

UNAGRO S.R.L.
PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
OPERE DI URBANIZZAZIONE
VIALE DELLA REPUBBLICA
MASSA LOMBARDA (RA)

PUA OU ALL 06

SCALA: 1:

EM.: 20201228

AGG.:

NOMEFILE: 2220 rel geo.pdf

RELAZIONE GEOLOGICA

RANRAN SRL
ARCHITETTURA E INGEGNERIA

via Ponte Marino 27 IT 48121 Ravenna tel.: +39 0544269100 e-mail: info@ranran.it



Comune:

COMUNE DI MASSA LOMBARDA (RA)

Oggetto:

UNAGRO S.R.L.
Piano urbanistico attuativo
Opere di urbanizzazione Viale della Repubblica
Massa Lombarda (RA)

RELAZIONE GEOLOGICA GEOTECNICA E SISMICA
CON APPROFONDIMENTI DI LIVELLO 3
(D.G.R. 630/2019)

Stesura:

dicembre 2020

Elaborazione:

Dr. Geol. Samuel Sangiorgi



Indice generale

1	PREMESSA.....	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3	METODO DI LAVORO.....	6
3.1	Contenuti della relazione e metodi analitici perseguiti.....	6
3.2	Dati bibliografici di riferimento.....	7
3.3	Piano delle indagini eseguite.....	7
4	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA.....	10
4.1	Inquadramento geologico-strutturale.....	10
4.2	Inquadramento geomorfologico.....	13
5	VULNERABILITA' IDROGEOLOGICA.....	15
5.1	Inquadramento idrogeologico.....	15
5.2	Vulnerabilità dell'acquifero superficiale.....	18
6	ASSETTO IDRAULICO.....	19
6.1	Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico.....	19
6.2	Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA).....	22
6.3	Variante al PSAI del bacino idrografico del Fiume Reno (2016).....	24
7	SUBSIDENZA.....	27
8	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	28
8.1	Microzonazione sismica comunale.....	28
8.2	Aggiornamento degli Indirizzi regionali per gli studi di MS per la pianificazione territoriale e urbanistica (DGR 2193/2015; DGR 630/2019).....	30
8.3	Modello sismostratigrafico profondo.....	31
8.4	Modellazione numerica della RSL (approfondimenti di "livello 3").....	34
8.4.1	<i>Dati ed elaborazioni di input.....</i>	<i>34</i>
8.4.2	<i>Esiti delle simulazioni numeriche.....</i>	<i>37</i>
8.5	<i>Verifiche quantitative della liquefacibilità (approfondimenti di "livello 3").....</i>	<i>40</i>
8.5.1	<i>Aspetti generali.....</i>	<i>40</i>
8.5.2	<i>Stima del fattore di sicurezza e dei cedimenti post sisma.....</i>	<i>42</i>
8.5.3	<i>Analisi sito specifica del rischio di liquefazione.....</i>	<i>44</i>
8.5.4	<i>Conclusioni e commenti sulla liquefacibilità.....</i>	<i>48</i>
9	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	49
9.1	Interpretazione degli esiti delle indagini "in situ".....	49
9.2	Definizione dei parametri geotecnici di progetto.....	52
9.3	Indicazioni sulle opere di fondazione.....	53

1 PREMESSA

Lo Studio scrivente è stato incaricato di redigere la presente Relazione Geologica e Sismica a corredo del PUA dell'area “Ex Pempa” sita in viale della Repubblica a Massa Lombarda, in Provincia di Ravenna (figura 1.1).

Il Piano Attuativo interessa una Superficie Complessiva (SC) di 2.700 mq e si prevede la demolizione dei fabbricati produttivi esistenti con successiva costruzione di un fabbricato destinato a uso commerciale alimentare e non alimentare, lasciando il verde pubblico in testa al lotto lungo Viale della Repubblica e sul retro, in adiacenza all'area ferroviaria.

È prevista la realizzazione di un parcheggio in continuità con quello del limitrofo comparto “Yoga Ex fabbrichina” (figura 1.2).

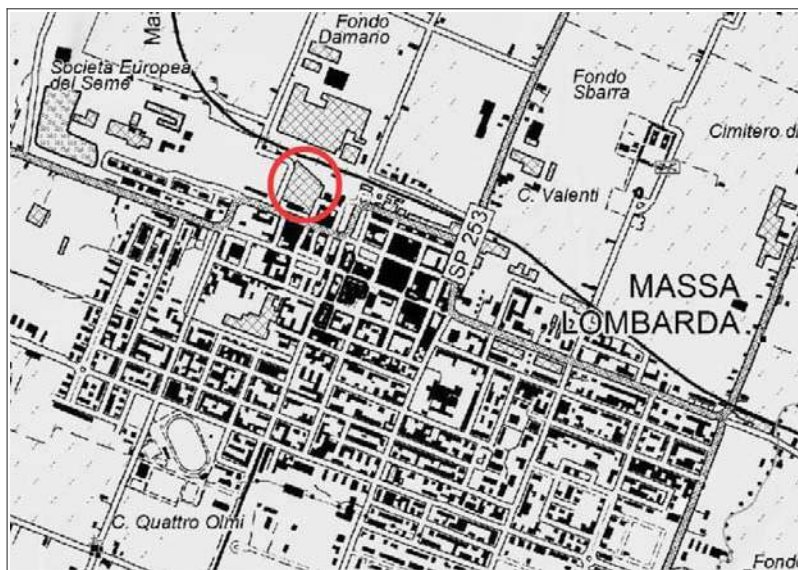


Figura 1.1 – Localizzazione dell'area di studio

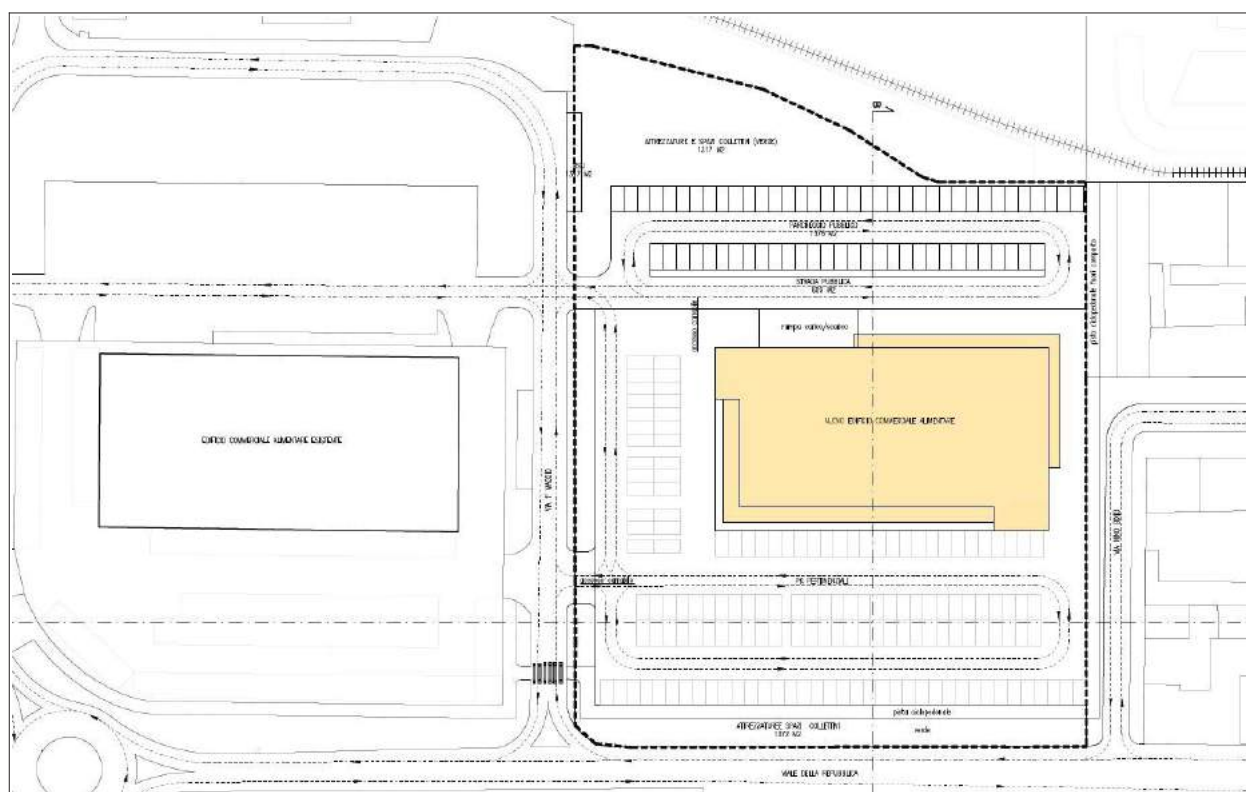


Figura 1.2 – Planimetria del progetto urbanistico comparto “Ex Pempa” di Massa Lombarda

La presente Relazione Geologica e Sismica è redatta ai sensi della L.R. 24/2017 e della L.R. 19/2008 (“Norme per la riduzione del rischio sismico”) e descrive gli esiti delle analisi geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche, dell'assetto idraulico locale e della pericolosità sismica locale al fine di fornire le valutazioni sulla fattibilità dell'intervento di progetto. Le analisi sismiche comprendono approfondimenti sismici di “livello 3”, elaborati ai sensi della DGR 630/2019 della Regione Emilia-Romagna (già elaborati dallo Scrivente per la proposta di inserimento del Comparto “Ex Pempa” nel Piano Operativo Comunale) e la caratterizzazione sismica necessaria per la progettazione delle costruzioni, ai sensi delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17/01/2018).

Si descrivono, infine gli ulteriori approfondimenti relativi al “modello geotecnico” dei sedimenti compresi nell'area di sedime dei previsti manufatti.

Le suddette analisi si basano sulla raccolta di dati esistenti in bibliografia, ai rilievi di campagna e, soprattutto sugli esiti di una campagna d'indagini geognostiche/geofisiche eseguite “in situ” (penetrometrie CPTU/CPTE; stendimento sismico MASW; registrazioni sismiche HVSr) a integrazione delle prove di repertorio limitrofe già disponibili (es. studi di microzonazione sismica comunale).

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. 11.03.1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- D.M. 16 Gennaio 1996 “Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C. “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996”.
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG. “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996”.
- Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”:
Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici (Allegato 2);
Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni (Allegato 4).
- Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 appendici.
- D.G.R. 1667/2005 “Prime indicazioni applicative in merito al decreto ministeriale 14 settembre 2005 (pubblicato sul supplemento ordinario n. 159 alla GU n. 222 del 23 settembre 2005) recante 'Norme tecniche per le costruzioni'.
- Eurocodice 7: Progettazione geotecnica - Parti I-II-III.
- Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- D.M. 14.01.2008 “Nuove Norme tecniche per le costruzioni”.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- D.M. 17.01.2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 - Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 18 gennaio 2018.
- DPR 120/2017 “disciplina semplificata per la gestione delle terre e rocce da scavo”
- D.A.L. Regione Emilia-Romagna 112/2007 - “Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in

Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica”. Oggetto n. 2131 del 2 maggio 2007.

- L.R. 30 ottobre 2008, n.19 “Norme per la riduzione del rischio sismico”.
- D.G.R. 10/2010 “Atto di indirizzo recante individuazione degli interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici e delle varianti, riguardanti parti strutturali, che non rivestono carattere sostanziale e definizione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per la denuncia di inizio attività, ai sensi degli articoli 9, comma 4, e 10, comma 3, della L.R. n. 19 del 2008”.
- D.G.R. 2193/2015 “Approvazione aggiornamento dell’atto di coordinamento tecnico denominato: Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica, di cui alla Deliberazione dell'Assemblea legislativa 2 maggio 2007, n. 112”.
- D.G.R. 630/2019 “Atto di coordinamento tecnico sugli studi di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale e urbanistica (artt. 22 e 49, l.r . n. 24/2017).
- L.R. 24/2017 “Disciplina regionale sulla tutela e l'uso del territorio”.
- Consiglio Nazionale dei Geologi - PROGETTO QUALITÀ 2010: Relazione Geologica: standard metodologici e di lavoro.

3 METODO DI LAVORO

3.1 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 CPTU/CPTe 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 sulla descrizione della sismicità storica dell'area (pericolosità sismica di base) e sull'elaborazione di modelli numerici di risposta sismica locale e di verifiche quantitative degli effetti cosismici potenzialmente attesi (amplificazione; liquefazione e cedimenti post sisma) in coerenza con la DGR 630/2019.

Per quanto riguarda la modellazione numerica di RSL, le analisi si sono basate sulla pericolosità sismica di base (cfr. INGV) e sugli elementi conoscitivi desunti dagli studi di microzonazione sismica comunale. La modellazione di RSL è elaborata secondo l'approccio analitico lineare equivalente e utilizzando il noto software SHAKE 2000 (v. 3.2.0). SHAKE 2000 è un programma di calcolo realizzato per verifiche monodimensionali e sviluppato da P.B. Schnabel; J. Lysmer e H.B. Seed dell'Università di Berkeley (USA), ed è in grado di eseguire una sequenza di analisi lineari complete, con l'aggiornamento successivo dei parametri di rigidità e smorzamento in funzione delle caratteristiche della colonna litologica. Il processo di analisi che si è seguito può essere così schematizzato:

- scelta degli input sismici (accelerogrammi) di riferimento in funzione della pericolosità sismica di base (DGR 630/2019; INGV)
- definizione del modello sismostratigrafico locale
- elaborazione degli accelerogrammi di output e dei parametri di amplificazione di riferimento per la pianificazione territoriale (FA Pga; FA SA; FA SI).

Per quanto riguarda le verifiche di liquefacibilità e dei cedimenti post sisma nei sedimenti

granulari e fini poco coesivi, si sono espletate analisi quantitative di tipologia deterministica, basate sugli esiti delle prove 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).

3.2 Dati bibliografici di riferimento

- Per il contesto geologico e idrogeologico → ci si è riferiti ai contenuti della Relazione Geologica e Sismica preliminare (geol. M. Roncuzzi, 2016) e alla cartografia geologica della Regione Emilia-Romagna (pubblicata on line nel sito internet del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli – SGSS – della nostra Regione). Per il modello geologico profondo si sono considerate le sezioni geologiche RER anch'esse pubblicate nel sito internet del SGSS.
- Per il contesto di pericolosità sismica locale → ci si è riferiti agli studi sismici espletati a corredo del QC del PSC dei Comuni dell'Associazione Intercomunale della Bassa Romagna e ai recenti approfondimenti della microzonazione sismica comunale con approfondimenti di “livello 3” (geol. A. Merli et al., 2015) effettuati nel territorio urbanizzato/urbanizzabile di Massa lombarda (OPCM 53/2013 e DGR 1919/2013). Questo ulteriore studio ha permesso l'esecuzione di nuove indagini geognostiche/geofisiche (sondaggi; penetrometrie CPTU; MASW; ESAC; prove di laboratorio geotecniche e dinamiche; ecc.);
- Indagini geognostiche e geofisiche pregresse → si sono considerate le indagini disponibili nella Banca Dati del SGSS regionale. Sono inoltre disponibili prove eseguite per gli studi di microzonazione sismica comunale 2015 e le indagini effettuate nel limitrofo comparto “Yoga-Ex Fabbrichina (geol. O. Drappelli, 2015). Le figure 3.1 e 3.2 localizzano le principali prove geognostiche/geofisiche di riferimento.

3.3 Piano delle indagini eseguite

Per effettuare gli approfondimenti sismici di “livello 3” ai sensi della DGR 630/2019 sono state eseguite ulteriori prove geognostiche/geofisiche in sito (localizzate nella figura 2.1) e in particolare:

- n. 1 penetrometria statica elettrica con puntale elettrico dotato di piezocono (CPTU1) e n. 2 penetrometrie statiche con puntale elettrico (CPTE2 e CPTE3) → le due prove CPTE sono state approfondite fino a -15 metri dal p.c., mentre la prova CPTU è stata ulteriormente approfondita fino a -19 m e conclusa con il disancoramento dello strumento. Tutte 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/q_t ; 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 penetrazione (q_c ; f_s), tessiture; 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 MASW → la prova ha consentito 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 risultata pari a 3 metri, per uno sviluppo complessivo di 69 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 V_s . In calce al testo si allega il report della prova eseguita.
- n. 1 registrazione del rumore sismico (microtremori) del sottosuolo con tecnica HVSR → si è effettuata 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: $f_r = V_s/4 \cdot H$ (con H = spessore dello strato). In questo modo, gli esiti delle misure tromografiche, opportunamente calibrati 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.

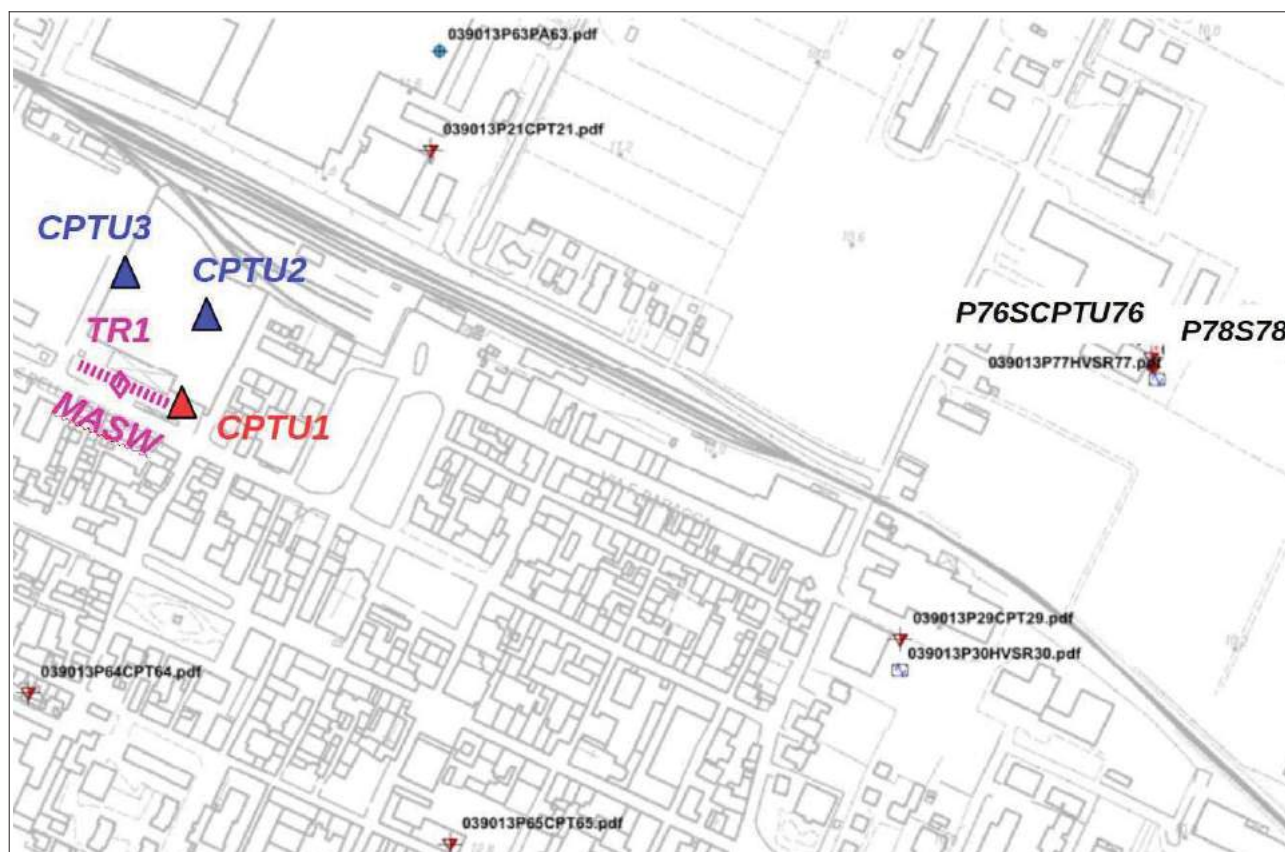


Figura 3.1 – Localizzazione delle indagini geognostiche e geofisiche di repertorio (stralcio modificato della “Carta delle indagini” elaborato per la MS comunale (geol. A. Merli, 2015) e delle indagini di nuova esecuzione (CPTU, CPTe, MASW e HVSR)

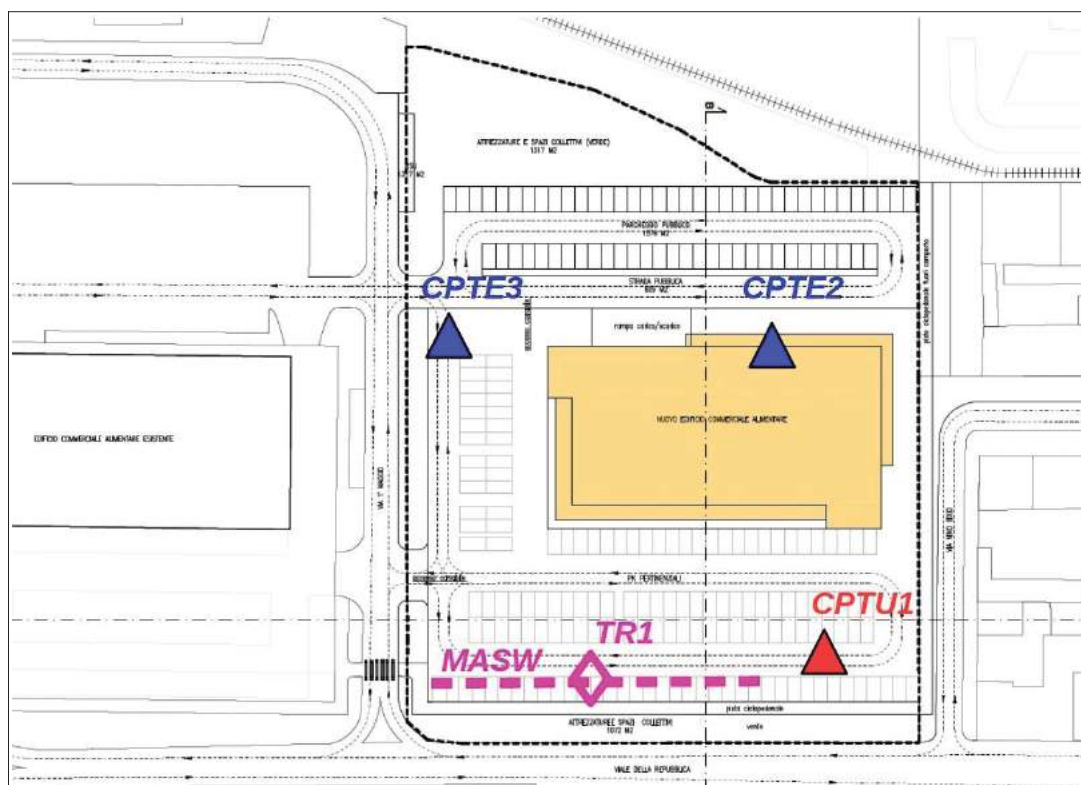


Figura 3.2 – Localizzazione di dettaglio delle indagini geognostiche e geofisiche eseguite nell'area “Ex Pempa” (sovrapposizione con la planimetria di progetto)

4 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

4.1 Inquadramento geologico-strutturale

In merito all'assetto geologico locale, nel sottosuolo ravennate, ad una profondità di circa 80 m è stato possibile osservare che le faune marine fossili del Pleistocene superiore (Tirreniano) tendono a scomparire passando attraverso forme di ambiente lagunare, a sedimenti di ambiente sia terrestre che di acqua dolce. Lo spessore dei sedimenti continentali depositatosi in questa zona durante la regressione Wurmiana si aggira sui 50 m. Si tratta in prevalenza di limi argillosi con intercalazioni di argille e sabbie. In definitiva durante la regressione Wurmiana, a seguito dell'abbassamento del livello marino, l'alto Adriatico si era trasformato in una vasta piana alluvionale.

Con il miglioramento climatico si generò un generale ritiro dei ghiacciai ed un aumento del livello marino che durante questa generale trasgressione si arrestò contro le prime colline a sud di Rimini. Nel corso della massima espansione della trasgressione Olocenica (5.000-6.000 anni fa), la linea di costa raggiunse posizioni nell'entroterra ravennate distanti una ventina di Km da quella attuale. Pertanto tutta una vasta area attorno a Ravenna fu occupata dal mare fino a circa 2.000 anni fa, quando ebbe inizio una generale regressione che portò, sia pure con alterne vicende, la linea di costa all'attuale posizione. Nel territorio ravennate la trasgressione è contrassegnata dalla presenza di limo dello spessore di poco più di un metro di ambiente lagunare, cui segue sabbia di ambiente di spiaggia. Questa sabbia segna il passaggio della linea di costa che, dopo aver raggiunto le posizioni più occidentali, durante la fase della massima espansione della trasgressione, si ritirò su una posizione di qualche km più arretrata. Su questa nuova posizione la spiaggia si stabilizzò per qualche migliaia di anni, dando vita ad un corpo sabbioso spesso fino a 25 metri; in questo corpo sabbioso si inseriscono anche strati ghiaiosi a causa di particolari condizioni di trasporto delle correnti di riva. Ad ovest di tale corpo sabbioso si ebbe invece una sedimentazione di limo sabbioso, limo, argilla e torba per l'instaurarsi di un ambiente prima lagunare poi vallivo. Infine, ad est dello stesso corpo sabbioso, dove la sedimentazione avveniva via via in mare aperto sempre più lontano dalla costa, si aveva il deposito di limo sabbioso, limo o argilla.

In questa zona i terreni soprastanti alla trasgressione olocenica sono prevalentemente sabbiosi con locali intercalazioni ghiaiose, i terreni sottostanti sono, invece, di natura in prevalenza argillosa limosa.

In riferimento agli approfondimenti geologici effettuati Regione Emilia-Romagna, la zona in esame risulta localizzata su depositi appartenenti al Sintema Emiliano-Romagnolo superiore - Subsintema di Ravenna, indicato con sigla AES8. Il Subsintema di Ravenna costituisce l'elemento sommitale dell'Alloformazione Emiliano-Romagnola Superiore (AES), ed è formato da sabbie argille e limi di ambiente alluvionale, deltizio e litorale organizzati in corpi sedimentari lenticolari, nastriformi, tabulari e cuneiformi, di spessore plurimetrico.

Le sezioni geologiche superficiali fornite dalla Regione, riprese nel QC del PSC (figure 4.1 e 4.2), descrivono le unità stratigrafiche dell'immediato sottosuolo (in modo particolare il Subsintema di

Ravenna - AES8 e la parte superiore del Subsistema di Villa Verucchio - AES7) in termini di geometrie dei principali corpi litologici ed associazioni di facies.

Le sezioni consentono una visione tridimensionale dei corpi rappresentati e costituiscono la base di partenza per la comprensione dei rapporti stratigrafici e geometrici dei principali corpi litologici in essi contenuti (vedi legenda, figura 4.3).

