali a basse frequenze (0,8÷0,9 Hz), con un'ulteriore blanda amplificazione a circa 0,4 Hz, entrambi correlabili a riflettori sismici profondi (>100 metri).

Figura 4.17 - Confronti tra gli spettri H/V ottenuti dalle registrazioni sismiche HVSR disponibili (TR1 e PSC/TR6)



Considerando gli esiti delle indagini e degli ulteriori approfondimenti sismici espletati ai sensi della DGR 2193/2015 e DGR 630/2019 (cfr. paragrafo 4.2 Verifiche della liquefacibilità) che forniscono esiti più cautelativi rispetto alle verifiche da espletare ai sensi delle NTC vigenti per “progettazione ordinaria”, si può concludere che per tale livello prestazionale il calcolo dei parametri di “azione sismica” (richiesti per la progettazione delle costruzioni) potrà essere effettuato mediante l'approccio semplificato.

Si rammenta che i tempi di ritorno del terremoto e dunque i parametri sismici vengono calcolati in funzione della classificazione prestazionale dell'edificio di progetto. In tal senso, per progettazione di “opere ordinarie” si potranno considerare i seguenti parametri:

- Categoria di sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1. Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media ≤ 15
- Tipo di costruzione: opere ordinarie
- Vita Nominale della costruzione (V_n) = 50 anni
- Classe d'uso: II. Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali (coefficiente d'uso $c_u = 1$)
- Periodo di riferimento per la costruzione (V_r) = 50 anni

Pertanto, i coefficienti sismici da considerare per le verifiche progettuali e nei rispetti Stati Limite risultano (Lat. 44°,636962 Long. 11°,409126 in coordinate ED50):

SLO:	Ss:	1,500
	Cc:	1,640
	St:	1,000
	Kh:	0,014
	Kv:	0,007
	Amax:	0,701
SLD:	Beta:	0,200
	Ss:	1,500
	Cc:	1,610
	St:	1,000

	Kh:	0,018
	Kv:	0,009
	Amax:	0,868
	Beta:	0,200
SLV:	Ss:	1,450
	Cc:	1,610
	St:	1,000
	Kh:	0,056
	Kv:	0,028
	Amax:	2,293
	Beta:	0,240
SLC:	Ss:	1,380
	Cc:	1,590
	St:	1,000
	Kh:	0,082
	Kv:	0,041
	Amax:	2,881
	Beta:	0,280

5 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO-TECNICA DEL SOTTOSUOLO

5.1 Interpretazione degli esiti delle indagini “in situ”

I dati di resistenza alla punta e laterale delle prove CPTU consentono di ricavare le proprietà meccaniche del sottosuolo attraversato, in sostanza costituito nei primi 20 metri (profondità investigata) da sedimenti prevalentemente fini (argille e limi) con rare intercalazioni di limi e limi sabbiosi.

I dati tessiturali ricavati dalle prove penetrometriche sono stati ulteriormente analizzati rispetto a quanto descritto nella Relazione Geologica e Sismica redatta per la proposta di inserimento nel POC dell'area in attuazione (Sangiorgi, 2017). Ciò ha permesso di elaborare alcune sezioni lito-geotecniche (figura 5.1). In tal senso, è possibile sintetizzare il seguente contesto litostratigrafico fino alla profondità di circa -13 m (a partire dalla superficie):

- ✓ dal p.c. fino a 2,1÷2,2 m → sedimenti più superficiali fini insaturi, caratterizzati da condizioni di alterazione e/o essiccamento variabile (da elevato a moderato). Come noto, si tratta di una condizione da ritenersi generalmente reversibile. Le sezioni elaborate hanno distinto: un intervallo più superficiale (denominato “layer 1”), profondo circa 1,5 m e caratterizzato da maggior grado di alterazione (suolo agricolo) o essiccamento; un sottostante intervallo (“layer 2”) meno alterato e corrispondente alla presunta zona di frangia capillare, con grado di umidità più elevato e tuttavia non saturo (spessore pari a circa 0,5 cm).
- ✓ da 2,1÷2,2 m fino a 3,6÷4,2 m → sedimenti prevalentemente limosi con livelli e strati sabbiosi sciolti (più evidenti nella prova CPTE3), denominato “layer 3”;
- ✓ da 3,6÷4,2 m fino a 4,8÷5,3 m → sedimenti prevalentemente argillosi, scarsamente consistenti (“layer 4”);
- ✓ da 4,8÷5,3 m a 6,0÷7,0 m → sedimenti limoso argillosi con livelli e strati limoso sabbiosi (“layer 5”);
- ✓ da 6,0÷7,0 m fino a fine prova (20 m) → sedimenti prevalentemente argillosi, con intervalli che risultano più consistenti, e con rare intercalazioni di strati limoso sabbiosi (“layer 6” → “layer 9”).

Per ogni strato si sono stimati i principali parametri geotecnici sulla base degli esiti prenetrometrici (CPTE/U). In tal senso, la figura 5.2 riporta le principali correlazioni⁴ utilizzate per la stima delle proprietà meccaniche dei sedimenti indagati.

Si precisa che il sottosuolo è stato necessariamente semplificato in strati omogenei (layer) ai quali vengono attribuite le caratteristiche geotecniche medie. La figura 5.3 riporta gli esiti della modellazione geotecnica (principali parametri meccanici) ricavata dalle prove CPTE/CPTU

⁴ Robertson, P.K., Cabal K.L., Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 4th Edition, July 2010

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

eseguite nell'area di studio fino alla profondità di circa -10 metri. Gli esiti della modellazione geotecnica completi sono invece riportati in allegato alla presente Relazione.

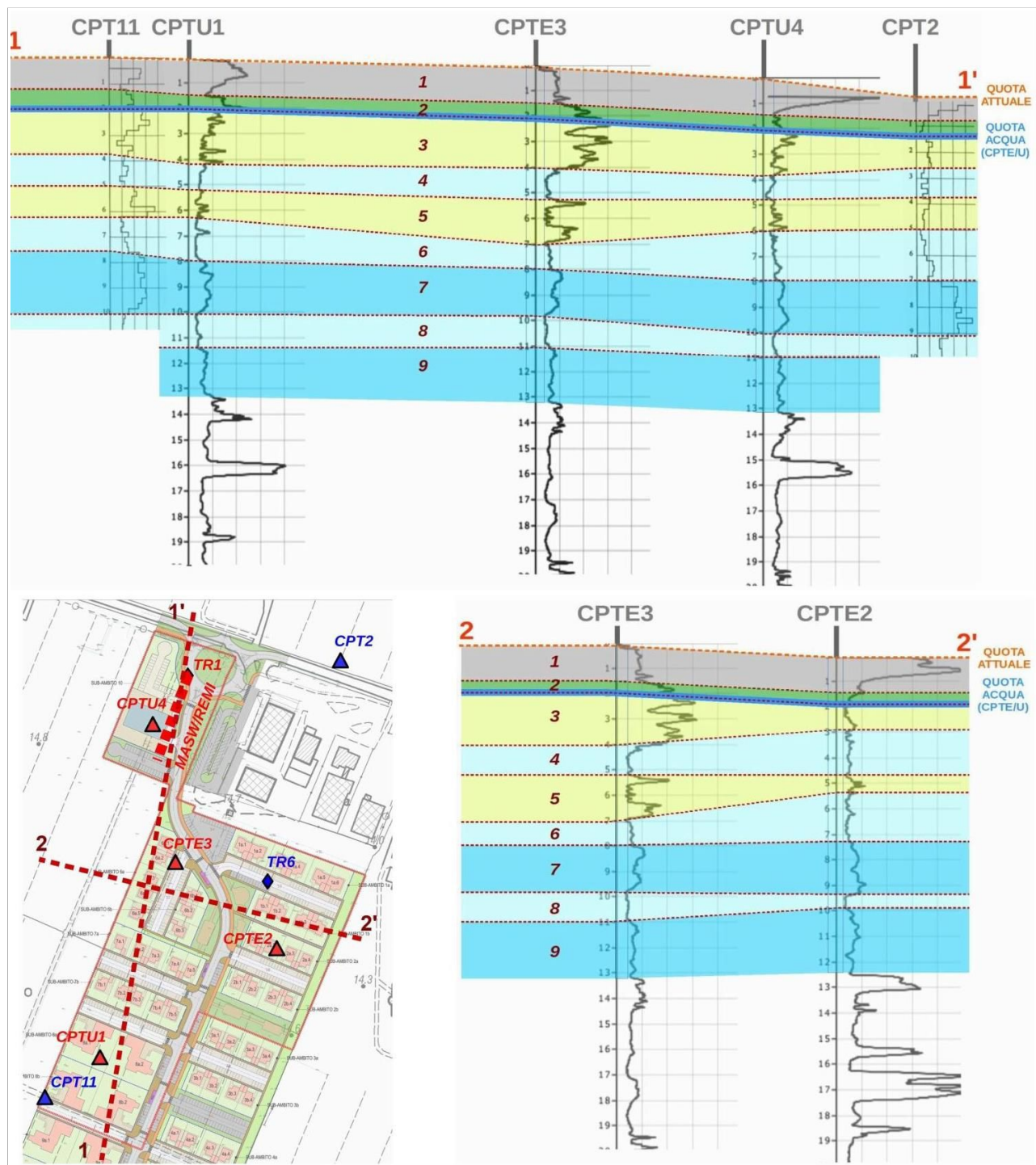


Figura 5.1 – Sezioni lito-geotecniche elaborate per l'area di studio (in grigio: intervallo insaturo essiccato e/o più alterato; in verde: zona di frangia capillare; in verde chiaro: limi con livelli/strati limoso sabbiosi; in azzurro chiaro: argille scarsamente consistenti; in azzurro scuro: limi/argille più consistenti)

Come già scritto, le indagini hanno evidenziato uno spessore più superficiale ("layer 1" fino a circa -1,5 metri) di sedimenti più superficiali fini, caratterizzato da evidente essiccamento (con resistenze

alla punta elevate) oppure da forte alterazione (suolo agricolo). Occorre sempre rammentare che l'essiccamento è da ritenersi condizione generalmente reversibile in relazione a da tenere in considerazione in fase di progettazione.

Sono poi attraversati ("layer 3" da 2,1÷2,2 m fino a 3,6÷4,2 m) sedimenti prevalentemente limosi con livelli e strati sabbiosi sciolti (più evidenti nella prova CPTE3), con caratteristiche di resistenza alla penetrazione variabili anche in relazione alla tessiture (da 1,0 MPa a 4,2 Mpa nella prova CPTE3).

Più in profondità sono attraversati intervalli prevalentemente argillosi, anche scarsamente consistenti ("layer 4-6-8") e con resistenze alla penetrazione mediocri ($q_c < 1.000$ kPa), alternati a strati argilloso limosi più consistenti ("layer 7-9") e strati con livelli limoso sabbiosi ("layer 5").

Unit Weight, g (kN/m³) :: $g = g_w \cdot \left(0.27 \cdot \log(R_f) + 0.36 \cdot \log\left(\frac{q_t}{p_a}\right) + 1.236 \right)$ where g_w = water unit weight Permeability, k (m/s) :: $I_c < 3.27$ and $I_c > 1.00$ then $k = 10^{0.952 - 3.04 \cdot I_c}$ $I_c \leq 4.00$ and $I_c > 3.27$ then $k = 10^{-4.52 - 1.37 \cdot I_c}$ N_{SPT} (blows per 30 cm) :: $N_{60} = \left(\frac{q_c}{p_a} \right) \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$ $N_{1(60)} = Q_{tn} \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$ Young's Modulus, E_s (MPa) :: $(q_t - \sigma_v) \cdot 0.015 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$ (applicable only to $I_c < I_{c_cutoff}$) Relative Density, Dr (%) :: $100 \cdot \sqrt{\frac{Q_{tn}}{k_{DR}}} \quad \text{(applicable only to SBT}_n\text{: 5, 6, 7 and 8 or } I_c < I_{c_cutoff}\text{)}$ State Parameter, ψ :: $\psi = 0.56 - 0.33 \cdot \log(Q_{tn,cs})$ Peak drained friction angle, ϕ (°) :: $\phi = 17.60 + 11 \cdot \log(Q_{tn})$ (applicable only to SBT_n: 5, 6, 7 and 8)	:: 1-D constrained modulus, M (MPa) :: If $I_c > 2.20$ $\alpha = 14$ for $Q_{tn} > 14$ $\alpha = Q_{tn}$ for $Q_{tn} \leq 14$ $M_{CPT} = \alpha \cdot (q_t - \sigma_v)$ If $I_c \leq 2.20$ $M_{CPT} = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$:: Small strain shear Modulus, G_0 (MPa) :: $G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$:: Shear Wave Velocity, V_s (m/s) :: $V_s = \left(\frac{G_0}{\rho} \right)^{0.50}$:: Undrained peak shear strength, S_u (kPa) :: $N_{kt} = 10.50 + 7 \cdot \log(F_r) \text{ or user defined}$ $S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}}$ (applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$) :: Remolded undrained shear strength, $S_u(rem)$ (kPa) :: $S_{u(rem)} = f_s \quad \text{(applicable only to SBT}_n\text{: 1, 2, 3, 4 and 9 or } I_c > I_{c_cutoff}\text{)}$:: Overconsolidation Ratio, OCR :: $k_{OCR} = \left[\frac{Q_{tn}^{0.20}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \cdot \log(F_r))} \right]^{1.25} \text{ or user defined}$ $OCR = k_{OCR} \cdot Q_{tn}$ (applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)
---	---

Figura 5.2 – Correlazioni utilizzate per la stima dei parametri geotecnici da prove CPTE/CPTU

CPTU1 Description		qt (MPa)	Ksbt (m/s)	N60	Es (MPa)	Dr	Phi (°)	M (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)	Su ratio	OCR	Gamma (kN/m ³)
0.04	Very dense/stiff soil	2.8	1.10E-6	9.0	36.1	73.9	42.7	34.9	43.9	-	-	-	18.8
1.50	Silty sand & sandy silt	3.1	4.19E-6	8.7	30.4	42.5	37.4	36.9	37.9	-	-	-	17.4
2.10	Clay & silty clay	1.7	5.94E-8	7.2	40.9	-	-	23.0	44.6	107.8	2.1	9.8	18.1
4.21	Clay	1.0	9.73E-9	5.2	28.2	-	-	11.7	34.8	65.9	1.0	4.7	17.2
6.33	Clay	0.7	2.00E-9	4.1	27.8	-	-	4.0	29.1	39.4	0.5	2.4	16.5
7.80	Clay	1.4	3.51E-9	7.9	-	-	-	16.1	57.7	90.3	1.0	4.6	18.2
CPTU2 Description		qt (MPa)	Ksbt (m/s)	N60	Es (MPa)	Dr	Phi (°)	M (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)	Su ratio	OCR	Gamma (kN/m ³)
0.07	Very dense/stiff soil	4.1	1.16E-6	13.1	54.5	-	-	49.7	64.4	203.4	7.6	35.0	19.5
1.50	Clay	1.0	3.21E-8	4.5	24.9	-	-	13.7	29.6	69.7	1.8	8.5	17.3
2.20	Clay	1.0	1.43E-8	4.9	-	-	-	13.6	34.0	69.2	1.5	7.0	17.5
3.01	Clay	1.0	6.10E-9	5.0	-	-	-	12.5	36.9	64.4	1.2	5.5	17.6
4.70	Clay	1.2	1.04E-8	6.1	38.1	-	-	15.6	42.5	81.6	1.3	5.8	17.7
5.43	Clay	0.9	3.29E-9	5.0	-	-	-	8.2	35.8	55.7	0.8	3.5	17.2
7.25	Clay	1.5	3.82E-9	8.4	-	-	-	18.4	61.4	98.3	1.1	5.1	18.4
CPTU3 Description		qt (MPa)	Ksbt (m/s)	N60	Es (MPa)	Dr	Phi (°)	M (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)	Su ratio	OCR	Gamma (kN/m ³)
0.23	Very dense/stiff soil	1.8	2.38E-7	6.5	31.4	-	-	24.3	36.8	126.2	5.8	26.9	18.5
1.42	Silty sand & sandy silt	3.5	4.70E-6	9.9	34.1	46.5	38.3	39.0	42.9	-	-	-	17.7
2.30	Sand & silty sand	4.2	1.03E-5	11.0	35.3	43.3	37.6	43.7	44.2	-	-	-	17.3
4.00	Clay	1.1	5.89E-9	5.9	45.2	-	-	14.3	43.1	72.6	1.2	5.7	17.9
5.20	Clay	1.6	2.38E-8	7.3	44.0	-	-	19.2	47.2	93.1	1.3	6.0	17.8
6.95	Clay	1.1	2.65E-9	6.5	-	-	-	12.0	47.4	70.8	0.9	4.0	17.8
8.00	Clay	1.6	3.30E-9	9.0	-	-	-	18.8	66.6	103.1	1.1	5.1	18.6
CPTU4 Description		qt (MPa)	Ksbt (m/s)	N60	Es (MPa)	Dr	Phi (°)	M (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)	Su ratio	OCR	Gamma (kN/m ³)
0.76	Very dens/stiff soil	3.3	3.21E-7	12.0	68.2	-	-	45.3	65.7	201.7	7.0	32.4	19.5
1.40	Clay & silty clay	1.4	6.31E-8	5.7	37.8	-	-	18.4	35.3	94.0	2.4	11.2	17.7
2.30	Clay	1.2	1.99E-8	5.8	43.0	-	-	16.1	38.6	83.3	1.6	7.5	17.7
3.90	Clay	0.6	1.28E-9	3.7	-	-	-	3.6	30.4	33.1	0.6	2.6	17.2
4.70	Clay	0.9	4.06E-9	5.0	33.3	-	-	8.9	36.0	57.6	0.9	4.0	17.3
6.05	Clay	1.0	2.99E-9	5.5	-	-	-	9.4	40.2	61.6	0.8	3.6	17.4
7.90	Clay	1.7	3.99E-9	9.0	-	-	-	20.6	66.3	107.1	1.1	5.3	18.6

Figura 5.3 – Caratterizzazione geotecnica ricavata dalle penetrometrie CPTE/CPTU (fino a -10 m)

5.2 Definizione dei parametri geotecnici di progetto

Le NTC vigenti indicano di assumere, per le successive verifiche geotecniche, i “valori caratteristici” dei parametri meccanici del sottosuolo, ovvero la stima ragionata e cautelativa dei valori dei parametri nello stato limite considerati. Nel nostro caso, i valori caratteristici dei sedimenti sono estrapolati considerando gli strati medi ricavati dalle prove penetrometriche. Tale scelta è giustificata dal presupposto che nelle verifiche geotecniche per fondazioni dirette viene coinvolto un maggior volume di terreno, pertanto con una possibile compensazione delle eterogeneità a “rottura” dei sedimenti. In queste situazioni, l'approccio scelto viene indicato anche nelle Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLP) relative alle precedenti NTC 2008.

