



**PROVINCIA DI RAVENNA**  
**SETTORE LAVORI PUBBLICI**  
Servizio Manutenzione e Gestione del Patrimonio

**NUOVA COSTRUZIONE IN ADIACENZA ALLA SEDE  
DELL' I.T.G. "C.MORIGIA" (VIA MARCONI n°6/8) ED ALLA SUCCURSALE  
DEL LICEO SCIENTIFICO "A.ORIANI" DI RAVENNA**



**Finanziato  
dall'Unione europea**  
NextGenerationEU

**PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO**

**IMPORTO € 3.200.00,00**

Presidente: Michele De Pascale	Consigliere delegato Pubblica Istruzione - Edilizia Scolastica - Patrimonio: Maria Luisa Martinez
Dirigente Responsabile del Settore: Ing. Paolo Nobile	Responsabile del Servizio.: Ing. Marco Conti

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:	Ing. Paolo Nobile	<u>firmato digitalmente</u>
PROGETTISTA COORDINATORE:	Ing. Marco Conti	<u>firmato digitalmente</u>
COORD. SICUREZZA PROGETTAZIONE:	Ing. Marco Conti	<u>firmato digitalmente</u>
PROGETTISTA OPERE ARCHITETTONICHE:	Arch. Giovanni Piazzi Geom. Antonio Mancini Ing. Marco Conti	<u>firmato digitalmente</u>
COLLABORATORI	Ing. Annalisa Bollettino p.i. Andrea Bezzi Geom. Sara Vergallo Geom. Franco Tocco	<u>firmato</u>
PROGETTISTA ANTINCENDIO:	Ing. Annalisa Bollettino	<u>firmato</u>

Rev.	Descrizione	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Data:
0	Emissione	G.T.	G.T.	G.T.	30.06.2022
1					

<b>PROGETTISTA OPERE STRUTTURALI:</b>  Ing. Giuseppe Tassinari - Studio Tassinari e Associati Viale Luigi Cilla, 54 - Ravenna  	<b>PROGETTISTA ACUSTICO:</b>  Ing. Massimo Saviotti - SERVIZI ECOLOGICI Soc. Coop. Via Firenze, 3 - Faenza (RA)   <b>SERVIZI ECOLOGICI</b> Società Cooperativa	<b>PROGETTISTA IMPIANTI ELETTRICI E MECCANICI:</b>  Ing. Alberto Frisoni - Polistudio A.E.S. Società di Ingegneria S.r.l. Via Tortona, 10 - Riccione (RN)  
---	--	--

TITOLO ELABORATO:

**Corpo A - Relazione Geologica**

Elaborato num: <b>STR_02</b>	Revisione: <b>0</b>	Data: <b>30.06.2022</b>	Scala:	Nome file: <b>STR_02_REL.GEOL.pdf</b>
---------------------------------	------------------------	----------------------------	--------	--

# PROVINCIA DI RAVENNA

## COMUNE DI RAVENNA

INDAGINE GEOLOGICA E SISMICA SUL TERRENO DI FONDAZIONE  
DELL'AMPLIAMENTO SCUOLA PER GEOMETRI CAMILLO MORIGIA VIA  
MARCONI RAVENNA

### RELAZIONE GEOLOGICA

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

**COMMITTENTE:**

PROVINCIA DI RAVENNA



SETTORE LL.PP.

SERVIZIO EDILIZIA SCOLASTICA E PATRIMONIO

VIA DI ROMA, 118

48124 RAVENNA

**REDAZIONE:**

**Dott. Geol. Oberdan Drapelli**

N° 938 ORDINE DEI GEOLOGI DELL'EMILIA ROMAGNA



REV.	0	EMISSIONE OTTOBRE 2021		
	1			
	2			
	3			

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

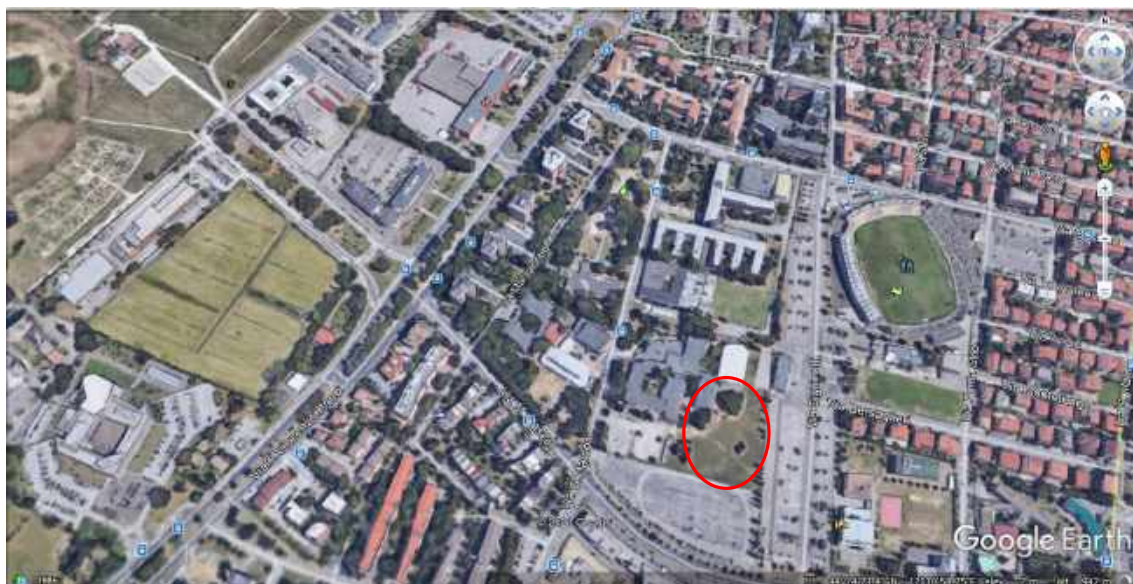
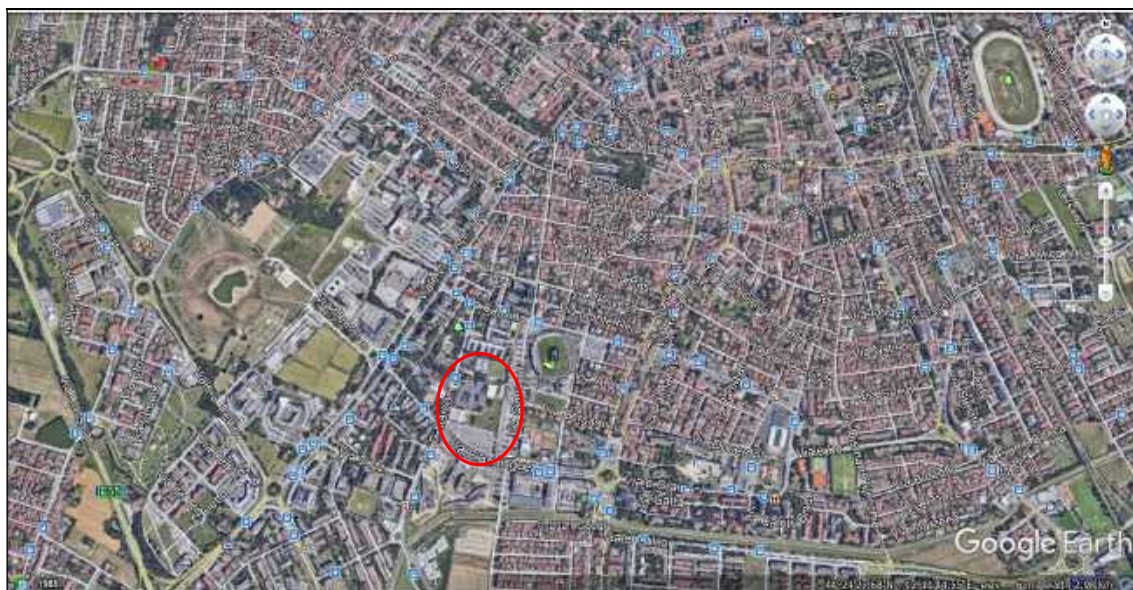
## INDICE:

1. PREMESSA.....	2
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO LOCALE .....	4
2.1. MODELLO GEOLOGICO LOCALE .....	6
3. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO .....	10
4. ASSETTO IDRAULICO E IDROGEOLOGIA .....	12
5. INDAGINI ESEGUITE SUL TERRENO.....	15
6. STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO .....	17
7. MODELLO GEOTECNICO.....	18
7.1 CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI E MODELLO GEOTECNICO .....	18
7.2: VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI .....	20
7.3: SCELTA DELL'APPROCCIO DI PROGETTO .....	21
7.4: DETERMINAZIONE DEL VALORE DI PROGETTO DELLE AZIONI "ED" .....	21
7.5. STATO LIMITE ULTIMO - STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLU-SLE).....	22
7.6 PREVISIONE DEGLI ASSESTAMENTI .....	25
8. SISMICITÀ DELL'AREA .....	26
8.1 Zone sismogenetiche d'interesse per la sismicità dell'Emilia-Romagna .....	26
8.2 PERICOLOSITÀ SISMICA DI RIFERIMENTO REGIONALE.....	26
9. RISPOSTA SISMICA LOCALE .....	38
9.1 MODELLAZIONE NUMERICA DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE .....	39
10 STIMA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE.....	51

## 1. PREMESSA

La presente Relazione geologica, con parametrizzazione geotecnica del terreno, di cui al § 6.2.1 del D.M. 17.01.2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, viene redatta a completamento DELL’ INDAGINE GEOLOGICA E SISMICA SUL TERRENO DI FONDAZIONE DELL’AMPLIAMENTO SCUOLA PER GEOMETRI CMILLO MORIGIA VIA MARCONI RAVENNA. L’area in esame è situata nella zona sud della città e si nei pressi dello stadio. Il presente studio inteso a verificare l’idoneità dell’area da un punto di vista geologico agli usi proposti, e’ basato sull’analisi estesa ad un adeguato intorno degli aspetti geomorfologici, litologici, e idrologici in modo da caratterizzare l’area nel suo insieme in quanto rivestono particolare importanza ai fini della futura edificazione. Una volta definiti gli obbiettivi dell’indagine, si e’ proceduto alla raccolta dei dati esistenti in bibliografia ed ai sopralluoghi di campagna. Per la redazione della relazione aggiornata si è realizzata 1 prova Scpu con piezocono spinta a 30 metri di profondità e 3 cpu spinte a 20 metri di profondità. Si è inoltre realizzata una indagine geofisica mediante misura di H/V. (in calce allegata). Poiché l’edificio risulta classificato in classe d’uso 3 si è inoltre provveduto alla elaborazione di una risposta sismica locale (RSL) come indicato nelle norme tecniche per le costruzioni.

Lo studio dal punto di vista sia geotecnico che sismico è stato condotto nel rispetto delle normative vigenti in materia, in particolare il D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»).



## 2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO LOCALE

Le caratteristiche fisiche generali, la composizione litologica, l'assetto strutturale, le risorse naturali disponibili, il grado di stabilità attuale di un territorio sono la risultante e la sintesi della sua evoluzione geologica. Il territorio del Comune di Ravenna fa parte sia pure marginalmente dell'ampio bacino sedimentario padano di cui ha condiviso e condivide le vicissitudini geologiche. Nell'Oligocene e nel Miocene inferiore si accentua il processo di emersione di vaste aree: la catena Alpina è già quasi completamente emersa, mentre il Paleoappennino è in piena insorgenza e fra queste si imposta una fossa, che tenderà a sprofondare quanto più si innalzeranno le Alpi e l'Appennino, con un movimento non continuo, ma alternante ed articolato in più fasi. Inizialmente la fossa è interessata da una forte subsidenza e da una rapida sedimentazione dei materiali detritici, trasportati dai fiumi e derivanti dall'erosione delle terre emerse. Si ha così un imponente accumulo di sedimenti tendenzialmente grossolani, con granulometrie decrescenti da NW verso SE. Il fondo della fossa non è regolare ma articolato da una serie di pieghe, o dorsali, longitudinali, dovute sia a fenomeni di compressione sia a subsidenza differenziale. Con la fine del Miocene inferiore, durante il Langhiano, si registra una pausa dell'apporto clastico grossolano coincidente forse con una pausa dell'orogenesi e conseguente deposizione di marne e argille. Nel Miocene medio, riprende la subsidenza e continua il ripiegamento del fondo della fossa con locale emersione di alcune dorsali che costituiscono vere e proprie isole nel mare miocenico. Segue, nel Miocene superiore, una pausa della subsidenza e si instaura un ambiente lagunare ipersalino con sedimentazione di depositi evaporitici. Il passaggio Miocene-Pliocene corrisponde ad un'ulteriore fase tettonica con accentuazione dei fenomeni di piegamento e ad una trasgressione con emersione dal mare di vaste aree e di parte della dorsale del settore sud-orientale (dorsale ferrarese). Notevoli fenomeni erosivi modellano le aree emerse e vengono a scomparire, nelle aree più sollevate, spessori anche notevoli di sedimenti antichi. La subsidenza riprende nel Pliocene inferiore, con deposizione di sedimenti clastici grossolani nelle depressioni e di sedimenti a granulometria minore sulle dorsali sommerse, restano tuttavia ancora emergenti alcune delle culminazioni maggiori come ad esempio la dorsale ferrarese. Alla fine del Pliocene inferiore si verifica una nuova fase di emersioni e piegamento, senza segni evidenti di variazione dell'orientamento delle direttrici tettoniche. Con il

Pliocene medio riprende la subsidenza, più intensa nelle fosse, meno intensa nelle dorsali, e continua accentuandosi sino al quaternario, che è caratterizzato da una estensione del dominio marino per un abbassamento generale del bacino con valori massimi nella zona centrale ed orientale, mentre si accentua l'insorgenza dell'Appennino. Nel Quaternario più recente la sedimentazione prevale sulla subsidenza ed il mare si ritira progressivamente dalla pianura, mentre depositi alluvionali ricoprono i più antichi depositi marini. Tale fenomeno si accentua verso il limite orientale della Pianura per le variazioni eustatiche del livello marino durante le glaciazioni.



