

**SETTORE S4 - PIANIFICAZIONE E SOSTENIBILITÀ URBANA EDILIZIA PRIVATA**

**PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR)**  
*Finanziato dall'Unione Europea NextGenerationEU*  
**Missione M5 - Componente C2 - Misura Investimenti in progetti  
di rigenerazione urbana, volti a ridurre situazioni di emarginazione  
e degrado sociale - Investimento 2.1**

*Progetto n.75 / 22:*  
**"RIGENERAZIONE AREA FERROVIARIA  
EX CONSORZIO AGRARIO: SOTTOPASSO CICLOPEDONALE  
STAZIONE FERROVIARIA" - ID 8930**  
*CUI: S00184280360202200060 - CUP: C94E21000160001*

## **PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO**

---

**progettista**

**fabio ferrini** ingegnere  
via ciro menotti 43  
41121 modena (mo)  
tel. 059.7274501  
fax. 059.5960161  
fabioferrini@ferriningegneria.com  
fabio.ferrini@ingpec.eu

**responsabile unico del procedimento**

**calogero filippello** ingegnere  
via peruzzi 2  
41012 carpi (mo)  
tel. 059.6469158  
calogero.filippello@comune.carpi.mo.it  
lavori.pubblici@pec.comune.carpi.mo.it

---

elaborato **C**

**RELAZIONE GEOLOGICA  
PENSILINA SOTTOPASSO**

---

data  
giugno 2023

I<sup>a</sup> revisione

II<sup>a</sup> revisione

scala



SETTORE S4 - PIANIFICAZIONE E SOSTENIBILITÀ URBANA - EDILIZIA PRIVATA

**PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR)**  
**Finanziato dall'Unione Europea NextGenerationEU**  
**Missione M5 – Componente C2 – Misura Investimenti in progetti di rigenerazione urbana, volti a ridurre situazioni di emarginazione e degrado sociale - Investimento 2.1**

**OGGETTO: Affidamento delle indagini geognostiche ed ambientali relative alla progettazione definitiva esecutiva relativa al progetto n. 75/22: "RIGENERAZIONE AREA FERROVIARIA EX CONSORZIO AGRARIO: SOTTOPASSO CICLOPEDONALE STAZIONE FERROVIARIA" ID 8930**

CUJ: S00184280360202200060

CUP: C94E21000160001

**RELAZIONE GEOLOGICA - RELAZIONE GEOTECNICA**  
**RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA**

# COMUNE DI CARPI

## PROVINCIA DI MODENA

### RELAZIONE GEOLOGICA

Sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito  
(NTC 2018; DGR RER 1373/2011);

### RELAZIONE GEOTECNICA

Sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno  
(NTC 2018; DGR RER 1373/2011);

### RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA

Concernente la "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione  
(NTC 2018; DGR RER 1373/2011)



### OGGETTO

AFFIDAMENTO DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE RELATIVE ALLA PROGETTAZIONE DEFINITIVA-ESECUTIVA RELATIVA AL PROGETTO N.75/22: "RIGENERAZIONE AREA FERROVIARIA EX CONSORZIO AGRARIO: SOTTOPASSO CICLOPEDONALE STAZIONE FERROVIARIA" – ID 8930

Marzo 2023  
Rif. 179/2023



Dott. Geol. Pier Luigi Dallari



GEO GROUP s.r.l.  
UFFICIO: via Per Modena, 12 - 41051 Castelnovo R. (MO)  
SEDE LEGALE: via C. Costa, 182 - 41123 Modena (MO)  
Tel: 059/3967149; 059/828367 - p. Iva e C.F. 02981500342  
Email: info@geogroupmodena.it; Peo: geo.group@winpeoit.it; Site: www.geogroupmodena.it



## COMUNE DI CARPI

Provincia di Modena

### CONTENUTI

#### RELAZIONE GEOLOGICA

Sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito  
(NTC 2018; DGR RER 1373/2011);

#### RELAZIONE GEOTECNICA

Sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno  
(NTC 2018; DGR RER 1373/2011);

#### RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA

Concernente la "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione  
(NTC 2018; DGR RER 1373/2011)

### OGGETTO

AFFIDAMENTO DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE RELATIVE ALLA  
PROGETTAZIONE DEFINITIVA-ESECUTIVA RELATIVA AL PROGETTO  
N.75/22: "RIGENERAZIONE AREA FERROVIARIA EX CONSORZIO AGRARIO:  
SOTTOPASSO CICLOPEDONALE STAZIONE FERROVIARIA" – ID 8930

**CIG: 965687622D**

## Rif. n. 179/2023



## INDICE DEL CONTENUTO

1	PREMESSE.....	3
1.1	Riferimenti normativi.....	3
2	INQUADRAMENTO GENERALE.....	4
2.1	Inquadramento geografico.....	4
2.2	Elementi geologici e geomorfologici.....	5
2.3	Inquadramento sismico.....	6
3	INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	7
3.1	Indagini Geotecniche.....	7
3.1.1	Prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono CPTe/U.....	7
3.2	Indagini Geofisiche.....	11
3.2.1	Indagine sismica passiva a stazione singola (analisi HVSR).....	11
3.2.2	Indagine sismica attiva con metodo MASW.....	11
4	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO.....	12
4.1	Pericolosità sismica di base.....	12
4.2	Categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 NTC2018).....	14
4.3	Azione sismica e risposta sismica del sito – Approccio semplificato.....	16
4.4	Azione sismica e risposta sismica del sito – Analisi di risposta sismica locale.....	18
4.5	Stabilità nei confronti della liquefazione (§ A2.2. DGR 476/2021).....	25
4.6	Stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica (§ B. DGR 476/2021).....	28
5	VERIFICHE GEOLOGICO - GEOTECNICHE.....	29
5.1	Modello geotecnico del sottosuolo.....	29
5.2	Fondazioni profonde su MICROPALI.....	29
6	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	32

## TAVOLE

Tav. n. 1: "Carta Topografica"	scala 1: 5.000
Tav. n. 2: "Ripresa Satellitare"	scala 1: 5.000
Tav. n. 3: "Ubicazione indagini"	scala 1: 1.000

## ALLEGATI

- ALL. n. 1 Prove penetrometriche CPTU;
- ALL. n. 2 Indagini sismiche;
- ALL. n. 3 Verifica alla liquefazione;
- ALL. n. 4 Verifiche geotecniche.

# 1 PREMESSE

Nel mese di marzo 2023 è stato eseguito il presente studio geologico geotecnico e sismico inerente alla progettazione definitiva – esecutiva relativa al progetto n. 75/22: “rigenerazione area ferroviaria ex consorzio agrario sottopasso ciclopedonale stazione ferroviaria, in via Corbolani nel Comune di Carpi (MO) (Fig. 1.1).



*Fig.1.1 – Ubicazione sito in studio*

## 1.1 Riferimenti normativi

Il presente studio è stato condotto secondo la seguente Normativa Tecnica e documentazione di riferimento:

- **OPCM 3274/2003** - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- **D.M. 17.01.2018** - Norme Tecniche per le Costruzioni 2018;
- **Circolare 21 gennaio 2019 n. 7/C.S.LL.PP.** - Circolare esplicativa delle NTC 2018;
- **D.G.R. 476/2021**– Aggiornamento dell’“Atto di coordinamento tecnico sugli studi di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale e urbanistica (artt. 22 e 49, L.R. n. 24/2017)” di cui alla deliberazione della Giunta regionale 29 aprile 2019 n. 630.

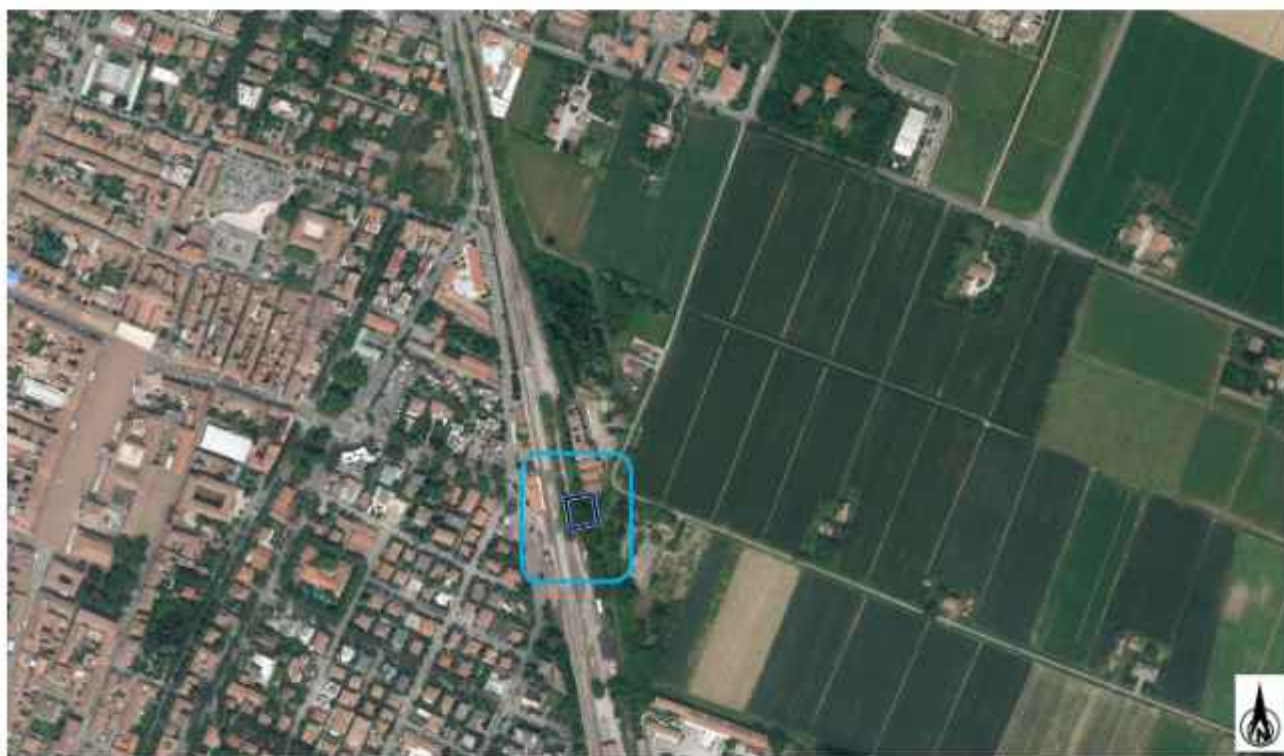
## 2 INQUADRAMENTO GENERALE

### 2.1 Inquadramento geografico

L'area in esame è collocata in ambiente di pianura, nel centro del territorio comunale di Carpi (Fig.2.1). Le coordinate specifiche dell'area sono le seguenti:

SITO IN ESAME	
COORDINATE GEOGRAFICHE	
LATITUDINE	LONGITUDINE
44.783718	10.893494

Tali coordinate sono state stimate grossomodo al centro del sedime di intervento, e successivamente utilizzate per il calcolo dei parametri della azione sismica di base relazione al reticolo sismico da INGV.



*Fig.2.1 – Ubicazione geografica del sito in studio.*

Per un completo inquadramento geografico dell'area si rimanda alla cartografia allegata alla presente relazione, in particolare alla "Carta topografica" alla scala 1:5.000 (tav. n. 1) e alla "Ripresa satellitare" alla scala 1: 5.000 (tav. n. 2).

## 2.2 Elementi geologici e geomorfologici

Dalla consultazione della carta delle coperture, si evidenzia come l'area in studio sia caratterizzata da limo tipico di un ambiente alluvionale di piana inondabile.

In particolare l'area in studio è caratterizzata dal **Subsistema di Ravenna – AES8**, caratterizzata da ghiaie e ghiaie sabbiose, passanti a sabbie e limi organizzate in numerosi ordini di terrazzi alluvionali. Limi prevalenti nelle fasce pedecollinari di interconoide. A tetto suoli a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente fino a 150 cm e parziale decarbonatazione; orizzonti superficiali di colore giallo-bruno. Contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. Potena fino a oltre 25 m. (Fig. 2.2).



### Ambienti deposiz. e litologie (10K)

Argilla - Piana alluvionale

Limo - Piana alluvionale

▨ Limo Sabbioso - Piana alluvionale

### Coperture quaternarie (10K)

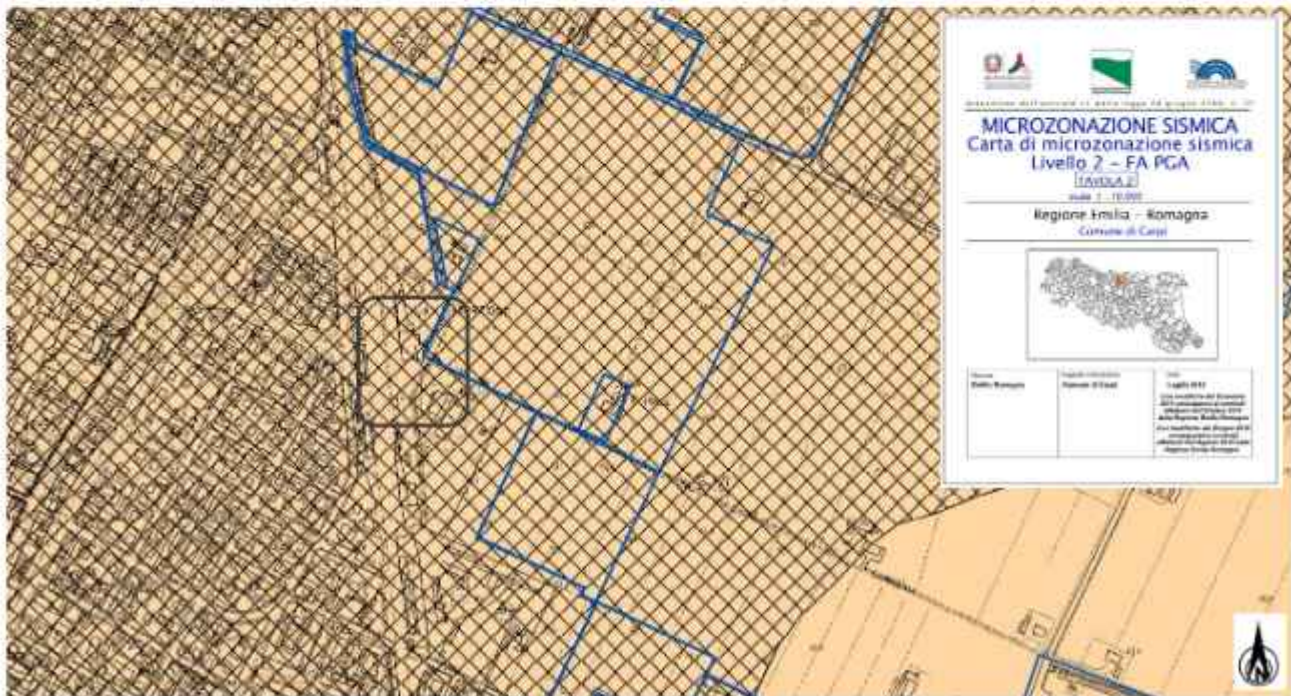
■ AES8 - Subsistema di Ravenna

Fig.2.2 – Estratto della carta di litologia di superficie.




## 2.3 Inquadramento sismico

A supporto dell'analisi sismica e della valutazione della stabilità del sito, successivamente descritta nei paragrafi seguenti, per quel che concerne i fenomeni co-sismici è stata preliminarmente consultata la cartografia relativa allo studio di Microzonazione Sismica del Comune di Carpi (MO), ed in particolare dalla "Carta di microzonazione sismica Livello 2 – FA PGA", un cui estratto è riportato in figura (Fig. 2.3), si nota come l'area in studio ricade nella zona suscettibile di instabilità, pertanto al fine di derivare la pericolosità sismica locale risulta necessario eseguire la risposta sismica locale al terzo livello di approfondimento, successivamente illustrato al paragrafo §4.4.



### Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali (FA PGA)

-  Fa = 1,5 - 1,6
-  Fa = 1,7 - 1,8

### Zone suscettibili di instabilità



-  Liquefazioni
-  Aree urbanizzate e urbanizzabili

Fig.2.3 – Estratto della "Carta di microzonazione sismica Livello 2 FA PGA" –Comune di Carpi.

### 3 INDAGINI GEOGNOSTICHE

#### 3.1 Indagini Geotecniche

In relazione alla litologia presente nell'area e in base alla tipologia di intervento in progetto, sono state eseguite le seguenti indagini geognostiche:

- *n. 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono CPTEu.*

Le prove sono state spinte rispettivamente alle seguenti profondità.

Prova	Profondità raggiunta m da p.c.
CPTU1	25.00 m da p.c.
CPTU2	25.00 m da p.c.

##### 3.1.1 Prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono CPTE/U

Le prove sono state eseguite con un penetrometro Gouda dotato di punta elettrica e piezocono CPTE/U. Le caratteristiche tecniche dello strumento impiegato sono le seguenti:

Caratteristiche del Piezocono			
<i>Canali di misura:</i>		<i>Dimensioni:</i>	
Resistenza di punta (qc):	10; 50; 100 MPa	Angolo di apertura cono:	60°
Attrito laterale (fs):	0,5 MPa	Diametro:	36 mm
Pressione nei pori (U):	2,5 MPa	Sezione di spinta:	10 cm <sup>2</sup>
Inclinazione:	0 - 40°	Superficie laterale:	150 cm <sup>2</sup>
		Peso:	2,1 kg
		Lunghezza:	413 mm

Le prove sono state elaborate mediante il software CPeT – IT v. 1.7.4.13 prodotto da GeoLogisMiki – Geotechnical Software. I report, in cui sono riportati su grafici i dati di resistenza e pressione interstiziale misurati ed illustrata l'interpretazione litostratigrafica e geotecnica delle prove, sono riportati in **Allegato n.1**. La caratterizzazione litostratigrafica del terreno è stata effettuata in funzione delle carte proposte da Robertson, in cui il tipo di comportamento del terreno è definito da tre parametri: qt, resistenza alla punta corretta, Rf, Bq, nella prima carta (1986) e con i parametri normalizzati nella seconda (1990).

**Correlazioni utilizzate per la stima dei parametri geotecnici**

<p>≡ <b>Unit Weight, <math>g</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b> ≡</p> $g = g_w \left( 0.27 \log(R_r) + 0.36 \log\left(\frac{q_s}{P_a}\right) + 1.236 \right)$ <p>where <math>g_w</math> = water unit weight</p> <p>≡ <b>Permeability, <math>k</math> (m/s)</b> ≡</p> <p><math>L_c \leq 3.27</math> and <math>L_c \geq 1.00</math> then <math>k = 10^{0.053 - 0.046 L_c}</math></p> <p><math>L_c \leq 4.00</math> and <math>L_c \geq 3.27</math> then <math>k = 10^{-0.52 - 0.137 L_c}</math></p> <p>≡ <b><math>N_{60}</math> (blows per 30 cm)</b> ≡</p> $N_{60} = \left( \frac{q_s}{P_a} \right) \frac{1}{10^{1.300 - 0.201 L_c}}$ $N_{60(s)} = Q_{60} \frac{1}{10^{1.300 - 0.201 L_c}}$ <p>≡ <b>Young's Modulus, <math>E_s</math> (MPa)</b> ≡</p> $(q_s - \sigma_v) \cdot 0.015 \cdot 10^{0.001 - 0.048 L_c}$ <p>(applicable only to <math>L_c \leq 1_{limit}</math>)</p> <p>≡ <b>Relative Density, <math>D_r</math> (%)</b> ≡</p> $100 \cdot \sqrt{\frac{Q_{60}}{P_{DB}}} \quad (\text{applicable only to SBT: 5, 6, 7 and 8 or } L_c \leq 1_{limit})$ <p>≡ <b>State Parameter, <math>\psi</math></b> ≡</p> $\psi = 0.56 - 0.33 \log(Q_{60(s)})$ <p>≡ <b>Peak drained friction angle, <math>\phi</math> (°)</b> ≡</p> $\phi = 17.60 + 11 \log(Q_{60})$ <p>(applicable only to SBT: 5, 6, 7 and 8)</p> <p>≡ <b>1-D constrained modulus, <math>M</math> (MPa)</b> ≡</p> <p>If <math>L_c &gt; 2.20</math></p> <p><math>\alpha = 14</math> for <math>Q_{60} \leq 14</math></p> <p><math>\alpha = Q_{60}</math> for <math>Q_{60} \leq 14</math></p> <p><math>M_{1-D} = \alpha (q_s - \sigma_v)</math></p> <p>If <math>L_c \leq 2.20</math></p> $M_{1-D} = (q_s - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.354 - 0.048 L_c}$	<p>≡ <b>Small strain shear Modulus, <math>G_0</math> (MPa)</b> ≡</p> $G_0 = (q_s - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.354 - 0.048 L_c}$ <p>≡ <b>Shear Wave Velocity, <math>V_s</math> (m/s)</b> ≡</p> $V_s = \left( \frac{G_0}{\rho} \right)^{0.50}$ <p>≡ <b>Undrained peak shear strength, <math>S_u</math> (kPa)</b> ≡</p> <p><math>N_{60} = 10.50 + 7 \log(F_c)</math> or user defined</p> $s_u = \frac{(q_s - \sigma_v)}{N_{60}}$ <p>(applicable only to SBT: 1, 2, 3, 4 and 9 or <math>L_c &gt; 1_{limit}</math>)</p> <p>≡ <b>Remolded undrained shear strength, <math>S_u(rem)</math> (kPa)</b> ≡</p> $S_{u(rem)} = F_s \quad (\text{applicable only to SBT: 1, 2, 3, 4 and 9 or } L_c > 1_{limit})$ <p>≡ <b>Overconsolidation Ratio, OCR</b> ≡</p> $k_{OCR} = \left[ \frac{Q_{60}^{0.05}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \log(F_c))} \right]^{1.07} \quad \text{or user defined}$ $OCR = k_{OCR} \cdot Q_{60}$ <p>(applicable only to SBT: 1, 2, 3, 4 and 9 or <math>L_c &gt; 1_{limit}</math>)</p> <p>≡ <b>In situ Stress Ratio, <math>K_0</math></b> ≡</p> $K_0 = 0.1 \left( \frac{q_s - \sigma_v}{\sigma_{vc}} \right)$ <p>(applicable only to SBT: 1, 2, 3, 4 and 9 or <math>L_c &gt; 1_{limit}</math>)</p> <p>≡ <b>Soil Sensitivity, <math>S_t</math></b> ≡</p> $S_t = \frac{N_{60}}{F_s}$ <p>(applicable only to SBT: 1, 2, 3, 4 and 9 or <math>L_c &gt; 1_{limit}</math>)</p> <p>≡ <b>Effective Stress Friction Angle, <math>\phi'</math> (°)</b> ≡</p> $\phi' = 29.5^\circ \cdot s_u^{0.13} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot N_{60} + \log Q_s)$ <p>(applicable for <math>0.10 &lt; s_u &lt; 1.00</math>)</p>
--	---

Tab.3.1 - Correlazioni utilizzate per la stima dei parametri geotecnici.

Di seguito si riportano le stratigrafie delle prove eseguite (Fig. 3.1 a 3.2).

Project: STUDIO TECNICO

CPT: CPTU1

Location: CARPI - AREA FERROVIARIA EX CONSORZIO AGRARIO: SOTTOPASSO

Total depth: 25.26 m, Date: 01/03/2023

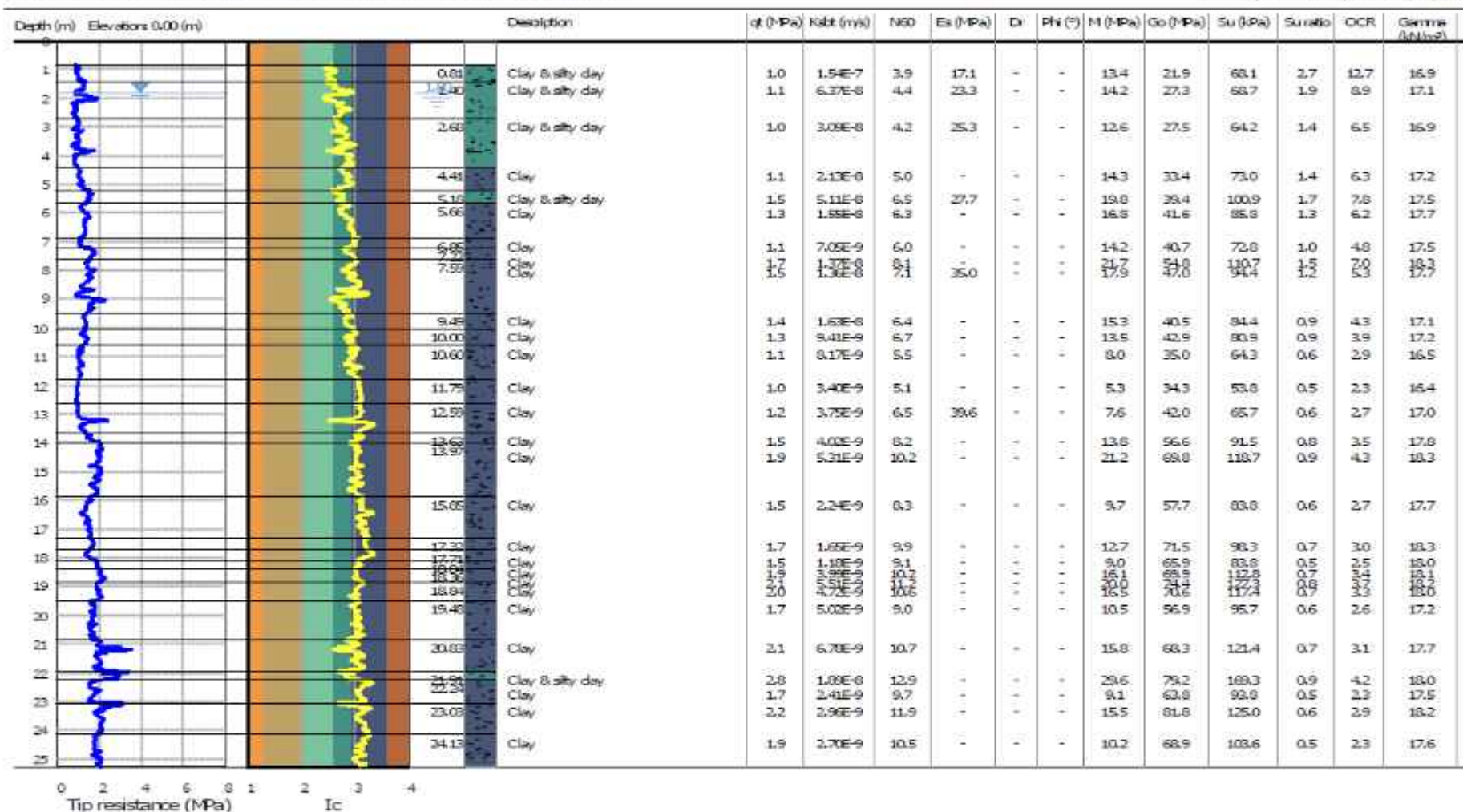


Fig.3.1 – Stratigrafia CPTU1

Project: STUDIO TECNICO

CPT: CPTU2

Location: CARPI - AREA FERROVIARIA EX CONSORZIO AGRARIO; SOTTOPASSO

Total depth: 25.33 m, Date: 01/03/2023

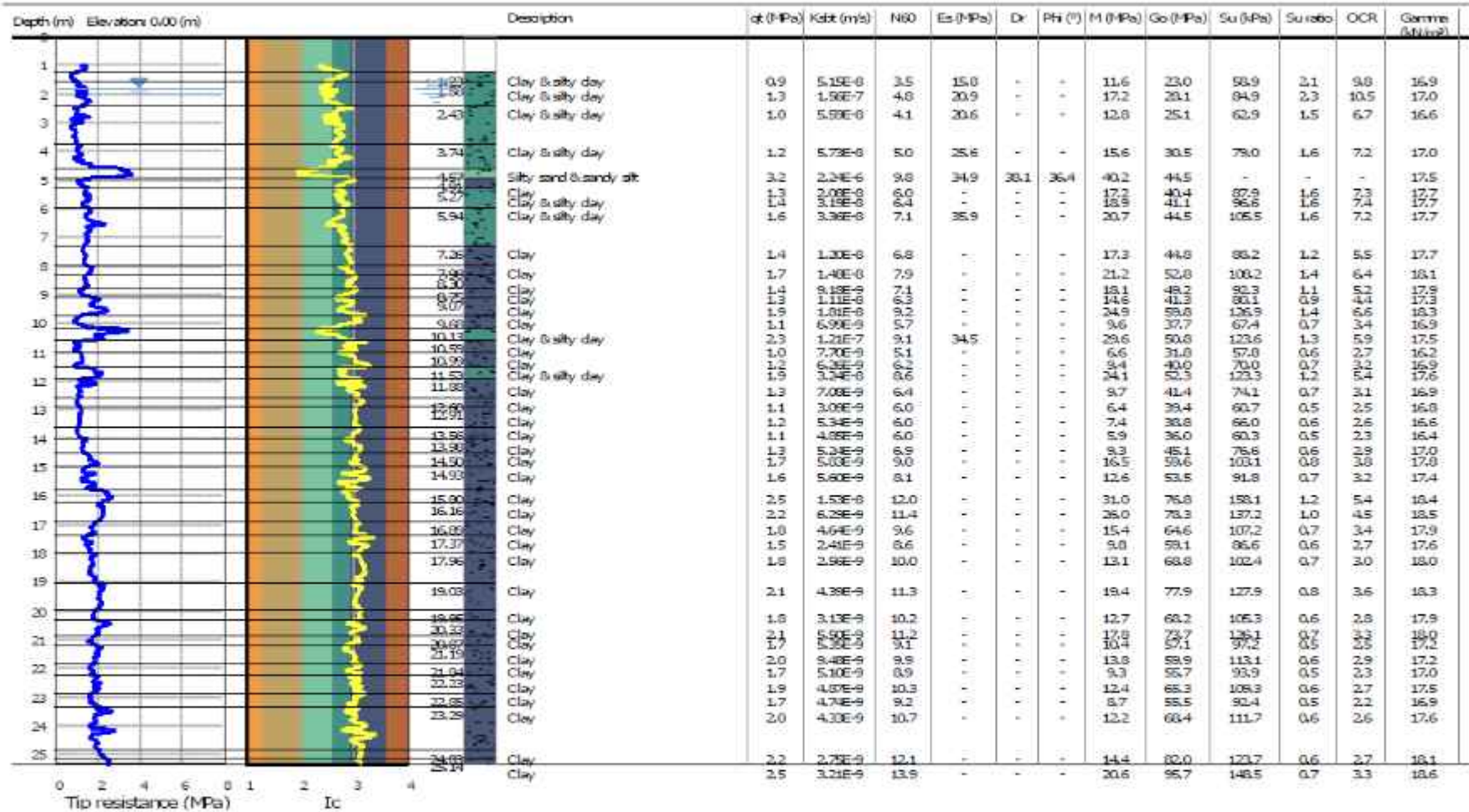


Fig.3.2 – Stratigrafia CPTU2

## 3.2 Indagini Geofisiche

Per la caratterizzazione sismica dell'area di studio, sono state eseguite le seguenti indagini geofisiche:

- *n. 1 indagine sismica passiva HVSR;*
- *n.1 indagine sismica attiva MASW.*

I risultati delle indagini sismiche sopra citate sono riportati integralmente nell'allegato n.2.

### 3.2.1 Indagine sismica passiva a stazione singola (analisi HVSR)

Le misure sismiche passive a stazione singola sono state eseguite mediante un tromografo digitale dotato di tre canali velocimetrici, modello Tromino<sup>®</sup> prodotto da Moho srl (Marghera (VE), Italia). Per l'acquisizione è stata adottata una frequenza di campionamento di 128 Hz per una durata totale di 20 minuti.

Lo scopo dell'indagine è la misura della frequenza di risonanza del terreno, la quale è legata alla velocità delle onde di taglio  $V_s$  nel terreno dalla formula:

$$f = \frac{V_s}{4h}$$

dove  $h$  è lo spessore dello strato.

