

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA  
MISSIONE 4: ISTRUZIONE E RICERCA

NUOVO ASILO NIDO  
in Alberone di Cento (Fe)  
Via G.Pascoli



Relazione geologica  
a firma del Dott. Geol.  
Dott. Geol. Oberdan Drapelli



COMMITTENTE

COMUNE DI CENTO  
R.U.P- Arch. BEATRICE CONTRI  
Via Marcello Provenzali,15  
CF 81000520387  
P.Iva 00152130381



PROGETTISTA

HI-TECH PROJECT srl  
Via Antonio Ravalli,1  
Ferrara



PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOLOGICA

R6

# PROVINCIA DI FERRARA

## COMUNE DI CENTO

INDAGINE GEOLOGICA SUL TERRENO DI FONDAZIONE DELLA PROPOSTA DI  
INTERVENTO PER NUOVO ASILO NIDO DA REALIZZARSI IN LOCALITA'  
ALBERONE NEL COMUNE DI CENTO VIA G.PASCOLI

### RELAZIONE GEOLOGICA

AGGIORNAMENTO AL D.M. 17.01.2018 (AGGIORNAMENTO DELLE  
«NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI»)

**COMMITTENTE:**

COMUNE DI CENTO



VIA M. PROVENZALI, 15

44042 CENTO (FE)

**REDAZIONE:**

*Dott. Geol. Oberdan Drapelli*

N° 938 ORDINE DEI GEOLOGI DELL'EMILIA ROMAGNA



REV.	0	EMISSIONE DICEMBRE 2022		
	1			
	2			
	3			

**DRAPELLI DR. OBERDAN –GEOLOGO-**  
**STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE**  
RAVENNA, VIA CERCHIO, 57  
e-mail [oberdandrapelli@gmail.com](mailto:oberdandrapelli@gmail.com)  
TEL E FAX 0544 202700 CELL 338 8439633  
C.F. DRP BDN 68T22 H199Z P.IVA 01442260392

INDICE:

1.	PREMESSA .....	2
2.	MODELLO GEOLOGICO .....	5
2.1	MODELLO GEOLOGICO LOCALE.....	7
3.	INDAGINI ESEGUITE SUL TERRENO .....	9
4.	STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO.....	11
5.	SISMICITÀ DELL'AREA .....	12
5.1	ZONE SISMOGENETICHE D'INTERESSE PER LA SISMICITÀ DELL'EMILIA- ROMAGNA .....	14
6.	RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	17
6.1	STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO .....	24
6.2	DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE.....	26
6.3	PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO .....	30
6.4.	STUDIO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE R.S.L.....	39
7	STIMA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE.....	55

## 1. PREMESSA

La presente Relazione geologica, con parametrizzazione geotecnica del terreno, di cui al § 6.2.1 del D.M. 17.01.2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, viene redatta La presente relazione geologica, a corredo degli adempimenti amministrativi, viene redatta per PROPOSTA DI INTERVENTO PER NUOVO ASILO NIDO IN COMUNE DI CENTO LOC. ALBERONE VIA G. PASCOLI. L’area in esame è situata nel centro abitato di Alberone (CE), situato nel tratto di pianura ferrarese chiuso tra i fiumi Panaro e Reno. Il presente studio, inteso a verificare l’idoneità dell’area da un punto di vista geologico agli usi proposti, è basato sull’analisi estesa ad un adeguato intorno degli aspetti geomorfologici, litologici, e idrologici in modo da caratterizzare l’area nel suo insieme in quanto rivestono particolare importanza ai fini della futura edificazione. Una volta definiti gli obiettivi dell’indagine, si è proceduto alla raccolta dei dati esistenti in bibliografia ed ai sopralluoghi di campagna.

meglio caratterizzare la natura dei terreni sono state realizzate n° 2 prove cptu con piezocono, spinte fino alla profondità di -16 e -20 metri dal piano di campagna, in modo da acquisire i parametri litologici e geotecnici necessari a verificare l’edificabilità di massima. Inoltre è stata svolta l’indagine geofisica mediante masw integrata alla misura di H/V.

Lo studio è stato condotto nel rispetto delle normative vigenti in materia, in particolare il D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»), facendo riferimento alla circolare n° 7 del 21/01/2019.

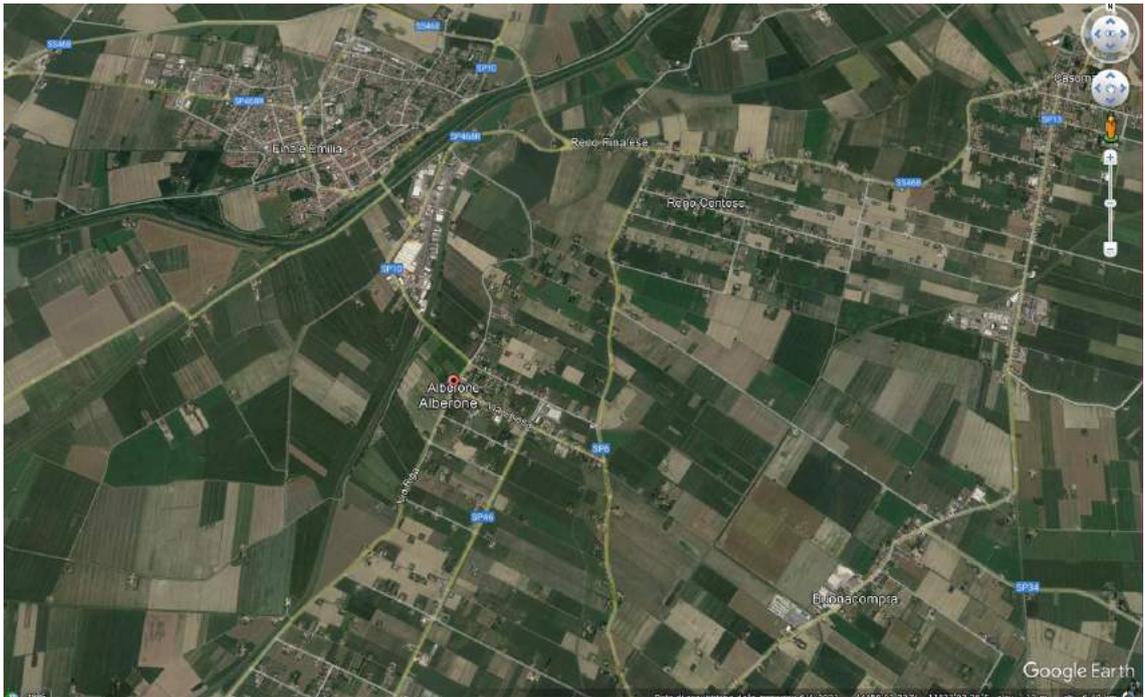


FIG 1 IMMAGINE DA GOOGLE EARTH



FIG 2: UBICAZIONE DEL PTOGETTO IMMAGINE DA GOOGLE EARTH



FIG 3: PLANIMETRIA PROGETTUALE

## 2. MODELLO GEOLOGICO

La Pianura Padana è un bacino sedimentario compreso tra l'appennino Settentrionale e le Alpi Meridionali in cui i sedimenti più recenti, in prevalenza pleistocenici-olocenici, ricoprono le strutture appenniniche sepolte, di età miocenica. L'assetto geologico complessivo dell'area in esame è legato all'evoluzione del grande bacino subsidente padano, di riempimento detritico ed all'evoluzione tettonica compressiva e convergente fra il dominio Sud-alpino ed il dominio appenninico. Nel pliocene si assiste ad una generale trasgressione, la deposizione pelitica interessa vaste zone e torbiditi arenaceo-pelitiche di pianura bacinale e di conoide sottomarina si depongono nelle zone più profonde. Con il Pleistocene ha inizio un nuovo ciclo sedimentario che porta al definitivo riempimento del bacino padano, prima con sedimenti marini batiali e successivamente con depositi via via meno profondi, fino a giungere a depositi di transizione. Successivamente la deposizione si svilupperà in ambiente continentale o al massimo costiero, dominati dalla dinamica fluviale. L'assetto strutturale delle successioni sepolte plio-pleistoceniche del settore di pianura in esame, è caratterizzato da una serie di pieghe e thrust orientate tendenzialmente NO-SE. In questo settore della pianura padana tali strutture sono organizzate in una fascia di pieghe e sovrascorrimenti detta "Pieghe Romagnole", prossima al margine appenninico e una seconda fascia più esterna detta "Pieghe Ferraresi".

La successione sedimentaria si presenta, nel suo complesso, come un ciclo sedimentario trasgressivo – regressivo, con alla base depositi continentali, seguiti da depositi francamente marini e che termina nuovamente con depositi continentali.

Queste successioni vengono racchiuse all'interno di due gruppi di unità geologiche, separate da importanti superfici di discontinuità stratigrafica e caratterizzate da depositi con litologia e tessitura differenti:

- a) Supersistema Emiliano-Romagnolo, equivalente al ciclo Quaternario continentale Qc.
- b) Supersistema Quaternario Marino, che rientra nel ciclo Qm.

Nello specifico, il supersistema Emiliano-Romagnolo è stato suddiviso in due sistemi sovrapposti, quello Emiliano-Romagnolo Inferiore (AEI) e quello Emiliano-Romagnolo Superiore (AES).

Nel primo si hanno prevalentemente depositi di piana deltizia e nella parte basale depositi di spiaggia e difronte deltizio in parte attribuiti a sistemi di alimentazione padana; mentre nel secondo si sviluppano prevalentemente depositi francamente fluviali di conoide e di piana alluvionale legati a sistemi di alimentazione appenninica. L'organizzazione spaziale dei depositi viene interpretata come prodotto del continuo colmamento di questo settore del bacino Padano, con avanzamento, verso NE, dei sistemi deposizionali.

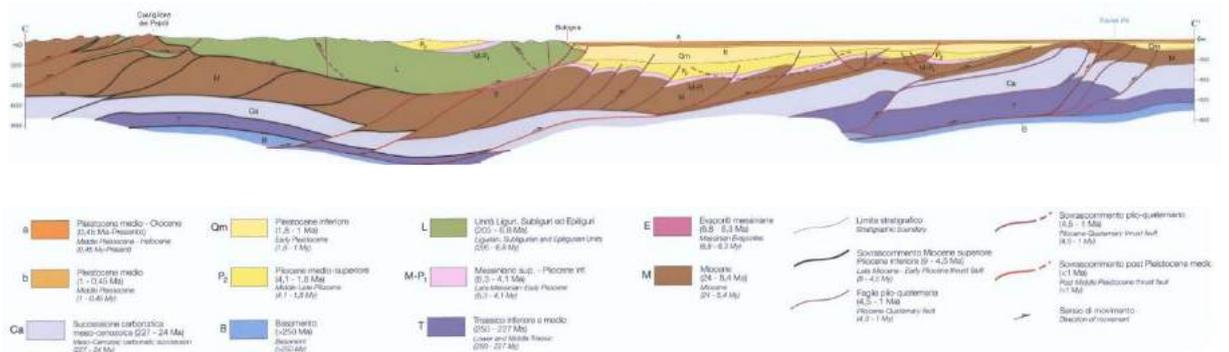
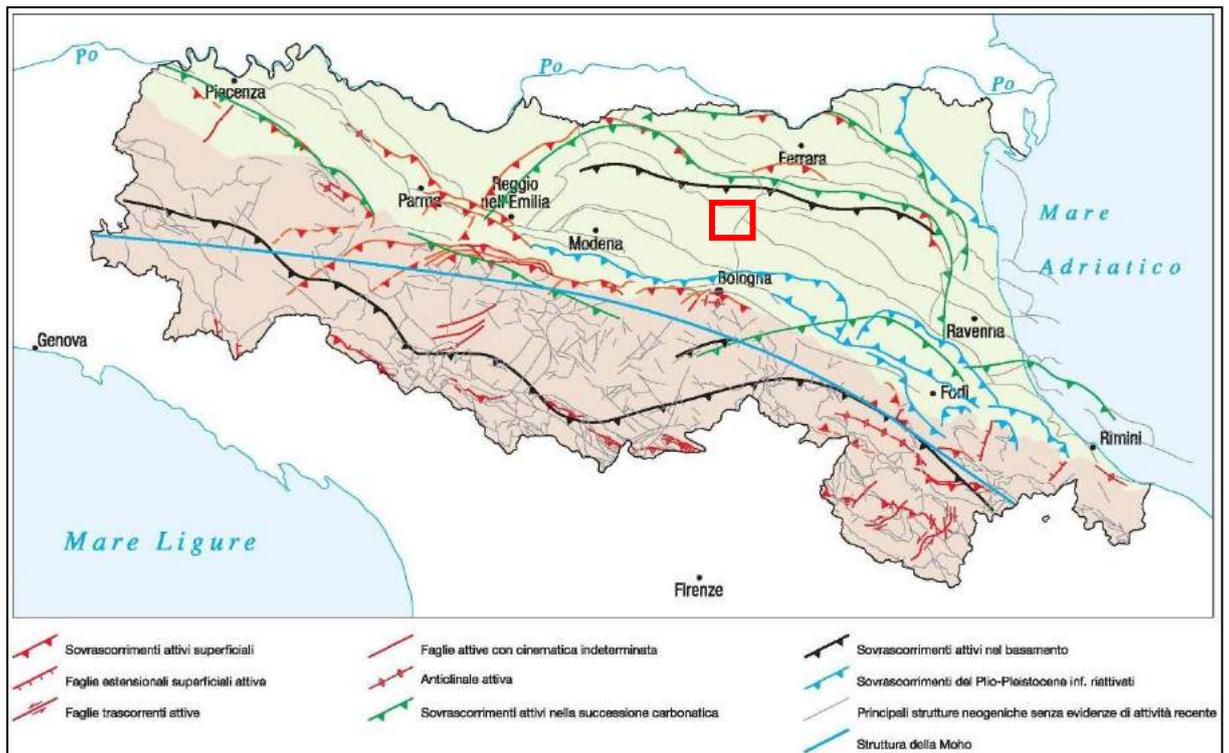


Fig 4. Schema geologico profondo esemplificativo della Pianura Padana e Sezione geologica, con l'andamento delle pieghe e delle faglie del substrato.

---

## 2.1 MODELLO GEOLOGICO LOCALE

Dalla Carta geologica di pianura dell'Emilia-Romagna (a cura della Regione Emilia-Romagna) si evince come i depositi alluvionali presenti nell'area in esame siano sostanzialmente costituiti, nella porzione più superficiale, dai depositi del fiume Po e dei fiumi appenninici. Nello specifico, la formazione affiorante nell'area di studio è l'Unità di Modena (AES8a), Sub-Sintema di Ravenna (AES8), del Sintema Emiliano-Romagnolo superiore (AES), di seguito descritta come nella cartografia geologica della regione Emilia-Romagna:

*Unità olocenica costituita da ghiaie e ghiaie sabbiose o da sabbie con livelli e lenti di ghiaie ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua, in contesti di conoide alluvionale, canale fluviale e piana alluvionale intravalliva; da argille e limi, in contesti di piana inondabile; da alternanze di sabbie, limi ed argille, in contesti di piana deltizia; da sabbie prevalenti passanti ad argille e limi e localmente a sabbie ghiaiose, in contesti di pianura litorale. Al tetto l'unità presenta localmente un suolo calcareo poco sviluppato di colore grigio-giallastro.*

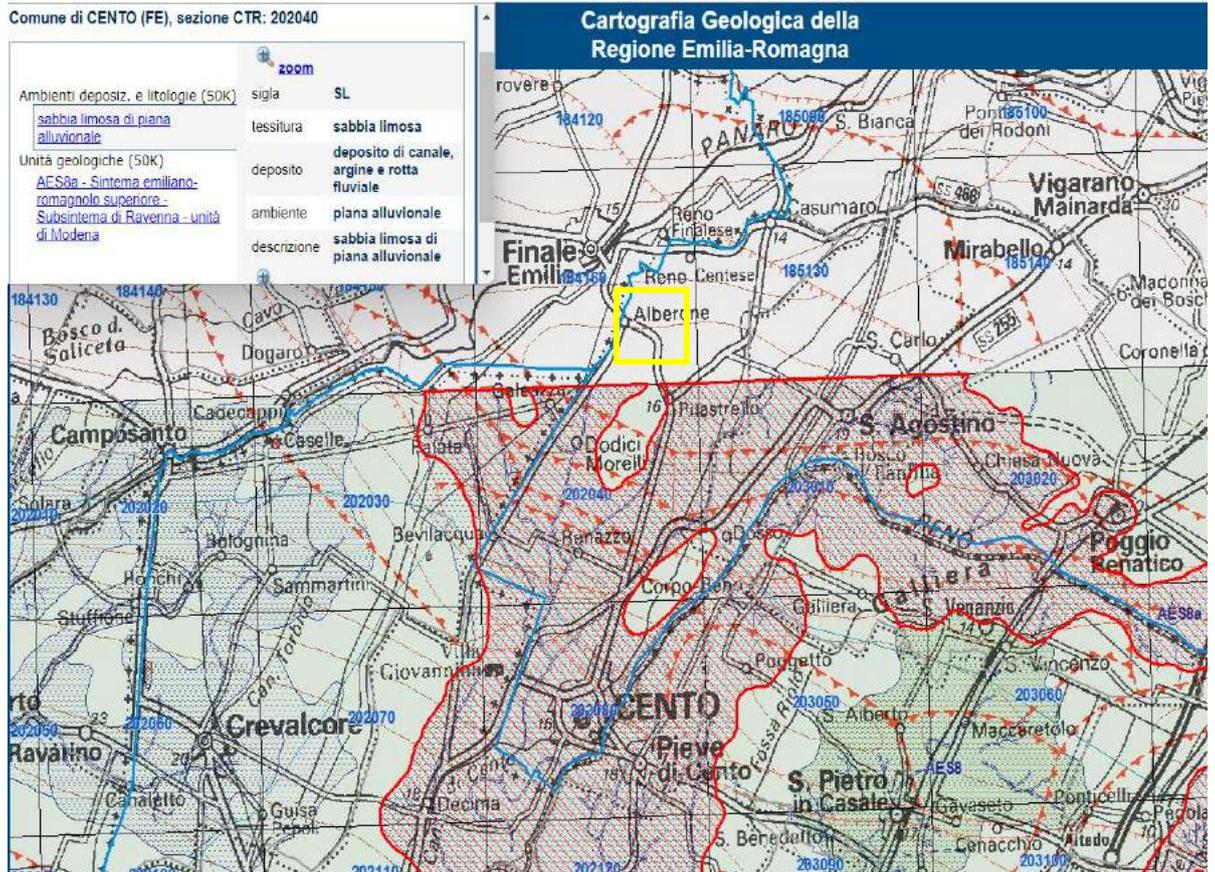


Fig 5. Stralcio della cartografia Geologica Regionale alla scala 1:100000. In giallo è evidenziata l'area in esame, mentre in rosso sono indicati depositi di canale, argine e rotta fluviale dell'unità AES8a.

Non essendo pubblicato il Foglio 184 di Mirandola, che contiene l'area di studio, si fa riferimento alle note illustrative dell'adiacente Foglio 202, Giovanni in Persiceto, del Progetto Carg, che si estende fino a pochi chilometri dalla località di Alberone. Da tale foglio si evince come, nell'area indagata, l'Unità di Modena (AES8a) sia descritta da depositi alluvionali costituiti da Argille Limose (AL) tipiche degli ambienti palustri e vallivi, di piana inondabile in area interfluviale, e depositi di Limi Sabbiosi (LS) o Sabbioso Limosi (SL) di canale distributore, argine e rotta fluviale.

Queste deposizioni sono chiaramente riconducibili al complesso sistema divagativo del Fiume Reno e ad episodi di rotta fluviale e/o divagazione, nonché ventagli di rotta.

Attualmente l'idrografia dell'area è rappresentata dai Fiume Panaro e Reno e da una fitta rete idrografica artificiale.

### 3. INDAGINI ESEGUITE SUL TERRENO

Per la presente relazione sono state effettuate 2 prove penetrometriche statiche elettriche con piezocono, CPTU, al fine di caratterizzare il substrato di fondazione del progetto. Le due prove, CPTU 1 e CPTU 2 hanno raggiunto rispettivamente le profondità di -16 e -20 metri. Si è inoltre realizzata una indagine geofisica mediante masw integrata alla misura di H/V, la cui relazione sismica allegata è stata redatta dal dott geol Rolfini. Poiché l'edificio risulta classificato in classe d'uso 3 si è inoltre provveduto alla elaborazione di una risposta sismica locale (RSL) come indicato nelle norme tecniche per le costruzioni. Le prove penetrometriche statiche elettriche con piezocono (*CPTU*) sono state realizzate con un penetrometro dotato di spinta da 200 kN, montato su mezzo semovente cingolato, con ancoraggi laterali per incrementare il contrasto durante la penetrazione profonda. La punta utilizzata presenta le dimensioni standard europee: apertura di 60°, diametro di 35,7 mm e area di 10 cmq per la misura della pressione di rottura ( $Q_c$ ), manicotto di attrito per la misurazione delle resistenze di attrito laterale ( $f_s$ ) con superficie di 150 cmq, velocità di penetrazione della punta-manicotto pari a 2 cm/sec. La speciale attrezzatura utilizzata permette l'acquisizione dei dati ogni cm di avanzamento attraverso sensori di pressione elettrici. Inoltre erano attivi anche due inclinometri posti a 90°, per il controllo della deviazione delle aste dalla verticale (essenziale per prove in profondità), ed un sensore di temperatura (essenziale per correggere i valori di " $Q_c$ " ed " $f_s$ " dal cambiamento di geometria della punta, imputabile alla deriva termica per attrito, durante la prova di penetrazione). L'acquisizione delle informazioni è avvenuta direttamente, durante la prova, con centralina elettronica.

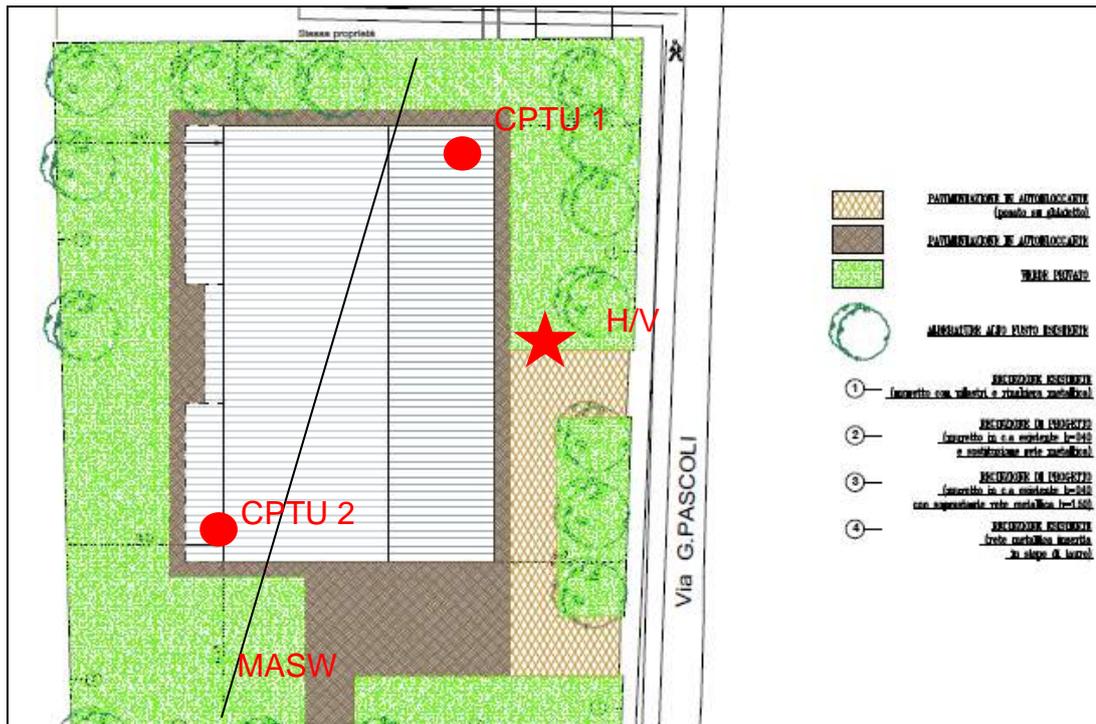


Fig 6: Ubicazione delle prove in situ

Per quanto riguarda la categoria del suolo di fondazione, secondo la nuova normativa di legge, si inserisce tale suolo nella categoria "C" "depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina consistenti in spessori superiori a 30 metri caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche aventi una  $V_{s30}$  compresa tra 180 m/s e 360 m/s".

Questo valore si è ottenuto dall'indagine geofisica la cui metodologia ed i risultati sono in calce allegati.

L'indagine MASW ha messo in evidenza una  $V_{s30}$  di 187/189 m/sec

L'indagine H/V ha messo in evidenza una  $V_{s30}$  di 193 m/sec

#### 4. STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

Le prove penetrometriche eseguite nell'area in esame, hanno restituito litologie sostanzialmente concordi, con un generale scostamento di circa un metro in più tra le profondità registrate dalla cptu 2 rispetto alla cptu 1.

Di seguito viene riportata la stratigrafia presente:

1. 0.00m a -0.70m circa: SABBIA LIMOSA/LIMO SABBIOSO
2. Da -0.70m a -3.40m circa: ARGILLA E LIMI ARGILLOSI
3. Da -3.40m a -12.75m circa: ARGILLA (presenza di un livello organico di circa 10cm alla profondità di circa 7m)
4. Da -12.75m a -14.70m circa: ARGILLA E LIMI ARGILLOSI
5. Da -14.70m a -16m circa: SABBIA E LIMI SABBIOSI

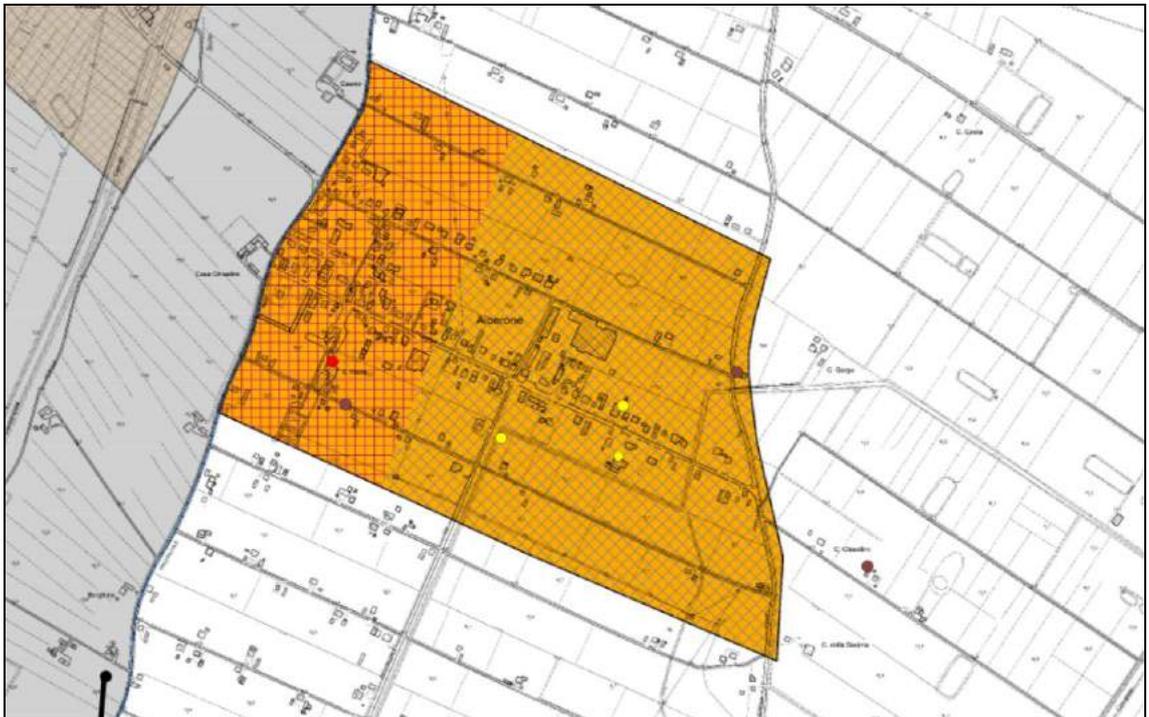
Il livello della falda è stato rilevato nei fori delle prove e dei sondaggi a profondità di 3m.

**IL MODELLO GEOTECNICO E LE RELATIVE VERIFICHE SONO A CURA DEL PROGETTISTA**

## 5. SISMICITÀ DELL'AREA

La vigente classificazione sismica mette il territorio del comune di CENTO in zona sismica 3 con accelerazione pari a **0.15 g secondo la normativa nazionale**. La sismicità della Regione Emilia-Romagna può però essere definita media relativamente alla sismicità nazionale, poiché i terremoti storici hanno avuto magnitudo massima compresa tra 5,5 e 6 della scala Richter e intensità del IXX grado della scala MCS. I maggiori terremoti (Magnitudo > 5,5) si sono verificati nel settore sudorientale, in particolare nell'Appennino Romagnolo e lungo la costa riminese. Altri settori interessati da sismicità frequente ma generalmente di minore energia (Magnitudo < 5,5) sono il margine appenninico padano tra la Val d'Arda e Bologna, l'arco della dorsale ferrarese e il crinale appenninico”.

Per quanto riguarda gli approfondimenti sismici, si è inoltre consultata la tavola della Microzonazione sismica Comunale allegata al Piano della ricostruzione (Ir 16 del 21-12-2012) I° stralcio nella quale si evince che ai fini della progettazione (NTC 2008/2018) in queste zone (con categoria di sottosuolo S2) non è ammessa la definizione dell'azione sismica tramite approccio semplificato descritto al punto 3.2.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni.



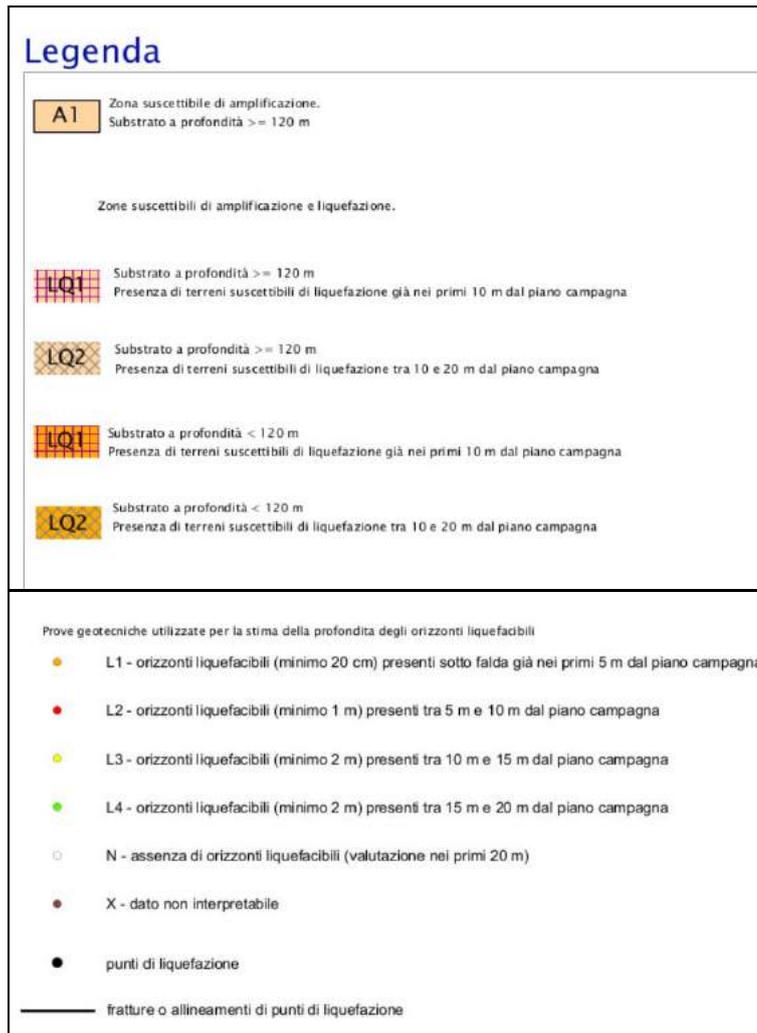


Fig 7: carta di microzonazione sismica e legenda

Riguardo al “rischio sismico”, 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) e successive modificazioni avvenute nel gennaio 2018, delle esperienze derivate da oltre dieci 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), 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 2018);
- 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 ulteriore fase di progettazione si è quindi ritenuto importante eseguire ulteriori indagini entro l’area in esame (prove CPTU e sondaggi) e rielaborare le analisi numeriche di RSL e le verifiche quantitative della liquefacibilità dei sedimenti in funzione dei contenuti della normativa regionale.

### 5.1 ZONE SISMOGENETICHE D’INTERESSE PER LA SISMICITÀ DELL’EMILIA-ROMAGNA

Il territorio è caratterizzato da terremoti storici che raramente hanno raggiunto elevate intensità. La magnitudo della zona è infatti derivata dalle magnitudo massime attribuite ai terremoti più significativi associati a questa zona (il più importante come è noto risulta essere quello del maggio 2012). Come richiesto nelle linee guida per gli studi di MS (ICMS 2008; 2015), per le successive verifiche di liquefazione e dei cedimenti post-sisma, si è assunta una magnitudo di riferimento pari a  $M = 6,14$ . Questa intensità è cautelativa in quanto l’Ambito risulta esterno alla più vicina zona sismogenica **ITCS051** CARPI POGGIO RENATICO e dista pochi km da sorgenti storicamente note di terremoti di intensità significative. Ad ulteriore cautela, la magnitudo di riferimento è assunta senza considerare le opportune relazioni di attenuazione della magnitudo massima in funzione della distanza dell’area studiata con le sorgenti sismogeniche note.