## 2.1. MODELLO GEOLOGICO LOCALE

Si inizierà la trattazione partendo dall'ultima glaciazione (WURM) che investì il nostro pianeta a partire da 60.000-70.000 anni fa e che durò, sia pure intervallata da periodi interglaciali fino a 17.000-20.000 anni fa col risultato di fare abbassare il livello marino ad un centinaio di metri al di sotto di quello attuale. Nel sottosuolo ravennate, ad una profondità di circa 80 m è stato possibile osservare che le faune marine fossili del Pleistocene superiore (TIRRENIANO) tendono a scomparire passando attraverso forme di ambiente lagunare, a sedimenti di ambiente sia terrestre che di acqua dolce. Lo spessore dei sedimenti continentali depositatisi in questa zona durante la regressione Wurmiana si aggira sui 50 m. Si tratta in prevalenza di limi argillosi con intercalazioni di argille e sabbie. In definitiva durante la regressione Wurmiana, a seguito dell'abbassamento del livello marino, l'alto Adriatico si era trasformato in una vasta piana alluvionale. Secondo studi eseguiti su scala mondiale sembra accertato che ad iniziare da 17.000 anni fa la temperatura media terrestre cominciò ad aumentare. Prese così avvio un miglioramento climatico che portò come conseguenza ad un generale ritiro dei ghiacciai e ad un aumento del livello marino che durante questa generale trasgressione si arrestò contro le prime colline a sud di Rimini. Nel corso della massima espansione della trasgressione Flandriana la linea di costa raggiunse posizioni nell'entroterra ravennate distanti una ventina di km. da quella attuale. Pertanto tutta una vasta area attorno a Ravenna fu occupata dal mare fino a circa 5-7000 anni b.p., quando ebbe inizio una generale regressione che portò, sia pure con alterne vicende, la linea di costa all'attuale posizione. Nel territorio ravennate la trasgressione è contrassegnata dalla presenza di limo dello spessore di poco più di un metro di ambiente lagunare cui segue sabbia di ambiente di spiaggia. Questa sabbia segna il passaggio della linea di costa che, dopo aver raggiunto le posizioni più occidentali, durante la fase della massima espansione della trasgressione, si ritirò su una posizione di qualche km più arretrata. Su questa nuova posizione la spiaggia si stabilizzò per qualche migliaia di anni, dando vita ad un corpo sabbioso spesso a 15 ai 25 m.; in questo corpo sabbioso si inseriscono anche strati ghiaiosi a causa di particolari condizioni di trasporto delle correnti di riva. Ad ovest di tale corpo sabbioso si ebbe invece una sedimentazione di limo sabbioso, limo, argilla e torba per l'instaurarsi di un ambiente prima lagunare poi vallivo. Infine, ad est dello stesso corpo sabbioso, dove la



sedimentazione avveniva via via in mare aperto sempre più lontano dalla costa, si aveva deposito di limo sabbioso, limo o argilla.

Esaminando la successione pleistocenico-aternaria tipica del territorio ravennate si evidenzia, durante la fase regressiva Wurmiana (60000-70000 anni fa) la deposizione di sedimenti continentali (40-50 m di potenza) costituiti da argille alluvionali, all'interno delle quali sono presenti corpi sabbiosi irregolari costituenti depositi fluviali di alveo o di esondazione. Al di sopra di questi depositi è presente localmente un livello di argilla molle di tipo palustre o lagunare testimoniante il riavvicinamento della linea costiera causato dalla trasgressione Flandriana (iniziata 17000 anni fa); detta trasgressione, dovuta all'innalzamento della temperatura di alcuni gradi centigradi su scala planetaria, ha causato l'arretramento della linea di costa dalla posizione di massima regressione Wurmiana (ad Est di Ancona) sino a 15-16 Km ad Ovest dell'attuale alla latitudine di Ravenna e 26-27 Km a quella dell'area di indagine ovvero al limite Nord della provincia di Ravenna (Carta Geologica d'Italia, foglio allegato al n° 223 Ravenna: ***"Tetto delle sabbie litorali dell'allomembro di Ravenna"*** - 1999; ente realizzatore: Regione Emilia Romagna; coordinatore scientifico: Domenico Preti - Ufficio Geologico). La trasgressione della linea di costa attraverso il territorio ravennate ha determinato la deposizione di sabbie fini di ambiente litorale, con frequenti intercalazioni limoso-argillose, di spessore relativamente modesto e sedimenti fini di bassa consistenza con lenti di sabbia fine tipici di un ambiente marino poco profondo in cui sfociavano i fiumi (da Nord) Po di Primaro, Lamone, Montone, Ronco, e Savio. Terminata la trasgressione Flandriana la linea di costa è rimasta per alcune migliaia di anni, pur con piccole oscillazioni, nella stessa posizione ovvero secondo una linea che corre, dal comune di Cervia verso Nord, parallela alla SS adriatica ed immediatamente a ponente di questa sino a Ravenna, per poi spostarsi più ad Ovest secondo la direzione Piangipane - Santerno – Alfonsine. Con l'ultima regressione infine, iniziata tra i 6000 ed i 7000 anni fa, la linea di costa è migrata verso Est (con episodi alterni) sino all'attuale posizione. Durante la fase regressiva Olocenica si è depositato un corpo sabbioso complesso formato dall'accostamento di cordoni litorali sabbiosi, via via successivi fino a quello attuale affiorante; al suo interno sono localmente inserite intercalazioni ghiaiose, con direzione all'incirca NO-SE (parallele all'antica linea di costa), deposte in seguito a particolari condizioni di trasporto delle correnti di riva. L'elevato spessore, fino a 10-15 m, della bancata

formata dalla progradazione di sedimenti sabbiosi, testimonia la lenta evoluzione della fase regressiva che ha provocato la migrazione verso Est della linea di spiaggia.

La formazione di un ambiente prima lagunare poi alluvionale è stata favorita anche dalla subsidenza naturale, che ha determinato un lento ma incessante abbassamento del suolo.

## SUCCESSIONE NEOGENICO - QUATERNARIA DEL MARGINE APPENNINICO PADANO

### **AES8 - Subsistema di Ravenna**

Ghiaie da molto grossolane a fini con matrice sabbiosa, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi, limi e limi sabbiosi, rispettivamente depositi di conoide ghiaiosa, intravallivi terrazzati e di interconoide. L'unità comprende più ordini di terrazzo nelle zone intravallive. Argille, limi ed alternanze limoso-sabbiose di tracimazione fluviale (piana inondabile, argine, e tracimazioni indifferenziate). Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico. A tetto suoli, variabili da non calcarei a calcarei, a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente meno di 150 cm, e a luoghi parziale decarbonatazione; orizzonti superficiali di colore giallo-bruno. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'alterazione da 0,5 ad 1,5 m, contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a. nel sottosuolo della pianura: depositi argillosi e limosi grigi e grigio scuri, arricchiti in sostanza organica, di piana inondabile non drenata, palude e laguna passanti, verso l'alto, a limi-sabbiosi, limi ed argille bruni e giallastri di piana alluvionale. Il contatto di base è discontinuo, spesso erosivo e discordante, sugli altri subsistemi e sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità è circa 20m. *Pleistocene sup. - Olocene*

### **AES8a - Unità di Modena**

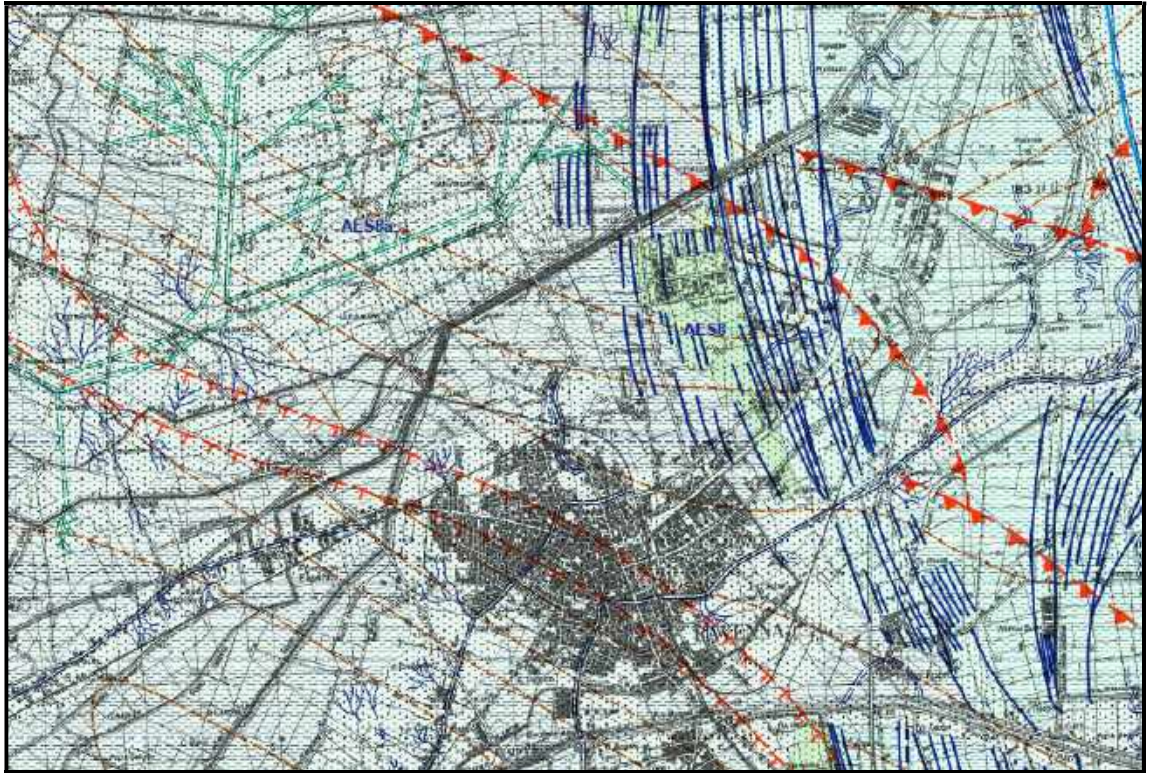
Ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua, talora organizzate in corpi a geometrie lenticolari, nastriformi, tabulari e cuneiformi. Depositati alluvionali intravallivi, terrazzati (primo ordine dei terrazzi nelle zone intravallive), deltizi, litorali, di conoide e, localmente, di piana inondabile. Nella costa e nel Mare Adriatico sabbie di cordone litorale e di fronte deltizia passanti ad argille e limi di prodelta e di transizione alla piattaforma. Limite superiore coincidente con il piano topografico dato

da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro. Il profilo di alterazione è di esiguo spessore (meno di 100 cm). Può ricoprire resti archeologici di età romana del VI secolo d.C. Lo spessore massimo dell'unità è generalmente di alcuni metri, talora plurimetrico. *Olocene*.

### 3. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

L'attuale configurazione morfologica dell'area compresa nel foglio Ravenna, è il risultato della complessa interazione dei processi fluviali, marini costieri che hanno caratterizzato la dinamica de posizionale tardo-olocenica. Gran parte dei caratteri morfologici osservabili nella parte settentrionale del foglio è interamente legata alle dinamiche evolutive del Fiume Po ed in particolare a quelle del suo canale distributore più meridionale, Il Primaro. La crescita del delta era accompagnata da un sistema costiero attraverso la sovrapposizione di cordoni sabbiosi di età via via più recenti. A sud del Primaro la sedimentazione avveniva in un ambiente di piana alluvionale.

Le tracce di pro gradazione degli apparati deltizi del Po sono riconoscibili oggi nei sistemi di cordoni litorali parzialmente sepolti che affiorano nel settore orientale della carta. Questi sono accompagnati da sistemi di dune per lo più spianate ad opera dell'uomo e presentano età progressivamente più giovani da ovest a est marcando le fasi successive di costruzione del delta. Nell'area oltre ai sistemi di cordoni litorali che marcano l'attuale linea di costa, sono ben sviluppati cordoni di Età Moderna. In posizione più occidentale sono localmente affioranti sistemi di cordoni di età etrusco romana. La progressiva migrazione verso mare della linea di costa nel tardo Olocene favorì lo sviluppo, nelle zone di retro duna, di una ampia pianura alluvionale dominata da fiumi di provenienza appenninica. Quest'area di grandi dimensioni, situata a sud di Primaro e delimitata ad est e separata dal mare Adriatico per mezzo dei cordoni litorali, era costituita da aree palustri e lagunari (le "valli") in cui sfociavano i principali fiumi della Romagna centro occidentale. La recente evoluzione della rete idrografica romagnola è testimoniata dai depositi alluvionali presenti. Si tratta di corpi nastriformi, allungati in prevalenza in direzione SW-NE la cui espressione morfologica è data da deboli rilievi di alcuni metri di elevazione. Da ovest verso est sono riconoscibili i sistemi di canale-argine riconducibili ai paleo percorsi dei fiumi Santerno, Senio, Lamone, Montone e Ronco. La maggior parte dei depositi alluvionali affioranti è tuttavia riconducibile alle rotte e alle divagazioni avvenute nel corso dell'Età Moderna(1500-1800) detta anche piccola Età Glaciale.



*Carta Geologica - Geomorfologica (stralcio cartografia 1:50.000 del Servizio Geologico RER)*

#### 4. ASSETTO IDRAULICO E IDROGEOLOGIA

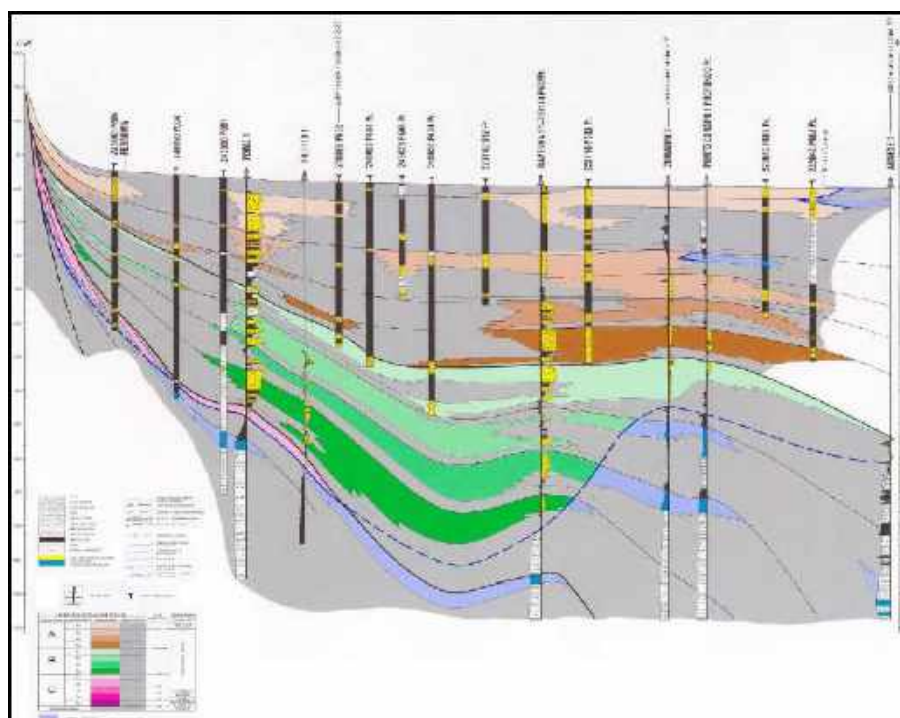
Le problematiche relative al presente lavoro richiedono la valutazione dell'assetto della falda freatica superficiale. Pur tenendo conto che il livello della falda freatica subisce inevitabili oscillazioni in rapporto alle mutevoli condizioni climatiche stagionali ed annuali, tuttavia, il modello strutturale della falda sembra ben delineato nei suoi principali aspetti. Si è pertanto misurato il livello freaticometrico nel foro della prova ad una profondità di circa 2.80 m da piano campagna.

