

# Comune di Medolla

## Provincia di Modena

RELAZIONE GEOLOGICA inerente la caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1. NTC 2018)

RELAZIONE GEOTECNICA relativa alle indagini, alla caratterizzazione e alla modellazione geotecnica a supporto della progettazione strutturale (6.2.2. NTC 2018) nonché relativa alla verifica delle opere di fondazione (6.4. NTC 2018)

ANALISI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE relativa alla caratterizzazione geofisica del volume significativo di terreno (3.2.2 NTC 2018), valutazione dell'azione sismica di riferimento (3.2.3. NTC 2018), Risposta sismica locale e verifica della stabilità nei confronti della liquefazione (7.11.3. NTC 2018)



### OGGETTO:

**Caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica a supporto del progetto di realizzazione di una mensa scolastica a servizio della scuola primaria "Iqbal Masih", nel Comune di Medolla**



Dot. Geol. Pier Luigi Dallari

Luglio 2023  
Rif. 578/23



**GEO GROUP s.r.l.**  
Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA  
Tel. 059/3967169 Fax. 059/5960176  
E-mail: info@geogroupmodena.it  
P.IVA e C.F. 02981500362  
[www.geogroupmodena.it](http://www.geogroupmodena.it)



**AZIENDA CON SISTEMA  
DI GESTIONE QUALITÀ  
CERTIFICATO DA DNV  
= ISO 9001 =**

E

Comune di Medolla  
Comune di Medolla

COPIA CONFORME ALL'ORIGINALE DIGITALE  
Protocollo N. 0009342/2023 del 08/09/2023

Firmatario: Pier Luigi Dallari, YASSIN ELOUARDI

## RELAZIONE TECNICA

### **RELAZIONE GEOLOGICA**

inerente alla caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1 NTC 2018)

### **RELAZIONE GEOTECNICA**

Relativa alle indagini, alla caratterizzazione e alla modellazione geotecnica a supporto della progettazione strutturale (6.2.2. NTC 2018) nonché relativa alla verifica delle opere di fondazione (6.4.NTC 2018)

### **ANALISI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE**

Relativa alla caratterizzazione geofisica del volume significativo di terreno (3.2.2 NTC 2018), valutazione dell'azione sismica di riferimento (3.2.3. NTC 2018), Risposta sismica locale e verifica della stabilità nei confronti della liquefazione (7.11.3. NTC 2018)

### **OGGETTO**

**Caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica a supporto del progetto di realizzazione di una mensa scolastica a servizio della scuola primaria "Iqbal Masih", nel Comune di Medolla (MO).**

---

**Rif. n. 578/23**



UFFICI: via Per Modena, 12 - 41051 Castelnuovo R. (MO)

SEDE LEGALE: via C. Costa, 182 - 41123 Modena (MO)

tel. 059/3967169; 059/828367 - p. Iva e C.F.02981500362

Email: [info@geogroupmodena.it](mailto:info@geogroupmodena.it) Pec: [geo.group@winpec.it](mailto:geo.group@winpec.it) Sito: [www.geogroupmodena.it](http://www.geogroupmodena.it)

## INDICE DEL CONTENUTO

1	PREMESSE.....	3
2	INQUADRAMENTO GENERALE.....	4
2.1	Modellazione geologica del sito .....	4
2.2	Elementi geologici e geomorfologici.....	5
2.3	Inquadramento sismico.....	6
3	INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	8
3.1	Indagini Geotecniche .....	8
3.1.1	Prova penetrometrica CPTU .....	8
3.2	Indagini Geofisiche .....	11
3.2.1	Indagine sismica passiva a stazione singola (analisi HVSR) .....	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 .....	15
4.4	Azione sismica e risposta sismica del sito – Analisi di risposta sismica locale .....	16
5	MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DEL SITO .....	22
5.1	Modello geotecnico del sottosuolo.....	22
5.2	Tipologia di fondazioni e calcolo della capacità portante .....	22
5.2.1	Verifica nei confronti degli SLU (6.4 NTC 2018) .....	23
5.2.2	Verifica dei cedimenti .....	24
5.2.3	Modulo di sottofondo .....	24
5.3	Stabilità nei confronti della liquefazione (§ A2.2. DGR 476/2021) .....	25
5.4	Stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica (§ ALL. A3, B. DGR 476/2021) .....	28
6	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	29

## TAVOLE

**Tav. n. 1:** "Carta Topografica"  
**Tav. n. 2:** "Ripresa Satellitare"  
**Tav. n. 3:** "Ubicazione indagini"

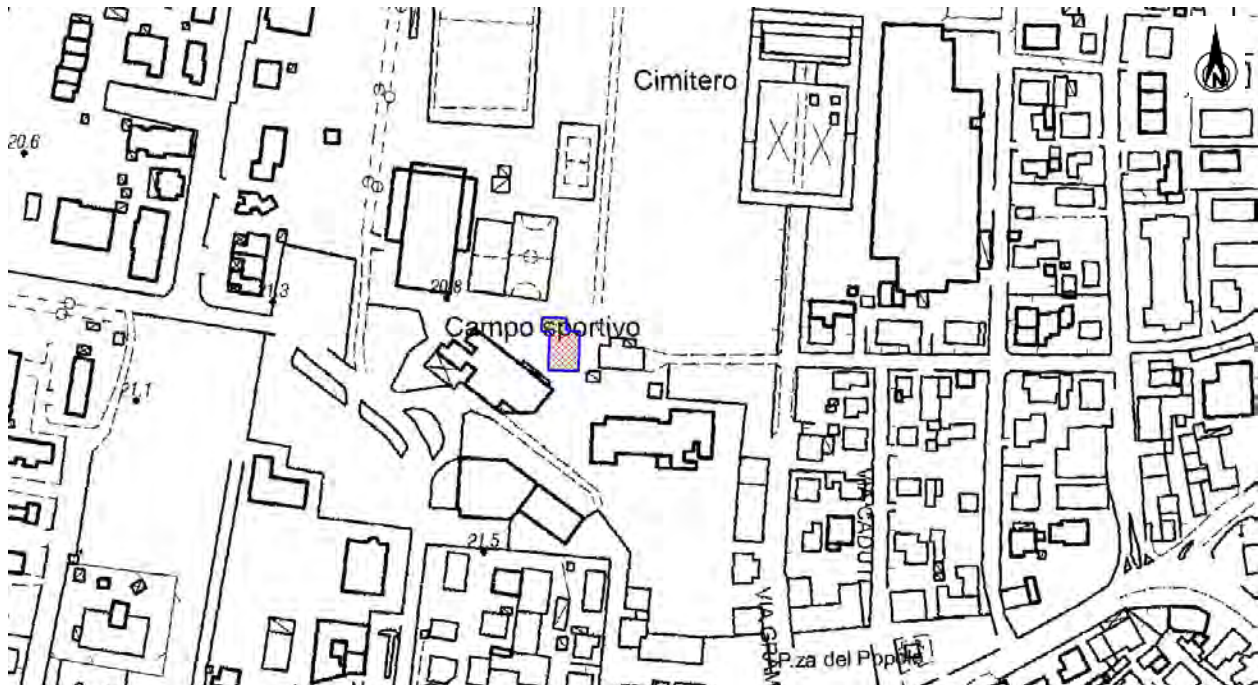
scala 1: 5.000  
 scala 1: 5.000  
 scala 1: 500

## ALLEGATI

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

# 1 PREMESSE

Nel mese di luglio 2023 è stato eseguito il presente studio geologico, geotecnico e sismico a supporto del progetto di realizzazione di una mensa scolastica a servizio della scuola primaria "Iqbal Masih", nel Comune di Medolla (MO).



**Fig.1.1 - Ubicazione del sito in studio.**

Il presente studio è stato condotto secondo la seguente normativa tecnica e documentazione di riferimento:

- **D.M. 17.01.2018** – Norme Tecniche per le Costruzioni 2018;
- **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.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;
- **Studio di Microzonazione sismica** del Comune di Medolla.

## 2 INQUADRAMENTO GENERALE

### 2.1 Modellazione geologica del sito

L'area in esame è collocata in ambiente di pianura, nel Comune di Medolla (Fig.2.1). Le coordinate specifiche dell'area sono le seguenti:

SITO IN ESAME	
COORDINATE GEOGRAFICHE – ED50	
LATITUDINE	LONGITUDINE
44.851110	11.070911



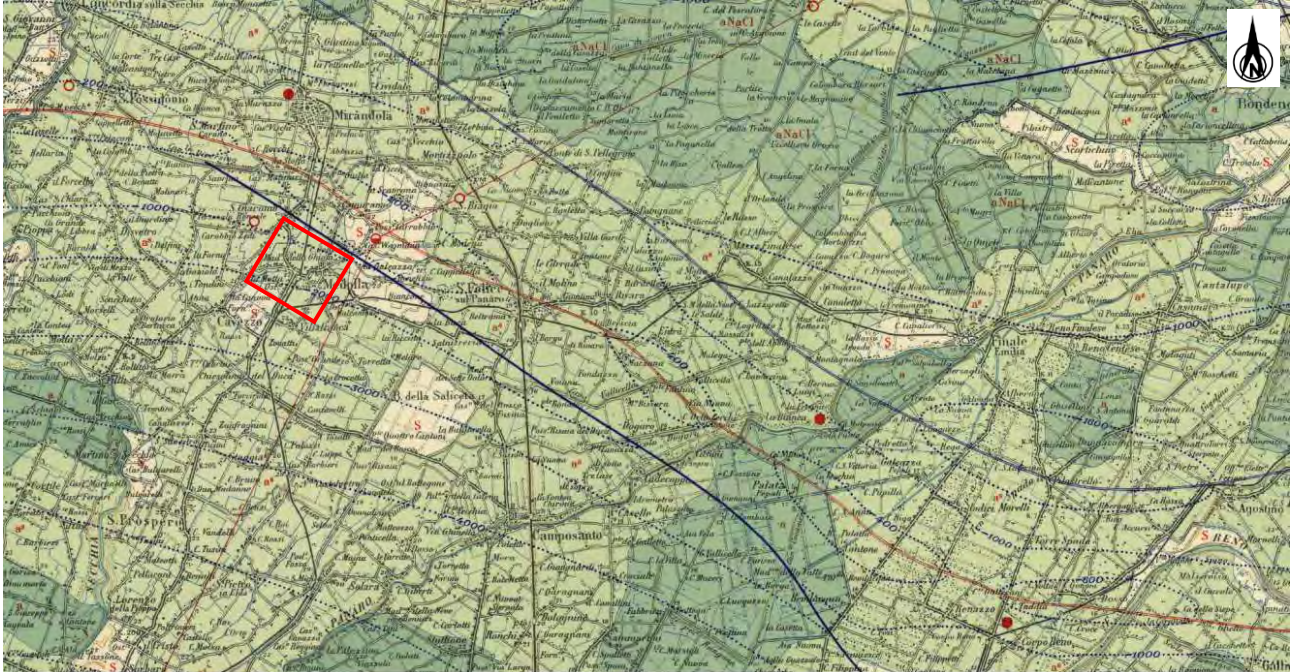
**Fig.2.1 - Ubicazione del sito in studio.**

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



## 2.2 Elementi geologici e geomorfologici

Dalla consultazione della “Carta Geologica d’Italia” a scala 1:100.000, si evidenzia come l’area in studio sia caratterizzata da argille sabbiose e sabbie argillose (**a<sup>s</sup>**).

Di seguito si riporta uno stralcio della carta sopra elencata (Fig. 2.2).



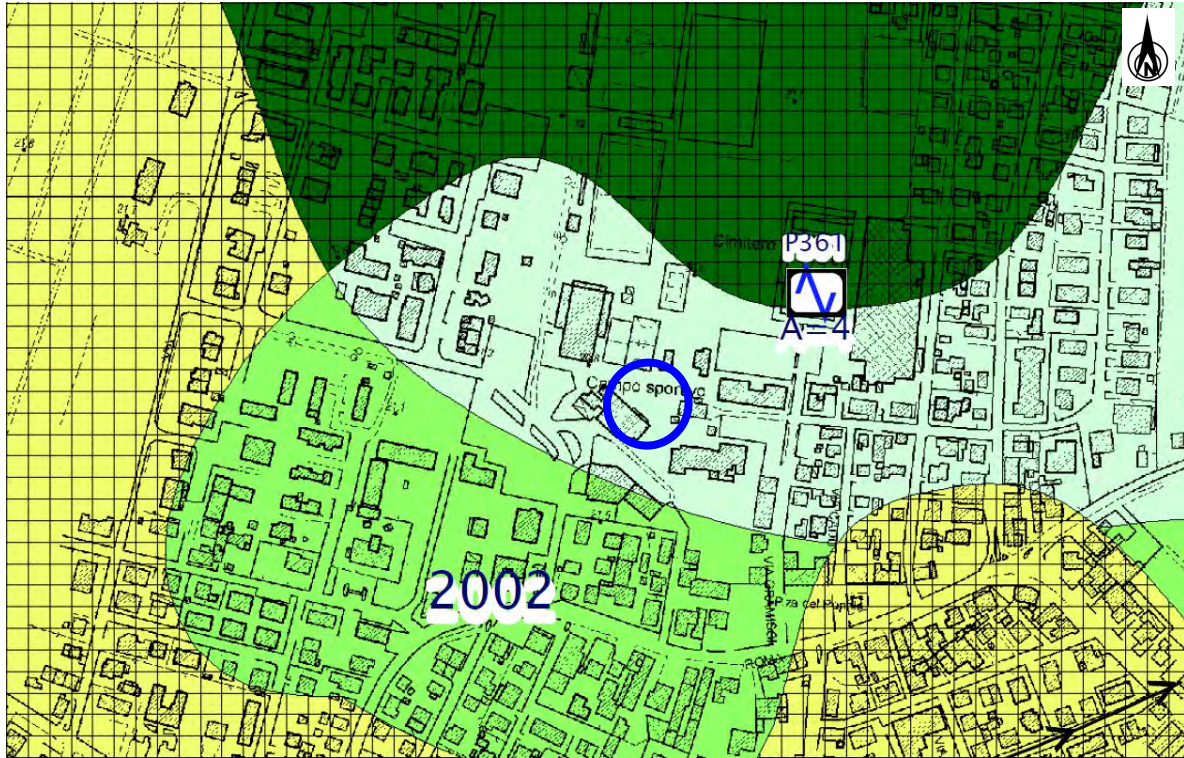
### Litologia di superficie

	Sabbie e terreni prevalentemente sabbiosi		Argille e terreni prevalentemente argillosi
	Argille sabbiose e sabbie argillose		Argille ipercolloidali e saiaie della Burana

**Fig. 2.2 - Carta Geologica d’Italia 1: 100.000 – Estratto ISPRA.**

## 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 Medolla, ed in particolare la "Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica" e la "Carta di microzonazione sismica – Livello 3", come riportato nelle figure seguenti. L'area è classificata come zona stabile suscettibile di amplificazione.



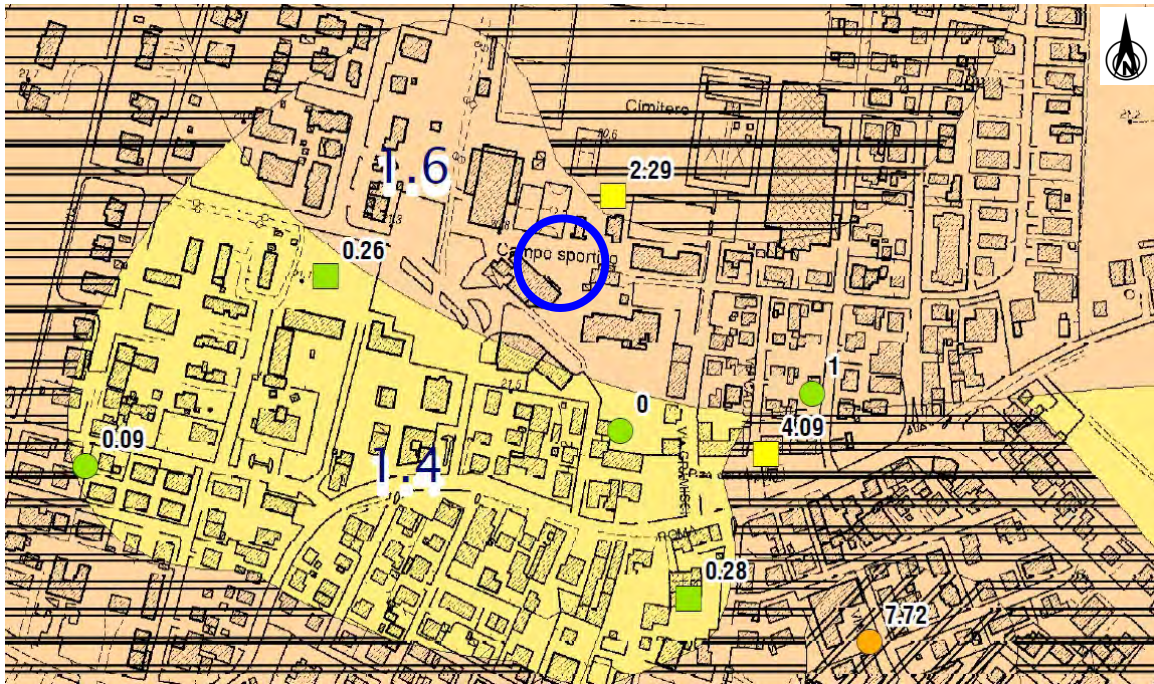
### Zone di attenzione per instabilità

- 30502004 Argille o argille limose mediamente consistenti di spessore superiore a 10 metri. Segue un livello sabbioso, ad addensamento e granulometria crescente con la profondità fino a 15 metri. Fino alla profondità di 25 metri sono presenti nuovamente terreni coesivi seguiti da terreni limosi e sabbiosi addensati. Frequenza HVSR pari o superiore a 1.1 Hz. Bedrock sismico a profondità di circa 100 metri (+/- 10 metri)
- 30502005 Sabbie e limi intercalati ad addensamento sciolto/medio fino alla profondità di 7/8 metri. Seguono terreni argillosi da medi a consistenti fino alla profondità di circa 23/24 metri seguiti da gruppo di terreni sabbiosi addensati. Frequenza HVSR compresa tra 0.90 Hz e 1.1 Hz – Bedrock sismico a profondità pari a circa 120 metri (+/- 10 metri)
- 30502006 Sabbie e limi intercalati ad addensamento sciolto/medio fino alla profondità di 10 metri. Seguono terreni argillosi da medi a consistenti fino alla profondità di circa 23/24 metri seguiti da gruppo di terreni sabbiosi addensati. Frequenza HVSR compresa tra 0.70 Hz e 0.90 Hz – Bedrock sismico a profondità superiori i 140 metri





### Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

- 2001 Argille o argille limose mediamente consistenti di spessore superiore a 20 metri con rari intervalli di lenti costituite da limi sabbiosi. Frequenza HVSR pari o superiore a 1.1 Hz – Bedrock sismico a profondità di circa 100 metri (+/- 10 metri)
- 2002 Argille o argille limose mediamente consistenti di spessore superiore a 20 metri. Nell'intervallo di profondità tra 20 e 30 metri si riscontra raramente la presenza di corpi sabbiosi lenticolari. Frequenza HVSR compresa tra 0.90 Hz e 1.1 Hz. Bedrock sismico a profondità pari a circa 120 metri (+/- 10 metri)
- 2003 Argille o argille limose mediamente consistenti di spessore superiore a 20 metri interrotte da corpi lenticolari di limi sabbiosi e limi argillosi. Frequenza HVSR compresa tra 0.70 Hz e 0.90 Hz. Bedrock sismico a profondità superiori i 140 metri



**Fig.2.3 – Carta delle Microzone omogenee in prospettiva sismica – MOPS.**



**Zone di suscettibilità per le liquefazioni**

-  ZSlq Zone di suscettibilità per le liquefazioni  $2 < IL \leq 5$   
FPGA = 1.3-1.4
-  ZSlq Zone di suscettibilità per le liquefazioni  $5 < IL \leq 15$   
FPGA = 1.3-1.4
-  ZSlq Zone di suscettibilità per le liquefazioni  $2 < IL \leq 5$   
FPGA = 1.5-1.6
-  ZSlq Zone di suscettibilità per le liquefazioni  $5 < IL \leq 15$   
FPGA = 1.5-1.6

**Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali**

-  FPGA = 1.3-1.4
-  FPGA = 1.5-1.6

**Fig.2.4 – Carta di Microzonazione sismica – Livello 3.**

## 3 INDAGINI GEOGNOSTICHE

### 3.1 Indagini Geotecniche

In relazione alla litologia presente nell'area e in base alla tipologia di intervento in progetto, in data 17/07/23, sono state eseguite in sito le seguenti indagini geotecniche:

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

I risultati sono riportati nell'allegato n. 1.

VERTICALI D'INDAGINE	PROFONDITÀ PROVA	QUOTA FALDA FREATICA $D_w$
CPTU 1	-17.88 m da p.c.	-2.80 m da p.c.
CPTU 2	-18.24 m da p.c.	-2.80 m da p.c.

#### 3.1.1 Prova penetrometrica CPTU

La prova penetrometrica statica con punta elettrica (CPTU), consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica standard, connessa all'estremità inferiore di una batteria di aste cave, che viene infissa a pressione e velocità costante nel terreno tramite un dispositivo di spinta idraulico che agisce alla sommità delle aste.

La punta elettrica è strumentata con sensori elettrici e un sistema di trasmissione dei dati in superficie via cavo, che permette l'acquisizione e la registrazione dei dati quasi in continuo, ogni centimetro. I dati misurati durante la prova sono la resistenza totale alla penetrazione  $Q_t$ , la resistenza alla penetrazione della punta  $Q_c$  e la resistenza laterale del manicotto  $F_s$ ; è possibile inoltre monitorare, durante l'esecuzione della prova, alcuni parametri di controllo quali l'inclinazione rispetto alla verticalità e la velocità di penetrazione del cono. Una punta elettrica particolare, detta "piezocono", è dotata anche di un dispositivo di misura della pressione, attraverso il quale viene misurata la pressione dell'acqua nei pori del terreno  $u$  (CPTU). La pressione che viene misurata è la pressione  $u = u_0 + \Delta u$ , dove  $u_0$  è la pressione dovuta al livello idrostatico e  $\Delta u$  quella generata dallo sforzo alla penetrazione nel terreno.

Il piezocono da Noi utilizzato è un Pagani, con sistema di acquisizione TGAS07 ed è dotato di un dispositivo di misura della pressione costituito da un cilindro metallico saturato con grasso, situato poco al di sopra della punta conica.

I dati acquisiti sono stati elaborati con software CPeT – IT v. 1.7.4.13 prodotto da GeoLogisMiki – Geotechnical Software.

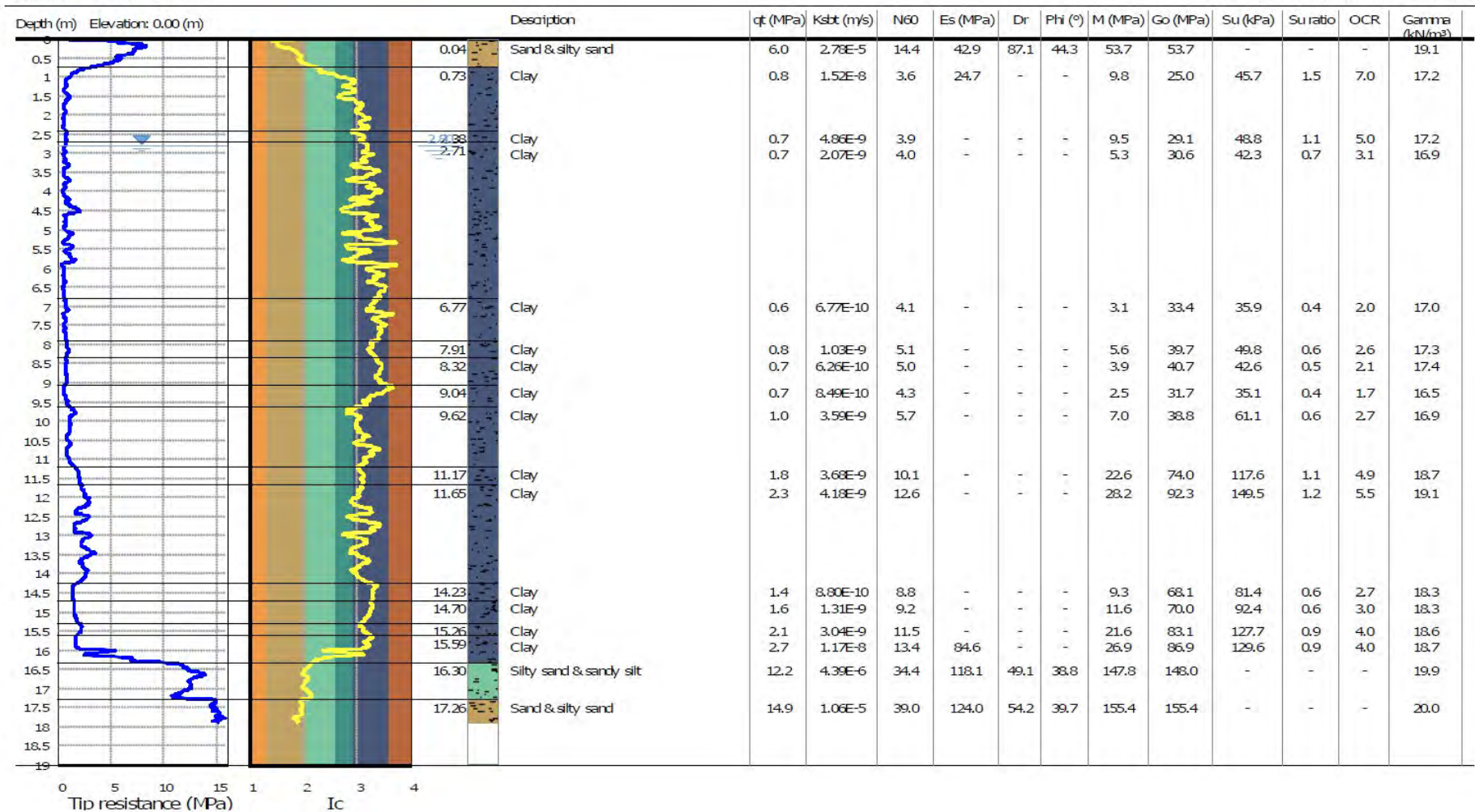
## CPTU 1

Project: Studio del terreno di fondazione

Location: Medolla, mensa

CPT: CPTU 1

Total depth: 17.88 m, Date: 17/07/2023



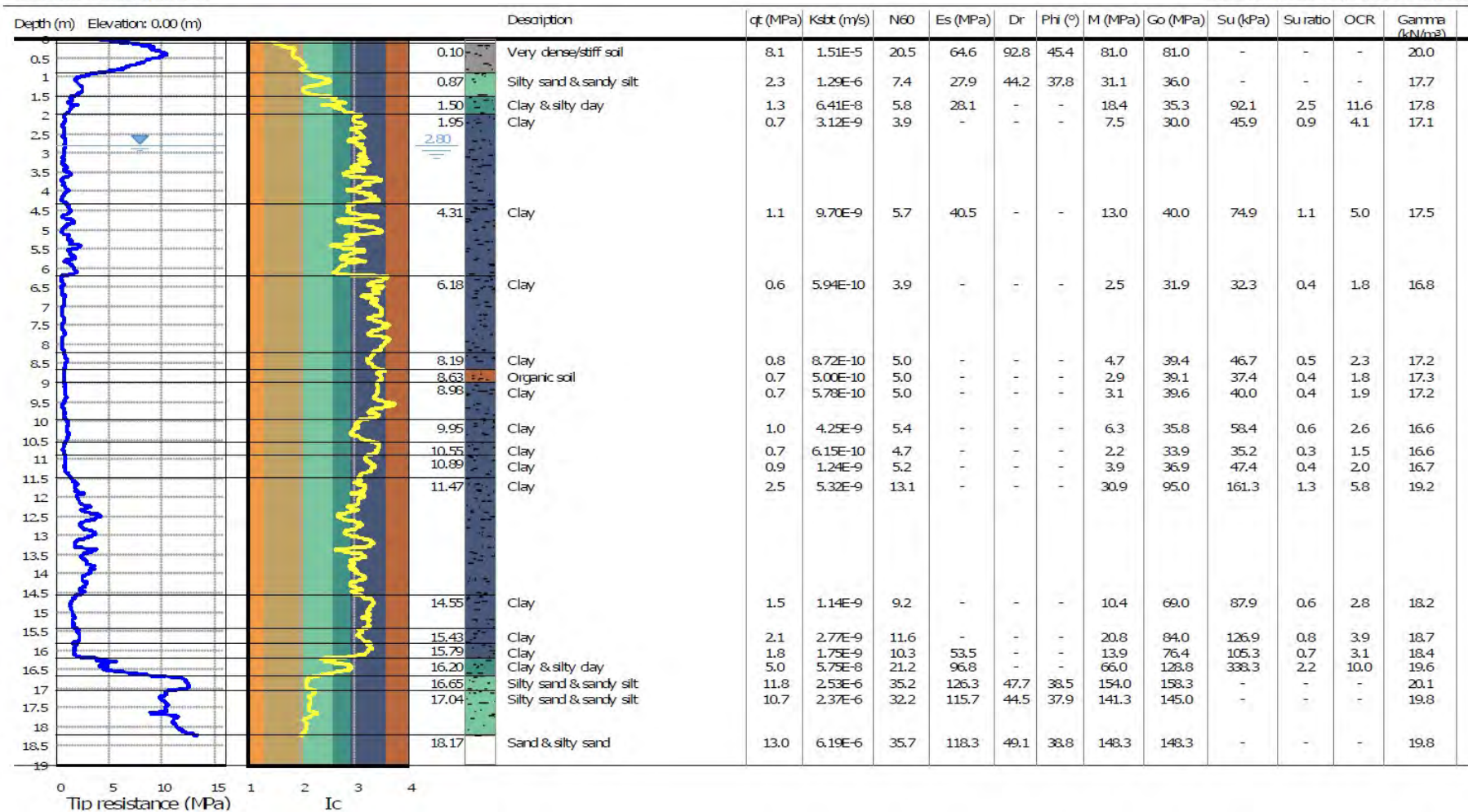
## CPTU 2

Project: Studio del terreno di fondazione

Location: Medolla, mensa

CPT: CPTU 2

Total depth: 18.24 m, Date: 17/07/2023



## 3.2 Indagini Geofisiche

Per la caratterizzazione sismica dell'area di studio, in data 17/07/23, è stata eseguita in sito la seguente indagine geofisica:

- **n. 1 indagine sismica passiva HVSR**

I risultati sono riportati integralmente nell'allegato n. 2.