### 3.2.2 Indagine sismica attiva con metodo MASW

Per misurare le velocità delle onde di taglio si possono eseguire prospezioni sismiche mediante stendimenti superficiali, utilizzando geofoni verticali da 4,5 Hz ed acquisendo attivamente i segnali delle onde rifratte alla superficie mediante una sorgente artificialmente provocata. Questa tecnica, nota con la sigla **MASW** (Multichannel Analysis of Surface Waves), permette di ricostruire il profilo verticale delle  $V_s$  con procedimenti di modellazione diretta delle velocità di fase delle onde, rifratte alla superficie. Partendo dal sismogramma registrato mediante sorgente energizzante in asse con lo stendimento, viene eseguita un'analisi spettrale che ha consentito di elaborare un'immagine della distribuzione del segnale di velocità sismica in funzione delle diverse frequenze che lo compongono. Da tale elaborazione, tramite una fase di "picking" del segnale ad elevata intensità è stata ottenuta la "**curva di dispersione**", dalla cui inversione è stato calcolato il **modello sismo-stratigrafico** espresso in termini di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ). I dati sono stati registrati mediante un sismografo *Geode Geometrics* 24 bit con filtri disinseriti, velocità di campionamento (sample rate) di 0.25 millisecondi e lunghezza delle acquisizioni di 2 secondi. Si effettuano battute poste ad offset diversi (10 m e 15 m di distanza dal primo geofono) mediante grave da 8,0 kg di massa. Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh,  $V(\text{fase})/\text{freq.}$ , può essere convertito nel profilo  $V_s/\text{profondità}$ . Tale metodo non è univoco e quindi il modello che ne scaturisce è un modello teorico; per questo motivo è preferibile operare in presenza di dati di taratura (come nel caso specifico) onde ricavare il modello reale.

## 4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

### 4.1 Pericolosità sismica di base

Secondo la classificazione sismica del territorio nazionale proposta a partire dall'O.P.C.M. n. 3274/2003 e successive modifiche, il Comune di Carpi risulta appartenente alla classe di sismicità 3 (Fig. 4.1).

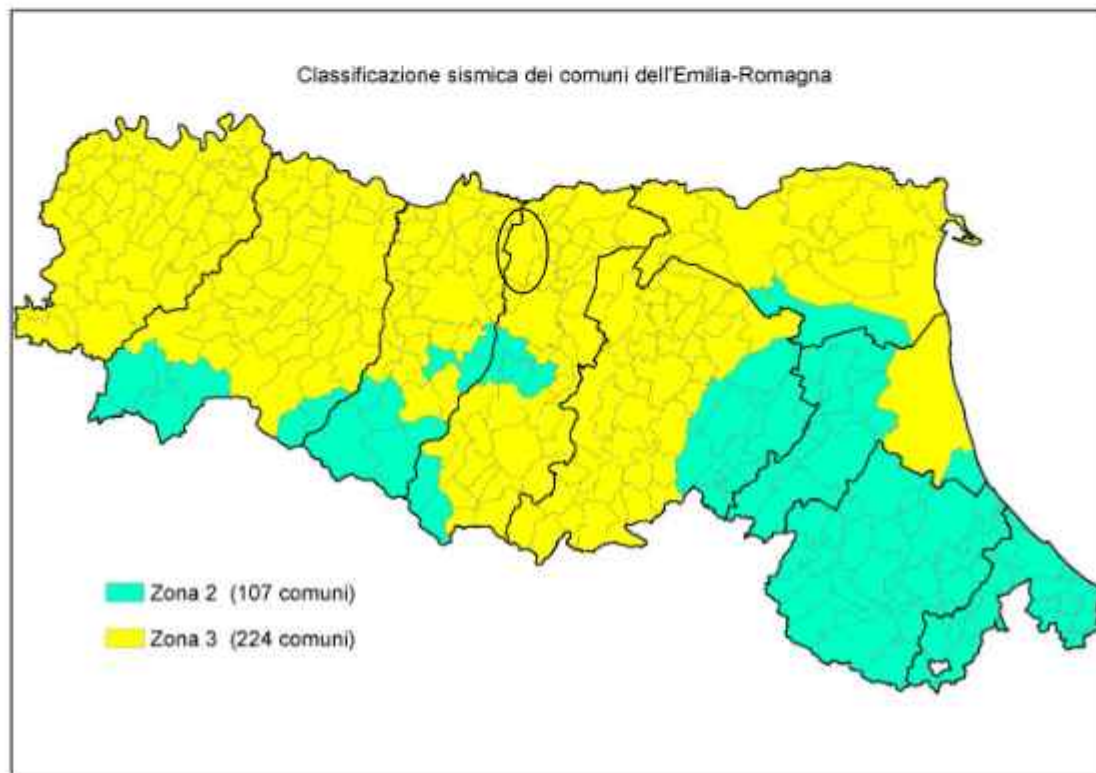


Fig.4.1 - Classificazione sismica dei comuni della Regione Emilia-Romagna (DGR 1164/18).

La suddivisione del territorio nazionale in zone a diversa classe di sismicità, caratterizzate da un valore di accelerazione di picco ed un corrispondente spettro di risposta elastico da utilizzare nella progettazione, risulta in realtà superata dall'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008. Sulla base dei contenuti delle NNTC 2008 e delle successive NTC 2018, per ogni costruzione deve essere definita un'accelerazione di riferimento propria, in funzione delle coordinate geografiche dell'area e della vita nominale dell'opera.

Per ciascuna area in oggetto, in relazione a un periodo di riferimento  $T_R$  stimato di 712 anni, è stato definito un parametro di accelerazione massima attesa  $a_g$  definita in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale. L'accelerazione  $a_g$  rappresenta uno dei parametri principali che definisce la pericolosità sismica di base, insieme ai parametri  $F_0$  e  $T_c^*$  dello spettro di risposta elastico, desumibili nelle tabelle riportate sotto (Tab. 4.1).

## Stati limite

 Classe Edificio

III. Affollamento significativo:

 Vita Nominale

 Interpolazione

**CU = 1.5**

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> * [s]
Operatività (SLO)	45	0.051	2.511	0.263
Danno (SLD)	75	0.065	2.481	0.274
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.182	2.552	0.274
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.241	2.487	0.283
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

## Coefficienti sismici

 Tipo

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti

H (m)  us (m)

 Cat. Sottosuolo

 Cat. Topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,42	1,34
CC Coeff. funz categoria	1,63	1,61	1,61	1,59
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito (m/s<sup>2</sup>)

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.015	0.020	0.062	0.090
kv	0.008	0.010	0.031	0.045
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0.753	0.958	2.528	3.164
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

**Tab.4.1 - Tabella riassuntiva dei parametri sismici del sito in esame secondo NTC18.**

In particolare, per la tipologia di intervento che sarà realizzato, sono state considerate le seguenti caratteristiche:

- Classe edificio = 3 (affollamento significativo)
- Vita nominale = 50 anni
- Tr = 712 anni



## 4.2 Categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 NTC2018)

Sulla scorta della velocità derivate dall'elaborazione congiunta delle indagini sismiche MASW e HVSR, in riferimento a quanto illustrato nel paragrafo 3.2.2 delle NTC 2018 è possibile definire come le indagini riconducano il terreno a una categoria di sottosuolo C. Dall'analisi della curva HVSR è emersa una frequenza fondamentale di sito pari a 0.69 Hz.

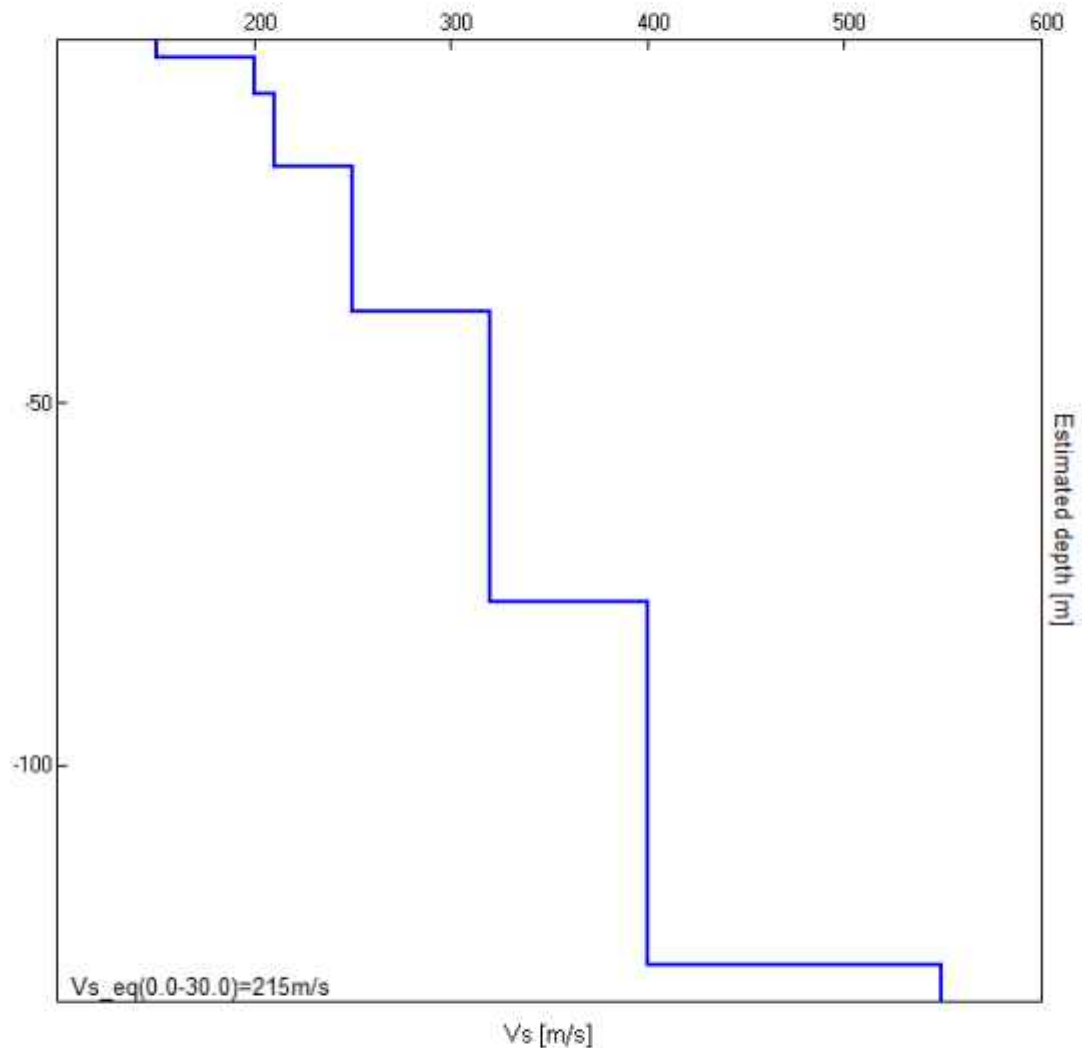
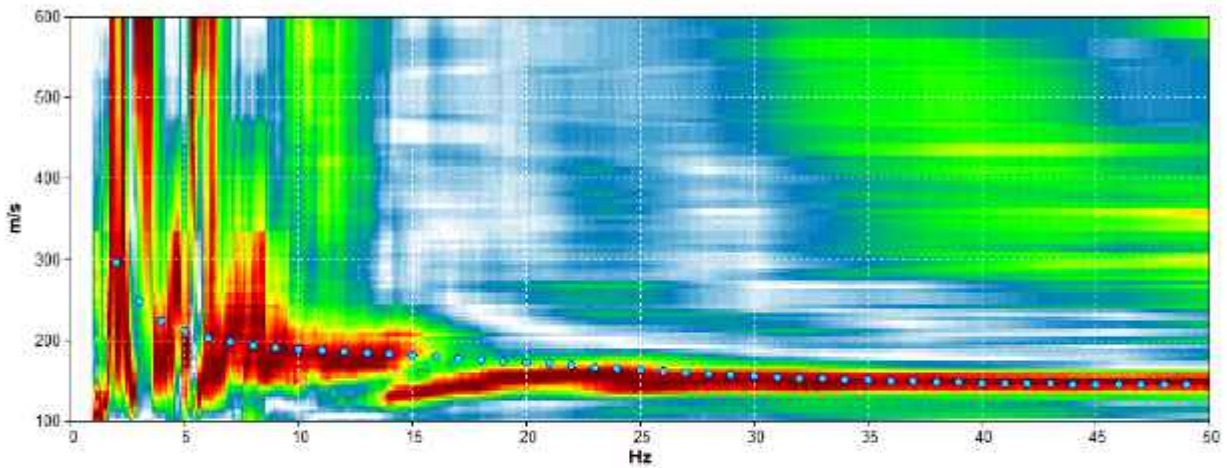
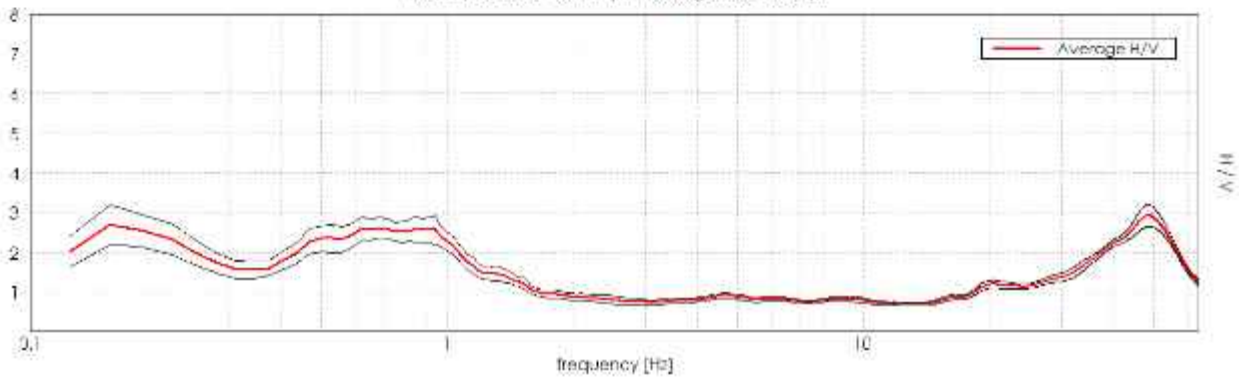


Fig.4.2–Elaborazione congiunta MASW e HVSR



**Fig.4.3 - Curva dispersione MASW**

Max. H/V at 0.69 ± 0.1 Hz (In the range 0.2 - 30.0 Hz).



**Fig.4.4 -Curva HVSR che identifica un picco a 0.69 Hz.**

### 4.3 Azione sismica e risposta sismica del sito – Approccio semplificato

Per la definizione dell'azione sismica, sulla base di quanto previsto dalle NTC si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione della categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche del sito, in funzione delle quali si definiscono l'entità dell'amplificazione stratigrafica e topografica. Sulla base delle NTC 2018, e tenendo conto dei dati ottenuti dalle indagini geofisiche eseguite in sito, si classifica il terreno di fondazione in oggetto, come appartenente alla **categoria C**.

Si ricava quindi il **fattore stratigrafico  $S_s$** , mediante la seguente relazione, valida suoli in classe C:

$$1.00 \leq S_s = 1.70 - (0.60 \cdot F_o \cdot a_g/g) \leq 1.50 \quad (4.1.1)$$

dove:

- $F_o$  = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2;
- $a_g/g$  = accelerazione orizzontale del sito, con tempo di ritorno pari a **712 anni**/accelerazione di gravità;
- $S_s$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica o fattore stratigrafico, calcolato tramite la relazione sopra riportata.

Successivamente, sulla base delle condizioni topografiche del sito studiato, si considera un valore di un fattore topografico  $S_T$  sulla base della seguente tabella:

Categoria topografica	Ubicazione opera/intervento	ST
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$	1.0
T2	Pendii con inclinazione media $> 15^\circ$	1.2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $> 30^\circ$	1.4

Per l'area studiata si riportano in tabella i parametri della pericolosità di base. La pericolosità sismica è stata calcolata considerando la **CLASSE D'USO 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."

PARAMETRI PERICOLOSITÀ DI BASE			
Tr (anni)	ag(g)	Fo	Tc*(s)
712	0.182	2.552	0.274

PARAMETRI PERICOLOSITÀ DI SITO	
S <sub>s</sub>	S <sub>T</sub>
1.42	1.00

Si calcola infine per ciascuna area l'accelerazione massima orizzontale  $A_{max}$  con la seguente formula:

$$A_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.42 \cdot 1.0 \cdot 0.182 = 0.258g$$

## 4.4 Azione sismica e risposta sismica del sito – Analisi di risposta sismica locale

Dato che l'area in studio ricade in una zona soggetta a instabilità §2.3, è stata definita l'azione sismica di progetto secondo uno studio di **risposta sismica locale**, secondo III livello di approfondimento.

Per ottemperare ai riferimenti normativi citati l'analisi è stata svolta secondo quanto indicato al § 7.11.3 delle NTC 2018, attraverso analisi numerica monodimensionale in campo lineare equivalente. Per fare ciò è stato utilizzato come strumento di lavoro il software di calcolo STRATA (University of Texas - Austin).

Ai fini della restituzione degli spettri di accelerazione, relativi allo stato limite SLV, è stata svolta la verifica dell'amplificazione del sito mediante l'utilizzo di un modello simulato in campo lineare equivalente.

Utilizzando un modello lineare equivalente è possibile ottenere una soluzione di un modello non lineare, attraverso analisi lineari complete nelle quali al termine di ogni interazione vengono aggiornati i parametri di **rigidezza** e **smorzamento** che sono dipendenti dallo stato di deformazione del terreno. Attraverso un'iterazione di calcoli si raggiunge una convergenza prefissata a monte della fase di computazione.

Il software STRATA è in grado di valutare la risposta sismica di un deposito di terreno, considerando un profilo monodimensionale in cui si propagano linearmente le onde sismiche, in funzione dei parametri dinamici attribuiti al terreno. Il terreno viene schematizzato come un sistema di N strati orizzontali omogenei, isotropi e visco-elastici, sovrastanti un semispazio uniforme, attraversati da un treno di onde di taglio che incidono verticalmente le superfici. Ogni strato è descritto per mezzo dello spessore  $H$ , del modulo di taglio massimo  $G_{max}$  o dalla corrispondente velocità massima  $V_{max}$ , dal valore dello smorzamento  $D$ , dal peso dell'unità di volume  $\gamma$  e dalle curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato ( $G / G_0 \cdot \gamma$ ) e le corrispondenti curve dello smorzamento ( $D - \gamma$ ) con la deformazione di taglio  $\gamma$ . Il modello lineare visco-elastico fa riferimento al modello reologico di Kelvin-Voigt, costituito da una molla e uno smorzatore viscoso in parallelo. Tale modello è descritto quindi dalla rigidezza ( $G$ ) e dallo smorzamento ( $D$ ). L'onda monodimensionale viene descritta dall'equazione in cui lo spostamento provocato ( $u$ ) è funzione della profondità ( $z$ ) e del tempo ( $t$ ):

$$u(z,t) = A \exp[i(\omega t + k^* z)] + B \exp[i(\omega t - k^* z)]$$

Nell'equazione appena presentata  $A$  e  $B$  rappresentano le corrispettive amplificazioni del tetto e della base dello strato considerato. Il fattore  $k^*$  risulta dipendente dal modulo di taglio ( $G$ ), dal grado di smorzamento ( $D$ ) e dalla densità del terreno ( $\rho$ ). Le relazioni sono le seguenti:

$$k^* = \frac{\omega}{v_s^*}$$
$$v_s^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}} \quad G^* = G(1 - 2D^2 + i2D \sqrt{1 - D^2}) \approx G(1 + i2D)$$

Dove  $G^*$  e  $v_s^*$  rappresentano il modulo di taglio e la velocità di taglio.

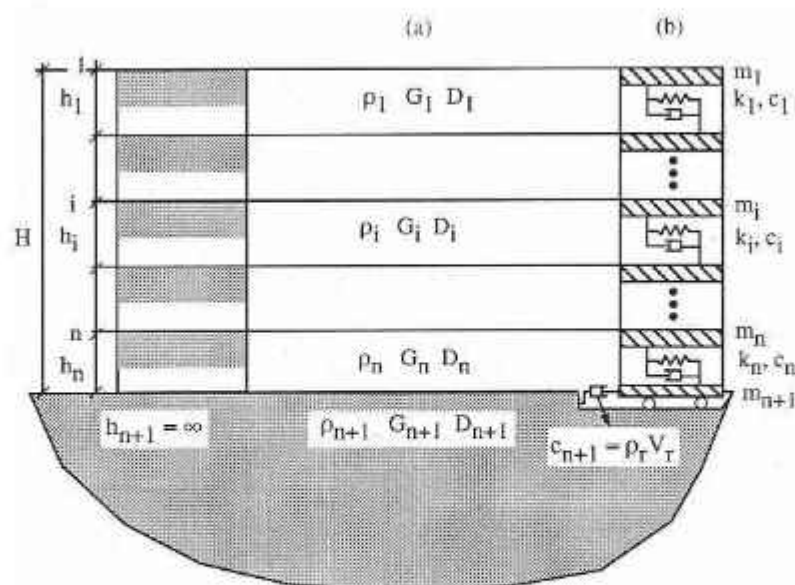


Fig.4.2 - Modello a strati continui adottato per la simulazione con il codice di calcolo STRATA.

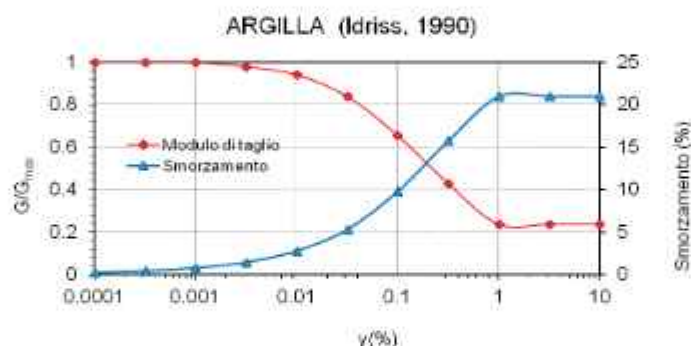
## MODELLO SIMULATO

Il modello simulato deriva dai dati ottenuti dalle prove eseguite in prossimità del sito. Tale profilo approssima il comportamento del sottosuolo, dal punto di vista sismico, in corrispondenza dell'area studiata. Il profilo considerato deriva dall'interpolazione dei dati provenienti dalle indagini geofisiche eseguite, e i dati, di natura bibliografica, disponibili per il sito di riferimento.

Il profilo sismico del sottosuolo utilizzato per la modellazione della RSL deriva dall'elaborazione congiunta delle indagini HVSR e MASW eseguite in sito, integrato con dati bibliografici. Si illustra successivamente il modello utilizzato:

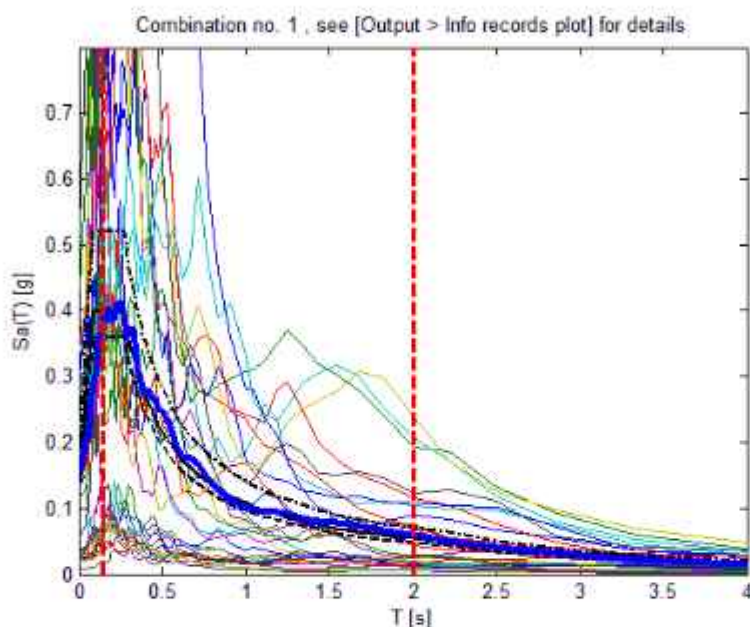
Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
2.50	2.50	150	0.45
7.50	5.00	200	0.44
17.50	10.00	210	0.44
37.50	20.00	250	0.43
77.50	40.00	320	0.43
127.50	50.00	400	0.42
inf.	inf.	550	0.41

Per descrivere il comportamento dinamico dei terreni costituenti il modello sono state considerate le curve di decadimento dei moduli di rigidezza e smorzamento, al variare della deformazione percentuale  $\gamma$  (%). Si riportano successivamente le curve di decadimento considerate per l'esecuzione del calcolo di risposta sismica locale:



*Fig.4.3 - Curve di decadimento dei moduli  $G/G_{max}$  e  $D$ , utilizzate per descrivere il comportamento dei materiali coesivi che compongono il sottosuolo in oggetto.*

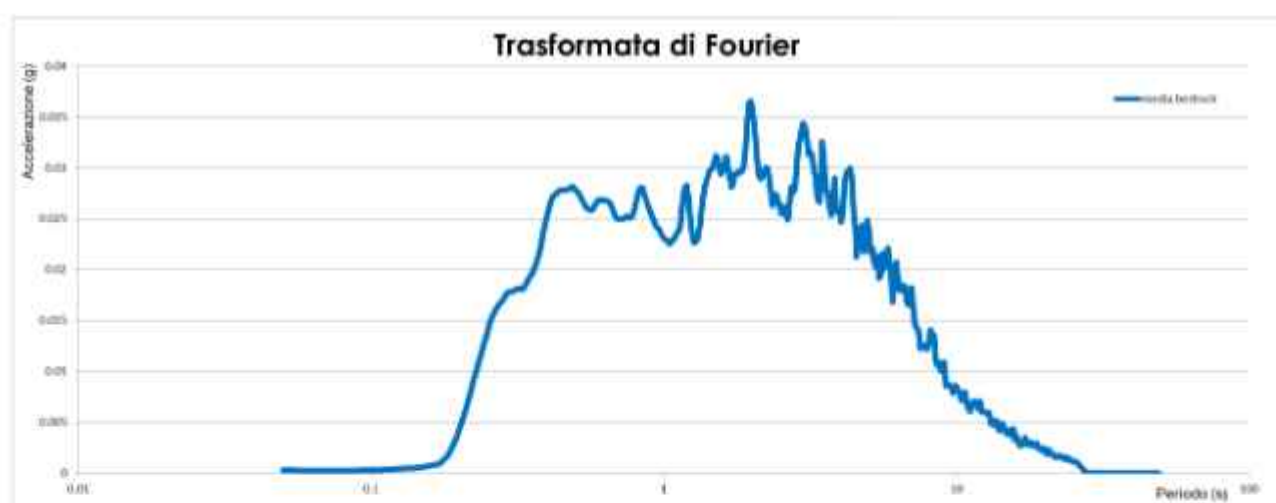
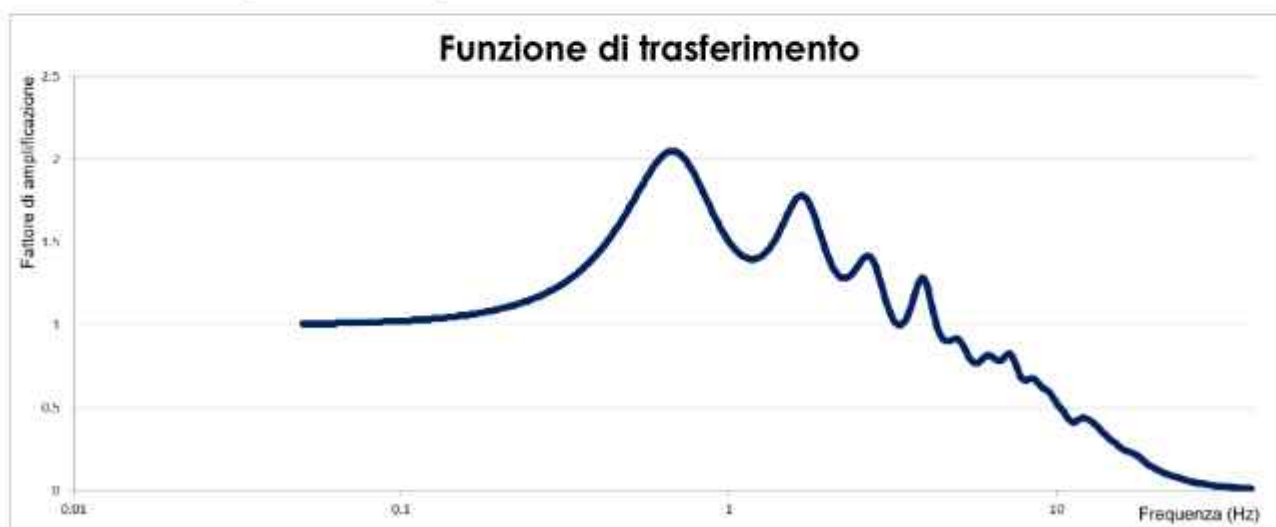
Trattandosi di una verifica diretta ai fini progettuali, in accordo con quanto esposto nel § 7.3 delle NTC 2018, l'analisi RSL in oggetto è stata svolta adottando come input sismico 30 accelerogrammi, corrispondenti allo stato limite SLV. Gli accelerogrammi reali e misurati, sono stati individuati mediante l'utilizzo del software REXEL v. 3.5 (Computer aided code-based real record selection for seismic analysis of structures) realizzato dal Dipartimento di Strutture per l'ingegneria e l'architettura dell'Università degli Studi di Napoli Federico II. Utilizzando le coordinate relative al sito di riferimento, considerando una categoria di sottosuolo A e una classe d'uso pari a III e una vita nominale pari a 50 anni, sono stati definiti n. 30 accelerogrammi per lo stato limite SLV. Gli accelerogrammi sono stati prelevati dal "European Strong-motion Database".



*Fig.4.5 - Forme spettrali relative agli accelerogrammi considerati.*

## RISULTATI OTTENUTI

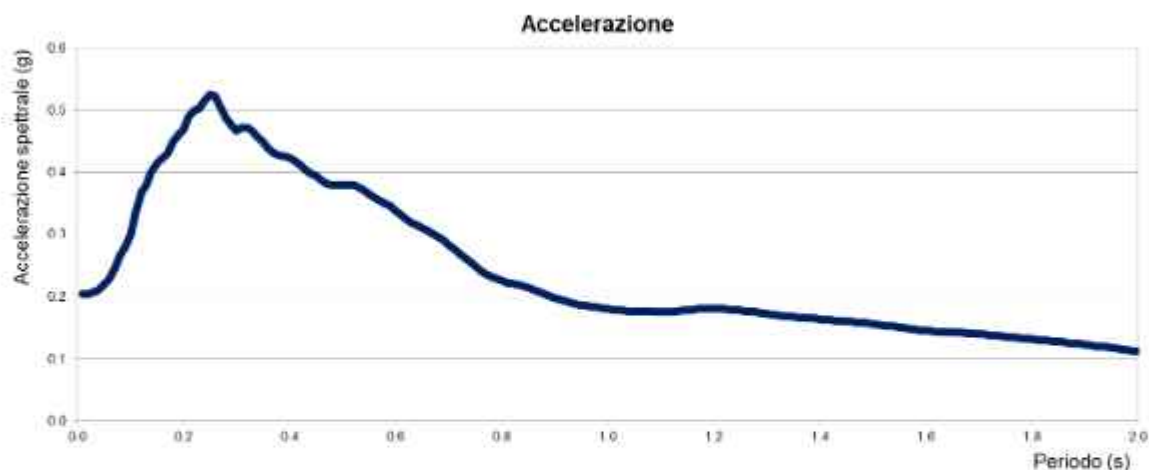
Sulla scorta delle verifiche svolte mediante software STRATA, in riferimento al modello considerato, è stato possibile definire, nel dominio delle frequenze, la funzione TF (Funzione di trasferimento) e rapporto spettrale di amplificazione associato. Per via grafica si inserisce successivamente la funzione di trasferimento TF ottenuta a seguito dell'analisi RSL in oggetto. Attraverso tale funzione è possibile definire il campo di frequenze entro il quale il sottosuolo, in corrispondenza del sito in oggetto, amplifica il segnale sismico, oltre che a quantificare l'amplificazione stessa.