Ciò detto, la seguente tabella 5.1 riassume la parametrizzazione geotecnica di massima riferita ai primi 7 metri circa e utile per il dimensionamento geotecnico dei manufatti di fondazione da prevedere nell'area di studio. La tabella 5.1 riporta valori medi minimi ricavabili dalle prove CPTE/CPTU e considera gli strati (layer) elaborati nelle sezioni lito-geotecniche descritte nel precedente paragrafo (figura 5.1).

Tabella 5.1

	Quota media [m s/m]	Note tessiturali	γ	ϕ	c'	cu	ca
			[kg/mc]	[°]	[kg/cm ^q]	[kg/cm ^q]	[kg/cm ^q]
Layer 1	0.00 – 1.50 m	Limi e limi sabbiosi insaturi essiccati e/o alterati (suolo agricolo)	(1880)	--	--	--	--
Layer 2	1.50 – 2.10 m	Limi e limi sabbiosi insaturi (zona di frangia capillare)	(1730)	(35) (CPTE3)	(0,09)	(0,70)	(0,04)
Layer 3	2.10 – 4.00 m	Limi con livelli e strati limoso sabbiosi	1750	37 (CPTE3)	0.09	0,70	0.04
Layer 4	4.00 – 5.00 m	Argille scarsamente consistenti	1700	--	0.04	0,30	0,02
Layer 5	5.00 – 6.50 m	Argille limose e strati limoso sabbiosi	1650	--	0.04	0,40	0,02

Simbologia adottata:

γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c'	Coesione efficace del terreno espressa in [kg/cm ^q]
ca	Adesione del terreno espressa in [kg/cm ^q]

Si precisa che la coesione efficace è calcolata pari a 1/8 valore dell'angolo d'attrito interno del terreno. L'adesione terreno/fondazione è invece calcolato pari a 1/2 della coesione efficace. Si è considerata una quota di falda a – 2 m dall'attuale p.c.

Occorre rammentare che la caratterizzazione geotecnica dei sedimenti insaturi desunta dalle prove penetrometriche può risultare particolarmente incerta per le caratteristiche di sovraconsolidazione

apparente dello spessore sopra falda. Per questo motivo, la tabella riporta tra parentesi esiti corretti e più cautelativi.

Occorre infine ricordare che la caratterizzazione geotecnica sopra descritta è da ritenersi esclusivamente di massima e dovrà essere necessariamente approfondita in sede di progettazione esecutiva degli interventi, ai sensi delle vigenti NTC.

5.3 Indicazioni sulle opere di fondazione e approfondimenti sui cedimenti ammissibili

Il primo stralcio attuativo prevede la realizzazione di edifici dotati di opere di fondazione. Per la progettazione delle costruzioni si dovranno pertanto espletare ulteriori indagini e analisi finalizzate all'elaborazione delle verifiche geotecniche. Per questa fase di pianificazione attuativa è tuttavia opportuno fornire alcune indicazioni preliminari, utili alla progettazione delle opere di fondazione.

Come già descritto, le indagini penetrometriche hanno attraversato sedimenti più superficiali fini (limi e argille) insaturi e caratterizzati da condizioni di alterazione e/o essiccamento variabile (da elevato a moderato). Più in dettaglio, le penetrometrie riscontrano un intervallo più superficiale, profondo circa 150 cm, caratterizzato da maggior grado di alterazione (suolo agricolo) o essiccamento. Segue un sottostante intervallo meno alterato, corrispondente alla presunta zona di frangia capillare, con umidità in aumento ma ancora non saturo (spessore di circa 50 cm).

Occorre rammentare che l'essiccamento di sedimenti fini e coesivi è una condizione generalmente reversibile, soprattutto se interessa terreni molto superficiali, dove il grado di umidità può facilmente variare per molteplici cause. Inoltre, la modificazione del grado di umidità nei sedimenti argillosi può comportare consistenti variazioni volumetriche. Per questa condizione, è consigliabile prevedere una quota di incastro delle fondazioni ad almeno -120 cm dall'attuale piano campagna, per limitare le possibili conseguenze ai maufatti correlabili a variazioni volumetriche differenziali (per essiccamento/rigonfiamento) dei sedimenti.

Le penetrometrie CPTE/CPTU hanno inoltre riscontrato intervalli di sedimenti fini (argille e limi) caratterizzati da scarsa consistenza. Per questo motivo, lo studio geologico e sismico elaborato per la proposta di inserimento nel POC ha indicato che: *“le successive analisi geotecniche (fasi di attuazione e/o progettazione definitiva), dovranno stimare l'entità dei cedimenti attesi (assoluti e/o differenziali), per valutare con cura le profondità di incastro e l'adeguato dimensionamento delle strutture di fondazione”.*

Ciò detto, gli esiti delle prove penetrometriche CPTE/CPTU consentono un'analisi preliminare dei cedimenti sottoposti a carico, basata sul metodo edometrico. Si rammenta che il cedimento è

formato da diverse componenti, costituite da movimenti di rotolamento e scorrimento relativo fra i granuli, che fa variare l'indice dei vuoti, e dalla rottura dei granuli che modifica la struttura del materiale. In generale i cedimenti vengono classificati come:

- immediati, cioè quelli che si sviluppano non appena il sovraccarico viene applicato;
- di consolidazione, cioè quelli che si sviluppano nel tempo e richiedono un periodo dell'ordine di mesi o anni per esaurirsi.

Il metodo edometrico è il classico procedimento per il calcolo dei cedimenti in terreni a grana fine, proposto da Terzaghi. I cedimenti risultano legati al modulo edometrico dei sedimenti, seguendo la seguente espressione:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_{ed_i}} \Delta z_i$$

dove:

- $\Delta \sigma$ Tensione indotta nel terreno, alla profondità z , dalla pressione di contatto della fondazione
- E_{ed} Modulo elastico e relativa allo strato i -esimo
- Δz Spessore dello strato i -esimo in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico.

Le caratteristiche di deformabilità dei sedimenti, necessarie per le verifiche dei cedimenti, sono desunte dagli esiti delle prove CPTE/CPTU. In tal senso, per consentire una migliore approssimazione di calcolo, i sedimenti attraversati sono stati discretizzati in un maggior numero di strati omogenei. Si è inoltre considerata una soglia limite al calcolo pari al 10% dell'incremento delle tensioni indotte nel sottosuolo (calcolate con il metodo di Boussinesq).

La seguente tabella 5.2 riporta la stima dei moduli edometrici ricavati indirettamente dalle prove penetrometriche per ogni singolo strato

Tabella 5.2

Verticale: CPTU1		Verticale: CPTE2		Verticale: CPTE3		Verticale: CPTU4	
Quota	E_{ed}	Quota	E_{ed}	Quota	E_{ed}	Quota	E_{ed}
[m da p.c.]	[MPa]	[m da p.c.]	[MPa]	[m da p.c.]	[MPa]	[m da p.c.]	[MPa]
0,0 → 1,5	--	0,0 → 1,5	--	0,0 → 1,4	--	0,0 → 1,4	--
1,5 → 2,1	36,9	1,5 → 2,2	13,7	1,4 → 2,3	39,0	1,4 → 2,3	18,4
2,1 → 4,2	23,0	2,2 → 3,0	13,6	2,3 → 4,0	43,7	2,2 → 3,9	16,1
4,2 → 6,3	11,7	3,0 → 4,7	12,5	4,0 → 5,2	14,3	3,9 → 4,7	3,6
6,3 → 7,8	4,0	4,7 → 5,4	15,6	5,2 → 7,0	19,2	4,7 → 6,1	8,9
7,8 → 10,0	16,1	5,4 → 7,3	8,2	7,0 → 8,0	12,0	6,1 → 7,9	9,4
		7,3 → 9,5	18,4	8,0 → 9,8	18,8	7,9 → 9,9	20,6

Le simulazioni di cedimento (figure 5.4 e 5.4bis) hanno considerato una geometria di fondazione nastriforme continua, di larghezza pari a 100 cm e una pressione di carico di 100 kPa. Si è inoltre proceduto con un approccio più cautelativo, considerando una profondità di incastro della

fondazione compresa tra -140 e -150 cm dall'attuale piano campagna, cioè incastrata al di sotto dello strato superficiale alterato e/o sovraconsolidato (per essiccamento), infine non si sono considerati effetti di compensazione delle sovrappressioni dovute al terreno escavato. In tal senso, i cedimenti ottenuti da tale configurazione risultano:

CPTU1 → 1,3 cm

CPTE2 → 1,6 cm

CPTE3 → 0,7 cm

CPTU4 → 1,8 cm

evidenziando valori relativamente contenuti sia in termini di valore assoluto (minori di un “pollice”), sia in termini di risultati differenziali. Infatti, gli strati limoso argillosi scarsamente consistenti attraversati dalle prove penetrometriche (es. layer 4-6 di figura 5.1) non hanno evidenziato deformazioni per compressione particolarmente significative per le pressioni simulate. In questo senso, è possibile affermare che le caratteristiche degli edifici previsti dal piano attuativo, consentono di adottare fondazioni dirette, opportunamente dimensionate. È tuttavia consigliabile procedere con ulteriori verifiche dei cedimenti in fase di progettazione costruttiva dei singoli interventi, sulla base degli esiti delle ulteriori indagini in situ e una volta note le effettive pressioni di progetto degli edifici da realizzare.

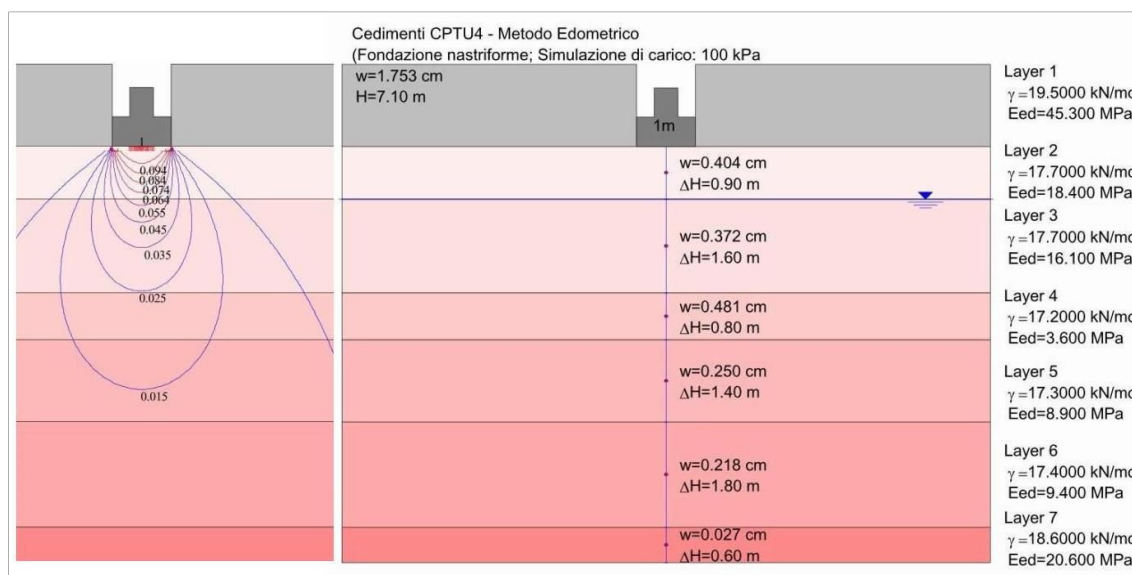


Figura 5.4 – Elaborazione dei cedimenti (software: CARL v12)

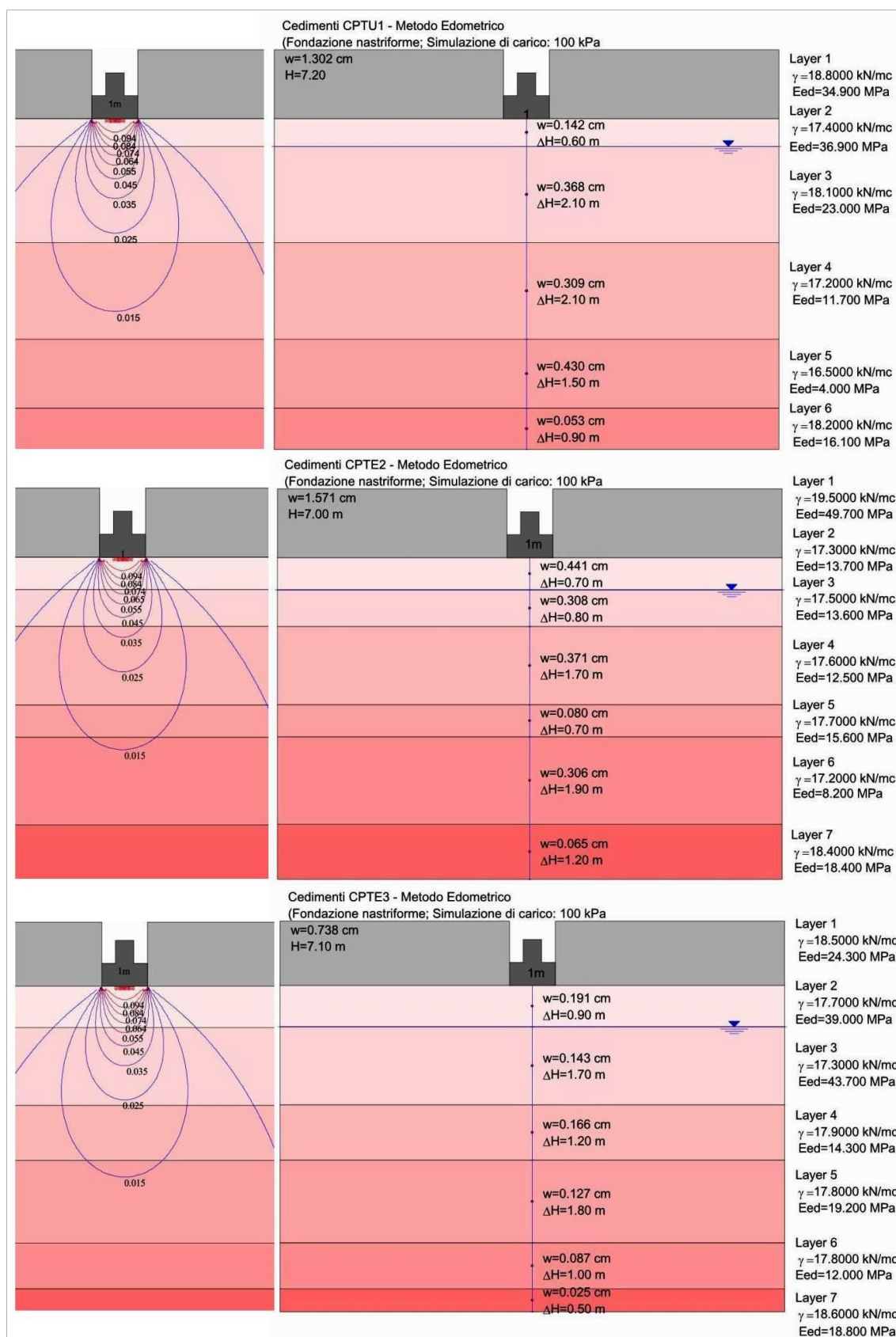


Figura 5.4bis – Elaborazione dei cedimenti (software: CARL v12)

Il progetto attuativo prevede anche la realizzazione di opere di urbanizzazione e in particolare la realizzazione dei parcheggi, della viabilità e della rete fognaria (acque bianche e nere).

Per quanto riguarda la realizzazione delle fognature, il progetto prevede quote di scorrimento tali da prevedere scavi esecutivi a profondità variabili, fino a circa 3,5 metri dall'attuale p.c. Verranno pertanto escavati i sedimenti compresi nel "layer 3": si tratta di depositi prevalentemente limosi con livelli e strati sabbiosi sciolti (più evidenti nella prova CPTe3) che risultano saturi. Sebbene la prima falda risulti caratterizzata da scarsa trasmissività, la possibilità di intercettare strati più sabbiosi saturi e scarsamente coesivi impone una certa cautela per quanto riguarda la tenuta dei fronti di scavo. In tal senso, durante la realizzazione degli scavi si dovrà attentamente verificare l'eventuale presenza di sedimenti più granulari saturi, valutando l'opportunità di realizzare opere provvisorie di contrasto o sostegno delle pareti di escavazione e di allontanamento dell'acqua dal fondo scavo.

Per quanto riguarda la realizzazione della nuova viabilità prevista per l'urbanizzazione, occorre premettere che il dimensionamento delle sovrastrutture stradali è necessariamente dipendente dalle caratteristiche di sottofondo e in particolare dalla qualità portante di quest'ultima, cioè dalla sua capacità di sopportare gli stati tensionali derivanti dalla diffusione in profondità dei carichi superficiali ripetuti (traffico), senza subire deformazioni tali da compromettere la funzionalità della pavimentazione. Dal punto di vista pratico, il traffico induce sul sottofondo solo deformazioni recuperabili e pertanto il comportamento sforzo/deformazione per una strada può essere calcolato considerando la teoria dell'elasticità. Ciò detto, la stima della capacità portante non è di semplice quantificazione e può essere definita mediante prove empiriche (prove su piastra; classificazione del terreno; prove CBR; ecc.) correlate con il traffico e gli spessori della pavimentazione (figura 5.5).

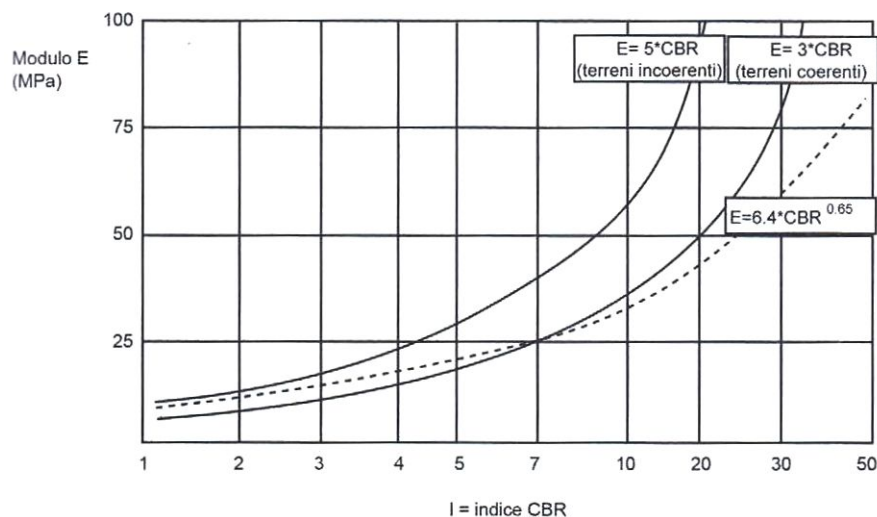
Figura 5.5 – Classi di portanza del sottofondo secondo il catalogo delle pavimentazioni CNR

Classe	CBR (%)	M_r (N/mm ²)	K (kPa/mm)
Scadente	0-3	30	20
Scarsa	4-7		
Media	8-20	90	60
Buona	21-50	50	100
Eccellente	> 50	1	

È tuttavia possibile fornire una valutazione della portanza basandoci sugli esiti delle prove penetrometriche CPTU in quanto consentono di ricavare indirettamente la stima del Modulo di Young E (cfr. figura 5.3). Il modulo di deformazione M_d e il modulo di Young sono equivalenti a meno della conoscenza del coefficiente di Poisson (per i sedimenti fini risulta generalmente pari a

0,5), inoltre in letteratura sono note numerose correlazioni fra i vari parametri di portanza (statici e dinamici). A titolo d'esempio, in figura 5.6 sono riportate alcune note correlazioni fra modulo elastico e CBR.