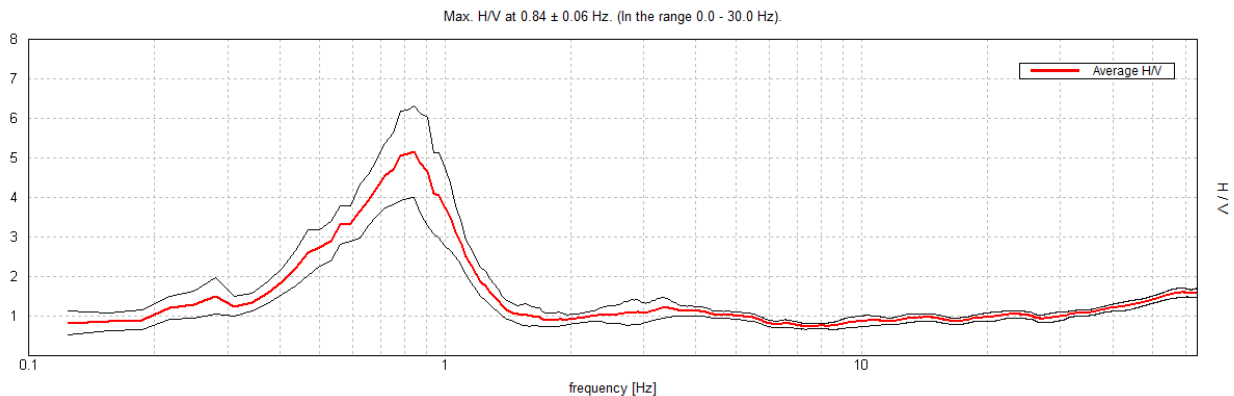
### 3.2.1 Indagine sismica passiva a stazione singola (analisi HVSR)

Le misure sismiche passive a stazione singola sono state eseguite mediante un tromografo digitale dotato di tre canali velocimetrici, modello Tromino® 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 (Fig.3.2).

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

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

dove  $h$  è lo spessore dello strato.

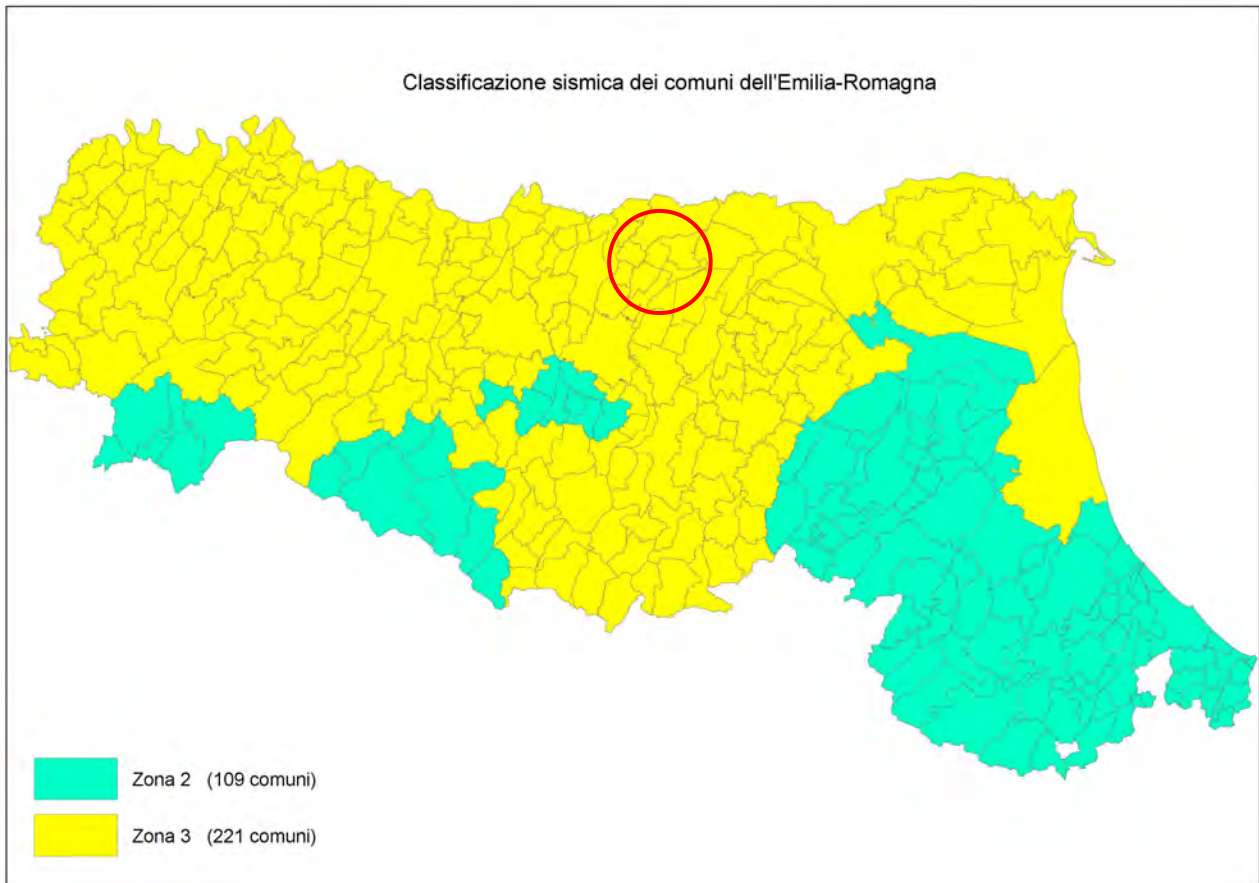


**Fig.3.1 - Curva HVSR eseguita in sito.**

## 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 Medolla (MO)** risulta appartenente alla **classe di sismicità 3**.



**Fig.4.1 - Classificazione sismica dei comuni della regione Emilia-Romagna; DGR 146/23.**

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 949 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.

### Stati limite

Classe Edificio

IV. Funzioni pubbliche o strategiche importanti...

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

**CU = 2**

Stato Limite	Tr [anni]	a <sub>g</sub> [g]	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub> * [s]
Operatività (SLO)	60	0.055	2.492	0.272
Danno (SLD)	101	0.073	2.528	0.269
Salvaguardia vita (SLV)	949	0.199	2.537	0.276
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0.263	2.461	0.287
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	100			

### Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1      us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: C

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,40	1,31
CC Coeff. funz categoria	1,61	1,62	1,61	1,59
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]: 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.017	0.022	0.067	0.097
kv	0.008	0.011	0.033	0.048
Amax [m/s²]	0.810	1.067	2.733	3.382
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 = 4 (costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti)
- Vita nominale = 50 anni
- Tr = 949 anni

## 4.2 Categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 NTC2018)

Per determinare il parametro  $V_{30}$  e definire quindi la categoria di sottosuolo dell'area indagata (§ 3.2.2 NTC 2018) è stata eseguita in sito l'indagine sismica sopra descritta nel paragrafo precedente. Il valore di  $V_{30}$  si calcola attraverso la formula 3.2.1 delle NTC 2018:

$$V_{S,Eq} = \frac{H}{\sum_i \frac{h_i}{V_{si}}}$$

dove H è la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

Dall'elaborazione dell'indagine sismica HVSR, si sono ottenuti i valori di  $V_{s,30}$  e di frequenza naturale del terreno  $f_0$  riportati nella seguente tabella:

<b>HVSR</b>	<b>0.84 ± 0.06 Hz</b>	
	<b>Vs30</b>	<b>201 m/s</b>

Pertanto, secondo la classificazione del sottosuolo imposta dal NTC 2018, si definisce il sottosuolo indagato come appartenente alla appartenente alla **categoria C**, corrispondente a:

DEPOSITI DI TERRENI A GRANA GROSSA MEDIAMENTE ADDENSATI O TERRENI A GRANA FINA MEDIAMENTE CONSISTENTI CON PROFONDITÀ DEL SUBSTRATO SUPERIORI A 30 m, CARATTERIZZATI DA UN MIGLIORAMENTO DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE CON LA PROFONDITÀ E DA VALORI DI VELOCITÀ EQUIVALENTE COMPRESI TRA **180 m/s** E **360 m/s**.

### 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 **949 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	$S_T$
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 e di sito.

PARAMETRI PERICOLOSITÀ DI BASE				DI SITO	
Tr (anni)	$a_g(g)$	$F_o$	$T_c^*(s)$	$S_s$	$S_T$
949	0.199	2.537	0.276	1.40	1.00

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

$$A_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.40 \cdot 1.0 \cdot 0.199 = 0.278g$$

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

Poiché la struttura in progetto sarà utilizzata per funzioni pubbliche o strategiche importanti (classe edificio = 4) si è provveduto allo studio di risposta sismica locale di terzo livello.

È stata così 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 ( $G / G_0 - \gamma$ ) 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 ( $t$ ):

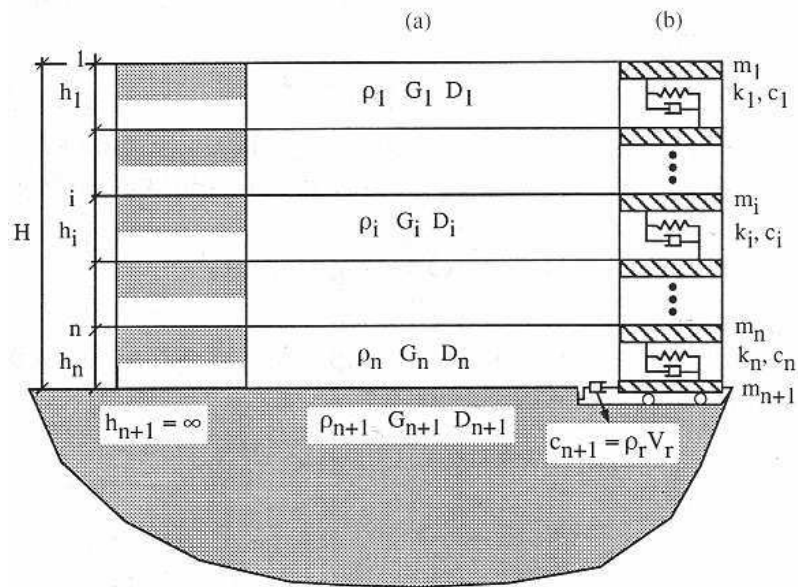
$$u(z,t) = A \exp[i(\omega t + k^* z)] + B \exp[i(\omega t - k^* z)]$$

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:

$$k^* = \frac{\omega}{v_s^*}$$

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

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.**

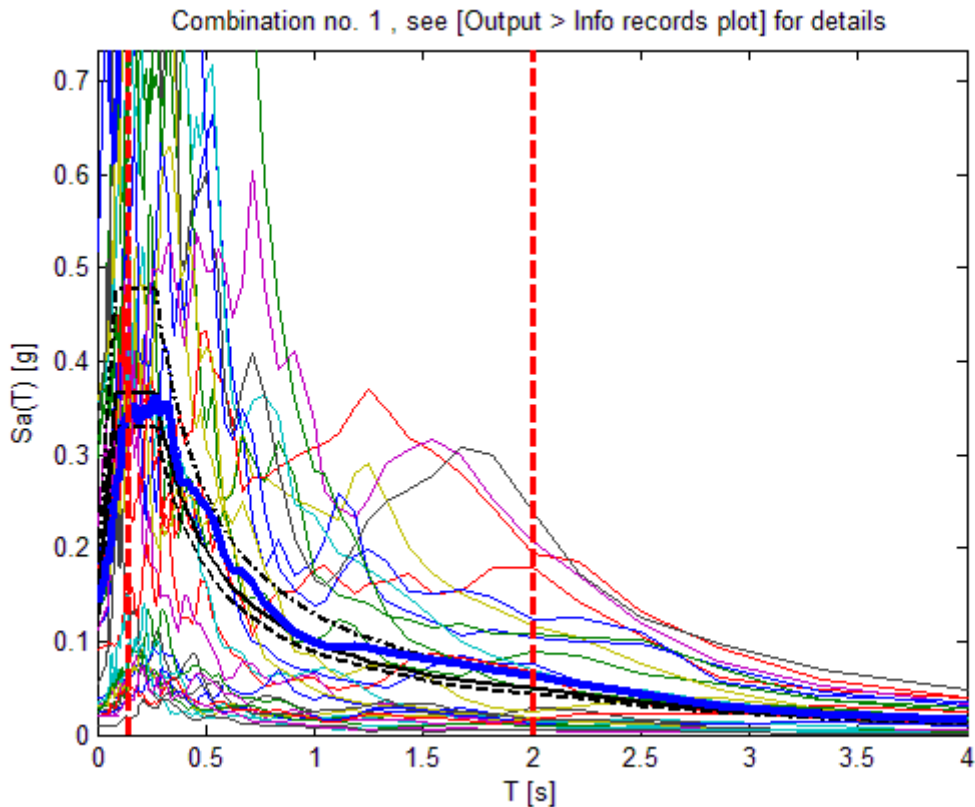
## MODELLO SIMULATO

Il modello simulato deriva dai dati ottenuti dalle prove che compongono la campagna geognostica eseguita in 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 delle indagini geofisiche in sito, integrato con dati di bibliografici. Si illustra successivamente il modello utilizzato:

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
1.00	1.00	110	0.44
11.00	10.00	170	0.43
26.00	15.00	220	0.43
51.00	25.00	300	0.42
81.00	30.00	350	0.42
121.00	40.00	400	0.42
inf.	inf.	650	0.42

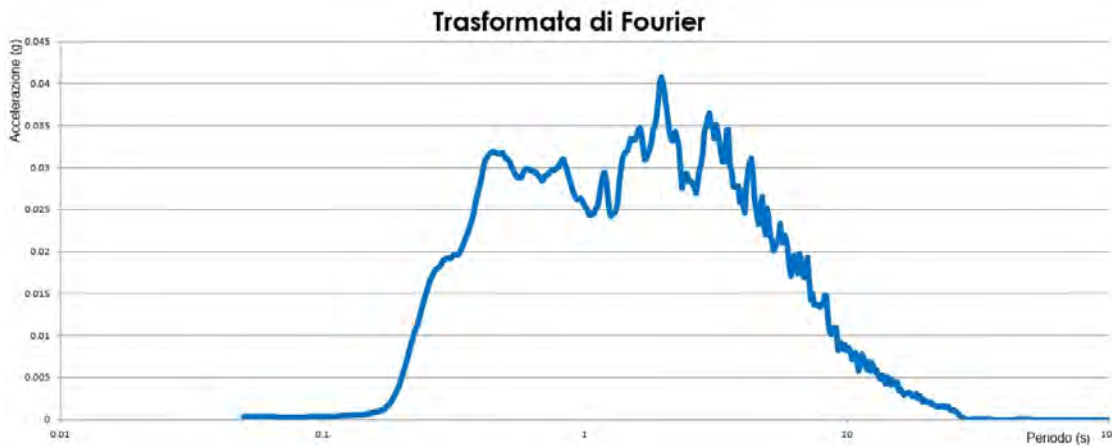
Trattandosi di una verifica diretta ai fini progettuali, in accordo con quanto esposto nel § 7.3 delle NTC 2018, l'analisi RSL in oggetto è stata svolta adottando come input sismico 30 accelerogrammi, corrispondenti allo stato limite SLV. Gli accelerogrammi reali e misurati, sono stati individuati mediante 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 **IV** 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.4.4 - Forme spettrali relative agli accelerogrammi considerati.**

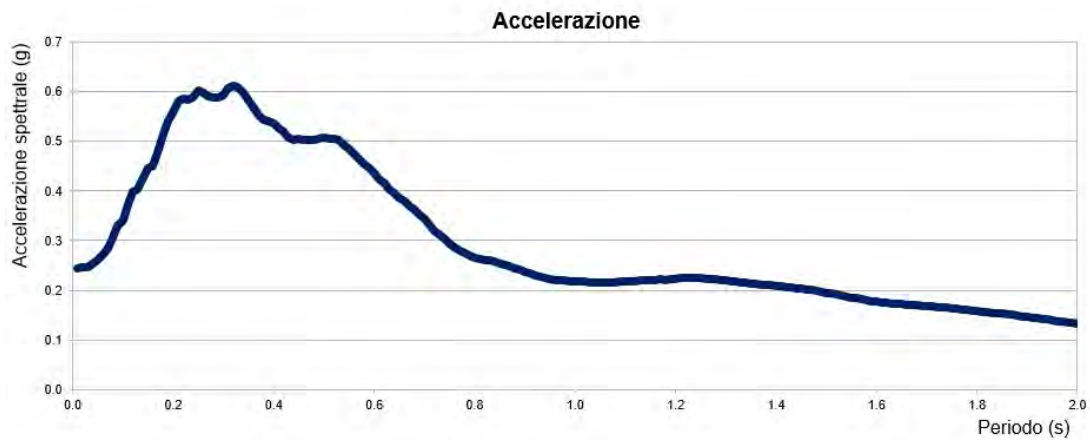
## RISULTATI OTTENUTI

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.

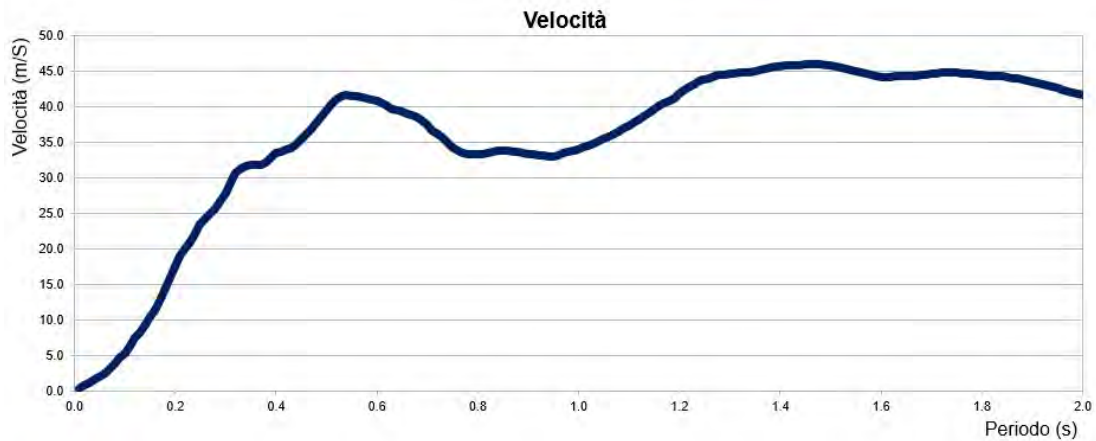


*In alto Funzione di Trasferimento e in basso funzione FT.*

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:

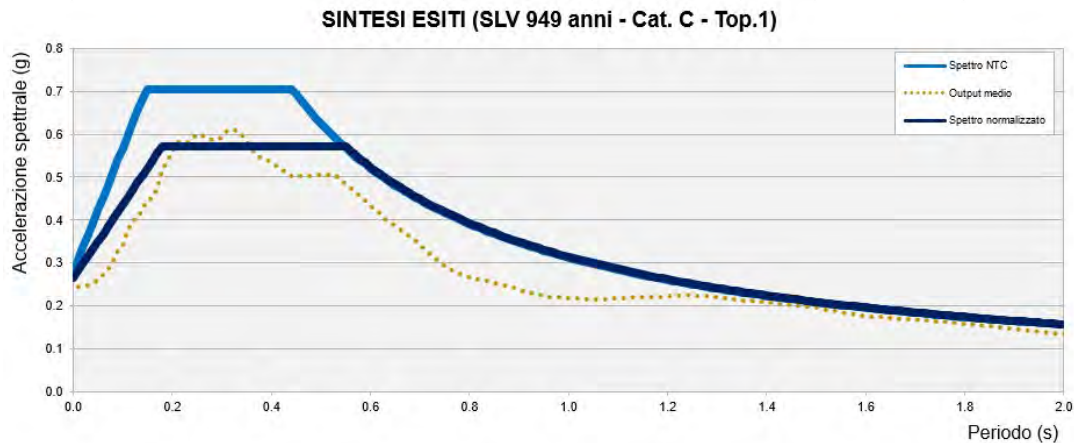


**Accelerazioni spettrali relative a un periodo di ritorno pari a 949 anni (SLV)**



**Velocità spettrali relative a un periodo di ritorno pari a 949 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 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)
0.199	2.161	0.276	0.18	0.55	1.33	<b>0.265</b>

## 5 MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DEL SITO

### 5.1 Modello geotecnico del sottosuolo

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica delle indagini geotecniche eseguite in sito e in relazione all'intervento in progetto, si può riassumere il seguente modello geotecnico schematico del terreno investigato:

Modello geotecnico medio										
	Profondità	Deposito	$\gamma_{\text{NAT}} / \gamma_{\text{SAT}}$	$c'$	$C_u$	$D_r$	$\phi^i$	$E_s$	$M$	$D_w$
A	0.0 – 1.0	PREFORO								-2.8
B	1.0 – 9.6	Argilla limosa a scarsa consistenza	17.5/19.5	4.2	42.0	/	21	5900	3500	
C	9.6 – 11.1	Argilla limosa a media consistenza	18.0/20.0	6.0	60.0	/	23	8400	4500	
D	11.1 – 16.3	Argilla limosa consistente	18.5/20.5	10.0	100.0	/	25	14000	10000	
E	16.3 – 20.0	Sabbia limosa mediamente addensata	18.5/20.5	/	/	50	38	18000	/	
		Descrizione litologica	Peso di volume naturale e saturo	Coesione efficace	Coesione non drenata	Densità relativa	Angolo d'attrito efficace di picco	Modulo di Young	Modulo edometrico	Soggiacenza
		M da p.c.	( $\text{kN/m}^3$ )	( $\text{kN/m}^2$ )	( $\text{kN/m}^2$ )	(%)	( $^\circ$ )	( $\text{kN/m}^2$ )	( $\text{kN/m}^2$ )	(m da p.c.)

Per eseguire le prove penetrometriche è stato necessario realizzare due prefiori fino alla profondità di -1.00 m da p.c. mediante escavatore meccanico in modo da verificare la presenza di eventuali sottoservizi.

### 5.2 Tipologia di fondazioni e calcolo della capacità portante

Per il calcolo della capacità portante del terreno si sono utilizzati i parametri geotecnici emersi dall'elaborazione delle prove penetrometriche eseguite nel sito in studio. Al fine di calcolare la capacità portante del terreno si sono ipotizzate fondazioni superficiali di tipo **nastriforme in c.a.**

*Ipotesi fondazioni:*

larghezza della fondazione	<b>B</b> = 1.0 m
lunghezza della fondazione	<b>B'</b> = 5.0 m
profondità della quota di imposta	<b>D</b> = -1.00 m da p.c.

**Parametri di resistenza e deformabilità:**

	Profondità	Deposito	$\gamma_{\text{NAT}} / \gamma_{\text{SAT}}$	$c'$	$C_u$	$D_r$	$\phi^i$	$E_s$	$M$	$D_w$
<b>B</b>	1.0 – 9.6	Argilla limosa a scarsa consistenza	17.5/19.5	4.2	42.0	/	21	5900	3500	-2.8
		Descrizione litologica	Peso di volume naturale e saturo	Coesione efficace	Coesione non drenata	Densità relativa	Angolo d'attrito efficace di picco	Modulo di Young	Modulo edometrico	Soggiacenza
		M da p.c.	( $\text{kN/m}^3$ )	( $\text{kN/m}^2$ )	( $\text{kN/m}^2$ )	(%)	( $^\circ$ )	( $\text{kN/m}^2$ )	( $\text{kN/m}^2$ )	(m da p.c.)

## 5.2.1 Verifica nei confronti degli SLU (6.4 NTC 2018)

In relazione a quanto esposto nella normativa tecnica nazionale NTC 2018, si procede alla verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) di resistenza del terreno (GEO) relativamente alle opere di fondazione in oggetto, di **tipo superficiale**, fornendo il valore di resistenza offerta dal sistema geotecnico ( $R_{d\text{ GEO}}$ ). Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella Tab. 6.2.II (NTC 2018) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Le verifiche sono effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

### Fattori correttivi sismici: Paolucci e Pecker (1997)

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma nei riguardi della determinazione del  $q_{lim}$  vengono introdotti, all'interno della formula di Terzaghi, i fattori correttivi  $z$ :

$$z_c = 1 - 0.32 \cdot K_h \quad z_q = \left(1 - \frac{K_h}{\tan \varphi}\right)^{0.35} \quad z_y = z_q$$

Dove il  $K_h$  è il coefficiente sismico orizzontale. Le verifiche sono state effettuate considerando quindi i seguenti parametri sismici:

- $a_{MAX}$  (ag/g): **0.278g** (approccio semplificato NTC2018, relativa a SLV;  $T_r = 475$  anni);
- coefficiente intensità sismica del terreno  $K_h$ : **0.067**.

La determinazione della resistenza  $R_d$  GEO è stata svolta nella condizione sia a breve che a lungo termine per l'intervento in progetto.

La resistenza  $R_d$  calcolata in condizioni "non drenate" dove  $C_u \neq 0$  e  $\phi = 0$ , applicando il coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata secondo la seguente relazione  $C_{ud} = C_{uk} / 1.0$ , per cui si avrà  $C_{ud} = C_{uk}$ , dove  $C_{ud}$  = coesione non drenata di progetto e  $C_{uk}$  = coesione non drenata caratteristica, sarà pari a:

CONDIZIONE STATICA – CONDIZIONI NON DRENATE – A1+M1+R3		
Profondità di imposta	Larghezza della fondazione	Carico limite ultimo SLU - F.S. = 2.3
D=-1.0 m da p.c.	B= 1.0 m X L= 5.0 m	1.11 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 111 kN/m <sup>2</sup>

La resistenza  $R_d$  calcolata in condizioni "drenate" seguendo l'Approccio 2, combinazione (A1 + M1 + R3), applicando il coefficiente di riduzione parziale per la tangente dell'angolo di attrito secondo la relazione:  $\tan \phi'd = \tan \phi'k / 1.0$ , dove  $\phi'd$  è l'angolo d'attrito di progetto, ne deriva, essendo  $\phi'k = \phi'd$ . Quindi secondo la formula di Terzaghi si ottiene, per l'intervento in progetto uno stato limite ultimo pari a:

CONDIZIONE STATICA – CONDIZIONI DRENATE – A1+M1+R3		
Profondità di imposta	Larghezza della fondazione	Carico limite ultimo SLU F.S. = 2.3
D=-1.0 m da p.c.	B= 1.0 m X L= 5.0 m	1.17 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 117 kN/m <sup>2</sup>

CONDIZIONE PSEUDO-STATICA – CONDIZIONI DRENATE – A1+M1+R3		
Profondità di imposta	Larghezza della fondazione	Carico limite ultimo SLU F.S. = 2.3
D=-1.0 m da p.c.	B= 1.0 m X L= 5.0 m	1.12 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 112 kN/m <sup>2</sup>

## 5.2.2 Verifica dei cedimenti

È stato eseguito il calcolo del cedimento edometrico del terreno di fondazione mediante il metodo di consolidazione monodimensionale di Terzaghi.