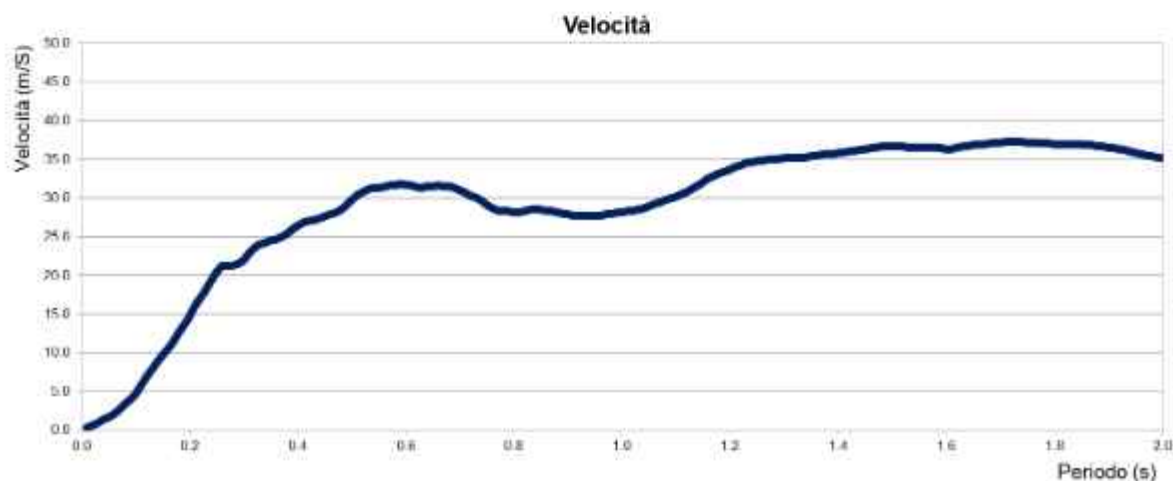
*In alto Funzione di Trasferimento e in basso funzione FT.*

Definiti i parametri che descrivono il comportamento del sottosuolo nel campo elastico lineare equivalente e descritti gli accelerogrammi su suolo rigido validi per il sito in oggetto, attraverso il software STRATA sono state definite le seguenti forme spettrali, in termini accelerazione e velocità alla superficie:





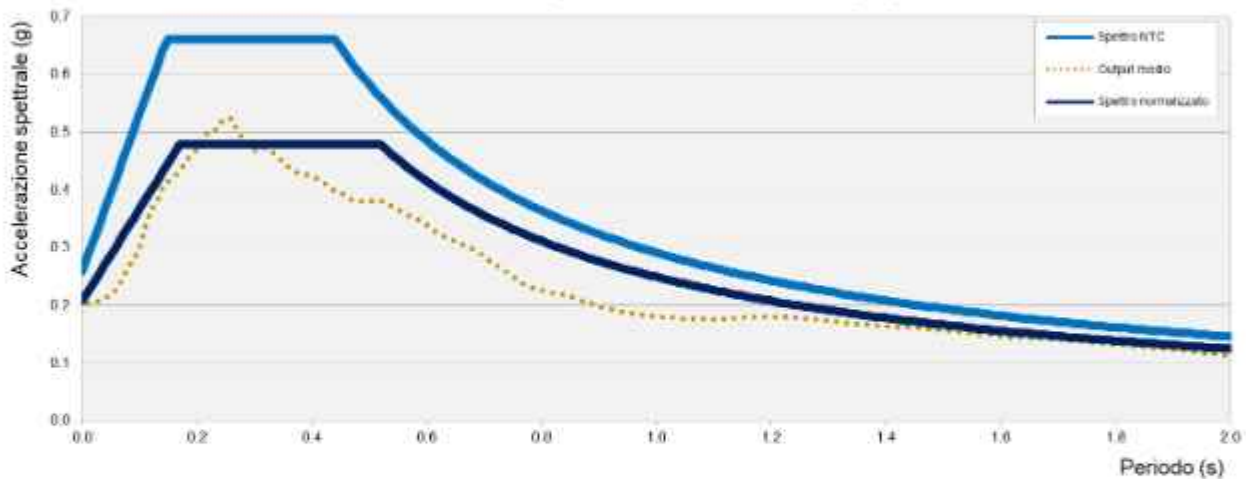
*Accelerazioni spettrali relative a un periodo di ritorno pari a 712 anni (SLV)*



*Velocità spettrali relative a un periodo di ritorno pari a 712 anni (SLV).*

Dati i valori di accelerazione ottenuti dal calcolo eseguito, è stato definito lo spettro normalizzato per lo stato limite considerato. Così facendo è stato ottenuto lo spettro a probabilità uniforme, sulla base dei risultati ottenuti mediante il software STRATA. Lo spettro normalizzato RSL è stato derivato attraverso le indicazioni contenute nell'ordinanza n.55 del 24 aprile 2018 "Disciplina per la delocalizzazione temporanea delle attività economiche o produttive e dei servizi pubblici danneggiati dal sisma eseguiti e conclusi in data anteriore a quella di entrata in vigore del decreto legge n. 189 del 2016".

**SINTESI ESITI (SLV 712 anni - Cat. C - Top.1)**



*Sintesi esiti RSL e confronto con spettro NTC2018 (SLV) derivato secondo approccio semplificato*

Lo spettro RSL, sia nella forma per punti, sia nella forma normalizzata, definito sulla base di 30 simulazioni definisce un’azione sismica **inferiore** rispetto a quanto derivabile secondo approccio semplificato NTC2018 per una categoria di sottosuolo di tipo C. In forza di ciò **risulta ragionevole e cautelativo adottare, ai fini di progettazione, l’azione sismica derivabile secondo approccio semplificato (categorie di sottosuolo) come esplicitato da normativa tecnica NTC2018**. Si illustra successivamente, in forma tabellare, lo spettro RSL per punti e il suo corrispettivo normalizzato.

**SLV – PARAMETRI SPETTRO NORMALIZZATO - RSL**

ag (g)	Fo	Tc*	TB(s)	TC(s)	Ss	Amax (g)
0.182	2.418	0.274	0.17	0.52	1.14	<b>0.207</b>

## RSL NORMALIZZATO SLV

T [s]	Ag (g)						
0.00	0.20748	0.5	0.4788	1.01	0.246510891	.52	0.1638
0.01	0.22344	0.51	0.4788	1.02	0.244094118	1.53	0.162729412
0.02	0.2394	0.52	0.4788	1.03	0.241724272	1.54	0.161672727
0.03	0.25536	0.53	0.469766038	1.04	0.2394	1.55	0.160629677
0.04	0.27132	0.54	0.461066667	1.05	0.23712	1.56	0.1596
0.05	0.28728	0.55	0.452683636	1.06	0.234883019	1.57	0.158583439
0.06	0.30324	0.56	0.4446	1.07	0.23268785	1.58	0.157579747
0.07	0.3192	0.57	0.4368	1.08	0.230533333	1.59	0.156588679
0.08	0.33516	0.58	0.429268966	1.09	0.228418349	1.6	0.15561
0.09	0.35112	0.59	0.42199322	1.1	0.226341818	1.61	0.154643478
0.1	0.36708	0.6	0.41496	1.11	0.224302703	1.62	0.153688889
0.11	0.38304	0.61	0.408157377	1.12	0.2223	1.63	0.152746012
0.12	0.399	0.62	0.401574194	1.13	0.220332743	1.64	0.151814634
0.13	0.41496	0.63	0.3952	1.14	0.2184	1.65	0.150894545
0.14	0.43092	0.64	0.389025	1.15	0.21650087	1.66	0.149985542
0.15	0.44688	0.65	0.38304	1.16	0.214634483	1.67	0.149087425
0.16	0.46284	0.66	0.377236364	1.17	0.2128	1.68	0.1482
0.17	0.4788	0.67	0.37160597	1.18	0.21099661	1.69	0.147323077
0.18	0.4788	0.68	0.366141176	1.19	0.209223529	1.7	0.146456471
0.19	0.4788	0.69	0.360834783	1.2	0.20748	1.71	0.1456
0.2	0.4788	0.7	0.35568	1.21	0.205765289	1.72	0.144753488
0.21	0.4788	0.71	0.350670423	1.22	0.204078689	1.73	0.143916763
0.22	0.4788	0.72	0.3458	1.23	0.202419512	1.74	0.143089655
0.23	0.4788	0.73	0.341063014	1.24	0.200787097	1.75	0.142272
0.24	0.4788	0.74	0.336454054	1.25	0.1991808	1.76	0.141463636
0.25	0.4788	0.75	0.331968	1.26	0.1976	1.77	0.140664407
0.26	0.4788	0.76	0.3276	1.27	0.196044094	1.78	0.139874157
0.27	0.4788	0.77	0.323345455	1.28	0.1945125	1.79	0.139092737
0.28	0.4788	0.78	0.3192	1.29	0.193004651	1.8	0.13832
0.29	0.4788	0.79	0.315159494	1.3	0.19152	1.81	0.137555801
0.3	0.4788	0.8	0.31122	1.31	0.190058015	1.82	0.1368
0.31	0.4788	0.81	0.307377778	1.32	0.188618182	1.83	0.136052459
0.32	0.4788	0.82	0.303629268	1.33	0.1872	1.84	0.135313043
0.33	0.4788	0.83	0.299971084	1.34	0.185802985	1.85	0.134581622
0.34	0.4788	0.84	0.2964	1.35	0.184426667	1.86	0.133858065
0.35	0.4788	0.85	0.292912941	1.36	0.183070588	1.87	0.133142246
0.36	0.4788	0.86	0.289506977	1.37	0.181734307	1.88	0.132434043
0.37	0.4788	0.87	0.28617931	1.38	0.180417391	1.89	0.131733333
0.38	0.4788	0.88	0.282927273	1.39	0.179119424	1.9	0.13104
0.39	0.4788	0.89	0.279748315	1.4	0.17784	1.91	0.130353927
0.4	0.4788	0.9	0.27664	1.41	0.176578723	1.92	0.129675
0.41	0.4788	0.91	0.2736	1.42	0.175335211	1.93	0.129003109
0.42	0.4788	0.92	0.270626087	1.43	0.174109091	1.94	0.128338144
0.43	0.4788	0.93	0.267716129	1.44	0.1729	1.95	0.12768
0.44	0.4788	0.94	0.264868085	1.45	0.171707586	1.96	0.127028571
0.45	0.4788	0.95	0.26208	1.46	0.170531507	1.97	0.126383756
0.46	0.4788	0.96	0.25935	1.47	0.169371429	1.98	0.125745455
0.47	0.4788	0.97	0.256676289	1.48	0.168227027	1.99	0.125113568
0.48	0.4788	0.98	0.254057143	1.49	0.167097987	2	0.124488
0.49	0.4788	0.99	0.251490909	1.5	0.165984		
		1	0.248976	1.51	0.164884768		

## 4.5 Stabilità nei confronti della liquefazione (§ A2.2. DGR 476/2021)

In accordo con la normativa regionale DGR 476/21 si è proceduto alla verifica della liquefazione.

La valutazione del fenomeno della liquefazione viene svolta attraverso il calcolo del fattore di sicurezza di ciascun livello che compone il sottosuolo analizzato nei confronti del fenomeno stesso. Il fattore di sicurezza è derivato secondo la seguente formulazione:

$$F_L(z) = \frac{CRR_{M=7.5, \sigma', 1atm}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma$$

Dove:

**CRR** è rappresentato dal rapporto di resistenza ciclica

**MSF** rappresenta il fattore di scala della magnitudo che è funzione della magnitudo stessa, della PGA e del valore di CRR

**K<sub>σ</sub>** è il fattore di correzione che tiene conto della pressione efficace alla profondità a cui la resistenza viene valutata

**CSR** è il rapporto di tensione ciclica, ovvero la tensione di taglio indotta dall'azione sismica, normalizzata rispetto alla tensione verticale efficace. Tale parametro è derivabile secondo la seguente formulazione:

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \cdot \frac{a_{maxs}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$

I termini che compongono la seguente relazione sono rappresentati da  $a_{max}/g$  che descrive il valore dell'accelerazione orizzontale a  $T = 0.00$  s, il rapporto della tensione litostatica totale ed efficace, e il coefficiente riduttivo  $r_d$ . Quest'ultimo, in accordo con la predetta normativa è stato stimato secondo la seguente formulazione:

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$$
$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \text{sen}\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$
$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot \text{sen}\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

dove M rappresenta il valore di magnitudo di riferimento per il sito in analisi.

Il valore **CRR** è stato ricavato attraverso la metodologia di calcolo proposta da **Boulanger&Idriss 2014**. Per le specifiche della procedura di calcolo adottata si faccia riferimento all'allegato **A2.2** della DGR 476/2021 della Regione Emilia-Romagna. L'analisi di liquefazione è stata eseguita entro i -20.00 m rispetto al piano campagna come prescritto dalla normativa di riferimento.

A seguito dell'identificazione del fattore di sicurezza  $F_L$  è stato determinato l'indice potenziale di liquefazione IL (LPI) attraverso il quale è possibile definire l'esposizione del sito al rischio di liquefazione. Il potenziale di liquefazione LPI è stato determinato secondo la seguente formulazione:

$$I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz \quad \text{in cui} \quad w(z) = \frac{200}{z_{crit}} \cdot \left(1 - \frac{z}{z_{crit}}\right)$$

Dove F(z) viene determinato secondo le formulazioni proposte da Somnez (2003)

$$\begin{aligned} F(z) &= 0 && \text{per } F_L \geq 1.2 \\ F(z) &= 2 \cdot 10^6 \cdot \exp(-18.427 \cdot F_L) && \text{per } 1.2 > F_L \geq 0.95 \\ F(z) &= 1 - F_L && \text{per } F_L \leq 0.95 \end{aligned}$$

In base al valore di LPI ottenuto è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione. In considerazione delle linee guida emesse dalla Regione Emilia-Romagna, a seguito degli eventi sismici di Maggio e Giugno 2012, si considera la classificazione di rischio definita da **Somnez 2003**:

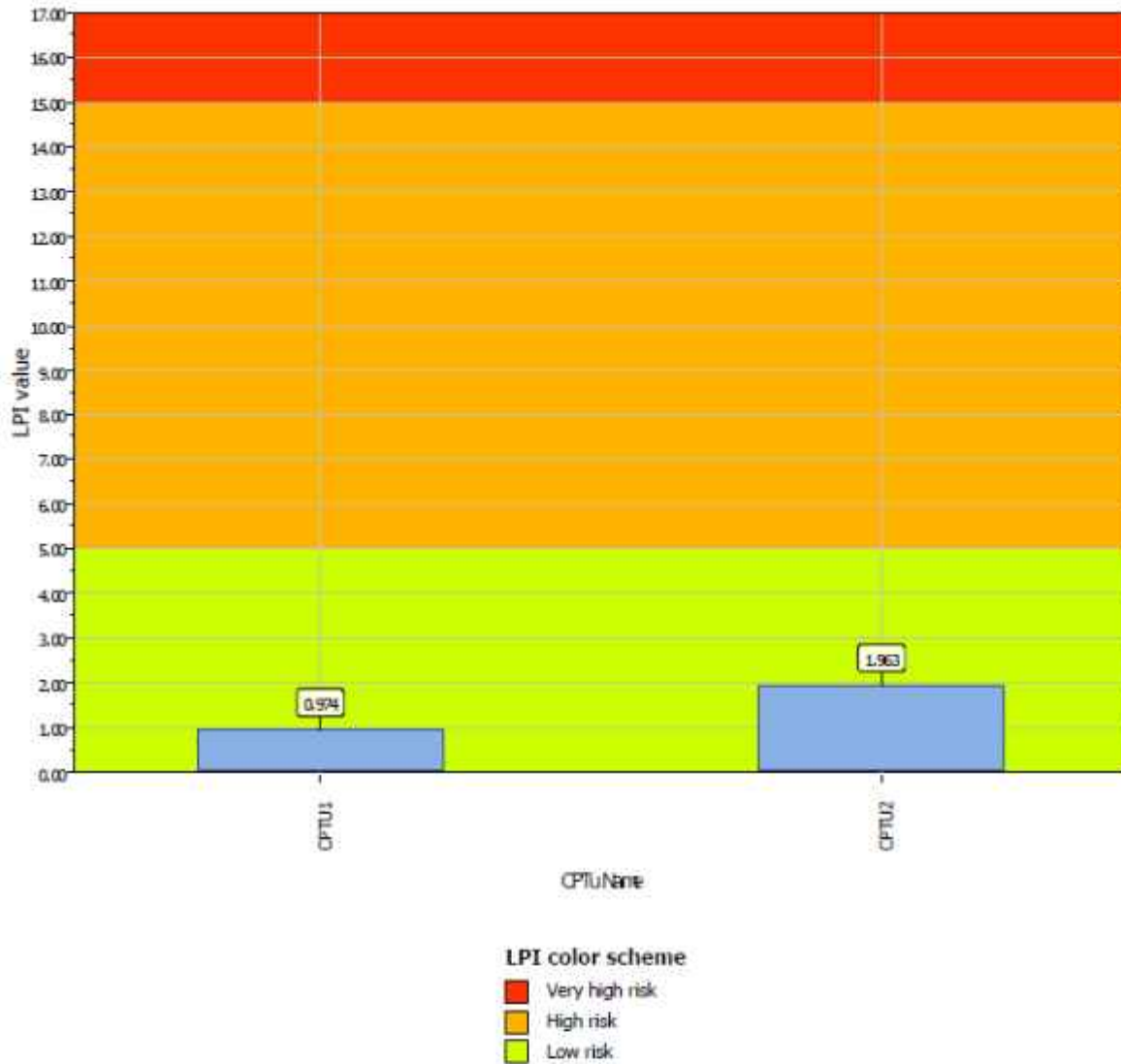
INDICE DI LIQUEFAZIONE	Rischio di liquefazione
LPI=0	Nulla
0 < LPI ≤ 2	Basso
2 < LPI ≤ 5	Moderato
5 < LPI ≤ 15	Alto
15 > LPI	Molto alto

Si illustra successivamente il valore di LPI derivato dalle verticali di prova CPTu considerando un'accelerazione massima al suolo  $A_{max} = 0.26$  g (calcolata secondo l'approccio semplificato NTC18), la soggiacenza della falda freatica è stata ipotizzata in condizioni sismiche alla profondità  $D_w = -1.00$  m e una magnitudo di riferimento pari a  $M = 6.14$ .

A seguito della verifica, in riferimento alle verticali CPTU, sono stati ottenuti i seguenti valori di LPI:

INDAGINE	INDICE DI LIQUEFAZIONE	RISCHIO
CPTU1	0.974	BASSO
CPTU2	1.963	BASSO

### Overall Liquefaction Potential Index report



#### Basic statistics

Total CPT number: 2  
0.00% low risk  
100.00% high risk  
0.00% very high risk

Fig.4.6-Valori di LPI

## 4.6 Stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica (§ B. DGR 476/2021)

Per cedimento si intende l'abbassamento del piano campagna, ovvero la sommatoria dei prodotti della deformazione verticale media per lo spessore di ciascuno degli strati deformati.

Il cedimento post sismico può essere dovuto a terreni granulari saturi, insaturi e a terreni coesivi soffici; tali cedimenti vengono stimati con la seguente equazione:

$$s = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{vi} \cdot \Delta z_i$$

$\varepsilon_{vi}$  = deformazione volumetrica;

$\Delta z_i$  = spessore dello strato i-esimo.

I cedimenti conseguenti a liquefazione di terreni granulari saturi hanno luogo immediatamente dopo il terremoto o comunque in un tempo non superiore a un giorno, i cedimenti per densificazione di terreni granulari insaturi avvengono durante lo scuotimento sismico, mentre i cedimenti per consolidazione di terreni coesivi soffici possono richiedere tempi anche molto lunghi in funzione delle condizioni stratigrafiche e geotecniche.

Si riportano di seguito i valori dei cedimenti post sismici sia in terreni incoerenti saturi (Liq. settlement) che insaturi (Dry settlement) che per terreni coesivi per le verticali eseguite.

Come sottolineato nella DGR 476/21 i valori che si ottengono applicando le procedure richieste devono intendersi solo orientativi. La stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica è affetta da notevoli incertezze.

### TERRENI INCOERENTI:

CPTU	Dry Seattle (cm)	Liq Seattle (cm)
CPTU1	0	1.12
CPTU2	0	2.16

### TERRENI COESIVI

La stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica nei terreni coesivi soffici va calcolata per terreni con  $c_u < 70$  kPa e  $V_s < 180$  m/s. Pertanto sono stati calcolati i cedimenti post-sismici solo per il primo strato (A), caratterizzato da  $V_s$  di 150 m/s. I cedimenti post sismici nei terreni soffici sono stati calcolati con il metodo di Yasuhara e Andersen (1991).

Metodo	Indice plasticità [%]	Indice vuoti [%]	Indice compressione	Modulo taglio statico [kN/m <sup>2</sup> ]	OCR	Tensione efficace [kN/m <sup>2</sup> ]	Deformazione verticale	Cedimento post-sismico [cm]	Incremento pressione neutra [kN/m <sup>2</sup> ]	Note
Yasuhara Andersen	16.00	20.00	0.5	1299.969	1.00	58.9018	7.85E-02	0.34	50.34	Strato a

Cedimento totale 0.34 cm

## 5 VERIFICHE GEOLOGICO - GEOTECNICHE

### 5.1 Modello geotecnico del sottosuolo

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione dell'indagine geotecnica e litostratigrafica, si può riassumere il seguente modello geotecnico schematico del terreno investigato.

Modello geotecnico medio											
	Profondità	Spessore	Deposito	$\gamma_{nat} / \gamma_{sat}$	$c'$	$c_u$	$D_r$	$\phi'$	$E_s$	$M$	$D_w$
A	0.0 - 4.40	4.40	Argilla limosa a media consistenza	18.0/20.0	6.0	60.0	/	25	8400	4000	-1.8
B	4.40 - 10.00	5.60	Argilla limosa a media elevata consistenza	18.0/20.0	7.0	70.0	/	24	9800	5000	
C	10.00 - 13.60	3.60	Argilla limosa a media consistenza	18.0/20.0	5.0	50.0	/	23	7000	4500	
D	13.60 - 25.00	11.40	Argilla limosa consistente	18.5/20.5	8.5	85.0	/	25	11900	6500	
			Descrizione litologica	Fattore di volume naturale e saturo	Coesione efficace	Coesione non drenata	Densità relativa	Angolo d'attrito efficace di gioco	Modulo di Young	Modulo elastometrico	Saggio di compressione
	M da p.c.	m		(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(%)	(°)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(M da p.c.)

La quota zero del presente modello corrisponde al piano campagna, dove sono state eseguite le prove penetrometriche.

### 5.2 Fondazioni profonde su MICROPALI

Per l'intervento in progetto, si consiglia la realizzazione di fondazioni profonde su micropali.

Diametro	Lunghezza
20 cm	15.0 m
20 cm	16.0 m
25 cm	15.0 m
25 cm	16.0 m

Al fine di ottemperare alle NTC 2018 sono state effettuate le verifiche per micropali trivellati allo stato limite ultimo SLU utilizzando l'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3).

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della Tab. 6.4.II.

Tab. 6.4.II - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale $\gamma$	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

<sup>o</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.



Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{\text{media}}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{\text{media}}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

I valori dei coefficienti  $R3^*$  sono stati ottenuti moltiplicando i coefficienti  $R3$ , riportati nella Tabella 6.4.II - NTC, da applicare alla resistenza caratteristica per ottenere la resistenza di progetto, per il coefficiente  $\alpha_3$  della Tabella 6.4.IV - NTC, in funzione delle verticali indagate. Pertanto i coefficienti adottati per le verifiche allo SLU sono risultati pari a:

A1	M1	R3
1	1	S.F. punta = 2,30
		S.F. laterale = 1,96

Dove:

Portanza di punta S.F. =  $1,35 \times 1,70 = 2,30$

Portanza laterale S.F. =  $1,15 \times 1,70 = 1,96$

Utilizzando quindi l'Approccio 2 combinazione 1 (A1 + M1 + R3) allo SLU (Stato limite Ultimo), sono stati verificati micropali trivellati come riportato di seguito:

TABELLA DI PORTANZA DEI MICROPALI TRIVELLATI STATI LIMITE ULTIMI - SLU NTC 2018		
Diametro	Lunghezza	Portanza ammissibile (kN)/(ton)
20 cm	15.0 m	176.30 kN = 17.63 ton
20 cm	16.0 m	186.44 kN = 18.64 ton
25 cm	15.0 m	216.69 kN = 21.66 ton
25 cm	16.0 m	229.12 kN = 22.91 ton

Di seguito si riportano i cedimenti

<b>CEDIMENTI DEI MICROPALI TRIVELLATI</b>		
Diametro	Lunghezza	Cedimento (mm)
20 cm	15.0 m	0.54
20 cm	16.0 m	0.58
25 cm	15.0 m	0.37
25 cm	16.0 m	0.40

## 6 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il presente elaborato riassume e illustra le caratteristiche geologiche e sismiche relative alla progettazione definitiva – esecutiva relativa al progetto n. 75/22: "rigenerazione area ferroviaria ex consorzio agrario sottopasso ciclopedonale stazione ferroviaria, in via Corbolani nel Comune di Carpi (MO).

Sulla base dei dati emersi dalle indagini geotecniche eseguite (§ 3.1), si fornisce per il terreno di fondazione indagato, il modello geotecnico medio riportato nel § 5.1 della presente relazione.

A seguito delle indagini geofisiche espletate in prossimità del sito in oggetto è possibile classificare il terreno di fondazione come appartenente alla **categoria C**, depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o a 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 equivalentemente compresi tra **180 m/s** e **360 m/s**.

Per la definizione dell'azione sismica, è stato eseguito l'approfondimento di terzo livello della risposta sismica locale, che risulta **minore** rispetto al valore ottenuto mediante l'utilizzo dell'approccio semplificato delle NTC 2018. Dall'analisi così eseguita si sono ottenuti i seguenti risultati:

Parametri sismici				
	Approccio semplificato NTC18		RSL	
ag	FA	Amax (g)	FA	Amax (g)
0.182	1.42	0.258	1.14	0.207

In particolare, per la tipologia di intervento che sarà realizzato, sono state considerate le seguenti caratteristiche:

- **Classe edificio = 3 (affollamento significativo)**
- Vita nominale = 50 anni
- $T_r = 712$  anni

È stata eseguita la verifica della suscettibilità al fenomeno della liquefazione considerando un'accelerazione massima al suolo  $A_{max} = 0.26g$  (approccio semplificato -NTC18), la soggiacenza della falda è stata ipotizzata in condizioni sismiche alla profondità di  $D = -1.00$  m da p.c. e una magnitudo di riferimento pari a  $M = 6.14$ . Dall'analisi della suscettibilità nei confronti del fenomeno della liquefazione così eseguite si è ottenuto un valore di LPI **basso** per entrambe le prove penetrometriche CPTU.

Come sottolineato nella DGR 476/21 i valori che si ottengono applicando le procedure richieste devono intendersi solo orientativi. La stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica è affetta da notevoli incertezze.

**TERRENI INCOERENTI:**

CPTU	Dry Seattle (cm)	Liq Seattle (cm)
CPTU1	0	1.12
CPTU2	0	2.16

**TERRENI COESIVI**

La stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica nei terreni coesivi soffici va calcolata per terreni con  $c_u < 70$  kPa e  $V_s < 180$  m/s. Pertanto sono stati calcolati i cedimenti post-sismici solo per il primo strato (A), caratterizzato da  $V_s$  di 150 m/s. I cedimenti post sismici nei terreni soffici sono stati calcolati con il metodo di Yasuhara e Andersen (1991).

Metodo	Indice plasticità [%]	Indice vuoti [%]	Indice compressione	Modulo taglio statico [kN/m <sup>2</sup> ]	OCR	Tensione efficace [kN/m <sup>2</sup> ]	Deformazione verticale	Cedimento post-sismico [cm]	Incremento pressione neutra [kN/m <sup>2</sup> ]	Note
Yasuhara Andersen	16.00	20.00	0.5	1299.969	1.00	58.9018	7.85E-02	0.34	50.34	Strato a

Cedimento totale 0.34 cm

Sono state eseguite le verifiche geotecniche considerando fondazioni profonde su micropali, con le seguenti caratteristiche.

Diametro	Lunghezza
20 cm	15.0 m
20 cm	16.0 m
25 cm	15.0 m
25 cm	16.0 m

Utilizzando quindi l'Approccio 2 combinazione 1 (A1 + M1 + R3) allo SLU (Stato limite Ultimo), sono stati verificati i micropali trivellati come riportato di seguito.

TABELLA DI PORTANZA DEI MICROPALI TRIVELLATI STATI LIMITE ULTIMI -SLU NTC 2018		
Diametro	Lunghezza	Portanza ammissibile (kN)/(ton)
20 cm	15.0 m	176.30 kN = 17.63 ton
20 cm	16.0 m	186.44 kN = 18.64 ton
25 cm	15.0 m	216.69 kN = 21.66 ton
25 cm	16.0 m	229.12 kN = 22.91 ton

Modena, 8 marzo 2023



Dott. Geol. Pier Luigi Dallari



# TAVOLE

# Carta Topografica

Tav. 1

scala 1:5.000



Ripresa Satellitare

Tav. 2

scala 1:5.000



Ubicazione Indagini

Tav. 3

scala 1:1.000

CPTU2 - 25m da p.c.

MASN

HVSR

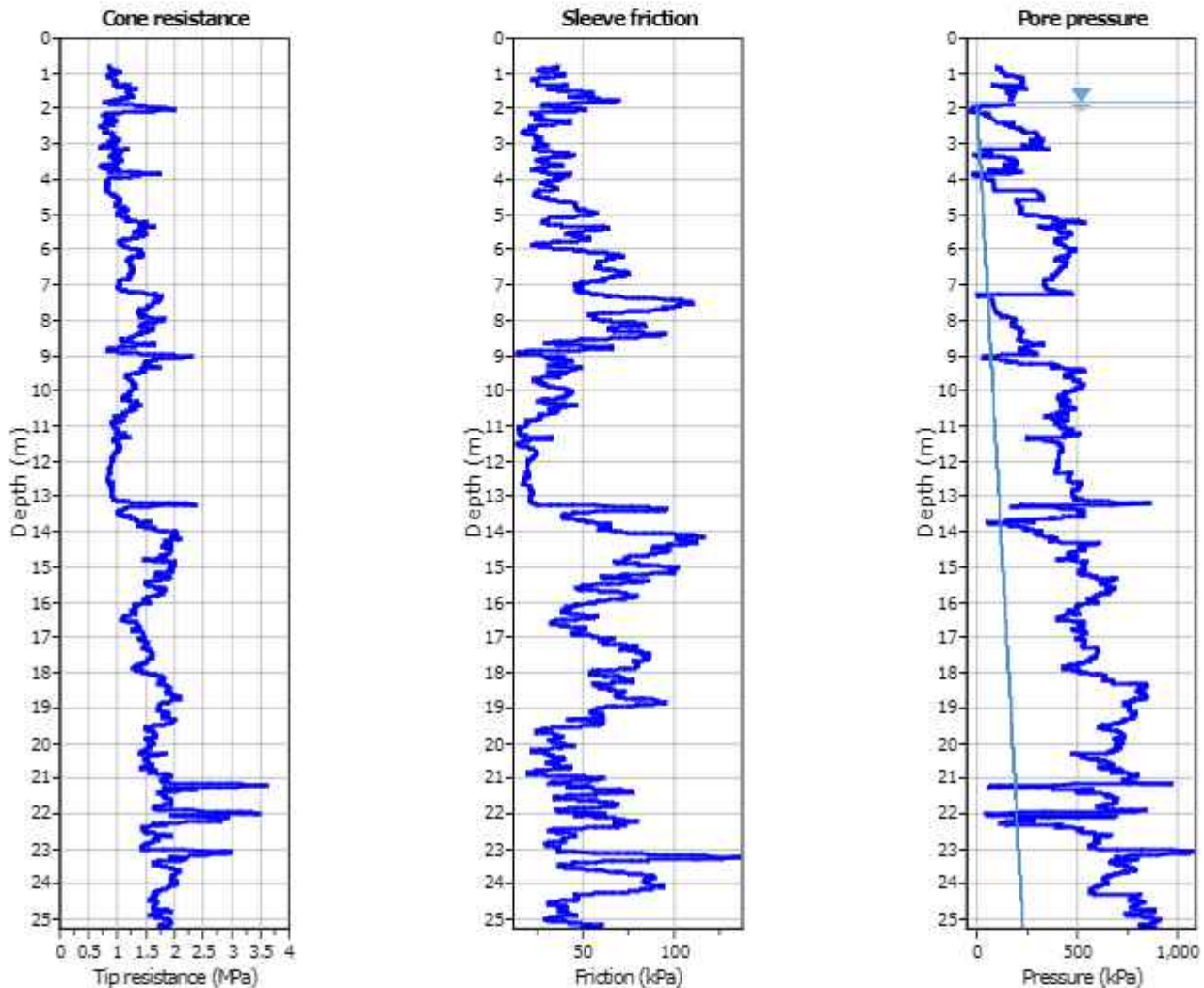
CPTU1 - 25m da p.c.