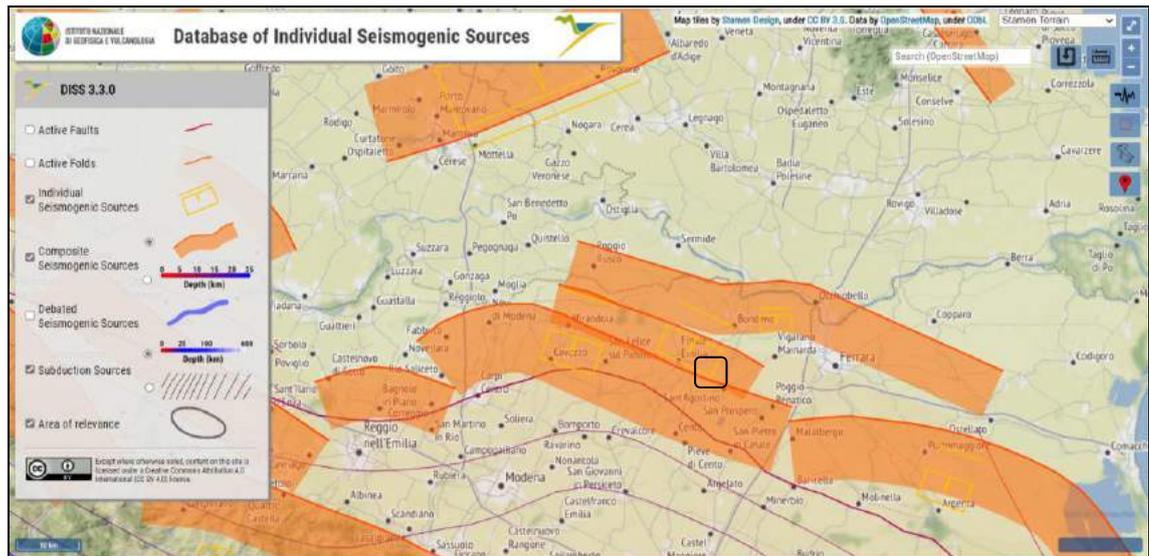


Fig 8: identificazione della zona in esame con le sorgenti sismogenetiche

Questa sorgente composta si trova a cavallo della regione attraverso le valli inferiori del fiume Reno e del fiume Secchia e appartiene al fronte di spinta dell'arco di Ferrara. Questo sistema di faglie è l'arco esterno a bordo NE all'estremità nord-orientale della catena dell'Appennino settentrionale, ben all'interno della Pianura Padana, e segna la spinta nord-orientale più avanzata con potenziale sismogenetico dannoso nell'Appennino. Questa fonte è stata aggiornata nell'ambito della ricerca sviluppata durante il progetto europeo GeoMol (<http://www.geomol.eu/>). Il 20 e 29 maggio 2012 due terremoti Mw 5.9 e 5.8 e la loro sequenza di scosse di assestamento hanno colpito la pianura padana centrale a circa 40 km a nord di Bologna. Durante la sequenza sismica la faglia compressiva pura è stata generata dalle spinte cieche dell'Arco di Ferrara occidentale, attivando così un tratto lungo 50 km di questo fronte esterno sepolto dell'Appennino settentrionale. I meccanismi focali degli shock più grandi concordano con la compilazione degli attuali indicatori di stress tettonico che mostrano nell'area un ca. N-S orientato massimo stress orizzontale, cioè orientato perpendicolarmente ai principali andamenti strutturali. La maggior parte della sequenza sismica è stata confinata tra 1 e 12 km di profondità, al di sopra del distacco basale locale del fronte di spinta esterno dell'Appennino settentrionale. Oltre alla sequenza sismica del 2012, cataloghi storici e strumentali (Boschi et al., 2000; Gruppo di Lavoro CPTI, 2004; Pondrelli et al., 2006; Guidoboni et al., 2007) mostrano una sismicità intermedia sparsa ( $4,5 < M_w < 5,0$ ) nella regione, con la notevole eccezione del terremoto di Ferrara del 22 febbraio 1346 (Mw 5.8). Questa fonte è la porzione principale della spinta esterna

cieca dell'Appennino romagnolo e può spiegare la sismicità dannosa della regione. Infatti, i dati del sottosuolo (ad esempio, Cassano et al., 1986) mostrano anticline sepolte ben sviluppate, tra cui quella di Mirandola. Inoltre, sono ben note anomalie di drenaggio in quest'area (es., Castaldini et al., 1979), per le quali Burrato et al. (2003) ipotizzano un'origine tettonica. Questi ultimi autori propongono che i segmenti delle spinte cieche ripresi dai dati del sottosuolo possano essere potenziali fonti di rari terremoti Mw 5.5+ in quest'area. Un segmento di questa sorgente è la sorgente sismogenetica del terremoto Mw 5.8, 29 maggio 2012, seconda scossa principale della sequenza 2012. Per un'analisi approfondita della sismogenesi in questa regione, il lettore può fare riferimento alla Singola Fonte in questo Database. Lo sciopero di questa Fonte si basava su quello delle strutture regionali mappate. L'immersione si basava su osservazioni geologiche e considerazioni geometriche. Il rastrello rappresenta una spinta pura basata su osservazioni geologiche. La profondità minima e massima erano basate su considerazioni tettoniche e geometriche riguardanti la geometria della spinta. Il tasso di slittamento era basato su osservazioni geologiche di Maesano et al. (2015).

L'indagine geofisica disponibile è stata effettuata al piano di campagna e pertanto la Vs stimata è riferita a questo piano. Anche se tutta l'area dovrà essere rialzata di circa 0.60 m, si ritiene che il riporto non influisca sul risultato dell'indagine geofisica e pertanto si può assumere come Vs di riferimento.

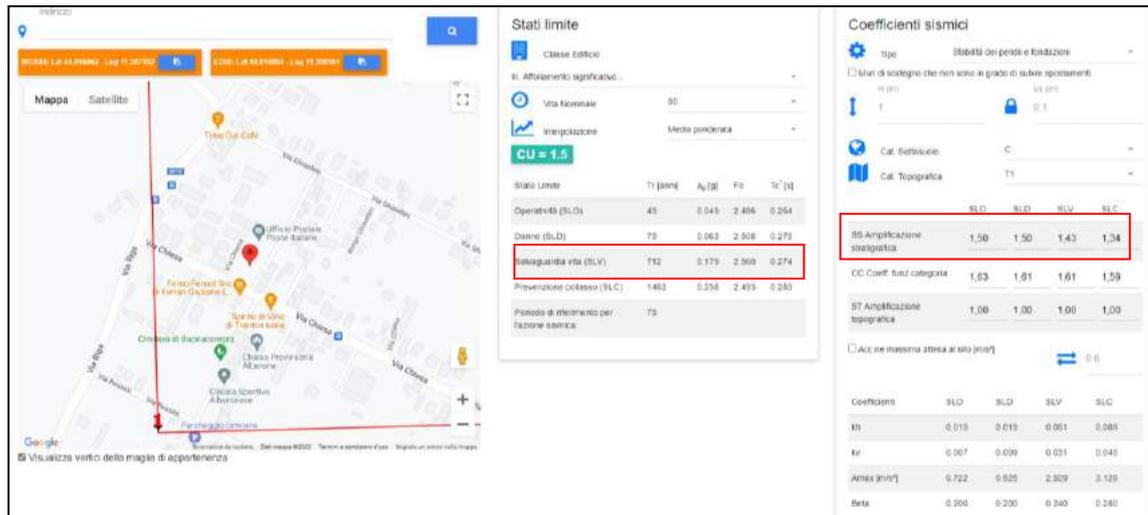
*Per quanto riguarda la categoria del suolo di fondazione, secondo la nuova normativa di legge, si inserisce tale suolo nella categoria "C" "depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina consistenti in spessori superiori a 30 metri caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche aventi una  $V_{s30}$  compresa tra 180 m/s e 360 m/s".*

Questo valore si è ottenuto dall'indagine geofisica la cui metodologia ed i risultati sono in calce allegati.

L'indagine MASW ha messo in evidenza una  $V_{s30}$  di 187/189 m/sec

L'indagine H/V ha messo in evidenza una  $V_{s30}$  di 193 m/sec

PARAMETRI SISMICI CLASSE D'USO 3



$A_{max} = a_g * ss = 0.179 * 1.43 = 0.26$

6. RISPOSTA SISMICA LOCALE

In relazione alle caratteristiche geologico sismiche che caratterizzano il sito oggetto di studio è stato elaborato un modello numerico di risposta sismica locale (RSL) secondo l'approccio analitico lineare equivalente (tensioni totali) attraverso il software RSL III 2022 (Gestru software) utilizzando il codice di calcolo SHAKE 91 (Schnabel et al. 1972, Idriss e Sun 1992). Il programma permette di calcolare la risposta sismica di un deposito stratificato orizzontalmente, a comportamento visco-elastico lineare, poggiante su di un bedrock deformabile a superficie orizzontale, soggetto alla propagazione verticale di onde di taglio (VsH). Il codice implementato opera nel dominio delle frequenze 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.

La strategia progettuale impiegata nella seguente modellazione è stata sviluppata in riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), di seguito si riportano i parametri d'ingresso per la definizione dell'azione sismica di riferimento in termini di spettro di risposta elastico (ai sensi delle NTC 2018).

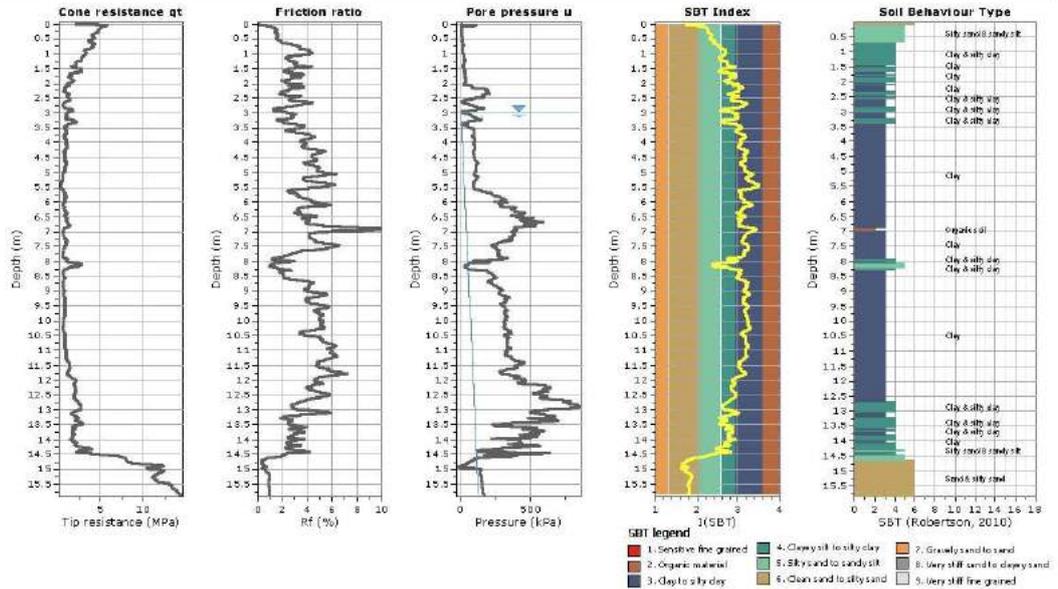
Considerando la topografia pianeggiante dell'area in cui sorge il sito oggetto di studio, sono stati implementati i valori del coefficiente topografico ST (NTC 2018) in funzione della categoria topografica T1: superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$  (ST=1).

INDAGINI PENETROMETRICHE CPTU LOCALMENTE ESEGUITE

**GEOLOGISMIKI**  
 Geotechnical Software  
 GEOLOG SRL  
 VIA CERCHI 57  
 48121 RAVENNA  
 https://www.geologsrl.com

Project: REALIZZAZIONE DI NUOVO ASILO  
 Location: ALBERONE-COMUNE DI CENTO-

CPT: CPTU 1 ALBERONE-CENTO  
 Total depth: 15,65 m, Date: 21/11/2022  
 Surface Elevation: 0,00 m  
 Coords: X:0,00, Y:0,00  
 Cone Type: MK5584  
 Core Operator:



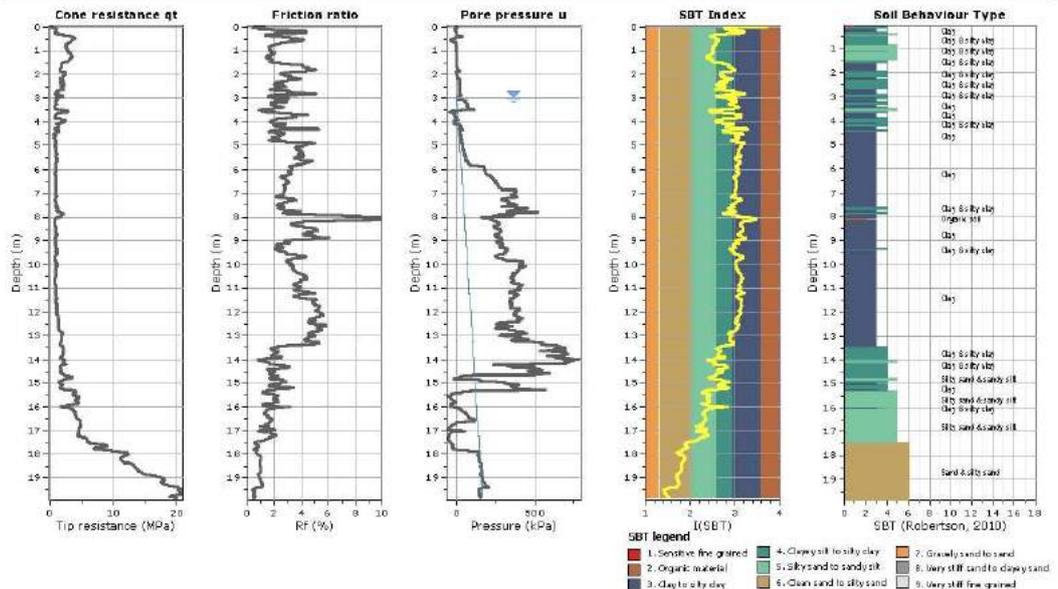
CPT-1T v.3.7.2.2 - CPTU data presentation & interpretation software - Report created on: 25/11/2022, 10:33:40  
 Next file:

1

**GEOLOGISMIKI**  
 Geotechnical Software  
 GEOLOG SRL  
 VIA CERCHI 57  
 48121 RAVENNA  
 https://www.geologsrl.com

Project: REALIZZAZIONE DI NUOVO ASILO  
 Location: ALBERONE-COMUNE DI CENTO-

CPT: CPTU 2 ALBERONE-CENTO  
 Total depth: 19,65 m, Date: 21/11/2022  
 Surface Elevation: 0,00 m  
 Coords: X:0,00, Y:0,00  
 Cone Type: MK5584  
 Core Operator:



CPT-1T v.3.7.2.2 - CPTU data presentation & interpretation software - Report created on: 25/11/2022, 10:34:16  
 Next file:

1

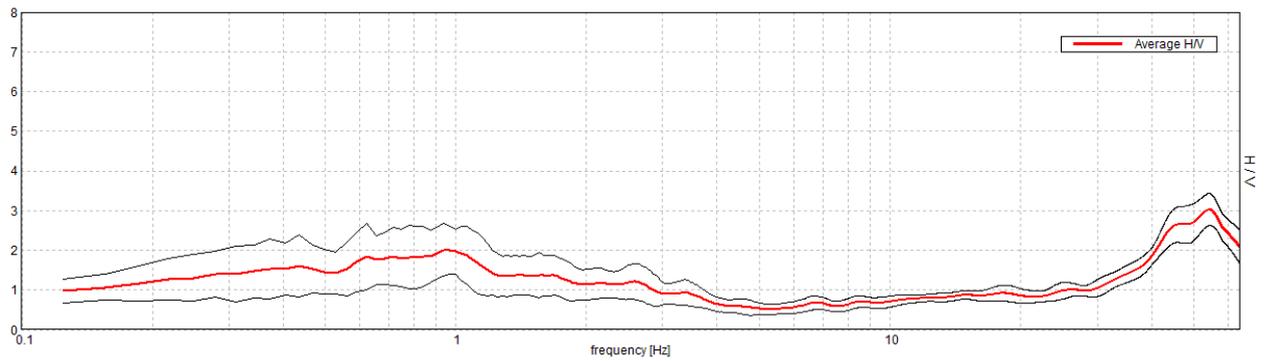
## MISURA LOCALE H/V

### ALBERONE DRAPPELLI 2022

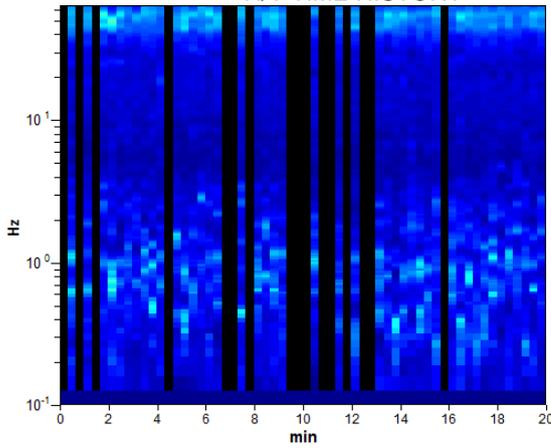
Instrument: TRZ-0009/01-09  
 Start recording: 21/11/22 09:49:06 End recording: 21/11/22 10:09:06  
 Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN  
 Trace length: 0h20'00". Analyzed 73% trace (manual window selection)  
 Sampling rate: 128 Hz  
 Window size: 20 s  
 Smoothing type: Triangular window  
 Smoothing: 10%

### HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

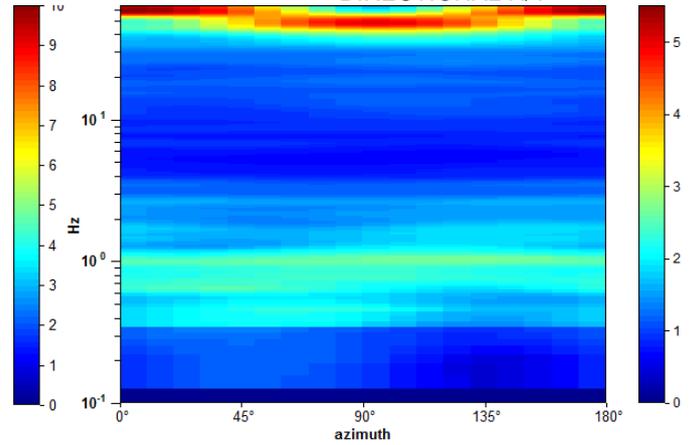
Max. H/V at  $0.94 \pm 0.14$  Hz. (In the range 0.0 - 10.0 Hz).



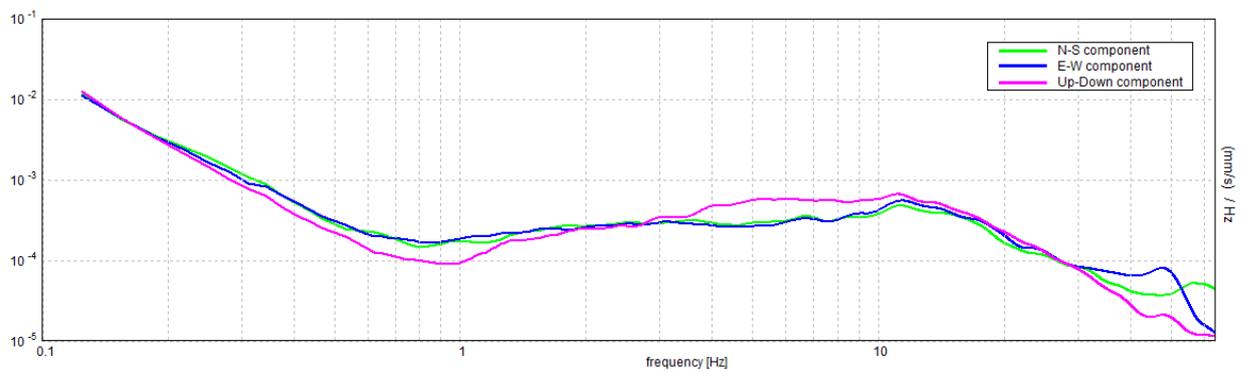
### H/V TIME HISTORY

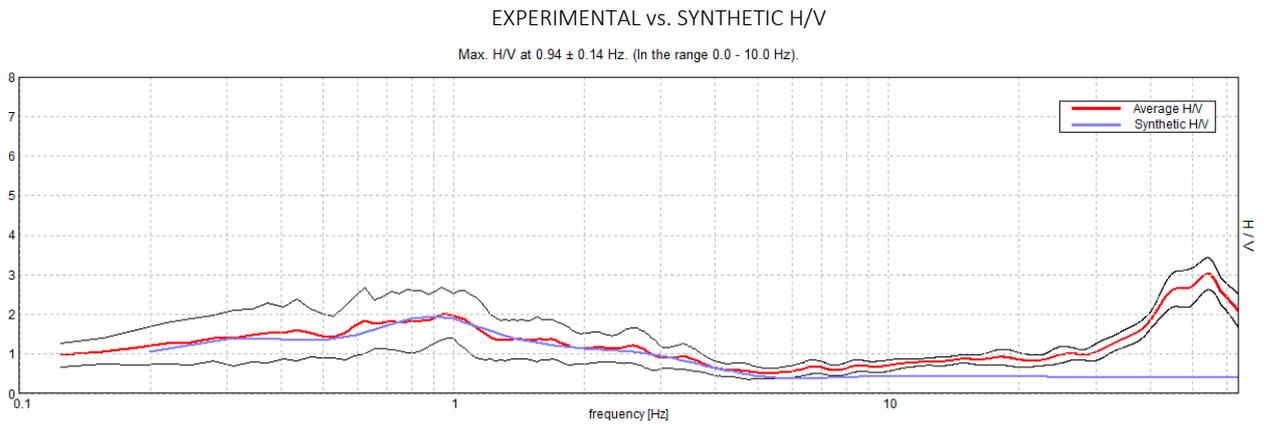


### DIRECTIONAL H/V



### SINGLE COMPONENT SPECTRA





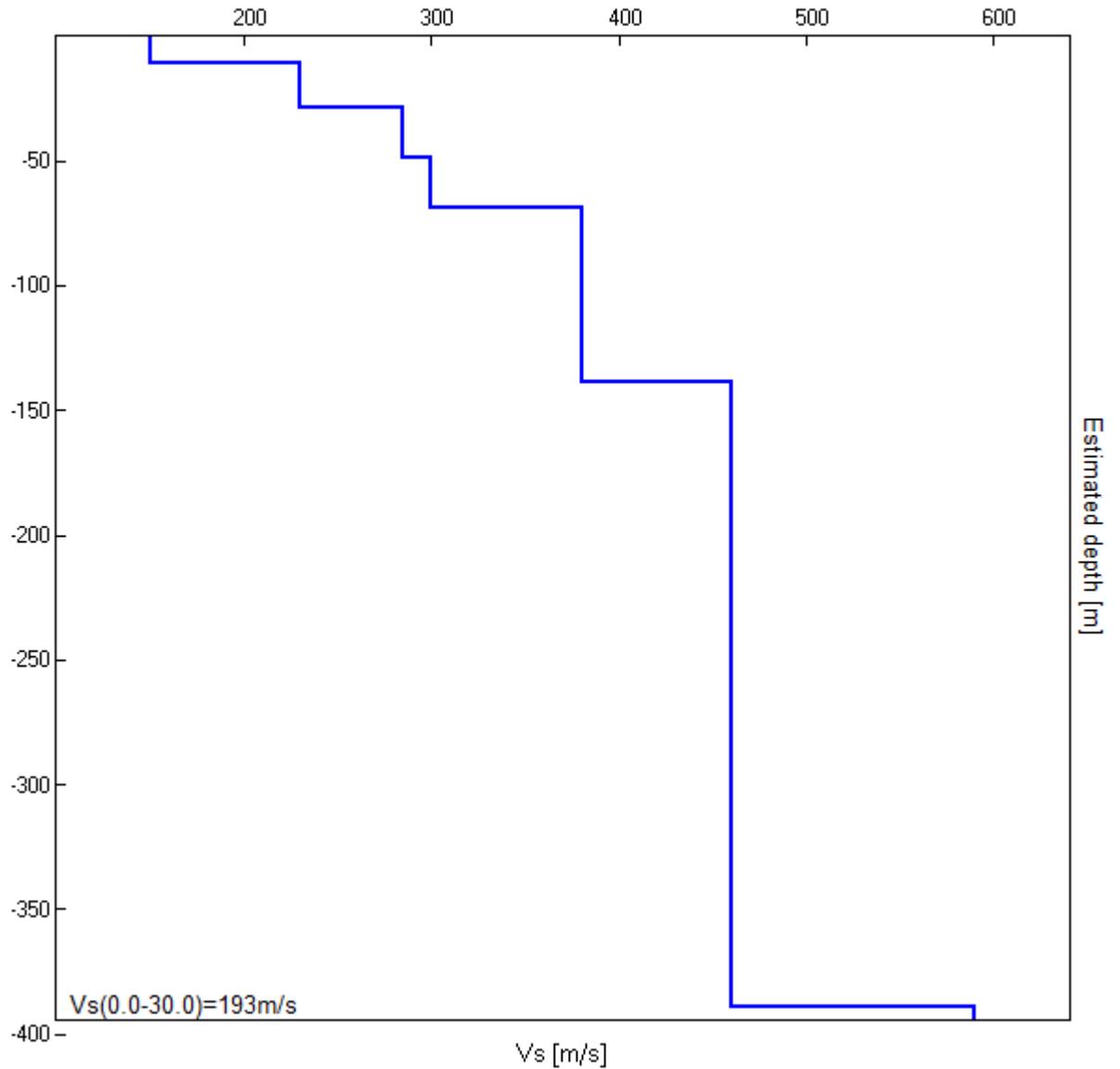
Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
11.00	11.00	150	0.49
29.00	18.00	230	0.48
49.00	20.00	285	0.46
69.00	20.00	300	0.45
139.00	70.00	380	0.44
389.00	250.00	460	0.42
inf.	inf.	590	0.40

$V_s(0.0-30.0)=193\text{m/s}$

**Tab. 3.2.II** – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tab.3.2.II del DM/NTC 2018.



**Max. H/V at  $0.94 \pm 0.14$  Hz (in the range 0.0 - 10.0 Hz).**

Per valutare se un'opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli *stati limite*, che possono verificarsi durante un determinato *periodo di riferimento* della stessa opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire:

- in primo luogo la *vita nominale* dell'opera, che congiuntamente alla *classe d'uso*, permette di determinare il *periodo di riferimento*;
- una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, dopo aver definito le relative *probabilità di superamento* è possibile stabilire il *periodo di ritorno* associato a ciascun stato limite;
- a questo punto è possibile definire la ***pericolosità sismica di base*** per il sito interessato alla realizzazione dell'opera, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell'ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006 e i cui risultati sono stati promulgati mediante l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006.

#### VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Nel **DM 17 gennaio 2018**-Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.1)$$

dove:

$V_R$  = periodo di riferimento

$V_N$  = vita nominale

$C_U$  = coefficiente d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$ , secondo le NTC 2018, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità. I valori minimi di  $V_N$  da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.1. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni.

Nel caso specifico  $V_N = 50$  anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le NTC 2018 prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

**Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.  $C_U = 0.7$ ;

**Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.  $C_U = 1.0$ ;

**Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.  $C_U = 1.5$ ;**

**Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.  $C_U = 2.0$ ;

Nel caso in esame viene presa in considerazione la **classe d'uso III** a cui è associato il coefficiente d'uso  $C_U = 1.5$ .

Ricavati i valori di  $V_N$  e  $C_U$ , è possibile calcolare il periodo di riferimento  $V_R$ , che qui vale:

$$V_R = 50 * 1.5 = 75 \text{ anni.}$$

## 6.1 STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO

Le NTC 2018 prendono in considerazione 4 possibili *stati limite* (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono *stati limite di esercizio* (SLE) e due sono *stati limite ultimi* (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata. Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU).

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività** (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno** (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Ad ogni stato limite è associata una *probabilità di superamento*  $P_{VR}$  (Tabella 3.1), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento  $V_R$ , si verifichi almeno un evento sismico ( $n \geq 1$ ) di  $a_g$  prefissata ( $a_g$  = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza  $\lambda = 1/T_R$  ( $T_R$  = periodo di ritorno).

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$P_{VR} = 81\%$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$P_{VR} = 63\%$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$P_{VR} = 10\%$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$P_{VR} = 5\%$

Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento  $V_R$

Fissati  $V_R$  e  $P_{VR}$  associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (3.1)$$

Tale relazione tra  $P_{VR}$  (probabilità) e  $T_R$  (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana.

Poiché è  $V_R = 75$  anni, il tempo di ritorno  $T_R$  sarà:

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$T_R = 45$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$T_R = 75$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$T_R = 712$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$T_R = 1462$

## 6.2 DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC 2018, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima ( $a_g$ ) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale. Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC 2018 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica". Secondo le NTC 2018 le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno  $T_R$  (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'**Allegato A** alle NTC08:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima;

$F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_C^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I tre parametri si ricavano per il 50° percentile ed attribuendo a:

$a_g$ , il valore previsto dalla pericolosità sismica S1

$F_0$  e  $T_C^*$  i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC08 scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica S1 (il minimo è ottenuto ai minimi quadrati, su valori normalizzati).

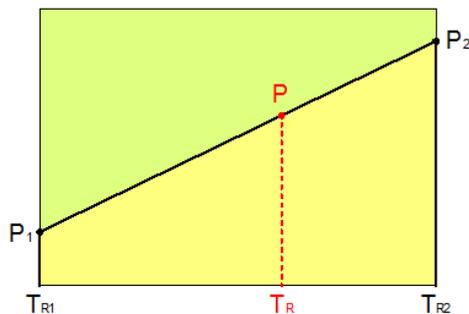
I valori di questi parametri vengono forniti in apposite tabelle contenute nell'**Allegato B** delle NTC08 (a cui le NTC 2018 fanno riferimento), per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine. Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno  $T_R$  corrispondente alla  $V_R$  e  $P_{V_R}$  fissate, il valore del generico parametro  $p$  ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione (Figura 4.1), a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'**Allegato A** alle NTC08:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \quad (4.1)$$

nella quale  $p$  è il valore del parametro di interesse ( $a_g, F_o, T_C^*$ ) corrispondente al periodo di ritorno  $T_R$  desiderato, mentre  $p_1, 2$  è il valore di tale parametro corrispondente al periodo di ritorno  $T_{R1, 2}$ . Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri  $p$  possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l'espressione dell'Allegato A alle NTC08:

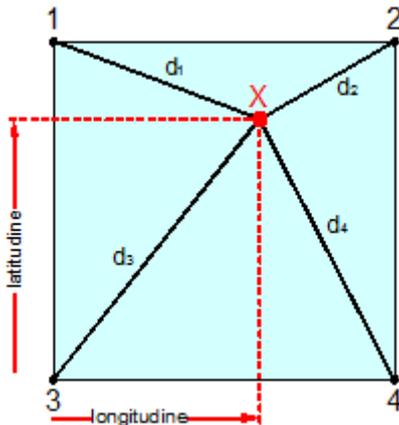
$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} \quad (4.2)$$

nella quale  $p$  è il valore del parametro di interesse ( $a_g, F_o, T_C^*$ ) corrispondente al punto considerato,  $p_i$  è il valore di tale parametro nell' $i$ -esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame e  $d_i$  è la distanza del punto in esame dall' $i$ -esimo vertice della suddetta maglia.



Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella seguente Figura:

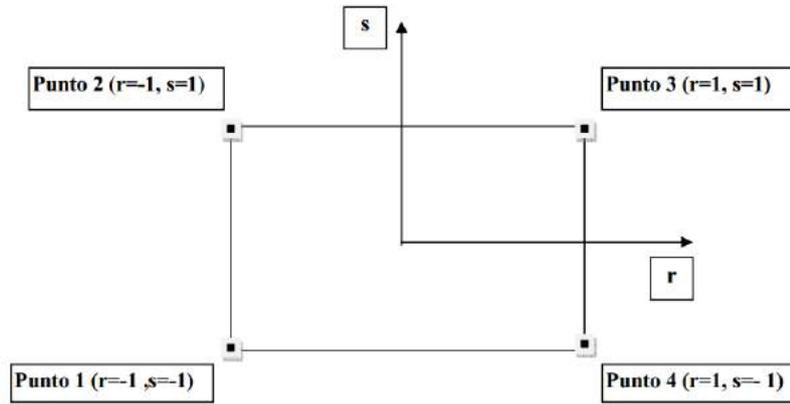


Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC08, bisogna calcolare le distanze che intercorrono tra i 4 punti del reticolo e il punto di interesse. Questo calcolo può essere eseguito approssimativamente utilizzando le formule della trigonometria sferica, che danno la distanza geodetica tra due punti, di cui siano note le coordinate geografiche. Utilizzando quindi il teorema di Eulero, la distanza  $d$  tra due punti, di cui siano note latitudine e longitudine, espresse però in radianti, si ottiene dall'espressione seguente:

$$d = R \cdot \arccos[\sin(\text{lat}\beta) \cdot \sin(\text{lat}\alpha) + \cos(\text{lat}\beta) \cdot \cos(\text{lat}\alpha) \cdot \cos(\text{lon}\alpha - \text{lon}\beta)] \quad (4.3)$$

dove  $R = 6371$  è il raggio medio terrestre in km, mentre  $\text{lat}\alpha$ ,  $\text{lon}\alpha$ ,  $\text{lat}\beta$  e  $\text{lon}\beta$  sono la latitudine e la longitudine, espresse in radianti, di due punti A e B di cui si vuole calcolare la distanza. La formula di interpolazione sopra proposta, semplice da usare, presenta però l'inconveniente di condurre a valori di pericolosità lievemente diversi per punti affacciati ma appartenenti a maglie contigue. La modestia delle differenze (scostamenti in termini di PGA dell'ordine di  $\pm 0,01g$  ossia della precisione dei dati) a fronte della semplicità d'uso, rende tale stato di cose assolutamente accettabile. Qualora si vogliano rappresentazioni continue della funzione interpolata, si dovrà ricorrere a metodi di interpolazione più complessi, ad esempio i polinomi di Lagrange.



Applicazione dell'interpolazione bilineare.

Definiti i 4 vertici di una generica maglia i polinomi di Lagrange sono così determinati:

$$h_1 = (1-r) \cdot (1-s)/4 \quad (4.4)$$

$$h_2 = (1-r) \cdot (1+s)/4 \quad (4.5)$$

$$h_3 = (1+r) \cdot (1+s)/4 \quad (4.6)$$

$$h_4 = (1+r) \cdot (1-s)/4 \quad (4.7)$$

Tra le coordinate  $x, y$  di un punto generico e le coordinate  $r, s$  dello stesso punto valgono le seguenti relazioni:

$$4x = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot x_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot x_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot x_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot x_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot x_4] \quad (4.8)$$

$$4y = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot y_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot y_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot y_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot y_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot y_4] \quad (4.9)$$

La soluzione del sistema di equazioni non lineari è ottenuta iterativamente e, tramite i valori di  $r$  ed  $s$ , si determinano i parametri  $a_g, F_0, T_C^*$  dall'equazione:

$$4p = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot p_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot p_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot p_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot p_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot p_4] \quad (4.10)$$

Dove  $p$  rappresenta il parametro cercato.

### 6.3 PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).

#### Coefficienti sismici

I coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  dipendono del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno ( $T_R$ ) dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} \quad (5.1)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e  $P_{VR}$  probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso  $V_R$  non può essere inferiore a 35 anni.

