



Comune:

COMUNE DI BOLOGNA (BO)

Oggetto:

*Proposta di inserimento nel POC di una nuova area
per impianto di distribuzione carburanti ad uso pubblico
in via C. Colombo*

RELAZIONE GEOLOGICA E STUDIO SISMICO DI LI-
VELLO 3 (DGR 2193/2015)

Stesura:

giugno 2017

Elaborazione:

Dott. Geol. Samuel Sangiorgi



Committente:

Dario Aprile



Indice generale

1. PREMESSA.....	2
2. METODO DI LAVORO.....	3
2.1 Contenuti della Relazione e metodi analitici perseguiti.....	3
2.2 Dati bibliografici di riferimento.....	4
2.3 Piano delle indagini eseguite.....	5
3. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA.....	7
3.1 Geologia, geomorfologia, cenni idrogeologici e idraulici.....	7
3.2 Modello geologico e geofisico profondo.....	9
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI SEDIMENTI.....	11
5. PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE.....	13
6. APPROFONDIMENTI SISMICI DI LIVELLO 3.....	15
6.1 Modellazione numerica della risposta sismica locale.....	15
6.1.1 Dati ed elaborazioni di input.....	15
6.1.2 Esiti delle simulazioni numeriche.....	17
6.2 Verifiche della liquefacibilità e dei cedimenti post sisma.....	19
6.2.1 Aspetti generali.....	19
6.2.2 Stima del fattore di sicurezza e dei cedimenti post sisma.....	21
6.2.3 Analisi sito specifica del rischio di liquefazione.....	23
7. VALUTAZIONI SULLA DI FATTIBILITA' DELL'INTERVENTO.....	24

ALLEGATI

1. PREMESSA

Lo Studio scrivente è stato incaricato dal Proponente di redigere lo studio geologico e lo studio sismico di “livello 3” (ai sensi della DGR 2193/2015 della Regione Emilia-Romagna) per la proposta di inserimento nel POC di Bologna di un'area da destinare a impianto di distribuzione carburanti ad uso pubblico (figure 1.1 e 1.2). La superficie dell'area di interesse risulta pari a circa 9.000 mq.



Figura 1.1 - Localizzazione dell'area di studio su foto aerea (fonte: Google Earth), nel cerchiato rosso

Lo studio si basa su specifiche indagini eseguite nell'area di studio (registrazione sismica HVSR) e su elementi conoscitivi pregressi disponibili e in particolare:

Lo studio ha analizzato tutti gli elementi geologici e sismici necessari per esprimere una valutazione di fattibilità della proposta di inserimento.

Per quanto riguarda lo studio di pericolosità sismica, si rammenta che la Regione Emilia-Romagna, attraverso uno specifico apparato normativo (LR 20/2000; DAL 112/2007; DGR 2193/2017) ha imposto i criteri di elaborazione degli studi di pericolosità e di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale, definendo livelli di approfondimento differenziati a seconda delle fasi di programmazione affrontate e del contesto di pericolosità locale riscontrato. Ciò detto, per l'area di interesse è compresa nel <<Sistema delle aree suscettibili di effetti locali>> e nelle more dell'approvazione della microzonazione sismica di livello 2 comunale (PSC), tutte le trasformazioni urbanistiche attuate mediante POC devono essere accompagnate da analisi approfondite di risposta sismica locale (III livello di approfondimento – analisi approfondita DGR 2193/2015).

Questa condizione ha dunque imposto ulteriori approfondimenti sismici di “livello 3” (ai sensi della DGR 2193/2015), finalizzati alla valutazione della riposta sismica locale e alla valutazione quantitativa della propensione alla liquefazione.

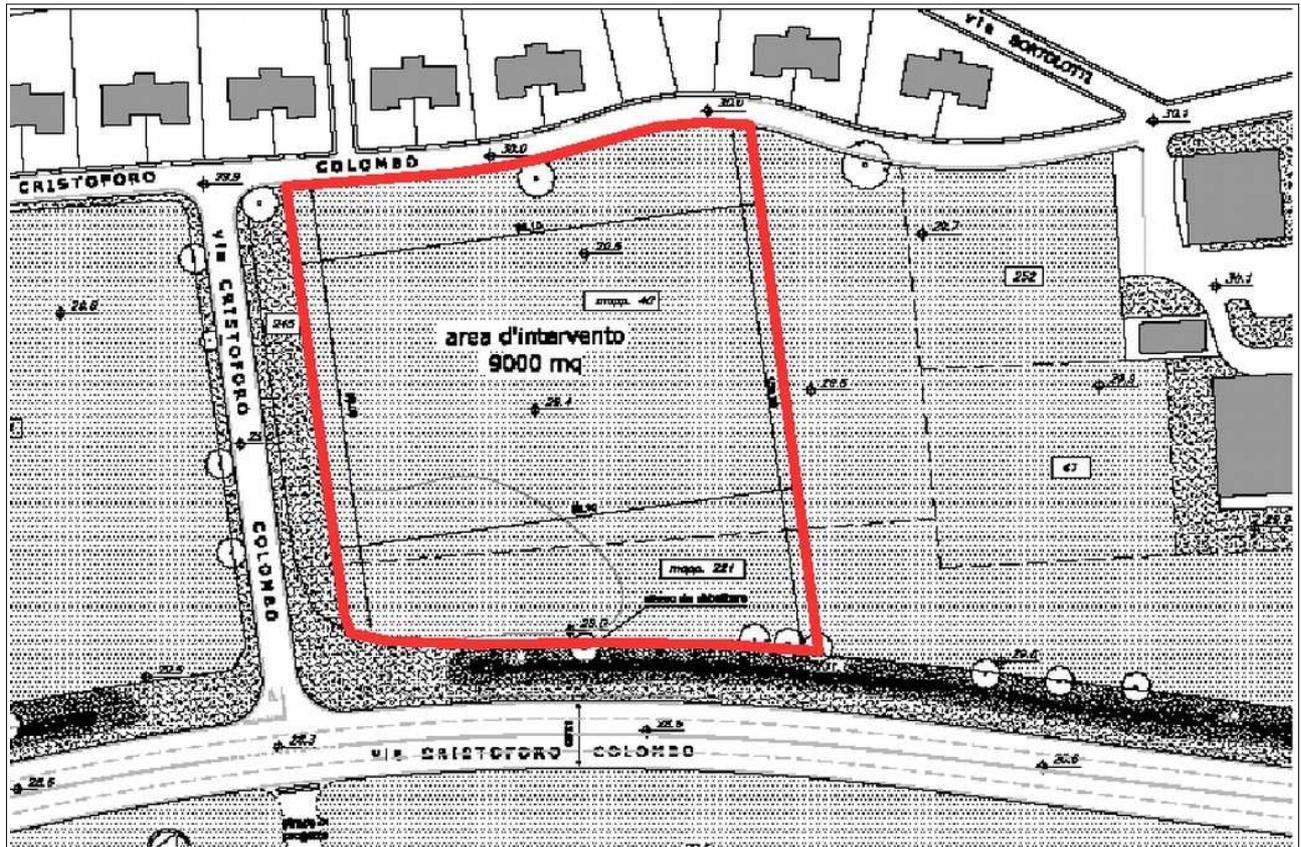


Figura 1.2 – Planimetria dell'area “ex mercato Ortofrutticolo” e relativo dettaglio comprendente il “lotto 2”

2. METODO DI LAVORO

2.1 Contenuti della Relazione e metodi analitici perseguiti

La presente Relazione descrive:

1. la raccolta delle indagini e dei dati di repertorio e le nuove indagini eseguite per questo lavoro;
2. gli elementi di sintesi relativi agli aspetti di geologia, geomorfologia, idrogeologia e di pericolosità idraulica;
3. la caratterizzazione geotecnica dei sedimenti compresi nel “volume significativo”, basata sull'analisi dei dati delle indagini geognostiche di repertorio e sull'analisi dei dati ricavati dalle prove eseguite per questo lavoro. In particolare, le prove CPTU hanno permesso 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. la modellazione numerica di risposta sismica locale (RSL) e l'elaborazione delle verifiche quantitative degli effetti cosismici potenzialmente attesi (liquefazione e cedimenti post sisma) ai sensi della DGR 2193/2015.

La modellazione numerica 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 rigidezza 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) indicati nella DGR 2193/2015 (Allegato A4) e scalati in funzione della pericolosità sismica di base (INGV) di riferimento per la pianificazione;
- definizione del modello sismostratigrafico locale;
- elaborazione dei parametri di output (FA Pga; FA SI; spettri di amplificazione)

Per quanto riguarda le verifiche di liquefacibilità e la stima dei cedimenti post sisma nei sedimenti granulari e fini poco coesivi, come vedremo si sono espletate analisi quantitative di tipologia deterministica, basate sugli esiti di prove CPTU limitrofe all'area di studio, utilizzando il metodo di valutazione stocastico di Idriss & Boulanger 2008. 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).

2.2 Dati bibliografici di riferimento

- ✓ Per il contesto geologico e geomorfologico → ci si è allo studio geologico elaborato per il PSC di Bologna (Quadro Conoscitivo) e alla Carta Geologica in scala 1:10.000 della Regione Emilia-Romagna (pubblicata anche on line nel sito del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli – SGSS – della nostra Regione). Per il modello geologico profondo si sono inoltre considerate le prove geognostiche profonde della Banca Dati RER le sezioni geologiche RER anch'esse pubblicate nel sito internet del SGSS (figura 2.1).
- ✓ Per il contesto idrogeologico → ci si è riferiti ai contenuti dello citato studio geologico del PSC (ricostruzione isopiezometriche della falda Sup4, cfr. figura 7.2).
- ✓ Per la pericolosità idraulica → ci si è riferiti allo studio geologico del PSC e al più recente Piano di Gestione rischio Alluvioni realizzato dalle UoM del Distretto idrografico Appennino Settentrionale, tra cui Reno (UoM ITI021), Regionali Romagnoli (UoM ITR081), Marecchia-Conca (UoM ITI01319) in recepimento alla “direttiva alluvioni 2007/60/CE”.
- ✓ Per il contesto di pericolosità sismica locale → ci si è riferiti allo studio di pericolosità sismica elaborato per il PSC di Bologna (Quadro Conoscitivo) e ai contenuti della Variante al PTCP in materia di riduzione del rischio sismico (approvato con Delibera del Consiglio Provinciale del n°57 del 28/10/2013) e in particolare alla <<Tavola 2C. Rischio sismico: carta delle aree suscettibili di effetti locali>> elaborata alla scala 1:25.000.

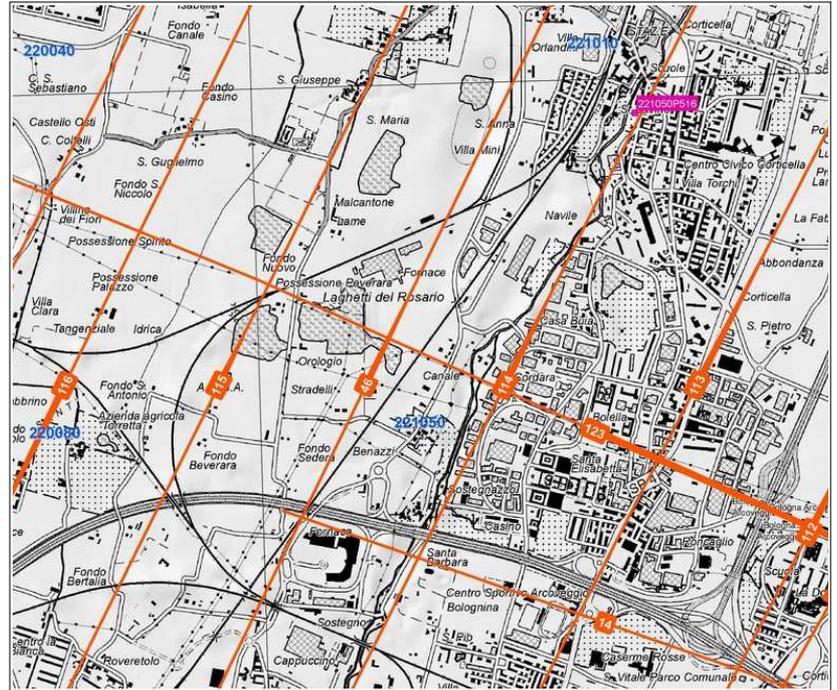


Figura 2.1 – Planimetria delle sezioni geologiche RER pubblicate dal SGSS

2.3 Piano delle indagini eseguite

La necessità di espletare approfondimenti sismici di “livello 3” ai sensi della DGR 2193/2015 ha reso indispensabile eseguire specifiche prove geognostiche e geofisiche in sito. Sono state così eseguite (figura 2.2):

- n. 2 penetrometrie statiche con puntale elettrico dotato di piezocono (CPTU) → (foto 2.1 e 2.2) denominate rispettivamente CPTU1 e CPTU2, sono state approfondite fino a “rifiuto strumentale” al tetto di ghiaie (entrambe a circa -14,3 metri). Le terebrazioni sono state realizzate con un penetrometro dotato di spinta da 200 kN, montato su mezzo semovente cingolato. La punta piezometrica utilizzata presenta caratteristiche standard e la speciale attrezzatura utilizzata permette l’acquisizione dei dati ogni cm di avanzamento attraverso lettura diretta delle resistenze. I dati di penetrazione (q_c ; f_s ; u_2) sono stati elaborati per le verifiche quantitative della liquefazione e cedimenti post sisma e per la stima automatica dei principali parametri meccanici fondamentali: quota di falda locale, resistenza alla punta normalizzata (Q_{c1n}), I_c , D.R., ϕ' , c_u , OCR, Modulo Edometrico, conducibilità idraulica, ecc. In calce al testo si allegano i grafici di sintesi delle prove CPTU eseguite.



Foto 2.1 e 2.2 -
a sx: CPTU1
a dx: CPTU2

- n.1 stendimento sismico combinato MASW/Re.Mi. → (foto 2.3) la prova MASW/ReMi ha permesso la stima della velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio (V_s) nel sottosuolo, attraverso la misura delle onde superficiali (Rayleigh) in corrispondenza di geofoni disposti in linea. Le onde superficiali di Rayleigh, durante la loro propagazione vengono registrate lungo lo stendimento di geofoni e vengono successivamente analizzate attraverso complesse tecniche computazionali basate su un approccio di riconoscimento di modelli multistrato di terreno. La metodologia per la realizzazione di una indagine sismica MASW ha previsto acquisizioni dei segnali sismici con sismografo multicanale ABEM RAS24 a 24 canali, generati da sorgenti energizzanti artificiali lungo lo stendimento dei geofoni. La spaziatura tra geofoni è stata mantenuta pari a 2,5 metri, per uno sviluppo complessivo di 57,5 metri. L'elaborazione degli esiti (con software "Geogiga Surface") consiste, sinteticamente, nell'estrazione dei modi dalle curve di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh e nell'analisi dell'inversione delle curve di dispersione per ottenere profili verticali delle VS. La metodologia ReMi (Refractor Microtremor), come la MASW, studia le proprietà dispersive delle onde superficiali (Rayleigh) in modalità di acquisizione passiva, ovvero registrando i microtremori del sottosuolo. Si tratta di una prova non invasiva, con array lineare, utilizzando la medesima strumentazione della prova MASW. Lo studio scrivente ha proposto per questo lavoro la combinazione delle due acquisizioni MASW e ReMi, in quanto tale soluzione offre i seguenti vantaggi:
 - entrambi i metodi si basano sulle onde Rayleigh e sulla loro dispersione;
 - si usano sia il rumore ambientale (ReMi) sia una sorgente puntuale artificiale (MASW attiva);
 - la curva di dispersione sperimentale "combinata" può essere definita tra 0 e 60 Hz (basse e alte frequenze).

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



Foto 2.3 e 2.4 - a sx:
MASW/Re.Mi; a
dx: TR1

- n. 1 registrazione del rumore sismico (microtremori) del sottosuolo con tecnica HVSR → è stata eseguita una registrazione (denominata TR1) con strumentazione tomografica portatile in dotazione dello Studio scrivente. Lo strumento dispone di tre canali di acquisizione connessi a tre velocimetri elettrodinamici ad alta risoluzione, in grado di misurare le componenti della velocità (moto) di ogni strato lungo le direzioni N-S; E-W; H-V. L'elaborazione del microtremore misurato, fornisce i rapporti spettrali HVSR o H/V (Nogoshi

& Igarashi, 1970), risultando efficace per la stima delle frequenze fondamentali di risonanza f_r del sottosuolo: $f_r = V_s/4*H$ (con H = spessore dello strato). In questo modo, gli esiti delle misure tomografiche, 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 tomografica eseguita.