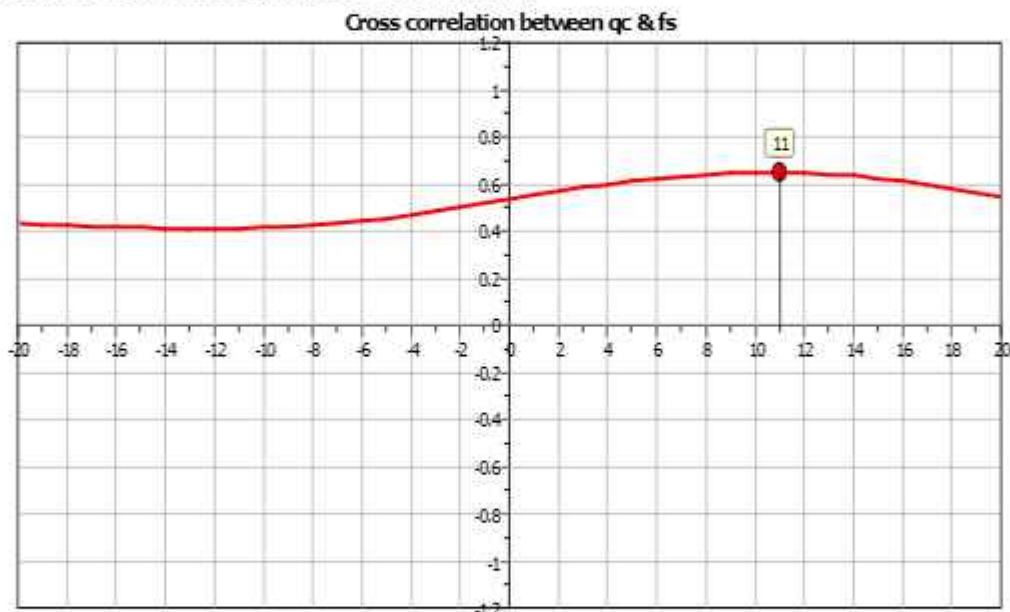


# ALLEGATO 1

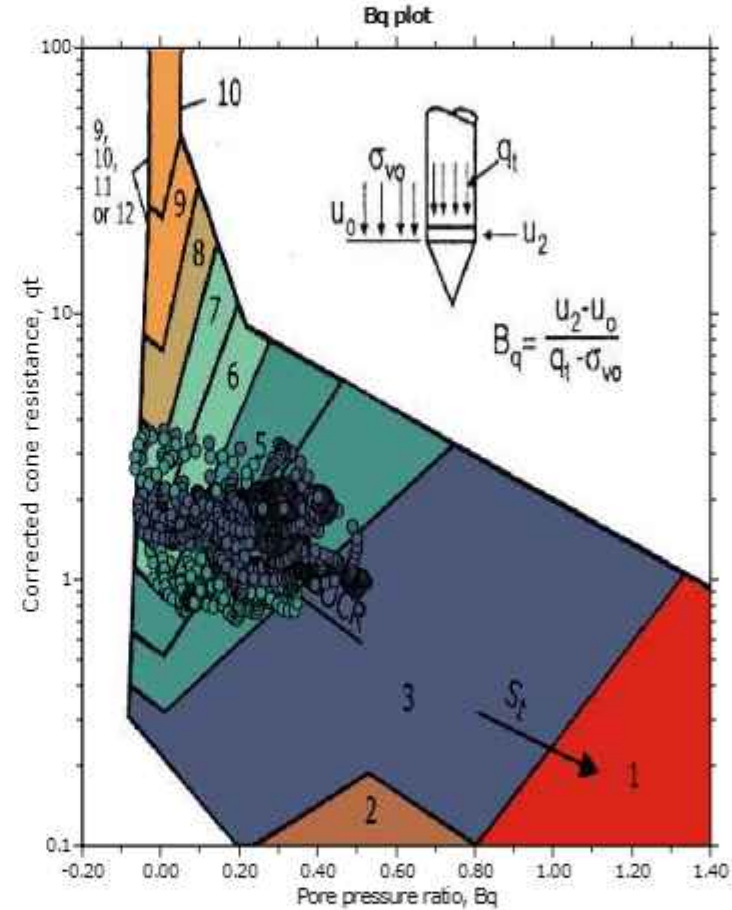
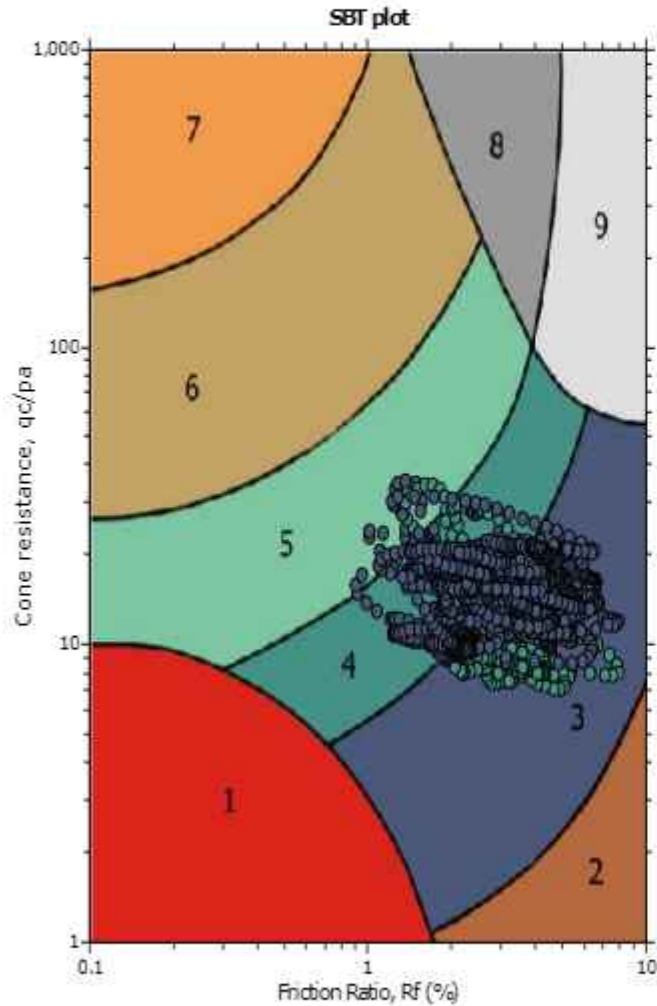
## PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPTE/U



The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw qc and fs values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).



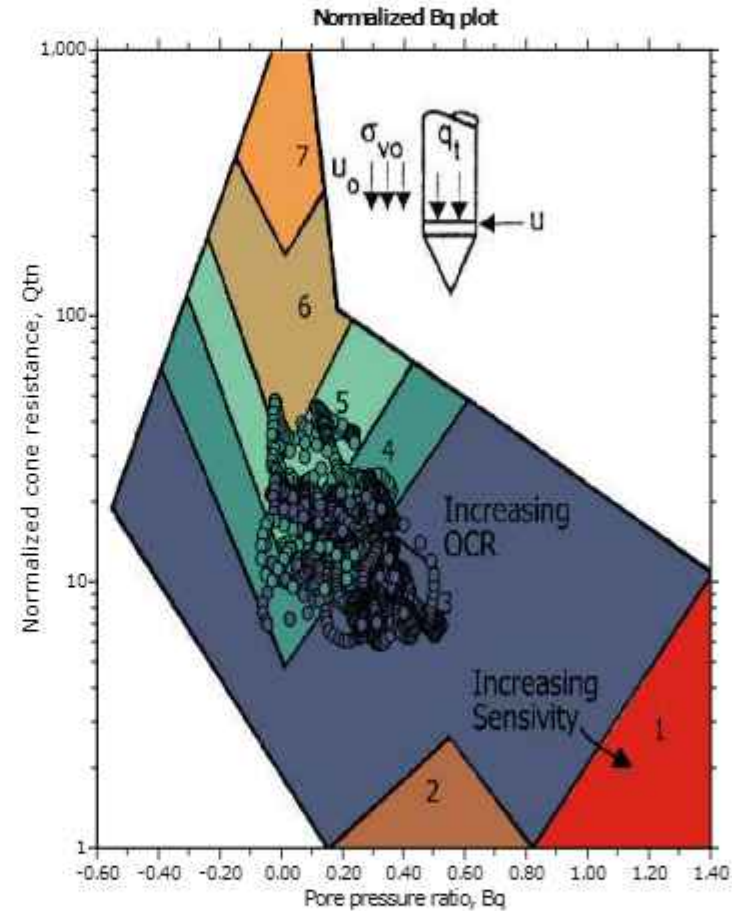
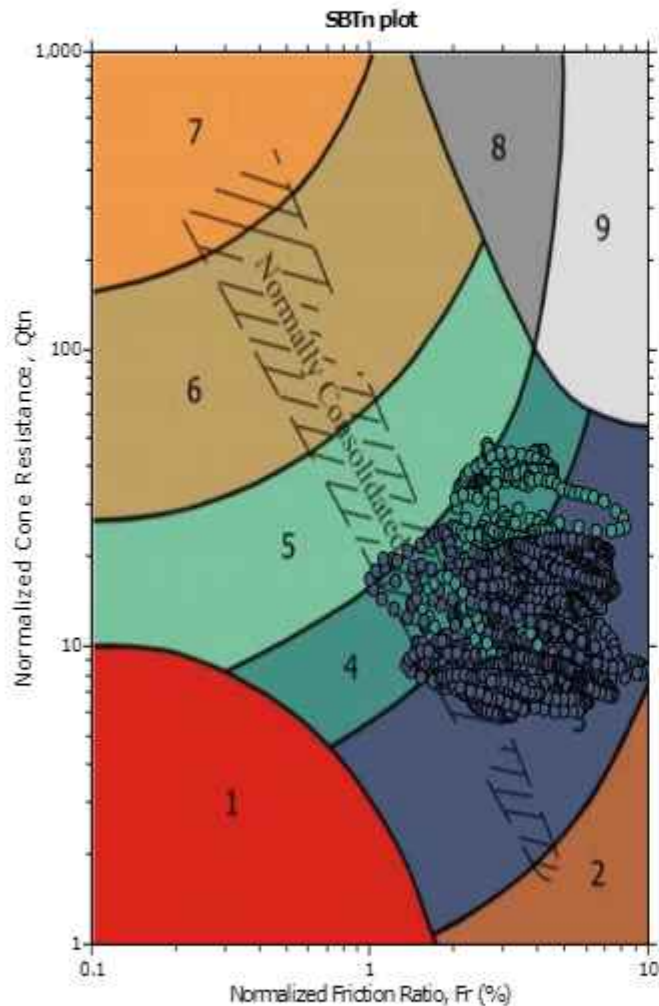
**SBT - Bq plots**



**SBT legend**

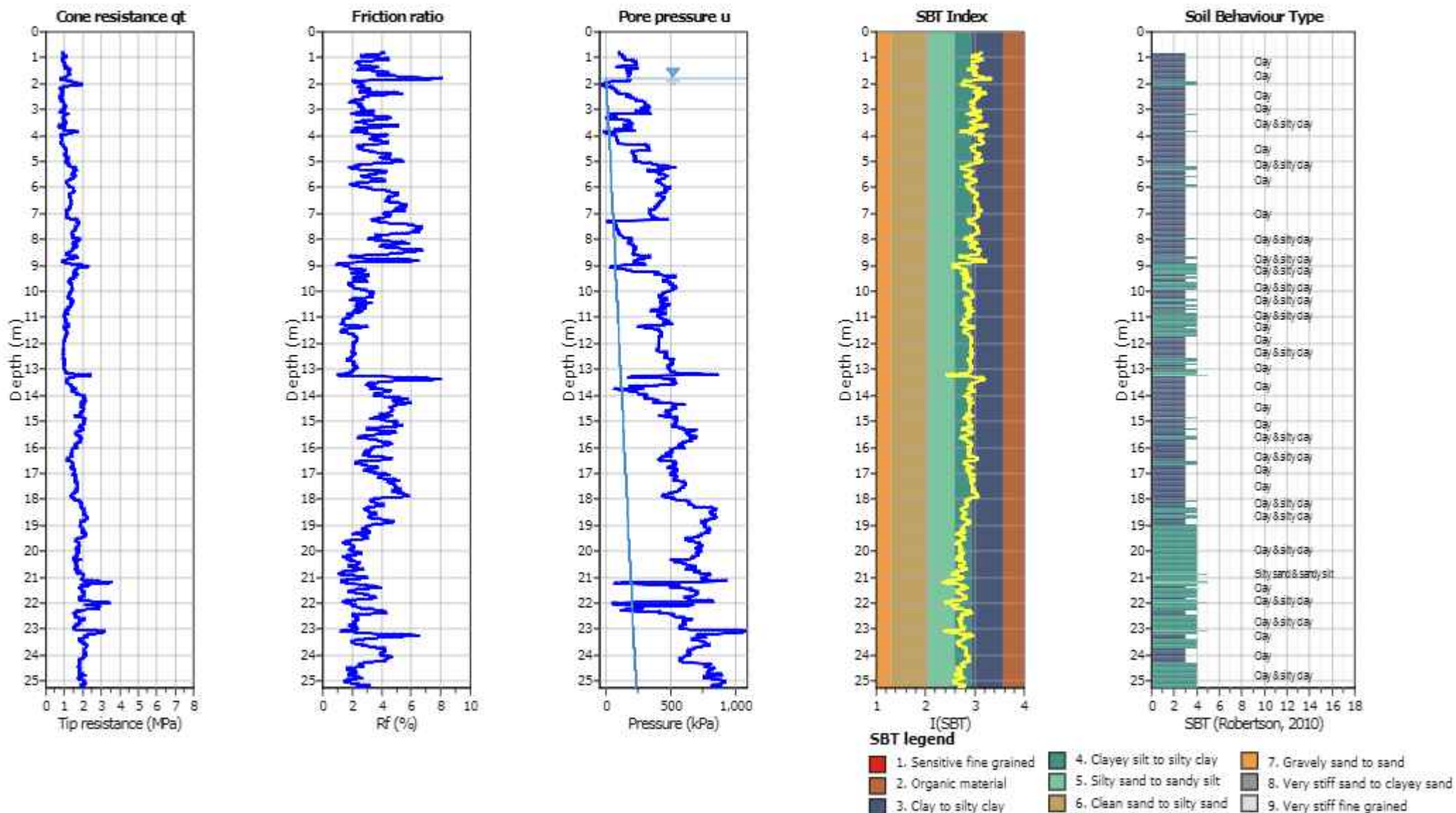
- |  |   |   |
|--|---|---|
| <span style="color: red;">■</span> 1. Sensitive fine grained | <span style="color: teal;">■</span> 4. Clayey silt to silty clay      | <span style="color: orange;">■</span> 7. Gravely sand to sand         |
| <span style="color: brown;">■</span> 2. Organic material     | <span style="color: lightgreen;">■</span> 5. Silty sand to sandy silt | <span style="color: grey;">■</span> 8. Very stiff sand to clayey sand |
| <span style="color: blue;">■</span> 3. Clay to silty clay    | <span style="color: tan;">■</span> 6. Clean sand to silty sand        | <span style="color: lightgrey;">■</span> 9. Very stiff fine grained   |

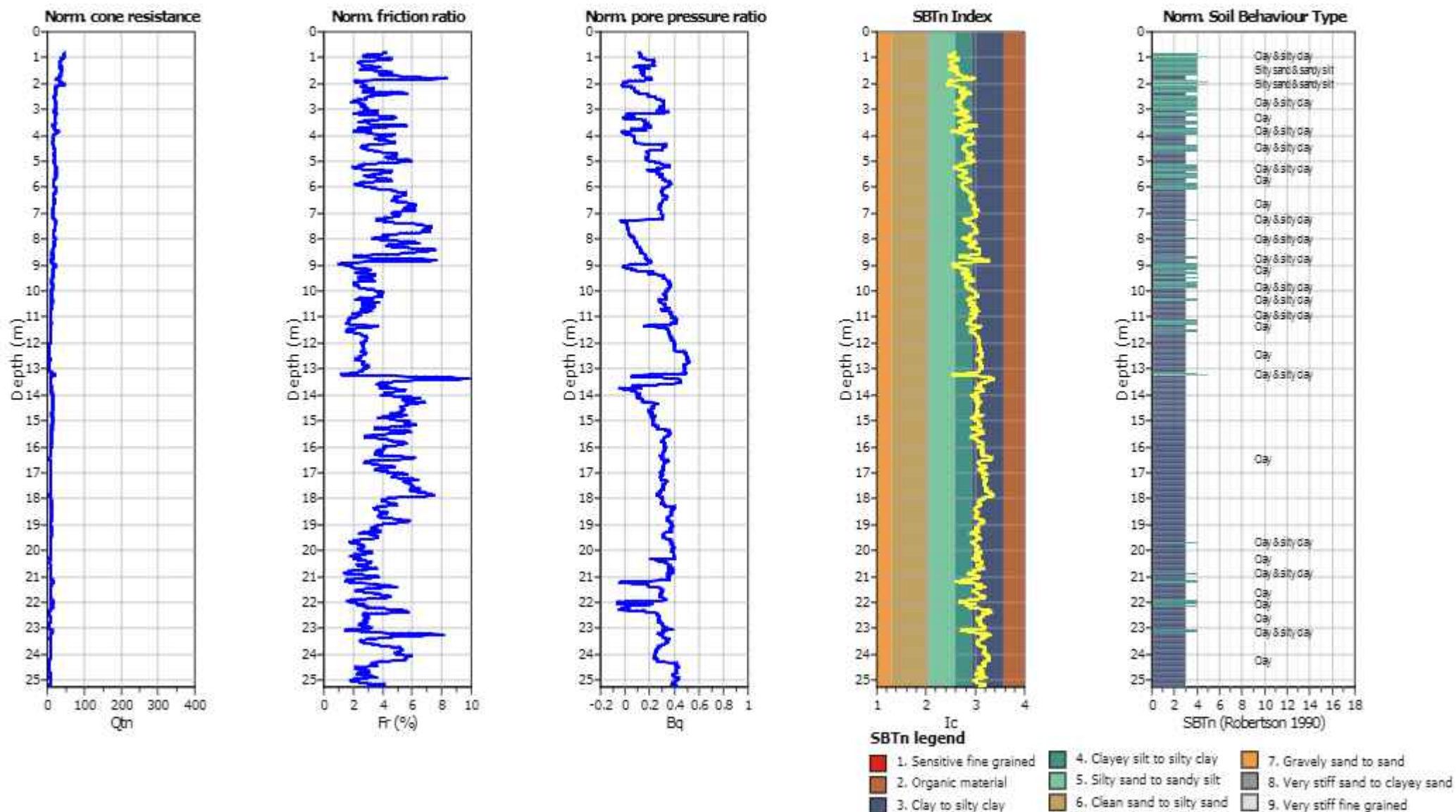
SBT - Bq plots (normalized)

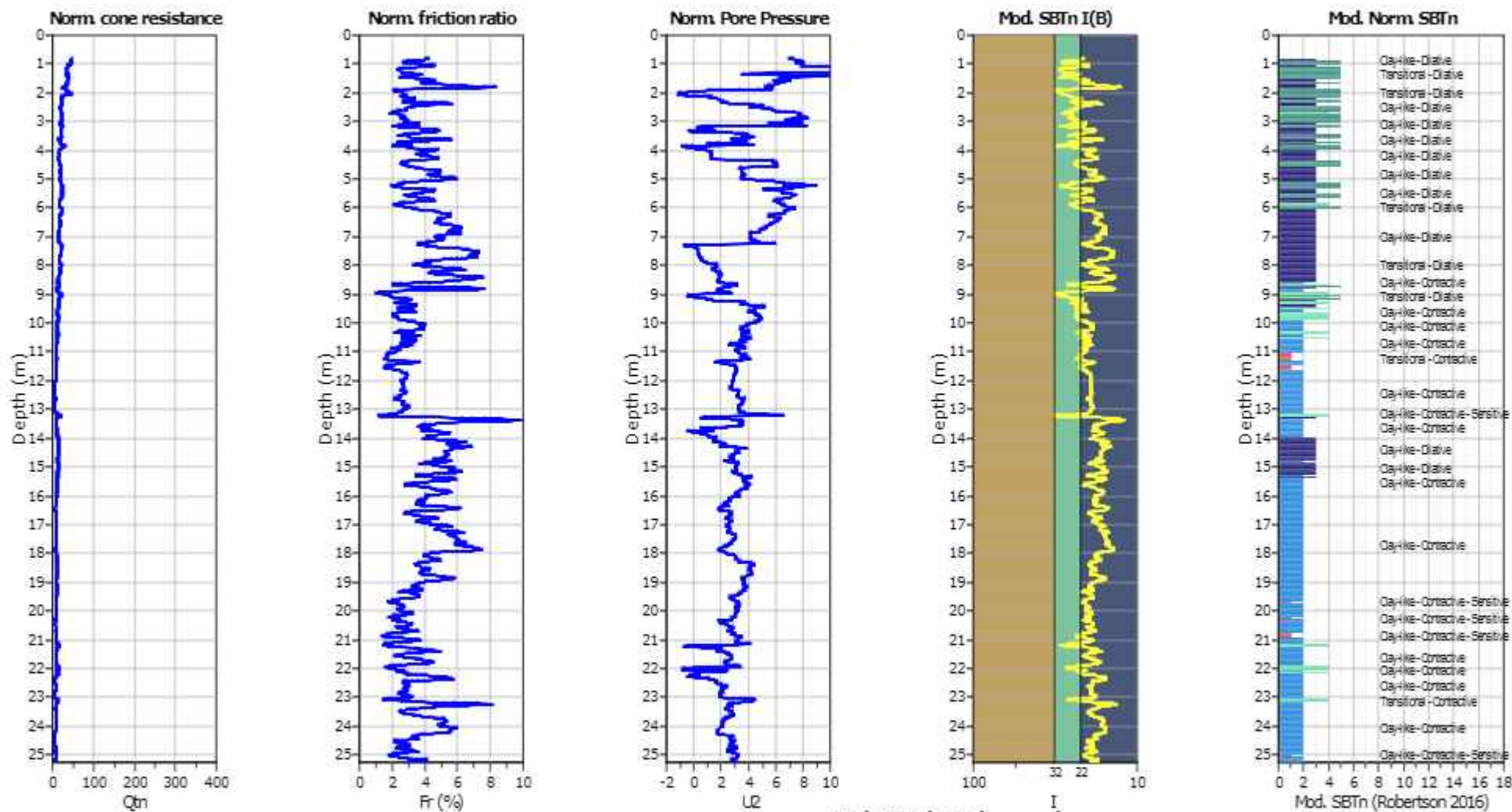


SBTn legend

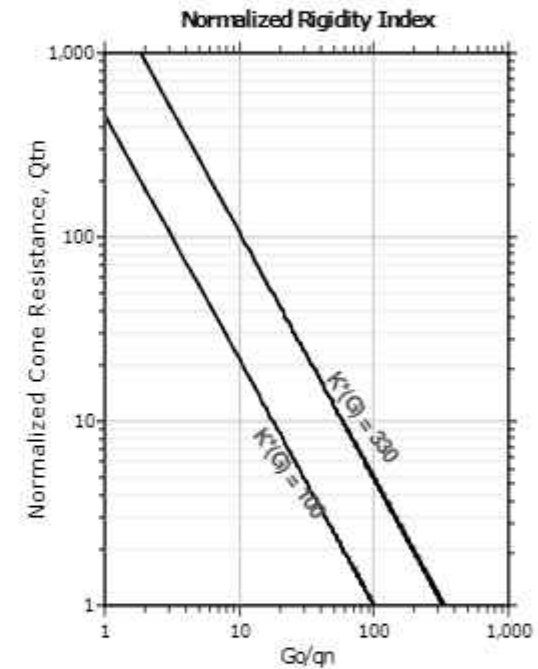
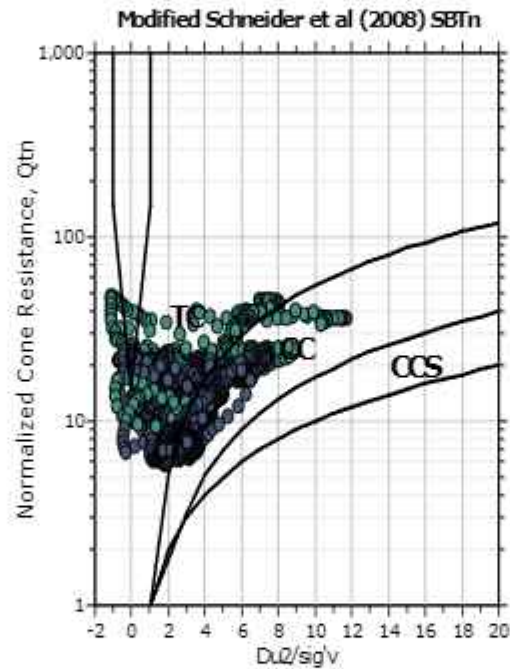
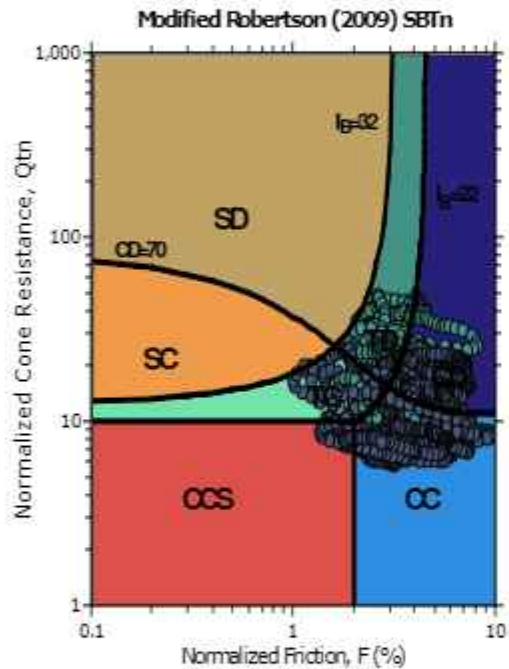
- |                           |                              |                                   |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravely sand to sand           |
| 2. Organic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







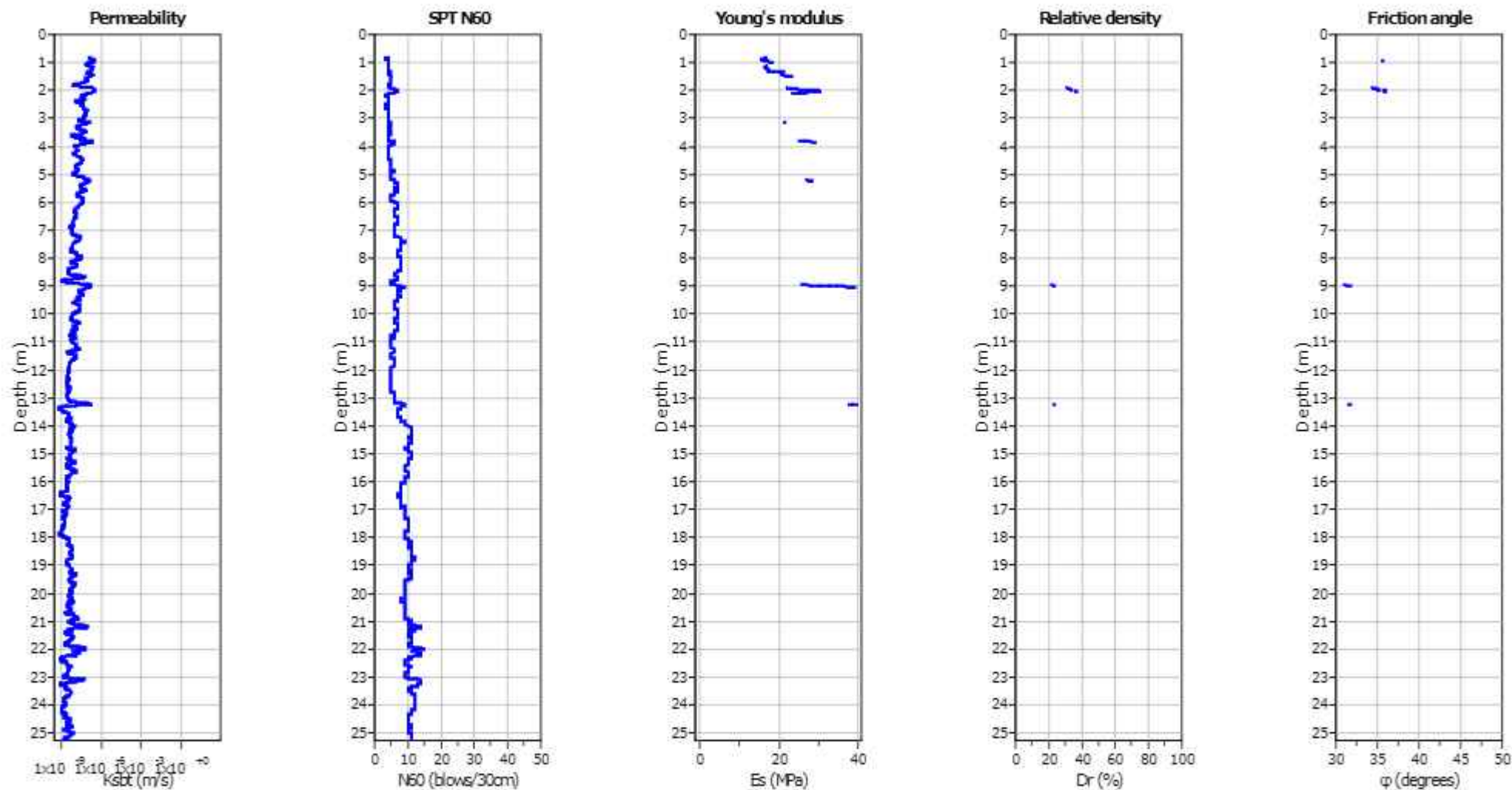
**Updated SBTn plots**



- CCS: Clay-like - Contractive - Sensitive
- CC: Clay-like - Contractive
- CD: Clay-like - Dilative
- TC: Transitional - Contractive
- TD: Transitional - Dilative
- SC: Sand-like - Contractive
- SD: Sand-like - Dilative

$K'(G) > 330$ : Soils with significant microstructure (e.g. age/cementation)





**Calculation parameters**

Permeability: Based on SBT<sub>r</sub>

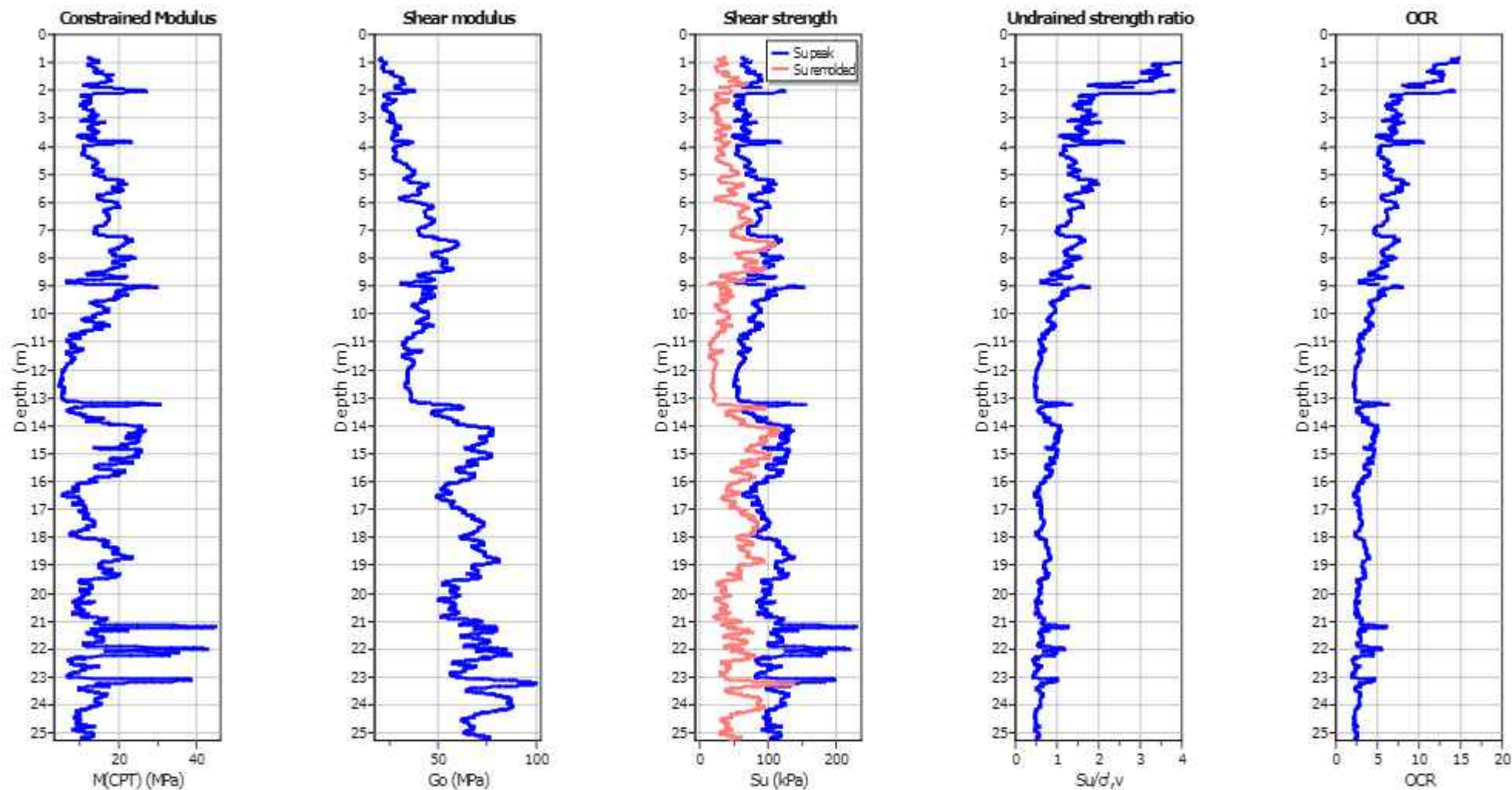
SPT N<sub>60</sub>: Based on I<sub>c</sub> and q<sub>c</sub>