In conclusione, è possibile attribuire i sedimenti in posto (fino a una profondità di circa 3 m) ad una classe di portanza “scarsa” (con: $E_{\text{medio}} = 35 \text{ MPa}$; $E_{\text{min}} = 25 \text{ MPa}$).



Figura

5.6 – Correlazione fra modulo elastico E e l'indice CBR

6 CONCLUSIONI

Si riassumono gli esiti delle indagini espletate e gli ulteriori elementi prescrittivi per le successive fasi di intervento diretto.

Contesto geomorfologico e geologico → l'Ambito presenta una blanda acclività verso NE e quote comprese tra circa 15,5 m e 14,0 m s.l.m. Ricade in un contesto di pianura alluvionale, più in particolare di “depositi di argine, canale e rotta fluviale” del Savena (IV–VI secolo d.c.).

I sedimenti superficiali sono attribuiti al “Subsintema di Ravenna” (sigla AES8) di età deposizionale recente (Olocene). Le prove eseguite riscontrano sedimenti argilloso limosi, con rari intervalli limoso sabbiosi. Unica eccezione la prova CPTE3, con strati sabbioso limosi fino a circa -4 m dal p.c.

Contesto idrogeologico e aspetti idraulici locali → la tavola A.C.1.2b “Carta Idrogeologica” elaborata per il PSC dei Comuni delle unioni “Reno – Galliera” e “Terre di Pianura”, evidenzia un blando deflusso sotterraneo della falda meno profonda diretto verso NE e un livello statico a circa 14÷12 m slm (soggiacenza media di circa 1,5÷2,0 metri). Dal punto di vista idraulico, la regimazione locale secondaria è fornita dai fossi di testata e trasversali dei campi agricoli. Poco a sud, oltre il limite dell'area, è presente uno scolo (acque basse) e il Canale Emiliano-Romanolo (distante circa 350 m). L'area di interesse rimane a circa 850 metri di distanza dal Canale Navile (a est). Non sussistono particolari criticità idrauliche.

Pericolosità sismica preliminare e microzonazione sismica comunale → la tavola 1a della MS comunale include l'ambito nella zona “C” con possibilità di amplificazione stratigrafica e di cedimenti post sisma. Per l'area di studio non vengono richiesti approfondimenti sismici di “terzo livello”. Gli aggiornamenti della MS già espletati per lo studio geologico del POC (ai sensi della DGR 2193/2015 e ora anche rispetto alla DGR 630/2019) e i dati sismostratigrafici disponibili permettono di includere l'area nel macro contesto di “PIANURA 2” ($V_{s30} = 200$ m/s). I fattori di amplificazione semplificati sono indicati nel paragrafo 4.1 (figura 4.9) e in particolare $FA(P_{ga}) = 1,7$ con $A_{g,ref} 0,161g$. Le registrazioni HVSR evidenziano frequenze fondamentali di vibrazione a circa 0,8÷0,9 Hz (possibile risonanza con edifici molto elevati, cioè >10 piani).

Le prove CPTE/CPTU hanno consentito di effettuare verifiche quantitative della liquefacibilità e dei cedimenti post sisma. Gli esiti dimostrano una pericolosità di liquefazione “bassa” ($LPI < 2$; $LSN < 6$) e cedimenti post sisma cumulativi non significativi (<2 cm). Tali verifiche risultano più cautelative rispetto alle medesime verifiche espletate secondo le vigenti NTC (per opere “ordinarie”).

Caratterizzazione sismica ai sensi delle NTC vigenti → la pericolosità di base è stata determinata sulla base delle coordinate corrispondenti al baricentro dell'area di studio (Lat. 44°,636962 Long. 11°,409126 in coordinate ED50). Considerando gli esiti delle indagini e degli ulteriori

approfondimenti sismici, il calcolo dei parametri di “azione sismica” per la “progettazione ordinaria” potrà essere effettuato mediante l'approccio semplificato. L'ambito è ascrivibile alla “categoria di sottosuolo” C con categoria topografica T1 e nel paragrafo 4.3.2 sono riportati i parametri sismici riferiti a opere ordinarie (classe d'uso 2).

Caratterizzazione geologico tecnica del sottosuolo → Le penetrometrie hanno fornito esiti di resistenza utili per la caratterizzazione geotecnica dei sedimenti attraversati. Le prove riscontrano uno spessore più superficiale (circa 1,5 m) di sedimenti limoso argillosi caratterizzati da condizioni di alterazione e/o essiccamento più significativo. Quest'ultima condizione è da ritenersi generalmente reversibile e quindi da tenere in considerazione in fase di progettazione. Sono poi attraversati sedimenti prevalentemente fini con grado di umidità variabile (zona di “frangia capillare” fino alla quota piezometrica (circa -2,0÷2,1 m) e sedimenti prevalentemente limosi con livelli e strati sabbiosi sciolti (più evidenti nella prova CPTE3), con caratteristiche di resistenza alla penetrazione variabili anche in relazione alla tessiture (da 1,0 MPa a 4,2 MPa nella prova CPTE3). Nel paragrafo 5.1 vengono riportate sezioni lito-geotecniche del sottosuolo investigato e la stima dei principali parametri geotecnici. Il paragrafo 5.2 riporta un'ulteriore parametrizzazione geotecnica di massima dei sedimenti (valori “caratteristici” per le verifiche geotecniche) che tuttavia dovrà essere ulteriormente approfondita in sede di progettazione esecutiva degli interventi. Per la presenza di sedimenti alterati e/o essiccati superficiali, si consiglia una quota d'incastro delle fondazioni ad almeno -120 cm dall'attuale p.c. per limitare possibili conseguenze sui manufatti causate da variazioni volumetriche differenziali (per essiccamento/rigonfiamento) dei sedimenti.

Le penetrometrie hanno inoltre riscontrato alcuni intervalli limoso argillosi scarsamente consistenti a profondità comprese nel presumibile “volume significativo” di sedimenti. In tal senso, gli esiti delle prove penetrometriche CPTE/CPTU hanno permesso verifiche speditive dei cedimenti basate sul metodo edometrico di Terzaghi (cfr. par. 5.3), considerando una geometria di fondazione nastriforme continua, di larghezza pari a 100 cm e una pressione di carico di 100 kPa. Si è inoltre proceduto con un approccio più cautelativo, cioè con quota d'incastro della fondazione tra -140 e -150 cm dall'attuale p.c. (alla base dello strato superficiale alterato e/o sovraconsolidato per essiccamento) ed escludendo gli effetti di compensazione delle sovrappressioni dovute al terreno escavato. Queste simulazioni hanno evidenziato cedimenti relativamente contenuti sia in termini di valore assoluto (minori di un “pollice”), sia in termini di risultati differenziali. Le caratteristiche degli edifici previsti dal piano attuativo, consentono di prevedere fondazioni dirette opportunamente dimensionate. È tuttavia consigliabile procedere con ulteriori verifiche dei cedimenti in fase di progettazione costruttiva dei singoli interventi, sulla base degli esiti delle ulteriori indagini “in situ” e una volta note le effettive pressioni di progetto degli edifici da realizzare.

Per quanto riguarda gli interventi di urbanizzazione (reti fognarie; viabilità) si consiglia di eseguire gli scavi verificando con cura l'eventuale presenza di sedimenti più granulari saturi per valutare

l'opportunità di realizzare opere provvisorie di contrasto o sostegno delle pareti di escavazione e di allontanamento dell'acqua dal fondo scavo.

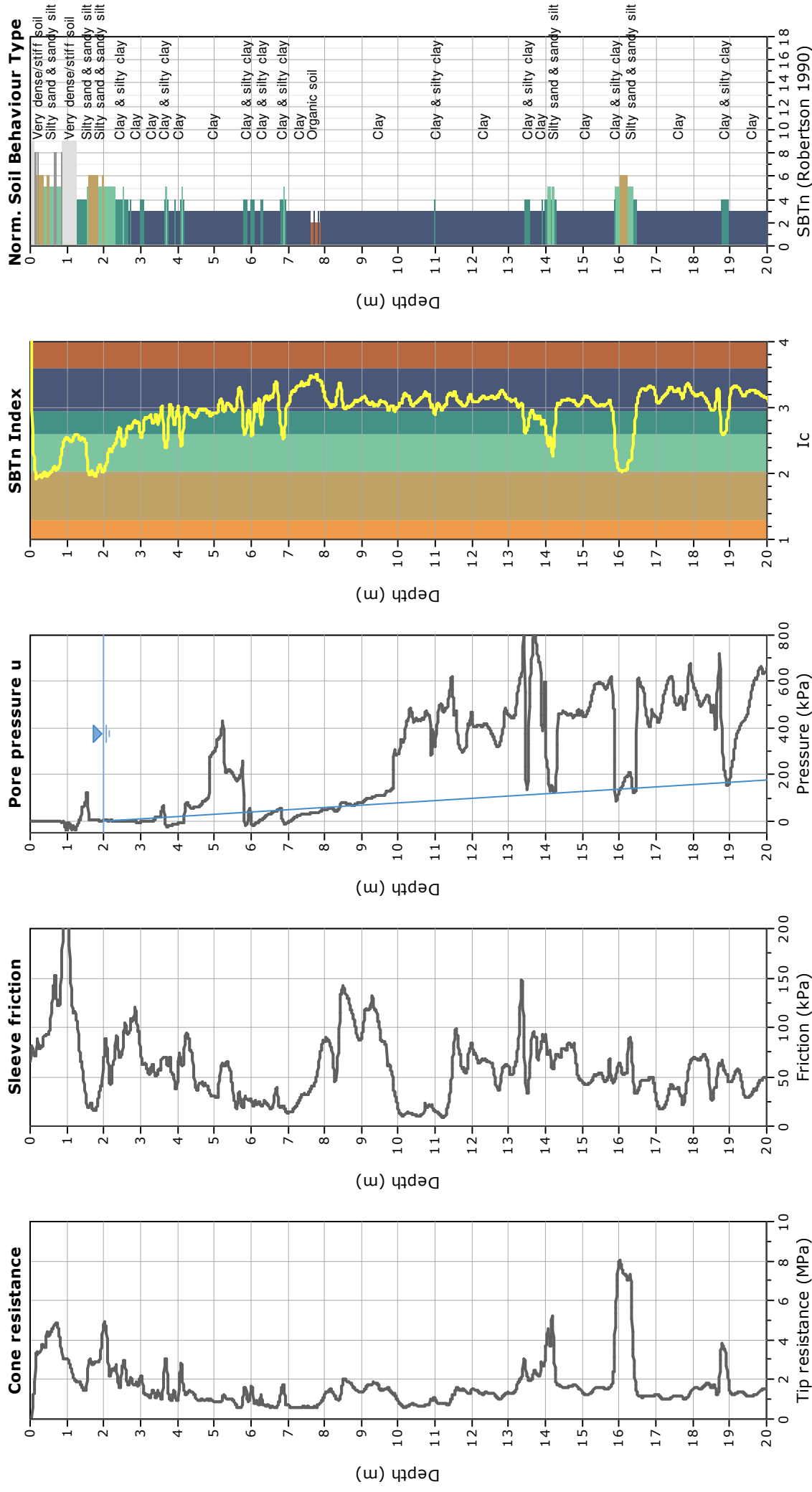
Per quanto riguarda la nuova viabilità, sulla base degli esiti delle penetrometrie CPTU è possibile attribuire i sedimenti in posto (fino a una profondità di circa 3 m) ad una classe di portanza del sottofondo “scarsa”.

Elaborazione: geol. Samuel Sangiorgi

ALLEGATI

Project:

Location: via Marconi - Bentivoglio (BO)



Studio Samuel Sangiorgi

via Valsellustra 32, 40060 - Dozza (BO)

info@studiosamuelsangiorgi.eu

Tel. 0542-640279

CPT: CPTU1

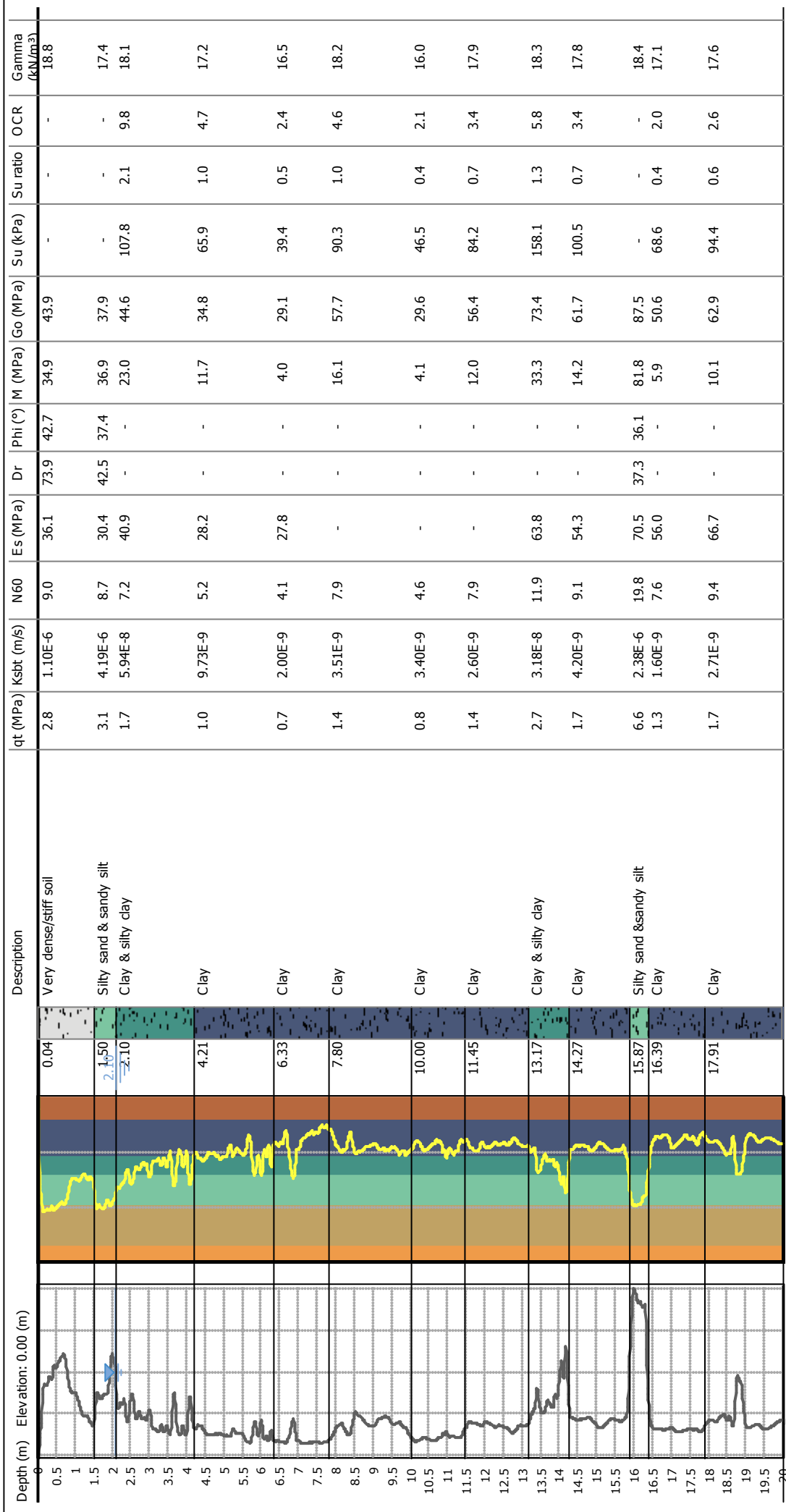
Total depth: 20.21 m, Date: 19/07/2017

Surface Elevation: 0.00 m

Coords: X:0.00, Y:0.00

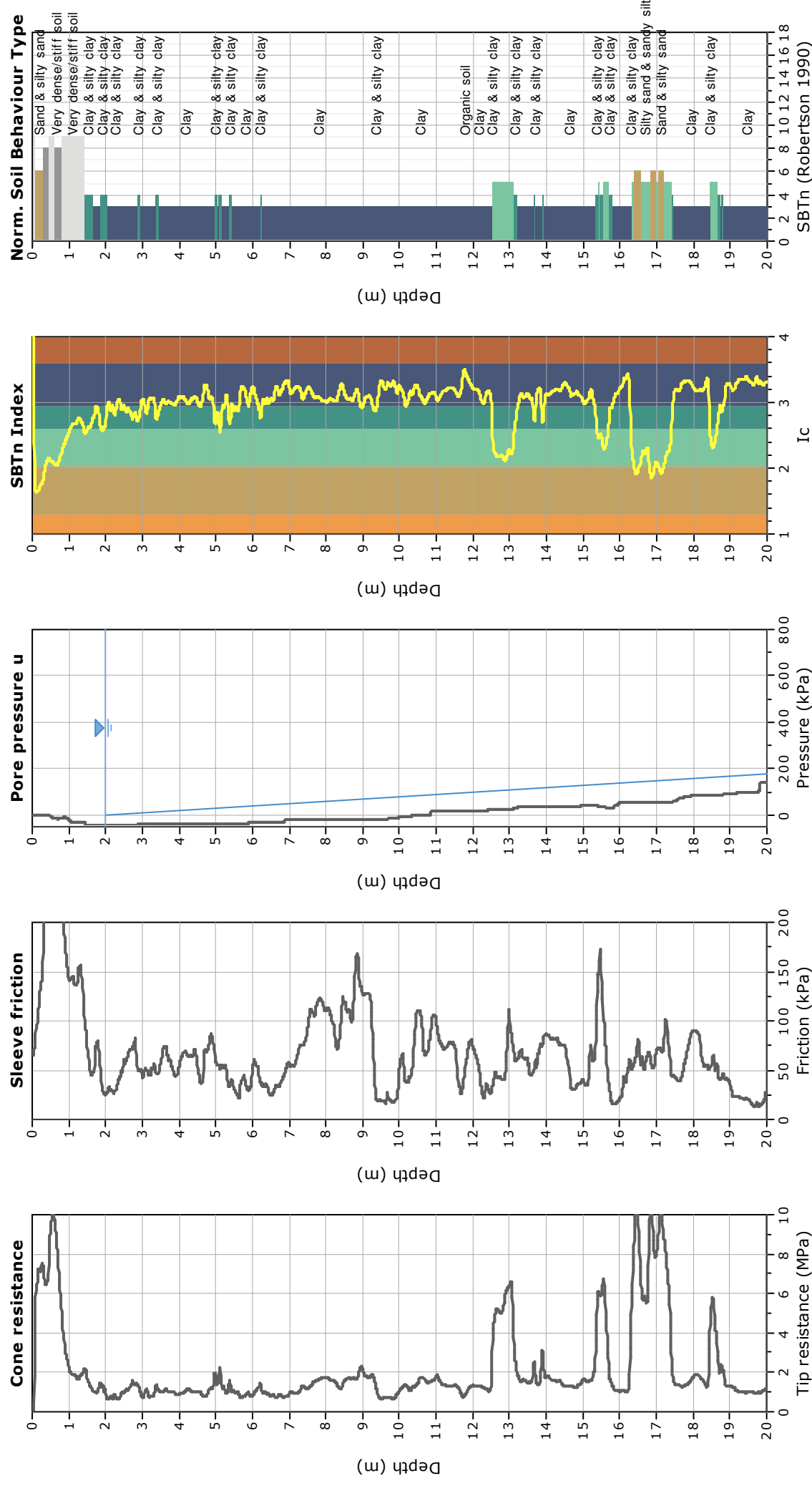
Cone Type: Unknown

Cone Operator: Unknown

Project:**Location:**

Project:

Location: via Marconi - Bentivoglio (BO)



Studio Samuel Sangiorgi

via Valsellustra 32, 40060 - Dozza (BO)

info@studiosamuelsangiorgi.eu

Tel. 0542-640279

CPT: CPTE2

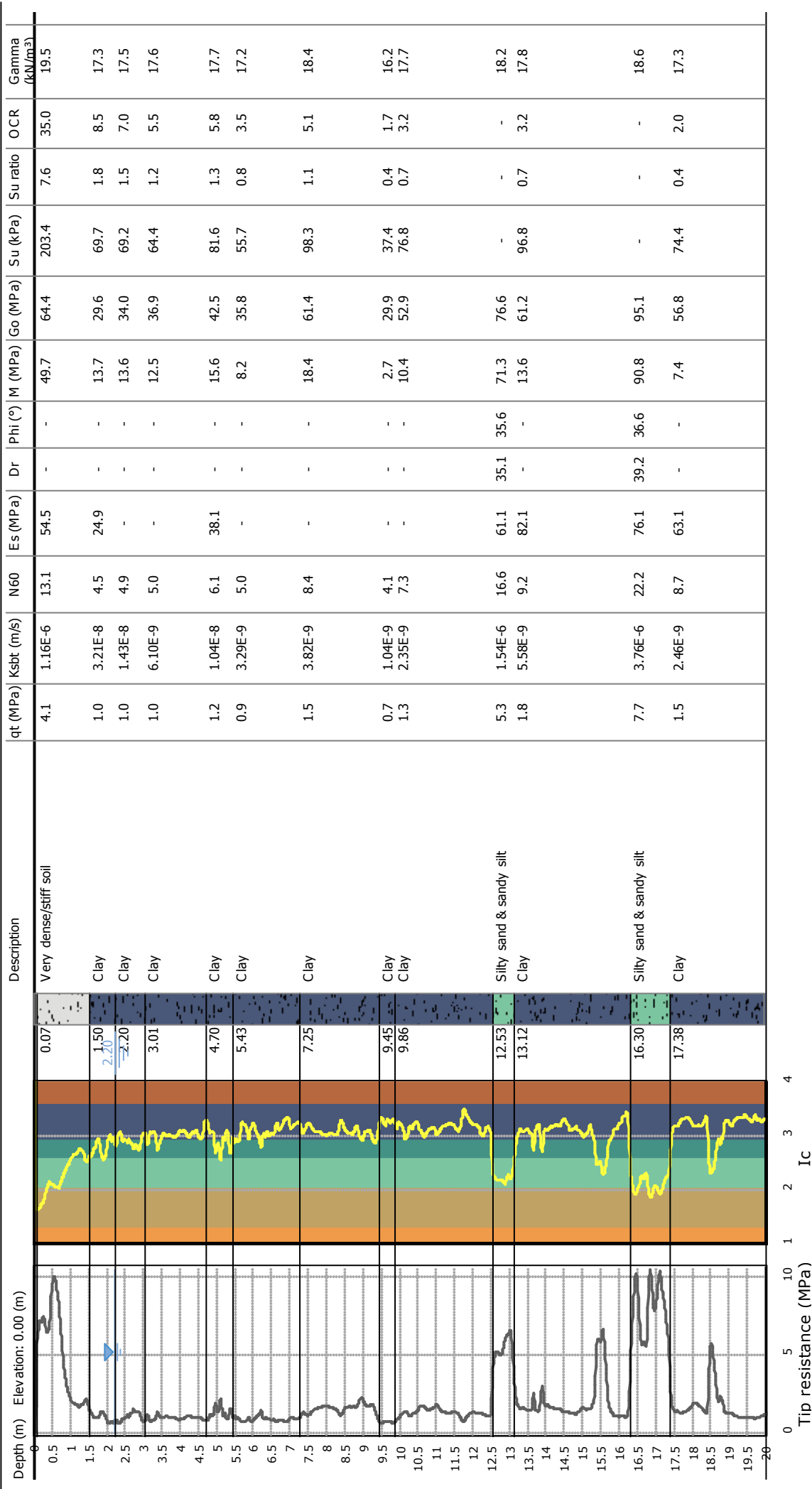
Total depth: 20.13 m, Date: 19/07/2017

Surface Elevation: 0.00 m

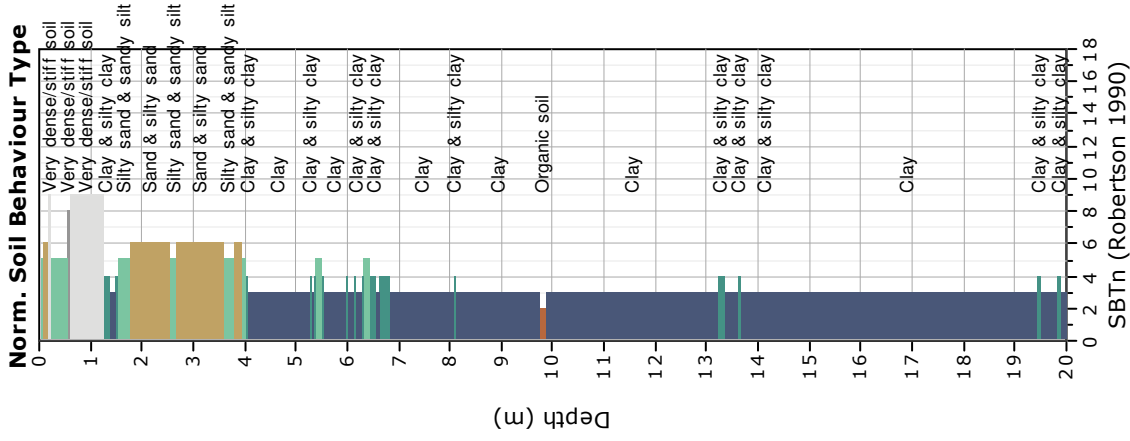
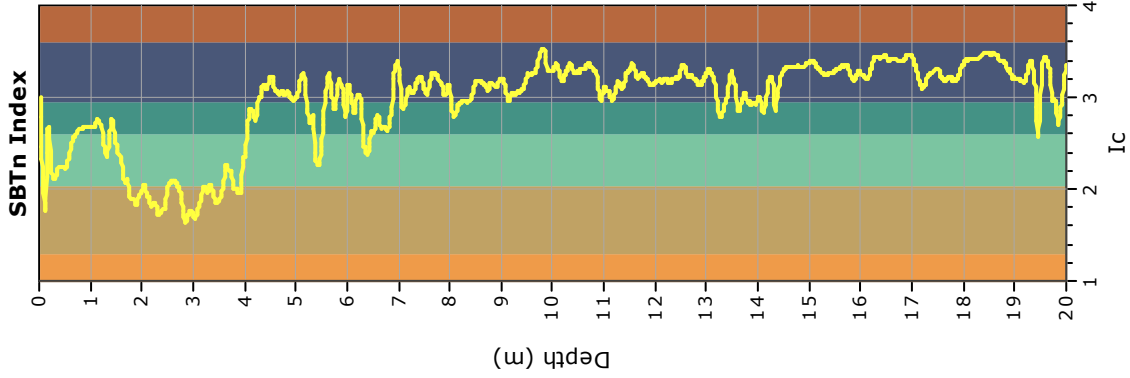
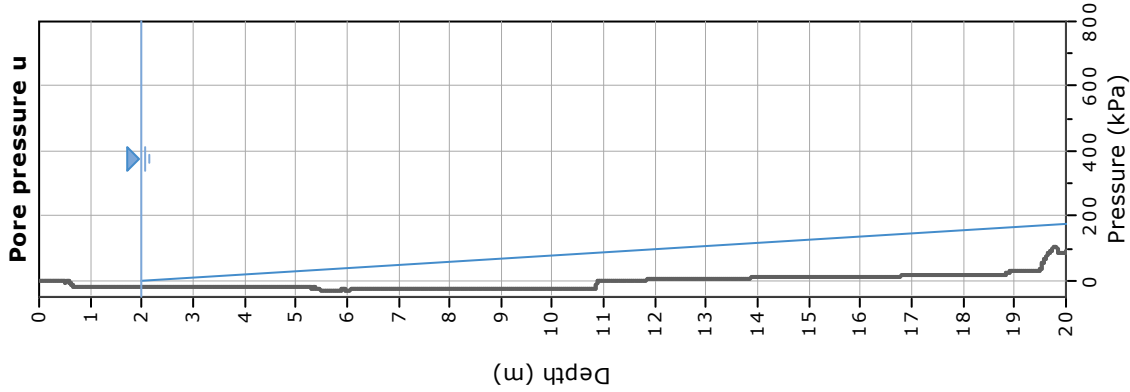
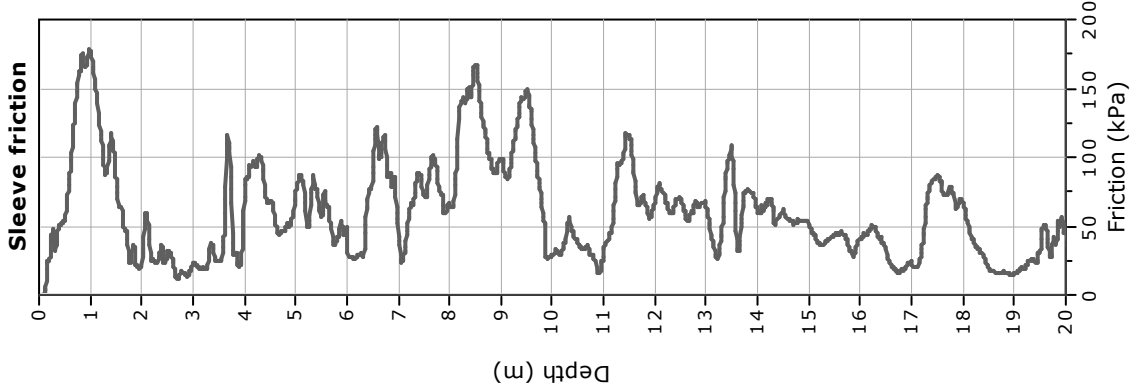
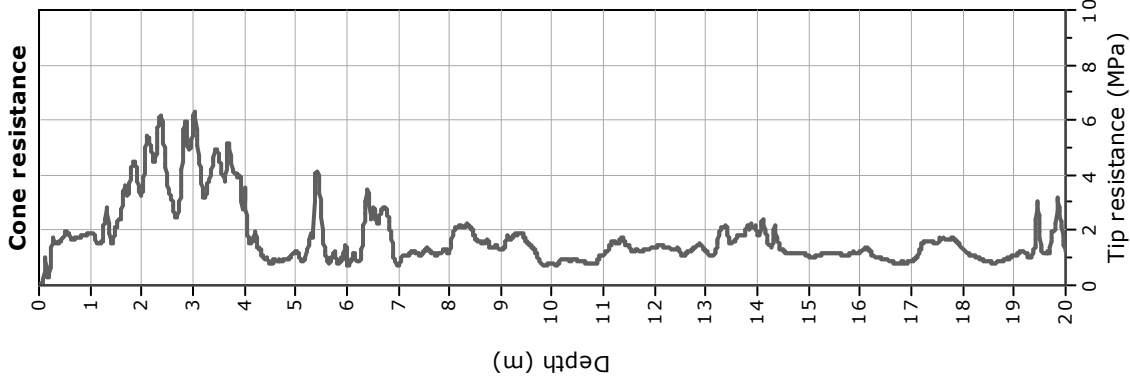
Coords: X:0.00, Y:0.00

Cone Type: Unknown

Cone Operator: Unknown

Project:**Location:**

Project:
Location: via Marconi - Bentivoglio (BO)



Studio Samuel Sangiorgi

via Valsellustra 32, 40060 - Dozza (BO)

info@studiosamuelsangiorgi.eu

Tel. 0542-640279

CPT: CPTE3

Total depth: 20.36 m, Date: 19/07/2017

Surface Elevation: 0.00 m

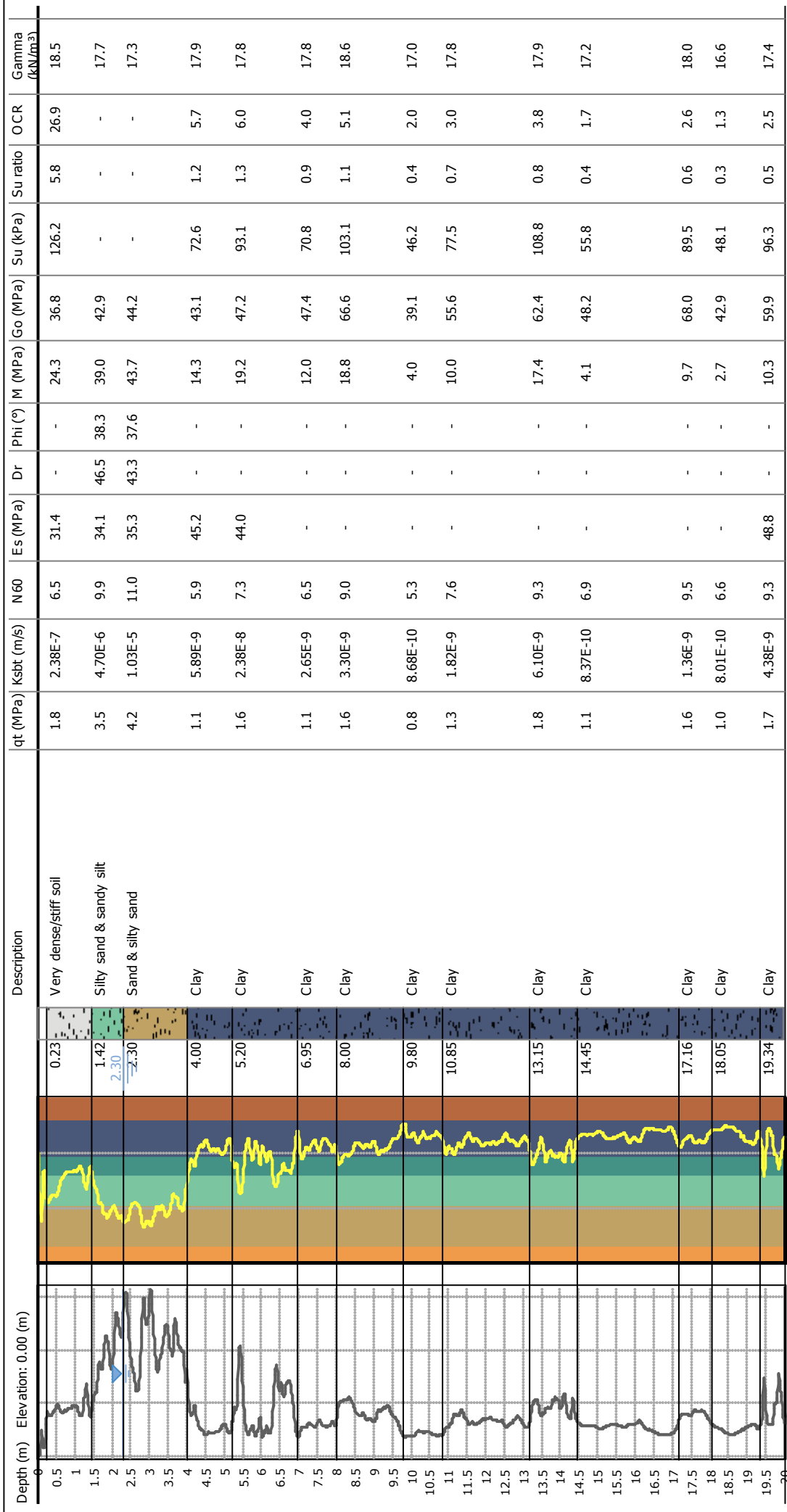
Coords: X:0.00, Y:0.00

Cone Type: Unknown

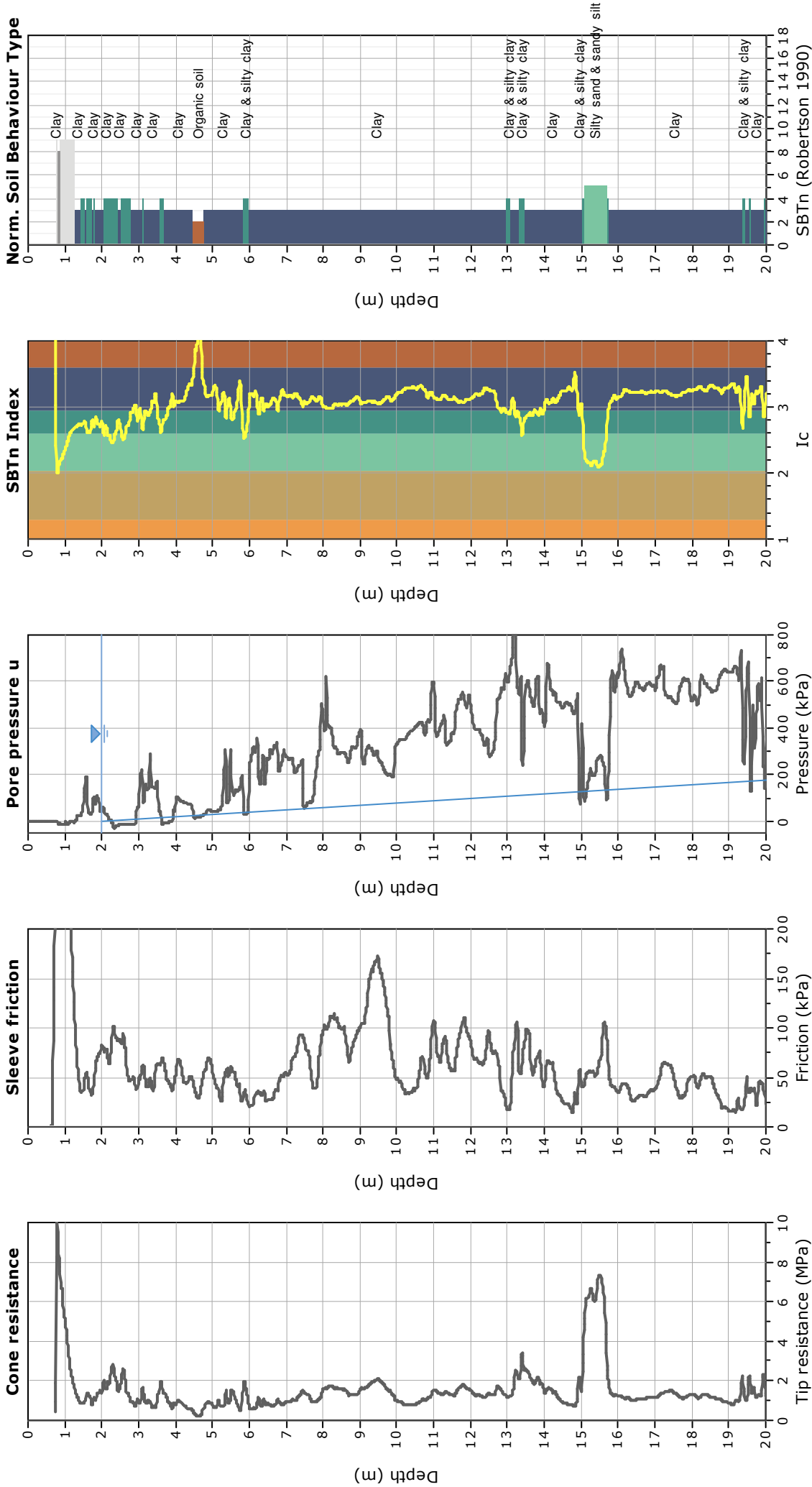
Cone Operator: Unknown

Project:

Location:

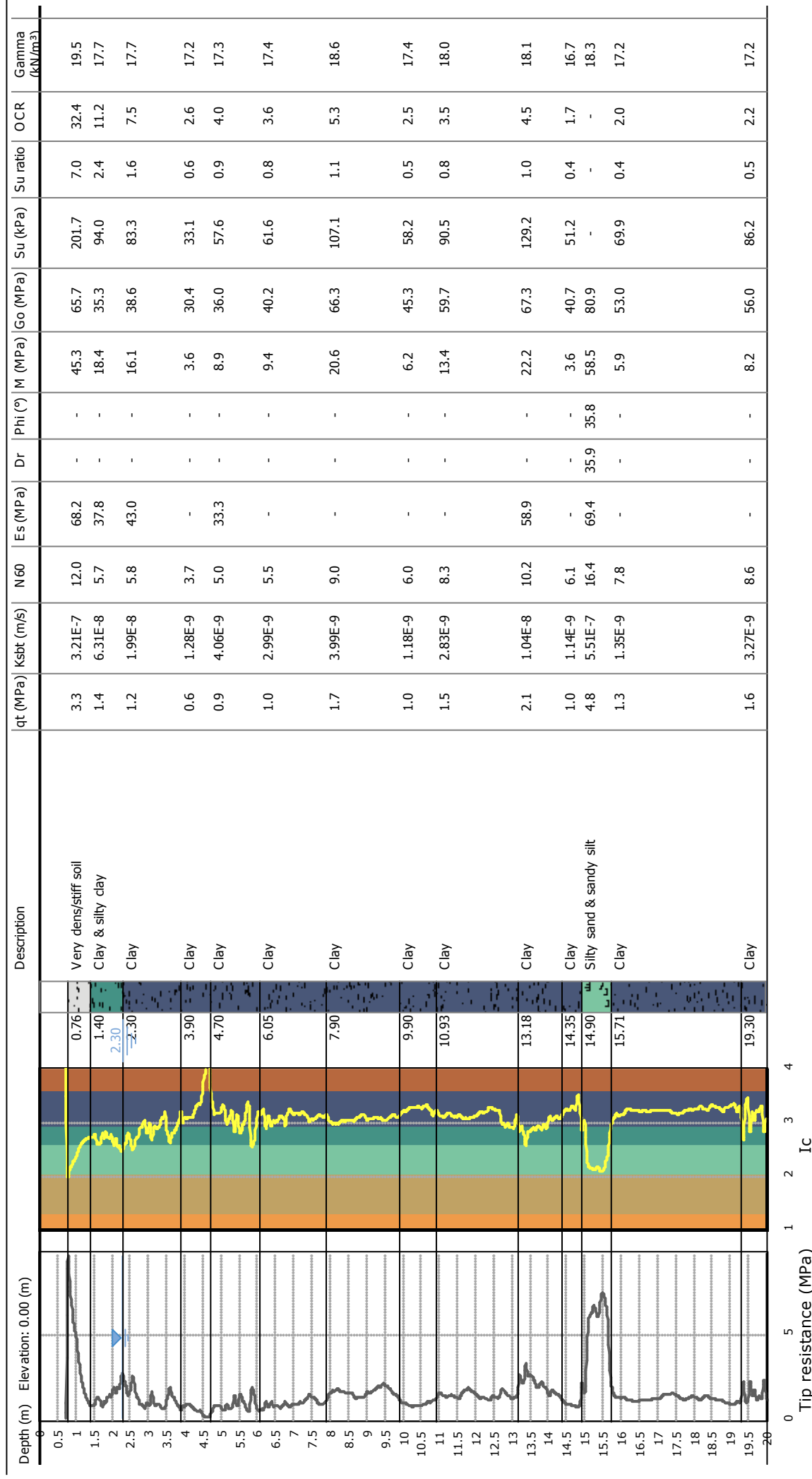


Project:
Location: via Marconi - Bentivoglio (BO)



Project:

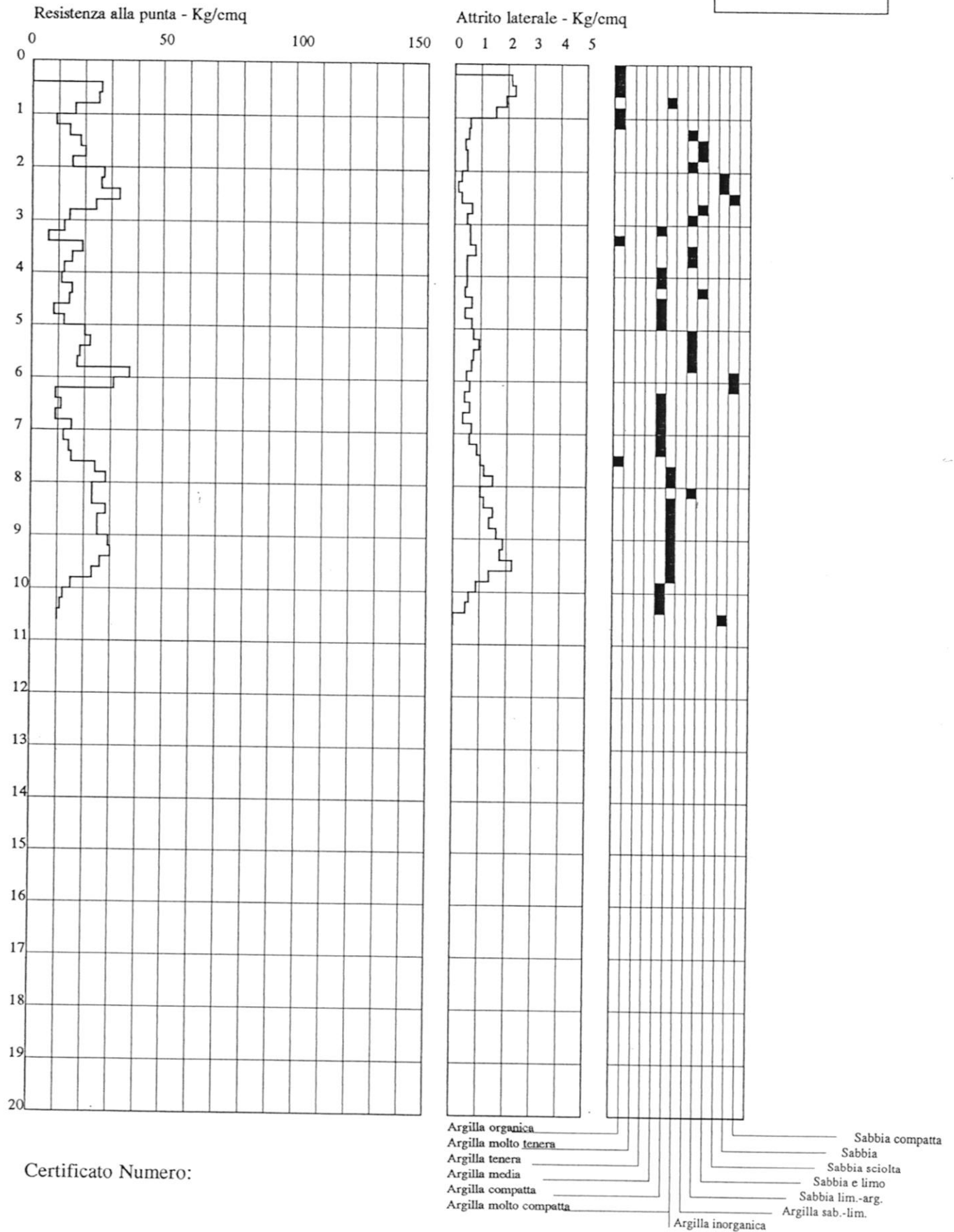
Location:



Ditta esecutrice: Viel & Galassi
 Comune: Bentivoglio
 Cantiere:

Committente: Comune
 Via:
 Data esecuzione: 30/09/98

Prova N. 11

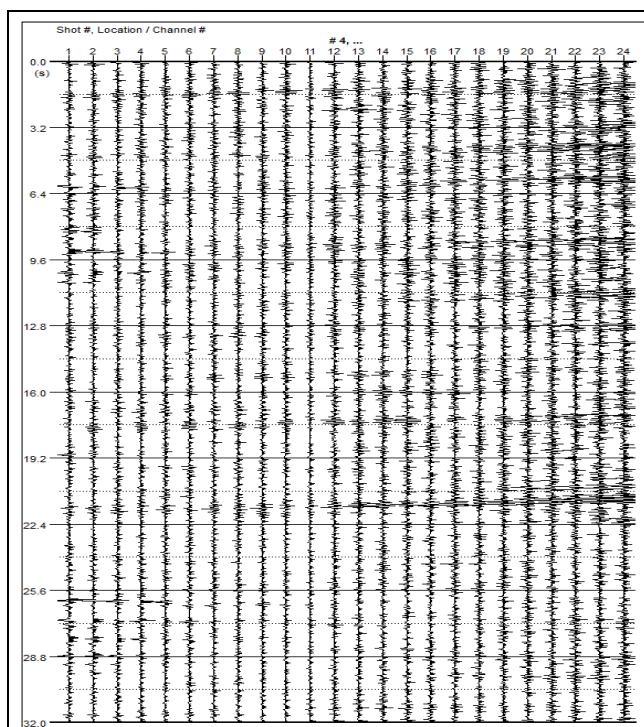


PROSPEZIONE SISMICA CON METODOLOGIA ATTIVA/PASSIVA MASW/Re.Mi.

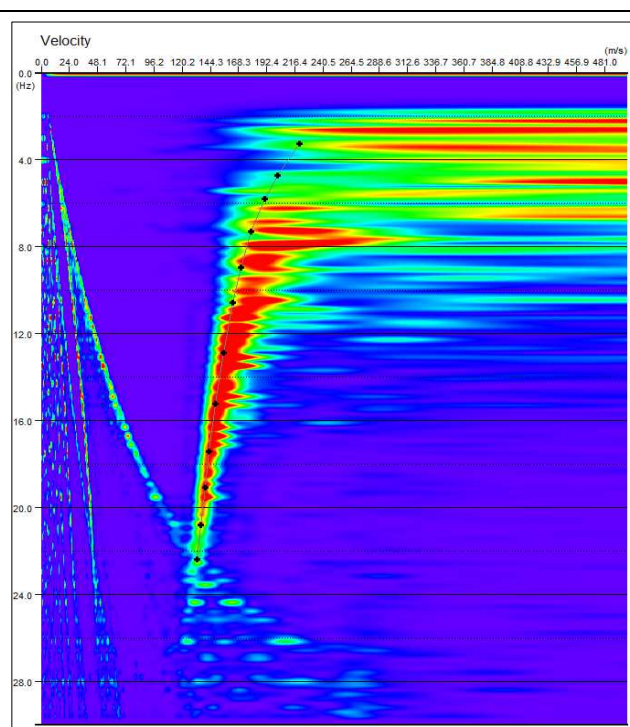
Proposta inserimento POC – via Marconi, Bentivoglio (BO)

n° tracce	Δx (m)	L tot (m)	Δt (ms)	T (s)
25	3,0	69,0	0,5/2,0	2,0/32,0

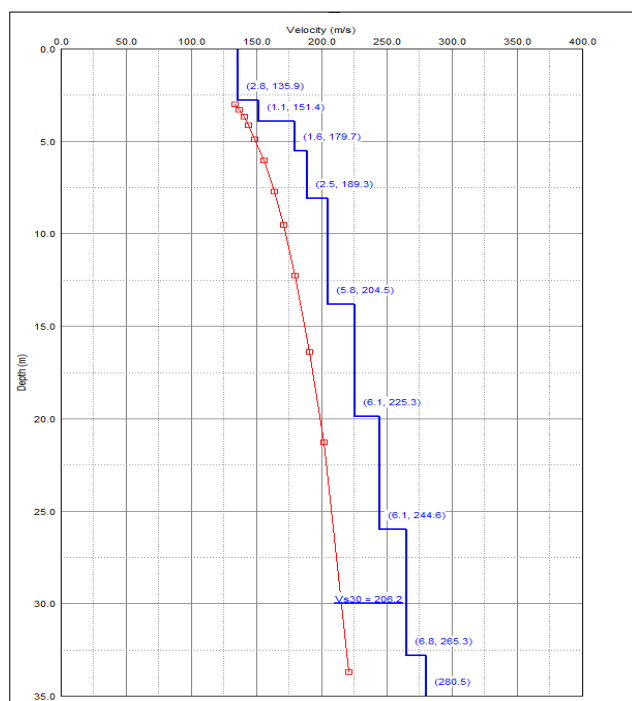
Δx : interdistanza geofonica; L tot: lunghezza profilo; Δt : passo di campionamento; T: durata registrazione.



Sismogramma registrato durante le acquisizioni di microtremore sismico. In ascissa la distanza tra i geofoni (m), in ordinata il tempo (ms).



Spettro di potenza nel dominio $f-v$ e Picking della curva sperimentale delle onde R (croci nere).



Modello di sottosuolo (1D) descritti in termini di V_s e spessore dei sismostrati (spezzata blu) e curva di dispersione sperimentale delle onde R (curva rossa).

Tabella di sintesi

n. Strato	Profondità letto (m dal p.c.)	Spessore (m)	V_s (m/s)
1	2.8	2.8	135.9
2	3.9	1.1	151.4
3	5.5	1.6	179.7
4	8.0	2.5	189.3
5	13.8	5.8	204.5
6	19.9	6.1	225.3
7	26.0	6.1	244.6
8	32.8	6.8	265.3
9	∞	∞	280.5

$$V_{s30} = 206.2 \pm 10 \text{ [m/s]}$$

Sintesi dei parametri del modello di sottosuolo ottenuto e Valore di V_{s30} calcolato.

BENTIVOGLIO TR1

Strumento: TRZ-0108/01-10

Inizio registrazione: 21/07/17 17:22:22 Fine registrazione: 21/07/17 17:42:23

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Durata registrazione: 0h20'00".

Analizzato 75% tracciato (selezione manuale)

Freq. campionamento: 128 Hz

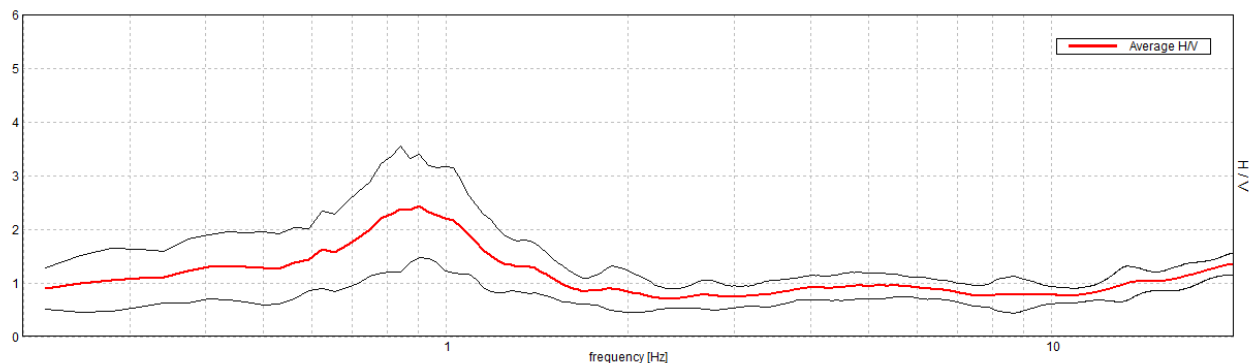
Lunghezza finestre: 20 s

Tipo di lisciamento: Triangular window

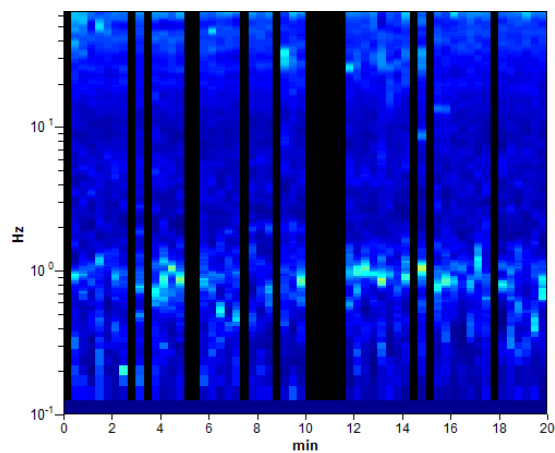
Lisciamento: 10%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

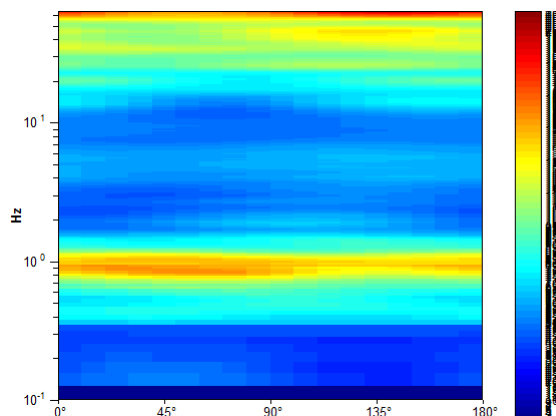
Picco H/V a 0.91 ± 0.0 Hz (nell'intervallo 0.1 - 20.0 Hz).



