

<b>Piano</b>	<b>Urbanistico Attuativo (PUA)</b>
<b>Zona di 2° POC</b>	<b>"Città da riqualificare"</b>
<b>Scheda</b>	<b>Rq04 - Piangipane</b>
<b>Ambito</b>	<b>a programmazione unitaria e concertata - Residenziale/Servizi</b>
<b>Località</b>	<b>via Piangipane, Piangipane (RA)</b>
<b>Proprietà</b>	<b>Morina Srl</b>

ELAB.	REV.	DATA.	
R01	0	21/10/22	

<b>Elaborato</b>	<b>AGGIORNAMENTO RELAZIONE GEOLOGICA-TECNICA</b>
------------------	--

<b>Redazione</b>	<b>ECOPORGET S.r.l.s.</b> P.I. e C.F. 01994480380 via Tito Strozzi, 18 Ferrara (Fe) ecoprogetsrls@gmail.com eco.proget@pec.it	Timbro e firma
Codice documento	EP22C29R01	

<b>Committente</b>	<b>MORINA S.r.l.</b> P.I e C.F. 01355660398 Via Braille, 4 48124 Fornace Zarattini (RA).	Timbro e firma
Legale Rappresentante	Sig.ra Anna Della Rosa	

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>INQUADRAMENTO LOCALE .....</b>	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....</b>	<b>3</b>
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO .....</b>	<b>4</b>
<b>5</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO .....</b>	<b>6</b>
<b>6</b>	<b>INQUADRAMENTO LITOLOGIO DEI TERRENI .....</b>	<b>6</b>
<b>7</b>	<b>PROVE PENETROMETRICHE ESEGUITE .....</b>	<b>7</b>
<b>8</b>	<b>INDAGINE SISMICA .....</b>	<b>8</b>
<b>9</b>	<b>ANALISI GEOTECNICA DEI TERRENI .....</b>	<b>11</b>
<b>9.1</b>	<b>STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO .....</b>	<b>11</b>
<b>9.2</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO .....</b>	<b>11</b>
<b>9.3</b>	<b>VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI MODELLO GEOTECNICO .....</b>	<b>12</b>
<b>9.4</b>	<b>SCELTA DELL'APPROCCIO DI PROGETTO .....</b>	<b>13</b>
<b>9.5</b>	<b>DETERMINAZIONE DEL VALORE DI PROGETTO DELLE AZIONI "ED" .....</b>	<b>14</b>
<b>9.6</b>	<b>STATO LIMITE ULTIMO E DI ESERCIZIO (SLU – SLE) .....</b>	<b>14</b>
<b>9.7</b>	<b>PREVISIONE DEGLI ASSESTAMENTI .....</b>	<b>16</b>
<b>9.8</b>	<b>SISMICITA' DELL'AREA .....</b>	<b>17</b>
<b>9.9</b>	<b>FATTORI DI AMPLIFICAZIONE .....</b>	<b>18</b>
<b>9.10</b>	<b>STIMA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE .....</b>	<b>19</b>
	<b>ALLEGATO 1 ELABORAZIONE DELLA PROVA PENETROMETRICA</b>	

## 1 PREMESSA

Il presente studio geologico, geotecnico e geofisico è stato eseguito ad integrazione della precedente campagna di indagini e studi eseguiti nel 2012 e a seguire 2015. E' atto a determinare le caratteristiche meccaniche dei terreni presenti nell'area dove si vuole realizzare un progetto urbanistico individuato dal Piano Urbanistico Attuativo (PUA), come zona di 2°POC "Città da riqualificare", scheda "Rq04 – Piangipane", ambito a programmazione unitaria e concertata Residenziale/Servizi in via Piangipane località Piangipane (RA), di proprietà della società Morina Srl.



FIG. 1: AREA DI INTERVENTO

## 2 INQUADRAMENTO LOCALE

Il sito oggetto di PUA 2° POC è collocato nella frazione di Piangipane, area di frangia del Comune di Ravenna situata a sud del capoluogo.

L'area d'intervento si colloca a sud dell'asse viario principale della Via Piangipane, attraversando l'intero aggregato urbano. Confina a nord-ovest con la Via Piangipane su cui insistono n°2 fabbricati di valore testimoniale, a nord-est con il retro rarefatto dei fabbricati attestati lungo la via Carraia Cooperativa e a sud-est e sud-ovest con la trama agricola esistente. Il fondo aveva come ex proprietà la Cooperativa Cab.Ter.ra e le attività svolte in precedenza nel sito erano d'allevamento di bestiame e di magazzino per lo stoccaggio del grano.

Accatastata all'Agenzia del Territorio nel Nuovo Catasto Terreni del Comune di Ravenna al foglio 64, Mappali : 440 (parte), 475, 479. I terreni hanno superficie complessiva catastale di mq. 30.721,00 (non fa parte del comparto di PUA la fascia di terreno di larghezza 9 ml. localizzata sul confine sud-ovest ed appartenente al mapp. 440). L'area territoriale di PUA di rilievo ha una estensione pari a 29.113,96 mq.

### 3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Sottostanti ad una copertura superficiale di natura essenzialmente alluvionale sono stati riconosciuti depositi di antichi bacini sedimentari marini caratterizzati da sensibili variazioni sia orizzontali che verticali. Ciò testimonia come gli ambienti di deposizione abbiano subito, nel corso di tempi geologici, continue mutazioni, dovute a più fenomeni, spesso collegati tra loro, tra cui l'attività orogenica, i movimenti del suolo e le variazioni della linea di costa.

Gli innumerevoli studi geologici eseguiti sul territorio hanno evidenziato che la pianura rappresenta solo il limite morfologico della catena appenninica emersa, poiché gli elementi tettonici del sistema orogenico sono riconoscibili anche nelle strutture sepolte sotto la coltre alluvionale. Infatti durante il Quaternario, in cui si sono verificati notevoli innalzamenti dell'Appennino, la Pianura Padana ha subito un continuo abbassamento, che ha portato la base del Quaternario ad oltre 1.000 m di profondità rispetto all'attuale piano campagna. Analogamente, nei sedimenti pre-quaternari sono stati riconosciuti elementi tettonici rappresentati da strutture a pieghe e faglie, assimilabili a quelli della catena emersa e quindi legati o comunque riferibili agli stessi fenomeni deformativi.

Le prospezioni hanno messo in evidenza una stratigrafia caratterizzata da terreni quaternari e miocenici. Nella porzione stratigraficamente superiore del Quaternario, sono presenti litotipi sabbiosi e ghiaiosi d'ambiente continentale e costiero, con intercalazioni pelitiche e torbose. Al di sotto si rileva una formazione argillosa, costituita da peliti di deposizione marina.

Gli spessori dei terreni quaternari sono decisamente disomogenei. Tale differenza di spessore è riconducibile alla presenza nel sottosuolo di strutture plicative sepolte, in corrispondenza delle quali si originano condizioni di subsidenza differenziate.

Alla base della successione quaternaria sono stati riconosciuti depositi miocenici riferibili all'Aquitano-Tortoniano, in facies terrigeno-marnosa di ambiente neritico batiale.

L'assenza dei terreni pliocenici sottolinea la presenza di una lacuna stratigrafica tra il tetto della successione miocenica e la base del Quaternario, presumibilmente dovuta all'emersione e alla successiva erosione dei sedimenti miocenici e pliocenici, depositatisi in presenza di una fase orogenica post-miocenica.

Da questa breve sintesi sugli assetti e rapporti stratigrafici dei terreni miocenici e quaternari, emerge una situazione complessa dovuta a modificazioni degli ambienti sedimentari, a variazioni climatiche ed alla presenza di una tettonica attiva durante la deposizione nel bacino.

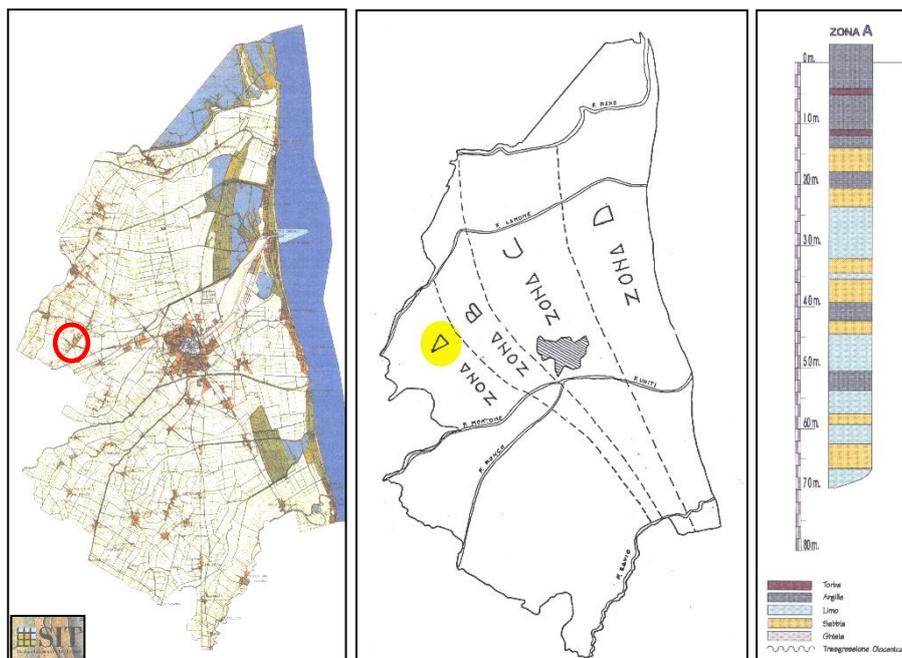


FIG. 2: ZONA DI CARATTERIZZAZIONE SEDIMENTARIA

L'area oggetto di studio appartiene alla zona di caratterizzazione sedimentaria A, così come identificata già dallo studio geologico redatto per la stesura del Piano Regolatore Generale del Comune di Ravenna.

Tale zona che si trova nella parte più occidentale del territorio ravennate non è stata raggiunta dal mare nel corso della trasgressione olocenica ed è costituita da sedimenti di ambiente continentale. I sedimenti profondi sono rappresentati da argille, limi e sabbie in successione alternata.

#### 4 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Nel territorio ravennate è riscontrabile la presenza di un sistema acquifero ad acque dolci che attraversa terreni di origine Quaternaria continentale e marina in cui l'interfaccia tra acqua dolce e acqua salata si rileva ad una profondità variabile tra i 200 e i 300 metri in corrispondenza degli strati Pliocenici marini.

La conoscenza della forma delle superfici di falda è idrogeologicamente importante in quanto consente di riconoscere le aree di alimentazione, di drenaggio delle falde e le direzioni di deflusso delle loro acque, di definire gli spartiacque sotterranei e di calcolare i gradienti idraulici. L'analisi delle oscillazioni periodiche di tali superfici permette di avere informazioni sul bilancio ed il regime degli acquiferi e sul tasso di rinnovamento delle acque in essi contenute.

L'andamento della falda condiziona inoltre le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione. Per identificare più facilmente la situazione idrogeologica locale si sono consultate le carte delle isofreatiche e delle isobate della freatica elaborate dal servizio geologico comunale e si sono effettuati i necessari rilievi di campagna.

Le linee isofreatiche sono rappresentative della superficie piezometrica riferita al valore del livello medio mare, mentre le isobate identificano l'andamento del livello della falda rispetto al piano campagna.

Analizzando la carta delle isofreatiche e delle isobate, si evidenzia che la superficie freatica si trova ad una profondità di circa 0 /-1 metri sotto il livello medio mare e 3 metri al di sotto del p.c. come confermato dalle prove penetrometriche eseguite in sito.

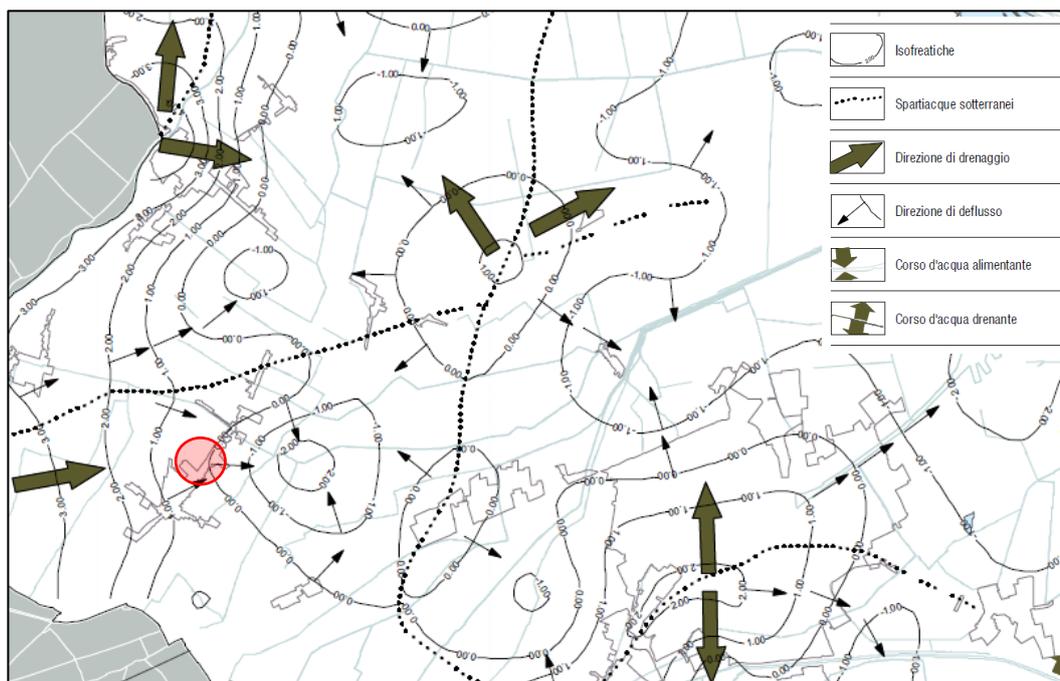


FIG. 3: CARTA PSC - ISOFREATICHE

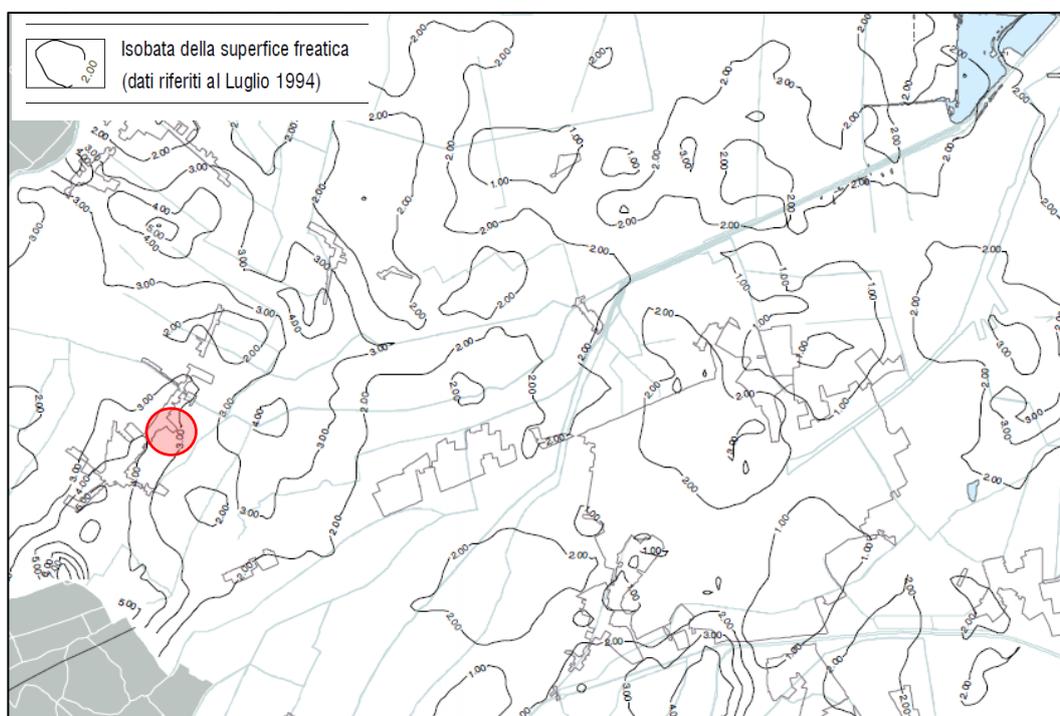


FIG. 4: CARTA PSC - ISOBATIMETRICHE

## 5 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Le informazioni riportate nella cartografia tecnica del PSC, si basano sulle vicende che hanno interessato il territorio in epoche recenti. La geomorfologia attuale è, infatti, il risultato di alterne vicende prevalentemente legate ad avanzamenti ed arretramenti della linea di costa ed a mutamenti dei corsi fluviali.

L'area oggetto della lottizzazione si trova in un'area identificata come interfluviale e di depositi di palude, rappresentata da caratteri tessuturali quali Argille limose, argille e limi argillosi laminati con rare intercalazioni di limi sabbiosi e sabbie limose in strati da molto sottili a medi.

L'altimetria delle zone circostanti l'area oggetto di indagine è rappresentata da quote, che si aggirano attorno a valori di +4.00 m. sul l.m.m.

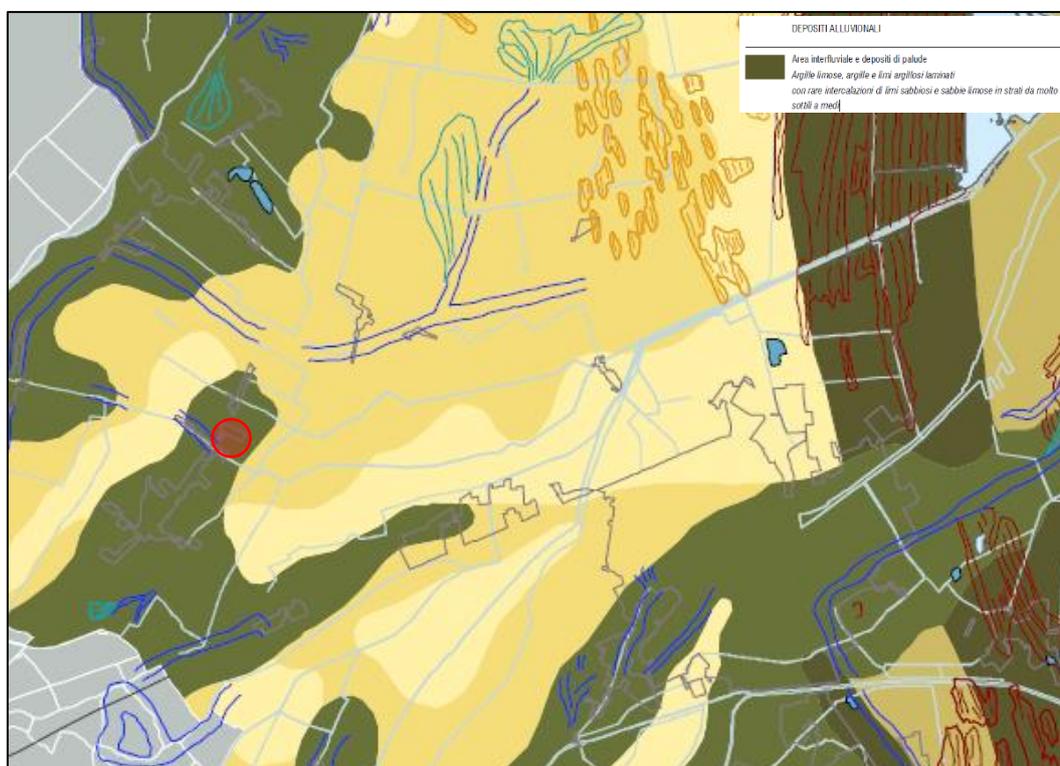


FIG. 5: CARTA PSC  
GEOMORFOLOGICA

## 6 INQUADRAMENTO LITOLOGICO DEI TERRENI

Attraverso la consultazione della carta geologica e dei dati desunti dalle prove penetrometriche effettuate, si è potuta realizzare la caratterizzazione dei suoli e dei terreni.

La carta geologica riporta terreni a tessitura sabbioso argilloso sabbiosa intervallate a tessiture più franche fatte da una miscela tra argilla, limo e sabbia.