Figura 2.2 – Localizzazione delle indagini eseguite per questo studio

3. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

3.1 Geologia, geomorfologia, cenni idrogeologici e idraulici

Dal punto di vista geomorfologico, l'area ricade in un contesto deposizionale recente alluvionale di limite tra “conoide” e “argine distale”, con quote medie di campagna di circa 29,5 metri s.l.m. (cfr. Carta Tecnica Regionale). I principali apparati distributori sono riconducibili al Fiume Reno e ai Torrenti Ravone e Aposa. I sedimenti sub affioranti sono attribuiti all'unità deposizionale AES8 (Unità di Ravenna). Sono infatti caratterizzati da alternanze di ghiaie più o meno sabbiose (depositi di terrazzo e di conoide) e depositi prevalentemente sabbioso limosi

(canale, argine e rotta fluviale). Per la cartografia geologica regionale, le tessiture dei sedimenti sub affioranti sono prevalentemente riconducibili a limi sabbiosi di piana alluvionale (figura 3.1).

Le prove penetrometriche eseguite per questo studio (CPTU1 e CPTU2) hanno attraversato uno spessore più superficiale di sedimenti essiccati prevalentemente fini (argille e limi), poi ancora sedimenti argillosi fino a circa -14 metri (tetto di depositi ghiaiosi), confermando in sostanza il contesto deposizionale già descritto.

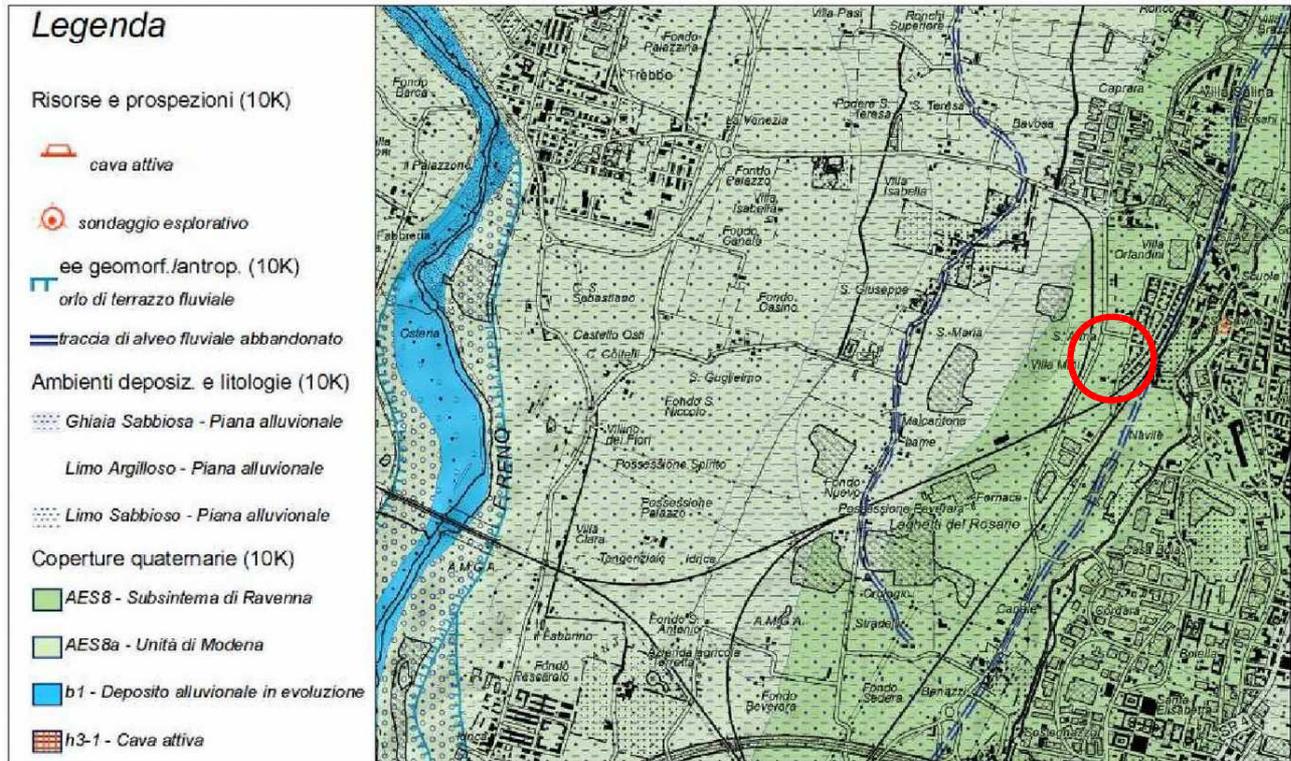


Figura 3.1 – Stralcio della Carta Geologica della Regione Emilia-Romagna interattiva (SGSS regione Emilia-Romagna). L'area di studio è localizzata nel cerchiato rosso

Dal punto di vista idrogeologico, lo studio geologico elaborato per il PSC di Bologna riporta la ricostruzione del campo di moto della falda meno profonda "SUP4" (figura 3.2): si riscontra una soggiacenza locale di circa 5 metri (tetto falda a -24,5 metri s.l.m.) e un deflusso verso ovest, risentendo delle condizioni di drenaggio dell'alveo del Reno nonché delle anomalie legate alla depressurizzazione delle falde. Le penetrometrie CPTU eseguite per questo studio, hanno riscontrato acqua nei fori di prova risalita rispettivamente fino a -7,4 m e -6,6 metri dal p.c., inoltre le resistenze di punta evidenziano spessori di sedimenti superficiali essiccati almeno fino a -3 metri. Dal punto di vista idraulico, l'area ricade a circa 1,7 km (in destra) dall'attuale alveo del Fiume Reno, mentre è presente un reticolo secondario antropizzato, principalmente rappresentato dallo scolo Bondanello (a ovest) e dal Canale Navile (a est). L'Autorità di Bacino del Fiume Reno ha recentemente elaborato il "Piano di gestione del rischio alluvioni" (ai sensi della Dir. 2007/60/CE e dell'D.Lgs 49/2010). Per quanto riguarda il quadro conoscitivo della pericolosità di alluvioni relativa al reticolo idrografico naturale e al reticolo secondario artificiale l'area di studio viene cautelativamente inserita in uno scenario di pericolosità "P2", legata ad alluvioni poco frequenti e con tempi di ritorno tra i 100 e i 200 anni.

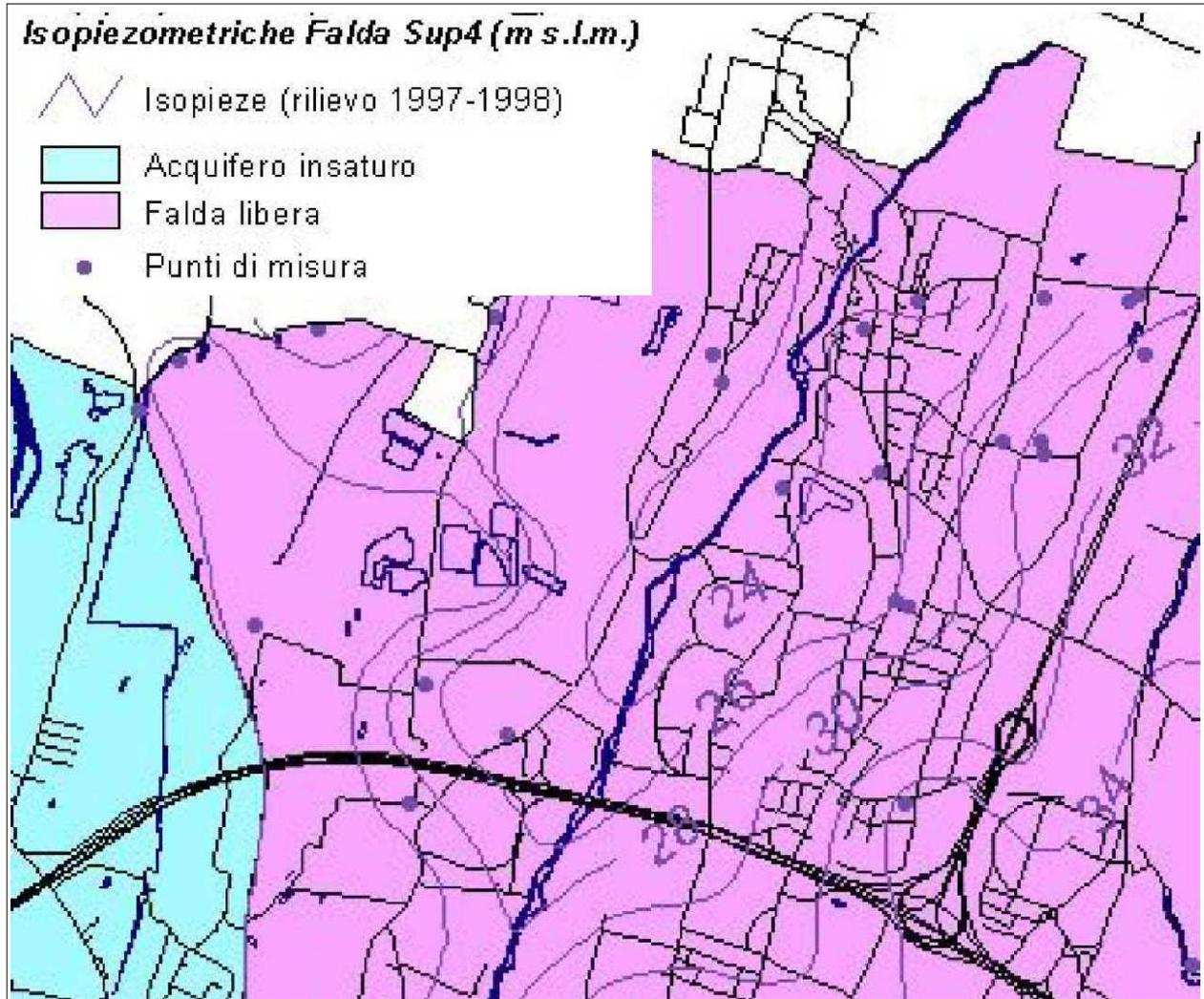


Figura 3.2 – Stralcio della figura 7.12 della Relazione Geologica del PSC di Bologna (“Isopiezometriche della falda SUP4”). L'area di studio è localizzata nel cerchiato rosso

3.2 Modello geologico e geofisico profondo

Per quanto riguarda il sottosuolo più profondo, i dati di riferimento necessari per elaborare un modello sismo-stratigrafico locale sono desunti dagli studi geologici e sismici della pianura padana, effettuati da ENI-AGIP e dal SGSS regionale, inoltre dagli esiti delle indagini disponibili.

In sintesi, i sedimenti sovrastanti le sabbie marine pleistoceniche (sigla: IMO), vengono attribuiti a deposizione continentale prevalentemente alluvionale (AES, “Supersistema Emiliano-Romagnolo”, Ricci Lucchi et Alii, 1982) di età quaternaria, e che costituiscono nel complesso l'ampia struttura di conoide ove si colloca l'area di studio. Il sottosuolo profondo è quindi caratterizzato da alternanze di sedimenti fini e di sedimenti più grossolani (ghiaie e sabbie) che risultano ancora prevalenti. La figura 3.3 riporta uno stralcio della sezione n.46 limitrofa all'area di studio. Come descritto successivamente, il modello di sottosuolo profondo risulta indispensabile per l'elaborazione dell'analisi numerica di risposta sismica locale.

Ulteriori informazioni sono ricavate dallo stendimento sismico MASW/ReMi eseguito nell'area di interesse: la prova ha permesso la stima delle velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio (V_s) nel sottosuolo fino a profondità di circa 35 metri, misurando una V_{s30} pari a circa 245 m/s (figura 3.3). Le V_s delle ghiaie meno

profonde (tetto a circa -14 metri) risultano pari di circa 350 m/s. Per la successiva fase di progettazione, questi esiti consentono di includere l'area di studio della categoria d sottosuolo "C" ($180 \text{ m/s} < V_s < 360 \text{ m/s}$) ai sensi delle vigenti NTC (caratterizzazione sismica semplificata).

Per questo lavoro è stata eseguita una registrazione HVSR (figura 3.3), che ha evidenziato massimi alti spettrali (amplificazioni) a frequenze di circa $0,8 \pm 0,9 \text{ Hz}$ e ulteriori amplificazioni (più moderate) tra 3 e 5 Hz. Questi picchi spettrali sono stati associati rispettivamente al tetto delle ghiaie dell'unità AES6 (profonde circa -140 metri e considerate bedrock sismico) e al tetto delle ghiaie meno profonde (intercettato dalle prove CPTU a circa -14 m dal p.c.). La figura 3.4 riporta, inoltre, lo spettro H/V della registrazione tromografica, confrontata con il modello sintetico del sottosuolo profondo (implementato, come vedremo, nelle simulazioni numeriche di RSL).

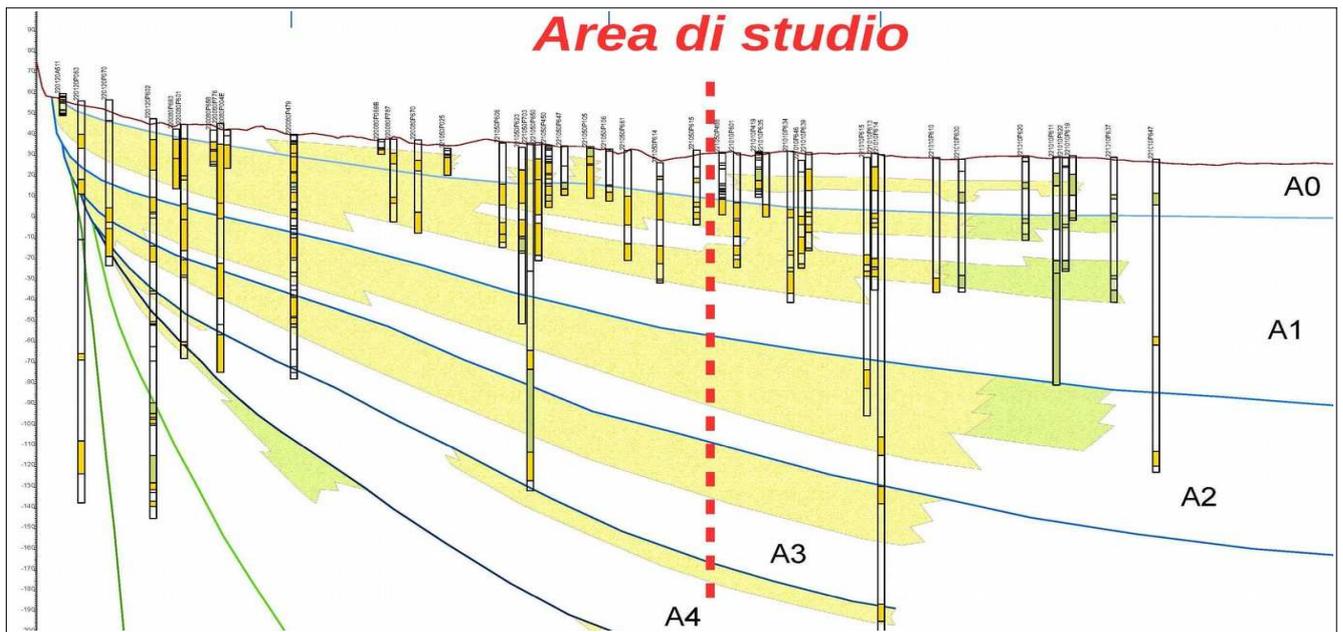


Figura 3.3 – Stralcio sezione RER n.46. Gli spessori ghiaiosi sono distinti in giallo, quelli sabbiosi in verde

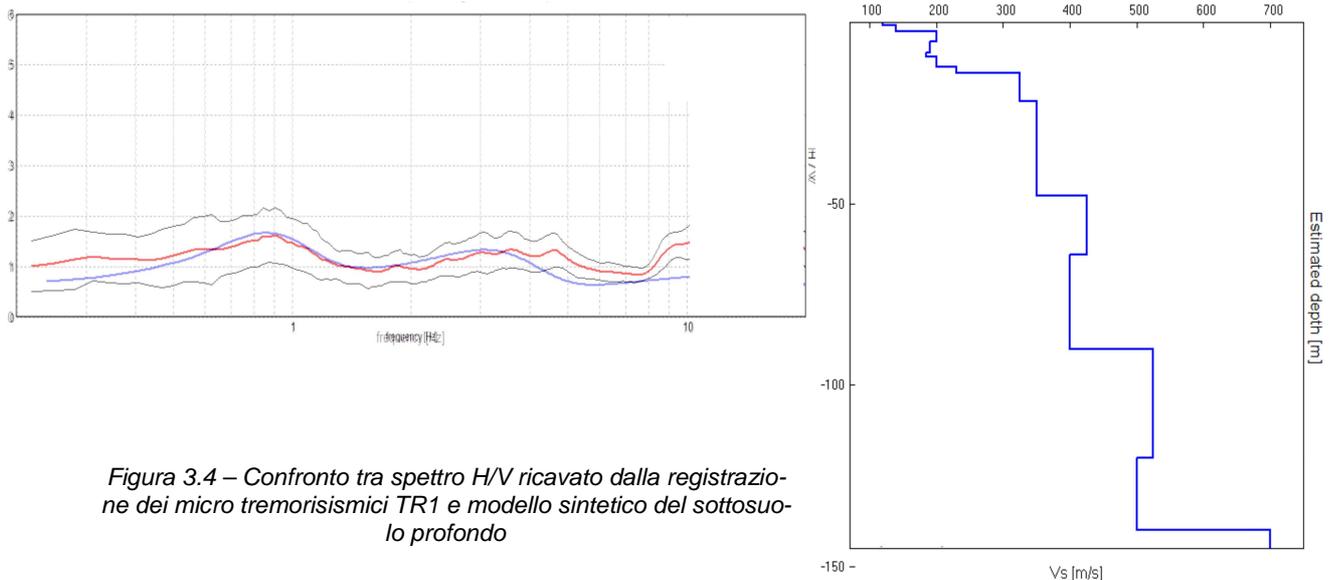


Figura 3.4 – Confronto tra spettro H/V ricavato dalla registrazione dei micro tremorisismi TR1 e modello sintetico del sottosuolo profondo

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI SEDIMENTI

La caratterizzazione geotecnica dei sedimenti è basata sugli esiti delle prove penetrometriche elettriche con piezocono (CPTU) eseguite nell'area di studio. La parametrizzazione dei sedimenti indagati dalle penetrometrie, è elaborata attraverso le correlazioni¹ proposte in letteratura, riportate in figura 5.1.

