



COMUNE DI CASTENASO

P O C 3

2017

PIANO OPERATIVO COMUNALE

(L.R. 24 marzo 2000, n. 20 - art. 30)

Relazione Geologica e Sismica

Comparto ANS_C2.1 "Frullo Nord"

Adozione D.C.C. n. ____ del ____/____/____	Approvazione D.C.C. n. ____ del ____/____/____
--	--

il Sindaco

Stefano SERMENGHI

l'Assessore all'Urbanistica

Stefano SERMENGHI

il Segretario Generale

Andrea FANTI

ARCH.it Studio

William BERTI

Paolo GROSSI

Luca MAGRI

Comune di Castenaso

Fabrizio RUSCELLONI

Deborah CAVINA

Leonardo ALTILIA

STUDIO SAMUEL SANGIORGI

Geologia Applicata

Dott. Geol. Samuel SANGIORGI



Comune:

COMUNE DI CASTENASO (BO)

Oggetto:

***PROPOSTA DI INSERIMENTO NEL POC: COMPARTO
ANS C2.1 – FRULLO NORD
RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA***

Stesura:

maggio 2017

Elaborazione:

Dott. Geol. Samuel Sangiorgi

Committente:

Immobiliare Castenaso srl



Indice generale

1 PREMESSA.....	2
2 METODO DI LAVORO.....	3
2.1 Contenuti della relazione e metodi analitici perseguiti.....	3
2.2 Dati di riferimento e di repertorio.....	4
2.3 Piano delle indagini eseguite.....	4
3 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA.....	6
3.1 Geologia.....	6
3.2 Contesto idrogeologico ed elementi di pericolosità idraulica.....	7
3.3 Caratteristiche geotecniche dei sedimenti.....	9
4 CATERIZZAZIONE SISMICA.....	11
4.1 Pericolosità sismica preliminare e Microzonazione sismica semplificata (DGR 2193/2015).....	11
4.2 Modello sismostratigrafico profondo.....	13
5 APPROFONDIMENTI SISMICI DI LIVELLO 3.....	15
5.1 Modellazione numerica della risposta sismica locale.....	15
5.1.1 Dati ed elaborazioni di input.....	15
5.1.2 Esiti delle simulazioni numeriche.....	18
5.2 Verifiche della liquefacibilità.....	21
5.2.1 Aspetti generali.....	21
5.2.2 Stima del fattore di sicurezza e dei cedimenti post sisma.....	23
5.2.3 Analisi sito specifica del rischio di liquefazione.....	25
5.2.4 Conclusioni e commenti sulla liquefacibilità.....	28
6 Valutazioni sulla fattibilità dell'intervento.....	28
APPENDICE: SCHEDA DI SINTESI COMPARTO ANS C2.1 "FRULLO NORD".....	30

ALLEGATI: REPORT E DIAGRAMMI PROVE

1 PREMESSA

Lo Studio scrivente è stato incaricato dalla Società Immobiliare Castenaso Srl 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 vigente del comparto ANS C2.1 "FRULLO NORD". Per tale comparto, è prevista edificazione residenziale pubblica/privata, inoltre spazi e attrezzature collettive. La figura 1.1 localizza l'area studiata sulla planimetria del PSC (TAV.Ca.PSC.3).

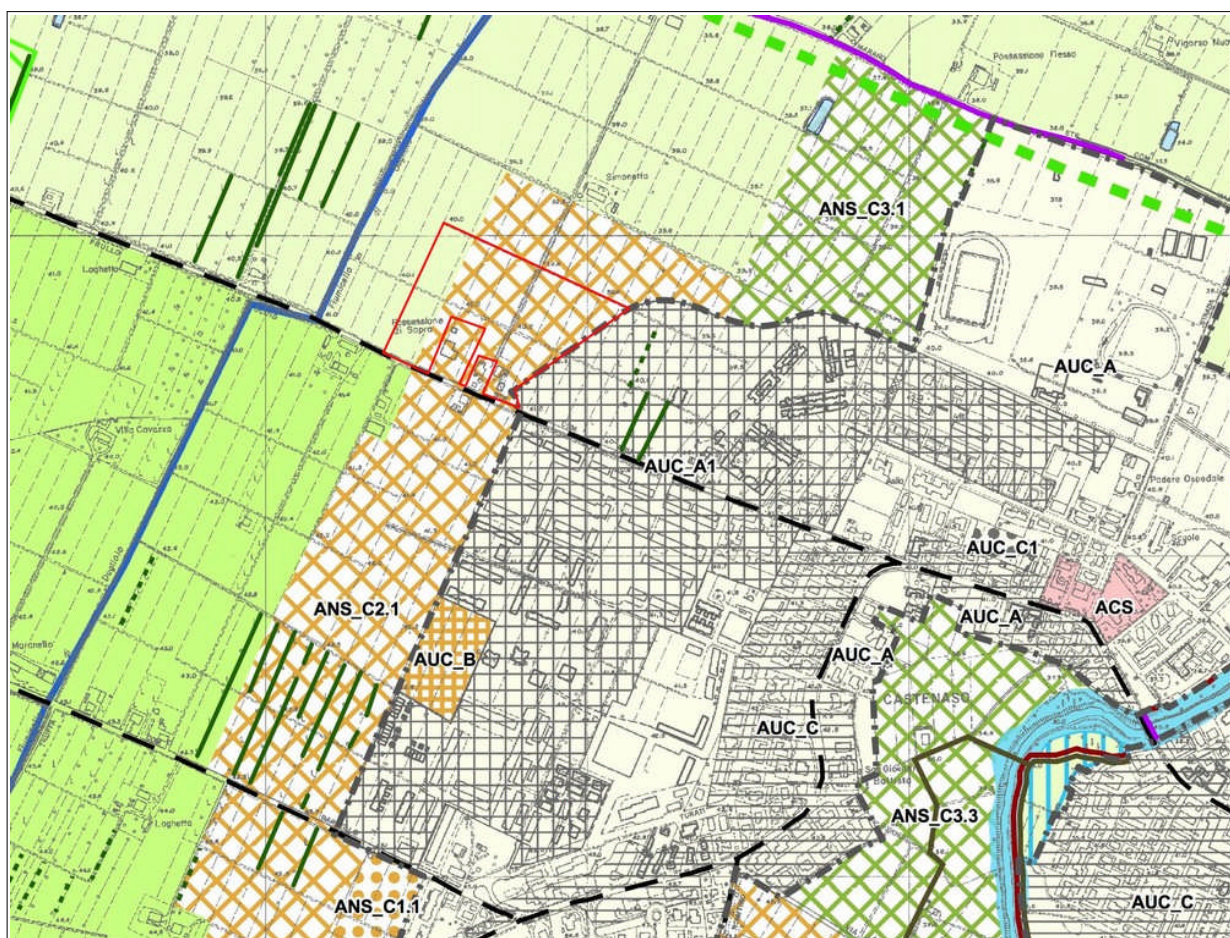


Figura 1.1 – Localizzazione del comparto nella cartografia di PSC (TAV.Ca.PSC.3, scala 1:5.000). Il perimetro del comparto è riportato con tratto rosso

Lo studio ha analizzato tutti gli elementi geologici e sismici necessari per esprimere una valutazione di fattibilità della proposta di piano. In tal senso, la Relazione propone, in appendice, una scheda di sintesi di caratterizzazione del comparto, con prescrizioni relative alla successiva fase di attuazione.

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, il territorio urbanizzato/urbanizzabile di Castenaso è già dotato dello studio di Microzonazione di "livello 2" elaborato per il Piano Strutturale Comunale (Viel & Sangiorgi, 2008) ai sensi della DAL 112/2007: tale studio inserisce una parte del comparto in oggetto nella zona di attenzione per liquefazioni ("Zona 2 - Possibilità di liquefazione: spessore e tessiture da controllare"). 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.

2 METODO DI LAVORO

2.1 Contenuti della relazione e metodi analitici perseguiti

La presente Relazione descrive gli esiti delle seguenti analisi:

1. la raccolta delle indagini e dei dati di repertorio, di riferimento per questo lavoro, e la descrizione del piano delle indagini integrative;
2. la caratterizzazione geologica e in particolare la descrizione degli aspetti più generali di geologia, geomorfologia idrogeologia e pericolosità idraulica;
3. la caratterizzazione geotecnica dei sedimenti compresi nel "volume significativo", basata sull'analisi dei dati delle indagini geognostiche di repertorio 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 sismica, basata sull'analisi della sismicità storica dell'area (pericolosità sismica di base), sull'elaborazione dell'azione sismica di progetto in coerenza con le NTC 2008 e sull'elaborazione delle verifiche quantitative degli effetti cosismici potenzialmente attesi (liquefazione e cedimenti post sisma).

Per quanto riguarda l'azione sismica, viste le caratteristiche prestazionali dell'edificio (classe d'uso III), si è proposta un'analisi numerica di RSL, 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 2193/2015; 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 SI)

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

2.2 Dati di riferimento e di repertorio

- Per il contesto geologico e geolitologico → ci si è riferiti alla Tavola As.B.1.1 elaborata per il PSC dei Comuni dell'Associazione Valle Idice (Viel & Associati, 2007) alla scala 1:25.000 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 sezioni geologiche RER anch'esse pubblicate nel sito internet del SGSS.
- Per il contesto idrogeologico → ci si è riferiti alla tavola Ca.B.1.2 elaborata alla scala 1:10.000 per il PSC dei Comuni dell'Associazione Valle Idice (Viel & Associati, 2007).
- Per la pericolosità idraulica → ci si è riferiti al Piano di Gestione rischio Alluvioni realizzato dalle UoM del Distretto idrografico Appennino Settentrionale, tra cui Reno (UoM ITI021), Regionali Romagnoli (UoM ITR081), Marecchia-Conca (UoM ITI01319) in recepimento alla “direttiva alluvioni 2007/60/CE”.
- Per il contesto di pericolosità sismica locale → ci si è riferiti allo studio di Microzonazione sismica elaborata alla scala 1:5.000 (Tavola Ca.B.1.6a) elaborata per il Piano Strutturale di Castenaso (Viel & Sangiorgi, 2008).
- Indagini geognostiche e geofisiche pregresse → si sono considerate le indagini disponibili nella Banca Dati del SGSS regionale (pozzi per acqua; penetrometrie meccaniche ed elettriche). Sono inoltre disponibili prove eseguite per lo studio di MS del PSC 2008 (CPTU; MASW; HVSR) e prove eseguite per le indagini geologico-sismiche (cfr. POC 2009) nel limitrofo comparto a sud di via Frullo (CPTU; MASW; HVSR).

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. La localizzazione delle nuove indagini è dipesa sia dalla distribuzione delle prove pregresse, sia dalle indicazioni di

pericolosità sismica che emergono dallo studio di microzonazione sismica di Castenaso (figura 2,1). Sono state così eseguite:

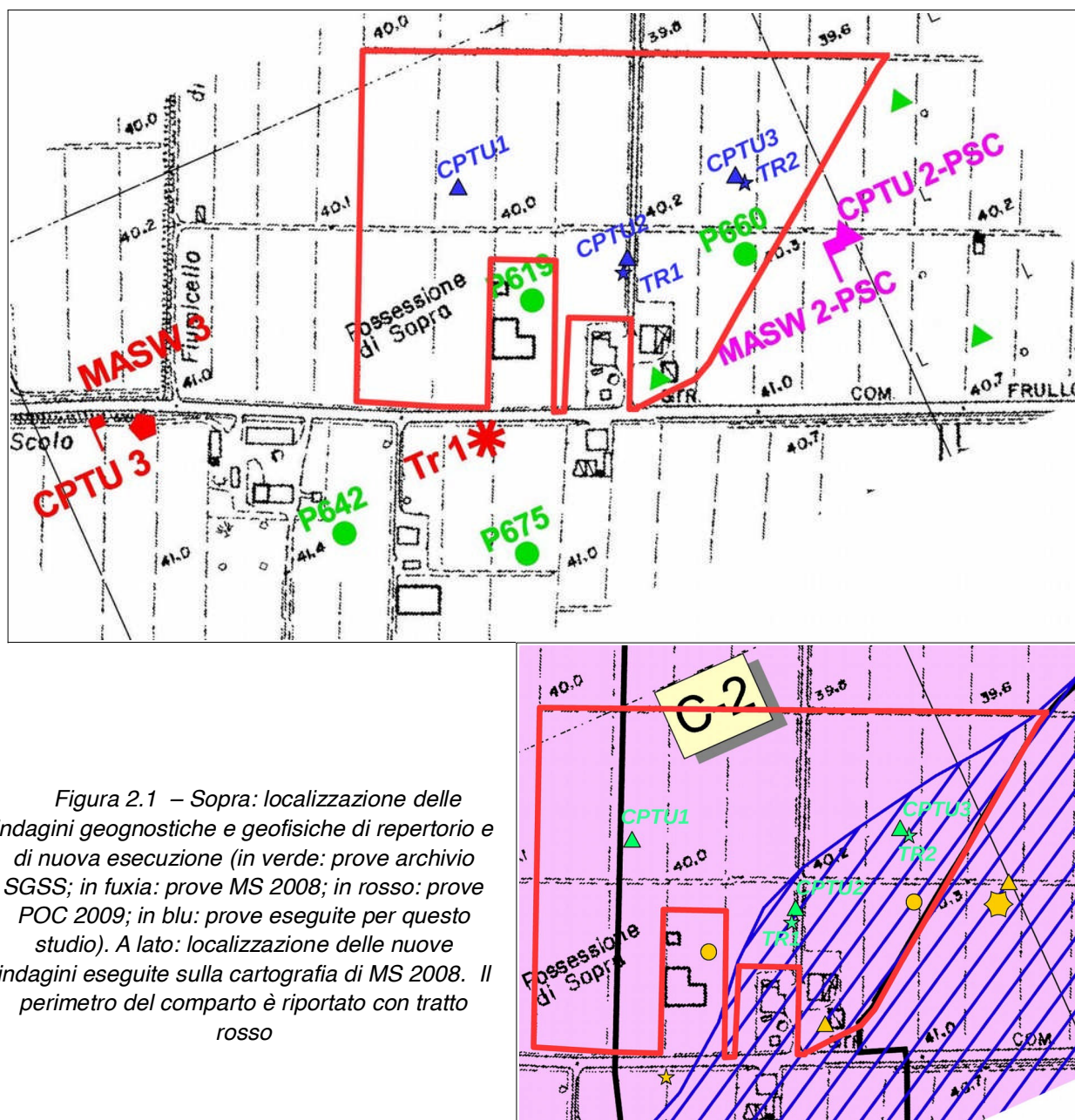


Figura 2.1 – Sopra: localizzazione delle indagini geognostiche e geofisiche di repertorio e di nuova esecuzione (in verde: prove archivio SGSS; in fuxia: prove MS 2008; in rosso: prove POC 2009; in blu: prove eseguite per questo studio). A lato: localizzazione delle nuove indagini eseguite sulla cartografia di MS 2008. Il perimetro del comparto è riportato con tratto rosso

- n. 3 penetrometrie statiche con puntale elettrico dotato di piezocono (CPTU) → sono state tutte approfondite fino a -20 metri dal p.c. Le terebrazioni sono state realizzate con un penetrometro dotato di spinta da 200 kN, montato su mezzo semovente cingolato. La punta piezometrica utilizzata presenta caratteristiche standard e la speciale attrezzatura utilizzata permette l'acquisizione dei dati ogni cm di avanzamento attraverso lettura diretta delle resistenze. I dati di penetrazione (qc; fs; u2) 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.

- n. 2 registrazioni del rumore sismico (microtremori) del sottosuolo con tecnica HVSR → sono state eseguite due registrazioni (TR1 e TR2) 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).

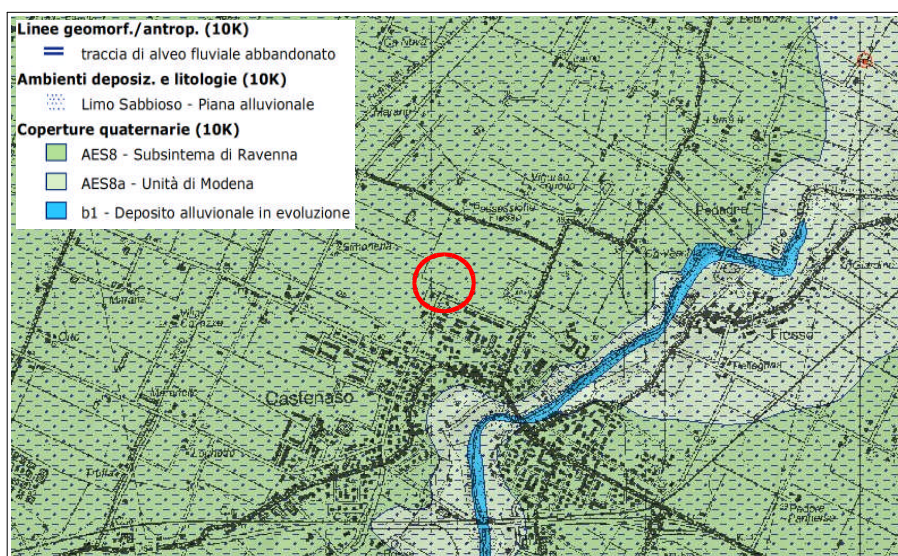
In questo modo, gli esiti delle misure tromografiche, opportunamente calibrati con la stratigrafia direttamente desunta dalle penetrometrie e dai dati di sottosuolo pregressi forniscono un ulteriore e utile supporto alla ricostruzione di sottosuolo e alla stima della velocità media delle onde di taglio 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 allegano i report delle acquisizioni tromografiche eseguite.

3 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

3.1 Geologia

L'area studiata si colloca nel contesto più generale di pianura alluvionale e più in particolare in ambito deposizionale di "depositi di canale e argine indifferenziati" attribuibili ai corsi d'acqua Savena e Idice. La figura 3.1 riporta uno stralcio della cartografia geologica elaborata dal SGSS regionale: essa distingue le Unità continentali alluvionali secondo la convenzionale classificazione stratigrafica sequenziale (cicli deposizionali), comprese nel principale "Supersistema Emiliano-Romagnolo" (R.E.R., ENI-AGIP, 1998).

*Figura 3.1 – Cartografia geologica estrapolata dal sito del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna
L'area di studio è localizzata nel cerchiato rosso*



I depositi alluvionali affioranti vengono attribuiti al "Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore" (AES) e sono suddivisi in sequenze deposizionali di diverso ordine gerarchico (subsintemi identificati con sigle da AES5 – più antichi - ad AES8 – più recenti) delimitati in genere da scarpate di erosione. I sedimenti affioranti nell'area di studio sono compresi nel "Subsintema di Ravenna" (identificati con sigla AES8). Si tratta di depositi alluvionali recenti, costituiti da ghiaie sabbiose, sabbie e limi ricoperti da una coltre fine (limi e argille) discontinua; vengono attribuiti al Pleistocene superiore – Olocene. In particolare, nell'area studiata, i dati di sottosuolo ricavati dalle prove penetrometriche evidenziano (dalla superficie):

- 1) sedimenti più superficiali fini e caratterizzati da evidente essiccamento (sovra consolidazione reversibile);
- 2) ancora sedimenti prevalentemente argilloso limosi, fino alla profondità di circa 8÷10 metri;
- 3) alternanze di argille, limi e sabbie limose fino alla profondità di circa 20 metri;
- 4) intervalli prevalentemente sabbioso limosi fino a circa 27÷30 metri, con presenza di strati sabbiosi di media densità (cfr. CPTU2_PSC e CPTU3_POC).

Dal punto di vista morfologico, sulla base delle quote riportate nella CTR, l'area di studio è caratterizzata da una blanda acclività verso NE, con un dislivello massimo di circa 100 cm (quote topografiche comprese tra 41,0 m slm e 40 m slm).

3.2 Contesto idrogeologico ed elementi di pericolosità idraulica

La tavola Ca.B.1.2 elaborata alla scala 1:10.000 per il PSC dei Comuni dell'Associazione Valle Idice (Viel & Associati, 2007), riporta la geometria della tavola d'acqua meno profonda (figura 3.2): si evince un deflusso sotterraneo diretto verso NE e un livello statico di circa 38÷38,5 m slm. La prima falda è pertanto caratterizzata da una soggiacenza media di circa 2÷2,5 metri. Si tratta, peraltro, di una falda con mediocri caratteristiche idrogeologiche in termini di permeabilità e trasmissività; inoltre, il deflusso è ormai irreversibilmente controllato verso SE dall'azione drenante del torrente Idice, che risulta incassato nelle sue alluvioni, con un rapido incremento delle soggiacenze verso tale direzione.

Le penetrometrie CPTU eseguite nell'area di studio, misurando le sovrappressioni dei pori durante l'approfondimento della prova (figura 3.3), consentono di evidenziare gli intervalli più permeabili e cioè più porosi (con dissipazioni più rapide): si evince come i primi due metri siano caratterizzati da sedimenti essiccati con permeabilità basse, inoltre i livelli porosi attraversati nei primi 4 metri risultano di modesto spessore (decimetrici). Le penetrometrie, hanno inoltre riscontrato presenza di acqua nei fori a profondità comprese tra -2,3÷2 metri, confermando il quadro idrogeologico sopra descritto.