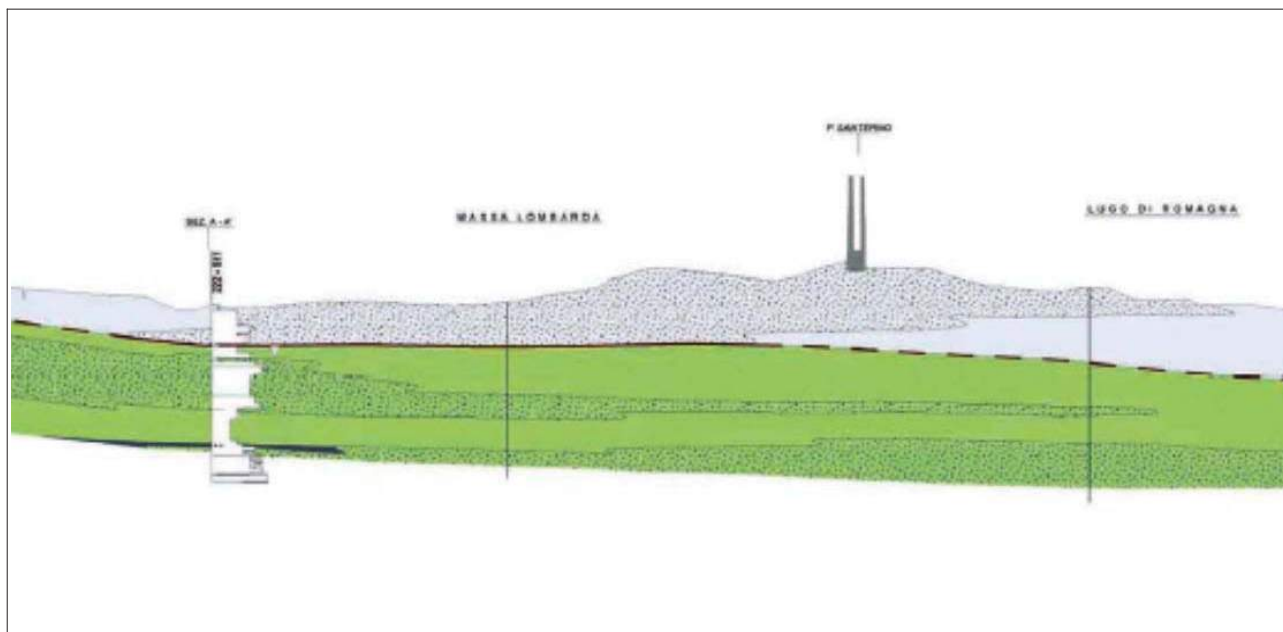


Figura 4.1 – Sezione da ovest a est

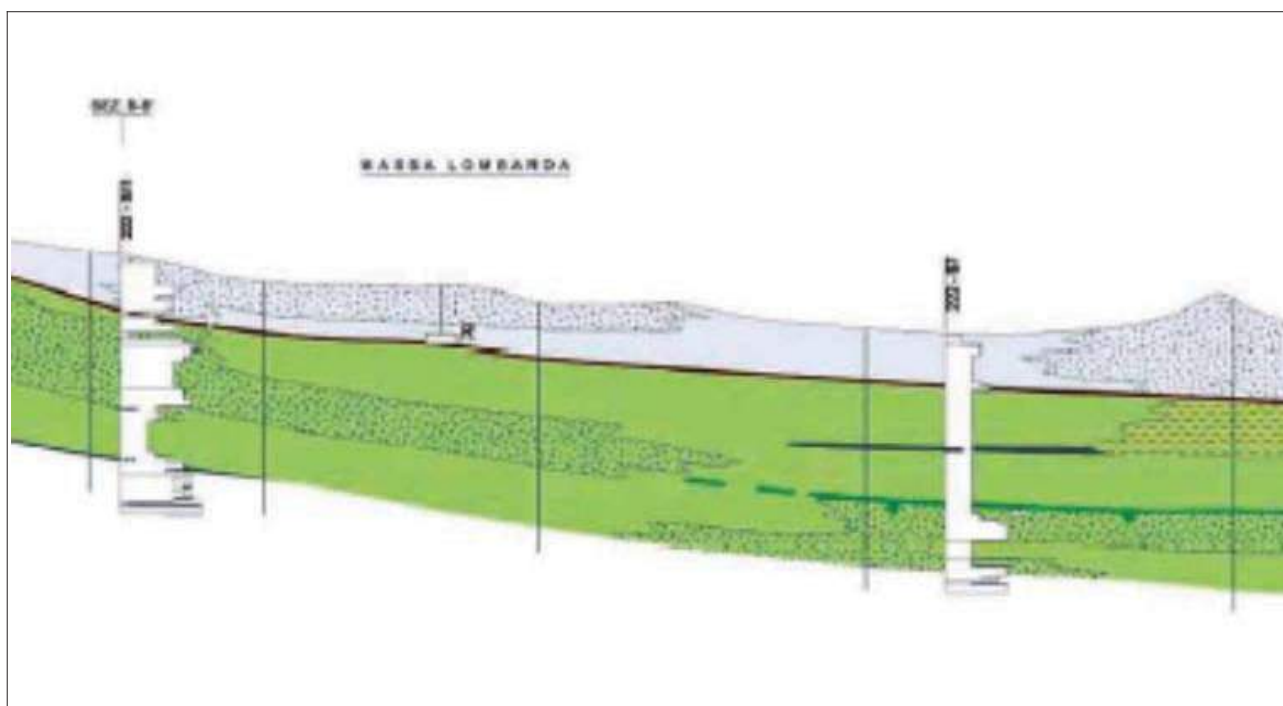


Figura 4.2 – Sezione da sud a nord

Figura 4.3 – Legenda sezioni

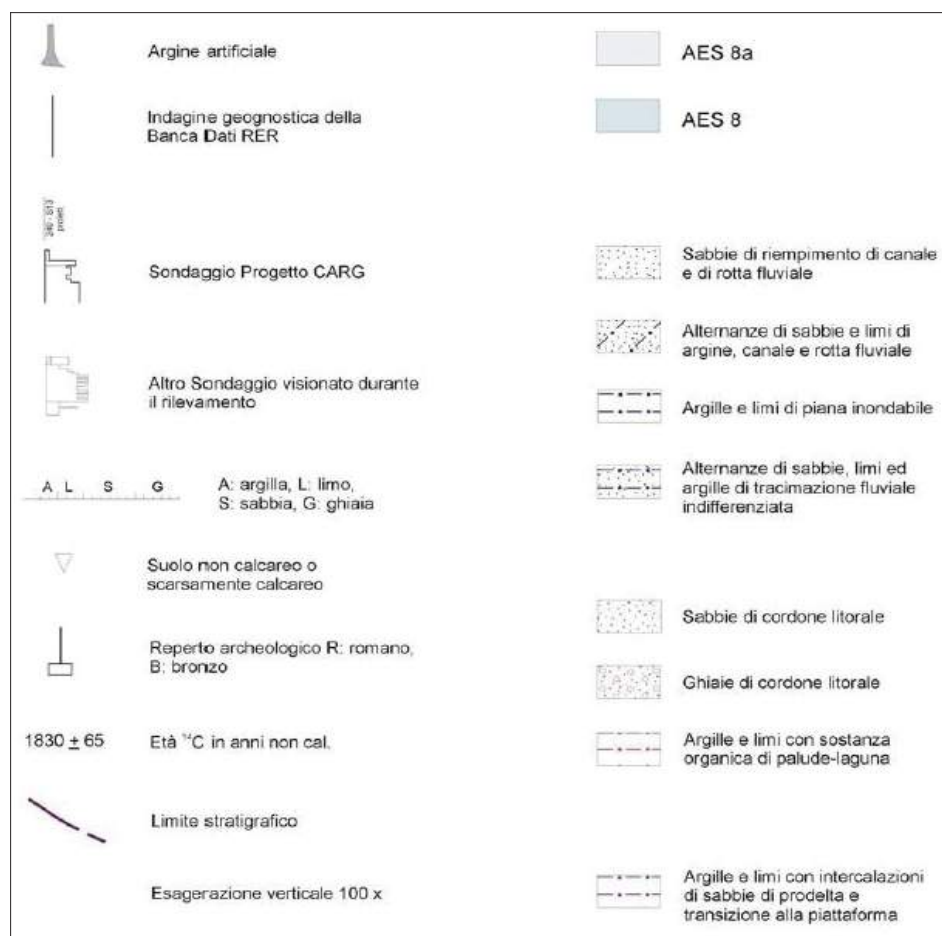


Figura 4.4 – Carta Geologica (stralcio cartografia 1:10.000 del Servizio Geologico, Regione Emilia-Romagna)

In particolare, come risulta dalle cartografie geologiche redatte dal Servizio Geologico della Regione Emilia-Romagna (figura 4.4), l'area è localizzata su depositi appartenenti all'Unità di Modena (AES8a), che costituisce la parte sommitale del Subsistema di Ravenna, rappresentata in colore verde chiaro. Al tetto presenta localmente un suolo calcareo poco sviluppato di colore grigio-giallastro.

Nel dettaglio, osservando lo stralcio allegato, in scala adattata, della Carta Geologica in scala 1:10.000 della Regione Emilia-Romagna, realizzata utilizzando la banca dati dei Fogli CARG (a scala 1:25.000), previa conversione della struttura dati e dopo revisioni ed aggiornamenti effettuati dal Servizio Geologico, risulta che l'area ex Pempa è localizzata, così come tutto l'abitato di Massa Lombarda, su depositi di "canale, argine e rotta fluviale", formati in ambiente di Piana Alluvionale, con tessitura sabbia limoso - argillosa (tratto-punto blu); tali depositi sono legati alla dinamica fluviale del Torrente Santerno.

4.2 Inquadramento geomorfologico

L'intervento è localizzato nella bassa pianura ravennate, in sinistra idrografica del Torrente Santerno, il cui territorio è assimilabile ad un piano debolmente inclinato con immersione E-NE, con lievi ondulazioni che si manifestano con ampie depressioni a fondo subpianeggiante, separate da strette zone in rilievo date dai dossi dei corsi d'acqua passati e recenti.

I processi morfogenetici caratteristici di questa zona sono principalmente di origine fluviale: infatti, tale territorio fa parte della Piana a Copertura Alluvionale nella quale i torrenti appenninici in occasione delle piene rompevano gli argini o tracimavano, spandendo le loro acque nelle aree basse adiacenti e modificando ripetutamente il loro corso.

I depositi sabbiosi ed i suoli a tessitura da media a moderatamente grossolana sono principalmente connessi con i paleoalvei e occupano le zone lungo i fianchi dei corsi d'acqua attivi o abbandonati, mentre i sedimenti a granulometria fine occupano generalmente le aree alluvionali in cui anche i suoli presentano una tessitura argillosa. Nelle aree di transizione si riconoscono suoli con tessitura da media a moderatamente fine.

La zona in esame è caratterizzata da depositi di piana alluvionale a crescita verticale, connessi alla dinamica fluviale del Santerno.

Nell'immagine riportata in figura 4.5 è evidente l'assetto geomorfologico sopra descritto, con gli elementi che caratterizzano l'area in esame, in riferimento alla cartografia geologica-geomorfologica in scala 1:50.000 messa a disposizione dalla Regione Emilia-Romagna. Nella figura è visibile la morfologia dell'area vasta in cui si riconoscono i depositi connessi alla dinamica del Santerno (tratto-punto blu), entro i quali è evidente una traccia di alveo fluviale abbandonato ad est del Comparto, con alcuni ventagli di esondazione. Tali depositi costituiscono una fascia orientata all'incirca S-N, delimitata lateralmente da depositi fini interfluviali con tessitura argilloso-limosa, sedimentati nelle

zone depresse (tratteggio blu).

Inoltre nell'area di interesse si riconoscono simboli rossi e blu: i simboli rossi indicano elementi strutturali profondi, quali faglie profonde, in marrone è indicata l'isobata della base del pliocene a - 5.000 m, mentre i segni blu di carattere geomorfologico indicano tracce di alveo fluviale abbandonato di incerta tipologia, ad est del Comparto.



Figura 4.5 – Carta Geologica-Geomorfologica (stralcio cartografia 1:50.000 del Servizio Geologico Regione Emilia-Romagna)

5 VULNERABILITA' IDROGEOLOGICA

5.1 Inquadramento idrogeologico

Per quanto riguarda l'idrogeologia, le caratteristiche degli acquiferi del territorio in esame vanno inquadrate nel modello evolutivo tridimensionale, sia idrogeologico che stratigrafico, dell'intera Pianura Padana Emiliano-Romagnola.

A riguardo, secondo gli studi della Regione Emilia-Romagna e di Eni-Agip ("Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna", 1998) si distinguono, sia in superficie che nel sottosuolo tre Unità Idrostratigrafiche di rango superiore (UIS), denominate Gruppi Acquiferi A, B e C (figura 5.1), a loro volta suddivise in unità, gerarchicamente inferiori, denominate Complessi di Acquiferi. Esse affiorano sul margine meridionale del Bacino Idrogeologico della Pianura per poi immergersi verso nord al di sotto dei sedimenti depositati dal fiume Po e dai suoi affluenti negli ultimi 20.000 anni, contenenti acquiferi di scarsa estensione e potenzialità (Acquifero Superficiale).

PRINCIPALI UNITA' STRATIGRAFICHE					ETA' (milioni di anni)	SCALA CRONOSTRATIGRAFICA (milioni di anni)	UNITA' IDROSTRATIGRAFICHE					
AFFIORANTI			SEPOLTE				GRUPPO ACQUIFERO	COMPLESSO ACQUIFERO				
QUATERNARIO CONTINENTALE	TERRE ROSSE, DILUVIUM, ALLUVIUM, TERRAZZI E ALLUVIONI	FORMAZIONE FLUVIO - LACUSTRE	FORMAZIONE DI OLMATELLO	UNITA' DI VILLA DEL BOSCO	UNITA' DI CAI DI SOLA	SUPERSTESMA EMILIANO-ROMAGNOLO	SINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE	UNITA' DI BORGO PANIGALE	PLEISTOCENE SUPERIORE - OLOCENE	0.125	A	A1
												A2
												A3
												A4
QUATERNARIO MARINO	DILUVIUM p.p.	FORMAZIONE FLUVIO - LACUSTRE	FORMAZIONE DI OLMATELLO	UNITA' DI VILLA DEL BOSCO	UNITA' DI CAI DI SOLA	SUPERSTESMA EMILIANO-ROMAGNOLO	SINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO INFERIORE	UNITA' ALLUVIONALE INFERIORE	PLEISTOCENE MEDIO	~0.35-0.45	B	B1
												B2
												B3
												B4
QUATERNARIO MARINO	MILAZZANO SABBIE di CASTELVETRO p.p. SABBIE GIALLE di IMOLA p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~0.65	C	C1
												C2
												C3
												C4
P ₂	CALABRIANO p.p. SABBIE di MONTERICCO FORMAZIONE di TERRA del SOLE p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~1.0	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	CALABRIANO p.p. FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~2.2	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.3-3.6	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIORE	~3.9	C	C5
												C2
												C3
												C4
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSTESMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SINTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLEISTOCENE INFERIO			

Figura 5.1 – Schema idrostratigrafico della Pianura Emiliano-Romagnola (Eni-Agip e RE-R, 1998)

Ciascun Gruppo Acquifero risulta idraulicamente separato, almeno per gran parte della sua estensione, da quelli sovrastanti e sottostanti, grazie a livelli argillosi di spessore plurimetrico sviluppati a scala regionale, denominati Barriere di Permeabilità Regionali. Il loro limite inferiore è dato dall'Acquitardo Basale, formato da unità complessivamente impermeabili.

Per il presente studio riveste importanza il Gruppo Acquifero A (Pleistocene Sup. - Olocene), a sua volta suddiviso in 4 Complessi Acquiferi A1, A2, A3 e A4.

Dalle Sezioni Geologiche e Idrostratigrafiche 6 e 9 che interessano il territorio Ravennate, ed in particolare dallo stralcio della Sezione 6 riportato in figura 5.2 è possibile osservare che il Complesso Acquifero A1, più superficiale, è spesso circa 100 metri.

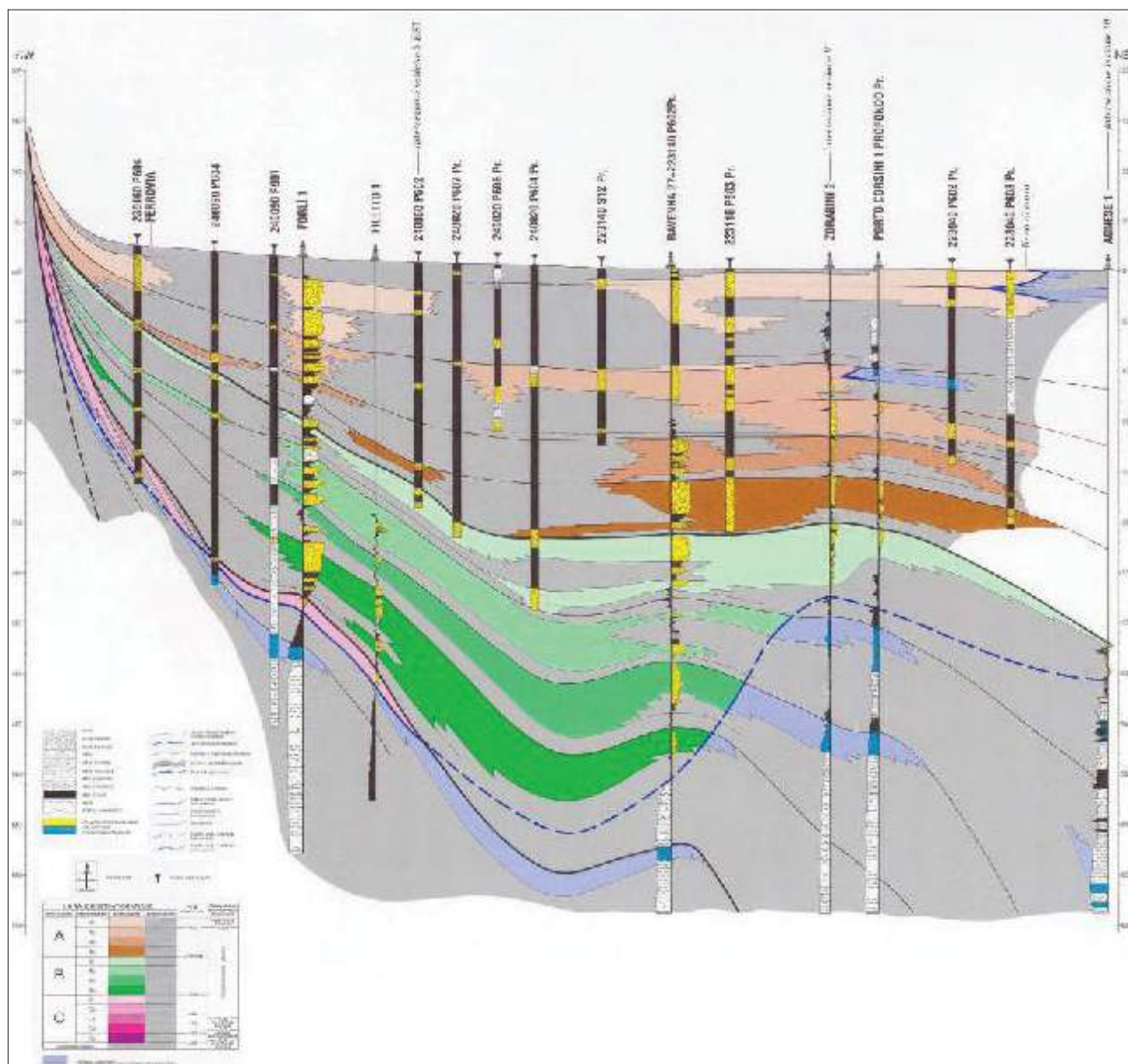


Figura 5.2 – Schema geologico profondo - Stralcio Sezione geologica e idrostratigrafica 6 (da Eni-Agip e RE-R, 1998)

Per ricostruire l'assetto delle acque sotterranee, in particolare della falda freatica locale alimentata dall'infiltrazione diretta, dall'irrigazione e dalle perdite di subalveo del reticolo idrografico si fa riferimento ai dati del comparto adiacente e delle prove penetrometriche eseguite nell'area "Ex Pempa" (prove CPTU/CPTE).

La ricostruzione della tavola d'acqua sotterranea meno profonda, nel territorio più ampio, si può

desumere dall'elaborato fornito nel QC del PSC. Il deflusso della falda ha direzione prevalente nord, nordest, le quote piezometriche variano da circa 22 m slm al margine sud del Comune di Cotignola sino a -2 m slm a quello nord di Alfonsine. In linea di massima il gradiente idraulico nella porzione sud è mediamente maggiore e compreso tra circa 0,3% e 0,05%, a nord invece in media è 0,05%. L'assetto morfologico della superficie piezometrica evidenzia degli spartiacque sotterranei in corrispondenza dei principali corsi d'acqua superficiali, separati da corrispondenti assi di drenaggio.

La profondità della superficie piezometrica riferita al piano campagna (p.c.), è riportata nella TAV. 2-3 - Profondità della tavola d'acqua (m da p.c.). La figura 5.3 ne riporta uno stralcio esemplificativo dell'area di interesse. Le soggiacenze sono mediamente pari a circa 2,5 metri.

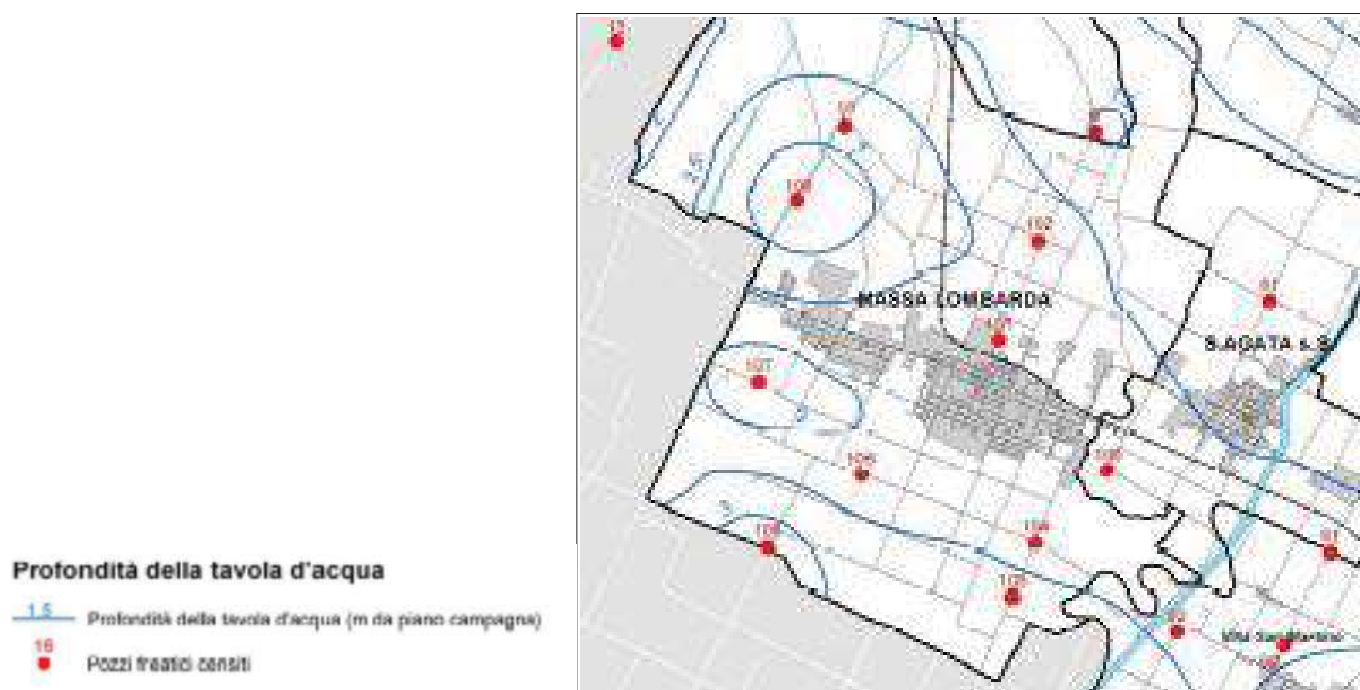


Figura 5.3 – Stralcio TAV. 2-3 - Profondità della tavola d'acqua (m da p.c.)

Le stratigrafie limitrofe confermano entro l'intervallo di sottosuolo esaminato (30 m) la presenza di depositi alluvionali prevalentemente fini, di spessore elevato, contenenti livelli di limi e/o sabbie con caratteristiche idrogeologiche tali da non poter ospitare un acquifero vero e proprio.

Nei primi metri di terreno, è segnalata una modesta falda superficiale localizzata nei primi 2/2.5 metri di profondità, alimentata dall'infiltrazione diretta, dall'irrigazione e dalle perdite di subalveo del reticolo idrografico, regimata dalla rete di scoli consorziali e, vista anche la scadente qualità, soggetta a modesti emungimenti.

La presenza di una falda sospesa è confermata anche dalle indagini dirette: le prove CPTU/CPTE eseguite hanno riscontrato acqua nei fori lasciati aperti alla quota di -1,3 metri dal p.c. La modesta soggiacenza è presumibilmente legata al contesto pluviometrico nel periodo di esecuzione delle indagini, caratterizzato da frequenti e prolungate piogge con discreta "ricarica" stagionale per infiltrazione. La presenza della falda sospesa superficiale dovrà essere tenuta in considerazione in

fase di progettazione e successivamente negli scavi di fondazione, prevedendo eventualmente opportune opere di sostegno allo scavo, l'abbassamento del livello idrico e l'impermeabilizzazione dei manufatti interrati.

5.2 Vulnerabilità dell'acquifero superficiale

La carta della vulnerabilità dell'acquifero superficiale ottenuta con il metodo SINTACS nel QC del PSC associato (figura 5.4), evidenzia come il territorio sia caratterizzato da un grado di vulnerabilità compreso tra basso e medio, con una falda piuttosto superficiale; quello che distingue le zone a differente vulnerabilità è la tessitura dei suoli presenti e le caratteristiche del non saturo. Le zone a vulnerabilità media si localizzano dove il non saturo è caratterizzato da litotipi limoso sabbiosi e dove la tessitura dei suoli è prevalentemente franco sabbiosa e franco limo sabbiosa, ovvero in corrispondenza delle zone di dosso fluviale. Nelle zone di basso topografico, dove sono presenti suoli a tessitura limo argillosa e lo strato non saturo è caratterizzato da terreni fini, la vulnerabilità è di grado basso. In conclusione secondo le assunzioni adottate non si evidenziano aree vulnerabili in accordo con la Carta Regionale della Vulnerabilità.

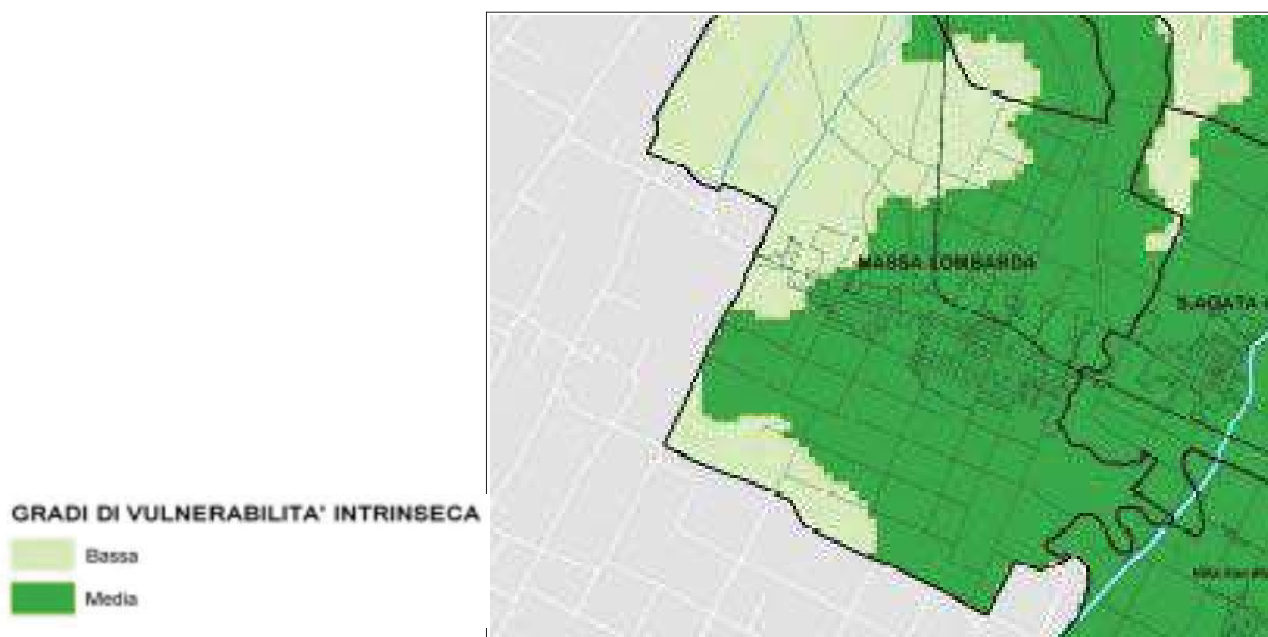


Figura 5.4 – Stralcio carta della vulnerabilità (tratto da QC del PSC associato)

L'area di interesse risulta localizzata in una zona con vulnerabilità media (confermata da contesto litostratigrafico desunto dalle prove penetrometriche CPTU/CPTE) per la quale non sono richiesti particolari accorgimenti per la realizzazione degli interventi di progetto.

6 ASSETTO IDRAULICO

6.1 Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico

Il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico propone per l'intero territorio d'interesse le attività svolte e i risultati per quanto riguarda il rischio da frana e l'assetto dei versanti e distintamente, in riferimento ai bacini dei corsi d'acqua principali Reno, Idice, Sillaro, Santerno per il rischio idraulico e l'assetto della rete idrografica.

Con deliberazione della Giunta Regionale n. 567 del 07.04.2003, la Regione Emilia-Romagna ha approvato il Piano Stralcio Assetto Idrogeologico che è entrato in vigore con la pubblicazione sul B.U. Regione Emilia-Romagna il 14.05.2003.

Il Titolo II che riguarda Rischio idraulico e assetto rete idrografica del Piano Stralcio del Reno, al fine della individuazione e della mitigazione del rischio idraulico elevato e molto elevato, individua le 'Aree ad alta probabilità di inondazione' normate dall'Art. 16: relativamente al Bacino del Torrente Santerno, nella Tavola C "Localizzazione delle situazioni a rischio elevato e molto elevato" (figura 6.1), sono individuate tre aree lungo il Santerno.