Profondità di imposta	B x L	Carico considerato	Cedimento per consolidazione
D=-1.0 m da p.c.	B= 1.0 m X L= 5.0 m	80 kN/m <sup>2</sup>	1.1 cm

## 5.2.3 Modulo di sottofondo

Il modello di Winkler considera il terreno come formato da una distribuzione di vincoli semplici bilaterali elastici. La relazione che ne regola il comportamento è di tipo lineare tra il cedimento ( $w$ ) e la pressione di contatto ( $p$ ):  $p = kw$ .

Il parametro  $k$  è detto costante di sottofondo. Come è noto,  $k$  non dipende solo dal terreno ma anche dai carichi applicati, dalle proprietà del terreno, dalla forma e le dimensioni della fondazione.

Utilizzando la Formula di Bowles (1974):

$$k \text{ (kN/mc)} = 40 * P * F_c,$$

dove  $F_c = 2.54/\text{cedimento della fondazione (cm)}$ ; è stato considerato un cedimento di riferimento pari a  $S = 1.1 \text{ cm}$  ed un carico applicato al terreno di fondazione pari a  $P = 0.80 \text{ kg/cm}^2 \approx 80 \text{ kN/m}^2$ , il modulo di sottofondo o costante di Winkler è risultato pari a  $K = 2.22 \text{ kg/cm}^3 \approx 22200 \text{ kN/m}^3$ .

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

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:

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

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)

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

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 ≤ 10	Alto
15 > LPI	Molto alto

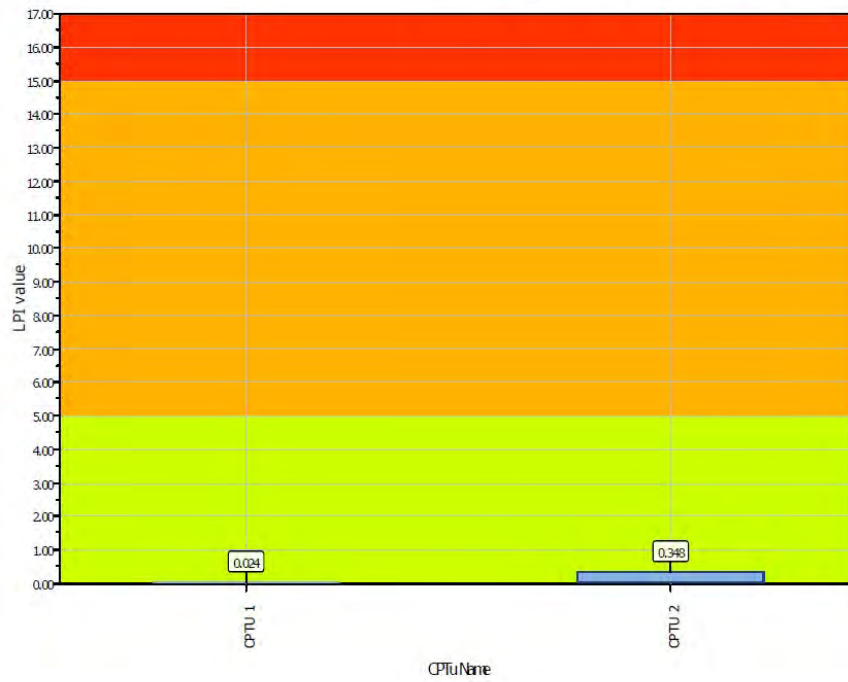
Si illustra successivamente il valore di LPI derivato dalle verticali di prova, considerando un'accelerazione massima al suolo  $A_{max}=0.278g$  (approssimato a  $A_{max}=0.28g$ ; approccio semplificato – NTC2018), una magnitudo di riferimento pari a  $M=6.14$  (derivante dalla zona sismogenetica) e la falda freatica in condizioni sismiche alla quota  $D_w=-1.00$  m da p.c.

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

INDAGINE	INDICE DI LIQUEFAZIONE	RISCHIO
CPTU 1	0.024	BASSO
CPTU 2	0.348	BASSO

Project title : Studio del terreno di fondazione  
Location : Medolla, mensa

Overall Liquefaction Potential Index report



## 5.4 Stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica (§ ALL. A3, B. DGR 476/2021)

La stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica si ottiene applicando le procedure descritte nell'allegato A3.B della DGR 476/2021. Si ricorda che, come cita la norma DGR 476/21, la stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica è affetta da notevoli incertezze e che i valori che si ottengono devono intendersi solo orientativi.

Il cedimento permanente indotto dall'azione sismica in corrispondenza di una verticale di esplorazione si ottiene dalla somma dei contributi al cedimento stimati per i diversi strati del sottosuolo, fino alla profondità alla quale tali contributi non sono più significativi. Il cedimento permanente post-sismico può dunque essere stimato con l'equazione:

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

in cui  $\varepsilon_{vi}$  è la deformazione volumetrica (e verticale) dello strato  $i$ -esimo e  $\Delta z_i$  il suo spessore.

I cedimenti permanenti indotti dall'azione sismica possono essere dovuti alle deformazioni volumetriche (e quindi verticali) di:

- terreni granulari saturi,
- terreni granulari insaturi,
- terreni coesivi soffici.

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.

Il calcolo dei cedimenti post-sismici in terreni incoerenti (*vertical settlements*) in condizioni sature (*liquefaction vertical settlements*) e insature (*dry sand vertical settlements*), eseguito per la verticale CPTU ha evidenziato quanto segue:

INDAGINE	CEDIMENTO IN TERRENI INCOERENTI SATURI – (Liq. Seattle)	CEDIMENTO IN TERRENI INCOERENTI INSATURI – (Dry. Seattle)
CPTU 1	0.27 cm	0.00 cm
CPTU 2	1.04 cm	0.00 cm

## 6 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il presente elaborato riassume e illustra le caratteristiche geologico-stratigrafiche, geotecniche e sismiche relative al volume significativo di sottosuolo indagato a supporto del progetto di realizzazione di una mensa scolastica a servizio della scuola primaria "Iqbal Masih", nel Comune di Medolla (MO).

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

- **n. 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono CPTU**
- **n. 1 indagine sismica passiva HVSR**

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.

In relazione a quanto esposto nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni in zona sismica del 2018, si è proceduto alla verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU). Nel nostro caso specifico, per quanto riguarda le opere di fondazione, nelle verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi è stato calcolato lo SLU sia a breve che a lungo termine per l'intervento in progetto, utilizzando il seguente approccio di calcolo:

- Approccio 2 combinazione (A1 + M1 + R3).

I risultati sono visibili nel § 5.3.1.

Si riassumono nella seguente tabella i valori di portanza del terreno di fondazione calcolati agli stati limite ultimi SLU relativamente alle fondazioni ipotizzate e sopra descritte.

Verifica nei confronti degli SLU		
APPROCCIO 2 – COMBINAZIONE (A1 + M1 + R3)		
CONDIZIONE NON DRENATE	CONDIZIONI DRENATE	CONDIZIONI SISMICHE DRENATE Paolucci & Pecker
1.11 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 111 kN/m <sup>2</sup>	1.17 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 117 kN/m <sup>2</sup>	1.12 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 112 kN/m <sup>2</sup>

In ottemperanza della normativa tecnica nazionale (NTC 2018) e in accordo con i risultati ottenuti a seguito delle indagini geofisiche espletate per il 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 tipologia di fabbricato che sarà realizzato, sono state considerate le seguenti caratteristiche:

- Classe edificio = 4 (costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti)
- Vita nominale = 50 anni
- Tr = 949 anni

Poiché la struttura in progetto sarà utilizzata per funzioni pubbliche o strategiche importanti (classe edificio = 4) si è provveduto allo studio di risposta sismica locale di terzo livello.

La definizione dell'azione sismica tramite l'approfondimento di terzo livello RSL, 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	A <sub>max</sub>	FA	A <sub>max</sub>
0.199	1.40	0.278	1.33	0.265

È stata eseguita la verifica della suscettibilità al fenomeno della liquefazione sulla base delle prove penetrometriche eseguite in sito, considerando una accelerazione massima al suolo  $A_{max} = 0.278g$  (approssimato a  $A_{max}=0.28g$ ; approccio semplificato – NTC2018), la soggiacenza della falda freatica in condizioni sismiche alla profondità  $D_w=-1.00$  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 eseguita si è ottenuto il seguente valori di LPI (§ 5.3):

INDAGINE	INDICE DI LIQUEFAZIONE	RISCHIO
CPTU 1	0.024	BASSO
CPTU 2	0.348	BASSO

Sono stati inoltre calcolati i cedimenti indotti dall'azione sismica (§ 5.4). Il calcolo dei cedimenti post-sismici in terreni incoerenti (*vertical settlements*) in condizioni sature (*liquefaction vertical settlements*) e insature (*dry sand vertical settlements*), eseguito per le verticali CPTU ha evidenziato quanto segue:

INDAGINE	CEDIMENTO IN TERRENI INCOERENTI SATURI – (Liq. Seattle)	CEDIMENTO IN TERRENI INCOERENTI INSATURI – (Dry. Seattle)
CPTU 1	0.27 cm	0.00 cm
CPTU 2	1.04 cm	0.00 cm

Modena, 20 luglio 2022

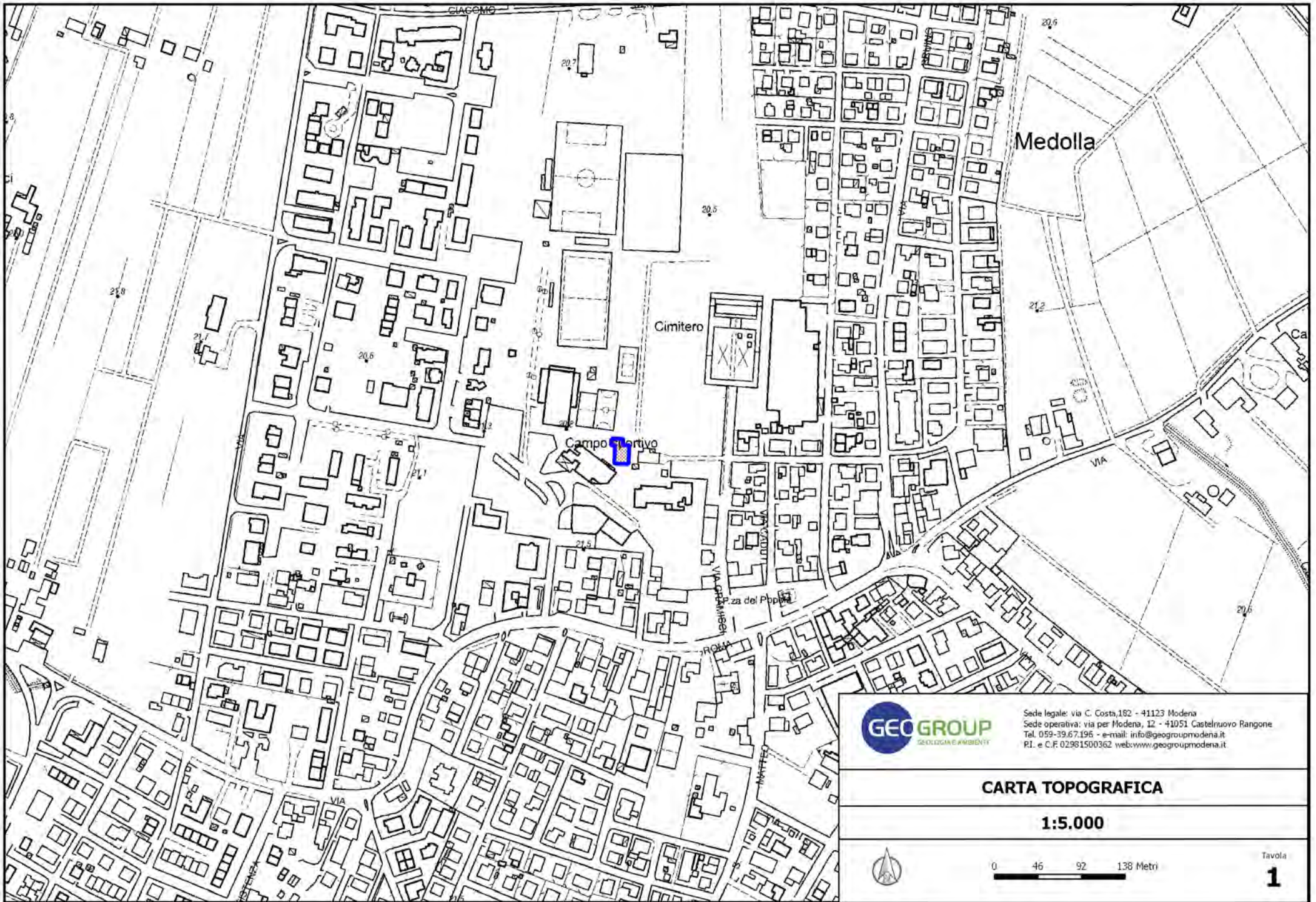
Dott. Geol. Pier Luigi Dallari



## **GEO GROUP s.r.l.**

**Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia  
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche**

# ***TAVOLE***



Sede legale: via C. Costa,182 - 41123 Modena  
Sede operativa: via per Modena, 12 - 41051 Castelnuovo Rangone  
Tel. 059-39.67.196 - e-mail: info@geogroupmodena.it  
P.I. e C.F. 02981500362 web:www.geogroupmodena.it

**CARTA TOPOGRAFICA**

**1:5.000**



Tavola

**1**



Sede legale: via C. Costa,182 - 41123 Modena  
Sede operativa: via per Modena, 12 - 41051 Castelnovo Rangone  
Tel. 059-39.67.196 - e-mail: info@geogroupmodena.it  
P.I. e C.F. 02981500362 web:www.geogroupmodena.it

**RIPRESA SATELLITARE**

**1:5.000**



Tavola  
**2**



**Legenda**

- ★ CPTU
- ★ HVSR

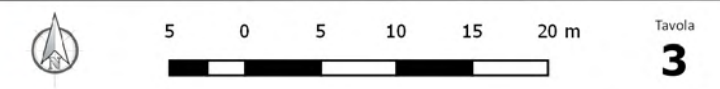
campo sportivo



Sede legale: via C. Costa,182 - 41123 Modena  
Sede operativa: via per Modena, 12 - 41051 Castelnuovo Rangone  
Tel. 059-39.67.196 - e-mail: info@geogroupmodena.it  
P.I. e C.F. 02981500362 web:www.geogroupmodena.it

**UBICAZIONE INDAGINI**

**1: 500**

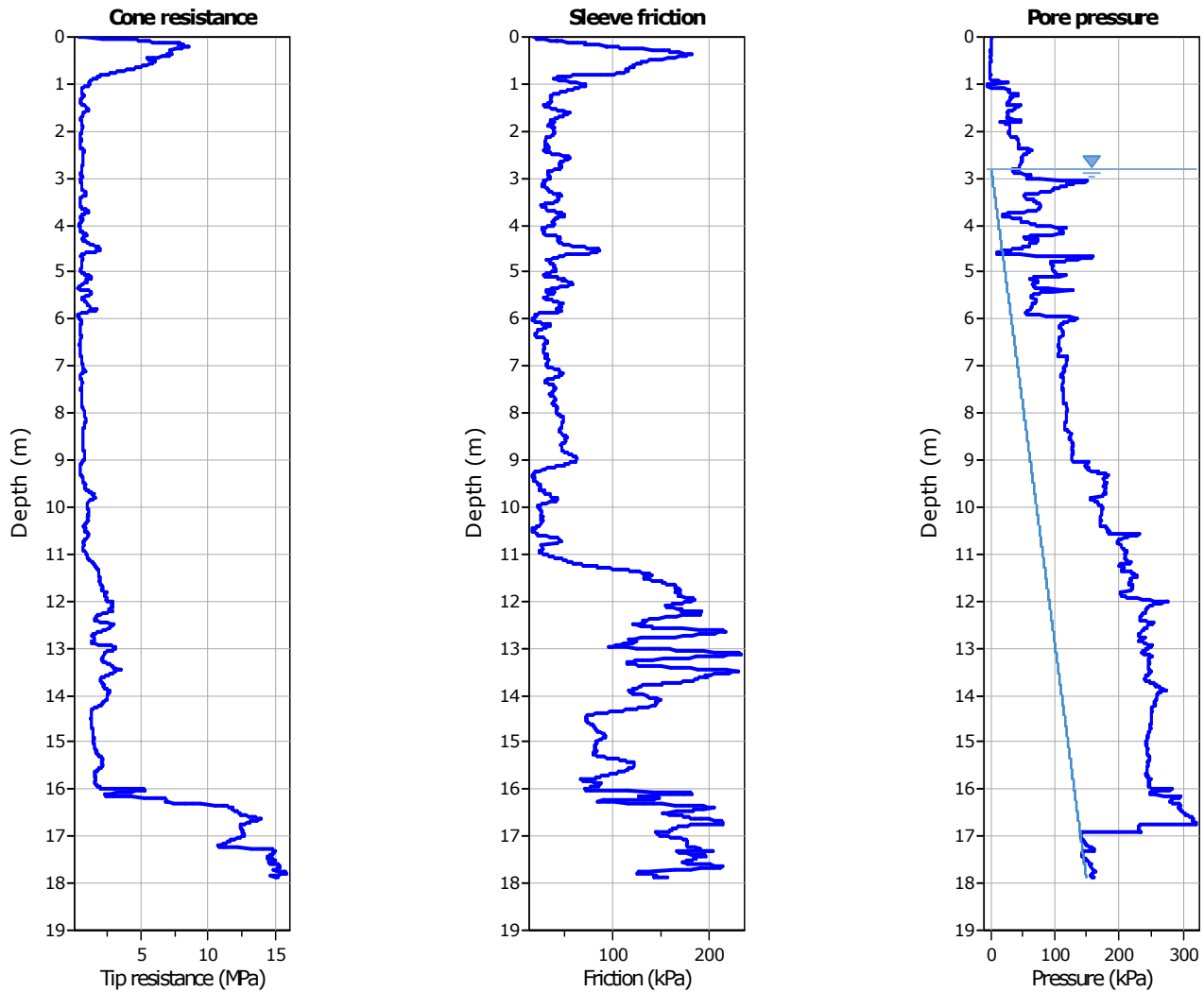


## **GEO GROUP s.r.l.**

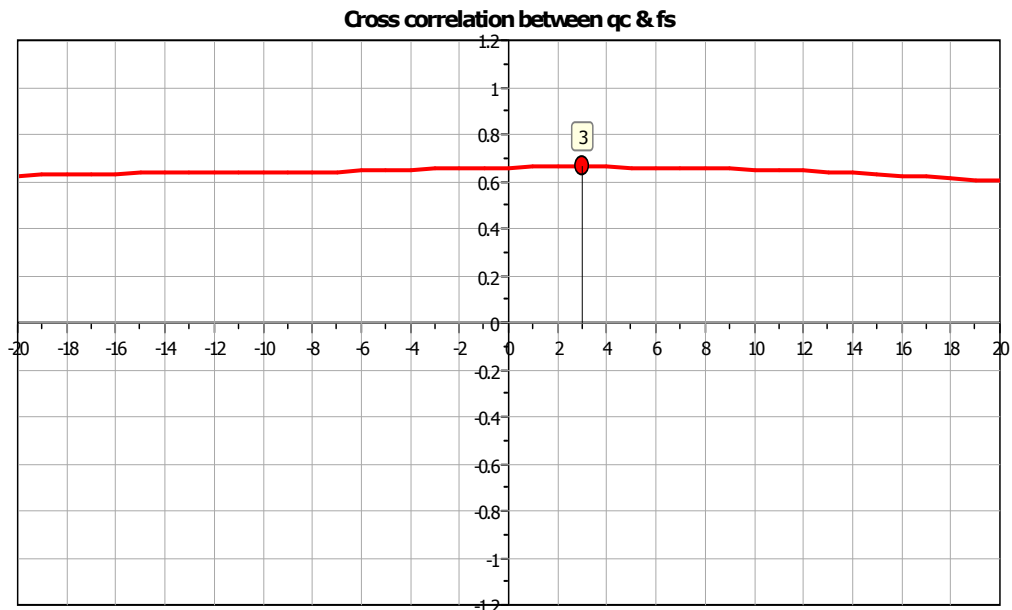
Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia  
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

### ***ALLEGATO N° 1***

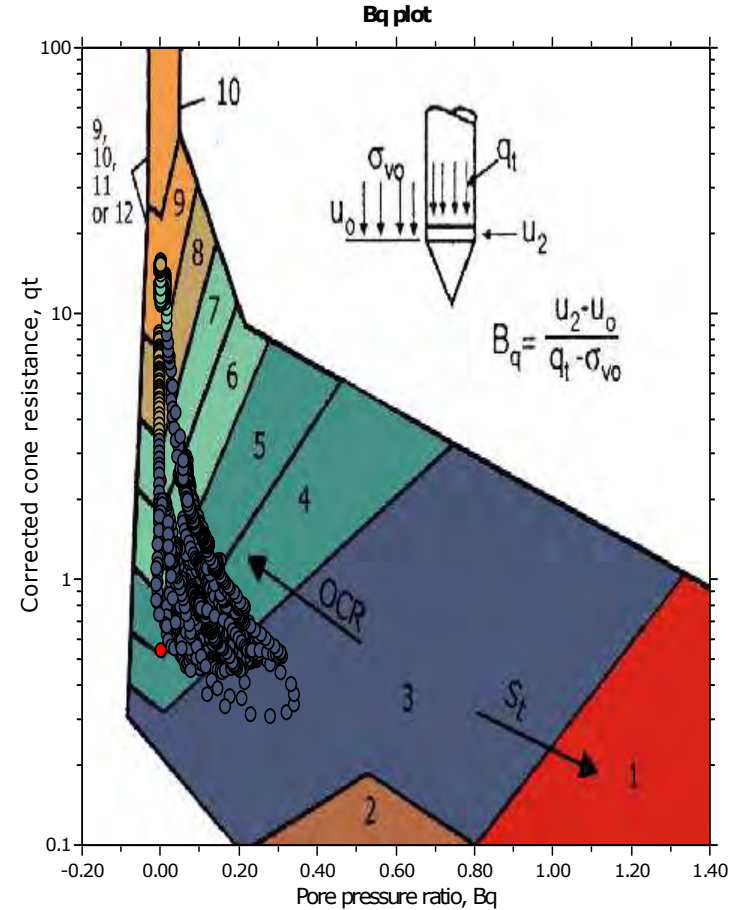
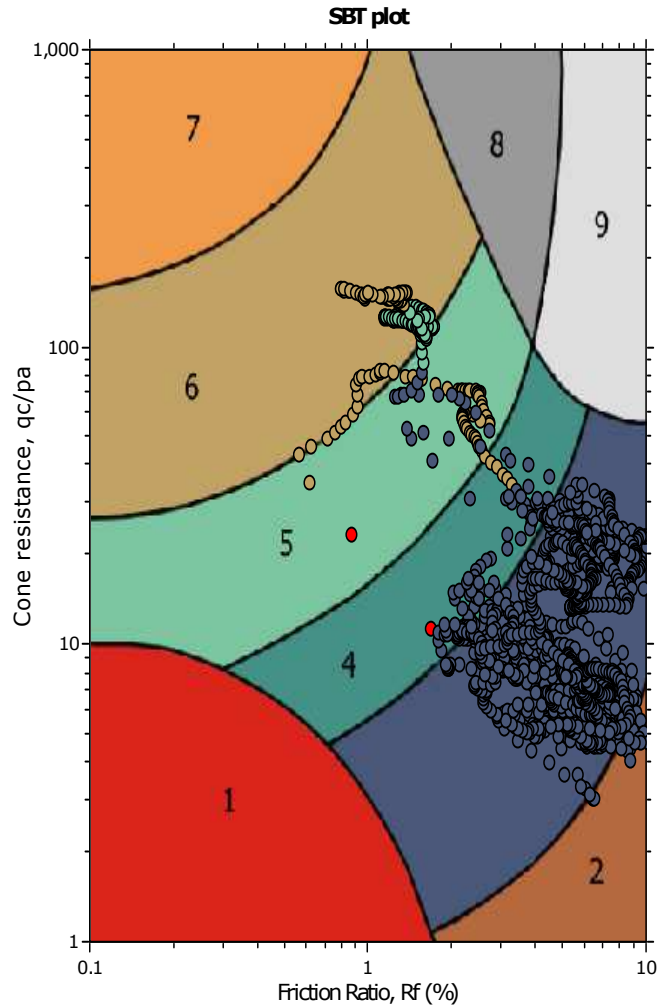
### ***Prove penetrometriche statiche CPTU corredate di interpretazione geotecnica***



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).