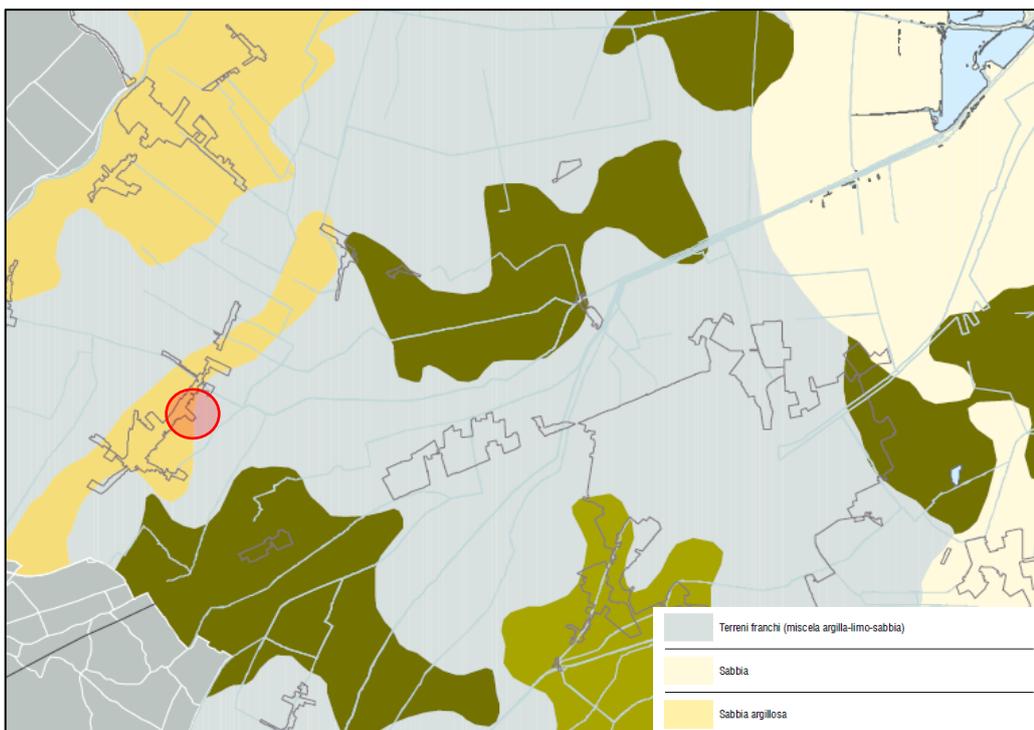


FIG. 6: CARTA PSC – DEI SUOLI

## 7 PROVE PENETROMETRICHE ESEGUITE

Per identificare le litologie sottostanti la zona oggetto di studio e definire le principali caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione sono state eseguite più campagne d'indagine. La prima nel 2015 con l'esecuzione di 3 prove penetrometriche e un'indagine geofisica. A seguire attualmente è stata eseguita un'ulteriore prova penetrometrica CPTU ed un'indagine geofisica con tecnica a tromino per la determinazione del parametro Vs30.

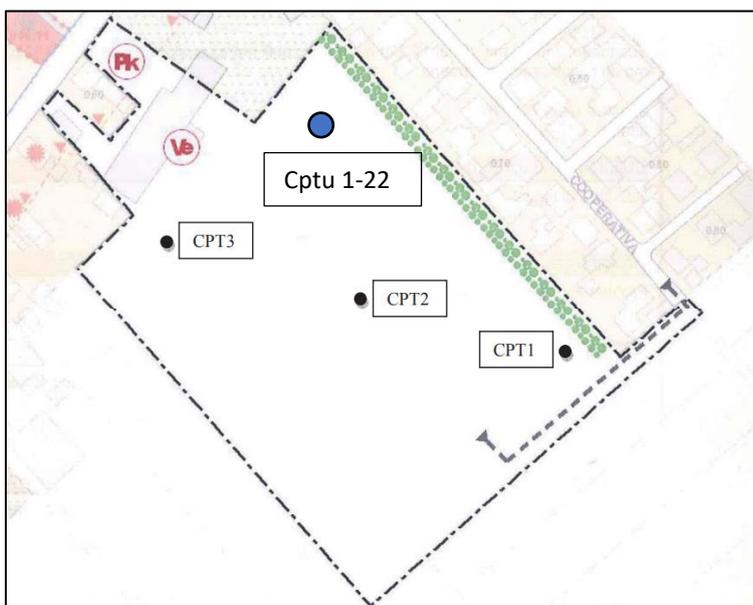


FIG. 7: UBICAZIONE PROVE PENETROMETRICHE

La prova penetrometrica statica elettriche con piezocono CPTU è stata eseguita al fine di caratterizzare il substrato di fondazione del progetto. Le prove (l'attuale e quelle del 2015) sono state spinte alla profondità di 20 metri ciascuna. Il numero delle verticali d'indagine e la loro

profondità è stata definita in funzione della finalità dell'indagine stessa, essendo necessarie la caratterizzazione litostratigrafia (modello geologico), la ricostruzione dei parametri geotecnici e la valutazione della liquefazione dei terreni di fondazione. Le prove penetrometriche statiche elettriche con piezocono (CPTU) sono state realizzate con un penetrometro dotato di spinta da 200 kN, montato su mezzo semovente cingolato, con ancoraggi laterali per incrementare il contrasto durante la penetrazione profonda. La punta utilizzata presenta le dimensioni standard europee: apertura di 60°, diametro di 35,7 mm e area di 10 cmq per la misura della pressione di rottura ( $Q_c$ ), manicotto di attrito per la misurazione delle resistenze di attrito laterale ( $f_s$ ) con superficie di 150 cmq, velocità di penetrazione della punta-manicotto pari a 2 cm/sec. La speciale attrezzatura utilizzata permette l'acquisizione dei dati ogni 2 cm di avanzamento attraverso sensori di pressione elettrici. Inoltre erano attivi anche due inclinometri posti a 90°, per il controllo della deviazione delle aste dalla verticale (essenziale per prove in profondità), ed un sensore di temperatura (essenziale per correggere i valori di " $Q_c$ " ed " $f_s$ " dal cambiamento di geometria della punta, imputabile alla deriva termica per attrito, durante la prova di penetrazione). L'acquisizione delle informazioni è avvenuta direttamente, durante la prova, con centralina elettronica. Si sono inoltre consultate le prove cpt realizzate nel 2015.

## 8 INDAGINE SISMICA

La tecnica utilizzata denominata TROMINO (HVSr Sismica passiva) si è basata sull'acquisizione e sull'analisi del Rumore Sismico Ambientale (Seismic Noise) ovvero la continua vibrazione del suolo dovuta sia a cause antropiche che naturali. Questa tipologia di tecniche non ha bisogno di alcuna energizzazione esterna poiché utilizza come sorgente il traffico veicolare e tutto ciò che è in grado di produrre una minima vibrazione sulla superficie del suolo.

Di seguito si riportano i diagrammi elaborati a seguito dell'indagine geofisica eseguita nell'area da cui si evince un valore di  $V_{s30}$  di circa 206 m/sec.

PIANGIPANE 2022

Instrument: TRZ-0009/01-09

Start recording: 03/10/22 12:12:55 End recording: 03/10/22 12:32:55

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Trace length: 0h20'00". Analyzed 83% trace (manual window selection)

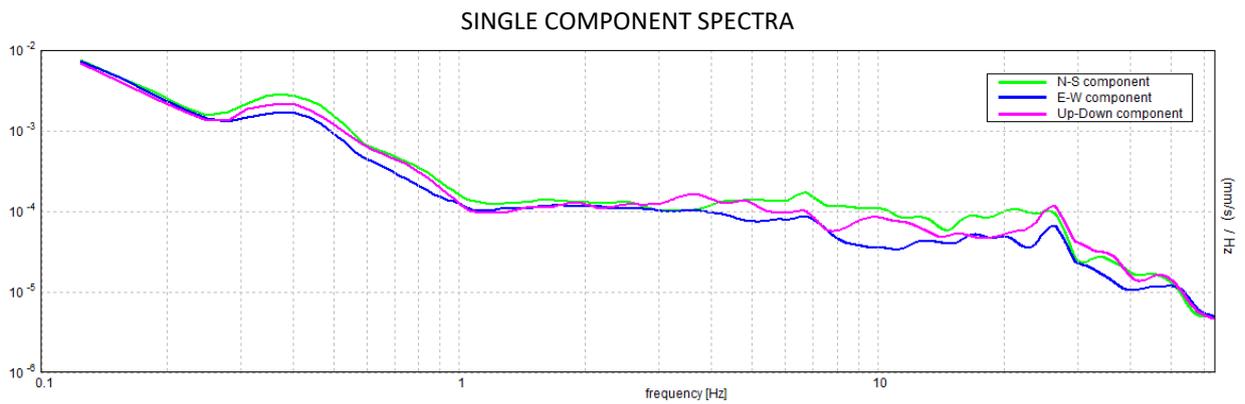
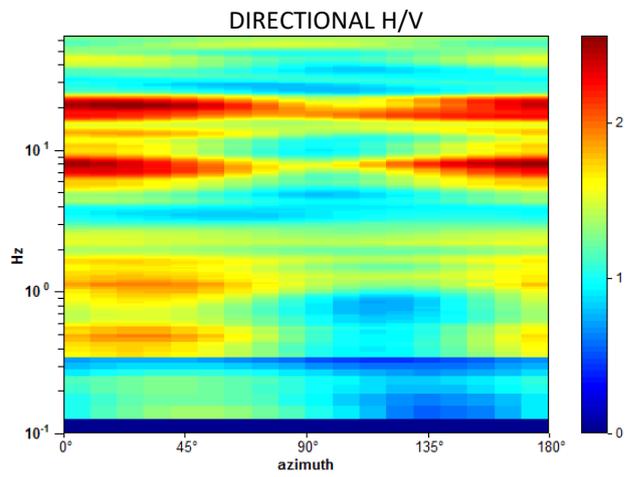
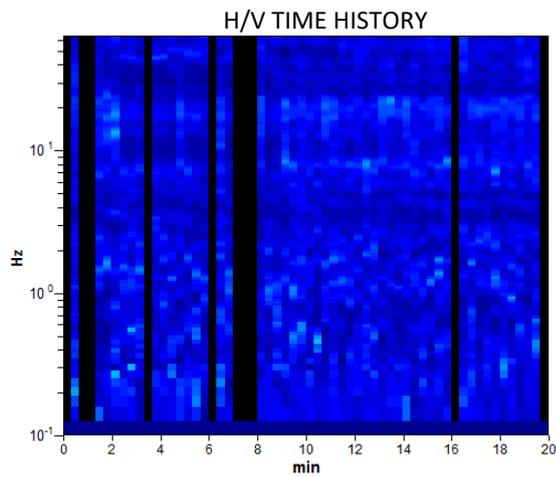
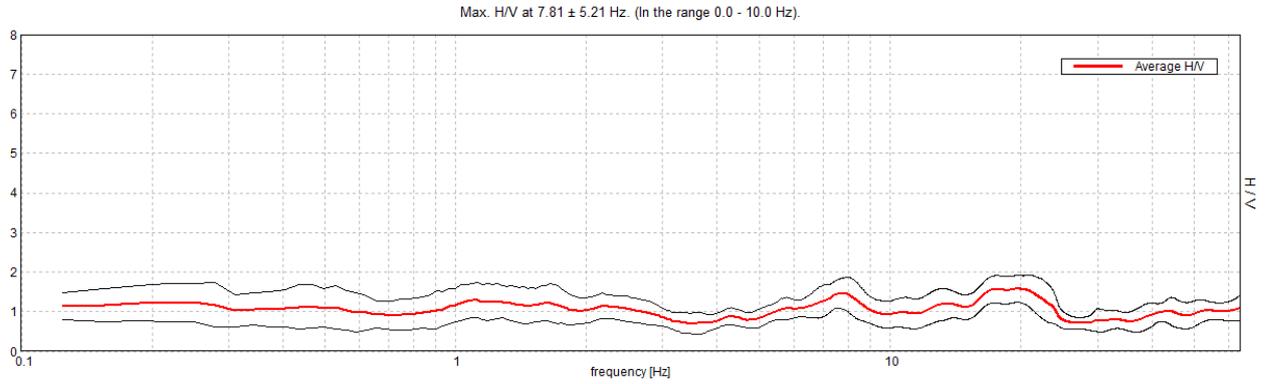
Sampling rate: 128 Hz

Window size: 20 s

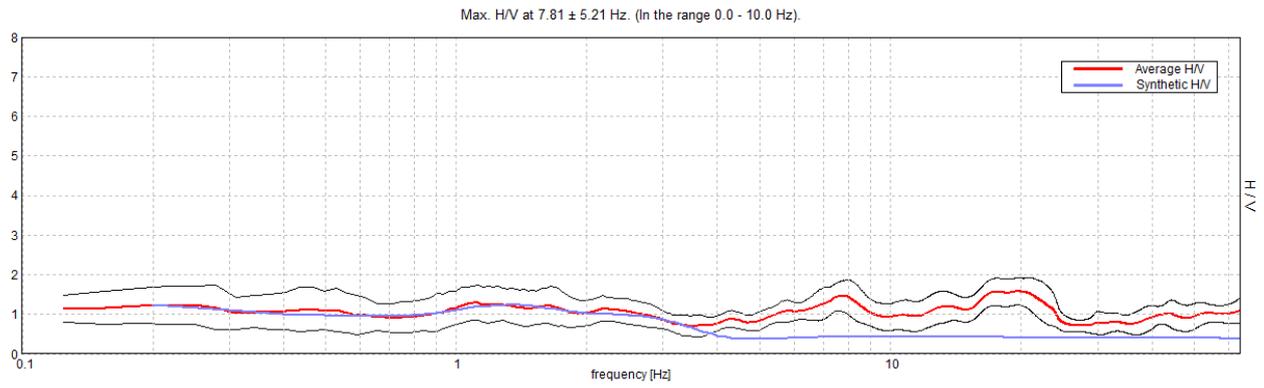
Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 10%

HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

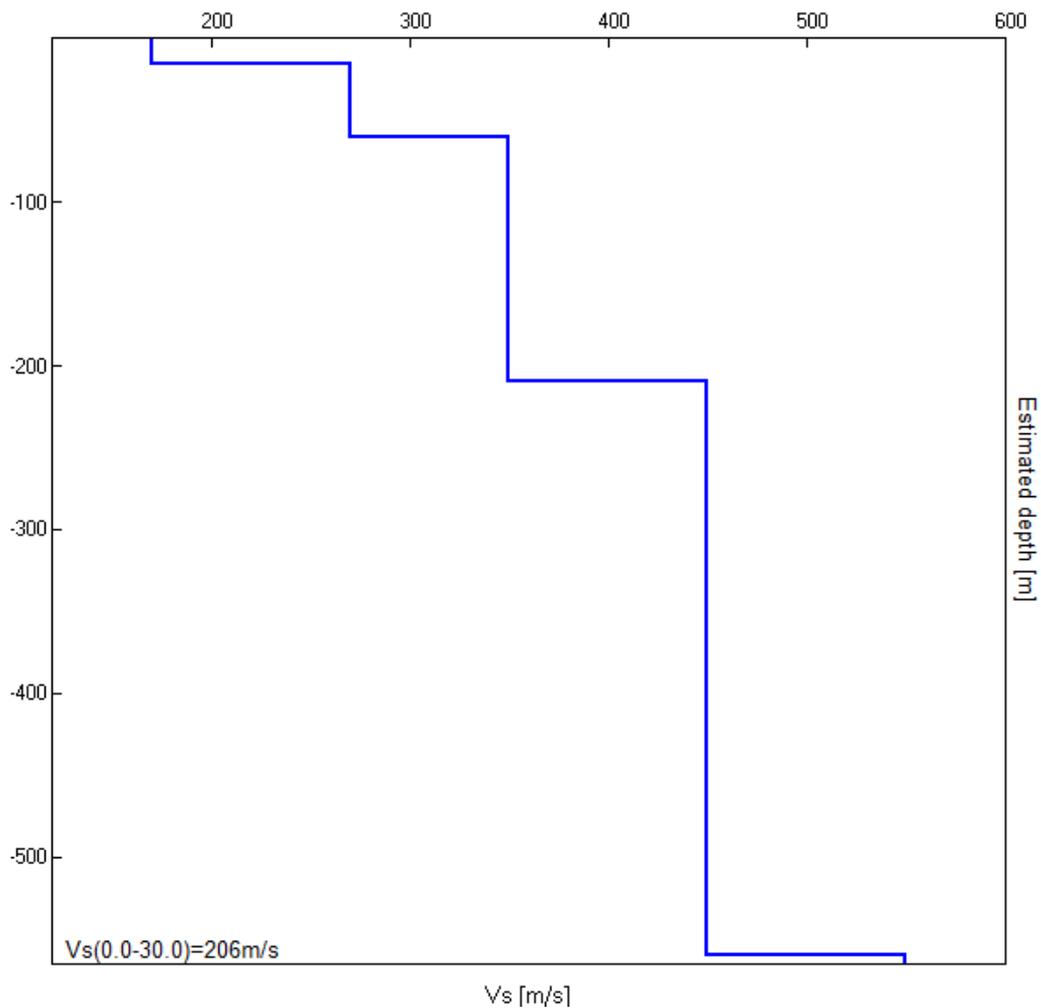


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
16.00	16.00	170	0.49
60.00	44.00	270	0.48
210.00	150.00	350	0.46
560.00	350.00	450	0.44
inf.	inf.	550	0.42

Vs(0.0-30.0)=206m/s



**Max. H/V at  $7.81 \pm 5.21$  Hz (in the range 0.0 - 10.0 Hz).**

## 9 ANALISI GEOTECNICA DEI TERRENI

In questo studio si sono svolti approfondimenti in merito alla stratigrafia locale utilizzando le prove penetrometriche statiche CPT eseguite nell'area.

### 9.1 STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

Di seguito si riporta una ricostruzione stratigrafica della prova penetrometrica eseguita.

da 0 a -1 metro:	Limo Sabbioso
da -1 a -4.20 metri circa:	Limo Argilloso - Argilla Limosa
da -4 a -10 metri circa:	Argilla Limosa compatta
da -10 a -11 metri circa:	Sabbia Limosa
da -11 a -19 metri circa:	Argilla Limosa
da -19 a -20 metri circa:	Sabbia Limosa.

Il livello della falda, soggetta a variazioni stagionali, al momento dell'esecuzione dell'indagine effettuata a ottobre 2022 è stata rilevata a -3m dal p.c.

### 9.2 MODELLO GEOTECNICO

Sono stati calcolati i valori caratteristici  $X_k$  dei parametri del terreno, acquisiti attraverso le indagini geognostiche e alle conoscenze dell'area in esame. I valori caratteristici  $X_k$  si definiscono calcolando il 5° percentile della distribuzione media della serie di dati ottenuti dalle prove CPT. Tale stima cautelativa indica un valore al di sotto del quale ci si può attendere che si collochi non più del 5% dei risultati ottenibili da una serie illimitata di prove, ossia al di sopra del quale troviamo il 95% dei valori della distribuzione media della serie di dati (coesione non drenata  $C_u$  e angolo d'attrito  $\phi$ ).

Successivamente applicando il fattore riduttivo  $\gamma_M$ , sono stati calcolati i valori di progetto della resistenza del terreno  $X_d$ .

I valori caratteristici sono:

- la coesione non drenata  $C_{uk}$  (per i terreni di natura coesiva)
- l'angolo di attrito interno efficace (per i terreni di natura granulare)  $\phi_k$

mentre i corrispondenti valori di progetto sono:

- la coesione non drenata  $C_{ud}$  (per i terreni di natura coesiva)
- l'angolo di attrito interno efficace (per i terreni di natura granulare)  $\phi_d$

Di seguito è riportato il modello stratigrafico ed i valori caratteristici e di progetto dei livelli litotecnici individuati nella prova CPTU1.

TABELLA 1 MEDIA DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Prof.da m a m.	qc	qc/fs	$\gamma(t/mc)$	$\gamma (t/mc)$	$\phi_m$	$\phi_k$	Cum (kpa)	Cuk (kpa)	Ed Kg/cmq	Ey Kg/cmq	Ni
0.00-1.00	18.02	14.5	1.90	1.95	25	22	95	90	77	45	0.35
1.00-4.00	11.02	15.01	1.91	1.96	22	20	66	60	85	45	0.30
4.00-9.00	13.05	11.02	1.92	1.98	24	21	77	60	90	45	0.30
9.00-10.00	77.02	78.7	2.00	2.05	32	30	--	--	100	96	0.30
10.00-19.00	15.02	10.02	1.92	1.98	25	22	85	80	89	45	0.30
19.00-20.00	61.8	69.1	1.86	1.96	32.0	31.1	--	--	123	98	0.30

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative agli stati limite di esercizio (SLE), devono essere effettuate secondo le procedure illustrate nel D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»).

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione  $E_d \leq R_d$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, mentre  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del terreno o del sistema geotecnico.

Queste verranno effettuate secondo la nuova normativa in fase di esecuzione dei singoli edifici che si andranno a realizzare facendo ben attenzione all'applicazione di tutti i parametri necessari per la realizzazione delle verifiche.

In questa fase si danno indicazioni in riferimento a quanto descritto nel D.M. 17.01.2018, ovvero all'approccio 2. In questo caso si fornisce il fattore di sicurezza (o fattore riduttivo)  $\gamma_M$  utilizzato nei calcoli relativi all'**approccio 2** (in questo caso quindi si usano i valori della colonna (M1):

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

### 9.3 VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI MODELLO GEOTECNICO

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative agli stati limite di esercizio (SLE), devono essere effettuate secondo le procedure illustrate nel D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»). Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione  $E_d \leq R_d$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, mentre  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del terreno o del sistema geotecnico.

Il valore  $E_d$  si ricava dalla funzione

$$E_d = E \left[ \gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{ovvero} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$E_k$  = valore caratteristico dell'azione

$F_k$  = azione caratteristica di progetto

$X_k$  = parametro geotecnico caratteristico di progetto

$a_d$  = geometria di progetto

$\gamma_F$  = coefficiente parziale per le azioni

$\gamma_E$  = coefficiente parziale per l'effetto delle azioni

$\gamma_M$  = coefficiente parziale per il parametro geotecnico (coeff. di sicurezza)

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\sigma F F_k$ , dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come  $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ .

Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

#### 9.4 SCELTA DELL'APPROCCIO DI PROGETTO

La verifica della suddetta condizione  $E_d \leq R_d$  deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nella scelta dell'approccio di progetto bisogna tener conto che le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite (SLU di tipo geotecnico):

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

Tabella 6.4.I (NTC 2008/2018) - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

## 9.5 DETERMINAZIONE DEL VALORE DI PROGETTO DELLE AZIONI "ED"

Il comune di RAVENNA(RA) ricade in Zona 3, ai sensi del OPCM 3274 del 20 marzo 2003 e successive variazioni, quindi la combinazione delle azioni da impiegare per la verifica agli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E è la seguente (v. § 2.5.3 dell' NTC 2008/2018):

**$E + G1 + G2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$**  (v. § 2.5.5 dell' NTC 2008/2018)

Dove:

E sono le azioni derivanti da terremoti;

G sono le azioni permanenti quali il peso proprio degli elementi strutturali e non, eventuali forze indotte dal terreno e forze risultanti dalla pressione dell'acqua;

P è la pretensione o precompressione (se permanenti)

Q azioni variabili nel tempo

$\psi$  rappresenta la durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile (quasi permanente, frequente, raro).