Per quanto riguarda l'**idrogeologia**, le caratteristiche degli acquiferi del territorio in esame vanno inquadrare nel modello evolutivo tridimensionale, sia idrogeologico che stratigrafico, dell'intera Pianura Padana Emiliano-Romagnola. A riguardo, secondo gli studi della Regione Emilia-Romagna e di Eni-Agip ("Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna", 1998) si distinguono, sia in superficie che nel sottosuolo 3 Unità Idrostratigrafiche di rango superiore (UIS), denominate Gruppi Acquiferi A, B e C, a loro volta suddivise in unità, gerarchicamente inferiori, denominate Complessi di Acquiferi. Esse affiorano sul margine meridionale del Bacino Idrogeologico della Pianura per poi immergersi verso nord al di sotto dei sedimenti depositati dal fiume Po e dai suoi affluenti negli ultimi 20.000 anni, contenenti acquiferi di scarsa estensione e potenzialità (Acquifero Superficiale).

Ciascun Gruppo Acquifero risulta idraulicamente separato, almeno per gran parte della sua estensione, da quelli sovrastanti e sottostanti, grazie a livelli argillosi di spessore plurimetrico sviluppati a scala regionale, denominati Barriere di Permeabilità Regionali. Il loro limite inferiore è dato dall'Acquitardo Basale, formato da unità complessivamente impermeabili.

PRINCIPALI UNITÀ STRATIGRAFICHE					ETA' (milioni di anni)	SCALA CRONOSTRATIGRAFICA (milioni di anni)	UNITÀ IDROSTRATIGRAFICHE																																																																																																																																																																																																						
AFFIORANTI			SEPOLTE				GRUPPO ACQUIFERO	COMPLESSO ACQUIFERO																																																																																																																																																																																																					
QUATERNARIO CONTINENTALE	TERRE ROBBE, DILUVIUM, ALLUVIUM, TERRAZZI E ALLUVIONI	DILUVIUM p.p.	FORMAZIONE FLUVIO - LACUSTRE	FORMAZIONE DI OLIVETELLO	UNITÀ DI VALLA DEL BOSCO	UNITÀ DI C.A. DI SOLA	SUPERSISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL SUPERIORE	UNITÀ DI BORGO PANICALE	UNITÀ ALLUVIONALE INFERIORE	ALLUVIONI / QUATERNARIO MARINO E SABBIE DI ASTI	~0.12	~0.35-0.45	~0.65	~0.8	~1.0	~2.2	~3.3-3.6	~3.9	PLEISTOCENE SUPERIORE - OLOCENE	PLEISTOCENE MEDIO	PLEISTOCENE INFERIORE	3.55	A1	A2	A3	A4	B1	B2	B3	B4	C1	C2	C3	C4	C5	ACQUEDOTTO BASALE																																																																																																																																																																								
QUATERNARIO MARINO	MILAZZANO SABBIE e CASTELVETRO p.p. GASIE GALLE e INVOLA p.p.	MILAZZANO e CALABRANO p.p. SABBIE e CASTELVETRO p.p. SABBIE GALLE e INVOLA p.p.	CALABRANO p.p. GASIE e CASTELVETRO FORMAZIONE di TERRA del DOLE p.p.	CALABRANO p.p. FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSISTEMA DEL QUATERNARIO MARINO	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOL INTERIORE	SISTEMA EMILIANO

Schema idrostratigrafico della Pianura Emiliano-Romagnola (Eni-Agip, RE-R - 1998)



Schema geologico profondo - Sezione geologica e idrostratigrafica (da Eni-Agip e R.E.R, 1998)

Per il presente studio riveste importanza il Gruppo Acquifero A (Pleistocene Sup. - Olocene), a sua volta suddiviso in 4 Complessi Acquiferi A1, A2, A3 e A4.

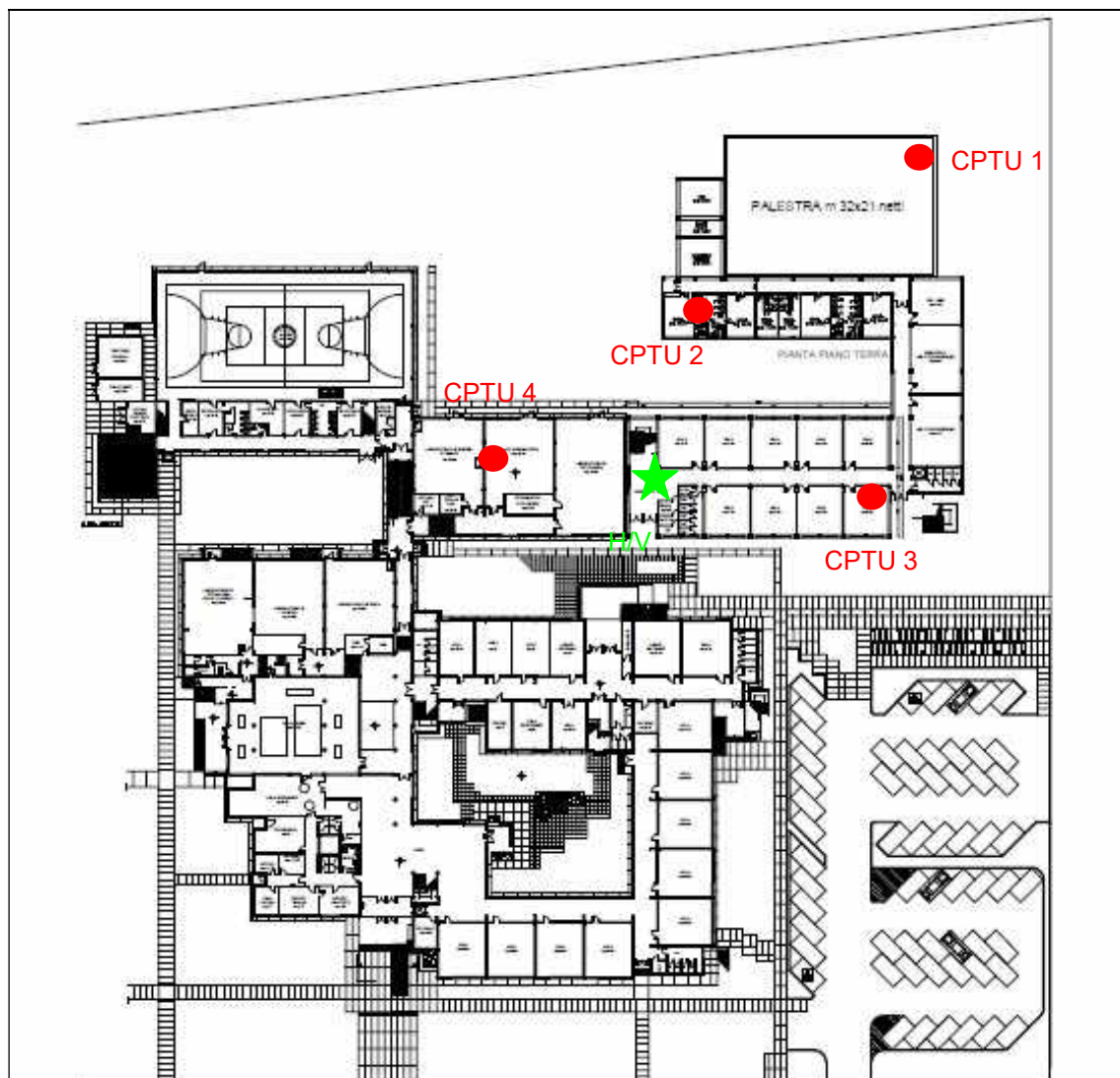


Nella zona è presente una **falda superficiale** alimentata dall'infiltrazione diretta, dall'irrigazione e dalle perdite di subalveo del reticolo idrografico, regimata dalla rete di canali e scoli consorziali, controllata da impianti idrovori e, vista la scadente qualità, soggetta a modesti emungimenti.

## 5. INDAGINI ESEGUITE SUL TERRENO

Per la presente relazione sono è realizzata 4 prove penetrometriche statiche elettriche con piezocono CPTU al fine di caratterizzare il substrato di fondazione del progetto; le prove sono state spinte alla profondità di 20 metri ciascuna ed una scptu spinta a 30 metri. 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 sono state eseguite con attrezzo Pagani da 20 tonnellate di spinta massima con piezocono e cono sismico e consistono nell'infiggere nel terreno una punta conica a velocità di avanzamento costante misurando, ogni cm o ogni 2 cm a seconda della strumentazione, lo sforzo necessario per la penetrazione della punta  $q_c$  e l'attrito che sviluppa il manicotto/sensore posto al di sopra della punta  $f_s$ ;  $n$  e misura anche la pressione dei pori  $u$ . Nello specifico la prova SCPTU altro non è che una prova con piezocono con inserimento di un geofono sulla punta (o in una asta che sta nel retro della punta) che permette di misurare la velocità  $V_s$  delle onde sismiche. La perturbazione viene generata in superficie sotto forma di onde di taglio e vengono generate mediante energizzazione della superficie. Ogni metro si interrompe l'avanzamento e si effettua la misura della  $V_s$ , energizzando dalla superficie. Si sono eseguite misure, ogni cm di avanzamento, di resistenza alla punta locale ( $q_c$ ) e misure di resistenza all'attrito laterale locale ( $f_s$ ) e della pressione interstiziale dei pori ( $u$ ), oltre che la velocità e il tilt. La prova penetrometrica statica consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta elettrica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ( $v = 2 \text{ cm / sec} \pm 0,5 \text{ cm / sec}$ ). La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta. Lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di centraline elettroniche che collega la punta (piezocono) al computer. Sulla batteria di aste esterne può essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito sulle aste, facilitandone l'infissione. La punta utilizzata presenta le dimensioni standard europee: apertura di  $60^\circ$ , 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  $90^\circ$ , 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 “Qc” ed “fs” 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. Con la stessa attrezzatura (per la sola prova SCPTU) ogni metro ci si ferma e si energizza mediante colpo di mazza su zeppe in acciaio poste sotto gli stabilizzatori, e si registrano sia a destra che a sinistra la velocità di propagazione delle onde “S” per la stima delle Vs 30.



*Ubicazione delle prove in situ 2021*

Per la caratterizzazione sismica del terreno si è realizzata una misura con tromografo digitale (HVSR), effettuate mediante acquisizione passiva del rumore sismico ambientale con strumento tromografico; tali indagini sono state realizzate dal dott geol Rolfini e sono in calce allagate nella sua relazione tecnica.

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

Questo valore si è ottenuto dall'indagine geofisica la cui metodologia ed i risultati sono in calce allegati. L'indagine ha messo in evidenza una  $V_{s30}$  di 195 m/sec

## 6. STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

In questo studio si sono svolti approfondimenti in merito alla stratigrafia locale utilizzando le recenti prove penetrometriche CPTU, eseguite al piano di campagna attuale e così schematizzate.

1. DA - 0.00 A 1.00 METRI CIRCA: TERRENO DI RIPORTO ARGILLOSO SABBIOSO CON MACERIE.
2. DA - 1.00 A 4.70 METRI CIRCA: ARGILLA LIMOSA
3. DA - 4.70 A 11.75 METRI CIRCA: LIMO ARGILLOSO
4. DA - 11.75 A 14.70 METRI CIRCA: SABBIA A TRATTI LIMOSA DA MEDIA A ADDENSATA
5. DA - 14.70 A 15.50 METRI CIRCA: SABBIA ADDENSATA.
6. DA - 15.50 A 17.70 METRI CIRCA: SABBIA A LIMOSA DA MEDIA A ADDENSATA
7. DA - 17.70 A 19.00 METRI CIRCA: SABBIA ADDENSATA.
8. DA - 19.00 A 24.00 METRI CIRCA: SABBIA A LIMOSA DA MEDIA A ADDENSATA
9. DA - 24.00 A 30.00 METRI CIRCA: ARGILLA LIMOSA

Il livello della falda è stato rilevato nei fori della prova ad una profondità di circa 2.80/3.00 dal piano campagna.

## 7. MODELLO GEOTECNICO

### 7.1 CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI E 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)  $\phi_d$

## MODELLO GEOTECNICO E VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

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

Prof.da m a m.	qc	qc/fs	$\gamma(t/mc)$	$\gamma$ (t/mc)	$\emptyset m$	$\emptyset k$	Cum (kpa)	Cuk (kpa)	Ed Kg/cmq	Ey Kg/cmq	Ni
0.00-1.00	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1.00-4.70	12.0	11.5	1.90	1.96	24	22	65	60	88	45	0.30
4.70-11.75	8.00	14.5	1.88	1.94	20	18	48	45	50	45	0.35
11.75-14.70	106	58.3	2.00	2.06	33	31	--	--	140	98	0.30
14.70-15.50	198.1	44.02	2.05	2.10	35	33	--	--	200	98	0.30
15.50-17.70	137.4	78.7	2	2.05	34	32	--	--	185	98	0.30
17.00-19.00	188.01	38.02	2.01	2.05	35	33	--	--	205	98	0.30
19.00-24.00	102.0	39.0	2.00	2.05	33	31	--	--	150	98	0.30
24.00-26.00	18.06	12.02	1.93	1.96	24	22	95	90	80	46	0.40
26.00-26.80	139.5	77.25	2.20	2.30	34	32	--	--	180	98	0.30
26.80-28.00	16.02	10.61	1.94	1.96	24	22	90	85	78	46	0.40
28.00-29.00	94	53.02	1.95	2.05	33	30	--	--	140	98	0.30
29.00-30.00	17.02	11.02	1.94	1.96	25	23	90	85	78	46	0.40

In questa fase si danno indicazioni in riferimento a quanto descritto nel D.M. del 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e successive modifiche in particolare il D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» all'approccio 2. In questo caso si fornisce il fattore di sicurezza (o fattore riduttivo)  $\gamma_M$  utilizzato nei calcoli è quello relativo all'**approccio 2** ( in questa quindi si usano i valori della colonna (M1)):

$\gamma_\phi = 1$  per i terreni granulari e  $\gamma_{cu} = 1$  per i terreni coesivi

**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)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coestione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

## 7.2: VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

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. del 14.01.2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” e successive modifiche in particolare il 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

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

dove:

$E_k$  = 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  $\gamma_F F_k$ , 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  $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ .

Il valore  $R_d$  si ricava dalla funzione

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

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



### 7.3: 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. Nell'approccio 2 si ha una sola combinazione.

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 (nel caso di fondazioni isolate)
- stabilità globale

NTC 2008 e s.m. in particolare il D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni») - *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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

### 7.4: 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 (NTC 2008 e s.m in particolare il D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$$

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  $E_d$  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.

## 7.5. STATO LIMITE ULTIMO - STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLU-SLE)

Per la determinazione della  $R_d$  si utilizza 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:  $E_d \leq R_d$  dove  $E_d$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa, mentre  $R_d$  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  $R_d$  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

$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin \phi'$  per forma rettangolare

$s_q = 1 + \sin \phi'$  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:

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove  $k_o$  è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2018 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:

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

$g$  accelerazione di gravità.

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

$$a_{max} = SS \cdot ST \cdot a_g$$

SS (effetto di amplificazione stratigrafica):  $0.90 \leq S_s \leq 1.80$ ; è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

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.

**A TITOLO DI PRIMO ORIENTAMENTO SI DANNO INDICAZIONI SU UNA PLATEA IMPOSTATA A CIRCA -1.00 M PER OLTREPASSARE IL TERRENO DI RIPORTO.**

#### **SLU STATO LIMITE ULTIMO**

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE A1+M1+R3

#### **1: CONDIZIONI STATICHE/DINAMICHE**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Pressione limite  $2.91 \text{ Kg/cm}^2$

(si ricorda che questi valori vanno divisi per il coefficiente parziale  $R_3$  che per l'approccio 2 vale 2.3 come indicato Tabella 6.4.I (dell' NTC 2018))

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler  $1.88 \text{ Kg/cm}^3$

Pressione limite  $2.87/2.99 \text{ Kg/cm}^2$

## 7.6 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  $n$ ;  $mv_n$  = 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], si sono ottenuti i cedimenti applicando la formula:

$$\Delta S_n = \Delta P_n \times mv \times H_n$$

TERRENI COESIVI		TORBOSI MOLTO COMPRIMIBILI		TERRENI GRANULARI	
$R_p(\text{kg/cm}^2)$	$\alpha = Mo/R_p$	umidità $W \%$	$\alpha = Mo/R_p$	$R_p(\text{kg/cm}^2)$	$\alpha = Mo/R_p$
$\leq 5$	5.0	$\leq 50\%$	3.0	$\leq 5$	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 su PLATEA che scarica una pressione di esercizio di circa  $0.70 \text{ kg/cm}^2$  si sono ottenuti i seguenti cedimenti:  **$S_{TOT} = 2.98/3.02 \text{ cm}$**

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.

## 8. SISMICITÀ 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 IX 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.

### 8.1 Zone sismogenetiche d'interesse per la sismicità dell'Emilia-Romagna

L'area RAVENNATE risente, seppure marginalmente, anche della sismicità delle zone sismogenetiche limitrofe, quali il settore appenninico e margine appenninico-padano (zona sismogenetica 914 della ZS9), il Mugello (zona 915 della ZS9), il riminese e l'alto Adriatico (zona 917 della ZS9); l'attività sismica dell'area risente, seppure marginalmente, anche della sismicità delle zone sismogenetiche limitrofe, quali il settore appenninico e margine appenninico-padano (zona sismogenetica 914 della ZS9), il Mugello (zona 915 della ZS9), il riminese e l'alto Adriatico (zona 917 della ZS9); l'attività sismica del Mugello è probabilmente legata all'attività di strutture estensionali mentre quella dell'alto Adriatico e del riminese sembra legata alle Pieghe Adriatiche (Pieri & Groppi, 1981).

### 8.2 PERICOLOSITÀ SISMICA DI RIFERIMENTO REGIONALE

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. Per ogni comune sono forniti i valori di

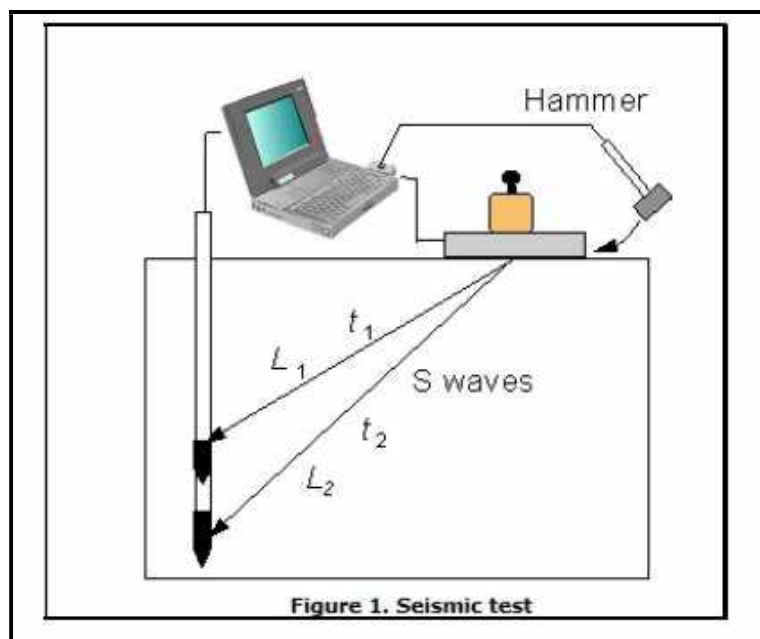
accelerazione massima orizzontale di picco al suolo, cioè per  $T = 0$ , espressa in frazione dell'accelerazione di gravità  $g$  ( $a_{refg}$ ). Per RAVENNA è definita una accelerazione di **0.163**. Gli effetti topografici possono essere trascurati in quanto il sito è ubicato in una ampia area pianeggiante che può essere classificata come appartenente alla **categoria T1**. Per tale categoria si assume quale valore del coefficiente di amplificazione topografica  $ST = 1,0$ .

### 8.3. INDAGINE GEOFISICA

#### 8.3.1 CONO SISMICO

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

I test piezoconici sismici (SCPTU) danno il modulo di taglio a piccoli ceppi (micro). L'apparecchiatura (Figura) è costituita da un cono elettrico standard in cui un piccolo dispositivo elettronico montato nella parte superiore del cono che è in grado di rilevare l'arrivo delle onde di taglio. Questo dispositivo può essere costituito da un accelerometro o da un geofono.



Il test viene eseguito come illustrato nella figura. Le onde di taglio o S vengono generate sulla superficie del terreno colpendo una lastra di acciaio con un martello. La piastra in acciaio deve essere fissata saldamente sulla superficie del terreno con un peso o un



altro metodo. Il martello è collegato elettricamente ad un circuito di innesco nel sistema di acquisizione dati.

Il test sismico viene normalmente effettuato durante le pause di penetrazione del cono per aggiungere nuove lunghezze di asta. Poiché il cono è in profondità  $Z_i$ , la piastra di attacco viene colpita dal martello e il circuito di innesco avvia l'acquisizione dei dati. Un segnale contro il tempo è ottenuto ad ogni profondità di prova  $Z_i$  e corrisponde al tempo di arrivo  $t_i$  dell'onda di taglio. La velocità dell'onda di taglio  $v_s$  tra due profondità successive  $Z_i$  e  $Z_{i+1}$  è data da:

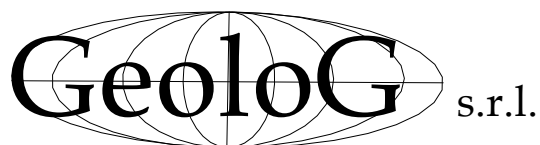
$$v_s = \frac{Z_{i+1} - Z_i}{t_{i+1} - t_i} = \frac{\Delta z}{\Delta t}$$

Il modulo di taglio  $G_{MAX}$  viene quindi calcolato in base alla seguente equazione:

$$G_{max} = \frac{\gamma}{g} \cdot v_s^2$$

dove  $\gamma$  è il peso dell'unità del suolo e  $g$  è l'accelerazione della gravità.

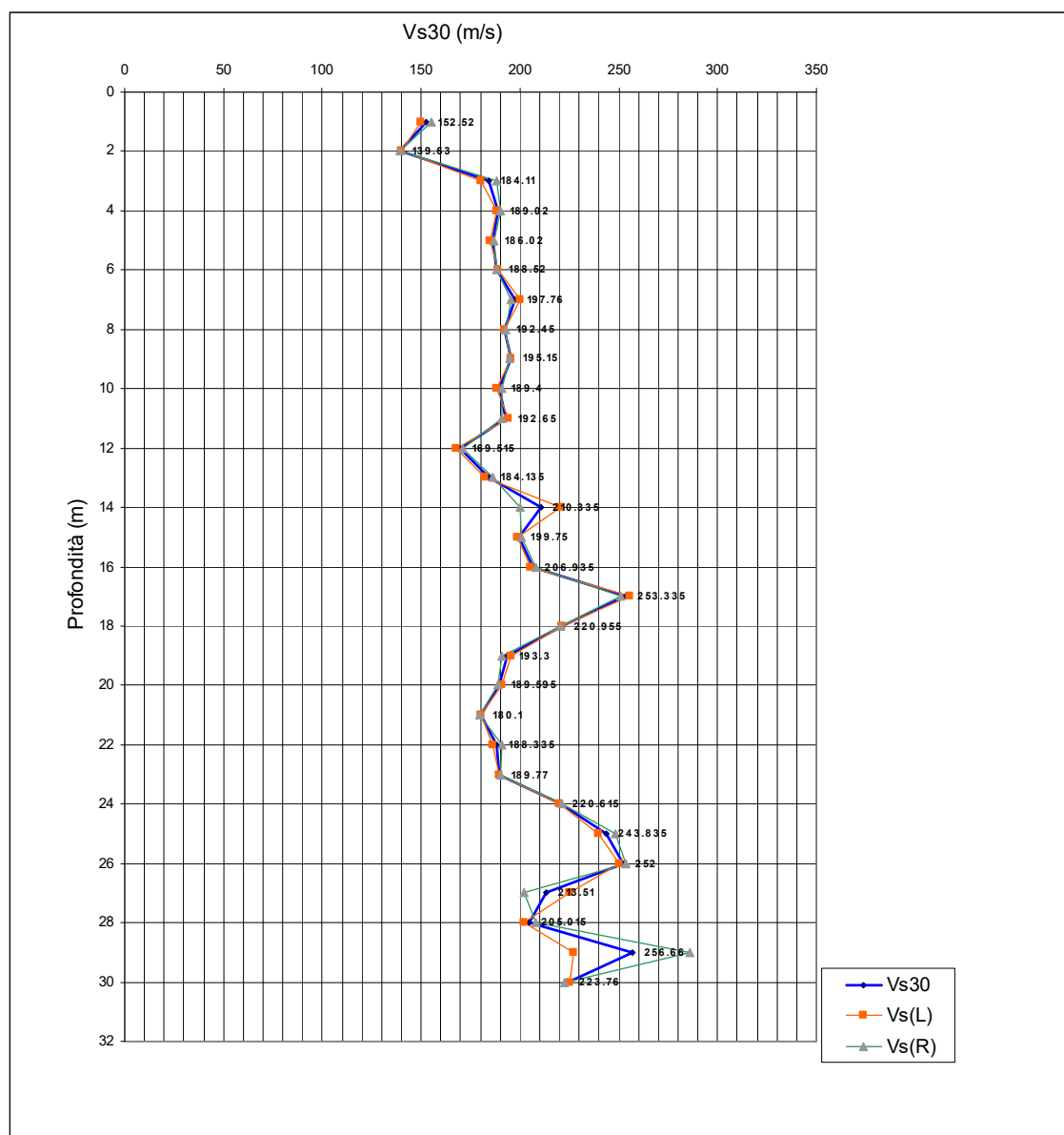
I valori  $G_{MAX}$  di piccola deformazione possono essere corretti nel dominio macrodeformazione, che corrisponde alla maggior parte delle applicazioni di ingegneria geotecnica mediante l'uso di un singolo test di laboratorio o di curve di degradazione teoriche. Si raccomanda di dare più di un colpo di martello ad ogni profondità di prova. Il numero di colpi varia da due a cinque a ogni profondità. SPAS 2009 consente un controllo nella ripetibilità dei segnali dando all'utente la possibilità di includere nell'analisi solo i segnali con buona ripetibilità.



PROVA N	SCPTU 1
DATA	30/08/2021

COMMITTENTE	PROVINCIA DI RAVENNA
LOCALITA'	RAVENNA VIA MARCONI
PROFONDITA' DELLA PROVA	30
PROFONDITA' DELLA FALDA	300
PREFORO	

Depth [m]	Vs [m/s] LEFT	Vs [m/s] RIGHT	Vs [m/s] MEDIA
1	150.02	155.02	152.52
2	140.21	139.05	139.63
3	180.2	188.02	184.11
4	188.02	190.02	189.02
5	185.02	187.02	186.02
6	189.02	188.02	188.52
7	199.87	195.65	197.76
8	191.95	192.95	192.45
9	195.65	194.65	195.15
10	188.02	190.78	189.4
11	194.35	190.95	192.65
12	168.05	170.98	169.515
13	181.95	186.32	184.135
14	220.65	200.02	210.335
15	198.95	200.55	199.75
16	205.55	208.32	206.935
17	255.65	251.02	253.335
18	221.02	220.89	220.955
19	195.65	190.95	193.3
20	190.65	188.54	189.595
21	180.55	179.65	180.1
22	186.02	190.65	188.335
23	189.32	190.22	189.77
24	220.21	221.02	220.615
25	239.65	248.02	243.835
26	250.25	253.75	252
27	225	202.02	213.51
28	202.02	208.01	205.015
29	227.46	285.86	256.66
30	225.02	222.5	223.76
STIMA DELLA Vs	199.53167	201.0473	MEDIA 200.2895



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

Questo valore si è ottenuto dall'indagine ha messo in evidenza una Vs30 equivalente di 200 m/sec

### 8.3.2. MISURA DI H/V

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

- ✓ Esecuzione di una misura di rumore sismico tipo HVSR a stazione singola della durata di 30 minuti, al fine di identificare la (potenziale) frequenza fondamentale del sito e fornire informazioni circa la sequenza sismostratigrafica locale.