#### Stabilità dei pendii e fondazioni

Nel caso di stabilità dei pendii i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  sono così determinati:

$$k_h = \beta_s \cdot \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (5.2)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (5.3)$$

Con:

$\beta_s$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;  $a_{\max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  accelerazione di gravità. I valori di  $\beta_s$  sono riportati nella seguente tabella.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa al sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.4)$$

$S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica) ( $0.90 \leq S_S \leq 1.80$ ) è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E). e del rapporto  $a_g/g$ .  $S_T$  (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche:

**T1:**  $S_T = 1.0$ ; **T2:**  $S_T = 1.20$ ; **T3:**  $S_T = 1.20$ ; **T4:**  $S_T = 1.40$ .

#### Fronti scavo e rilevati

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali; specificamente mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e della capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come

$$F_h = k_h \cdot W \text{ ed } F_v = k_v \cdot W$$

con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel § 7.11.3.5.2 e adottando i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

$\beta_s = 0.38$  nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

$\beta_s = 0.47$  nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1]) impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a  $\gamma_R = 1.2$ . Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

### Muri di sostegno

Per i muri di sostegno pendii i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  sono così determinati:

$$k_h = \beta_m \cdot \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (5.5)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (5.6)$$

Con:

$\beta_m$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno assume valore unitario altrimenti assume i valori riportati di seguito.

$\beta_m = 0.38$  nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$  nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

I valori del coefficiente  $\beta_m$  possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di Figura.

$a_{\max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.7)$$

$S$  è il coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica  $S_S$  e di amplificazione topografica  $S_T$ .

$a_g$  accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

## Paratie

In mancanza di studi specifici,  $a_h$  (accelerazione orizzontale) può essere legata all'accelerazione di picco  $a_{max}$  attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \quad (5.8)$$

dove:

$g$  è l'accelerazione di gravità;

$k_h$  è il coefficiente sismico in direzione orizzontale;

$\alpha \leq 1$  è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera. Può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva  $H$  della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma della seguente Figura.

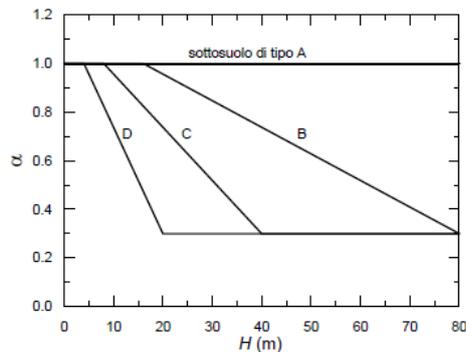


Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$ .

Per il sottosuolo di categoria E si utilizzano le curve dei sottosuoli C o D in dipendenza dei valori assunti dalla velocità equivalente  $V_s$ . Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi  $\alpha = 1$ . Il valore del coefficiente  $\beta$  può essere ricavato dal diagramma riportato alla seguente Figura in funzione del massimo spostamento  $u_s$  che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza. Per  $u_s = 0$  si ha  $\beta = 1$ ;  $u_s \leq 0.005 \cdot H$ , Se  $\alpha \cdot \beta \leq 0.2$  deve assumersi  $k_h = 0.2 \cdot a_{max}/g$ .

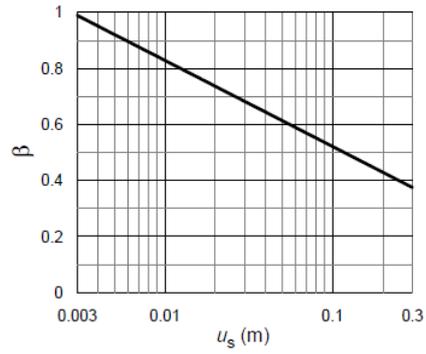


Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento  $\beta$ .

L'accelerazione di picco  $a_{\max}$  è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come:

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.9)$$

dove:  $S$  è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2;

$a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE, CARATTERIZZAZIONE DA APPROCCIO SEMPLIFICATO  
DA TAB. 3.2.II del DM/NTC 2018, Risultanze:



Ubicazione area in esame sui vertici locali del "reticolo sismico nazionale". Scala Libera.

Vita nominale (Vn):	50 [anni]
Classe d'uso:	III
Coefficiente d'uso (Cu):	1.5
Periodo di riferimento (Vr):	75 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLO:	45 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLD:	75 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLV:	712 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLC:	1462 [anni]
Tipo di interpolazione:	Media ponderata
Coordinate geografiche del punto	
Latitudine (WGS84):	44.8162003 [°]
Longitudine (WGS84):	11.3072481 [°]
Latitudine (ED50):	44.8171310 [°]
Longitudine (ED50):	11.3082476 [°]

**Punto d'indagine:**

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	45	0.049	2.486	0.264
SLD	75	0.063	2.508	0.275
SLV	712	0.179	2.560	0.274
SLC	1462	0.238	2.493	0.283

**Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame:**

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	15398	44.814900	11.306560	281.43
2	15399	44.816160	11.377000	5424.13
3	15177	44.866140	11.375280	7591.51
4	15176	44.864880	11.304790	5316.55

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento:

**Punto 1**

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.040	2.560	0.254
SLO	45	0.049	2.485	0.264
	50	0.052	2.465	0.267
SLD	72	0.062	2.506	0.276
	75	0.063	2.509	0.275
	101	0.075	2.532	0.267
	140	0.088	2.600	0.261
	201	0.105	2.587	0.268
SLV	475	0.152	2.589	0.270
	712	0.180	2.560	0.274
	975	0.205	2.538	0.277
SLC	1462	0.239	2.493	0.283
	2475	0.293	2.436	0.292

**Punto 2**

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.039	2.557	0.254
SLO	45	0.049	2.481	0.265
	50	0.052	2.462	0.268
SLD	72	0.061	2.506	0.276
	75	0.063	2.508	0.275
	101	0.074	2.522	0.268
	140	0.087	2.606	0.261
	201	0.104	2.584	0.269
SLV	475	0.151	2.589	0.271
	712	0.178	2.561	0.274
	975	0.203	2.539	0.277
SLC	1462	0.238	2.494	0.283
	2475	0.291	2.437	0.292

**Punto 3**

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.037	2.561	0.250
SLO	45	0.045	2.519	0.267
	50	0.047	2.509	0.271
SLD	72	0.057	2.481	0.277
	75	0.059	2.486	0.277
	101	0.068	2.521	0.276
	140	0.080	2.620	0.266
	201	0.096	2.570	0.271
SLV	475	0.142	2.590	0.270
	712	0.168	2.560	0.274
	975	0.192	2.536	0.277
SLC	1462	0.224	2.497	0.283
	2475	0.276	2.446	0.289

**Punto 4**

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.038	2.564	0.250
SLO	45	0.046	2.505	0.266
	50	0.048	2.490	0.270
	72	0.058	2.487	0.276
SLD	75	0.059	2.492	0.276
	101	0.069	2.533	0.274
	140	0.081	2.634	0.263
	201	0.098	2.572	0.271
	475	0.144	2.589	0.270
SLV	712	0.170	2.558	0.274
	975	0.194	2.535	0.277
SLC	1462	0.228	2.495	0.282
	2475	0.279	2.444	0.290

**PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO**

Coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi$ :

5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico  $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$ :

1.000

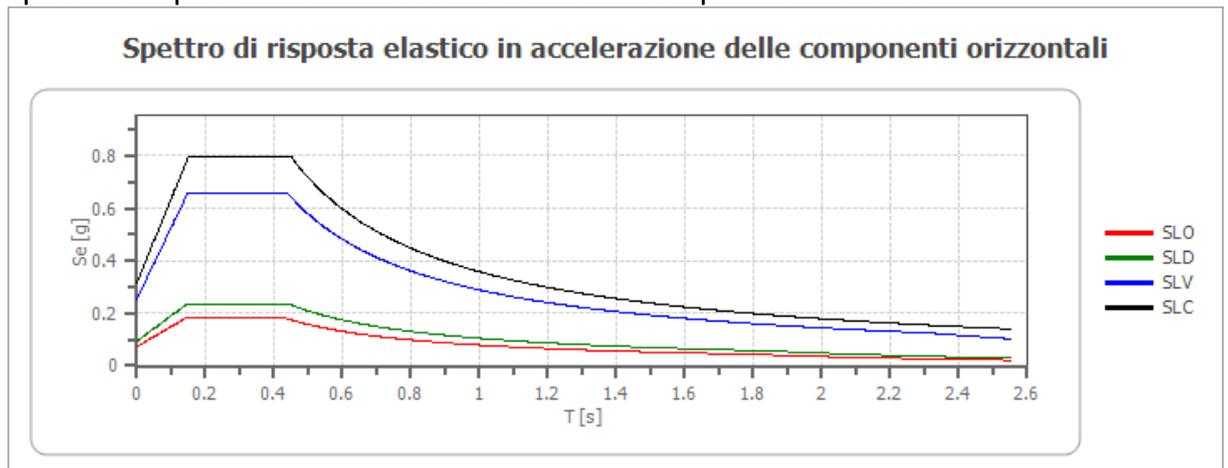
Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

**Stabilità di pendii e fondazioni:**

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.015	0.019	0.061	0.089
kv	0.007	0.009	0.031	0.045
amax [m/s <sup>2</sup> ]	0.722	0.925	2.508	3.127
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

**Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali:**



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	$\eta$ [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.5	0.049	2.486	0.264	1.500	1.630	1.000	1.500	1.000	0.144	0.431	1.796	0.074	0.183
SLD	1.5	0.063	2.508	0.275	1.500	1.610	1.000	1.500	1.000	0.148	0.443	1.852	0.094	0.237
<b>SLV</b>	1.5	<b>0.179</b>	2.560	0.274	1.430	1.610	1.000	<b>1.430</b>	1.000	0.147	0.441	2.315	0.256	0.655
SLC	1.5	0.238	2.493	0.283	1.340	1.590	1.000	1.340	1.000	0.150	0.451	2.552	0.319	0.795

**PGA = A<sub>Max</sub> = S X ag/g = 1,430 X 0,179 = 0,25597 g, ovvero 0,26 g.**

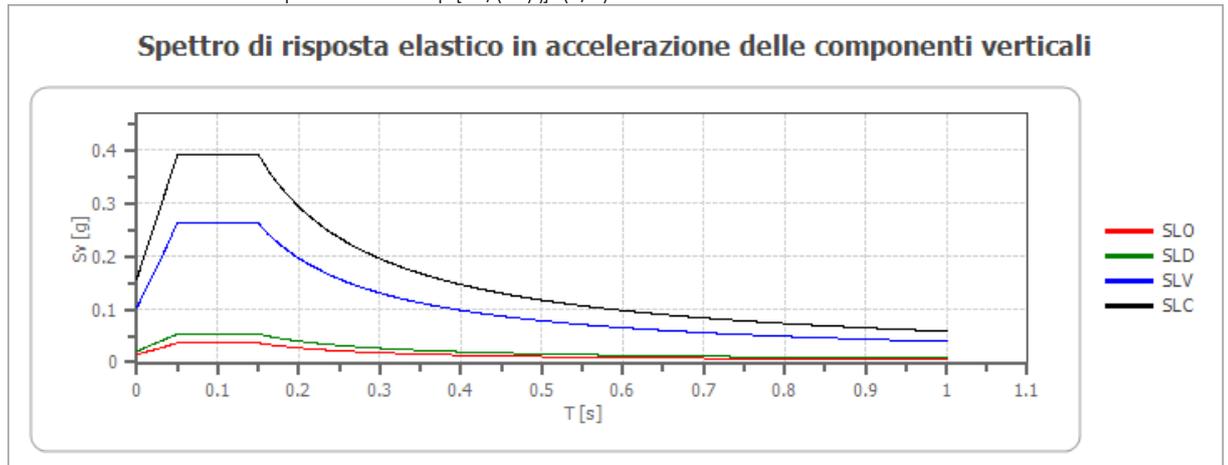
**Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali:**

Coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi$ :

5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico  $\eta = [10/(5+\xi)]^{1/2}$ :

1.000



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	$\eta$ [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.5	0.049	2.486	0.264	1	1.630	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.015	0.036
SLD	1.5	0.063	2.508	0.275	1	1.610	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.021	0.053
SLV	1.5	0.179	2.560	0.274	1	1.610	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.102	0.261
SLC	1.5	0.238	2.493	0.283	1	1.590	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.157	0.391

**Spettro di progetto:**

Fattore di struttura spettro orizzontale q:

1.50

Fattore di struttura spettro verticale q:

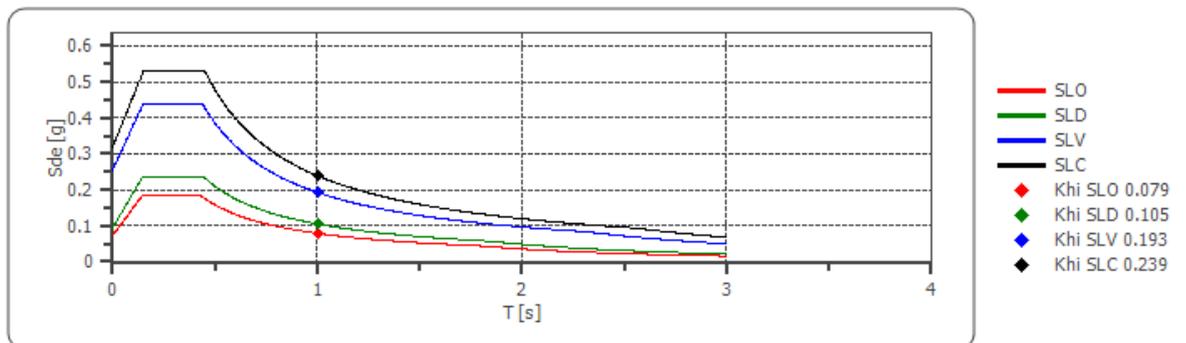
1.50

Periodo fondamentale T:

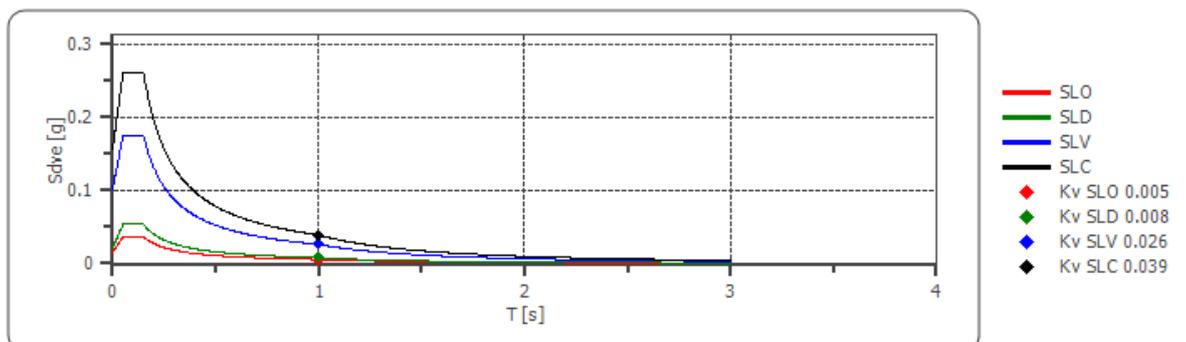
1.00 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0.079	0.105	0.193	0.239
k <sub>v</sub> = Sd <sub>v</sub> (T) Verticale [g]	0.005	0.008	0.026	0.039

**Spettro di progetto delle componenti orizzontali**



**Spettro di progetto delle componenti verticali**



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO orizzontale	1.5	0.049	2.486	0.264	1.500	1.630	1.000	1.500	1.000	0.144	0.431	1.796	0.074	0.183
SLO verticale	1.5	0.049	2.486	0.264	1.500	1.630	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.015	0.036
SLD orizzontale	1.5	0.063	2.508	0.275	1.500	1.610	1.000	1.500	1.000	0.148	0.443	1.852	0.094	0.237
SLD verticale	1.5	0.063	2.508	0.275	1.500	1.610	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.021	0.053
SLV orizzontale	1.5	0.179	2.560	0.274	1.430	1.610	1.000	1.430	1.500	0.147	0.441	2.315	0.256	0.437
SLV verticale	1.5	0.179	2.560	0.274	1.430	1.610	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.102	0.174
SLC orizzontale	1.5	0.238	2.493	0.283	1.340	1.590	1.000	1.340	1.500	0.150	0.451	2.552	0.319	0.530
SLC verticale	1.5	0.238	2.493	0.283	1.340	1.590	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.157	0.260

#### 6.4. STUDIO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE R.S.L.

##### INTRODUZIONE e PROCEDURA DI CALCOLO

La procedura di calcolo adoperata da RSL per la valutazione della funzione di trasferimento presuppone come base di partenza uno o più accelerogrammi, od uno spettro di risposta in accelerazione, e la conoscenza della stratigrafia del sito attraverso i seguenti parametri geotecnici per ogni strato:

- peso per unità di volume;
- velocità di propagazione delle onde di taglio;
- coefficiente di spinta laterale;
- modulo di taglio iniziale (opzionale);
- spessore;
- indice di plasticità.

La non linearità del calcolo è introdotta dalla dipendenza del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso dalla deformazione.

Schematicamente la procedura è riassumibile nel seguente modo:

- Valutazione dello spettro di Fourier dell'accelerogramma (omessa nel caso si debba analizzare uno spettro);
- Ricerca di un errore relativo piccolo seguendo la procedura di:
  - Stima della funzione di trasferimento;
  - Valutazione della deformazione indotta in ciascuno strato;
  - Correzione del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso per ogni strato;

Le operazioni 2.1, 2.2 e 2.3 sono ripetute fino a quando la differenza di deformazione tra un'iterazione e la precedente non rimane al di sotto di una soglia ritenuta accettabile;

- Trasformazione inversa di Fourier dello spettro precedentemente calcolato ed opportunamente pesato per mezzo della funzione di trasferimento calcolata.

Attraverso questa procedura è possibile "trasferire" l'accelerogramma dal bedrock in superficie. La deformazione per ciascuno strato viene corretta sulla base del rapporto fra deformazione effettiva e massima come suggerito dalla letteratura scientifica, ovvero

$$\frac{\gamma_{eff}}{\gamma_{max}} = \frac{M - 1}{10}$$

dove  $M$  rappresenta la magnitudo del sisma.

Per la valutazione della funzione di trasferimento, RSL considera un suolo variamente stratificato composto da  $N$  strati orizzontali di cui l' $N$ -esimo è il letto di roccia (bedrock). Ponendo come ipotesi che ciascuno strato si comporti come un solido di Kelvin-Voigt

$$\left[ \tau = G\gamma + \eta \frac{\partial \gamma(z, t)}{\partial z \partial t} \right],$$

la propagazione delle onde di taglio che attraversano gli strati

verticalmente può essere definita dall'equazione dell'onda:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (1)$$

dove:  $u$  rappresenta lo spostamento;  $t$  il tempo;  $\rho$  la densità;  $G$  il modulo di deformazione al taglio;  $\eta$  la viscosità. Per onde armoniche lo spostamento può essere scritto come:

$$u(z, t) = U(z) e^{i\omega t} \quad (2)$$

che sostituita nella (1) pone:

$$(G + i\omega\eta) \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho \omega^2 U \quad (3)$$

dove  $\omega$  rappresenta la frequenza angolare. La (3) può essere riscritta come:

$$G^* \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho \omega^2 U \quad (4)$$

avendo posto  $G^* = G + i\omega\eta$ , ovvero il modulo di deformazione al taglio *complesso*.

Questo può essere ulteriormente riscritto come:

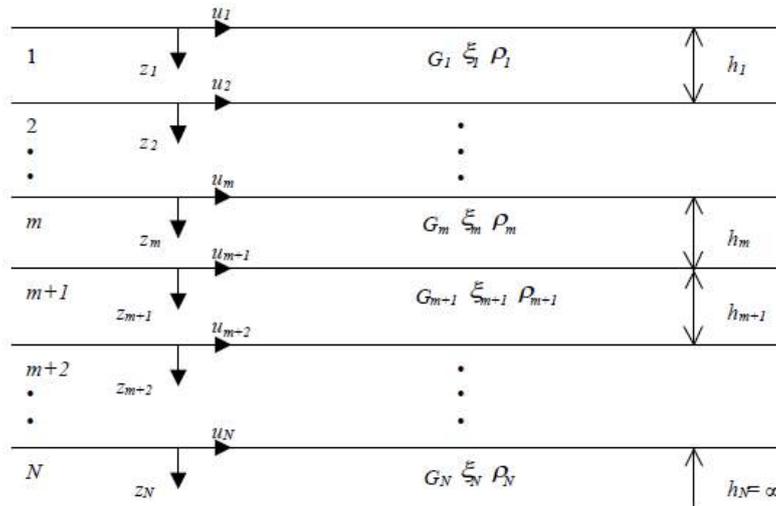
$$G^* = G(1 + 2i\xi) \quad (5)$$

avendo posto:

$$\eta = \frac{2G}{\omega} \xi \quad (6)$$

dove  $\xi$  rappresenta il coefficiente di smorzamento viscoso. Ciò posto, e fatta convenzione che l'apice \* indica la natura complessa della variabili in gioco, la soluzione dell'equazione generica dell'onda è la seguente:

$$u(z, t) = Ee^{i(\omega t + k^* z)} + Fe^{i(\omega t - k^* z)} \quad (7)$$



Esempio di stratigrafia per riferimento.

dove E e F dipendono dalle condizioni al contorno e rappresentano l'ampiezza d'onda che viaggia rispettivamente verso l'alto (-z) e verso il basso (+z), mentre  $k^*$  rappresenta il numero d'onda complesso dato dalla seguente espressione:

$$k^* = \omega \sqrt{\frac{\rho}{G^*}} \quad (8)$$

Il taglio invece è dato da:

$$\tau(z, t) = G^* \frac{dU}{dz} e^{i\omega t} = ik^* G^* [Ee^{i(\omega t + k^* z)} + Fe^{i(\omega t - k^* z)}] e^{i\omega t} \quad (9)$$

Per il generico strato m di spessore  $h_m$  gli spostamenti, rispettivamente in sommità ( $z = 0$ ) ed al fondo ( $z = h_m$ ), sono:

$$u_m(0, t) = (E_m + F_m) e^{i\omega t} \quad (10)$$

$$u_m(h_m, t) = (E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m}) e^{i\omega t} \quad (11)$$

Poiché deve essere rispettata la congruenza sullo spostamento all'interfaccia tra gli strati, ovvero lo spostamento in sommità ad uno strato deve essere uguale allo spostamento sul fondo di quello immediatamente sopra, se ne deduce che:

$$u_m(z = h_m, t) = u_{m+1}(z = 0, t) \quad (12)$$

Usando la (10), (11) e la (12), ne consegue che:

$$E_{m+1} + F_{m+1} = E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m} \quad (13)$$

Il taglio in sommità ed al fondo dell' $m$ -esimo strato è dato da:

$$\tau_m(0, t) = ik_m^* G_m^* [E_m - F_m] e^{i\omega t} \quad (14)$$

$$\tau_m(h_m, t) = ik_m^* G_m^* [E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}] e^{i\omega t} \quad (15)$$

Poiché fra uno strato e l'altro il taglio deve essere continuo si ha:

$$\tau_m(z = h_m, t) = \tau_{m+1}(z = 0, t) \quad (16)$$

Ovvero:

$$E_{m+1} - F_{m+1} = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} (E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}) \quad (17)$$

Sommando la (13) alla (17) e sottraendo la (17) alla (13) si ottiene:

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (18)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 - \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 + \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (19)$$

dove  $\alpha_m^*$  rappresenta il coefficiente di impedenza complesso al contorno tra gli strati  $m$  ed  $m+1$ , ed è dato dalla seguente espressione:

$$\alpha_m^* = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} \quad (20)$$

Poiché in superficie il taglio è nullo,

$$\tau_1(0, t) = ik_1^* G_1^* [E_1 - F_1] e^{i\omega t} = 0$$

si deduce che  $E_1 = F_1$ .

Le equazioni (18) e (19) possono essere successivamente applicate agli strati successivi da 2 ad  $m$ . La funzione di trasferimento  $A_{mn}$  che lega gli spostamenti in sommità degli strati  $m$  ed  $n$  è definita dalla seguente espressione:

$$A_{mn} = \frac{u_m}{u_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (21)$$

$A_{mn}$  rappresenta la funzione di trasferimento, ovvero la funzione che mette in relazione il modulo della deformazione tra i punti  $m$  e  $n$ . In pratica lo stato deformativo di una stratigrafia rimane definito una volta nota la deformazione di un suo qualsiasi punto. Inoltre, poiché la velocità e l'accelerazione sono legati allo spostamento,

$$\dot{u}(z,t) = \frac{\partial u}{\partial t} = i\omega u(z,t) \qquad \ddot{u}(z,t) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega^2 u(z,t) \qquad (22)$$

La funzione di trasferimento  $A_{mn}$  può essere espressa anche in funzione delle velocità e dell'accelerazione al tetto degli strati  $n$  ed  $m$ :

$$A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{\dot{u}_m}{\dot{u}_n} = \frac{\ddot{u}_m}{\ddot{u}_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \qquad (23)$$

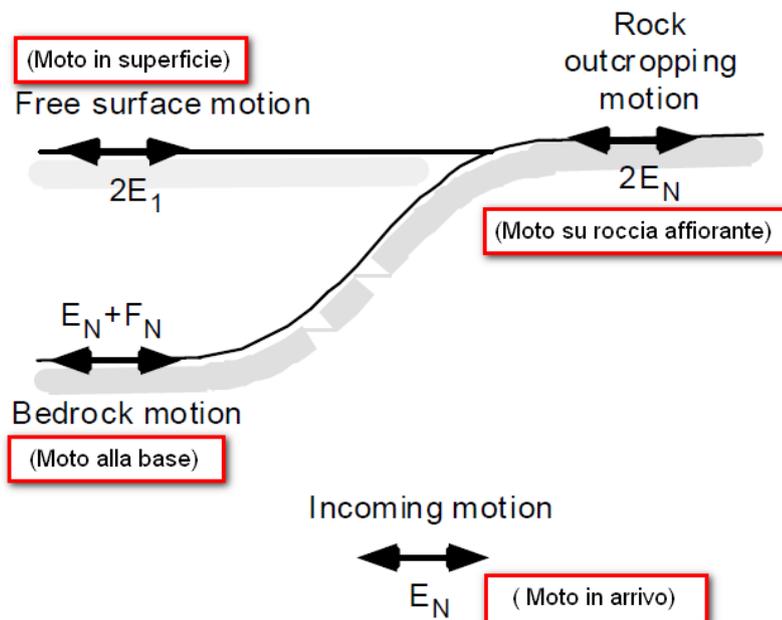
La deformazione tangenziale rimane definita alla profondità  $z$  e al tempo  $t$  dalla relazione:

$$\gamma(z,t) = \frac{\partial u}{\partial z} = ik^* (Ee^{ik^*z} - Fe^{-ik^*z}) e^{i\omega t} \qquad (24)$$

E la corrispondente tensione tangenziale, dalla seguente espressione:

$$\tau(z,t) = G^* \gamma(z,t) \qquad (25)$$

Ai fini di una corretta interpretazione del problema della risposta sismica locale, risulta utile riprodurre la rappresentazione schematica di Figura 2 in cui è riportata la terminologia utilizzata per lo studio del moto sismico di un deposito che poggia su un basamento roccioso.



Schema di riferimento e terminologia utilizzata.

Le onde di taglio si propagano verticalmente attraverso il bedrock con ampiezza pari ad  $E_N$ ; al tetto del bedrock, sotto il deposito degli strati di terreno, il moto ha un'ampiezza pari a  $E_N + F_N$ . Sulla roccia affiorante, poiché le tensioni tangenziali sono nulle ( $E_N = F_N$ ), il moto avrà ampiezza pari a  $2E_N$ . La funzione di trasferimento dal bedrock al bedrock-affiorante è la seguente:

$$A_{NN}(\omega) = \frac{2E_N}{E_N + F_N} \quad (26)$$

$A$  è non lineare poiché  $G$  è funzione di  $\gamma$ . Nella procedura di calcolo infatti, da una stima iniziale del modulo di deformazione al taglio, si ottiene la tensione ipotizzando un legame lineare, per poi ottenere un nuovo valore di  $\gamma$ . Grazie a questo valore aggiornato si valuta un nuovo modulo  $G$  così da ripetere la procedura fino a quando la differenza tra la deformazione aggiornata e quella ottenuta dalla precedente iterazione viene ritenuta accettabile. Il modello per  $G(\gamma)$  adoperato è quello suggerito da Ishibashi e Zhang (1993) che tiene conto degli effetti della pressione di confinamento e dell'indice di plasticità:

$$G = G_{max} \cdot K(\gamma, PI) (\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (24)$$

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\} \quad (25)$$

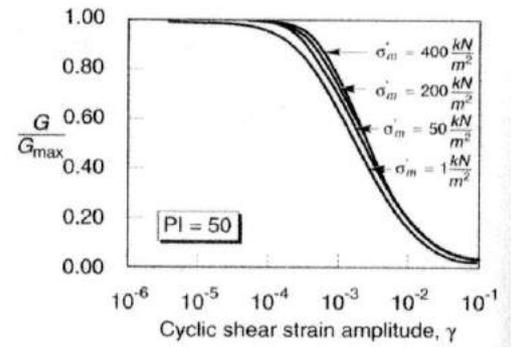
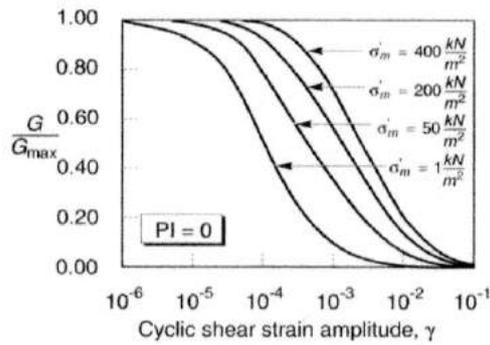
$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145 PI^{1.3}) \quad (26)$$

$$n(PI) = \begin{cases} 0.0 & \text{per } PI = 0 \\ 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & \text{per } 0 < PI \leq 15 \\ 7.0 \times 10^{-7} PI^{1.976} & \text{per } 15 < PI \leq 70 \\ 2.7 \times 10^{-5} PI^{1.115} & \text{per } PI > 70 \end{cases} \quad (27)$$

dove  $G_{max}$  è dato dalla relazione:

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (28)$$

dove  $\rho$  è la densità del terreno e  $V_s$  la velocità di propagazione delle onde di taglio nello stesso. La (28) fornisce il valore iniziale di  $G$  per la prima iterazione.

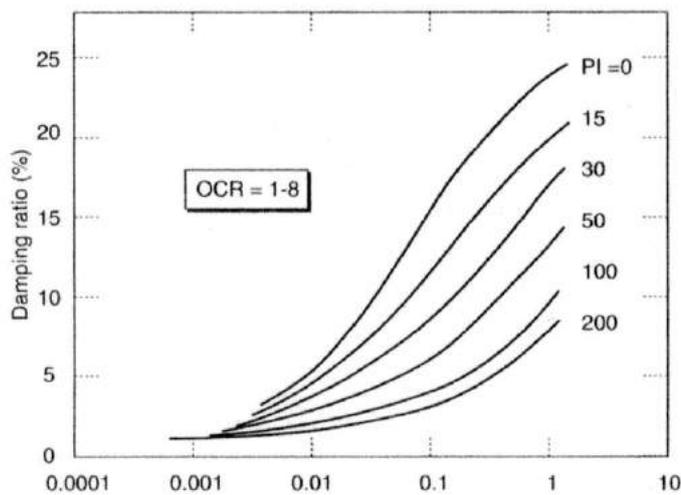


Influenza della pressione di confinamento e della plasticità sul modulo di deformazione al taglio.

Per quanto riguarda invece il coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi$ , in conseguenza del modello introdotto dalla (24) si ha:

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 PI^{1.5})}{2} \left[ 0.586 \left( \frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (29)$$

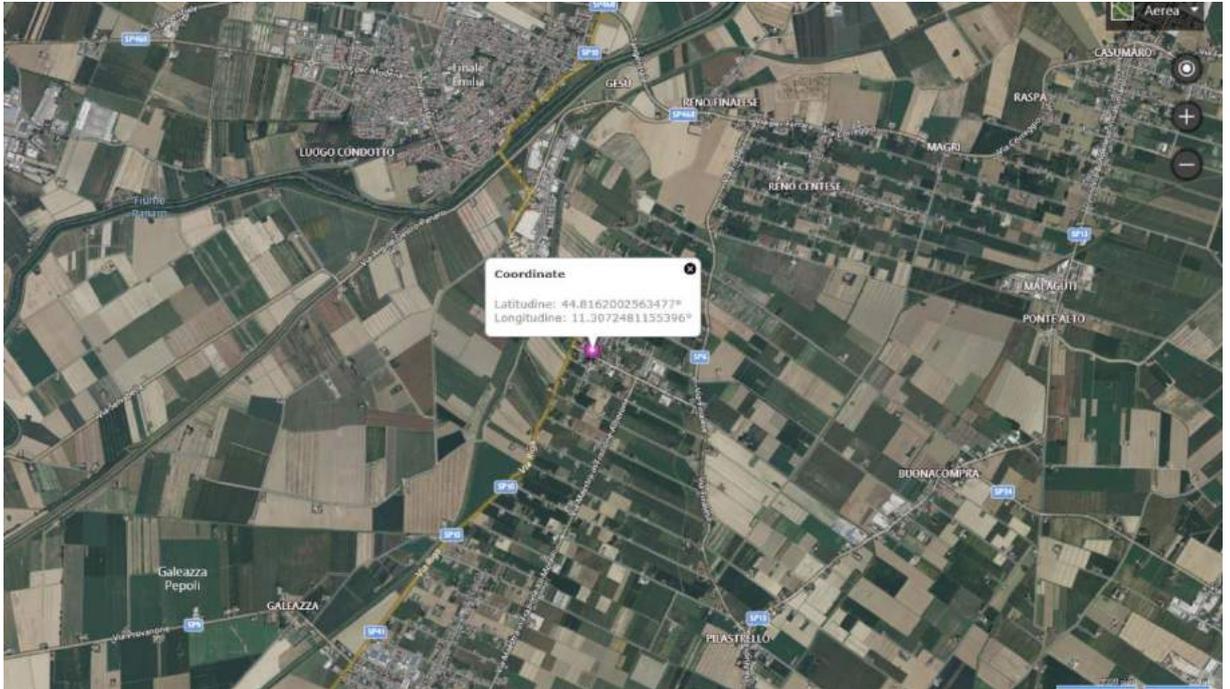
da cui si deduce che anche  $\xi$  deve essere ricalcolato ad ogni iterazione.



Influenza della plasticità sul coefficiente di smorzamento viscoso.