Dal punto di vista idraulico, la regimazione locale secondaria è fornita dai fossi di testata e trasversali dei campi agricoli. Non sussistono, comunque, particolari criticità idrauliche. Ciò è confermato anche dalla cartografia prodotta per il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (Direttiva Europea 2007/60/CE) che inserisce l'area studiata nello scenario "P2" (alluvioni poco

frequenti: TR 100-200 anni) relativamente al reticolo naturale (figura 3.4) e al reticolo secondario artificiale (scoli di bonifica).

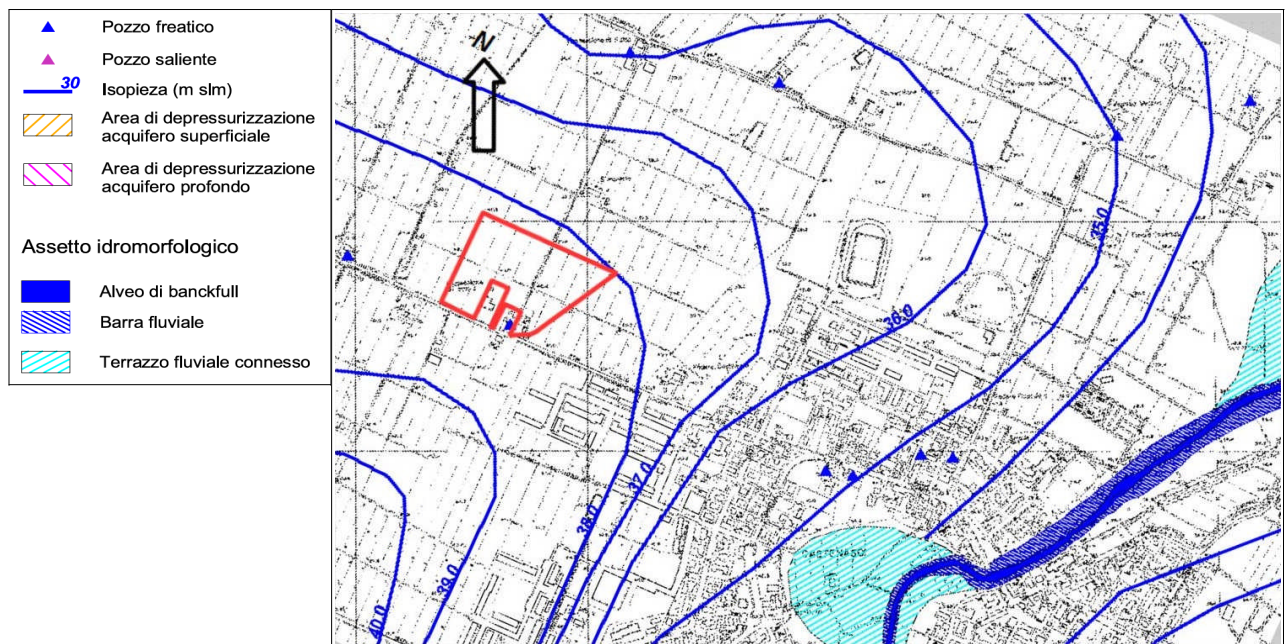


Figura 3.2 – Stralcio della Carta Idrogeologica – Tav. Ca.B.1.2 – prodotta per le analisi conoscitive del PSC associato Valle Idice

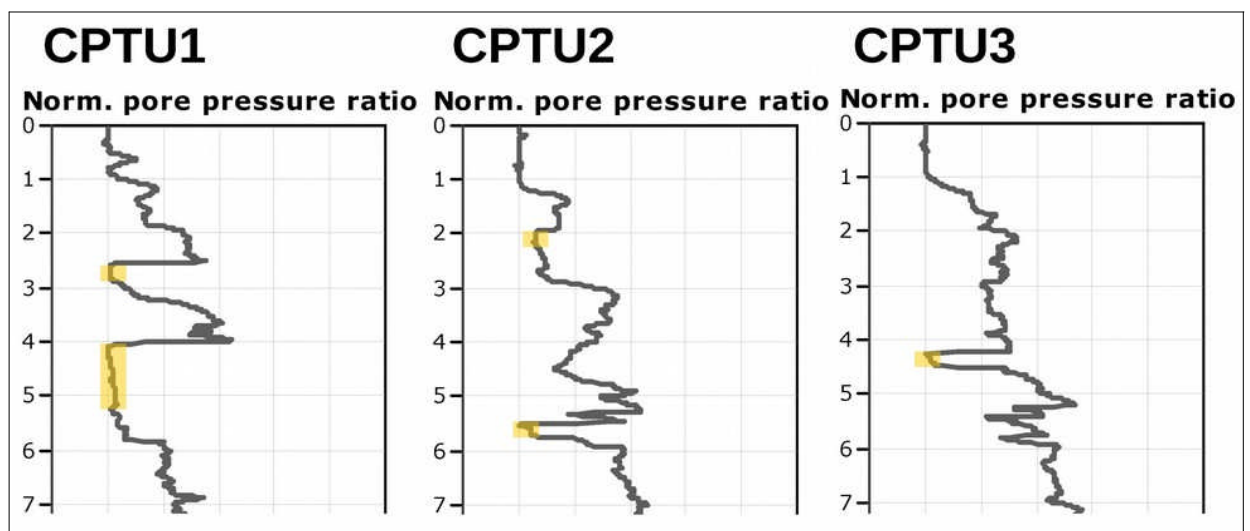
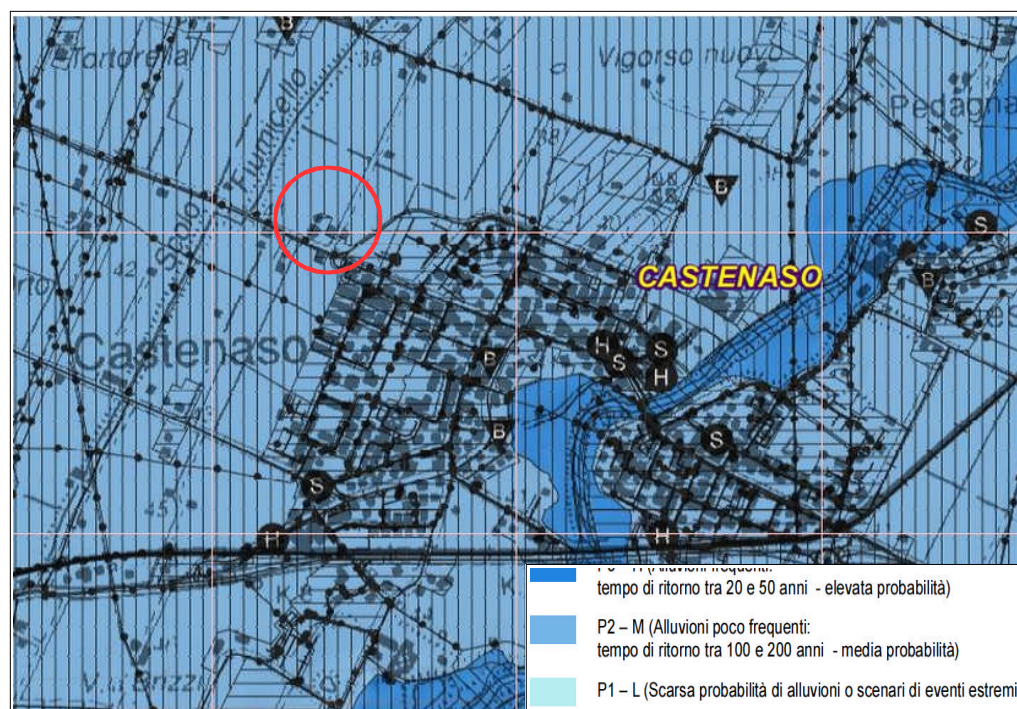


Figura 3.3 – Distribuzione delle sovrappressioni dell'acqua nei pori misurate durante l'esecuzione delle prove CPTU (fino a 7 metri di profondità). Sono evidenziati gli intervalli più porosi

Figura 3.4 –
Stralcio della
mappa di
pericolosità
idraulica (reticolo
naturale) elaborata
per il Piano di
Gestione del
Rischio di Alluvioni
(Direttiva Europea
2007/60/CE)



3.3 Caratteristiche geotecniche dei sedimenti

I dati di resistenza alla punta e laterale delle prove CPTU consentono di ricavare le proprietà meccaniche del sottosuolo attraversato, in sostanza costituito nei primi 8÷10 metri da sedimenti prevalentemente fini (argille e limi) con livelli di limi debolmente sabbiosi.

La seguente figura 3.5 riporta le principali correlazioni¹ utilizzate per la stima delle proprietà meccaniche dei sedimenti indagati, mentre la figura 3.6 riporta una sintesi delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo fino ad una profondità di circa 7 metri, corrispondente al “volume significativo” relativo a edifici di normale impegno costruttivo e dotato di fondazioni dirette. In appendice al testo si allegano, i diagrammi completi di tutto lo spessore investigato dalle prove. Si precisa che il sottosuolo è stato necessariamente semplificato in strati omogenei ai quali vengono attribuiti le caratteristiche geotecniche medie relative a tale spessore.

Come già scritto, le indagini hanno evidenziato uno spessore più superficiale (circa 2 metri) di sedimenti fini essiccati e caratterizzati da maggiori resistenze penetrometriche: si tratta di una condizione che può ritenersi reversibile e da tenere in considerazione in fase di progettazione. Più in profondità le prove CPTU eseguite hanno evidenziato resistenze di punta qc generalmente superiori a 1.000 kPa, dimostrando una discreta qualità geotecnica dei sedimenti attraversati.

Le successive analisi geotecniche (per le fasi di attuazione e progettazione definitiva), dovranno tuttavia valutare con cura la profondità di incastro delle fondazioni e stimare l'entità dei cedimenti attesi (assoluti e/o differenziali), valutandone l'ammissibilità rispetto alle strutture in previsione.

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)

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

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

Description	qt (MPa)	Ksbt (m/s)	N60	Es (MPa)	Dr	Phi (°)	M (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)	Su ratio	OCR	Gamma (kN/m ³)
1.04 Very dense/stiff soil	1.9	7.94E-8	7.8	35.4	-	-	25.7	47.3	131.1	4.5	20.7	18.8
2.49 Clay	1.3	2.42E-8	6.1	-	-	-	17.9	40.9	91.3	2.3	10.6	18.1
2.49 Silty sand & sandy silt	2.0	8.01E-7	6.8	27.1	33.4	35.1	27.5	33.6	-	-	-	16.9
2.90 Clay & silty clay	1.3	6.46E-8	5.5	25.2	-	-	17.8	33.9	89.8	1.7	7.8	17.2
4.01 Silty sand & sandy silt	3.4	4.99E-7	11.8	48.4	39.8	36.8	46.0	61.4	-	-	-	18.5
5.21 Clay	1.3	1.63E-8	6.3	31.3	-	-	17.2	42.3	88.1	1.3	6.0	17.6
6.00 Clay	1.2	6.76E-9	6.2	37.6	-	-	11.8	41.8	74.2	0.9	4.0	17.3

Description	qt (MPa)	Ksbt (m/s)	N60	Es (MPa)	Dr	Phi (°)	M (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)	Su ratio	OCR	Gamma (kN/m ³)
0.15 Very dense/stiff soil	2.2	5.05E-7	7.8	35.2	-	-	29.9	43.0	147.6	6.6	30.7	18.5
2.24 Clay	1.3	3.28E-8	5.6	26.5	-	-	16.8	36.2	85.6	1.8	8.5	17.6
3.55 Clay	1.8	2.05E-8	8.4	-	-	-	24.5	57.5	124.8	2.3	10.4	18.7
4.63 Clay	1.6	3.08E-8	7.0	38.9	-	-	20.8	45.4	105.6	1.6	7.6	17.8
6.00 Clay	1.2	1.12E-8	6.0	-	-	-	15.8	41.3	80.4	1.2	5.4	17.6
6.00 Clay	1.3	1.34E-8	6.4	-	-	-	16.3	42.7	85.8	1.1	5.0	17.5

Description	qt (MPa)	Ksbt (m/s)	N60	Es (MPa)	Dr	Phi (°)	M (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)	Su ratio	OCR	Gamma (kN/m ³)
0.11 Very dense/stiff soil	2.1	2.41E-7	7.7	38.6	-	-	28.5	43.7	150.2	6.4	29.5	18.8
1.79 Clay	1.0	2.59E-8	4.8	20.4	-	-	13.9	31.3	70.8	1.6	7.6	17.3
3.13 Clay	1.5	1.74E-8	7.3	-	-	-	20.4	49.3	103.9	2.0	9.2	18.4
4.27 Clay	1.4	2.19E-8	6.5	31.2	-	-	18.3	42.6	93.6	1.5	6.7	17.7
6.00 Clay	1.5	1.38E-8	7.0	-	-	-	19.1	48.2	97.4	1.3	6.1	17.9
6.95 Clay	1.2	9.55E-9	5.8	-	-	-	12.8	38.9	73.6	0.9	4.1	17.1

Figura 3.6 – Parametri geotecnici desunti dalle prove CPTU1-2-3 (dall'alto). Valori medi dello strato

4 CATERIZZAZIONE SISMICA

4.1 Pericolosità sismica preliminare e Microzonazione sismica semplificata (DGR 2193/2015)

L'ultima zonazione sismogenica del territorio nazionale è nota con la semplice sigla "ZS9" (2004), prodotta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Questa zonazione rappresenta il più recente riferimento per gli studi di pericolosità sismica del territorio italiano, elaborata riferendosi anche i più recenti background informativi sui terremoti ed in particolare le ultime banche dati relative alle sorgenti sismogeniche italiane DISS² 3.2 e il catalogo CPTI³.

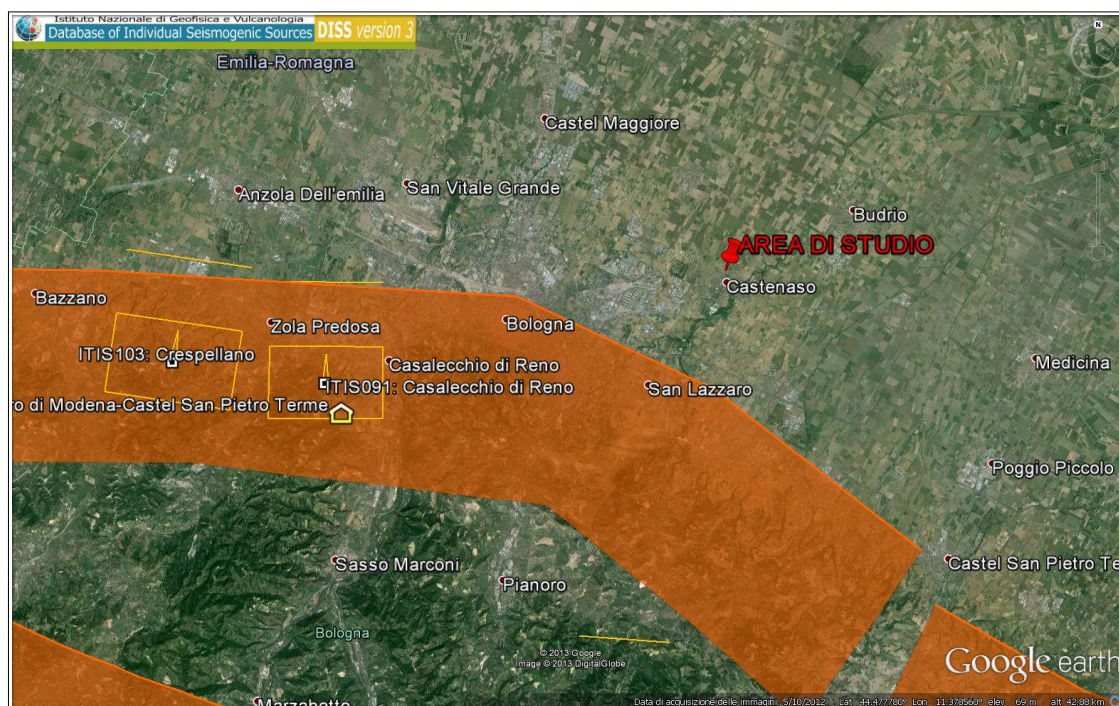


Figura 4.1 - Zonazione sismogenetica ZS9 e distribuzione delle sorgenti sismogenetiche contenute in DISS 3.1 (foto aerea: Google Earth). Le sigle ITCS corrispondono alle zone composite mentre le sigle ITIS corrispondono a singole sorgenti sismogenetiche

L'area di studio ricade nella macrozona sismogenica 612 (ZS9), con magnitudo massima attribuita $M = 6,14$; la sismicità è correlabile alla tettonica attiva del fronte compressivo del margine appenninico sepolto. Più nel dettaglio (figura 4.1) la banca dati DISS 3.2 indica che l'area studiata ricade poco a nord della fascia sismogenica ITCS047 (Castelvetro di Modena-Castel San Pietro Terme) alla quale è attribuita una magnitudo di riferimento ($TR = 475$ anni) pari a $M_w = 6,0$. Questa magnitudo è fondamentalmente legata ai terremoti storici del bolognese del 1505 e 1929.

Lo studio geologico e sismico elaborato a corredo del PSC di Castenaso (Viel & Sangiorgi, 2008), ha inoltre individuato le principali condizioni di pericolosità sismica locali, ed elaborato la

² <<Database of Potential Sources for Earthquake Larger than M5.5 in Italy>> (Valensise e Pantosti, 2001)

³ <<Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani", Gruppo di lavoro CPTI, 1999-2002>>

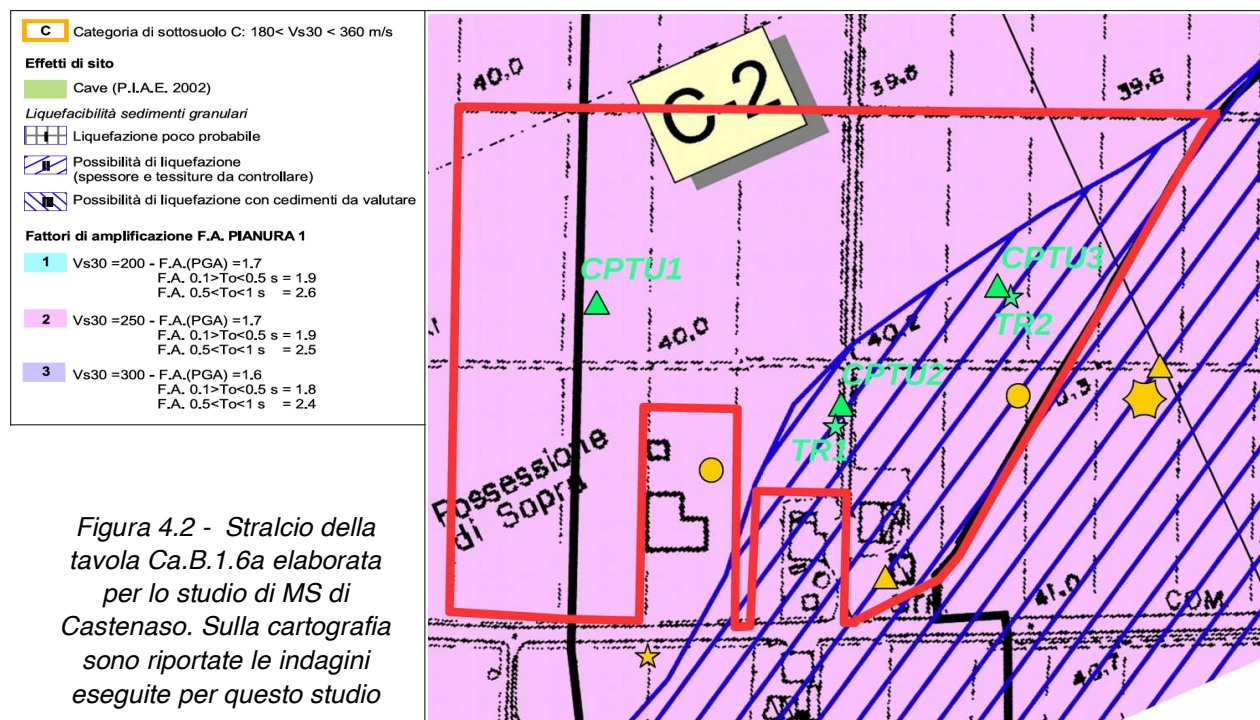
Microzonazione sismica di secondo livello richiesta dalla DAL 112/2007 per le aree urbane e urbanizzabili. La DAL n.112/2007 propone la definizione semplificata delle amplificazioni locali sulla base delle tabelle allegate in appendice al documento e riferite a grandi situazioni morfologico-stratigrafiche (secondo livello). Le variabili, da inserire nelle tabelle per la stima dell'amplificazione locale sono:

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

La figura 4.2 propone uno stralcio della tavola Ca.B.1.6a <<Microzonazione sismica>> elaborata alla scala 1:5.000: si evince che il comparto studiato ricade in due distinte zone: la "C-2" e la "C-II-2" (il settore orientale). Le citate zone omogenee sono così definite:

C-2 = sottosuolo di fondazione "C" ($180 < V_s < 360$ m/s), non risultano di sedimenti liquefacibili sotto impulsi ciclici, nei primi 15 metri di sottosuolo; fattori di amplificazione locale FA Pga = 1,7 FA SI = 1,9 ($0,1s < T_0 < 0,5s$) FA SI = 2,5 ($0,5s < T_0 < 1,0s$)

C-II-2 = sottosuolo di fondazione "C" ($180 < V_s < 360$ m/s) sedimenti con possibilità di liquefazione (spessore e tessiture da controllare); fattori di amplificazione locale F.A. = 1,9 per periodi da 0.1 secondi a 0.5 secondi; F.A. = 2.5 per periodi da 0.5 secondi a 1 secondo.