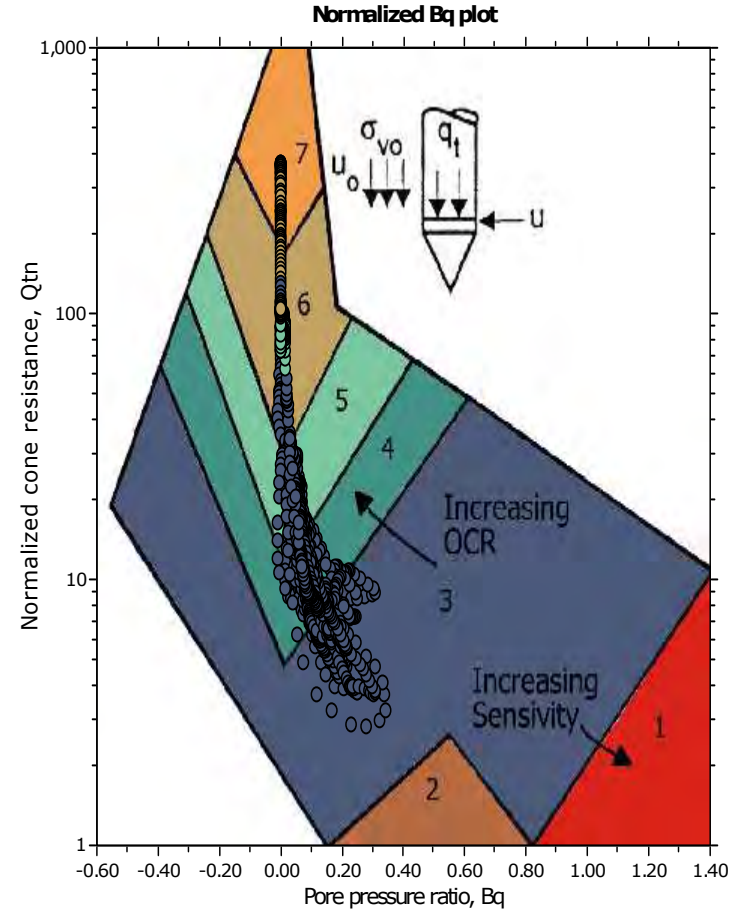
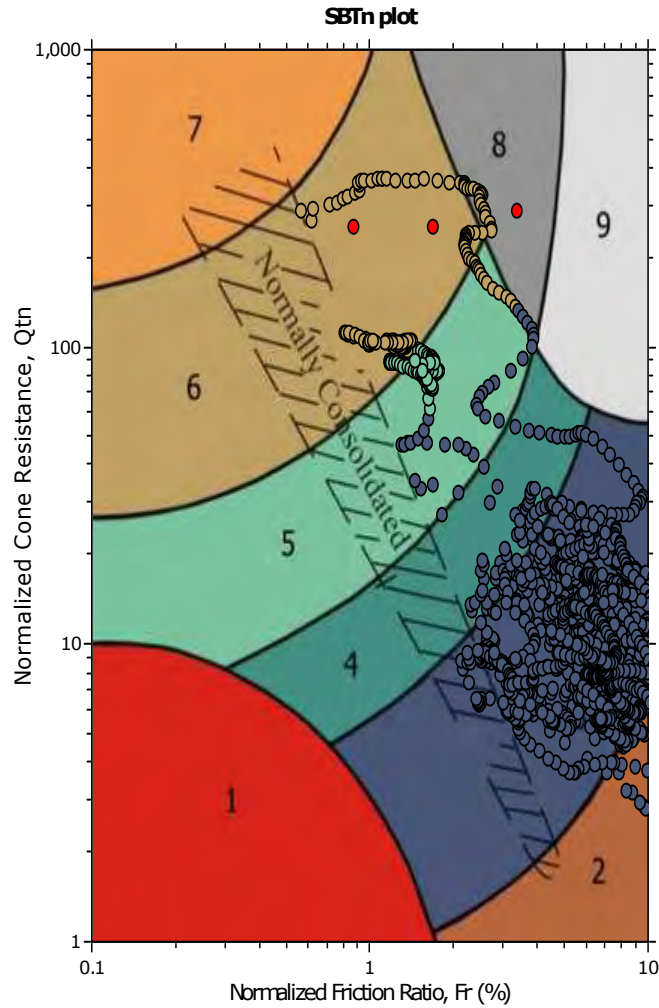
**SBT - Bq plots**



**SBT legend**

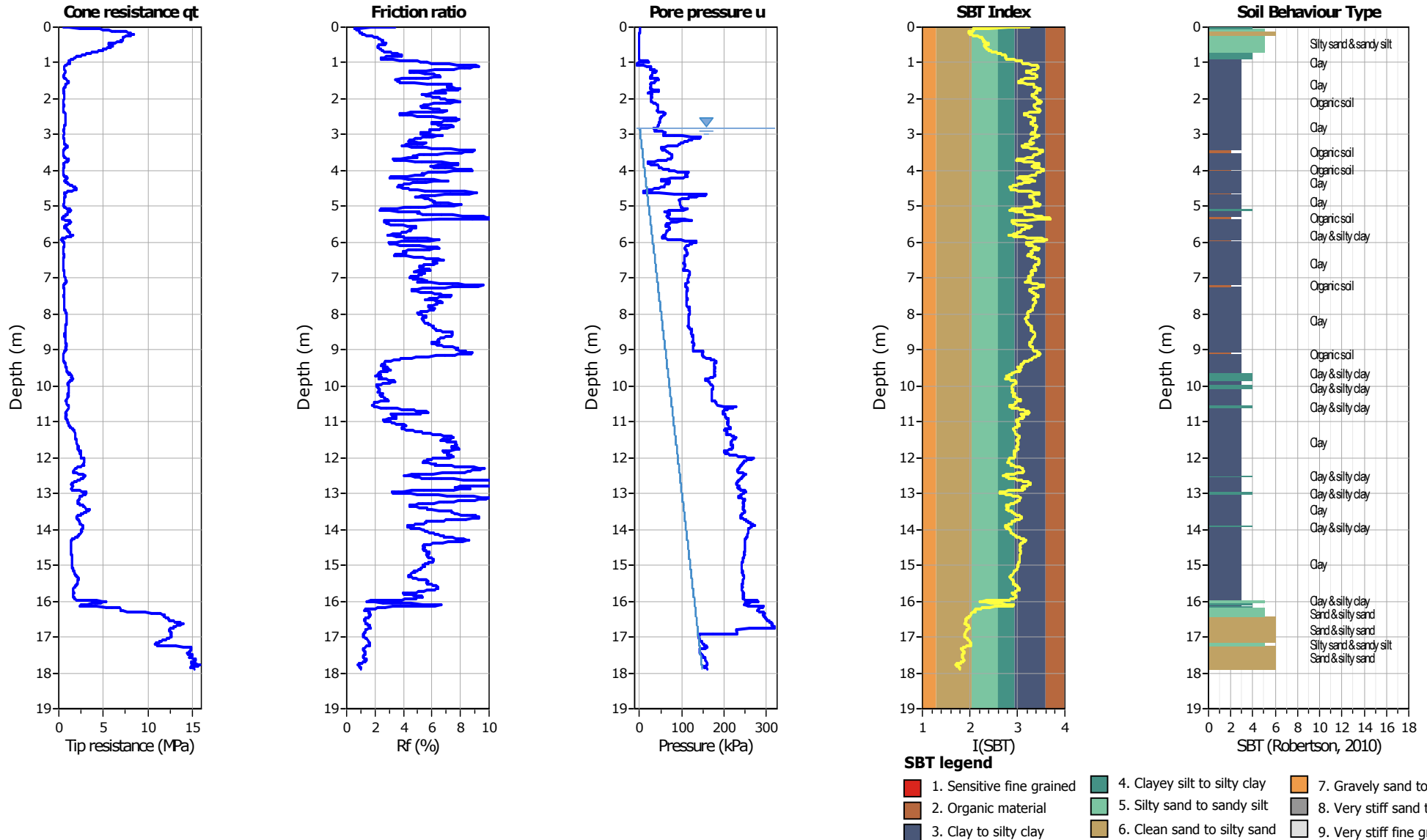
- |                           |                              |                                   |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravely sand to sand           |
| 2. Organic 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        |

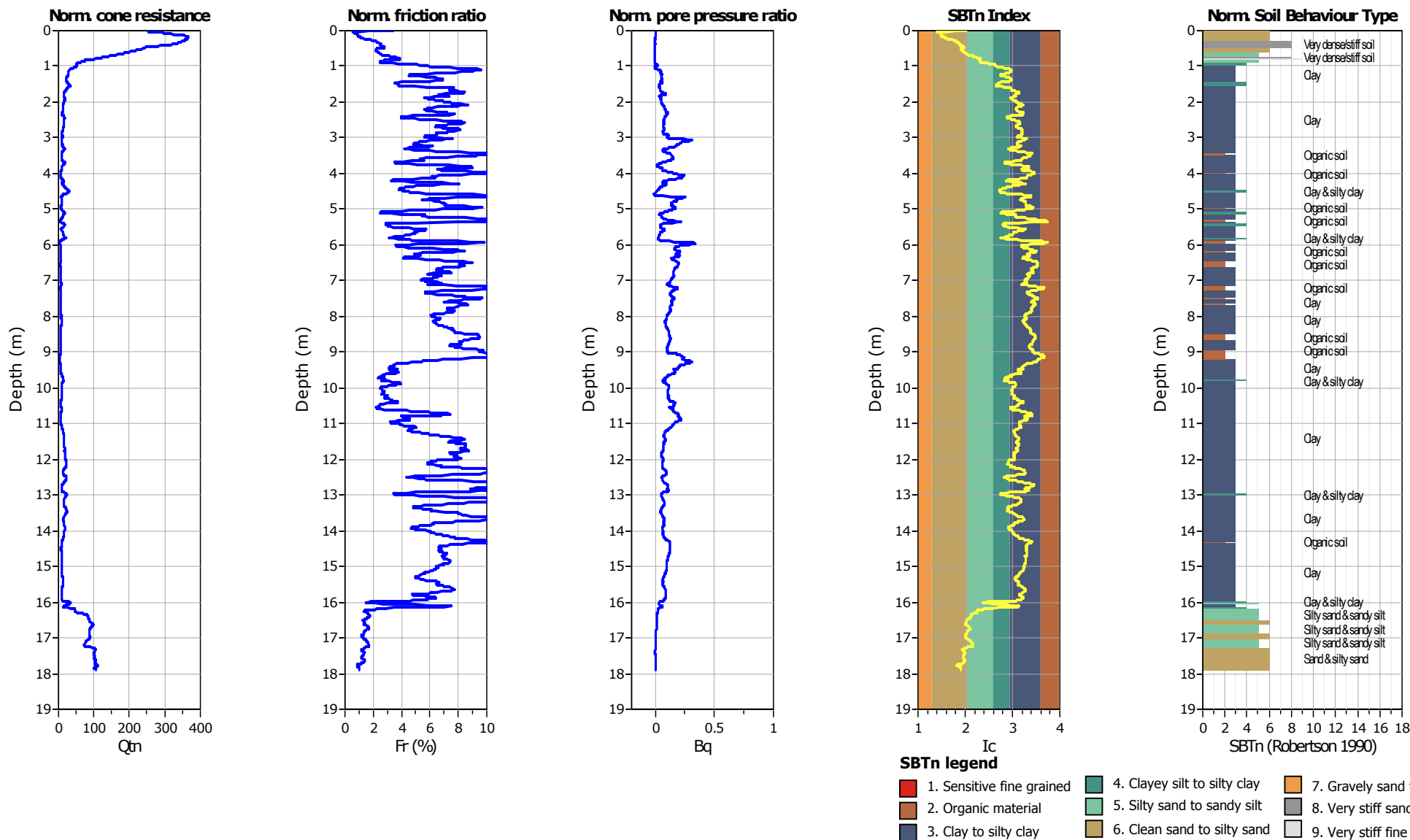
**SBT - Bq plots (normalized)**

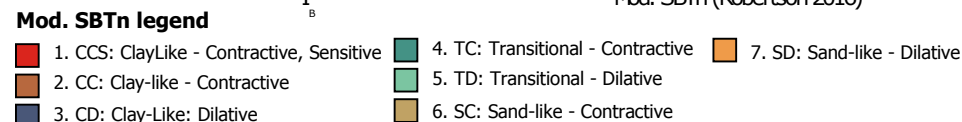
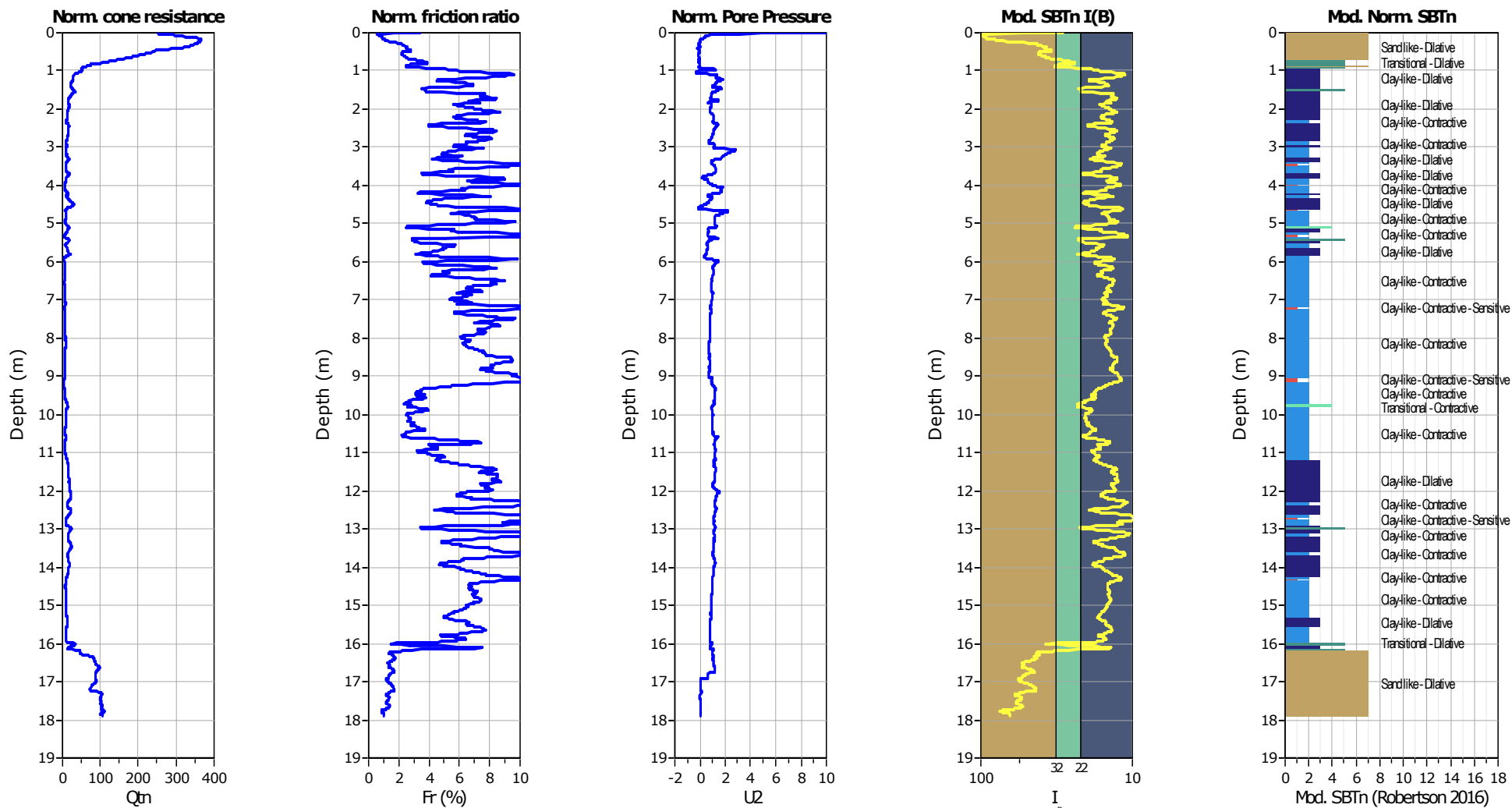


**SBTn legend**

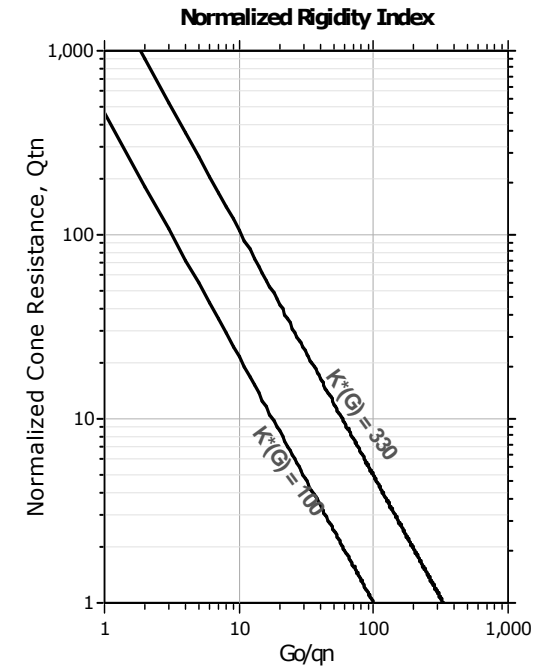
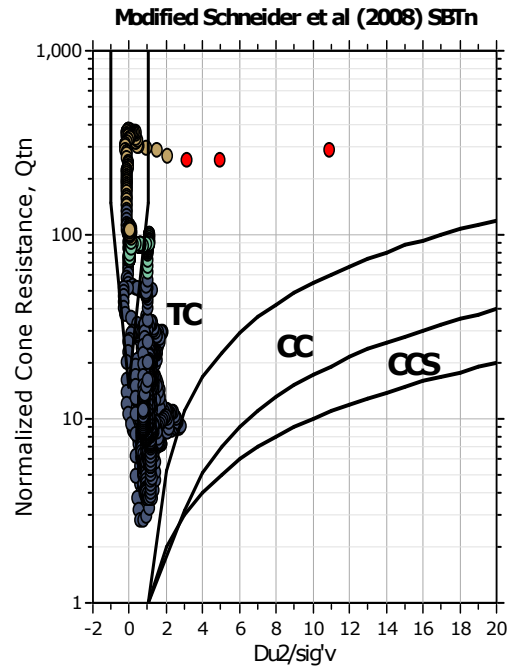
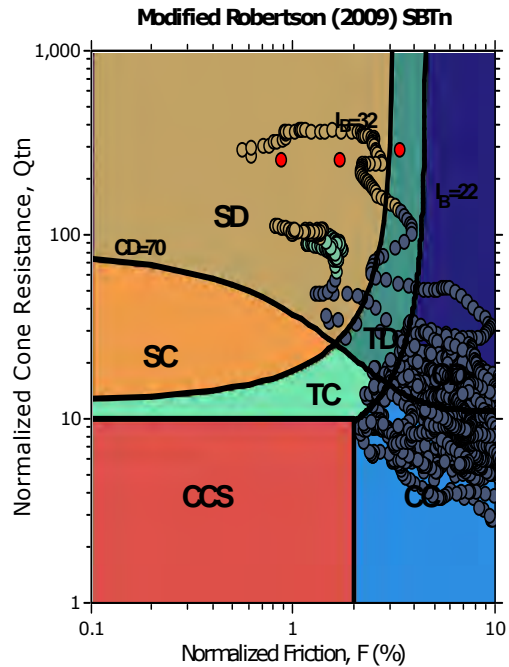
- |  |   |   |
|--|---|---|
| <span style="color: red;">■</span> 1. Sensitive fine grained | <span style="color: teal;">■</span> 4. Clayey silt to silty clay      | <span style="color: orange;">■</span> 7. Gravely sand to sand         |
| <span style="color: brown;">■</span> 2. Organic material     | <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   |





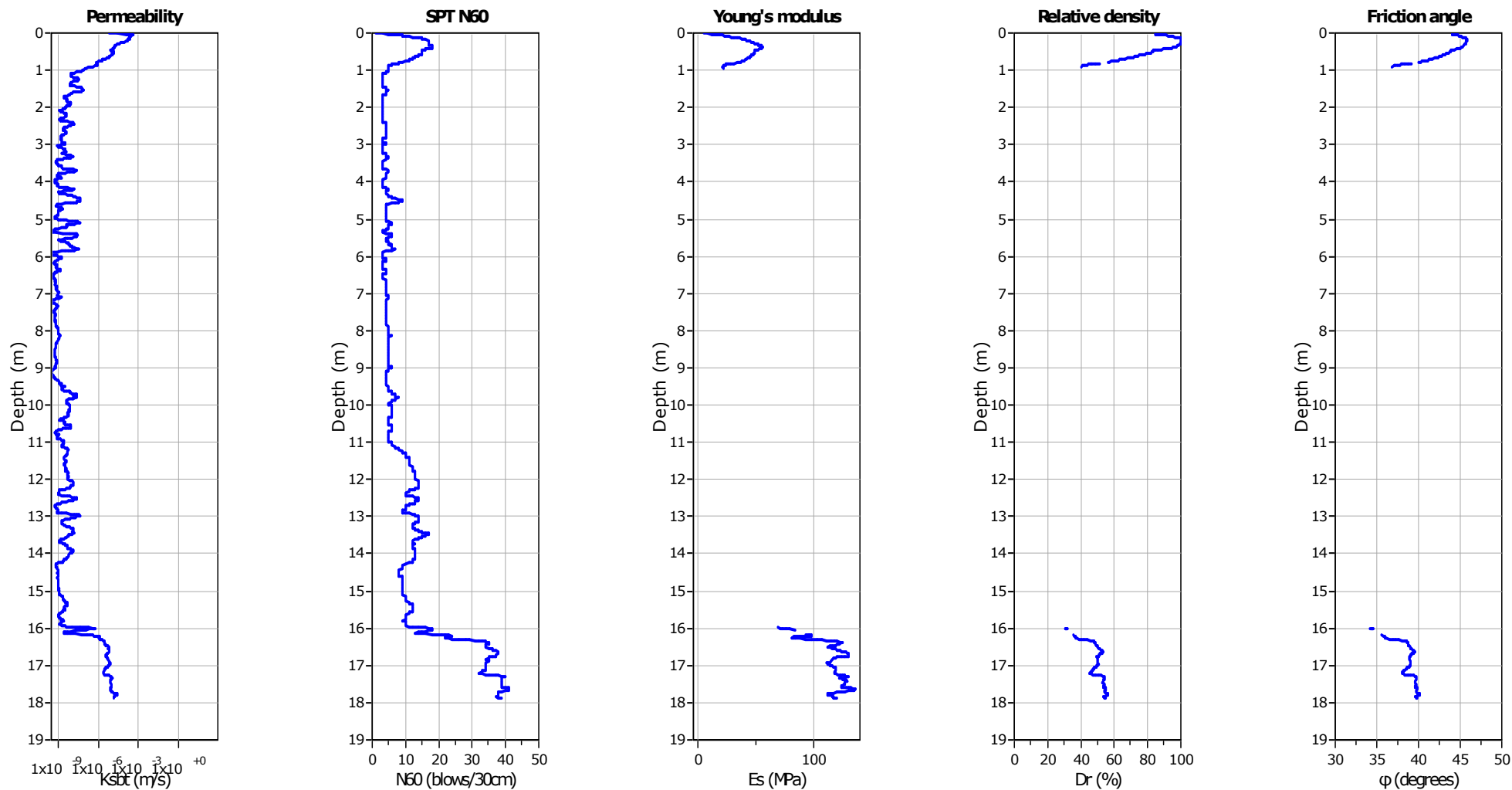


**Updated SBTn plots**



- 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  $SBT_n$

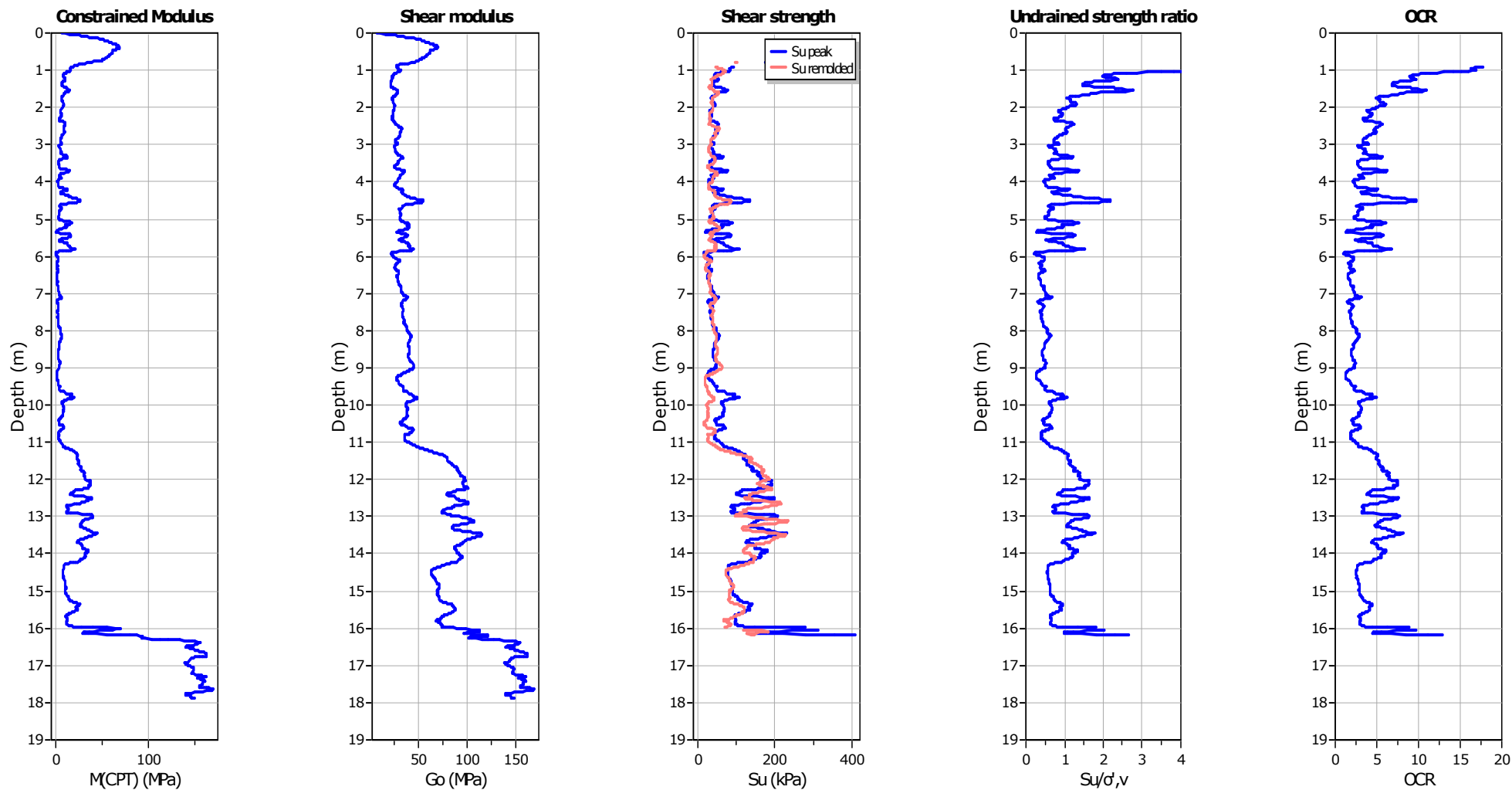
SPT  $N_{60}$ : Based on  $I_c$  and  $q_t$

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

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

Phi: Based on Kulhavy & Mayne (1990)

● — User defined estimation data



**Calculation parameters**

Constrained modulus: Based on variable *alpha* using  $I_c$  and  $Q_{tn}$  (Robertson, 2009)

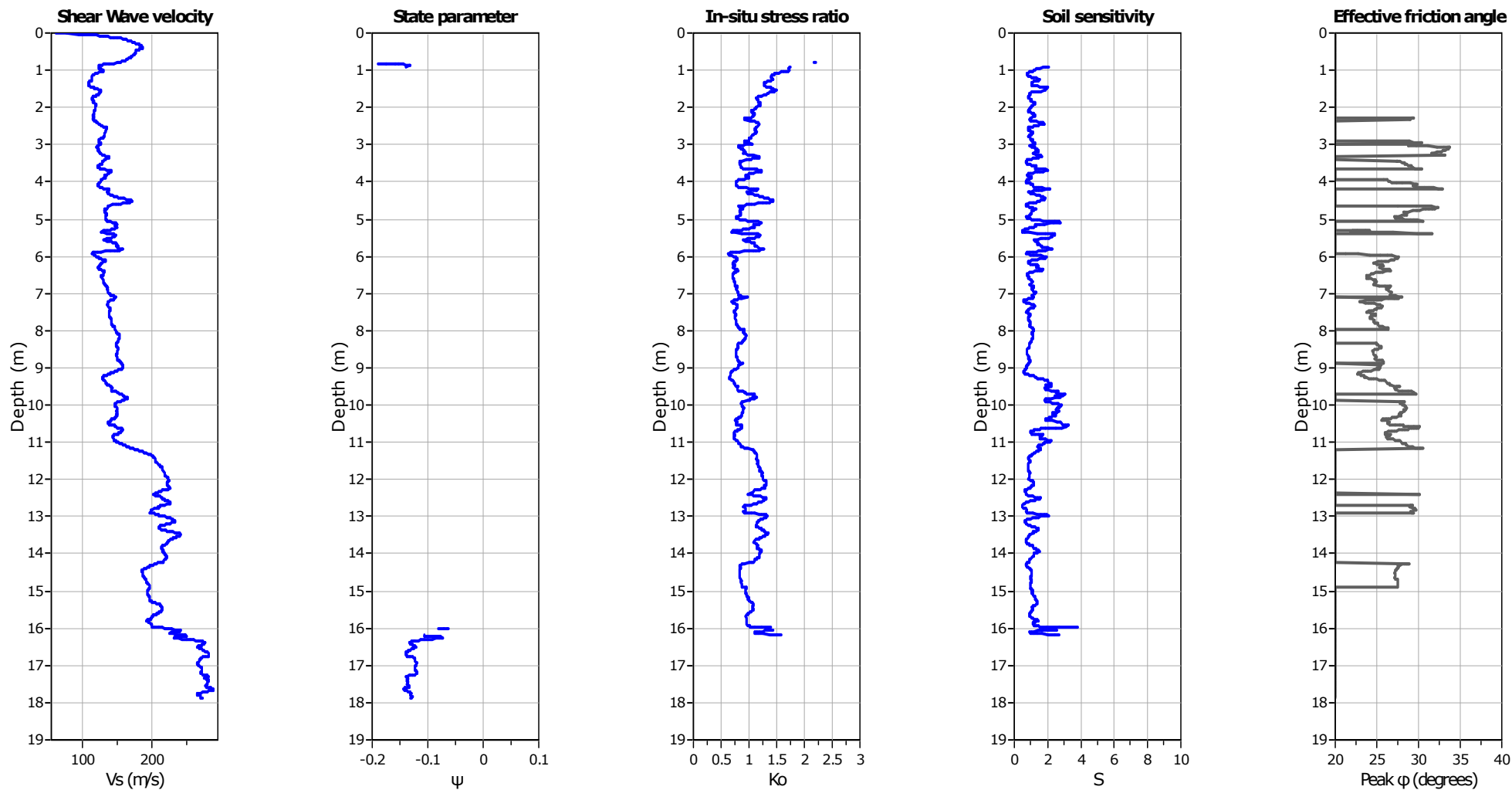
Go: Based on variable *alpha* using  $I_c$  (Robertson, 2009)