<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, Es (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, Go (MPa) ::</p> $G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$ <p>:: Shear Wave Velocity, Vs (m/s) ::</p> $V_s = \left(\frac{G_0}{\rho} \right)^{0.50}$ <p>:: Undrained peak shear strength, Su (kPa) ::</p> <p>$N_{kt} = 10.50 + 7 \cdot \log(F_r)$ or user defined</p> $S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}}$ <p>(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)</p> <p>:: Remolded undrained shear strength, Su(rem) (kPa) ::</p> <p>$S_{u(rem)} = f_s$ (applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)</p> <p>:: Overconsolidation Ratio, OCR ::</p> $k_{OCR} = \left[\frac{Q_{tn}^{0.20}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \cdot \log(F_r))} \right]^{-1.25} \quad \text{or user defined}$ $OCR = k_{OCR} \cdot Q_{tn}$ <p>(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)</p>
---	--

Figura 3.5 – Correlazioni utilizzate per la stima dei parametri geotecnici da prove CPTU/CPTU

La seguente figura 3.6 riporta la caratterizzazione litotecnica dei sedimenti investigati dalle due prove penetrometriche. I sedimenti sono stati suddivisi in strati omogenei e per ogni intervallo sono riportati i valori medi dei principali parametri meccanici.

In sintesi, le prove CPTU hanno attraversato sedimenti prevalentemente fini (argille e limi con livello sabbiosi) fino a circa -13÷14 metri. Si evidenzia la presenza di sedimenti più superficiali caratterizzati da essiccamento (spessore di almeno 1,5÷3.5 metri): ciò induce una caratterizzazione geotecnica falsata per le maggiori resistenze di punta ottenute dalle prove; inoltre, questa condizione risulta anche parzialmente reversibile in funzione del grado di umidità dei sedimenti e pertanto da tenere in considerazione in fase di progettazione.

¹ Robertson, P.K., Cabal K.L., Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 4th Edition, July 2010

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

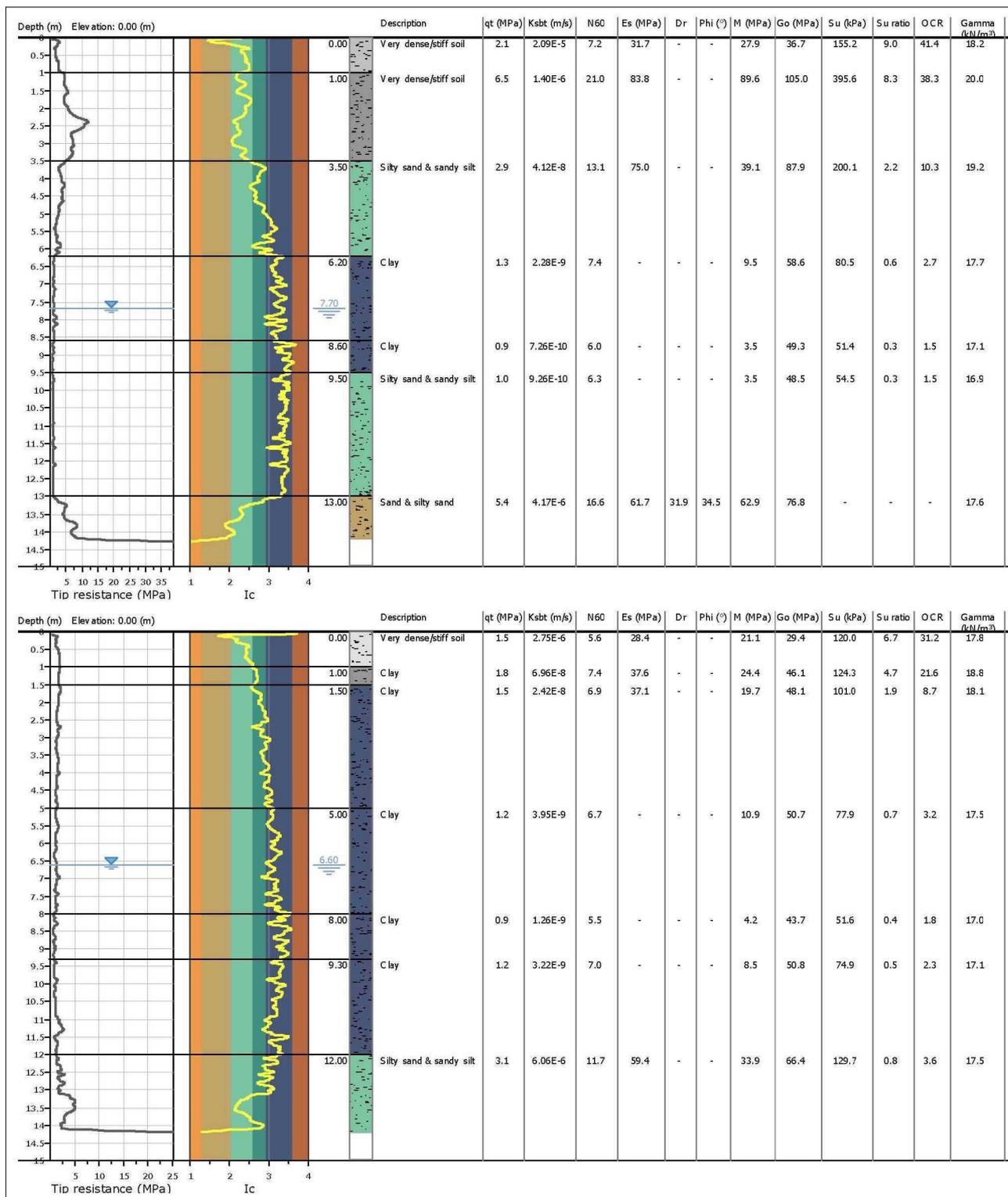


Figura 3.6 – Parametri geotecnici desunti dalle prove CPTU1 (in alto) e CPTU2 (in basso). Valori medi dello strato

5. PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Facendo riferimento alle norme vigenti relative alle problematiche sismiche ed in particolare alla LR n.19/2008 “Norme per la riduzione del rischio sismico”, il riferimento normativo per l'espletamento degli studi di pericolosità e microzonazione sismica negli strumenti di pianificazione è rappresentato dalla DAL n. 112/2007 “Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica” e dai successivi aggiornamenti riportati nella DGR 2193/2015.

Ciò detto, la Provincia di Bologna ha provveduto all'elaborazione degli studi di pericolosità sismica preliminare del territorio amministrativo. Gli esiti di tali studi sono contenuti nella <<Variante al PTCP in materia di Rischio Sismico>>. In sintesi, la Provincia di Bologna ha elaborato la nuova Tavola di Piano, denominata “TAV. 2.C – Rischio sismico – Carta degli effetti Locali Attesi”, alla scala 1:25.000 per quanto riguarda il territorio bolognese. La Tavola 2C costituisce il primo livello di approfondimento sismico richiesto dalla DAL 112/2007, delimitando le aree omogenee dal punto di vista degli effetti locali attesi in caso di sisma; per tali zone, indica le indagini e le analisi di approfondimento che devono essere effettuate nelle successive fasi di pianificazione e, inoltre, le indicazioni normative sugli interventi ammissibili nelle aree caratterizzate da pericolo sismico elevato (art. 6.14 delle NTA PTCP). La normativa sismica del PTCP indica anche gli approfondimenti sismici richiesti nelle aree instabili dal punto di vista sismico, fino al “terzo livello” conoscitivo, da espletarsi nelle successive fasi di pianificazione comunale (fino al POC e/o PUA), per confermare o meno tale condizione di pericolosità e, dunque, la possibilità o meno di previsioni di nuove trasformazioni urbanistiche. In tal senso, l'area di studio è compresa nella “zona L1” (Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziale presenza di terreni predisponenti la liquefazione) per la quale sono richiesti approfondimenti sismici di “livello 3” (figura 5.1).

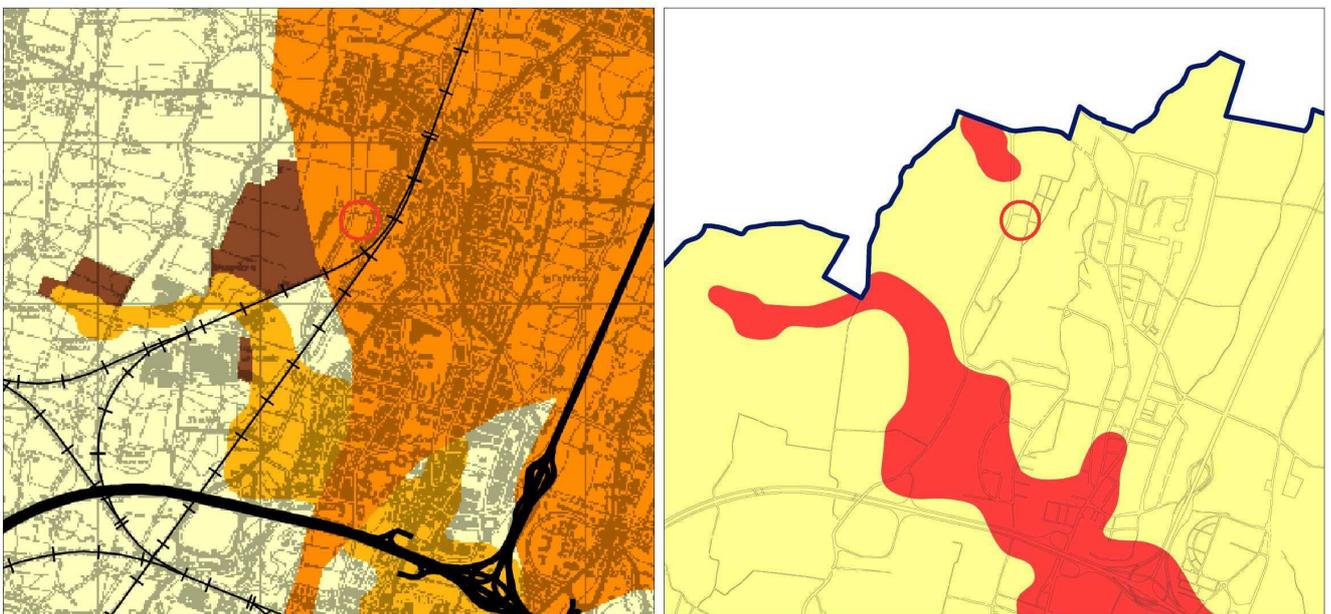


Figura 5.1 – A sx: stralcio della Tavola 2C “Rischio Sismico del PTCP: carta delle aree suscettibili di effetti locali” (scala 1:25.000 – foglio III); a dx: stralcio della Tavola E3 – Carta di Sintesi dei livelli di approfondimento” (scala 1:20.000). Nella cartografia a dx il colore pieno arancione corrisponde ad aree “L1: soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziale presenza di terreni predisponenti la liquefazione”

Il Comune di Bologna dispone, inoltre, di uno studio sismico (approvato precedentemente alla Variante sismica del PTCP) elaborato alla scala comunale ed equiparabile al primo livello conoscitivo richiesto dalla DAL 112/2007, in particolare ha redatto la “Tavola E3 – Carta Comunale di Sintesi delle aree suscettibili di effetti lo-

cali (scala 1:20.000)". Il PSC di Bologna inserisce l'area in esame nelle zone ove sarebbero richiesti studi di "livello 2", tuttavia in assenza di uno studio comunale di microzonazione sismica semplificata, vengono cautelativamente richiesti approfondimenti di "livello 3". In conclusione, tutte le trasformazioni urbanistiche attuate mediante Piano Operativo Comunale e/o Piano Urbanistico Attuativo devono essere accompagnate da analisi approfondite di risposta sismica locale (livello 3 di approfondimento).

Si rammenta che con l'approvazione della DGR 2193/2015 è stato recentemente introdotto un sostanziale aggiornamento degli indirizzi 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), delle esperienze derivate da oltre otto anni di applicazione della DAL 112/2007 e delle specifiche esperienze seguite agli eventi sismici italiani di L'Aquila 2009 e della pianura emiliana del 2012. In sintesi, le principali novità contenute nella la DGR 2193/2015 consistono:

- nelle rimodulazioni degli abachi di microzonazione sismica per le analisi semplificate ("livello 2");
- nella definizione di un ulteriore parametro di amplificazione riferito all'intensità spettrale di Housner (per l'intervallo di periodo T compreso tra 0,5 s e 1,5 s);
- nella definizione dell'input sismico (ag al sito di riferimento), ora definito in base ai valori di pericolosità sismica elaborati dall'INGV per il territorio nazionale sui punti di una griglia di passo pari a 0,05° (reticolo analogo a quello previsto per le NTC 2008);
- nella predisposizione di cartografie delle frequenze naturali (per gli studi territoriali "livello 1");
- nello stralcio degli approfondimenti di "livello 3" per la realizzazione di opere di rilevante interesse pubblico.

Per questa fase di pianificazione si sono quindi espletati approfondimenti sismici di "livello 3", considerando i dati già disponibili per l'area di studio, in particolare si è proceduto all'elaborazione di analisi numeriche di RSL e di verifiche quantitative della liquefacibilità dei sedimenti (queste ultime sulla base di prove CPTU eseguite nell'area di interesse), in funzione dei contenuti della DGR 2193/2015. In tal senso, si è determinata la "pericolosità di base" secondo il reticolo INGV di pericolosità sismica (figura 5.2). L'accelerazione al sito di riferimento ($a_{g,ref}$) risulta pari a 0,167g (per TR = 475 anni).

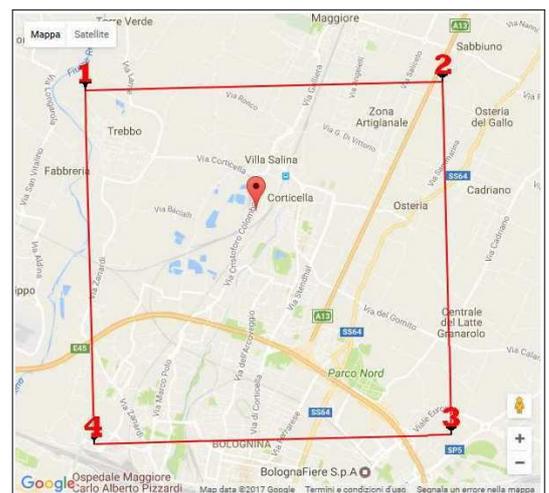


Figura 5.2 - Punti del reticolo INGV di riferimento per la definizione della pericolosità di base DGR 2193/2015 e NTC 2008

6. APPROFONDIMENTI SISMICI DI LIVELLO 3

6.1 Modellazione numerica della risposta sismica locale

6.1.1 Dati ed elaborazioni di input

Le analisi numeriche di risposta sismica locale (RSL) sono state eseguite in funzione della pericolosità sismica di base indicata per gli studi di pianificazione (DAL 112/2007 e DGR 2193/2015). Le elaborazioni numeriche sono impostate sui tre accelerogrammi di riferimento (TR = 475 anni), forniti dalla Regione Emilia-Romagna e selezionati dalla Banca Dati accelerometrica IESD, 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, sulla base di dati INGV).