Young's modulus: Based on variable alpha using I<sub>c</sub> (Robertson, 2009)

Relative density constant, C<sub>cr</sub>: 350.0

Phi: Based on Kulhawy & Mayne (1990)

● — User defined estimation data



**Calculation parameters**

Constrained modulus: Based on variable  $a/p_h$  using  $I_c$  and  $Q_m$  (Robertson, 2009)

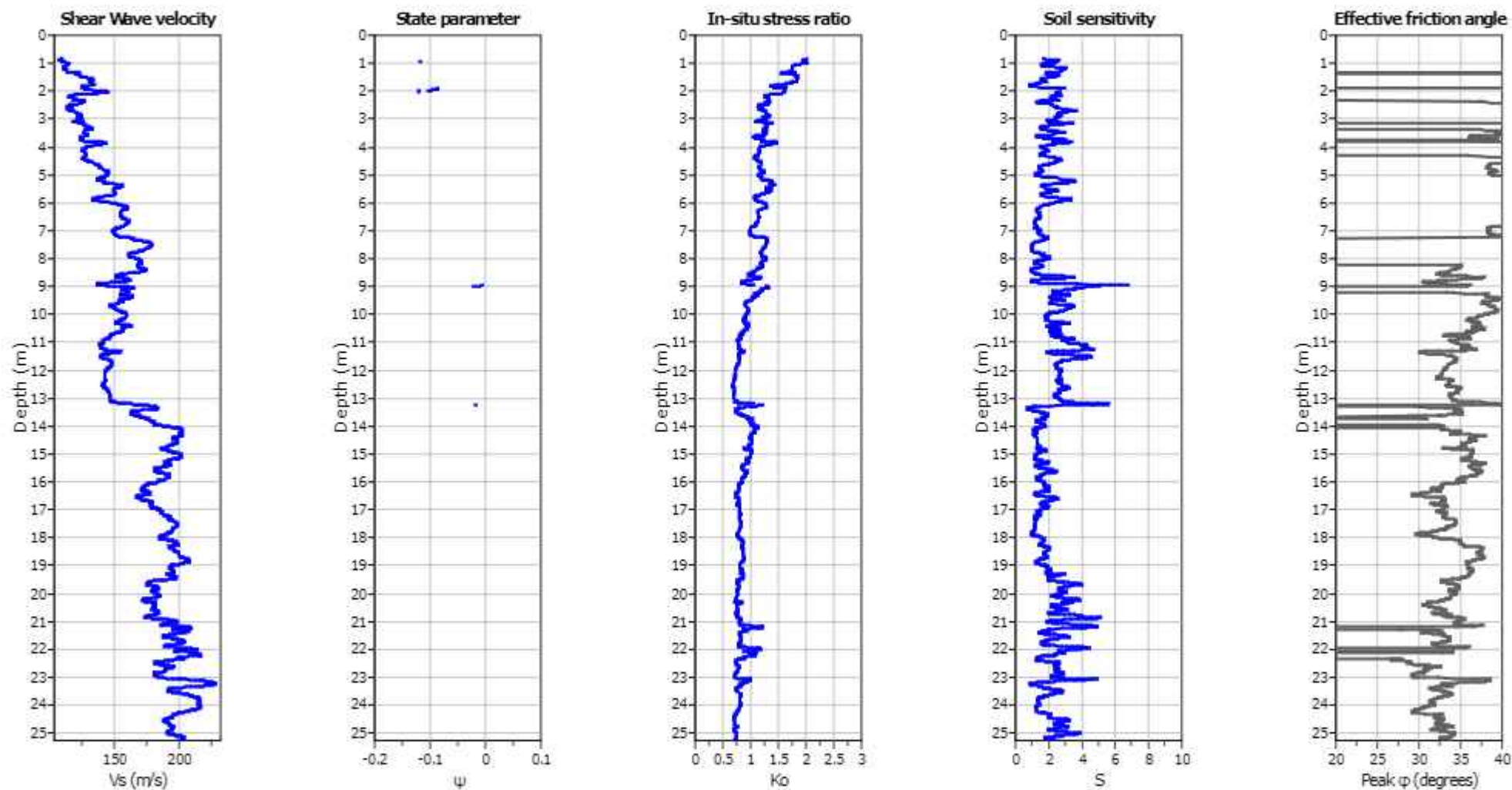
$G_0$ : Based on variable  $a/p_h$  using  $I_c$  (Robertson, 2009)

Undrained shear strength cone factor for clays,  $N_{kt}$ : 14

OCR factor for clays,  $N_{kt}$ : 0.33

● User defined estimation data

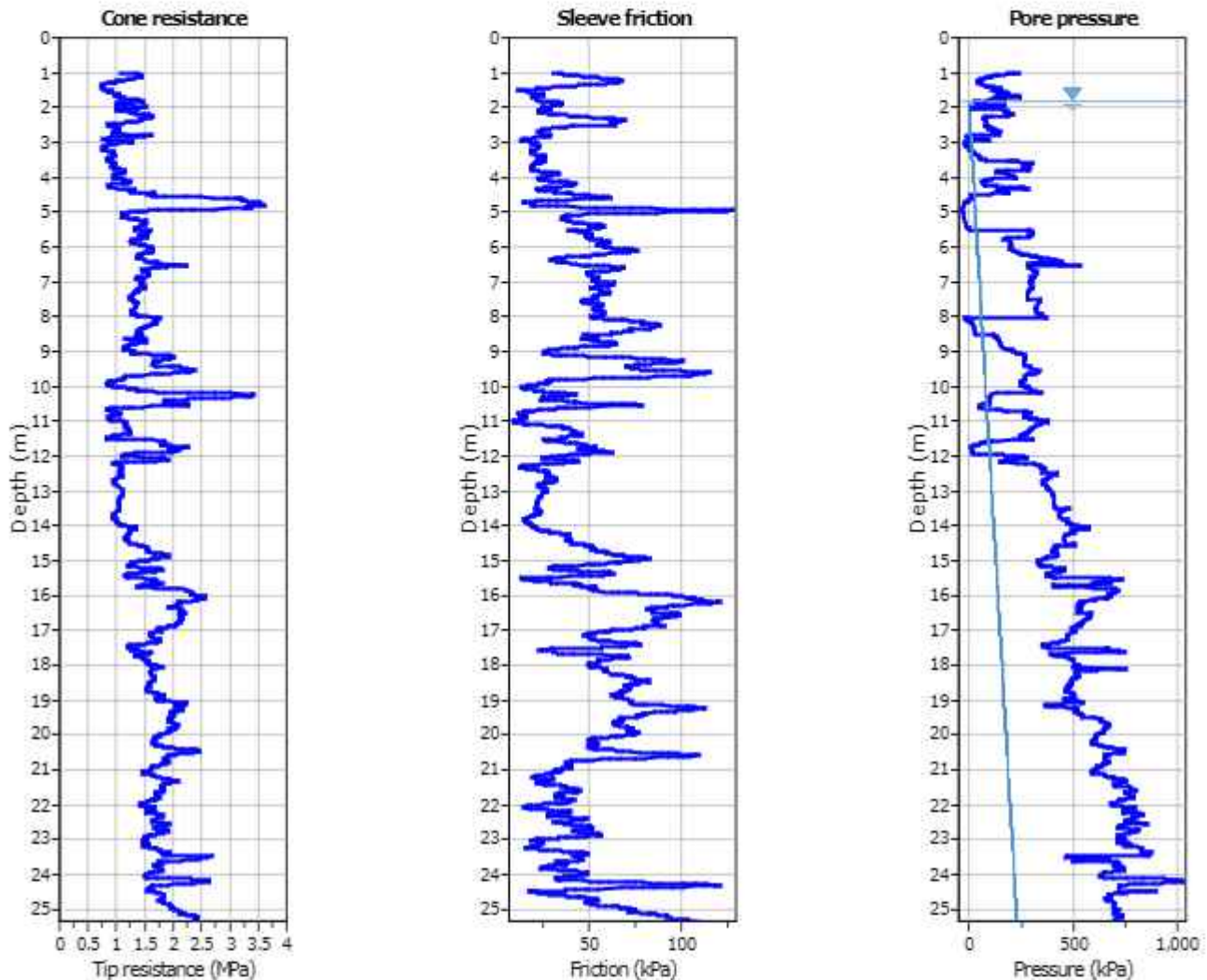
● Flat Dilatometer Test data



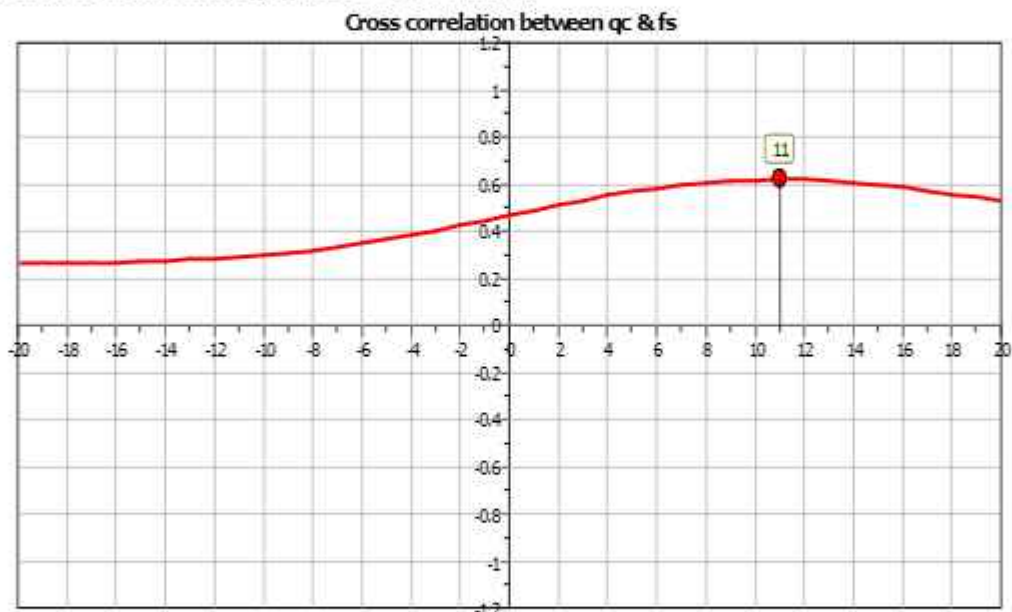
**Calculation parameters**

Soil Sensitivity factor,  $N_s$ : 7.00

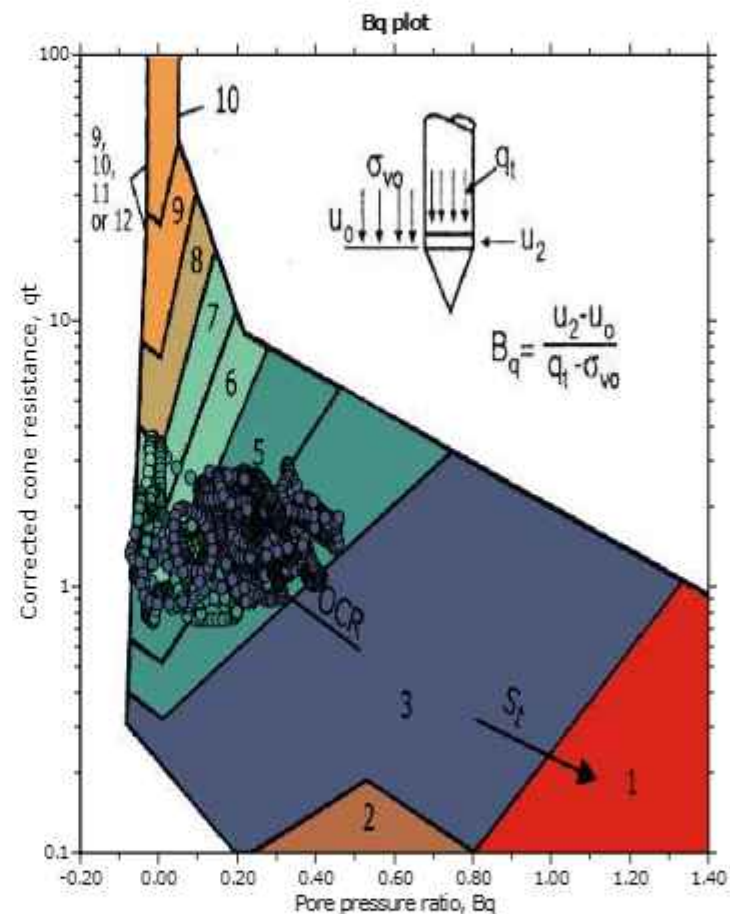
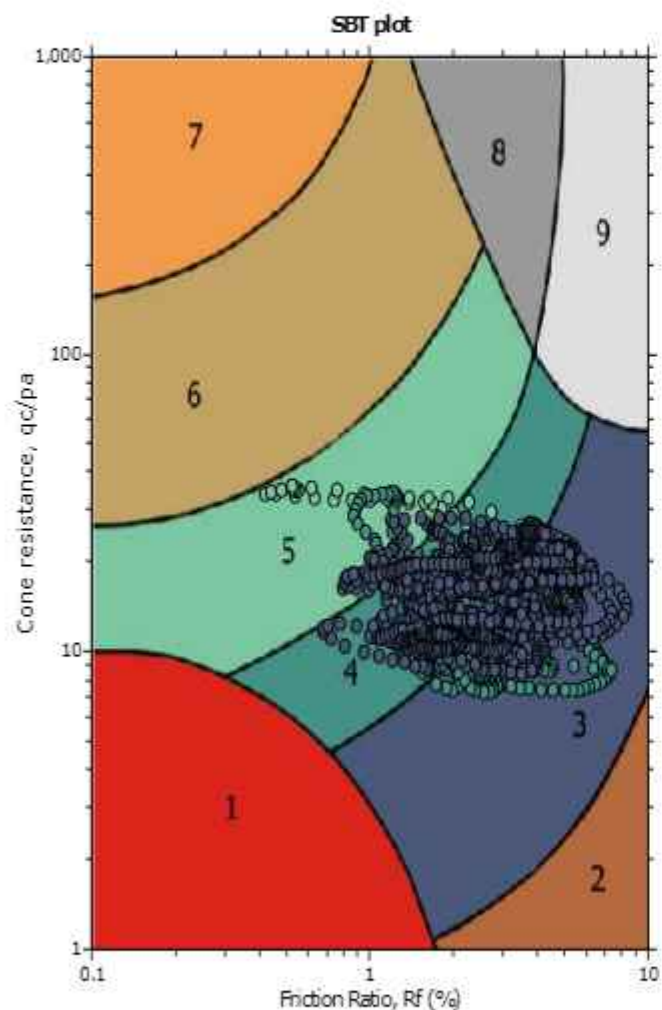
—●— User defined estimation data



The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw qc and fs values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).



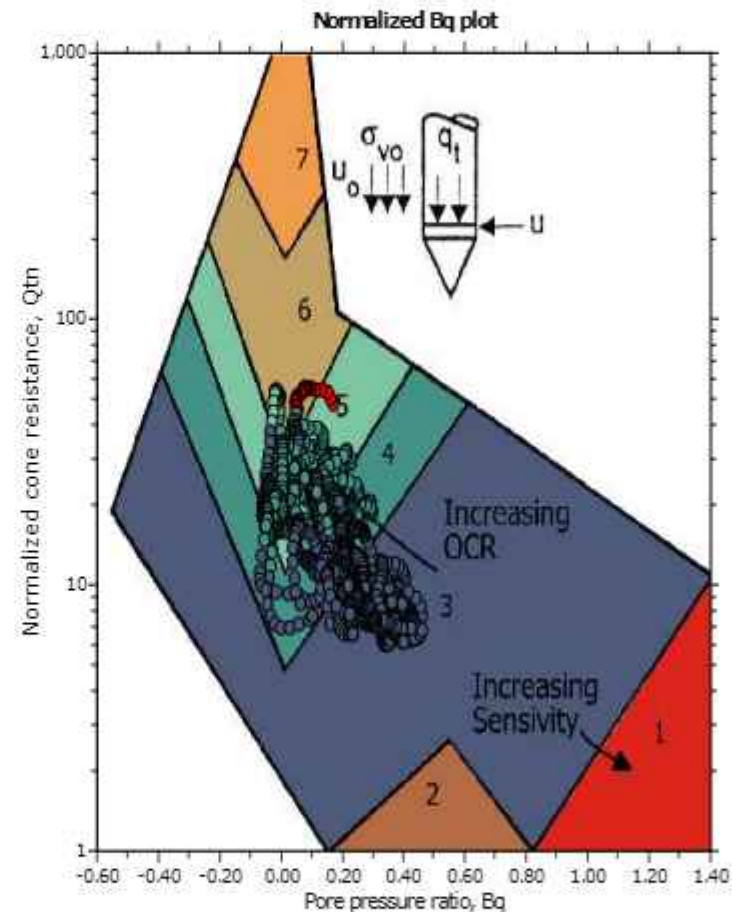
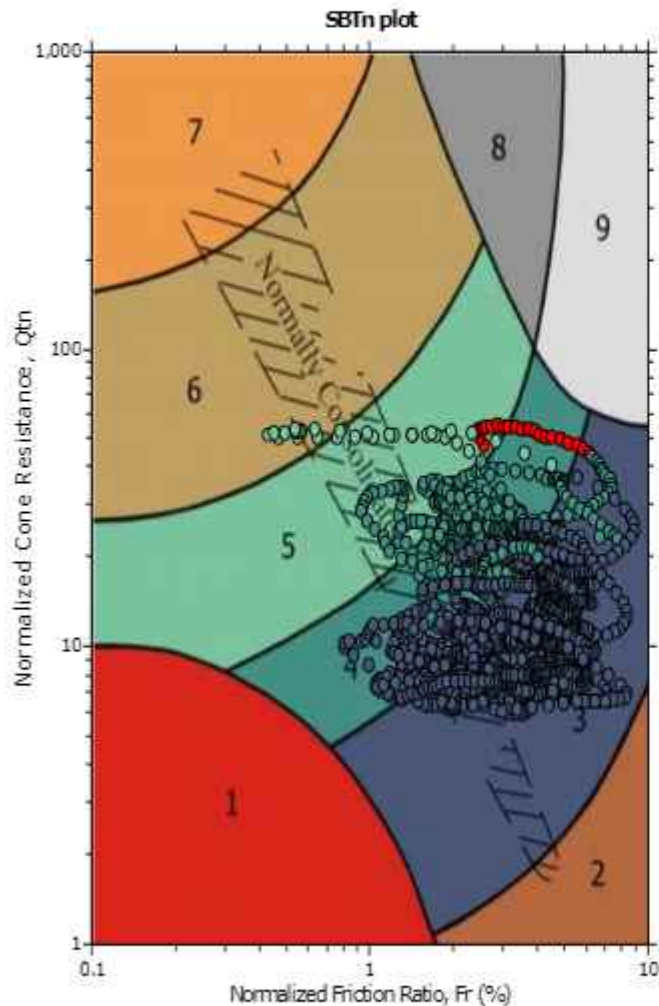
SBT - Bq plots



**SBT legend**

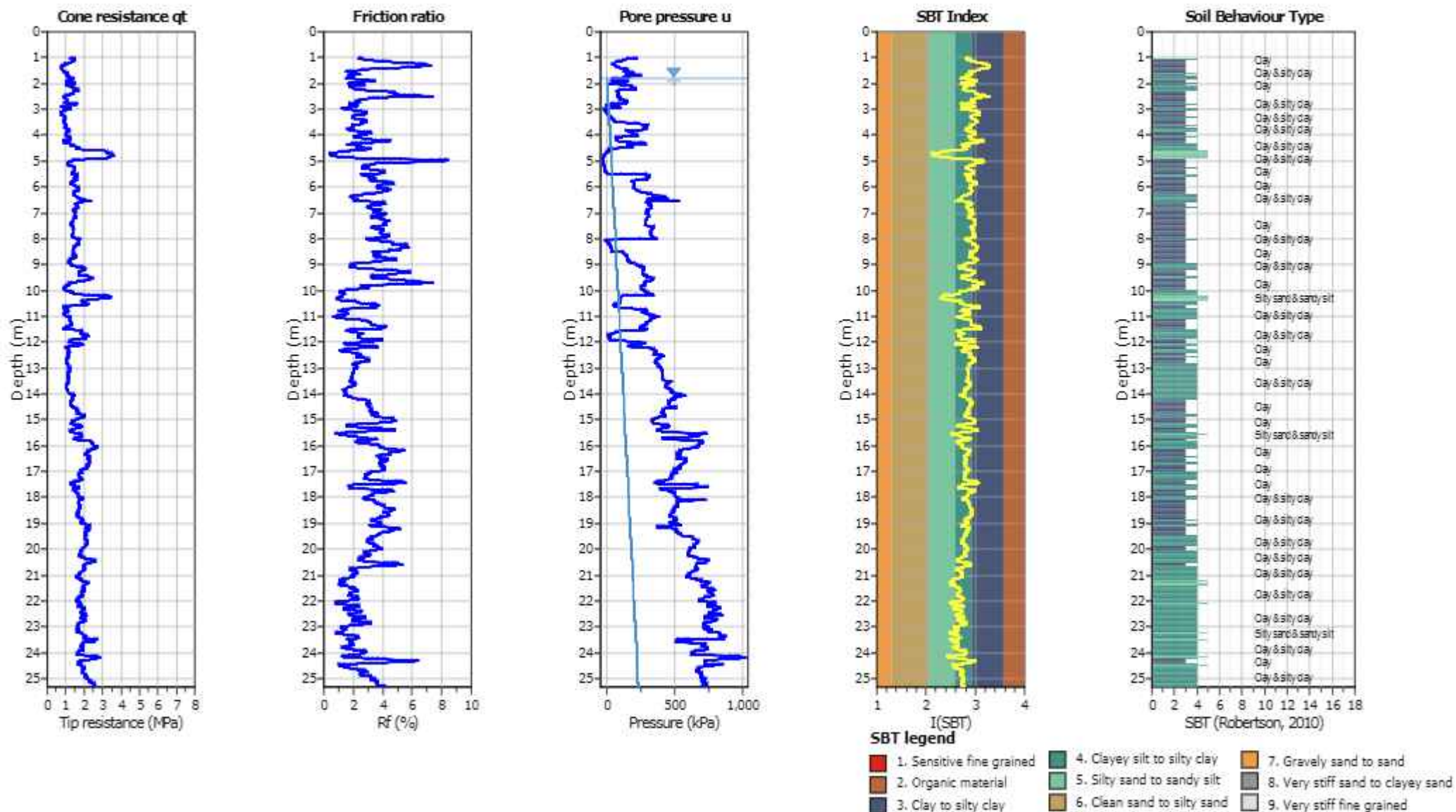
- |                           |                              |                                   |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravely sand to sand           |
| 2. Organic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

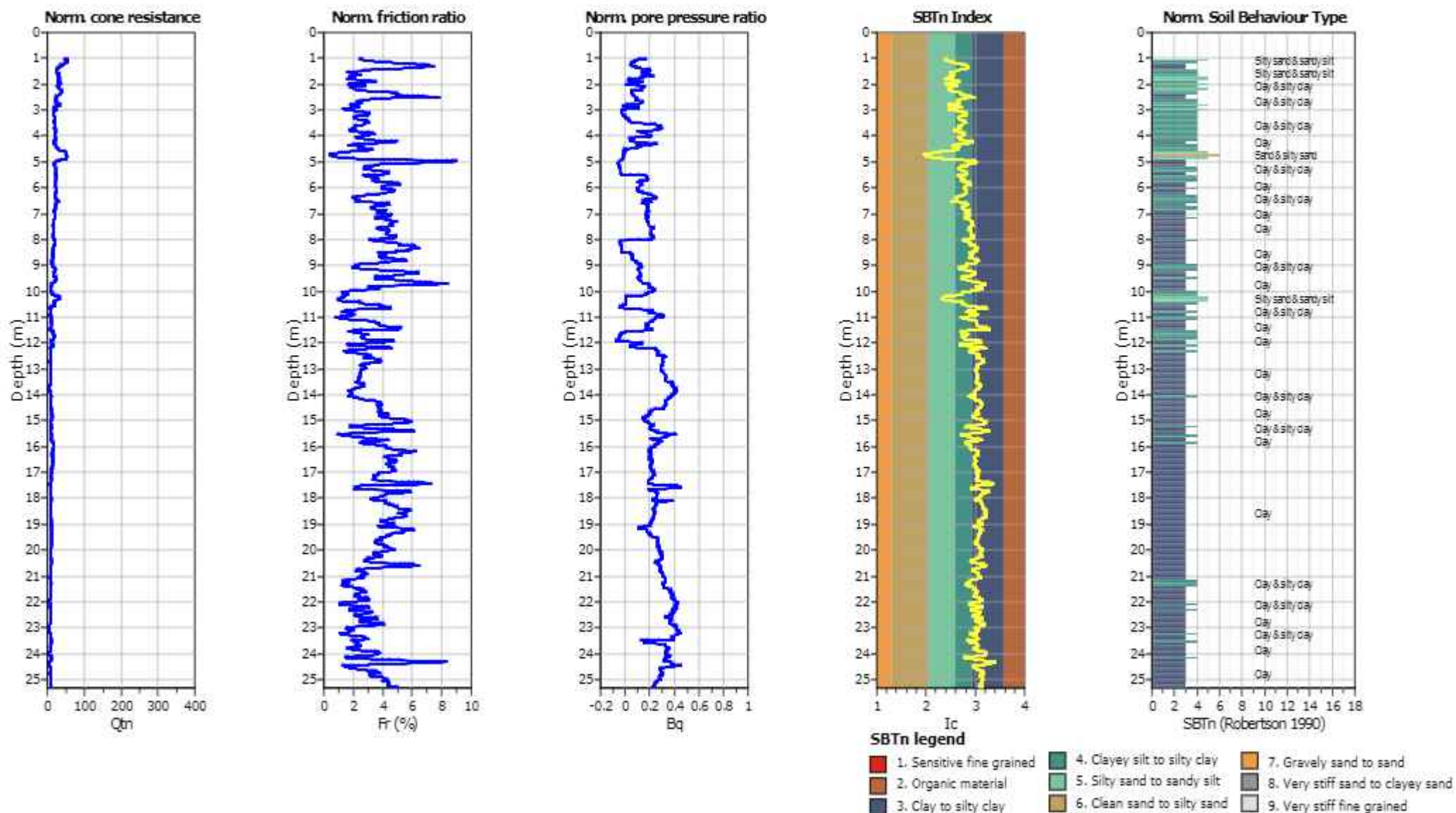
SBT - Bq plots (normalized)



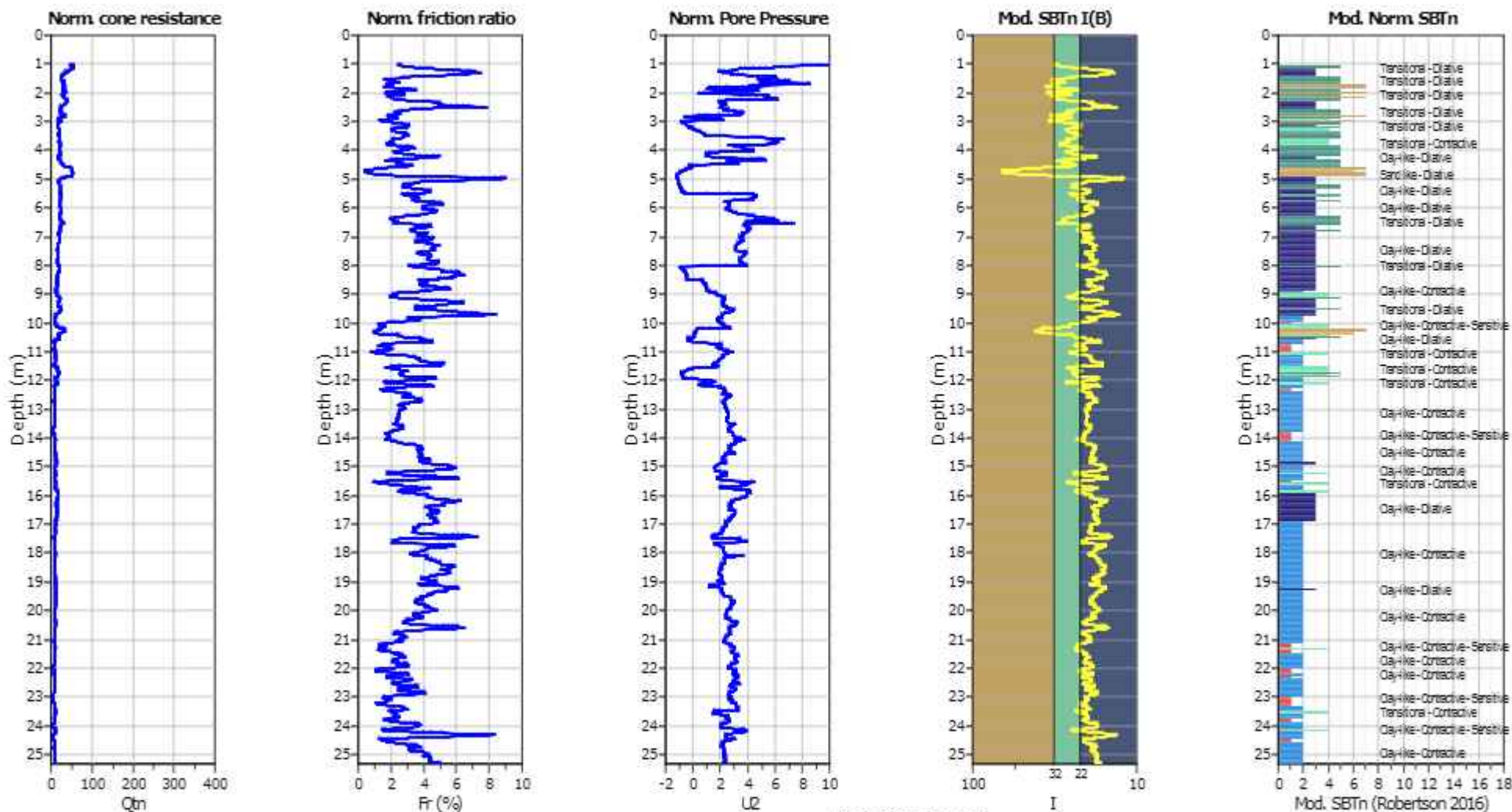
SBTn legend

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

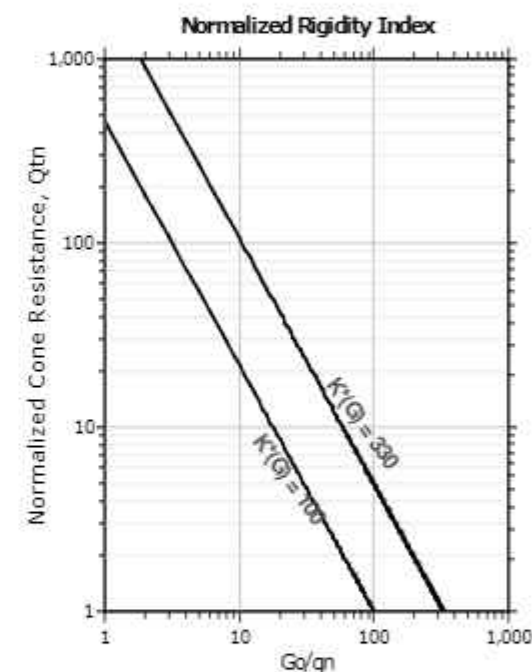
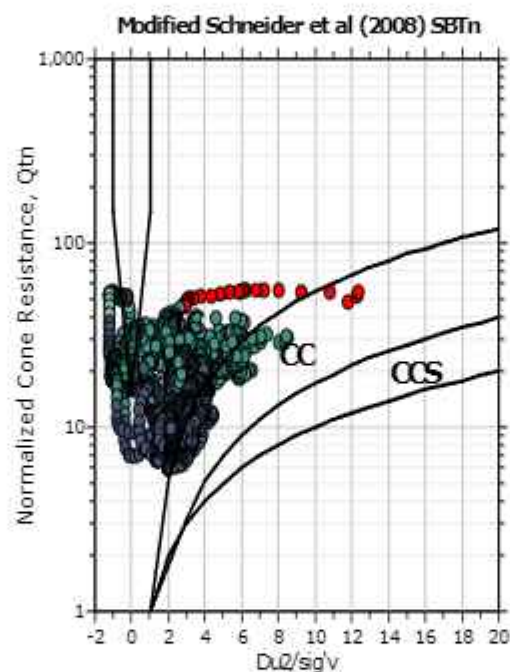
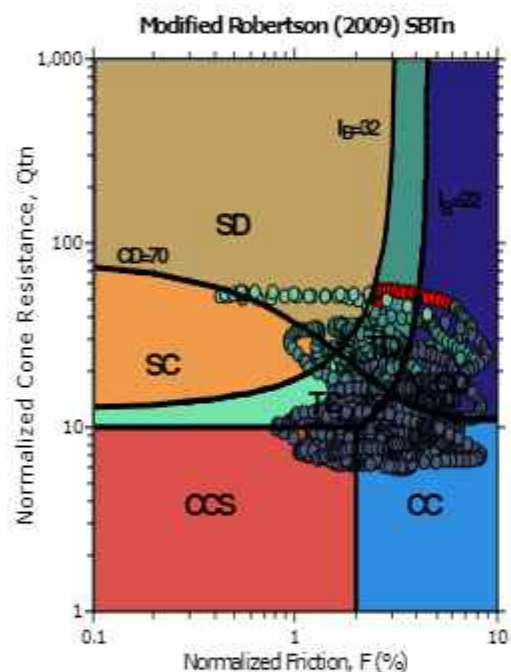