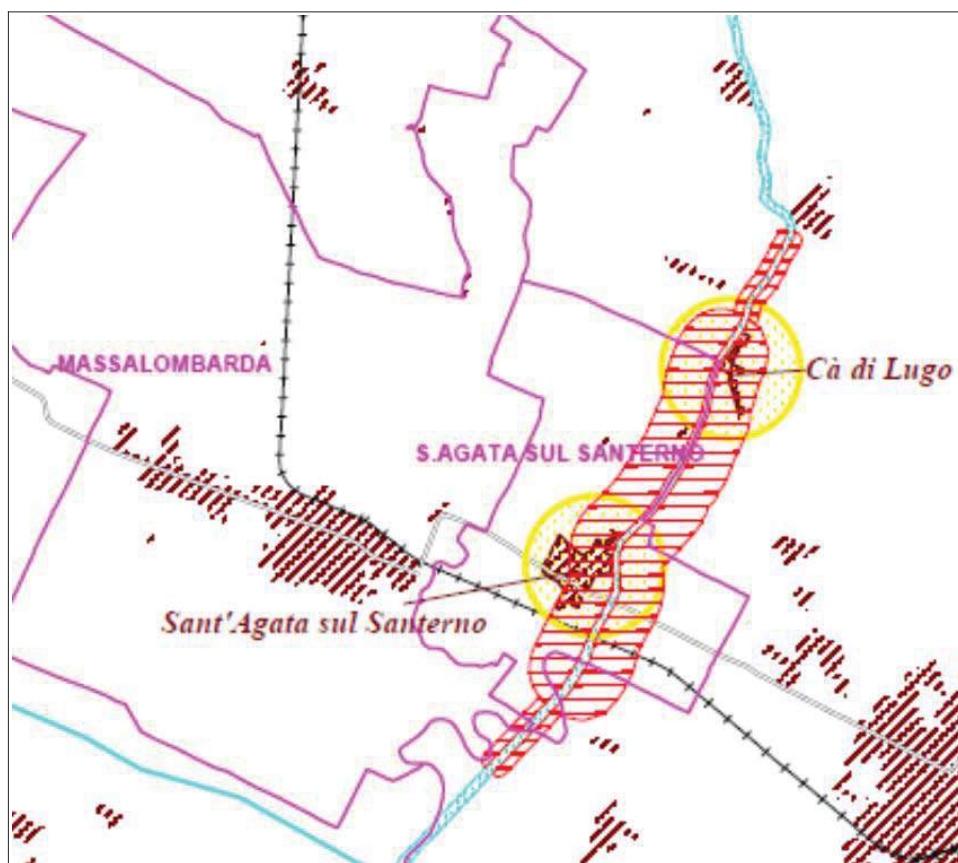


Figura 6.1 – Tavola C
"Localizzazione delle
situazioni a rischio elevato e
molto elevato"

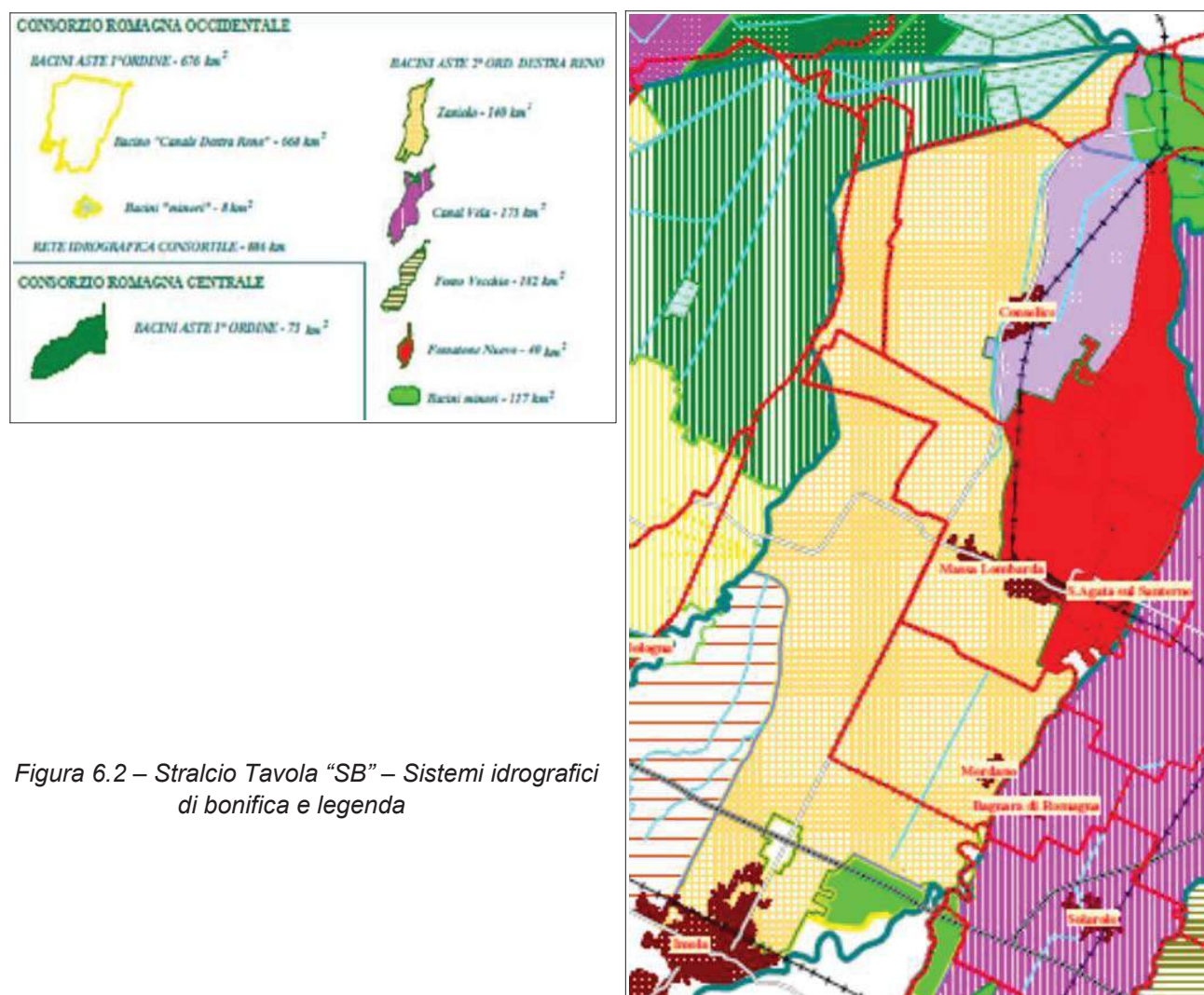
Dall'esame della tavola emerge che l'area in esame non è soggetta ad un alto rischio idraulico.

La zona è comunque interessata dall'Art. 20 - Controllo degli apporti d'acqua, in base al quale, "al fine di non incrementare gli apporti d'acqua piovana al sistema di smaltimento e di favorire il riuso di tale

acqua, per le aree ricadenti nel territorio di pianura e pedecollinare, i Comuni prevedono nelle zone di espansione, per le aree non già interessate da trasformazioni edilizie, che la realizzazione di interventi edilizi sia subordinata alla realizzazione di sistemi di raccolta delle acque piovane per un volume complessivo di almeno 500 mc per ettaro di superficie territoriale, ad esclusione delle superfici permeabili destinate a parco o a verde compatto che non scolino, direttamente o indirettamente e considerando saturo d'acqua il terreno, nel sistema di smaltimento delle acque meteoriche; sono inoltre escluse le superfici dei sistemi di raccolta a cielo aperto”.

Per la proposta in esame, riguardando un'area già interessata da trasformazioni edilizie, non trova applicazione questo articolo; in ogni modo si specifica che il PUA aumenta le superfici permeabili del comparto, per cui l'intervento risulta migliorativo rispetto allo stato attuale.

Sempre in merito alla medesima problematica, il Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del Reno ha approvato, con atto 1/2 del 25/02/2009, la Direttiva per la sicurezza idraulica nei sistemi idrografici di pianura nel Bacino del Reno.



Oggetto della direttiva è il sistema di pianificazione e di programmazione, finalizzato a soddisfare le esigenze di sicurezza idraulica, di riqualificazione ambientale e di razionale uso delle risorse idriche, riguardante il sistema idrografico di pianura del bacino del Reno, costituito dall'insieme della rete idrografica attualmente "di bonifica" e dei bacini imbriferi che direttamente o indirettamente in essa scolano e dall'insieme dei corsi d'acqua "minori", che interagendo in modo rilevante con la rete di bonifica necessitano di una gestione unitaria ai fini della sicurezza idraulica, e dei loro bacini imbriferi. Al fine di perseguire gli obiettivi indicati, sono predisposti:

- x "Piani Consortili Intercomunali per la sicurezza idraulica nei sistemi idrografici di pianura", da parte dei Consorzi di bonifica;
- x "Piano stralcio di bacino per i sistemi idrografici di pianura", da parte dell'Autorità di Bacino del Reno, il cui oggetto sarà costituito dall'intero sistema idrografico di pianura.

In riferimento al caso in esame, la Direttiva contiene la Tavola SB – Sistemi idrografici di bonifica (figura 6.2), dalla quale emerge che il bacino di interesse fa parte del Consorzio di Bonifica della Romagna Occidentale ed in particolare il territorio in esame ricade nel bacino dello Scolo Zaniolo, in sinistra idrografica del Santerno.

La direttiva non fornisce ulteriori elementi in merito alla criticità del bacino e alla sua sicurezza idraulica.

Il Quadro Conoscitivo del PSC dell'Associazione dei Comuni contiene, nell'elaborato "Il sistema naturale ambientale", per quanto riguarda il Consorzio di Bonifica della Romagna Occidentale, una tavola che evidenzia i canali principali e quelli secondari per i quali le norme idrauliche vigenti impongono fasce di rispetto rispettivamente di 10 m e di 5 metri.

Nel comprensorio della Romagna Occidentale, il distretto di pianura coincide con la vasta area in cui il sistema di scolo delle acque meteoriche è costituito esclusivamente da opere artificiali di bonifica in gestione al Consorzio, data la condizione di pensilità, rispetto al piano campagna, dei corsi d'acqua naturali che l'attraversano. Esso coincide anche con il bacino idrografico del collettore generale della rete scolante, il Canale di bonifica in destra di Reno. Il distretto di pianura si estende per circa 70.000 ettari dalla via Emilia al Reno, tra il Sillaro ed il Lamone.

I canali della rete scolante consortile hanno attualmente uno sviluppo lineare complessivo di circa 900 Km, dei quali 500 Km riguardano di canali di scolo, mentre i restanti 400 Km sono canali ad uso promiscuo (scolo ed irrigazione).

Il distretto di pianura del Consorzio di Bonifica della Romagna Occidentale è articolato in tre comparti idraulici: Zaniolo-Buonacquisto, Canal Vela e Fosso Vecchio (figura 6.3). L'area di interesse ricade nel territorio del bacino idraulico Zaniolo-Buonacquisto, compreso tra il T. Sillaro e il F. Santerno.

Come prima evidenziato, per l'area in questione, essendo già interessata da trasformazioni edilizie e anche in considerazione del fatto che non aumenta la superficie impermeabilizzata, l'art. 20 non trova applicazione, ovvero non sono necessari sistemi di laminazione delle acque meteoriche di dilavamento.

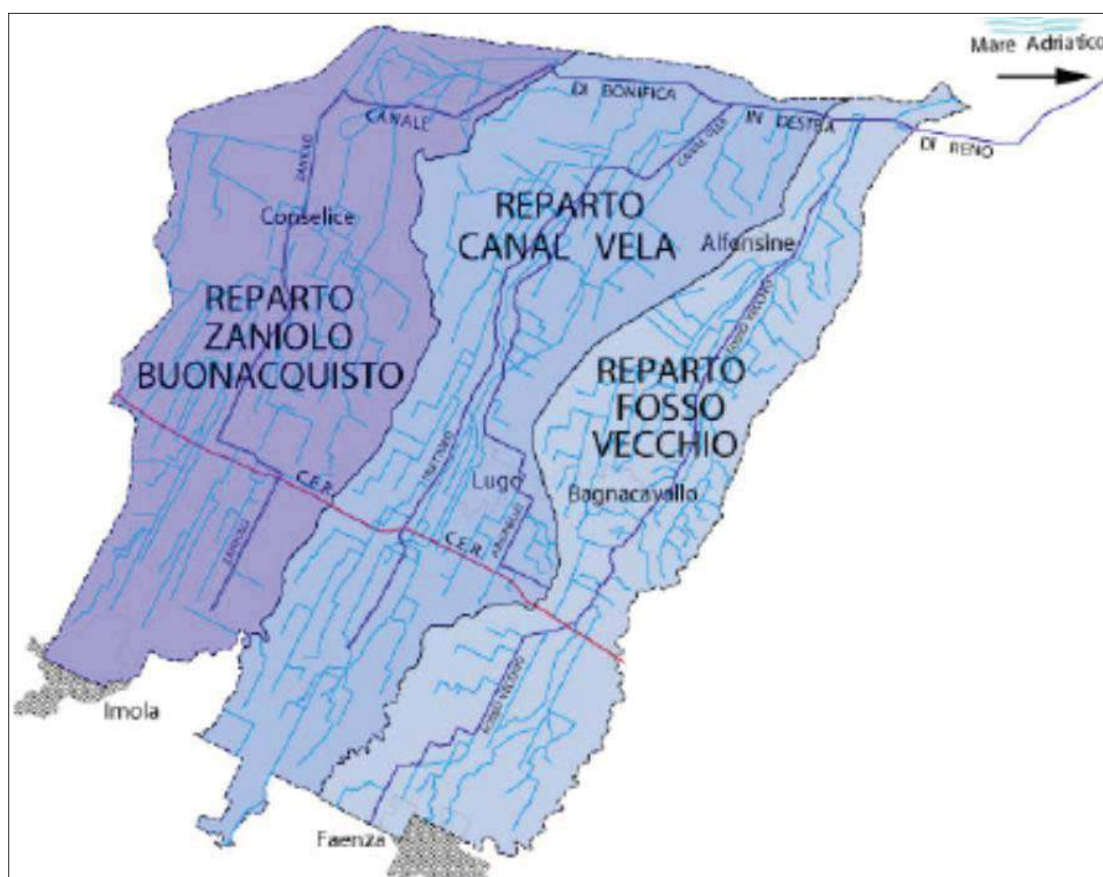


Figura 6.3 – Schema dei bacini idraulici – Consorzio di Bonifica della Romagna Occidentale

Nello specifico in applicazione della “Direttiva per la sicurezza idraulica nei sistemi idrografici di pianura nel bacino del Reno”, ad oggi, non sono stati redatti ulteriori studi e approfondimenti, né fornito il tirante idrico di riferimento.

Si segnala che, per quanto riguarda la sicurezza idraulica della zona, il Consorzio di Bonifica della Romagna Occidentale ha rilasciato parere favorevole per il comparto adiacente Yoga – Ex Fabbrichina, in data 10.12.2015 (prot. 8398), senza evidenziare criticità idrauliche ed imporre particolari prescrizioni.

6.2 Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA)

La Direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione del rischio di alluvioni, recepita nell'ordinamento italiano con il Decreto Legislativo 23 febbraio 2010 n. 49, in analogia a quanto predispone la Direttiva 2000/60/CE in materia di qualità delle acque, vuole creare un quadro di riferimento omogeneo a scala europea per la gestione dei fenomeni alluvionali e si pone, pertanto, l'obiettivo di ridurre i rischi di conseguenze negative derivanti dalle alluvioni soprattutto per la vita e la salute umana, l'ambiente, il patrimonio culturale, l'attività economica e le infrastrutture.

Il territorio della Regione Emilia-Romagna è interessato da tre nuovi Piani: il PGRA del distretto Padano, del distretto dell'Appennino Settentrionale e del distretto dell'Appennino Centrale.

I Piani di gestione del rischio di alluvioni (art. 7 Direttiva 2007/60/CE e D.Lgs. 49/2010) sono stati adottati il 17 dicembre 2015 e successivamente, con delibere dei Comitati Istituzionali delle Autorità di Bacino, sono stati definitivamente approvati il 3 marzo 2016. È attualmente in corso di completamento il secondo ciclo di aggiornamento del PGRA.

Le cartografie contenute nel PGRA costituiscono il quadro conoscitivo di settore, costituito dall'insieme delle mappe di pericolosità e di rischio di alluvioni a scala di bacino. Il PGRA fornisce quindi indicazioni e misure (non norme) declinate nella Variante di coordinamento tra il PSAI e il PGRA.

Utilizzando la cartografia on-line della Regione, è visibile la perimetrazione delle aree geografiche che potrebbero essere interessate da alluvioni secondo specifici scenari di probabilità. Per l'area in esame l'ambito territoriale di riferimento è il Reticolo naturale principale, in particolare il corso d'acqua di interesse è il Torrente Santerno che scorre ad est del centro abitato. Così come tutto il territorio limitrofo, l'area risulta interessata da alluvioni poco frequenti, con un tempo di ritorno tra 100 e 200 anni – media probabilità (P2 – M).

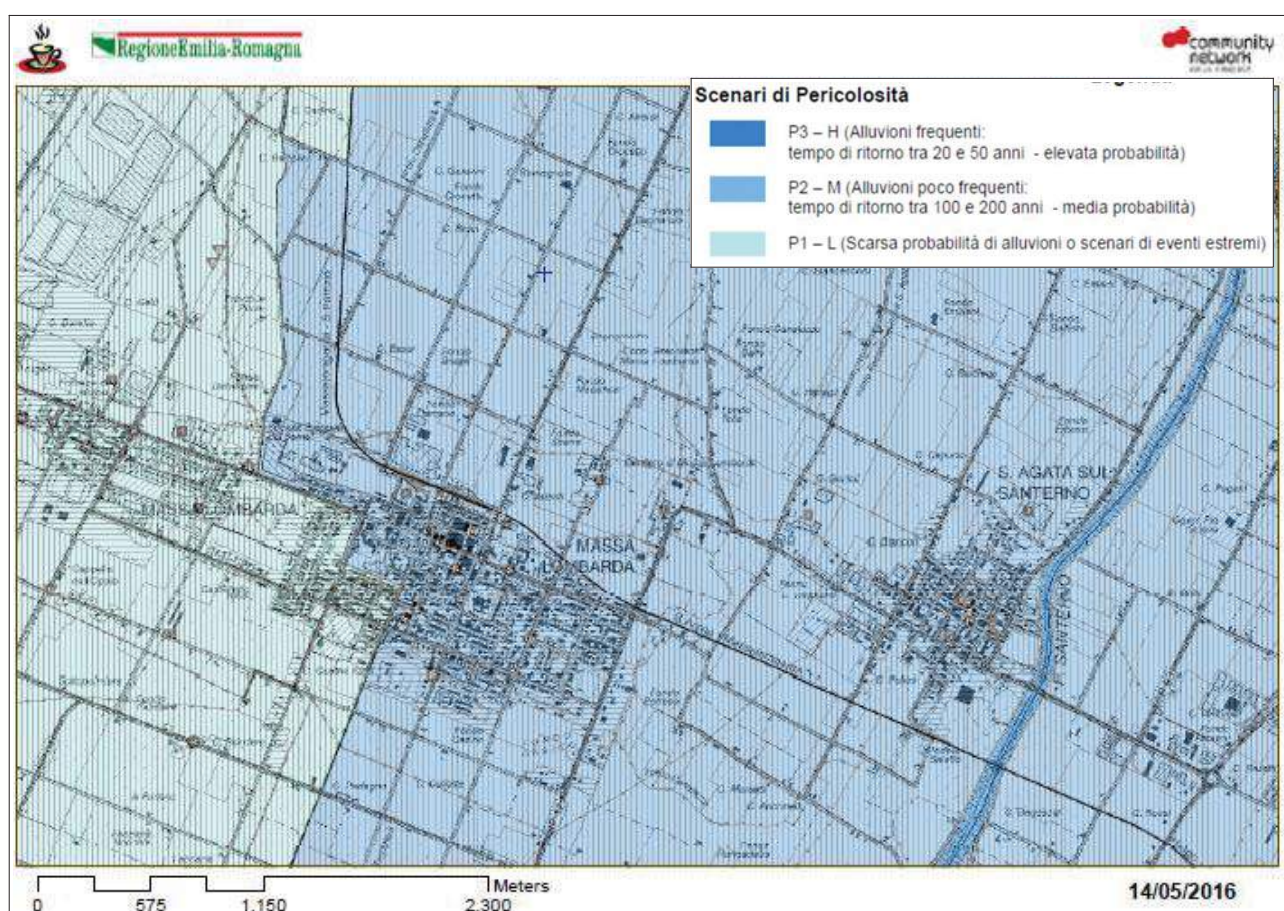


Figura 6.4 – PGRA: stralcio Mappa della pericolosità e del rischio alluvioni relativo al reticolo naturale principale (sito RER)

6.3 Variante al PSAI del bacino idrografico del Fiume Reno (2016)

La Variante ai Piani Stralcio del bacino idrografico del Fiume Reno, finalizzata al coordinamento tra tali Piani e il Piano Gestione Rischio Alluvioni - Integrazioni alle Norme e alle Tavole di piano, è stata adottata con Delibera CI n. 3/1 del 7 novembre 2016 e poi approvata, per il territorio di competenza, dalla Giunta Regionale Emilia-Romagna, con deliberazione n. 2111 del 05.12.2016; pubblicata nel Bollettino Ufficiale della Regione Emilia-Romagna n. 375 del 15.12.2016.

Le norme integrative per il territorio di competenza sono contenute nella “Parte seconda” della Variante alle norme del “Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (art.1 c.1 L.3.08.98 n.267 e s.m.i)” relativo ai fiume Reno, torrente Idice - Savena vivo, torrente Sillaro, torrente Santerno.

In particolare alle Norme è aggiunto il Titolo IV – Coordinamento con il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni:

Art. 27 (contenuti e finalità)

1. Le disposizioni del presente Titolo IV attuano, per quanto di competenza della pianificazione di bacino, le misure previste dal Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (di seguito PGRA), redatto in adempimento della Direttiva 2007/60/CE ed in conformità con il D.lgs. 23 febbraio 2010 n. 49, al fine di perseguire la riduzione delle potenziali conseguenze negative derivanti dalle alluvioni per la vita e la salute umana, per il territorio, per l'ambiente, per il patrimonio culturale e per le attività economiche e sociali. 2. Al fine della mitigazione del rischio idraulico e per il coordinamento del presente piano con i contenuti del PGRA sono individuate le aree, indicate nelle tavole MP “Mappe di pericolosità delle aree potenzialmente interessate da alluvioni”, definite nel PGRA interessate da inondazioni secondo gli scenari alluvioni frequenti, poco frequenti o rare: - aree potenzialmente interessate da alluvioni frequenti (contraddistinte dalla sigla P3) - aree potenzialmente interessate da alluvioni poco frequenti (contraddistinte dalla sigla P2) - aree potenzialmente interessate da alluvioni rare (contraddistinte dalla sigla P1) 3. Le aree potenzialmente interessate da alluvioni sono individuate dal PGRA con riferimento a tre tipologie di fenomeni: - fenomeno delle inondazioni generate dai corsi d'acqua naturali (denominato nel PGRA “ambito Corsi d'acqua Naturali”) - fenomeno delle inondazioni generate dal reticolo secondario di pianura (denominato nel PGRA “ambito Reticolo di Bonifica”) - fenomeno delle inondazioni generate dal mare (denominato nel PGRA “ambito Costa”).

Art. 28 (aree interessate da alluvioni frequenti , poco frequenti o rare)

1. Nelle aree potenzialmente interessate da alluvioni frequenti (P3) o poco frequenti (P2), le amministrazioni comunali, oltre a quanto stabilito dalle norme di cui ai precedenti Titoli del presente piano, nell'esercizio delle attribuzioni di propria competenza opereranno in riferimento alla strategia e ai contenuti del PGRA e, a tal fine, dovranno : a) aggiornare i Piani di emergenza ai fini della Protezione Civile, conformemente a quanto indicato nelle linee guida nazionali e regionali, specificando lo scenario d'evento atteso e il modello d'intervento per ciò che concerne il rischio idraulico. b) assicurare la congruenza dei propri strumenti urbanistici con il quadro della pericolosità d'inondazione caratterizzante le aree facenti parte del proprio territorio, valutando la sostenibilità delle previsioni relativamente al rischio idraulico, facendo riferimento alle possibili alternative localizzative e all'adozione di misure di riduzione della vulnerabilità dei beni e delle persone esposte. c) consentire, prevedere e/o promuovere, anche mediante meccanismi incentivanti, la realizzazione di interventi finalizzati alla riduzione della vulnerabilità alle inondazioni di edifici e infrastrutture. 2. Nelle aree potenzialmente interessate da alluvioni rare (P1), le amministrazioni comunali, in ottemperanza ai principi di precauzione e dell'azione preventiva, dovranno sviluppare le azioni amministrative di cui al punto a) del precedente comma 1. 3. In relazione al fenomeno di inondazione generata dal reticolo di bonifica, oltre a quanto stabilito nel presente piano, si applica la Direttiva per la sicurezza idraulica nei sistemi idrografici di pianura nel bacino del Reno approvata con

Delibera C.I. n° 1/3 del 23/04/2008; (Avviso di adozione BUR n.74 del 07/05/2008) e modificata con Delibera C.I. n° 1/2 del 25/02/2009 (Avviso di adozione BUR n.40 del 11/03/2009). 4. Nel caso in cui, a seguito di rilievi e di studi specifici, le caratteristiche morfologiche delle aree o le prestazioni idrauliche dei corsi d'acqua configurino le aree potenzialmente interessate da alluvioni diversamente da quanto indicato nelle tavole MP "Mappe di pericolosità delle aree potenzialmente interessate da alluvioni", tali tavole potranno essere modificate secondo la procedura di cui all'art. 24 comma 2 del presente piano, anche su proposta delle Amministrazioni comunali. Nel caso in cui la realizzazione di interventi strutturali configuri le aree potenzialmente interessate da alluvioni diversamente da quanto indicato nelle tavole MP "Mappe di pericolosità delle aree potenzialmente interessate da alluvioni", il Comitato Istituzionale, previo parere del Comitato Tecnico, prende atto dell'avvenuta verifica funzionale delle opere e determina la decorrenza della nuova perimetrazione.

Per l'area in questione, la tavola MP 10 "Mappa di pericolosità delle aree potenzialmente interessate da alluvioni" evidenzia uno scenario di pericolosità P2, con una probabilità di alluvioni poco frequenti, con un tempo di ritorno tra 100 e 200 anni – media probabilità di allagamento (P2 – M), ai sensi dell'art. 27 delle NTA.

Figura 6.4 – Stralcio
 tavola MP 10 –
 Progetto di Variante
 di coordinamento
 PSAI-PGRA



La norma di riferimento è contenuta nell' Art. 28 - Aree interessate da alluvioni frequenti, poco frequenti o rare. In sintesi la nuova norma rimanda la competenza al Comune che dovrà, per le aree così classificate, "fare riferimento all'adozione di misure di riduzione della vulnerabilità dei beni e delle persone esposte", in modo "da assicurare la congruenza dei propri strumenti urbanistici con il quadro

della pericolosità d'inondazione", come indicato al comma 1 lett. b dell'Art. 28 sopra riportato.

Nello specifico si rimanda poi alla “Direttiva per la sicurezza idraulica nei sistemi idrografici di pianura nel bacino del Reno”, prima riportata nel paragrafo 6.1, in riferimento alla quale, ad oggi, non sono stati redatti ulteriori studi e approfondimenti, né fornito il tirante idrico di riferimento.

Per le aree di pianura è richiesto un parere relativo all'inondabilità da parte del Consorzio al fine di assumere provvedimenti per la riduzione della vulnerabilità. Dalla applicazione di tale norma emerge che per l'intervento in questione e per la sua messa in sicurezza, sarà necessaria l'espressione del Consorzio competente.

Le misure che ad oggi si propongono per la messa in sicurezza (da approfondire in fase di progetto), sono:

- ✓ l'innalzamento del piano campagna mediante riporto di terreno (fino oltre il tirante ora non noto);
- ✓ la garanzia che non vi saranno aperture dei vani utilizzati al di sotto del tirante idrico di riferimento; evitando aperture degli scantinati, scannafossi, rampe di rimesse interrato sprovviste di protezioni idonee, e ogni altra situazione in cui possa verificarsi ingresso d'acqua in locali abitabili o comunque frequentabili dalle persone.

Sarà poi cura del progettista, in fase esecutiva, mettere in atto le adeguate soluzioni progettuali.

7 SUBSIDENZA

Tra i fattori di criticità del territorio in esame uno è rappresentato dalla subsidenza, che può essere considerata tra i principali agenti dell'attuale assetto morfologico superficiale delle zone di pianura.

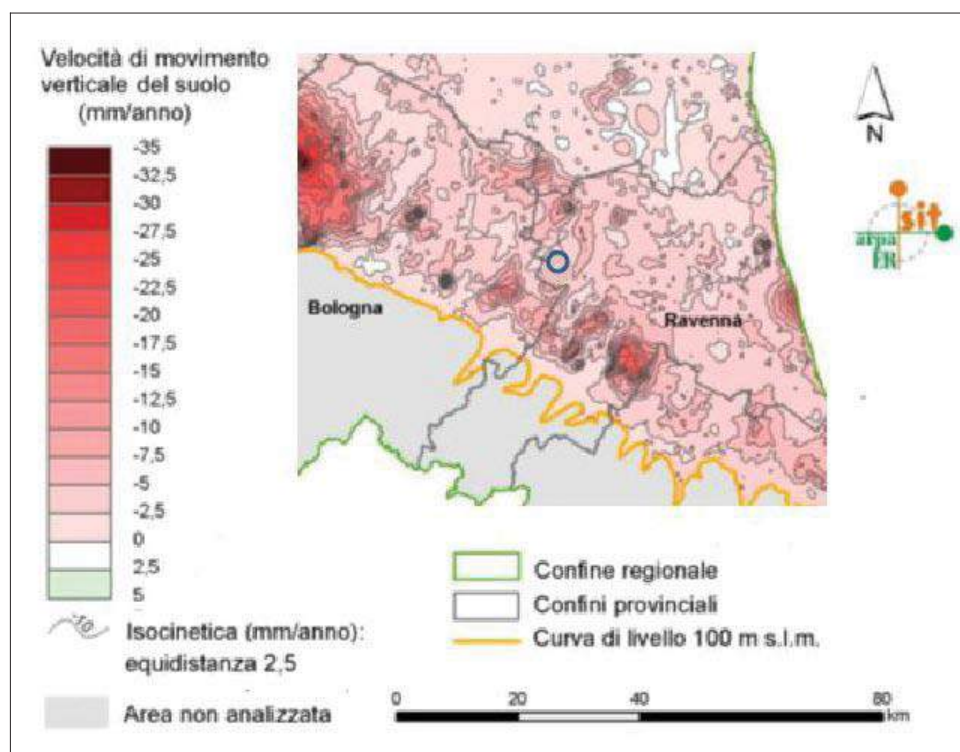
Il graduale abbassamento del suolo è caratterizzato da una componente naturale, per lo più dovuta a fenomeni tettonici profondi ed al costipamento del terreno ad opera del carico litostatico, nonché da una componente antropica legata all'estrazione di fluidi dal sottosuolo. Il fenomeno della subsidenza, negli ultimi 30 anni, è monitorato da ARPAE Emilia-Romagna, con rilievi ed elaborazioni: dalle recenti elaborazioni dei dati l'area in esame, nel periodo che va dal 2006 al 2011, presenta velocità di abbassamento comprese tra 2,5 e 5 mm/anno.