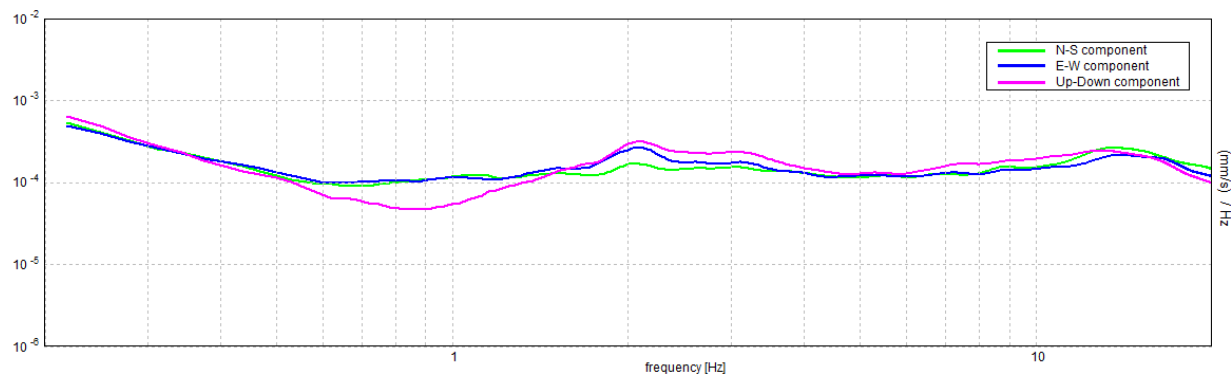
SERIE TEMPORALE H/V



DIREZIONALITA' H/V



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



[Secondo le linee guida SESAME, 2005. Si raccomanda di leggere attentamente il manuale di *Grilla* prima di interpretare la tabella seguente].

Picco H/V a 0.91 ± 0.0 Hz (nell'intervallo 0.1 - 20.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.91 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$815.6 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 44	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

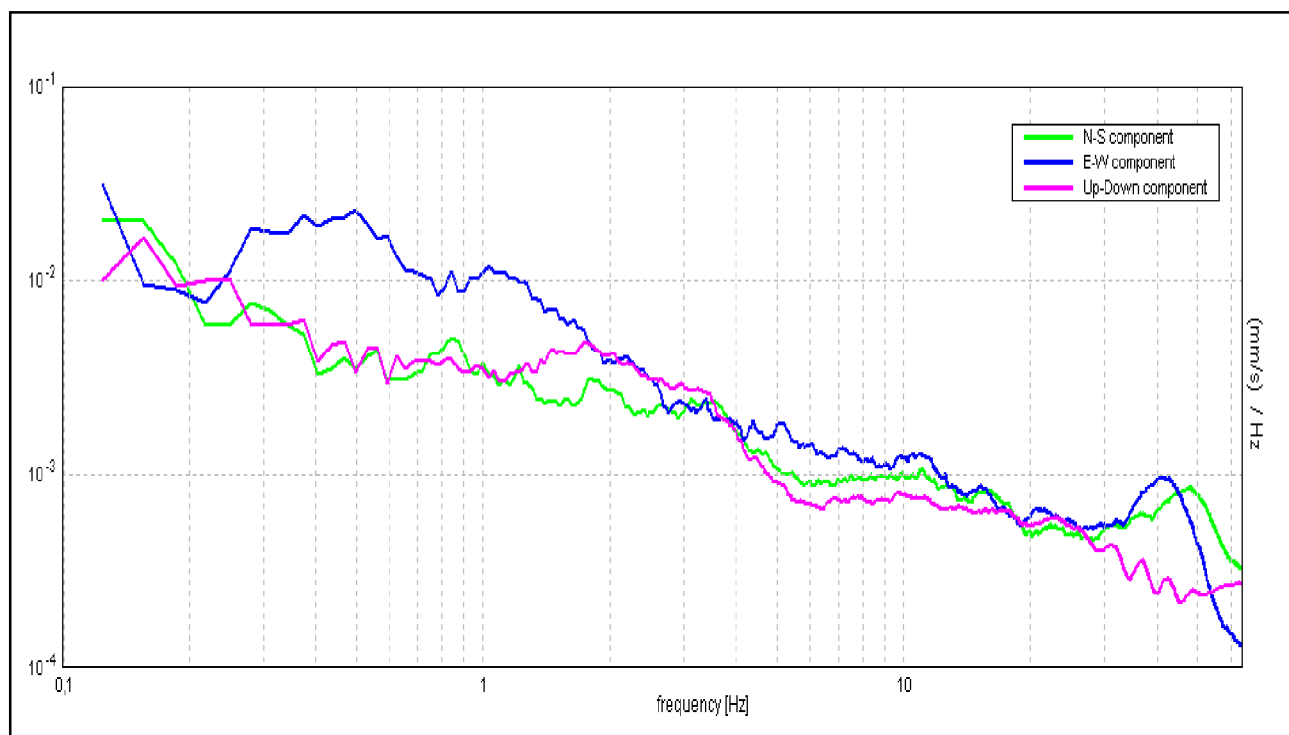
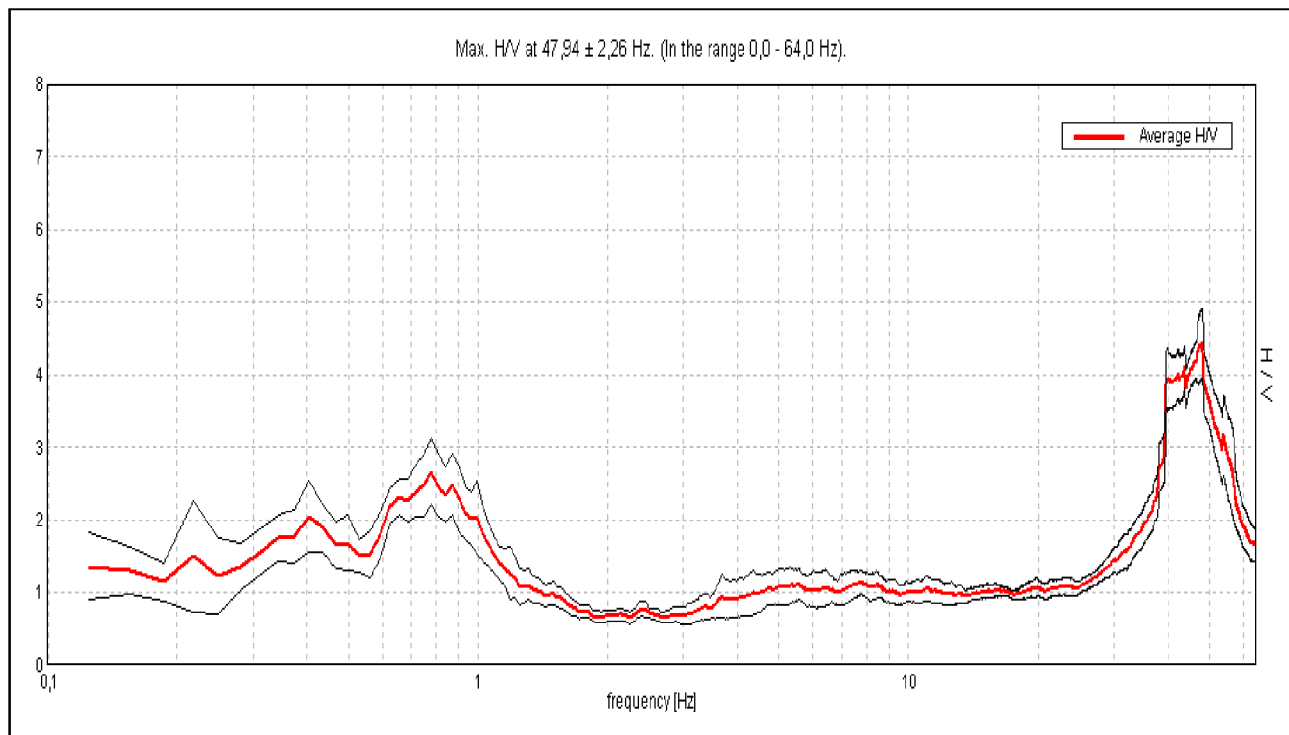
[Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	0.344 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.438 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$2.43 > 2$	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.00217 < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.00196 < 0.13594$	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.4679 < 2.0$	OK	

L_w	lunghezza della finestra
n_w	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
f	frequenza attuale
f_0	frequenza del picco H/V
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$

Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20



Tr 6

1_ben/psc/TR6

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

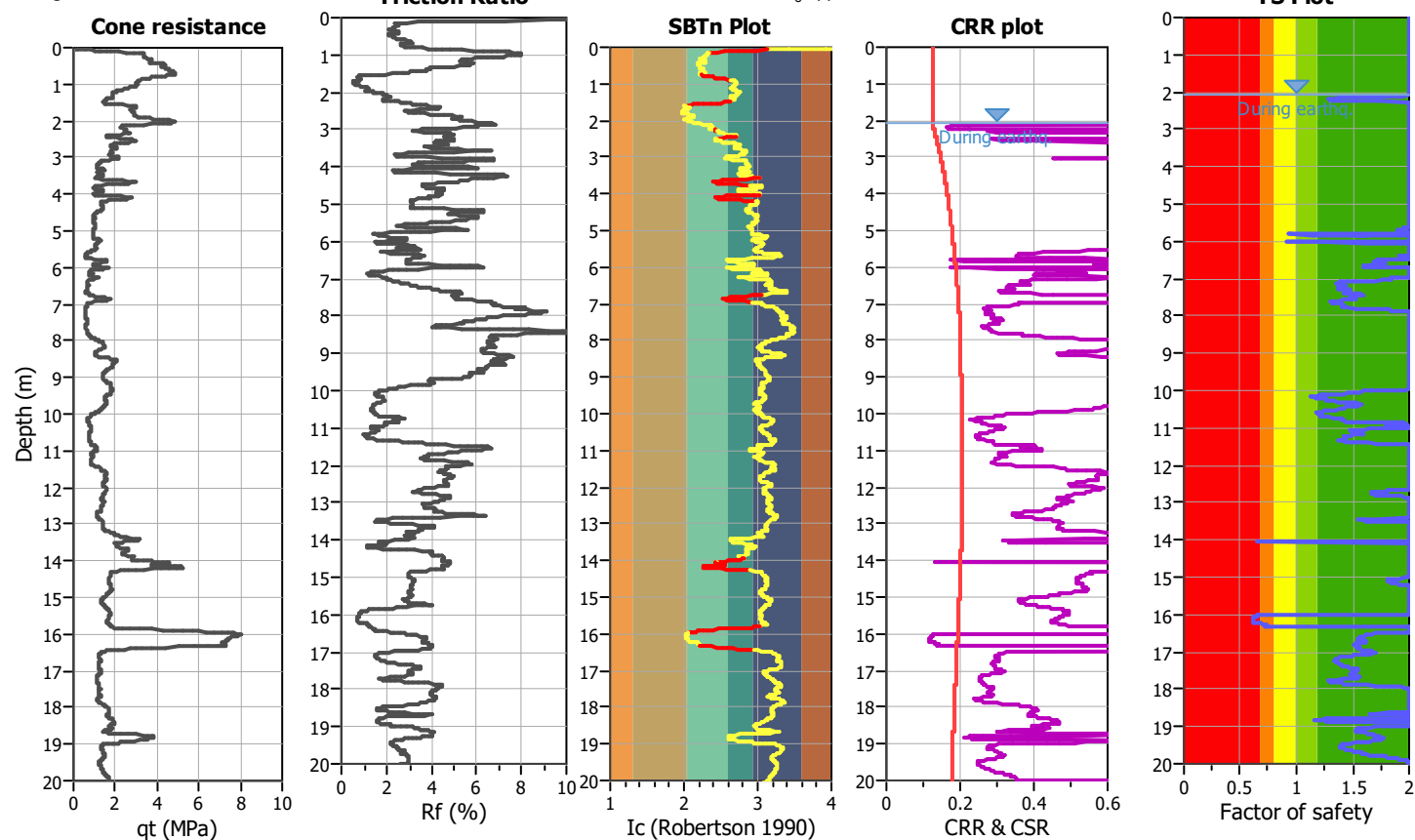
Project title :

Location : via Marconi - Bentivoglio (BO)

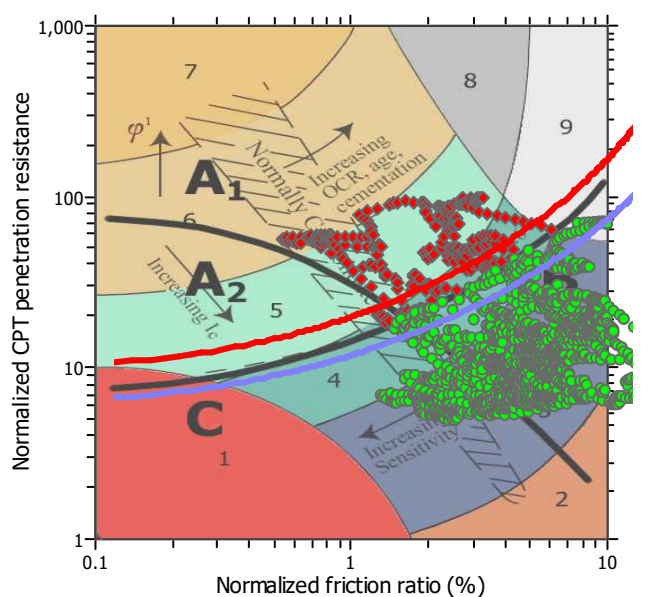
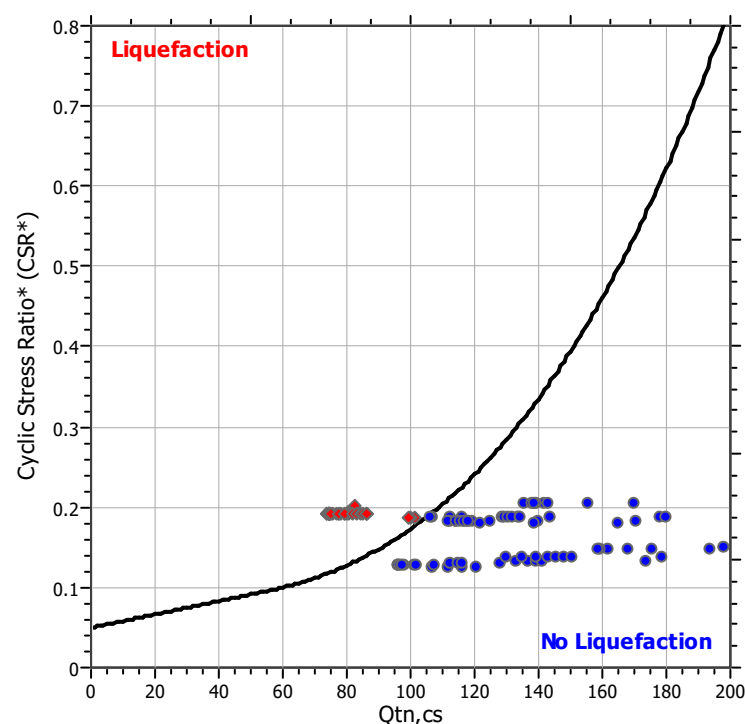
CPT file : CPTU1

Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	2.10 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	All soils
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	2.10 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	20.00 m
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	MSF	
Peak ground acceleration:	0.27	on:	Based on SBT	K_g applied:	Yes		