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

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

● User defined estimation data

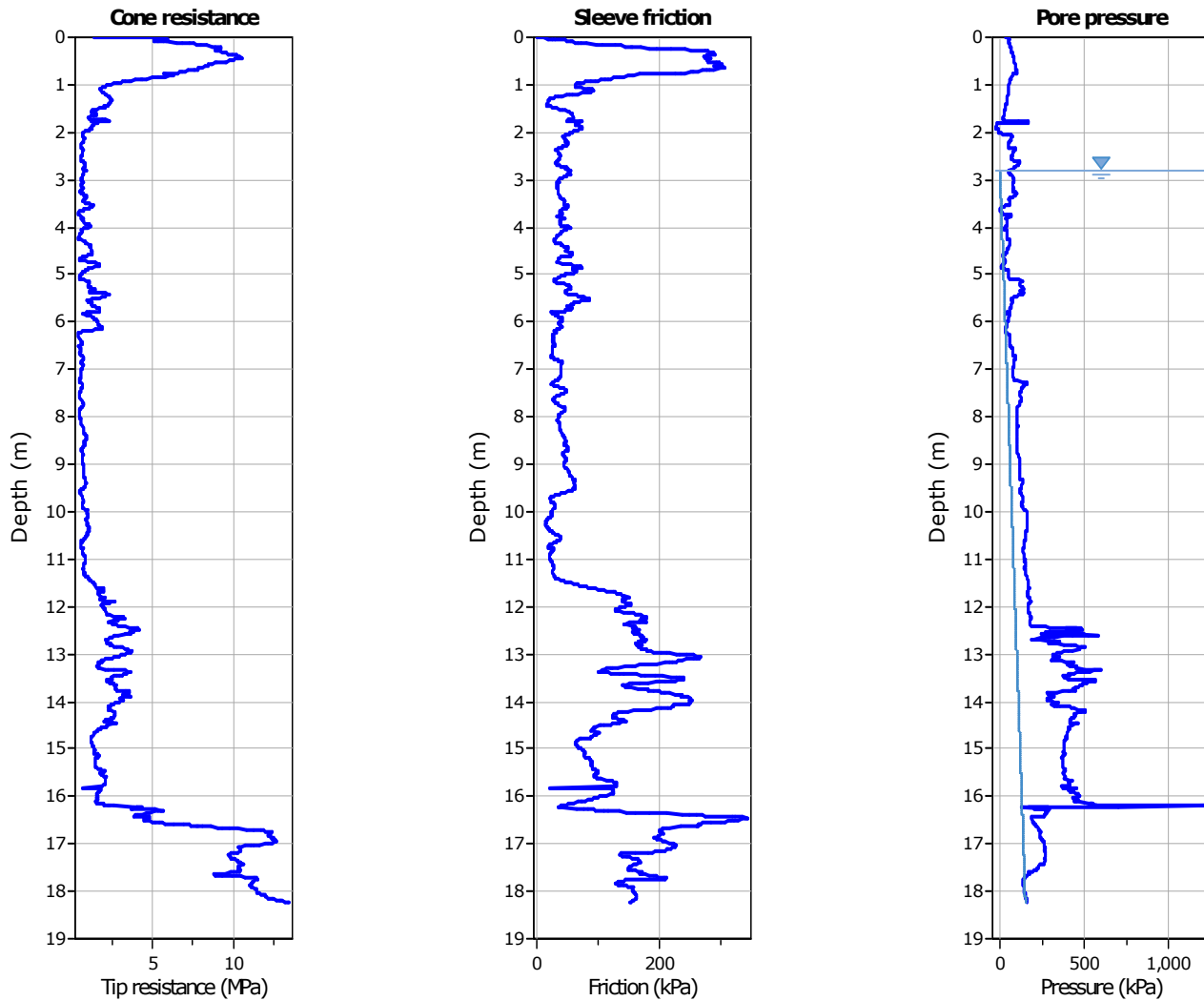
● Flat Dilatometer Test data



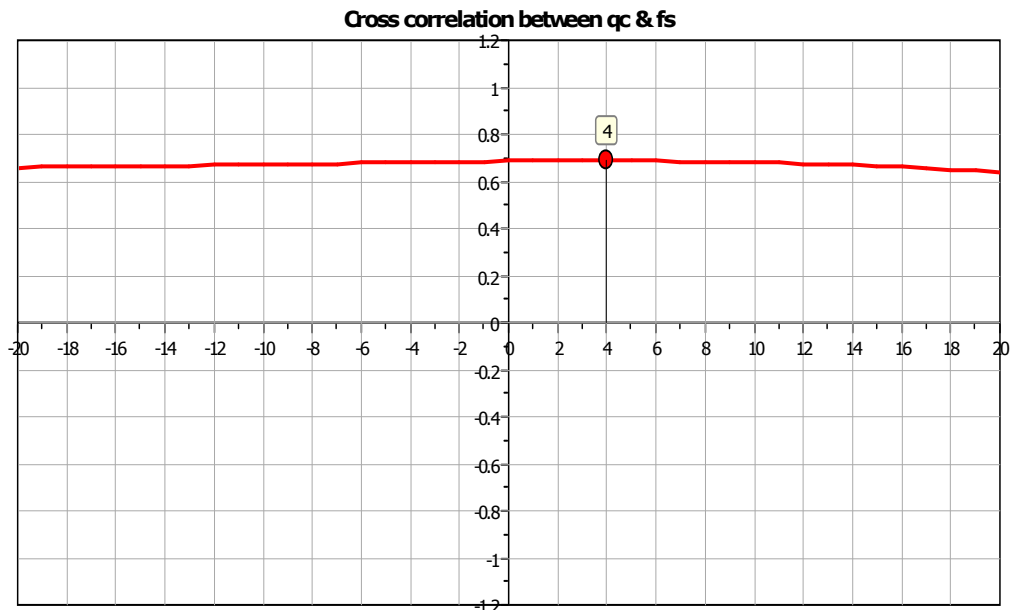
**Calculation parameters**

Soil Sensitivity factor,  $N_s$ : 7.00

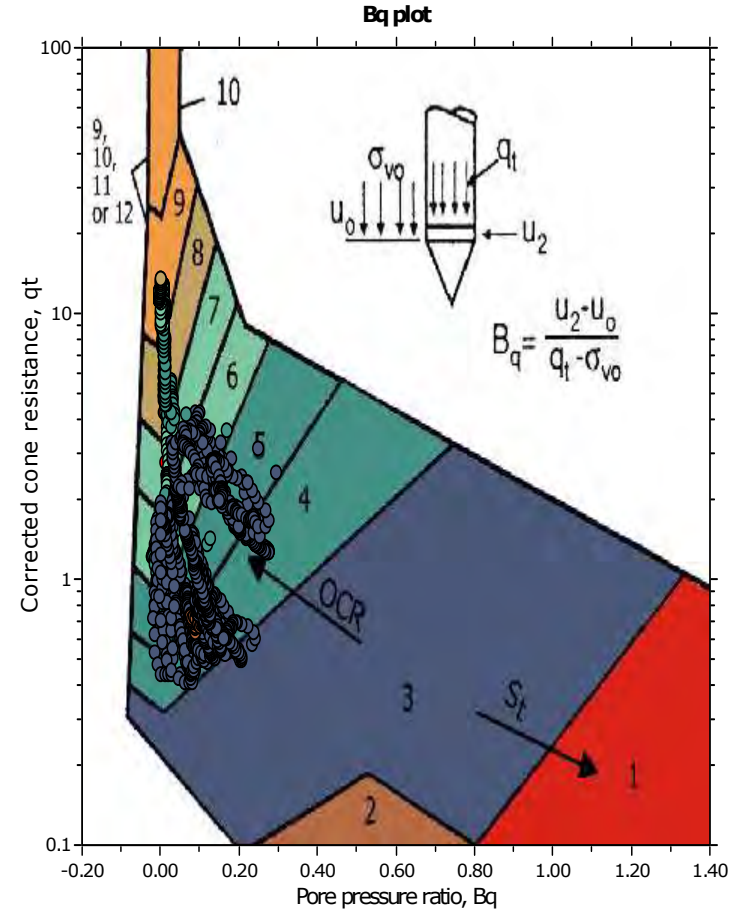
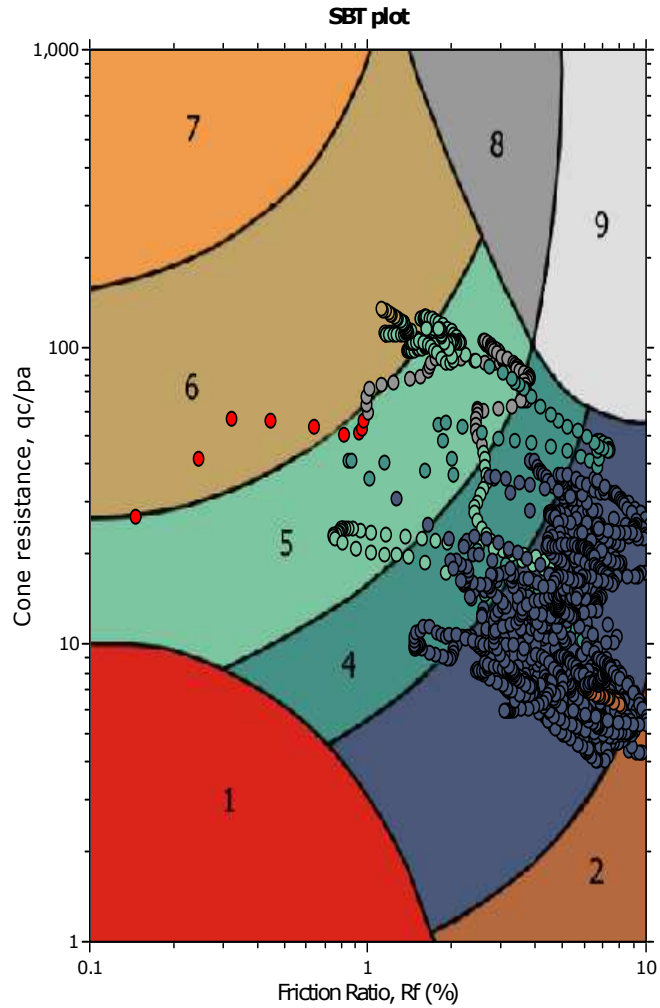
—●— User defined estimation data



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).



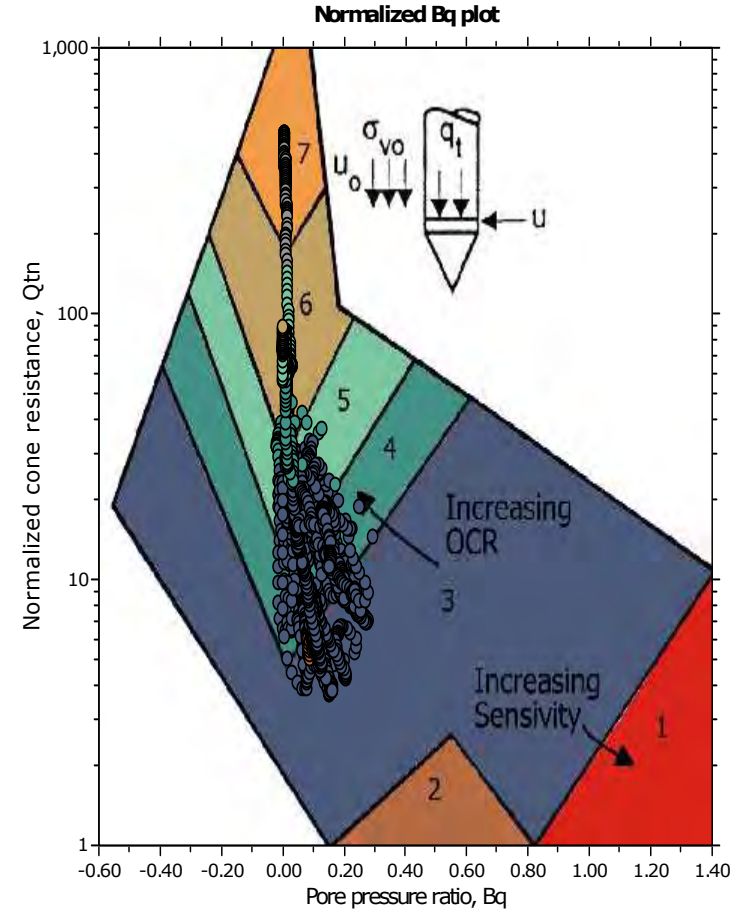
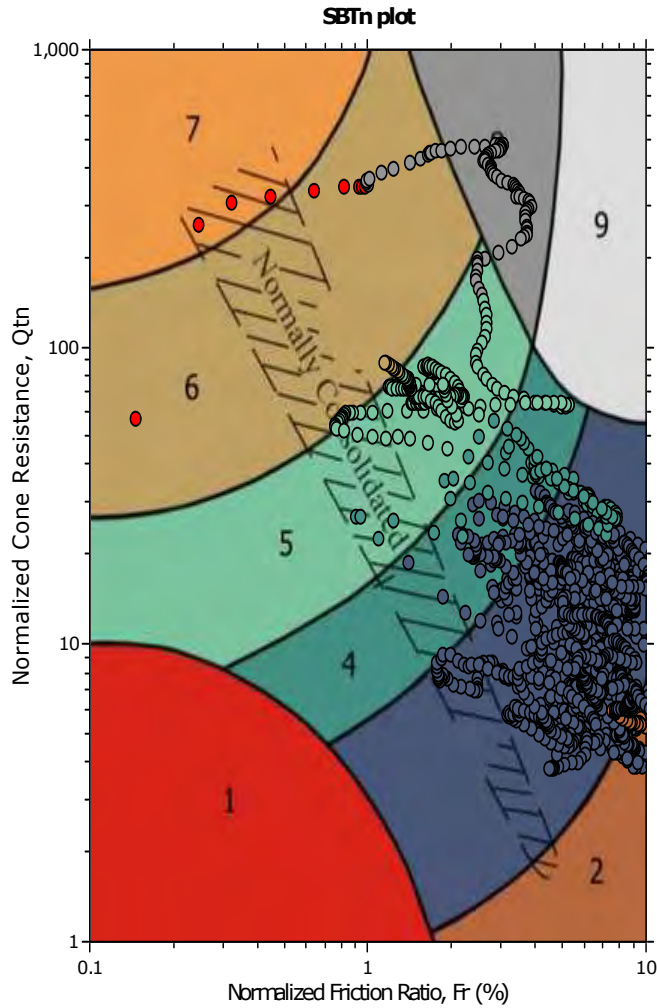
**SBT - Bq plots**



**SBT legend**

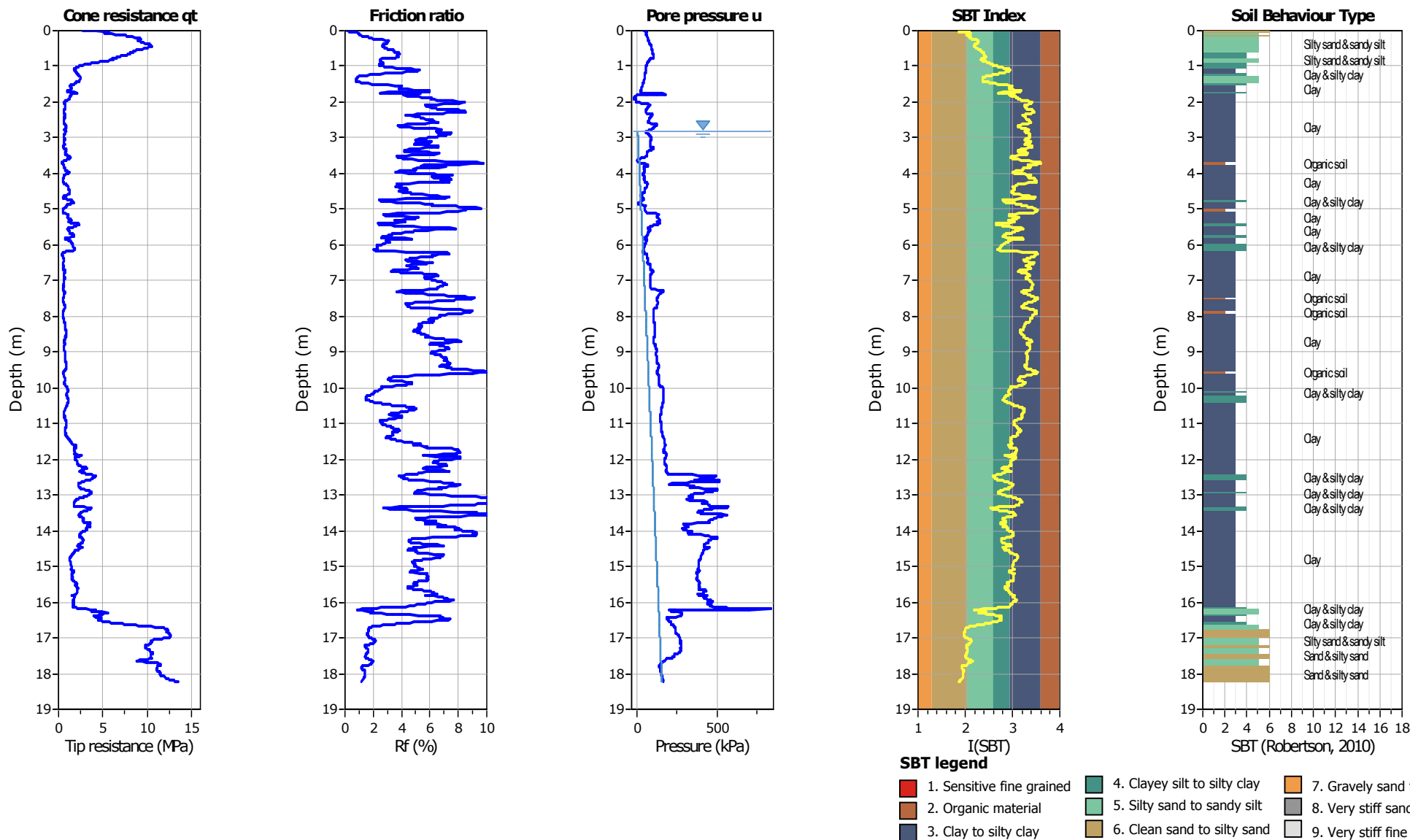
- |                           |                              |                                   |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravely sand to sand           |
| 2. Organic 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        |

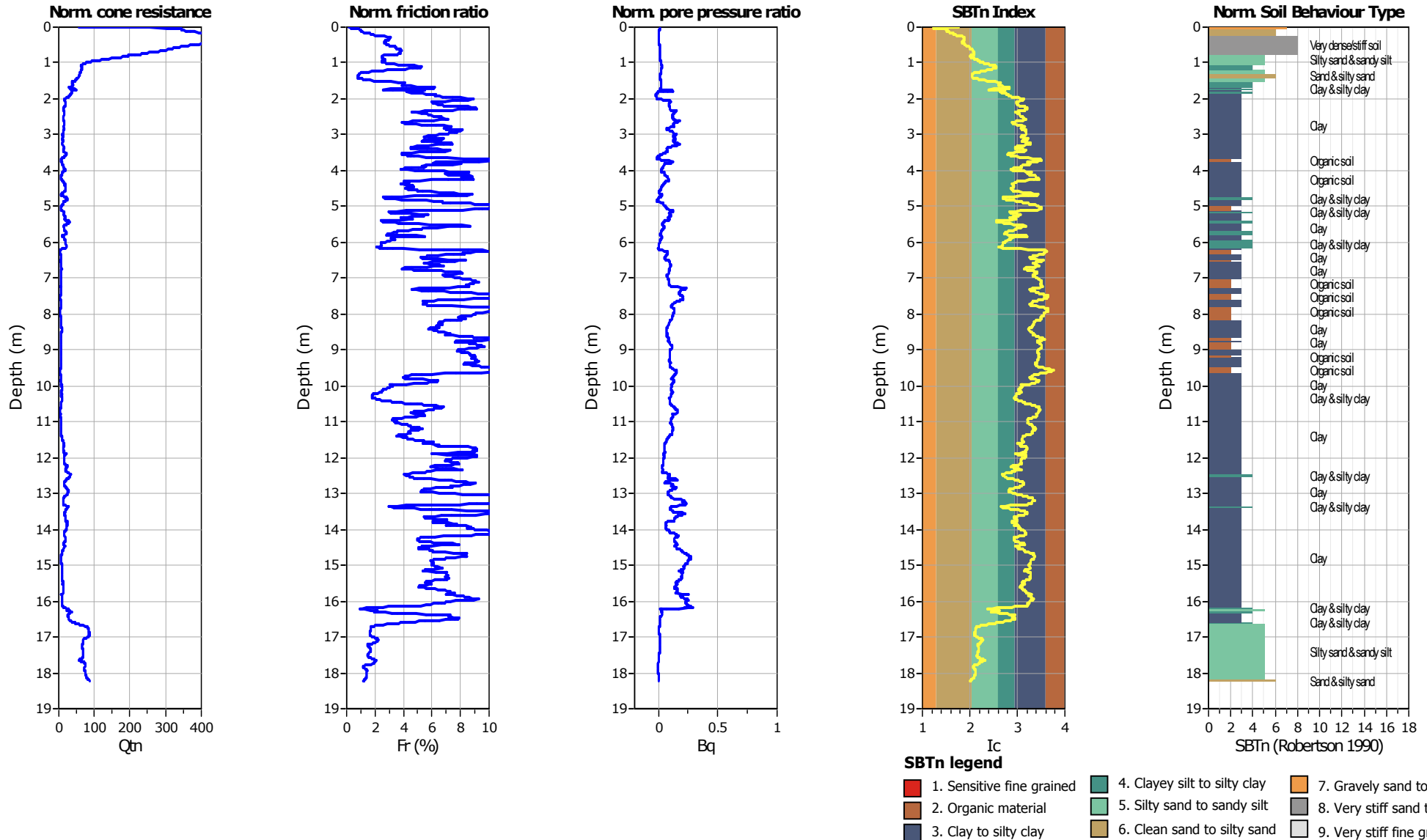
**SBT - Bq plots (normalized)**

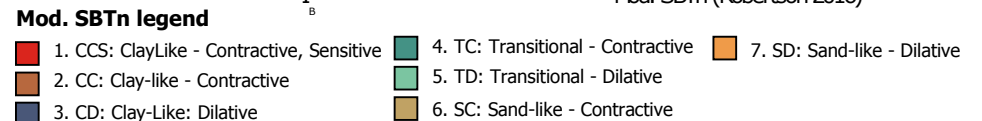
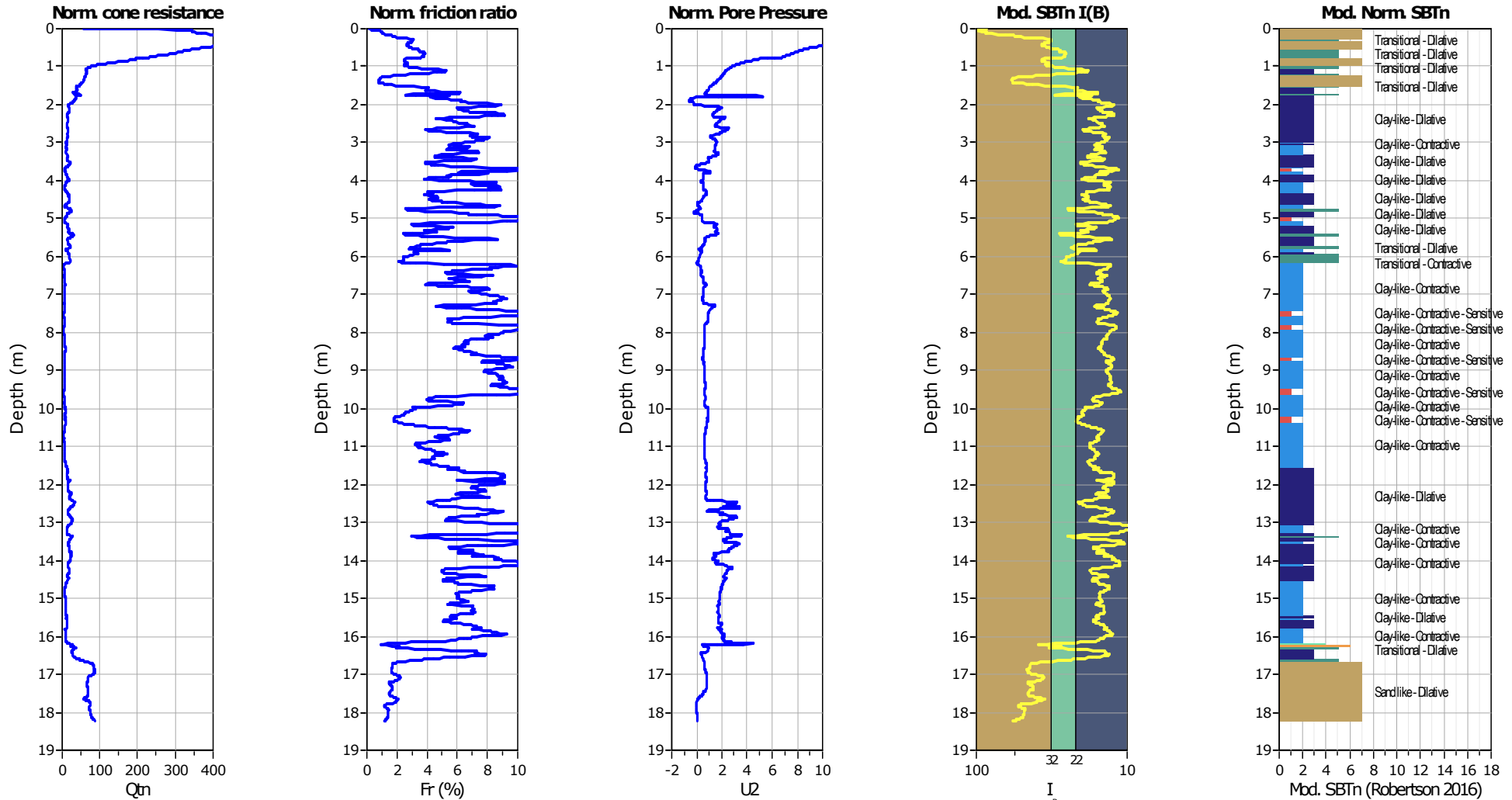


**SBTn legend**

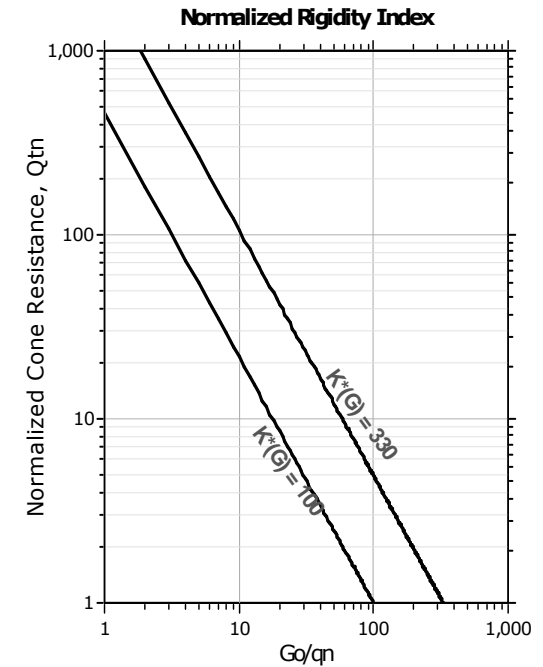
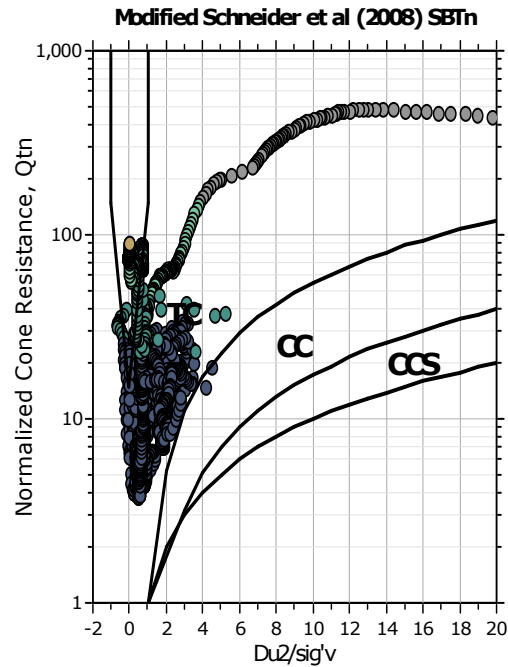
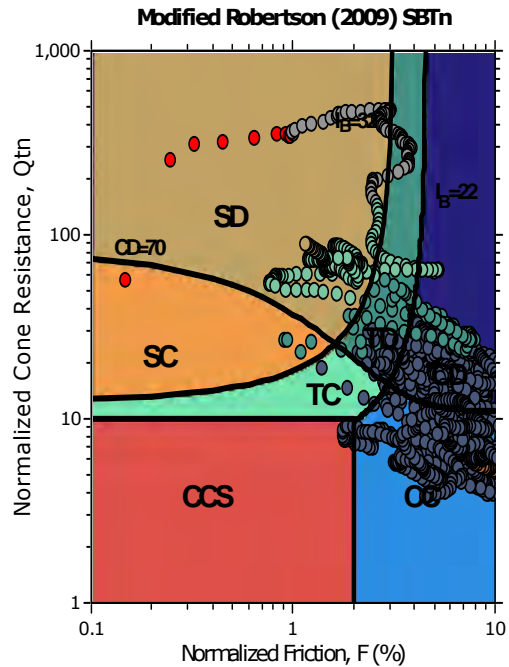
- |  |   |   |
|--|---|---|
| <span style="color: red;">■</span> 1. Sensitive fine grained | <span style="color: teal;">■</span> 4. Clayey silt to silty clay      | <span style="color: orange;">■</span> 7. Gravely sand to sand         |
| <span style="color: brown;">■</span> 2. Organic material     | <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   |