In questo contesto, l'allacciamento alla rete acquedottistica comunale con la conseguente assenza di prelievi da falda, consentirà di non andare a gravare sulla subsidenza e di preservare la risorsa idrica sotterranea. L'impatto di tipo quantitativo sulla risorsa idrica sotterranea è pertanto nullo, in quanto non è previsto alcun tipo di prelievo idrico dalle falde.

In aggiunta a questo, per gli usi meno pregiati si utilizzerà l'acquedotto industriale esistente, attuando così un ulteriore risparmio di risorse pregiate.

Si specifica inoltre che l'entità degli interventi proposti, in termini di carichi sul sistema suolo-sottosuolo, è tale da non gravare sul fenomeno della subsidenza.

Figura 7.1 – Stralcio della Carta delle velocità di movimento verticale del suolo nel periodo 2006-2011 (tratto da Arpa Emilia - Romagna). In blu è indicata l'area



8 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

8.1 Microzonazione sismica comunale

Lo studio geologico e sismico elaborato a corredo del PSC Associato dei Comuni della Bassa Romagna ha evidenziato, alla più ampia scala territoriale, caratteristiche geologiche tali da favorire l'innescio di fenomeni di liquefazione, con presenza di terreni a maggior contenuto sabbioso, potenzialmente liquefacibili. Si tratta, tuttavia, di una prima valutazione basata su pochi dati litostratigrafici e che necessita di ulteriori approfondimenti.

Il territorio urbano/urbanizzabile di Massa Lombarda è dotato di un recente studio di microzonazione sismica con locali approfondimenti di "livello 3" (geol. A. Merli et al., 2015). Questo studio di MS è stato validato dagli Enti di controllo predisposti (SGSS regionale; CTMS), tuttavia non è stato ancora recepito negli strumenti di pianificazione urbanistica. I dati risultano disponibili presso l'Ufficio di Piano dell'Unione dei Comuni della Bassa Romagna. Questa recente microzonazione sismica ha aggiornato le principali condizioni di pericolosità sismica locali, individuando le microzone "omogenee" dal punto di vista della pericolosità sismica (MOPS) e fornendo la stima dei fattori di amplificazione locali richiesti dalla DAL 112/2007 di "livello 2" e di "livello 3" alla scala territoriale.

Si rammenta che la DAL n.112/2007 propone la definizione semplificata (livello 2) delle amplificazioni locali sulla base delle tabelle allegate in appendice al documento e riferite a grandi situazioni morfologico-stratigrafiche ("livello 2"). 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 riferiti a due intervalli di periodo $0.1s < T_0 < 0.5s$ e $0.5s < T_0 < 1,0s$;
- la velocità equivalente delle onde di taglio nel sottosuolo (V_s).

Lo studio di microzonazione sismica 2015 ha permesso di ricavare modelli sismostratigrafici rappresentativi e di elaborare modelli numerici di risposta sismica locale da attribuire alle MOPS. Sulla base degli esiti di RSL e sulla base di prove penetrometriche CPTU, si sono espletate verifiche quantitative della liquefacibilità, ricavando una classificazione del territorio studiato in termini di "indice di Potenziale Liquefazione" (IL). In questo senso, all'area "ex Pempa" vengono attribuiti i seguenti fattori di amplificazione ("livello 3"):

Fa Pga → 0,236g

Fa SI ($0,1s < T_0 < 0,5s$) → 1,2÷1,3

Fa SI ($0,5s < T_0 < 1,0s$) → 2,1÷2,2

La figura 8.1 propone uno stralcio della "Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica" (scala 1:5.000) e uno stralcio della "Carta di microzonazione sismica Livello 3 – FA Pga e IL" (scala 1:5.000). In sintesi, l'area di studio ricade nella zona di attenzione per instabilità "ZALQ1c" (liquefazioni) e inclusa nella classe di pericolosità di liquefazione "moderata" ($2 < IL \leq 5$).

Si tratta, tuttavia, di approfondimenti sismici a scala territoriale che necessitano di ulteriori analisi di carattere locale.

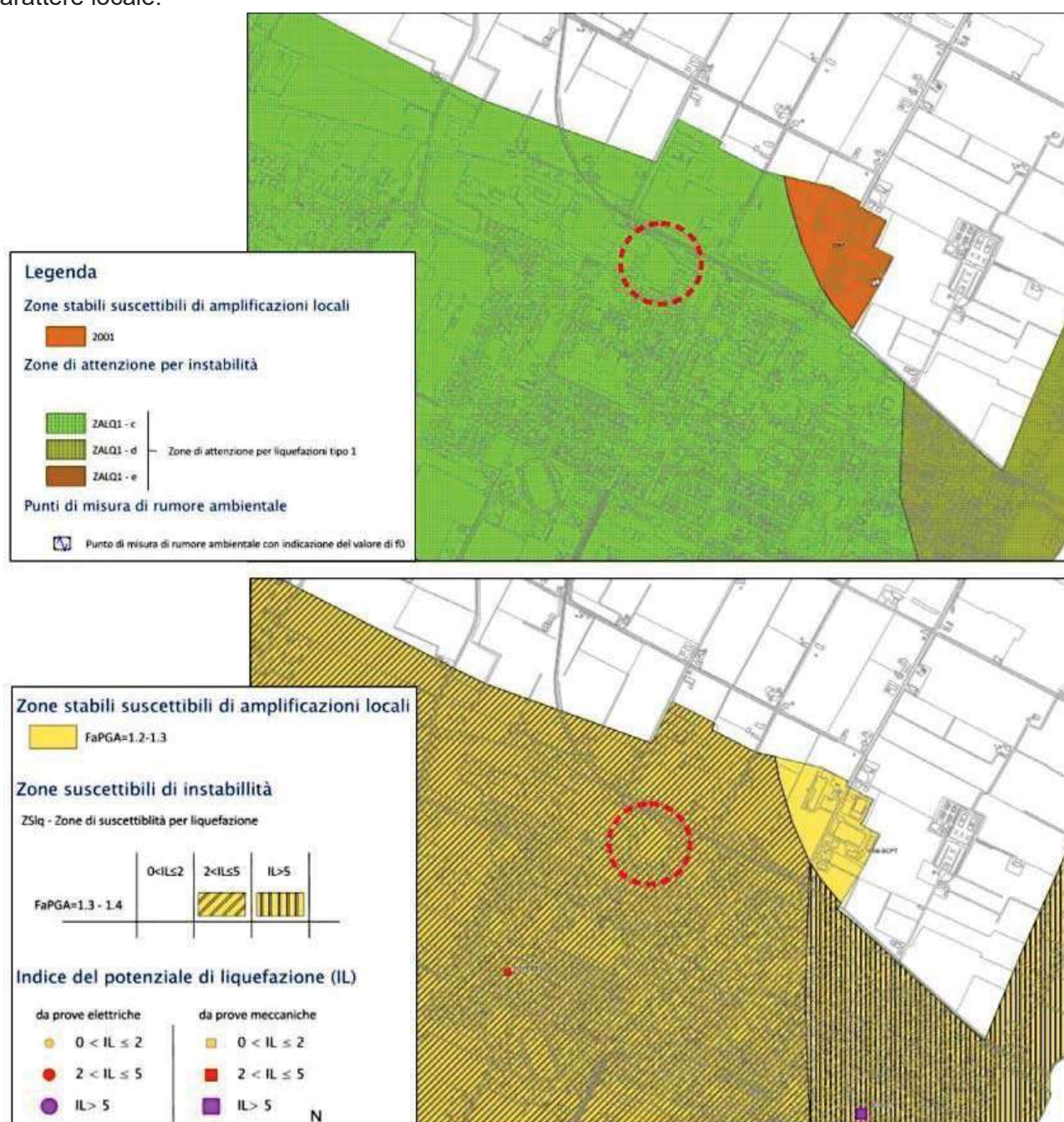


Figura 8.1 - Stralci cartografici desunti dallo studio di MS comunale di "livello 3" (A. Merli et Al., 2015). In alto: "Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica" (scala 1:5.000). In basso: "Carta di microzonazione sismica Livello 3 – FA Pga e IL" (scala 1:5.000). L'area di studio è individuata nel cerchiato tratteggiato rosso

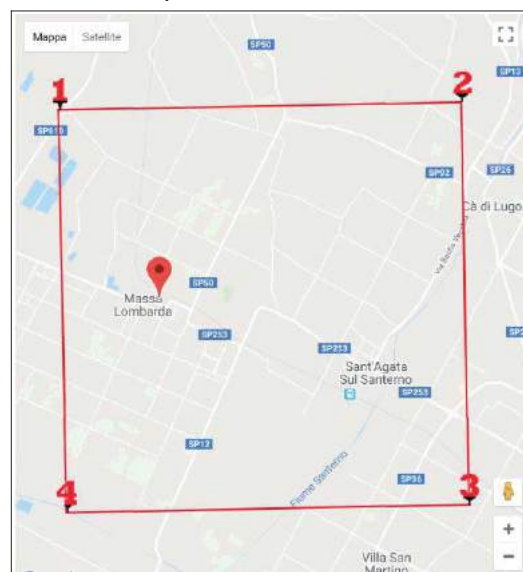
8.2 Aggiornamento degli Indirizzi regionali per gli studi di MS per la pianificazione territoriale e urbanistica (DGR 2193/2015; DGR 630/2019)

La DGR 2193/2015 e la seguente DGR 630/2019 hanno introdotto un sostanziale aggiornamento degli indirizzi regionali per gli studi di microzonazione sismica (DAL 112/2007). Tali aggiornamenti hanno infatti tenuto conto delle successive Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/1/2008 e D.M. 17/01/2018), delle ulteriori esperienze derivate dall'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, gli aggiornamenti rispetto alla DAL 112/2007 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 (FA SI) per l'intervallo di periodo T compreso tra 0,5 s e 1,5 s (SI3);
- ✓ nella definizione di ulteriori parametri di amplificazione riferiti all'intensità spettrale in accelerazione (FA SA) per i seguenti intervalli di periodo T: 0,1 s ÷ 0,5 s (SA1); 0,4 s ÷ 0,8 s (SA2); 0,7 s ÷ 0,11 s (SA3); 0,5 s ÷ 01,5 s (SA4);
- ✓ 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° (reticolo analogo a quello previsto per le NTC vigenti);
- ✓ nella predisposizione di cartografie delle frequenze naturali (per gli studi territoriali "livello 1").

Gli approfondimenti sismici locali effettuati nell'area "Ex Pempa" (a corredo della proposta di inserimento nel POC) sono stati elaborati già in coerenza con i contenuti della citata DGR 2193/2015. In questo senso, la figura 8.2 riporta i quattro punti del reticolo di pericolosità sismica INGV limitrofi all'area di studio. L'accelerazione al sito di riferimento ($a_{g,ref}$) è pari a 0,183g (per TR =475 anni) e risulta equiparabile anche alla pericolosità sismica di base da assumere per le verifiche NTC 2008 nei casi di "progettazione ordinaria".

Figura 8.2 - Punti del reticolo INGV di riferimento per la definizione della pericolosità di base (DGR 2193/2015 e NTC vigenti)



8.3 Modello sismostratigrafico profondo

Per l'analisi numerica della RSL 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 e in particolare le sezioni geologiche RER (figure 8.3 e 8.4) e gli studi di pericolosità sismica espletati nella pianura emiliana a seguito degli eventi sismici del maggio/giugno 2012. Sono stati considerati anche gli approfondimenti espletati per lo studio di microzonazione sismica dei Comuni dell'Unione Bassa Romagna (A. Merli et al., 2015).



Figura 8.3 - Sezioni geologiche di riferimento per l'area di studio (sezioni RER n. 80 e n. 81)

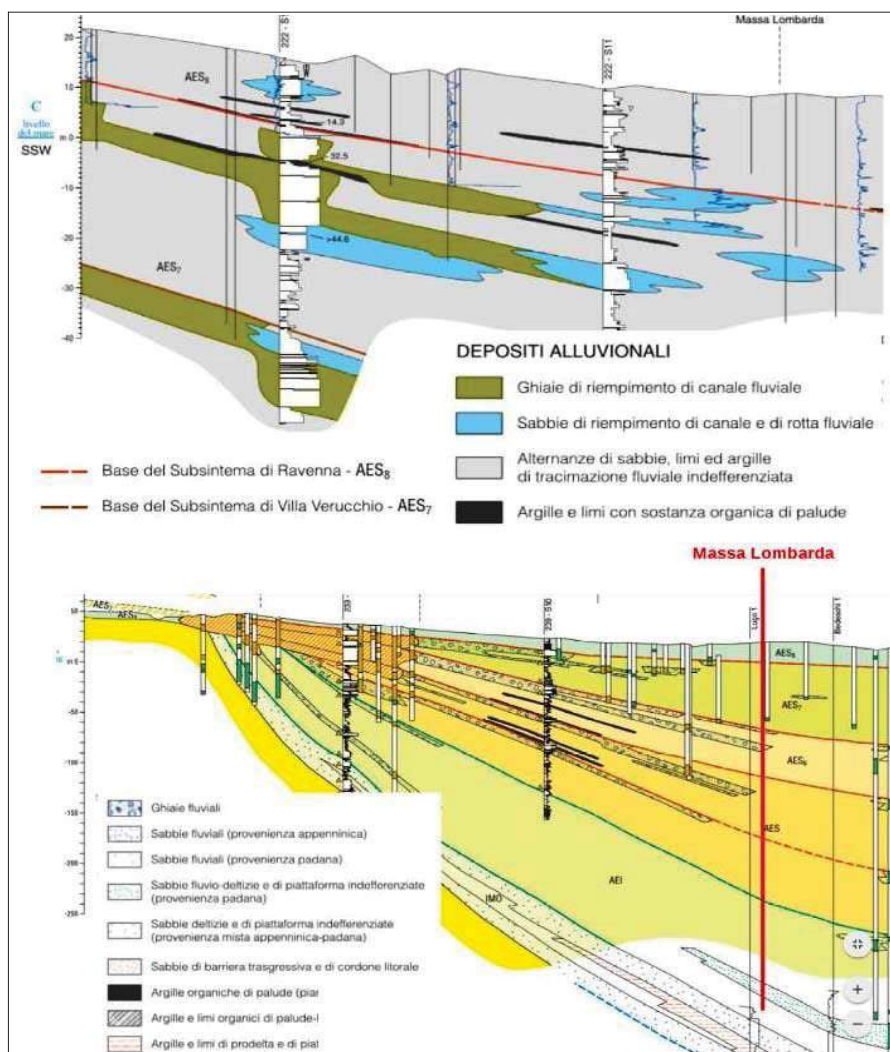


Figura 8.4 - Stralci delle sezioni geologiche di riferimento per l'area di studio (sezioni RER n. 80 in alto e n. 81 in basso)

Gli studi del SGSS regionale hanno 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 subsistema AES6 (datata 230.000-250.000 anni), mentre una seconda importante discontinuità sismica corrisponde alla più profonda interfaccia da depositi alluvionali e bedrock marino. La registrazione sismica HVSR eseguita nell'area di studio (TR1) riscontra un massimo spettrale a circa 0,8 Hz, associabile a un importante riflettore sismico a profondità compresa tra -150 m e -100 metri (base ARS6?). Le sezioni RER (figura 8.4) consentono di stimare la profondità della base del subsistema AES6 a circa 130 metri dal p.c. e tale riflettore sismico è stato assunto come pseudo bedrock sismico per la modellazione numerica della RSL.

Lo spettro H/V evidenzia un'ulteriore amplificazione a frequenze pari a circa 1,3÷1,4 Hz (figura 8.5).

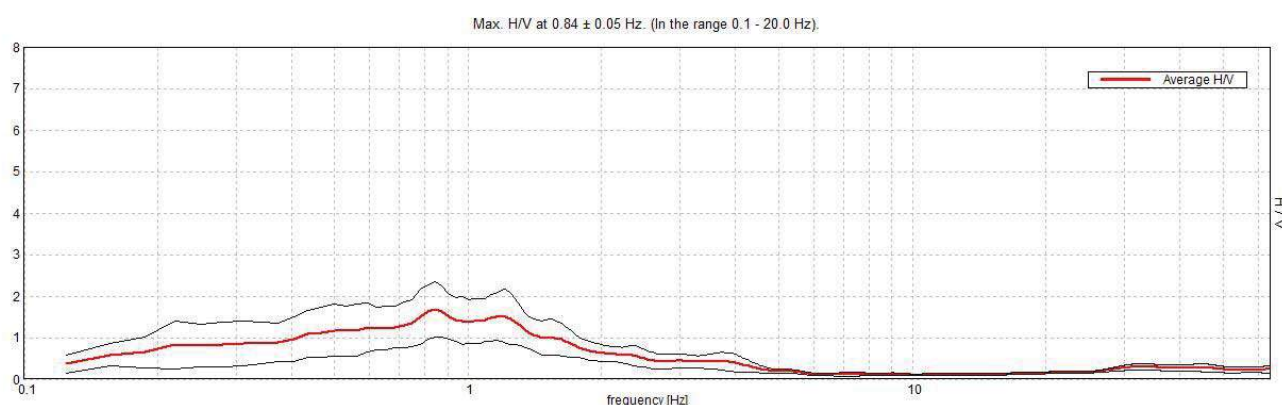
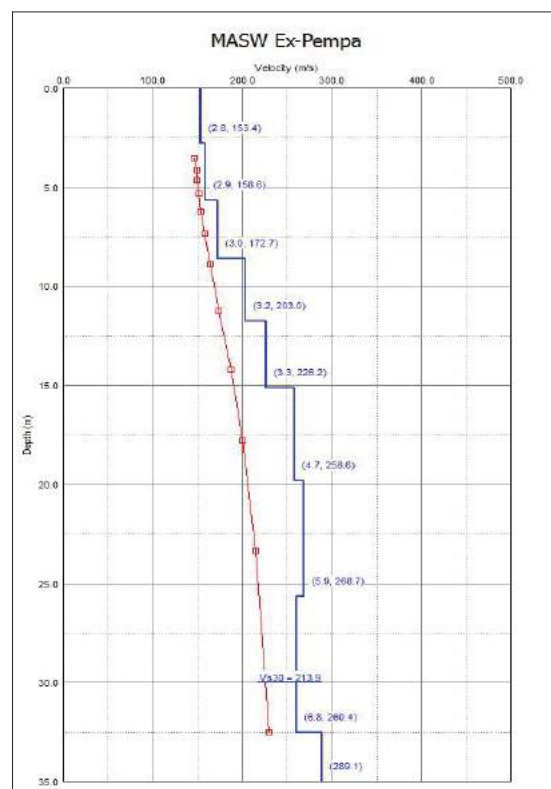


Figura 8.5 - Spettro H/V ottenuto dalla registrazione dei microtremori sismici HVSR eseguita nell'area "Ex Pempa" (prova TR1)

Per la stima della velocità delle onde di taglio è stata eseguita una prova MASW nell'area di studio. L'indagine ha fornito un esito di Vs30 pari a circa 214 m/s a partire dal p.c. (figura 8.6). È inoltre nota una prova sismica diretta ("Cono Sismico") eseguita a NE del Capoluogo con esiti di Vs30 del tutto confrontabili ($Vs30 = 203$ m/s).

Figura 8.6 - Modello sismostratigrafico ottenuto dalla prova MASW eseguita nell'area "Ex Pempa"



Sulla base di quanto indicato nella più recente DGR 2193/2015 (allegato A2), l'area di interesse può essere ascrivibile al macro contesto "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 m da p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c."). La sottostante figura 8.7 riporta i parametri di RSL calcolati in modo semplificato (livello 2) utilizzando gli abachi RER (Allegato A2 della DGR 630/2019).

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 ($0,5s \leq T \leq 1,5s$)						

Figura 8.7 - Abaco dei parametri di RSL semplificata (DGR 630/2019, all. A2) riferito al macro contesto "PIANURA 2". I parametri di riferimento per l'area di studio sono evidenziati in giallo ocra

Occorre tuttavia precisare che l'inclusione del comparto in zona sismica potenzialmente liquefacibile (cfr. microzonazione sismica comunale) ha richiesto ulteriori approfondimenti relativamente alla RSL e alla stessa verifica dell'effettiva propensione alla liquefazione dei sedimenti in caso di sisma (approfondimenti di "livello 3") espletati a corredo della proposta di inserimento nel POC del Comparto "Ex Pempa".

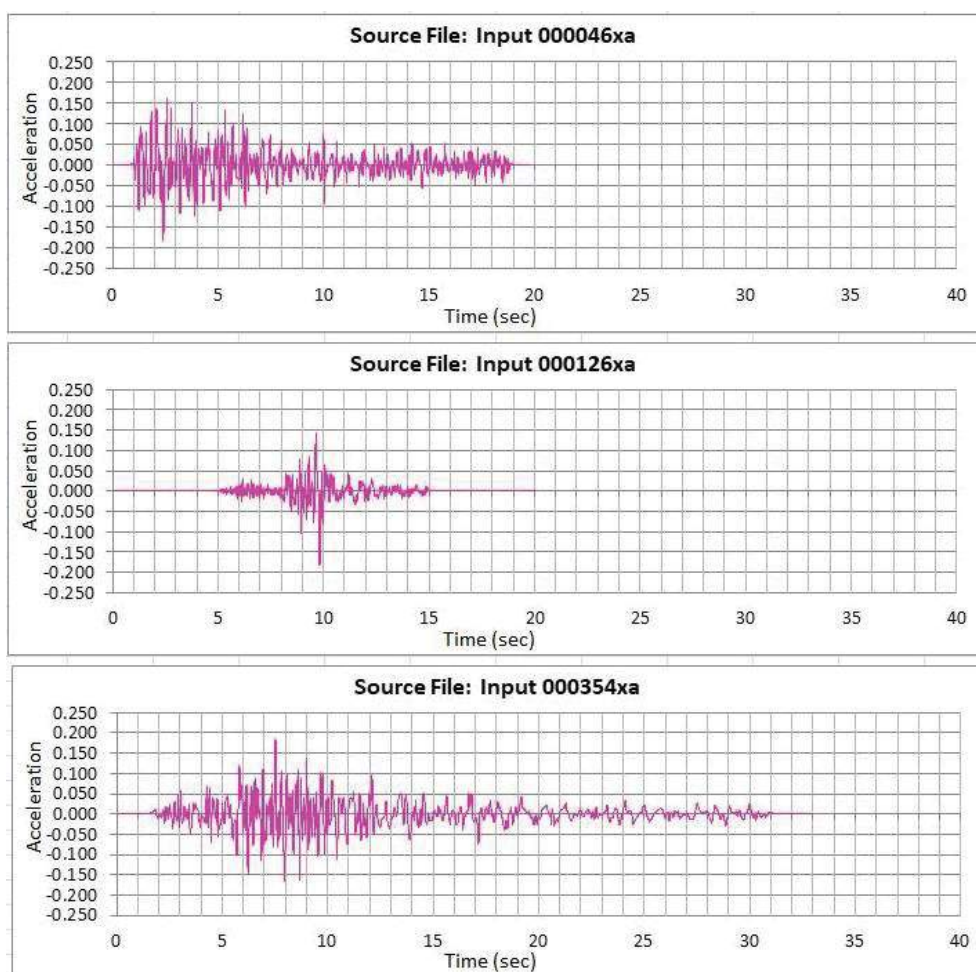
8.4 Modellazione numerica della RSL (approfondimenti di “livello 3”)

8.4.1 Dati ed elaborazioni di input

Per le analisi numeriche di risposta sismica locale (RSL) ai sensi della DGR 630/2019, si sono utilizzati i tre accelerogrammi di riferimento (TR =475 anni), forniti dalla Regione Emilia-Romagna e selezionati dalla Banca Dati accelerometrica ISESD, attraverso una procedura che valuta la similarità tra la forma spettrale di riferimento e la forma degli spettri di risposta dei segnali. La Regione fornisce anche lo spettro di risposta normalizzato (10 % di probabilità di superamento in 50 anni).

Gli accelerogrammi di riferimento normalizzati devono essere scalati in funzione della pericolosità di base, moltiplicando le accelerazioni normalizzate dei segnali di riferimento per il valore di a_{ref} ricavato per l'area di studio (0,183g). Gli accelerogrammi scelti corrispondono a tre differenti tipologie di segnale (figura 8.8):

1. impulsivo
2. con ampio contenuto in frequenze
3. con componente predominante alle alte frequenze.



*Figura 8.8 –
Accelerogrammi di input ai
sensi della DGR 630/2019
(TR =475 anni)*

Definiti gli input di scuotimento, il codice di calcolo SHAKE 2000 utilizzato per le simulazioni richiede l'inserimento del modello sismostratigrafico rappresentativo dell'area di studio. In questo senso, è

necessario definire:

- numero e spessore degli strati di sottosuolo, profondità del bedrock sismico;
- proprietà elastiche per ogni strato (V_s o modulo di taglio massimo G_0);
- leggi di variazione normalizzata di G e rapporti di smorzamento minimo D_0 per ogni strato.

Il successivo passo è dunque quello di definire la stratigrafia e i relativi principali parametri sismici. Il supporto conoscitivo, per quanto riguarda il sottosuolo meno profondo, è fornito dalle indagini geognostiche e geofisiche eseguite nell'area di studio (penetrometrie CPTU/CPTe; stendimento sismico MASW; registrazione sismica HVSr. Per quanto riguarda il sottosuolo più profondo, i dati di riferimento sono desunti in particolare dalle sezioni geologiche RER (n. 80 e n. 81), dagli spettri HVSr e da quanto già scritto nel precedente paragrafo. Si precisa che il modello sismostratigrafico ha considerato, come riflettore sismico predominante, il tetto sabbioso/ghiaioso sottostante l'unità AES6, posto a circa -130 metri di profondità rispetto al p.c. attuale. Si ritiene che la colonna sismostratigrafica sovrastante il limite imposto nella modellazione, costituisca lo spessore di depositi sedimentari in grado di offrire il maggior contributo all'amplificazione dello scuotimento sismico generato a maggiori profondità.

Le elaborazioni numeriche della RSL sono state svolte procedendo secondo un approccio per iterazione, in conseguenza della variabilità del modello di sottosuolo, fino a raggiungere una convergenza degli esiti di amplificazione ritenuti il più possibile compatibili con le reali caratteristiche sismostratigrafiche del sito studiato.

Le simulazioni hanno considerato il modello di riferimento del sottosuolo le cui caratteristiche vengono riportate nella tabella 8.1.

Tabella 8.1 – Modello sismostratigrafico di riferimento per le modellazioni numeriche di RSL

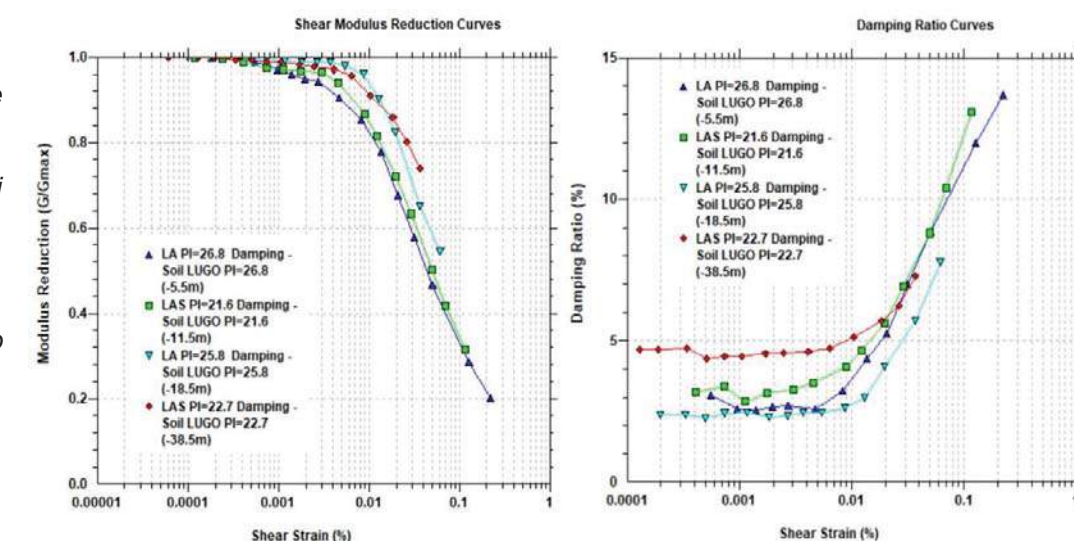
Layer	Thickness (m)	Depth (m)	Unit Weight (kN/m ³)	Damping (decimal)	Shear Wave (m/s)	G/Gmax & Damping curve
1	2,0	2,0	17,5	0,1	150,0	Soil PI=0
2	1,5	3,5	16,5	0,1	150,0	LUGO PI=26.8 (-5.5m)
3	1,5	5,0	16,5	0,1	160,0	PI=21.6 (-11.5m)
4	4,0	9,0	16,5	0,1	170,0	LUGO PI=26.8 (-5.5m)
5	6,0	15,0	18,0	0,1	210,0	PI=21.6 (-11.5m)
6	8,0	23,0	18,5	0,1	255,0	Sand Avg
7	9,0	32,0	18,5	0,1	265,0	LUGO PI=25.8 (-18.5m)
8	8,0	40,0	19,5	0,1	300,0	Sand Avg
9	15,0	55,0	19,0	0,1	300,0	LUGO PI=22.7 (-38.5m)
10	15,0	70,0	19,0	0,1	325,0	LUGO PI=22.7 (-38.5m)
11	20,0	90,0	20,0	0,1	400,0	Sand Upper
12	20,0	110,0	19,5	0,1	425,0	Soil PI=50
13	20,0	130,0	20,0	0,1	450,0	Soil PI=50
14	>130m Bedrock sismico					

Per ogni layer, il codice di elaborazione implementato in SHAKE 2000, richiede l'inserimento delle fondamentali proprietà dinamiche del suolo, rappresentate dal fattore di smorzamento D e dal modulo di rigidezza a taglio G . Mentre i valori di rigidezza iniziale G_0 sono state determinate sulla base delle

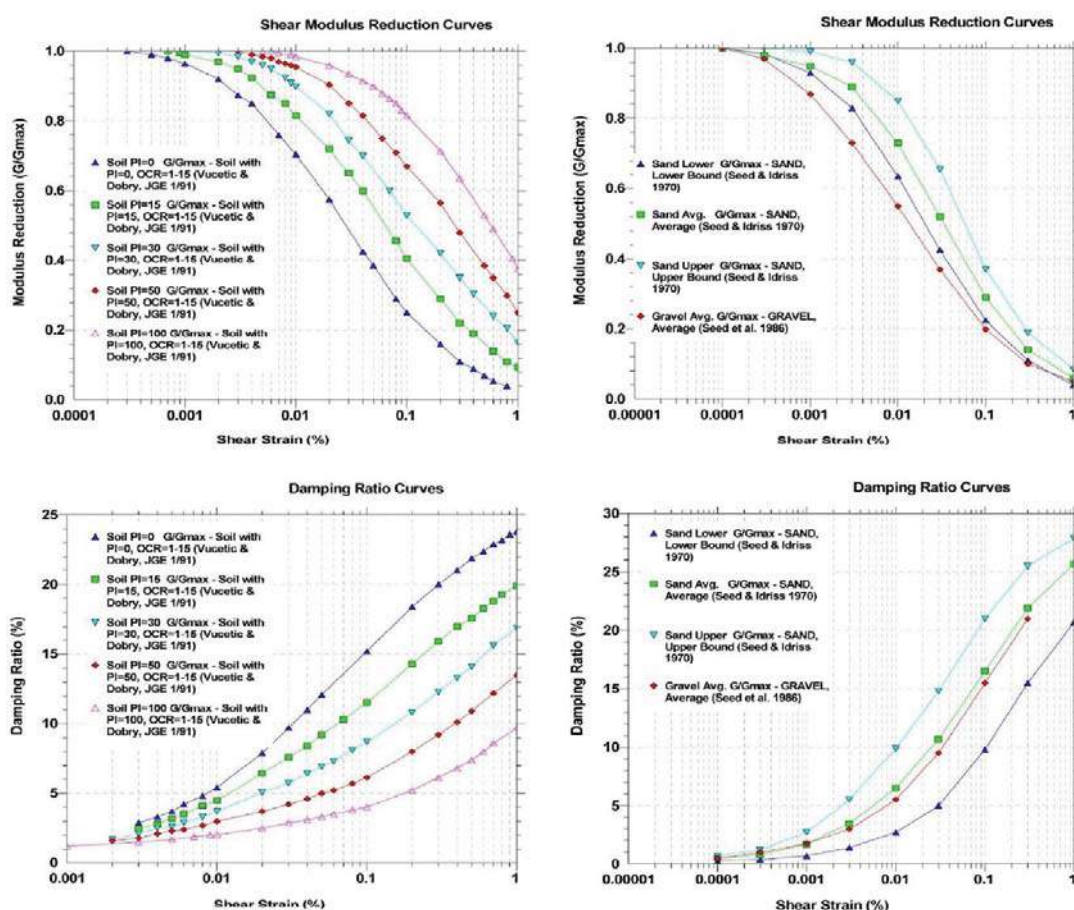
indagini geofisiche (stima delle Vs), le caratteristiche di deformazione a taglio e smorzamento dei sedimenti sottoposti a sollecitazioni impulsive devono essere necessariamente determinate da prove di laboratorio.