**DATI GENERALI:**

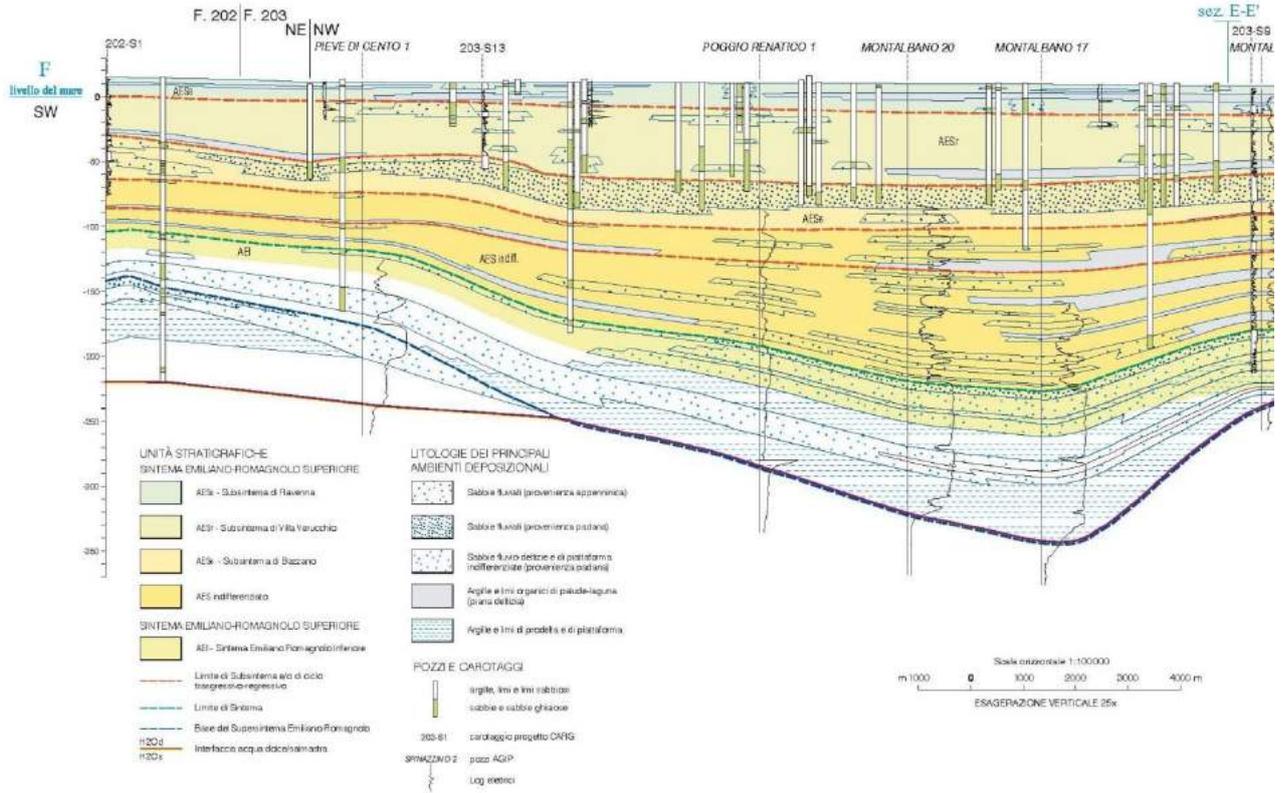
Descrizione RSL  
 Cantiere Via Chiesa, Alberone di Cento (FE)  
 Via Chiesa, Alberone di Cento (FE)  
 Latitudine 44.8162[°]  
 Longitudine 11.3072481[°]



**Stratigrafia**

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Terreno	Gmax [MPa]	Peso unità vol. [kN/m³]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
1	--	12.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	36.96	18.5	140.0	111.0
2	12.0	15.0	EPRI Sand (1993) 15,54-36,57 metri	141.19	19.0	270.0	290.9
3	27.0	40.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	192.66	21.0	300.0	583.7
4	67.0	70.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	358.82	22.0	400.0	1234.1
5	137.0	90.0	Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970)	560.65	22.0	500.0	2209.3
6	oo	--	Idriss (1990) Rock	1435.27	22.0	800.0	2757.9

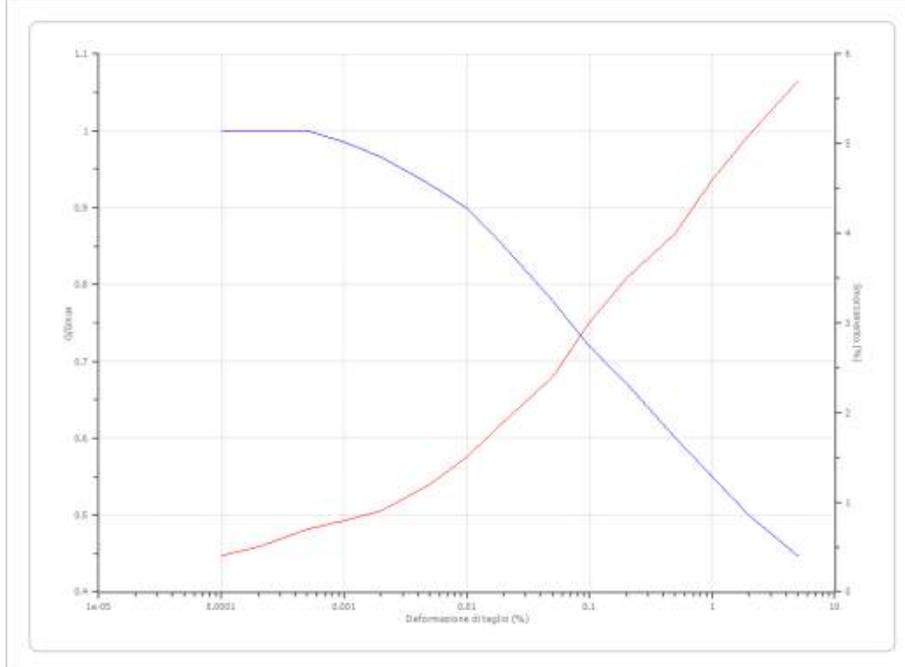
Strato con falda: 1  
 Strato rilevamento accelerogramma: 6 Affiorante



## Terreni

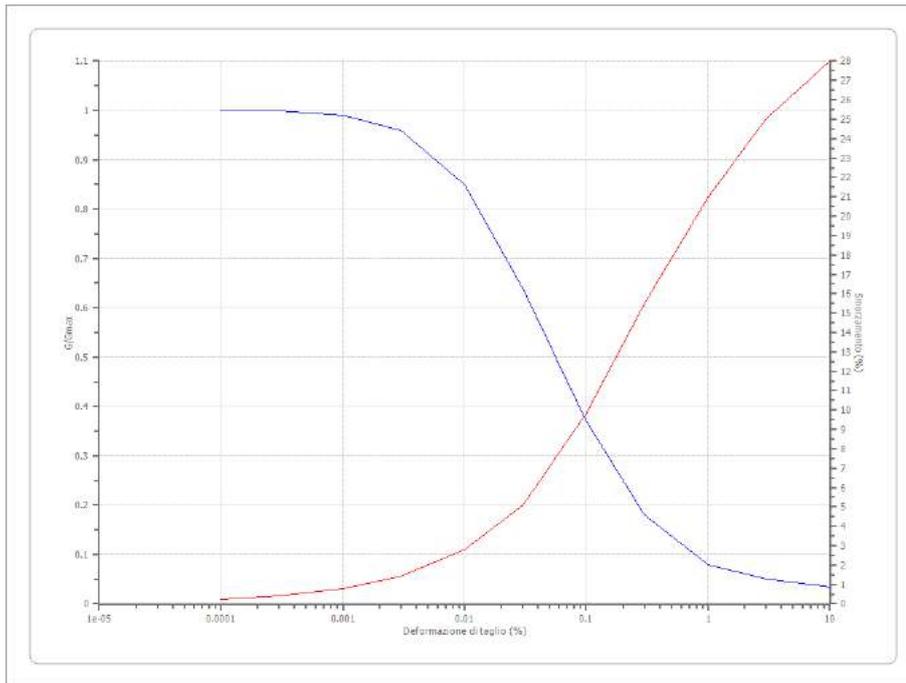
### Idriss (1990) Rock

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.400
0.0002	1.000	0.0002	0.500
0.0005	1.000	0.0005	0.700
0.001	0.986	0.001	0.800
0.002	0.966	0.002	0.900
0.005	0.931	0.005	1.200
0.010	0.900	0.010	1.500
0.020	0.850	0.020	1.900
0.050	0.779	0.050	2.400
0.100	0.720	0.100	3.000
0.200	0.671	0.200	3.500
0.500	0.600	0.500	4.000
1.000	0.550	1.000	4.600
2.000	0.500	2.000	5.100
5.000	0.447	5.000	5.700



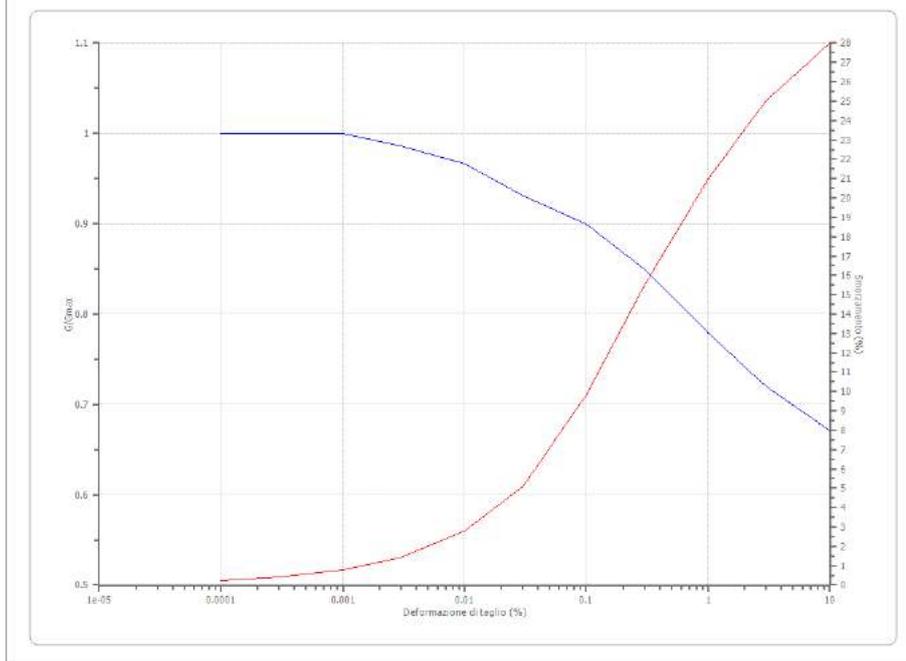
### Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970)

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.240
0.0003	1.000	0.0003	0.420
0.001	0.990	0.001	0.800
0.003	0.960	0.003	1.400
0.010	0.850	0.010	2.800
0.030	0.640	0.030	5.100
0.100	0.370	0.100	9.800
0.300	0.180	0.300	15.500
1.000	0.080	1.000	21.000
3.000	0.050	3.000	25.000
10.000	0.035	10.000	28.000



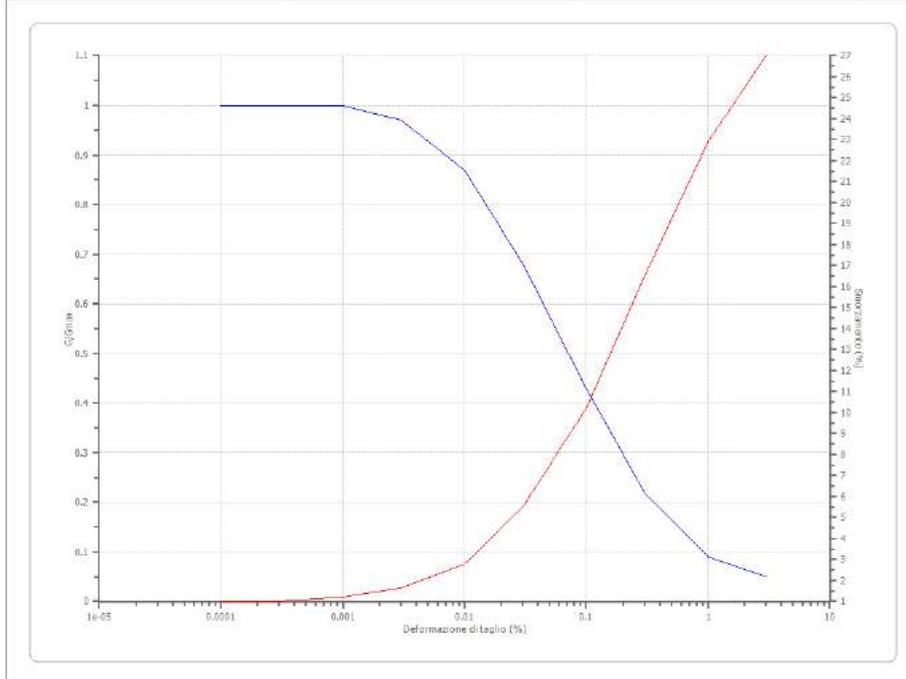
Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.240
0.0003	1.000	0.0003	0.420
0.001	1.000	0.001	0.800
0.003	0.986	0.003	1.400
0.010	0.966	0.010	2.800
0.030	0.931	0.030	5.100
0.100	0.900	0.100	9.800
0.300	0.850	0.300	15.500
1.000	0.779	1.000	21.000
3.000	0.720	3.000	25.000
10.000	0.671	10.000	28.000



EPRI Sand (1993) 15,54-36,57 metri

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	1.000
0.0003	1.000	0.0003	1.000
0.001	1.000	0.001	1.200
0.003	0.970	0.003	1.640
0.010	0.870	0.010	2.800
0.030	0.680	0.030	5.490
0.100	0.430	0.100	10.200
0.300	0.220	0.300	16.500
1.000	0.090	1.000	22.900
3.000	0.050	3.000	27.000



**ELABORAZIONE**

Numero di iterazioni 25  
 Rapporto tra deformazione a taglio effettiva e deformazione massima 0.5  
 Tipo di modulo elastico Shake 91  
 Massimo errore percentuale di convergenza 1.55 E-04

**Fattori di amplificazione ICMS 2008**

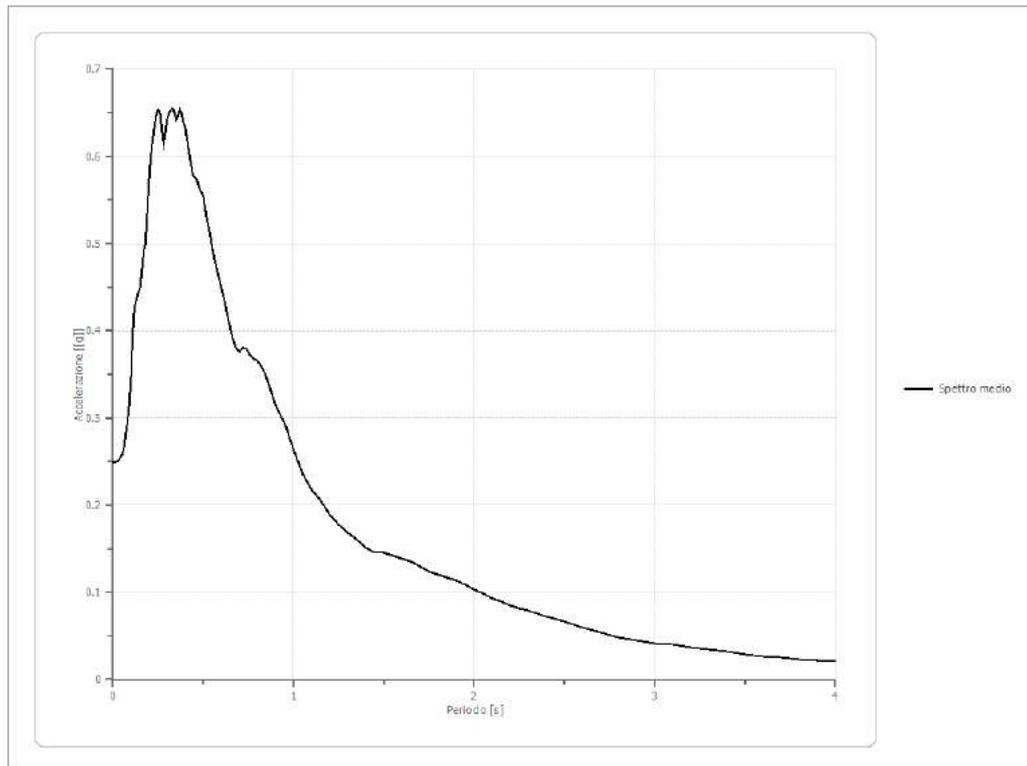
Tai 0.200 [s]  
 Tvi 0.920 [s]  
 Tao 0.330 [s]  
 Tvo 0.860 [s]  
 Sami 4.382 [m/s<sup>2</sup>]  
 Svmi 0.230 [m/s]  
 Samo 5.987 [m/s<sup>2</sup>]  
 Svmo 0.466 [m/s]  
**Fa 1.366 [-]**  
**Fv 2.025 [-]**  
 TB 0.163 [s]  
 TC 0.489 [s]  
 TD 2.316 [s]  
 SA(0) 0.244 [g]  
 SA(TB) 0.610 [g]

**Fattori di amplificazione su intensità spettrale**

Periodo minimo [s]	Periodo massimo [s]	Int. Housner input [m]	Int. Housner output [m]	Int. Housner input/output [m]	FA
0.100	0.500	0.064	0.102	0.200	1.595
0.500	1.000	0.111	0.225	0.500	2.019
0.100	1.500	0.286	0.529	0.067	1.849
0.100	2.500	0.496	0.908	0.040	1.829

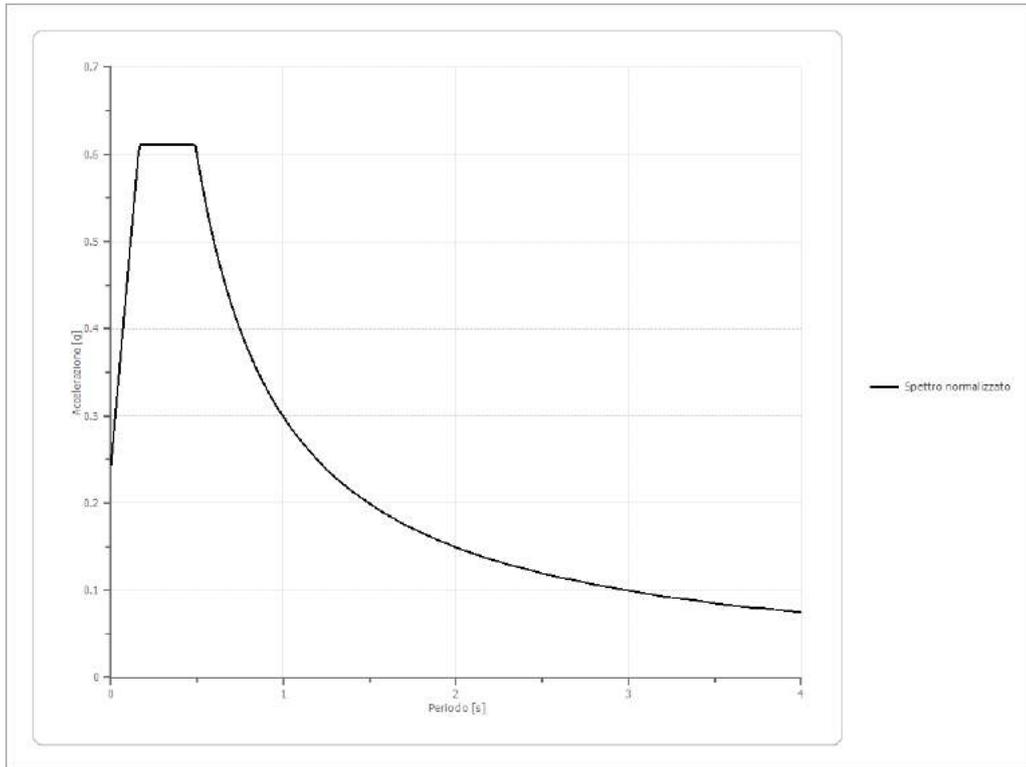
**Spettro medio di risposta elastico**

Periodo [s]	Accelerazione [g]								
0.00	0.2490	0.26	0.6524	0.52	0.5271	0.98	0.2765	2.25	0.0817
0.01	0.2490	0.27	0.6326	0.53	0.5184	1.00	0.2639	2.30	0.0787
0.02	0.2495	0.28	0.6141	0.54	0.5070	1.05	0.2364	2.35	0.0756
0.03	0.2509	0.29	0.6274	0.55	0.4940	1.10	0.2179	2.40	0.0724
0.04	0.2541	0.30	0.6430	0.56	0.4848	1.15	0.2048	2.50	0.0663
0.05	0.2583	0.31	0.6496	0.57	0.4754	1.20	0.1887	2.60	0.0598
0.06	0.2647	0.32	0.6532	0.58	0.4661	1.25	0.1778	2.70	0.0539
0.07	0.2804	0.33	0.6553	0.60	0.4496	1.30	0.1680	2.80	0.0487
0.08	0.2940	0.34	0.6510	0.62	0.4316	1.35	0.1606	2.90	0.0444
0.09	0.3148	0.35	0.6419	0.64	0.4116	1.40	0.1516	3.00	0.0418
0.10	0.3477	0.36	0.6459	0.66	0.3926	1.45	0.1457	3.10	0.0396
0.11	0.4004	0.37	0.6543	0.68	0.3808	1.50	0.1452	3.20	0.0371
0.12	0.4283	0.38	0.6494	0.70	0.3760	1.55	0.1415	3.30	0.0343
0.13	0.4352	0.39	0.6387	0.72	0.3802	1.60	0.1383	3.40	0.0317
0.14	0.4437	0.40	0.6330	0.74	0.3790	1.65	0.1348	3.50	0.0291
0.15	0.4487	0.41	0.6199	0.76	0.3715	1.70	0.1294	3.60	0.0267
0.16	0.4685	0.42	0.6061	0.78	0.3679	1.75	0.1242	3.70	0.0248
0.17	0.4917	0.43	0.5935	0.80	0.3653	1.80	0.1199	3.80	0.0231
0.18	0.4998	0.44	0.5804	0.82	0.3600	1.85	0.1164	3.90	0.0221
0.19	0.5371	0.45	0.5763	0.84	0.3519	1.90	0.1131	4.00	0.0209
0.20	0.5743	0.46	0.5746	0.86	0.3407	1.95	0.1083		
0.21	0.6009	0.47	0.5699	0.88	0.3273	2.00	0.1028		
0.22	0.6197	0.48	0.5626	0.90	0.3154	2.05	0.0985		
0.23	0.6343	0.49	0.5589	0.92	0.3063	2.10	0.0932		
0.24	0.6483	0.50	0.5547	0.94	0.2984	2.15	0.0889		
0.25	0.6528	0.51	0.5406	0.96	0.2886	2.20	0.0851		



**SPETTRO NORMALIZZATO DI RISPOSTA ELASTICO**

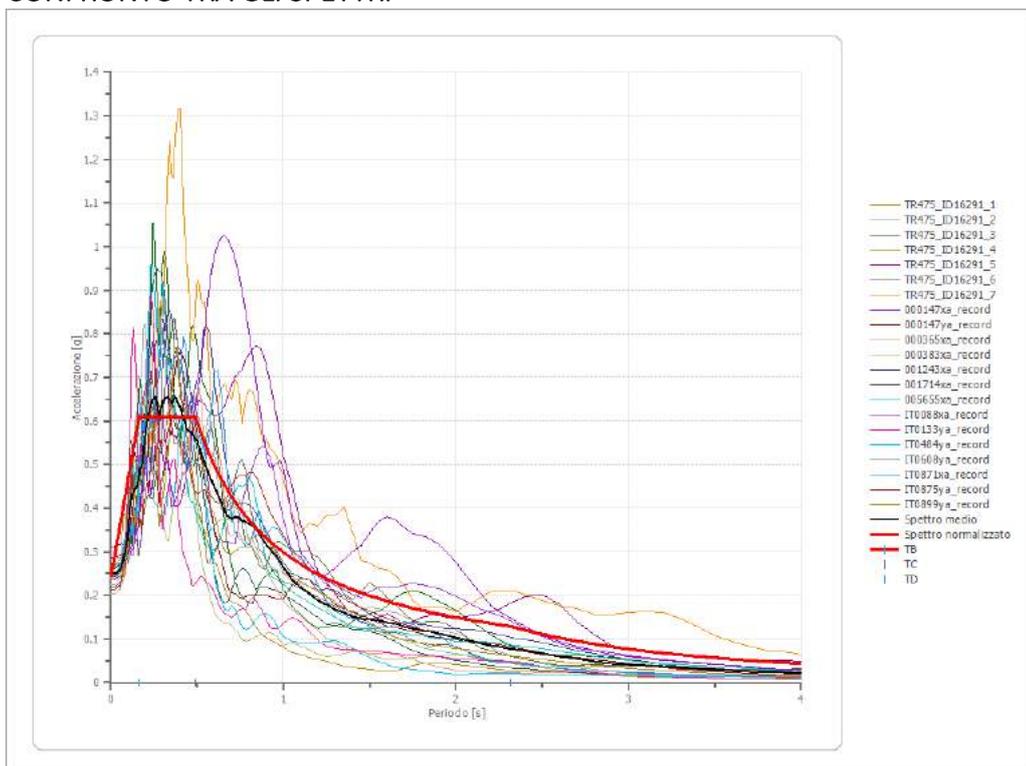
Periodo [s]	Accelerazione [g]								
0.00	0.2438	0.26	0.6103	0.52	0.5741	0.98	0.3046	2.25	0.1327
0.01	0.2663	0.27	0.6103	0.53	0.5632	1.00	0.2985	2.30	0.1298
0.02	0.2887	0.28	0.6103	0.54	0.5528	1.05	0.2843	2.35	0.1270
0.03	0.3112	0.29	0.6103	0.55	0.5428	1.10	0.2714	2.40	0.1244
0.04	0.3337	0.30	0.6103	0.56	0.5331	1.15	0.2596	2.50	0.1194
0.05	0.3562	0.31	0.6103	0.57	0.5237	1.20	0.2488	2.60	0.1148
0.06	0.3786	0.32	0.6103	0.58	0.5147	1.25	0.2388	2.70	0.1106
0.07	0.4011	0.33	0.6103	0.60	0.4975	1.30	0.2296	2.80	0.1066
0.08	0.4236	0.34	0.6103	0.62	0.4815	1.35	0.2211	2.90	0.1029
0.09	0.4461	0.35	0.6103	0.64	0.4664	1.40	0.2132	3.00	0.0995
0.10	0.4686	0.36	0.6103	0.66	0.4523	1.45	0.2059	3.10	0.0963
0.11	0.4910	0.37	0.6103	0.68	0.4390	1.50	0.1990	3.20	0.0933
0.12	0.5135	0.38	0.6103	0.70	0.4265	1.55	0.1926	3.30	0.0905
0.13	0.5360	0.39	0.6103	0.72	0.4146	1.60	0.1866	3.40	0.0878
0.14	0.5585	0.40	0.6103	0.74	0.4034	1.65	0.1809	3.50	0.0853
0.15	0.5810	0.41	0.6103	0.76	0.3928	1.70	0.1756	3.60	0.0829
0.16	0.6034	0.42	0.6103	0.78	0.3827	1.75	0.1706	3.70	0.0807
0.17	0.6103	0.43	0.6103	0.80	0.3731	1.80	0.1658	3.80	0.0786
0.18	0.6103	0.44	0.6103	0.82	0.3640	1.85	0.1614	3.90	0.0765
0.19	0.6103	0.45	0.6103	0.84	0.3554	1.90	0.1571	4.00	0.0746
0.20	0.6103	0.46	0.6103	0.86	0.3471	1.95	0.1531		
0.21	0.6103	0.47	0.6103	0.88	0.3392	2.00	0.1493		
0.22	0.6103	0.48	0.6103	0.90	0.3317	2.05	0.1456		
0.23	0.6103	0.49	0.6092	0.92	0.3245	2.10	0.1422		
0.24	0.6103	0.50	0.5970	0.94	0.3176	2.15	0.1388		
0.25	0.6103	0.51	0.5853	0.96	0.3110	2.20	0.1357		



**PARAMETRI SPETTRO NORMALIZZATO**

Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]	S
0.244	2.504	--	0.163	0.489	2.316	0.244	0.610	1.362

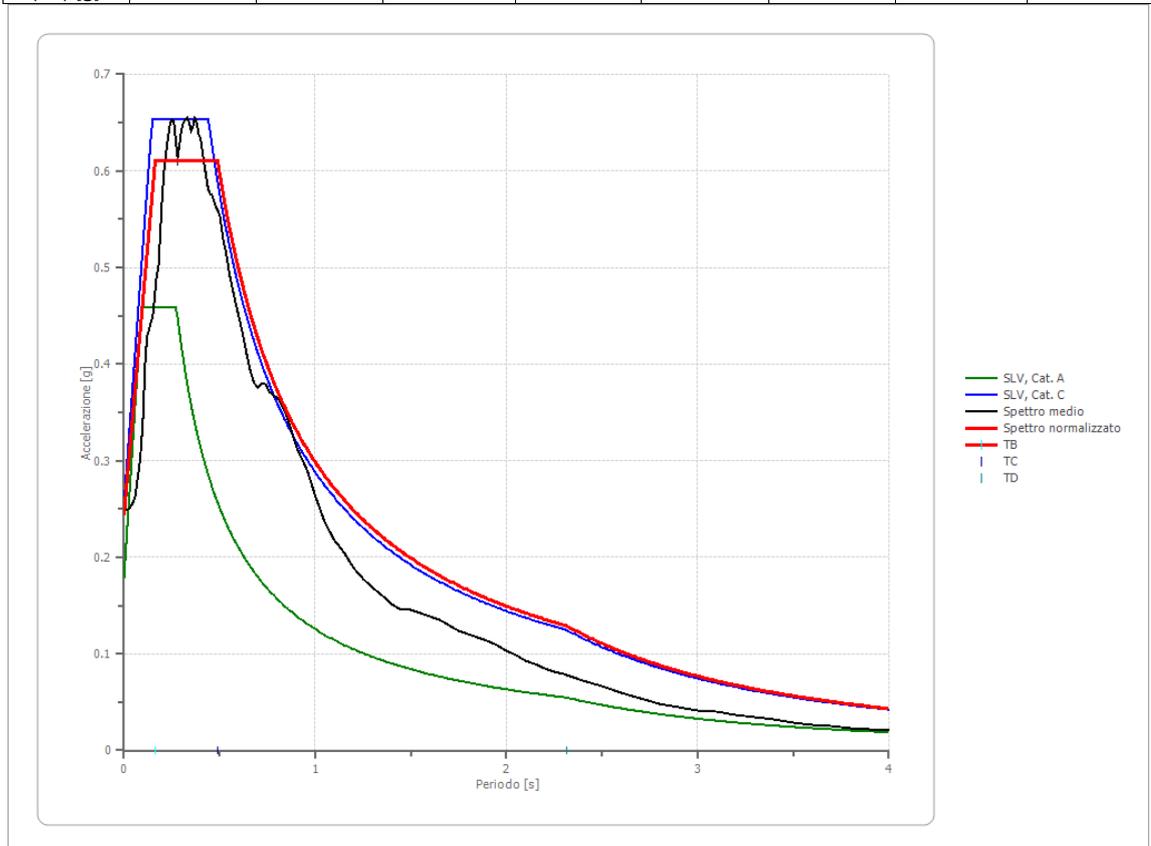
**CONFRONTO TRA GLI SPETTRI**



### CONFRONTO SPETTRO NORMATIVA

Tipo di spettro: Spettro di risposta elastico

	Operatività SLO Cat. A	Danno SLD Cat. A	Salvaguardia vita SLV Cat. A	Prev. collasso SLC Cat. A	Operatività SLO Cat. C	Danno SLD Cat. C	Salvaguardia vita SLV Cat. C	Prev. collasso SLC Cat. C
Tr [anni]	45	75	712	1462	45	75	712	1462
ag [g]	0.049	0.063	0.179	0.238	0.049	0.063	0.179	0.238
Fo	2.486	2.508	2.56	2.493	2.486	2.508	2.56	2.493
Tc* [s]	0.264	0.275	0.274	0.283	0.264	0.275	0.274	0.283
Ss	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.43	1.34
St	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Cc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.63	1.61	1.61	1.59
TB [s]	0.088	0.092	0.091	0.094	0.143	0.147	0.147	0.150
TC [s]	0.264	0.275	0.274	0.283	0.430	0.442	0.441	0.451
TD [s]	1.796	1.852	2.316	2.552	1.796	1.852	2.316	2.552
Se(0) [g]	0.049	0.063	0.179	0.238	0.074	0.095	0.255	0.320
Se(TB) [g]	0.122	0.158	0.458	0.593	0.183	0.237	0.653	0.797



In conclusione il progettista ha 2 opzioni: usare  $a_{max}=0,24$  calcolata da RSL che è meno cautelativo in favore di sicurezza rispetto ai valori dello spettro di un suolo C di Normativa, per il quale  $a_{max}= 0,26$ . Considerando che lo spettro normalizzato ottenuto è simile a quello di un suolo C e la VS30 è 184-187 m/sec conferma che lo spettro di legge è sufficiente a garantire la "sicurezza"

Per il calcolo e la verifica alla liquefazione in modo cautelativo si è utilizzato il valore da Normativa in quanto fornisce una accelerazione leggermente maggiore.