Quanto detto fin ora dovrà essere usato per il calcolo e la verifica dello stato limite ultimo ed applicato ai valori di Ed fornito dal progettista assieme agli altri fattori riferiti alla struttura vera e propria (carichi tipo di fondazione ecc.) e decidendo quale tipo di approccio si intende intraprendere.

## 9.6 STATO LIMITE ULTIMO E DI ESERCIZIO (SLU – SLE)

Per la determinazione della Rd si utilizzata la formula di Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8). Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:  $Ed \leq Rd$

Dove Ed è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre Rd è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto Rd si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

### IL CARICO LIMITE IN CONDIZIONI NON DRENATE E' CALCOLATO COME SEGUE:

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

$c_u$  Coesione non drenata.

$q$  pressione litostatica totale sul piano di posa.

$s_c$  Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$  per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$  Per fondazioni quadrate o circolari.

$i_c$  Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

### FATTORI DI FORMA

$s_q = 1 + (B'/L') \text{sen} \phi'$  per forma rettangolare

$s_q = 1 + \text{sen} \phi'$  per forma quadrata o circolare

$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L')$  per forma rettangolare

$s_\gamma = 0,7$  per forma quadrata o circolare

$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$  per forma rettangolare, quadrata o circolare.

Il calcolo dello stato limite ultimo viene effettuato sia in condizioni statiche (senza sisma) sia in condizioni dinamiche (con sisma)

Per modificare quanto sopra descritto con i parametri sismici, occorre inserire nella forma precedente i fattori correttivi.

### FATTORI CORRETTIVI SISMICI

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del qlim vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left( 1 - \frac{k_o}{\text{tg} \phi} \right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_o$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove  $K_o$  è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le NTC calcolano i coefficienti  $K_o$  e  $K_v$  in dipendenza di vari fattori:  $K_o = a_{\max}/g$ ;  $K_v = \pm 0,5 \times K_h$ ;

Dove: “amax” accelerazione orizzontale massima attesa al sito e “g” accelerazione di gravità.

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

$a_{max} = S S S T a g$

SS (effetto di amplificazione stratigrafica):  $0.90 \leq S_s \leq 1.80$ ; è funzione di F0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

ST (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di ST varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

T1 (ST = 1.0)    T2 (ST = 1.20)                    T3 (ST = 1.20)                    T4 (ST = 1.40).

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell’evento sismico che è valutato come segue:  $T_R = -V_R / \ln(1 - P_V R)$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e  $P_V R$  probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d’uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso  $V_R$  dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

#### **CONDIZIONI STATICHE/DINAMICHE**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Pressione limite                    2.98 Kg/cm<sup>2</sup>

#### **COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)**

Costante di Winkler                    1.98/2.04 Kg/cm<sup>3</sup>

### **9.7 PREVISIONE DEGLI ASSESTAMENTI**

Si assumono come sovraccarichi applicati al terreno i valori di pressione ammissibile media sopra calcolati. Definendo i seguenti parametri [ $\Delta P_n$  = incremento di carico dello strato n;  $m_{v n}$  = indice di compressibilità volumetrica dello strato n, dedotto da correlazioni empiriche con  $R_p$  (resistenza alla punta misurata con il penetrometro), dedotte da tabella;  $H_n$  = spessore dello strato n;  $\Delta S_n$  = cedimento dello strato n;  $S_{TOT}$  = cedimento totale] ed applicandoli alla formula  $\Delta S_n = \Delta P_n \times m_v \times H_n$  si sono ottenuti i seguenti cedimenti.

TERRENI COESIVI		TORBOSI MOLTO COMPRIMIBILI		TERRENI GRANULARI	
Rp(kg/cm <sup>2</sup> )	$\alpha = Mo/Rp$	umidità W %	$\alpha = Mo/Rp$	Rp(kg/cm <sup>2</sup> )	$\alpha = Mo/Rp$
≤5	5.0	≤ %05	3.0	≤5	3
10	4.0	100%	1.5	100	3
15	3.3	200%	1.0	200	3

Applicando come sovraccarico al terreno di appoggio una fondazione diretta a platea che scarica una pressione di esercizio di circa 0.70 kg/cm<sup>2</sup> si sono ottenuti i seguenti cedimenti: **S<sub>TOT</sub> = 2.98/3.02 cm**. Come previsto ci si può attendere cedimenti apprezzabili ma usuali per la tipologia del terreno e per la tipologia di intervento, rimanendo pur sempre entro limiti accettabili. Questo valore calcolato è riferito ad una fondazione di quel tipo impostata sul terreno naturale.

## 9.8 SISMICITA' DELL'AREA

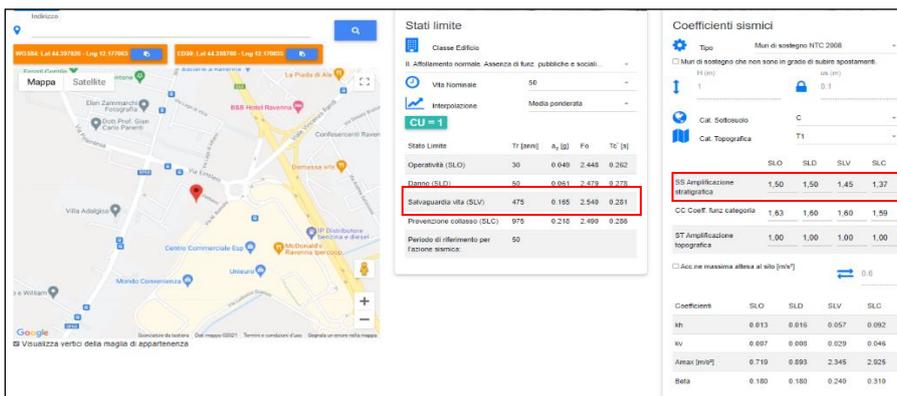
La vigente classificazione sismica mette il territorio del comune di RAVENNA in zona sismica 3 con accelerazione pari a 0.15 g secondo la normativa nazionale.

La sismicità della Regione Emilia-Romagna può però essere definita media relativamente alla sismicità nazionale, poiché i terremoti storici hanno avuto magnitudo massima compresa tra 5,5 e 6 della scala Richter e intensità del IXX grado della scala MCS. I maggiori terremoti (Magnitudo > 5,5) si sono verificati nel settore sudorientale, in particolare nell'Appennino Romagnolo e lungo la costa riminese. Altri settori interessati da sismicità frequente ma generalmente di minore energia (Magnitudo < 5,5) sono il margine appenninico padano tra la Val d'Arda e Bologna, l'arco della dorsale ferrarese e il crinale appenninico". Gli eventi del maggio 2012 hanno avuto magnitudo massima 5,9. La Regione Emilia-Romagna ha elaborato ed approvato (con Delibera dell'Assemblea Legislativa n.112 del maggio 2007) gli "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", in coerenza con la L.R. n.20/2000 "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio". Successivamente a queste linee di indirizzo è stata approvata la DGR 2193/15 da applicarsi in sede di pianificazione territoriale recepite e ampliate nel DGR 630/2019. Per ogni comune sono forniti i valori di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo, cioè per T = 0, espressa in frazione dell'accelerazione di gravità g (arefg). **Per RAVENNA è definita una accelerazione di 0.163**. Gli effetti topografici possono essere trascurati in quanto il sito è ubicato in una ampia area pianeggiante che può essere classificata come appartenente alla

**categoria T1.** Per tale categoria si assume quale valore del coefficiente di amplificazione topografica  $ST = 1,0$ .

Per quanto riguarda la categoria del suolo di fondazione, secondo la nuova normativa di legge, e in assenza di indagini profonde, il sottosuolo presenta caratteristiche tipiche della categoria "C" aventi una VS30 compresa tra 180 m/sec e 360 m/sec che corrisponde ad un valore di  $N_{spt} < 50$   $cu < 250$  kPa

Questo valore è stato calcolato mediante la restituzione dell'indagine geofisica effettuata nel lotto in esame che ha dato un valore di Vs30 di circa **203.52 m/sec.**



**PARAMETRI SISMICI:**

$$a_{max} = a_g * s_s =$$

$$0.165 * 1.45 = 0.24$$

**9.9 FATTORI DI AMPLIFICAZIONE**

Per calcolare i Fattori di Amplificazione (F.A.) richiesti nell'analisi semplificata devono essere realizzate indagini geotecniche che permettano la definizione dello spessore del deposito di copertura e della profondità del *bedrock* (H) e della velocità equivalente delle onde di taglio per lo spessore considerato ( $V_sH$  e  $V_s30$ ) del deposito di copertura. Per il calcolo del fattore di amplificazione, secondo Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna n. 2193/2015. Decreto della Giunta della Regione Emilia Romagna n. 2193/2015 La Giunta Regionale ha approvato l'aggiornamento degli indirizzi regionali per studi di microzonazione sismica (MS) per la pianificazione urbanistica, atto d'indirizzo ai sensi dell'art. 16 della LR 20/2000 (deliberazione dell'Assemblea Legislativa n. 112 del 2 maggio 2007). In FIGURA viene mostrata la suddivisione delle zone sismogenetiche, i colori indicano i settori in cui è stato suddiviso il territorio.

**Il sito allo studio è collocato in PIANURA 2 e per Vs30 inferiori a 200 m/s la classificazione del DGR 2193/2015 prevede un fattore di amplificazione F.A. pari a 1,3.**

PIANURA 2: settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica

responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c.;

**Considerando una  $V_s$  30 di inferiore 200 m/sec (come indicato dalla relazione geofisica allegata) si sono ottenuti i seguenti Fattori di Amplificazione:**

$V_{s30}$ (m/s) →	150	200	250	300	350	400
PGA	1,7	1,7	1,7	1,6	1,5	1,5

**Fattore di Amplificazione PGA**

$V_{s30}$ (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SA1	1,8	1,8	1,8	1,7	1,6	1,5
SA2	2,7	2,7	2,4	2,1	1,9	1,8
SA3	3,3	3,2	2,8	2,5	2,3	2,1
SA4	3,3	3,1	2,7	2,4	2,1	1,9

Fattori di Amplificazione **SA1** ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ ), **SA2** ( $0,4s \leq T \leq 0,8s$ ), **SA3** ( $0,7s \leq T \leq 1,1s$ ),  
**SA4** ( $0,5s \leq T \leq 1,5s$ )

$V_{s30}$ (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SI1	2,0	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6
SI2	3,1	3,0	2,7	2,4	2,1	2,0
SI3	3,6	3,3	2,9	2,5	2,2	2,0

Fattori di Amplificazione **SI1** ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ ), **SI2** ( $0,5s \leq T \leq 1,0s$ ), **SI3** ( $0,5s \leq T \leq 1,5s$ )

La classificazione sismica introdotta dall'OPCM 3519/2006, recepita dal D.M. 14/01/2008 e successivamente dal DM 2018, prevede per il comune di Ravenna una accelerazione massima orizzontale di picco al suolo, cioè per  $T=0$  e su suolo rigido ( $V_{s30} > 800m/sec$ ), appartenente all'intervallo  $0,175g - 0,200g$ , con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni. Secondo il vigente D.M., gli spettri di risposta rappresentano delle componenti (orizzontale e verticale) delle azioni sismiche di progetto di un generico sito del territorio nazionale.

### 9.10 STIMA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Per liquefazione di un terreno si intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. Il fenomeno della liquefazione si può manifestare preferibilmente in depositi sciolti non coesivi posti sotto falda, in seguito ad eventi che producano un forte aumento della pressione interstiziale dell'acqua. Durante un terremoto il terreno può essere visto come sottoposto da una serie di cicli di carico variabili in intensità e numero in funzione della magnitudo del sisma stesso. In terremoti di elevata magnitudo è sufficiente un numero ridotto di cicli di carico per produrre la liquefazione del deposito, poiché ad

ogni ciclo è associata una sollecitazione dinamica di maggiore intensità. In terremoti di minore magnitudo lo stesso effetto lo si ottiene con un numero superiore di cicli di carico. In definitiva, un'elevata magnitudo del sisma e una lunga durata dello stesso rendono più probabile l'iniziarsi della liquefazione in un deposito a prevalenza sabbiosa. Dall'analisi dei fattori che predispongono un terreno alla liquefazione, tra i quali la granulometria, la profondità del livello potenzialmente liquefacibile, il grado di addensamento dei depositi, in linea generale si possono ritenere potenzialmente liquefacibili quei depositi sciolti costituiti da sabbie da fini a medie con contenuto in fine variabile dallo 0 al 25%, si trovano sotto falda, sono da poco a mediamente addensati e si trovano a profondità relativamente basse (di solito inferiori a 15 metri). Per la presenza di depositi granulari/incoerenti con spessori > 1,00 m e saturi d'acqua, si ritiene necessario eseguire la verifica a liquefazione.

Come indicato nelle delibere regionali, tra i metodi semplificati sono raccomandati quelli basati su prove CPTU e tra questi in particolare il metodo di Robertson.

Per il presente studio sono state quindi realizzate le verifiche della propensione alla liquefazione e dei cedimenti potenziali indotti da sisma sulle verticali delle recenti prove penetrometriche statiche CPTU eseguite. Per i calcoli è stato utilizzato il programma "Cliq 2.0" della Geologismiki Geotechnical Software, sviluppato in collaborazione con il Prof. Peter Robertson. L'algoritmo di calcolo utilizzato si basa sul metodo di Idriss & Boulanger, 2014. Le analisi eseguite seguono le procedure di riferimento dettate dall'NCEER. Lo stesso software esegue il calcolo dei cedimenti attesi secondo il metodo proposto da Zhang ed al. (2002), calcolando per tutti i livelli che hanno un fattore di sicurezza inferiore a 2. Il potenziale di liquefazione si ottiene eseguendo il calcolo del fattore di sicurezza FSL, definito dal rapporto CRR su CSR. La metodologia utilizzata permette di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso il confronto tra le caratteristiche granulometriche e di addensamento del deposito, espresse dai valori della resistenza penetrometrica  $q_c$  normalizzati con lo sforzo tagliante indotto dal sisma (CRR e CSR). Il fattore di sicurezza alla liquefazione FSL è definito dal rapporto:

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

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

Secondo la normativa i livelli di sabbia presenti alle varie profondità potrebbero avere problematiche. E' necessario considerare che, secondo alcuni autori (Sherif-Ishibashi, 1978), occorre

che i depositi siano costituiti da sabbie o sabbie limose con frazione fine inferiore al 25% che si trovino sotto il livello statico di falda e che siano sovrastati da livelli non liquefacibili con spessore inferiore a 3 metri. I valori dei fattori di sicurezza ottenuti dalle verifiche, comunque superiori all'unità, portano a concludere che i rischi in tal senso nell'area in esame si possono considerare estremamente ridotti.

Si segnala comunque che, nel caso specifico, alcuni livelli degli strati considerati presentano fattore di sicurezza inferiore a 1, e quindi inferiore al fattore di sicurezza e potenzialmente liquefacibili, anche se di spessore limitato. Pertanto, per maggiore dettaglio, si è proceduto alla Valutazione dell'indice del potenziale di liquefazione  $I_L$ , secondo quanto riportato nell'Allegato A3 della DGR 2193/2015, DGR 630-2020.

Il rischio di liquefazione in base ai valori di tale indice risulta essere (Allegato A3 della DGR 2193/2015, DGR 630-2020):

- $I_L =$  → NON LIQUEFACIBILE ( $FI > 1$ )
- $0 < I_L \leq 2$  → RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "BASSO"
- $2 < I_L \leq 5$  → RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "MODERATO"
- $5 < I_L \leq 15$  → RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "ALTO"
- $I_L > 15$  → RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "MOLTO ALTO"

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

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

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

$$F = 1 - FL \text{ se } FL \leq 1.0$$

$$F = 0 \text{ se } FL > 1.0$$

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

Per il calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione  $I_L$ , i dati di input sono i seguenti (Autore I&B2014):

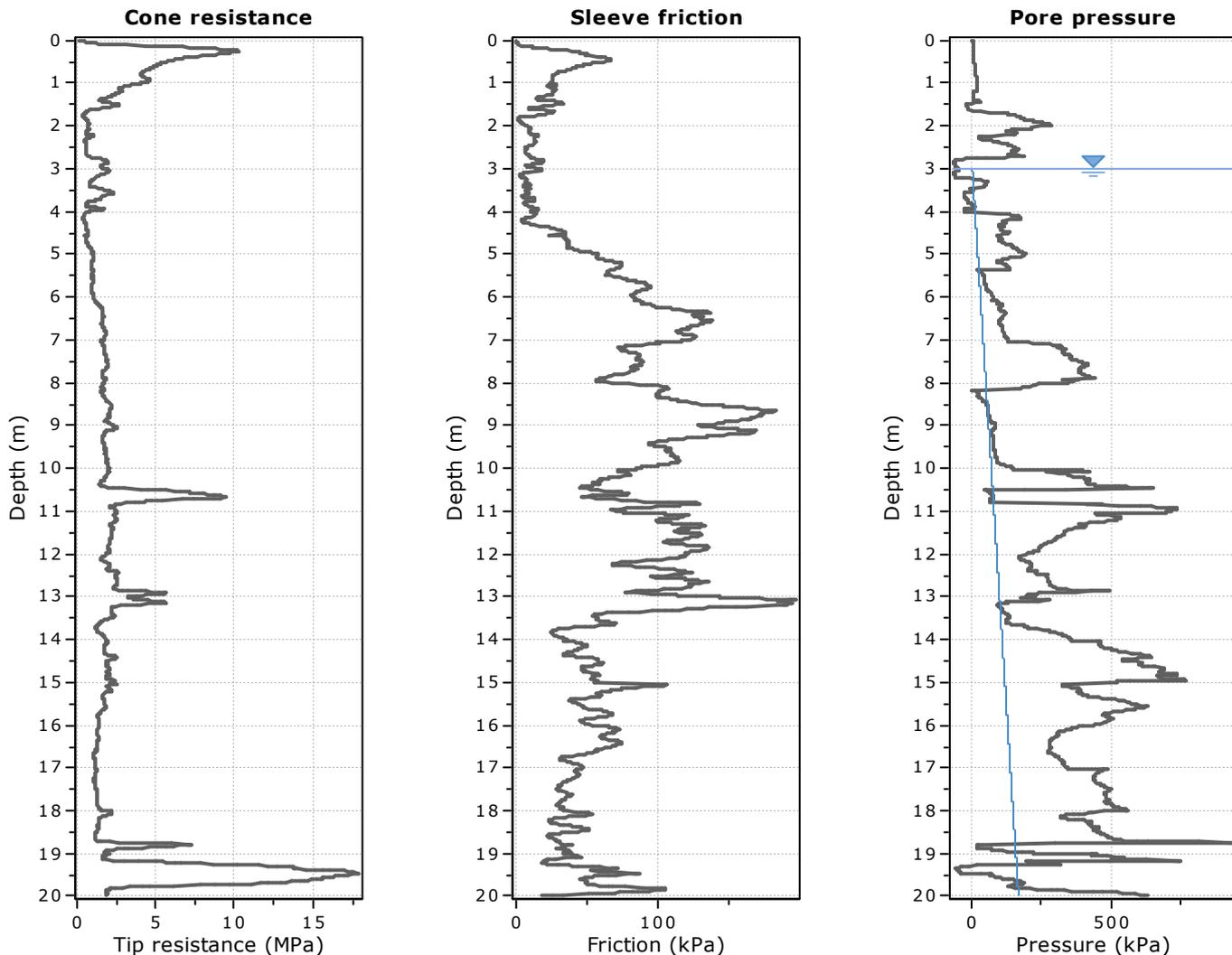
- FALDA = -3.00 m /  $A_{max} = 0.24$  /  $M = 6.14$  /  $F_s = 1.25$

Con questi input si è calcolato l'indice di potenziale liquefazione nella verticale d'indagine e si è ottenuto il seguente valore numerico:

- CPT 1 IPL = **1.053**

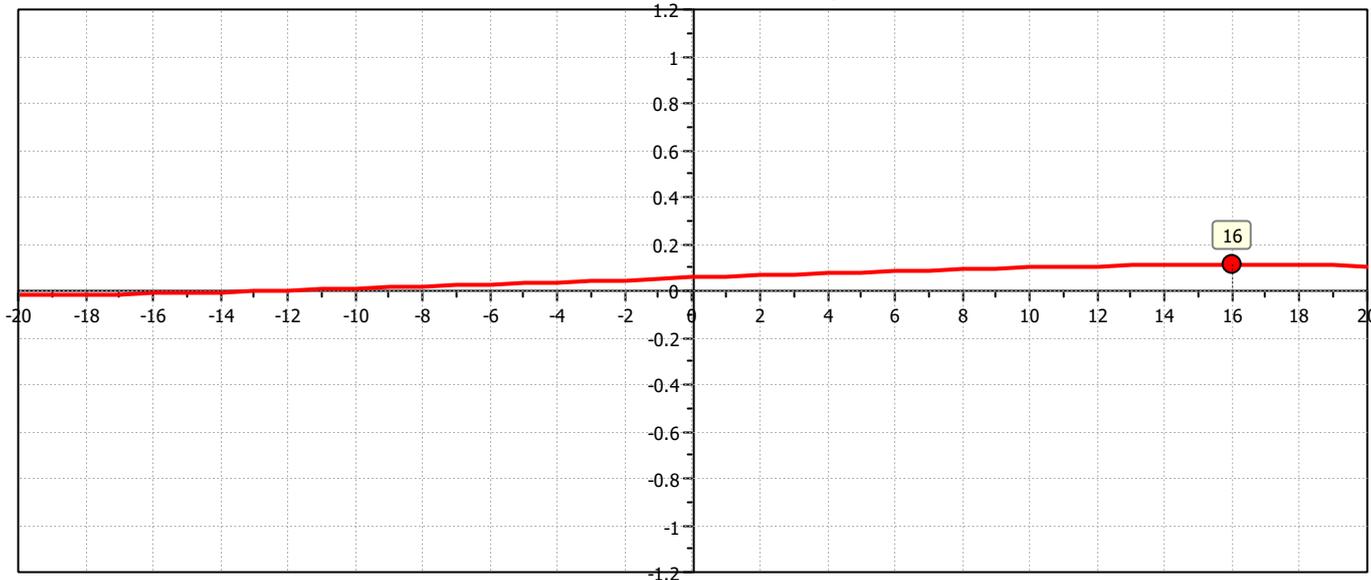
Le verifiche hanno dato un risultato soddisfacente in quanto mediamente il pericolo di liquefazione risulta essere **Basso**.