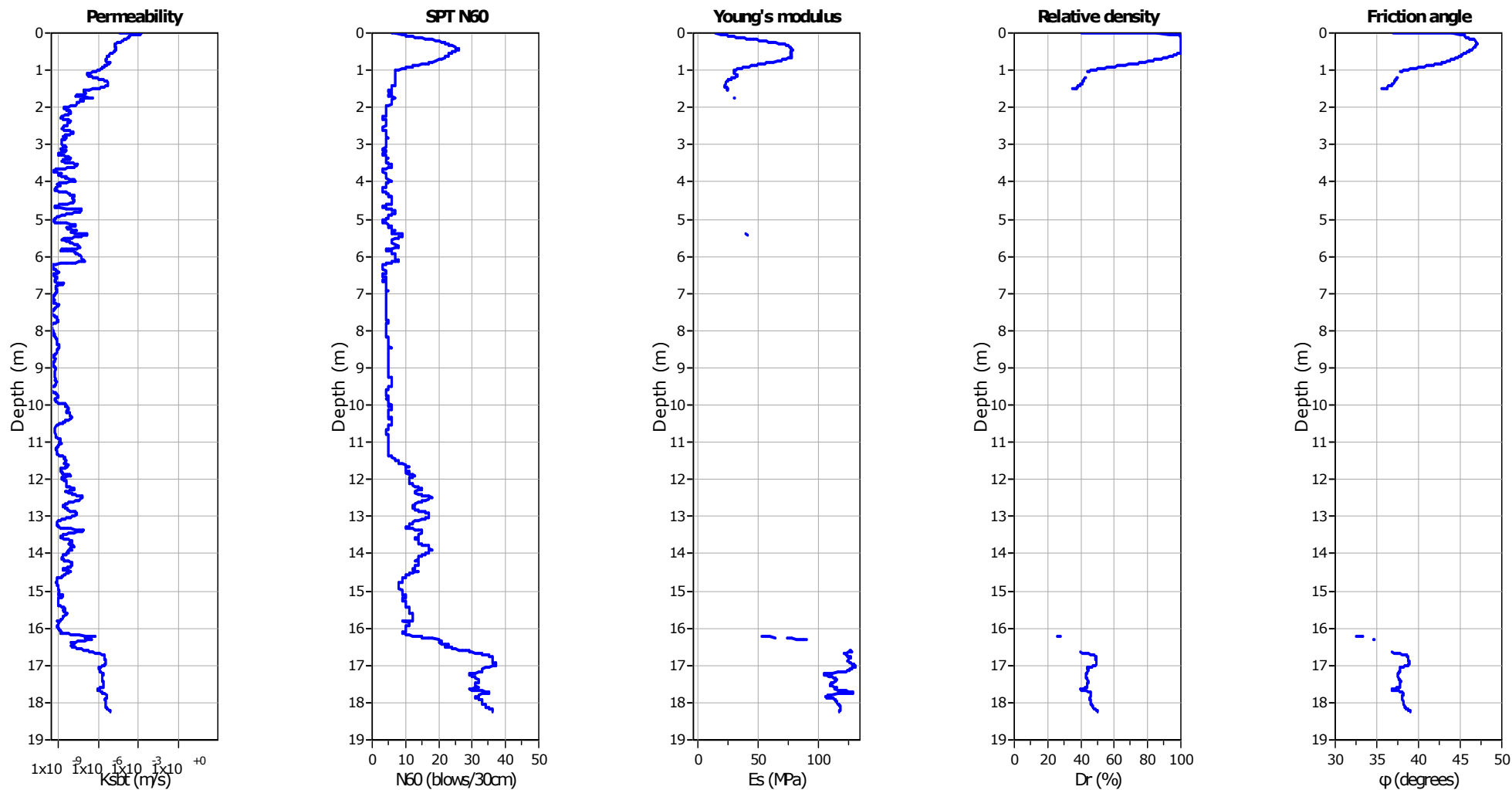


**Updated SBTn plots**



- 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>n</sub>

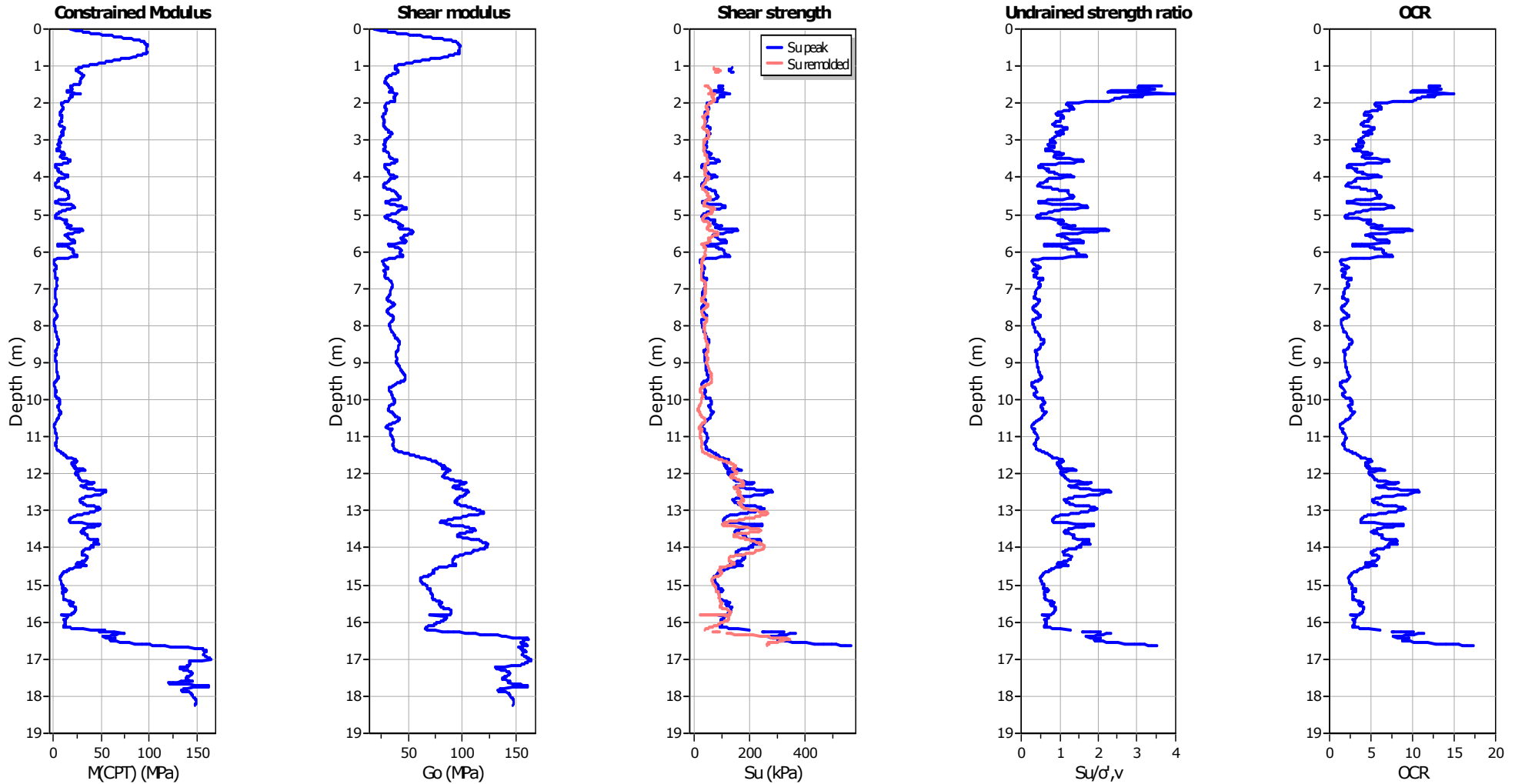
SPT N<sub>60</sub>: Based on I<sub>c</sub> and q<sub>t</sub>

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

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

Phi: Based on Kulhavy & Mayne (1990)

● — User defined estimation data



**Calculation parameters**

Constrained modulus: Based on variable *alpha* using  $I_c$  and  $Q_{tn}$  (Robertson, 2009)

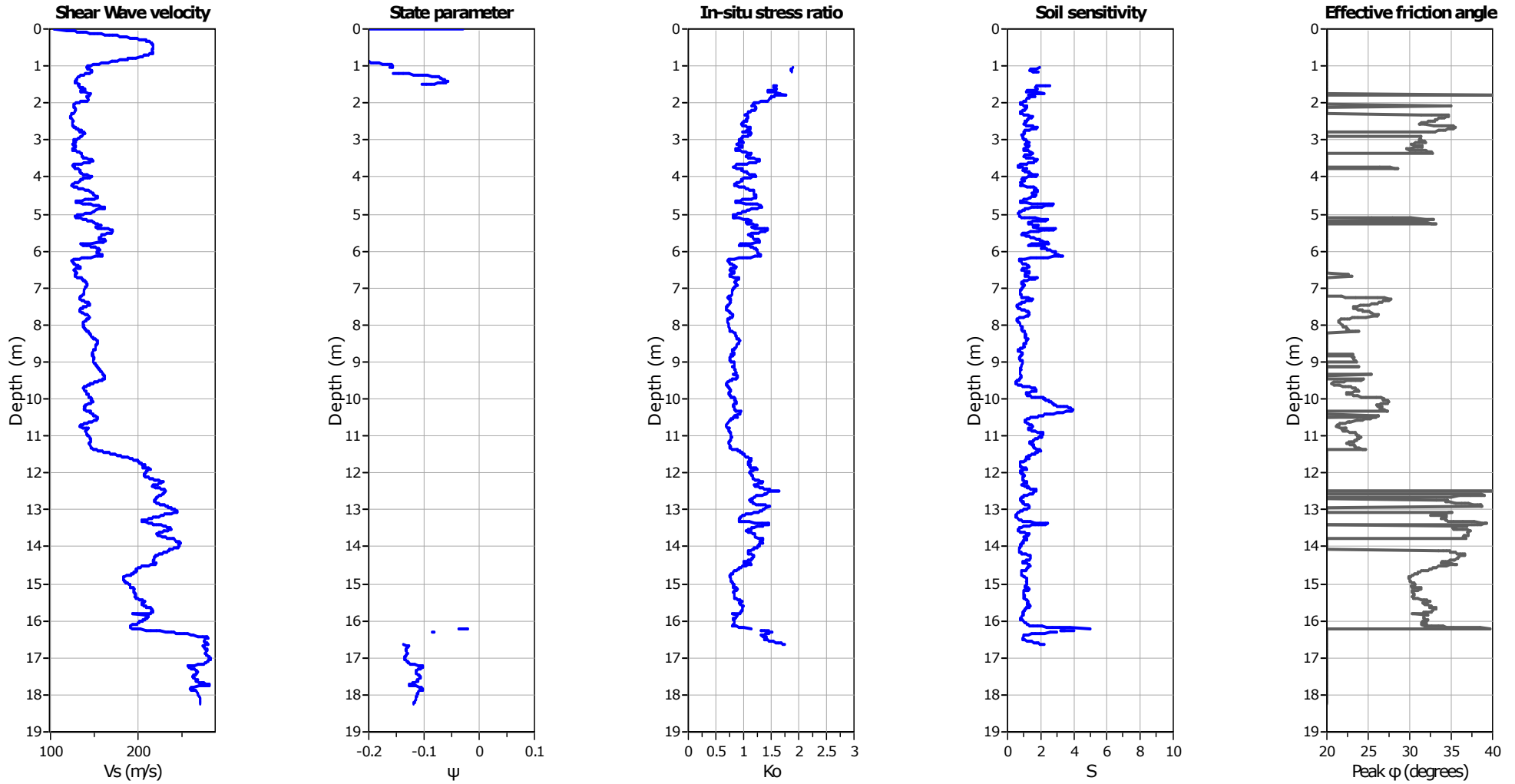
Go: Based on variable *alpha* using  $I_c$  (Robertson, 2009)

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

## **GEO GROUP s.r.l.**

**Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia  
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche**

### ***ALLEGATO N° 2***

### ***Verifiche geotecniche***

## DATI GENERALI

Normativa	NTC_2018
Larghezza fondazione	1.0 m
Lunghezza fondazione	5.0 m
Profondità piano di posa	1.0 m
Profondità falda	2.8

## STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]	Descrizione
9.6	17.5	19.5	21.0	4.2	42.0	5900.0	3500.0	A
1.5	18.0	20.0	23.0	6.0	60.0	8400.0	4500.0	B
5.2	18.5	20.5	25.0	10.0	100.0	14000.0	10000.0	C
3.7	18.5	20.5	38.0	0.0	0.0	18000.0	0.0	D

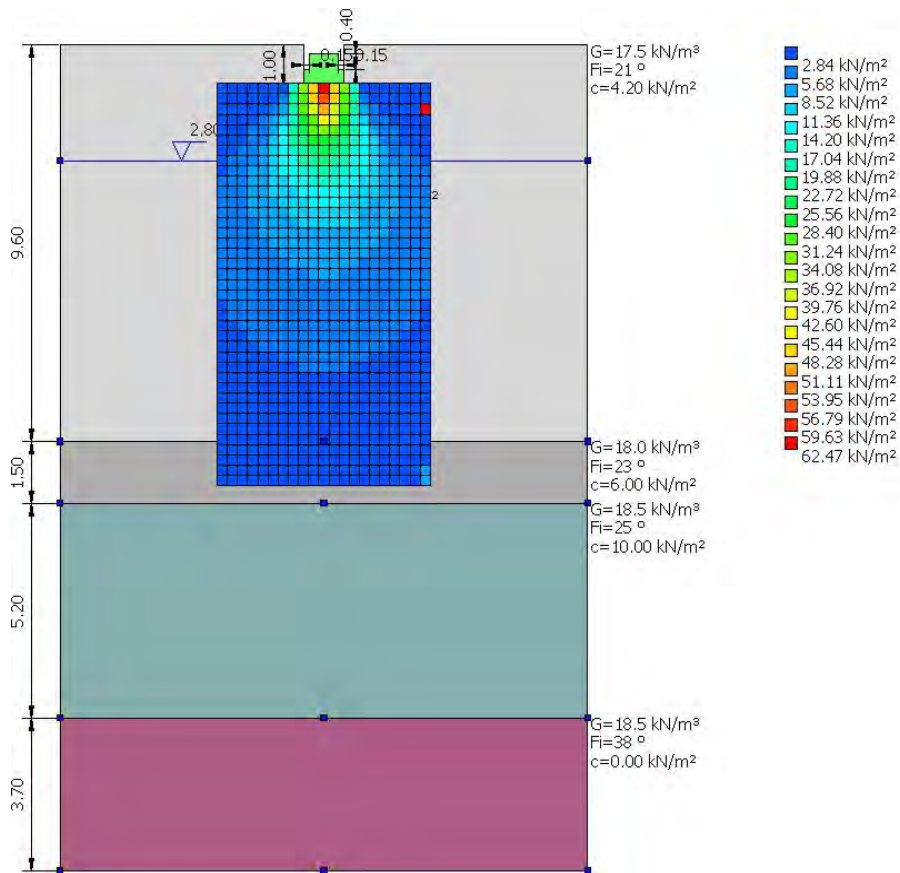
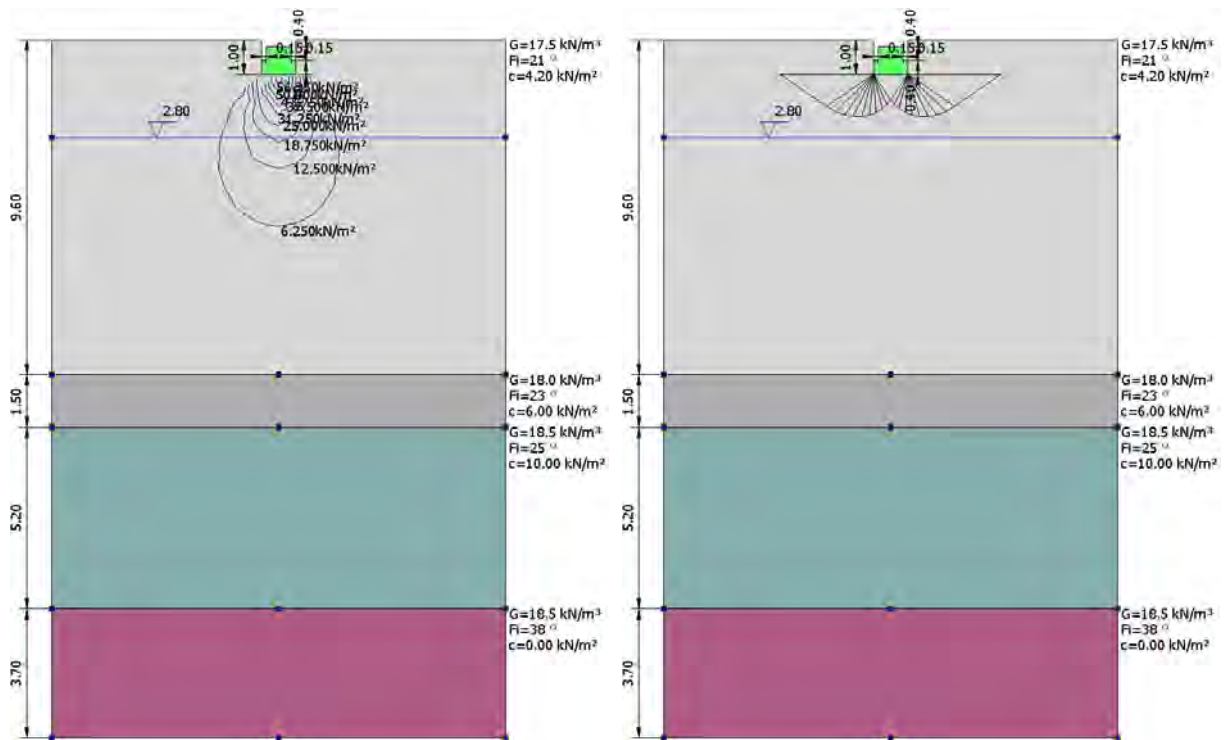
## CEDIMENTI PER OGNI STRATO

**\*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	80.0 kN/m <sup>2</sup>
Cedimento totale	1.1 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m <sup>2</sup> )	Dp (kN/m <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	5.3	73.233	4.125	Edometrico	1.0135	--	1.0135
2	10.35	122.557	1.384	Edometrico	0.0461	--	0.0461
3	13.7	158.004	0.819	Edometrico	0.0426	--	0.0426
4	18.15	0	0	Schmertmann	0	--	0



## **GEO GROUP s.r.l.**

**Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia  
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche**

### ***ALLEGATO N° 3***

### ***Indagini sismiche***

## MEDOLLA MENSA

Instrument: TE3-0303/01-17

Data format: 32 bit

Full scale [mV]: 51

Start recording: 17/07/2023 09:07:07 End recording: 17/07/2023 09:17:07

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

GPS data not available

Trace length: 0h10'00". Analyzed 77% trace (manual window selection)

Sampling rate: 128 Hz

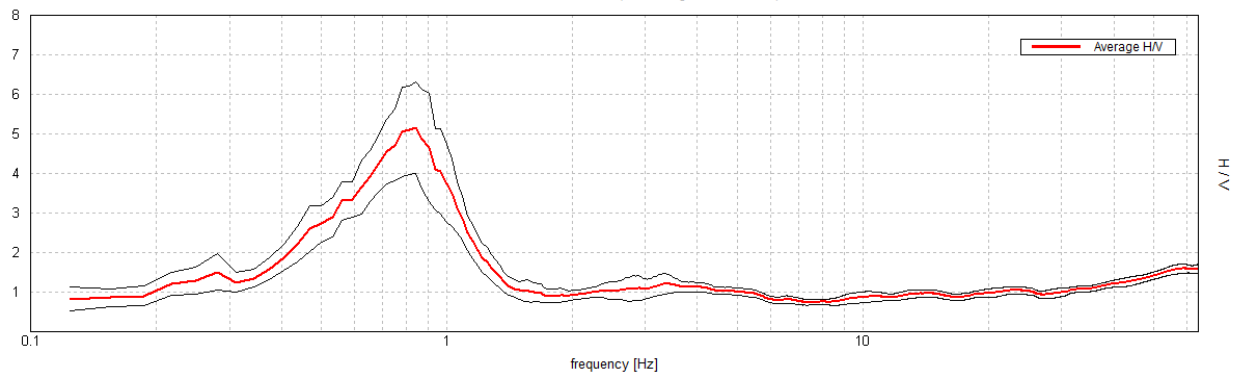
Window size: 20 s

Smoothing type: Triangular window

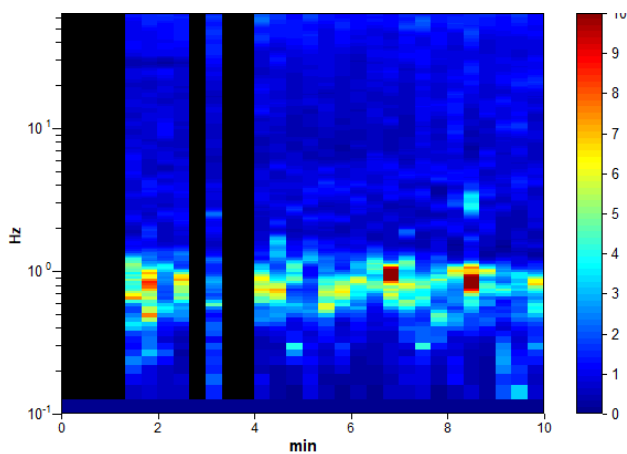
Smoothing: 10%

### HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

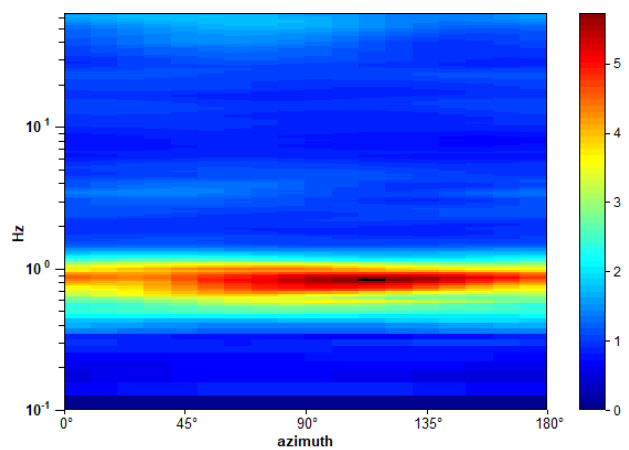
Max. H/V at  $0.84 \pm 0.06$  Hz. (In the range 0.0 - 30.0 Hz).



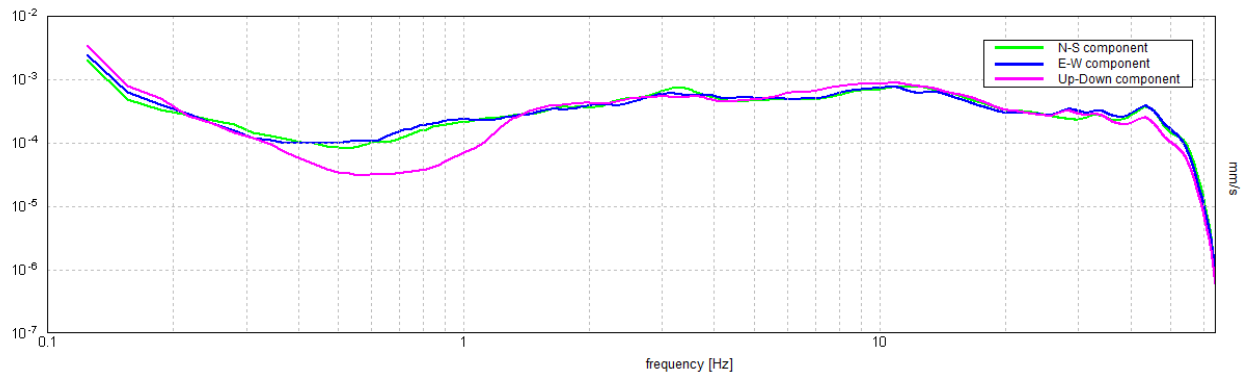
### H/V TIME HISTORY



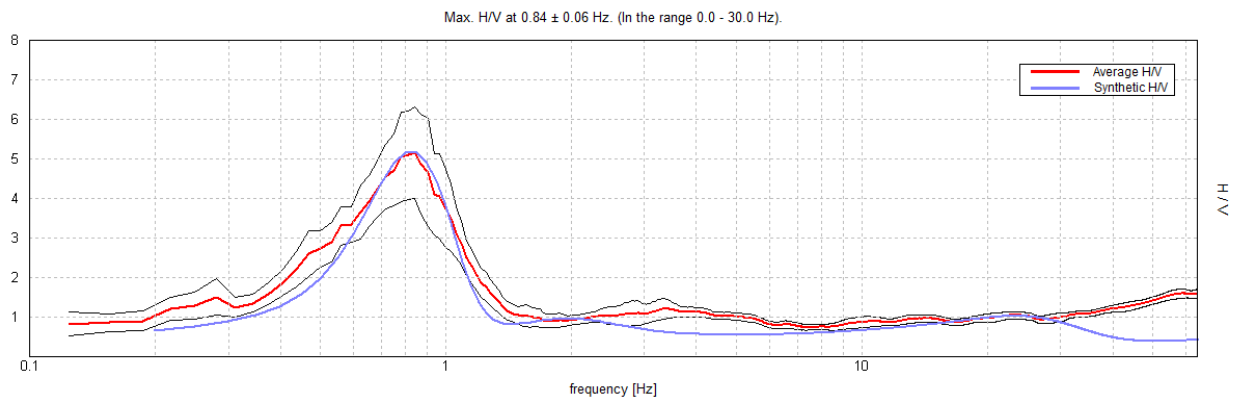
### DIRECTIONAL H/V



### SINGLE COMPONENT SPECTRA

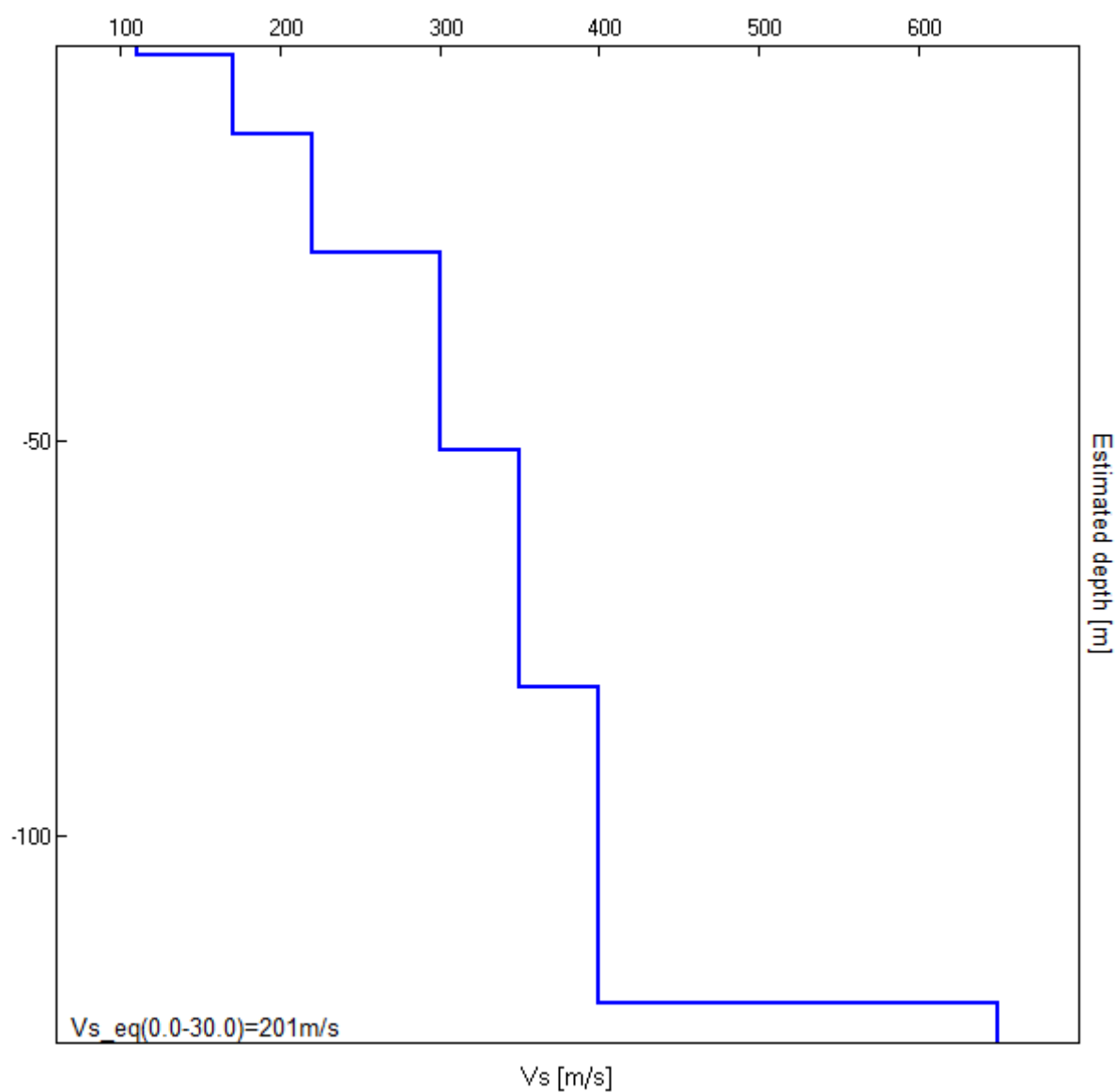


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
1.00	1.00	110	0.44
11.00	10.00	170	0.43
26.00	15.00	220	0.43
51.00	25.00	300	0.42
81.00	30.00	350	0.42
121.00	40.00	400	0.42
inf.	inf.	650	0.42