## 7 STIMA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Per liquefazione di un terreno si intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. Il fenomeno della liquefazione si può manifestare preferibilmente in depositi sciolti non coesivi posti sotto falda, in seguito ad eventi che producano un forte aumento della pressione interstiziale dell'acqua. Durante un terremoto il terreno può essere visto come sottoposto da una serie di cicli di carico variabili in intensità e numero in funzione della magnitudo del sisma stesso. In terremoti di elevata magnitudo è sufficiente un numero ridotto di cicli di carico per produrre la liquefazione del deposito, poiché ad ogni ciclo è associata una sollecitazione dinamica di maggiore intensità. In terremoti di minore magnitudo lo stesso effetto lo si ottiene con un numero superiore di cicli di carico. In definitiva, un'elevata magnitudo del sisma e una lunga durata dello stesso rendono più probabile l'iniziarsi della liquefazione in un deposito a prevalenza sabbiosa. Dall'analisi dei fattori che predispongono un terreno alla liquefazione, tra i quali la granulometria, la profondità del livello potenzialmente liquefacibile, il grado di addensamento dei depositi, in linea generale si possono ritenere potenzialmente liquefacibili quei depositi sciolti costituiti da sabbie da fini a medie con contenuto in fine variabile dallo 0 al 25%, si trovano sotto falda, sono da poco a mediamente addensati e si trovano a profondità relativamente basse (di solito inferiori a 15 metri). Per la presenza di depositi granulari/incoerenti con spessori > 1,00 m e saturi d'acqua, si ritiene necessario eseguire la verifica a liquefazione. Come indicato nelle delibere regionali, tra i metodi semplificati sono raccomandati quelli basati su prove CPTU e tra questi in particolare il metodo di Robertson. Per il presente studio sono state quindi realizzate le verifiche della propensione alla liquefazione e dei cedimenti potenziali indotti da sisma sulle verticali delle recenti prove penetrometriche statiche CPTU eseguite. Per i calcoli è stato utilizzato il programma "Cliq 2.0" della Geologismiki Geotechnical Software, sviluppato in collaborazione con il Prof. Peter Robertson. L'algoritmo di calcolo utilizzato si basa sul metodo di Idriss & Boulanger, 2014. Le analisi eseguite seguono le procedure di riferimento dettate dall'NCEER. Lo stesso software esegue il calcolo dei cedimenti attesi secondo il metodo proposto da Zhang ed al. (2002), calcolando per tutti i livelli che hanno un fattore di sicurezza inferiore a 2. Il potenziale di liquefazione si ottiene eseguendo il calcolo del fattore di sicurezza FSL, definito dal rapporto CRR su CSR. La metodologia utilizzata permette di esprimere la

suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso il confronto tra le caratteristiche granulometriche e di addensamento del deposito, espresse dai valori della resistenza penetrometrica  $q_c$  normalizzati con lo sforzo tagliante indotto dal sisma (CRR e CSR). Il fattore di sicurezza alla liquefazione FSL è definito dal rapporto:

$FSL = CRR \cdot MSF/CSR$  (dove MSF è il coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma). La liquefazione è in relazione al fattore di sicurezza nel seguente modo:

- $FS_L > 1,0$                       *liquefazione assente*
- $1,0 < FS_L < 1,25$             *liquefazione possibile*
- $FS_L < 1,00$                     *liquefazione molto probabile*

Secondo la normativa i livelli di sabbia presenti alle varie profondità potrebbero avere problematiche. E' necessario considerare che, secondo alcuni autori (Sherif-Ishibashi, 1978), occorre che i depositi siano costituiti da sabbie o sabbie limose con frazione fine inferiore al 25% che si trovino sotto il livello statico di falda e che siano sovrastati da livelli non liquefacibili con spessore inferiore a 3 metri. I valori dei fattori di sicurezza ottenuti dalle verifiche, comunque superiori all'unità, portano a concludere che i rischi in tal senso nell'area in esame si possono considerare estremamente ridotti.

Si segnala comunque che, nel caso specifico, alcuni livelli degli strati considerati presentano fattore di sicurezza inferiore a 1, e quindi inferiore al fattore di sicurezza e potenzialmente liquefacibili, anche se di spessore limitato. Pertanto, per maggiore dettaglio, si è proceduto alla Valutazione dell'indice del potenziale di liquefazione  $I_L$ , secondo quanto riportato nell'Allegato A3 della DAL 112/2007, e in seguito modificato dalla DGR 2193/2015.

Il rischio di liquefazione in base ai valori di tale indice risulta essere:

$I_L$  secondo l'Allegato A3 della DAL 112/2007:

$0 < I_L \leq 5$  → RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "BASSO"

$5 < I_L \leq 15$  → RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "ELEVATO"

$I_L > 15$  → RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "ESTREMAMENTE ELEVATO"

$I_L$  secondo l'Allegato A3 della DGR 2193/2015:

$I_L =$  → NON LIQUEFACIBILE ( $FI > 1$ )

$0 < I_L \leq 2 \rightarrow$  RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "BASSO"

$2 < I_L \leq 5 \rightarrow$  RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "MODERATO"

$5 < I_L \leq 15 \rightarrow$  RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "ALTO"

$I_L > 15 \rightarrow$  RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "MOLTO ALTO"

L'indice del potenziale di liquefazione,  $I_L$  è definito dalla seguente relazione:

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

in cui  $z$  è la profondità dal piano campagna in metri e  $w(z) = 10 - 0.5z$ ; ad una data quota  $z$  il fattore  $F(z) = F$  vale:

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

$F = 0$  se  $FL > 1.0$

dove  $FL$  è il fattore di sicurezza alla liquefazione alla quota considerata.

Per il calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione  $I_L$  si sono effettuate le verifiche in tutte e 8 le prove effettuate ottenendo i seguenti risultati:

I dati di input sono i seguenti: AUTORE NCERR (1998) ROBERTSON (2009)

**FALDA in situ= 3.00 m**

**FALDA durante il terremoto = 1.50 m**

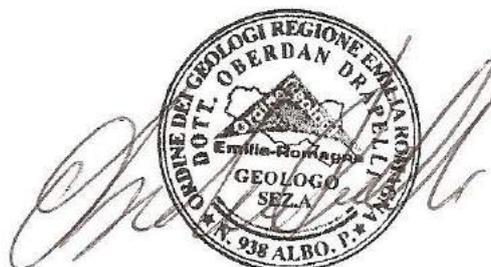
**$a_{max} = 0.26$**

**$M = 6.14$**

**CPTU 1 IPL=0.692**

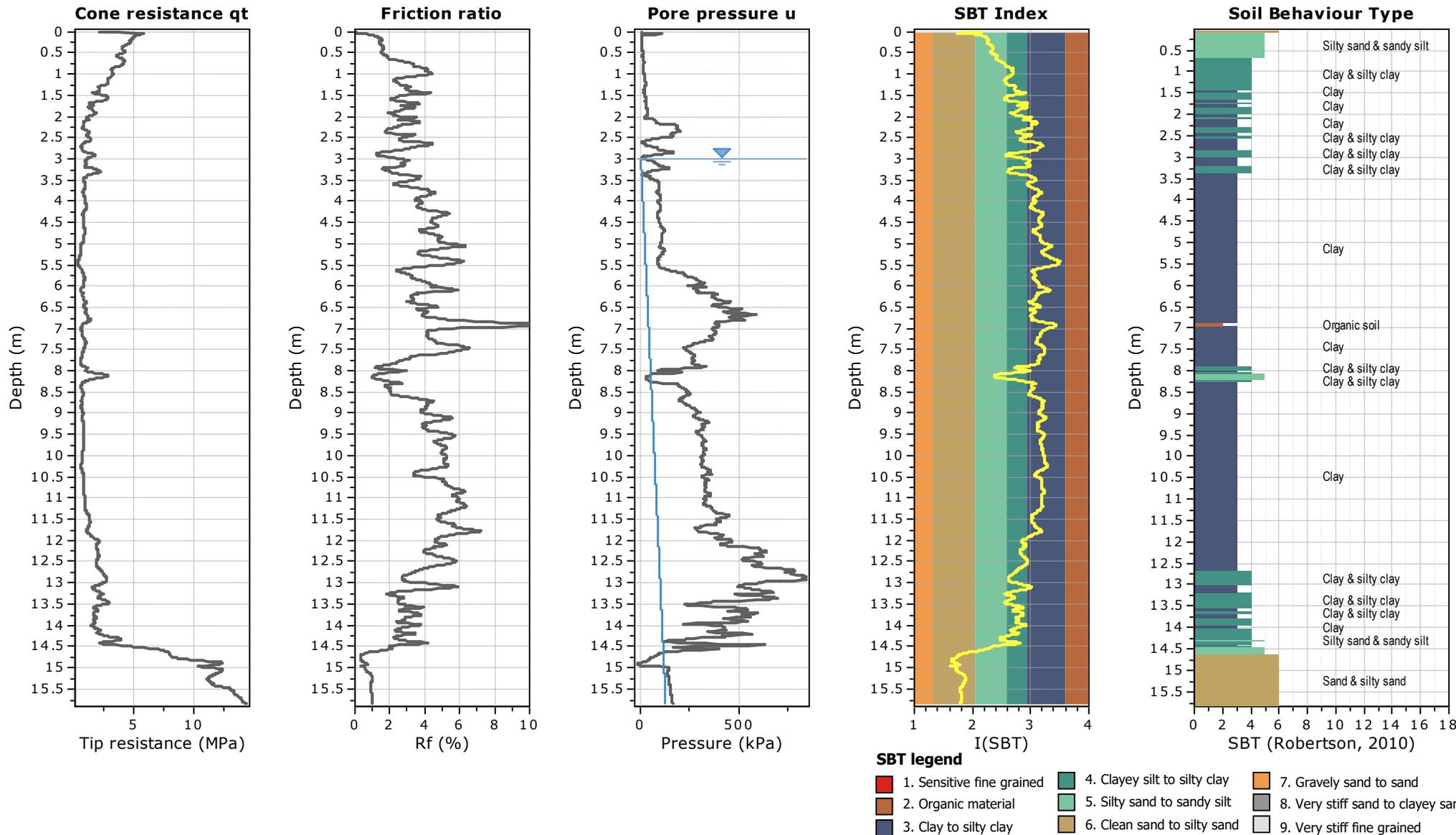
**CPTU 2 IPL=1.146**

I risultati hanno dato un risultato soddisfacente sia se si utilizzasse lo spettro da normativa sia da RSL in quanto mediamente il pericolo di liquefazione risulta essere **Basso**.



**Project: REALIZZAZIONE DI NUOVO ASILO**

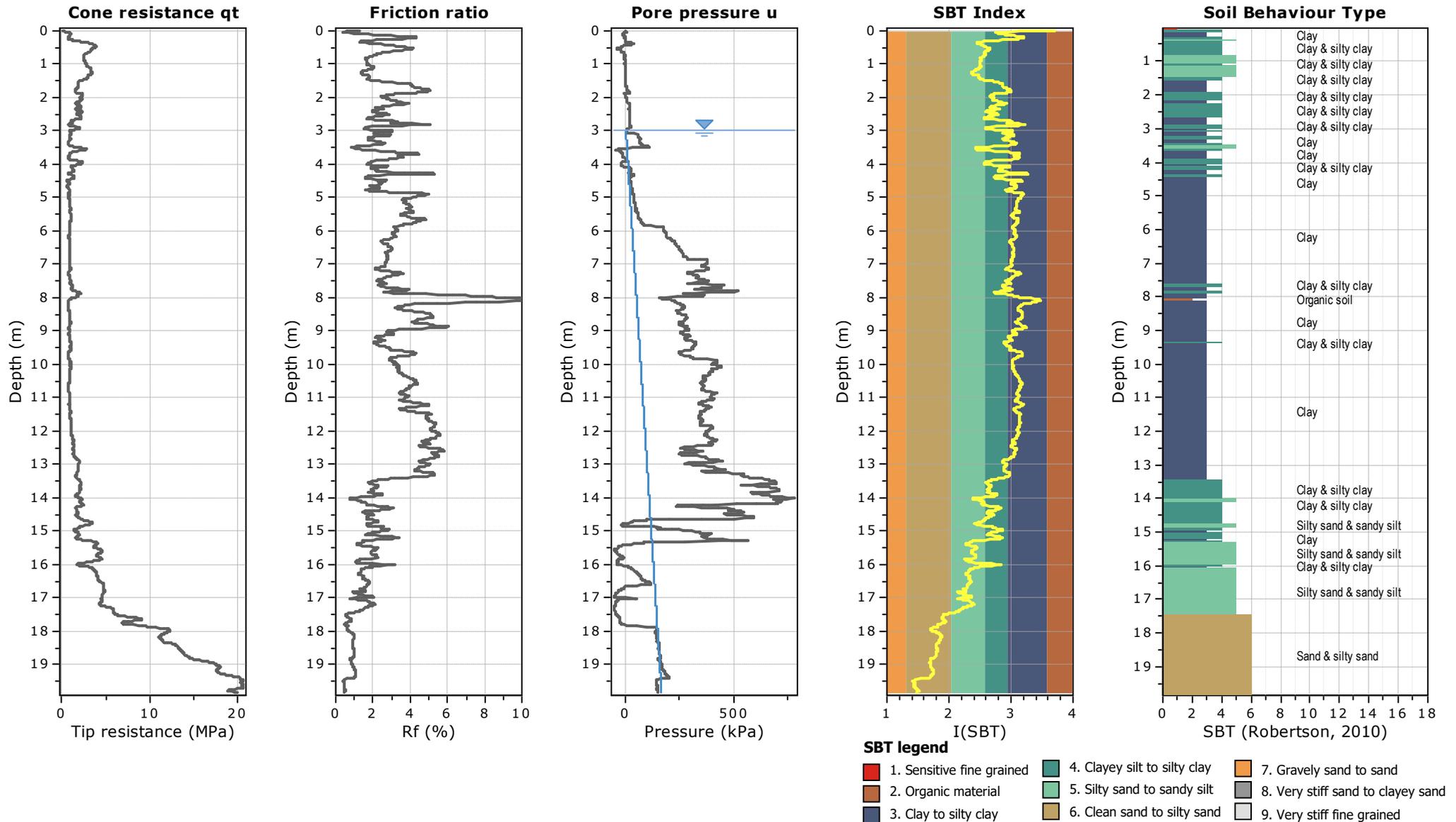
**Location: ALBERONE-COMUNE DI CENTO-**





**Project: REALIZZAZIONE DI NUOVO ASILO**

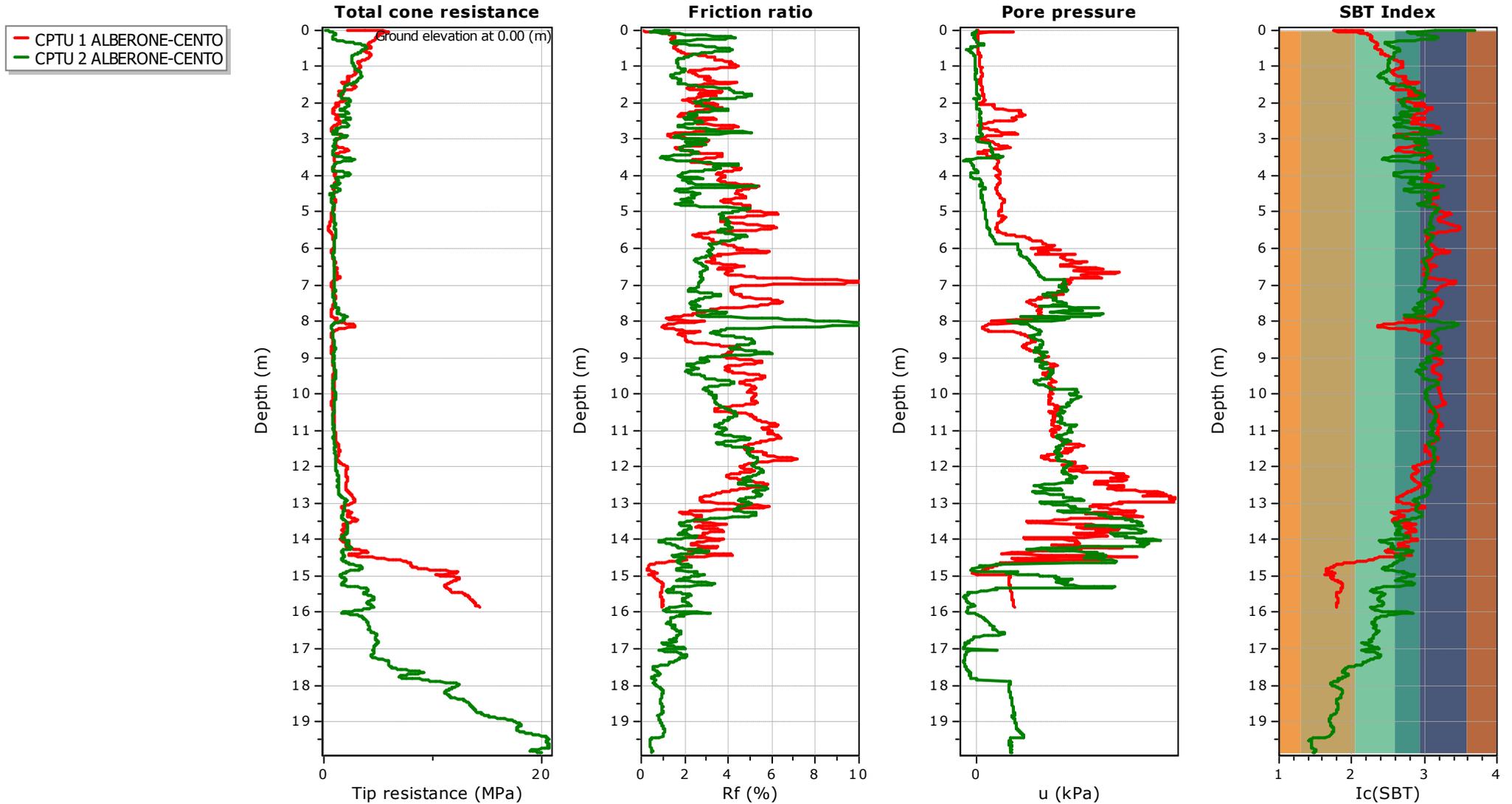
**Location: ALBERONE-COMUNE DI CENTO-**



**Project: REALIZZAZIONE DI NUOVO ASILO**

**Location: ALBERONE-COMUNE DI CENTO-**

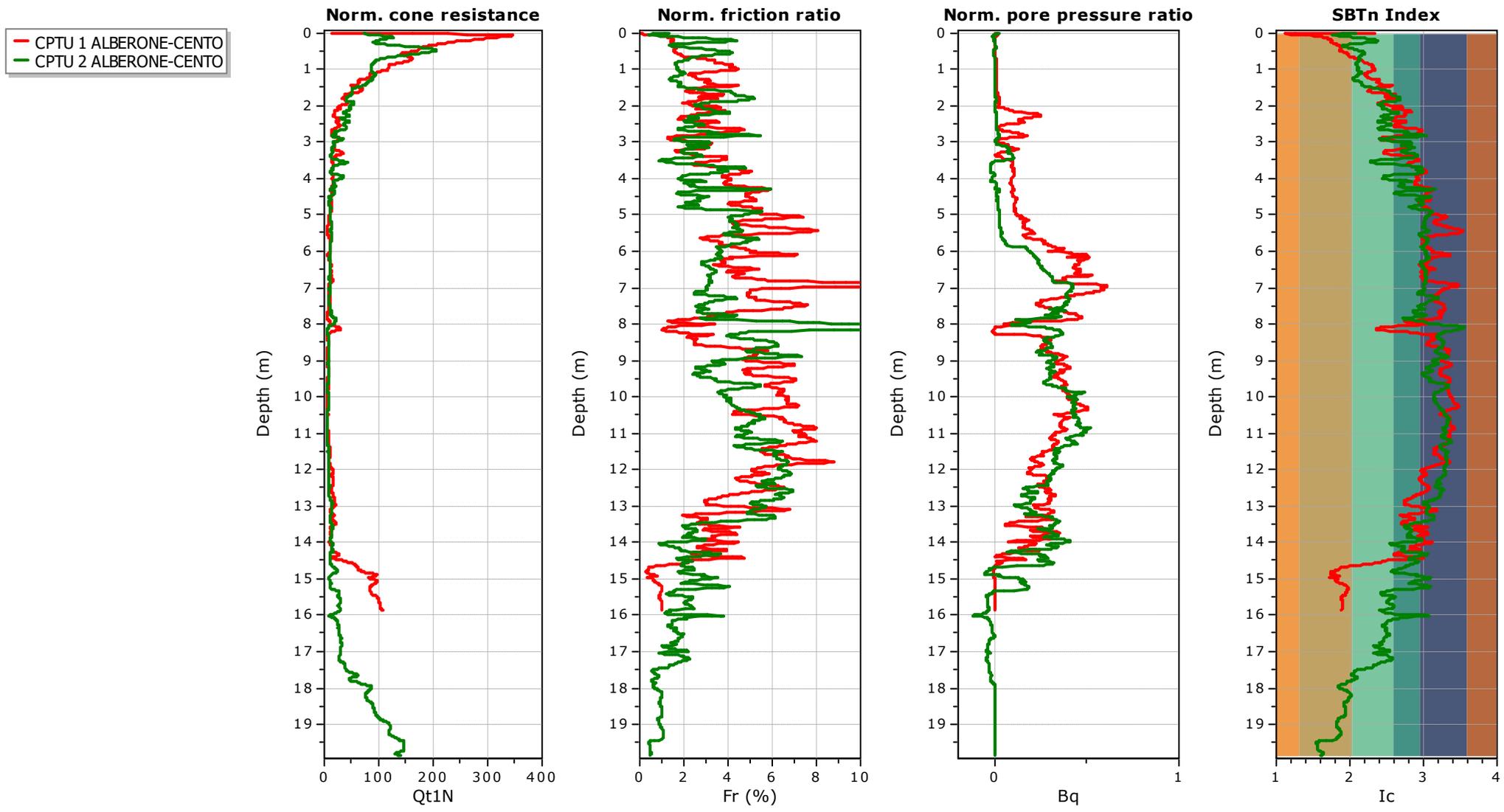
**Overlay basic interpretation plots**



**Project: REALIZZAZIONE DI NUOVO ASILO**

**Location: ALBERONE-COMUNE DI CENTO-**

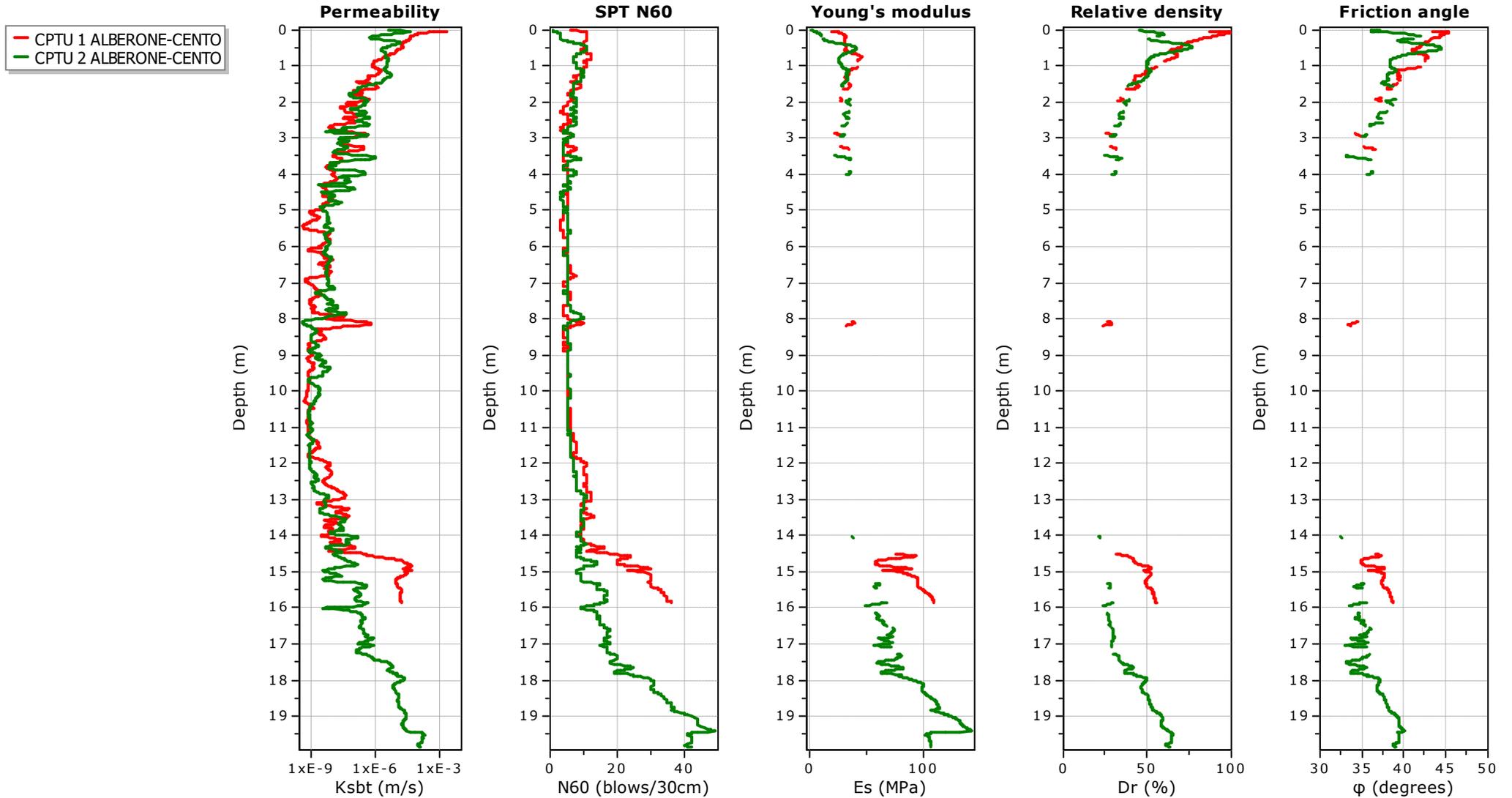
**Normalized basic plots**



**Project: REALIZZAZIONE DI NUOVO ASILO**

**Location: ALBERONE-COMUNE DI CENTO-**

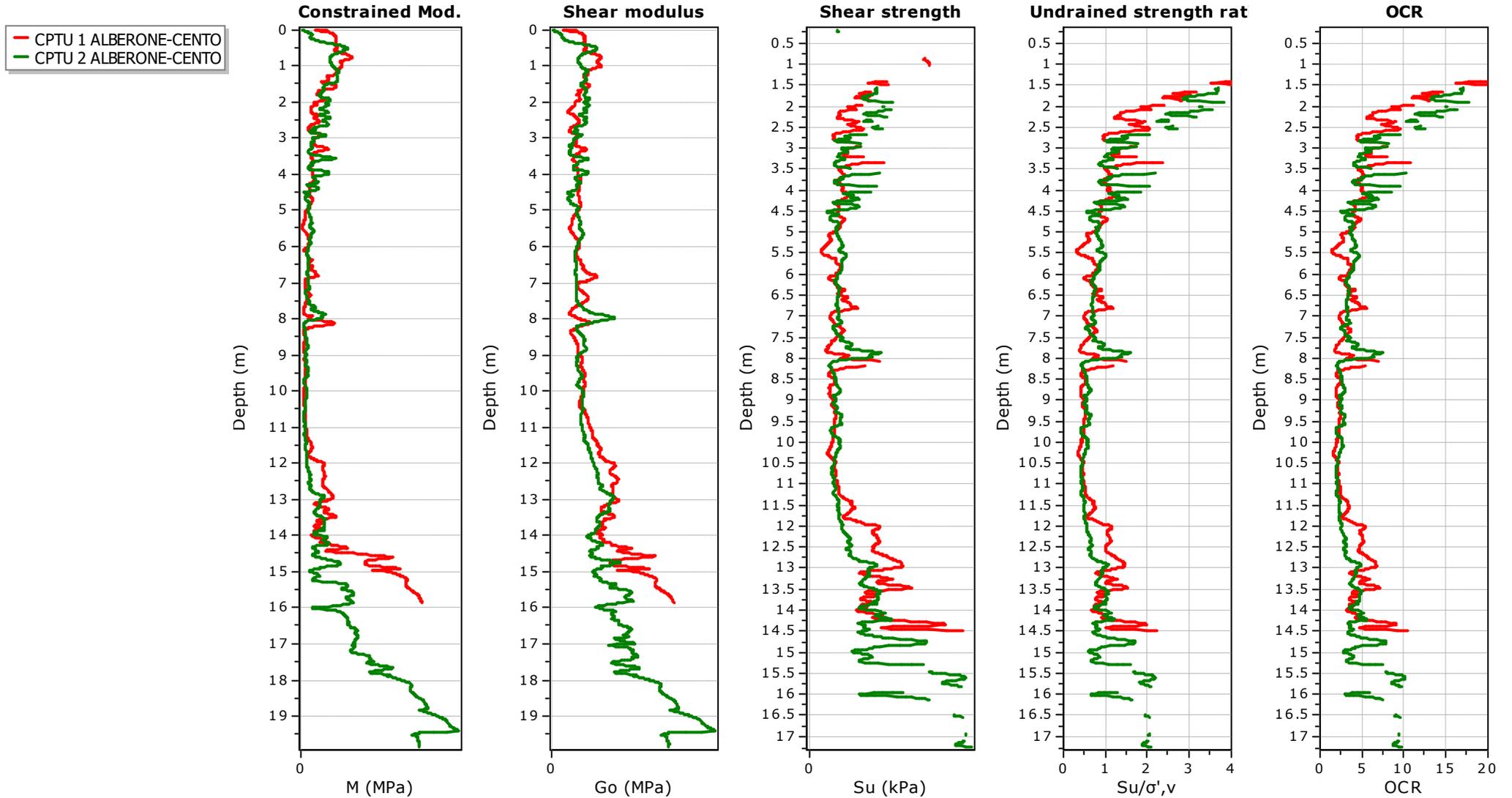
**Overlay estimation plots (1)**



**Project: REALIZZAZIONE DI NUOVO ASILO**

**Location: ALBERONE-COMUNE DI CENTO-**

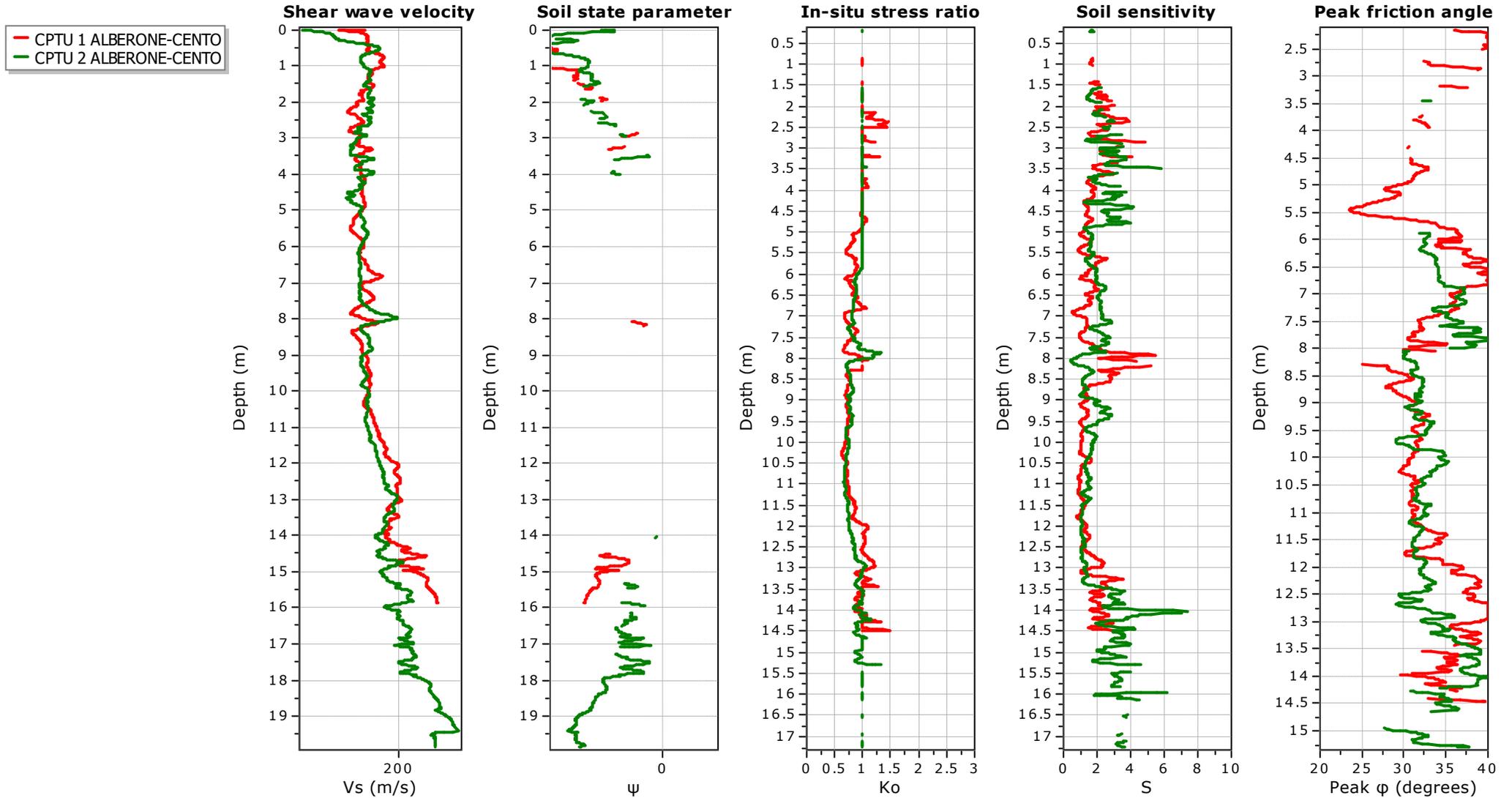
**Overlay estimation plots (2)**



**Project: REALIZZAZIONE DI NUOVO ASILO**

**Location: ALBERONE-COMUNE DI CENTO-**

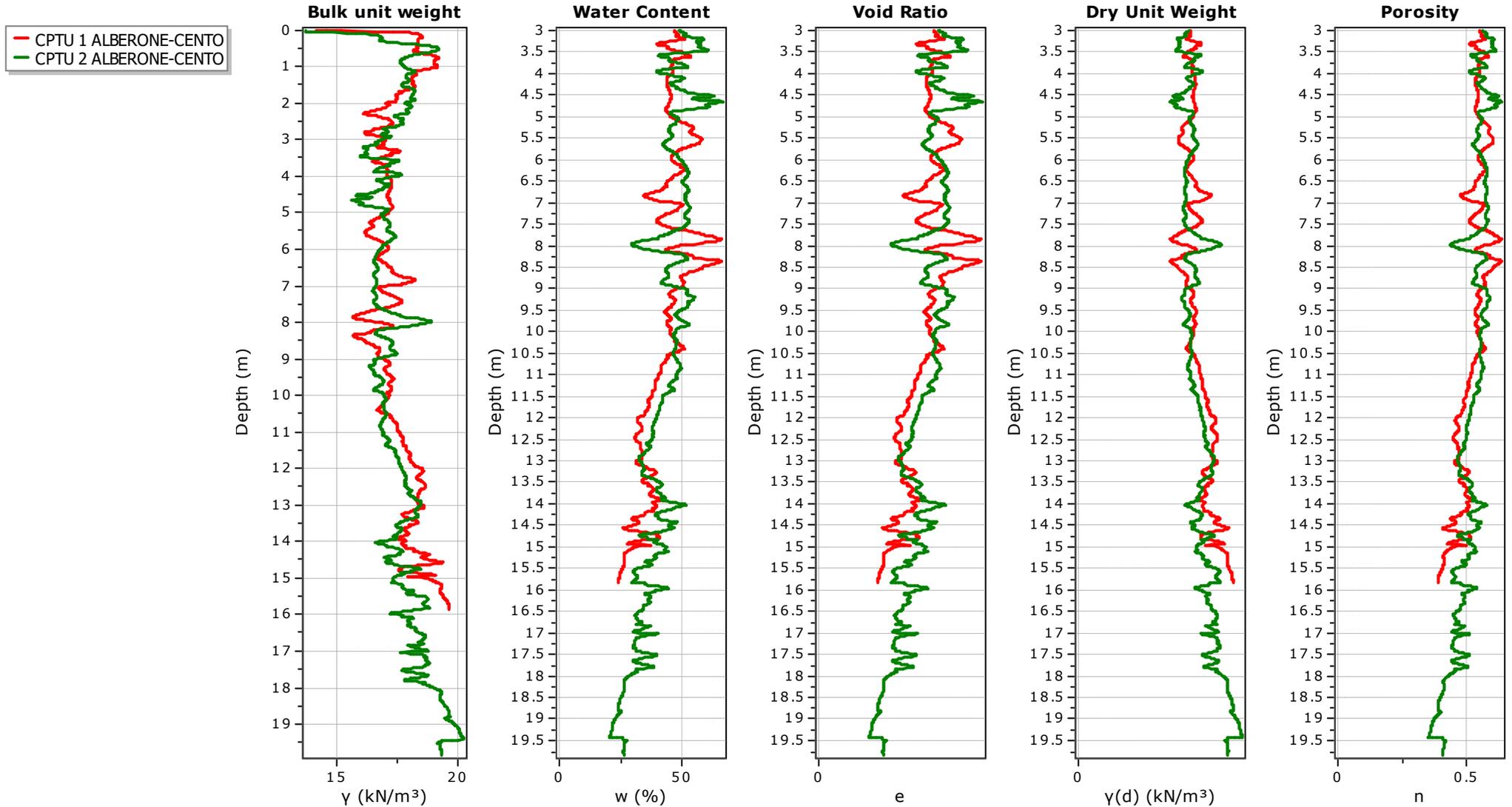
**Overlay estimation plots (3)**



**Project: REALIZZAZIONE DI NUOVO ASILO**

**Location: ALBERONE-COMUNE DI CENTO-**

**Overlay estimation plots (4)**



Dott. Geol. Marco Rolfini  
Consulenze Geologico Tecniche ed Ambientali  
Via Valle Sabbionchi 50, 44023 Lagosanto (FE)  
e-mail: [geologo.marcorolfini@gmail.com](mailto:geologo.marcorolfini@gmail.com)  
Tel: 340 4708522  
P.IVA: 01939920383; C.F. RLFMRC81H22C814Z

**Committente:**

**GEOLOG SRL, via della Lirica 15,  
48124 Ravenna.**

**Cantiere:**

**Alberone (FE), via Giovanni  
Pascoli.**

**Progetto:**

**Prospezione sismica tipo MASW  
mediante approccio HS<sup>®</sup>,  
esecuzione di una misura di  
rumore sismico HVSR.**

## INDICE

1.	INTRODUZIONE .....	3
1.1	Descrizione del sito in esame.....	5
2	RAPPORTI SPETTRALI H/V .....	6
3.	ANALISI CONGIUNTA HOLISURFACE®.....	9

## 1. INTRODUZIONE

Date le caratteristiche dell'area e in accordo con la committenza è stato sviluppato un programma di indagine finalizzato alla modellizzazione geologico-sismica sito specifica, articolato come di seguito indicato:

- ✓ Esecuzione di una prospezione sismica di superficie tipo M.A.S.W. mediante approccio HS<sup>®</sup>, al fine di identificare il profilo della velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) nel sito.
- ✓ Una misura di rumore sismico tipo HVSR a stazione singola della durata di 30 minuti, al fine di identificare la frequenza fondamentale del sito e fornire informazioni circa la sequenza sismostratigrafica locale.