**Project:** ona di 2°POC: "Città da riqualificare", scheda Rq04  
**Location:** PIANGIPANE - RA -



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).

**Cross correlation between qc & fs**

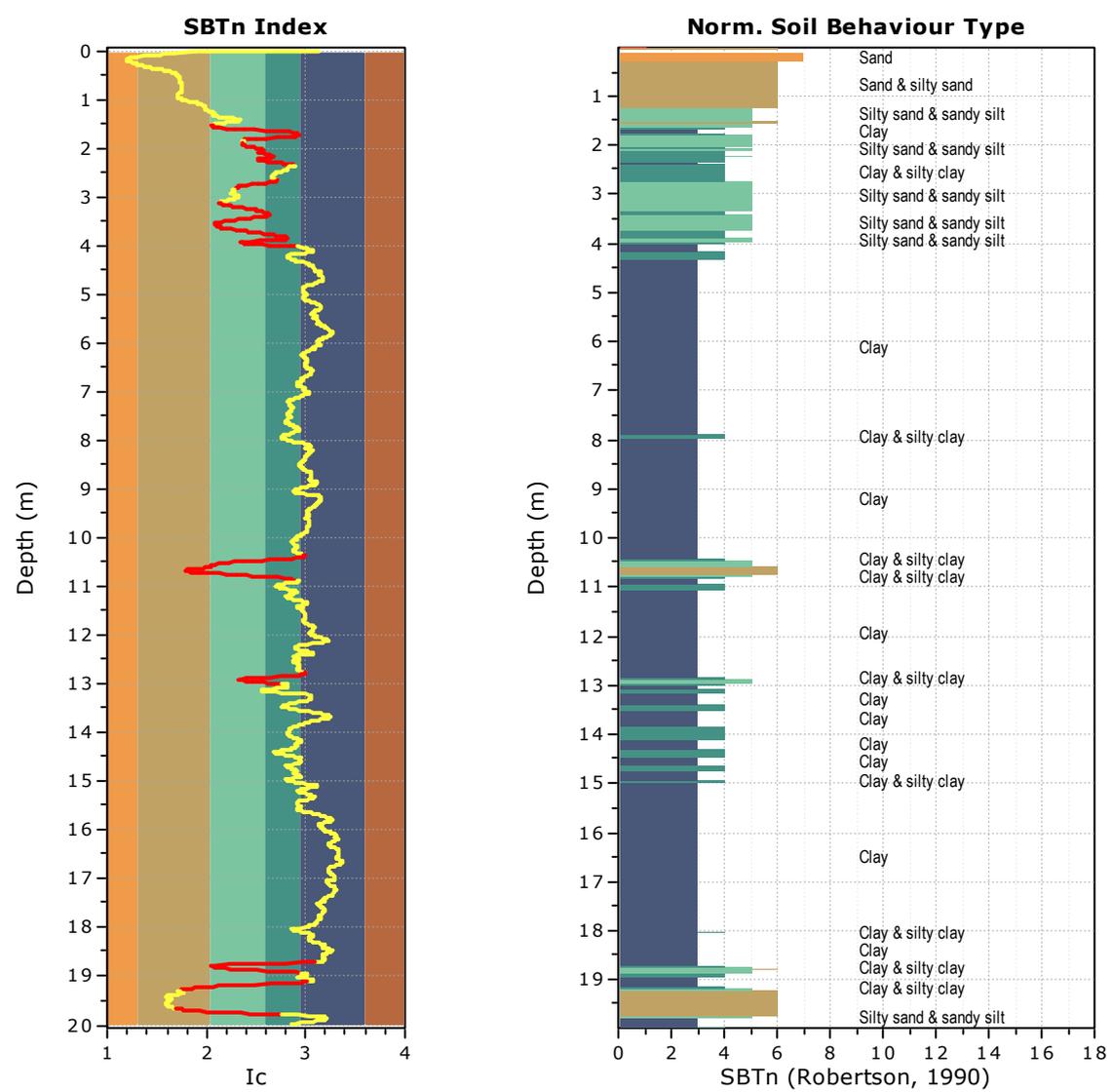


**TRANSITION LAYER DETECTION ALGORITHM REPORT**  
**Summary Details & Plots**

**Short description**

The software will delete data when the cone is in transition from either clay to sand or vice-versa. To do this the software requires a range of  $I_c$  values over which the transition will be defined (typically somewhere between  $1.80 < I_c < 3.0$ ) and a rate of change of  $I_c$ . Transitions typically occur when the rate of change of  $I_c$  is fast (i.e.  $\Delta I_c$  is small).

The  $SBT_n$  plot below, displays in red the detected transition layers based on the parameters listed below the graphs.



**Transition layer algorithm properties**

$I_c$ minimum check value:	1.70
$I_c$ maximum check value:	3.00
$I_c$ change ratio value:	0.0010
Minimum number of points in layer:	4

**General statistics**

Total points in CPT file:	1998
Total points excluded:	336
Exclusion percentage:	16.82%
Number of layers detected:	21

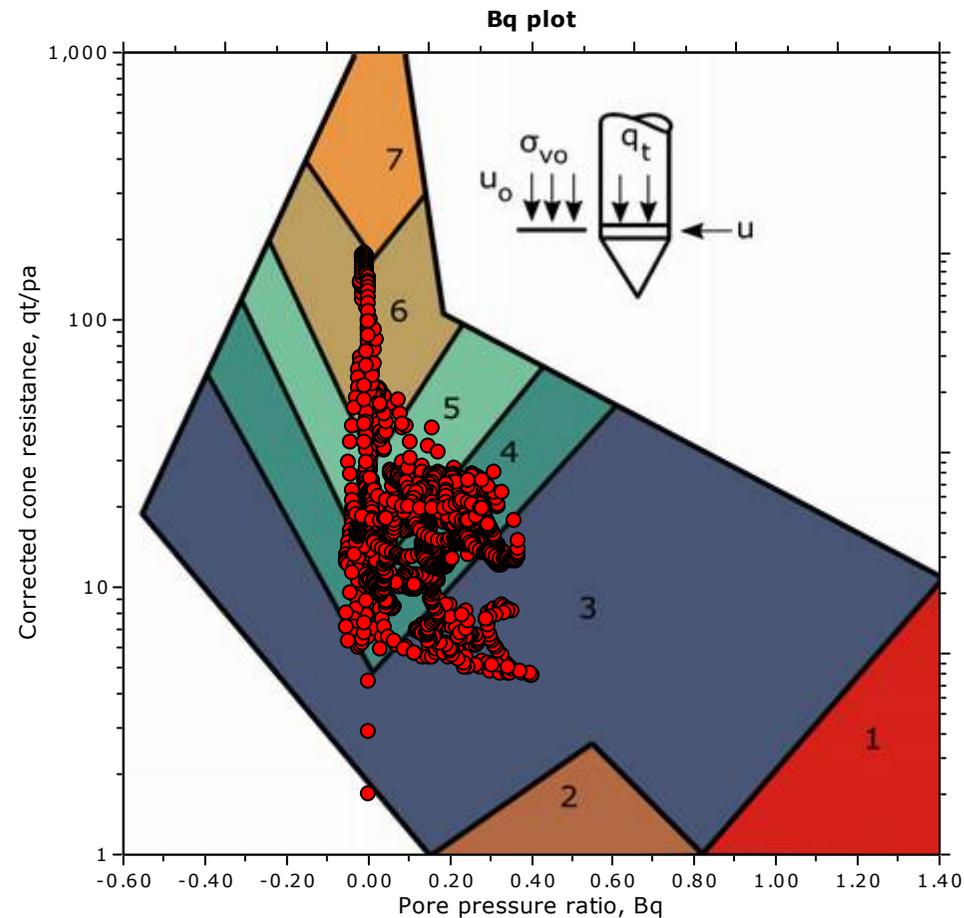
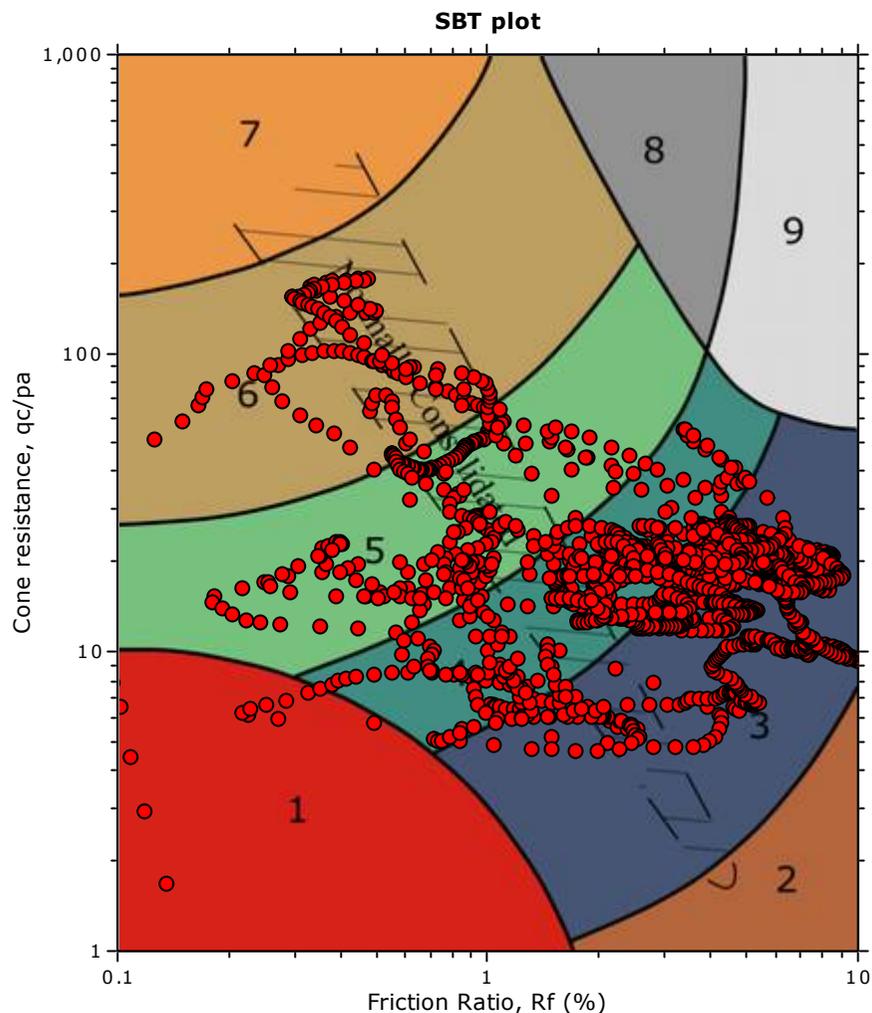
Transition layer No	Number of points	Depth	SBT <sub>n</sub> number	SBT <sub>n</sub> description
Transition layer 1	22	Start depth: 1.52 (m)	6	Sand & silty sand
		End depth: 1.73 (m)	3	Clay
Transition layer 2	12	Start depth: 1.73 (m)	3	Clay
		End depth: 1.84 (m)	5	Silty sand & sandy silt
Transition layer 3	15	Start depth: 1.91 (m)	5	Silty sand & sandy silt
		End depth: 2.05 (m)	4	Clay & silty clay
Transition layer 4	4	Start depth: 2.05 (m)	4	Clay & silty clay
		End depth: 2.08 (m)	5	Silty sand & sandy silt
Transition layer 5	10	Start depth: 2.08 (m)	5	Silty sand & sandy silt
		End depth: 2.17 (m)	4	Clay & silty clay
Transition layer 6	6	Start depth: 2.17 (m)	4	Clay & silty clay
		End depth: 2.22 (m)	5	Silty sand & sandy silt
Transition layer 7	15	Start depth: 2.22 (m)	5	Silty sand & sandy silt
		End depth: 2.36 (m)	3	Clay
Transition layer 8	20	Start depth: 2.66 (m)	4	Clay & silty clay
		End depth: 2.85 (m)	5	Silty sand & sandy silt
Transition layer 9	26	Start depth: 3.12 (m)	5	Silty sand & sandy silt
		End depth: 3.37 (m)	4	Clay & silty clay
Transition layer 10	18	Start depth: 3.37 (m)	4	Clay & silty clay
		End depth: 3.54 (m)	5	Silty sand & sandy silt
Transition layer 11	31	Start depth: 3.54 (m)	5	Silty sand & sandy silt
		End depth: 3.84 (m)	4	Clay & silty clay
Transition layer 12	10	Start depth: 3.84 (m)	4	Clay & silty clay
		End depth: 3.93 (m)	5	Silty sand & sandy silt
Transition layer 13	11	Start depth: 3.93 (m)	5	Silty sand & sandy silt
		End depth: 4.03 (m)	3	Clay
Transition layer 14	31	Start depth: 10.37 (m)	3	Clay
		End depth: 10.67 (m)	6	Sand & silty sand
Transition layer 15	23	Start depth: 10.67 (m)	6	Sand & silty sand
		End depth: 10.89 (m)	3	Clay
Transition layer 16	14	Start depth: 12.78 (m)	3	Clay
		End depth: 12.91 (m)	5	Silty sand & sandy silt
Transition layer 17	11	Start depth: 12.91 (m)	5	Silty sand & sandy silt
		End depth: 13.01 (m)	3	Clay
Transition layer 18	8	Start depth: 18.72 (m)	3	Clay
		End depth: 18.79 (m)	6	Sand & silty sand
Transition layer 19	16	Start depth: 18.79 (m)	6	Sand & silty sand
		End depth: 18.94 (m)	3	Clay
Transition layer 20	19	Start depth: 19.12 (m)	3	Clay
		End depth: 19.30 (m)	6	Sand & silty sand
Transition layer 21	14	Start depth: 19.67 (m)	6	Sand & silty sand
		End depth: 19.80 (m)	3	Clay

Start depth: Depth where the transition layer begins

End depth: Depth where the transition layer ends



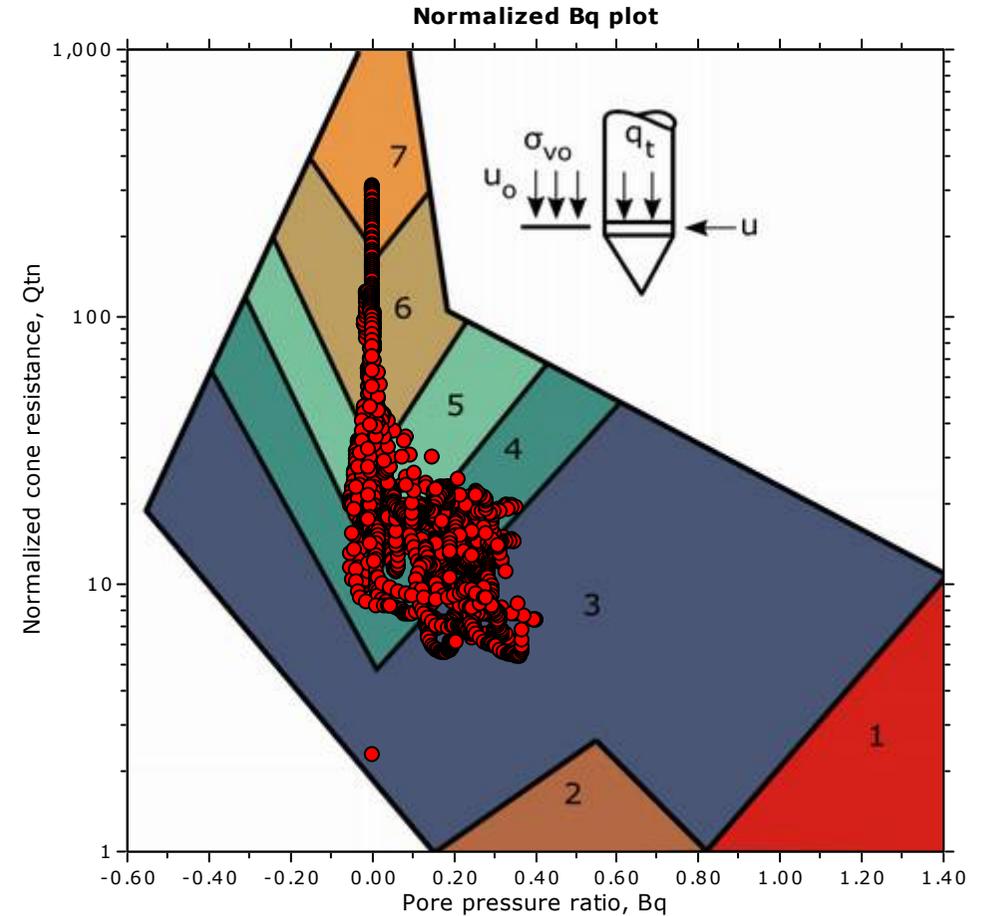
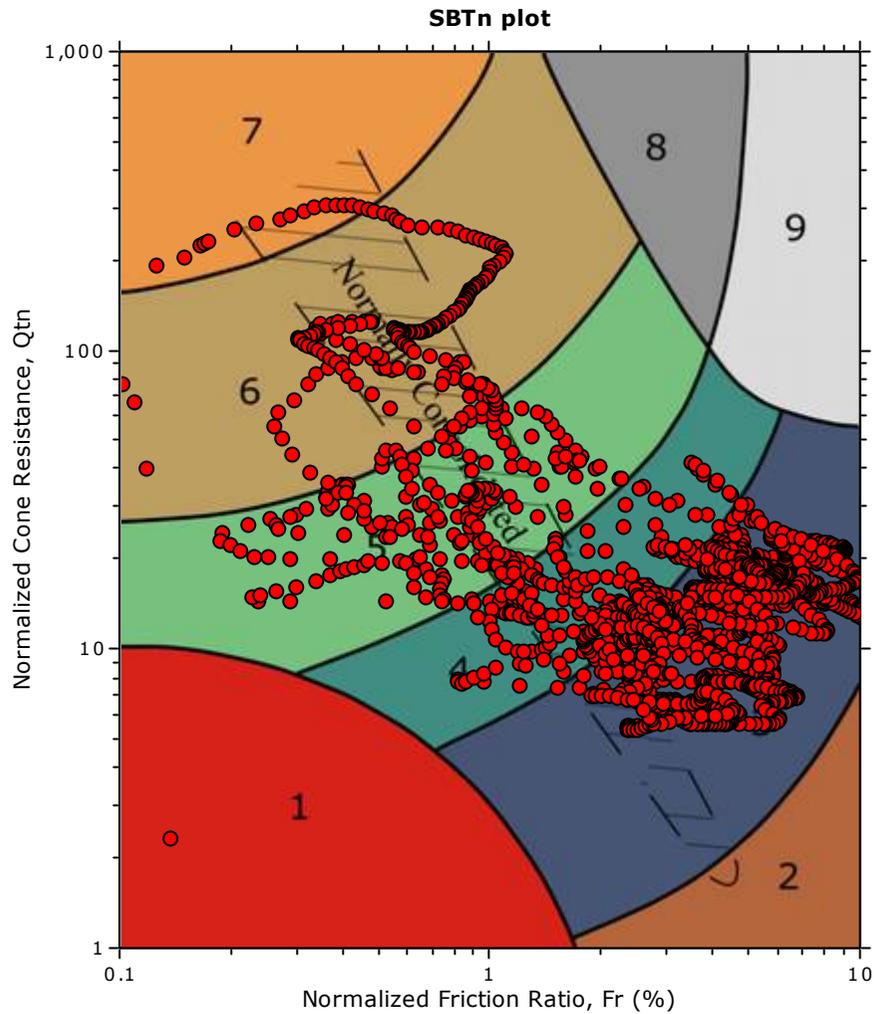
**SBT - Bq plots**



**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. Gravelly 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)**