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

Nello specifico è stata eseguita un'acquisizione sismica di tipo passivo a stazione singola della durata di 30 minuti, l'acquisizione è stata eseguita utilizzando un geofono triassiale modello "GS ONE LF" Geospace Technologies, cioè una terna calibrata con geofoni da 4,5Hz (frequenza propria), collegata ad un sismografo Pasi a 24 Bit e 24 canali modello "GEA 24". I dati acquisiti sono stati analizzati attraverso il software *HoliSurface®* (*Eliosoft*). Le misure di rumore sismico vengono eseguite al fine di stimare le frequenze del terreno, la frequenza fondamentale di un sito rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica, in quanto fornisce indicazioni relative alle frequenze proprie delle strutture in progetto, le quali dovranno differire da quella di sito, per evitare potenziali effetti di doppia risonanza. Un metodo per stimare tale frequenza è quello di determinare l'HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) secondo la tecnica sviluppata da Nakamura. Tale tecnica si basa sul calcolo dei rapporti spettrali tra la componente orizzontale e quella verticale del segnale registrato (rapporto H/V), e consente di identificare gli spettri e le relative frequenze del terreno e fornire informazioni circa la sequenza sismostratigrafica locale, nell'ipotesi che lo spettro della componente verticale simuli quello di un rumore "bianco". Utilizzando un sistema di acquisizione composto da un sensore a tre componenti (verticale, Est-Ovest e Nord-Sud) e da un convertitore analogico digitale (sismografo), si registrano finestre di rumore ambientale dalle quali è possibile elaborare i rapporti H/V. Tali rapporti presentano un comportamento differente a seconda del sito considerato, il valore della frequenza/e fondamentale (o di risonanza)

dipende da alcune caratteristiche dei litotipi di indagine, tra le più importanti si ricordano lo spessore delle coltri di copertura e i differenti parametri meccanici e sismici che definiscono il contrasto di impedenza tra i litotipi. Infatti, ciascuna sorgente genera un treno d'onde che raggiunge il punto di misura con caratteristiche che dipendono dall'entità delle sollecitazioni nelle componenti orizzontali e verticali del moto e dalle modalità di propagazione fra la sorgente e il sito, in funzione dei fenomeni di riflessione, rifrazione e diffrazione che hanno luogo in corrispondenza delle variazioni stratigrafiche nel sottosuolo. In genere, nel campo di rumore ambientale, saranno presenti sia onde di volume (P e VSH in quantità variabili) che onde superficiali (Love e Rayleigh).

### 8.3.3 RAPPORTI SPETTRALI H/V

Allo scopo di definire gli spettri e le relative frequenze del terreno, il potenziale periodo di risonanza e fornire informazioni circa la sequenza sismostratigrafica locale, al fine di definire il profilo verticale VS nelle porzioni più profonde, è stata effettuata una misurazione di microtremori, utile a identificare inoltre il rapporto H/V. L'asse NS strumentale è stato allineato in direzione parallela alla via Trieste in modo tale da limitare l'effetto del traffico sulla misura. Il computo della direttività relativa alla misura HVSR della durata di 30 minuti viene mostrato nella figura seguente, la quale mostra il "massimo" del rapporto H/V con valori prossimi a 2,4 alle frequenze comprese tra 0,8 ÷ 1,0 Hz circa. Come si può notare tali segnali sono caratterizzati da una certa direzionalità, probabilmente influenzata tra l'altro, dall'effetto della morfologia/stratigrafia del primo sottosuolo.

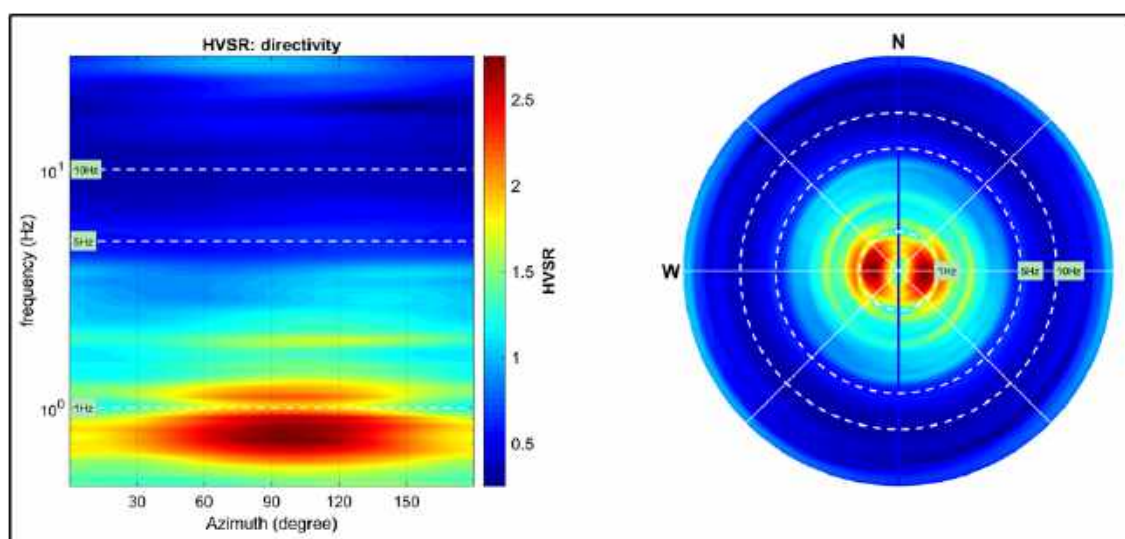


Figura computo della direttività relativa alla HVSR1.

La curva HVSR e gli spettri medi delle tre componenti (NS, EW e verticale) riportate in Figura 2.2, sono state ottenute attraverso l'analisi delle registrazioni acquisite ad una frequenza di 250 Hz e successivamente decimate a 64 Hz, considerando una finestra di larghezza pari a 20 secondi, lisciamento spettrale (smoothing) attraverso finestra triangolare avente ampiezza pari al 10 % della frequenza centrale e rimozione dei transienti sulla serie temporale H/V.

Dall'analisi della curva ottenuta emerge come questa presenti un andamento abbastanza lineare con la presenza di limitati contrasti di impedenza sismica, il picco del rapporto H/V con valore pari a 2,4 è identificato alla frequenza di 0,8 Hz circa, tale andamento con tutta probabilità è legato alla potente coltre alluvionale che sovrasta i depositi delle strutture geologiche profonde contraddistinte da un maggiore contrasto di impedenza.

Il computo dei criteri SESAME (che definiscono la robustezza statistica della curva HVSR) relativi al massimo della curva HVSR prossimo a 0,8 Hz e riferiti all'intervallo di frequenze comprese tra 0,5 ÷ 20 Hz sono riportati di seguito.

#### Criteri SESAME (peak 0,8 Hz)

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

Max frequency (Hz): 0.8 ( $\pm 0.3$ )

Max HVSR value: 2.4 ( $\pm 0.6$ )

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

#1. [ $f_0 > 10/Lw$ ]:  $1.3 > 0.5$  (OK)

#2. [ $nc > 200$ ]:  $2026 > 200$  (OK)

#3. [ $f_0 > 0.5\text{Hz}$ ;  $\sigma_A(f) < 2$  for  $0.5f_0 < f < 2f_0$ ] (OK)

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

#1. [exists f- in the range [ $f_0/4, f_0$ ] |  $AH/V(f_-) < A_0/2$ ]: (OK)

#2. [exists f+ in the range [ $f_0, 4f_0$ ] |  $AH/V(f_+) < A_0/2$ ]: yes, at frequency 3.0Hz (OK)

#3. [ $A_0 > 2$ ]:  $2.5 > 2$  (OK)

#4. [ $f_{\text{peak}}[A_h/v(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$ ]: (NO)

#5. [ $\sigma_{\text{maf}} < \epsilon(f_0)$ ]:  $0.502 > 0.125$  (NO)

#6. [ $\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$ ]:  $0.323 < 1.78$  (OK)

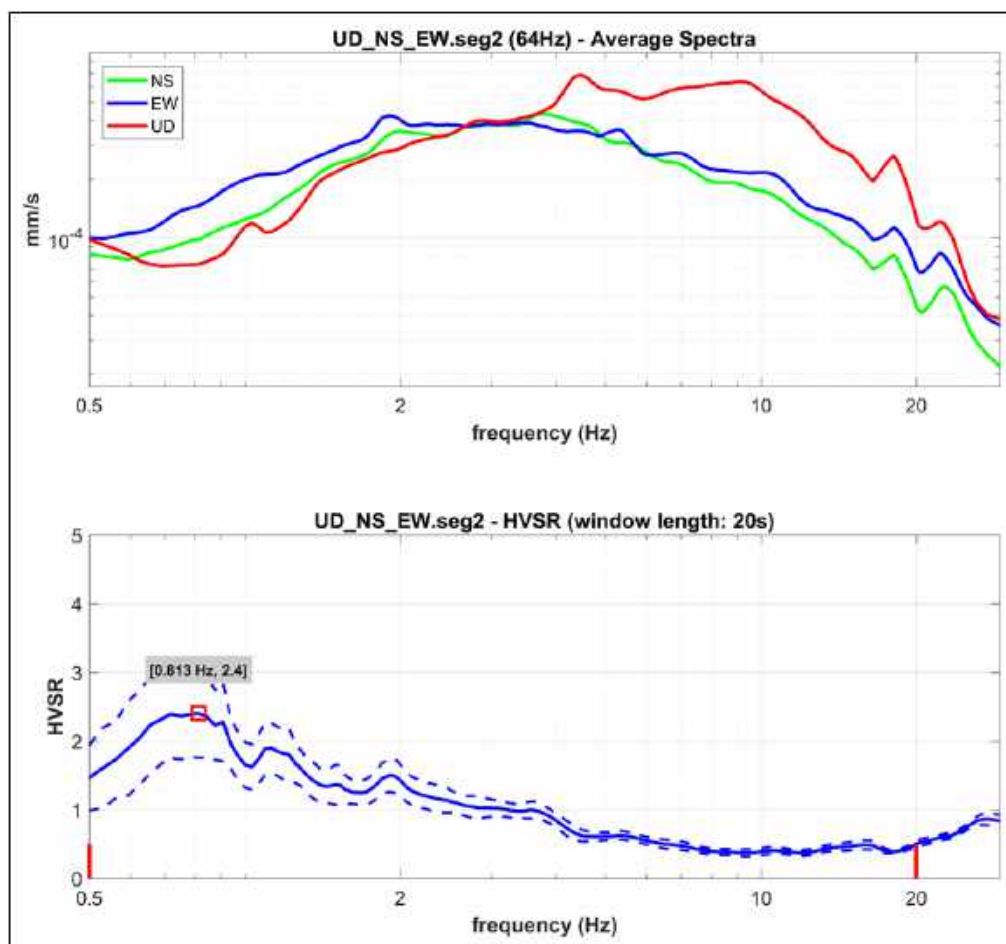


Figura : spettri medi delle tre componenti (NS, EW e verticale) e curva HVSR.

Sebbene dal punto di vista formale non siano soddisfatti i 5 criteri su 6 (suggeriti dai criteri SESAME), è comunque utile indicare come il massimo del rapporto H/V sia prossimo a 0,8 Hz. Valori del rapporto H/V compresi tra  $1 \div 3$  rappresentano contrasti significativi sul piano sismologico, ma meno importanti dal punto di vista degli effetti attesi (contrasto basso).

La figura 2.3 riportata di seguito mostra il computo della funzione di coerenza sulle tre componenti acquisite, tale funzione è esprimibile ("semplificando") come indice della bontà dell'andamento della curva HVSR misurata nell'intervallo di frequenze considerato, soprattutto in riferimento a possibili segnali (rumore) di origine antropica.

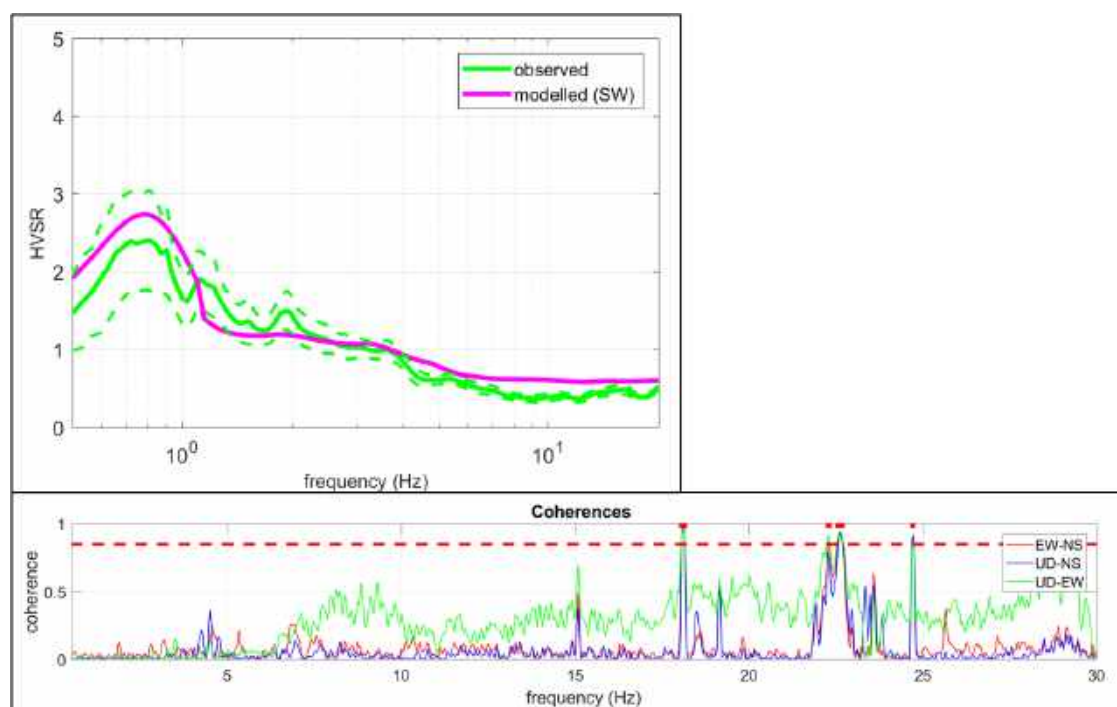


Figura : curva H/V misurata e modellata in alto, computo della coerenza dei segnali acquisiti in basso.

La curva H/V è stata invertita creando una serie di modelli sintetici elaborati sulla base delle risultanze stratigrafiche rilevate dalla prova CPT spinta sino alla profondità di 15 m da pc, eseguita direttamente nel sito. Tali modelli contemplano la propagazione delle onde di Rayleigh e di Love (primi 6 modi – caso viscoelastico) nel modo fondamentale in sistemi multistrato (e.g., Fah et al., 2001; Bonnefoy-Claudet et al., 2008), sino a validare il modello teorico che meglio approssima le curve sperimentali, considerando l'andamento e il suo "massimo" rilevato.

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

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

$$Vs30 = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{Vs_i}}$$



dove:

$h_i$  è lo spessore (in metri) dell' $i$ -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità

$V_i$  è la velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato

$N$  è il numero di strati di terreni compresi nei primi 30 m di profondità.