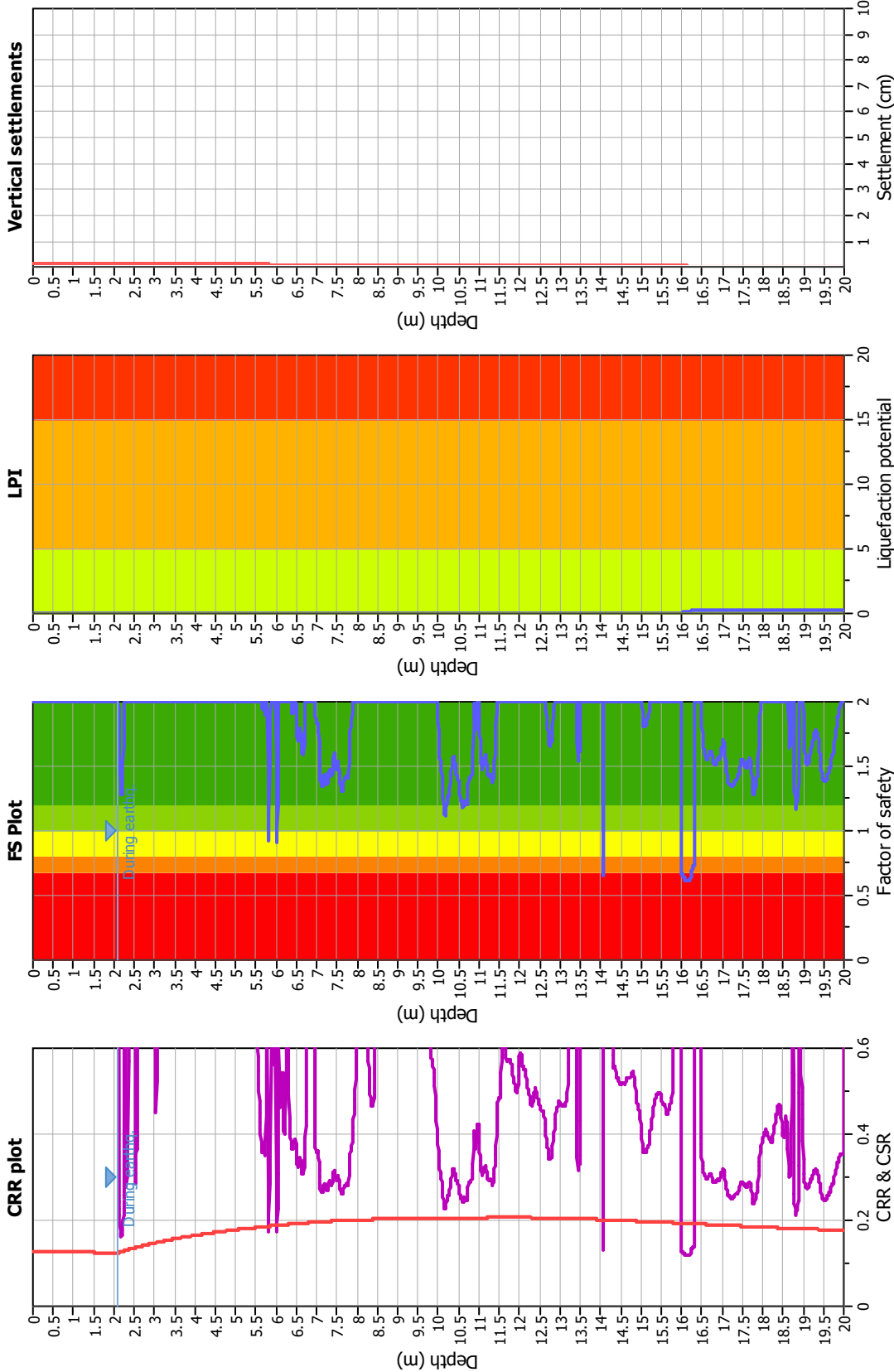


$M_w=7^{1/2}$, $\sigma'_v=1$ atm base curve



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

Liquefaction analysis overall plots



Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)
Fines correction method:	Robertson (2009)
Points to test:	Based on I_c value
Earthquake magnitude M_w :	6.14
Peak ground acceleration:	0.27
Depth to water table (insitu):	2.10 m

Depth to water table (earthq.):	2.10 m
Average results interval:	3
I_c cut-off value:	2.60
Unit weight calculation:	Based on SBT
Use fill:	No
Fill height:	N/A

Fill weight:	N/A
Transition detect:	Yes
K_0 applied:	Yes
Clay like behavior applied:	All soils
Limit depth applied:	Yes
Limit depth:	20.00 m

F.S. color scheme

Almost certain it will liquefy	Very high risk
Very likely to liquefy	High risk
Liquefaction and no liq. are equally likely	Low risk
Unlike to liquefy	
Almost certain it will not liquefy	

LPI color scheme

Very high risk
High risk
Low risk

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

via Marconi - Bentivoglio (BO)

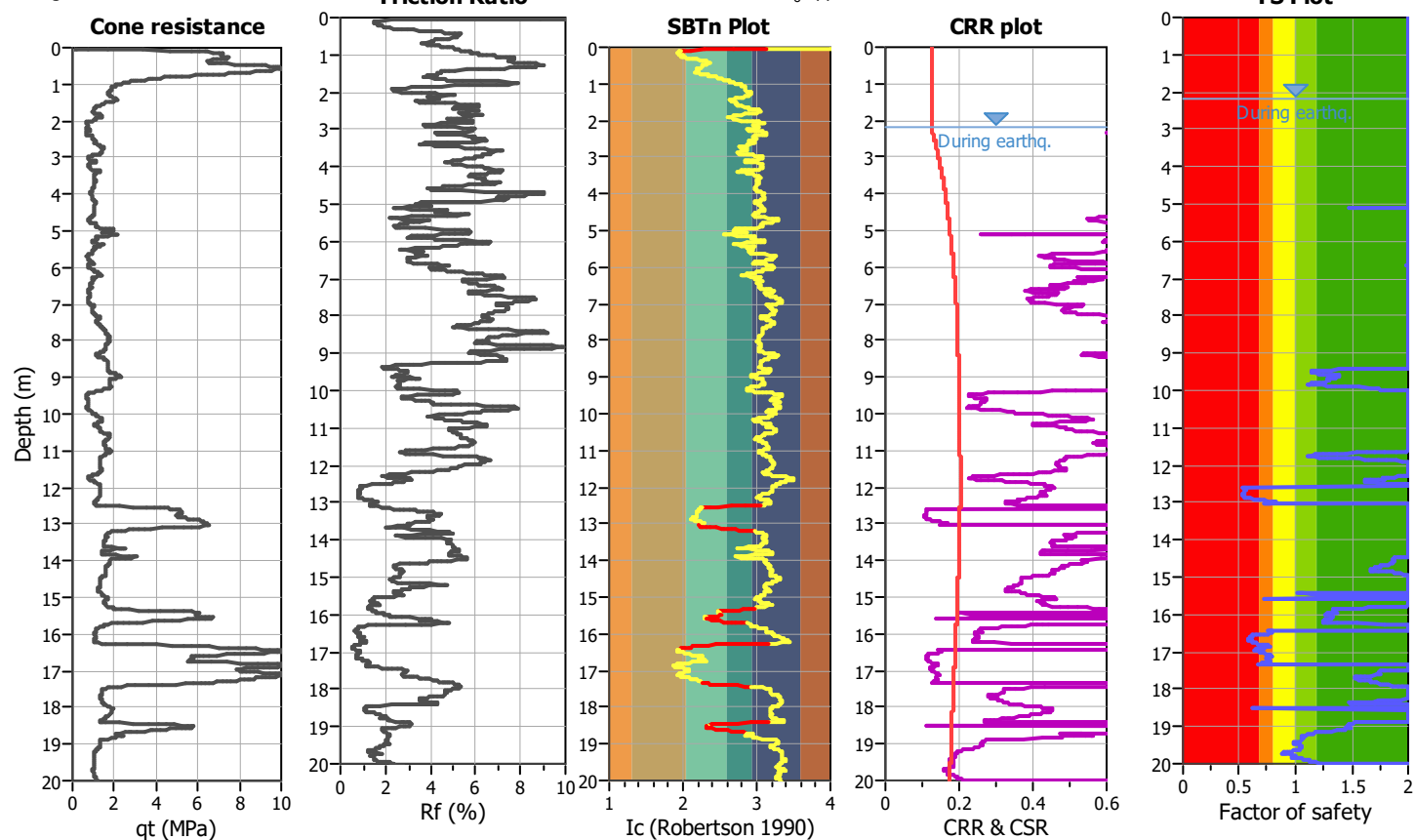
Project title :

Location :

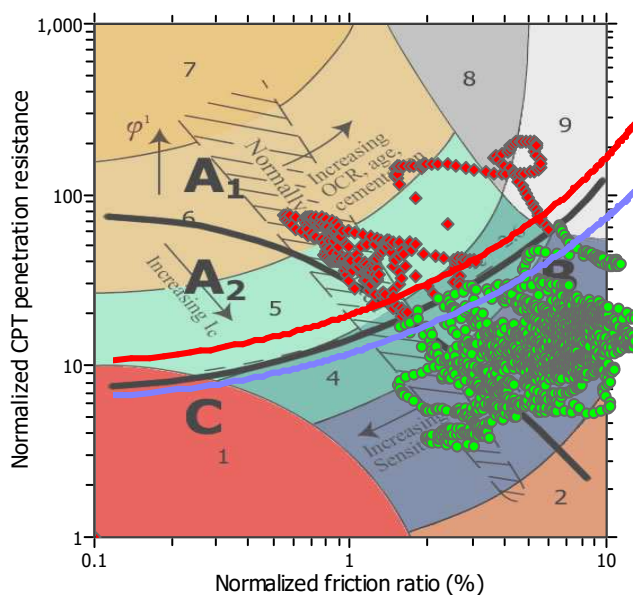
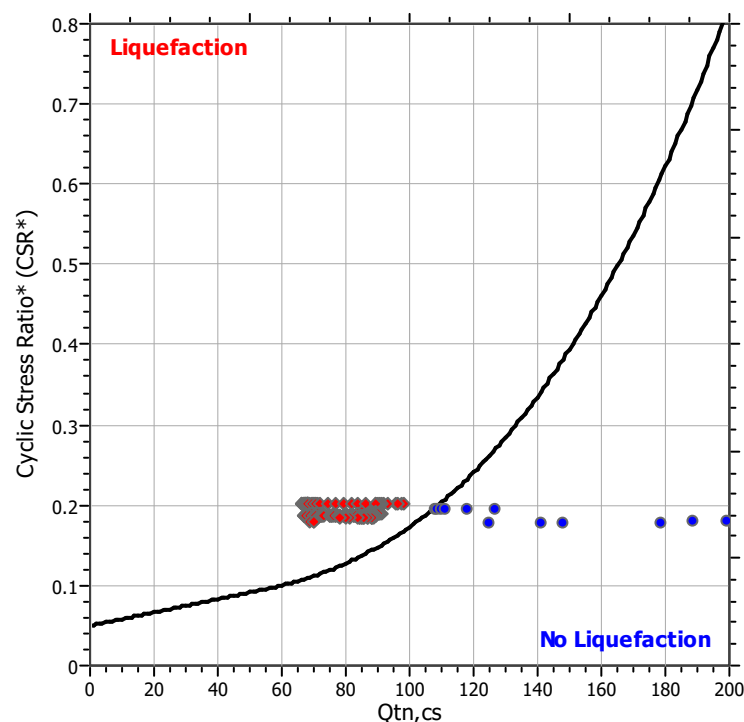
CPT file : CPTE2

Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	2.20 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	All soils
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	2.20 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	20.00 m
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	MSF	
Peak ground acceleration:	0.27	on:	Based on SBT	K_g applied:	Yes		

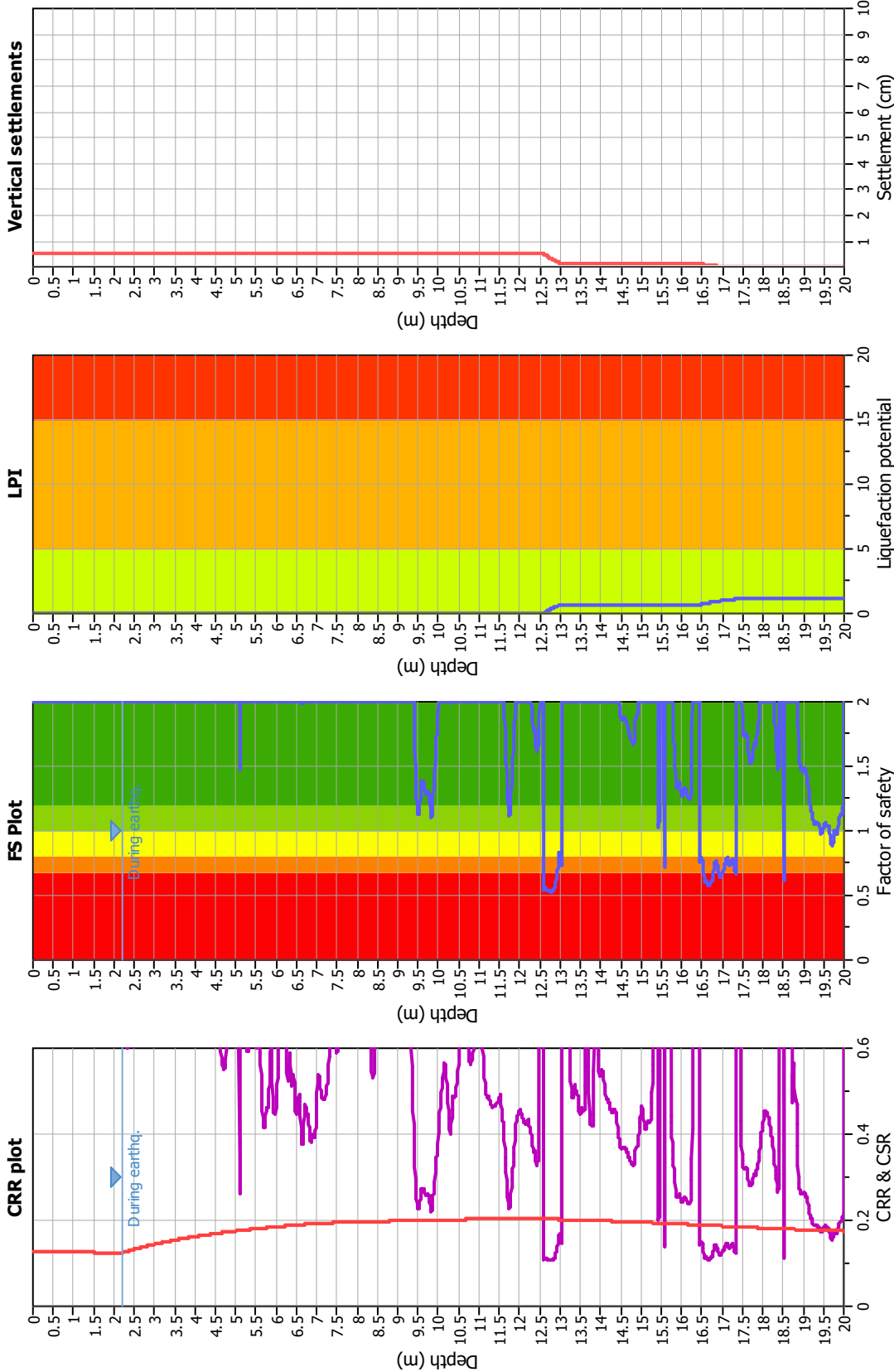


$M_w=7^{1/2}$, $\sigma'_v=1$ atm base curve



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

Liquefaction analysis overall plots



Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Depth to water table (earthq.):	2.20 m
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	3
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT
Peak ground acceleration:	0.27	Use fill:	No
Depth to water table (insitu):	2.20 m	Fill height:	N/A
		Fill weight:	N/A
		Transition detect: applied:	Yes
		K_0 applied:	Yes
		Clay like behavior applied:	All soils
		Limit depth applied:	Yes
		Limit depth:	20.00 m

F.S. color scheme

Almost certain it will liquefy	Very likely to liquefy	Liquefaction and no liq. are equally likely	Unlike to liquefy	Almost certain it will not liquefy
Red	Orange	Yellow	Green	Dark Green

LPI color scheme

Very high risk	High risk	Low risk
Red	Orange	Yellow

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

via Marconi - Bentivoglio (BO)

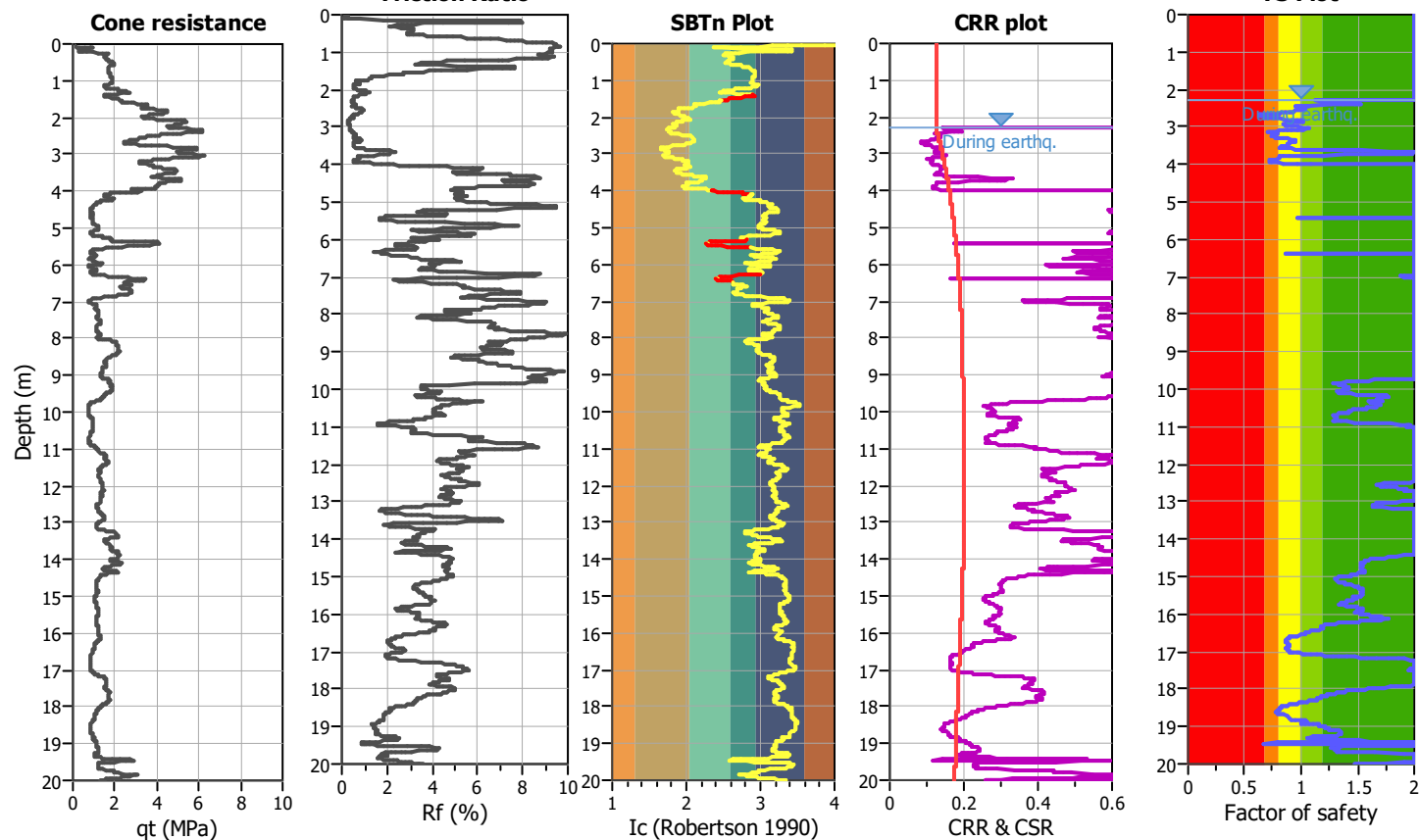
Project title :

Location :