Vs\_eq(0.0-30.0)=201m/s



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

**Max. H/V at  $0.84 \pm 0.06$  Hz (in the range 0.0 - 30.0 Hz).**

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

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.84 > 0.50$	<b>OK</b>	
$n_c(f_0) > 200$	$388.1 > 200$	<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 42 times	<b>OK</b>	

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

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists $f^-$ in $[f_0/4, f_0]$   $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	0.438 Hz	<b>OK</b>	
Exists $f^+$ in $[f_0, 4f_0]$   $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.125 Hz	<b>OK</b>	
$A_0 > 2$	$5.16 > 2$	<b>OK</b>	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.07684  < 0.05$		<b>NO</b>
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.06483 < 0.12656$	<b>OK</b>	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$1.1495 < 2.0$	<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

## **GEO GROUP s.r.l.**

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia  
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

### ***ALLEGATO N° 4***

### ***Verifica alla liquefazione***

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

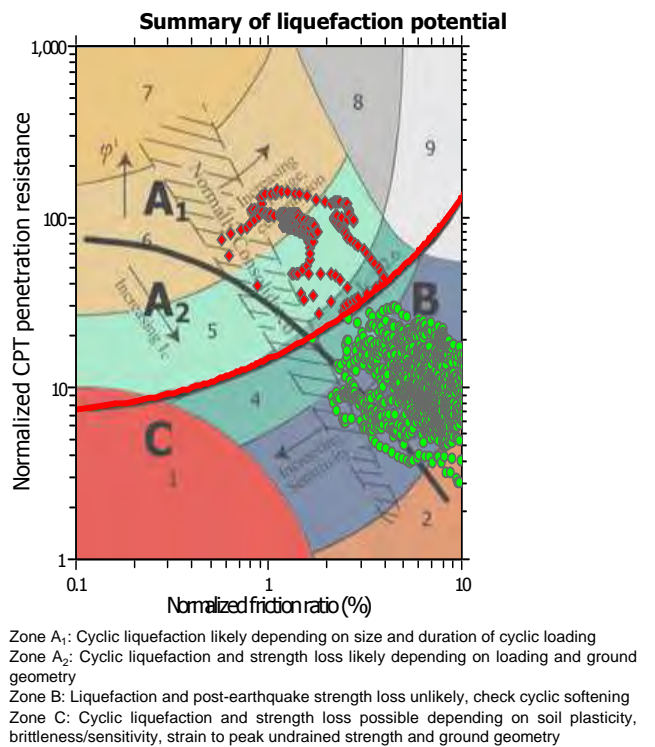
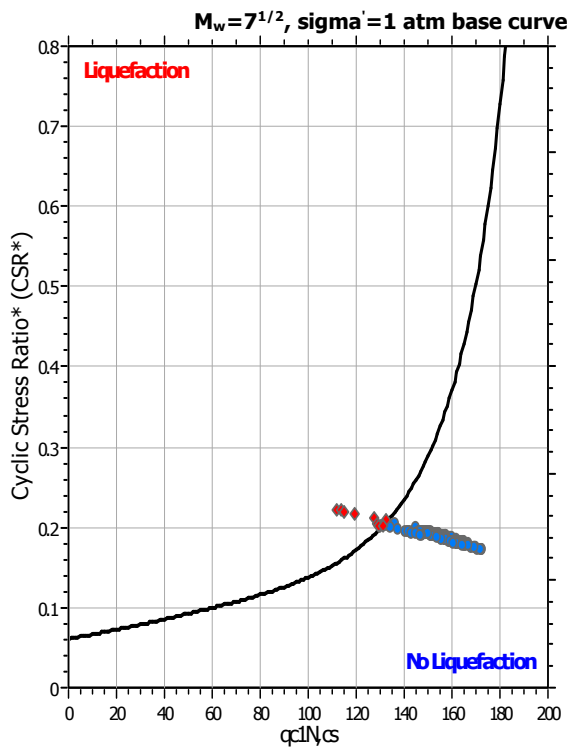
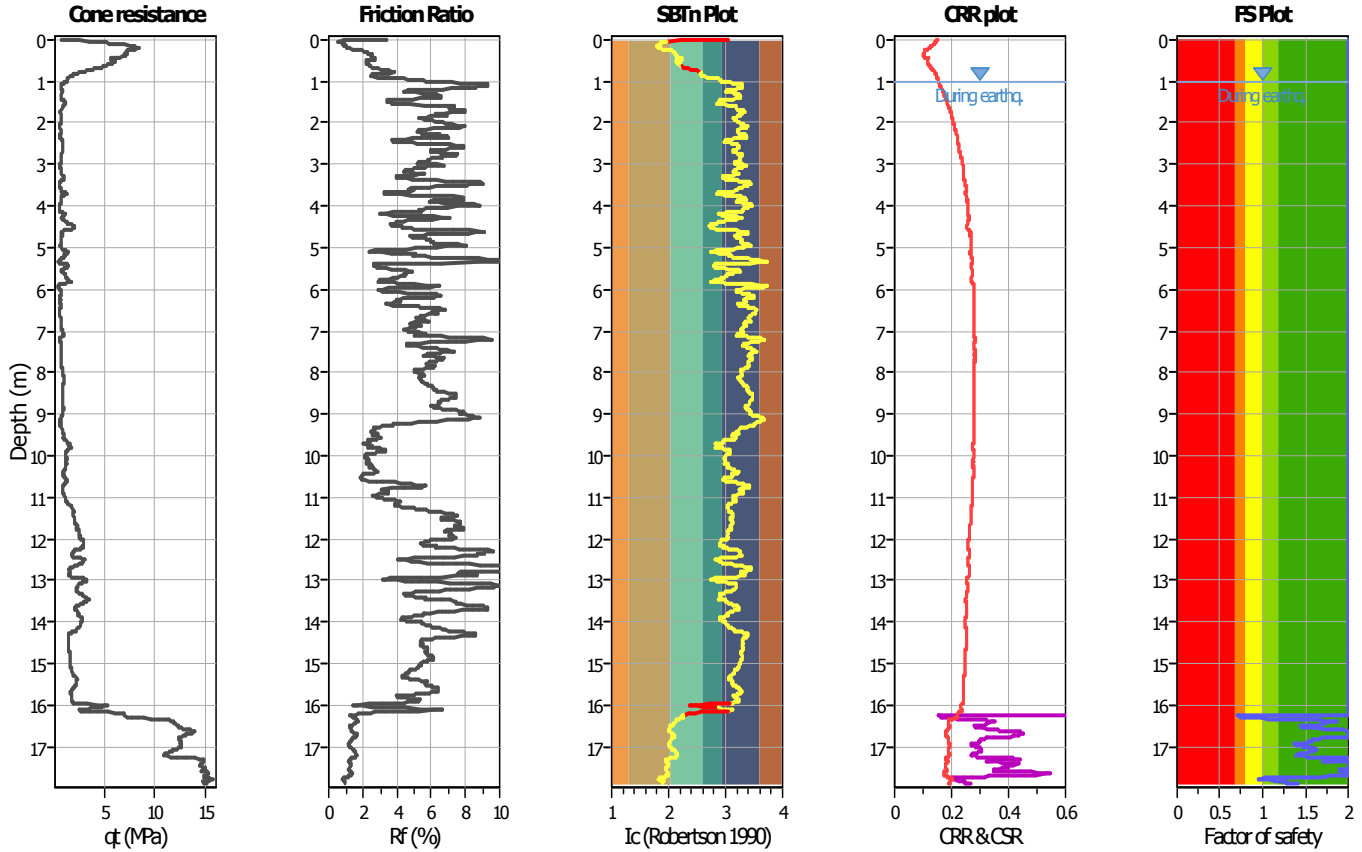
**Project title : Studio del terreno di fondazione**

**Location : Medolla, mensa**

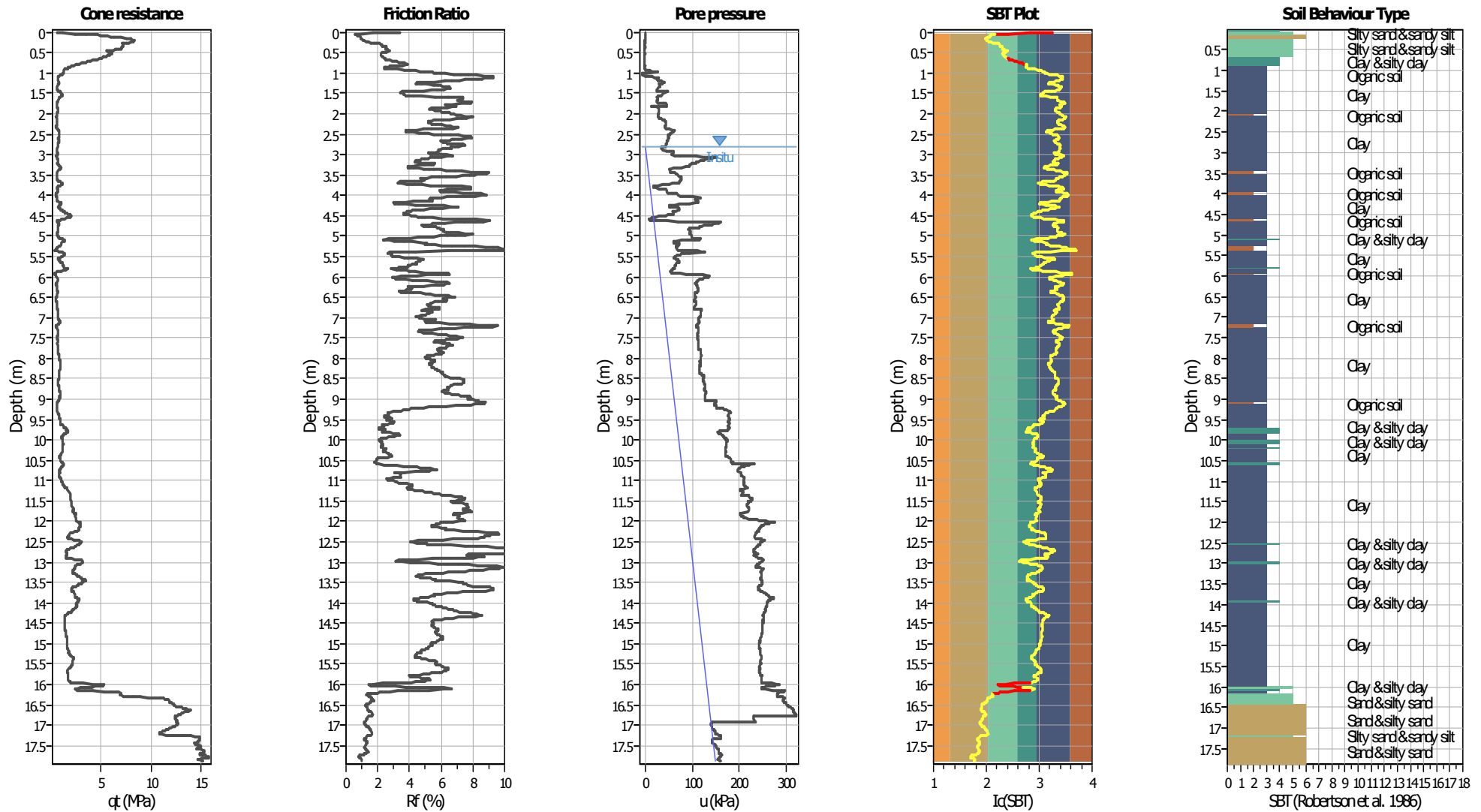
**CPT file : CPTU 1**

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	2.80 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.28	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_\sigma$ applied:	Yes	MSF method:	Method



### CPT basic interpretation plots



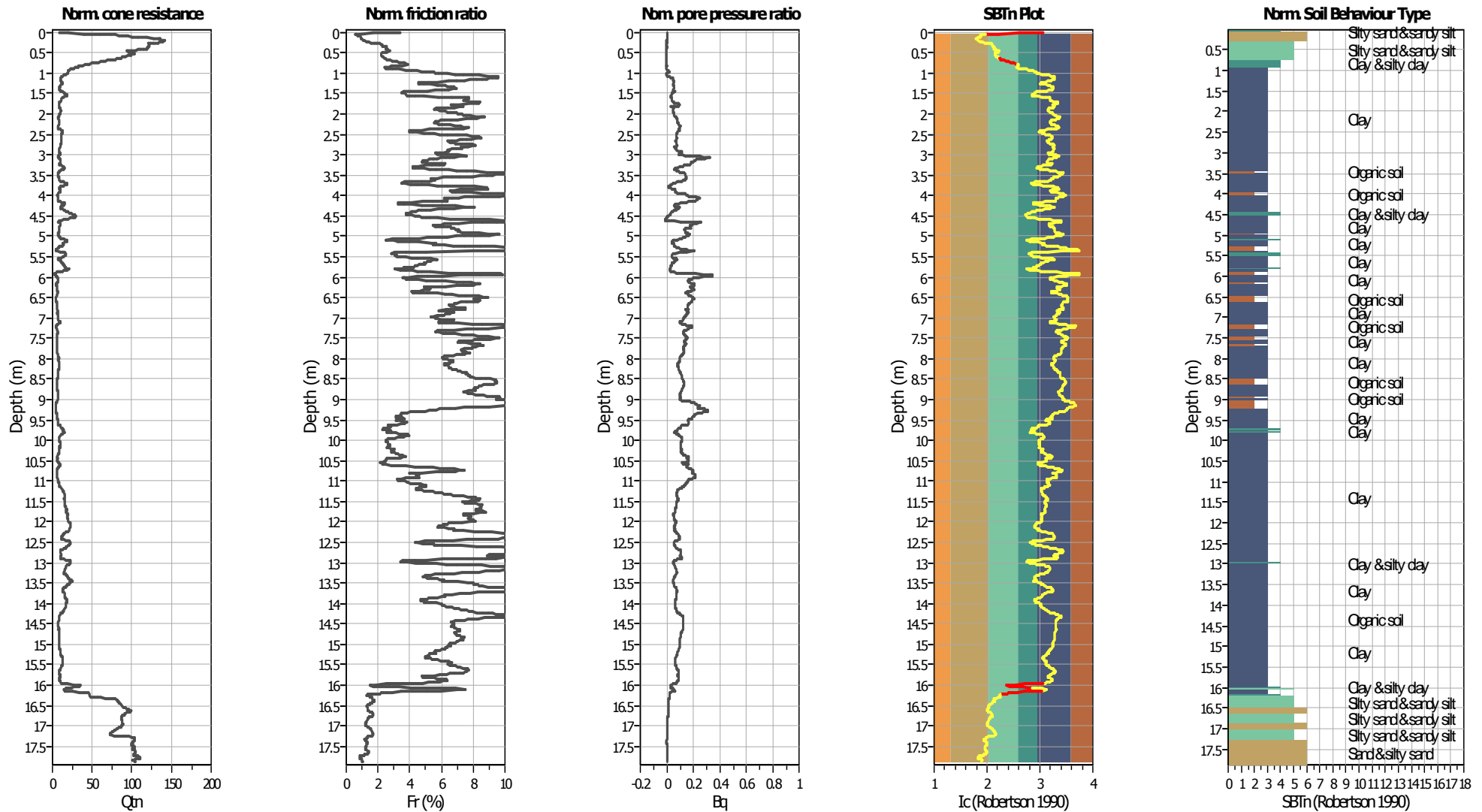
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	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	$K_{\sigma}$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.28	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.80 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)



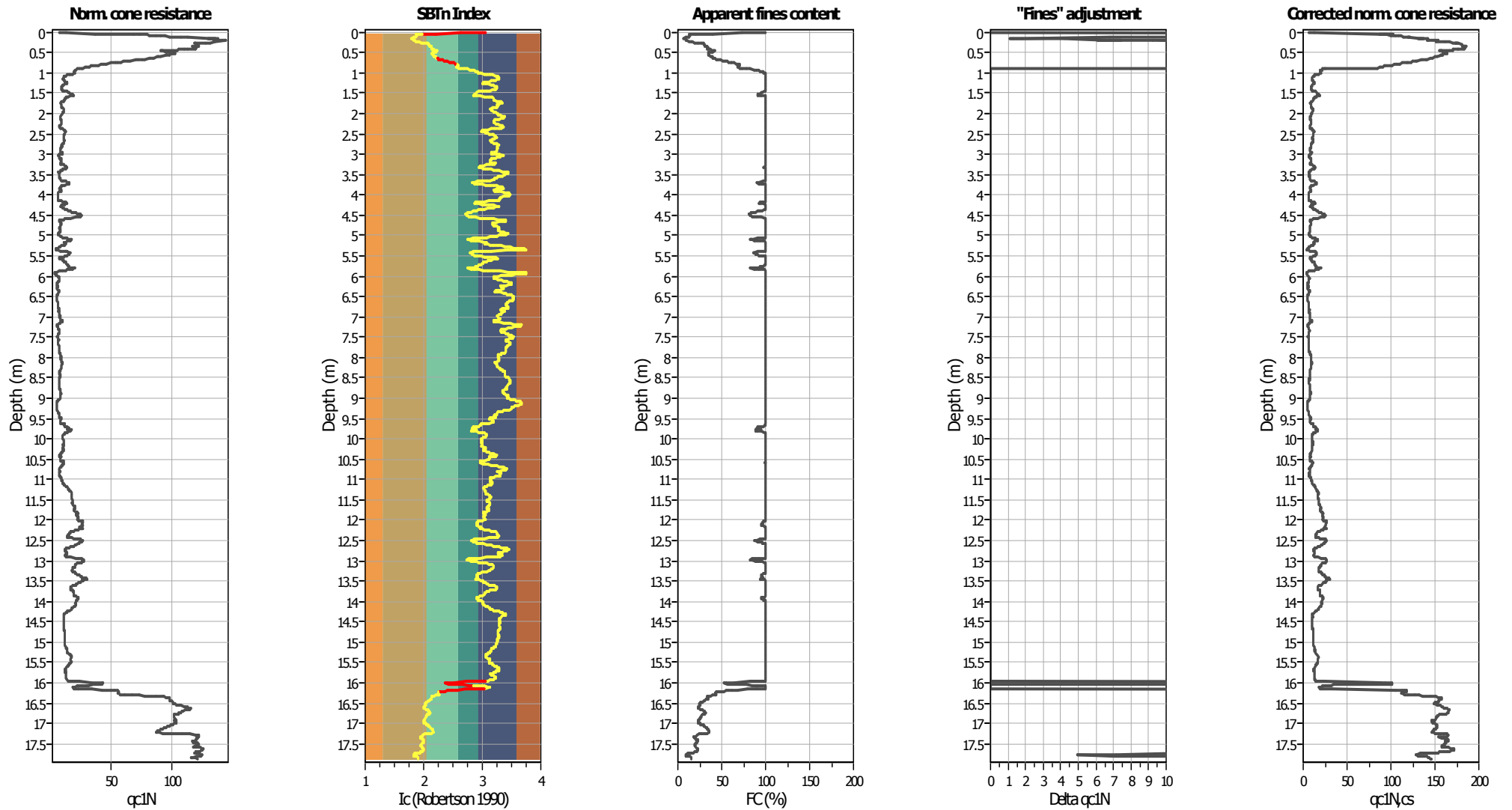
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	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:	0.28	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.80 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

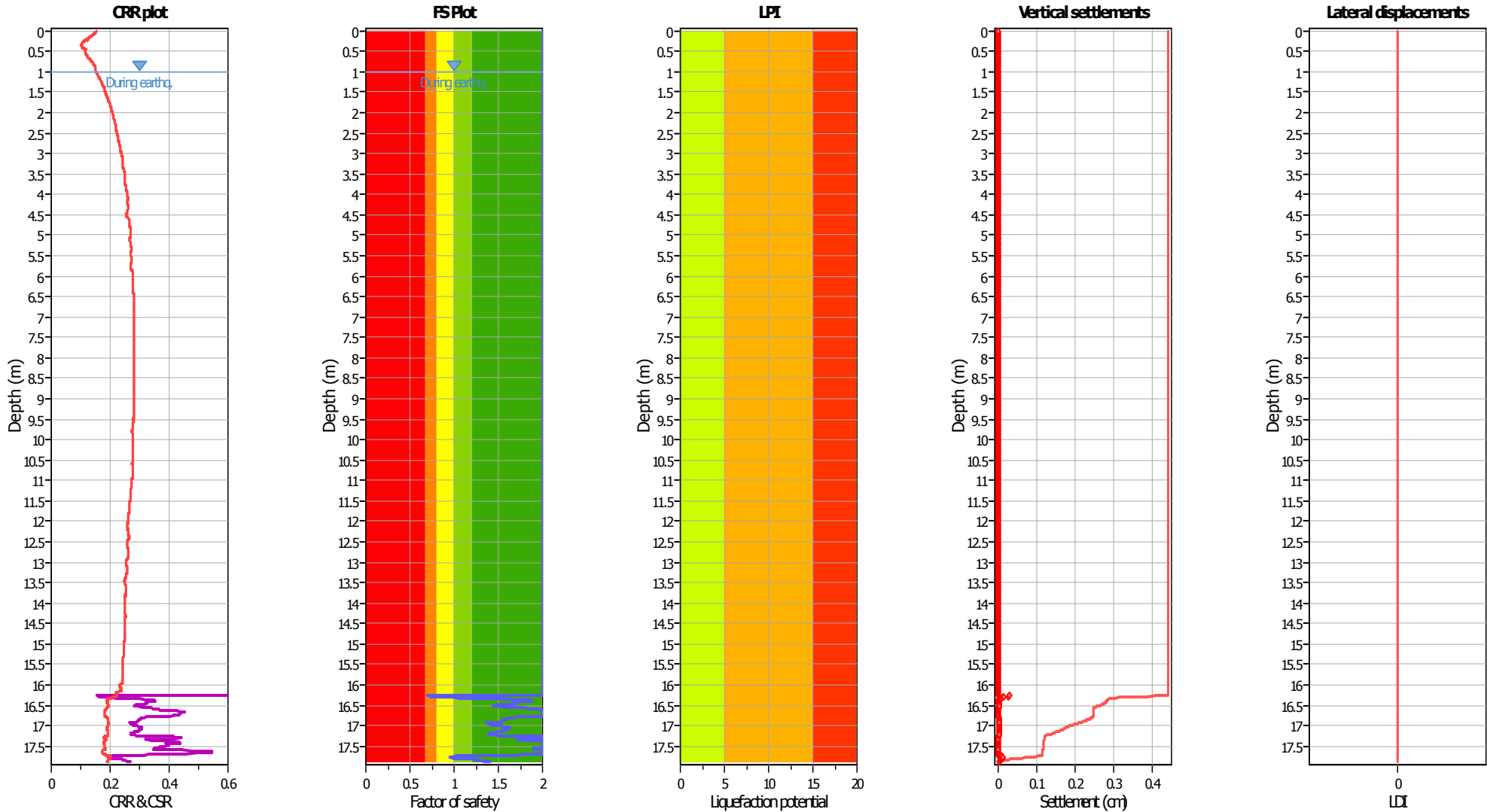
### Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	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>q</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:	0.28	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.80 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 (erthq.):	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	$K_f$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.28	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.80 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

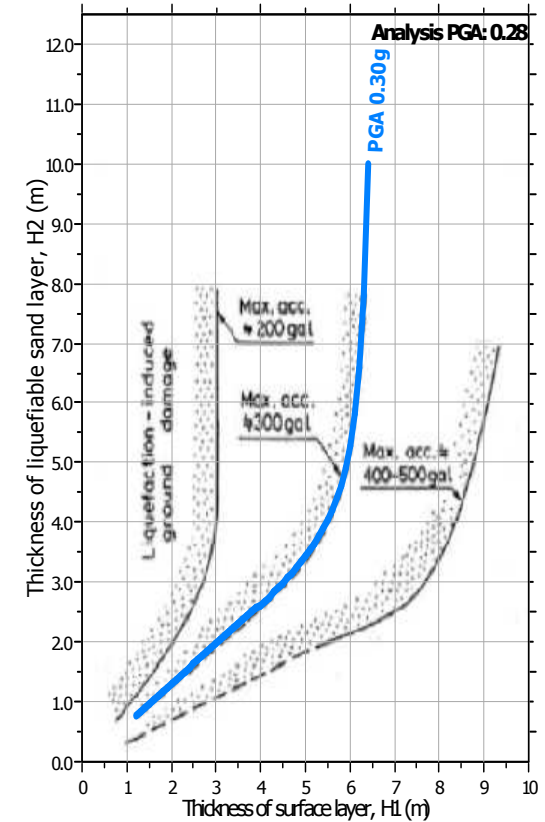
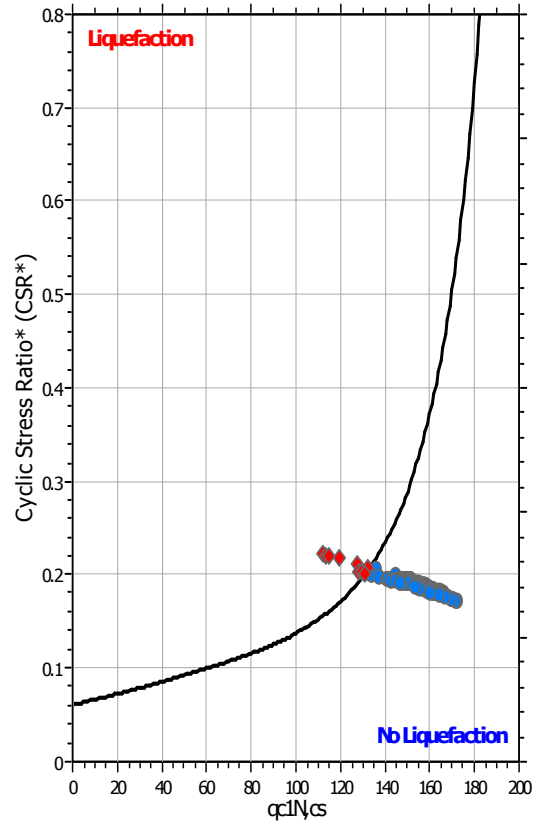
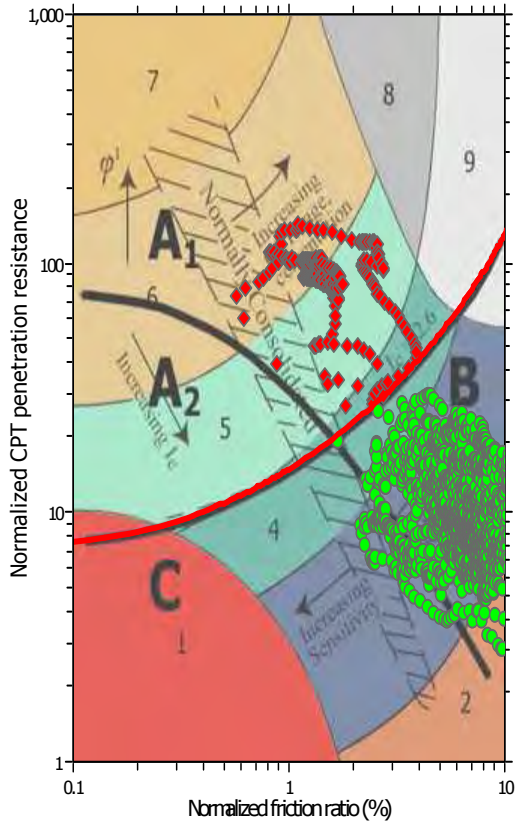
**F.S. color scheme**