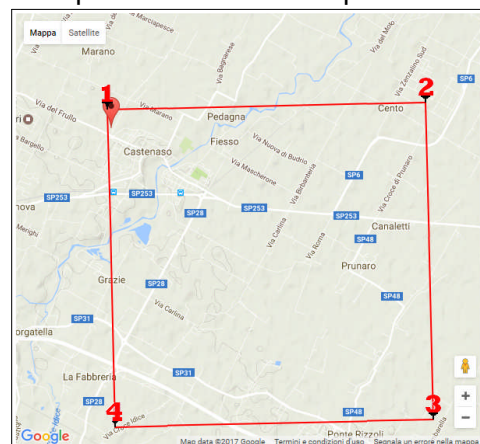


Con la recente approvazione della DGR 2193/2015 è stato introdotto un sostanziale aggiornamento degli indirizzi per gli studi di microzonazione sismica (DAL 112/2007). Tali aggiornamenti hanno infatti tenuto conto delle successive Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/1/2008), delle ulteriori esperienze 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 da considerarsi per le analisi semplificate ("livello 2");
- ✓ nella definizione di un ulteriore parametro di amplificazione riferito all'intensità spettrale di Housner (per l'intervallo di periodo T compreso tra 0,5 s e 1,5 s);
- ✓ nella definizione dell'input sismico (ag al sito di riferimento) che ora è definito in base ai valori di pericolosità sismica elaborati dall'INGV per tutto il territorio nazionale sui punti di una griglia di passo pari a 0,05° (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.

Si è quindi ritenuto importante effettuare gli approfondimenti sismici, in ossequio ai contenuti della DGR 2193/2015. In questo senso, la figura 4.3 riporta i quattro punti del reticolo di pericolosità sismica INGV limitrofi all'area di studio. L'accelerazione al sito di riferimento (ag ref) risulta pari a 0,172g (per TR = 475 anni) ed equiparabile anche alla pericolosità sismica di base da assumere per le verifiche NTC 2008 nella progettazione ordinaria.

Figura 4.3 - Punti del reticolo INGV di riferimento per la definizione della pericolosità di base DGR 2193/2015 e NTC 2008



4.2 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 (figura 4.4) e gli approfondimenti espletati per lo studio di microzonazione sismica dei Comuni interessati dal sisma emiliano del 2012.

Tali studi hanno ad esempio confermato come il primo forte contrasto di impedenza si ha nei depositi alluvionali, in genere tra la base del Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore (AES, datata 400.000-450.000 anni) e la base del subsintema AES6 (datata 230.000-250.000 anni), mentre una

seconda importante discontinuità sismica corrisponde alla più profonda interfaccia da depositi alluvionali e bedrock marino. Gli studi del SGSS regionale consentono di stimare la profondità della base del subsistema AES6 a circa 105 metri dal p.c. e tale riflettore sismico è stato assunto, come vedremo, come pseudo bedrock sismico.

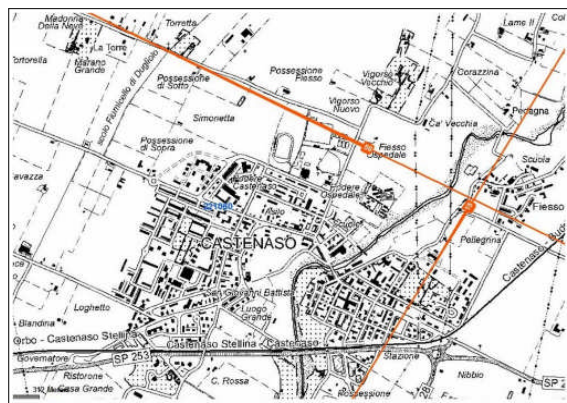
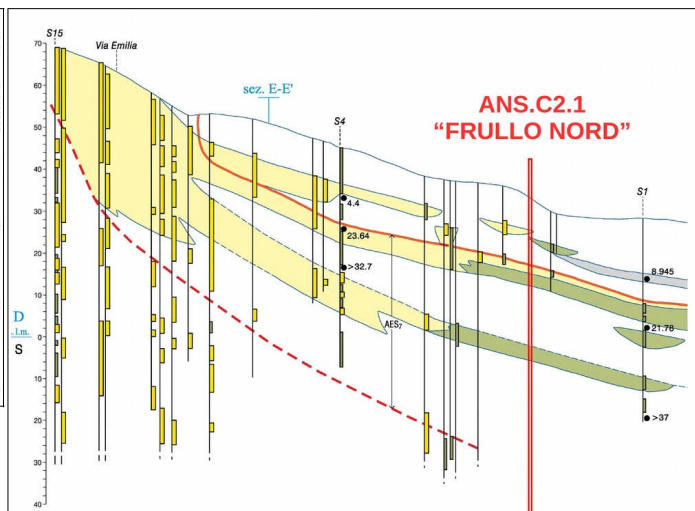


Figura 4.4 - Sezioni geologiche pubblicate dal SGSS regionale e stralcio della sezione n.15



Per la stima della velocità delle onde di taglio sono stati considerati gli esiti delle indagini MASW di repertorio (MASW3; MASW2-PSC), localizzate nella precedente figura 2.1. Tali indagini hanno fornito esiti di V_{s30} rispettivamente di 220 m/s e 280 m/s. In tal senso, le due registrazioni HVSR eseguite nel comparto studiato hanno consentito l'elaborazione del modello sismostratigrafico medio di riferimento per il comparto, modello che è stato implementato nell'analisi numerica di RSL. L'esito di V_{s30} così ottenuto risulta pari a 245 m/s (figura 4.5). Le registrazioni hanno inoltre evidenziato un principale picco spettrale (seppur blando) a circa 0,9 Hz, correlabile al riflettore sismico corrispondente al tetto dell'unità AES6 (-105 m dal p.c.).

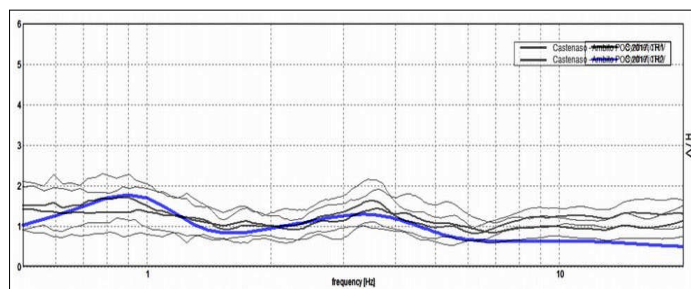
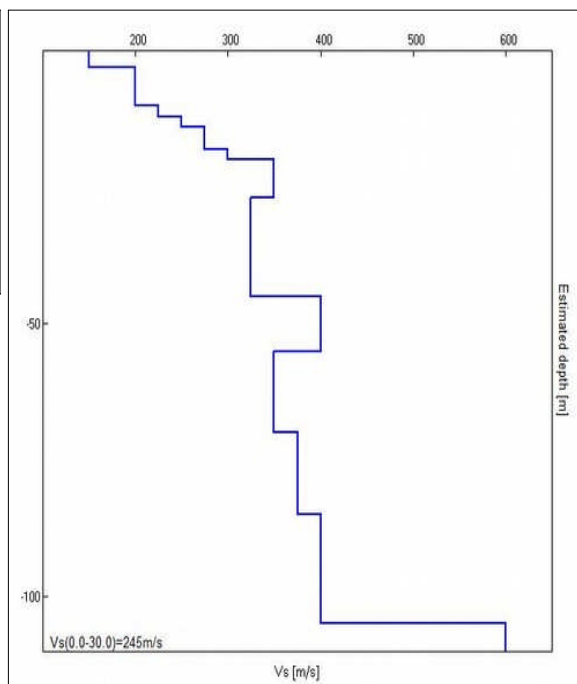


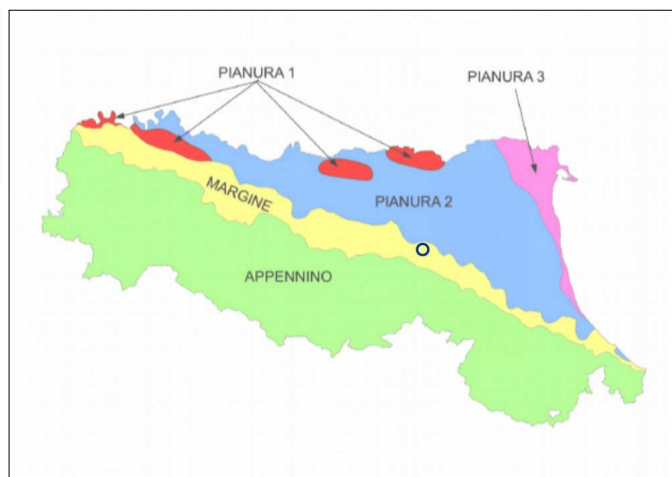
Figura 4.5 – Modello sismostratigrafico ricavato dalle due registrazioni HVSR eseguite nel comparto studiato. In alto: curva sintetica del modello confrontato con gli spettri H/V delle due registrazioni



Sulla base di quanto indicato nella DGR 2193/2015 (allegato A2), l'area di interesse può essere ascrivibile al macro contesto "MARGINE di tipo B" caratterizzato da spessore dei sedimenti fini superiore a 30 metri; gli strati grossolani sovrastano altri strati di terreni fini presenti fino al substrato. La figura 4.6 riporta i parametri di RSL calcolati in modo semplificato (livello 2) utilizzando gli abachi RER aggiornati con la DGR 2193/2015.

$V_{s30}(m/s) \rightarrow$	150	200	250	300	350	400
F.A. PGA	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.5
F.A. SI1	1.9	1.9	1.9	1.8	1.7	1.6
F.A. SI2	2.9	2.8	2.5	2.3	2.1	2.0
F.A. SI3	3.3	3.1	2.7	2.4	2.2	2.0

Figura 4.6 - Abaco dei parametri di RSL semplificata (DGR 2193/2015, all. A2) riferito al macro contesto "Margine di tipo B". L'area di studio è localizzata nel cerchiato blu



Occorre tuttavia precisare che l'inclusione parziale del comparto in zona sismica potenzialmente liquefacibile 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").

5 APPROFONDIMENTI SISMICI DI LIVELLO 3

5.1 Modellazione numerica della risposta sismica locale

5.1.1 Dati ed elaborazioni di input

Le analisi numeriche di risposta sismica locale (RSL) sono state espletate 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 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, 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_{ref} ricavato per l'area di studio (0,172g). Gli accelerogrammi scelti corrispondono a tre differenti tipologie di segnale (figura 5.1):

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

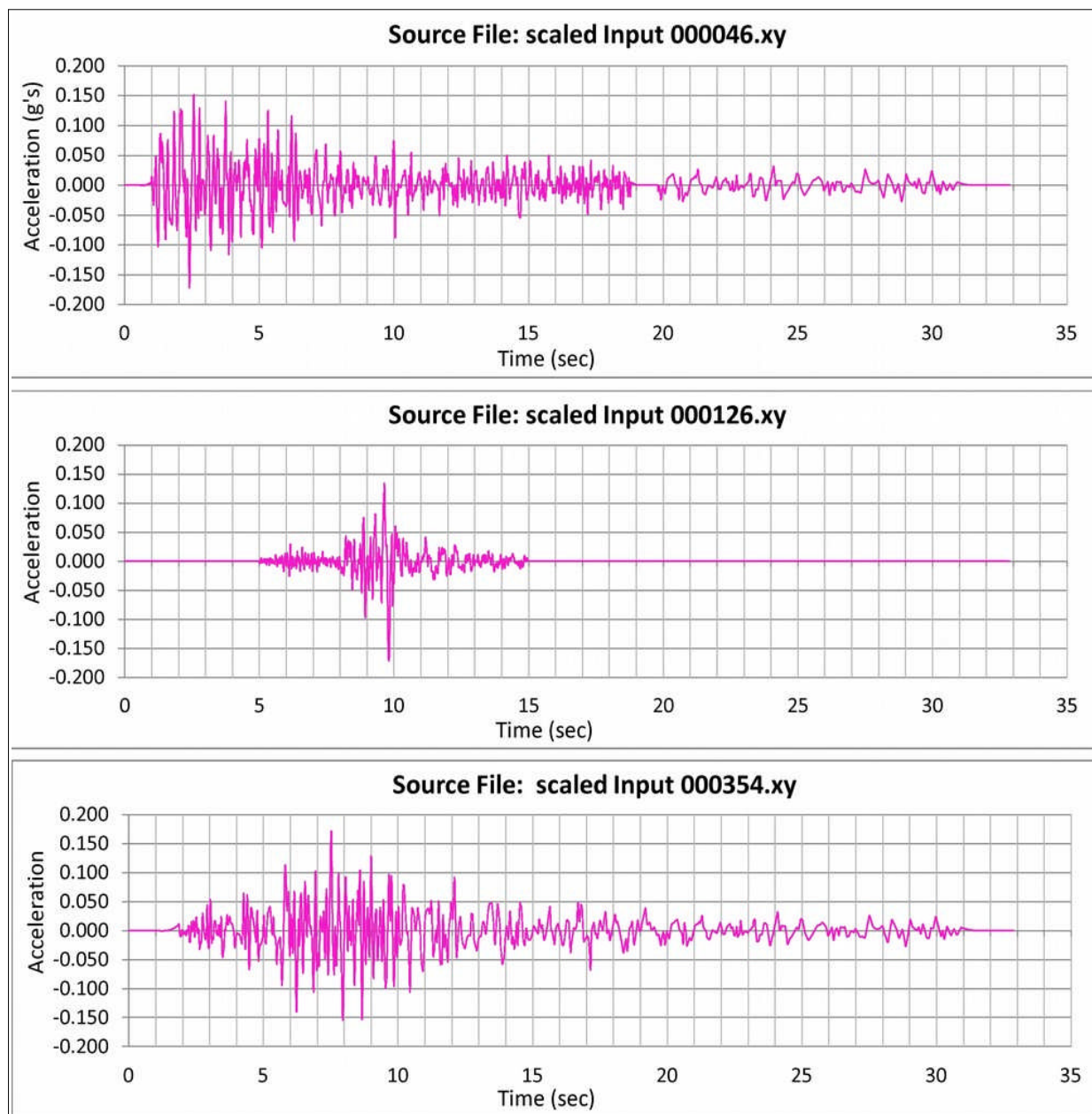


Figura 5.1 – Accelerogrammi di input ai sensi della DGR 2193/2015 ($TR = 475$ anni)

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. Per quanto riguarda il sottosuolo più profondo, i dati di riferimento sono desunti in particolare dalle sezioni geologiche RER (es. n.15 e n. 50) e a quanto già scritto nei precedenti paragrafi. Si precisa che il modello sismostratigrafico ha considerato, come riflettore sismico predominante, il tetto dell'unità AES indifferenziato, posto a circa -105 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.

Le simulazioni hanno considerato il modello di riferimento del sottosuolo le cui caratteristiche vengono riportate nella tabella 5.1.

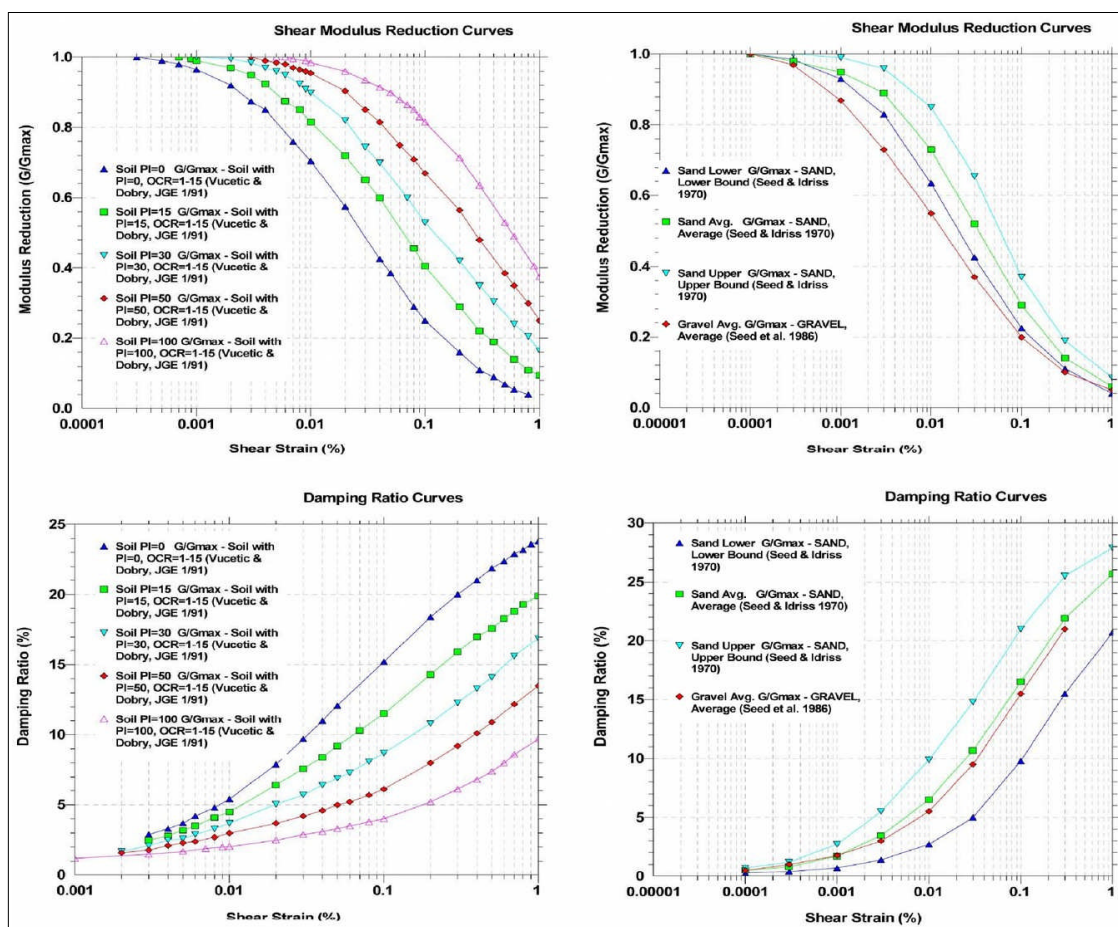
Tabella 5.1 – Modello sismostratigrafico di riferimento per le modellazioni numeriche di RSL

Layer	Thickness (m)	Depth (m)	Unit Weight (kN/m ³)	Damping (decimal)	Shear Wave (m/s)	G/Gmax & Damping curve
1	3,0	3,0	17,0	0,05	150	Soil PI=15
2	7,0	10,0	17,5	0,05	200	Soil PI=30
3	2,0	12,0	18,0	0,05	225	Sand Lower
4	2,0	14,0	18,5	0,05	250	Soil PI=30
5	4,0	18,0	18,5	0,05	275	Sand Lower
6	2,0	20,0	18,5	0,05	300	Soil PI=30
7	7,0	27,0	19,5	0,05	350	Sand Avg
8	18,0	45,0	19,0	0,05	325	Soil PI=30
9	10,0	55,0	20,0	0,05	400	Sand Upper
10	15,0	70,0	19,0	0,05	350	Soil PI=30
11	15,0	85,0	20,0	0,05	375	Soil PI=30
12	20,0	105,0	20,0	0,05	400	Soil PI=30
13	>105m Bedrock sismico			0,05	>600	

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.

Si sono infine 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 5.2.