Gli accelerogrammi di riferimento normalizzati sono stati scalati in funzione della pericolosità di base, moltiplicando le accelerazioni normalizzate dei segnali di riferimento per il valore di a_{refg} ricavato per l'area di studio (0,167g). Gli accelerogrammi scelti corrispondono a tre differenti tipologie di segnale (figura 6.1):

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

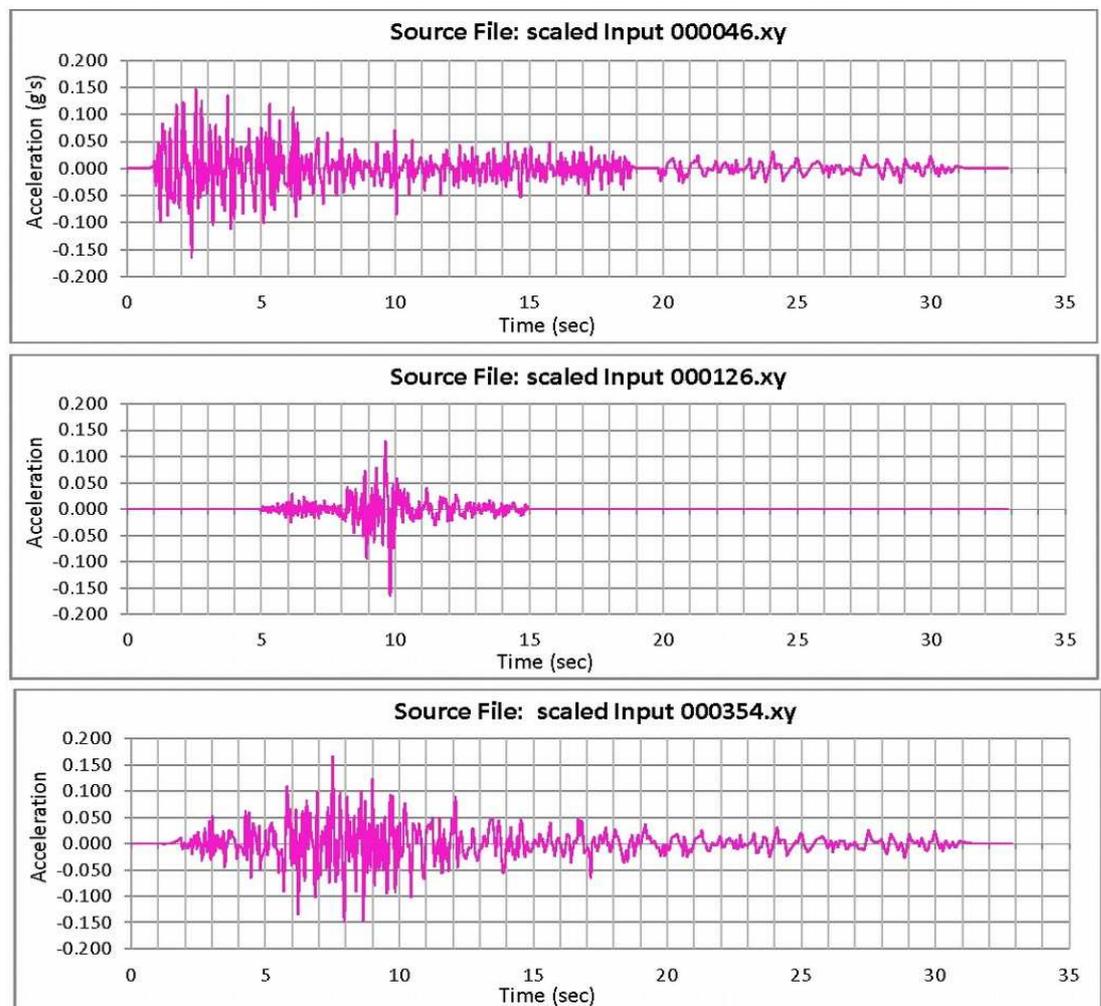


Figura 6.1 –
Accelerogrammi di
input ai sensi
della DGR
2193/2015 (TR =
475 anni)

Definiti gli input di scuotimento, il codice di calcolo SHAKE 2000 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. Per quanto riguarda il sottosuolo più profondo, i dati di riferimento sono desunti in particolare dalle sezioni geologiche RER (es. n.46) e a quanto già scritto nel capitolo 3. Si precisa che il modello sismostratigrafico ha considerato, come riflettore sismico predominante, la base dell'unità alluvionale AES6, posto a circa -140 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 più profondo.

Le elaborazioni numeriche della RSL sono state espletate 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.

Layer	Thickness (m)	Depth (m)	Unit Weight (kN/m ³)	Damping (decimal)	Shear Wave (m/s)	G/Gmax & Damping curve
1	1,0	1,0	18,0	0,05	120	Soil PI=0
2	1,5	2,5	19,0	0,05	140	Soil PI=0
3	3,0	5,5	18,5	0,05	200	Soil PI=15
4	3,0	8,5	17,5	0,05	190	Soil PI=30
5	1,0	9,5	17,0	0,05	185	Soil PI=15
6	3,0	12,5	17,0	0,05	200	Soil PI=30
7	1,5	14,0	17,5	0,05	230	Soil PI=15
8	8,0	22,0	19,0	0,05	325	Gravel
9	14,0	36,0	20,0	0,05	350	Gravel
10	12,0	48,0	19,0	0,05	350	Soil PI=15
11	16,0	64,0	20,0	0,05	425	Gravel
12	26,0	90,0	19,0	0,05	400	Soil PI=15
13	30,0	120,0	21,0	0,05	525	Gravel
14	20,0	140,0	20,0	0,05	500	Soil PI=15
15	>140m Bedrock sismico			0,05	>700	

Tabella 6.1 – Modello sismostratigrafico di riferimento per le modellazioni numeriche di RSL

Le simulazioni hanno considerato il modello di riferimento del sottosuolo le cui caratteristiche vengono riportate nella tabella 6.1.

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 rigidità a taglio G . Mentre i valori di rigidità iniziale G_0 sono state determinate sulla base delle indagini geofisiche (stima delle V_s), le caratteristiche di deformazione a taglio e smorzamento dei sedimenti sottoposti a sollecitazioni impulsive devono essere necessariamente determinate da prove di laboratorio. Per questo studio si sono adottati modelli disponibili in letteratura, già implementati dal programma SHAKE 2000, in particolare si considerano gli esiti delle curve di decadimento per sabbie e argille rispettivamente di Seed & Idriss (1970) e di Vucetic & Dobry (1991), invece per ghiaie di Seed et al. (1986), riportati in figura 6.2.

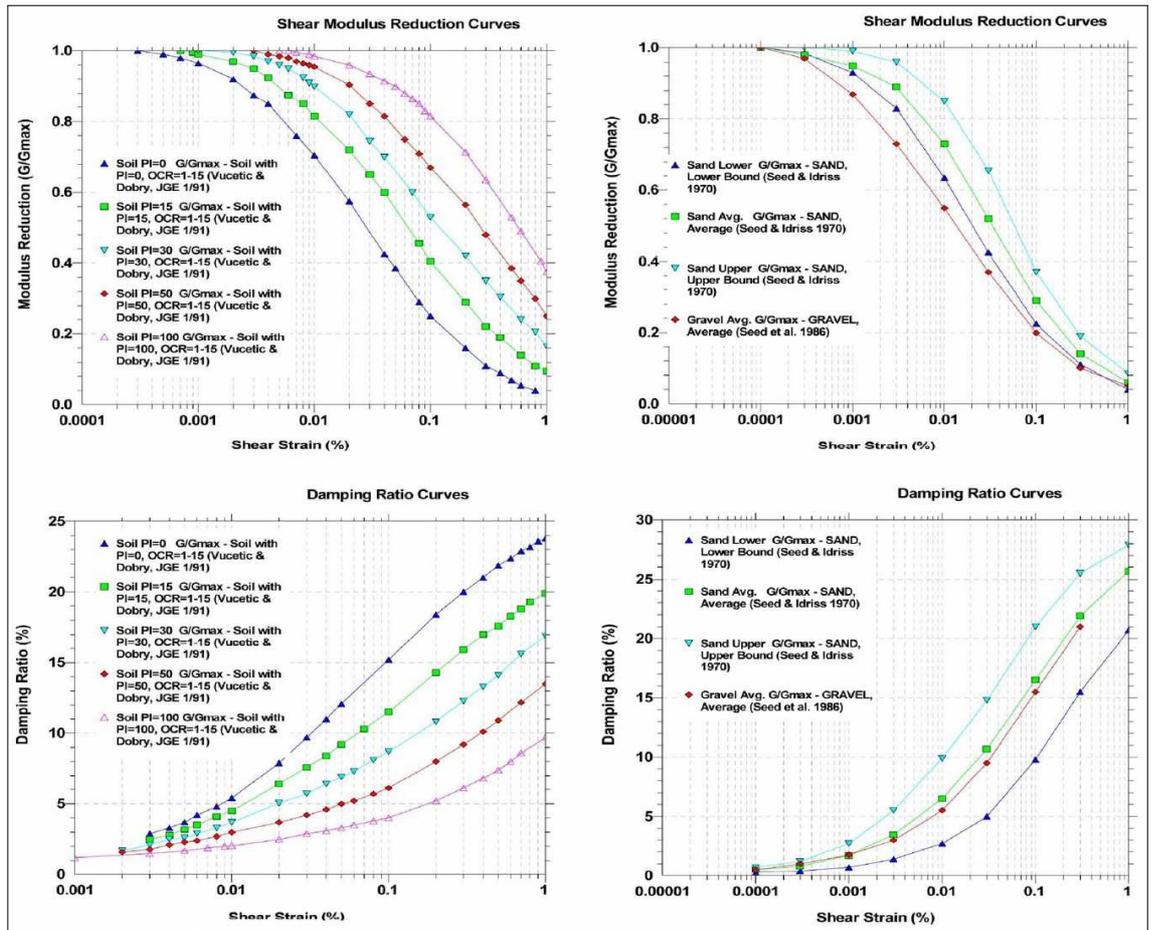


Figura 6.2 – Proprietà dinamiche dei materiali: curve di decadimento di riferimento per l'analisi di RSL

6.1.2 Esiti delle simulazioni numeriche

Le simulazioni numeriche consentono la valutazione dell'amplificazione locale FA Pga, ossia il rapporto PGA/PGA₀ (rapporto dell'agmax allo strato più superficiale o di interesse, calcolata con SHAKE 2000, rispetto all'ag_{ref} di riferimento al bedrock), definita ai sensi della DGR 2193/2015.

		Input_046xy	Input_126xy	Input_354xy	MEAN
DGR 2193/15	Max ag (g)	0.176	0.228	0.164	0.189
	FA Pga	1.1	1.4	1.0	1.1

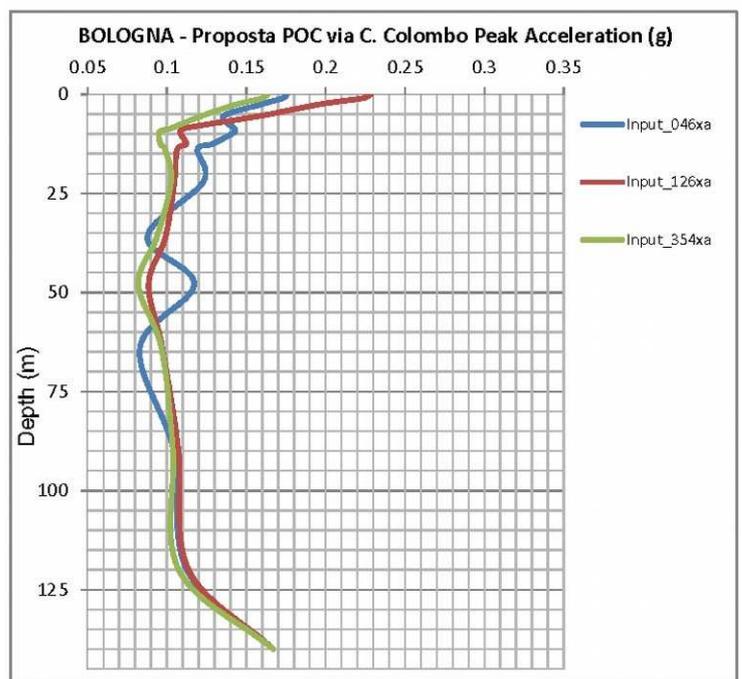


Figura 6.3 - Distribuzione delle accelerazioni orizzontali di RSL per i tre input sismici di riferimento (DGR 2193/2015) e valori di Pga e FA Pga al suolo rappresentativi per l'area di studio

La figura 6.3 riporta le distribuzioni delle a_g attraverso la colonna sismostratigrafica per i tre input sismici di riferimento e i valori di P_{ga} e FA_{Pga} al suolo assunti come rappresentativi per la RSL (valore medio). In sintesi, gli esiti medi ricavati dallo studio di RSL risultano: $P_{ga} = 0,189g$ e $FA_{Pga} = 1,1$.

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. 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 risulta anche dipendente dalle caratteristiche del moto di input (es. ampiezza e contenuto in frequenza, energia, effetti del comportamento non lineare del terreno, ecc.). La figura 6.4 riporta gli spettri di amplificazione generati, ricavati a partire dagli input sismici indicati nella DGR 2193/2015 ($a_{refg} = 0.167g$; $TR = 475$ anni).

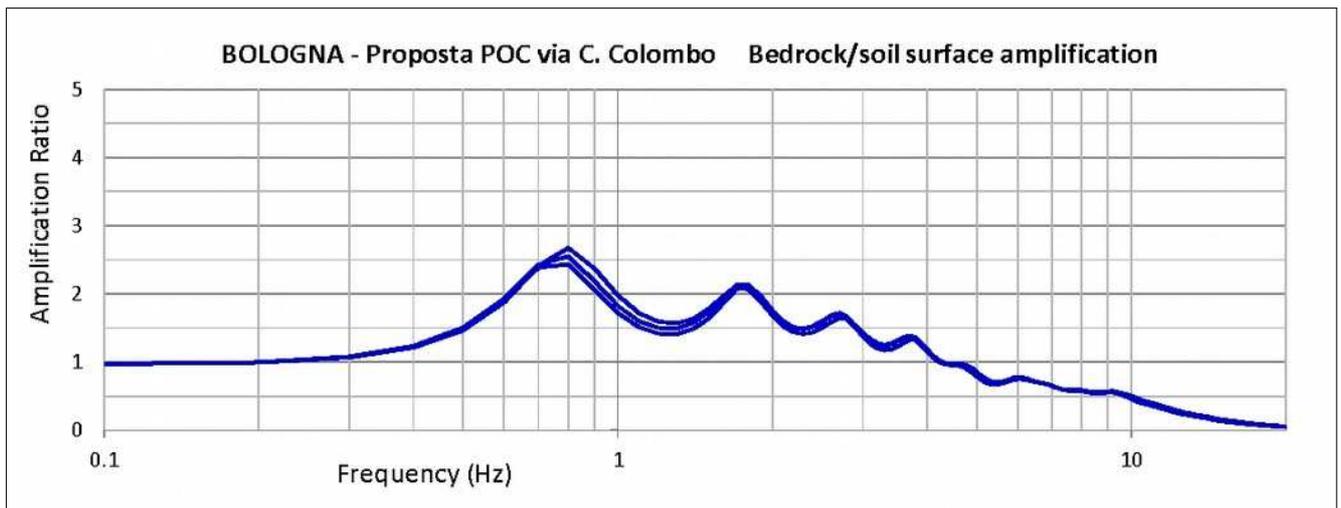


Figura 6.4 Funzioni di trasferimento ricavate con le simulazioni numeriche e cioè con input sismici DGR 2193/2015 ($TR = 475$ anni)

Le simulazioni numeriche ricavano massime amplificazioni spettrali a circa 0,8 Hz e ulteriori amplificazioni del moto sismico (seppur di minore entità) fino a frequenze di circa 4 Hz. Si evidenzia la discreta congruenza con gli spettri H/V ricavati dalla registrazione dei microtremori HVSr eseguita nell'area.

Si precisa che la modellazione numerica è stata limitata fino ad un massimo di 20 Hz, limite più utile ai fini ingegneristici per le analisi delle interazioni sottosuolo/strutture.

La DGR 2193/2015 richiede infine la determinazione del fattore di amplificazione FA_{SI} (rapporto di intensità spettrale di Housner), quale ulteriore indicatore della pericolosità sismica. L'intensità di Housner è definita come l'area sottesa dello spettro di risposta di pseudovelocità. Nello specifico, la DGR richiede di quantificare i fattori di amplificazione per i tre intervalli di frequenze, rispettivamente da $0,1 < T_0 < 0,5$ s, da $0,5 < T_0 < 1$ s e infine da $1,0 < T_0 < 1,5$ s (F.A. 0,1-0,5s ; F.A. 0,5-1,0s ; F.A. 1,0-1,5s). La figura 6.5 riporta il confronto tra gli spettri PSV al pseudobedrock dei tre input sismici (SI_0) e i rispettivi spettri PSV al suolo (SI).