- 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 (erthq.):	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:	0.28	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.80 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

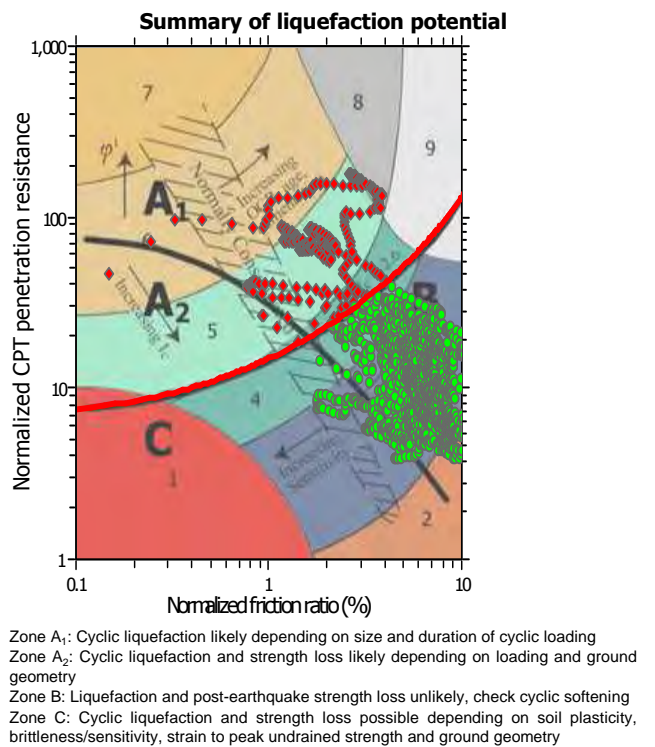
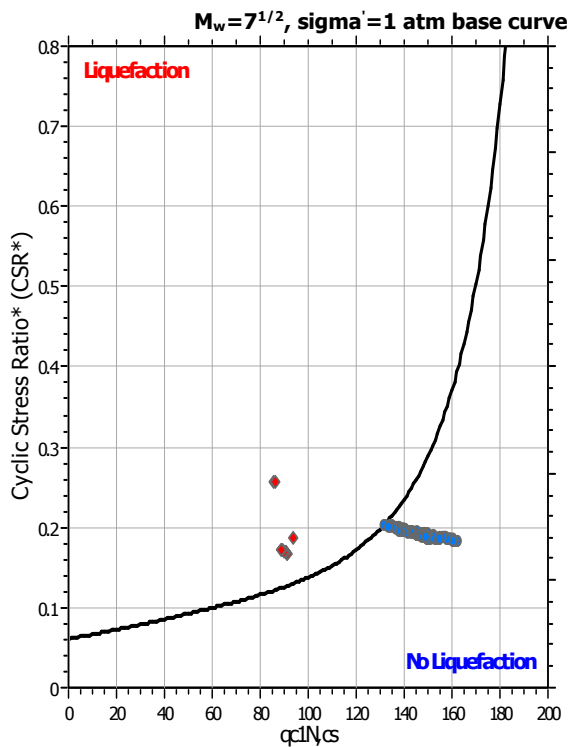
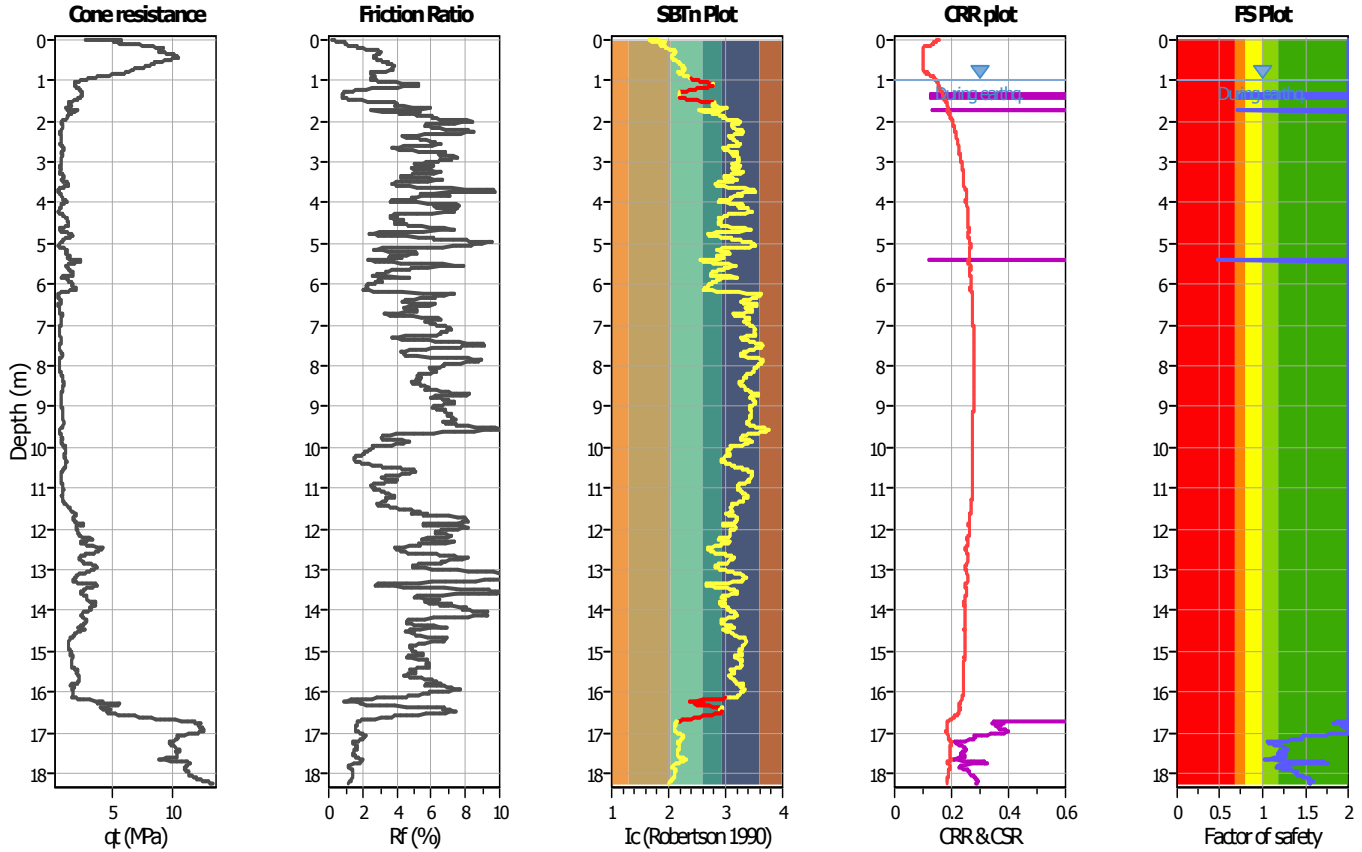
**Project title : Studio del terreno di fondazione**

**Location : Medolla, mensa**

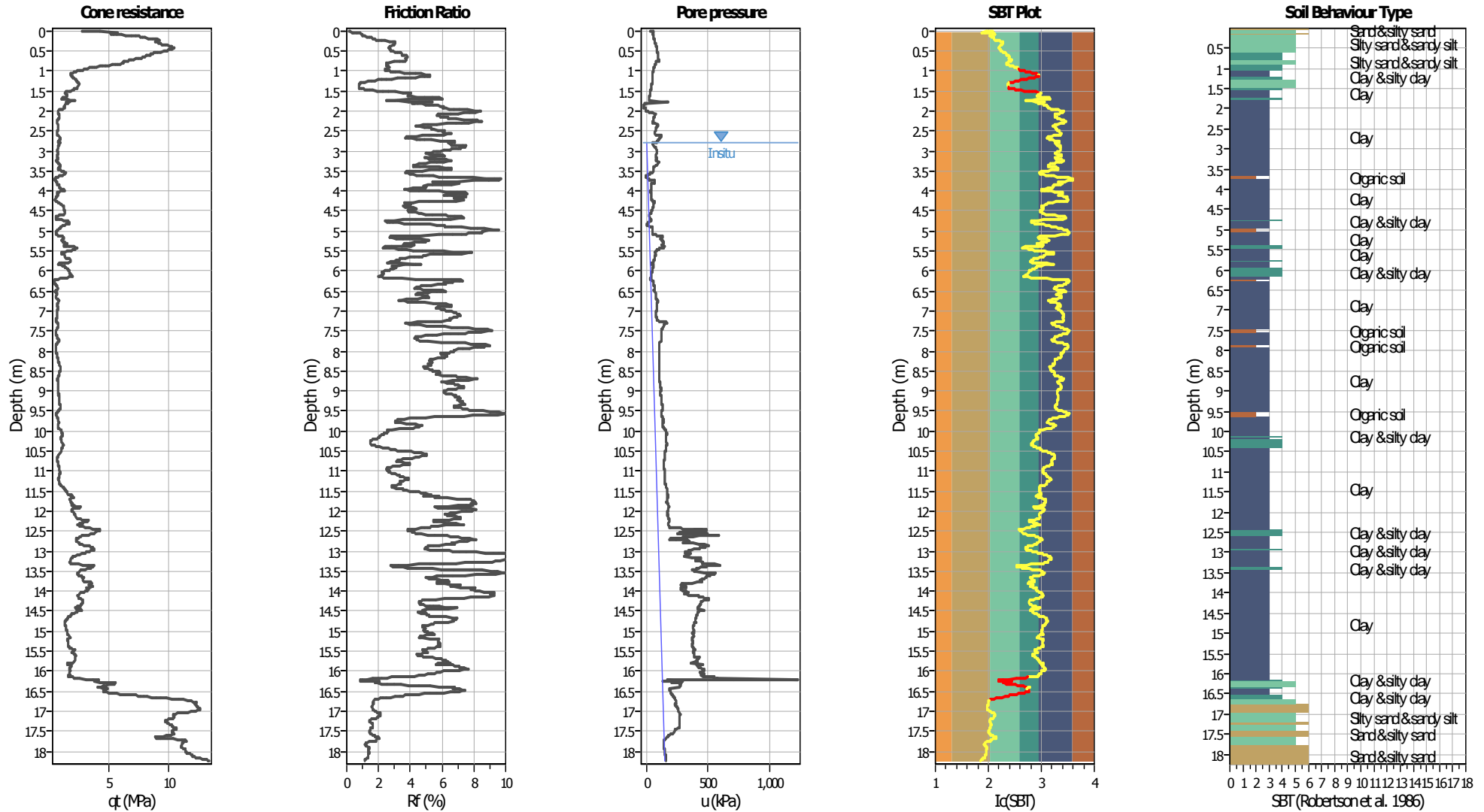
**CPT file : CPTU 2**

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	2.80 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.28	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_\sigma$ applied:	Yes	MSF method:	Method



### CPT basic interpretation plots



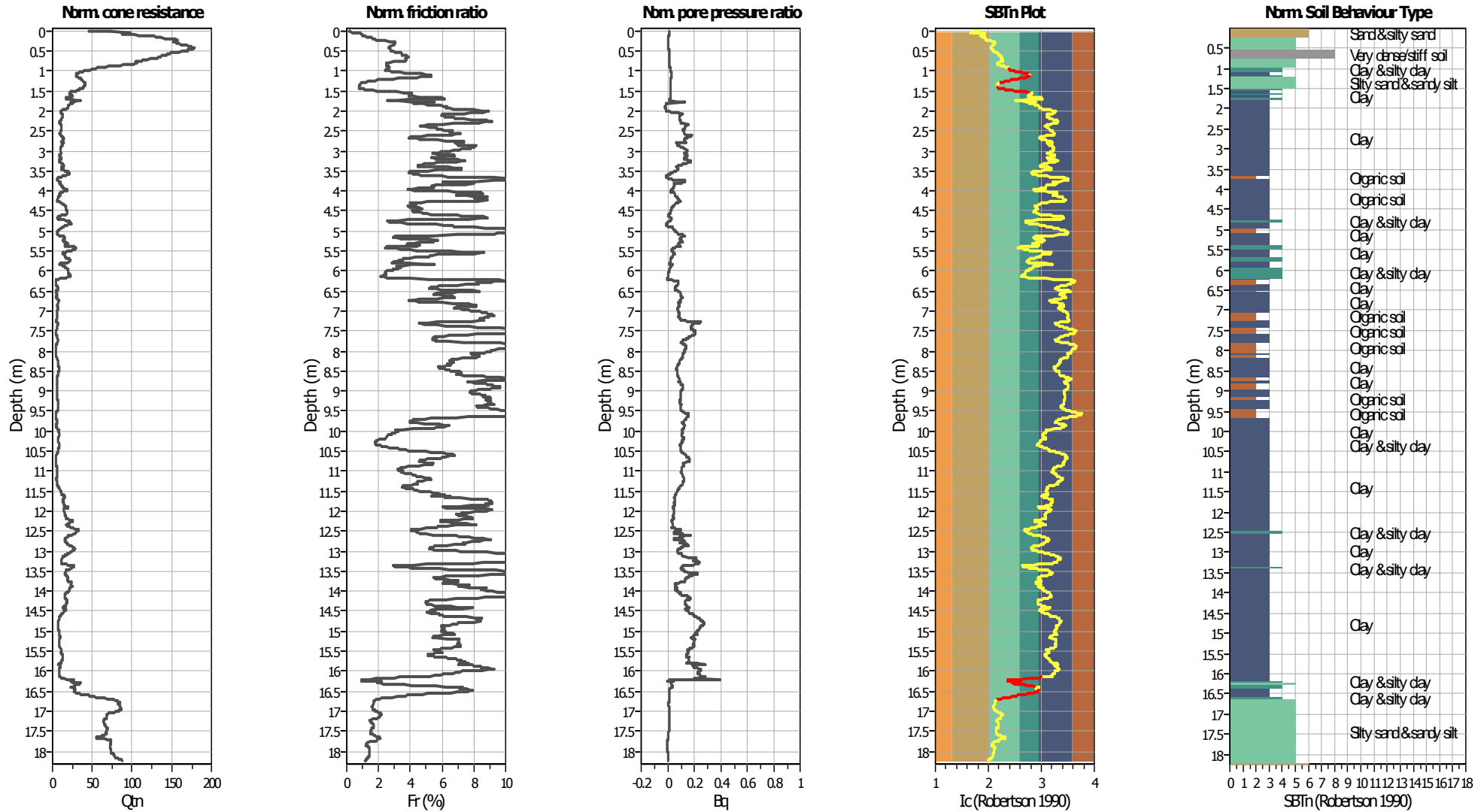
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	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	$K_{\sigma}$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.28	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.80 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)



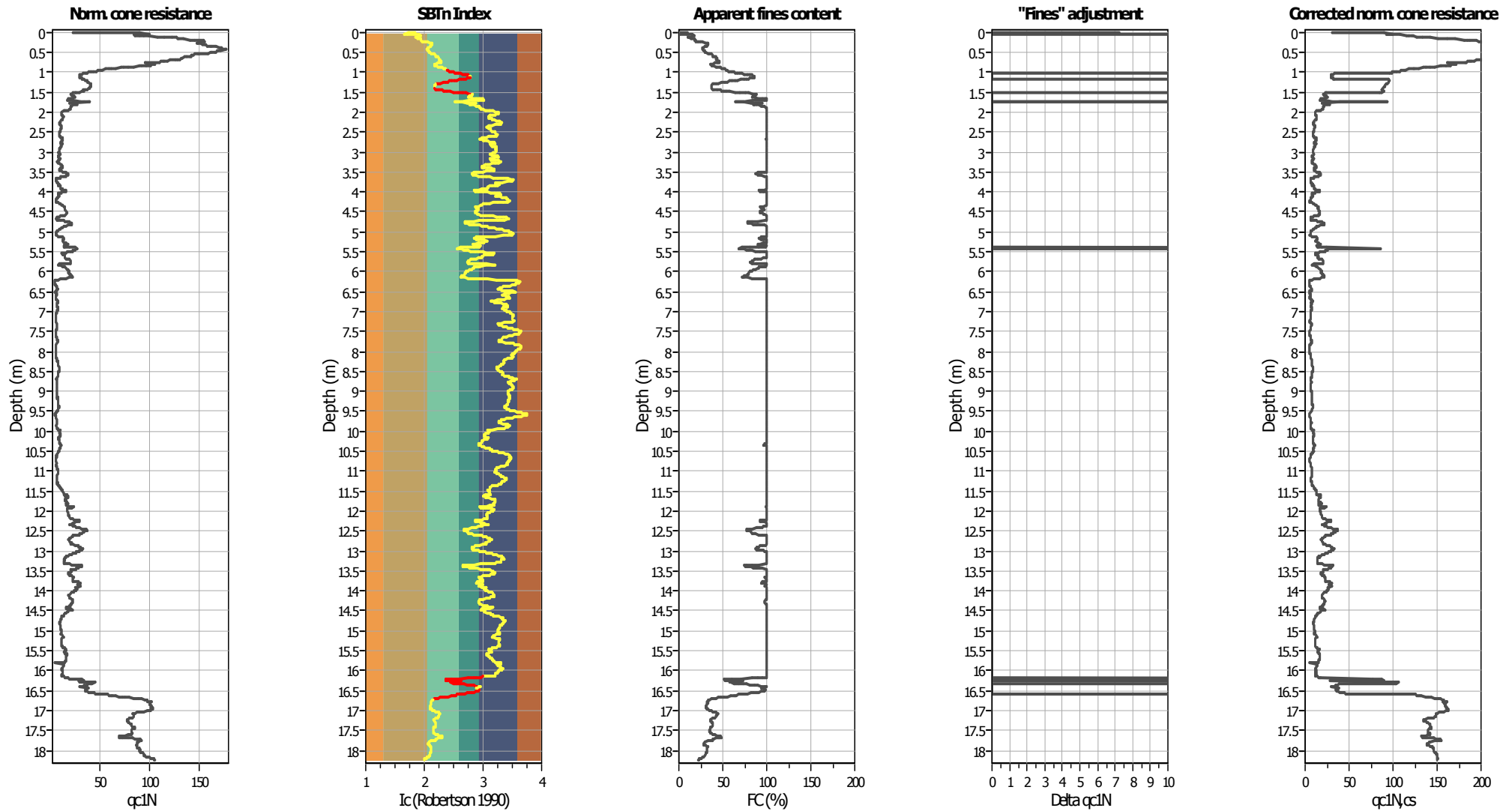
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	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>q</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:	0.28	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.80 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

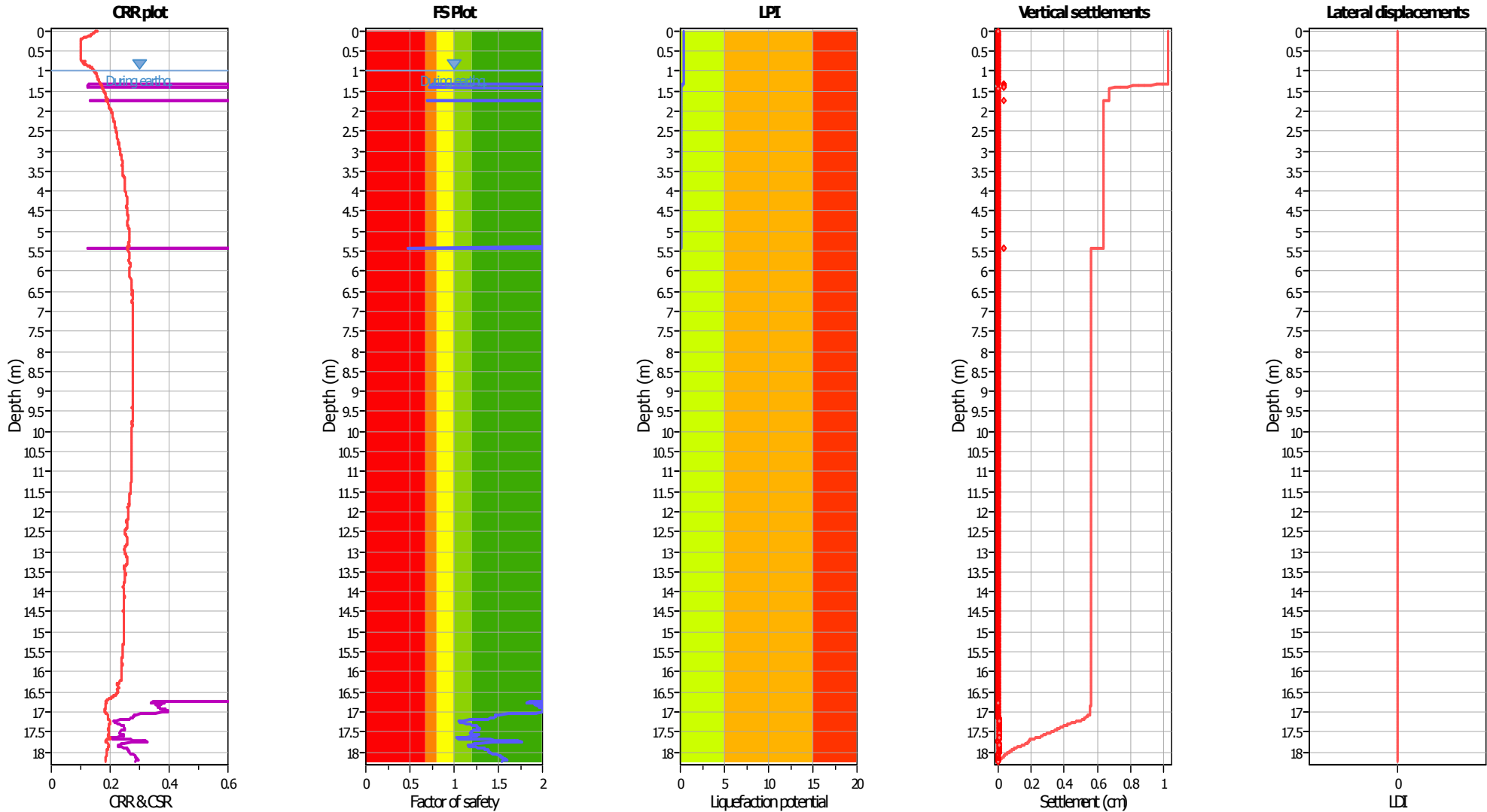
### Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	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	$K_{\sigma}$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.28	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.80 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 (erthq.):	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	$K_{\sigma}$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.28	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.80 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

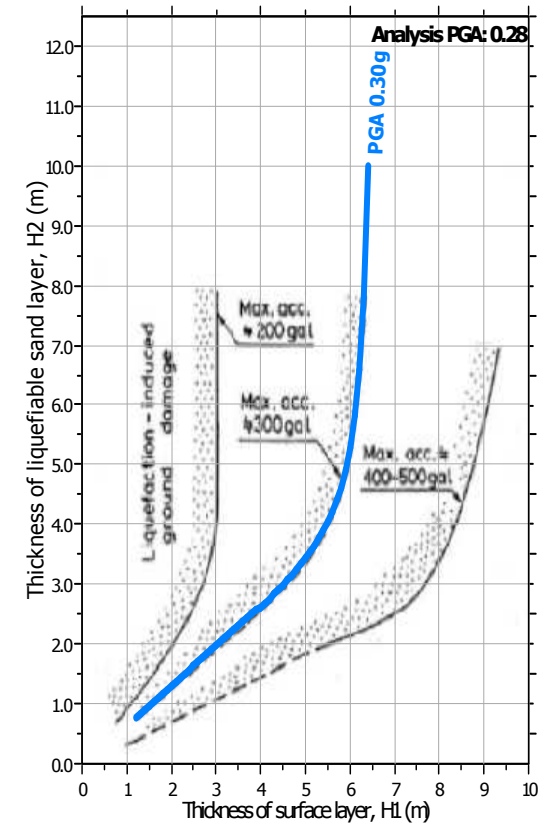
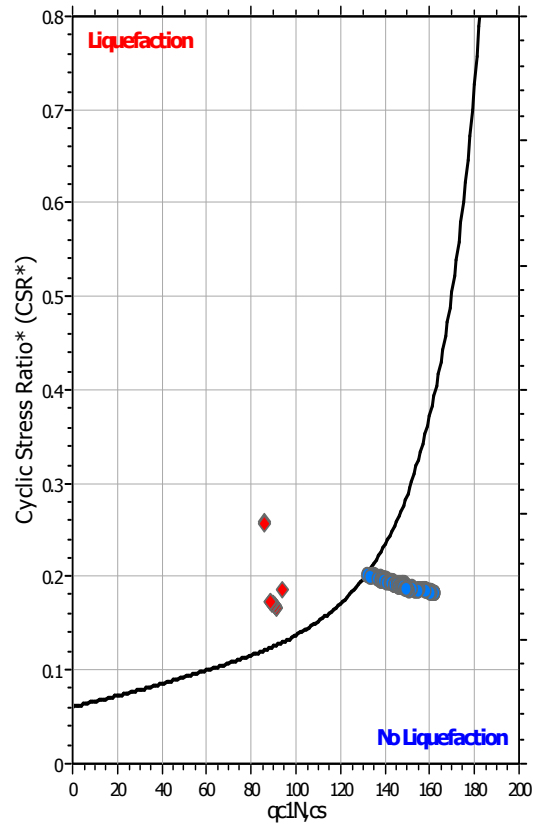
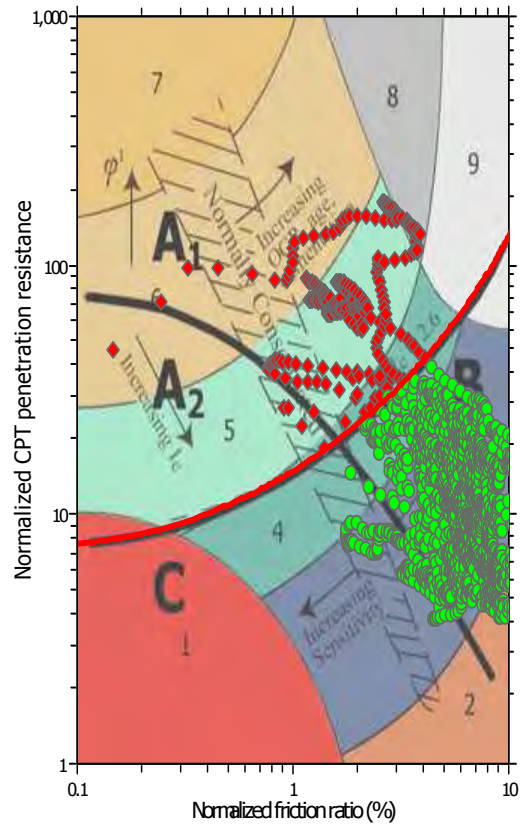
**F.S. color scheme**

- 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 (erthq.):	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:	0.28	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.80 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A