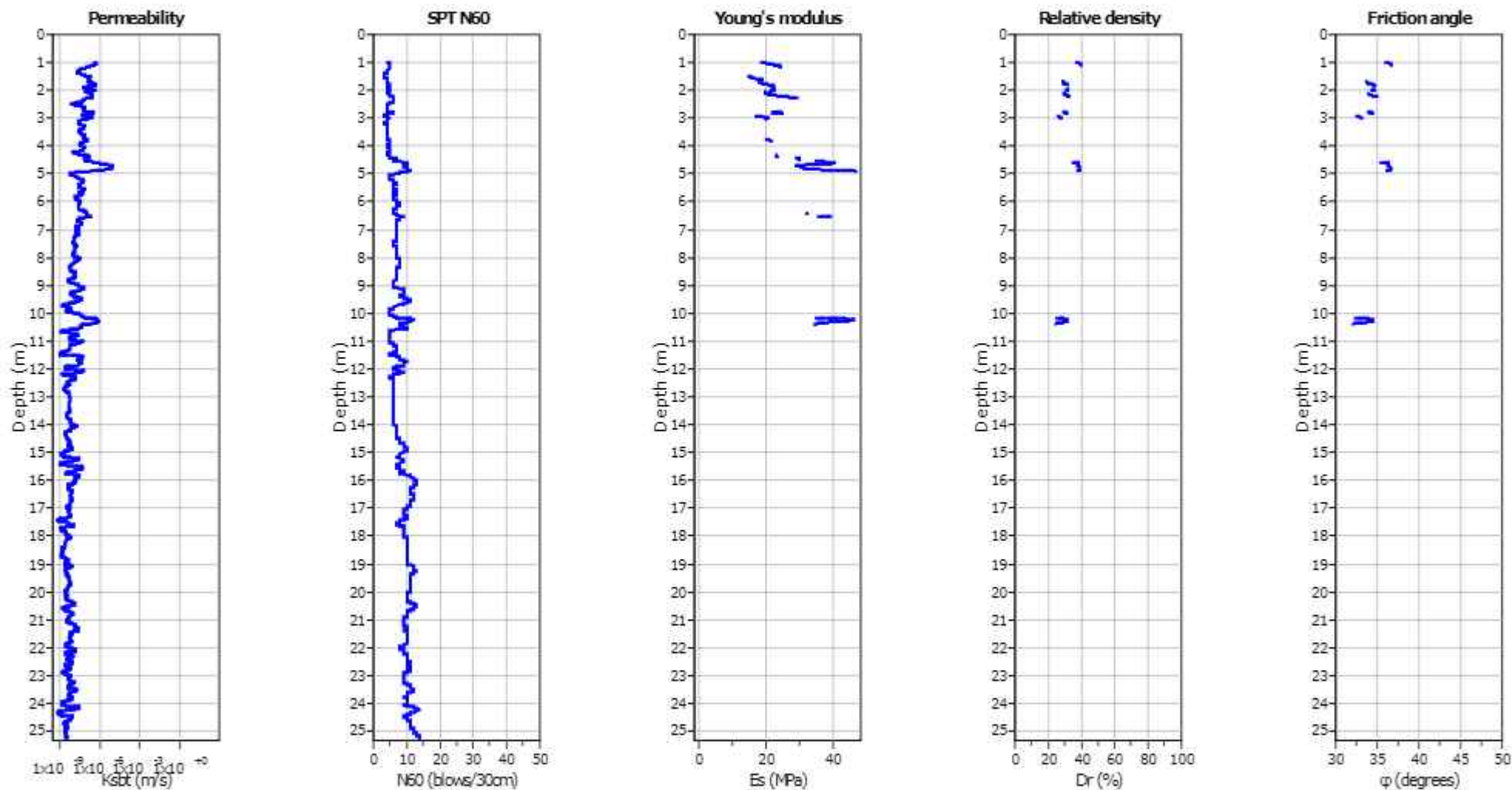


**Updated SBTn plots**



- CCS: Clay-like - Contractive - Sensitive
- CC: Clay-like - Contractive
- CD: Clay-like - Dilative
- TC: Transitional - Contractive
- TD: Transitional - Dilative
- SC: Sand-like - Contractive
- SD: Sand-like - Dilative

$K'(G) > 330$ : Soils with significant microstructure (e.g. age/cementation)



**Calculation parameters**

Permeability: Based on  $SBT_r$

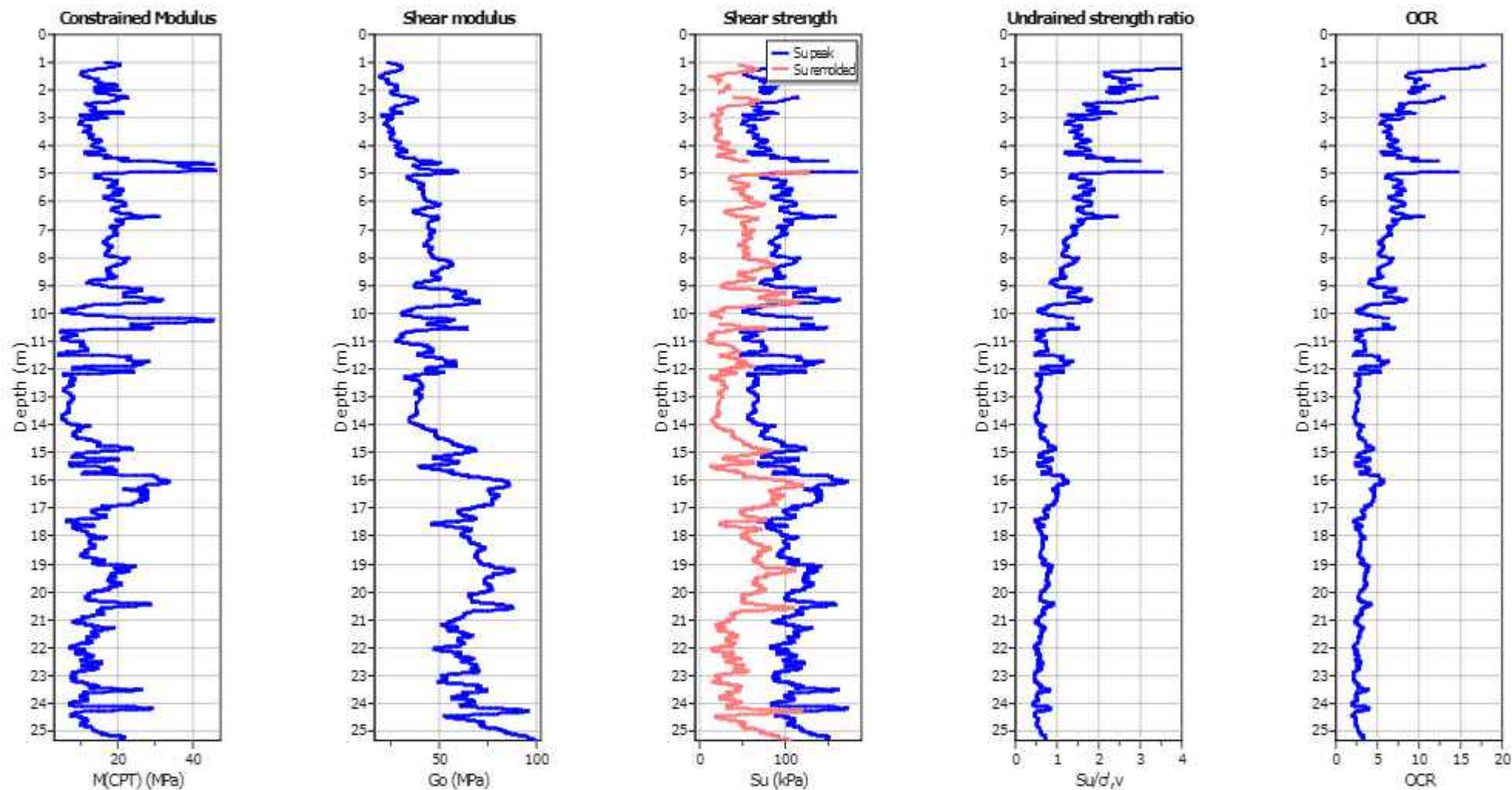
SPT  $N_{60}$ : Based on  $I_c$  and  $q_c$

Young's modulus: Based on variable alpha using  $I_c$  (Robertson, 2009)

Relative density constant,  $C_{cr}$ : 350.0

Phi: Based on Kulhawy & Mayne (1990)

● — User defined estimation data



**Calculation parameters**

Constrained modulus: Based on variable  $a/p_h$  using  $I_c$  and  $Q_m$  (Robertson, 2009)

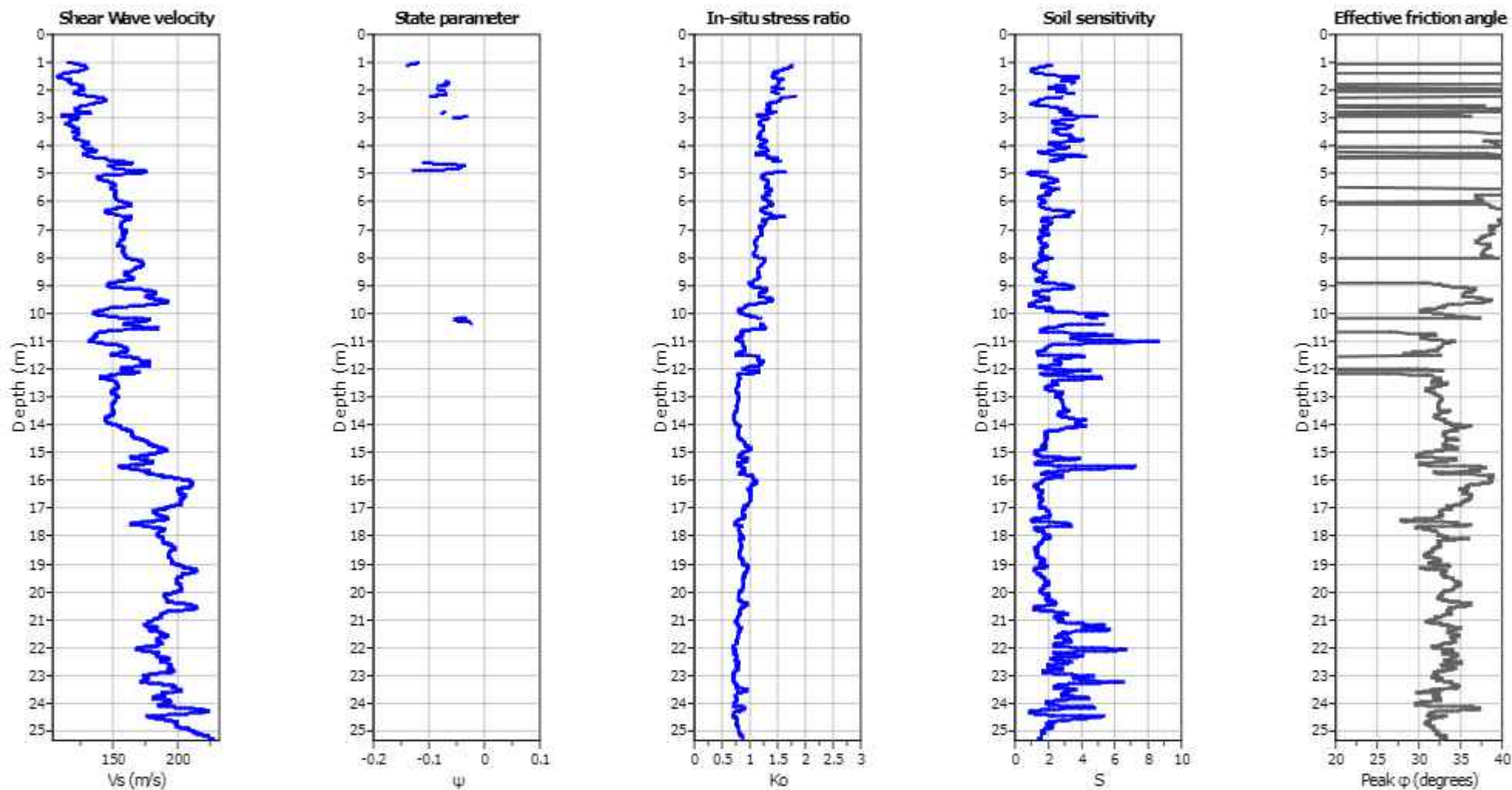
Go: Based on variable  $a/p_h$  using  $I_c$  (Robertson, 2009)

Undrained shear strength cone factor for clays,  $N_{kt}$ : 14

OCR factor for clays,  $N_{kt}$ : 0.33

● User defined estimation data

● Flat Dilatometer Test data



**Calculation parameters**

Soil Sensitivity factor,  $N_s$ : 7.00

● User defined estimation data

# **ALLEGATO 2**

## **INDAGINI SISMICHE**

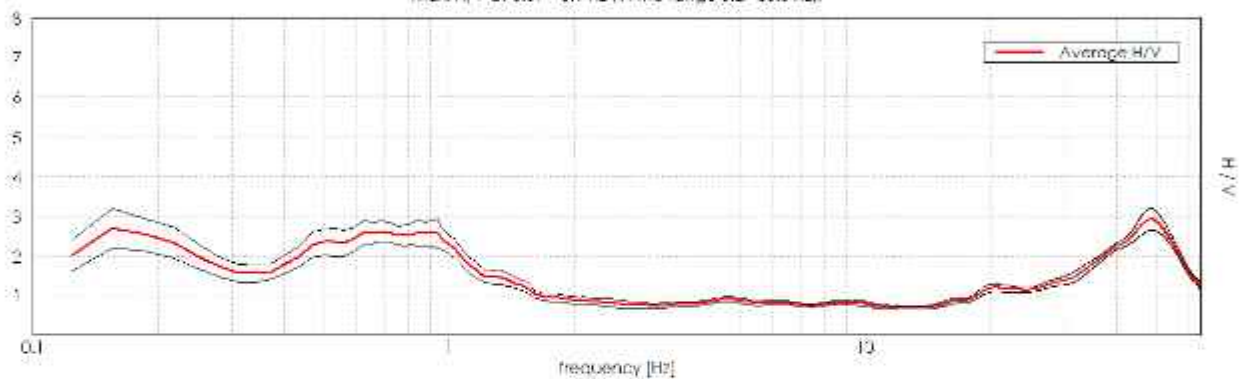
## CARPI, VIA CORBOLANI – SOTTOPASSO CICLOPEDONALE

Instrument: TE3-0303/01-17  
 Data format: 32 bit  
 Full scale [mV]: 51  
 Start recording: 01/03/2023 08:59:38 End recording: 01/03/2023 09:19:38  
 Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN  
 GPS data not available

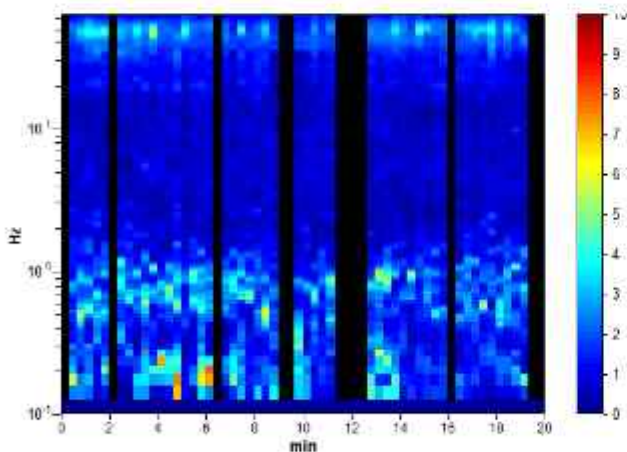
Trace length: 0h20'00" Analyzed 80% trace (manual window selection)  
 Sampling rate: 128 Hz  
 Window size: 20 s  
 Smoothing type: Triangular window  
 Smoothing: 10%

### HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

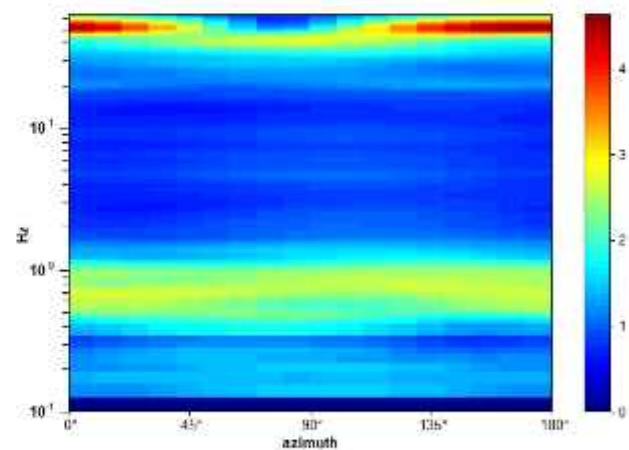
Max. H/V of 0.69+0.1 Hz (in the range 0.2 - 30.0 Hz).



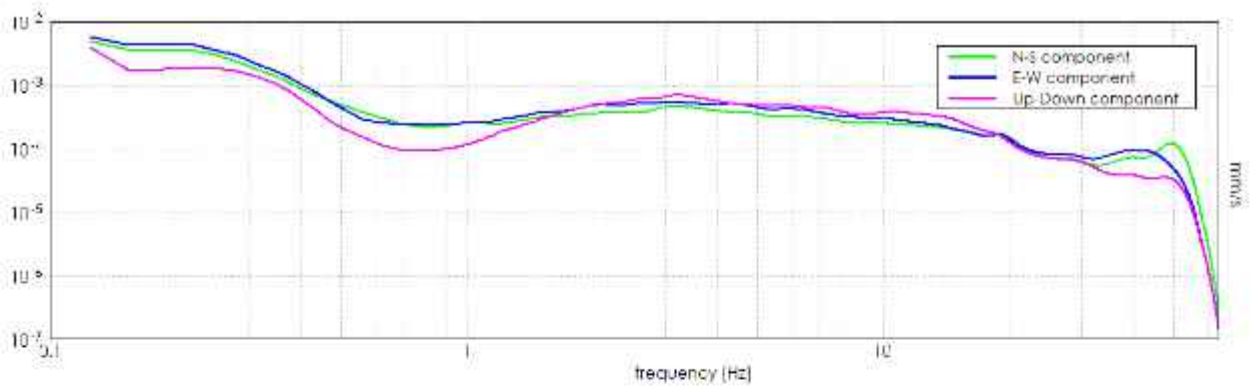
### H/V TIME HISTORY



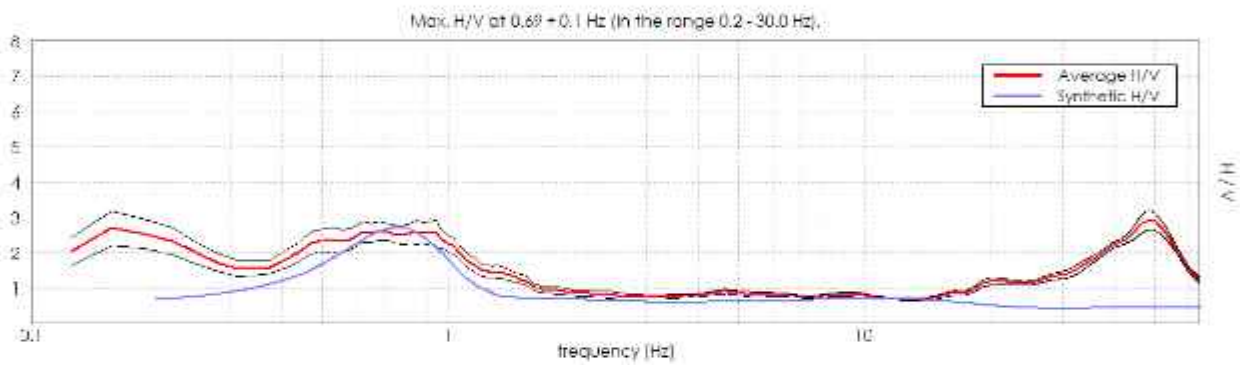
### DIRECTIONAL H/V



### SINGLE COMPONENT SPECTRA



### EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
2.50	2.50	150	0.45
7.50	5.00	200	0.44
17.50	10.00	210	0.44
37.50	20.00	250	0.43
77.50	40.00	320	0.43
127.50	50.00	400	0.42
inf.	inf.	550	0.41

Vs\_eq(0.0-30.0)=215m/s



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

**Max. H/V at  $0.69 \pm 0.1$  Hz (in the range 0.2 - 30.0 Hz).**

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

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.69 > 0.50$	<b>OK</b>	
$n_c(f_0) > 200$	$660.0 > 200$	<b>OK</b>	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 34 times	<b>OK</b>	

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

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists $f^-$ in $[f_0/4, f_0]$   $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			<b>NO</b>
Exists $f^+$ in $[f_0, 4f_0]$   $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.469 Hz	<b>OK</b>	
$A_0 > 2$	$2.62 > 2$	<b>OK</b>	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.14626  < 0.05$		<b>NO</b>
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.10056 < 0.10313$	<b>OK</b>	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.2657 < 2.0$	<b>OK</b>	

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

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

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

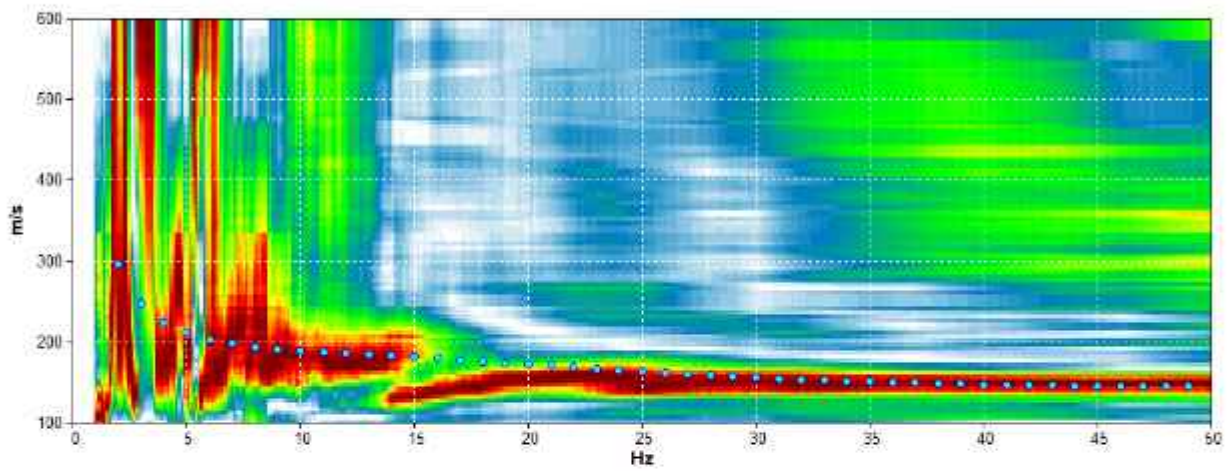
## CARPI, VIA CORBOLANI – SOTTOPASSO CICLOPEDONALE

Start recording: 01/03/2023 08:59:38 End recording: 01/03/2023 09:19:38  
 Trace length: 0h20'00" Analyzed 80% trace (manual window selection)  
 Sampling rate: 128 Hz

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

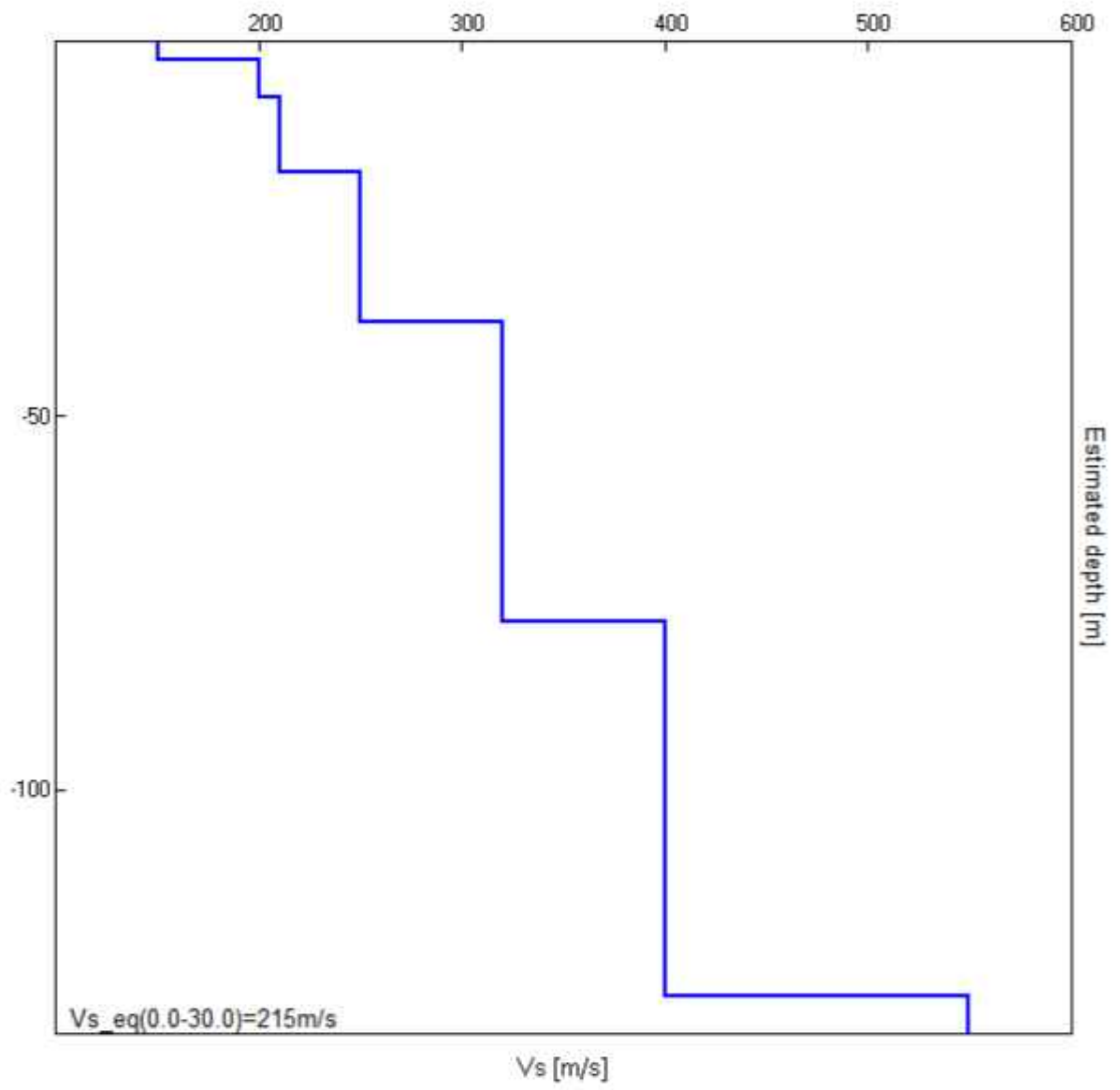
Array geometry (x): 0 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 28 m.