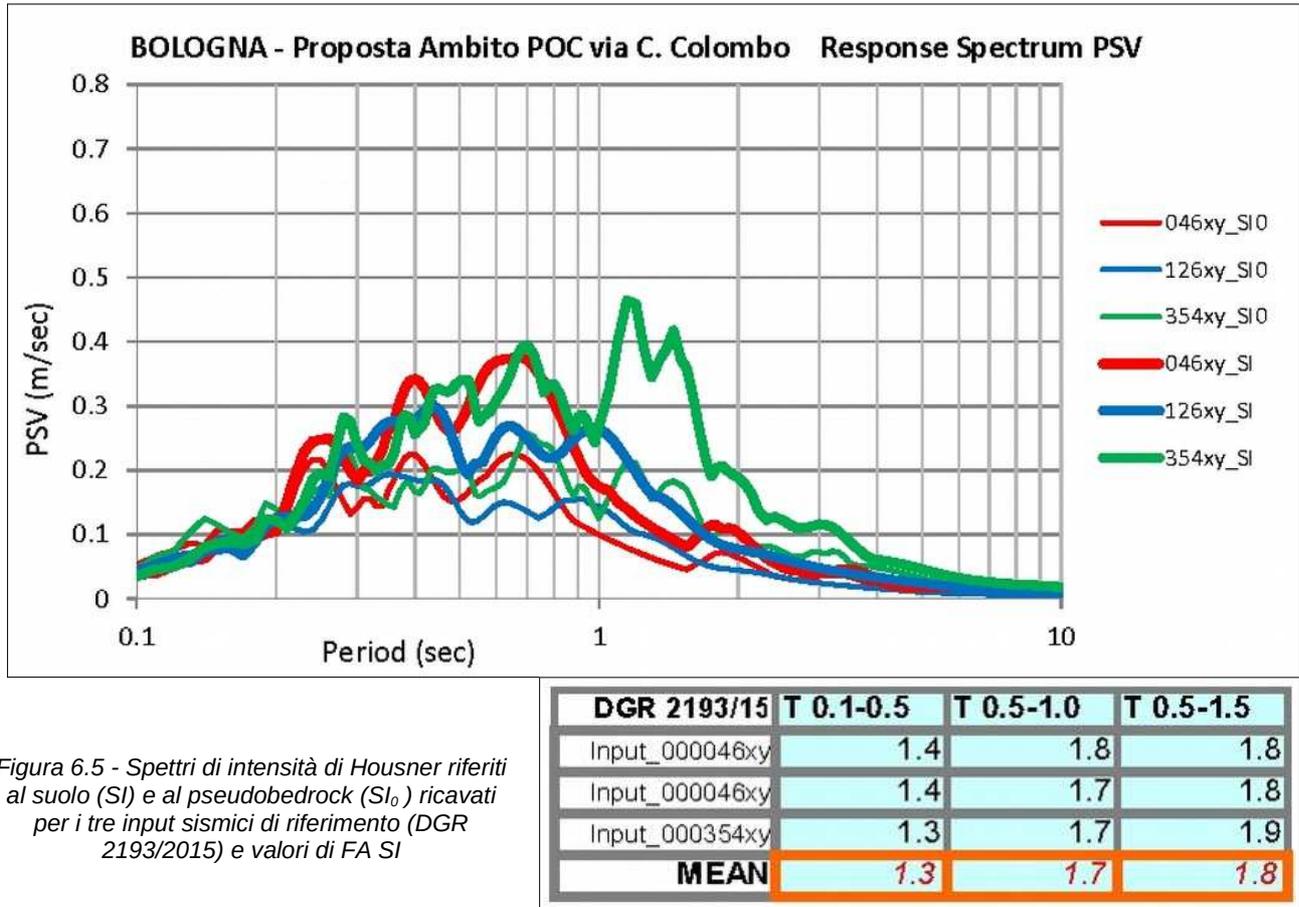


Figura 6.5 - Spettri di intensità di Housner riferiti al suolo (SI) e al pseudobedrock (SI₀) ricavati per i tre input sismici di riferimento (DGR 2193/2015) e valori di FA SI

In sintesi, i fattori di amplificazione FA SI medi, calcolati ai sensi della DGR 2193/2015, risultano:

FA SI [0,1s-0,5s] = 1,3

FA SI [0,5s-1,0s] = 1,7

FA SI [0,5s-1,5s] = 1,8

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 (in termini di contenuti energetici, frequenze di vibrazione; ecc.).

6.2 Verifiche della liquefacibilità e dei cedimenti post sisma

6.2.1 Aspetti generali

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

Con il termine "liquefazione" si indicano vari fenomeni fisici (mobilità ciclica, liquefazione ciclica, fluidificazione) osservati durante terremoti significativi (generalmente, M>5.5) nei depositi e nei pendii sabbiosi saturi; in questi

sedimenti, le condizioni “non drenate” durante il sisma possono indurre un incremento e un accumulo delle pressioni interstiziali, che a loro volta possono provocare una drastica caduta della resistenza al taglio e quindi una perdita di capacità portante del terreno. Il meccanismo di liquefazione dei sedimenti è governato da molti fattori che si possono ricondurre principalmente:

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

La differenza fra i diversi fenomeni dipende dalle tensioni di taglio mobilitate per l'equilibrio in condizioni statiche e dalla resistenza al taglio residua dopo il terremoto.

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

Fenomeni di liquefazione si sono chiaramente manifestati con gli eventi sismici emiliani del maggio 2012, tuttavia non si sono riscontrati i fenomeni più critici riconducibili a fluidificazione (con perdita della capacità portante del terreno dei sedimenti al di sotto delle costruzioni) e neppure scorrimenti significativi nelle scarpate degli argini; anche i cedimenti rilevati degli edifici sono risultati complessivamente limitati e per lo più uniformi al di sotto delle costruzioni². 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 due prove CPTU eseguite nell'area di interesse. 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 CPTU 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).

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

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

² Fonte: "Rapporto preliminare sui diffusi fenomeni di liquefazione verificatisi durante il terremoto in pianura padana emiliana del maggio 2012", C. Crespellani et Al., 2012.

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 $M = 7,5$:

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 considerata la procedura di calcolo NCEER aggiornata da P. K. Robertson (2009)³, metodo di calcolo di FSL di lunga sperimentazione, ampia diffusione nel campo ingegneristico e comprovata affidabilità. Per la descrizione dettagliata del metodo si rimanda alla letteratura scientifica originaria.

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 ($a_{max} = 0,19 g$);
- sulla base del contesto idrogeologico locale si è considerata una soggiacenza cautelativa della falda in condizioni di sisma pari a 5 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).

6.2.2 Stima del fattore di sicurezza e dei cedimenti post sisma

Per entrambe le prove CPTU, le simulazioni non evidenziano strati potenzialmente liquefacibili di particolare significato. Lo strato più liquefacibile risulta profondo oltre 13 metri e di spessore pari a circa 1 metro (sovrasta le ghiaie che hanno causato "rifiuto strumentale" delle prove penetrometriche. La figura 6.6 riporta graficamente le

³ P.K. Robertson - Performance based earthquake design using the CPT - Keynote Lecture, International Conference on Performance-based Design in Earthquake Geotechnical Engineering – from case history to practice, IS-Tokyo, 2009)

verifiche effettuate per la prova CPTU1 (la più “gravosa” in relazione agli spessori complessivamente liquefacibili).

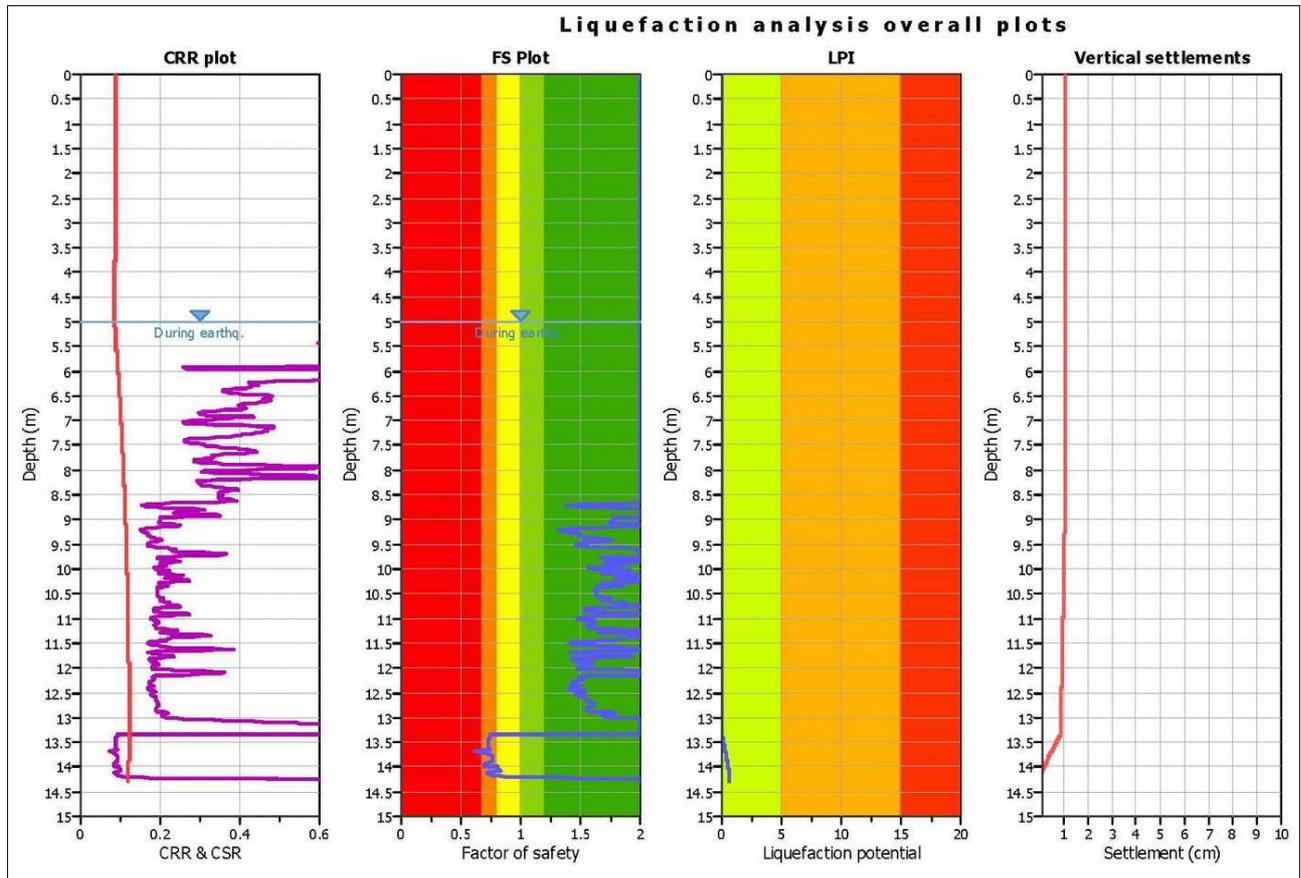
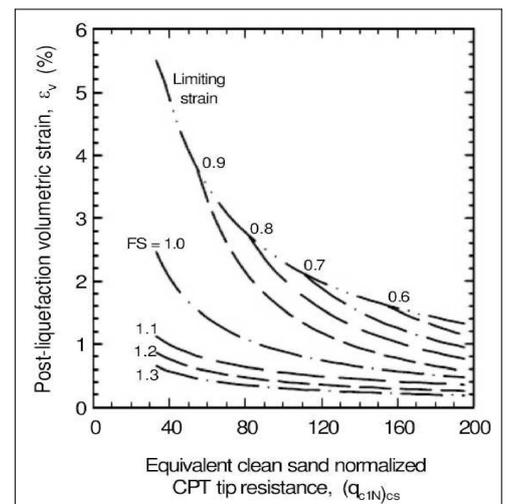


Figura 6.6 - Plottaggio degli verifiche di liquefazione della prova CPTU1 secondo l'approccio di P.K.Robertson (2009)

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 (qc_{1N})_{cs} e dei corrispondenti esiti di FSL (figura 6.7).

Figura 6.7 – 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 riconsolidazione

mento nelle argille sono controllate principalmente dallo sforzo di taglio massimo, funzione di un fattore di sicurezza $FS_{\gamma=3\%} = CRR_M / CSR_M = CRR_{7,5} / CRS_{7,5}$ (Boulanger & Idriss, 2007) e dello stato tensionale dei sedimenti (OCR). Il fattore di sicurezza è stato dunque calcolato come $FS_{\gamma=3\%} = CRR_{6,14} / CRS_{6,14}$. Le deformazioni volumetriche sono state calcolate secondo il metodo di Robertson (2009), utilizzando le seguenti relazioni:

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

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

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

Entrambe le prove evidenziano esito di cedimento piuttosto contenuti (<1 cm), considerando che i cedimenti calcolati sono cumulativi, inoltre il maggior contributo è fornito da strati liquefacibili profondi oltre -13 m. (figura 6.6).

6.2.3 Analisi sito specifica del rischio di liquefazione

La pericolosità potenziale legata alla liquefazione è valutata mediante il calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione LPI (Liquefaction Potential Index) di Iwasaki et al. (1982). 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. Le simulazioni evidenziano esiti di pericolosità potenziale "bassa" (LPI <1) per entrambe le prove.

La figura 6.8 fornisce, infine, un'ulteriore simulazione "aperta", in quanto evidenzia la variabilità dei cedimenti post sisma e dell'indice LPI rispetto all'incremento delle accelerazioni di picco (Pga) riscontrabili al suolo.

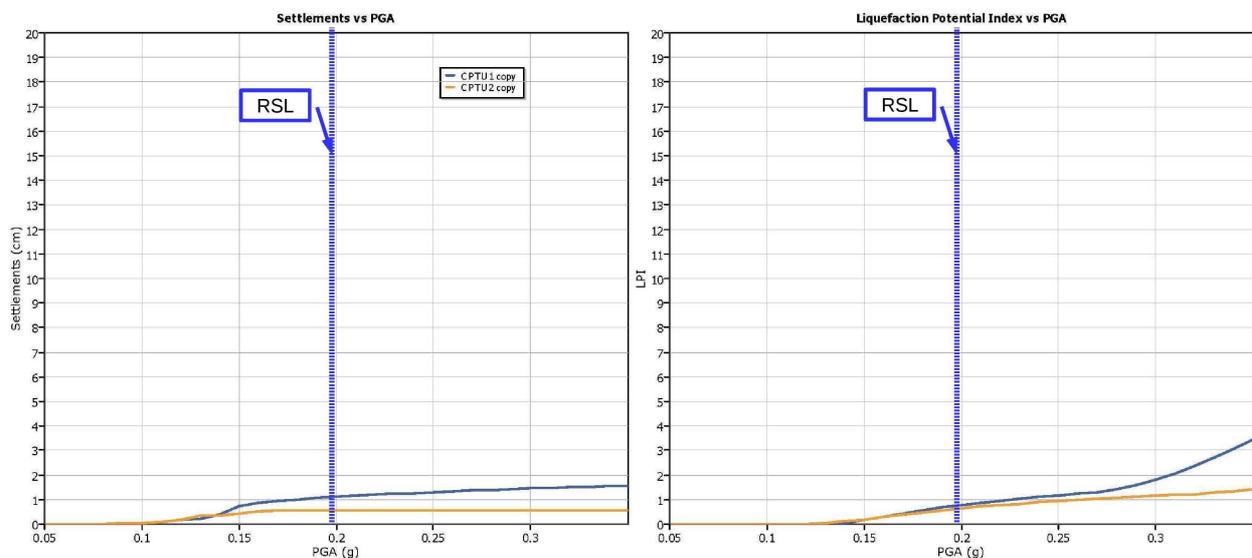


Figura 6.8 – Variabilità dei cedimenti post sisma cumulativi (a sx) e degli indici LPI (a dx) e LSN (a dx) in funzione della massima ag attesa al suolo (pga) e con magnitudo di riferimento ($M=6,14$). La simulazione si riferisce agli esiti di FSL ricavati secondo Robertson (2009)

Dalle verifiche emerge una condizione di rischio da ritenersi ancora “basso” anche per incrementi significativi di Pga al suolo in caso di sisma. A tal proposito, si rammenta che le max Pga riscontrate al suolo durante gli eventi sismici nella pianura emiliana del 2012 sono risultate pari a circa 0,30g.

In calce alla relazione si allega il report delle verifiche di liquefazione.

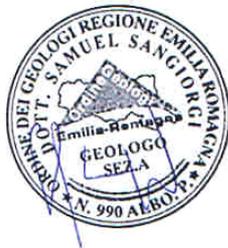
7. VALUTAZIONI SULLA DI FATTIBILITA' DELL'INTERVENTO

Come riportato in premessa, lo Studio scrivente è stato incaricato di redigere lo studio geologico e lo studio sismico di “livello 3” (ai sensi della DGR 2193/2015 della Regione Emilia-Romagna) per la proposta di inserimento nel POC di Bologna di un'area da destinare a impianto di distribuzione carburanti ad uso pubblico, sita in via C. Colombo.