In questo senso, vengono adottate alcune curve di decadimento ricavate da prove di “Colonna Risonante” su campioni di sedimenti prelevati nel Comune di Lugo (cfr. MS comunale con approfondimenti di “livello 3”, 2015) e correlabili con le tessiture desunte dalle prove geognostiche di Massa Lombarda (figura 8.9).

*Figura 8.9 –
 Proprietà dinamiche
 dei materiali: curve
 di decadimento
 ottenute da prove di
 “Colonna
 Risonante” su
 campioni di
 sedimenti prelevati
 nel Comune di Lugo
 (cfr. MS comunale
 con
 approfondimenti di
 “livello 3”, 2015)*



*Figura 8.10 –
 Proprietà
 dinamiche dei
 materiali: curve di
 decadimento
 bibliografici, di
 riferimento per
 l'analisi di RSL*



Vengono anche considerati i modelli disponibili in letteratura, già implementati dal programma SHAKE 2000, in particolare le curve di decadimento per sabbie e argille rispettivamente di Seed & Idriss (1970) e di Vucetic & Dobry (1991), riportati in figura 8.10.

8.4.2 Esiti delle simulazioni numeriche

Le simulazioni numeriche consentono la valutazione dell'amplificazione locale FA Pga, ossia il rapporto PGA/PGA_0 (rapporto dell' $a_{g_{max}}$ allo strato più superficiale o di interesse, calcolata con SHAKE 2000, rispetto all' $a_{g_{ref}}$ di riferimento al bedrock), definita ai sensi della DGR 2193/2015 ($a_{g_{ref}} = 0,183g$).

La figura 8,11 riporta le distribuzioni delle a_g attraverso la colonna sismostratigrafica per i tre input sismici di riferimento e i valori di Pga e FA Pga al suolo assunti come rappresentativi per la RSL (valore medio). In sintesi, gli esiti medi ricavati dalla modellazione numerica della RSL risultano: $Pga = 0,240g$ e $FA Pga = 1,3$.

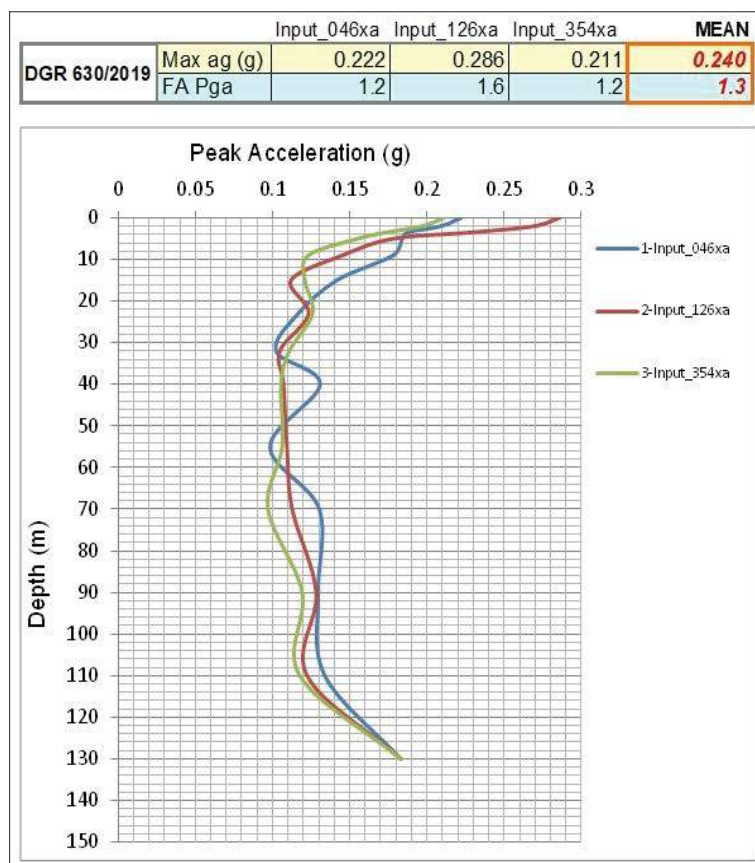


Figura 8.11 - Distribuzione delle accelerazioni orizzontali di RSL per i tre input sismici di riferimento (DGR 630/2019) e valori di Pga e FA Pga al suolo rappresentativi per l'area di studio

La risposta sismica locale deve essere valutata anche in funzione delle amplificazioni del moto di vibrazione in termini di frequenze dell'impulso sismico, considerando i fattori di smorzamento D e i rapporti tra le impedenze sismiche dei sismostrati. La variazione del fattore di amplificazione con la frequenza definisce la funzione di amplificazione $A(f)$ della colonna sismostratigrafica. Il moto sismico

può dunque essere amplificato in corrispondenza di determinate frequenze, corrispondenti alle frequenze naturali di vibrazione della colonna stratigrafica.

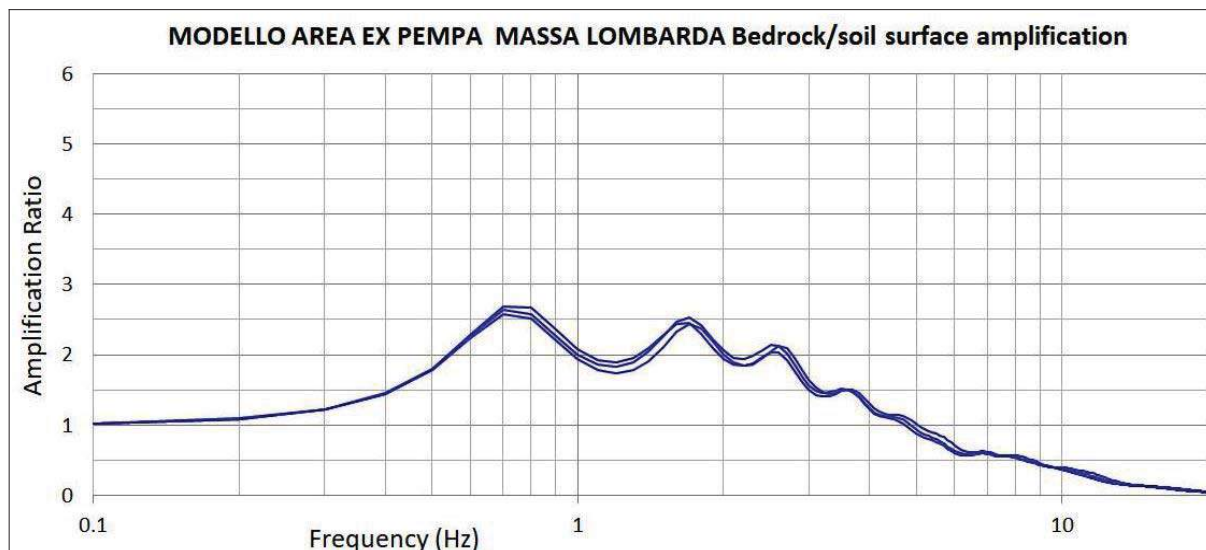


Figura 8.12 - Funzioni di trasferimento ricavate dalla modellazione della RSL e con gli input sismici DGR 630/2019 (TR = 475 anni)

In questo senso, è molto importante definire la prima frequenza naturale di vibrazione f_0 denominata frequenza fondamentale, in corrispondenza della quale la funzione di amplificazione assume un valore che dovrebbe risultare il massimo. Occorre comunque rammentare che la funzione di amplificazione locale non è una proprietà univoca del sito, ma dipende anche dalle caratteristiche del moto di input (es. ampiezza e contenuto in frequenza, energia, effetti del comportamento non lineare del terreno, ecc.).

La figura 8.12 riporta gli spettri di amplificazione ricavati con gli input sismici indicati nella DGR 630/2019 ($a_{ref} = 0.183g$; TR = 475 anni). Le simulazioni evidenziano massime amplificazioni a frequenze comprese tra circa 0,7 e 0,8 Hz. Tuttavia sono ricavate amplificazioni anche a frequenze più elevate (1,8÷3,0 Hz circa) seppure meno significative. Il confronto con lo spettro H/V ottenuto dalla registrazione sismica HVSR, evidenzia una discreta congruenza in termini possibili frequenze di amplificazione e di possibile risonanza con le strutture (edifici >3 piani).

La DGR 630/2019 richiede inoltre la determinazione del fattore di amplificazione FA SI (rapporto di intensità spettrale di Housner). Questo fattore è definito come rapporto tra gli integrali degli spettri di risposta in velocità per tre intervalli di frequenze, rispettivamente da $0,1s < T_0 < 0,5s$ (SI1), da $0,5s < T_0 < 1s$ (SI2) e infine da $0,5s < T_0 < 1,5s$ (SI3). La figura 8.13 riporta, per i tre input sismici, il confronto tra gli spettri SI_0 al pseudobedrock e i rispettivi spettri SI al suolo.

La DGR 630/2019 richiede infine la determinazione del fattore di amplificazione FA SA (rapporto di intensità spettrale in accelerazione), è definito come rapporto tra gli integrali degli spettri di risposta in

accelerazione per quattro intervalli di frequenze, rispettivamente da $0,1s < T_0 < 0,5s$ (SA1), da $0,4s < T_0 < 0,8s$ (SA2), da $0,7s < T_0 < 1,1s$ (SA3) e infine da $0,5s < T_0 < 1,5s$ (SA4). La figura 8.14 riporta, per i tre input sismici, il confronto tra gli spettri Sa_0 al pseudobedrock e i rispettivi spettri Sa al suolo.

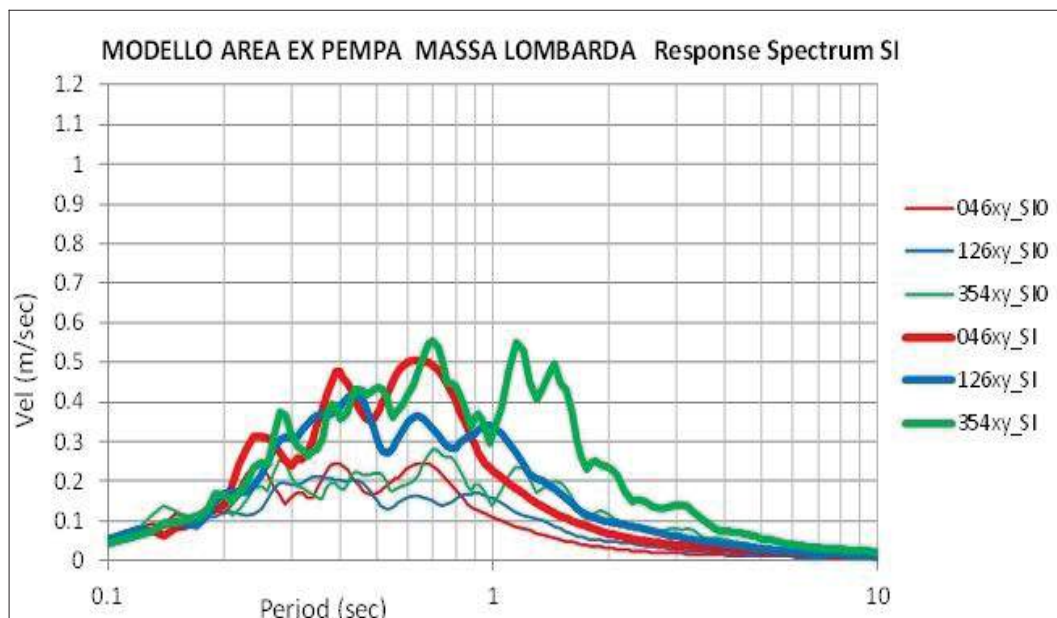


Figura 8.13 - Spettri di intensità di Housner riferiti al suolo (SI) e al pseudobedrock (SI₀) ricavati per i tre input sismici di riferimento (DGR 630/2019) e valori di FA SI

DGR 630/2019	T 0.1-0.5	T 0.5-1.0	T 0.5-1.5
Input_000046xy	1.6	2.2	2.1
Input_000126xy	1.7	2.1	2.1
Input_000354xy	1.6	2.0	2.1
MEAN	1.6	2.1	2.1

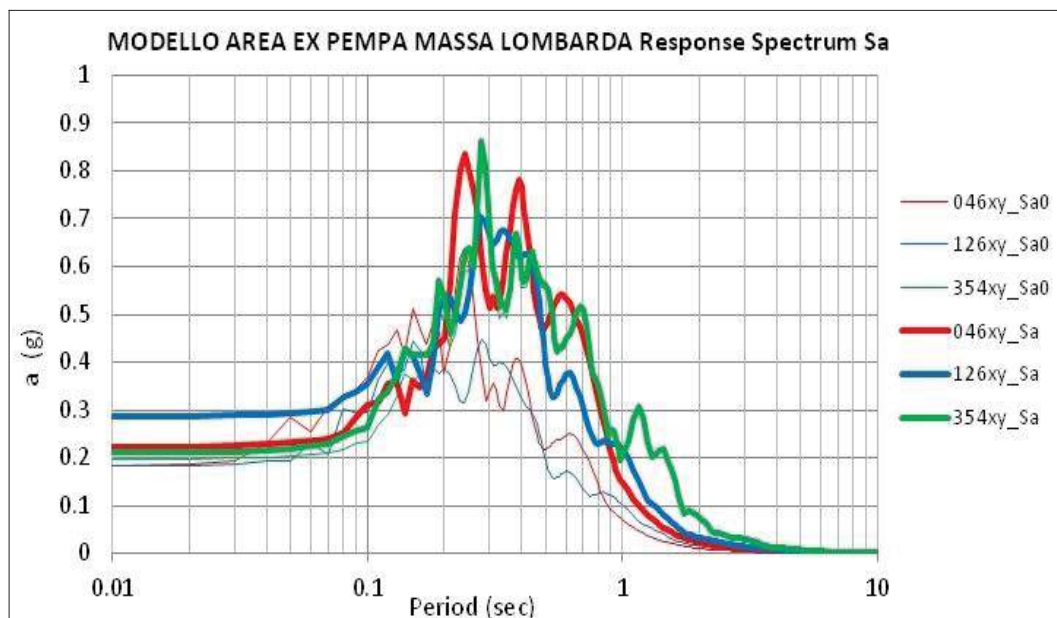


Figura 8.14 - Spettri in accelerazione riferiti al suolo (Sa) e al pseudobedrock (Sa₀) ricavati per i tre input sismici di riferimento (DGR 630/2019) e valori di FA SA

DGR 630/2019	T 0.1-0.5	T 0.4-0.8	T 0.7-1.1	T 0.5-1.5
Input_000046xy	1.4	2.1	2.2	2.1
Input_000126xy	1.6	2.1	2.0	2.1
Input_000354xy	1.1	1.0	1.0	1.0
MEAN	1.4	1.7	1.7	1.7

La seguente tabella 8.2 riporta la sintesi degli esiti di RSL numerica e il confronto con i gli esiti di amplificazione ricavati con approccio semplificato (abachi RER):

APPROCCIO:	FA PGA	SA1	SA2	SA3	SA4	SI1	SI2	SI3
RSL DGR 630/2019 (Livello 2 - Abachi RER)	1,7	1,8	2,7	3,2	3,1	2,0	3,0	3,3
RSL DGR 630/2019 (Livello 3)	1,3	1,4	1,7	1,7	1,7	1,6	2,1	2,1

Tabella 8.2 – Sintesi e confronto degli editi di risposta sismica numerica (DGR 630/2019)

In conclusione, i risultati di questo studio offrono ulteriori elementi per giungere all'effettiva caratterizzazione di risposta sismica locale; possibili discrepanze sono peraltro da imputarsi alle inevitabili eterogeneità della risposta sismica indotte dal contesto geologico strutturale profondo, dalla stratigrafia, dalle caratteristiche meccaniche dei sedimenti e dalle differenti caratteristiche dei terremoti che potrebbero accadere (contenuti energetici, frequenze di vibrazione; ecc.).

8.5 Verifiche quantitative della liquefacibilità (approfondimenti di “livello 3”)

8.5.1 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 liquifazione 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); anche i cedimenti rilevati degli edifici sono risultati complessivamente limitati e per lo più uniformi al di sotto delle costruzioni¹. 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).

Il presente studio, ha elaborato le analisi del rischio di liquefazione mediante correlazioni empiriche che si basano sui risultati delle tre prove penetrometriche CPTU/CPTE eseguite nell'area “Ex Pempa”. 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);

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 $M = 7,5$:

¹ Fonte: "Rapporto preliminare sui diffusi fenomeni di liquefazione verificatisi durante il terremoto in pianura padana emiliana del maggio 2012", C. Crespellani et Al., 2012.

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

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. Per questo lavoro, si è considerato il metodo di calcolo di 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 modellazione numerica di RSL ($a_{\max} = 0,24g$);
- sulla base del contesto idrogeologico locale si è considerata una soggiacenza cautelativa della falda in condizioni di sisma pari a 1,3 metri;
- sulla base della pericolosità sismica di base, si è considerata una magnitudo di input pari a $M_w = 6,14$ (cfr. zonizzazione macrosismica “ZS9”).

8.5.2 Stima del fattore di sicurezza e dei cedimenti post sisma

Le simulazioni evidenziano, per le tre prove considerate, alcuni livelli limoso sabbiosi potenzialmente liquefacibili nei primi 5 metri circa. In particolare, le prove CPTU1 e CPTU2 hanno attraversato un intervallo con livelli sabbiosi a circa -3,8÷5 metri alternati a strati più limosi. La prova CPTU1 riscontra

spessori granulari liquefacibili anche a profondità >15 metri dall'attuale p.c.

La figura 8.15 riporta graficamente le verifiche effettuate per la prova CPTU1: la più “gravosa” in relazione agli spessori complessivamente liquefacibili (sebbene comprenda strati granulari a profondità anche maggiori di 15 metri).

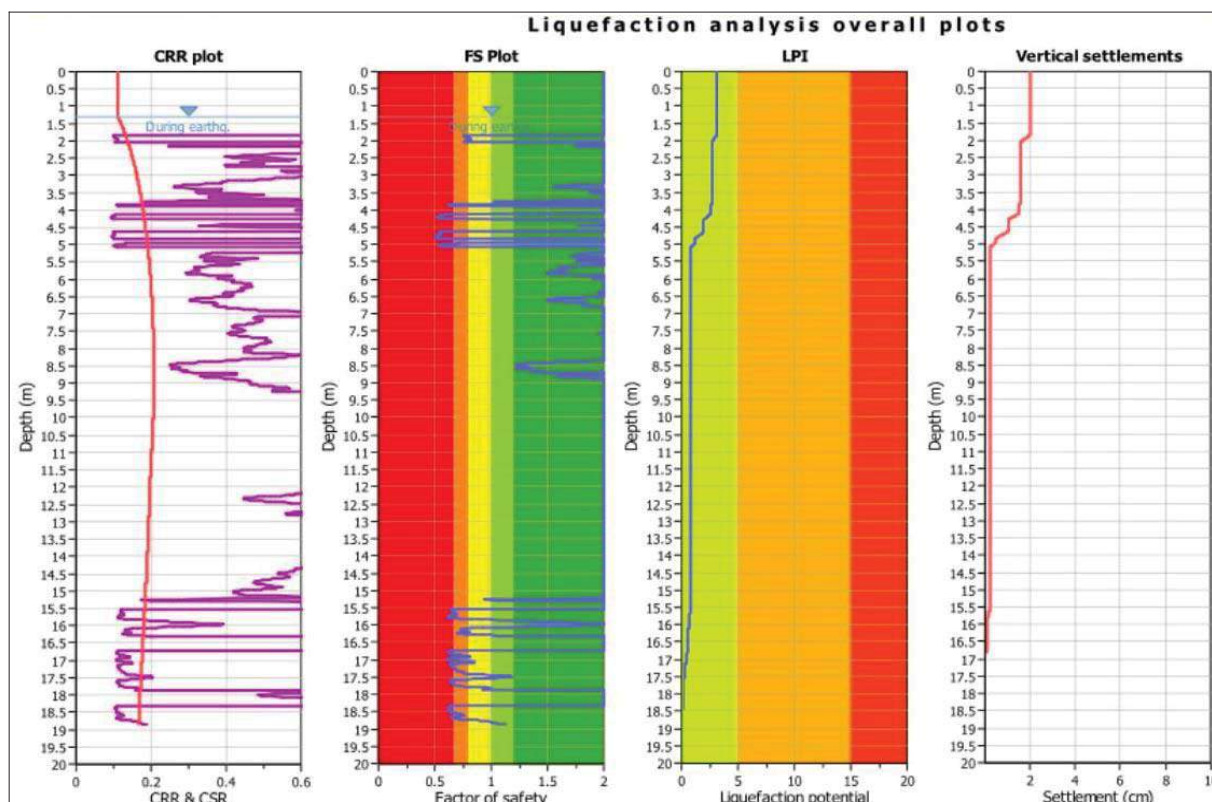
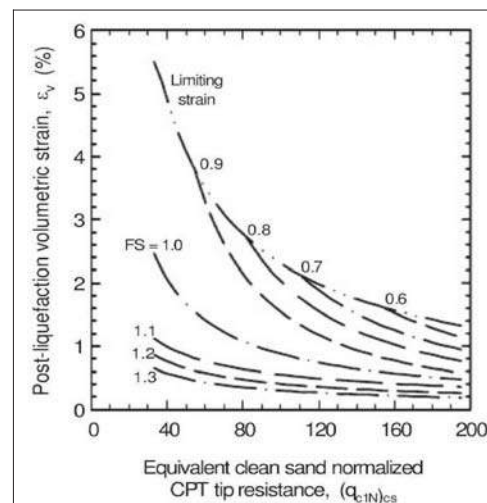


Figura 8.15 – Plottaggio degli esiti della verifica di liquefazione della prova CPTU1 secondo l'approccio di P.K. Robertson (2009)

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 8.16).

Figura 8.16 – 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 $FS_{\gamma}=3\% = CRR_M/CSR_M = CRR_{7,5}/CSR_{7,5}$ (Boulanger & Idriss, 2007) e dello stato tensionale dei sedimenti (OCR). Il fattore di sicurezza è stato dunque calcolato come $FS_{\gamma}=3\% = CRR_{6,14}/CSR_{6,14}$. Le deformazioni volumetriche sono state calcolate secondo il metodo di P. K. Robertson (2009), utilizzando le seguenti relazioni:

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

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

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

Le prove (figura 8.17) evidenziano esiti di cedimento complessivamente non significativi (inferiori al “pollice”). Occorre inoltre rammentare che le simulazioni si riferiscono alle condizioni “free field” e che i cedimenti calcolati sono cumulativi.

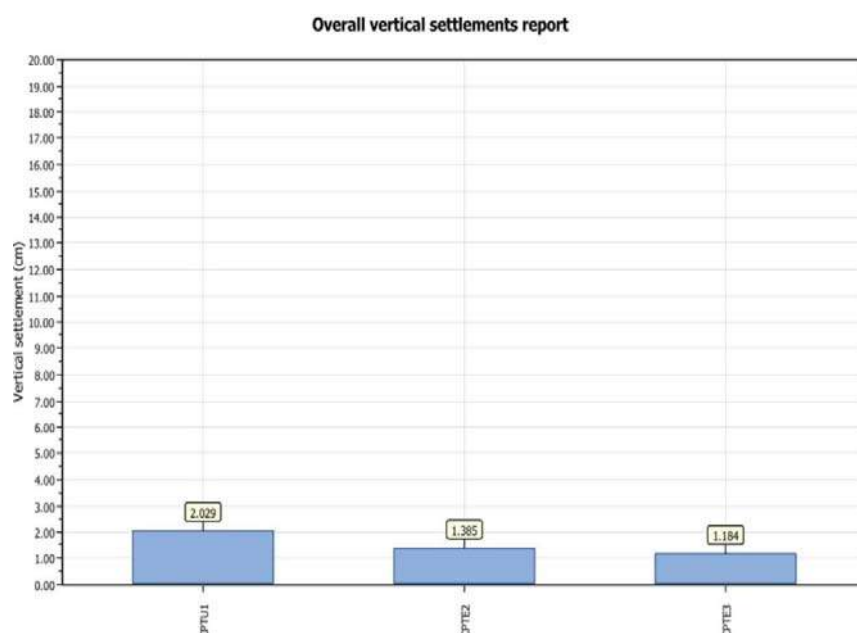


Figura 8.17 – Plottaggio dei cedimenti post sisma cumulativi, calcolati sulla base degli esiti di RSL (DGR 630/2019)

8.5.3 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

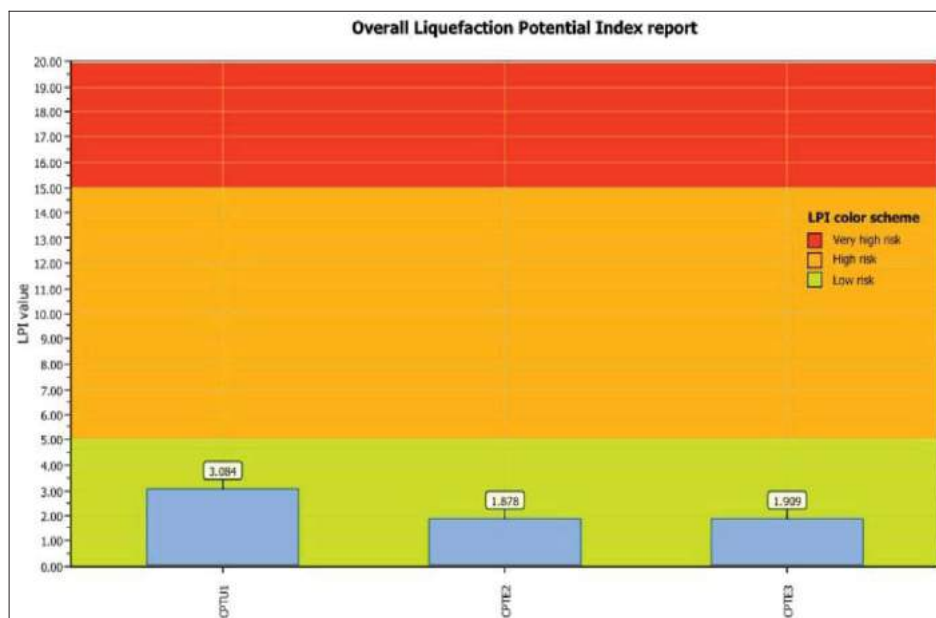
ed è definito nel seguente modo:

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

[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 8.18 riporta graficamente una sintesi degli esiti di LPI secondo il metodo di riferimento per questo lavoro e con i medesimi parametri di input: l'esito più "severo" è ricavato nella prova CPTU1, comunque tutti i risultati sono compresi nella classe di rischio "moderato" ($LPI_{max} = 3,1$).