### MODELLED RAYLEIGH WAVE PHASE VELOCITY DISPERSION CURVE



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
2.50	2.50	150	0.45
7.50	5.00	200	0.44
17.50	10.00	210	0.44
37.50	20.00	250	0.43
77.50	40.00	320	0.43
127.50	50.00	400	0.42
inf.	inf.	550	0.41

$Vs_{eq}(0.0-30.0)=215\text{m/s}$



# **ALLEGATO 3**

## **VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE**

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

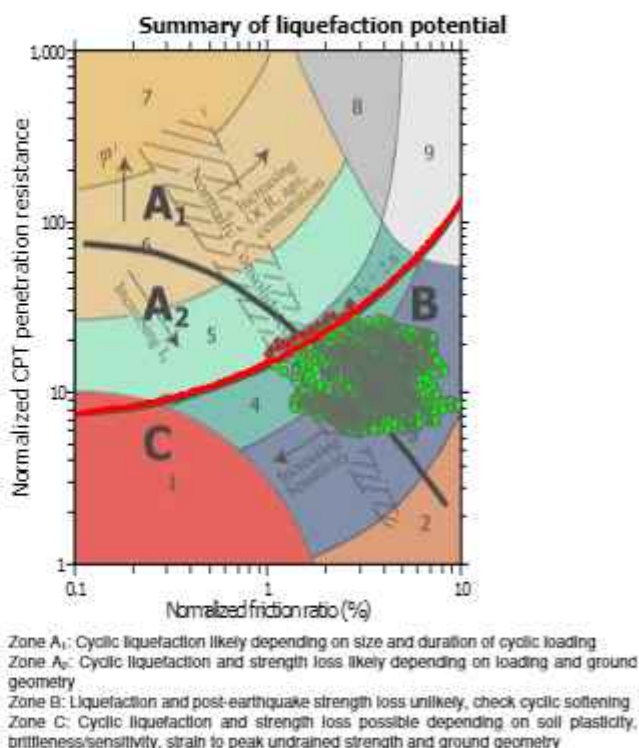
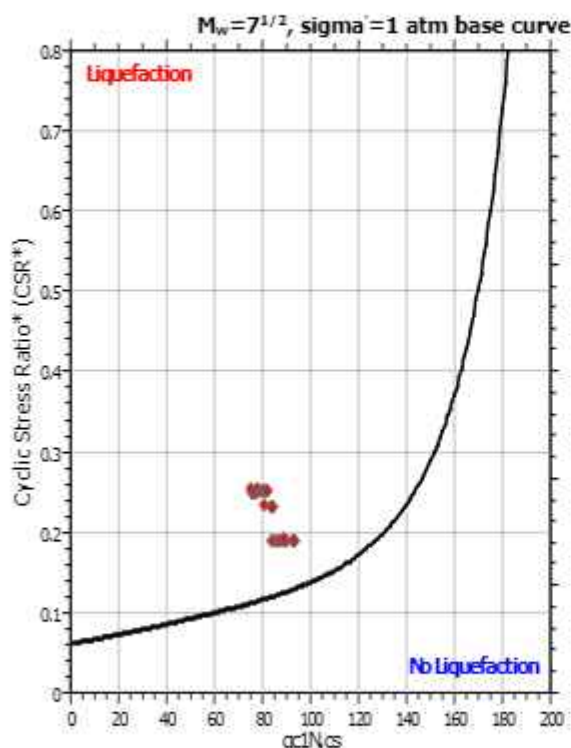
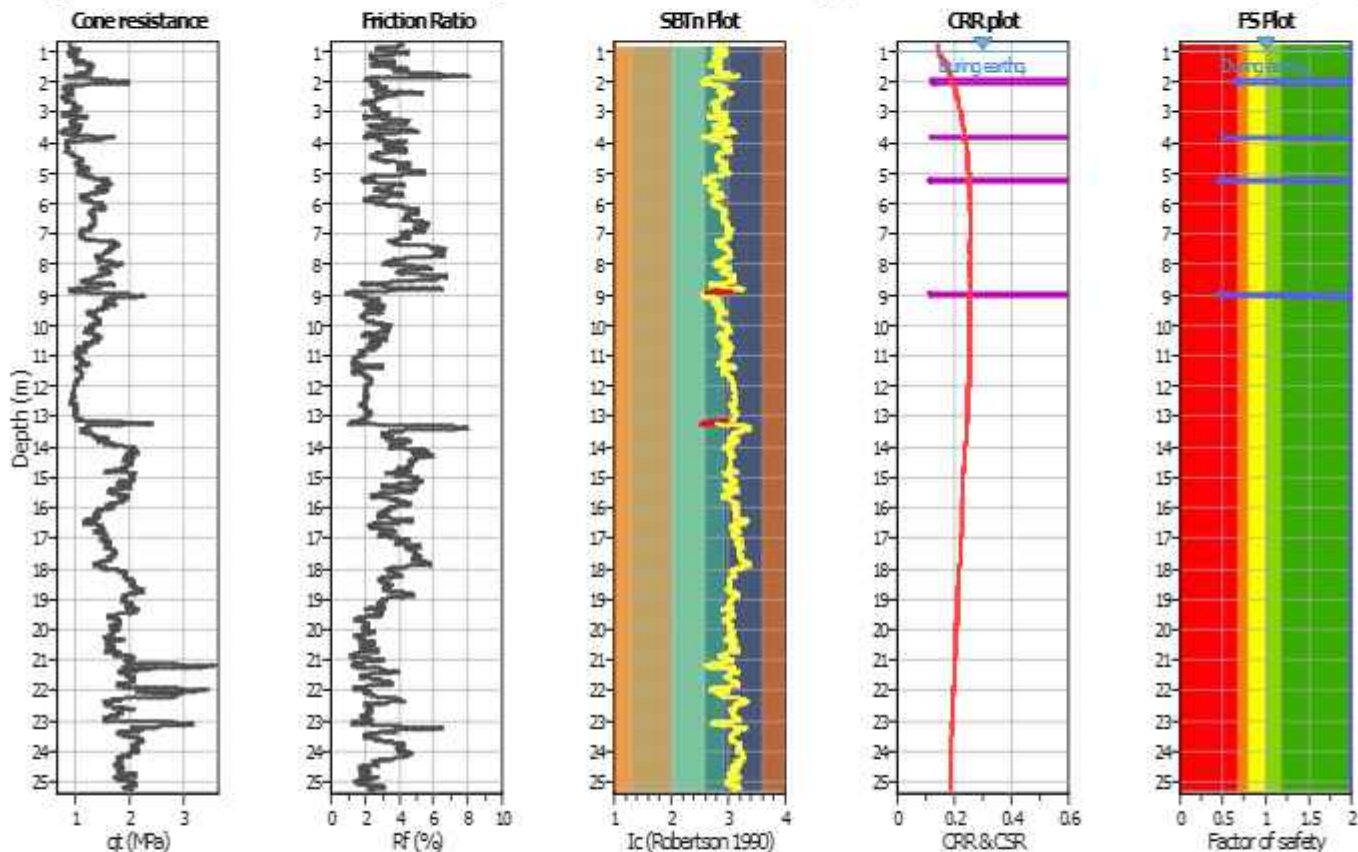
**Project title : STUDIO TECNICO**

**Location : CARPI - AREA FERROVIARIA EX CONSORZIO**

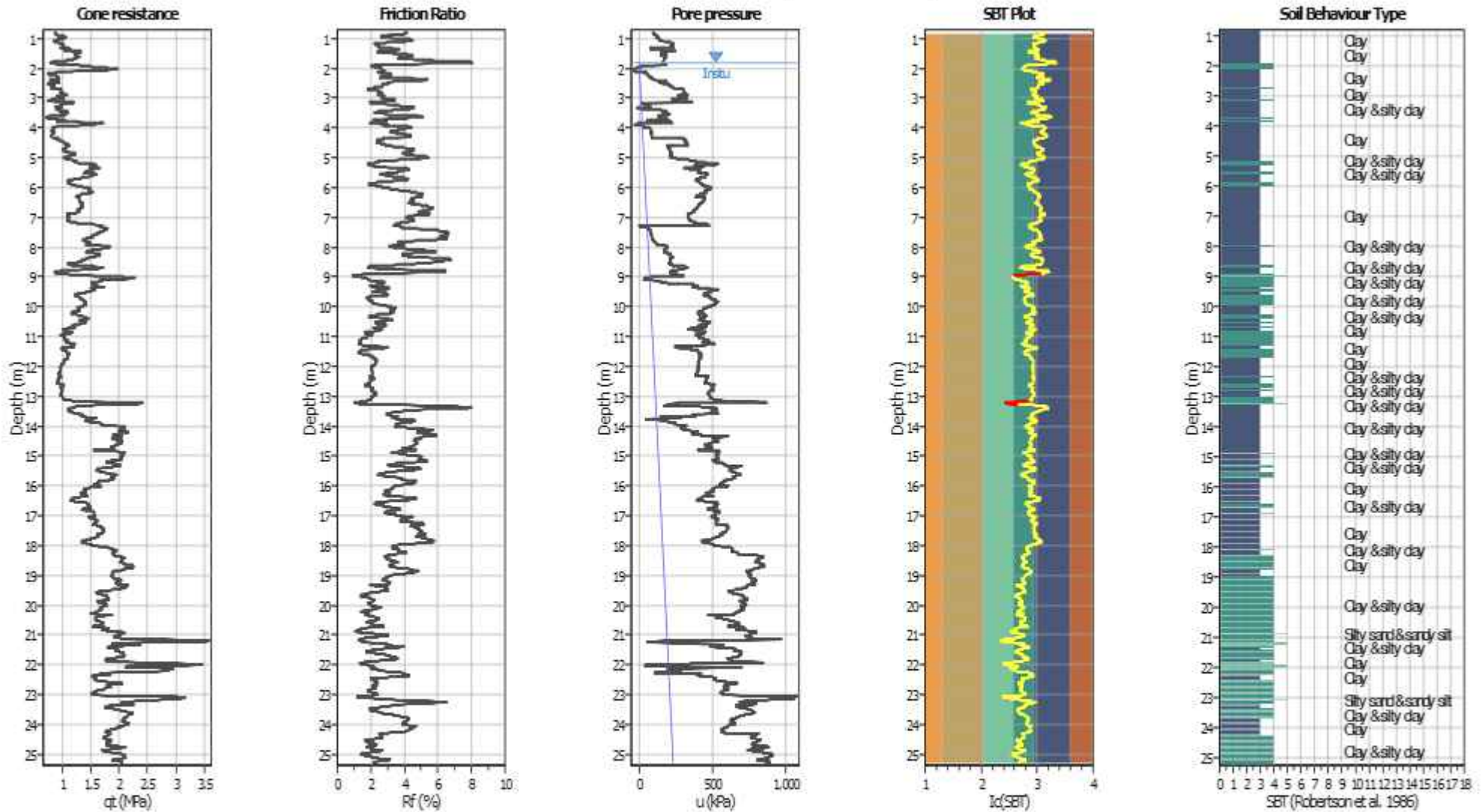
**CPT file : CPTU1**

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	1.80 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	1.00 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:	Yes	MSF method:	Method
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_\sigma$ applied:	Yes		



### CPT basic interpretation plots



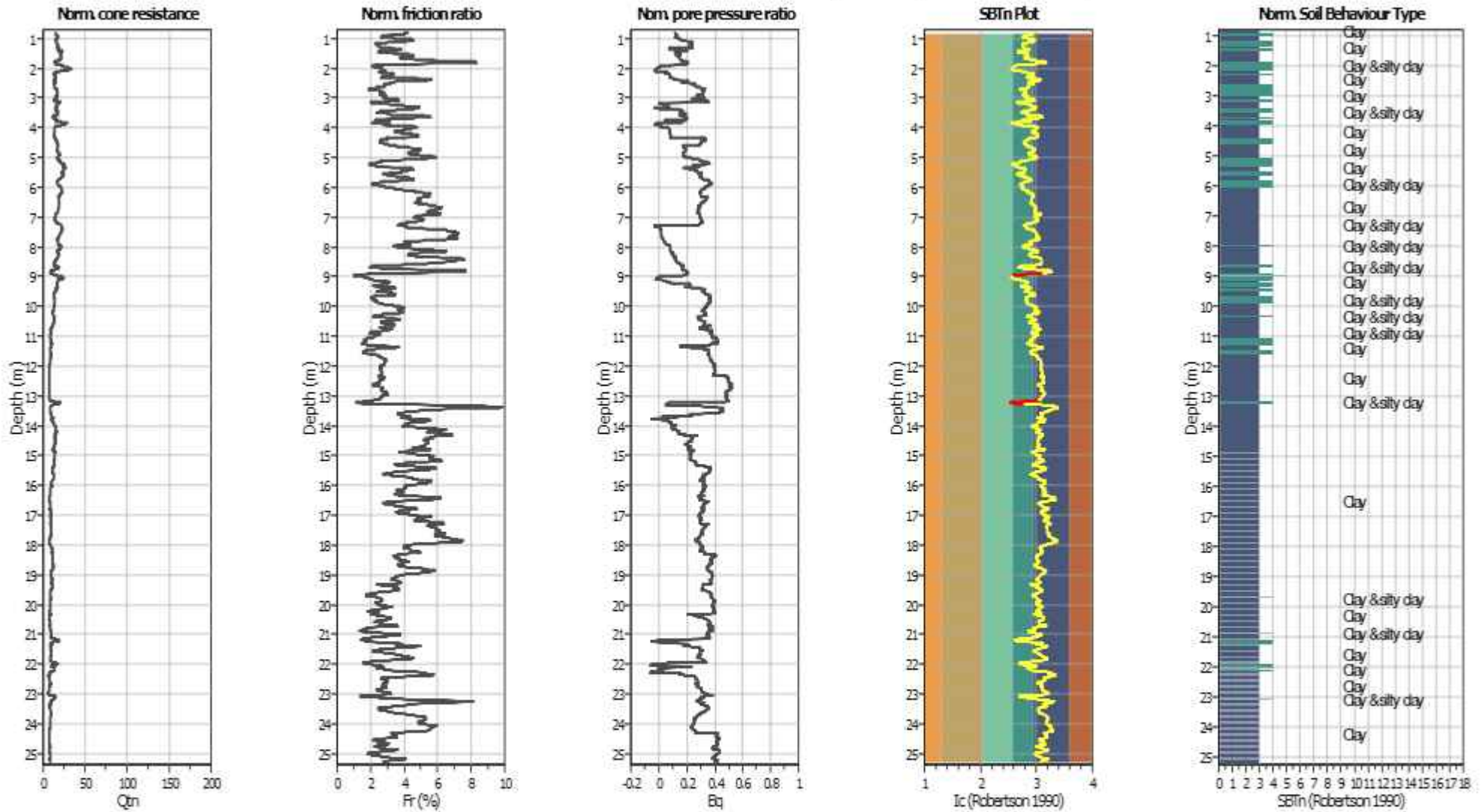
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (earthq.):	1.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on $I_c$ value	$I_c$ cut-off value:	2.60	$K_p$ 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):	1.80 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)



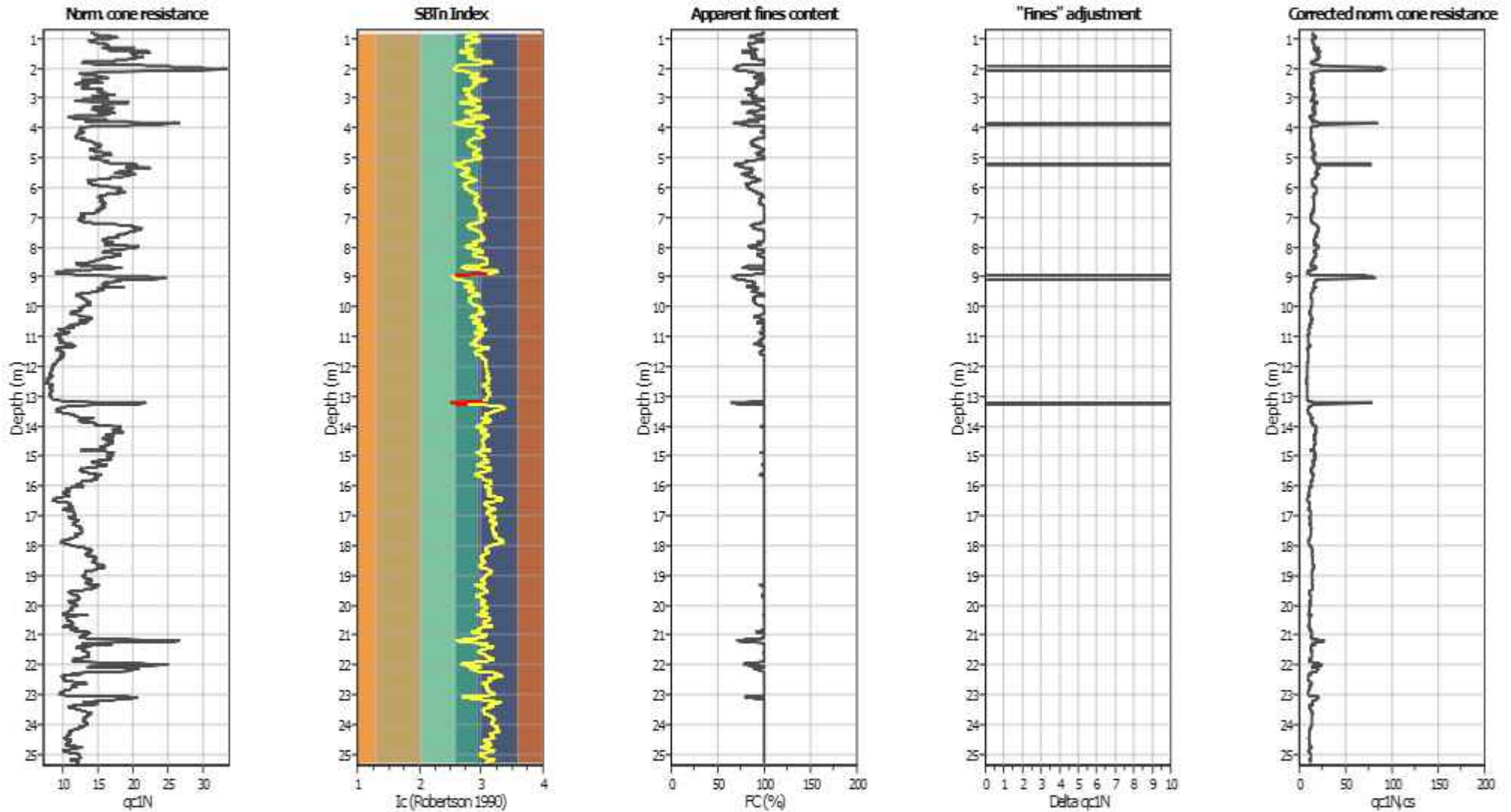
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (earthq.):	1.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>s</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):	1.80 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)

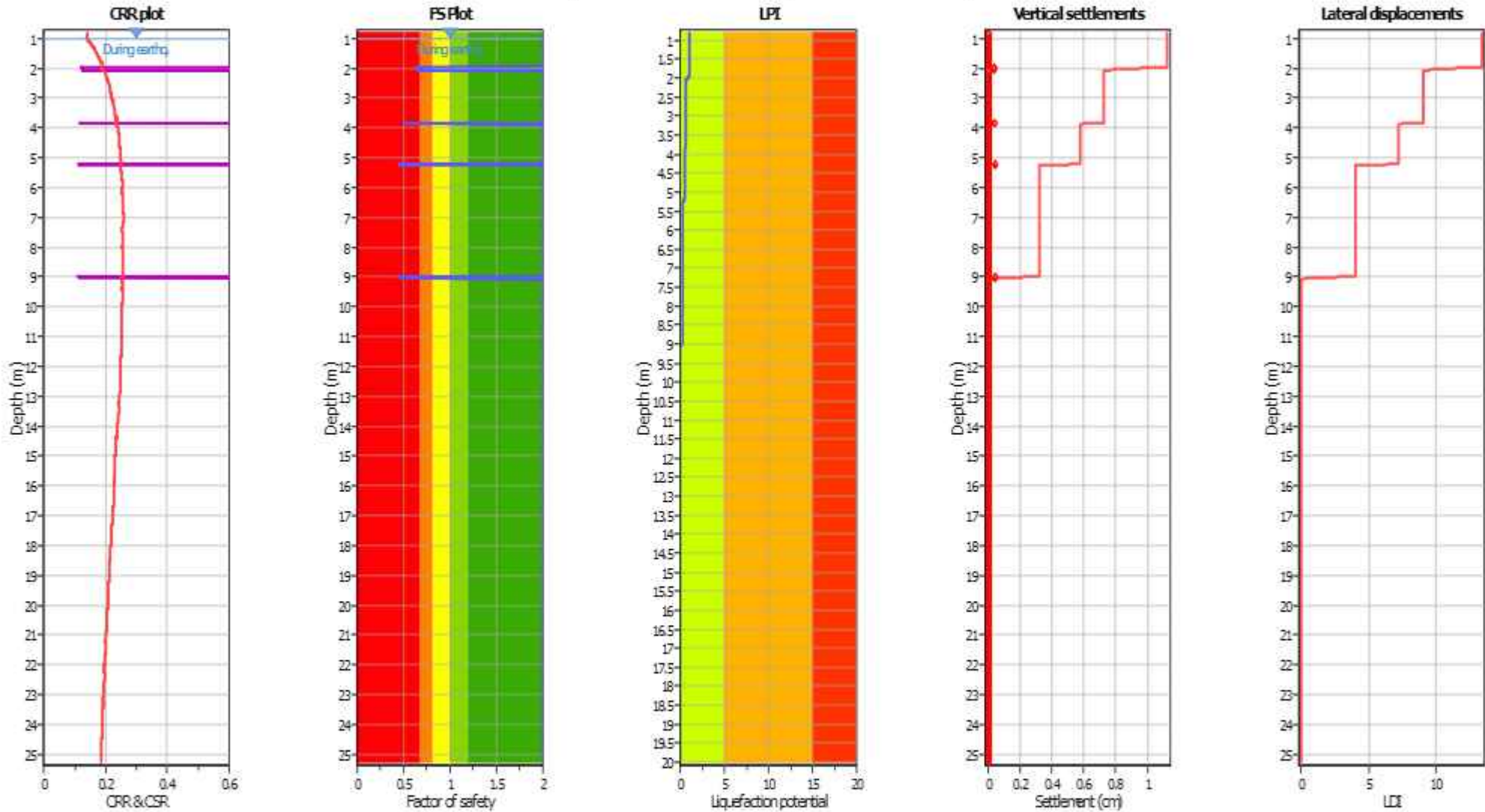


#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (earthq.):	1.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
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):	1.80 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A



### Liquefaction analysis overall plots



**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (earthq.):	1.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
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):	1.80 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

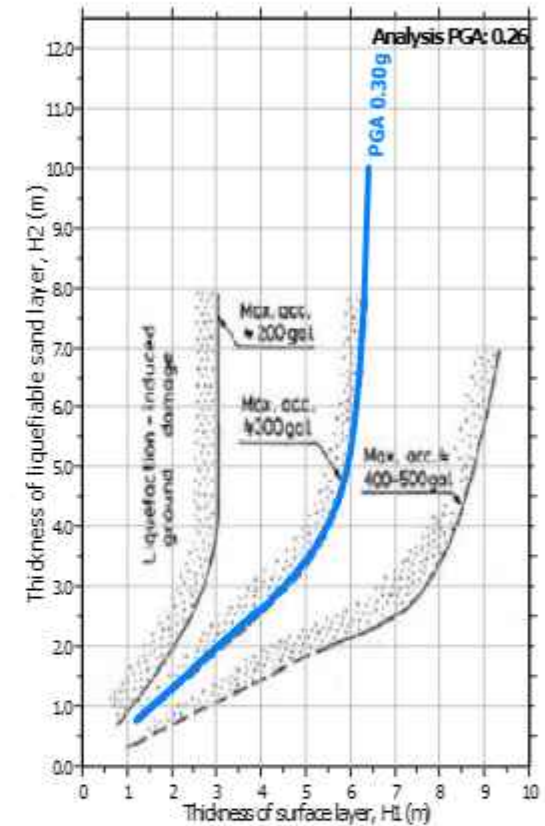
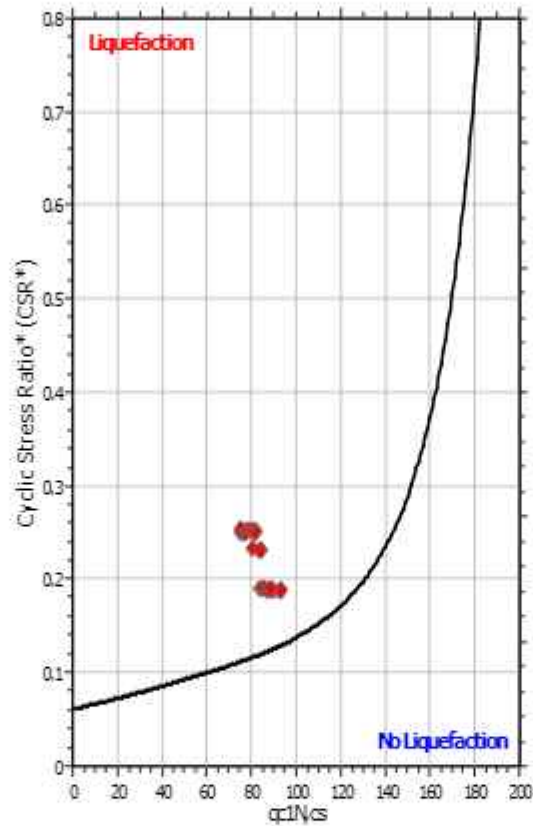
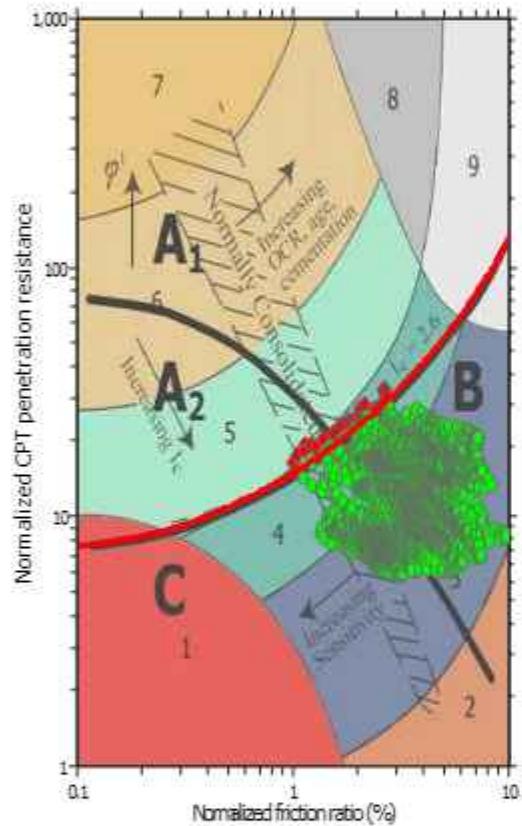
**F.S. color scheme**

- 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:	B&I (2014)	Depth to GWT (earthq.):	1.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
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):	1.80 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

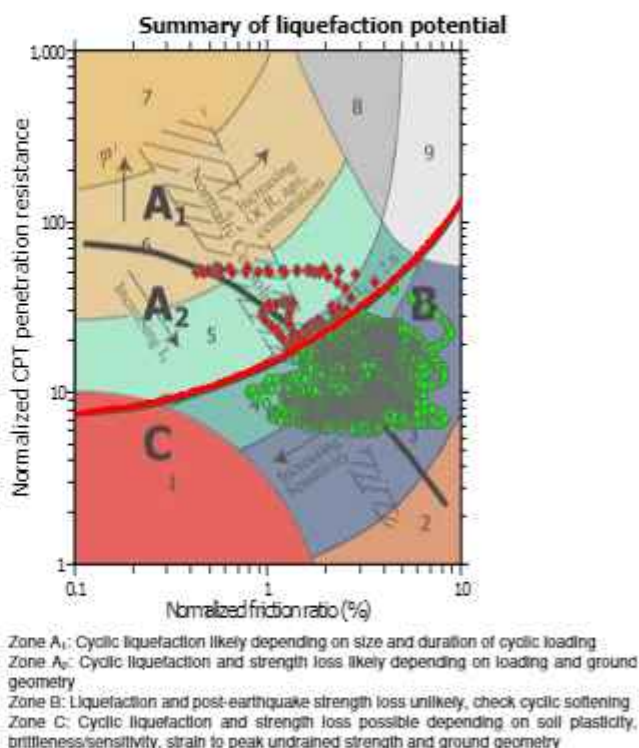
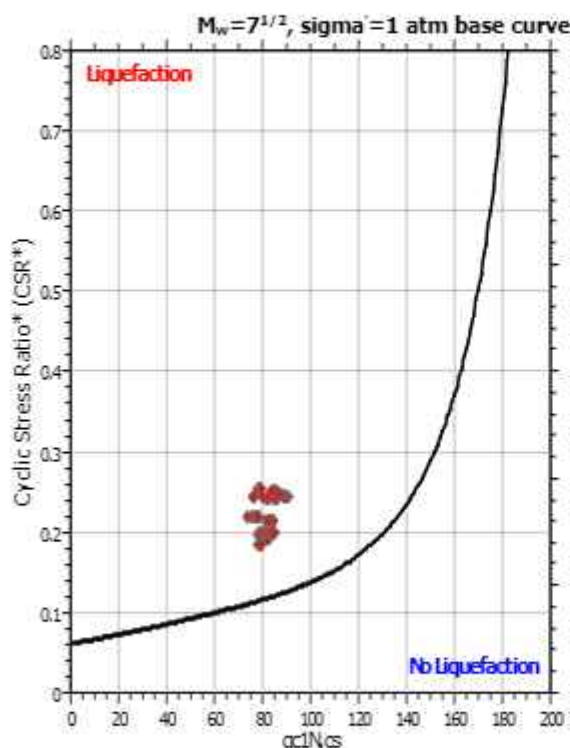
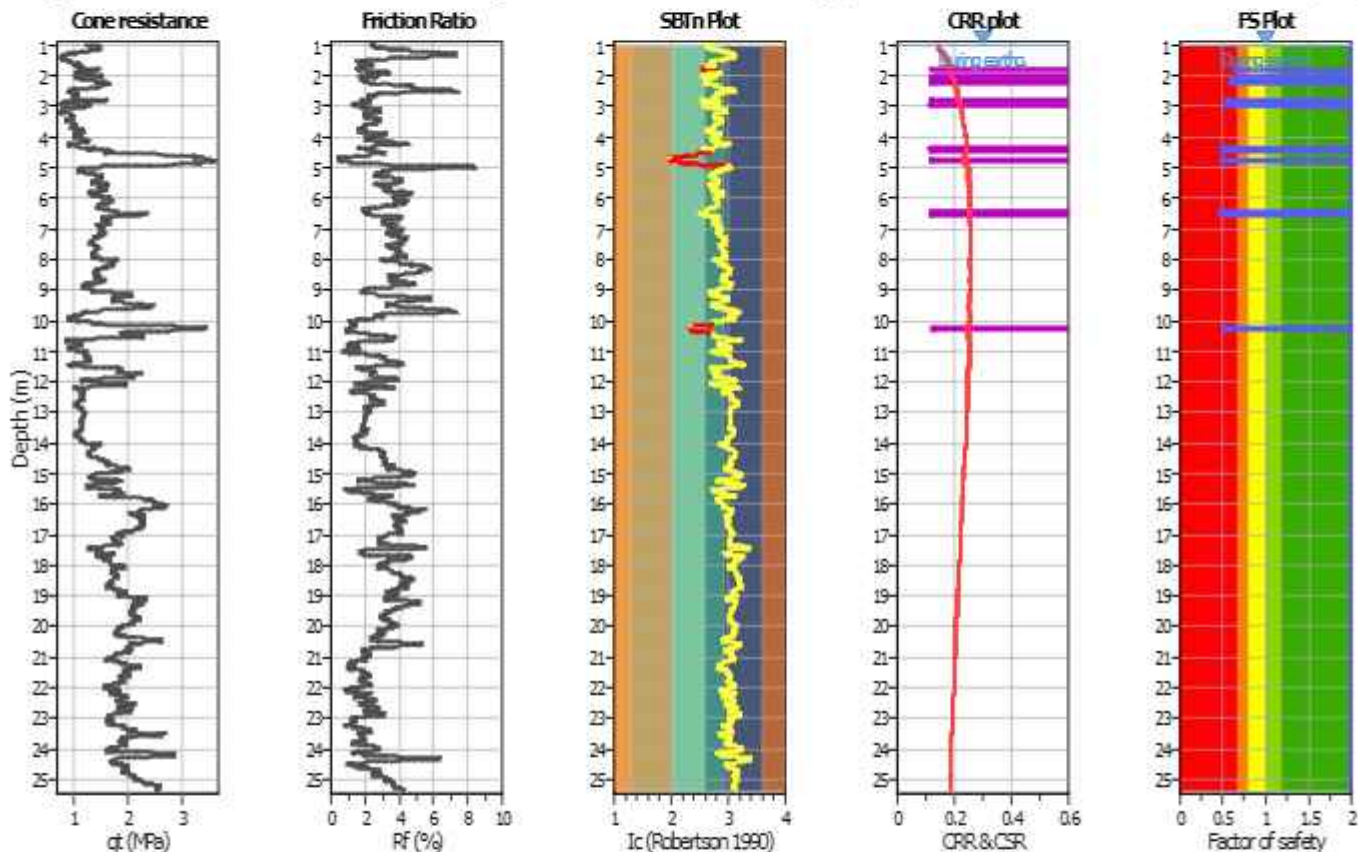
**Project title : STUDIO TECNICO**

**Location : CARPI - AREA FERROVIARIA EX CONSORZIO**

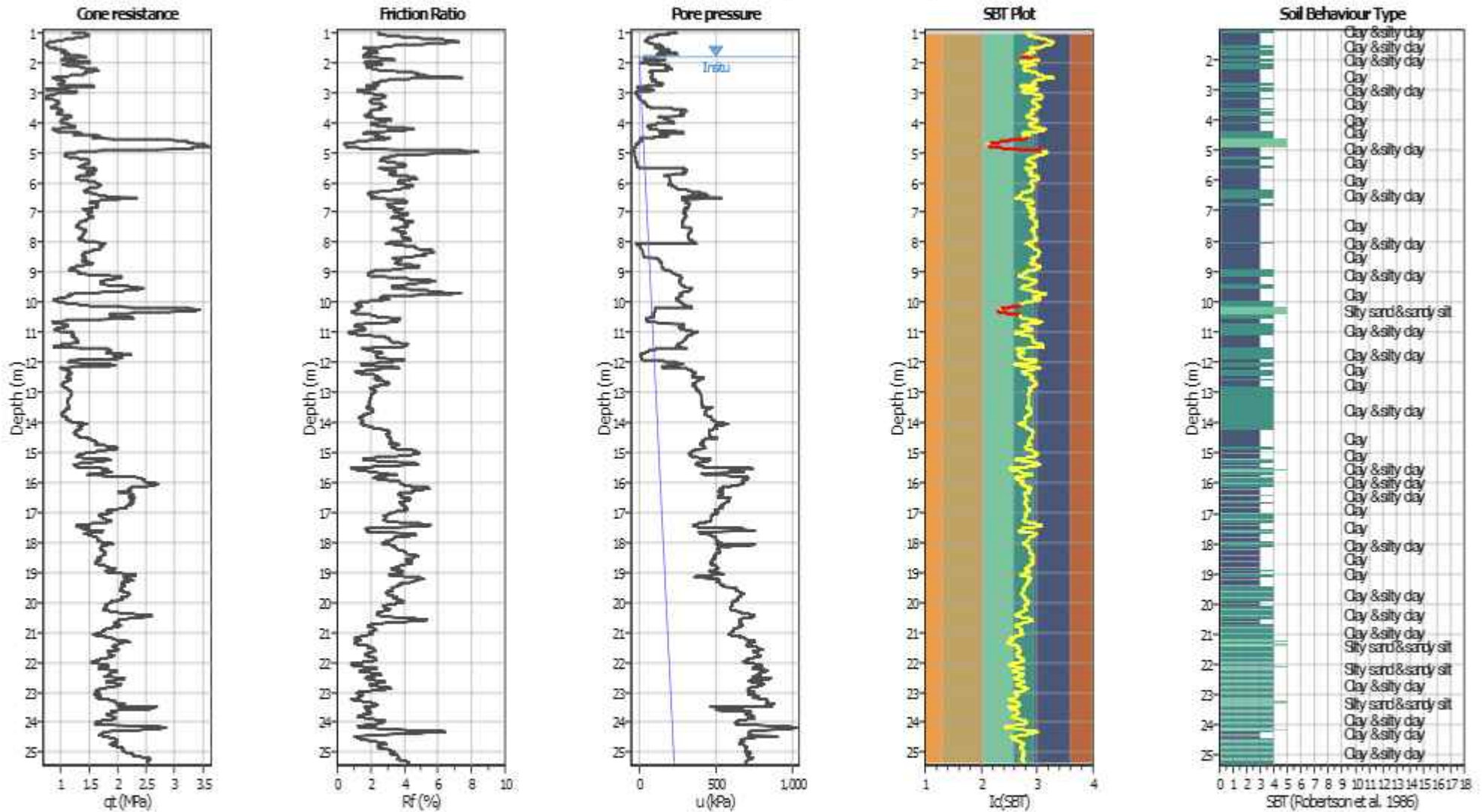
**CPT file : CPTU2**

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	1.80 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	1.00 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:	Yes	MSF method:	Method
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_f$ applied:	Yes		