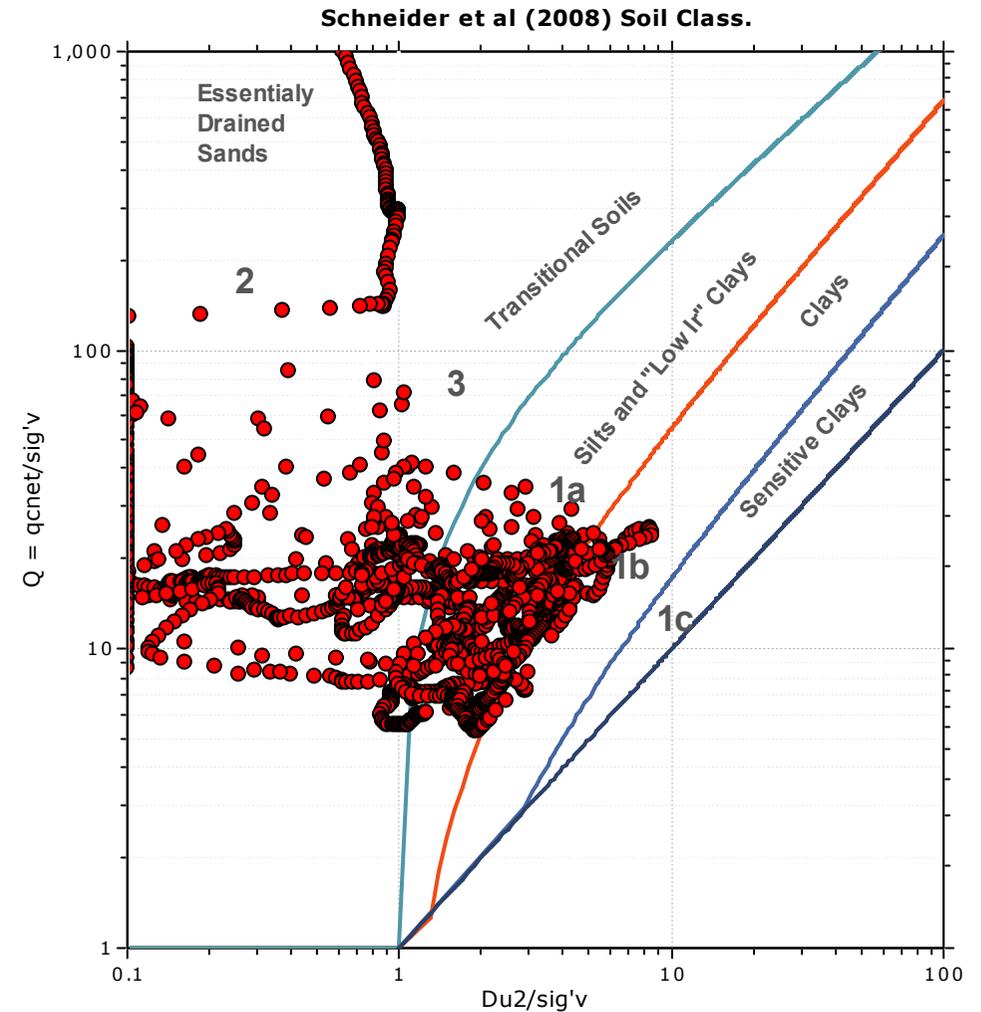
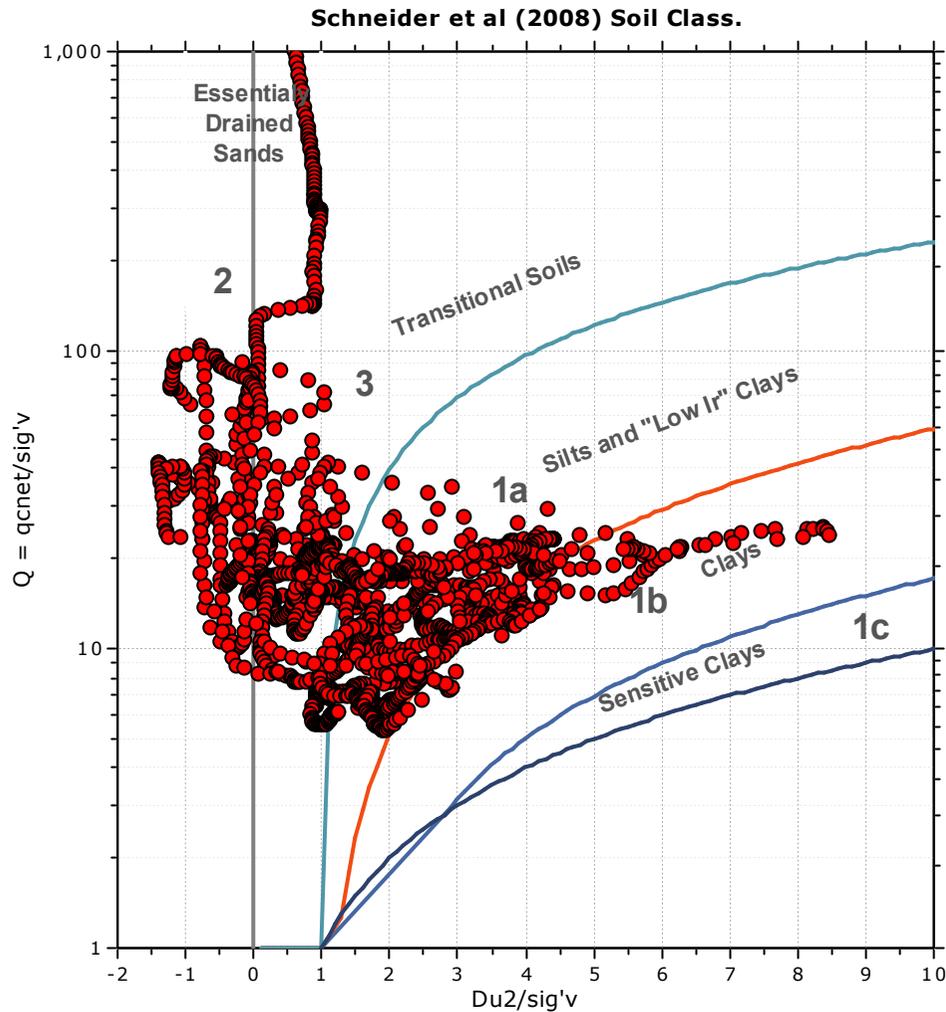


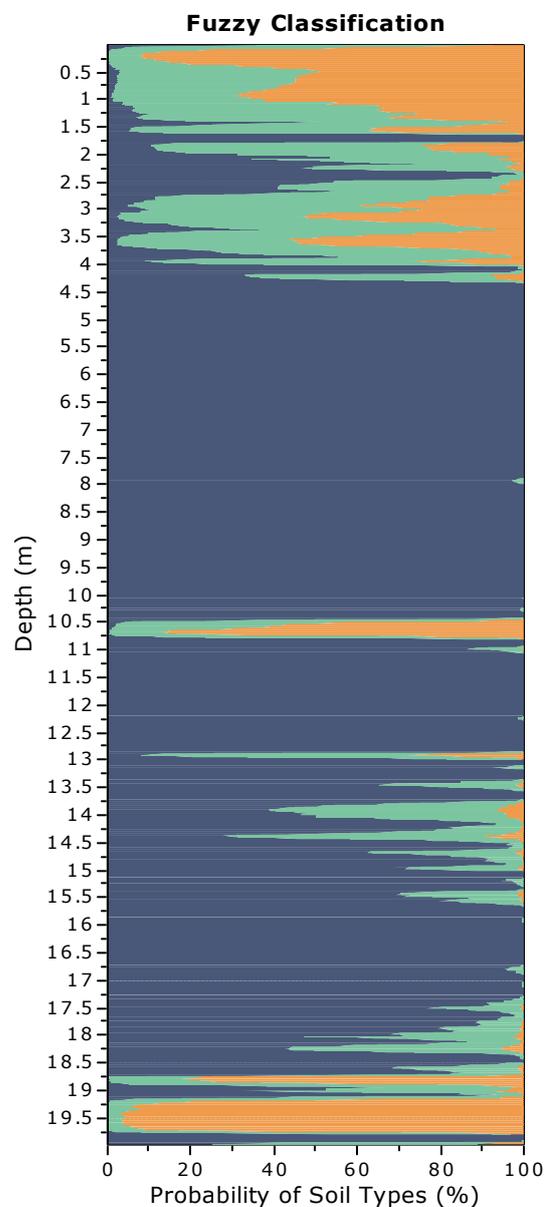
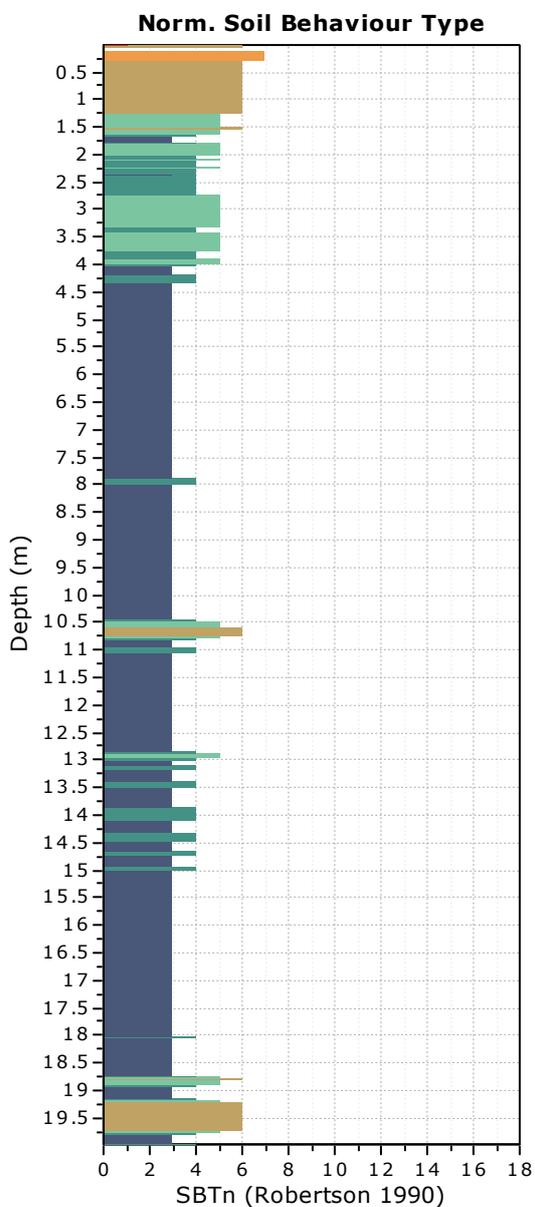
**SBTn legend**

- |                           |                              |                                   |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravelly 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        |



**Bq plots (Schneider)**





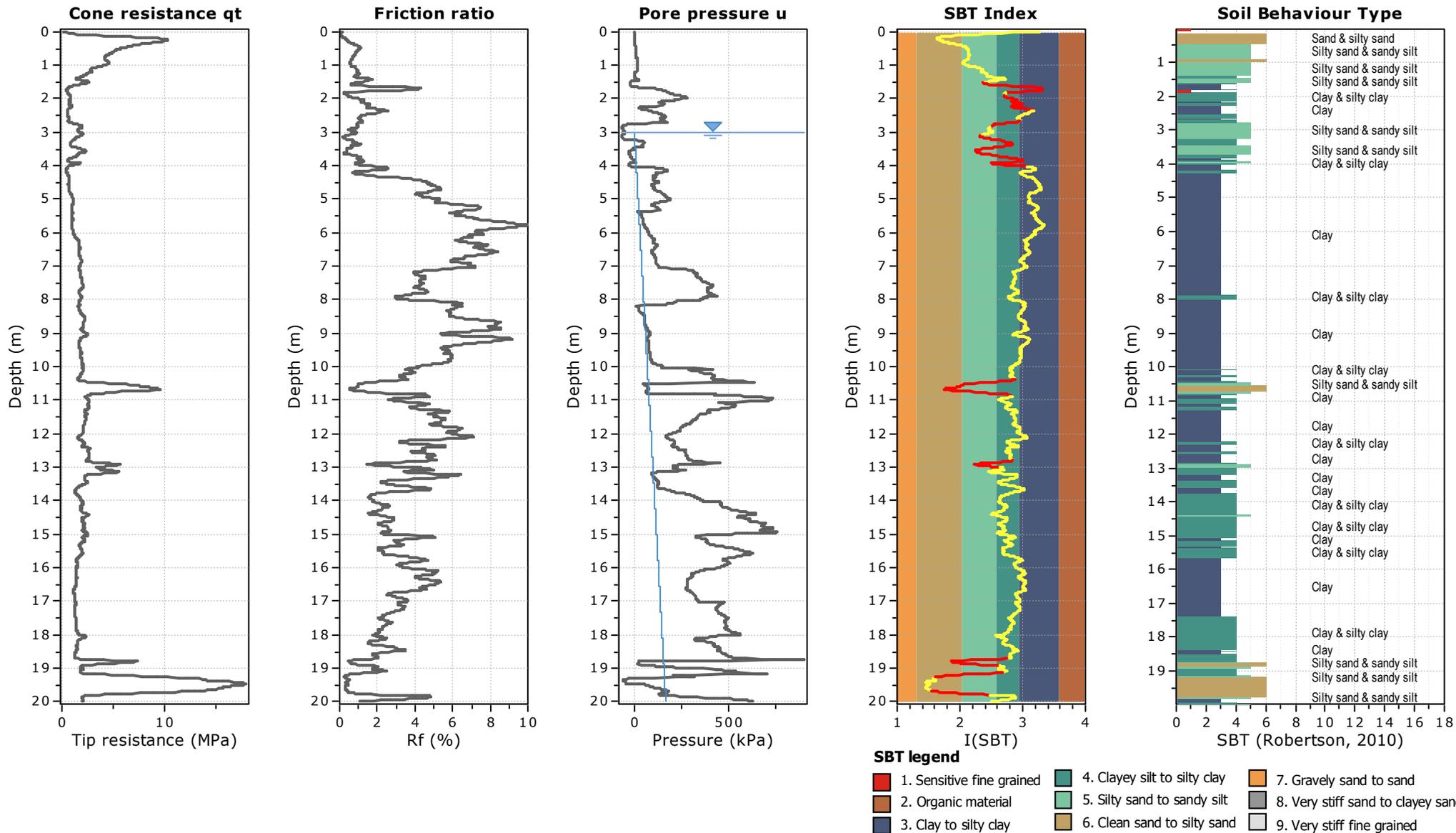
**Fuzzy classification legend**

- Highly probable clayey soil
- Highly probable mixture soil
- Highly probable sandy soil