Al fine di caratterizzare il sito oggetto di indagine dal punto di vista sismico, è stata eseguita una ricostruzione del profilo della velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ), attraverso un unico geofono a tre componenti di tipo attivo, mediante metodologia HoliSurface<sup>®</sup>.

Gli spettri di *velocità di gruppo* dell'onda di Rayleigh sono stati definiti tramite l'approccio HoliSurface<sup>®</sup> (multicanale, multicomponente e singolo offset) un'evoluzione del metodo Multiple Filter Analysis (MFA, Dziewonsky et al., 1969) e Frequency – Time Analysis (FTAN, Natale et al., 2004), considerando un'acquisizione attiva con offset pari a 51 m. Tali metodi sono fondamentalmente molto simili e in sismologia sono da sempre il metodo più classico possibile per analizzare la dispersione delle onde di superficie. Considerando il lato pratico della trattazione matematica ("considerando la velocità di gruppo come la derivata prima della velocità di fase"), la velocità di gruppo viene determinata dal semplice rapporto tra spazio e tempo di arrivo dell'onda (frequenza per frequenza). Nel dettaglio si tratta di definire frequenza per frequenza il tempo impiegato dal segnale prodotto dalla sorgente (Martellata) per raggiungere il geofono posto ad una certa distanza, in modo tale da avere una misura assoluta (e non relativa) del tempo. Se per la velocità di fase non è strettamente rilevante conoscere il momento esatto dell'energizzazione (la velocità di fase è di fatto una pendenza, quindi non necessita della conoscenza del tempo zero), per la velocità di gruppo è fondamentale che il tempo zero (spesso definito dai sismologi *tempo di origine*) sia esattamente coincidente all'energizzazione, come nella sismica a rifrazione e/o riflessione.

Nella sua implementazione automatica, l'approccio HS è costituito dalle seguenti fasi:

- Calcolo delle tracce sintetiche delle componenti considerate, come le componenti verticale e radiale delle onde di Rayleigh (ZVF e RVF) e/o le onde di Love (THF).
- Determinazione degli spettri di velocità di gruppo delle tracce sintetiche calcolate.

I dati così ottenuti sono stati analizzati, modellati e invertiti in modo congiunto alla curva HVSR misurata in prossimità del profilo di acquisizione (Dal Moro, 2010; 2011; 2014; 2017; 2018).

Le acquisizioni sono state eseguite utilizzando un geofono triassiale modello "GS ONE LF" Geospace Technologies, cioè una terna *calibrata* con geofoni da 4,5Hz (frequenza propria), collegato ad un sismografo Pasi a 24 Bit e 24 canali modello" GEA 24". Date le caratteristiche logistiche del sito l'offset impiegato nelle prospezioni è stato pari a 51 m, utilizzando come sorgente una mazza dal peso di 8 Kg impiegata per generare una forza verticale (VF) e implementando uno stack verticale pari a 45. Successivamente, i dati acquisiti sono stati analizzati attraverso il software *HoliSurface* (*Eliosoft*). Le procedure adottate risultano in accordo a quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17 gennaio 2018).

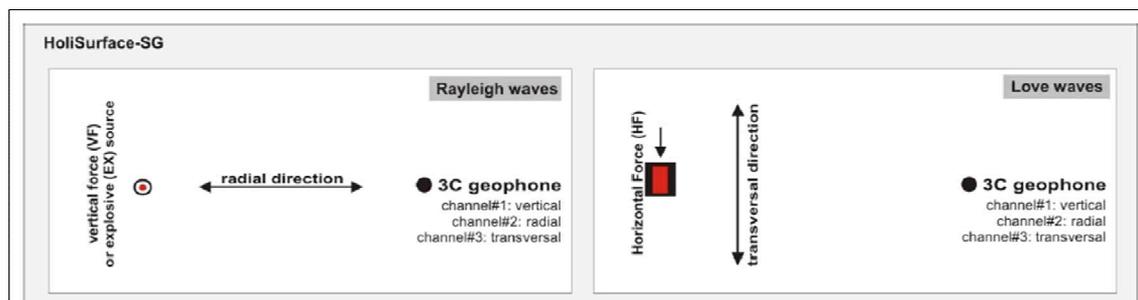


Figura 5.3: schema acquisizione dati.

Nell'ambito dell'indagine è stata eseguita una misura di rumore sismico, gli spettri di ciascuna delle 3 componenti spaziali ortogonali sono stati ricavati dall'analisi di Fourier del rumore sismico ambientale (microtremori), attraverso i quali è stato possibile calcolare il rapporto spettrale HVSR.

A titolo di approfondimento si rammenta come la frequenza fondamentale di un sito rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale in quanto si dovrà cercare di progettarli con una frequenza di vibrazione diversa da quella/e di sito per evitare effetti di doppia risonanza. Un metodo per stimare tale frequenza è quello di determinare l'HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) secondo la tecnica inizialmente sviluppata da Nakamura. Tale tecnica si basa sul calcolo dei rapporti spettrali tra la componente orizzontale e quella verticale del segnale registrato (rapporto H/V), consentendo di identificare gli spettri e le relative frequenze del terreno e fornire informazioni circa la sequenza sismostratigrafica locale, nell'ipotesi che lo spettro della componente verticale simuli quello di un rumore "bianco". Utilizzando un sistema di acquisizione composto da un sensore a tre componenti (verticale, Est-Ovest e Nord-Sud) e da un convertitore analogico digitale (sismografo), si registrano finestre di rumore ambientale dalle quali è possibile elaborare i rapporti H/V. Tali rapporti presentano un comportamento differente a seconda del sito considerato, l'esatto valore della frequenza fondamentale (o di risonanza) dipende da alcune caratteristiche dei litotipi di indagine, tra le più importanti si ricordano lo spessore delle coltri di copertura, caratterizzate da differenti parametri meccanici e sismici che definiscono il contrasto

di impedenza tra litotipi. Infatti, ciascuna sorgente genera un treno d'onde che raggiunge il punto di misura con caratteristiche che dipendono dall'entità delle sollecitazioni nelle componenti orizzontali e verticali del moto e dalle modalità di propagazione fra la sorgente e il sito, in funzione dei fenomeni di riflessione, rifrazione e diffrazione che hanno luogo in corrispondenza delle variazioni stratigrafiche nel sottosuolo. In genere, nel campo di rumore ambientale, saranno presenti sia onde di volume (P e VSH in quantità variabili) che onde superficiali (Love e Rayleigh).

### 1.1 Descrizione del sito in esame

L'ambito in oggetto è localizzato nel territorio comunale di Cento (FE) nell'abitato di Alberone in via Chiesa e viene identificato geograficamente dalle seguenti coordinate, riferite ad un punto centrale (WGS 84):

Latitudine: 44° 48' 58" N

Longitudine: 11° 18' 26" E

Nell'immagine seguente si riporta identificazione del sito su immagine orto fotografica.



*Figura 1.1: orto-foto satellitare con identificazione area di indagine e traccia stendimento sismico in rosso (Immagine da Google Earth).*

## 2 RAPPORTI SPETTRALI H/V

Allo scopo di migliorare la definizione del profilo verticale Vs nelle porzioni più profonde, è stata eseguita una misura di microtremori, utile a definire il rapporto H/V. Il computo della direttività relativa alla misura è mostrato nella Figura 2.1, dove si può notare come nell'intervallo compreso tra 0,7 ÷ 0,9 Hz circa, siano presenti i valori massimi del rapporto HVSR con valori prossimi a 2,5. Si può notare inoltre come la misura sia caratterizzata da una direzionalità limitata nell'intervallo di frequenze considerato.

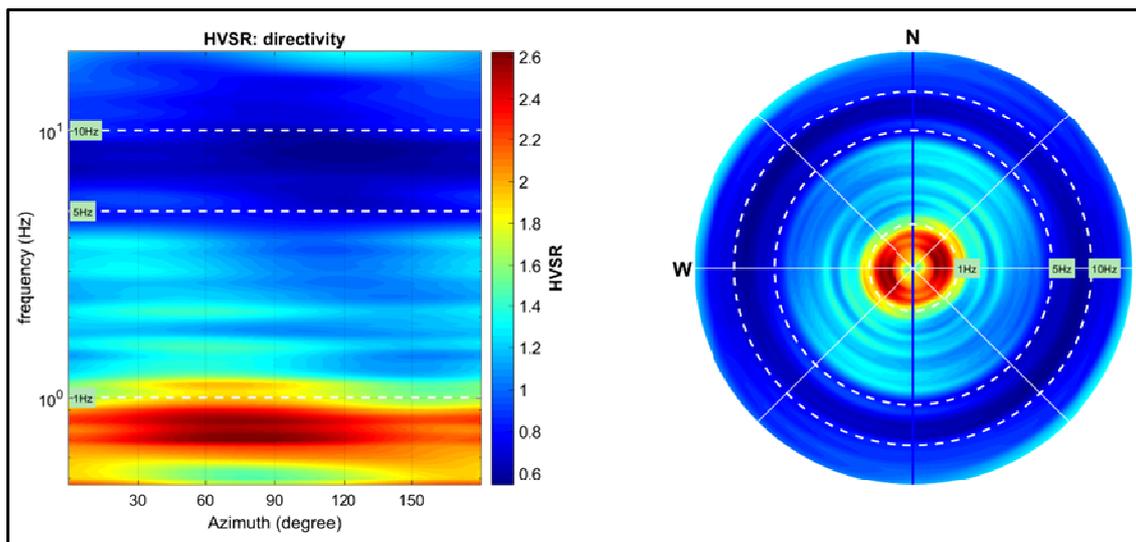


Figura 2.1: computo della direttività relativa alla HVSR.

La curva HVSR e gli spettri medi delle tre componenti (NS, EW e verticale) riportate in Figura 2.2, sono state ottenute attraverso l'analisi delle registrazioni acquisite ad una frequenza di 250 Hz e successivamente decimate a 64 Hz, considerando una finestra di larghezza pari a 20 secondi, lisciamiento spettrale (smoothing) attraverso finestra triangolare avente ampiezza pari al 10 % della frequenza centrale e rimozione dei transienti sulla serie temporale H/V. L'analisi della curva HVSR mette in evidenza come il valore maggiore del rapporto H/V risulta identificato alla frequenza di 0,8 Hz circa con valori prossimi a 2,5, con tutta probabilità tale fenomeno è legato alla potente coltre alluvionale che sovrasta i depositi profondi contraddistinti da un maggiore contrasto di impedenza.

Nel dettaglio il computo dei criteri SESAME (che definiscono la robustezza statistica della curva HVSR) relativi al valore massimo della curva HVSR identificato alla frequenza di 0,9 Hz circa e riferiti all'intervallo di frequenze comprese tra 0,5 ÷ 20 Hz sono riportati di seguito.

### HVSR Criteri SESAME (Peak 0,8Hz)

In the following the results considering the data in the 0.5-20Hz frequency range.

Peak frequency (Hz): 0.8 ( $\pm 0.4$ )

Peak HVSR value: 2.5 ( $\pm 0.7$ )

=== Criteria for a reliable H/V curve =====

- #1. [ $f_0 > 10/L_w$ ]:  $1.3 > 0.5$  (OK)
- #2. [ $n_c > 200$ ]:  $2026 > 200$  (OK)
- #3. [ $f_0 > 0.5\text{Hz}$ ;  $\sigma_A(f) < 2$  for  $0.5f_0 < f < 2f_0$ ] (OK)

=== Criteria for a clear H/V peak =====

- #1. [exists  $f_-$  in the range  $[f_0/4, f_0]$  |  $A_{H/V}(f_-) < A_0/2$ ]: (OK)
- #2. [exists  $f_+$  in the range  $[f_0, 4f_0]$  |  $A_{H/V}(f_+) < A_0/2$ ]: yes, at frequency 3.0Hz (OK)
- #3. [ $A_0 > 2$ ]:  $2.5 > 2$  (OK)
- #4. [ $f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$ ]: (NO)
- #5. [ $\sigma_A < \epsilon(f_0)$ ]:  $0.502 > 0.125$  (NO)
- #6. [ $\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$ ]:  $0.323 < 1.78$  (OK)

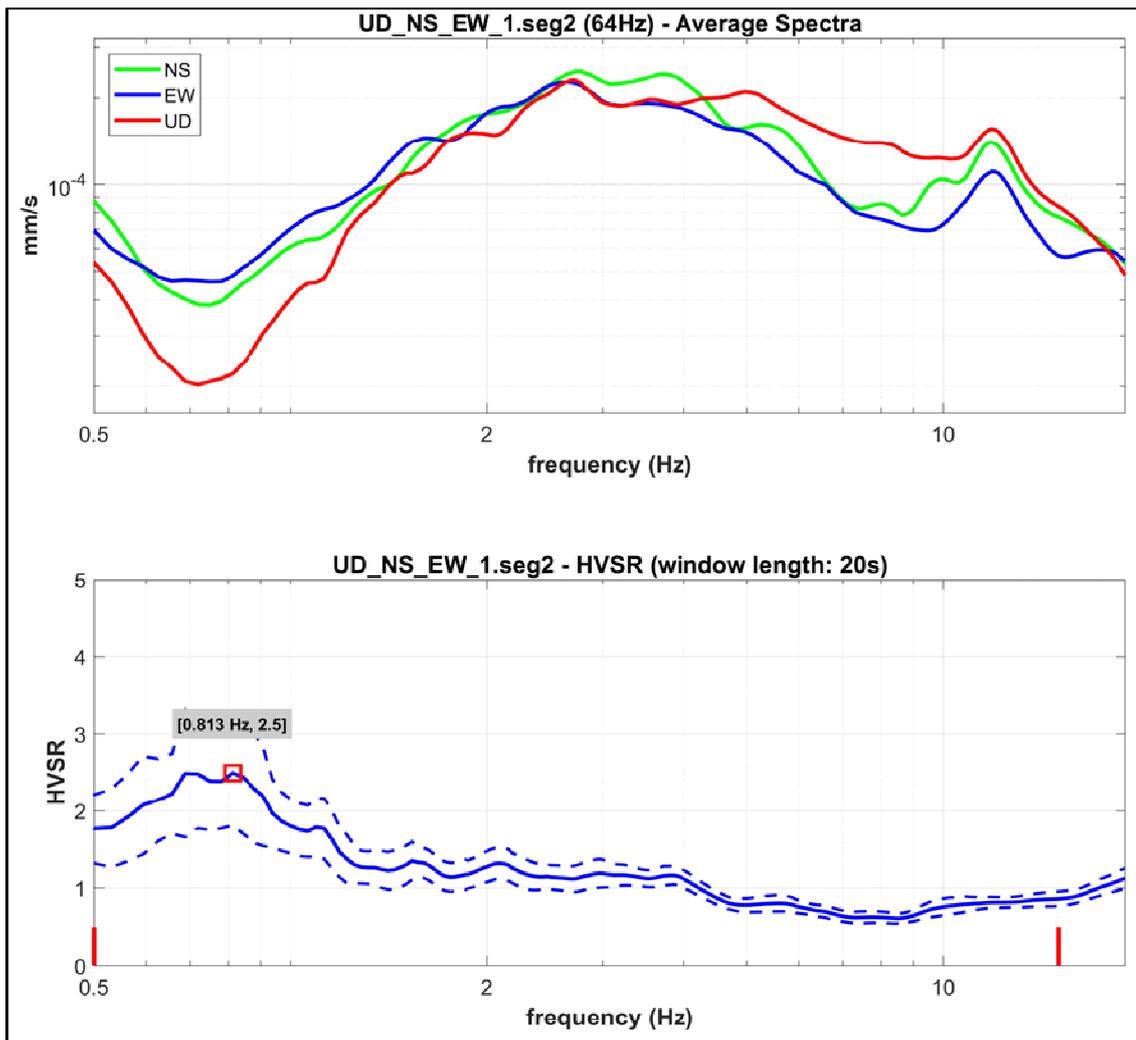


Figura 2.2: curva HVSR e spettri medi d'ampiezza delle singole componenti.

Sebbene dal punto di vista formale non siano soddisfatti i 5 criteri su 6 (suggeriti dai criteri SESAME), è comunque utile indicare come i valori massimi del rapporto HVSR risultino prossimi a 0,8 Hz circa. Occorre precisare come valori del rapporto H/V compresi tra 1 ÷ 3 rappresentano contrasti significativi sul piano sismologico, ma meno importanti dal punto di vista degli effetti sito specifici attesi (contrasto basso).

In conclusione, si rammenta come “l’ampiezza del massimo H/V non è correlabile all’amplificazione sismica in modo “semplice” (Mulargia, et al., 2007) e non costituisce, pertanto, una indicazione diretta della pericolosità connessa a ciascuna frequenza.

In relazione all’andamento della curva HVSR misurata, la figura 2.3 mostra in dettaglio il computo della funzione di coerenza sulle tre componenti acquisite, tale funzione è esprimibile (“semplificando”) come indice della bontà dell’andamento della curva HVSR nell’intervallo di frequenze considerato, soprattutto in riferimento a possibili segnali (rumore) di origine antropica.

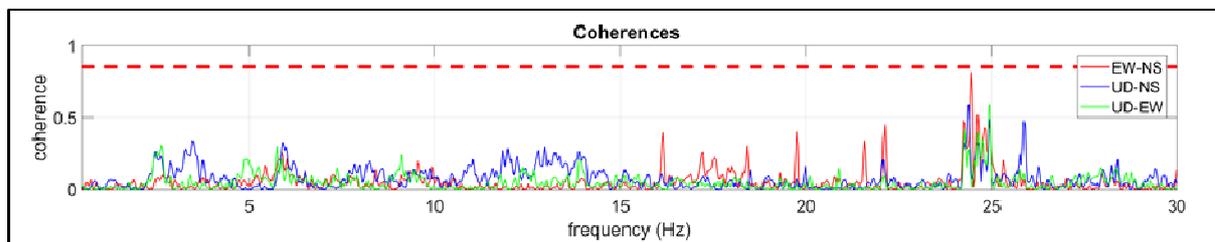


Figura 2.3: computo della funzione coerenza dei segnali acquisiti.

### 3. ANALISI CONGIUNTA HOLISURFACE®

#### MASW

La Figura 3.1 riporta le tracce sismiche acquisite in modalità attiva e utilizzate per l'analisi della dispersione della componente verticale (ZVF) e Radiale (RVF) dell'onda di Rayleigh, in basso gli spettri di potenza delle rispettive velocità di gruppo, mentre in alto a destra è riportata la curva HVSR misurata.

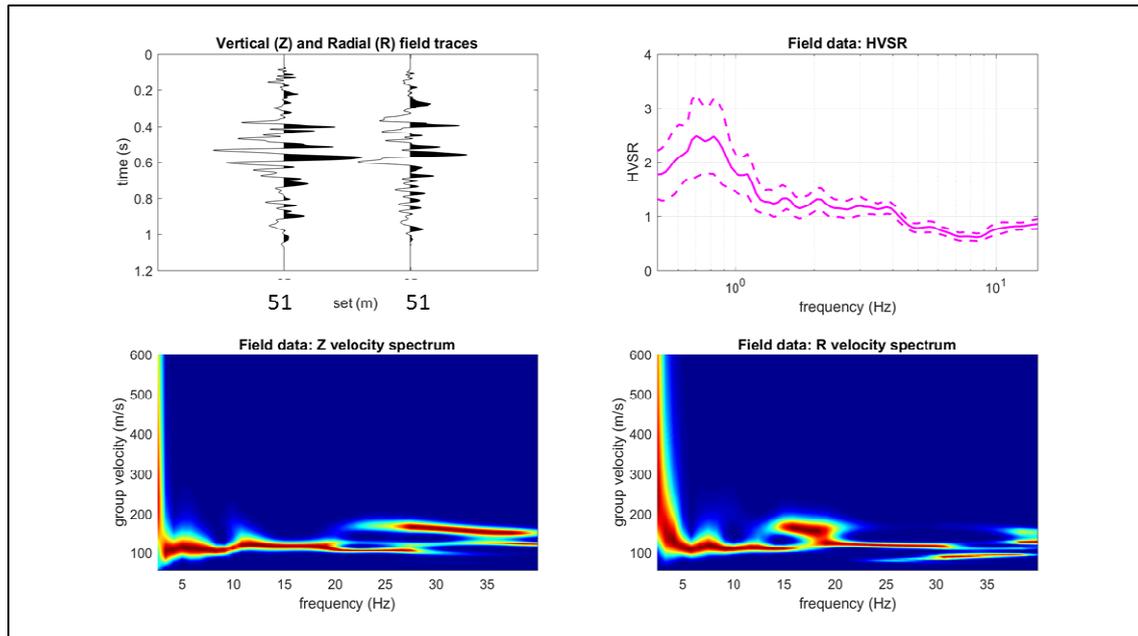


Figura 3.1: tracce sismiche componenti verticale e radiale onda di Rayleigh con relativi spettri di velocità di gruppo e curva HVSR osservata.

Di seguito si riporta il risultato dell'analisi e modellazione dei tre “oggetti” considerati: dispersione delle onde di Rayleigh – componenti verticale e radiale analizzate secondo la velocità di gruppo e curva HVSR.

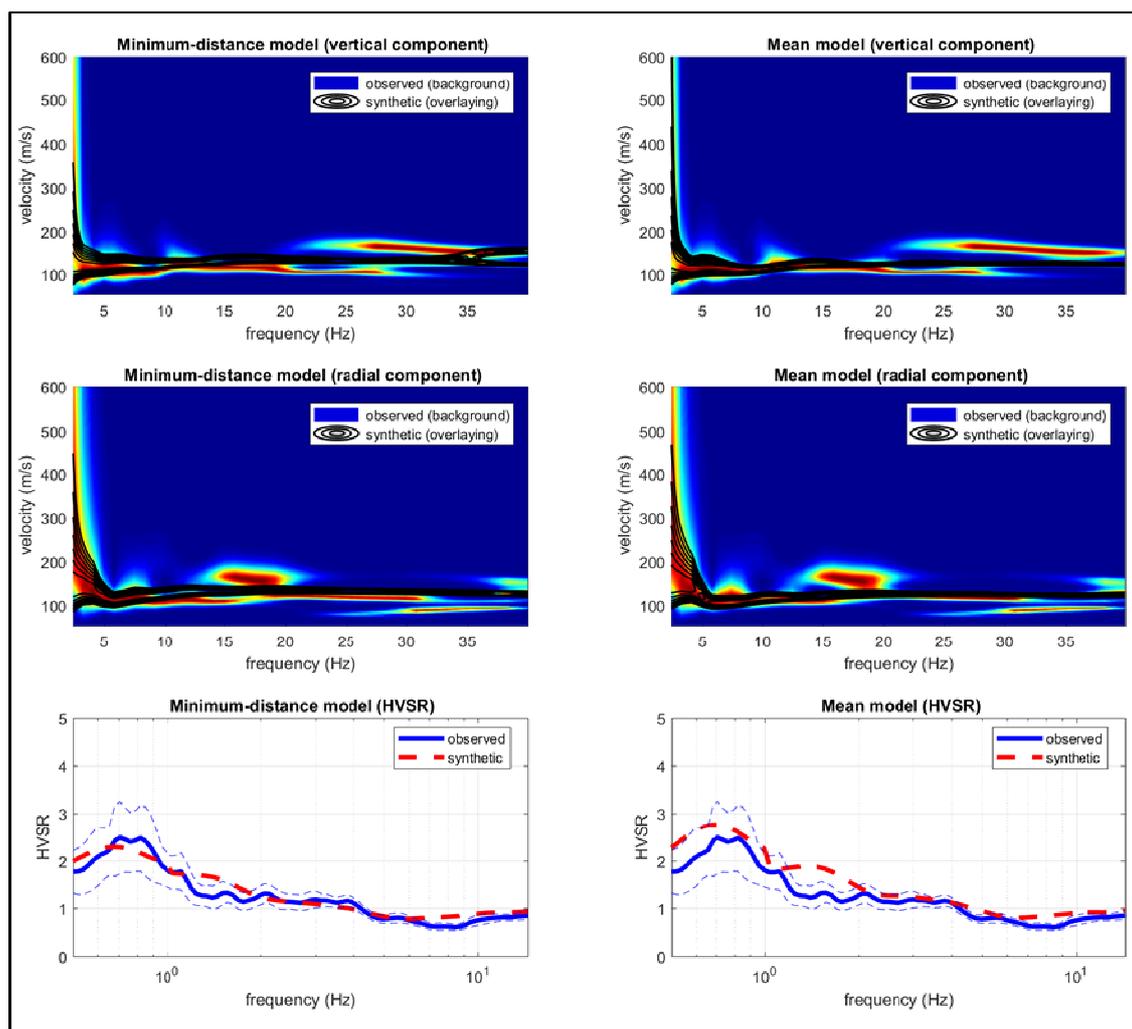


Figura 3.2: risultato analisi congiunta delle componenti ZVF, RVF e HVSR.

I colori in sottofondo rappresentano lo spettro di velocità di gruppo del dato di campagna (componenti ZVF e RVF), mentre le contour lines nere in sovrapposizione rappresentano lo spettro di velocità di gruppo del modello identificato (sintetico). La curva HVSR di colore blu rappresenta il dato osservato, mentre la curva con tratteggio rosso quella modellata.

Si è quindi proceduto all'inversione congiunta degli spettri di velocità e dell'HVSR attraverso due tipologie di modelli, quello a distanza minima dal punto utopico (minimum-distance model) e quello medio, determinato come media di tutti i modelli del fronte dell'algoritmo genetico Pareto (mean model). I risultati vengono riportati di seguito.

#### Minimum-distance (from the utopia point) model

*Vs30 and VsE (m/s): 189.*

*Velocità onde s (m/s): 66, 118, 107, 155, 166, 160, 238, 297, 248, 383, 371, 455.*

*Spessori (m): 0.3, 0.6, 1.2, 1.7, 3.1, 5.0, 4.9, 10.3, 13.3, 20.5, 40.2.*

*Seismic/Dynamic Shear modulus (MPa) (approximate values): 7, 26, 20, 43, 48, 46, 106, 167, 117, 291, 266, 427.*

### Mean model

$V_{s30}$  and  $V_{sE}$  (m/s): 187.

Velocità onde s (m/s): 65, 114, 108, 154, 166, 163, 228, 289, 276, 382, 380, 451.

Spessori (m): 0.3, 0.6, 1.1, 1.7, 3.3, 4.9, 5.0, 10.3, 13.3, 21.2, 39.7.

Seismic/Dynamic Shear modulus (MPa) (approximate values): 7, 24, 20, 42, 50, 47, 98, 160, 146, 292, 284, 422.

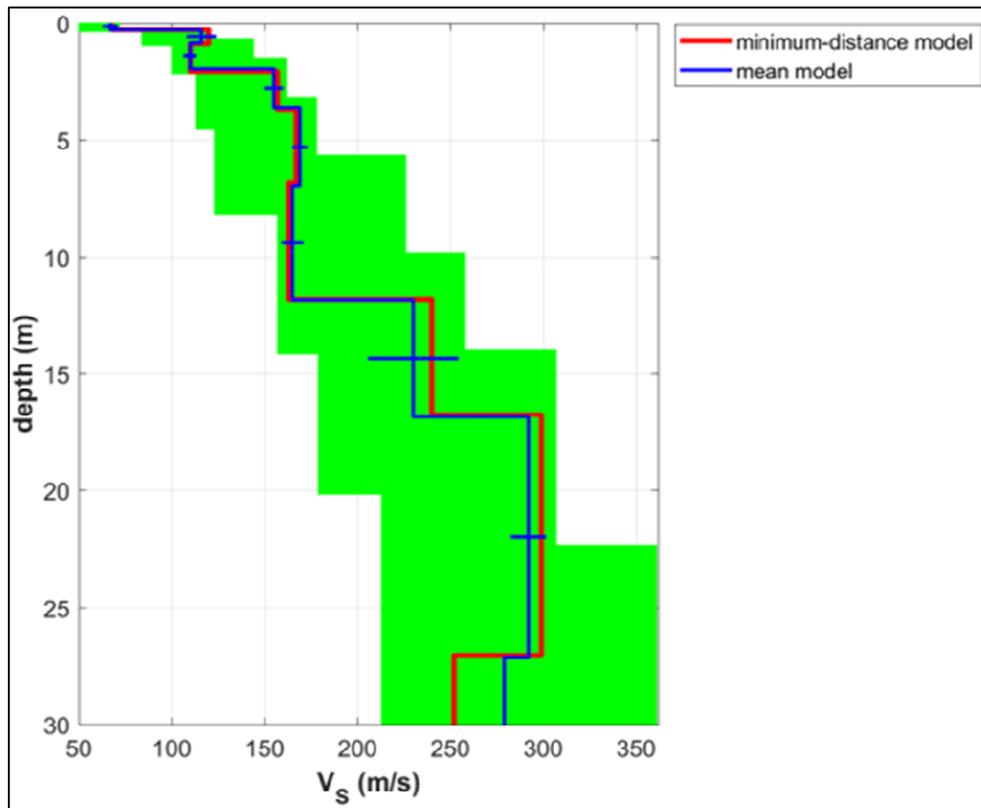


Figura 3.3: modellazione profilo  $V_s$ , ottenuto da analisi congiunta delle componenti ZVF, RVF e HVSR.

Dall'analisi del profilo di velocità, è stato possibile stimare il modello sismico del sito esaminato partendo dalla quota di piano campagna (1D).

Il modello sismico del sottosuolo è stato definito sulla base della variazione con la profondità della velocità delle onde di taglio  $V_s$  ricavate, attraverso le quali è stata quindi determinata la velocità equivalente delle onde di taglio (primi 30 m), definita dalla seguente espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{s_i}}}$$

dove:

$h_i$  è lo spessore (in metri) dell' $i$ -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità  
 $V_i$  è la velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato  
 $N$  è il numero di strati di terreni compresi nei primi 30 m di profondità.

Dai calcoli si ottiene una velocità equivalente  $V_{s_{eq}} = V_{s_{30}}$ :  $187 \div 189$  m/s.