Figura 8.18 – Confronto delle stime di LPI calcolate sulla base degli esiti di RSL (DGR 630/2019)



Per questo studio, si fornisce un ulteriore indicatore di rischio, ovvero il LSN ("Liquefaction Severity Numbers"), definito nel seguente modo:

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

[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 Al. (2002; 2004), ponderata in funzione della differente profondità degli strati liquefacibili.

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 8.19). 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 correlazione anche con l'entità dei danni riscontrati nelle opere fondali degli edifici.

La figura 8.20 riporta la stima di LSN ricavata sulle tre verticali CPTU1-CPTE2-CPTE3, basate sul calcolo di FSL secondo il metodo di riferimento per questo lavoro e con Pga di input ricavato dal modello di RSL: si evince come tutti gli esiti risultino compresi entro la classe meno severa (LSN <10), pertanto con scarsa possibilità di danni per liquefazioni.







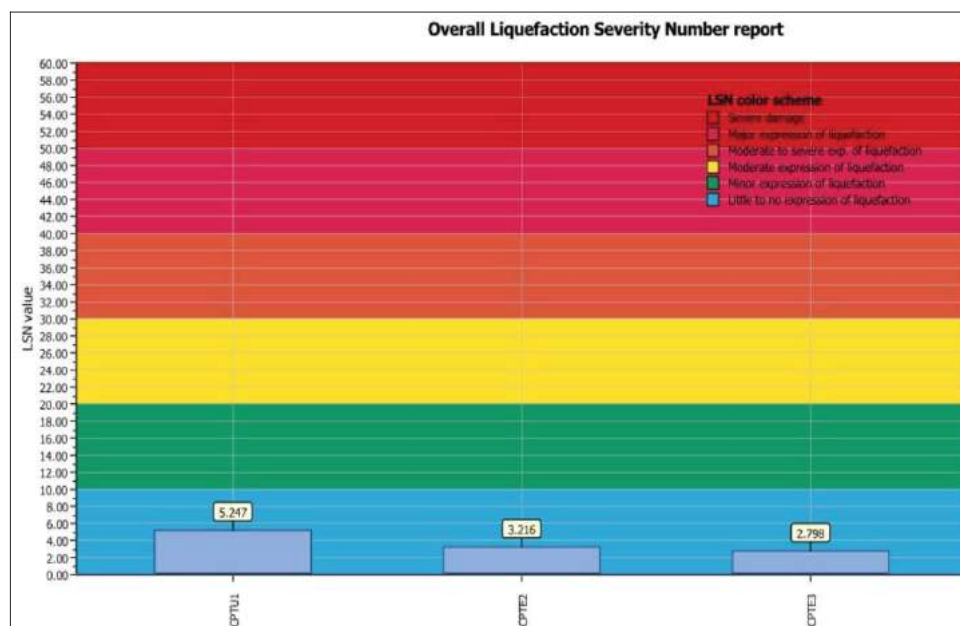
LSN 0 - 20	Little or no expression of liquefaction, minor sand boils, minor damage to homes.		
LSN 20 - 40	Moderate expression of liquefaction, undulations and cracking of ground surface (there are occasional instances of severe damage).		
LSN 40+	Widespread severe damage, extension expression of liquefaction,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

Figura 8.19 – Correlabilità dell'indice LSN con gli effetti di liquefazione nei sedimenti superficiali e con l'intensità del danno riscontrato nei manufatti (Tonkin & Taylor, 2013)

Figura 8.20 – Confronto delle stime di LSN calcolate sulla base degli esiti di RSL (DGR 630/2019)



La figura 8.21 fornisce, infine, un'ulteriore simulazione “aperta”, in quanto evidenzia la variabilità degli indici LPI e LSN rispetto all'incremento delle accelerazioni di picco (Pga) riscontrabili al suolo. Dalle verifiche emerge una condizione di rischio per i manufatti che risulterebbe ancora “basso” per incrementi significativi di Pga al suolo in caso di sisma. A tal proposito, si rammenta che le massime accelerazioni al suolo riscontrate al suolo durante gli eventi sismici nella pianura emiliana del 2012 sono risultate pari a circa 0,30g.

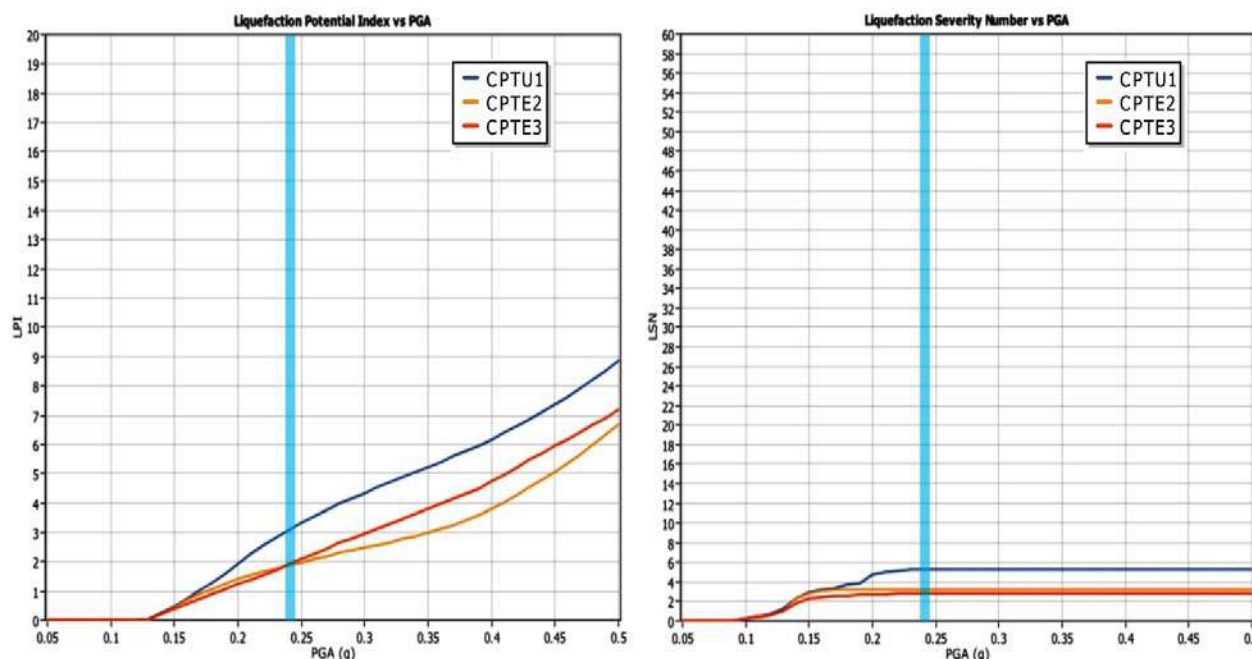


Figura 8.21 – Variabilità degli indici LPI (a sx) e LSN (a dx) in funzione della massima ag attesa al suolo (Pga) e con magnitudo di riferimento ($M=6,14$). La simulazione si riferisce agli esiti di FSL ricavati secondo P.K. Robertson 2009 ed evidenzia i risultati rispetto alla modellazione di RSL (linea azzurra)

8.5.4 Conclusioni e commenti sulla liquefacibilità

Le verifiche forniscono esiti di liquefazione sito specifici che possono ritenersi poco significativi, in termini di rischio da liquefazione in condizioni “free field”. Questa complessiva valutazione, è giustificata dai risultati ottenuti dalle verifiche sopra descritte, con esiti che appaiono cautelativi anche in relazione alle ineludibili condizioni stocastiche che ancora inficiano tutte le modellazioni effettuate.

Occorre evidenziare che le verifiche effettuate non hanno considerato la presenza della costruzione, dunque il possibile ulteriore contributo alla resistenza alla liquefazione che può essere fornito dalle opere di fondazione e, in particolare, dalle sovrappressioni scaricate al sottostante terreno. Inoltre, gli input della RSL numerica considerati per le verifiche ai sensi della DGR 630/2019 non sono da ritenersi completamente congruenti con le analoghe verifiche da considerare ai sensi delle NTC vigenti. Ciò detto, è necessario prevedere ulteriori verifiche e analisi della propensione alla liquefazione in funzione della progettazione degli interventi.

9 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

9.1 Interpretazione degli esiti delle indagini “in situ”

I dati di resistenza alla punta e laterale delle prove CPTE/CPTU eseguite nell'area “Ex Pempa” consentono di ricavare le proprietà litotecniche del sottosuolo attraversato, in sostanza costituito nei primi 15 metri (profondità investigata) da sedimenti prevalentemente fini (argille e limi) con rare intercalazioni di limi e limi sabbiosi.

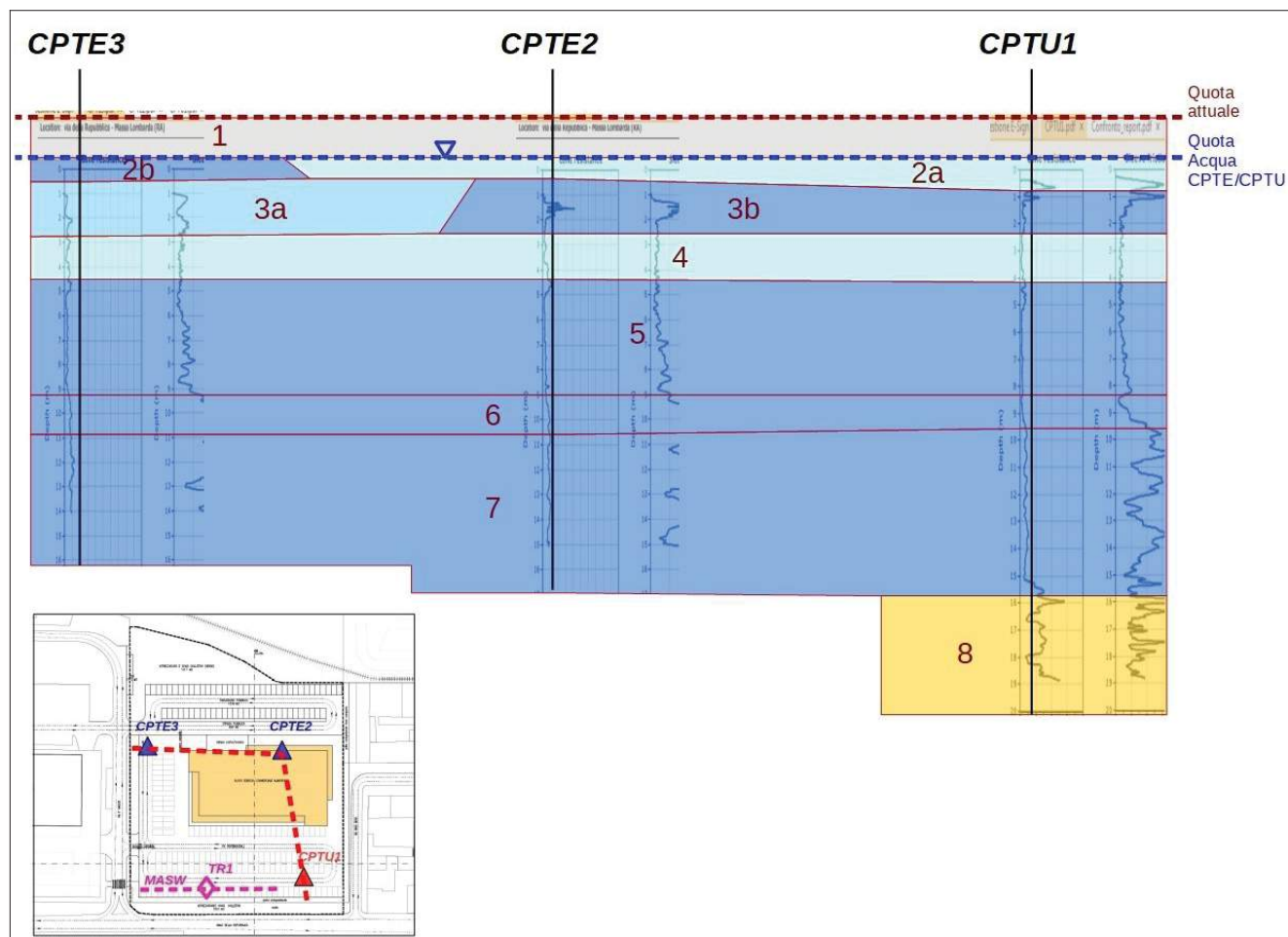


Figura 9.1 – Sezione litotecnica elaborata per l'area di studio (in grigio: intervallo insaturo essiccato e/o più alterato/rimaneggiato; in azzurro scuro: limi e limi argillosi con livelli/strati limoso sabbiosi; in azzurro chiaro: limi sabbiosi e sabbie limoso argillose; in blu: argille e limi prevalenti)

I dati tessiturali ricavati dalle prove penetrometriche hanno consentito di elaborare una sezione litotecnica (figura 9.1) dei sedimenti, basata sulla classificazione di P. K. Robertson. È dunque possibile sintetizzare il seguente contesto litostratigrafico fino alla profondità di circa -19 m (a partire dalla superficie):

- dal p.c. fino a -1,3 m (strato “1”) → terreni di riporto e sedimenti prevalentemente 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 -1,3 m fino a -2,0÷2,4 m (strato “2a/b”) → sedimenti a tessiture variabili da limoso sabbiosi (strato denominato “2a”) a prevalentemente argilloso limosi (strato denominato “2b”);
- da -2,0÷2,4 m fino a -3,8 m (strato “3a/b”) → sedimenti a tessiture variabili da limose (con livelli limoso sabbiosi) ad argillose (scarsamente consistenti);
- da -3,8 m a -5,0÷5,2 m (strato “4”) → sedimenti limosi con matrice sabbiosa più abbondante e/o livelli sabbiosi più diffusi;
- da -5,0÷5,2 a -8,8 m (strato “5”) → argille e limi argillosi prevalenti e scarsamente consistenti;
- da -8,8 m a -15 m (strati “6” e “7”) → argille e limi argillosi prevalenti più consistenti;
- da -15 m a fine prova CPTU1 (strato “8”) → la penetrometria ha attraversato strati sabbiosi più o meno limosi.

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

Figura 9.2 – Correlazioni utilizzate per la stima dei parametri geotecnici da prove CPTU/CPTU

Per ogni strato si sono stimati i principali parametri geotecnici sulla base degli esiti delle resistenze di punta e laterale ricavate dalle penetrometrie (q_c/q_t e f_s). In tal senso, la figura 9.2 riporta le principali correlazioni (cfr. par. 3.1) 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 figure 9.3 e 9.4 riporta gli esiti della modellazione geotecnica (principali parametri meccanici) ricavata dalle prove CPTE/CPTU eseguite nell'area di studio fino alla profondità di -15 metri.

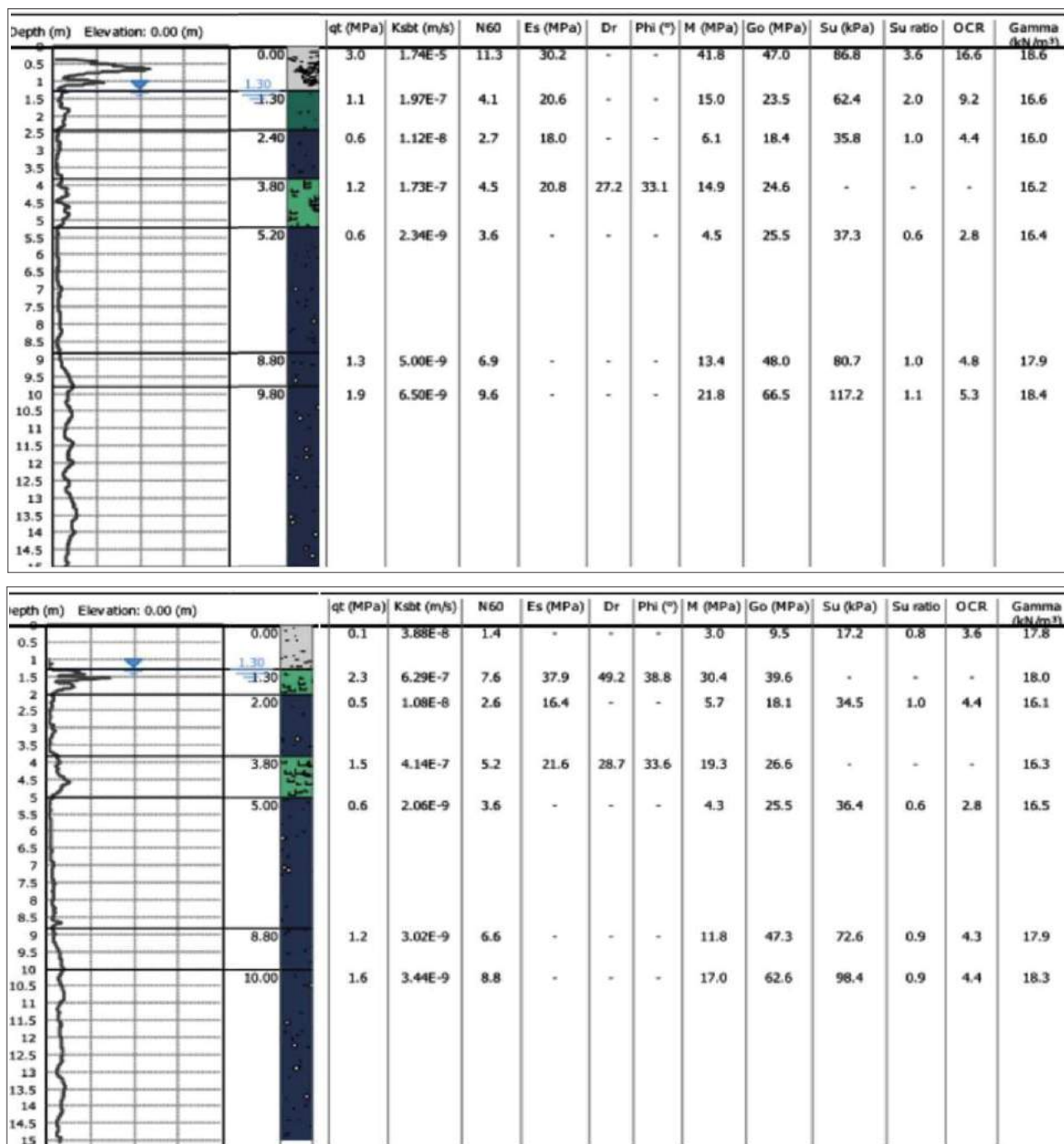


Figura 9.3 – Colonna litotecnica di sintesi fino a -15 m: penetrometrie CPTU1 (sopra) e CPTE2 (sotto)

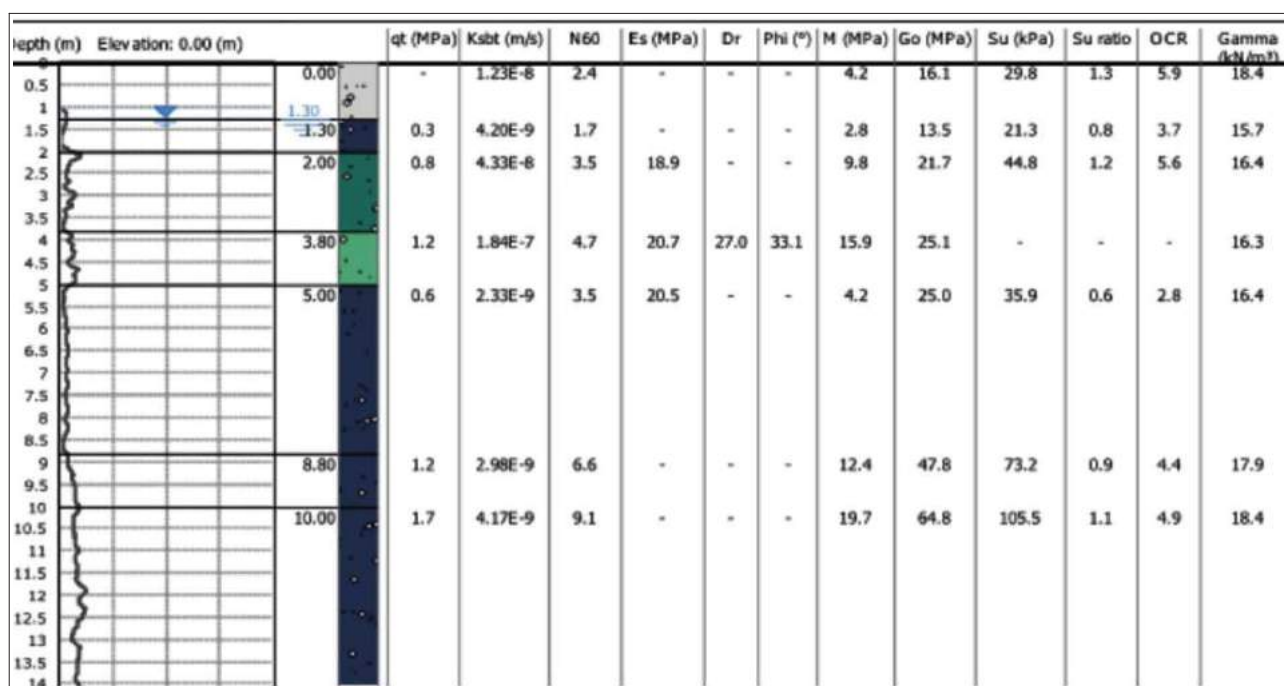


Figura 9.4 – Colonna litotecnica di sintesi fino a -15 m: penetrometria CPTE3

Le indagini hanno evidenziato sedimenti più superficiali (strati “1”, “2” e “3”) caratterizzati da significativa variabilità tessiturale (riporti; argille scarsamente consistenti; livelli sabbioso limosi). Si rammenta che lo strato “1” (fino a -1,3 m) risulta insaturo, pertanto gli esiti meccanici attribuibili ai sedimenti di questo spessore possono risultare scarsamente attendibili. Sono inoltre attraversati intervalli argillosi scarsamente consistenti e con resistenze alla punta qc mediocri (qc medie: 0,3 MPa÷0,6 MPa).

Anche lo strato “4” è caratterizzato da un potente intervallo (circa 4 metri) costituito da argille e argille limose scarsamente consistenti (qt/qc medie: 0,6 MPa).

9.2 Definizione dei parametri geotecnici di progetto

Le Norme Tecniche per le costruzioni 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 considerato. 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.

Ciò detto, la seguente tabella 9.1 riassume la parametrizzazione geotecnica di massima riferita ai primi 5 strati (fino a -8,8 m) e sarà utile per il dimensionamento geotecnico dei manufatti di fondazione da prevedere nell'area di studio. La tabella 9.1 riporta valori medi minimi ricavabili dalle prove CPTE/CPTU eseguite nell'area di progetto e considera gli strati (layer) elaborati nelle sezioni lito-

geotecniche descritte nel precedente paragrafo (figura 5.1) e che possono essere considerati come parametri caratteristici.

Tabella 9.1

	Quota media [m slm]	Note tessiturali	γ	ϕ	c'	c_u	c_a
			[kg/mc]	[°]	[kg/cm ^q]	[kg/cm ^q]	[kg/cm ^q]
Strato 1	0.00 – 1.30 m	Riporti, argille e limi sabbiosi rimaneggiati e insaturi	(1780)	--	--	--	--
Strato 2a	1.30 – 2.40 m	Limi sabbiosi (CPTU1-CPTE2)	1660	38 (CPTE2)	(--)	(--)	(--)
Strato 2b	1.30 – 2.00 m	Argille limose scarsamente consistenti (CPTE3)	1570	(--)	(--)	0,20	(--)
Strato 3a	2.00 – 3.80 m	Limi con livelli e strati limoso sabbiosi (CPTE3)	1640	(23)	(0,05)	(0,40)	(--)
Strato 3b	2,00/2,40 – 3,80 m	Argille limose scarsamente consistenti (CPTU1-CPTE2)	1600	(--)	0,04	0,35	(--)
Layer 4	3,80 – 5.00/5,20 m	Limi sabbiosi	1620	33	(--)	(--)	(--)
Layer 5	5.00/5,20 – 8,80 m	Argille e limi argillosi scarsamente consistenti	1640	(--)	0.04	0,35	(--)

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]
c_a	Adesione del terreno espressa in [kg/cm ^q]

Si precisa che la coesione efficace (calcolata pari a 1/8 valore dell'angolo d'attrito interno del terreno) e l'adesione terreno/fondazione (calcolato pari a 1/2 della coesione efficace) sono da ritenersi trascurabili ai fini del calcolo della portanza. Si è considerata una quota di falda a – 1,30 m dall'attuale piano campagna.

9.3 Indicazioni sulle opere di fondazione

Il piano attuativo prevede la realizzazione di manufatti dotati di opere di fondazione. Per la progettazione delle costruzioni si dovranno pertanto espletare ulteriori 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 per lo più fini, tuttavia caratterizzati da significativa eterogeneità tessiturale e meccanica. I sedimenti sono risultati insaturi fino a -1,30 m dal p.c. Occorre segnalare 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. Occorre infine

rammentare che le mediocri caratteristiche idrogeologiche della prima falda intercettata (falda sospesa) e le sue caratteristiche di ricarica (prevalentemente per infiltrazione superficiale) possono favorire condizioni di rapido essiccamento dei sedimenti fini superficiali.

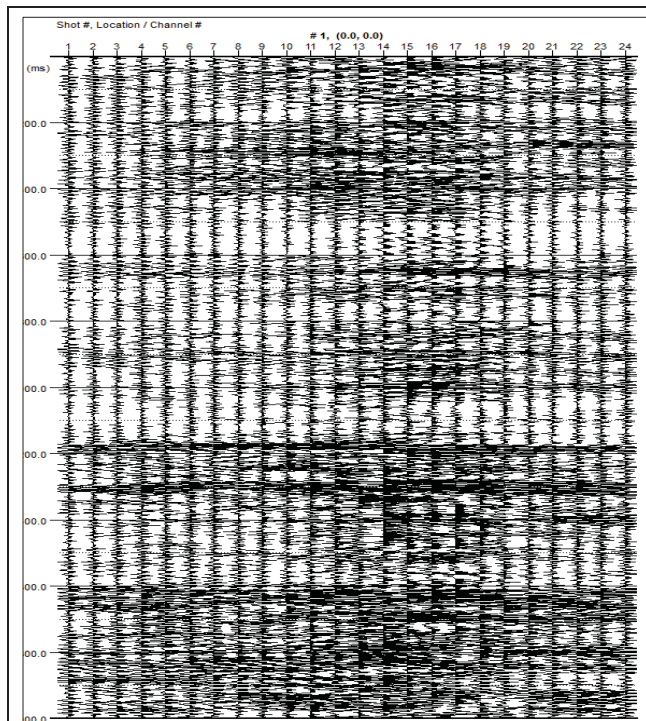
Le penetrometrie CPTe/CPTU hanno inoltre riscontrato intervalli di sedimenti fini (argille e limi) caratterizzati da scarsa consistenza con resistenze alla punta (q_t/q_c) $\ll 1$ MPa. Per questo motivo, le analisi geotecniche da espletare nella fase di progettazione delle costruzioni dovranno stimare l'entità dei cedimenti attesi (assoluti e/o differenziali), valutare con cura le profondità di incastro e l'adeguato dimensionamento delle strutture di fondazione. In tal senso, la caratterizzazione geotecnica desunta dalle prove penetrometriche (figure 9.3 e 9.4) stima e fornisce l'entità dei moduli di deformazione M dei sedimenti da considerare per il calcolo speditivo dei sedimenti.

ALLEGATI: REPORT DELLE INDAGINI

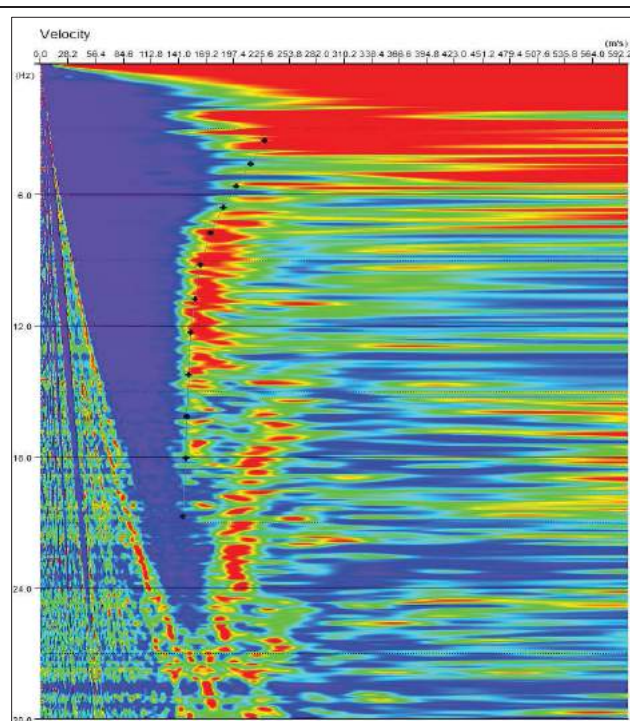
Via della Repubblica, Comune di Massa Lombarda (RA)

n° tracce	Δx (m)	L tot (m)	Δt (ms)	T (s)
15	3,0	69,0	0,5/2,0	2,0/32,0

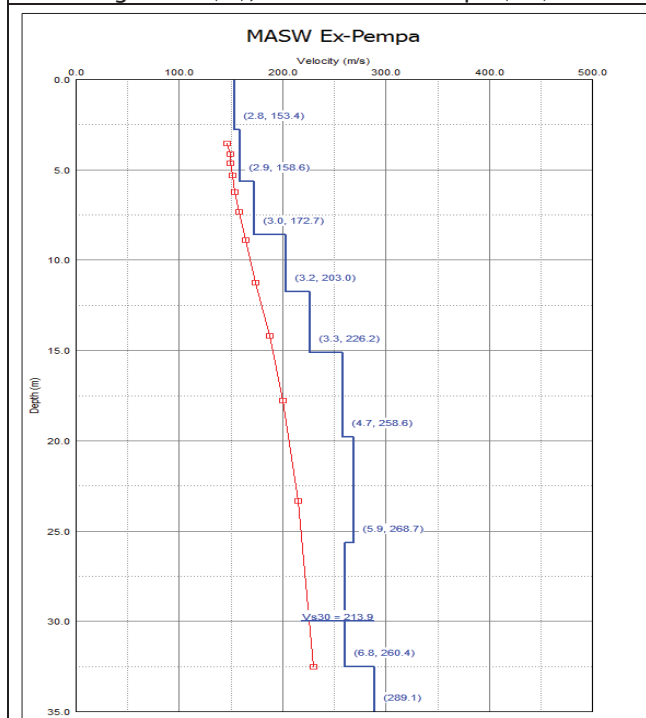
Δx : interdistanza geofonica; L tot: lunghezza profilo; Δt : passo di campionamento; T: durata registrazione.