Project: **ona di 2°POC: "Città da riqualificare", scheda Rq04**

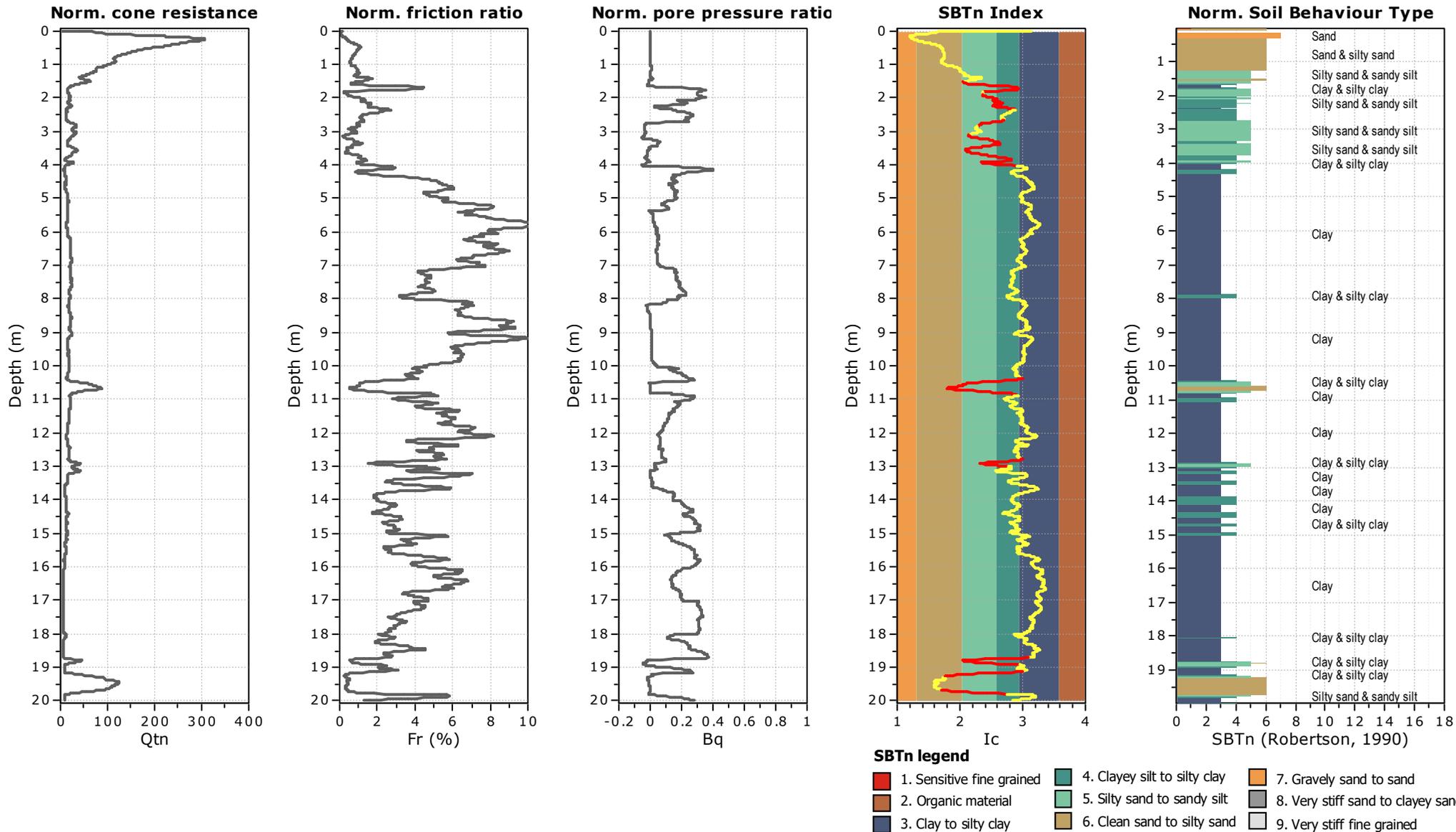
Location: **PIANGIPANE - RA -**





Project: on a di 2°POC: "Città da riqualificare", scheda Rq04

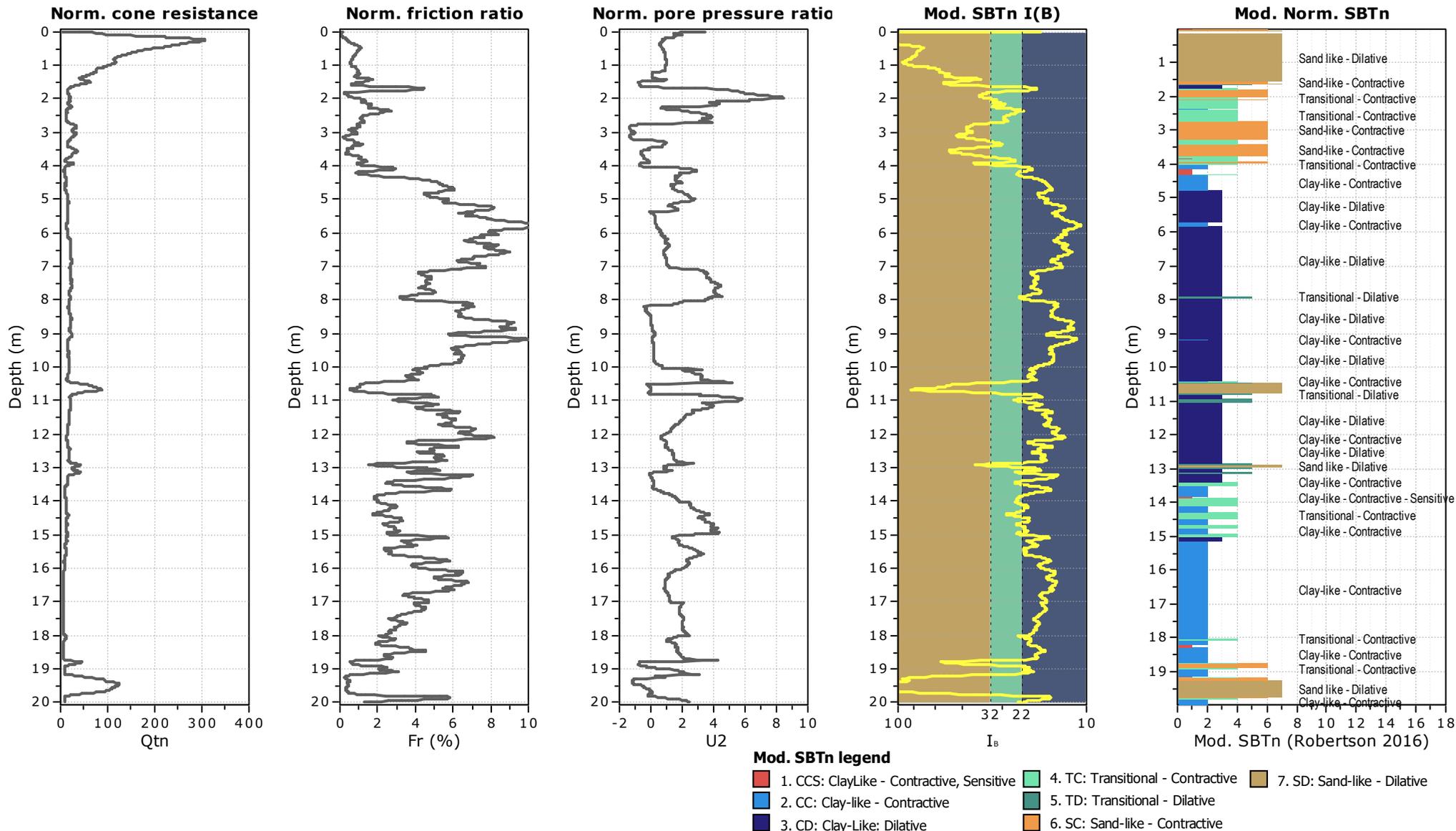
Location: PIANGIPANE - RA -





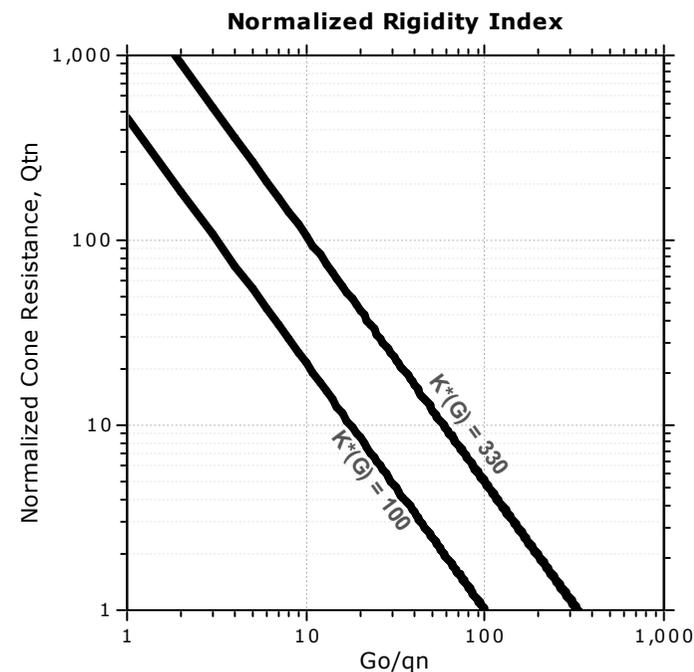
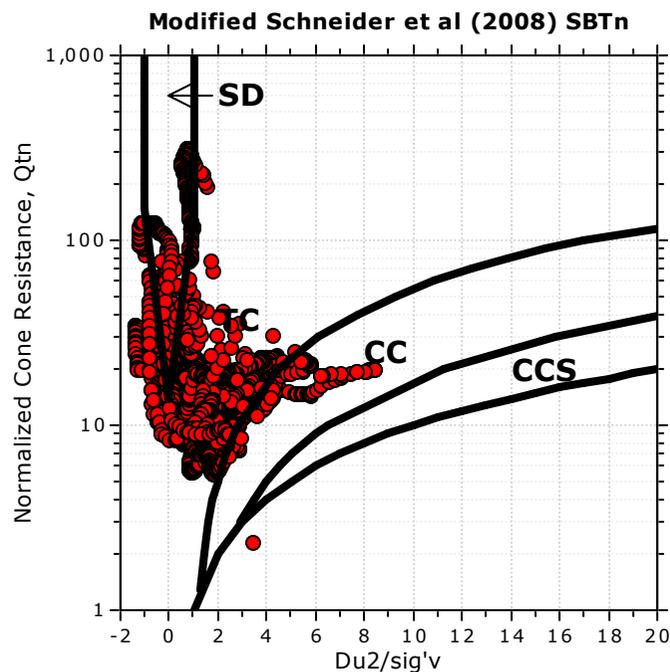
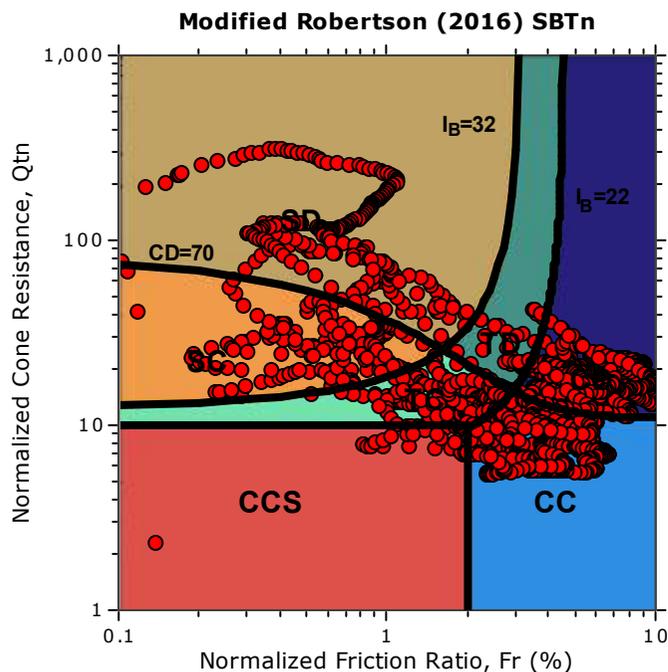
Project: ona di 2°POC: "Città da riqualificare", scheda Rq04

Location: PIANGIPANE - RA -





**Updated SBTn plots**



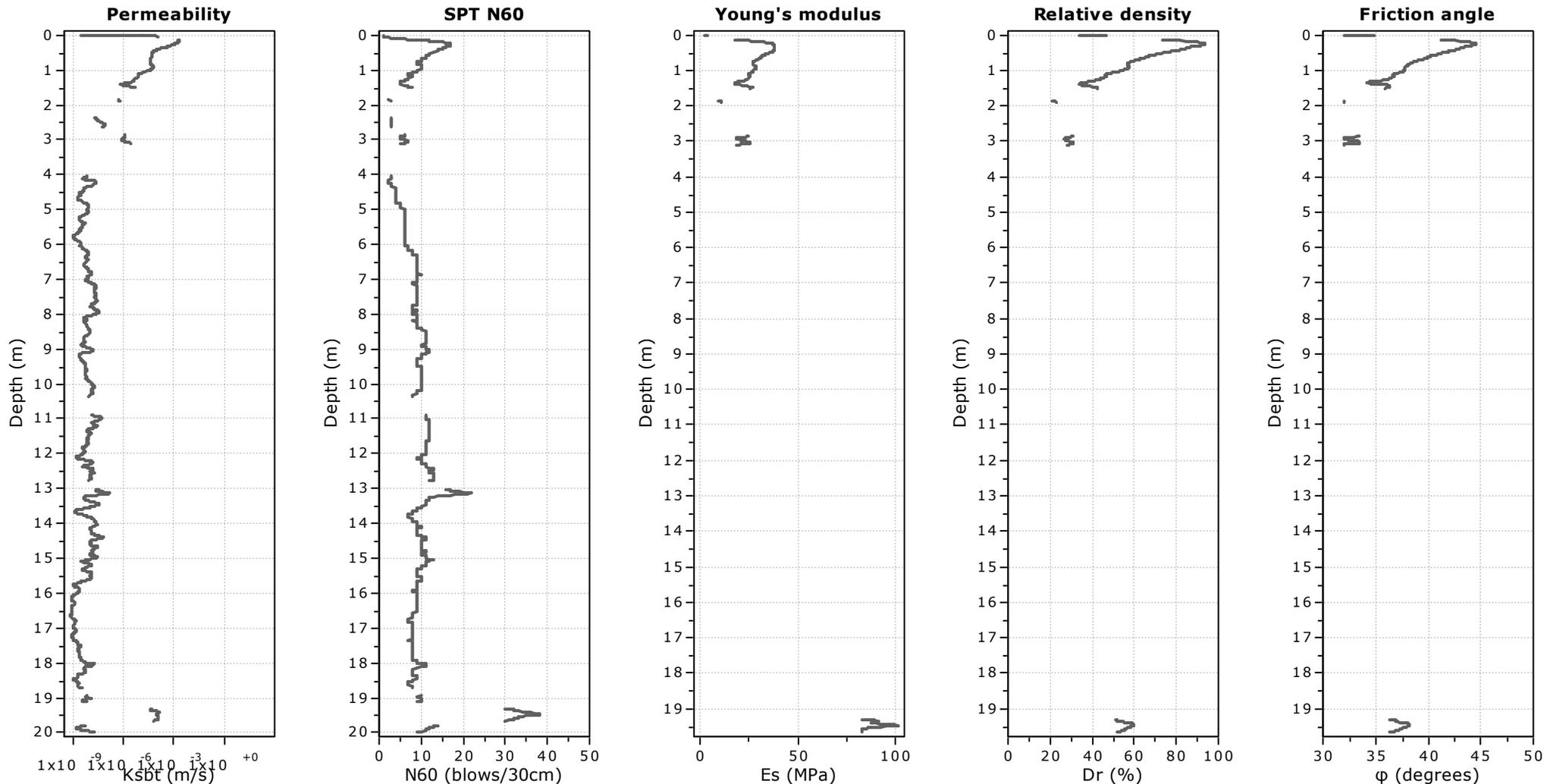
- CCS: Clay-like - Contractive - Sensitive
- CC: Clay-like - Contractive
- CD: Clay-like - Dilative
- TC: Transitional - Contractive
- TD: Transitional - Dilative
- SC: Sand-like - Contractive
- SD: Sand-like - Dilative

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



**Project:** ona di 2°POC: "Città da riqualificare", scheda Rq04

**Location:** PIANGIPANE - RA -



**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)

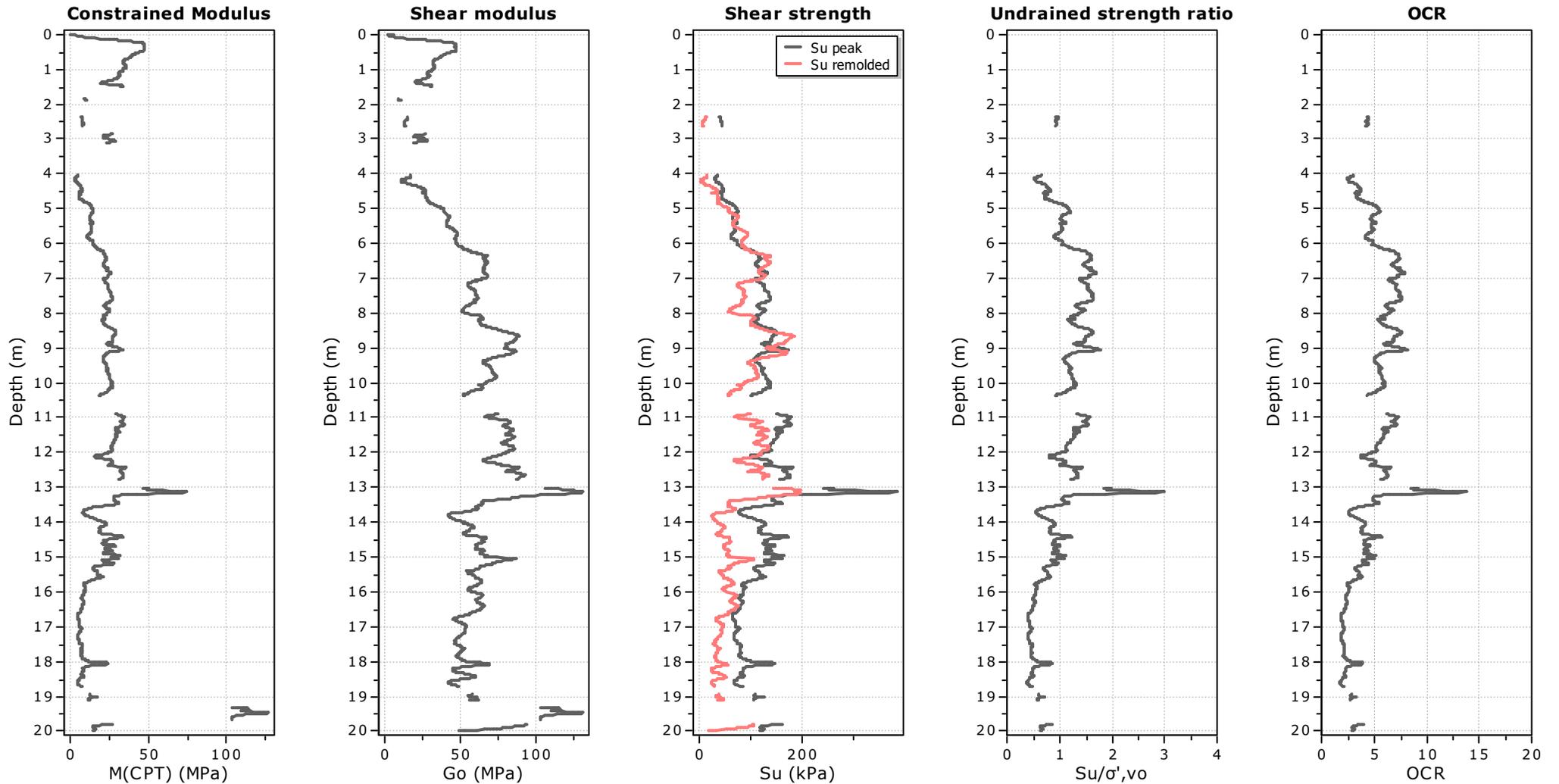
Relative density constant, C<sub>Dr</sub>: 350.0

Phi: Based on Kulhawy & Mayne (1990)