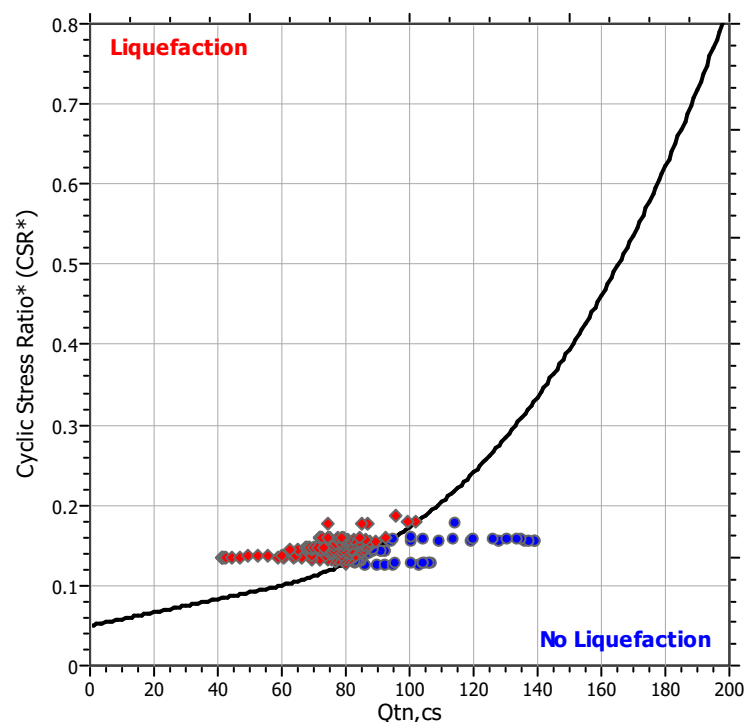
CPT file : CPTE3

Input parameters and analysis data

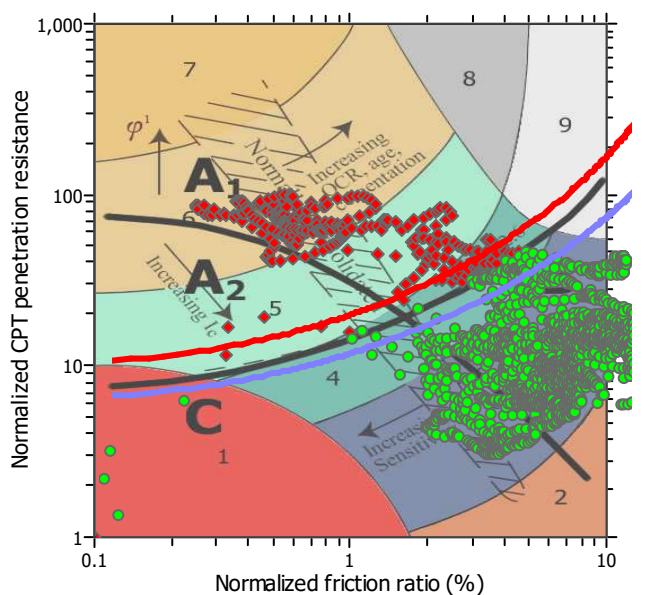
Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	2.30 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	2.30 m	Fill height:	N/A	applied:	All soils
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.27	on:	Based on SBT	K_g applied:	Yes	MSF	



$M_w=7^{1/2}$, $\sigma'_v=1$ atm base curve

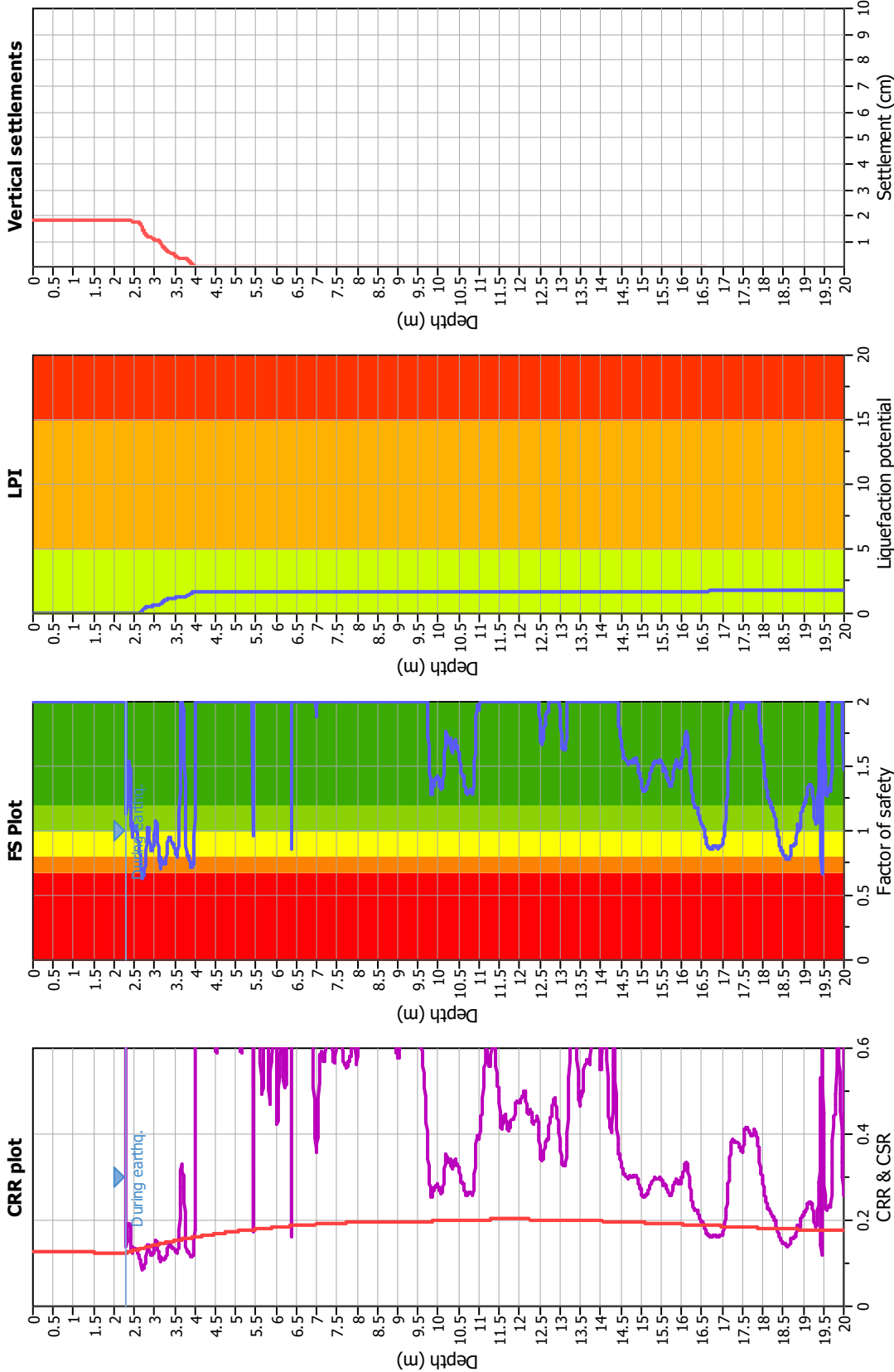


Summary of liquefaction potential



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

Liquefaction analysis overall plots



Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Depth to water table (earthq.):	2.30 m
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	3
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT
Peak ground acceleration:	0.27	Use fill:	No
Depth to water table (insitu):	2.30 m	Fill height:	N/A
		Fill weight:	N/A
		Transition detect: applied:	Yes
		K_0 applied:	Yes
		Clay like behavior applied:	All soils
		Limit depth applied:	Yes
		Limit depth:	20.00 m

F.S. color scheme

Red	Almost certain it will liquefy
Orange	Very likely to liquefy
Yellow	Liquefaction and no liq. are equally likely
Green	Unlikely to liquefy
Dark Green	Almost certain it will not liquefy

LPI color scheme

Red	Very high risk
Orange	High risk
Yellow	Low risk

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

via Marconi - Bentivoglio (BO)

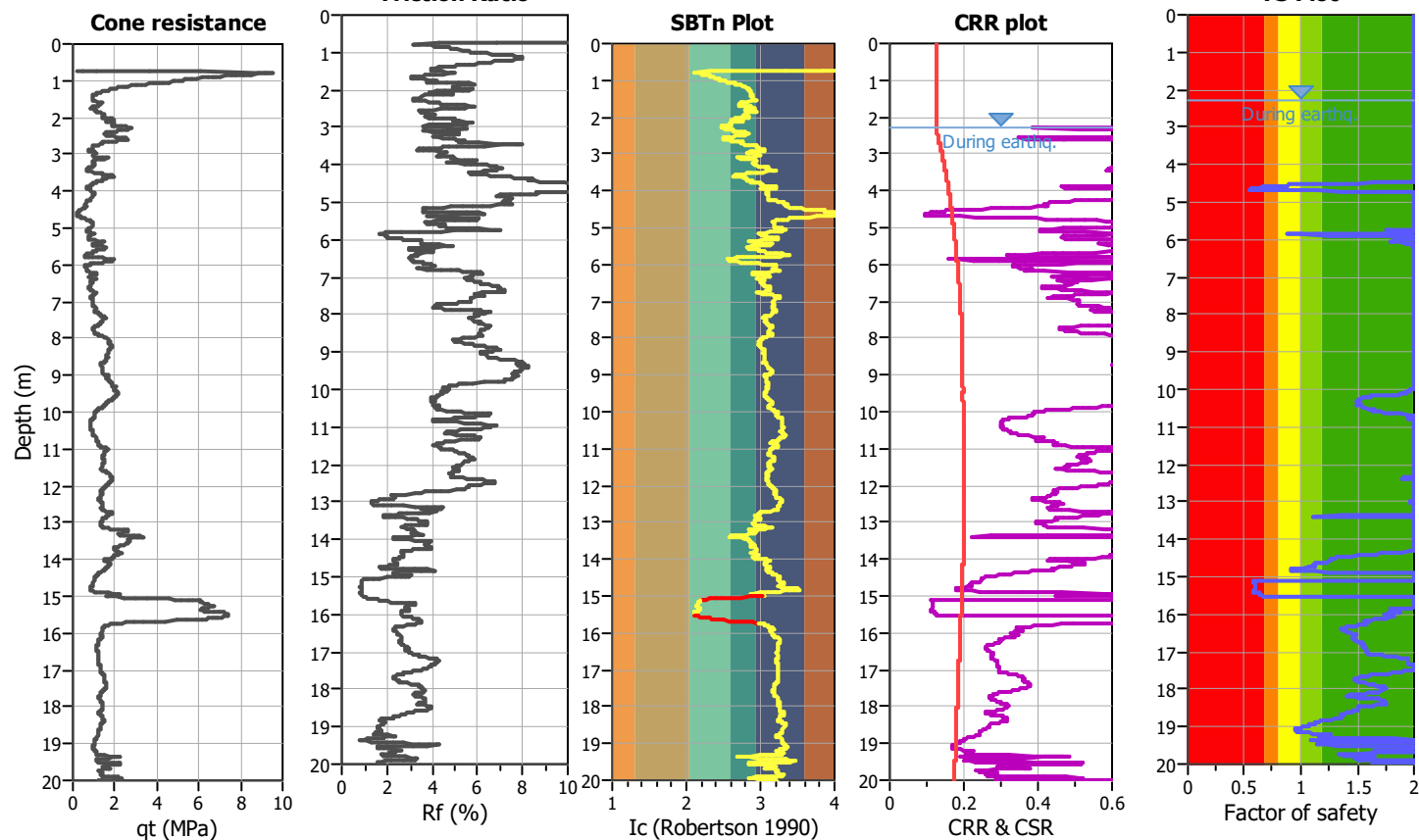
Project title :

Location :

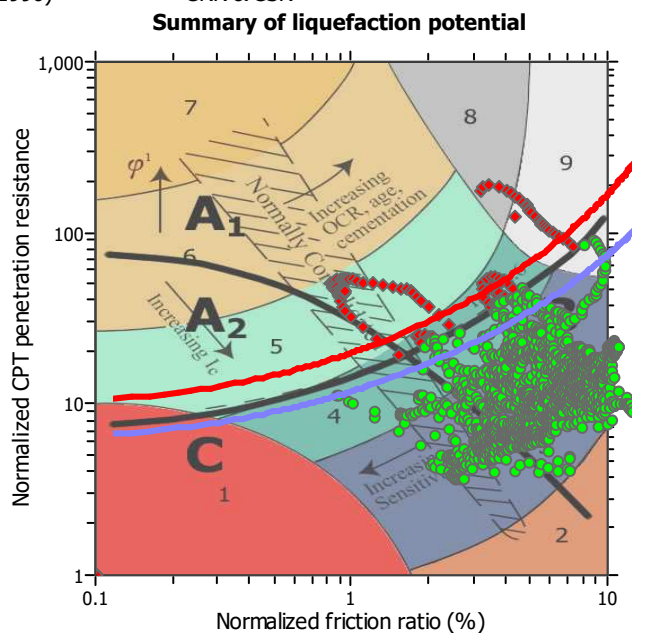
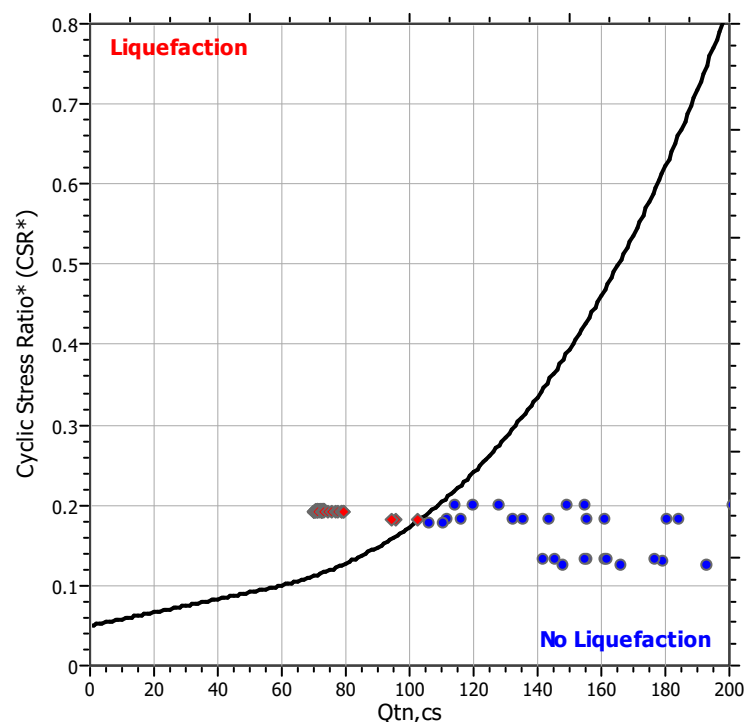
CPT file : CPTU4

Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	2.30 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	All soils
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	2.30 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	20.00 m
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	MSF	
Peak ground acceleration:	0.27	on:	Based on SBT	K_g applied:	Yes		

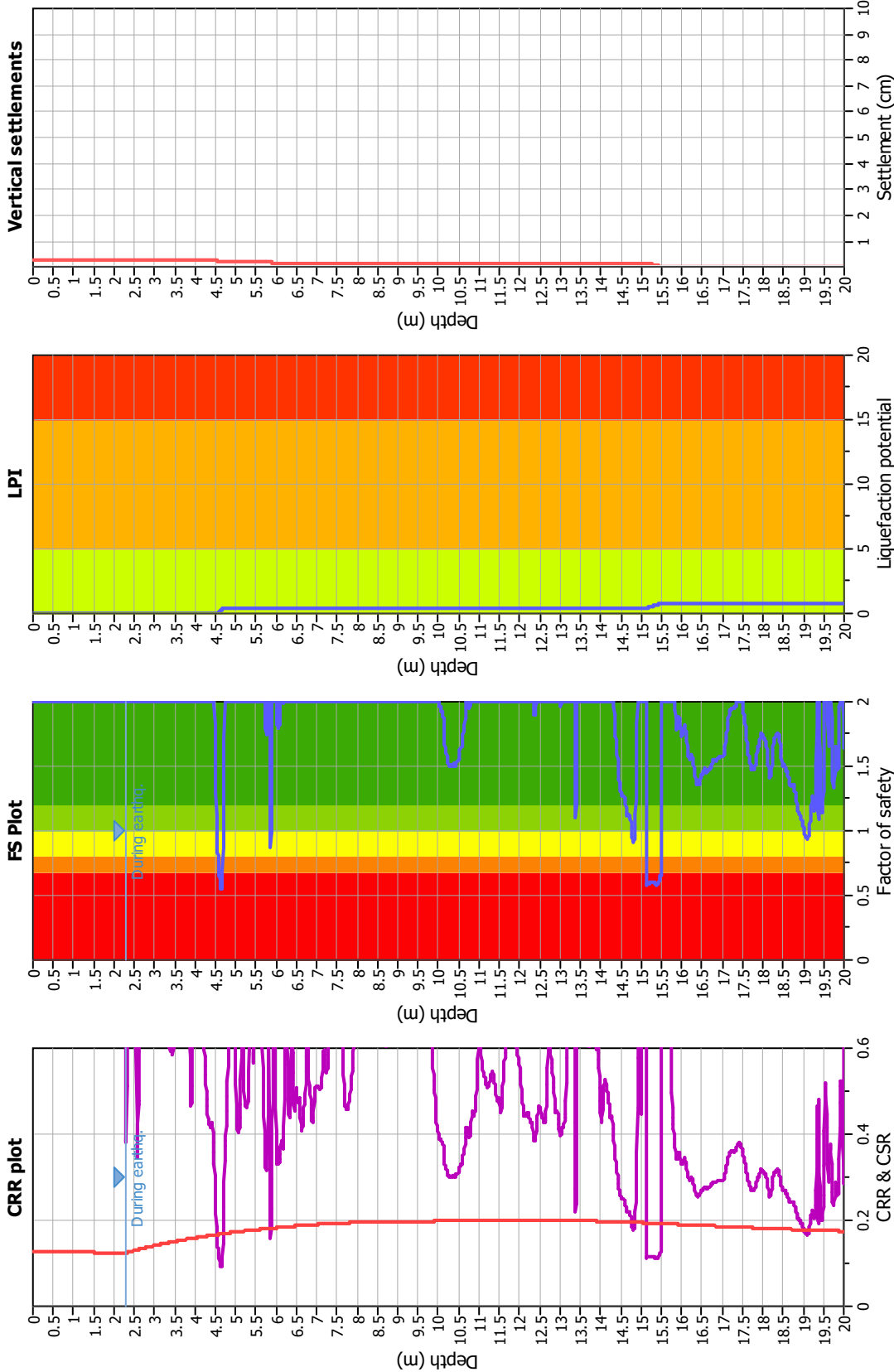


$M_w=7^{1/2}$, $\sigma'_v=1$ atm base curve



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

Liquefaction analysis overall plots



Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Transition detect: applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	K ₀ applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.27	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.30 m	Limit depth:	20.00 m

F.S. color scheme

Almost certain it will liquefy	Very likely to liquefy	Liquefaction and no liq. are equally likely	Unlike to liquefy	Almost certain it will not liquefy
Red	Orange	Yellow	Green	Dark Green

LPI color scheme

Very high risk	High risk	Low risk
Red	Orange	Green