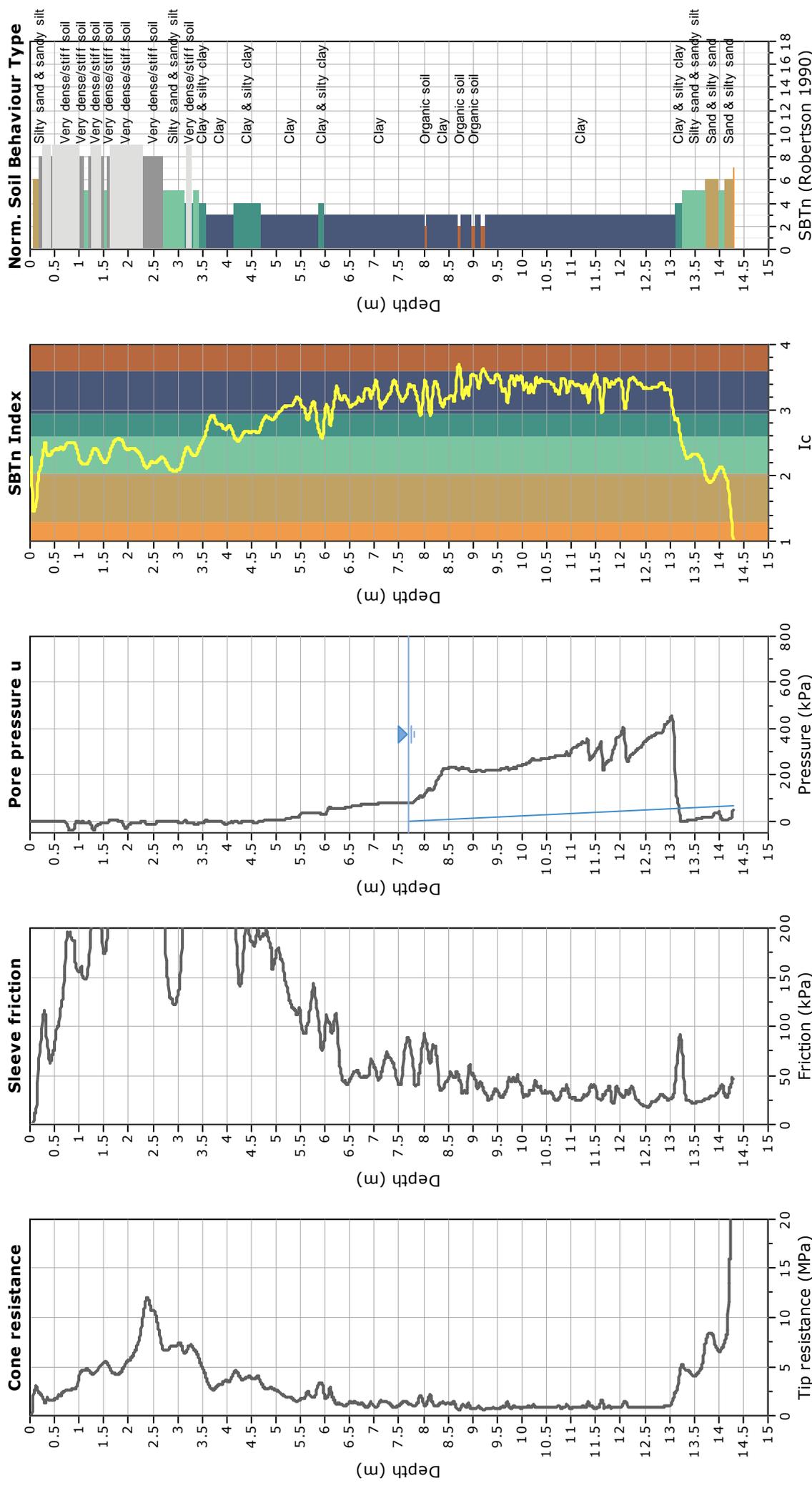
Sono state eseguite specifiche indagini in sito (penetrometrie CPTU; stendimento MASW/Re.Mi; registrazione dei microtremori HVSR) necessarie per elaborare modelli numerici di RSL ed effettuare verifiche quantitative di suscettibilità alla liquefazione e ai cedimenti post sisma. Gli esiti, riportati nel capitolo 6, evidenziano elementi di amplificazione sito specifici e di propensione alla liquefazione che, per le previsioni d'uso dell'area non costituiscono particolari fattori di rischio.

In conclusione, si fornisce un complessivo giudizio favorevole riguardo la fattibilità dell'intervento urbanistico in oggetto, rammentando la necessità di ulteriori approfondimenti relativamente agli aspetti geotecnici da espletare in fase di progettazione, ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti.

Elaborazione:
dr. geol. Samuel Sangiorgi



ALLEGATI



Studio Samuel Sangiorgi

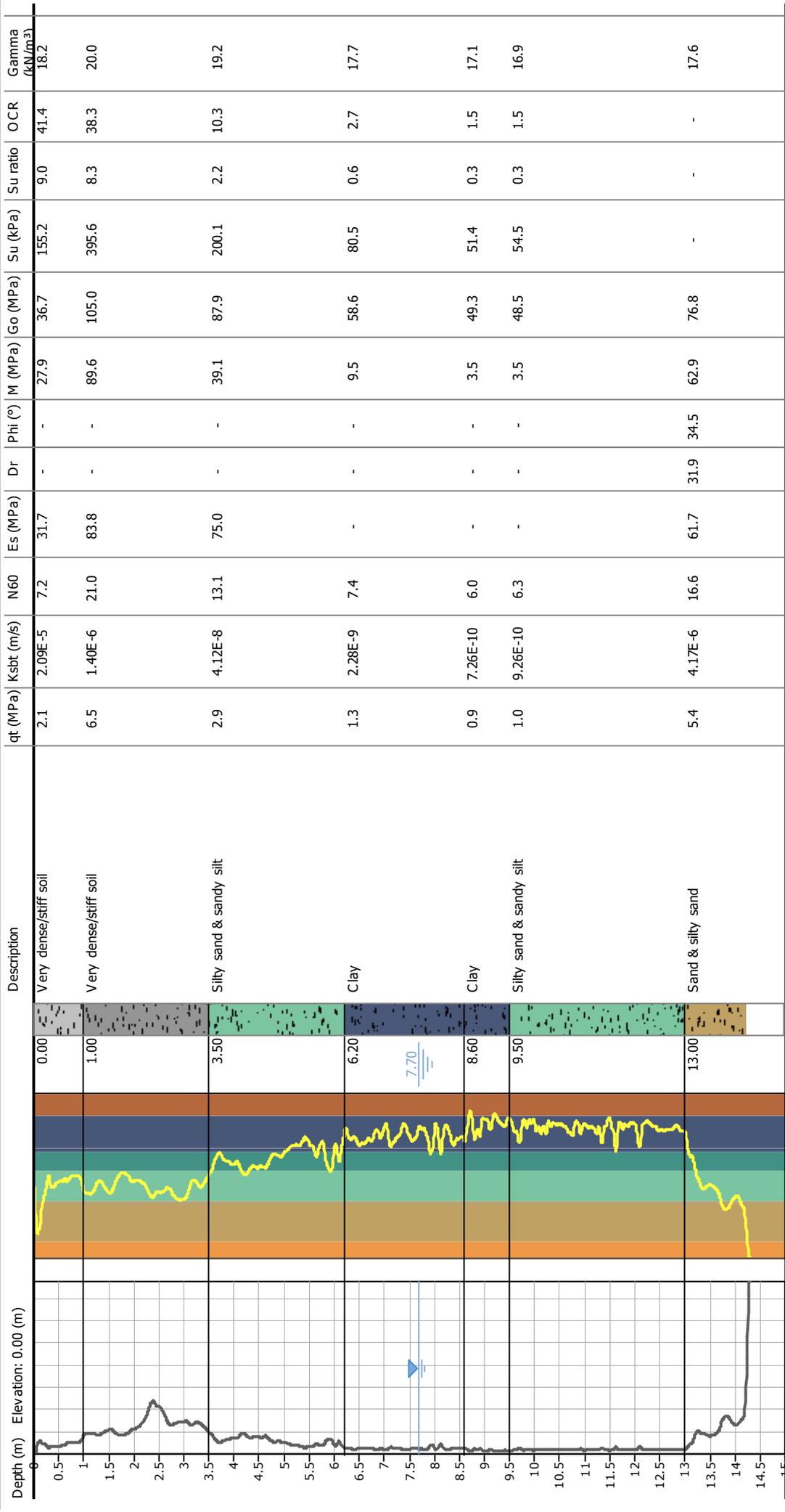
via Valsellustra 32, 40060 - Dozza (BO)
 info@studiosamuelsangiorgi.eu
 Tel. 0542-640279

CPT: CPTU1

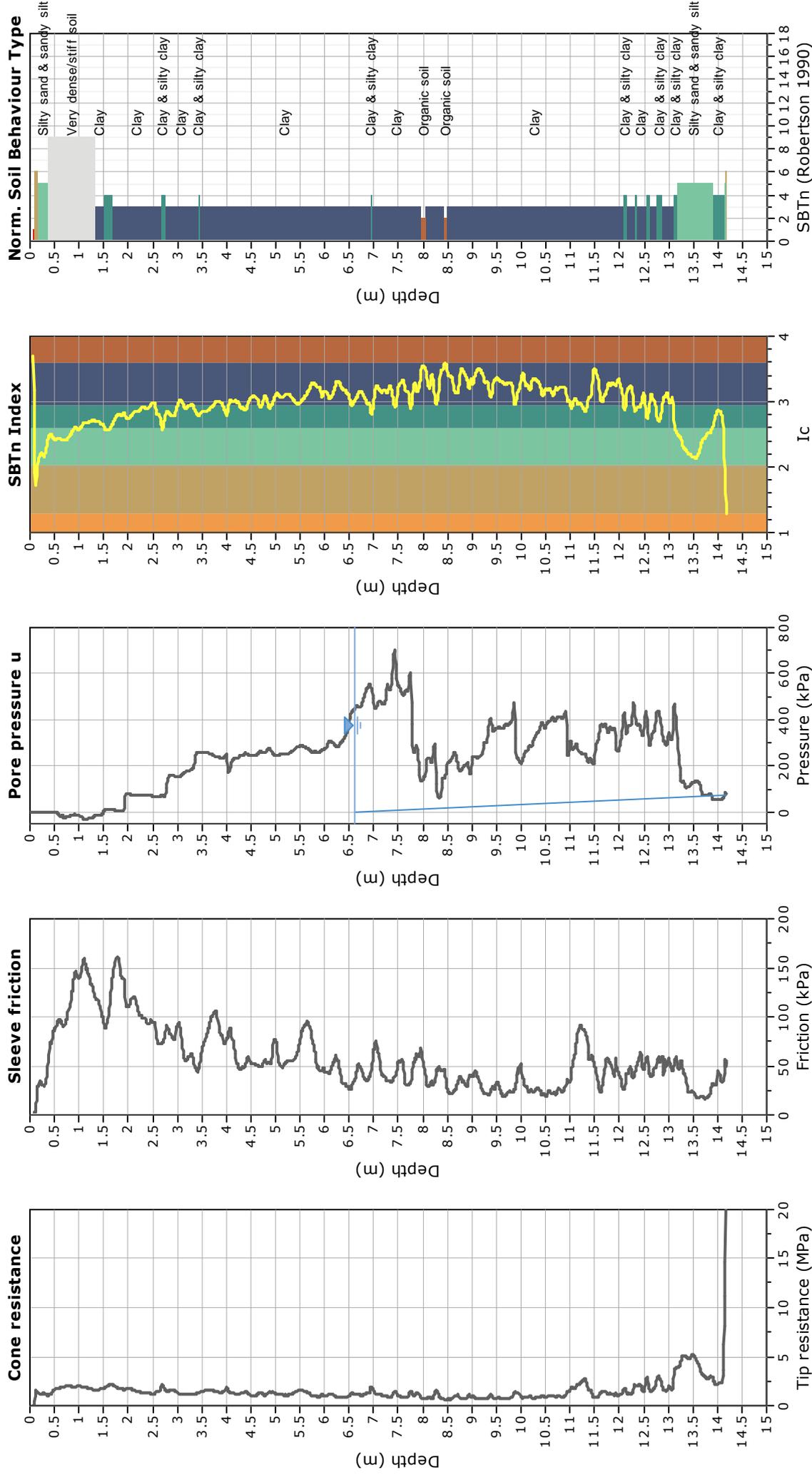
Total depth: 14.29 m, Date: 14/06/2017
 Surface Elevation: 0.00 m
 Coords: X:0.00, Y:0.00

Cone Type: Unknown
 Cone Operator: Unknown

Project:
Location:



Tip resistance (MPa)
 Ic



Studio Samuel Sangiorgi

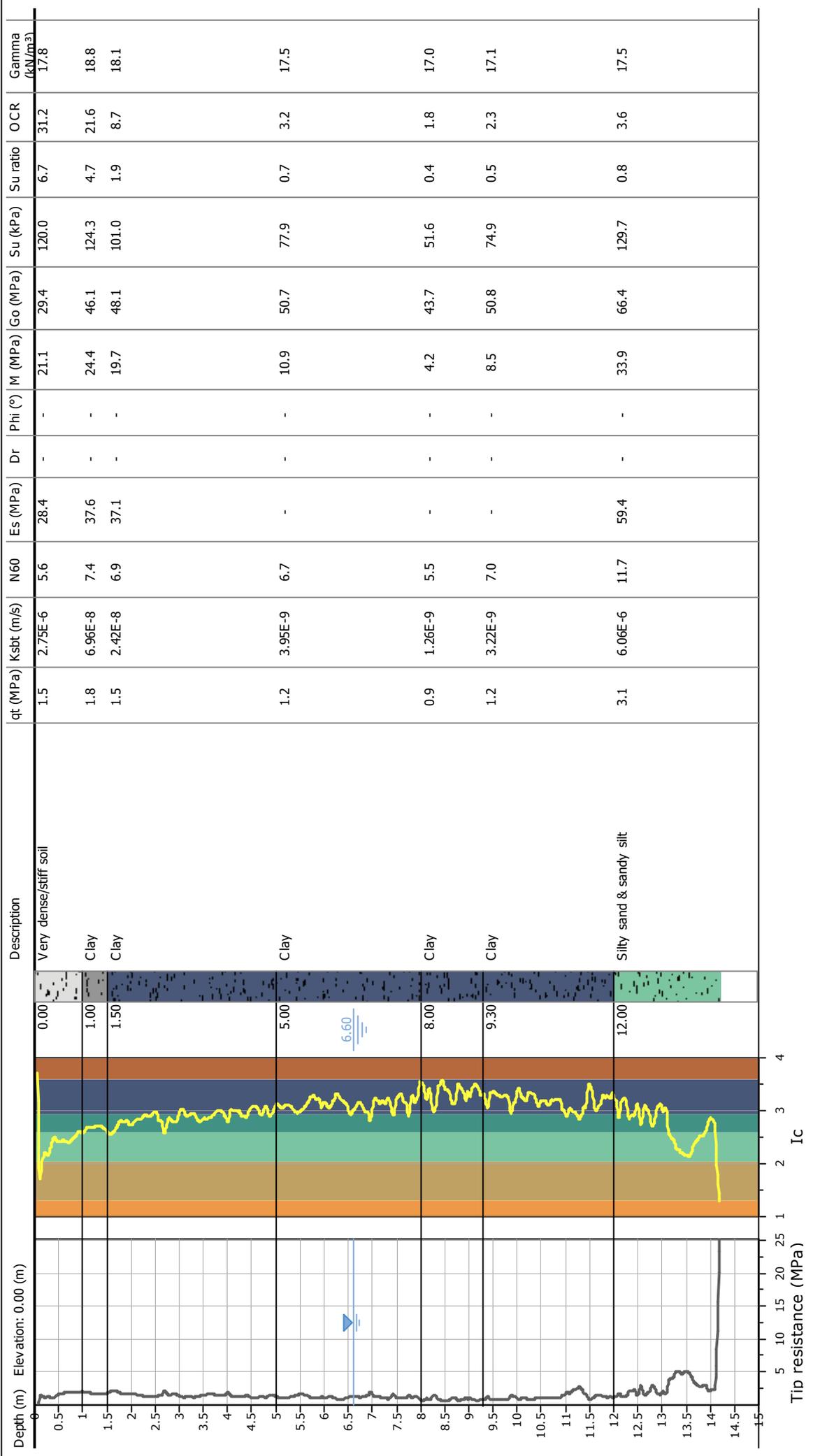
via Valsellustra 32, 40060 - Dozza (BO)
 info@studiosamuelsangiorgi.eu
 Tel. 0542-640279

CPT: CPTU2

Total depth: 14.19 m, Date: 15/06/2017
 Surface Elevation: 0.00 m
 Coords: X:0.00, Y:0.00

Cone Type: Unknown
 Cone Operator: Unknown

Project:
Location:



LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

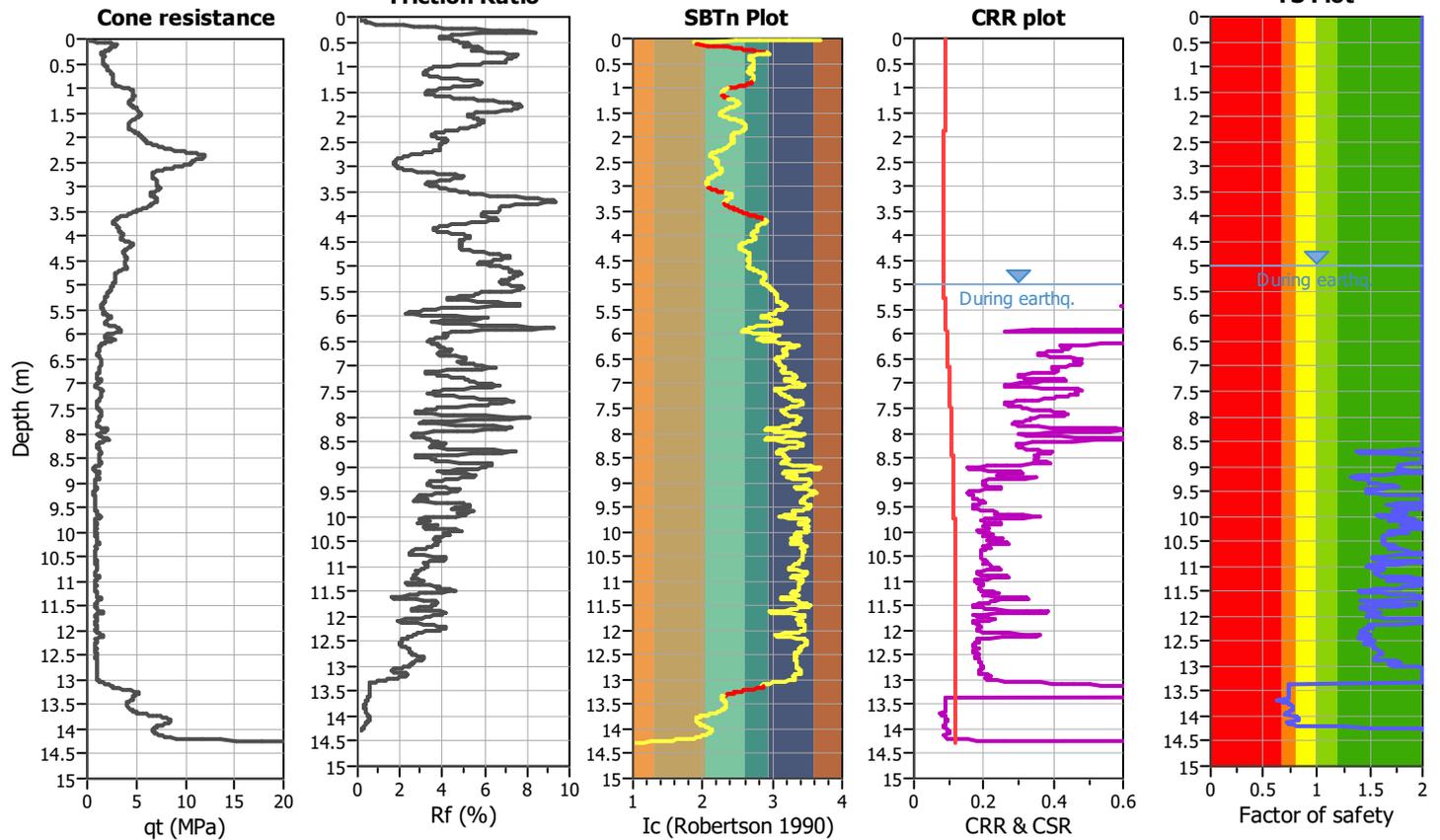
Project title : POC Bologna - Aree rifornimenti

Location : via Colombo - Bologna

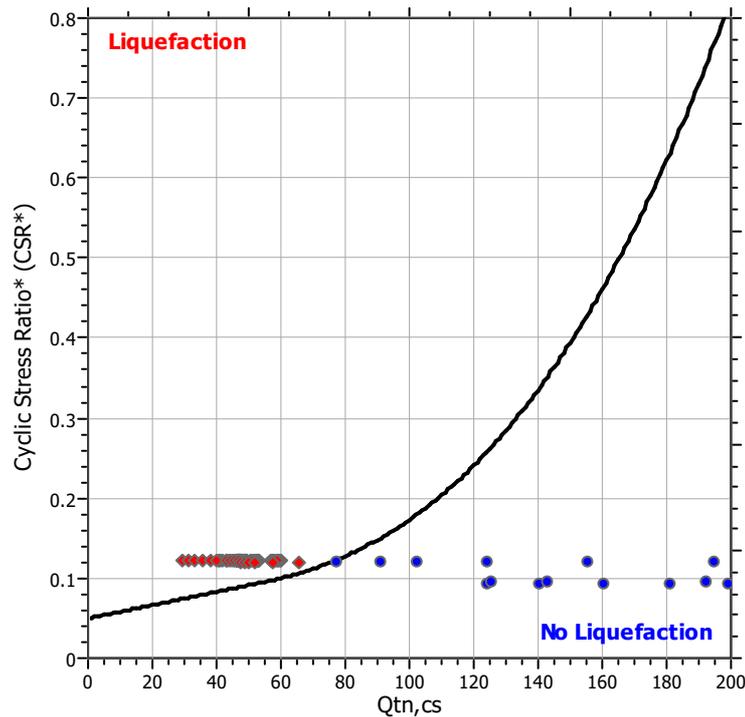
CPT file : CPTU1

Input parameters and analysis data

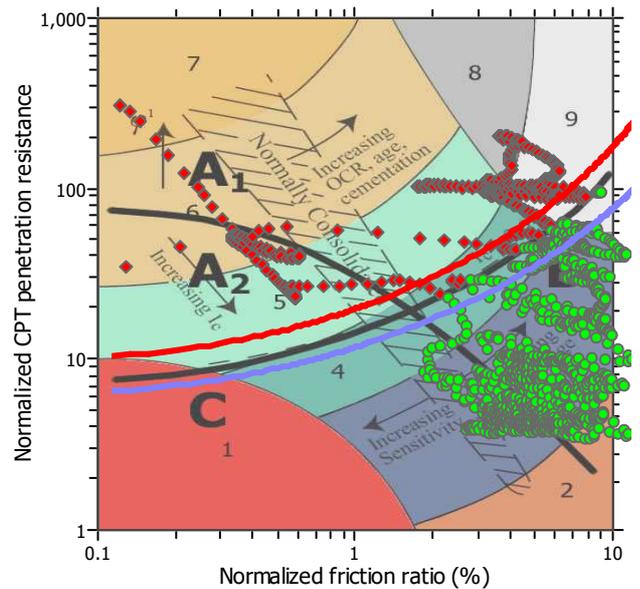
Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	7.70 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	All soils
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	5.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	20.00 m
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	MSF	
Peak ground acceleration:	0.19	on:	Based on SBT	K_0 applied:	Yes		



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

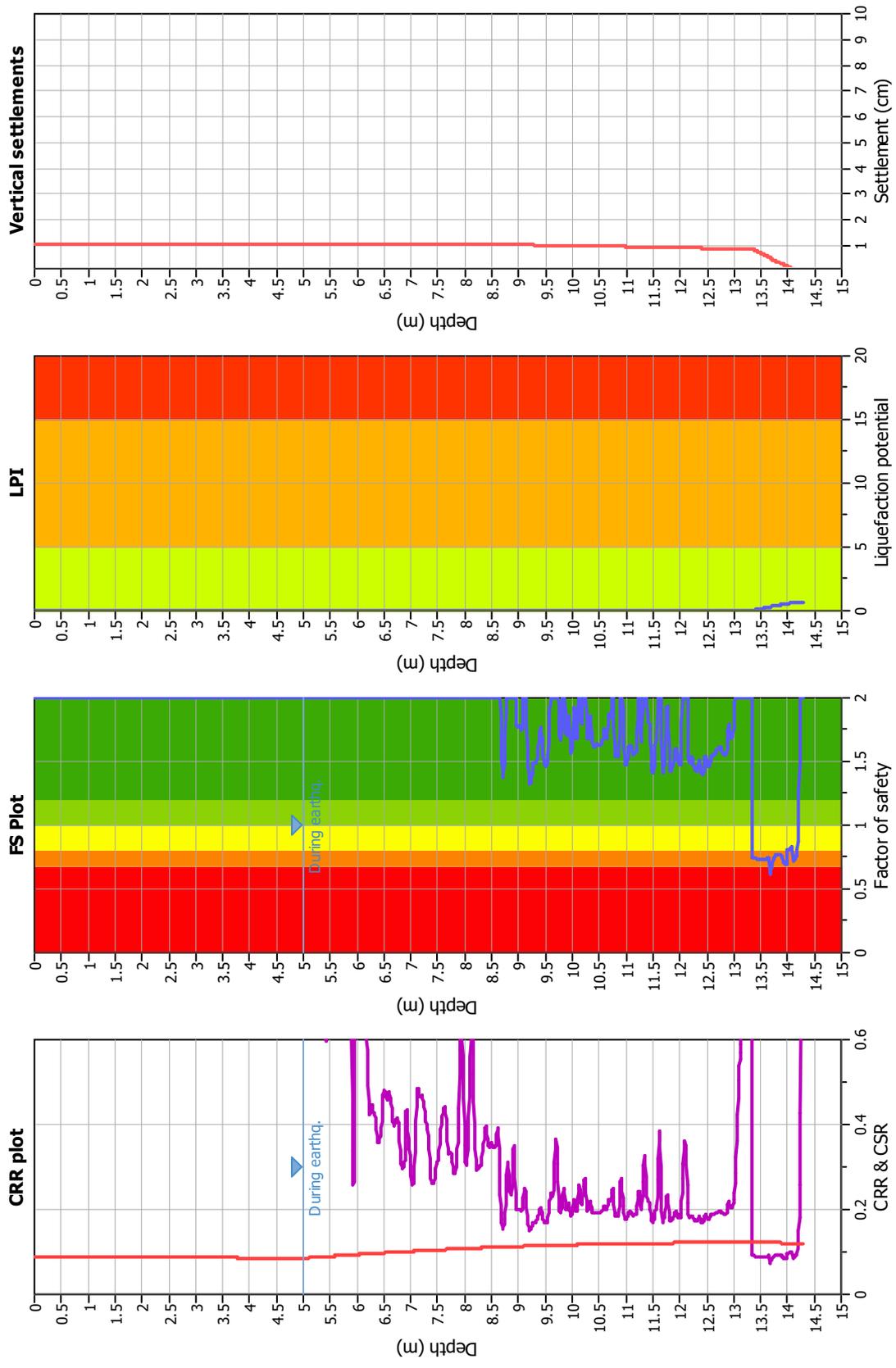


Summary of liquefaction potential



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

Liquefaction analysis overall plots



Input parameters and analysis data

Analysis method: Robertson (2009)
 Fines correction method: Robertson (2009)
 Points to test: Based on I_c value
 Earthquake magnitude M_w : 6.14
 Peak ground acceleration: 0.19
 Depth to water table (insitu): 7.70 m

Depth to water table (earthq.): 5.00 m
 Average results interval: 3
 I_c cut-off value: 2.60
 Unit weight calculation: Based on SBT
 Use fill: No
 Fill height: N/A

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

F. S. color scheme

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

LPI color scheme

■ Very high risk
■ High risk
■ Low risk

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

POC Bologna - Aree rifornimenti

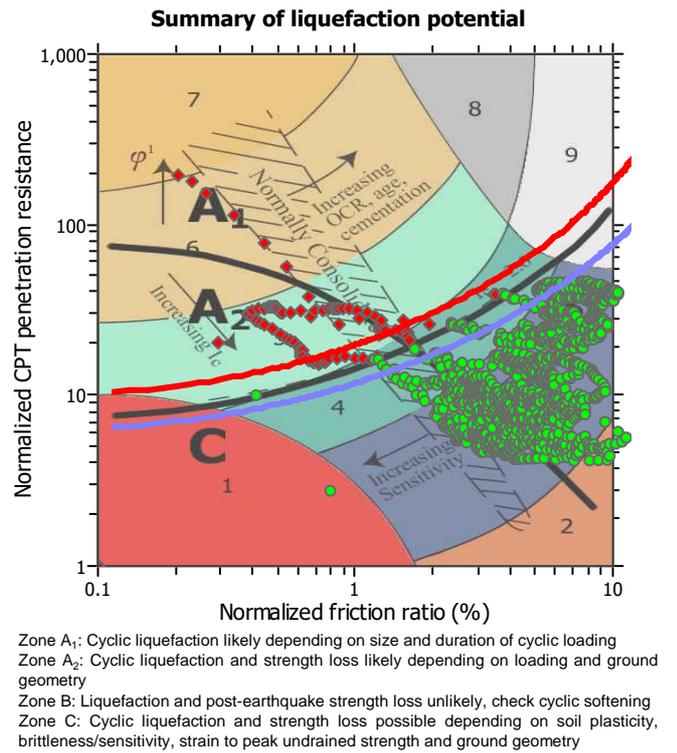
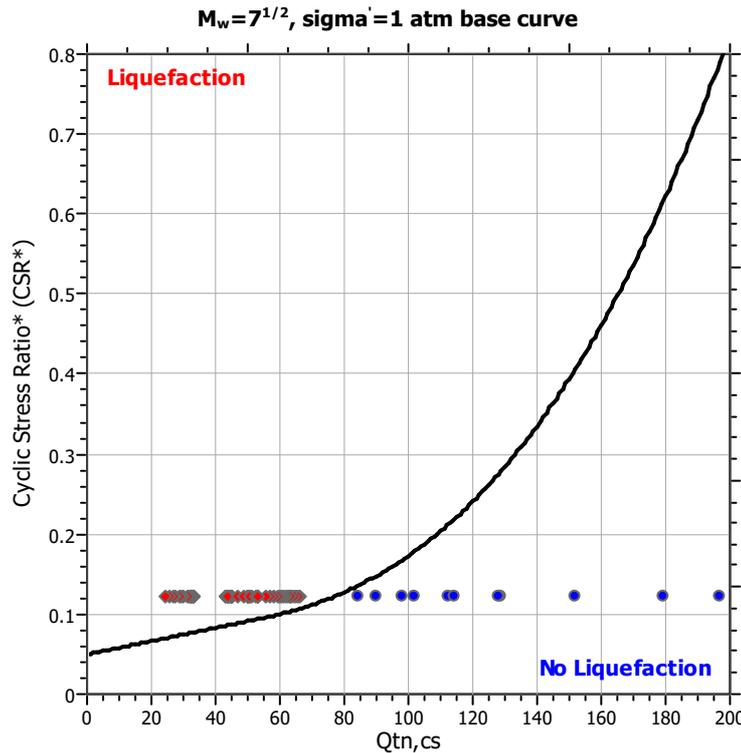
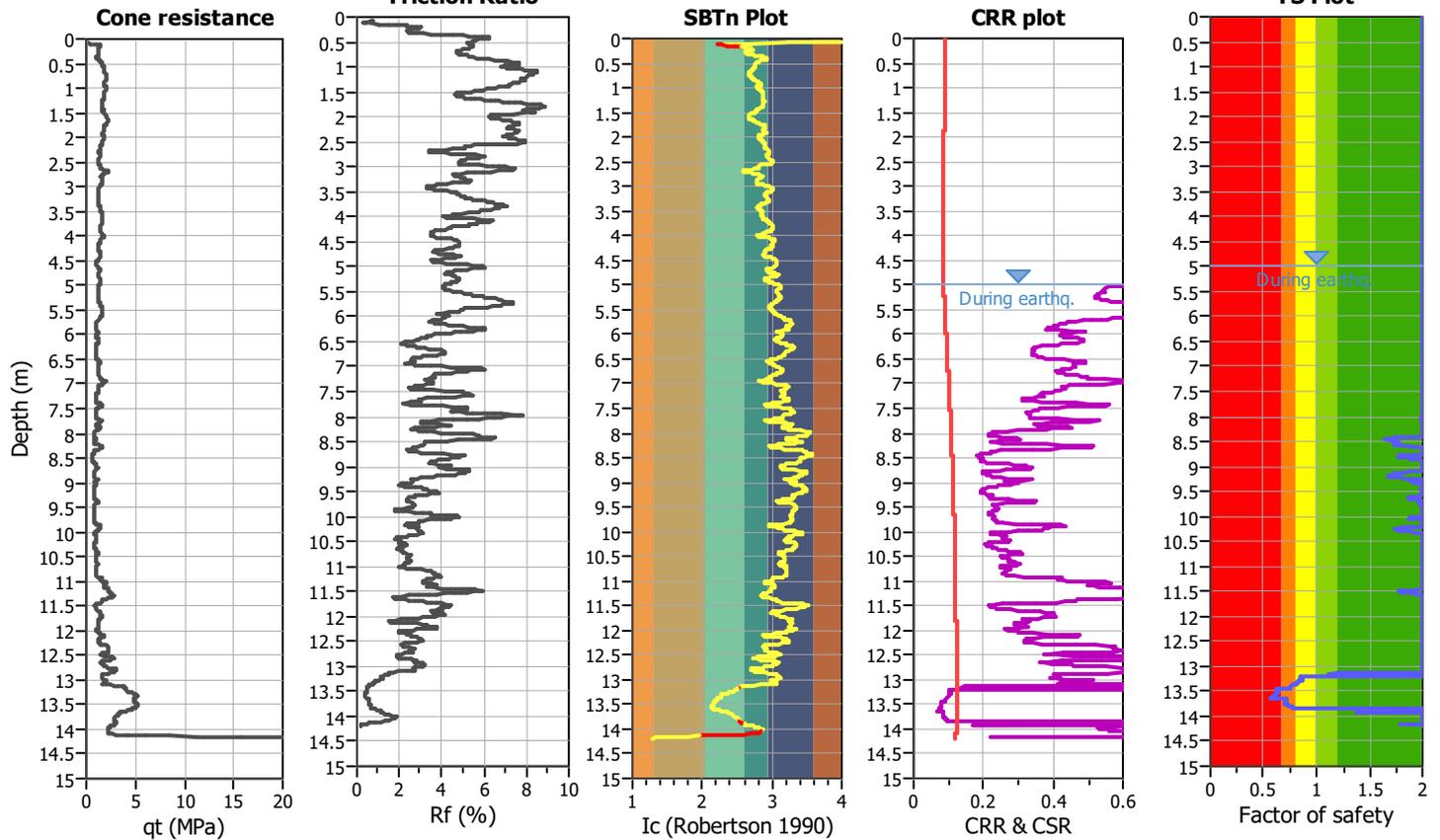
Location : via Colombo - Bologna