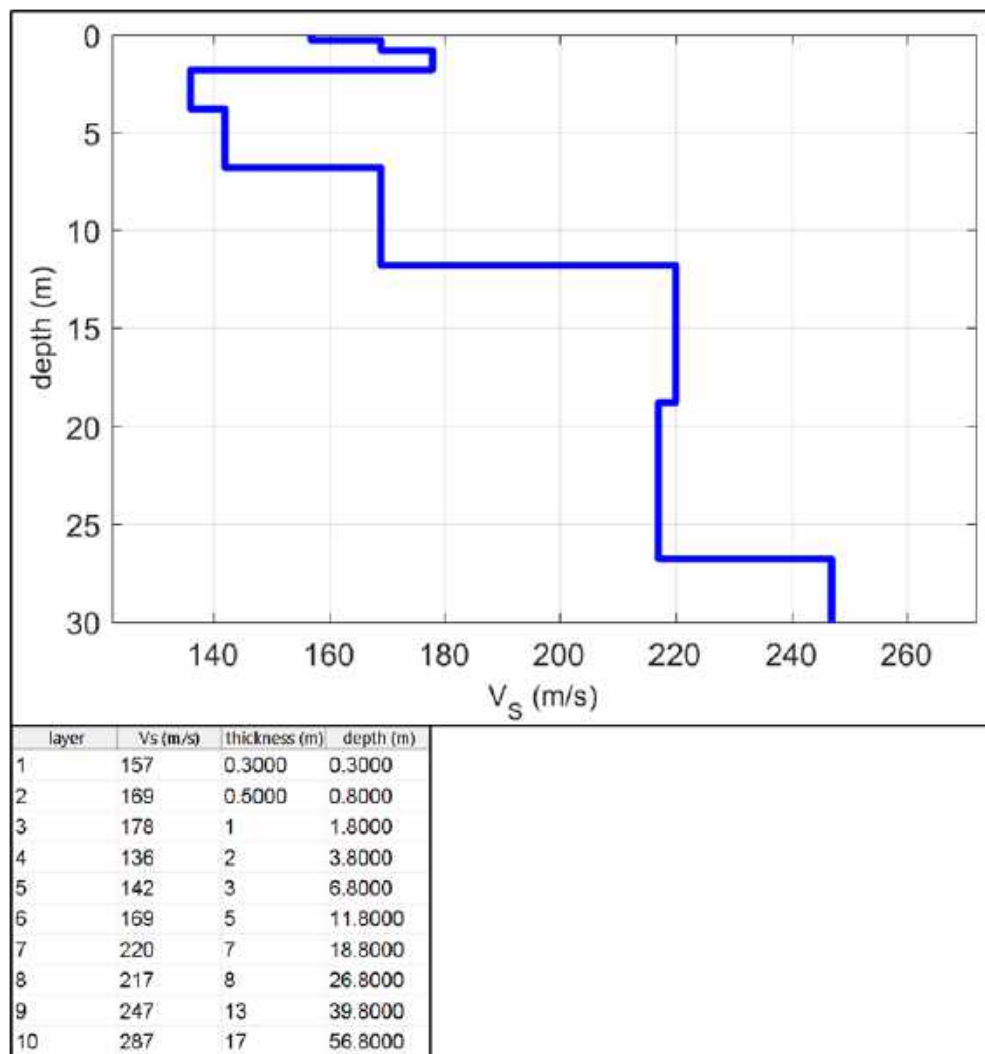
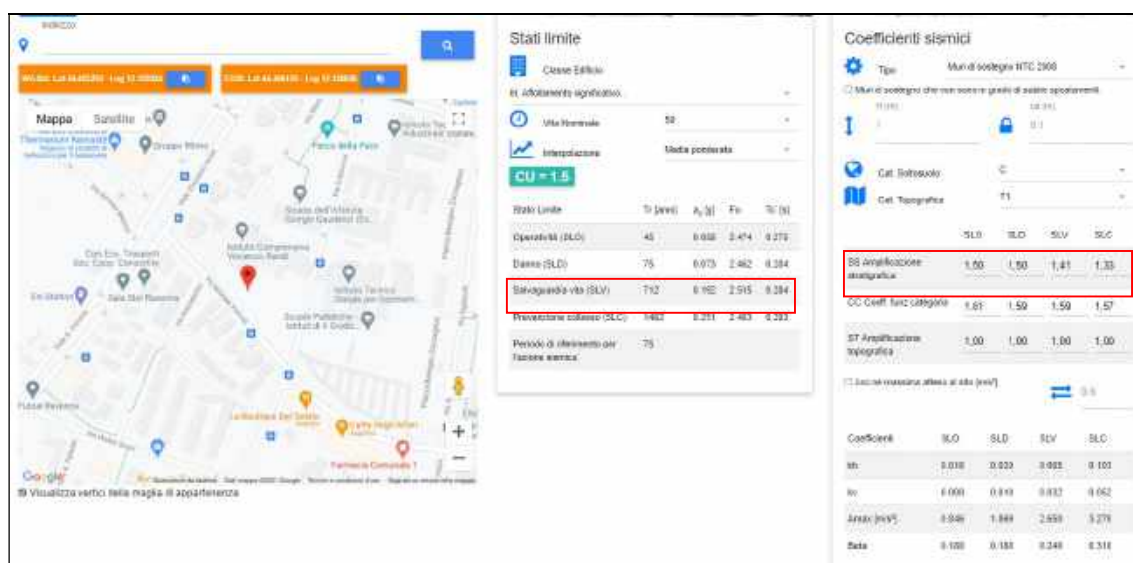


Figura : andamento profilo di velocità Vs stimato

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

Questo valore si è ottenuto dall'indagine ha messo in evidenza una  $V_{s30}$  equivalente di 195 m/sec

## PARAMETRI SISMICI CLASSE D'USO 3



$$A_{max} = a_g * ss = 0.193 * 1.41 = 0.27$$

L'attribuzione alla Zona sismica 3, in cui RAVENNA è stato inserito nella OPCM 3274/2003, in cui l'area comunale è entrata a far parte delle aree definite a “rischio sismico” ed inserita in zona 3; la nuova 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 Regione Emilia Romagna ha emanato “L’Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell’art. 16, c. 1, della L. R. 20/2000 per “Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica”. In queste linee di indirizzo si danno i valori di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo, cioè per  $T = 0$ , espressa in frazione dell’accelerazione di gravità  $g$  ( $a_{refg}$ ), per ogni comune della regione.

**Per RAVENNA si è data una accelerazione di 0.163.**

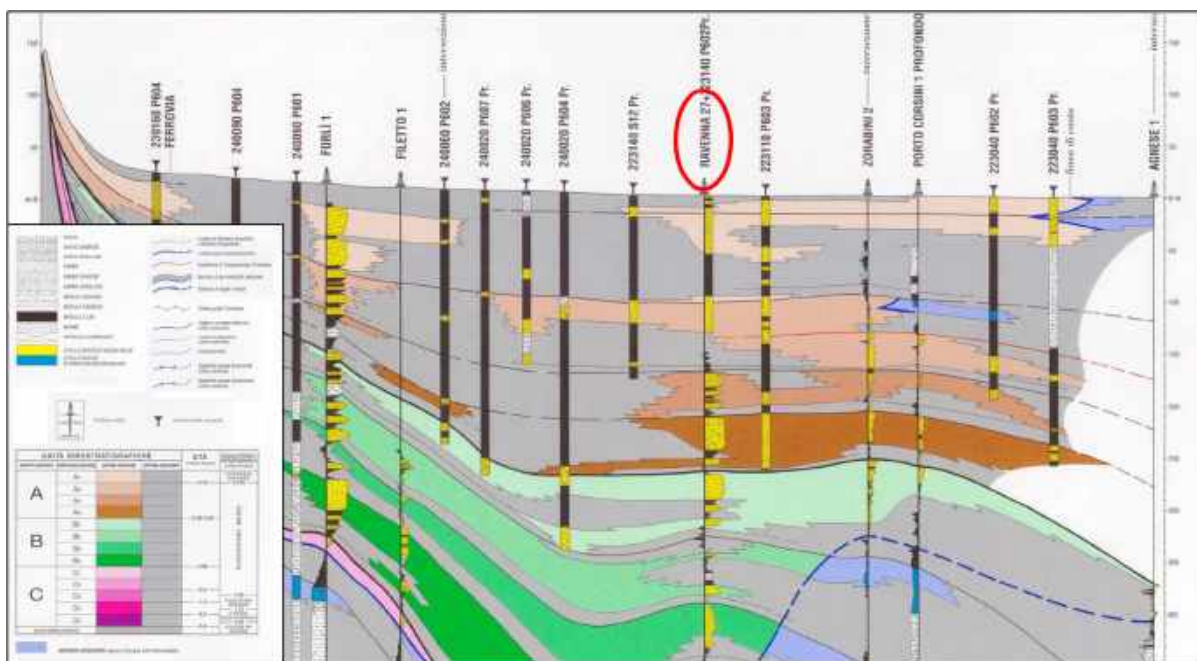
Si fa inoltre presente che tutto il territorio comunale ricade all’interno della zona sismogenetica 912 infatti si può affermare che l’area in esame è fuori dalla Dorsale Ferrarese, e dunque non è sede epicentrale di eventi sismici.

**La Magnitudo di riferimento di questa area sismo genetica è pari a 6.14.**

## 9. RISPOSTA SISMICA LOCALE

Per la definizione della successione stratigrafica e i relativi parametri sismici principali il supporto conoscitivo per quanto riguarda il sottosuolo meno profondo è stato fornito dai dati presenti nello studio geologico e geotecnico di repertorio fornito dalla committenza, integrato dai dati ricavati dalla prova CPTU e dall'indagine HVSR, eseguite nell'ambito del presente studio.

Nel dettaglio la successione stratigrafica entro i primi 10 m circa è costituita principalmente da terreni a tessitura fine, rappresentati da argille limose e limi più o meno argillosi coesivi, localmente sono presenti intercalazioni da centimetriche a decimetriche di terreni organici. Oltre tale limite la successione sino a circa 30 m di profondità è costituita principalmente da sedimenti a tessitura granulare, talora intercalati a livelli da centimetrici localmente metrici di sedimenti a tessitura fine.



Stralcio sezione stratigrafica n. 029, con identificazione area di indagine (Cartografia geologica della regione Emilia Romagna - SGSS).

Per la modellazione stratigrafica profonda si sono considerati i dati di sottosuolo estrapolabili dalla cartografia geologica regionale e dalla banca dati del SGSS della Regione Emilia-Romagna, relativi alle prove geognostiche/pozzi e alle sezioni geologiche profonde di concerto con gli esiti delle registrazioni HVSR.

Nel dettaglio per la modellazione profonda sono stati considerati in particolare i dati di sondaggi geognostici e pozzi eseguiti per la captazione di acque sotterranee, identificati

rispettivamente dalle sigle 223150 P412; P435A; P610; P613 realizzati in aree prossime al sito in studio. Tali informazioni sono state integrate dai dati desunti dalla Cartografia Geologica della Regione Emilia-Romagna fornite dal Servizio Geologico Sismico e dei Suoli, in particolare la Sezione n. 029 “Forlì – Portocorsini”.

Secondo tale cartografia l’ambito oggetto di studio appartiene l’appartenenza al Sintema emiliano romagnolo Superiore (AES) nel dettaglio all’Unità di Modena (AES8a), costituita da argille limose alternate a sabbie limoso argillose di piana alluvionale.

Dall’analisi di questi ultimi di concerto alle registrazioni HVSR, le quali hanno consentito la stima di un modello profondo di distribuzione delle velocità delle onde sismiche di taglio ( $V_s$ ), emerge come oltre 30 m di profondità siano presenti potenti alternanze di depositi di terreni a tessitura granulare talora molto addensati e depositi a tessitura fine argillosi e argilloso limosi che sfumano in un bedrock sismico (secondo la definizione classica  $V_s > 800$  m/s) localizzato a profondità elevate prossime a  $300 \div 350$  m circa. Le misure H/V non indicano evidenti contrasti di impedenza tra le interfacce dei depositi di terreno nel sito investigato., in relazione a tali informazioni occorre precisare come la presente modellazione tiene in considerazione i primi 150 m di profondità, considerando il tetto degli orizzonti sabbiosi, ghiaiosi pleistocenici come una superficie di contrasto di velocità importante [“pseudo bedrock sismico”] (Dott. L. Martelli – Seminario Terreno e Terremoto: dalla conoscenza del fenomeno alla riduzione del rischio – Bologna 5/11/2018).

### **.9.1 MODELLAZIONE NUMERICA DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE**

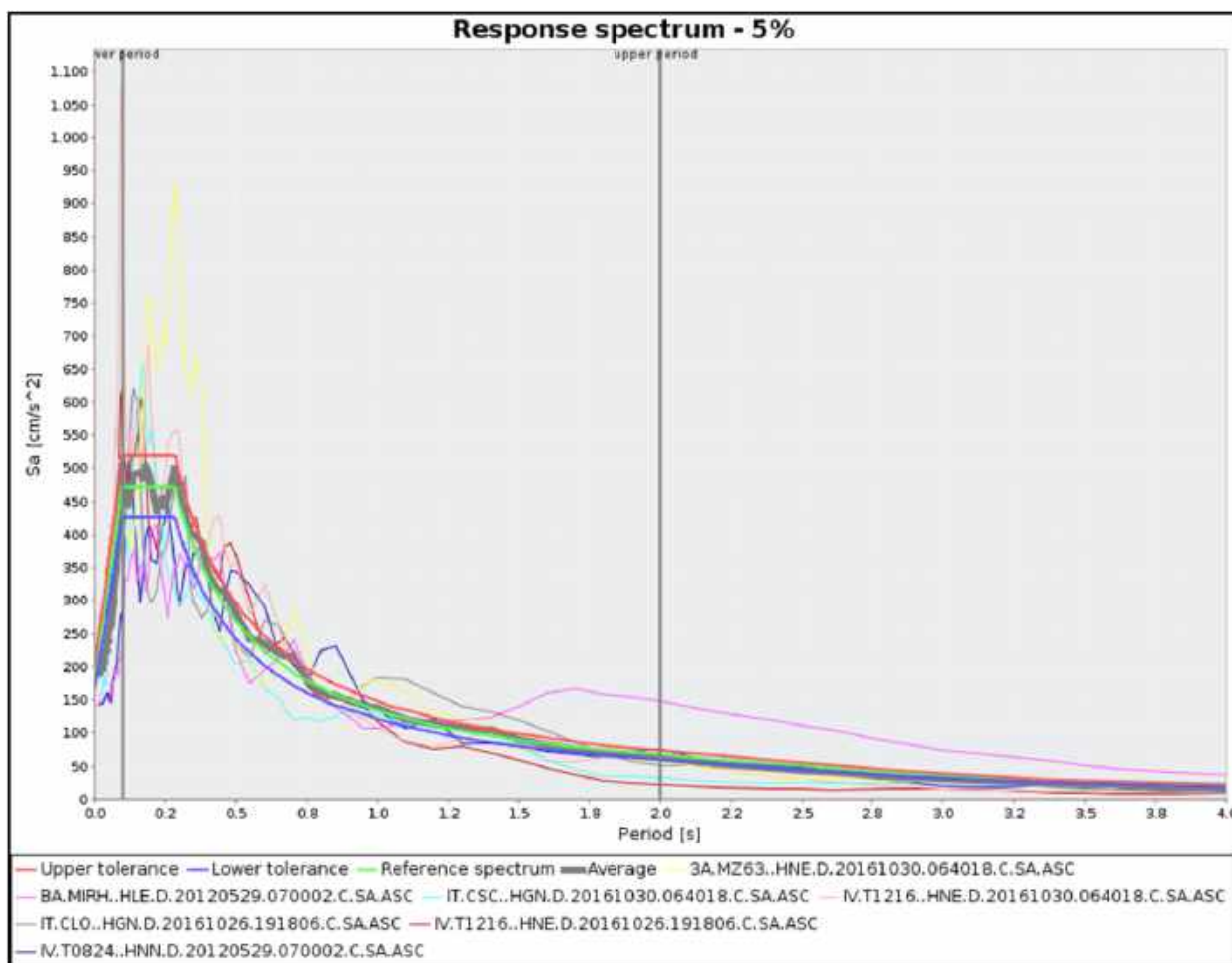
In relazione alle caratteristiche geologico sismiche che caratterizzano il sito oggetto di studio è stato elaborato un modello numerico di risposta sismica locale (RSL) secondo l'approccio analitico lineare equivalente (tensioni totali) attraverso il software RSL III 2022 (Gestru software) utilizzando il codice di calcolo SHAKE 91 (Schnabel et al. 1972, Idriss e Sun 1992). Il programma permette di calcolare la risposta sismica di un deposito stratificato orizzontalmente, a comportamento visco-elastico lineare, poggiante su di un bedrock deformabile a superficie orizzontale, soggetto alla propagazione verticale di onde di taglio ( $V_sH$ ). Il codice implementato opera nel dominio delle frequenze ed è in grado di eseguire una sequenza di analisi lineari complete, con l'aggiornamento successivo dei parametri di rigidità e smorzamento in funzione delle caratteristiche della colonna litologica.