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 sperimentali delle onde R (croci nere).



Modello di sottosuolo (1D) descritti in termini di Vs 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)	Vs (m/s)
1	2.8	2.8	153.4
2	5.7	2.9	158.6
3	8.7	3.0	172.7
4	11.9	3.2	203.0
5	15.2	3.3	226.2
6	19.9	4.7	258.6
7	25.8	5.9	268.7
8	32.6	6.8	260.4
9	∞	∞	289.1

$$V_{s30} = 213.9 \pm 10\% \text{ [m/s]}$$

Sintesi dei parametri del modello di sottosuolo ottenuto e Valore di Vs30 calcolato.

MASSA LOMBARDA - EX PEMPA, TR1

Instrument: TRZ-0108/01-10

Start recording: 15/05/18 14:30:11 End recording: 15/05/18 14:50:12

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Trace length: 0h20'00". Analyzed 88% trace (manual window selection)

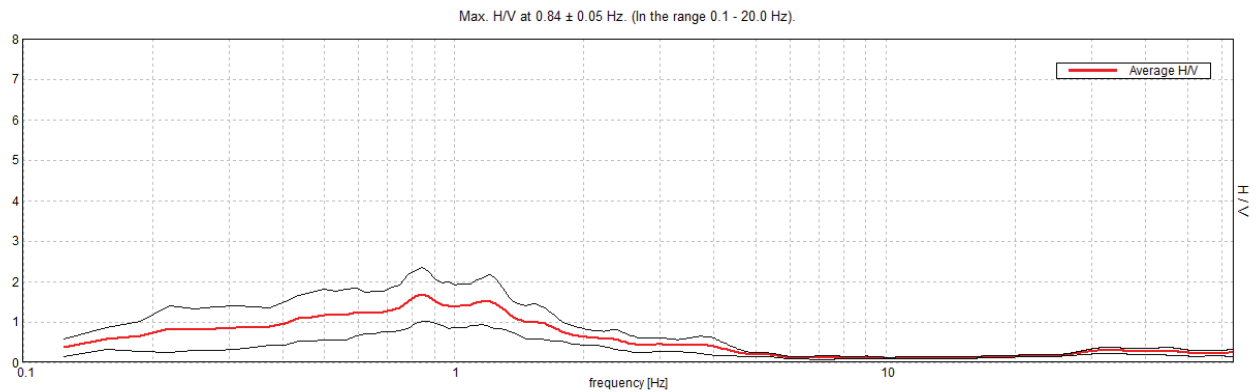
Sampling rate: 128 Hz

Window size: 20 s

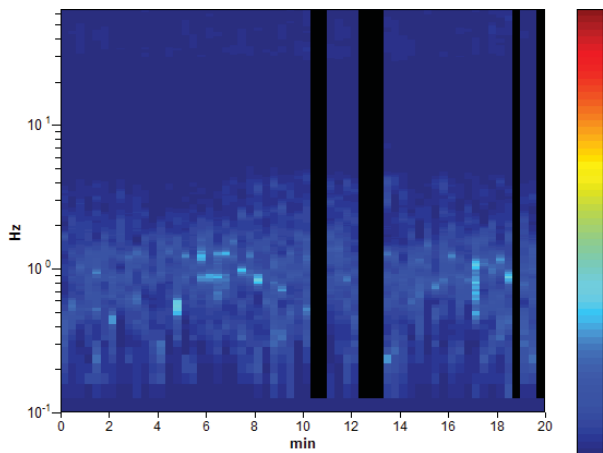
Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 10%

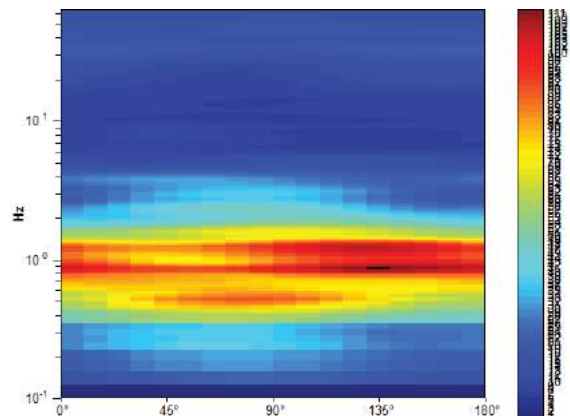
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



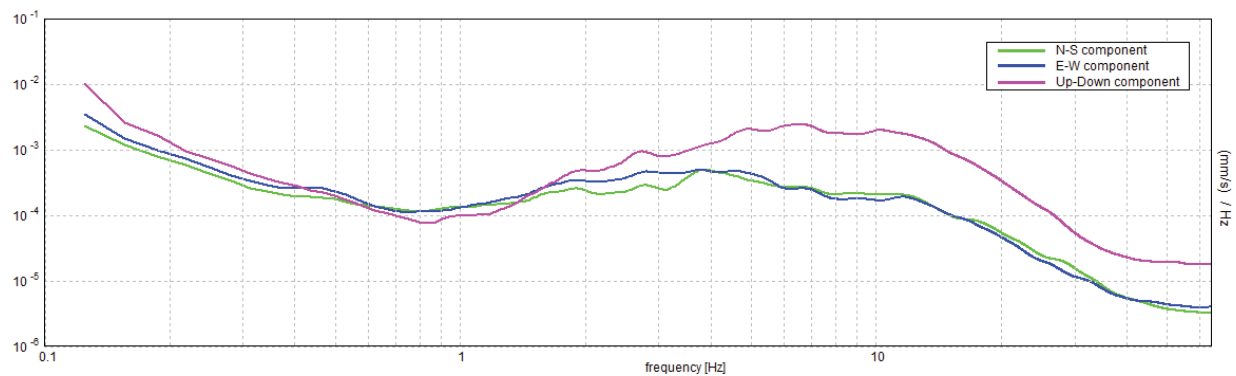
H/V TIME HISTORY



DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA



[According to the SESAME, 2005 guidelines. **Please read carefully the *Grilla* manual before interpreting the following tables.**]

Max. H/V at 0.84 ± 0.05 Hz (in the range 0.1 - 20.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.84 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$894.4 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 42 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	0.281 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.719 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$1.68 > 2$		NO
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.0312 < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.02633 < 0.12656$	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.3309 < 2.0$	OK	

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$

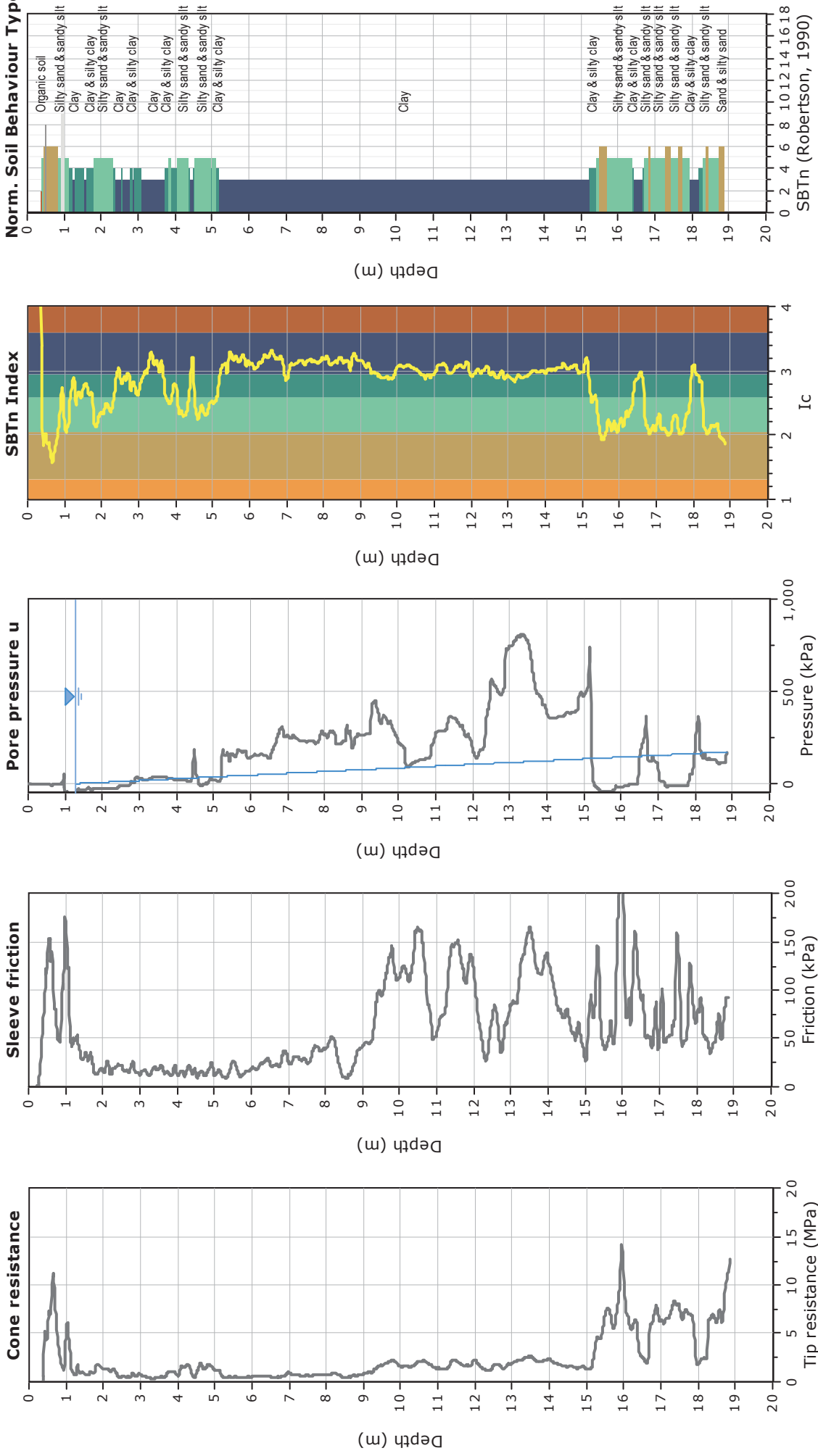
Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

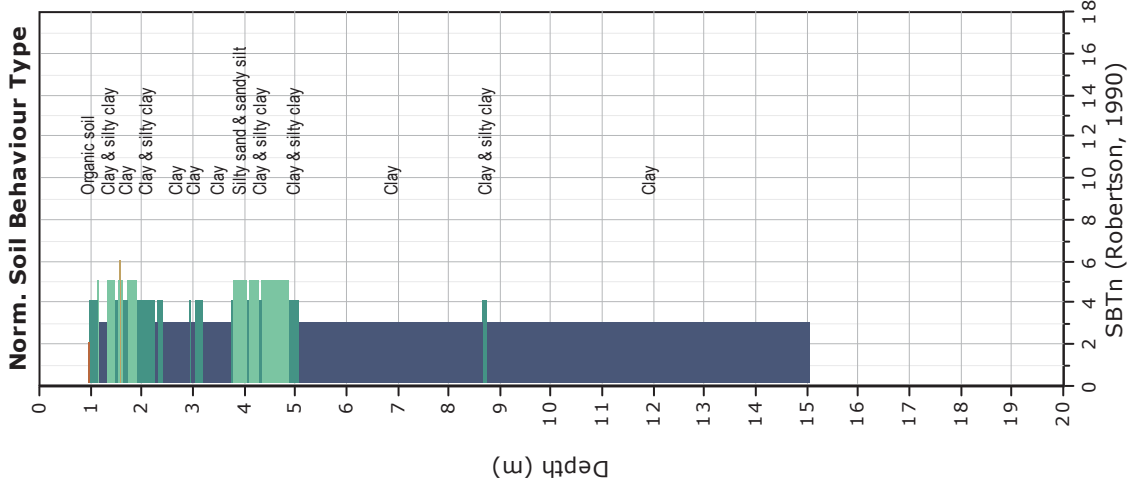
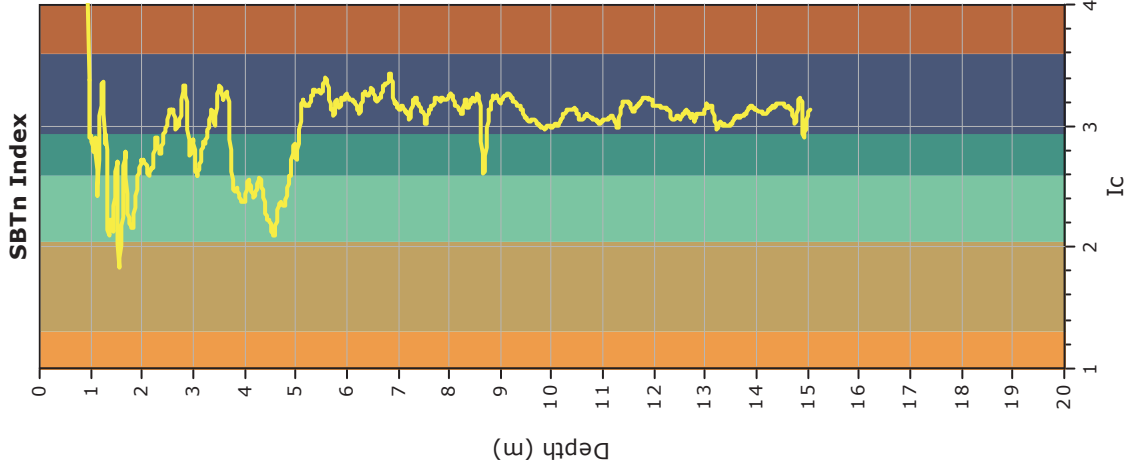
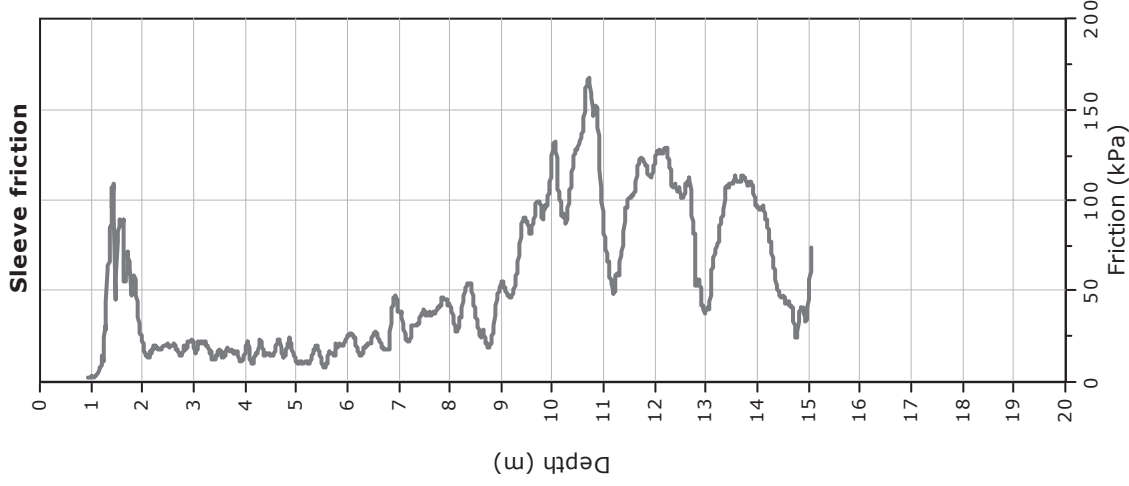
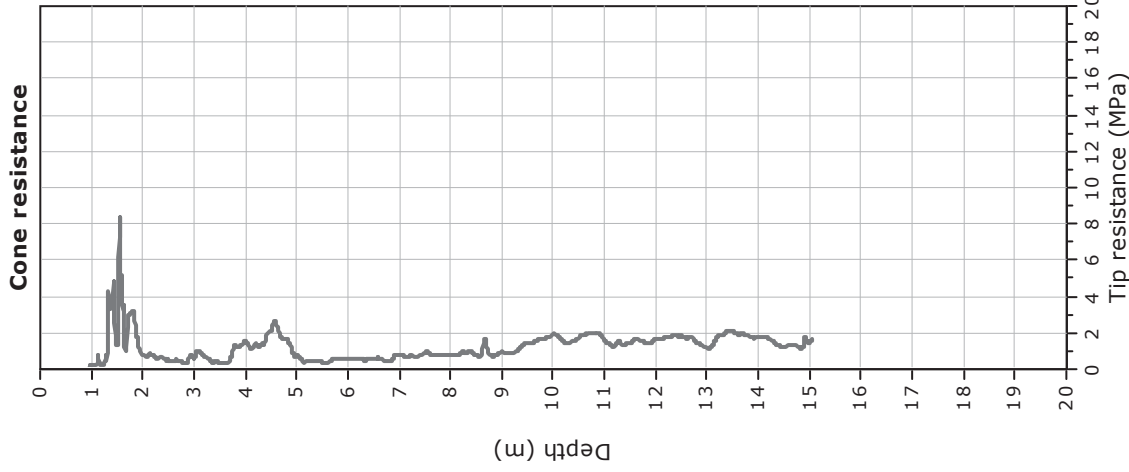
Project: Ex-Pempa

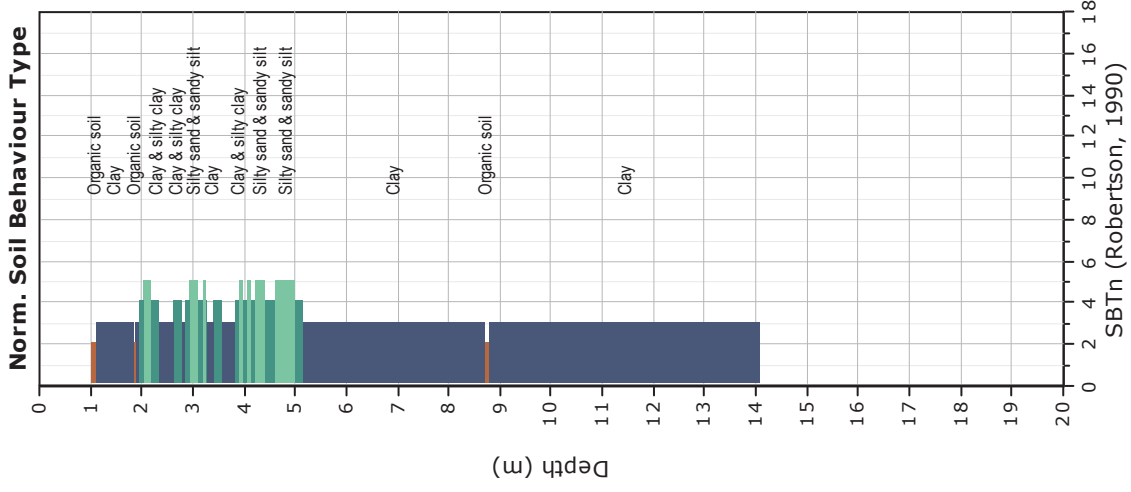
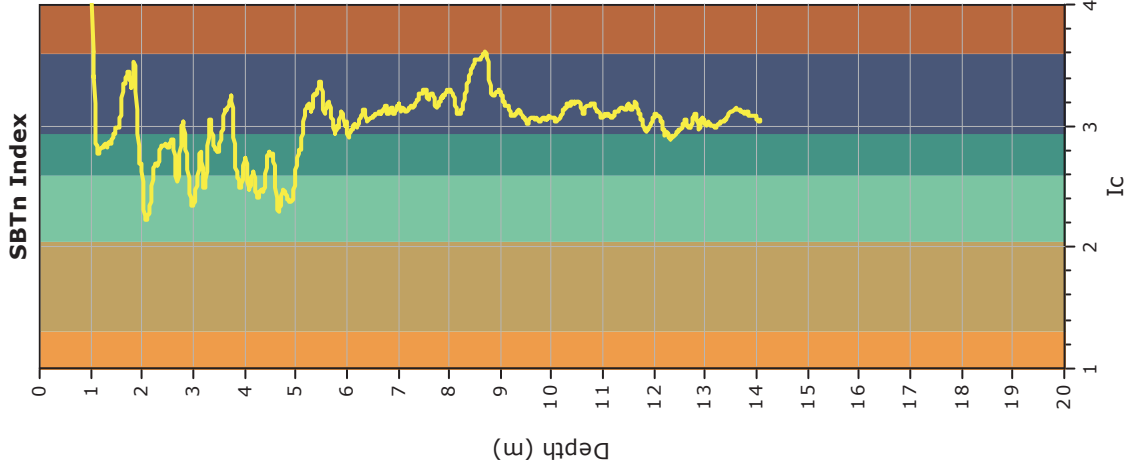
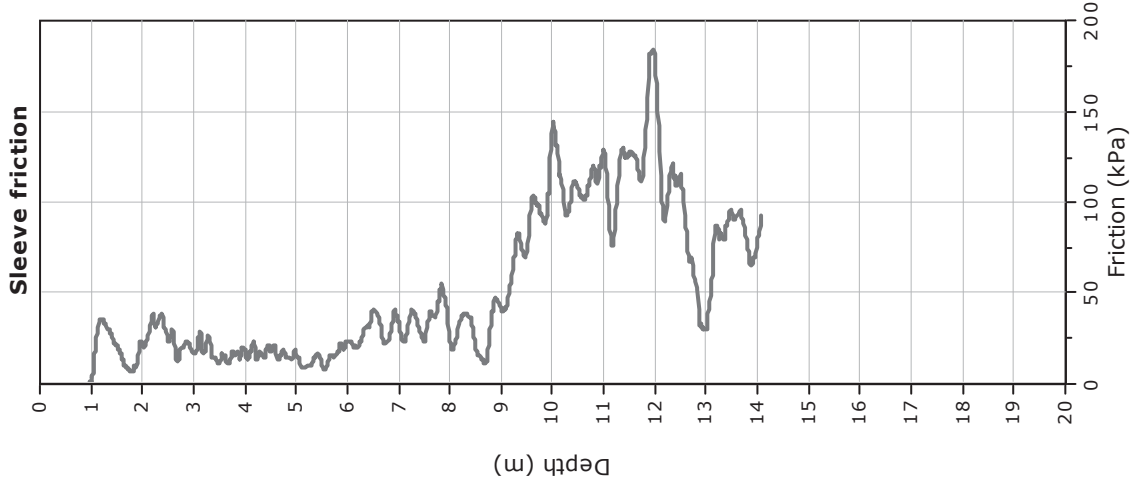
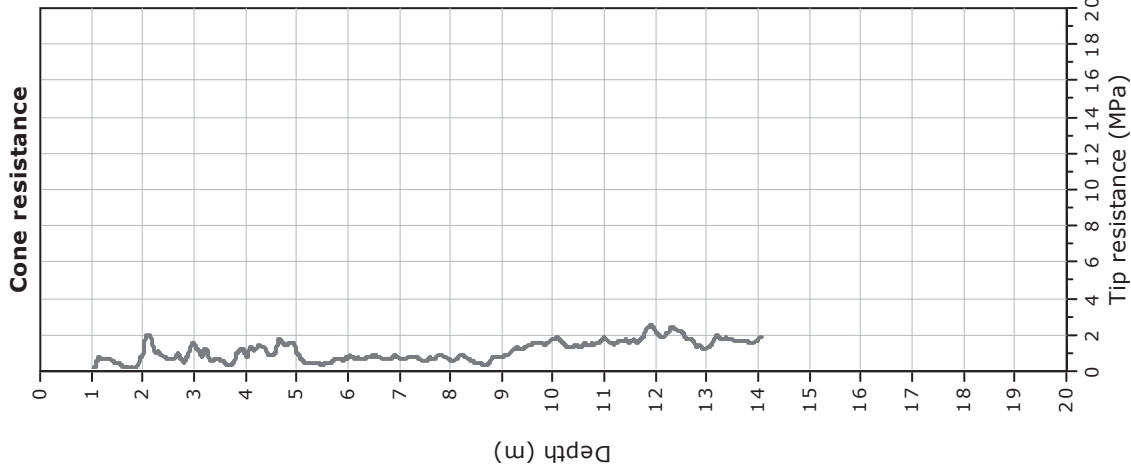
Location: via della Repubblica - Massa Lombarda (RA)

Prova: CPTU1

Total depth: 18.87 m, Date: 15/05/2018







LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

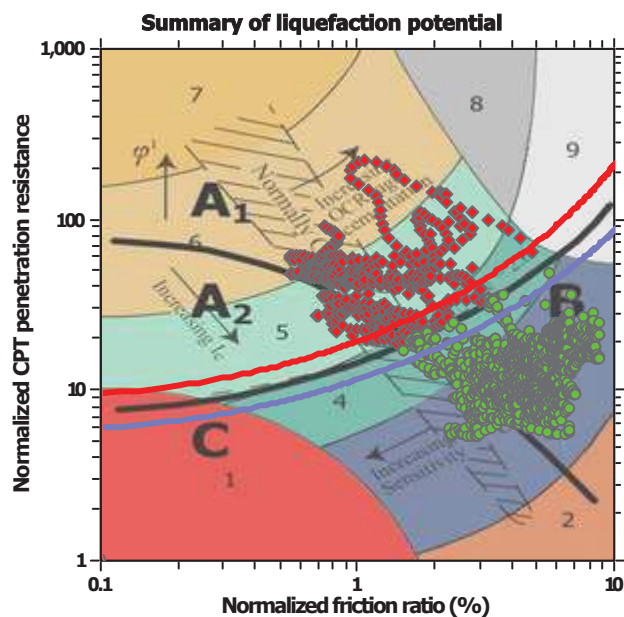
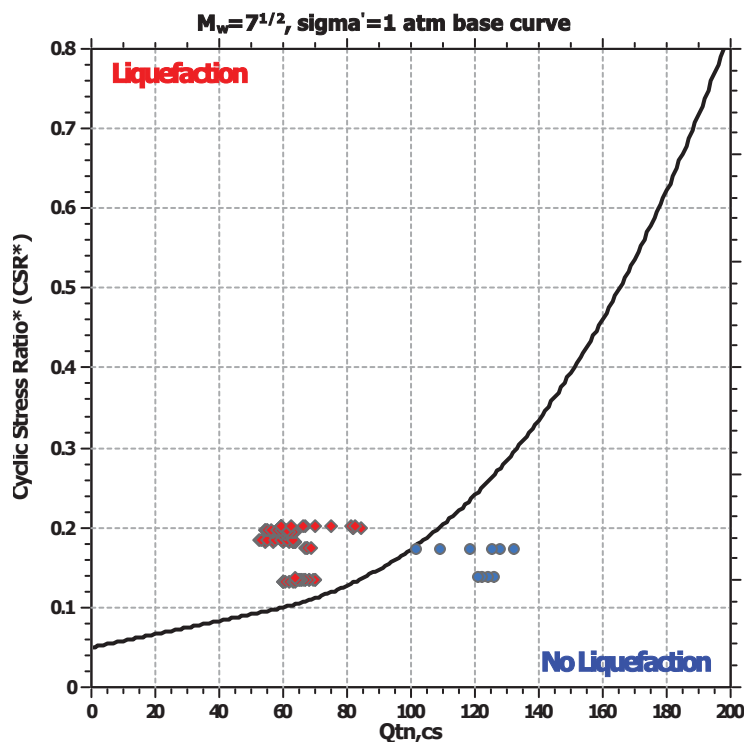
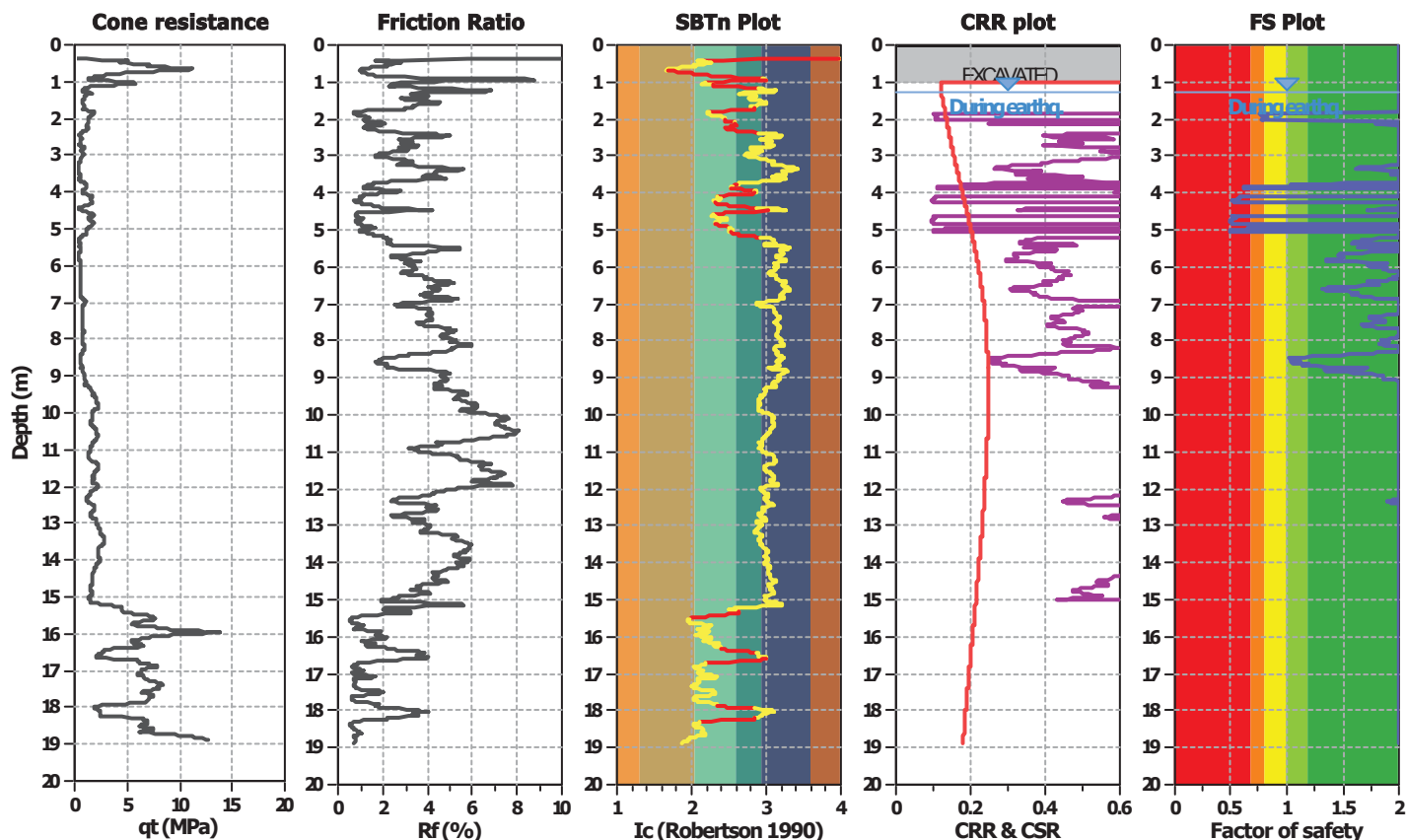
Project title : Ex-Pempa