Figura 5.2
– Proprietà
dinamiche
dei
materiali:
curve di
deca-
dimento di
riferimento
per l'analisi
di RSL

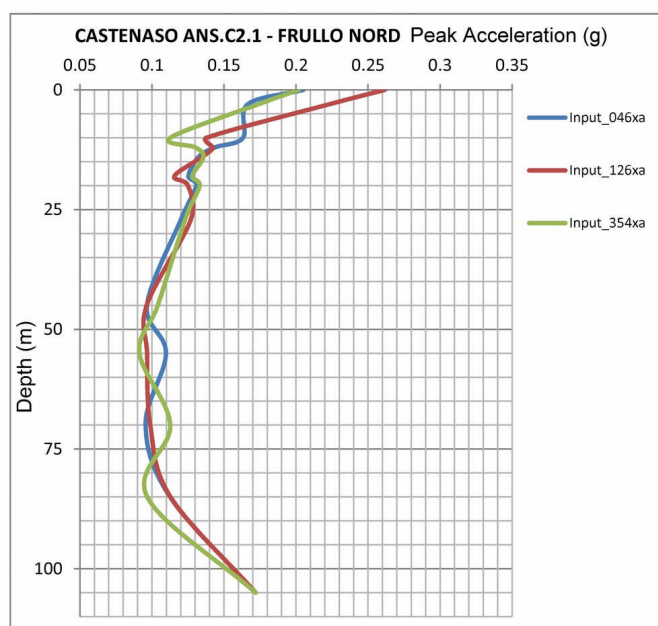


5.1.2 Esiti delle simulazioni numeriche

Le simulazioni numeriche consentono la valutazione dell'amplificazione locale FA P_{ga}, ossia il rapporto PGA/PGA_0 (rapporto dell' a_{gmax} allo strato più superficiale o di interesse, calcolata con SHAKE 2000, rispetto all' a_{gref} di riferimento al bedrock), definita ai sensi della DGR 2193/2015.

Figura 5.3 - Distribuzione delle accelerazioni orizzontali di RSL per i tre input sismici di riferimento (DGR 2193/2015) e valori di P_{ga} e FA P_{ga} al suolo rappresentativi per l'area di studio

ANS.C2.1 - FRULLO N.					MEAN
DGR 2193/15	Max ag (g)	0.205	0.262	0.202	0.223
	FA P _{ga}	1.2	1.5	1.2	1.3



La figura 5.3 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: $P_{ga} = 0,223g$ e $FA_{Pga} = 1,3$.

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 dipende anche dalle caratteristiche del moto di input (es. ampiezza e contenuto in frequenza, energia, effetti del comportamento non lineare del terreno, ecc.).

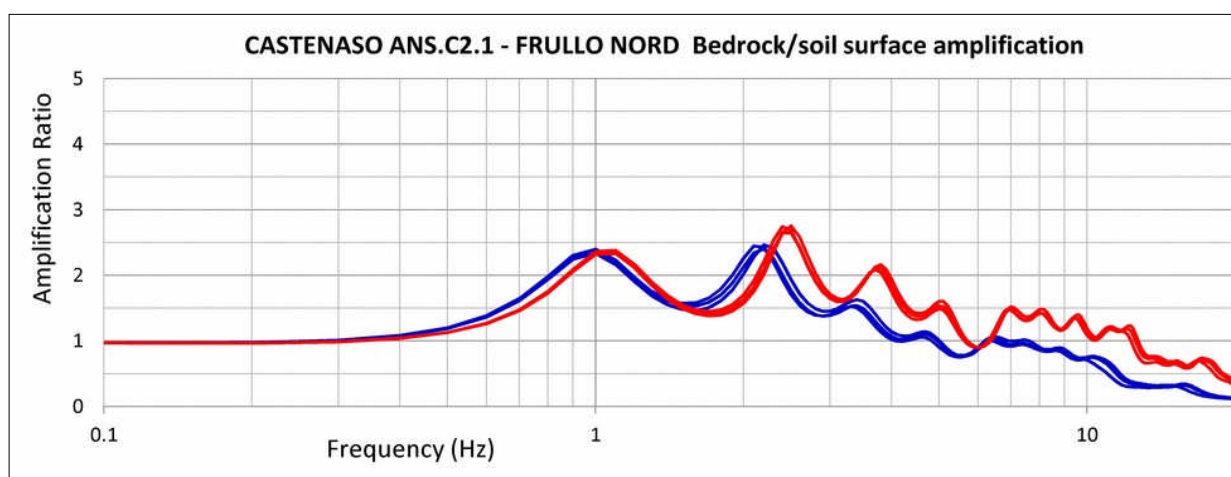


Figura 5.4 Funzioni di trasferimento ricavate con livelli energetici di terremoto differenti (in blu: amplificazioni ricavate con gli input sismici DGR 2193/2015 ($TR = 475$ anni); in rosso: amplificazioni ricavate con gli input sismici scalati SLD-NTC 2008 ($TR = 50$ anni))

La figura 5.4 riporta gli spettri di amplificazione generati, ricavati a partire dagli input sismici indicati nella DGR 2193/2015 ($a_{ref} = 0.172g$; $TR = 475$ anni). Sono inoltre riportati gli spettri di amplificazione ricavati dai medesimi accelerogrammi ma in questo caso scalati ad un valore di a_{ref} più basso ($a_{ref} = 0,068g$; $R = 50$ anni), equivalente ad un input sismico scalato alla pericolosità di "Stato Limite di Danno" (NTC 2008). Il confronto, evidenzia l'influenza della non linearità del comportamento dei sedimenti sulla funzione di amplificazione al diminuire dei livelli energetici del terremoto: si riscontra uno spostamento verso frequenze maggiori (periodi minori) del picco di amplificazione e un suo progressivo incremento.

Le simulazioni evidenziano massime amplificazioni a frequenze comprese tra circa 0,9 e 1,0 Hz. Tuttavia sono ricavate amplificazioni anche a frequenze più elevate (2÷4 Hz) che in caso di scuotimenti di minore energia potrebbero risultare di maggiore ampiezza. Il confronto con gli spettri H/V ricavati dalle registrazioni HVSR evidenzia una discreta congruenza con le funzioni di amplificazione ricavate dalle simulazioni numeriche.

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 5.5 riporta il confronto tra gli spettri PSV al pseudobedrock dei tre input sismici (SI_0) e i rispettivi spettri PSV al suolo (SI).

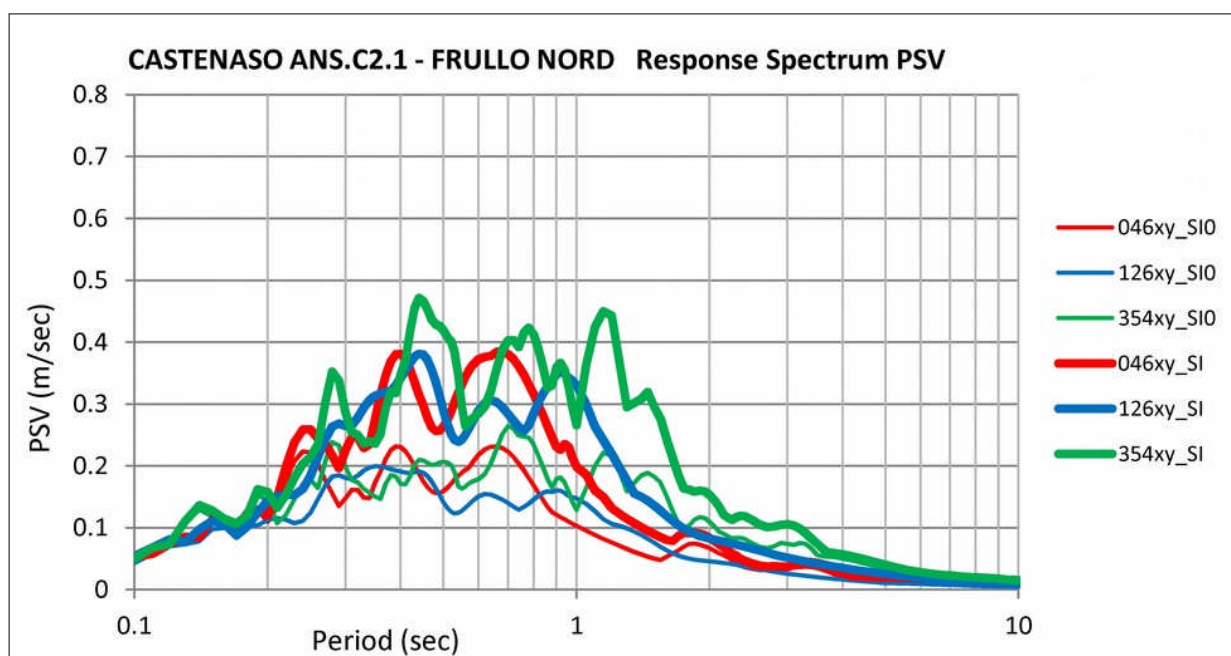


Figura 5.5 - Spettri di intensità di Housner riferiti al suolo (SI) e al pseudobedrock (SI_0) ricavati per i tre input sismici di riferimento (DGR 2193/2015) e valori di FA SI

DGR 2193/15	T 0.1-0.5	T 0.5-1.0	T 0.5-1.5
Input_000046xy	1.4	1.8	1.8
Input_000046xy	1.6	2.1	2.0
Input_000354xy	1.6	1.8	1.8
MEAN	1.6	1.9	1.9

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

FA SI [0,1s-0,5s] = 1,6

FA SI [0,5s-1,0s] = 1,9

FA SI [0,5s-1,5s] = 1,9

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.).

5.2 Verifiche della liquefacibilità

5.2.1 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 costruzioni⁴. 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 eseguite nel comparto. Il vantaggio dell'uso di tali prove, è da ricercarsi nella maggiore accuratezza e ripetibilità rispetto ad altre indagini, nella relativa economicità e soprattutto nella possibilità di avere profili continui con la profondità, con informazioni dettagliate anche sulla stratigrafia.

Gli esiti delle prove 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) 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 $M = 7,5$:

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

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.

⁴ Fonte: "Rapporto preliminare sui diffusi fenomeni di liquefazione verificatisi durante il terremoto in pianura padana emiliana del maggio 2012", C. Crespellani et Al., 2012.

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 ($a_{max} = 0,22g$);
- sulla base del contesto idrogeologico locale si è considerata una soggiacenza cautelativa della falda in condizioni di sisma pari a 2 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").

5.2.2 *Stima del fattore di sicurezza e dei cedimenti post sisma*

Le simulazioni evidenziano, per le due prove considerate, livelli sabbiosi potenzialmente liquefacibili, tuttavia di modesto spessore almeno fino alla profondità di circa -9 metri. Gli strati liquefacibili di spessore più significativo (metrico) sono riscontrati a profondità superiori a 12 metri (prove CPTU2 e CPTU3). La figura 5.6 riporta graficamente le verifiche effettuate per la prova CPTU3 (la più "gravosa" in relazione agli spessori complessivamente liquefacibili).

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 5.7).

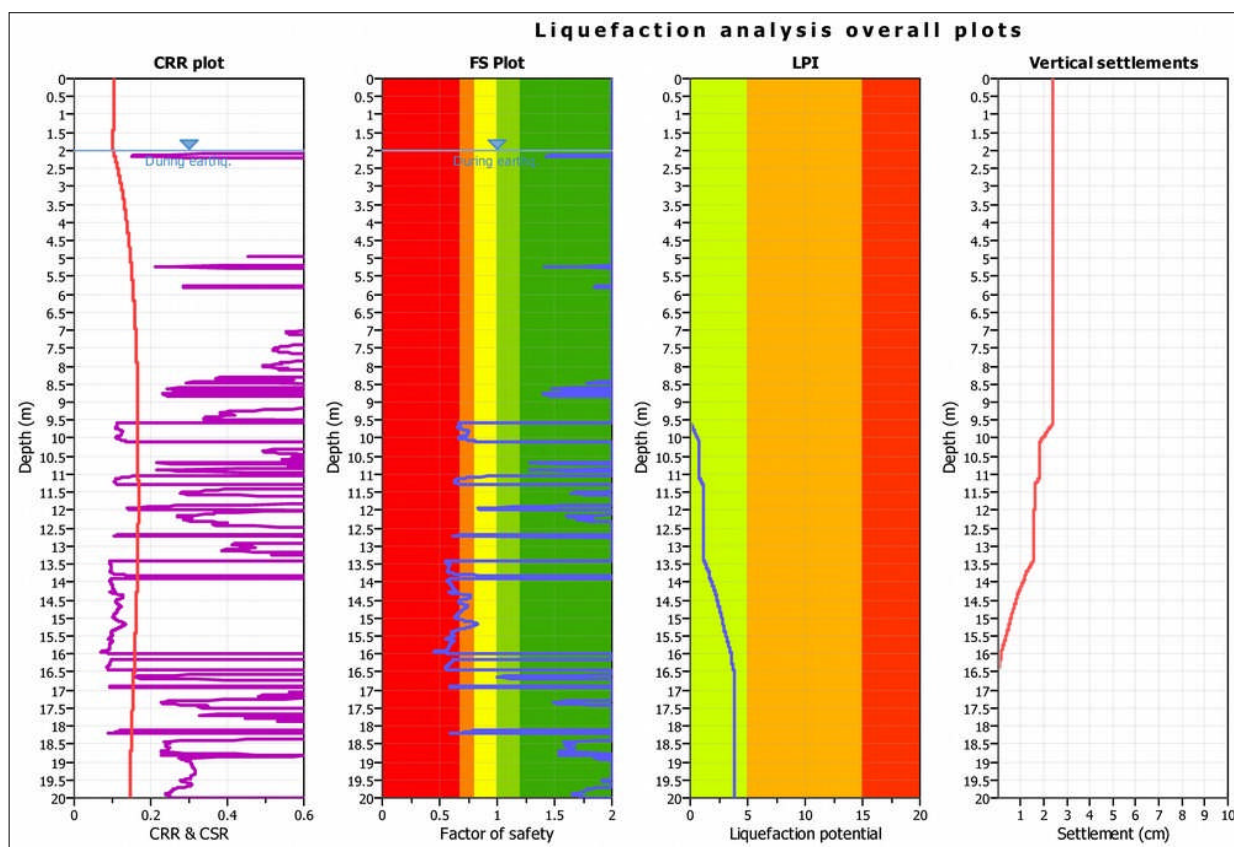
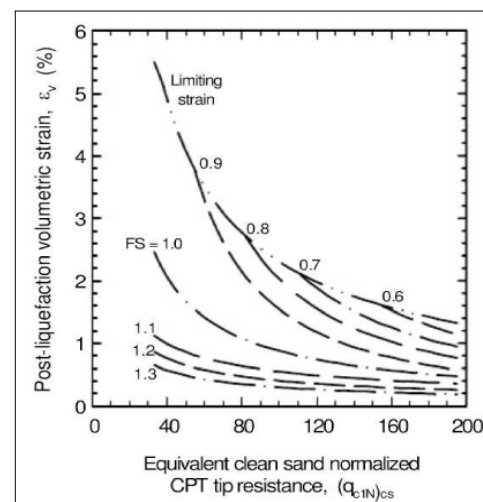


Figura 5.6 – Plottaggio degli verifiche di liquefazione della prova CPTU3 secondo l'approccio di Robertson (2009)

Figura 5.7 – 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 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 $FS_{\gamma=3\%} = CRR_{6,14} / CRS_{6,14}$. Le deformazioni volumetriche sono state calcolate secondo il metodo di Robertson (2009), utilizzando le seguenti relazioni:

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

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

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

Le prove 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; inoltre, il maggior contributo è fornito da strati liquefacibili profondi oltre 9 metri.

5.2.3 Analisi sito specifica del rischio di liquefazione

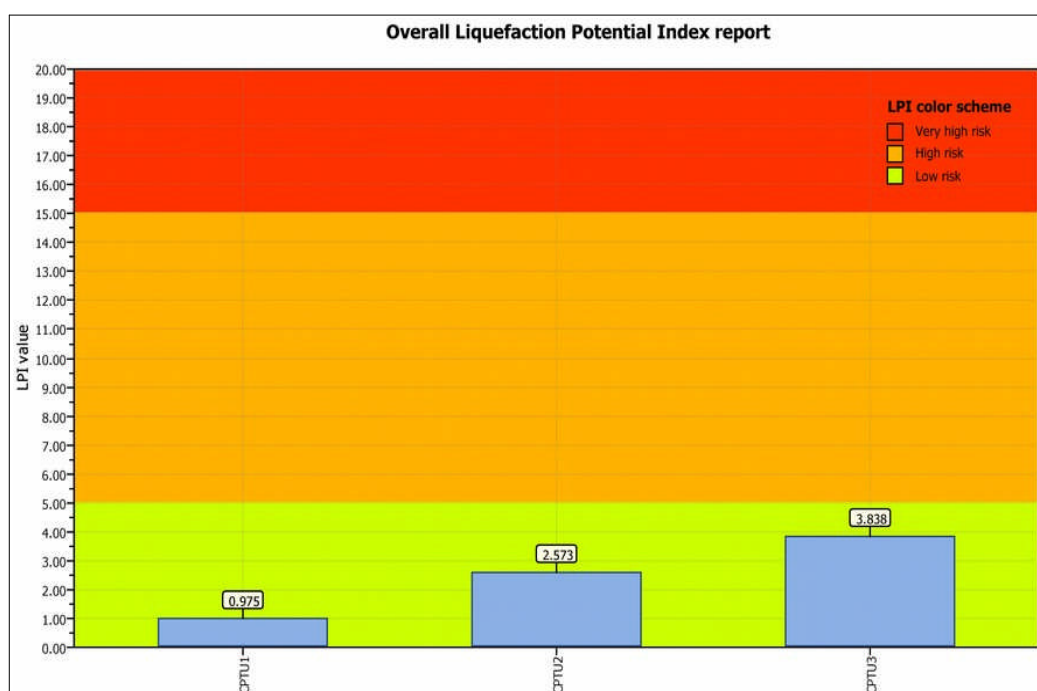
Il rischio di liquefazione è valutato mediante il calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione LPI (Liquefaction Potential Index) di Iwasaki et al. (1982) e la stima del parametro LSN (Liquefaction Severity Number), recentemente proposto da Tonkin & Taylor (2013).

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

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

[con: $W(z)$ fattore di peso della profondità $= 10 - 0.5z$; F_1 variabile $= 1 - FSL$ (per $FSL < 1,2$) oppure $F_1 = 0$ per $FSL > 1.2$; z = profondità dello strato considerato]

Figura 5.8 –
Confronto delle
stime di LPI
calcolate sulla
base degli esiti di
RSL (DGR
2193/2015)



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 5.8 offre una sintesi degli esiti basati sul calcolo di FSL secondo il metodo di riferimento per questo lavoro e con i medesimi parametri di input: si evince come l'esito più severo sia ricavato nella prova CPTU3 e tuttavia con esiti che risultano inclusi nella classe di rischio "moderato" (LPI max =3,8).

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

Figura 5.9 – Correlabilità dell'indice LSN con gli effetti di liquefazione nei sedimenti superficiali e con l'intensità del danno riscontrato nei manufatti (Tonkin & Taylor, 2013)

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

Il calcolo fornisce un valore numerico compreso tra 0 e 100 e gli Autori hanno proposto una classificazione di LSN relazionata agli effetti di liquefazione superficiali rilevati nelle zone “free field” e/o alla severità dei danni riscontrati nei manufatti (figura 5.9). Secondo gli Autori, l'indice LSN, rispetto alla stima di LPI, risulterebbe “pesare” maggiormente il contributo degli strati superficiali liquefacibili rispetto agli strati critici riscontrabili a profondità maggiori, fornendo esiti più coerenti con gli effetti di liquefazione effettivamente rilevati al piano campagna, inoltre fornirebbe una migliore (seppure blanda) correlazione anche con l'entità dei danni riscontrati nelle opere fondali degli edifici.

La figura 5.10 riporta la stima di LSN ricavate sulle tre verticali CPTU, basate sul calcolo di FSL secondo il metodo di riferimento per questo lavoro con Pga di input ricavato dal modello di RSL: si evince come tutti gli esiti risultino compresi entro la classe meno severa (LSN <5), pertanto con scarsa possibilità di danni per liquefazioni.