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

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

Il processo di analisi viene articolato nelle seguenti fasi:

- I. Scelta degli input sismici (accelerogrammi) di riferimento, così come definito dal Capitolo 3.2.3.6 delle NTC 2018, nel presente studio sono state impiegate storie temporali del moto del terreno naturali. Per la selezione delle storie temporali di input è stato utilizzato il software REXEL Lite - Iervolino I., Galasso C., Paolucci R., Pacor F. (2011), nel dettaglio European strong motion database, Working Group ESM (2015). Il software permette di ottenere l'input sismico da utilizzare per analisi dinamiche non lineari, per un qualsiasi sito del territorio italiano, nel caso specifico per il periodo di ritorno di 712 anni. L'input sismico è definito in termini di un gruppo di sette accelerogrammi reali, registrati su roccia, spettro-compatibili in media agli spettri di normativa definiti nelle NTC 2018. Tali accelerogrammi possono essere usati direttamente per analisi di sistemi strutturali o geotecnici posti su terreno roccioso, o come input per analisi di risposta sismica locale in caso di terreno non roccioso. [- Iervolino I., Galasso C., Paolucci R., Pacor F. (2011), Engineering ground motion record selection in the Italian ACcelerometric Archive].

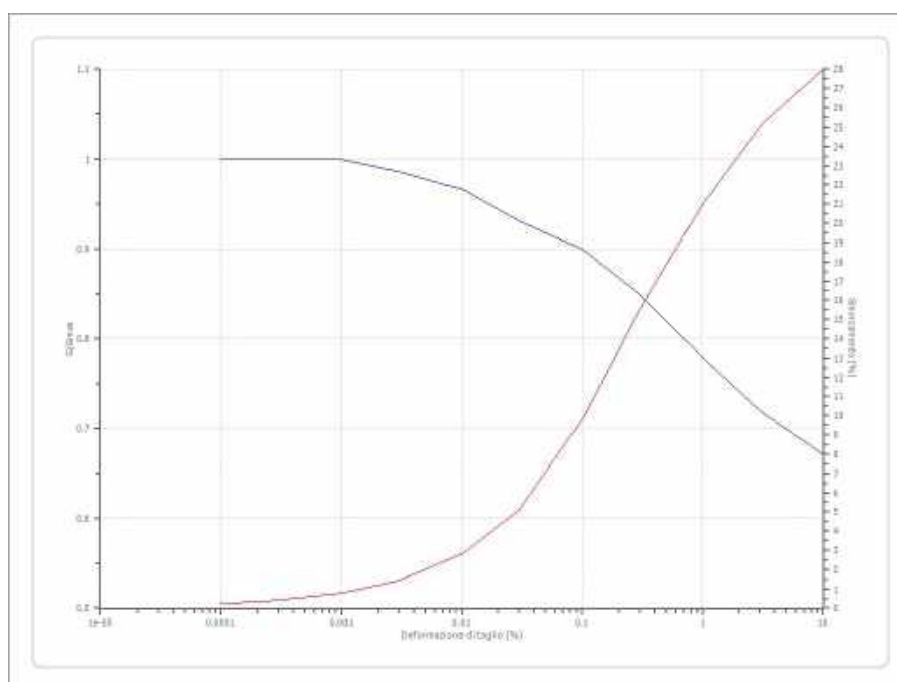


Spettri di risposta degli accelerogrammi selezionati, con le rispettive sigle identificative.

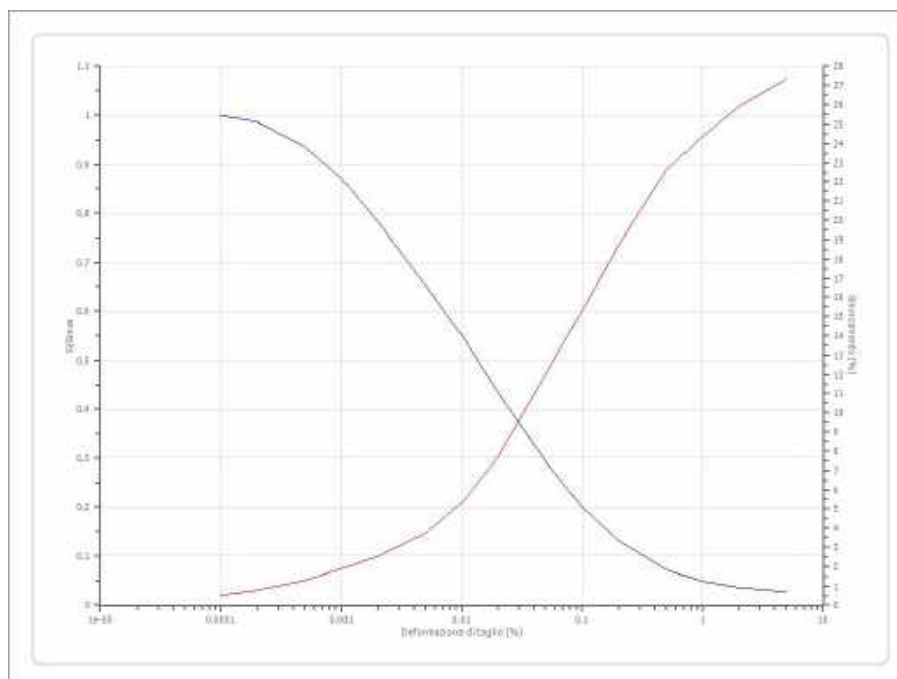
La figura riporta gli spettri di risposta delle 7 storie temporali selezionate, le quali contemplano lo spettro di risposta per una categoria di sottosuolo tipo A e una Classe D'uso 3 e considerando uno smorzamento del 5%. Le analisi di risposta sismica locale in oggetto fanno riferimento ad un input sismico relativo ad un periodo di ritorno di 712 anni.

- II. Definizione del modello sismostratigrafico locale, in tal senso risulta necessario definire: numero e spessore degli strati di sottosuolo, profondità del bedrock sismico, proprietà elastiche per ogni strato ( $V_s$  e modulo di taglio dinamico massimo), leggi di variazione normalizzata di  $G$  e rapporti di smorzamento  $D$  per ogni strato. Il supporto conoscitivo, per quanto riguarda il sottosuolo meno profondo è stato fornito dagli esiti delle indagini geognostiche e sismiche eseguite nel sito di studio (prove CPTU, distribuzione delle  $V_s$  rapporti di amplificazione spettrale  $H/V$ ). Per la modellazione sismostratigrafica profonda si

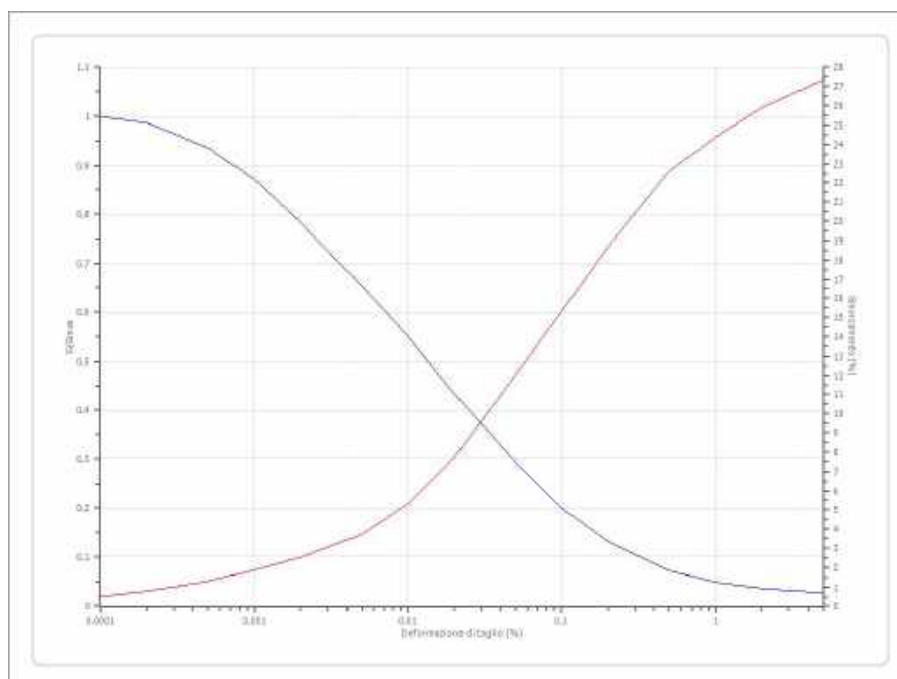
sono considerati i dati di sottosuolo estrapolabili dai dati bibliografici di repertorio e dagli esiti delle registrazioni HVSR (vedi report in allegato). Nel dettaglio il comportamento non lineare del terreno viene simulato attraverso un'analisi lineare equivalente, il modulo di taglio  $G$  e il fattore di smorzamento  $D$  vengono fatti dipendere dal livello della deformazione tangenziale  $\gamma$  indotta dalle sollecitazioni sismiche. In assenza di dati ricavabili da campioni di sedimenti prelevati direttamente nel sito, per la selezione delle curve  $G-\gamma$  ( $G/G_0$ ) e  $D-\gamma$ , si sono adottati modelli disponibili in letteratura in parte già implementati nel software, in particolare sono stati impiegati gli esiti delle curve di decadimento per i depositi argillosi di Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989), per i depositi sabbiosi sono state impiegate le curve di Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970), mentre per il substrato sono state implementate le curve di Seed et al. (1986) Gravel.



curve di decadimento del modulo  $G$  normalizzate e curve di incremento del damping  $D$ , Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989).



curve di decadimento del modulo  $G$  normalizzate e curve di incremento del damping  $D$ , Seed et al. (1986) Gravel.



curve di decadimento del modulo  $G$  normalizzate e curve di incremento del damping  $D$ , I Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970).

Di seguito si riporta il profilo sismostratigrafico locale, nel dettaglio secondo quanto riportato nel Cap. 11.3.1.2.1 della Circolare esplicativa allegata alle NTC, la campagna d'indagine deve essere forzatamente spinta sino a giungere ad un substrato sismico ( $V_s > 800$  m/s o al limite, per valori non inferiori a 700 m/s). A tal proposito occorre



precisare come nel presente studio, sia stato individuato come bedrock sismico un livello di materiali a tessitura granulare medio grossolani, che nel sito in oggetto si dovrebbe sviluppare a profondità prossima a  $100/150 \div 200$  m circa da piano campagna, compatibile tra l'altro con un contrasto di impedenza sismica ( $0,9 \div 1,1$  Hz circa) . Pertanto, in corrispondenza di tale contrasto di impedenza è stato assegnato il sismostrato di base, occorre precisare come tale scelta tiene in considerazione che l'analisi RSL 1D per profondità superiori ai 100 m tende comunque ad una sottostima dell'azione sismica, poiché, a meno che nei livelli superficiali sussistano contrasti di rigidità e spessori non trascurabili, prevalgono fenomeni dissipativi a quelli amplificativi.