Project title :

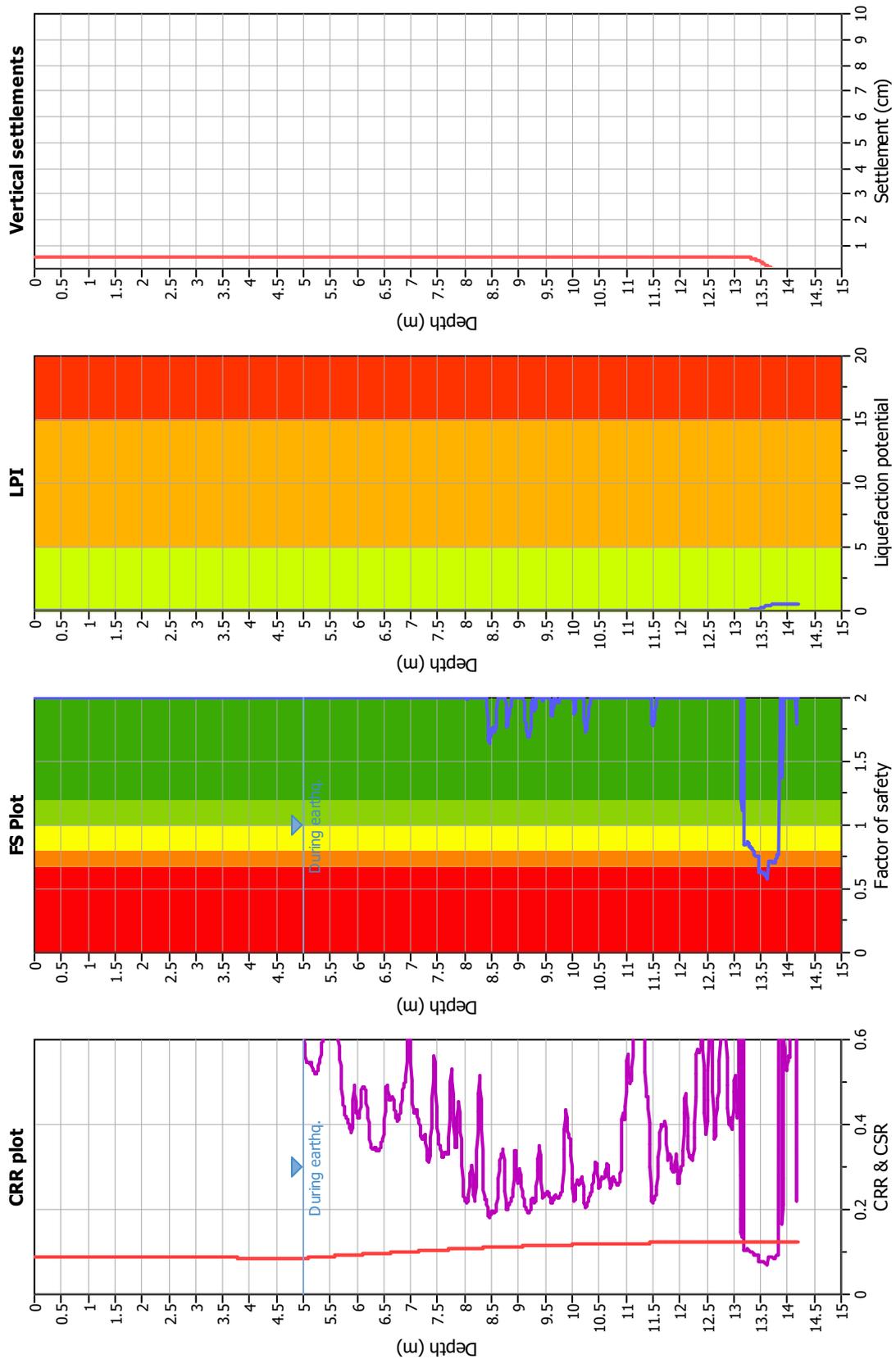
CPT file : CPTU2

Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	6.60 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	All soils
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	5.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	20.00 m
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	MSF	
Peak ground acceleration:	0.19	on:	Based on SBT	K_0 applied:	Yes		



Liquefaction analysis overall plots



Input parameters and analysis data

Analysis method: Robertson (2009)
 Fines correction method: Robertson (2009)
 Points to test: Based on I_c value
 Earthquake magnitude M_w: 6.14
 Peak ground acceleration: 0.19
 Depth to water table (insitu): 6.60 m

Depth to water table (earthq.): 5.00 m
 Average results interval: 3
 I_c cut-off value: 2.60
 Unit weight calculation: Based on SBT
 Use fill: No
 Fill height: N/A

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

F.S. color scheme

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

LPI color scheme

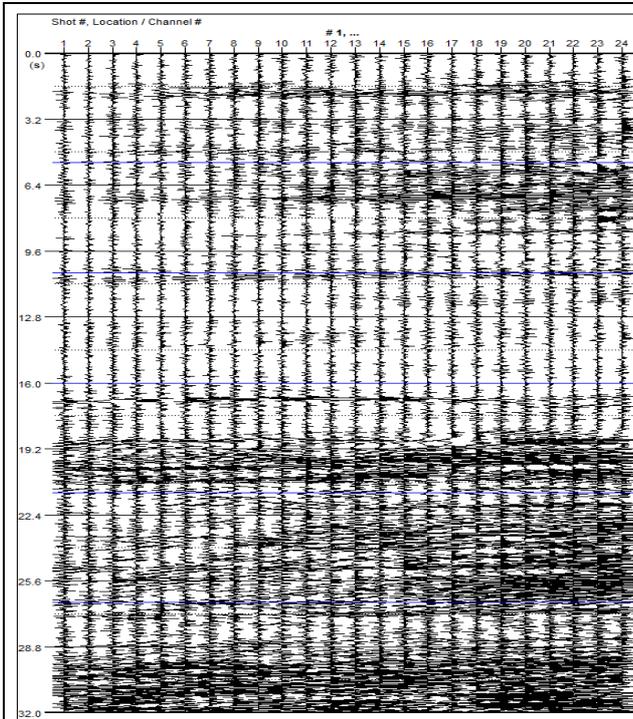
- Very high risk
- High risk
- Low risk

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

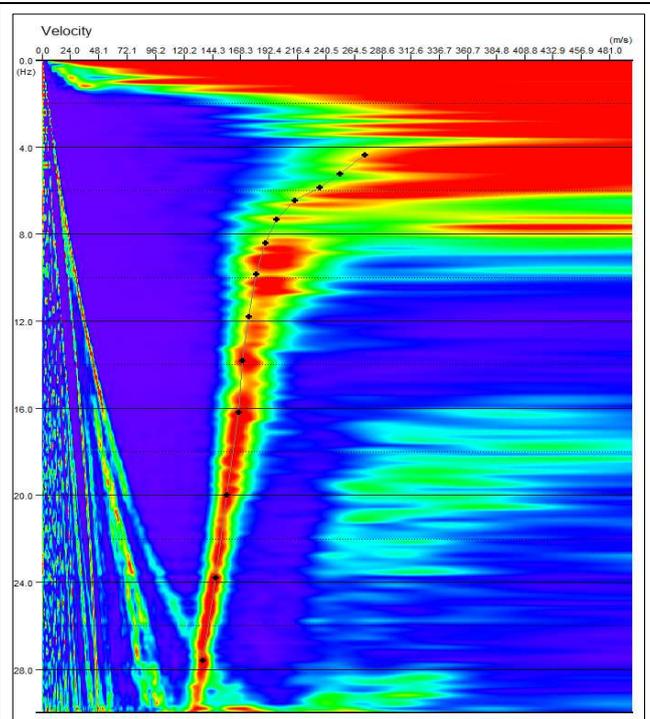
POC area rifornimento – via Cristoforo Colombo, Bologna

n° tracce	Δx (m)	L tot (m)	Δt (ms)	T (s)
25	2,5	57,5	0,5/2,0	2,0/32,0

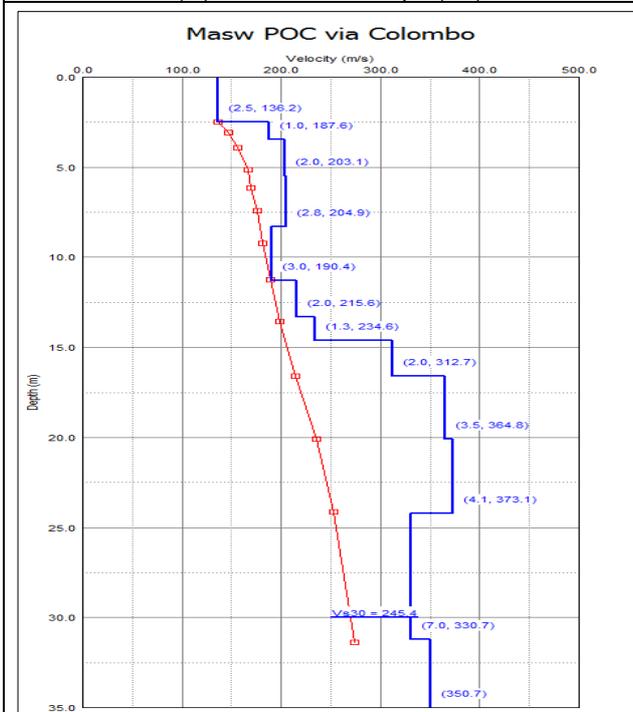
Δx : interdistanza geofonica; L tot: lunghezza profilo; Δt : passo di campionamento; T: durata registrazione.



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



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



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

Tabella di sintesi

n. Strato	Profondità letto (m dal p.c.)	Spessore (m)	V_s (m/s)
1	2.5	2.5	136.2
2	3.5	1.0	187.6
3	5.5	2.0	203.1
4	8.3	2.8	204.9
5	11.3	3.0	190.4
6	13.3	2.0	215.6
7	14.6	1.3	234.6
8	16.6	2.0	312.7
9	20.1	3.5	364.8
10	24.2	4.1	373.1
11	31.2	7.0	330.7
12	∞	∞	350.7

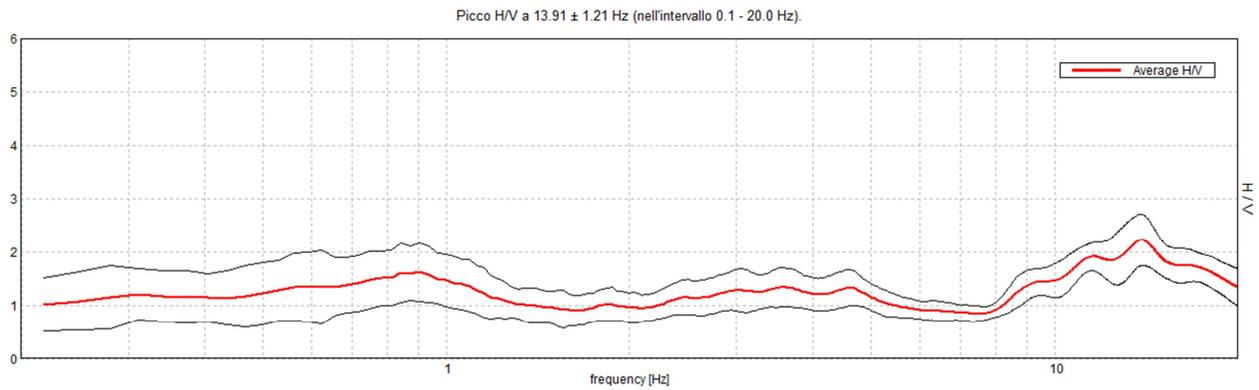
$$V_{s30} = 245.4 \pm 10 \text{ [m/s]}$$

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

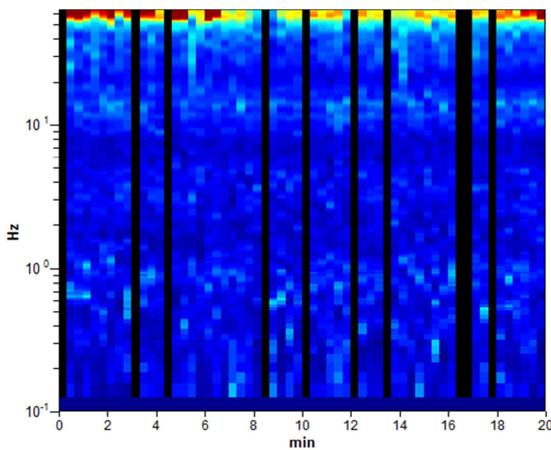
**BOLOGNA – PROPOSTA POC NUOVA AREA RIFORNIMENTO CARBURANTI
VIA C. COLOMBO – BOLOGNA TR1**

Strumento: TRZ-0108/01-10
 Inizio registrazione: 14/06/17 10:04:29 Fine registrazione: 14/06/17 10:24:30
 Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
 Durata registrazione: 0h20'00". Analizzato 83% tracciato (selezione manuale)
 Freq. campionamento: 128 Hz
 Lunghezza finestre: 20 s
 Tipo di lisciamento: Triangular window
 Lisciamento: 10%

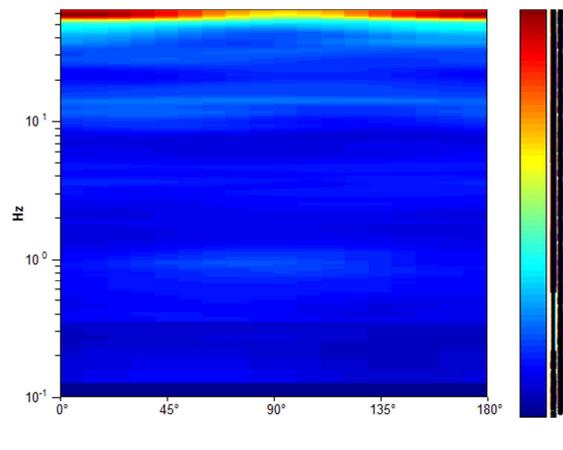
RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



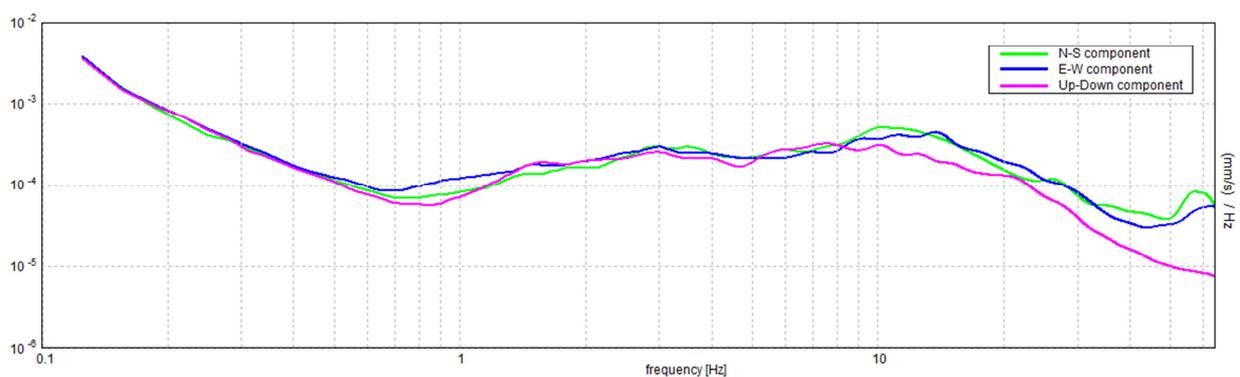
SERIE TEMPORALE H/V



DIREZIONALITA' H/V



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



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

Picco H/V a 13.91 ± 1.21 Hz (nell'intervallo 0.1 - 20.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	$13.91 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$13906.3 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 668	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

[Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	8.406 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$			NO
$A_0 > 2$	$2.22 > 2$	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.04273 < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.59427 < 0.69531$	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.2348 < 1.58$	OK	

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

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

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