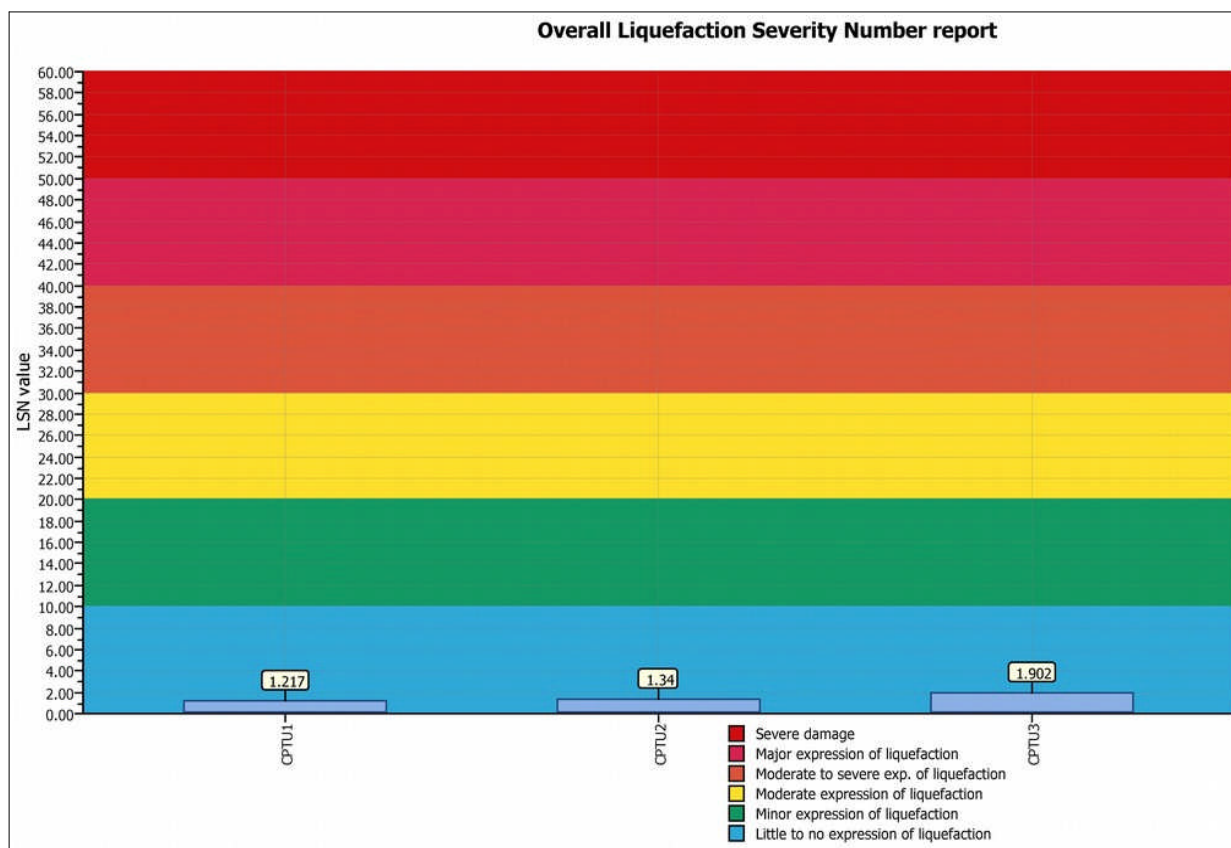


Figura 5.10 – Confronto delle stime di LSN calcolate sulla base degli esiti di RSL (DGR 2193/2015)

La figura 5.11 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 max

Pga riscontrate al suolo durante gli eventi sismici nella pianura emiliana del 2012 sono risultate pari a circa 0,30g.

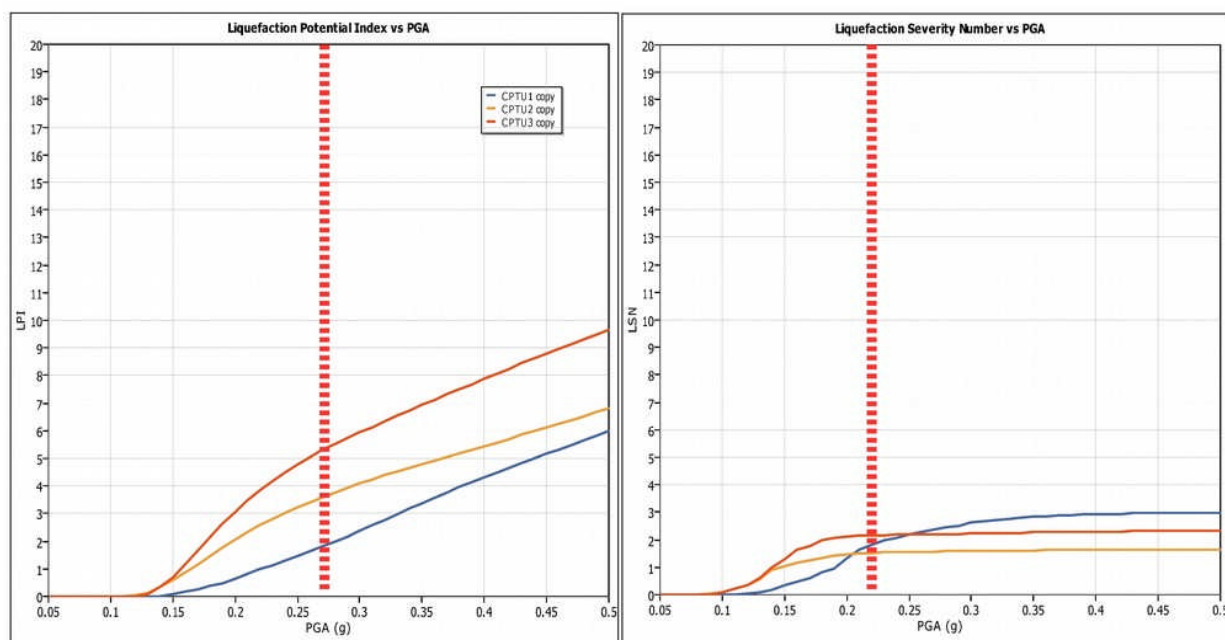


Figura 5.11 – Variabilità degli indici LPI (a sx) e LSN (a dx) in funzione della massima ag attesa al suolo (pga) e con magnitudo di riferimento ($M=6,14$). La simulazione si riferisce agli esiti di FSL ricavati secondo Robertson (2009)

5.2.4 Conclusioni e commenti sulla liquefacibilità

Le verifiche forniscono esiti di liquefazione sito specifici che possono ritenersi significativi in termini di pericolosità. 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 contributo alla resistenza alla liquefazione che può essere fornito dalle opere di fondazione e dalle sovrappressioni scaricate al sottostante terreno.

6 VALUTAZIONI SULLA DI FATTIBILITA' DELL'INTERVENTO

Come riportato in premessa, il presente studio geologico e sismico è stato elaborato a corredo della proposta di inserimento del comparto ANS C2.1 "Frullo Nord" nel POC di Castenaso.

Il presente studio geologico e sismico ha approfondito l'analisi di pericolosità sismica fino al "livello 3" (DGR 2193/2015), in particolare elaborando l'analisi della risposta sismica locale ed effettuando stime di suscettibilità alla liquefazione e ai cedimenti post sisma sulla base dei dati disponibili.

Gli esiti delle analisi geologiche, idrogeologiche, idrauliche; geotecniche e sismiche, descritti nei

precedenti capitoli non evidenziano particolari elementi ostativi alle previsioni d'uso del comparto e non sussistono particolari fattori di rischio geologico e sismico.

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 attuazione degli interventi e nella successiva progettazione definitiva, ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti.

In appendice, la scheda di sintesi riporta ulteriori elementi prescrittivi per le successive fasi attuative e di intervento diretto.

APPENDICE: SCHEDA DI SINTESI COMPARTO ANS C2.1 "FRULLO NORD"

Prove geognostiche e geofisiche di riferimento eseguite per il POC (figura 2.1)

Prove geognostiche → CPTU1; CPTU2; CPTU3

Prove geofisiche → TR1; TR2

Ulteriori prove di repertorio → MASW2_PSC; MASW3; CPTU2_PSC

Inquadramento geologico e idrogeologico

Contesto geologico → contesto geologico di pianura alluvionale e più in particolare di "depositi di canale e argine indifferenziati", attribuibili ai corsi d'acqua Savena e Idice. I sedimenti alluvionali affioranti sono compresi nel "Subsintema di Ravenna" (sigla AES8) di età deposizionale recente (Pleistocene superiore – Olocene). Le prove eseguite nell'Ambito evidenziano sedimenti argillosi, con sporadiche intercalazioni di limi debolmente sabbiosi.

Contesto morfologico → l'Ambito presenta una blanda acclività verso NE, con un dislivello massimo di circa 100 cm (quote topografiche comprese tra 41,0 m slm e 40 m slm).

Contesto idrogeologico e aspetti idraulici locali → la tavola Ca.B.1.2 (QC del PSC dei Comuni Valle Idice), evidenzia un deflusso sotterraneo diretto verso NE e un livello statico di circa 38÷38,5 m slm (soggiacenza media di circa 2÷2,5 metri). Le prove CPTU evidenziano scarsi livelli porosi attraversati nei primi 4 metri e di modesto spessore (decimetrici). Dal punto di vista idraulico, la regimazione locale secondaria è fornita dai fossi di testata e trasversali dei campi agricoli. Non sussistono particolari criticità idrauliche.

Caratterizzazione geotecnica preliminare

Le penetrometrie hanno fornito esiti di resistenza ben correlabili tra loro e le resistenze alla penetrazione evidenziano una discreta qualità geotecnica dei sedimenti meno profondi, con un primo intervallo (fino a circa -2,0 metri) caratterizzato da sedimenti anche essiccati (condizione da ritenersi reversibile).

L'Ambito è idoneo alla edificazione di normale impegno costruttivo, sebbene le successive analisi (da espletarsi per le fasi di attuazione e/o costruzione), dovranno valutare con cura la profondità di incastro delle fondazioni e stimare l'entità dei cedimenti attesi (assoluti e/o differenziali), valutandone l'ammissibilità rispetto alle strutture in previsione.

I dati idrogeologici disponibili e in particolare la presenza di scarsi livelli porosi nei primi 4 m di sottosuolo non precludono la realizzazione di vani seminterrati, tuttavia le ulteriori indagini dovranno confermare tale contesto e definire la più consona quota di incastro delle fondazioni.

In allegato alla relazione è riportata la sintesi dei principali parametri geotecnici desunti dalle prove CPTU eseguite nell'area (cfr. paragrafo 3.3).

Caratterizzazione sismica

Aree suscettibili di effetti locali (tavola Ca.B.1.6a <<Microzonazione sismica>>) → l'Ambito ricade parzialmente in zona caratterizzata da sedimenti in cui è possibile che si verifichi liquefazione sotto impulsi ciclici dotati di magnitudo $\geq 5,5$.

Microzonazione sismica semplificata (ai sensi della DGR 2193/2015) → il modello sismostratigrafico profondo (cfr. paragrafo 4.2) consente di includere il comparto nel macrocontesto di "Margine di tipo B" ($V_{s30} = 250$ m/s). I fattori di amplificazione semplificati risultano $FA(Pga) = 1,6$; $FA SI(0,1s \div 0,5s) = 1,9$; $FA SI(0,5s \div 1,0s) = 2,5$ e $FA SI(0,5s \div 1,5s) = 2,7$. $Ag_{ref} 0,172g$.

Esiti di Microzonazione sismica di terzo livello (ai sensi della DGR 2193/2015) → I fattori di amplificazione ricavati da modellazione numerica risultano $FA(Pga) = 1,3$; $FA SI(0,1s \div 0,5s) = 1,6$, $FA SI(0,5s \div 1,0s) = 1,9$ e $FA SI(0,5s \div 1,5s) = 1,9$. Accelerazione max al suolo $= 0,223g$. Per finalità di interesse ingegneristico, la modellazione numerica e le registrazioni HVSr evidenziano una frequenza fondamentale di vibrazione a circa 0,9 Hz (possibile risonanza con edifici molto elevati, cioè >10 piani).

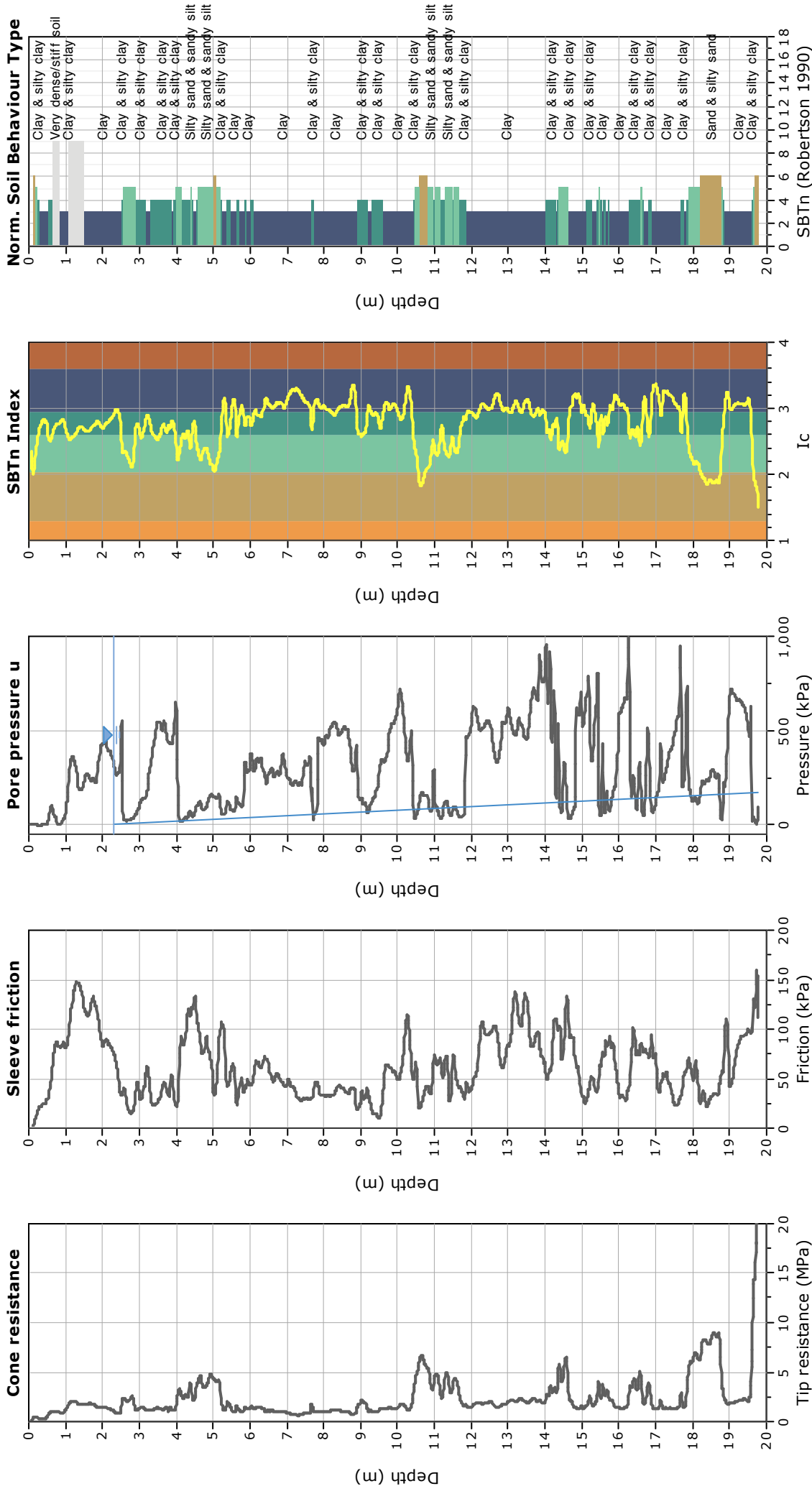
Prescrizioni e approfondimenti richiesti per la fase attuativa

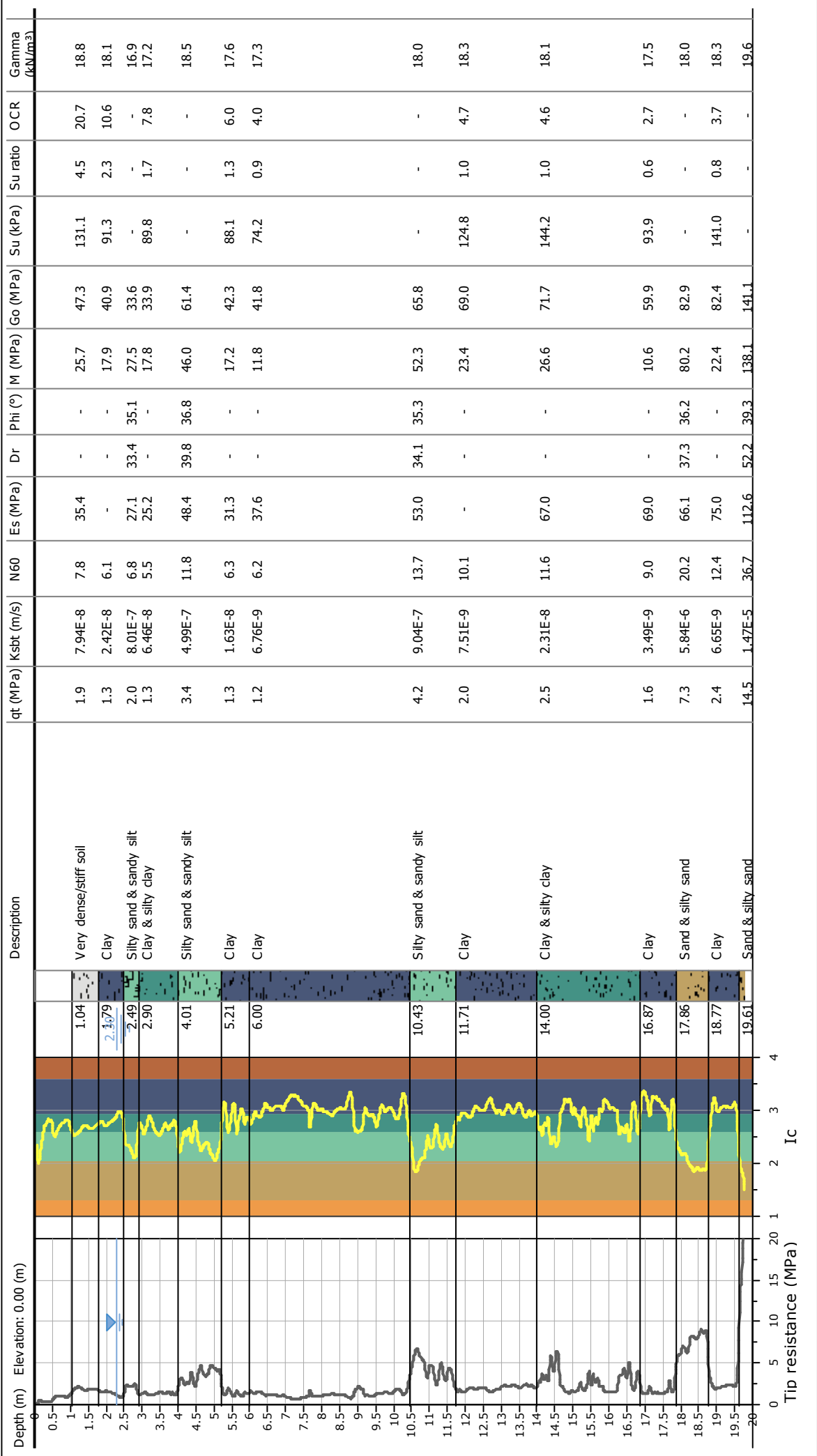
Lo studio geologico e sismico da espletarsi in fase attuativa dovrà approfondire gli aspetti di caratterizzazione idrogeologica, geotecnica e sismica, con ulteriori indagini da eseguire nelle aree di previsto sedime costruttivo.

Il numero delle verticali d'indagine e la loro profondità dovranno essere congrue all'importanza delle costruzioni previste e dovranno essere spinte in profondità fino a garantire un intervallo di conoscenza proporzionato alle strutture, comunque almeno fino a 20 metri dal piano campagna.

Sebbene le indagini espletate per il POC non abbiano evidenziato particolari criticità dal punto di vista sismico (liquefacibilità e cedimenti post sisma), si consiglia di eseguire prove penetrometriche elettriche (CPTe/CPTU) in grado di fornire una migliore caratterizzazione geotecnica del sottosuolo investigato e di consentire verifiche quantitative della liquefacibilità. In tal senso, le prove CPTe/CPTU dovranno spingersi fino ad almeno 20 metri.

Le indagini geognostiche dovranno essere finalizzate anche alla migliore definizione del livello statico della falda locale, di fondamentale importanza per la definizione della quota di incastro delle fondazioni e per l'elaborazione delle verifiche liquefazione, altresì le nuove indagini consentiranno un ulteriore approfondimento della caratterizzazione geotecnica e tessiturale del sottosuolo indagato (modello geologico e geotecnico).





LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

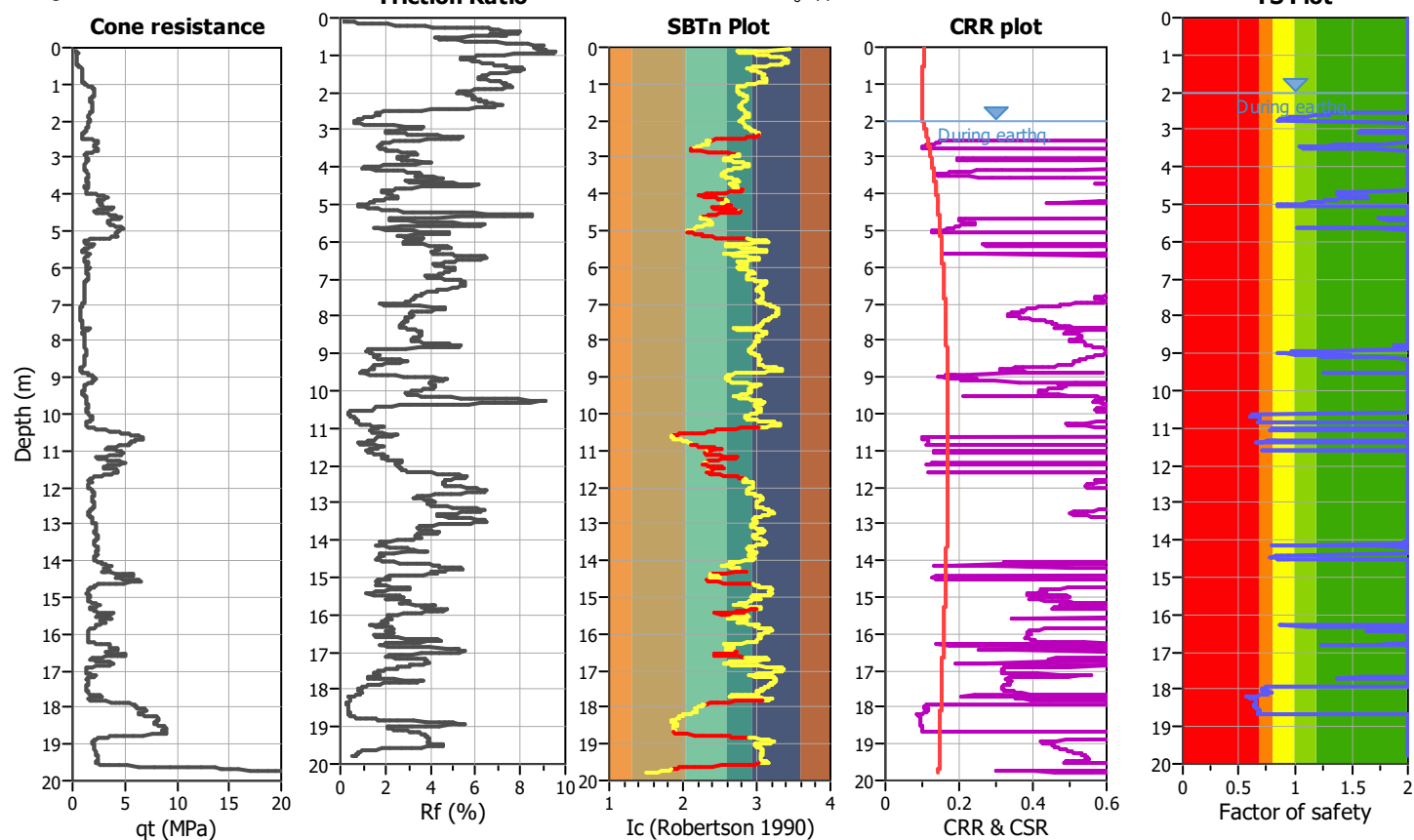
Project title : Comparto ASN.C2.1 - Frullo Nord

Location : Castenaso (BO)

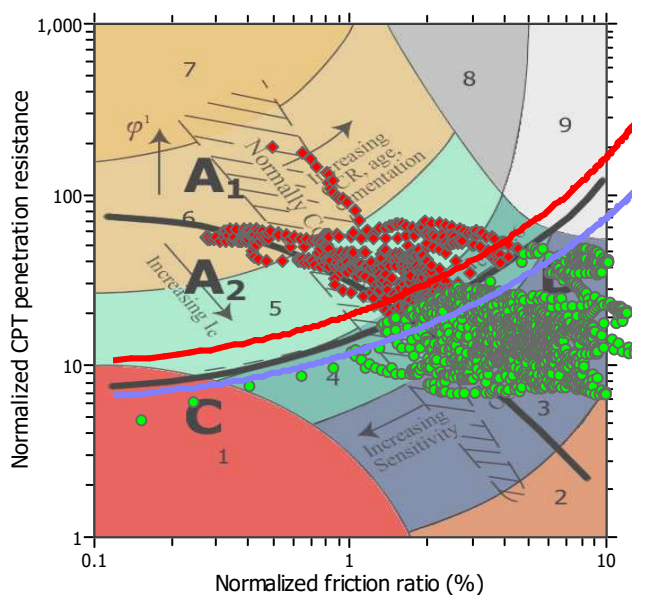
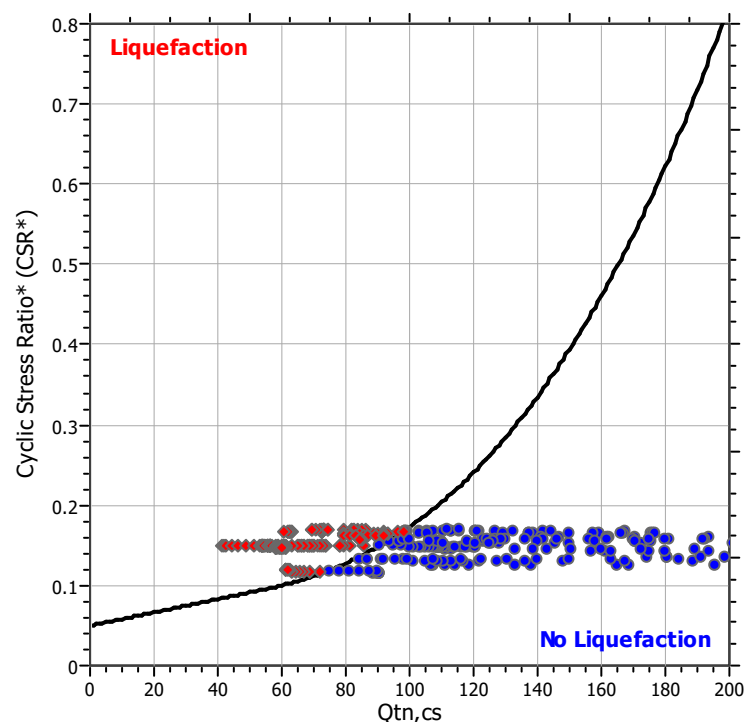
CPT file : CPTU1

Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	2.30 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	2.00 m	Fill height:	N/A	applied:	All soils
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.22	on:	Based on SBT	K_g applied:	Yes	MSF	

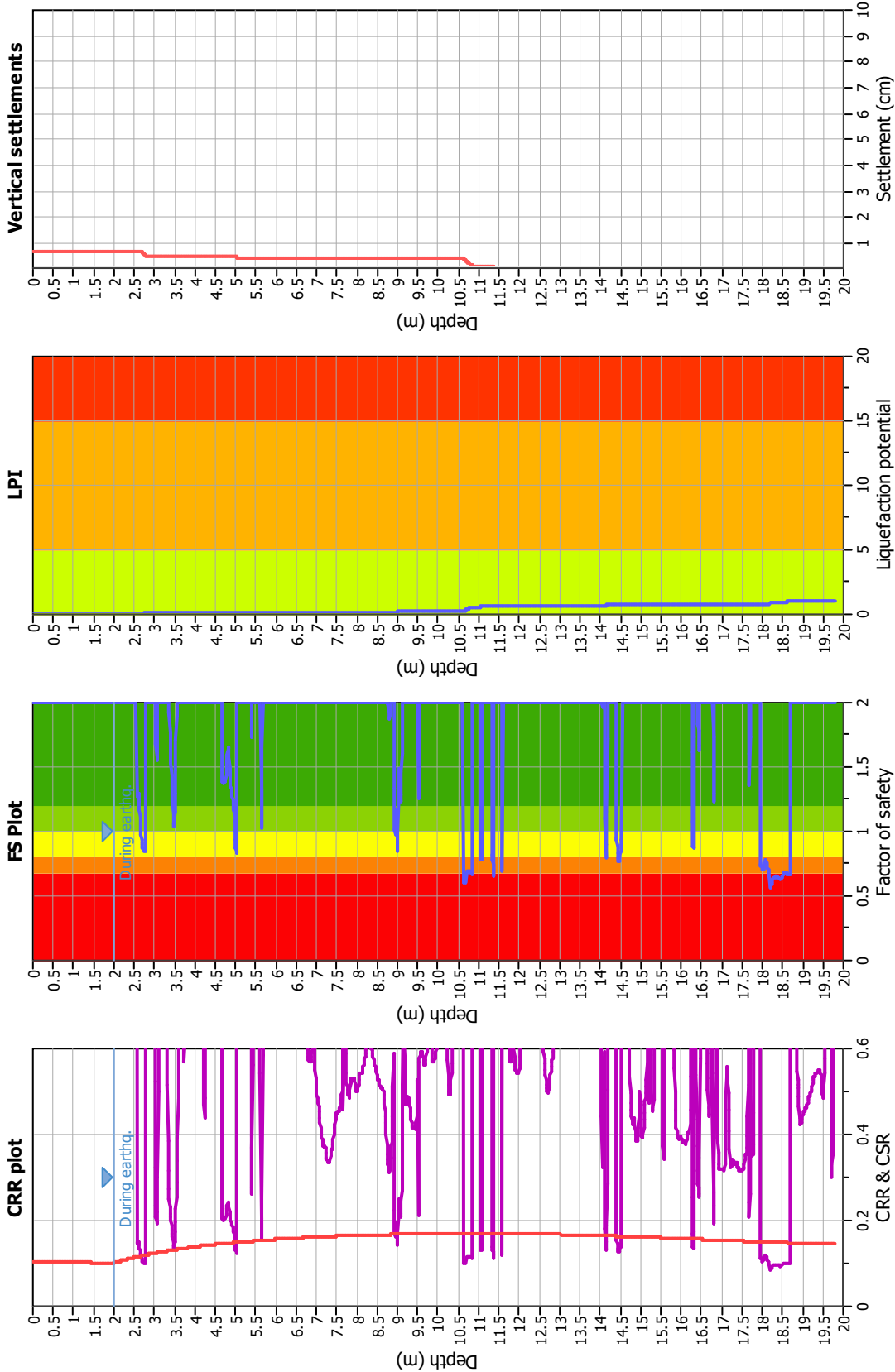


$M_w=7^{1/2}$, $\sigma'_v=1$ atm base curve



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

Liquefaction analysis overall plots



Input parameters and analysis data

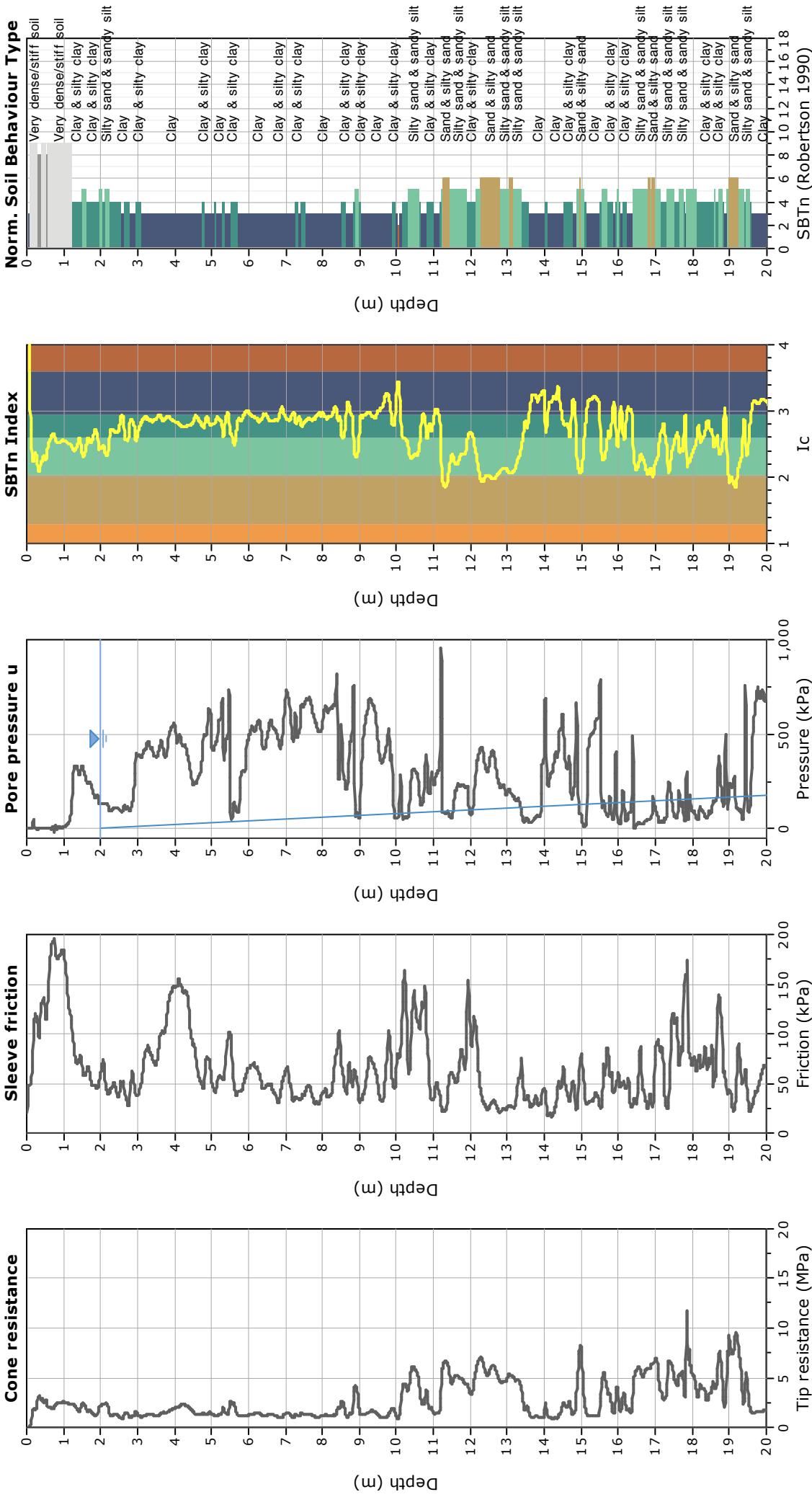
Analysis method:	Robertson (2009)	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Transition detect: applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	K ₀ applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.22	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.30 m	Limit depth:	20.00 m

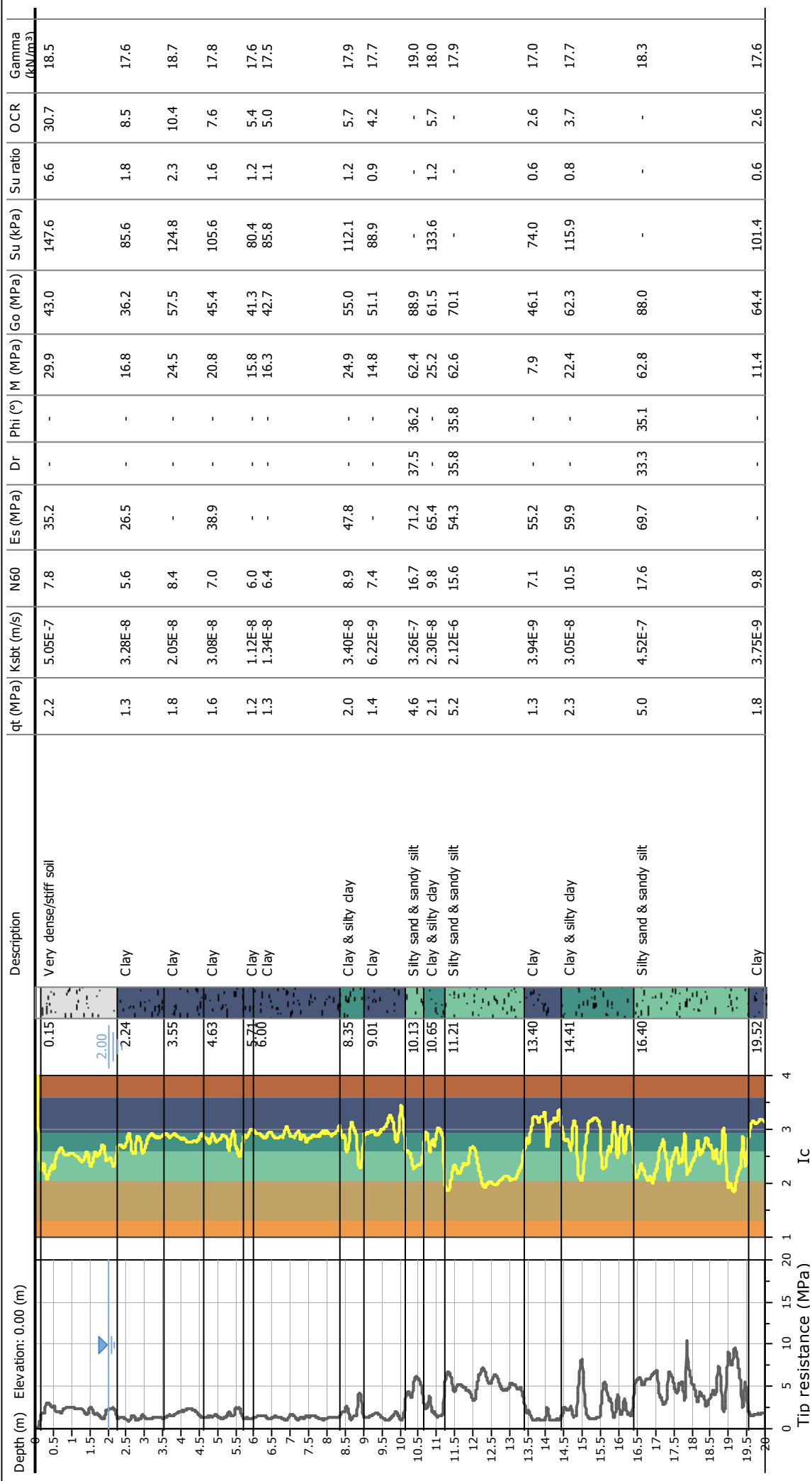
F.S. color scheme

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

LPI color scheme

Very high risk	High risk	Low risk





LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

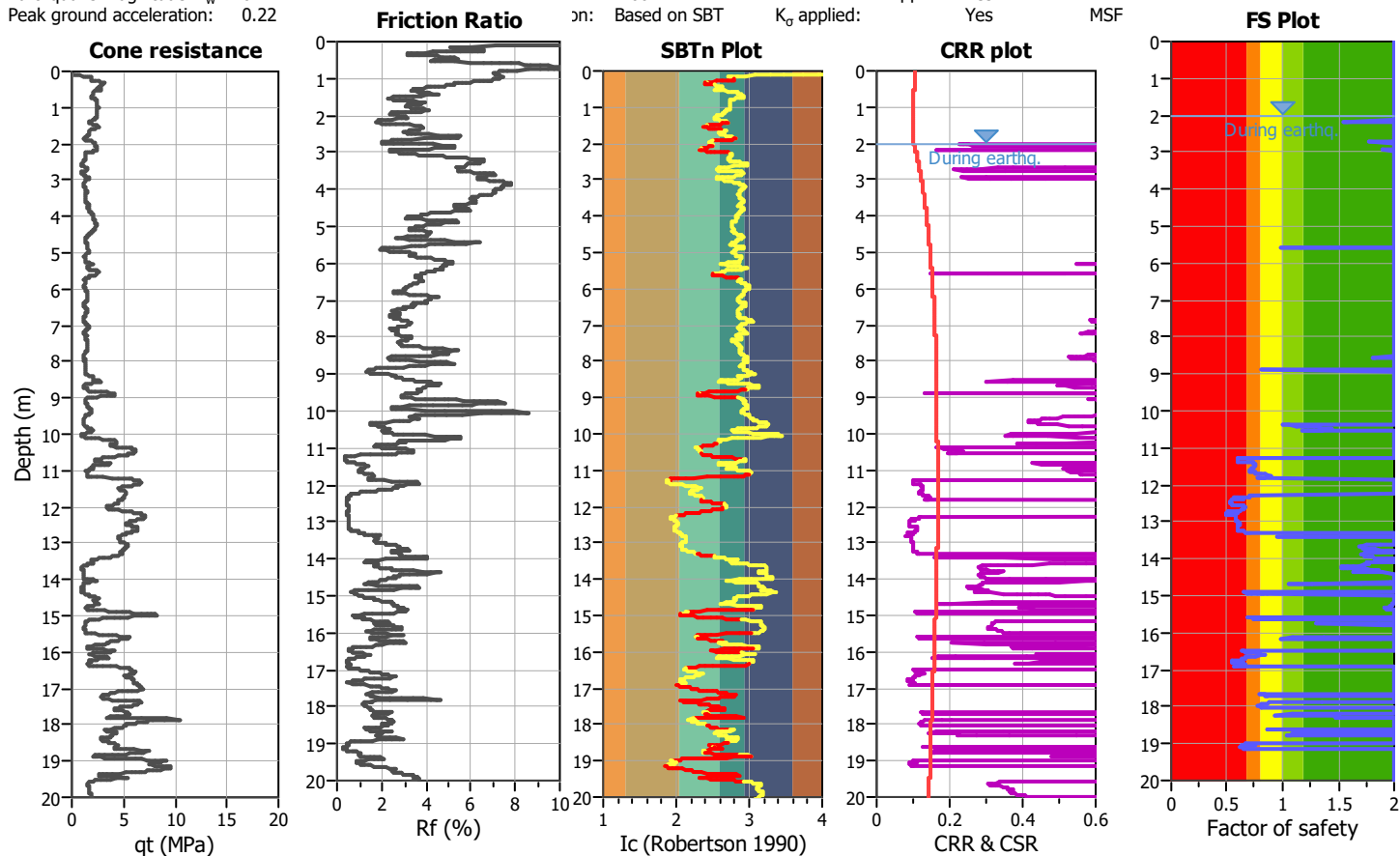
Project title : Comparto ASN.C2.1 - Frullo Nord