**Project:** ona di 2°POC: "Città da riqualificare", scheda Rq04

**Location:** PIANGIPANE - RA -



**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

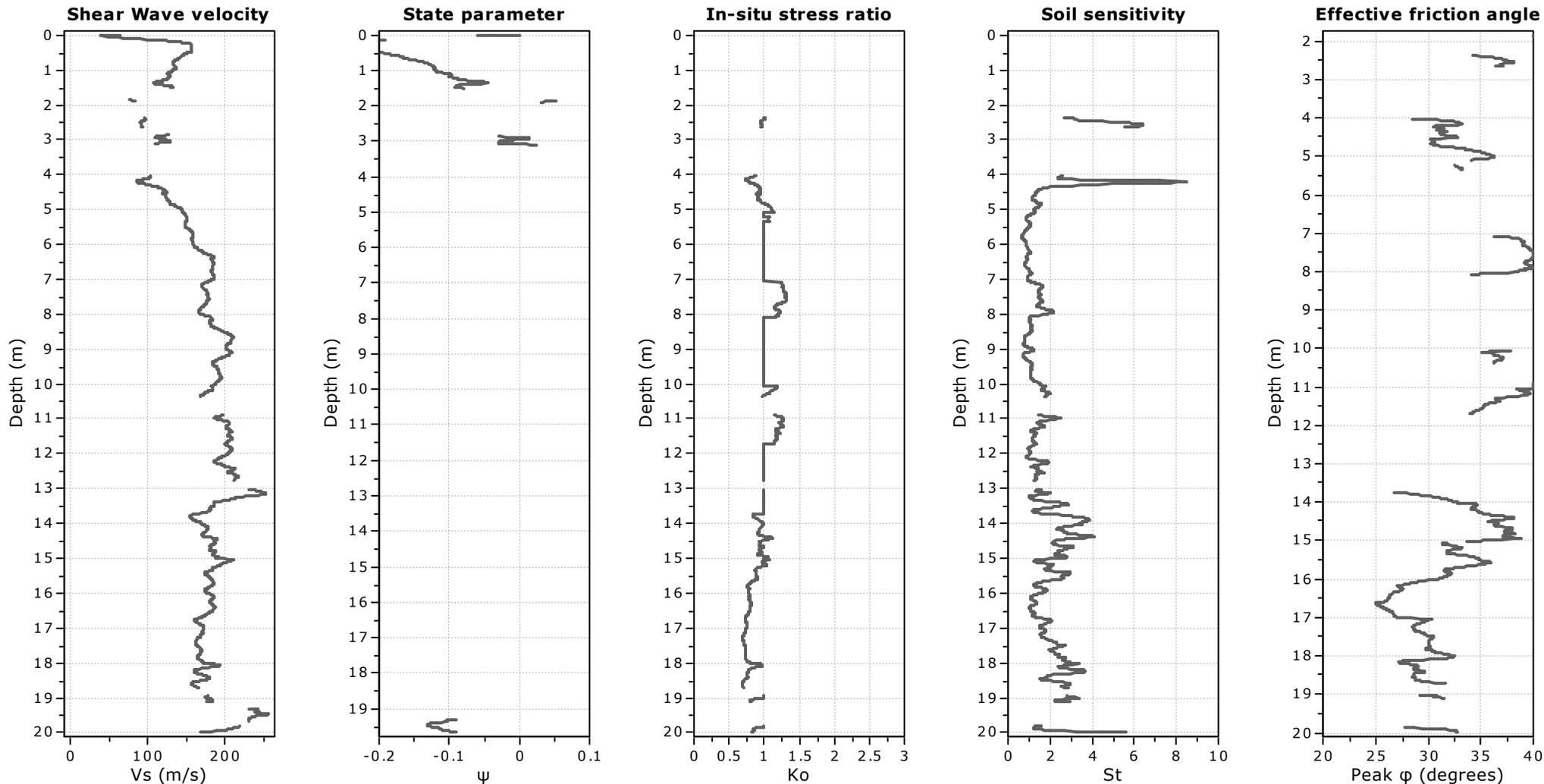
OCR factor for clays,  $N_{kt}$ : 0.33

● Flat Dilatometer Test data



**Project:** onna di 2°POC: "Città da riqualificare", scheda Rq04

**Location:** PIANGIPANE - RA -



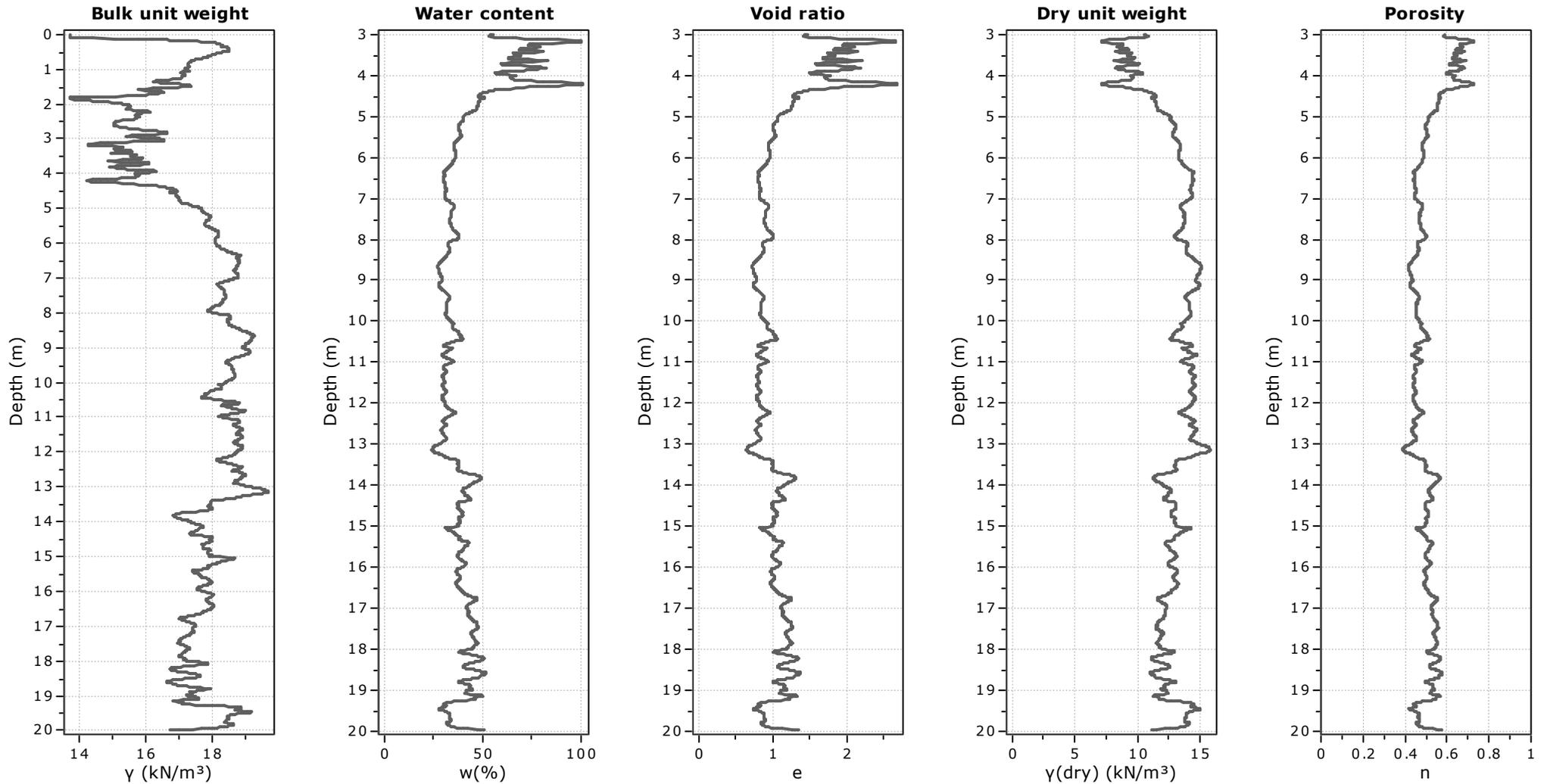
**Calculation parameters**

Soil Sensitivity factor,  $N_s$ : 7.00



**Project:** ona di 2°POC: "Città da riqualificare", scheda Rq04

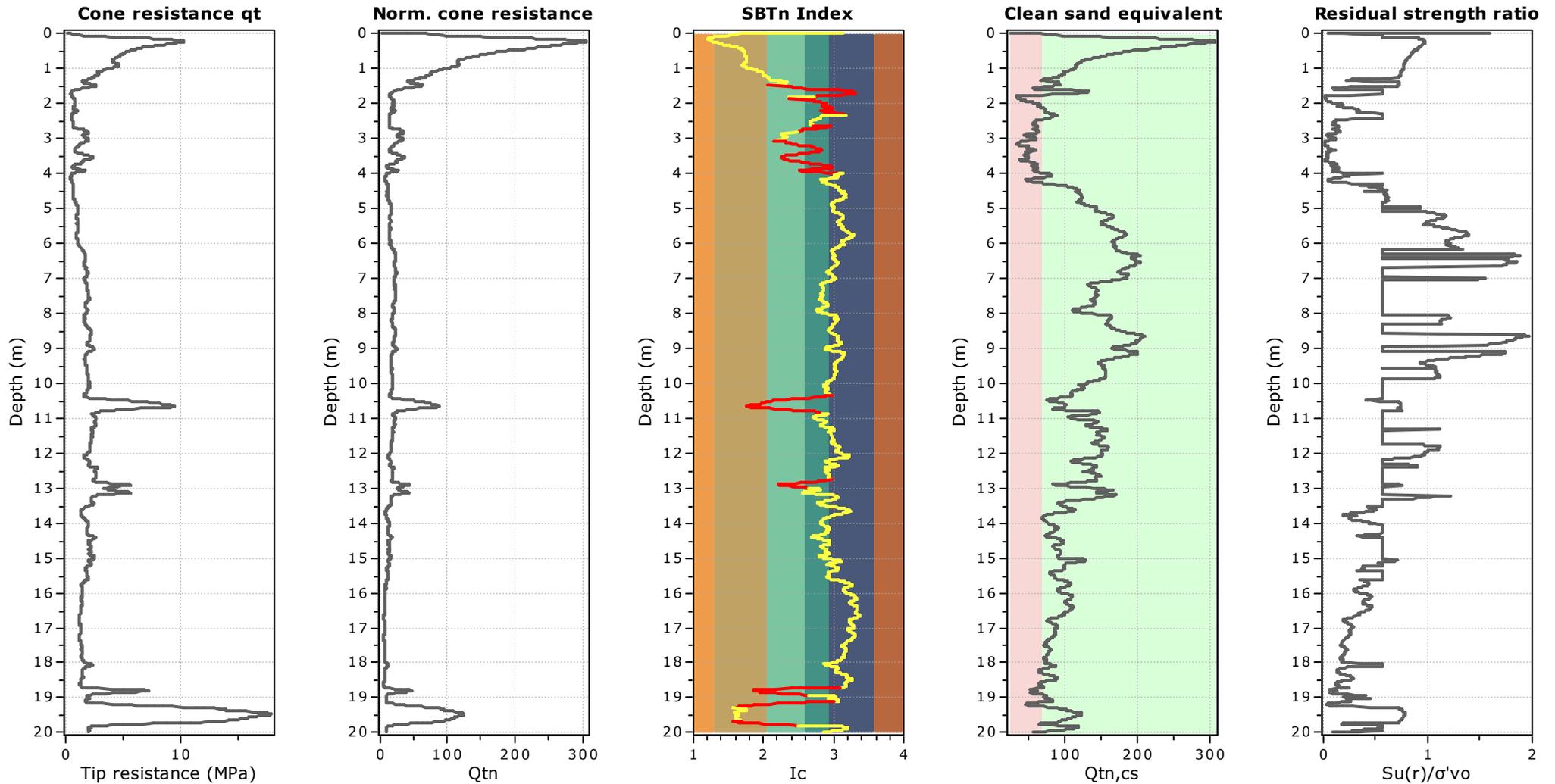
**Location:** PIANGIPANE - RA -





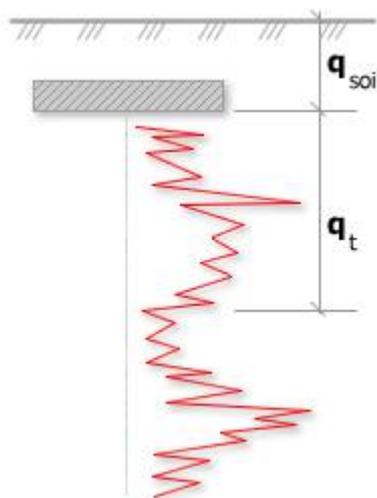
**Project:** ona di 2°POC: "Città da riqualificare", scheda Rq04

**Location:** PIANGIPANE - RA -



**Project:** ona di 2°POC: "Città da riqualificare", scheda Rq04

**Location:** PIANGIPANE - RA -



Bearing Capacity calculation is performed based on the formula:

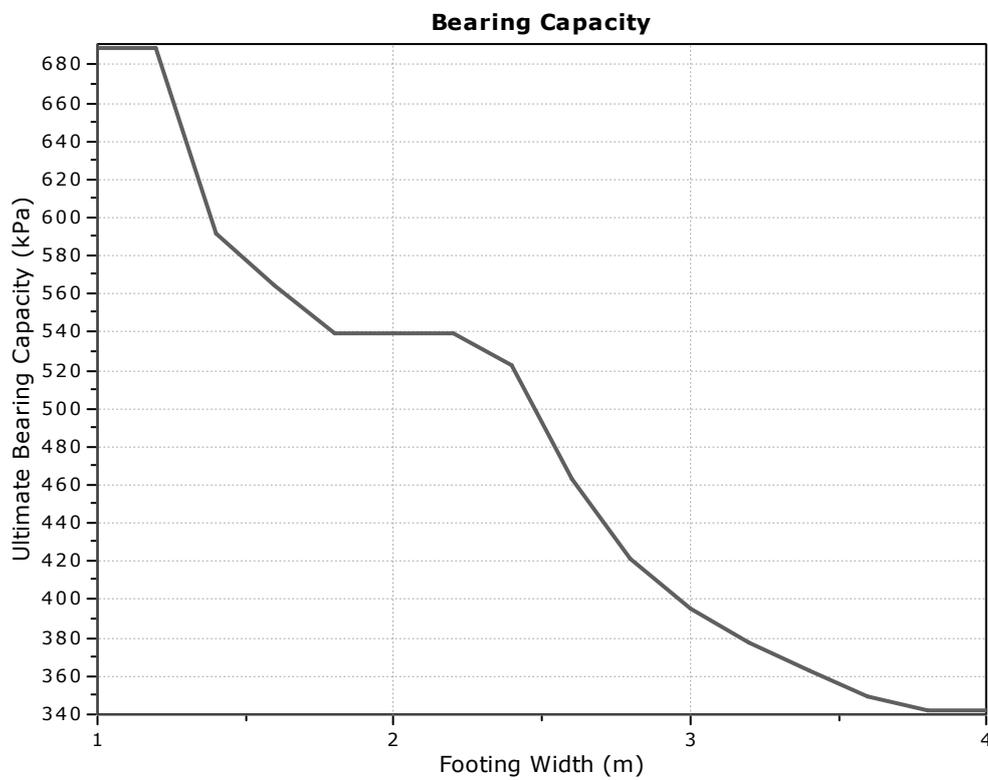
$$Q_{ult} = R_k \times q_t + q_{soil}$$

where:

$R_k$ : Bearing capacity factor

$q_t$ : Average corrected cone resistance over calculation depth

$q_{soil}$ : Pressure applied by soil above footing



**:: Tabular results ::**

No	B (m)	Start Depth (m)	End Depth (m)	Ave. $q_t$ (MPa)	$R_k$	Soil Press. (kPa)	Ult. bearing cap. (kPa)
1	1.00	0.50	2.00	3.40	0.20	9.50	688.84
2	1.20	0.50	2.30	3.40	0.20	9.50	688.84
3	1.40	0.50	2.60	2.91	0.20	9.50	591.60
4	1.60	0.50	2.90	2.78	0.20	9.50	564.96
5	1.80	0.50	3.20	2.65	0.20	9.50	539.58
6	2.00	0.50	3.50	2.65	0.20	9.50	539.58
7	2.20	0.50	3.80	2.65	0.20	9.50	539.58
8	2.40	0.50	4.10	2.56	0.20	9.50	522.26
9	2.60	0.50	4.40	2.27	0.20	9.50	462.72
10	2.80	0.50	4.70	2.06	0.20	9.50	421.79
11	3.00	0.50	5.00	1.93	0.20	9.50	395.21
12	3.20	0.50	5.30	1.84	0.20	9.50	377.21
13	3.40	0.50	5.60	1.76	0.20	9.50	362.35
14	3.60	0.50	5.90	1.70	0.20	9.50	349.37
15	3.80	0.50	6.20	1.66	0.20	9.50	341.90
16	4.00	0.50	6.50	1.66	0.20	9.50	342.35

Presented below is a list of formulas used for the estimation of various soil properties. The formulas are presented in SI unit system and assume that all components are expressed in the same units.

**:: Unit Weight,  $g$  (kN/m<sup>3</sup>) ::**

$$g = g_w \cdot \left( 0.27 \cdot \log(R_f) + 0.36 \cdot \log\left(\frac{q_t}{p_a}\right) + 1.236 \right)$$

where  $g_w$  = water unit weight

**:: Permeability,  $k$  (m/s) ::**

$$I_c < 3.27 \text{ and } I_c > 1.00 \text{ then } k = 10^{0.952 - 3.04 \cdot I_c}$$

$$I_c \leq 4.00 \text{ and } I_c > 3.27 \text{ then } k = 10^{-4.52 - 1.37 \cdot I_c}$$

**:: N<sub>SPT</sub> (blows per 30 cm) ::**

$$N_{60} = \left( \frac{q_c}{p_a} \right) \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$$

$$N_{I(60)} = Q_{tn} \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$$

**:: Young's Modulus,  $E_s$  (MPa) ::**

$$(q_t - \sigma_v) \cdot 0.015 \cdot 10^{0.55 I_c + 1.68}$$

(applicable only to  $I_c < I_{c\_cutoff}$ )

**:: Relative Density,  $Dr$  (%) ::**

$$100 \cdot \sqrt{\frac{Q_{tn}}{k_{DR}}} \quad \text{(applicable only to SBT}_n: 5, 6, 7 \text{ and } 8 \text{ or } I_c < I_{c\_cutoff})$$

**:: State Parameter,  $\psi$  ::**

$$\psi = 0.56 - 0.33 \cdot \log(Q_{tn,cs})$$

**:: Drained Friction Angle,  $\phi$  (°) ::**

$$\phi = \phi'_{cv} + 15.94 \cdot \log(Q_{tn,cs}) - 26.88$$

(applicable only to SBT<sub>n</sub>: 5, 6, 7 and 8 or  $I_c < I_{c\_cutoff}$ )

**:: 1-D constrained modulus,  $M$  (MPa) ::**

If  $I_c > 2.20$

$\alpha = 14$  for  $Q_{tn} > 14$

$\alpha = Q_{tn}$  for  $Q_{tn} \leq 14$

$M_{CPT} = \alpha \cdot (q_t - \sigma_v)$

If  $I_c \geq 2.20$

$$M_{CPT} = 0.03 \cdot (q_t - \sigma_v) \cdot 10^{0.55 I_c + 1.68}$$

**:: Small strain shear Modulus,  $G_0$  (MPa) ::**

$$G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 I_c + 1.68}$$

**:: Shear Wave Velocity,  $V_s$  (m/s) ::**

$$V_s = \left( \frac{G_0}{\rho} \right)^{0.50}$$

**:: Undrained peak shear strength,  $S_u$  (kPa) ::**

$$N_{kt} = 10.50 + 7 \cdot \log(F_r) \text{ or user defined}$$

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}}$$

(applicable only to SBT<sub>n</sub>: 1, 2, 3, 4 and 9 or  $I_c > I_{c\_cutoff}$ )

**:: Remolded undrained shear strength,  $S_u(rem)$  (kPa) ::**

$$S_{u(rem)} = f_s \quad \text{(applicable only to SBT}_n: 1, 2, 3, 4 \text{ and } 9 \text{ or } I_c > I_{c\_cutoff})$$

**:: Overconsolidation Ratio, OCR ::**

$$k_{OCR} = \left[ \frac{Q_{tn}^{0.20}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \cdot \log(F_r))} \right]^{1.25} \text{ or user defined}$$

$$OCR = k_{OCR} \cdot Q_{tn}$$

(applicable only to SBT<sub>n</sub>: 1, 2, 3, 4 and 9 or  $I_c > I_{c\_cutoff}$ )

**:: In situ Stress Ratio,  $K_0$  ::**

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{\sin \phi'}$$

(applicable only to SBT<sub>n</sub>: 1, 2, 3, 4 and 9 or  $I_c > I_{c\_cutoff}$ )

**:: Soil Sensitivity,  $S_t$  ::**

$$S_t = \frac{N_s}{F_r}$$

(applicable only to SBT<sub>n</sub>: 1, 2, 3, 4 and 9 or  $I_c > I_{c\_cutoff}$ )

**:: Peak Friction Angle,  $\phi'$  (°) ::**

$$\phi' = 29.5^\circ \cdot B_q^{0.121} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot B_q + \log Q_t)$$

(applicable for  $0.10 < B_q < 1.00$ )

**References**

- Robertson, P.K., Cabal K.L., Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 5<sup>th</sup> Edition, November 2012
- Robertson, P.K., Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., Can. Geotech. J. 46(11): 1337–1355 (2009)
- N Barounis, J Philpot, Estimation of in-situ water content, void ratio, dry unit weight and porosity using CPT for saturated sands, Proc. 20th NZGS Geotechnical Symposium

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

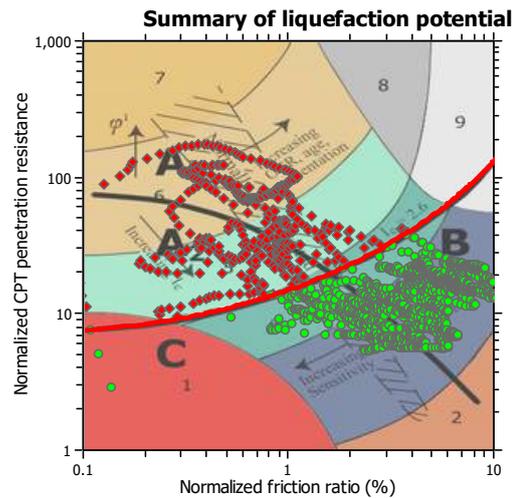
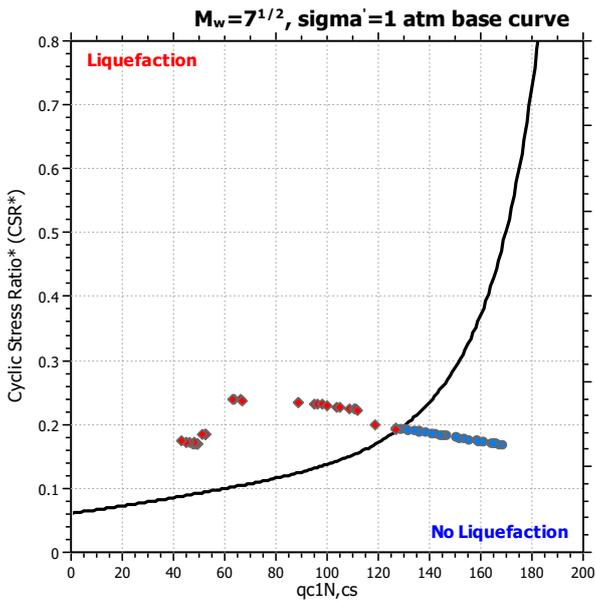
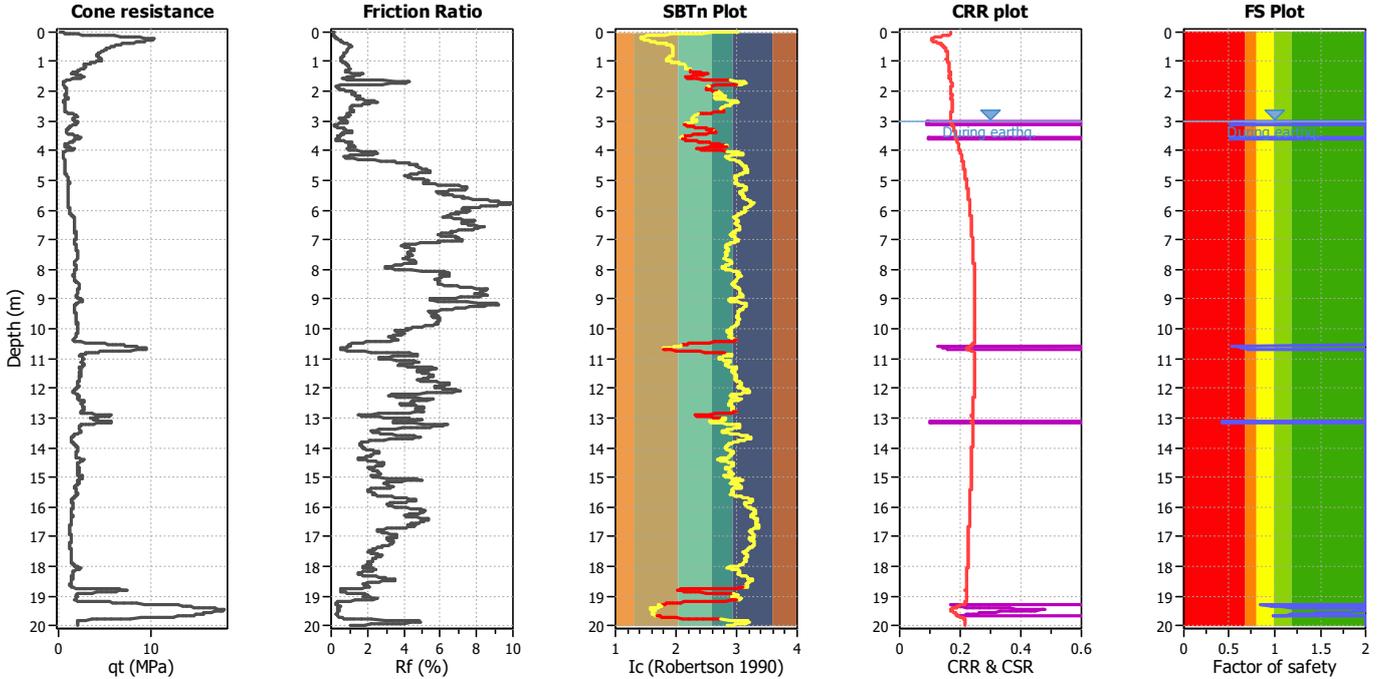
**Project title :**

**Location :**

**CPT file : CPTU 1 PIANGIPANE**

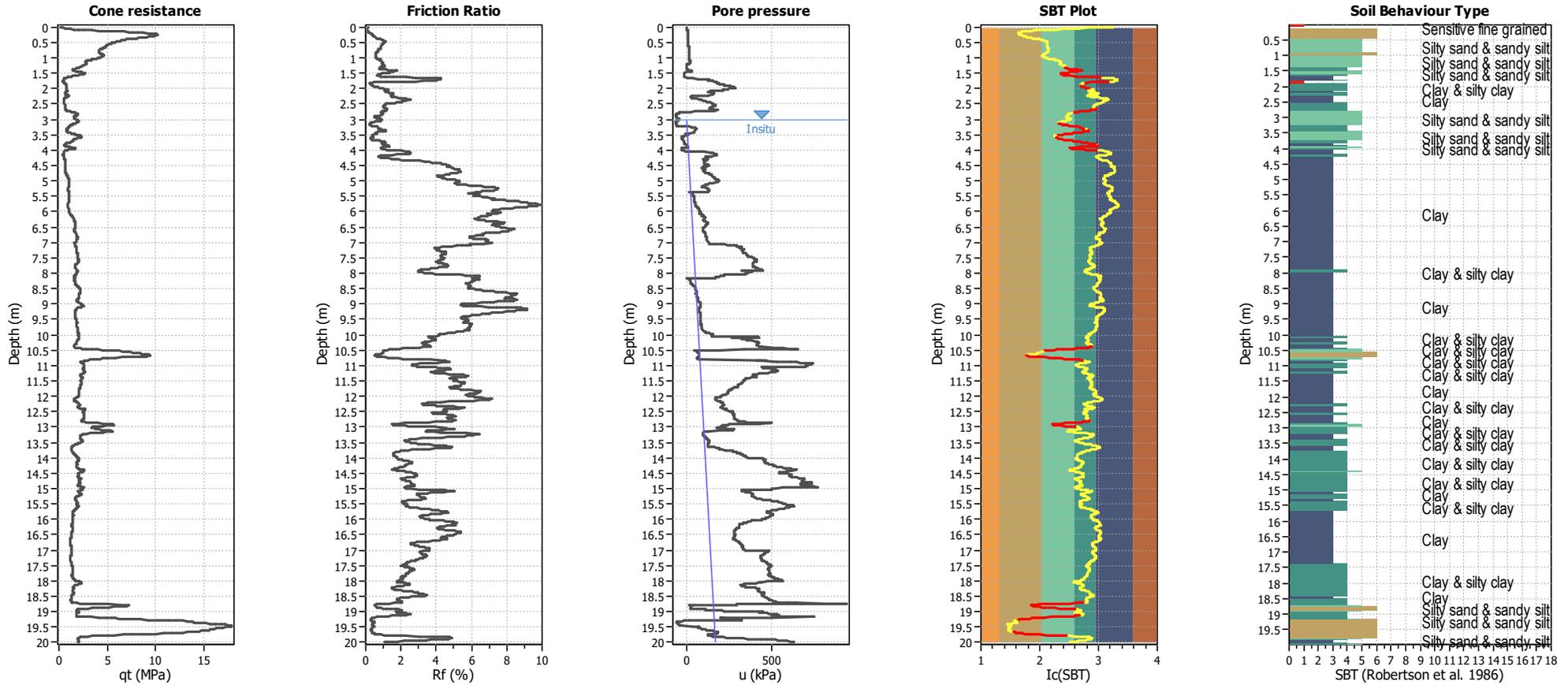
**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	3.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	20.00 m
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	MSF method:	Method
Peak ground acceleration:	0.24	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_G$ applied:	Yes		