### CPT basic interpretation plots



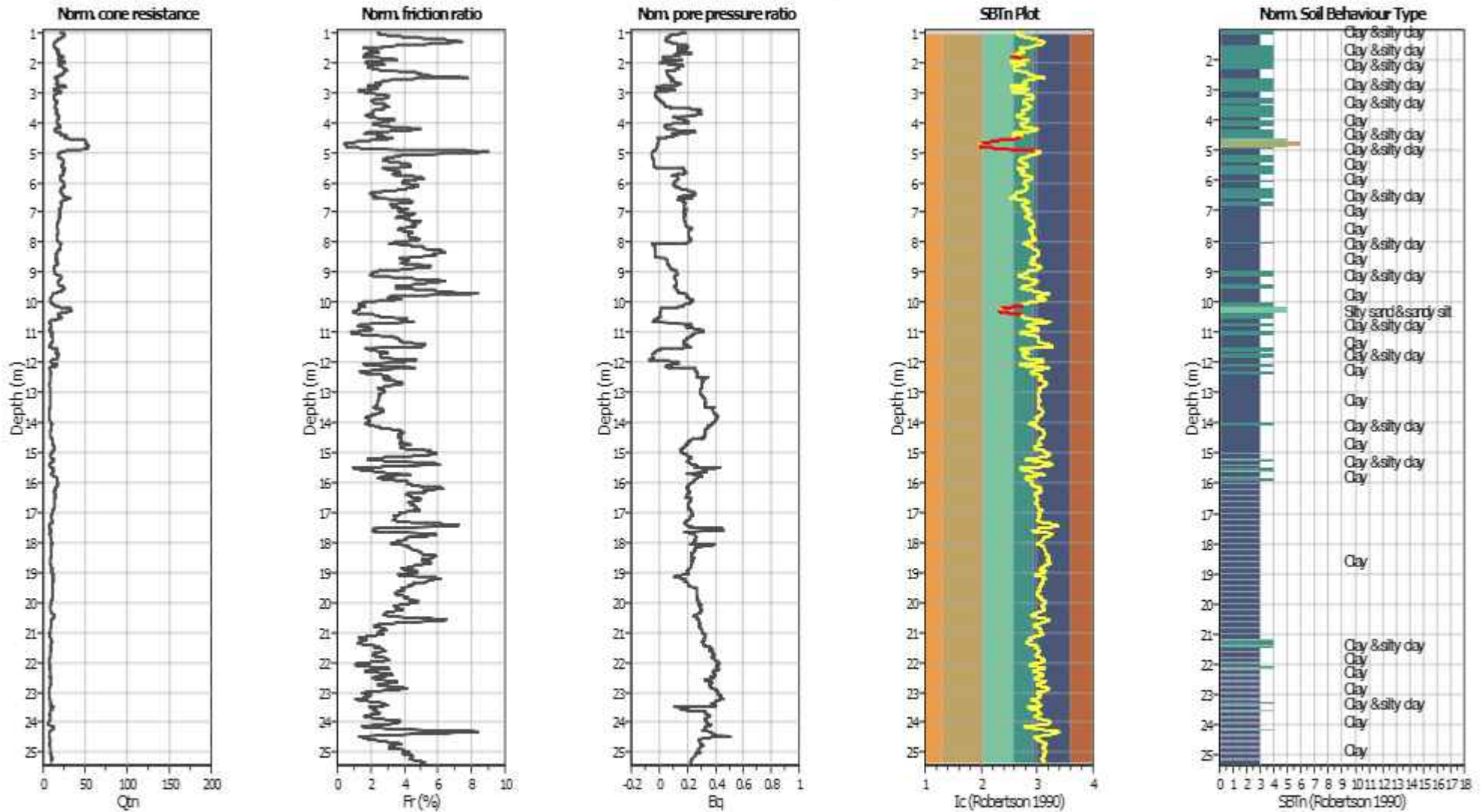
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (earthq.):	1.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on $I_c$ value	$I_c$ 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):	1.80 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)



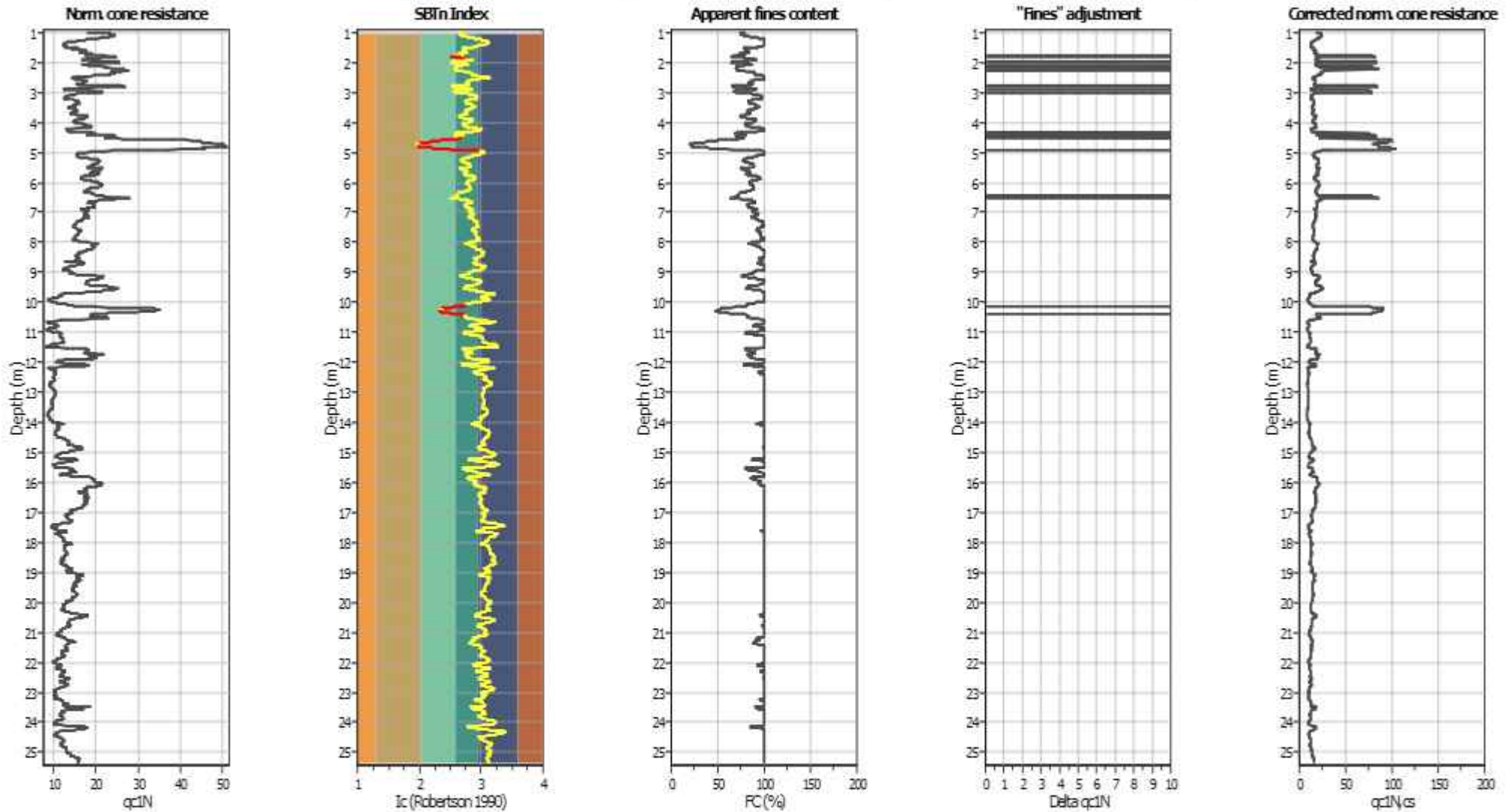
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (arthq.):	1.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>0</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):	1.80 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

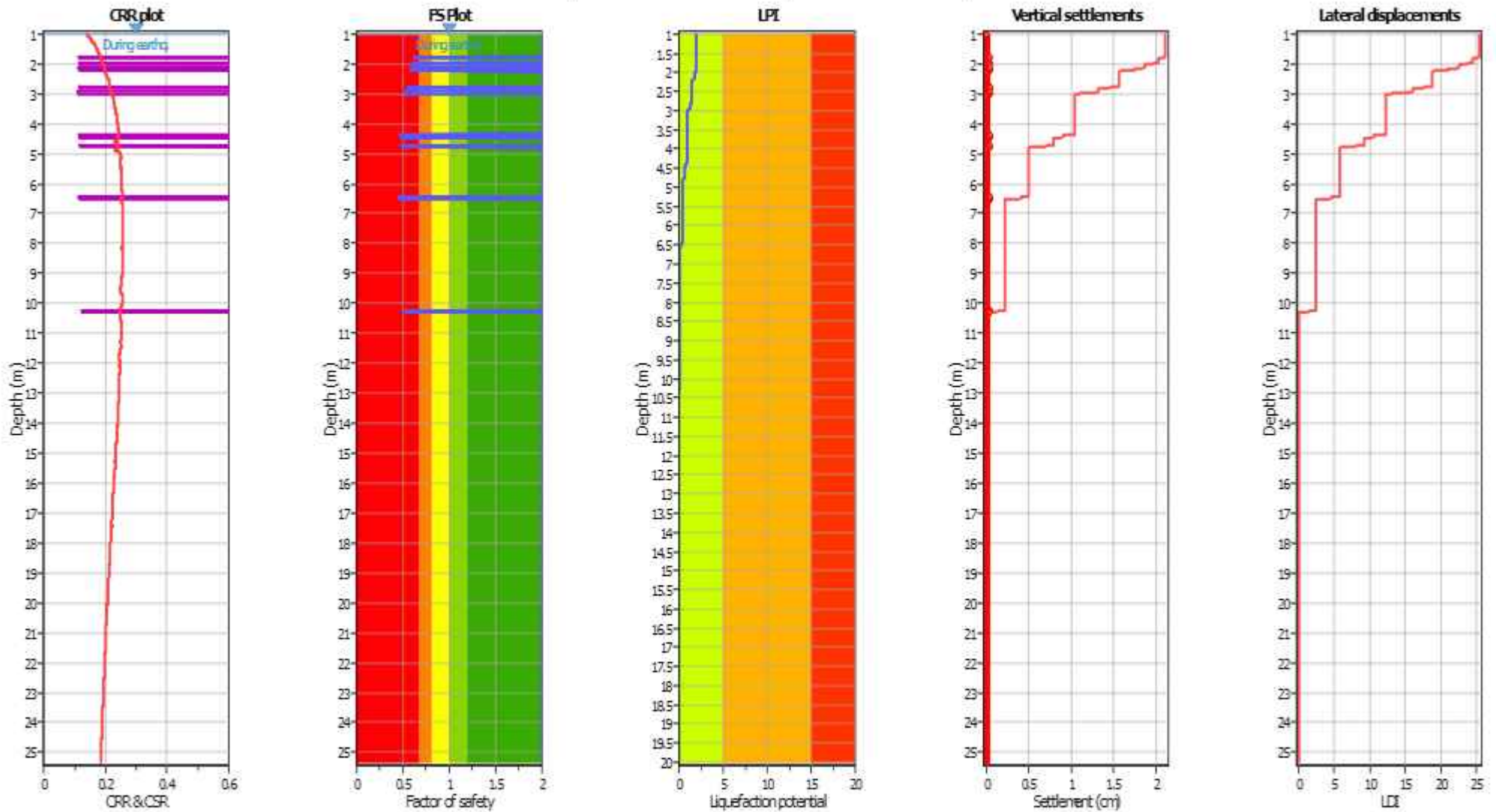
### Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (earthq.):	1.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
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):	1.80 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

### Liquefaction analysis overall plots



**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (earthq.):	1.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
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):	1.80 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

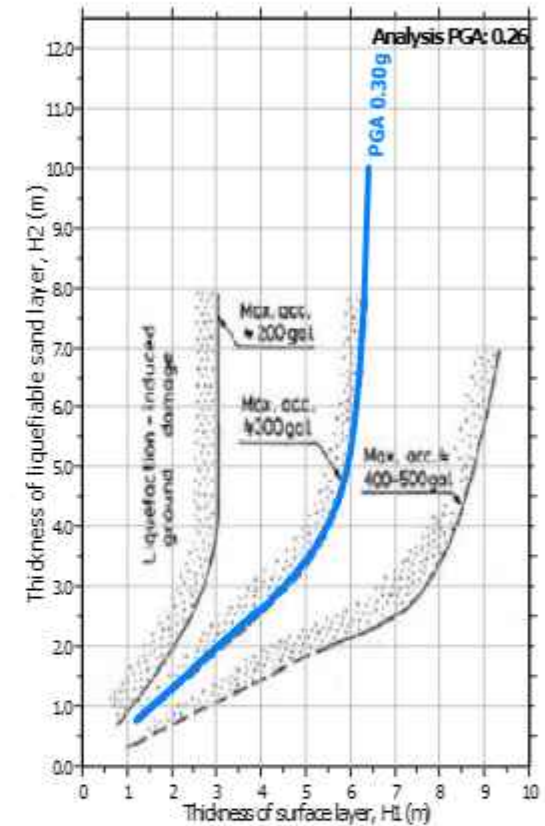
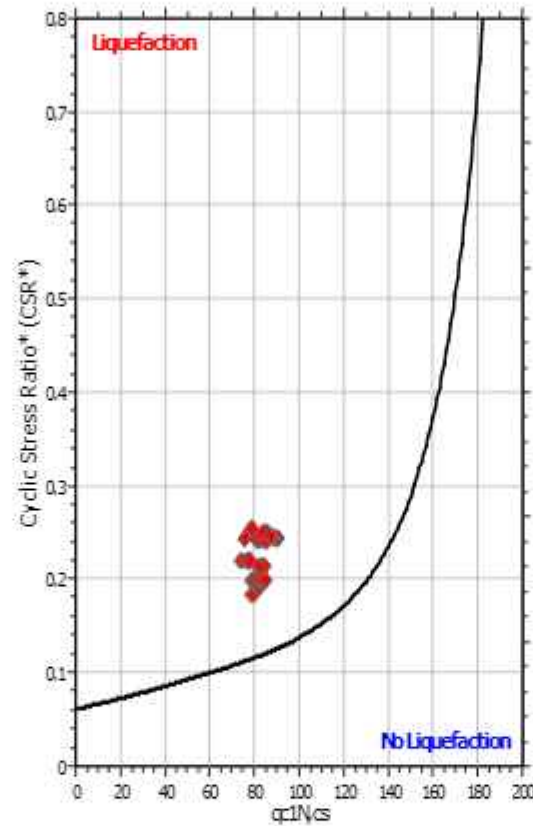
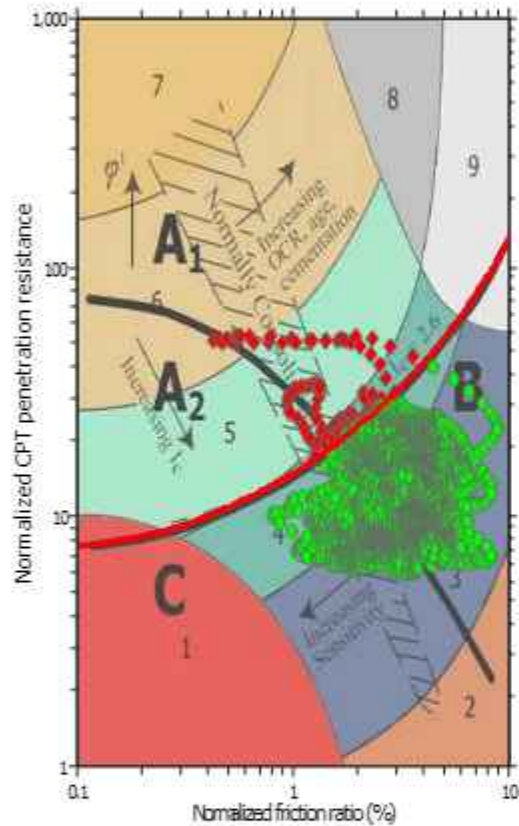
**F.S. color scheme**

- 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:	B&I (2014)	Depth to GWT (earthq.):	1.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
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):	1.80 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A



# **ALLEGATO 4**

## **VERIFICHE GEOTECNICHE**

## PALI DI FONDAZIONE

### NORMATIVE DI RIFERIMENTO

**NTC2018** - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» - D.M. 17 gennaio 2018

**NTC2008** - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

**CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617** - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

**Eurocodice 7:** Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

**Eurocodice 8:** Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

#### Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\begin{aligned}\phi' &= \frac{3}{4}\phi + 10 \text{ nei pali infissi} \\ \phi' &= \phi - 3^\circ \text{ nei pali trivellati}\end{aligned}$$

dove  $\phi$  è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con  $\phi$  il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite  $Q_{lim}$  viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta  $Q_p$  e la resistenza laterale  $Q_l$ .

#### Resistenza unitaria alla punta

##### Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di Terzaghi può essere scritta:

$$Q_p = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

##### Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente Berezantzev fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base

inferiore a  $\gamma D$ , e tanto minore quanto più questo "effetto silo" è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto  $D/B$ ; di ciò tiene conto il coefficiente  $N_q$ , che quindi è funzione decrescente di  $D/B$ .

La resistenza unitaria  $Q_p$  alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito ( $\phi$ ) e di coesione ( $c$ ), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q$$

Avendo indicato con:

- $\gamma$  peso unità di volume del terreno;
- $L$  lunghezza del palo;
- $N_c$  e  $N_q$  sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

#### Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo Vesic i coefficienti di capacità portante  $N_q$  e  $N_c$  si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[ \left( \frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 + \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto  $I_{rr}$  nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica  $\varepsilon_v$ .

L'indice di rigidezza  $I_r$  si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale  $G'$  e la resistenza a taglio  $s$  del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine  $\varepsilon_v$  può essere assunto pari a zero e si ottiene  $I_{rr} = I_r$ .

E' possibile fare una stima di  $I_r$  con i valori seguenti:

TERRENO	$I_r$
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine  $N_c$  della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando  $\phi = 0$  (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

#### Metodo di Janbu

Janbu calcola  $N_q$  (con l'angolo  $\psi$  espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left( \tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

$N_c$  si può ricavare dalla (a) quando  $\phi > 0$ .

Per  $\phi = 0$  si usa  $N_c = 5.74$

### Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto  $D/B$ , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori  $L/D > 1$ :

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso  $\phi = 0$

$D/B$	0	1	1.1	2	3	10	20	100
$d'_c$	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando  $\phi = 0$ .

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \cdot \frac{D}{L}$$
$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{D}{L}$$
$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$
$$s_\gamma = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$
$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4 \cdot k$$
$$d_c = 1 + 0.4k$$
$$d_q = 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi) \cdot k$$
$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$
$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

### Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo  $\alpha$ , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

$A_l$  = superficie laterale del palo;

$f_w$  = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

$c$  = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

$\sigma$  = pressione verticale efficace del terreno;

$K$  = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto denso	Terreno
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \text{sen} \phi$$

$\delta$  = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan \phi$$

$\alpha$  = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

**Pali trivellati:**

*Caquot - Kerisel*  $\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$

*Meyerhof - Murdock (1963)*

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

*Whitaker - Cooke (1966)*

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \quad \text{per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

*Woodward (1961)*

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \quad \text{per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.4 \quad \text{per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \quad \text{per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

**Pali infissi**

Coefficiente $\alpha$ per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

**Attrito negativo**

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

#### Fattore di correzione in condizioni sismiche.

##### Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di  $2^\circ$  l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

##### Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{a_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove  $a_{max}$  è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di *Vesic*, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di *Qlim*.

Le correzioni di *Sano* e di *Vesic* si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

##### Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo  $n$  superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie  $i$  per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie  $j$ -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

$\tau_j$  = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

$E$  = Modulo elastico del terreno

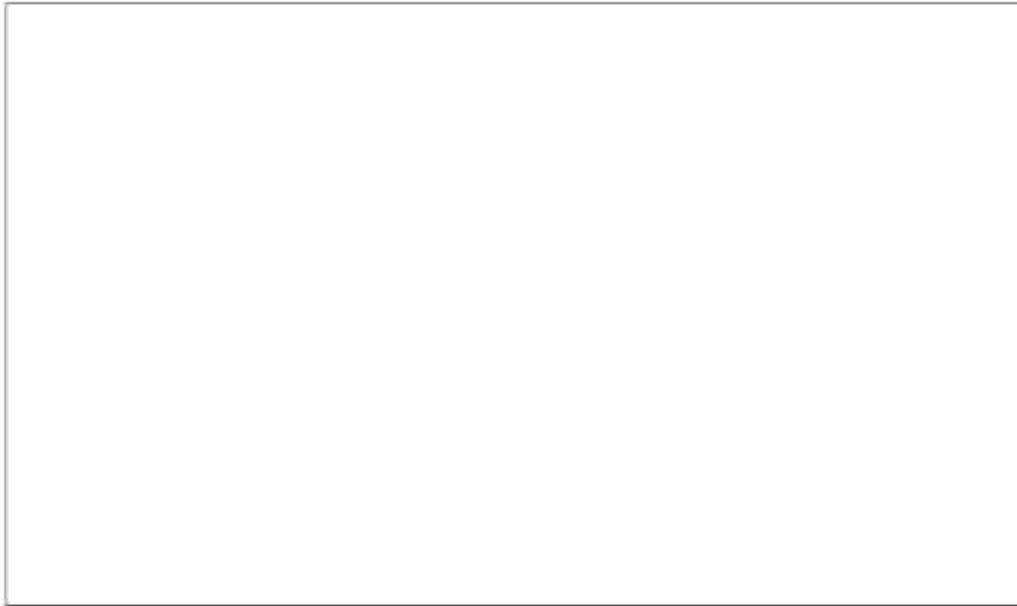
$B$  = Diametro del palo

$I_{i,j}$  = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando  $W_{i,j}$  per tutte le  $j$  aree

##### Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* ( $Q_{su}$ ) e la *resistenza di base ultima* ( $Q_{bu}$ ) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (*Terzaghi, 1943*). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità  $S/Q$  rispetto allo spostamento  $S$  (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b)

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'accorciamento elastico del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'accorciamento del palo.

Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato  $Q$  in rapporto all'attrito laterale ultimo  $Q_{su}$ . In particolare se  $Q \leq Q_{su}$  la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad attrito basso o nullo e quello che si sviluppa lungo la parte attiva del fusto:

$$S_e = \frac{4}{\pi} \frac{Q(L_o + K_e L_a)}{d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che  $Q > Q_{su}$  bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi} \frac{1}{d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_e)]$$

I parametri della formula sono:

- $d_s$ : diametro testa del palo.
- $E_c$ : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di  $E_c = 26 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$  per calcestruzzo con forza specifica di  $20 \text{ N/mm}^2$  e il valore di  $E_c = 40 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$  per calcestruzzo da  $40 \text{ N/mm}^2$ .
- $L_o$ : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- $L_a$ : lunghezza attiva del palo.
- $k_e$ : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva  $L_a$ . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo  $L_a$  oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- $M_s$ : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- $d_s$ : diametro testa.
- $Q_s$ : attrito.
- $Q_{su}$ : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6 Q_{bu} Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- $d_b$ : diametro della base del palo.
- $Q_b$ : resistenza alla base.
- $Q_{bu}$ : resistenza ultima alla base
- $E_b$ : modulo di taglio corrispondente a  $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza  $S_s = S_b$  e considerando il carico totale applicato  $Q$  si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6 Q_{bu}$



$$\bullet \eta = d_b E_b$$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno  $E_b$  al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di  $E_b$  da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

### CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore  $M_y$  di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

$c_u$  = Coesione non drenata,

$B$  = Diametro del palo

$p$  = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma z \cdot B$$

avendo indicato con:

$p$  = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

$K_p$  = Coefficiente di spinta passiva;

$\gamma$  = Peso unità di volume del terreno;

$z$  = Profondità;

$B$  = Diametro del palo.

### Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti.**

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con  $\mathbf{P}$  la matrice delle forze nodali esterne, con  $\mathbf{F}$  quella delle forze interne e con  $\mathbf{A}$  la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni  $\mathbf{e}$  (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni  $\mathbf{X}$  (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice  $\mathbf{B}$  è dimostrato essere la trasposta della matrice  $\mathbf{A}$ .

D'altra parte, le forze interne  $\mathbf{F}$  sono legate agli spostamenti interni  $\mathbf{e}$  e dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$F = SA^T X$$

e quindi

$$P = AF = A SA^T X$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice  $A SA^T$  si ricava l'espressione degli spostamenti esterni X:

$$X = (A SA^T)^{-1} P$$

Noti, quindi, gli spostamenti X è possibile ricavare le forze interne F necessarie per il progetto della struttura.

La matrice  $A SA^T$  è nota come matrice di rigidità globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il  $k_s$  con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di  $A_s$  e  $B_s Z^n$  sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi  $s_i$ ,  $d_i$ , e  $i_j$  pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove  $C = 40$  è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

### Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidità relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidità e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidità. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al. 2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidità, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{V_{s2}}{V_1}\right)^{0.50}$$

in cui  $\tau_c = a_{\max} \rho_1 H_1$ ;  $a_{\max}$  accelerazione sismica,  $\rho_1$  densità del terreno,  $H_1$  spessore dello strato,  $V_{s1}$  e  $V_{s2}$ , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati;  $E_1$  è modulo di rigidità dello strato superiore di terreno,  $E_p$  modulo di elasticità del palo,  $d$  diametro del palo,  $L$  lunghezza del palo.

**Dati generali...**

Diametro punta	0.20 m
Lunghezza	15.00 m
Tipo	Trivellato
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev
Profondità falda da piano campagna	1.80 m

**Stratigrafia**

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

**Strat. 1**

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m <sup>3</sup> ]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m <sup>2</sup> ]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	4.40	18.00	20.00	60.00	23.00	No	0.60	8.40	0	A
2	5.60	18.00	20.00	70.00	24.00	No	0.60	9.80	0	B
3	3.60	18.00	20.00	50.00	23.00	No	0.80	7.00	0	C
4	11.40	18.50	20.50	85.00	25.00	No	0.40	11.80	0	D

**Carico limite**

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)[kN/m <sup>2</sup> ]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	1.00	9.00	0/85.00	11.78	0.00	367.69	355.91	--	--

**RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI**

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:	A1+M1+R3
Numero verticali di indagine	1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)	1.70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)	1.70

	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	--	--	--
Laterale	367.69	367.69	367.69
Totale	355.91	355.91	355.91

Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R3
Laterale	1.15
Resistenza di progetto laterale	188.08 kN
Resistenza di progetto	176.30 kN

### Cedimento (Fleming 1992)

Lunghezza	15.00 m
Diametro testa	0.20 m
Diametro punta	0.20 m
Tratto attrito laterale nullo	0.00 m
Modulo elastico sezione	3.00E+07 kN/mq
Punto di applicazione risultante resistenza attiva	0.45
Fattore flessibilità terreno/palo	1.00E-03
Carico applicato	70.00 kN
Carico limite laterale	401.43 kN
Modulo elastico terreno corrispondente	8.40E+03 kN/mq
Accorciamento elastico	0.50 mm
Cedimento rigido	0.04 mm
Cedimento totale	0.54 mm

**Dati generali...**

Diametro punta	0.20 m
Lunghezza	16.00 m
Tipo	Trivellato
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev
Profondità falda da piano campagna	1.80 m

**Stratigrafia**

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

**Strat. 1**

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m3]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m3]	c [kN/m2]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m2]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	4.40	18.00	20.00	60.00	23.00	No	0.60	8.40	0	A
2	5.60	18.00	20.00	70.00	24.00	No	0.60	9.80	0	B
3	3.60	18.00	20.00	50.00	23.00	No	0.80	7.00	0	C
4	11.40	18.50	20.50	85.00	25.00	No	0.40	11.80	0	D

**Carico limite**

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)[kN/m2]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	1.00	9.00	0/85.00	12.57	0.00	389.05	376.49	--	--

**RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI**

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:	A1+M1+R3
Numero verticali di indagine	1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)	1.70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)	1.70

	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	--	--	--
Laterale	389.05	389.05	389.05
Totale	376.49	376.49	376.49

Coefficiente parziale resistenza caratteristica Laterale	R3 1.15
Resistenza di progetto laterale	199.01 kN
Resistenza di progetto	186.44 kN

### Cedimento (Fleming 1992)

Lunghezza	16.00 m
Diametro testa	0.20 m
Diametro punta	0.20 m
Tratto attrito laterale nullo	0.00 m
Modulo elastico sezione	3.00E+07 kN/mq
Punto di applicazione risultante resistenza attiva	0.45
Fattore flessibilità terreno/palo	1.00E-03
Carico applicato	70.00 kN
Carico limite laterale	401.43 kN
Modulo elastico terreno corrispondente	8.40E+03 kN/mq
Accorciamento elastico	0.54 mm
Cedimento rigido	0.04 mm
Cedimento totale	0.58 mm

**Dati generali...**

Diametro punta	0.25 m
Lunghezza	15.00 m
Tipo	Trivellato
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev
Profondità falda da piano campagna	1.80 m

**Stratigrafia**

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

**Strat. 1**

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m3]	Peso Unità di volume Saturò [kN/m3]	c [kN/m2]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m2]	Vs [m/s]	Descrizi one litologic a
1	4.40	18.00	20.00	60.00	23.00	No	0.60	8.40	0	A
2	5.60	18.00	20.00	70.00	24.00	No	0.60	9.80	0	B
3	3.60	18.00	20.00	50.00	23.00	No	0.80	7.00	0	C
4	11.40	18.50	20.50	85.00	25.00	No	0.40	11.80	0	D

**Carico limite**

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)[kN/m 2]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontal e [kN]
A1+M1+ R3	1.00	9.00	0/85.00	18.41	0.00	459.62	441.21	--	--

**RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI**

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:	A1+M1+R3
Numero verticali di indagine	1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)	1.70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)	1.70

	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	--	--	--
Laterale	459.62	459.62	459.62
Totale	441.21	441.21	441.21

Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R3
Laterale	1.15
Resistenza di progetto laterale	235.10 kN
Resistenza di progetto	216.69 kN



### Cedimento (Fleming 1992)

Lunghezza	15.00 m
Diametro testa	0.25 m
Diametro punta	0.25 m
Tratto attrito laterale nullo	0.00 m
Modulo elastico sezione	3.00E+07 kN/mq
Punto di applicazione risultante resistenza attiva	0.45
Fattore flessibilità terreno/palo	1.00E-03
Carico applicato	70.00 kN
Carico limite laterale	401.43 kN
Modulo elastico terreno corrispondente	8.40E+03 kN/mq
Accorciamento elastico	0.32 mm
Cedimento rigido	0.05 mm
Cedimento totale	0.37 mm

**Dati generali...**

Diametro punta	0.25 m
Lunghezza	16.00 m
Tipo	Trivellato
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev
Profondità falda da piano campagna	1.80 m

**Stratigrafia**

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

**Strat. 1**

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m3]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m3]	c [kN/m2]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m2]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	4.40	18.00	20.00	60.00	23.00	No	0.60	8.40	0	A
2	5.60	18.00	20.00	70.00	24.00	No	0.60	9.80	0	B
3	3.60	18.00	20.00	50.00	23.00	No	0.80	7.00	0	C
4	11.40	18.50	20.50	85.00	25.00	No	0.40	11.80	0	D

**Carico limite**

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)[kN/m2]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	1.00	9.00	0/85.00	19.63	0.00	486.32	466.68	--	--

**RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI**

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:	A1+M1+R3
Numero verticali di indagine	1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)	1.70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)	1.70

	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	--	--	--
Laterale	486.32	486.32	486.32
Totale	466.68	466.68	466.68

Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R3
Laterale	1.15
Resistenza di progetto laterale	248.76 kN
Resistenza di progetto	229.12 kN

### Cedimento (Fleming 1992)

Lunghezza	16.00 m
Diametro testa	0.25 m
Diametro punta	0.25 m
Tratto attrito laterale nullo	0.00 m
Modulo elastico sezione	3.00E+07 kN/mq
Punto di applicazione risultante resistenza attiva	0.45
Fattore flessibilità terreno/palo	1.00E-03
Carico applicato	70.00 kN
Carico limite laterale	401.43 kN
Modulo elastico terreno corrispondente	8.40E+03 kN/mq
Accorciamento elastico	0.34 mm
Cedimento rigido	0.05 mm
Cedimento totale	0.40 mm