Location : Castenaso (BO)

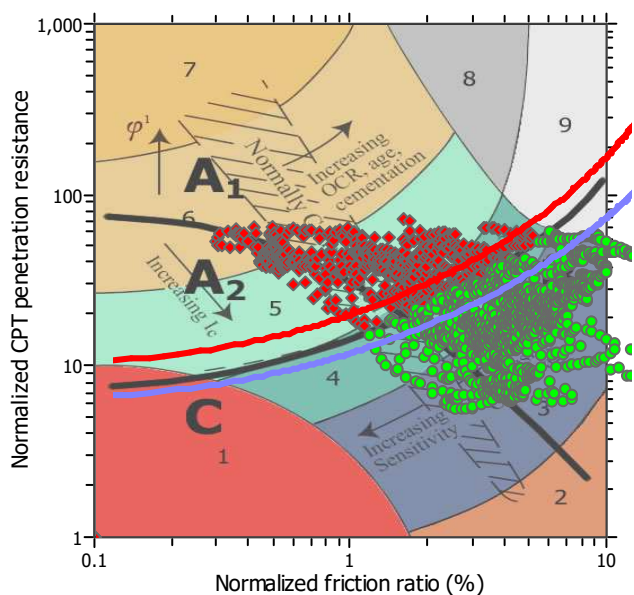
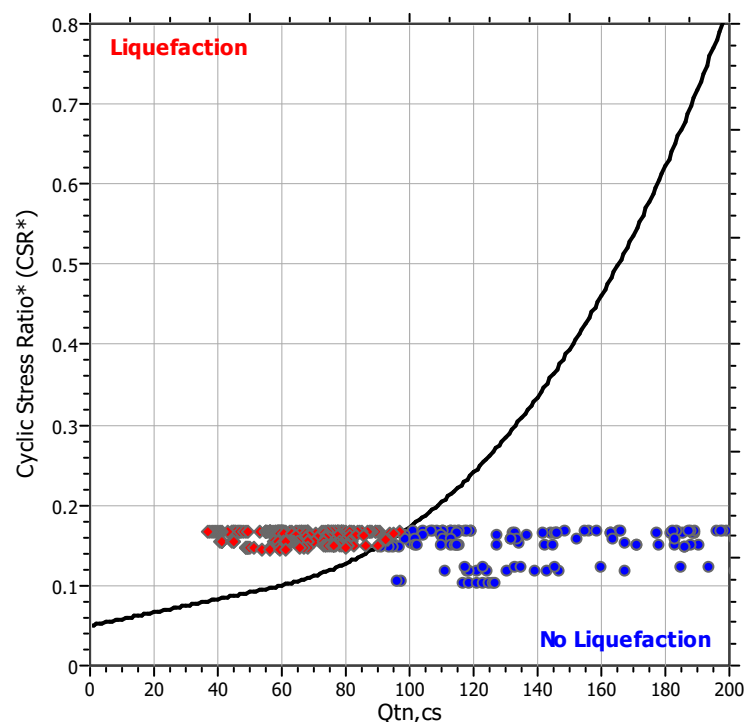
CPT file : CPTU2

Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	2.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	All soils
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	2.00 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:	0.22	on:	Based on SBT	K_g applied:	Yes		

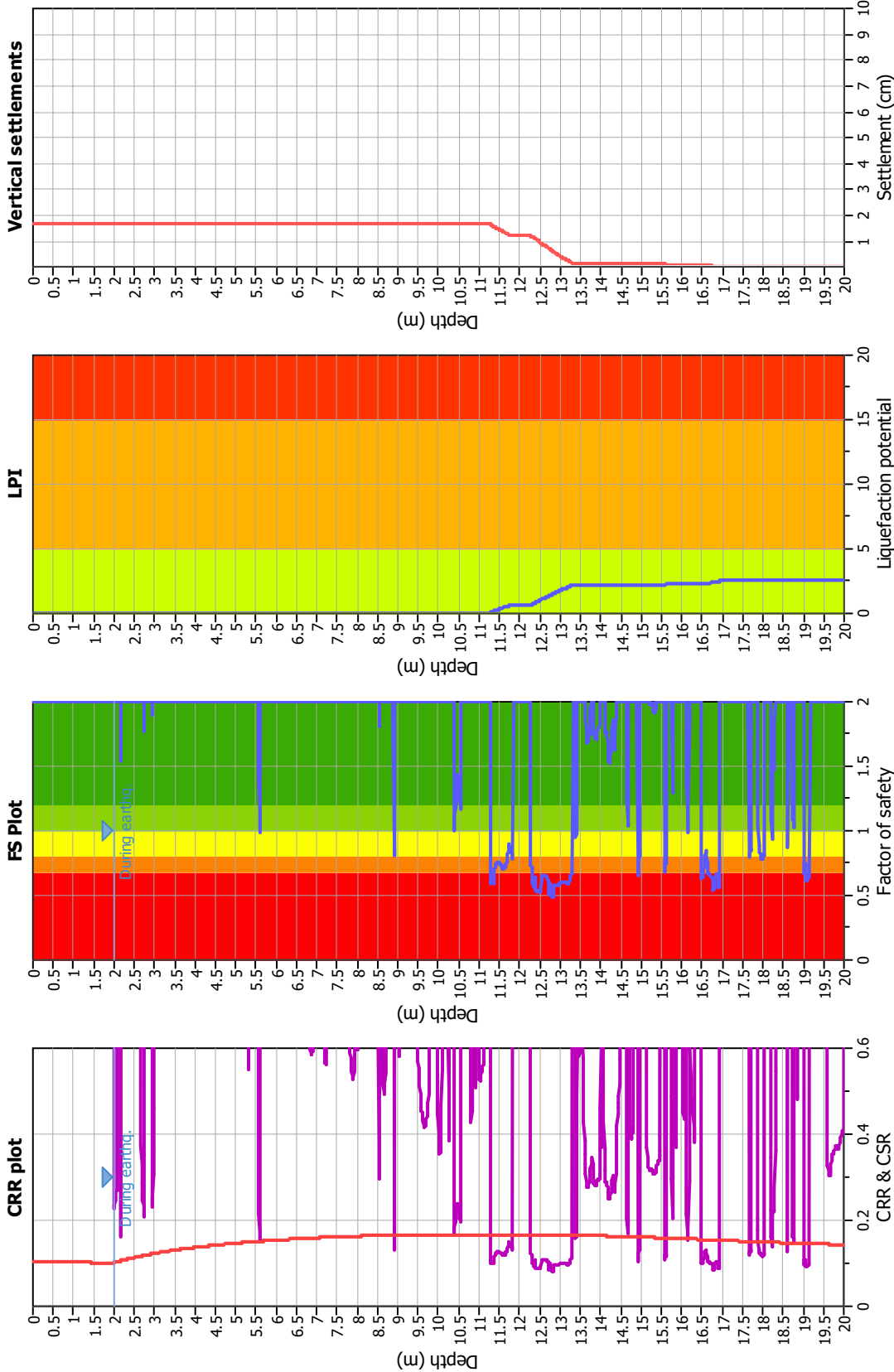


$M_w=7^{1/2}$, $\sigma'_v=1$ atm base curve



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

Liquefaction analysis overall plots



Input parameters and analysis data

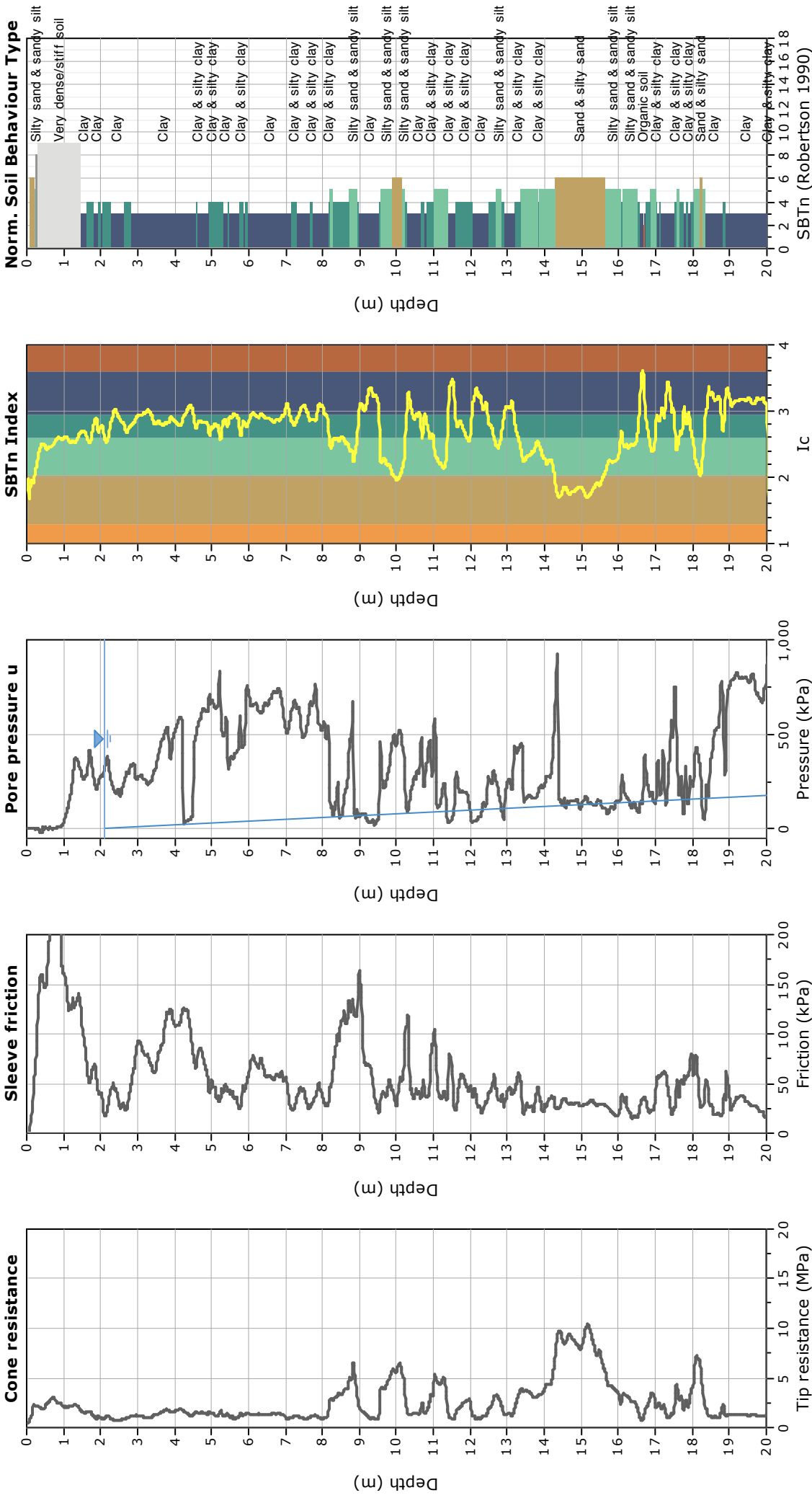
Analysis method:	Robertson (2009)	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Transition detect:	Yes
Points to test:	Based on I_c value	K_0 applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.22	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.00 m	Limit depth:	20.00 m

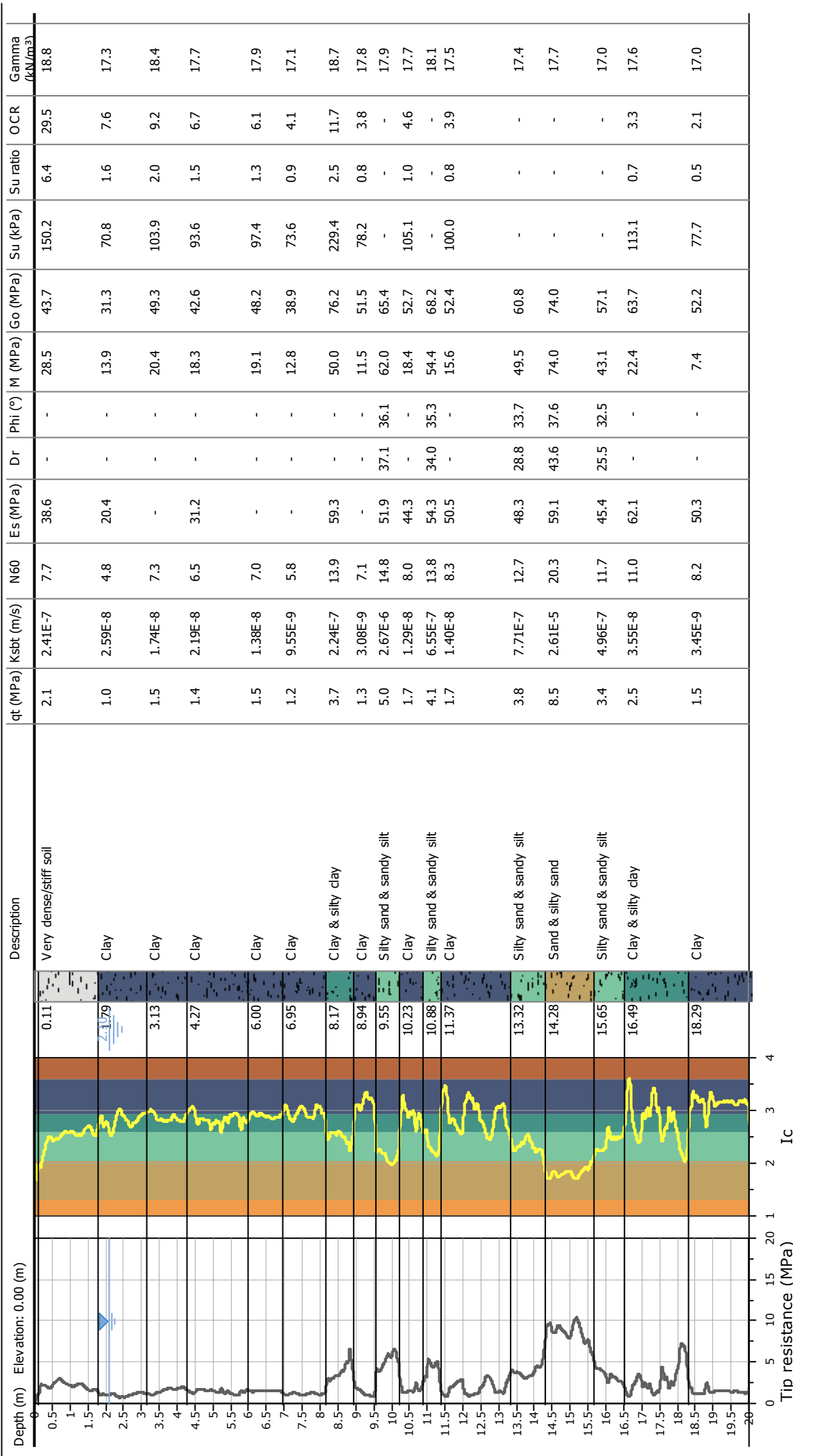
F.S. color scheme

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

LPI color scheme

Very high risk	High risk	Low risk





LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

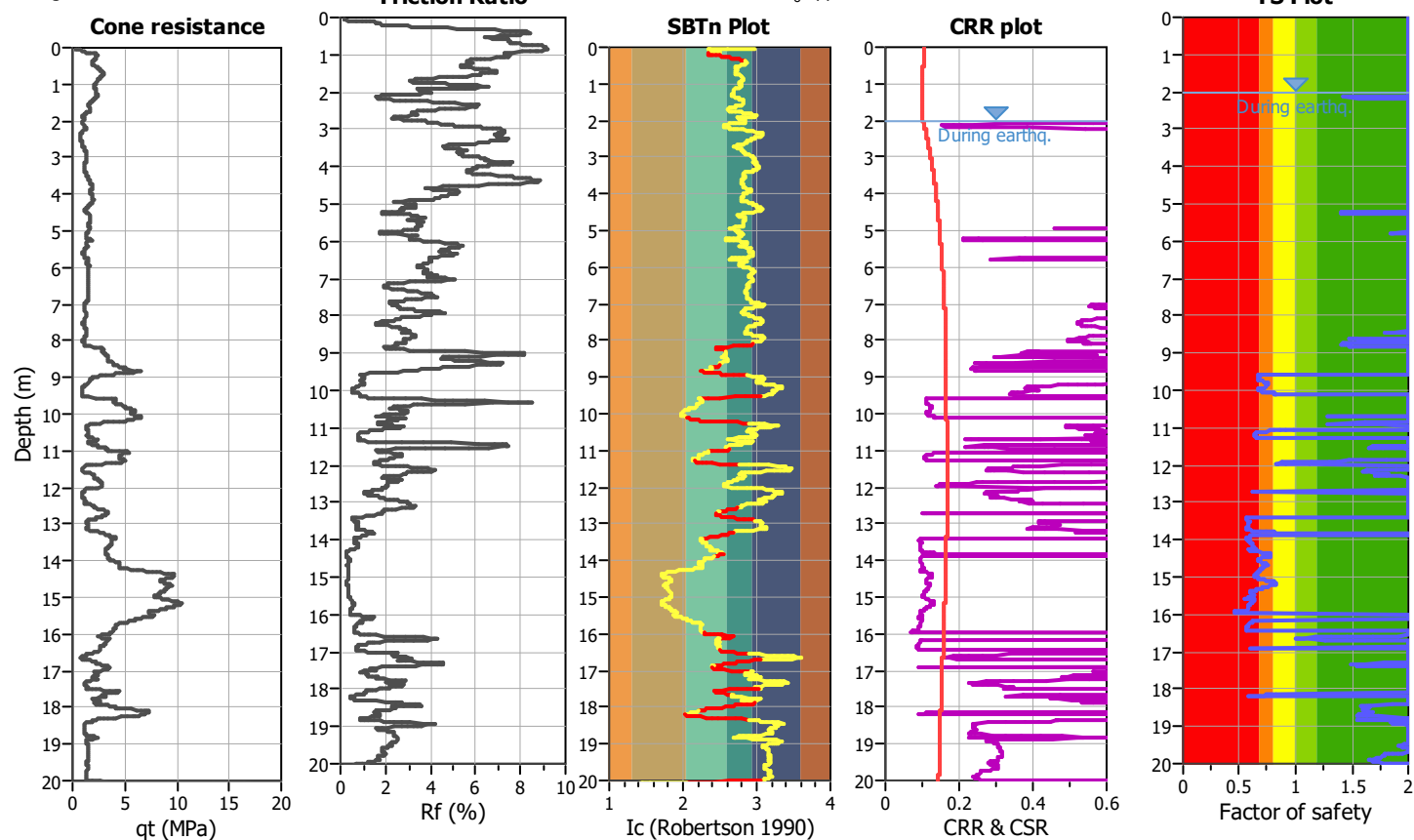
Project title : Comparto ASN.C2.1 - Frullo Nord

Location : Castenaso (BO)

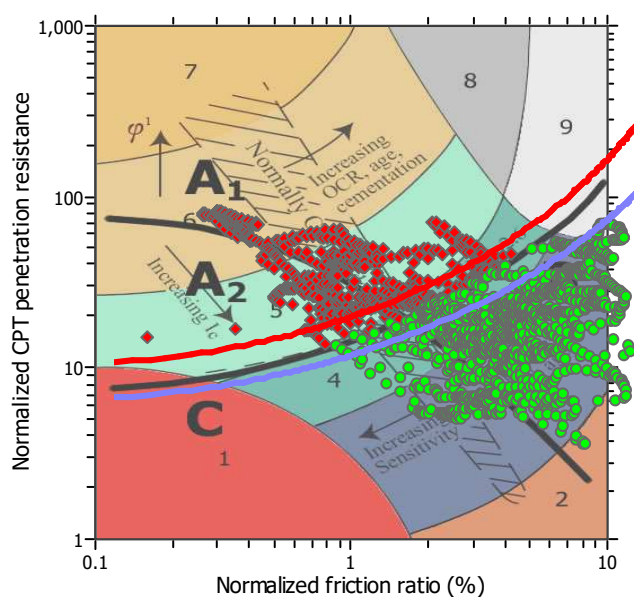
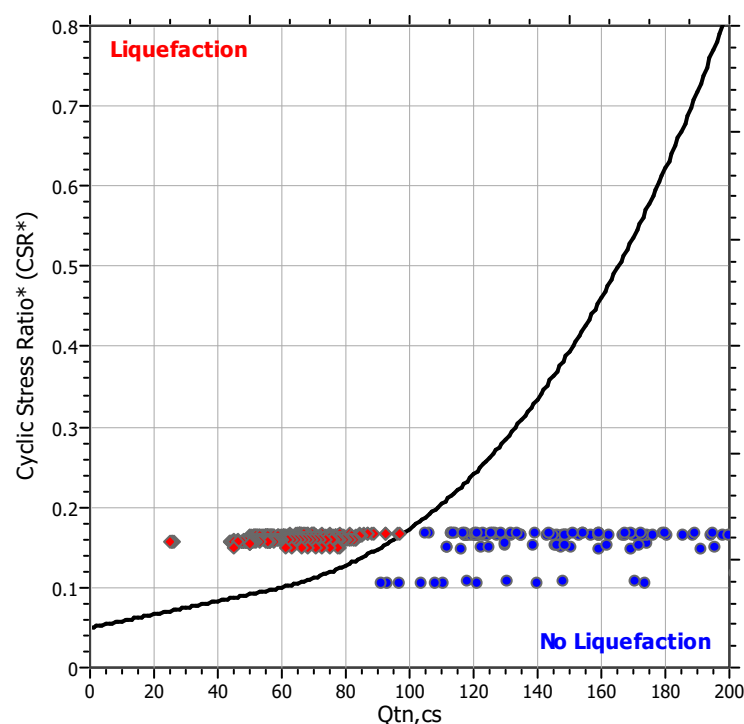
CPT file : CPTU3

Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	2.10 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	2.00 m	Fill height:	N/A	applied:	All soils
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.22	on:	Based on SBT	K_g applied:	Yes	MSF	

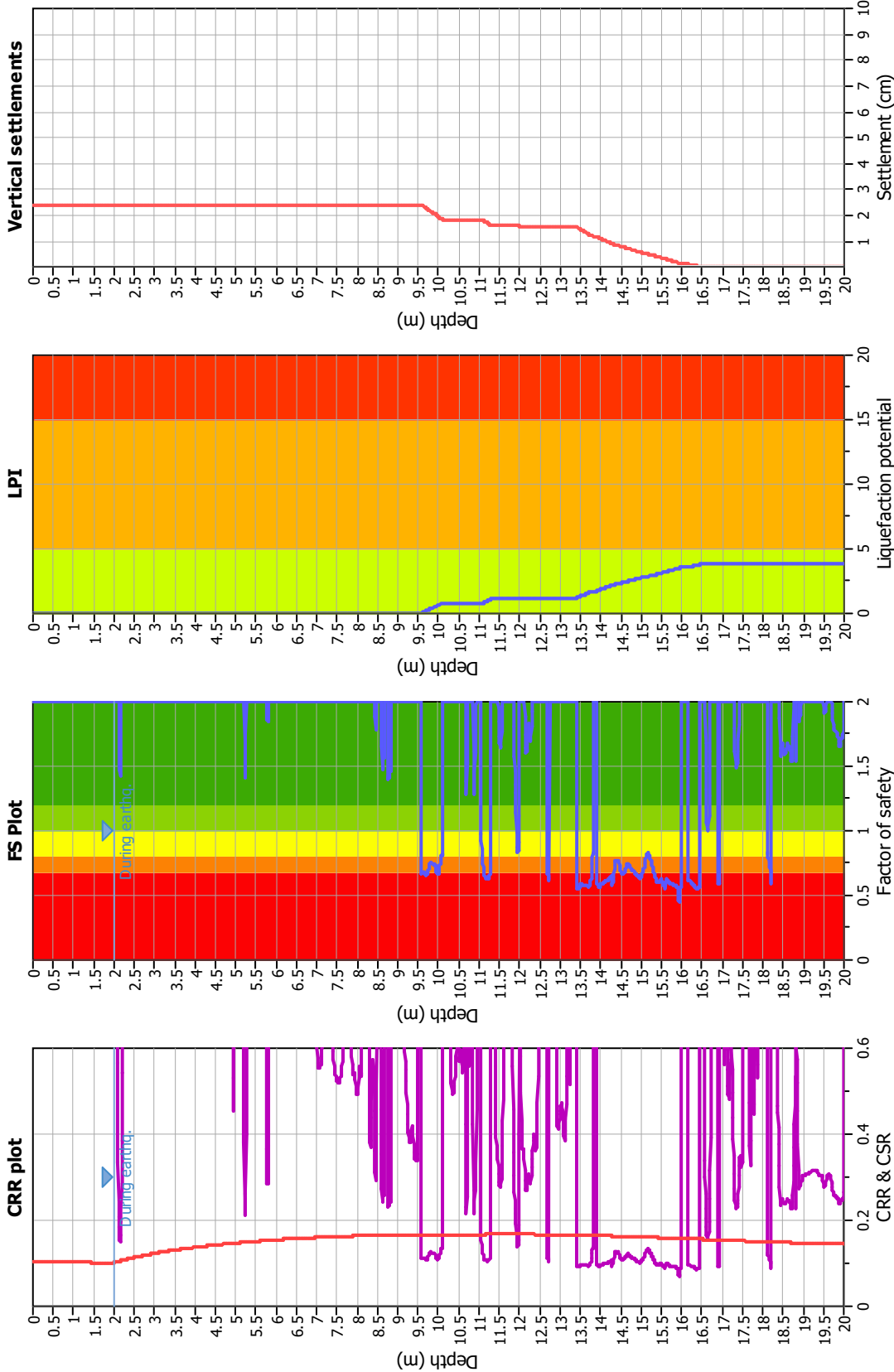


$M_w=7^{1/2}$, $\sigma'_v=1$ atm base curve



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

Liquefaction analysis overall plots



Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	K ₀ applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.22	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.10 m	Limit depth:	20.00 m

F.S. color scheme

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

LPI color scheme

Very high risk	High risk	Low risk
Red	Yellow	Green

CASTENASO - AMBITO POC 2017, TR1

Strumento: TRZ-0108/01-10

Inizio registrazione: 05/05/17 11:26:19 Fine registrazione: 05/05/17 11:46:20

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Durata registrazione: 0h20'00". Analizzato 50% tracciato (selezione manuale)

Freq. campionamento: 128 Hz

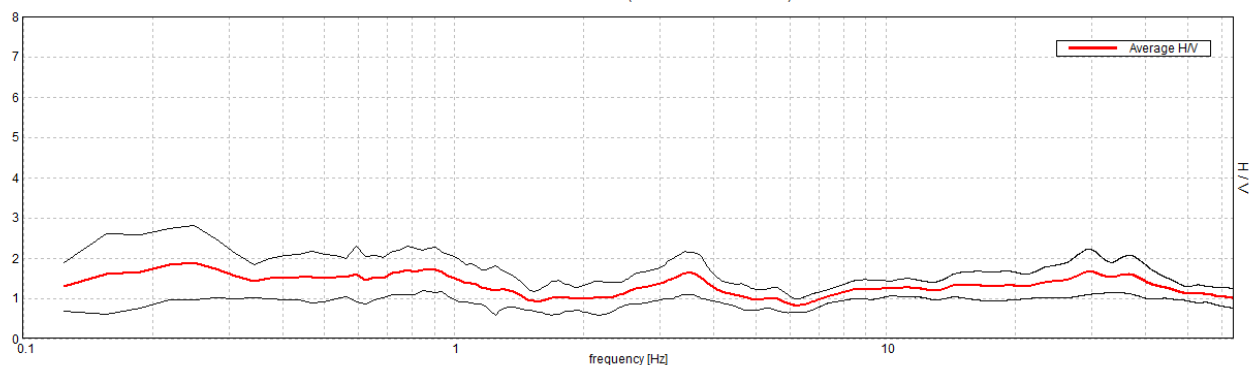
Lunghezza finestre: 20 s

Tipo di lisciamento: Triangular window

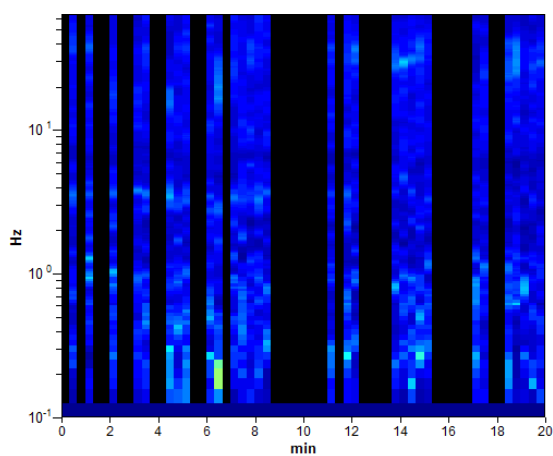
Lisciamento: 10%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

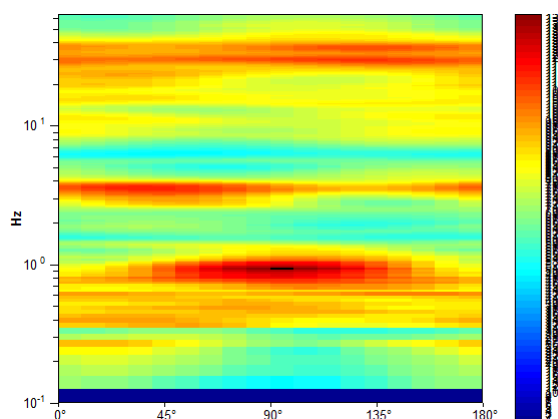
Picco H/V a 0.91 ± 0.88 Hz (nell'intervallo 0.5 - 10.0 Hz).



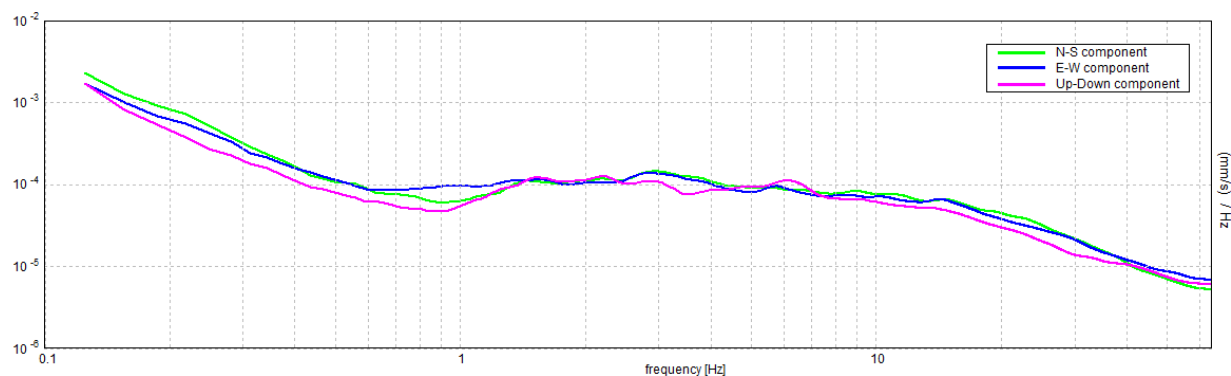
SERIE TEMPORALE H/V



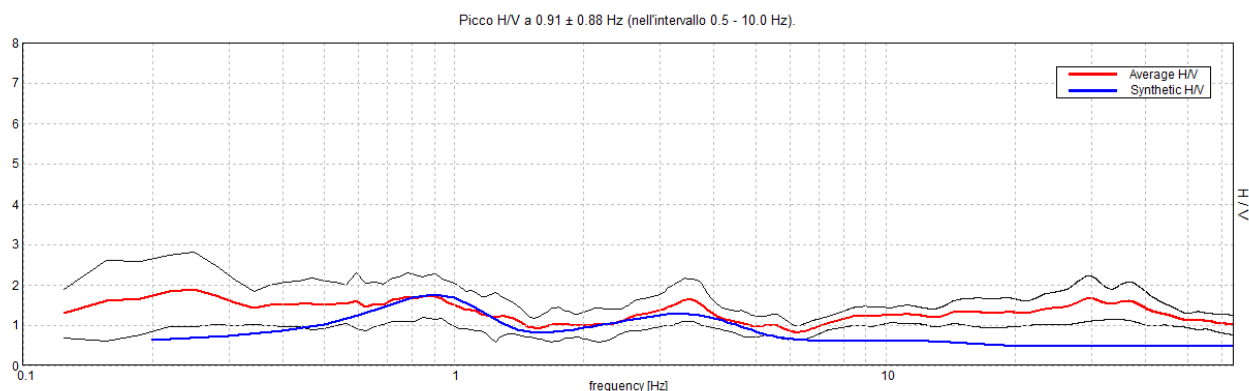
DIREZIONALITA' H/V



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI

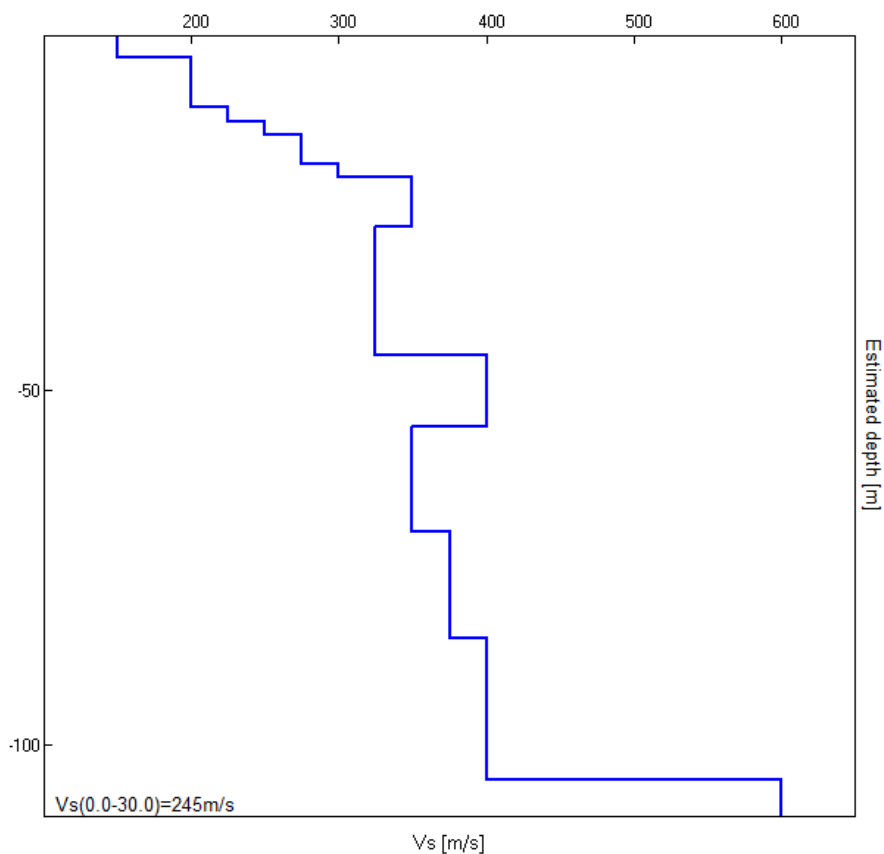


H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]
3.00	3.00	150
10.00	7.00	200
12.00	2.00	225
14.00	2.00	250
18.00	4.00	275
20.00	2.00	300
27.00	7.00	350
45.00	18.00	325
55.00	10.00	400
70.00	15.00	350
85.00	15.00	375
105.00	20.00	400
inf.	inf.	600

$V_s(0.0-30.0)=245\text{m/s}$



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

Picco H/V a 0.91 ± 0.88 Hz (nell'intervallo 0.5 - 10.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.91 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$543.8 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 44	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

[Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$			NO
$A_0 > 2$	$1.71 > 2$		NO
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$10.464711 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.42115 < 0.13594$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.2708 < 2.0$	OK	

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

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

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

CASTENASO - AMBITO POC 2017, TR2

Strumento: TRZ-0108/01-10

Inizio registrazione: 05/05/17 13:15:31 Fine registrazione: 05/05/17 13:35:32

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Durata registrazione: 0h20'00". Analizzato 65% tracciato (selezione manuale)

Freq. campionamento: 128 Hz

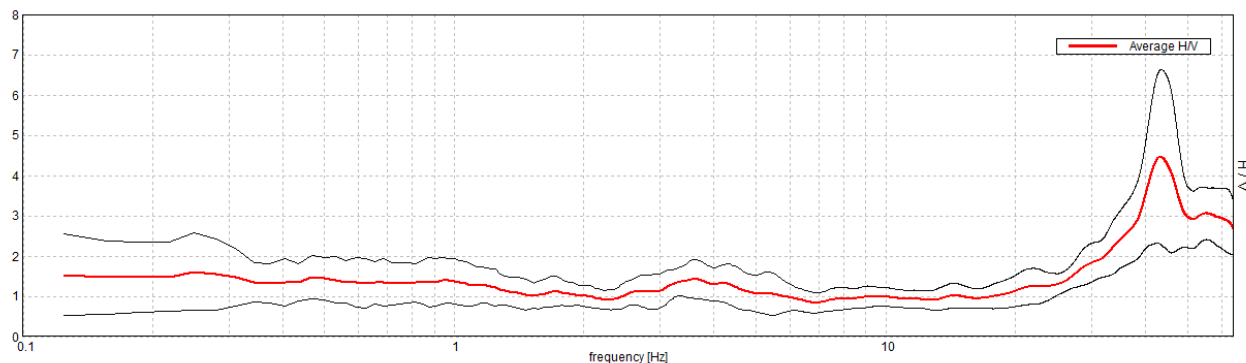
Lunghezza finestre: 20 s

Tipo di lisciamento: Triangular window

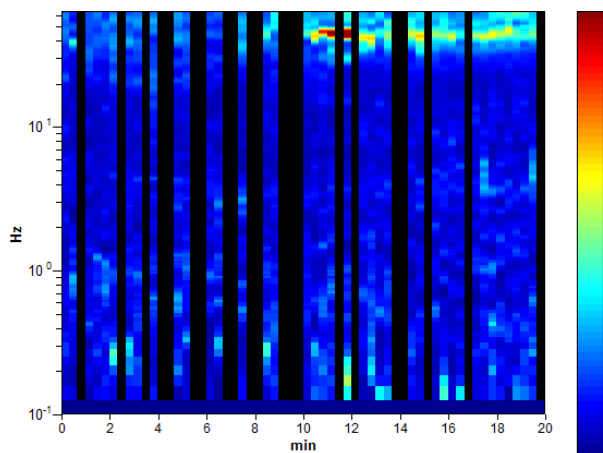
Lisciamento: 10%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

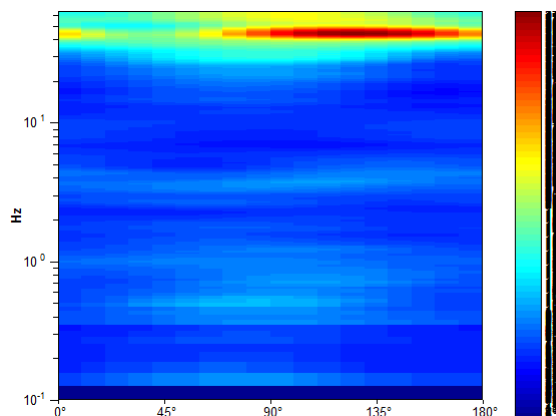
Picco H/V a 0.5 ± 0.3 Hz (nell'intervallo 0.5 - 10.0 Hz).



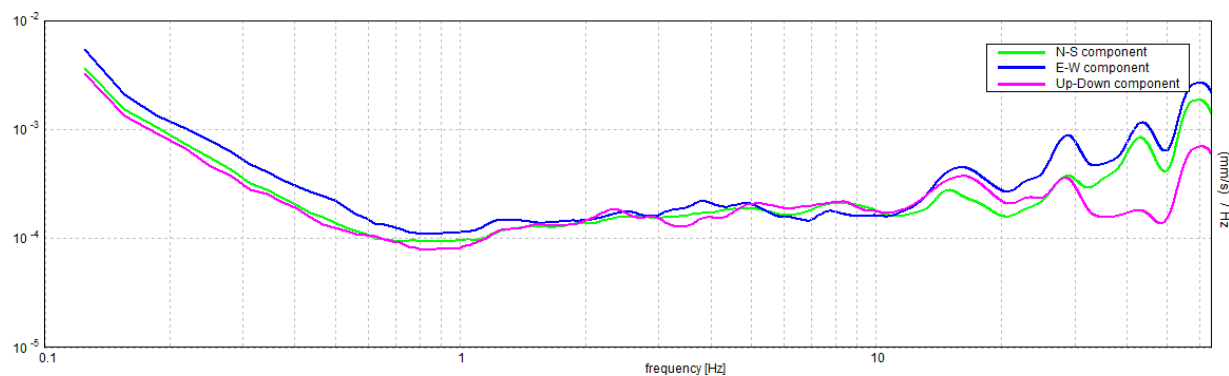
SERIE TEMPORALE H/V



DIREZIONALITA' H/V



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



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

Picco H/V a 0.5 ± 0.3 Hz (nell'intervallo 0.5 - 10.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.50 > 0.50$		NO
$n_c(f_0) > 200$	$390.0 > 200$	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 25	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

[Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$			NO
$A_0 > 2$	$1.44 > 2$		NO
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$10.288141 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.14407 < 0.075$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.2542 < 2.0$	OK	

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

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

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

CASTENASO-VIA DEL FRULLO