In riferimento alla tabella 3.2.II (NTC 2018) – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato, il sito esaminato presenta un sottosuolo di **tipo C** ovvero: *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s”.*

Lagosanto, 1 dicembre 2022

*dott. geol. Marco Rolfini*



**Riferimenti bibliografici relativi ai metodi di calcolo utilizzati.**

- Effective Active and Passive Seismics for the Characterization of Urban and Remote Areas: Four Channels for Seven Objective Functions (Dal Moro G., 2018). Pure and Applied Geophysics, in press
- Improved Holistic Analysis of Rayleigh Waves for Single- and Multi-Offset Data: Joint Inversion of Rayleigh-wave Particle Motion and Vertical- and Radial-Component Velocity Spectra (Dal Moro G., Al-Arifi N., Moustafa S.R., 2017), Pure and Applied Geophysics, on-line: <https://link.springer.com/content/pdf/10.1007%2Fs00024-017-1694-8.pdf>
- Single- and multi-component inversion of surface waves acquired by a single 3-component geophone: an illustrative case study (Dal Moro G. and Puzilli L.M.), Acta Geodyn. Geomater., 14, 4 (188), 431-444, online: [https://www.irsm.cas.cz/materialy/acta\\_content/2017\\_doi/DalMoro\\_AGG\\_2017\\_0024.pdf](https://www.irsm.cas.cz/materialy/acta_content/2017_doi/DalMoro_AGG_2017_0024.pdf)
- Analysis of Rayleigh-Wave Particle Motion from Active Seismics (Dal Moro G., Al-Arifi N., Moustafa S.R., 2017) Bulletin of the Seismological Society of America (BSSA), 107, 51-62
- Shear-wave velocity profiling according to three alternative approaches: a comparative case study (Dal Moro G., Keller L., Al-Arifi N., Moustafa S.R., 2016), Journal of Applied Geophysics, 134, 112-124
- Four Geophones for seven possible objective functions: active and passive seismics for tricky areas (Dal Moro G.) Invited presentation and Extended Abstract for the Urban Geophysics workshop of the 22nd EAGE Near Surface Geoscience conference (4-8 September 2016 - Barcelona, Spain)
- Less is more: from van der Rohe to the 4-channel system for the efficient and holistic acquisition and analysis of surface waves. An urban case study. (Dal Moro G., Moustafa S.R., Al-Arifi N., 2015). Proceedings of the GNGTS (Gruppo Nazionale Geofisica della Terra Solida - ogs.trieste.it) congress (17-19 November 2015 - Trieste, Italy)
- Geophysikalische In-situ-Bestimmung der Eingangsparameter in die seismischen Standortanalysen am Beispiel des Ambassador House Opfikon (Keller L., Weber T., Dal Moro G., 2015). Proceedings of the 14th D-A-CH conference of the Swiss Society for Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Zurich, August 21-21, SIA D0255, ISBN 978-3-03732-060-0
- A Comprehensive Seismic Characterization via Multi-Component Analysis of Active and Passive Data (Dal Moro G., Keller L., Poggi V., 2015), First Break, 33, 45-53
- Efficient acquisition and holistic analysis of Rayleigh waves (Dal Moro G., Moustafa S.R., Al-Arifi N.), Proceedings of the Near-Surface EAGE 2015 congress (Turin - Italy) [having received a very high score from the reviewers, the work was invited to be published in Near Surface Geophysics]
- Joint Inversion of Rayleigh-Wave Dispersion and HVSR of Lunar Seismic Data from the Apollo 14 and 16 sites (Dal Moro G., 2015), ICARUS, 254, 338-349.
- Unconventional Optimized Surface Wave Acquisition and Analysis: Comparative Tests in a Perilagoon Area (Dal Moro G., Ponta R., Mauro R., 2015), Appl. Geophysics, 114, 158-167.
- Surface Wave Analysis for Near Surface Applications (Dal Moro G., 2014), Elsevier, ISBN 978-0-12-800770-9, 252pp (theory, field practice and advanced joint analysis) [see in particular paragraphs 2.2, 7.2 and case studies #2, 6, 8, 12 and 14]
- GHM method [building vibration modes].
- Gaussian-filtered Horizontal Motion (GHM) plots of non-synchronous ambient microtremors for the identification of flexural and torsional modes of a building (Dal Moro G., Weber T., Keller L., 2018). Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 112, 243-255
- Influenza della modellazione degli edifici sulla determinazione della loro vulnerabilità sismica (Sancin L., Dal Moro G., Amadio C., Romanelli F., Vaccari F., 2018). Atti convegno GNGTS 2018 (gngts.ogs.trieste.it).
- Surface Wave Analysis for Near Surface Applications (Dal Moro G., 2014), Elsevier, ISBN 978-0-12-800770-9, 252pp (theory, field practice and advanced joint analysis) [see in particular paragraphs 2.2, 7.2 and case studies #2, 6, 8, 12 and 14].
- Unconventional Optimized Surface Wave Acquisition and Analysis: Comparative Tests in a Perilagoon Area (Dal Moro G., Ponta R., Mauro R., 2015), Appl. Geophysics, 114, 158-167.
- Efficient acquisition and holistic analysis of Rayleigh waves (Dal Moro G., Moustafa S.R., Al-Arifi N.), Proceedings of the Near-Surface EAGE 2015 congress (Turin - Italy) [having received a very high score from the reviewers, the work was invited to be published in Near Surface Geophysics].
- A Comprehensive Seismic Characterization via Multi-Component Analysis of Active and Passive Data (Dal Moro G., Keller L., Poggi V., 2015), First Break, 33, 45-53.
- Four Geophones for seven possible objective functions: active and passive seismics for tricky areas (Dal Moro G.) Invited presentation and Extended Abstract for the Urban Geophysics workshop of the 22nd EAGE Near Surface Geoscience conference (4-8 September 2016 - Barcelona, Spain).
- Analysis of Rayleigh-Wave Particle Motion from Active Seismics (Dal Moro G., Al-Arifi N., Moustafa S.R., 2017) Bulletin of the Seismological Society of America (BSSA), 107, 51-62.
- Single- and multi-component inversion of surface waves acquired by a single 3-component geophone: an illustrative case study (Dal Moro G. and Puzilli L.M.), Acta Geodyn. Geomater., 14, 4 (188), 431-444, online: [https://www.irsm.cas.cz/materialy/acta\\_content/2017\\_doi/DalMoro\\_AGG\\_2017\\_0024.pdf](https://www.irsm.cas.cz/materialy/acta_content/2017_doi/DalMoro_AGG_2017_0024.pdf).
- Improved Holistic Analysis of Rayleigh Waves for Single- and Multi-Offset Data: Joint Inversion of Rayleigh-wave Particle Motion and Vertical- and Radial-Component Velocity Spectra (Dal Moro G., Al-Arifi N., Moustafa S.R., 2017), Pure and Applied Geophysics, on-line: <https://link.springer.com/content/pdf/10.1007%2Fs00024-017-1694-8.pdf>.

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

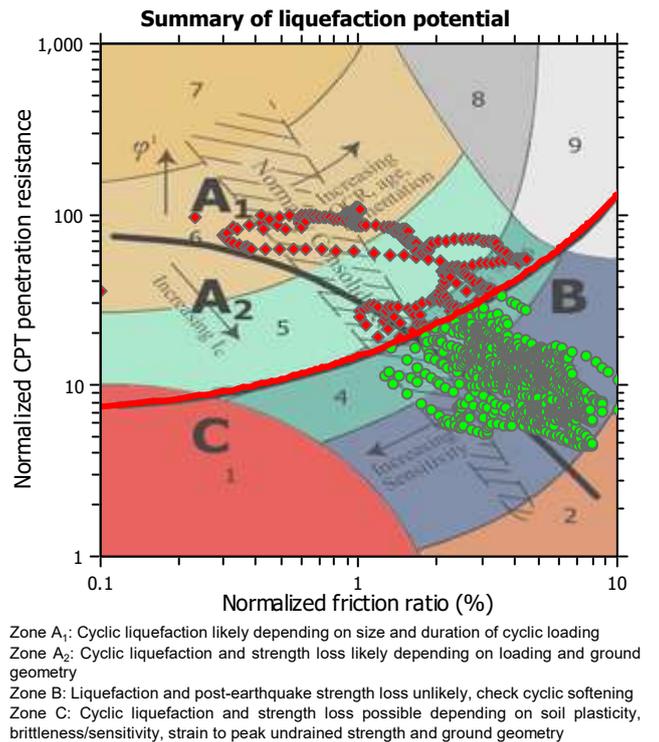
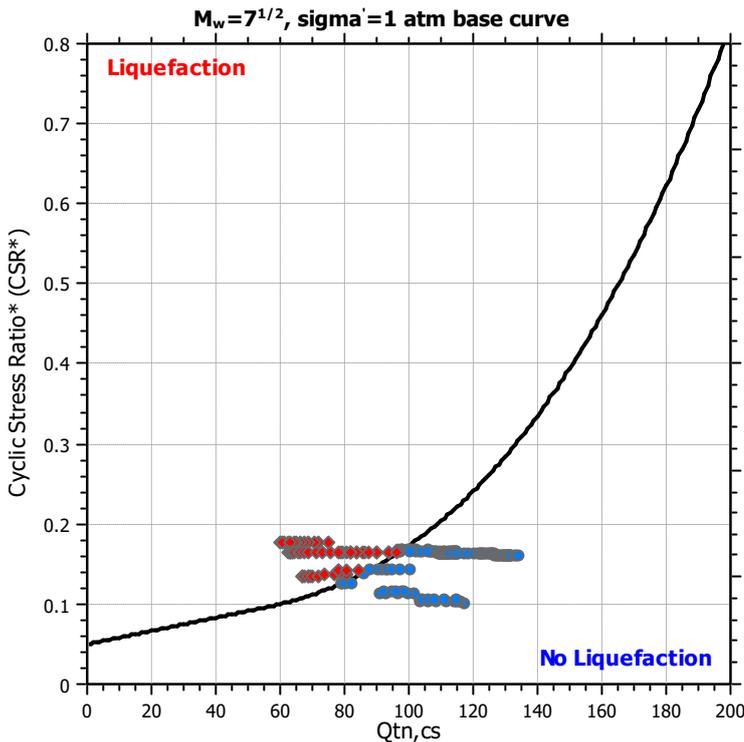
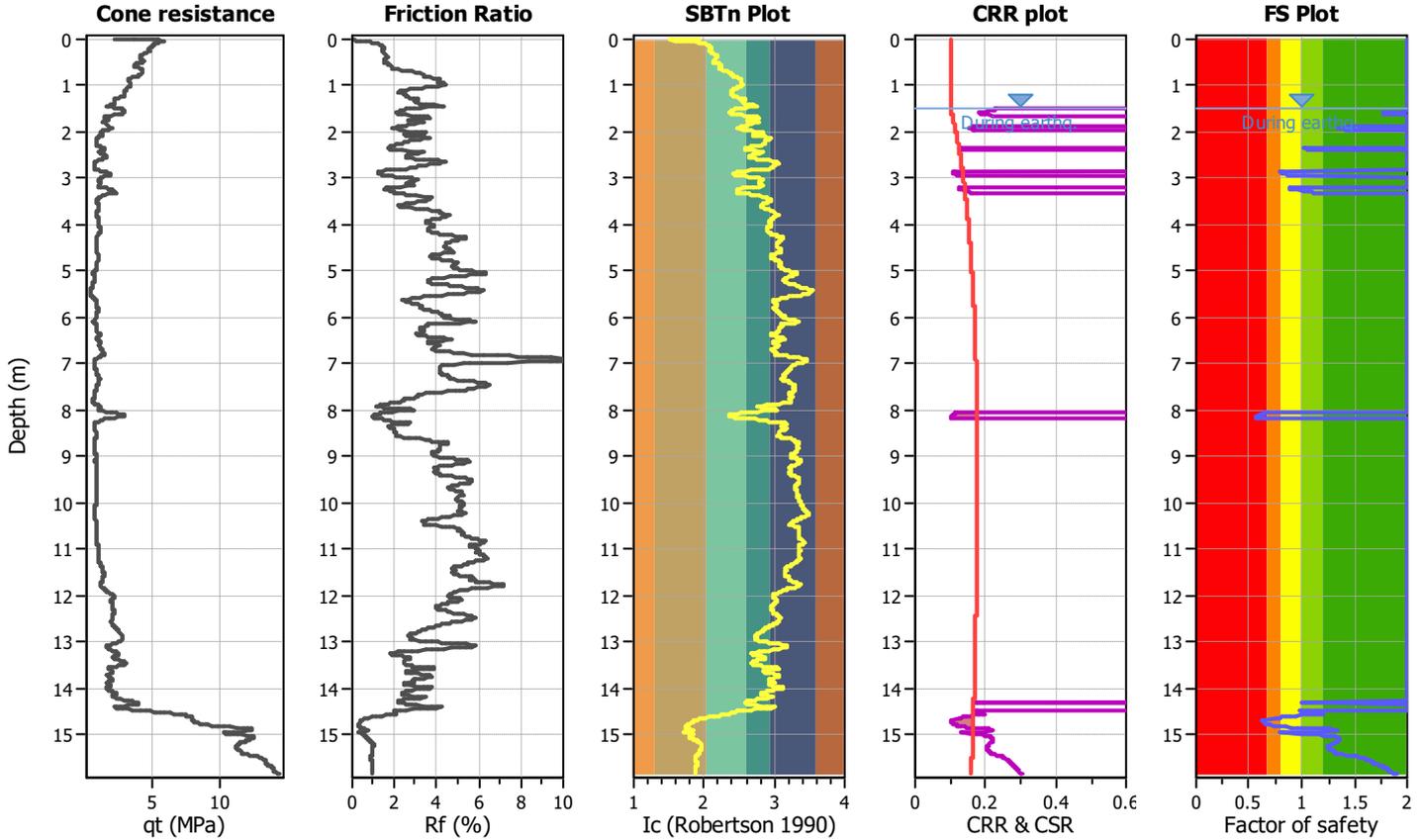
**Project title : Alberone**

**Location : Alberone**

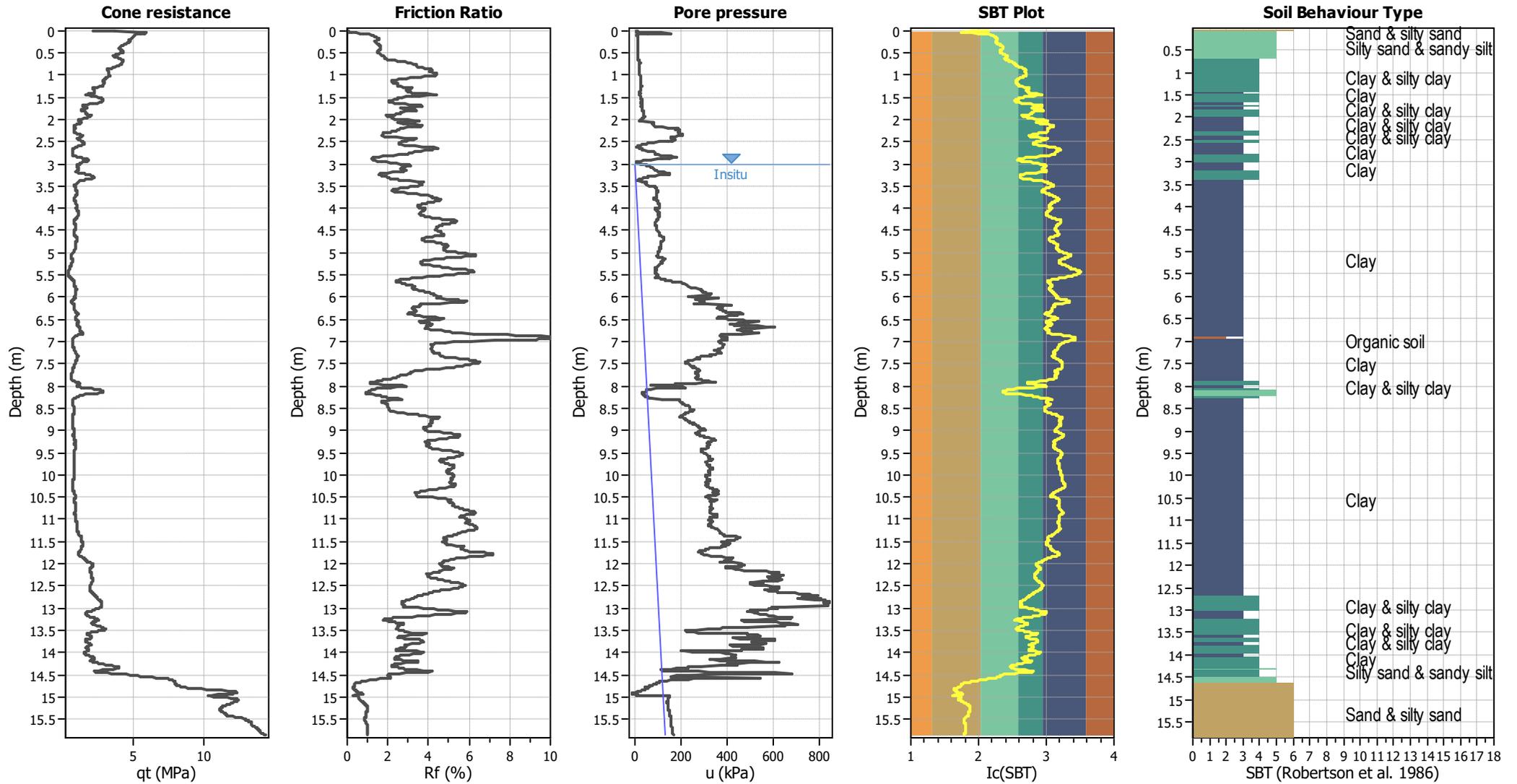
**CPT file : cptu1**

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	3.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.50 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	N/A
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	MSF method:	Method based
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_0$ applied:	Yes		



### CPT basic interpretation plots



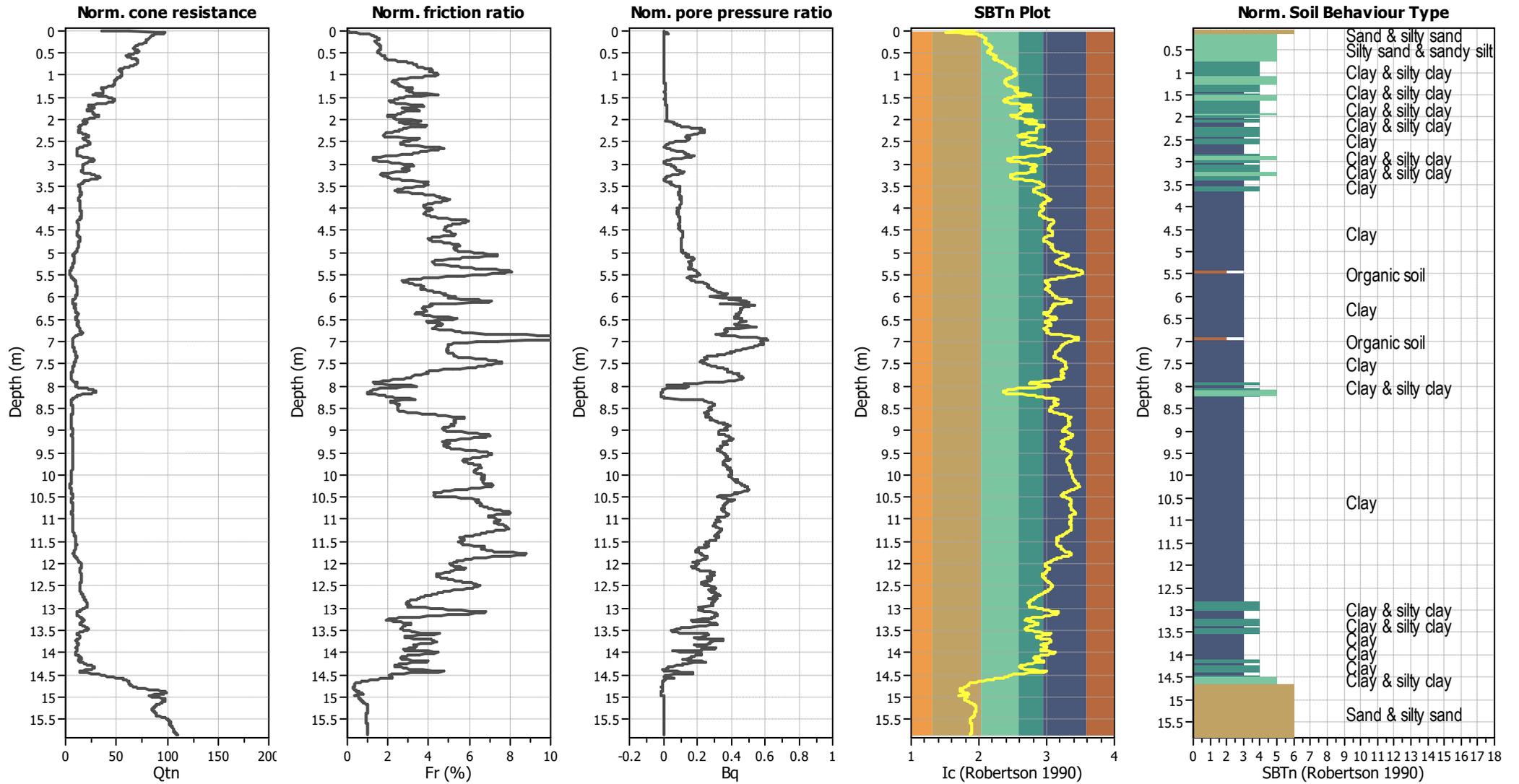
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earthq.):	1.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_{\sigma}$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

#### SBT legend

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

### CPT basic interpretation plots (normalized)



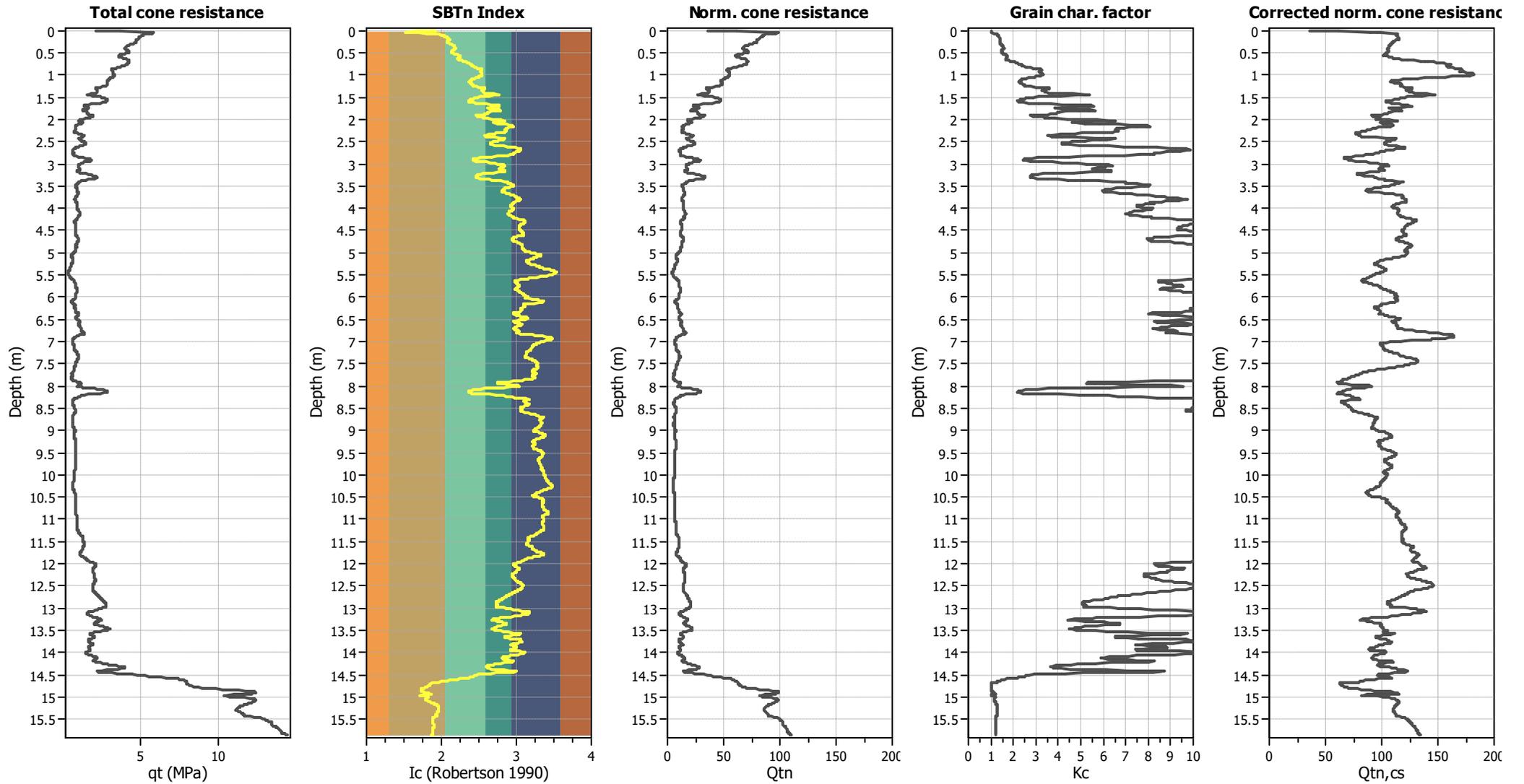
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earthq.):	1.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_{\alpha}$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

#### SBTn legend

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

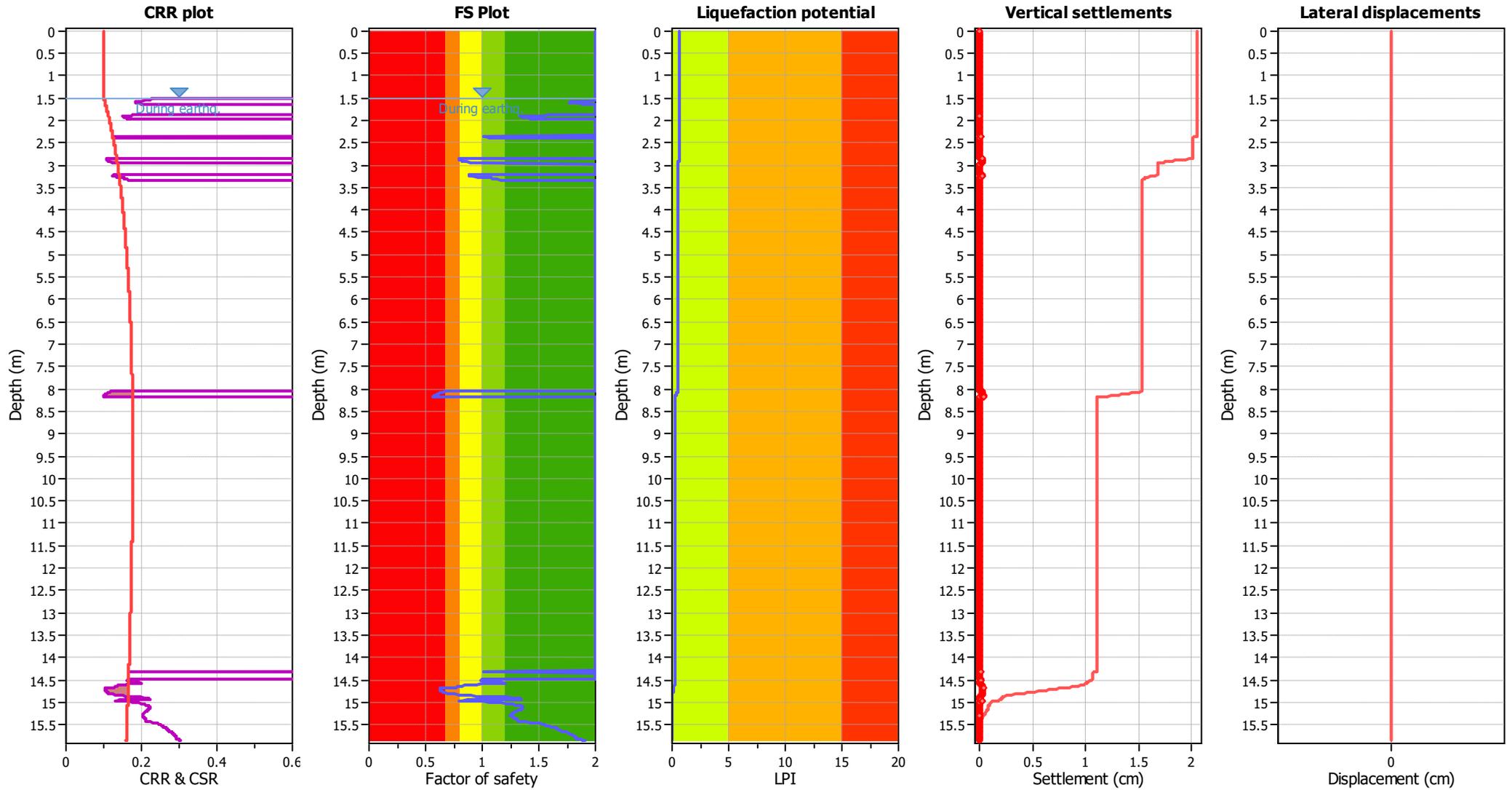
### Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	1.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>cs</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

### Liquefaction analysis overall plots



**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earthq.):	1.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>v</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

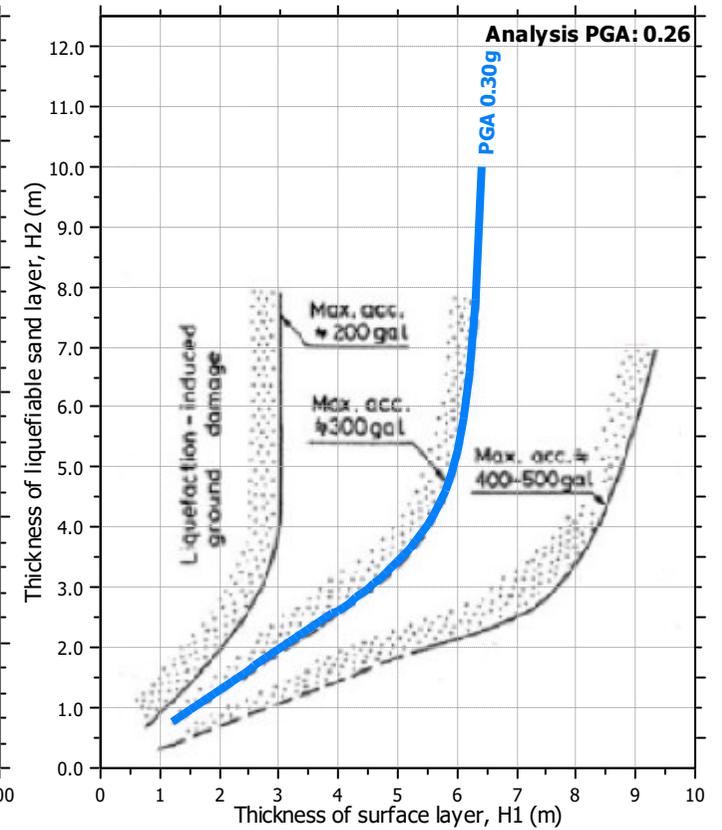
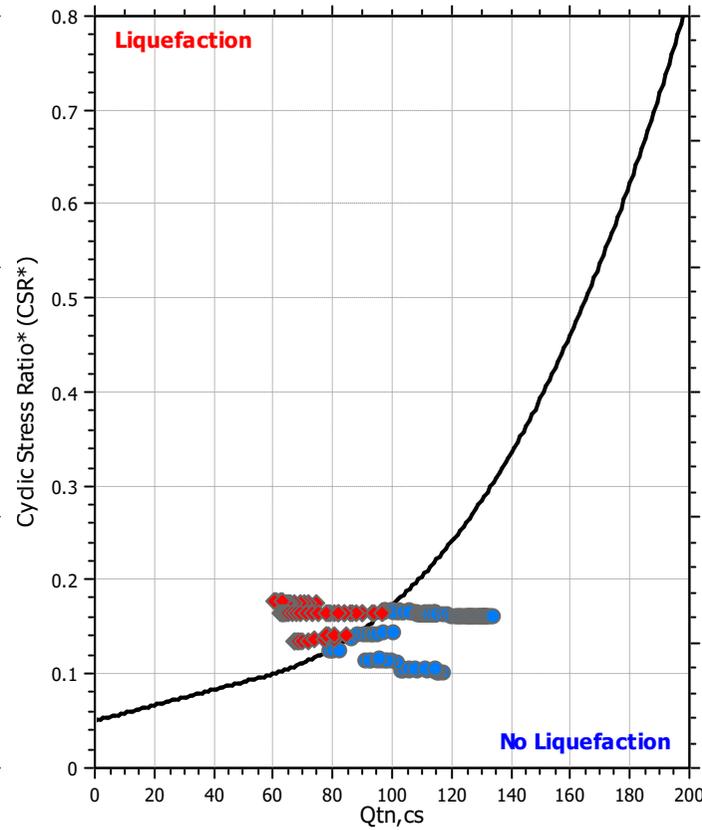
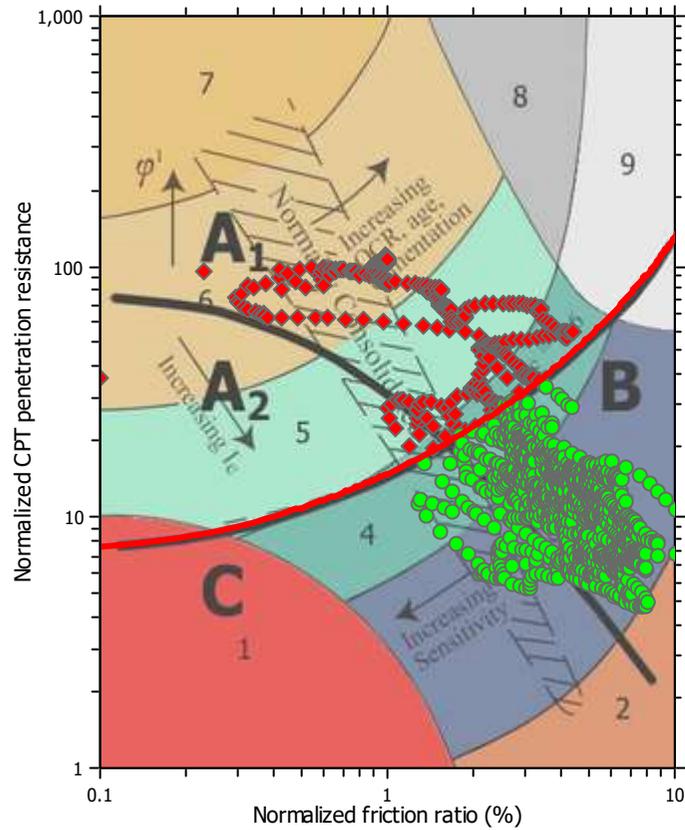
**F.S. color scheme**