Location : via della Repubblica - Massa Lombarda (RA)

CPT file : CPTU1

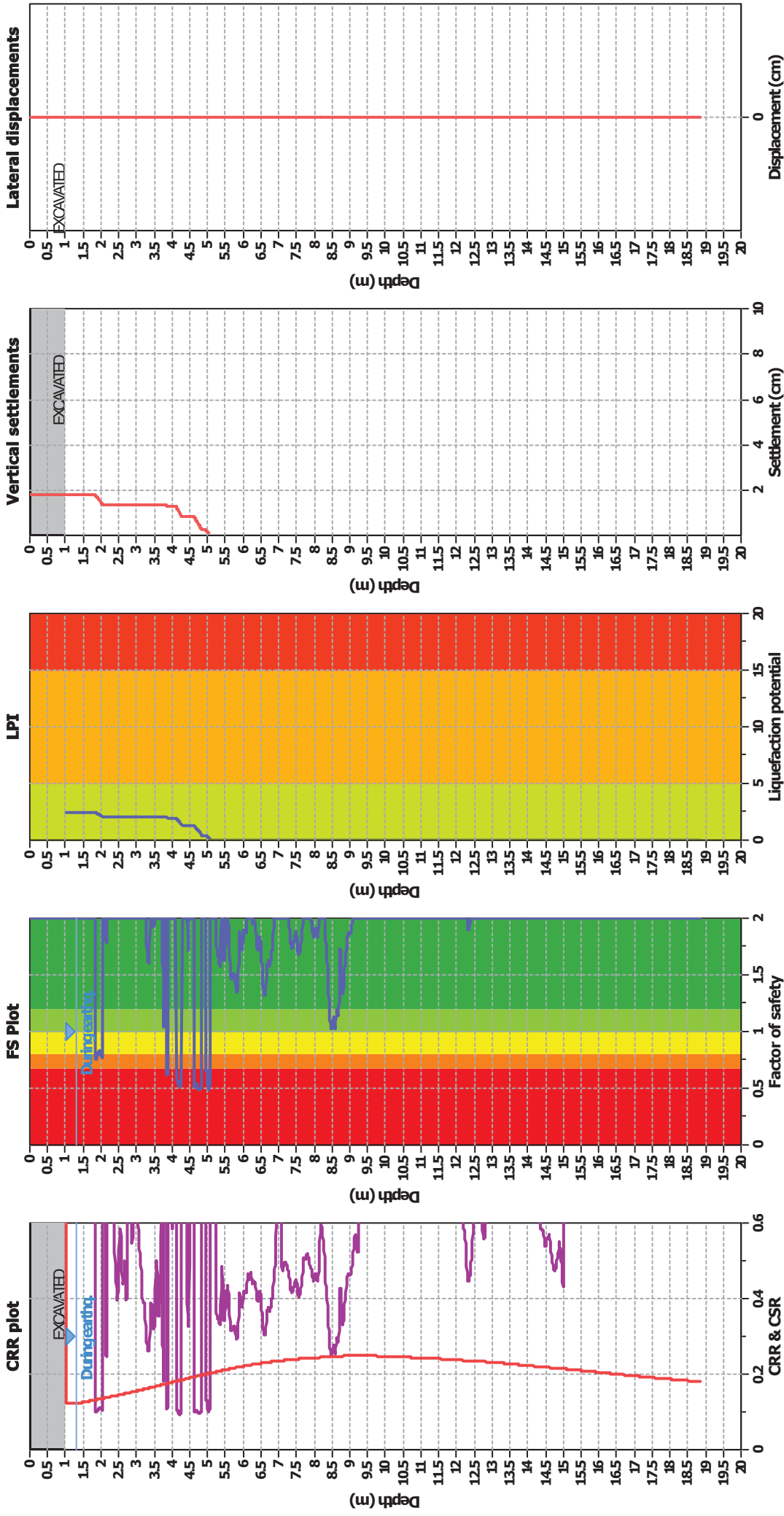
Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	1.30 m	Excavation:	Yes	Clay like behavior applied:	All soils
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	1.30 m	Excavation depth:	1.00 m	Limit depth applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Footing load:	50.00 kPa	Limit depth:	15.00 m
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	MSF method:	Method based
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_g applied:	No		



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 (earth):	1.30 m
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	3
Points to test:	Based on I_c value	I_c cut-off value:	2.60
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT
Peak ground acceleration:	0.26	Excavation:	Yes
Depth to water table (insitu):	1.30 m	Excavation depth:	1.00 m
Footing load:	50.00 kPa	Transition detect applied:	Yes
K_p applied:	No	Clay like behavior applied:	All soils
Limit depth applied:	Yes	Limit depth:	15.00 m

F.S. color scheme

Almost certain it will liquefy	Very likely to liquefy	Liquefaction and no liq. are equally li	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

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

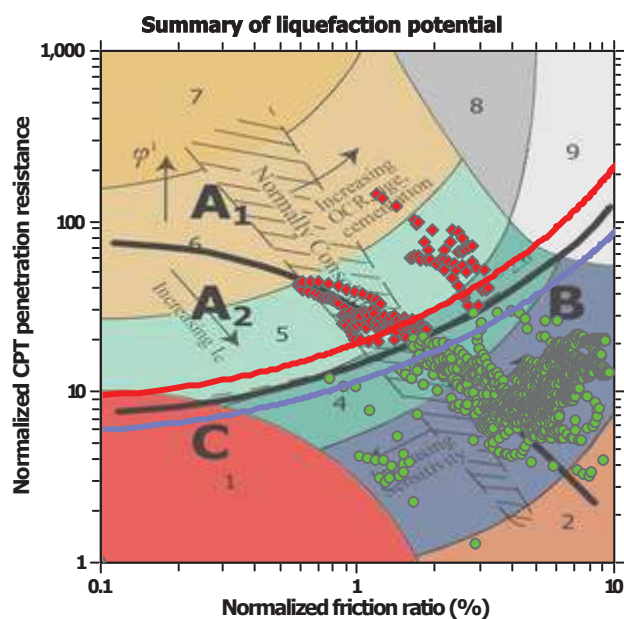
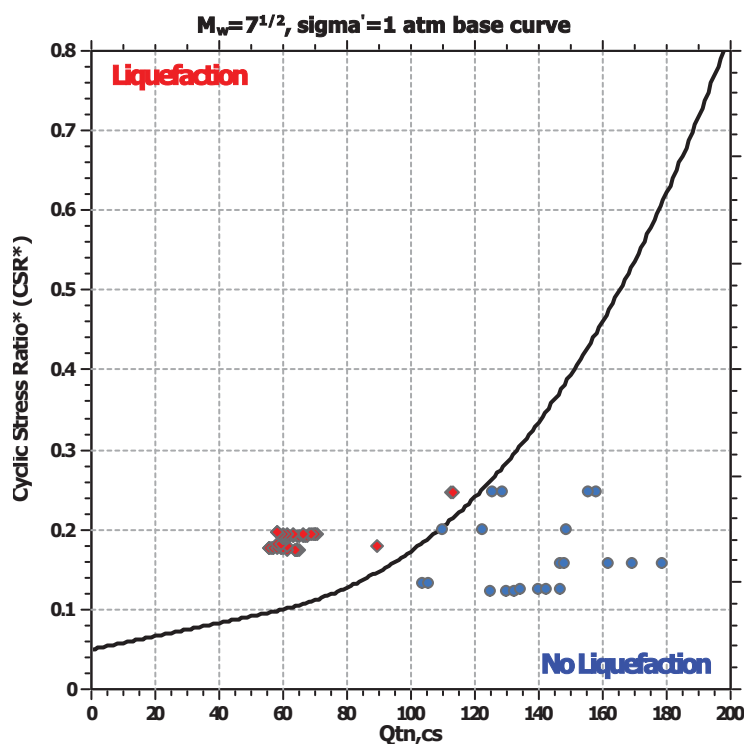
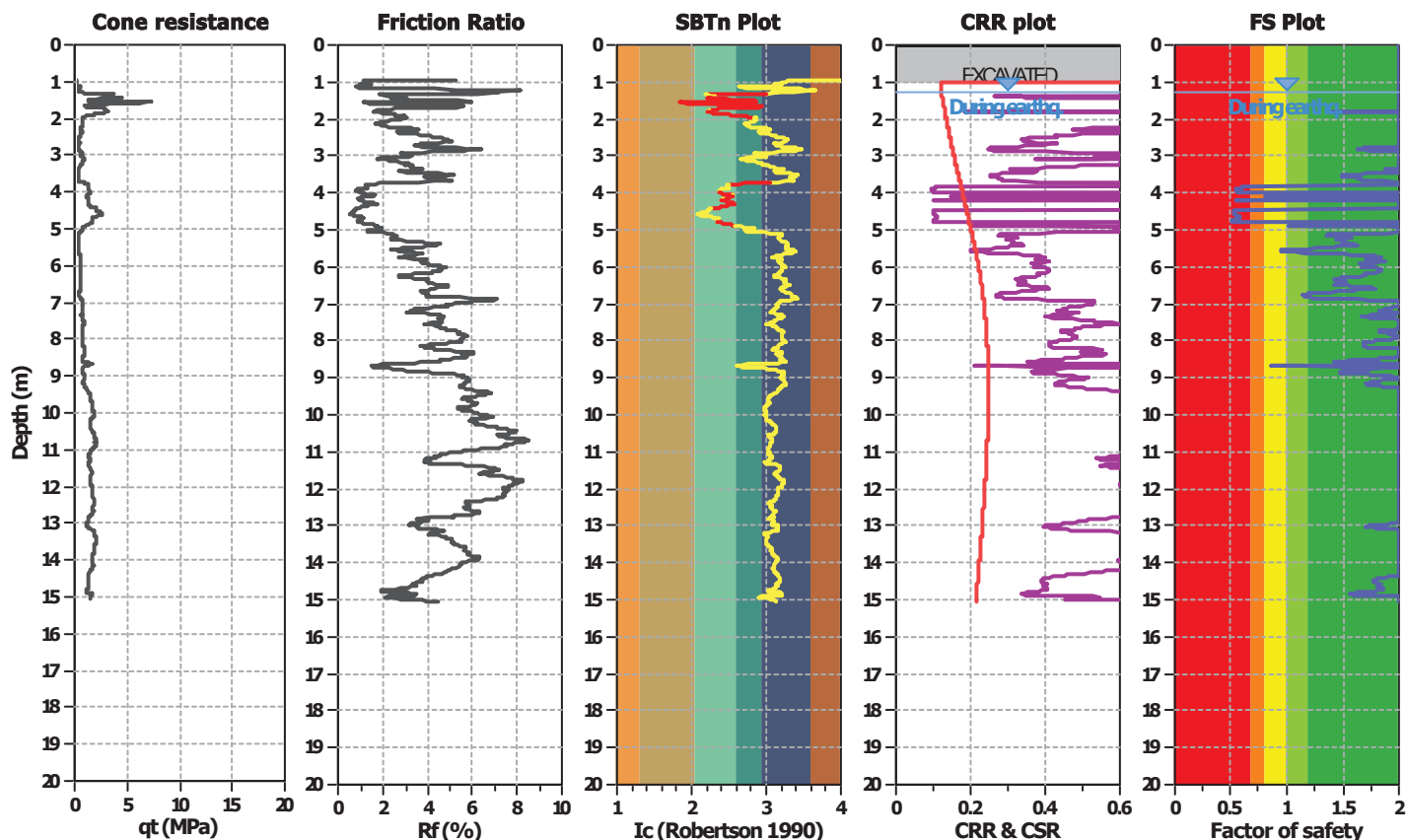
Project title : Ex-Pempe

Location : via della Repubblica - Massa Lombarda (RA)

CPT file : CPTE2

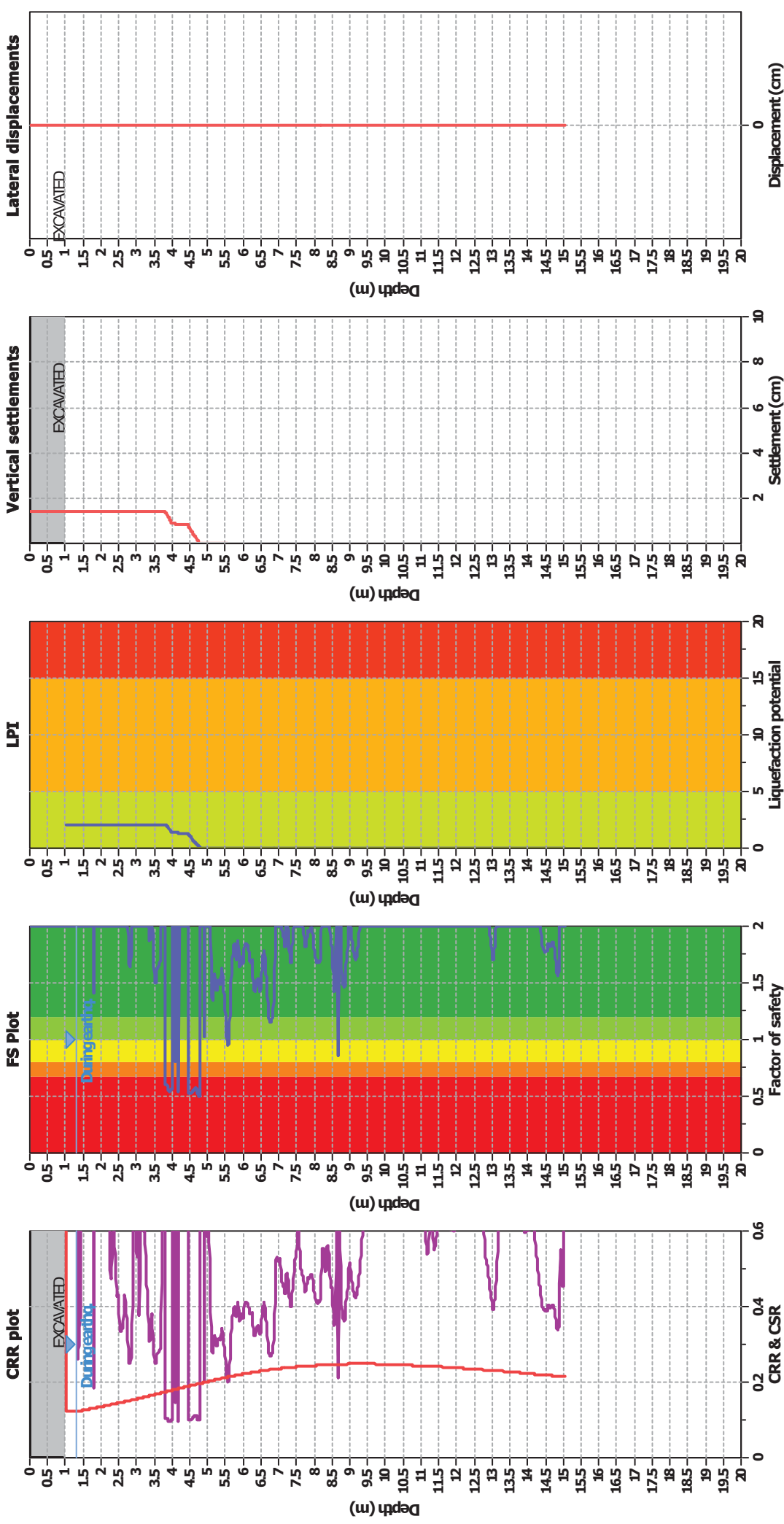
Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	1.30 m	Excavation:	Yes	Clay like behavior applied:	All soils
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	1.30 m	Excavation depth:	1.00 m	Limit depth applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Footing load:	50.00 kPa	Limit depth:	15.00 m
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	MSF method:	Method based
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_g applied:	No		



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):	1.30 m	Footing load:	50.00 kPa
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	3	Transition detect applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K _v applied:	No
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.26	Excavation:	Yes	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	1.30 m	Excavation depth:	1.00 m	Limit depth:	15.00 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 li	Low risk
Unlikely to liquefy	
Almost certain it will not liquefy	

LPI color scheme

Very high risk
High risk
Low risk

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

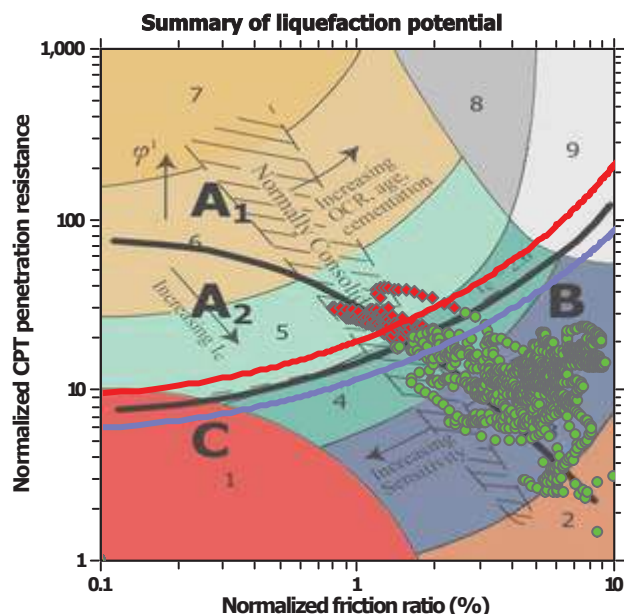
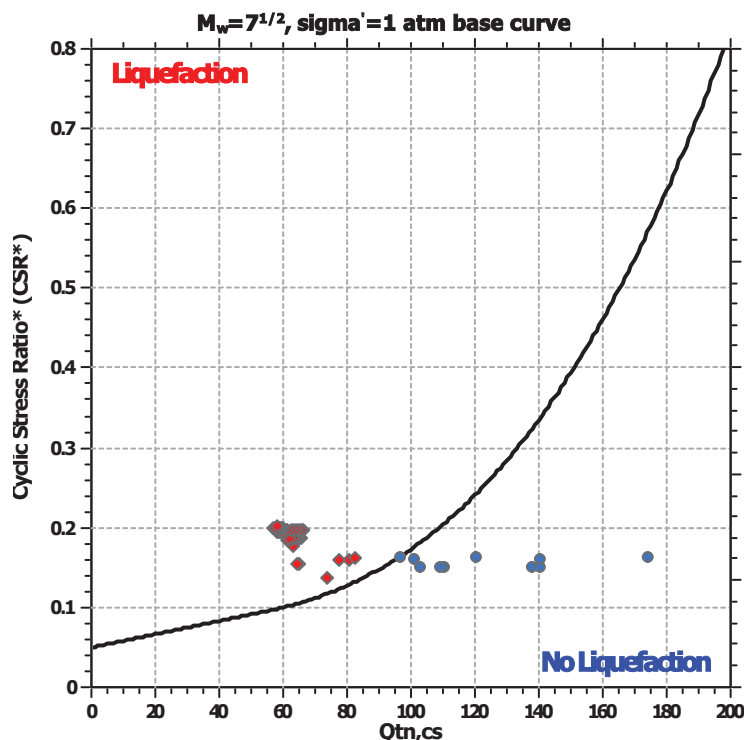
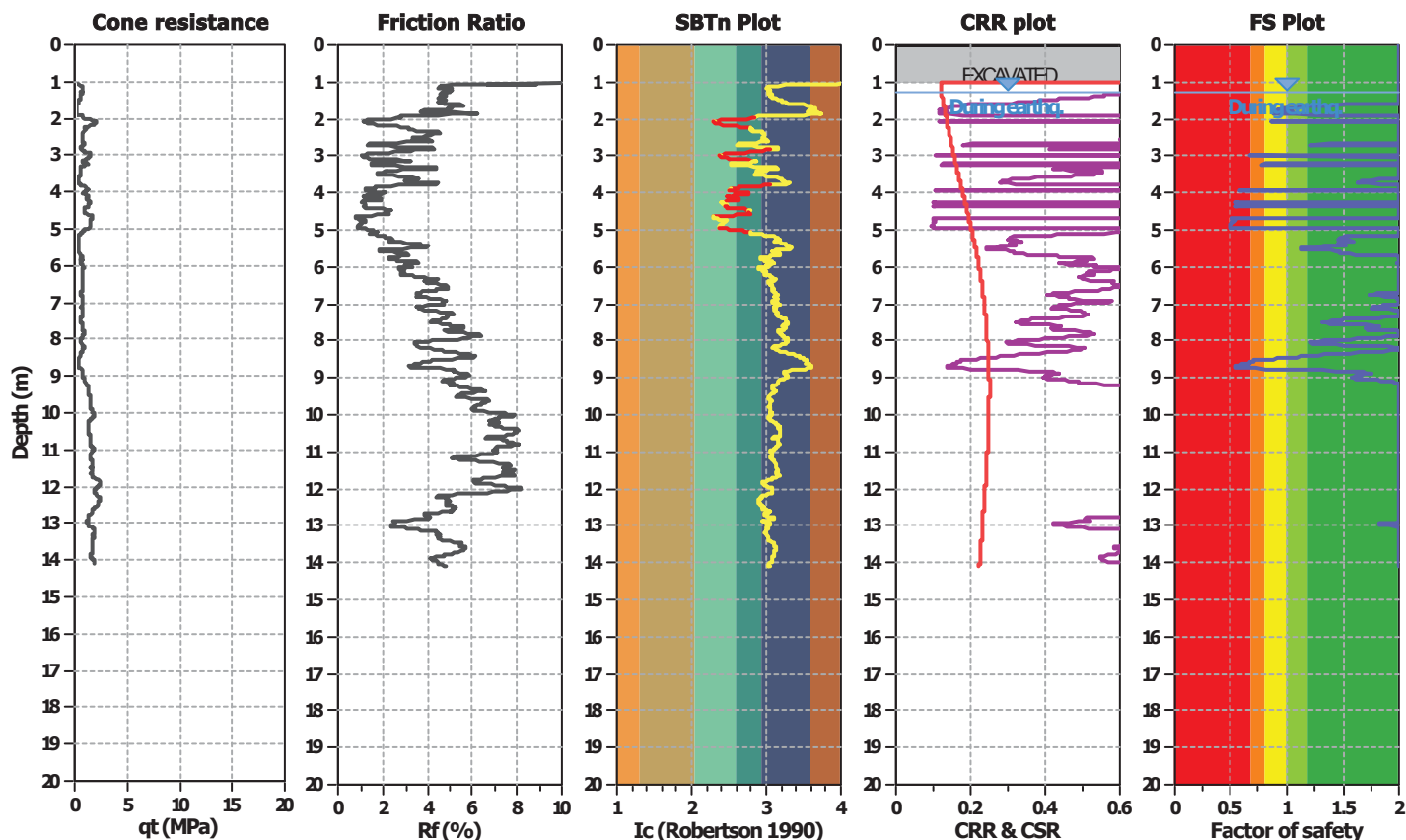
Project title : Ex-Pempe

Location : via della Repubblica - Massa Lombarda (RA)

CPT file : CPTe3

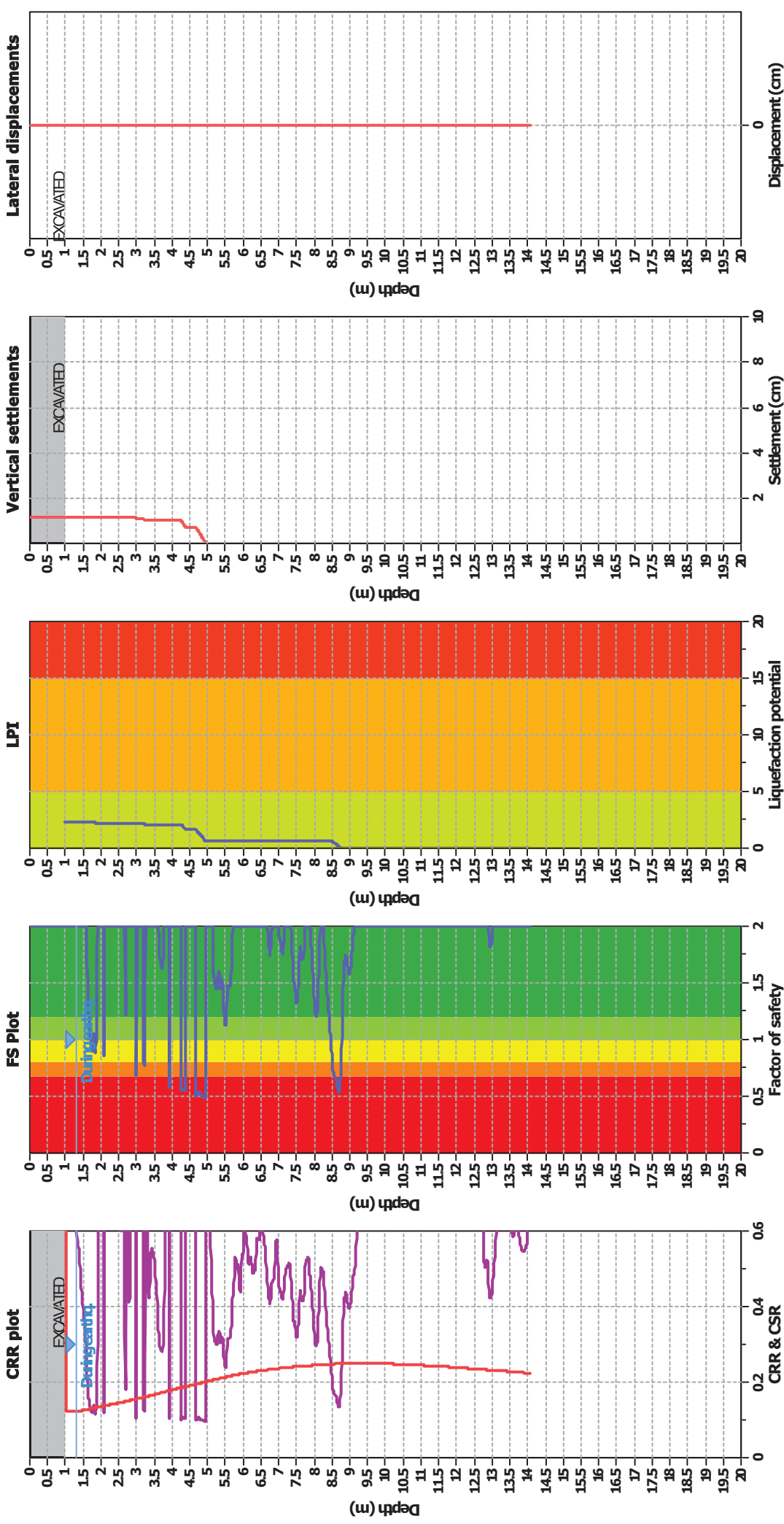
Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	1.30 m	Excavation:	Yes	Clay like behavior applied:	All soils
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	1.30 m	Excavation depth:	1.00 m	Limit depth applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Footing load:	50.00 kPa	Limit depth:	15.00 m
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	MSF method:	Method based
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_0 applied:	No		



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 (earth):	1.30 m
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	3
Points to test:	Based on I_c value	I_c cut-off value:	2.60
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT
Peak ground acceleration:	0.26	Excavation:	Yes
Depth to water table (in situ):	1.30 m	Excavation depth:	1.00 m
Footing load:	50.00 kPa	Transition detect applied:	Yes
K_p applied:	No	Clay like behavior applied:	All soils
Limit depth applied:	15.00 m	Limit depth:	15.00 m

F.S. color scheme

Almost certain it will liquefy	Very likely to liquefy	Liquefaction and no liq. are equally li	Unlikely 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