Zone A<sub>1</sub>: Cyclic liquefaction likely depending on size and duration of cyclic loading  
 Zone A<sub>2</sub>: Cyclic liquefaction and strength loss likely depending on loading and ground geometry  
 Zone B: Liquefaction and post-earthquake strength loss unlikely, check cyclic softening  
 Zone C: Cyclic liquefaction and strength loss possible depending on soil plasticity, brittleness/sensitivity, strain to peak undrained strength and ground geometry

### CPT basic interpretation plots



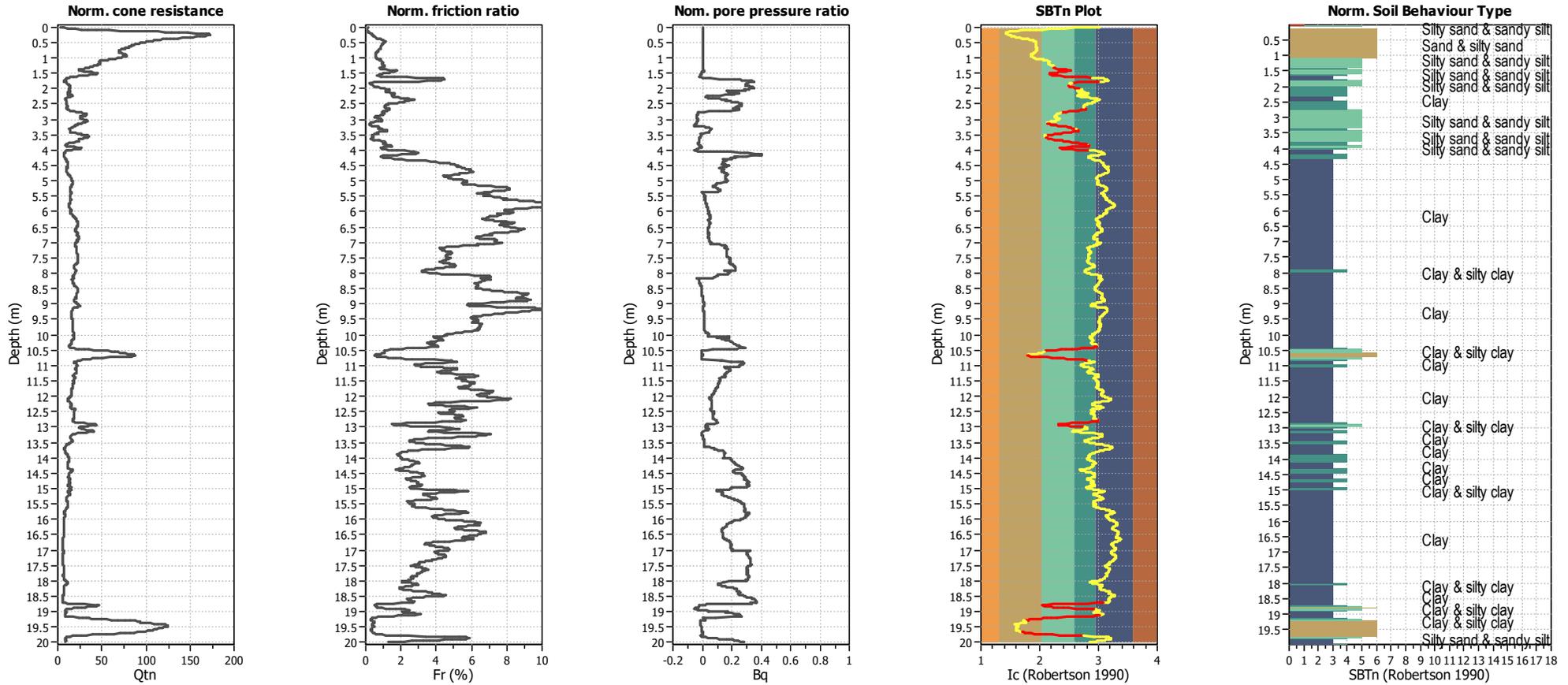
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	3.00 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>σ</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

#### 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)



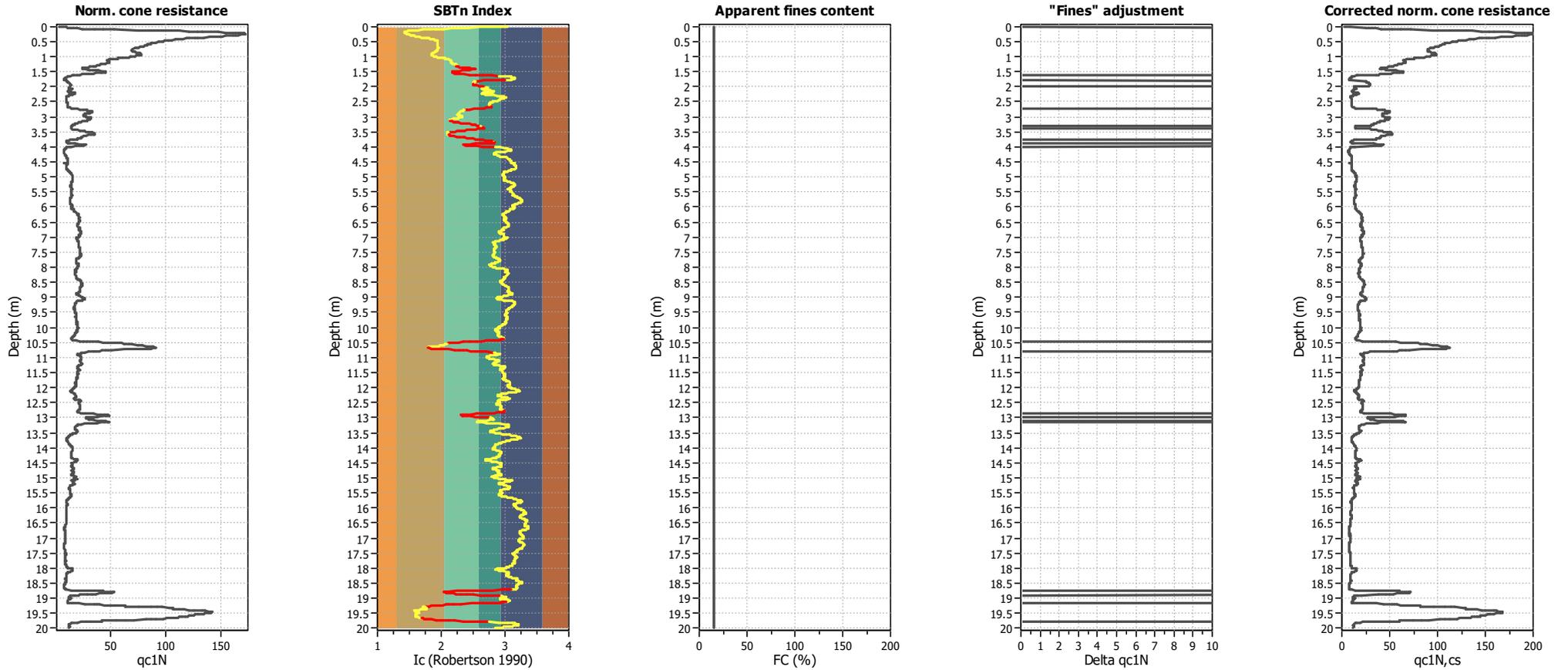
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	3.00 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>σ</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

#### 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

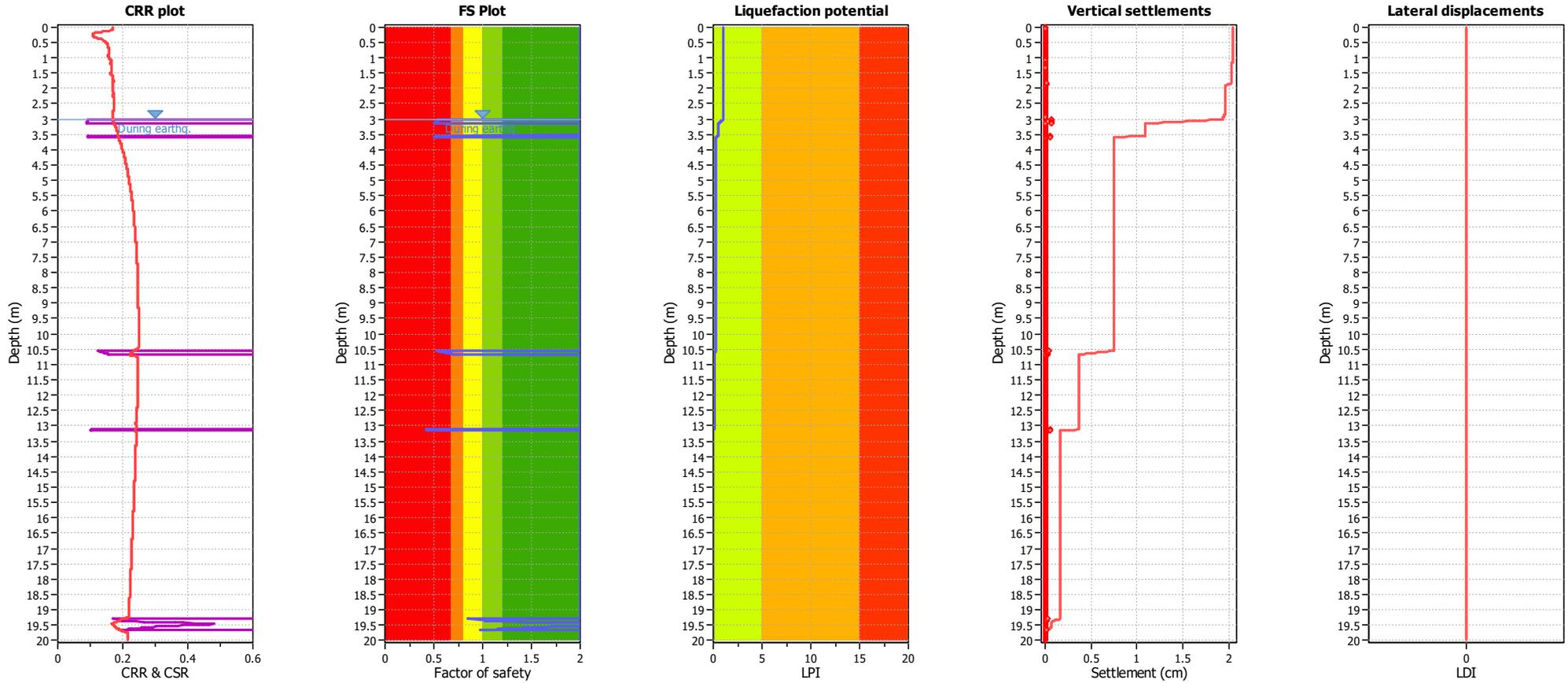
### Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	3.00 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>σ</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

### Liquefaction analysis overall plots



**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	3.00 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	$K_G$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

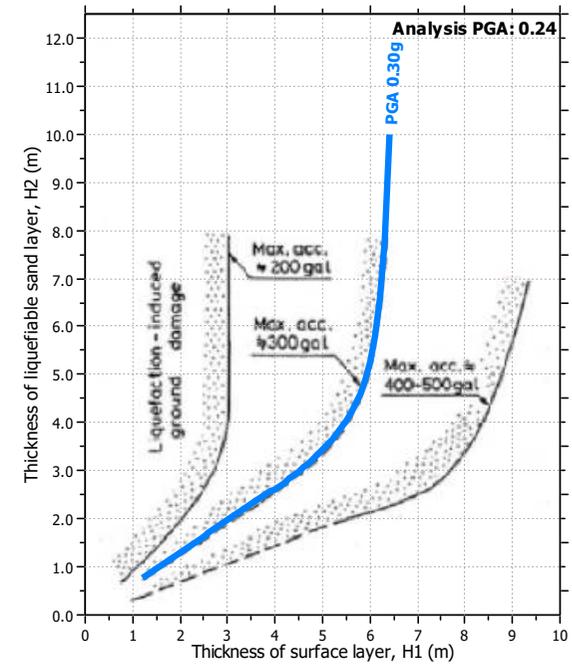
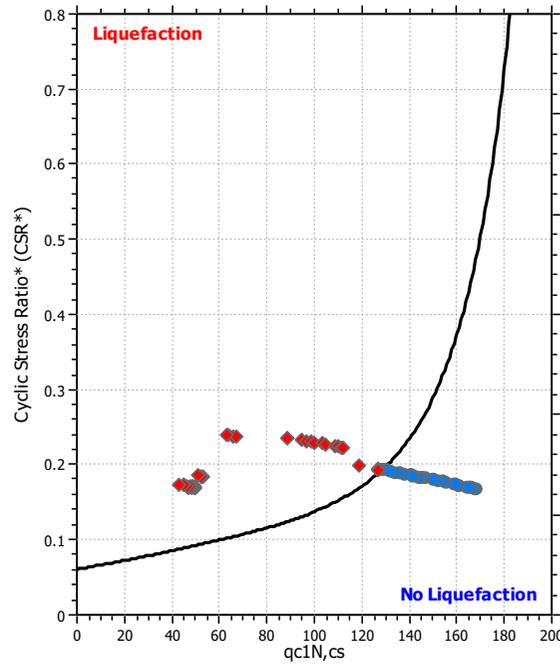
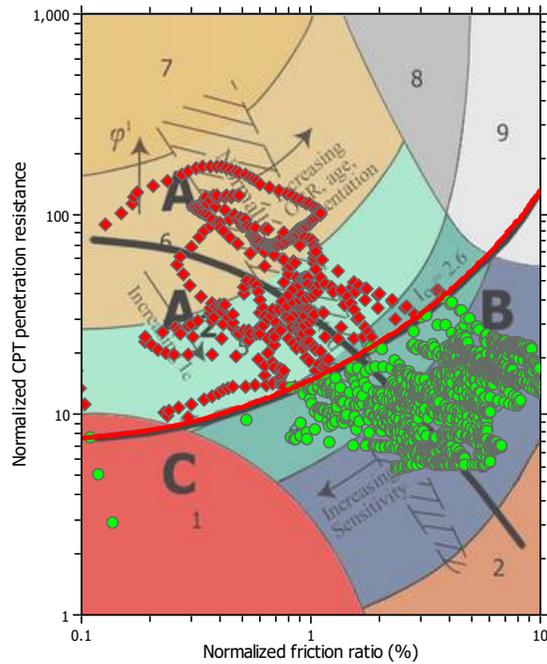
**F.S. color scheme**

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

**LPI color scheme**

- Very high risk
- High risk
- Low risk

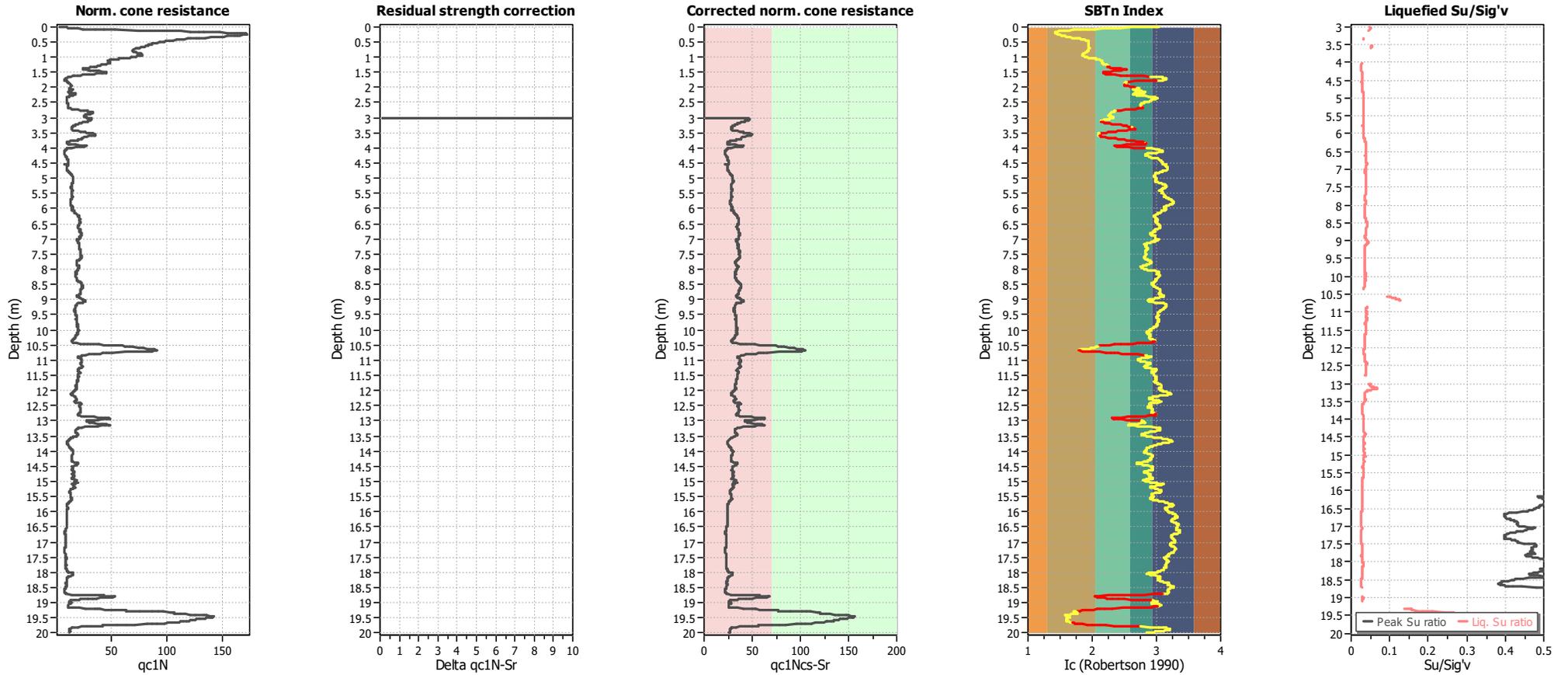
### Liquefaction analysis summary plots



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	3.00 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	$K_G$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

### Check for strength loss plots (Idriss & Boulanger (2008))



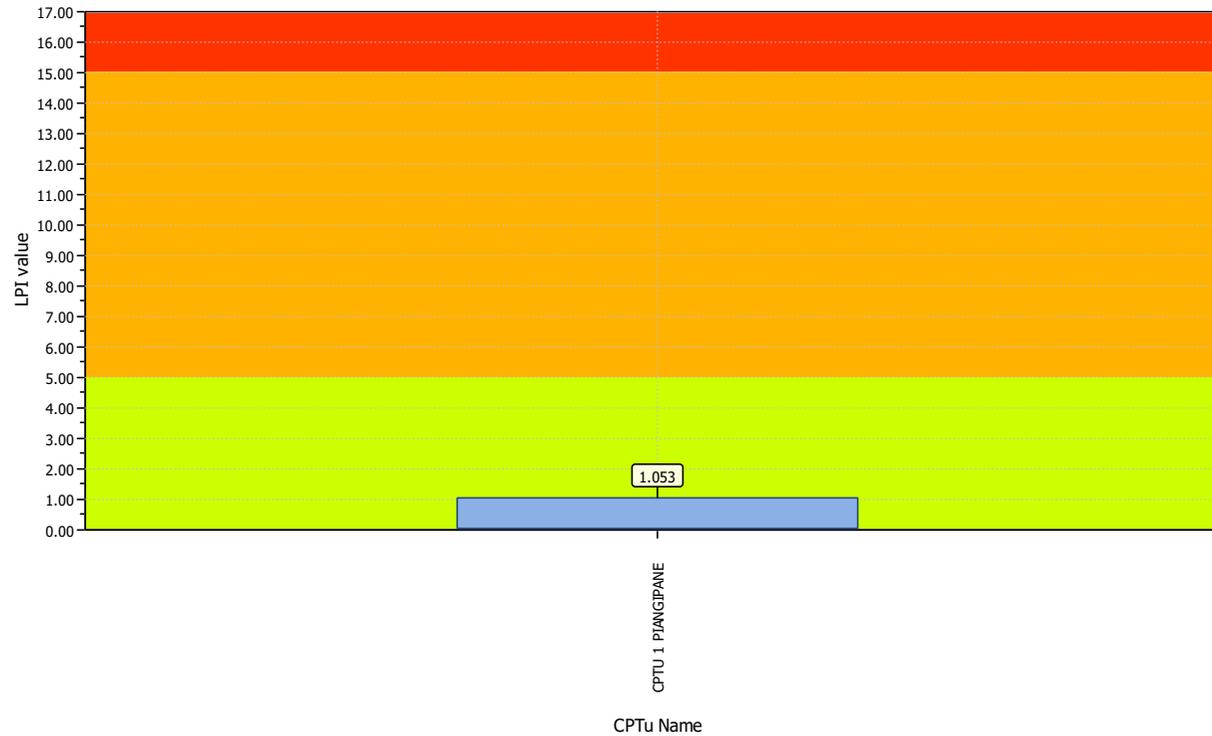
**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	3.00 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>σ</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

**Project title :**

**Location :**

### Overall Liquefaction Potential Index report



**LPI color scheme**

- Very high risk
- High risk
- Low risk

**Basic statistics**

Total CPT number: 1  
100% low risk  
0% high risk  
0% very high risk