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

**LPI color scheme**

- Very high risk
- High risk
- Low risk

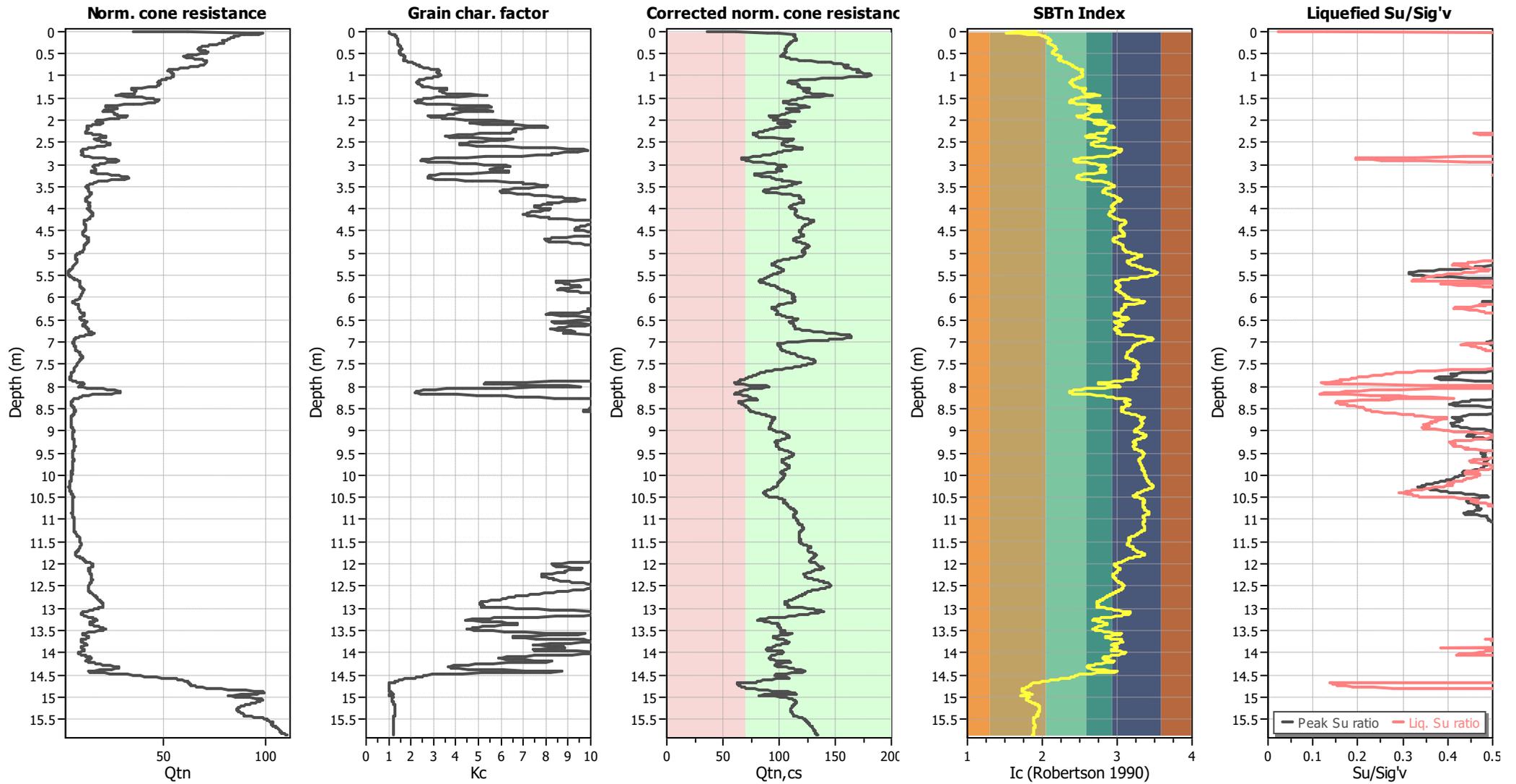
### Liquefaction analysis summary plots



**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earthq.):	1.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_v$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

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



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	1.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>σ</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

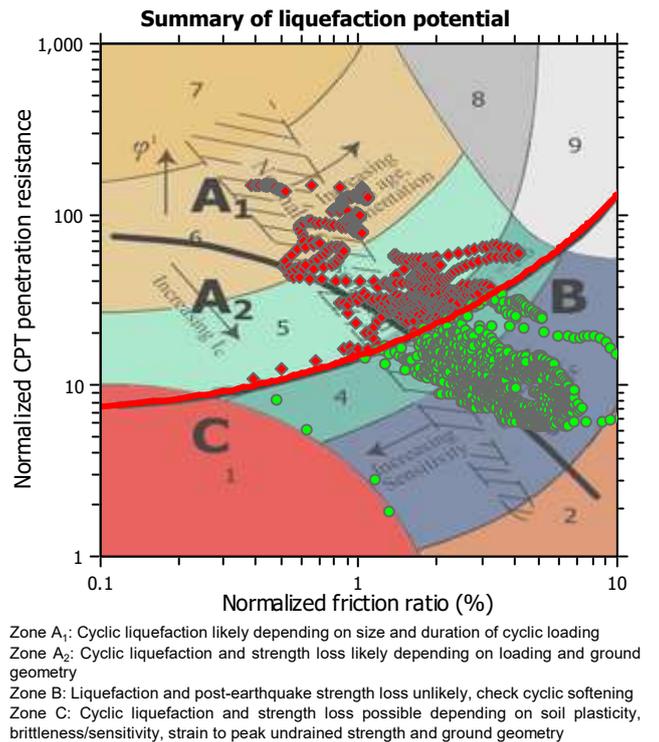
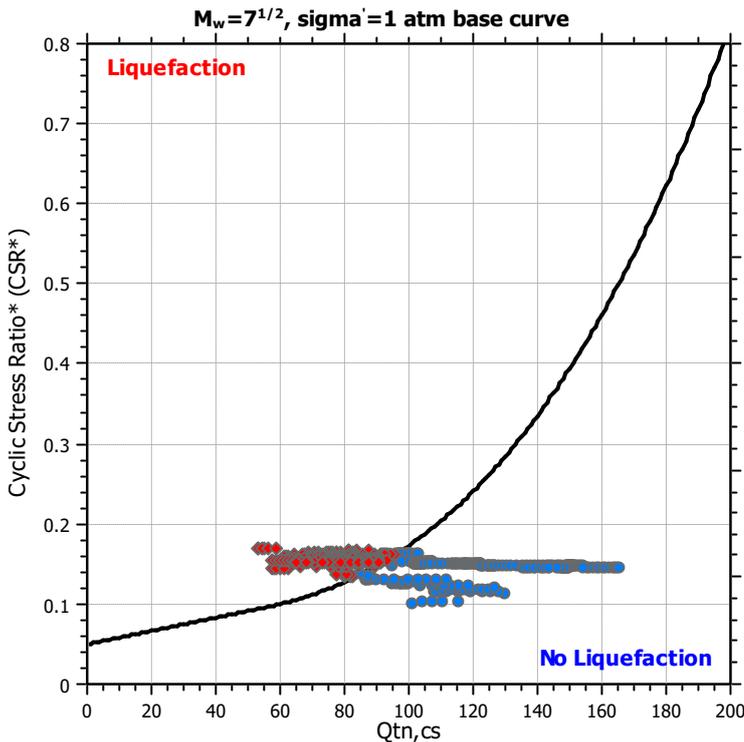
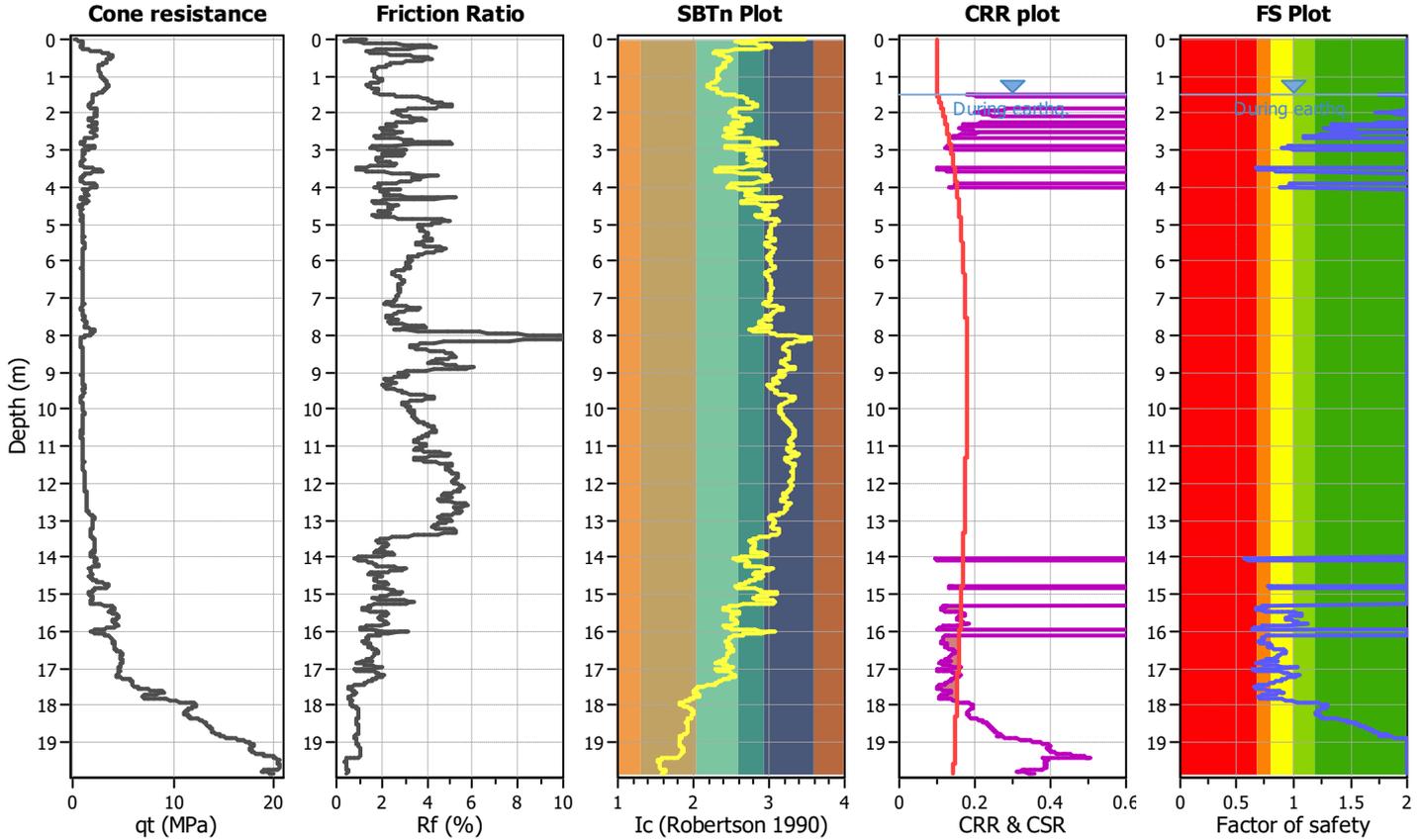
**Project title : Alberone**

**Location : Alberone**

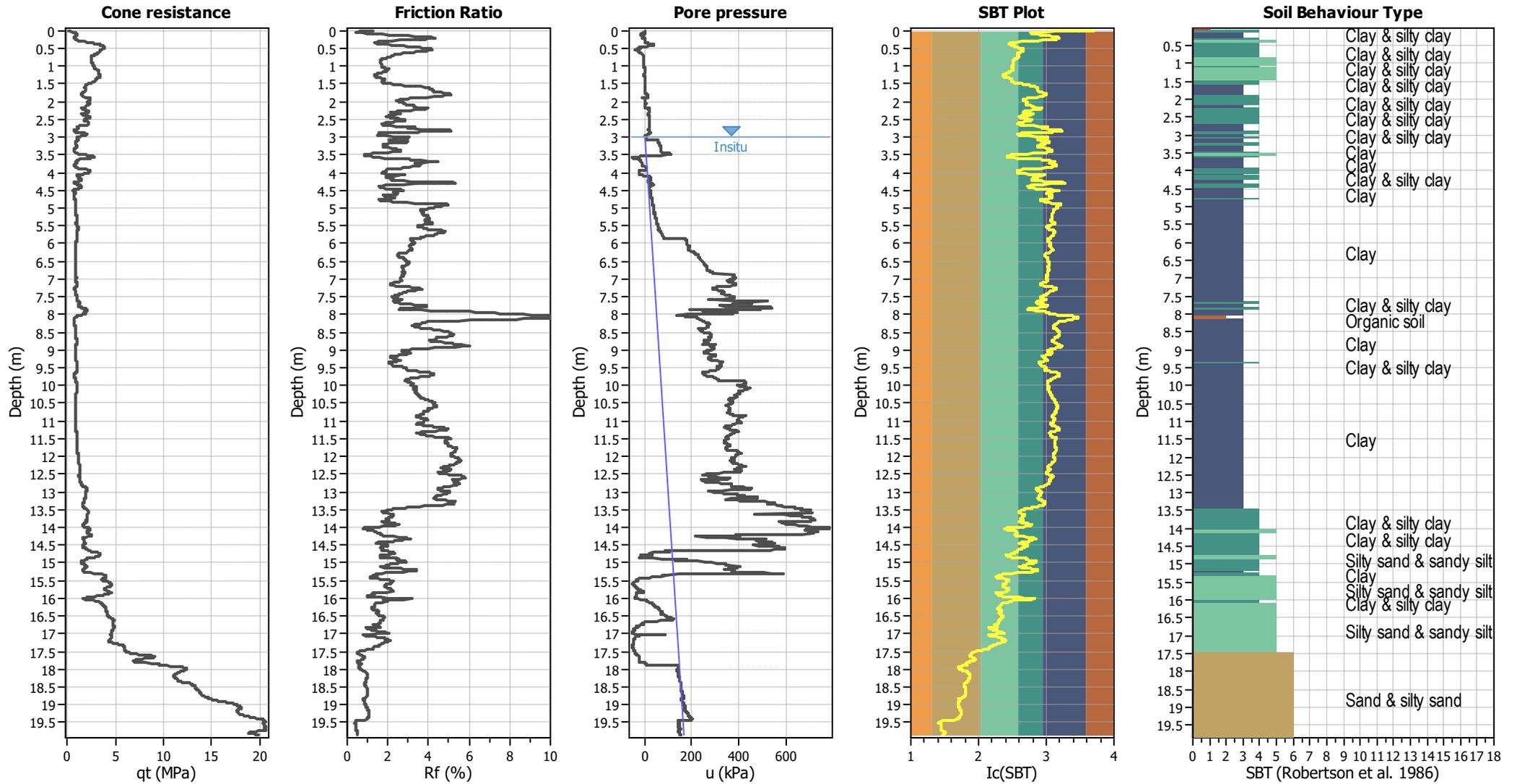
**CPT file : cpru2**

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	3.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.50 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	N/A
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	MSF method:	Method based
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_0$ applied:	Yes		



### CPT basic interpretation plots



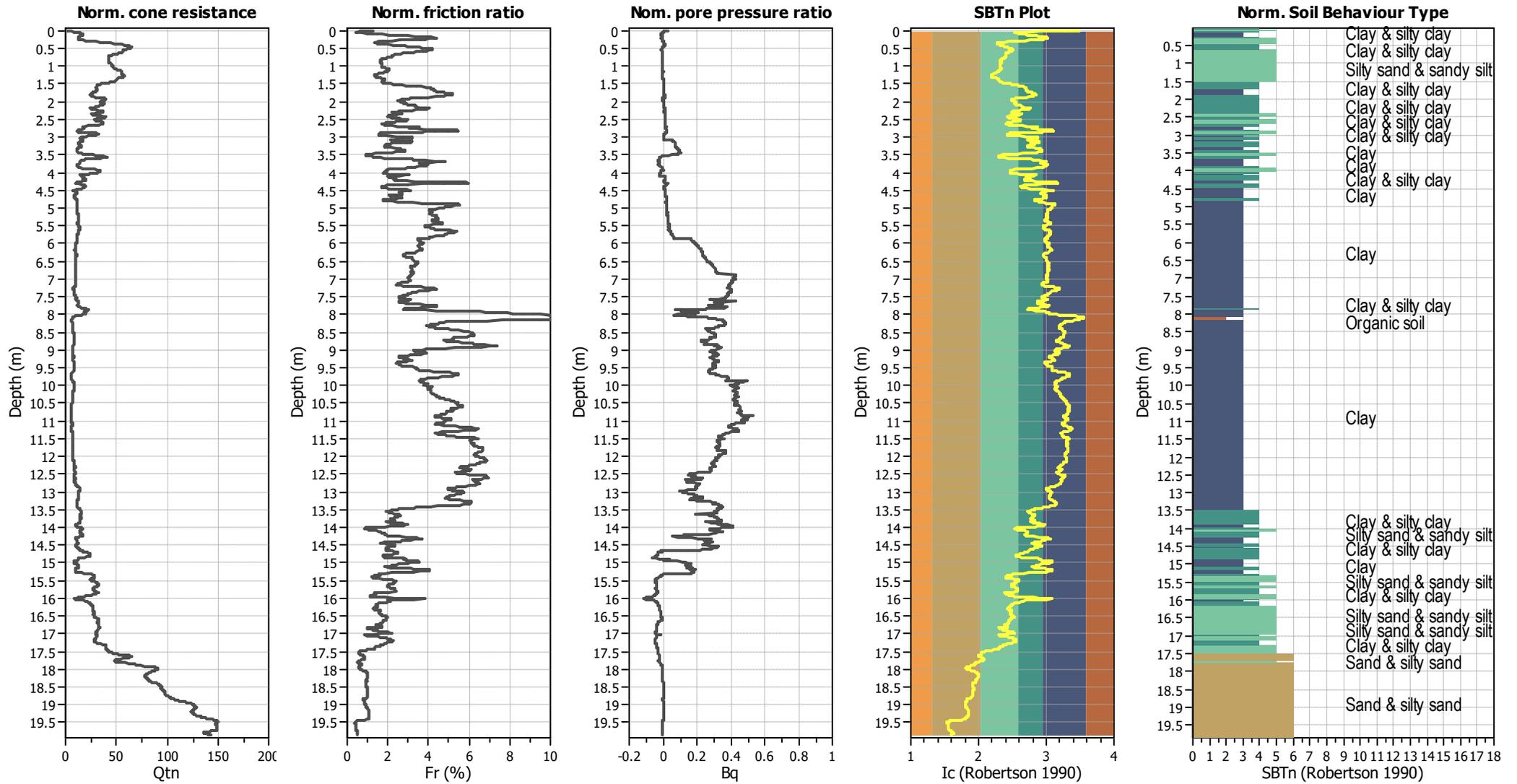
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earthq.):	1.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_{\alpha}$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

#### SBT legend

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

### CPT basic interpretation plots (normalized)



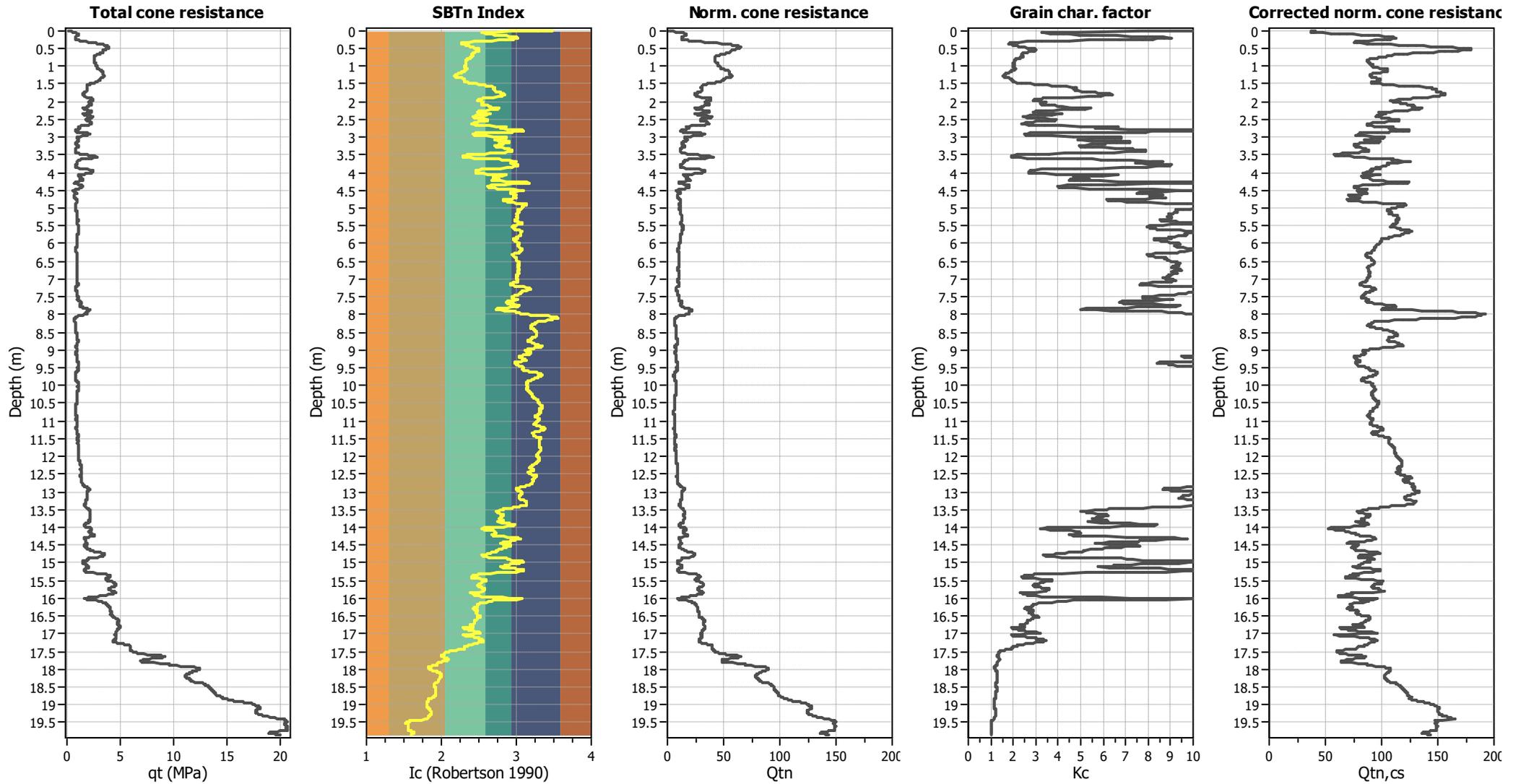
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earthq.):	1.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_{\sigma}$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

#### SBTn legend

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

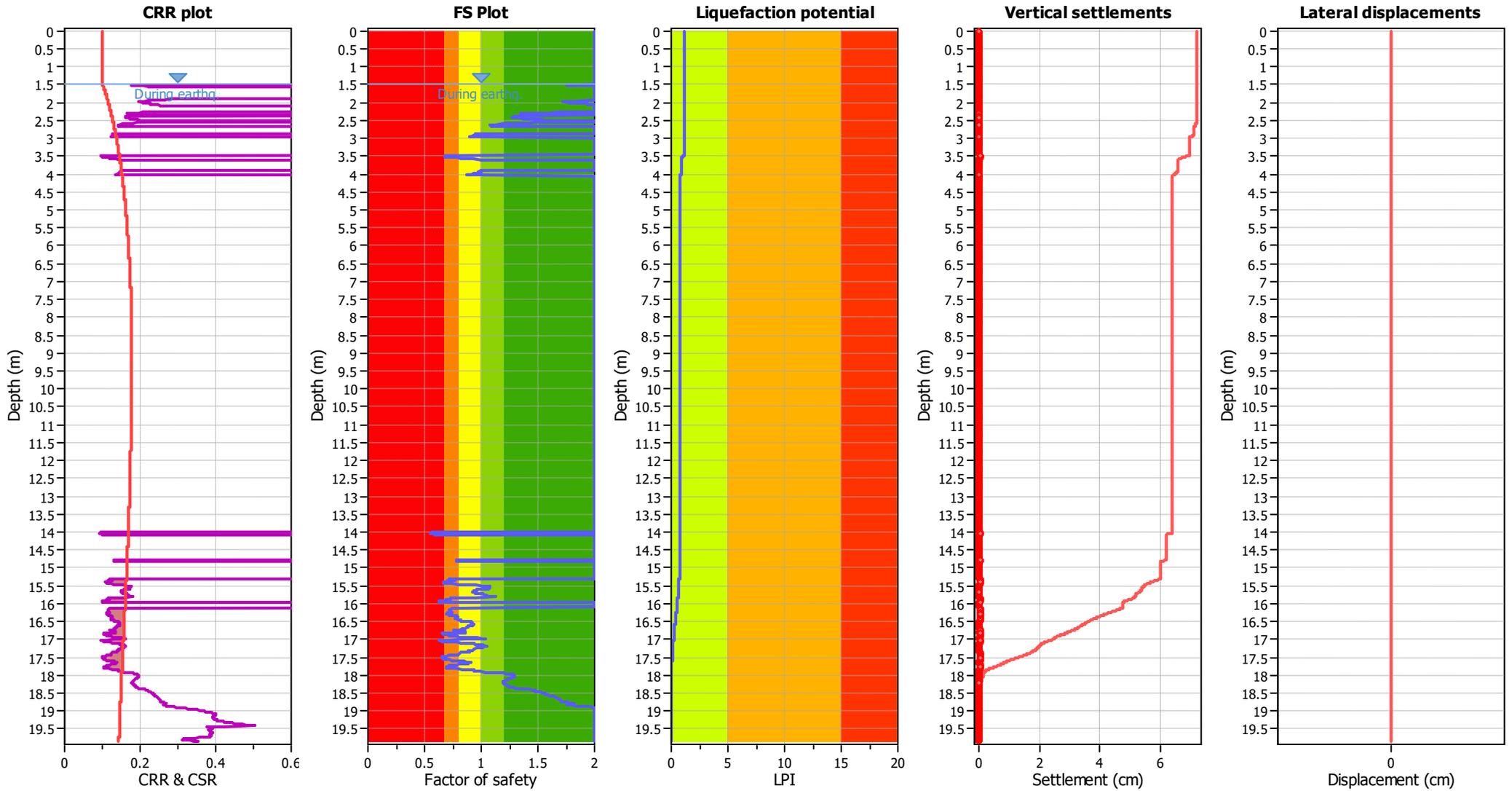
### Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earthq.):	1.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>c</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

### Liquefaction analysis overall plots



**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earthq.):	1.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_{\sigma}$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

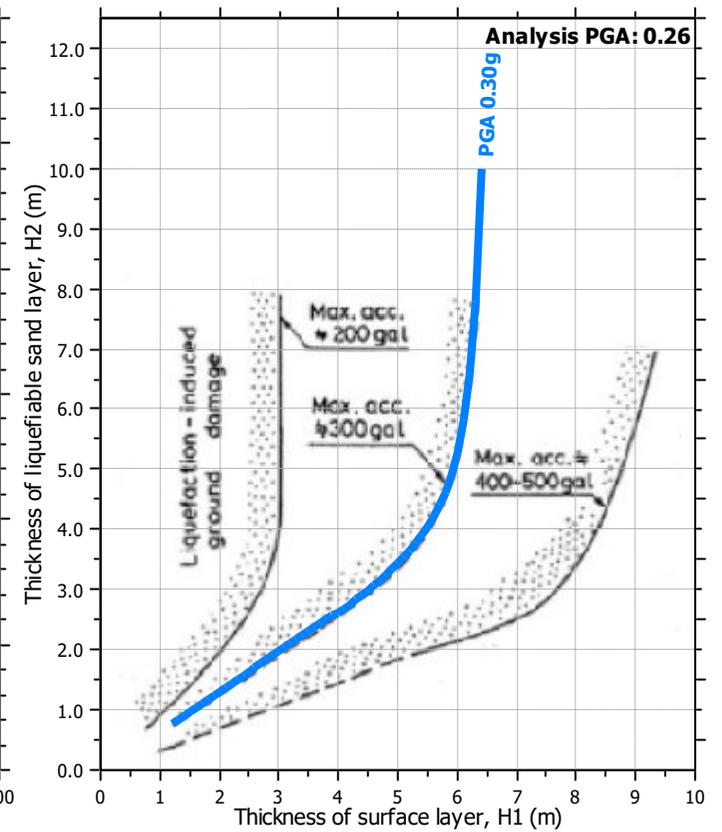
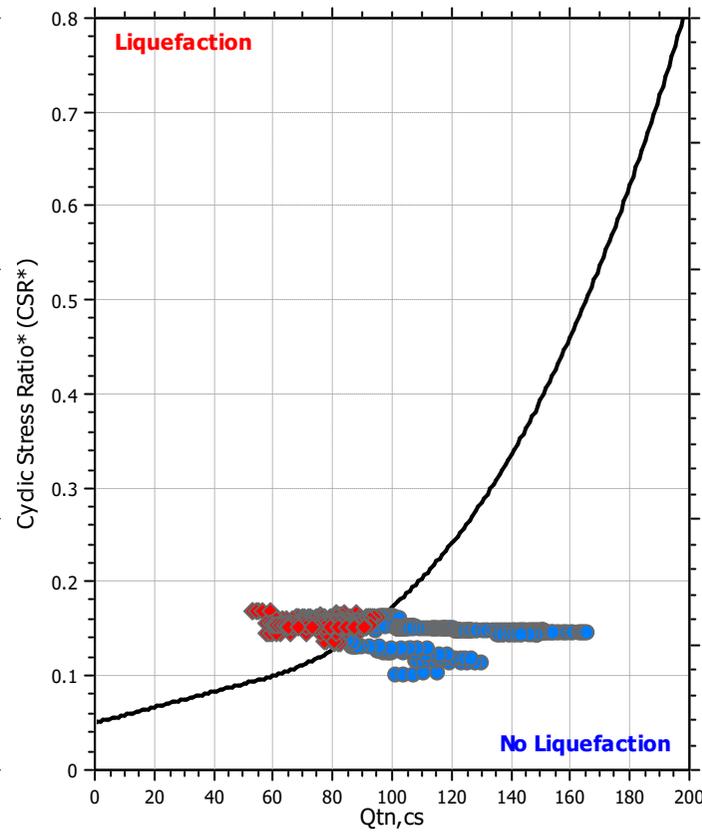
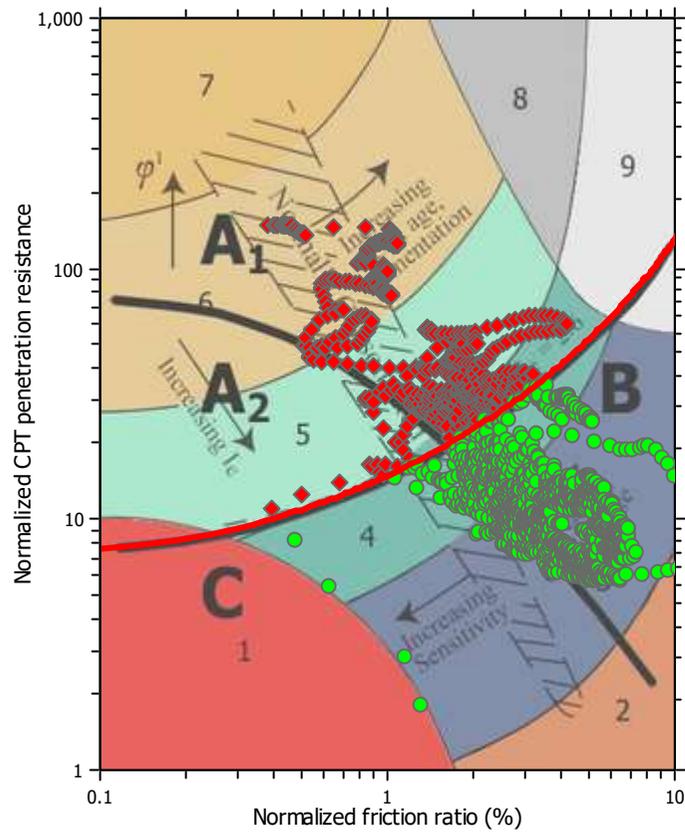
**F.S. color scheme**

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

**LPI color scheme**

- Very high risk
- High risk
- Low risk

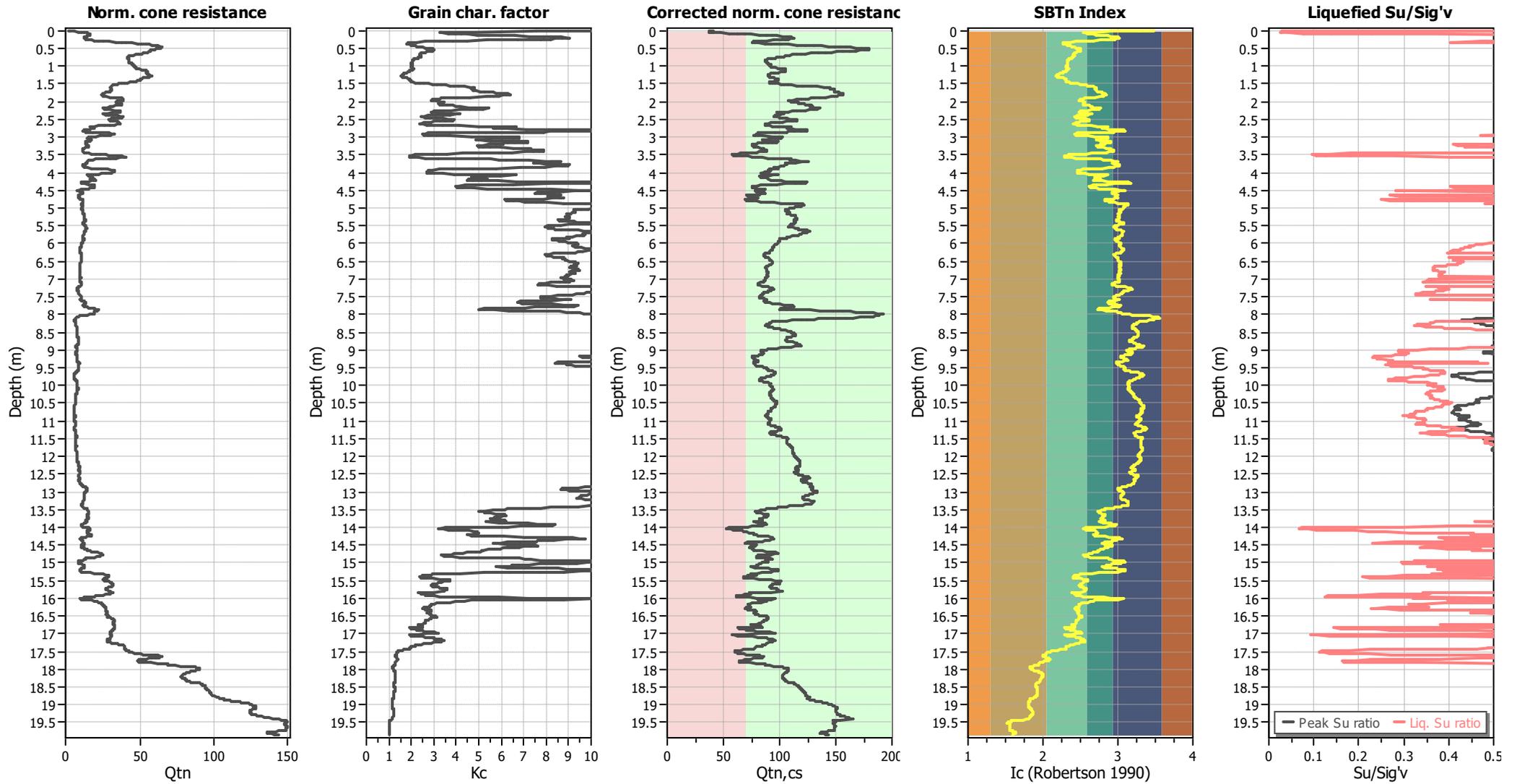
### Liquefaction analysis summary plots



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earthq.):	1.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_v$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

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



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earthq.):	1.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>cs</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

**Project title : Alberone**

**Location : Alberone**

### Overall Liquefaction Potential Index report