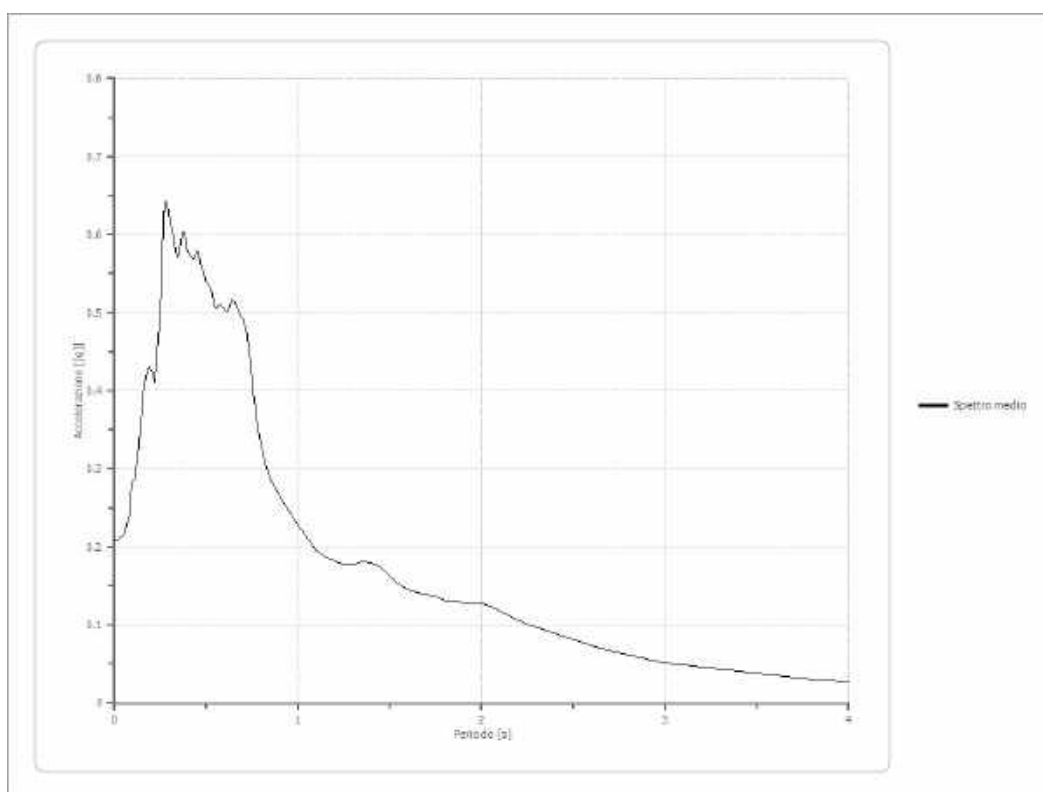
Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Terreno	Gmax [MPa]	Peso unità vol. [kN/m³]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
Terreno limoso argilloso con inclusi frammenti di laterizi	--	1.0	Smorzamento costante	61.87	21.0	170.0	5.6
Tessitura fine prevalente	1.0	3.5	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	48.15	18.0	162.0	42.7
Tessitura fine prevalente, probabili terreni organici	4.5	6.5	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	31.58	17.0	135.0	97.6
Tessitura granulare prevalente	11.0	4.0	Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970)	68.28	20.0	183.0	141.3
Tessitura granulare prevalente	15.0	5.0	Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970)	130.60	21.0	247.0	189.7
Tessitura fine prevalente	20.0	5.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	101.33	18.0	235.0	238.1
Terreni a tessitura granulare prevalente	25.0	5.0	Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970)	164.25	21.0	277.0	286.6
Terreni a tessitura fine prevalente	30.0	5.0	Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970)	166.24	18.0	301.0	335.0
Terreni a tessitura fine prevalente	35.0	35.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	272.36	19.0	375.0	516.3
Terreni a tessitura granulare prevalente	70.0	30.0	Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970)	344.22	21.0	401.0	845.0
	100.0	50.0	Seed et al. (1986) Gravel	454.13	22.0	450.0	1317.6
	oo	--	Smorzamento costante	807.34	22.0	600.0	1622.3

Di seguito si riportano gli esiti ricavati dalla modellazione della risposta sismica locale espressi come:

- ✓ Spettro medio di risposta elastico (in accelerazione e D pari al 5%) - SLV;
- ✓ Spettro normalizzato/regolarizzato di risposta elastico [“normalizzazione attraverso le differenze ai minimi quadrati”] - SLV;
- ✓ Confronto tra gli spettri;
- ✓ Confronto spettro normativa;
- ✓ Parametri spettro normalizzato;
- ✓ Fattori di amplificazione calcolati secondo ICMS 2018

Lo spettro medio di risposta elastico e quello normalizzato vengono riportati anche in formato .csv in allegato alla relazione.

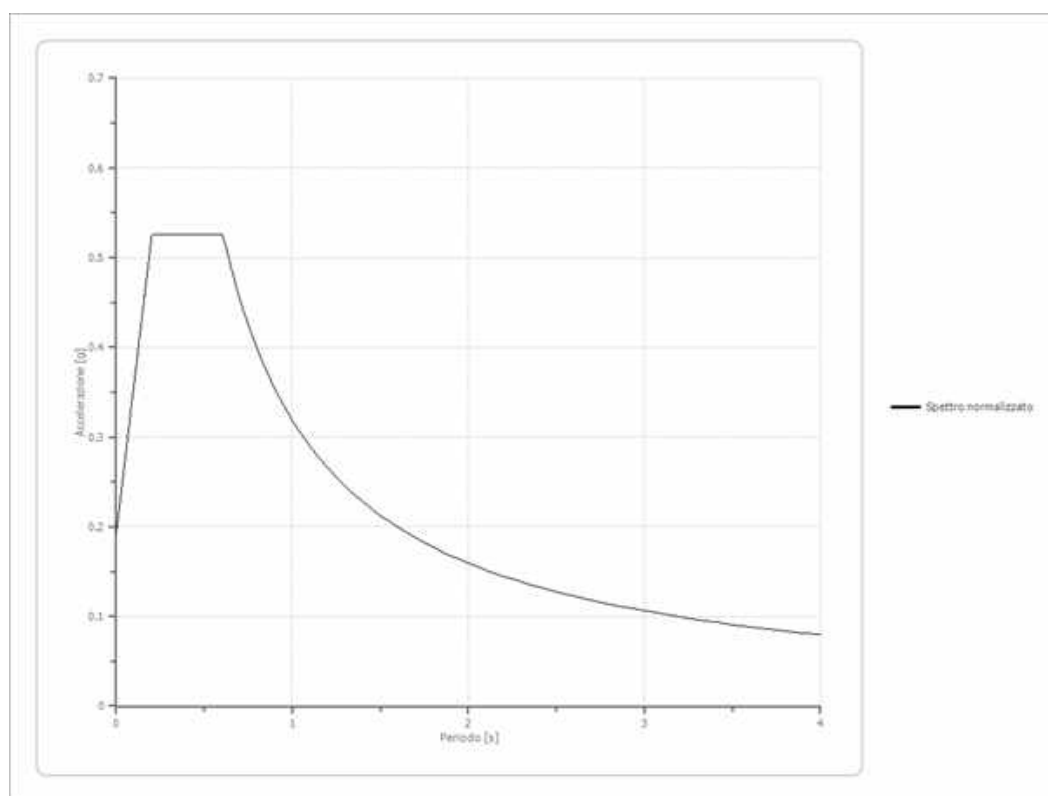
*Spettro medio di risposta elastico.*



*Spettro medio di risposta elastico ricavato dallo studio della RSL (CU: III - SLV).*

Periodo [s]	Accelerazion e [g]	Periodo [s]	Accelerazion e [g]	Periodo [s]	Accelerazion e [g]	Periodo [s]	Accelerazion e [g]	Periodo [s]	Accelerazion e [g]
0.00	0.2092	0.26	0.5655	0.52	0.5348	0.98	0.2351	2.25	0.1006
0.01	0.2092	0.27	0.6294	0.53	0.5286	1.00	0.2281	2.30	0.0972
0.02	0.2099	0.28	0.6427	0.54	0.5158	1.05	0.2124	2.35	0.0935
0.03	0.2112	0.29	0.6378	0.55	0.5052	1.10	0.1946	2.40	0.0894
0.04	0.2132	0.30	0.6174	0.56	0.5067	1.15	0.1878	2.50	0.0806
0.05	0.2153	0.31	0.6100	0.57	0.5110	1.20	0.1825	2.60	0.0733
0.06	0.2207	0.32	0.6015	0.58	0.5111	1.25	0.1769	2.70	0.0666
0.07	0.2321	0.33	0.5859	0.60	0.5032	1.30	0.1766	2.80	0.0611
0.08	0.2379	0.34	0.5702	0.62	0.5019	1.35	0.1809	2.90	0.0560
0.09	0.2709	0.35	0.5736	0.64	0.5168	1.40	0.1799	3.00	0.0517
0.10	0.2839	0.36	0.5860	0.66	0.5115	1.45	0.1737	3.10	0.0483
0.11	0.2872	0.37	0.6037	0.68	0.5004	1.50	0.1626	3.20	0.0454
0.12	0.3036	0.38	0.6042	0.70	0.4924	1.55	0.1518	3.30	0.0431
0.13	0.3224	0.39	0.5933	0.72	0.4749	1.60	0.1453	3.40	0.0410
0.14	0.3523	0.40	0.5789	0.74	0.4397	1.65	0.1417	3.50	0.0385
0.15	0.3719	0.41	0.5741	0.76	0.3943	1.70	0.1390	3.60	0.0356
0.16	0.4027	0.42	0.5720	0.78	0.3542	1.75	0.1358	3.70	0.0328
0.17	0.4135	0.43	0.5678	0.80	0.3305	1.80	0.1316	3.80	0.0304
0.18	0.4241	0.44	0.5717	0.82	0.3088	1.85	0.1305	3.90	0.0286
0.19	0.4312	0.45	0.5797	0.84	0.2929	1.90	0.1288	4.00	0.0267
0.20	0.4273	0.46	0.5779	0.86	0.2832	1.95	0.1274		
0.21	0.4195	0.47	0.5615	0.88	0.2730	2.00	0.1264		
0.22	0.4110	0.48	0.5548	0.90	0.2644	2.05	0.1241		
0.23	0.4360	0.49	0.5488	0.92	0.2579	2.10	0.1184		
0.24	0.4705	0.50	0.5400	0.94	0.2495	2.15	0.1116		
0.25	0.4940	0.51	0.5357	0.96	0.2428	2.20	0.1058		

*Spettro normalizzato di risposta elastico.*



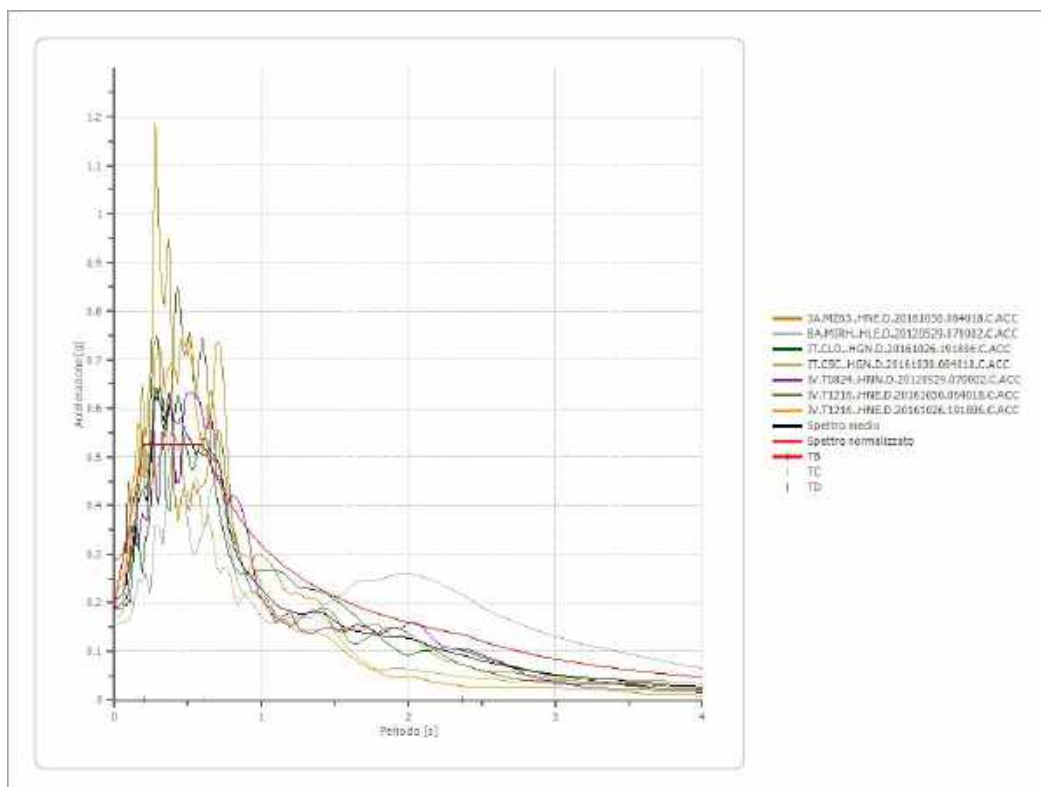
: Spettro normalizzato di risposta elastico ricavato dallo studio della RSL (CU: III - SLV).

Periodo [s]	Accelerazion e [g]	Periodo [s]	Accelerazion e [g]	Periodo [s]	Accelerazion e [g]	Periodo [s]	Accelerazion e [g]	Periodo [s]	Accelerazion e [g]
0.00	0.1926	0.26	0.5264	0.52	0.5264	0.98	0.3253	2.25	0.1417
0.01	0.2092	0.27	0.5264	0.53	0.5264	1.00	0.3188	2.30	0.1386
0.02	0.2257	0.28	0.5264	0.54	0.5264	1.05	0.3036	2.35	0.1356
0.03	0.2422	0.29	0.5264	0.55	0.5264	1.10	0.2898	2.40	0.1328
0.04	0.2587	0.30	0.5264	0.56	0.5264	1.15	0.2772	2.50	0.1275
0.05	0.2753	0.31	0.5264	0.57	0.5264	1.20	0.2656	2.60	0.1226
0.06	0.2918	0.32	0.5264	0.58	0.5264	1.25	0.2550	2.70	0.1181
0.07	0.3083	0.33	0.5264	0.60	0.5264	1.30	0.2452	2.80	0.1138
0.08	0.3249	0.34	0.5264	0.62	0.5142	1.35	0.2361	2.90	0.1099
0.09	0.3414	0.35	0.5264	0.64	0.4981	1.40	0.2277	3.00	0.1063
0.10	0.3579	0.36	0.5264	0.66	0.4830	1.45	0.2198	3.10	0.1028
0.11	0.3745	0.37	0.5264	0.68	0.4688	1.50	0.2125	3.20	0.0996
0.12	0.3910	0.38	0.5264	0.70	0.4554	1.55	0.2057	3.30	0.0966
0.13	0.4075	0.39	0.5264	0.72	0.4427	1.60	0.1992	3.40	0.0938
0.14	0.4241	0.40	0.5264	0.74	0.4308	1.65	0.1932	3.50	0.0911
0.15	0.4406	0.41	0.5264	0.76	0.4194	1.70	0.1875	3.60	0.0885
0.16	0.4571	0.42	0.5264	0.78	0.4087	1.75	0.1822	3.70	0.0862
0.17	0.4737	0.43	0.5264	0.80	0.3985	1.80	0.1771	3.80	0.0839
0.18	0.4902	0.44	0.5264	0.82	0.3888	1.85	0.1723	3.90	0.0817
0.19	0.5067	0.45	0.5264	0.84	0.3795	1.90	0.1678	4.00	0.0797
0.20	0.5232	0.46	0.5264	0.86	0.3707	1.95	0.1635		
0.21	0.5264	0.47	0.5264	0.88	0.3622	2.00	0.1594		
0.22	0.5264	0.48	0.5264	0.90	0.3542	2.05	0.1555		
0.23	0.5264	0.49	0.5264	0.92	0.3465	2.10	0.1518		
0.24	0.5264	0.50	0.5264	0.94	0.3391	2.15	0.1483		
0.25	0.5264	0.51	0.5264	0.96	0.3321	2.20	0.1449		

*Parametri spettro normalizzato ricavato da RSL (SLV).*

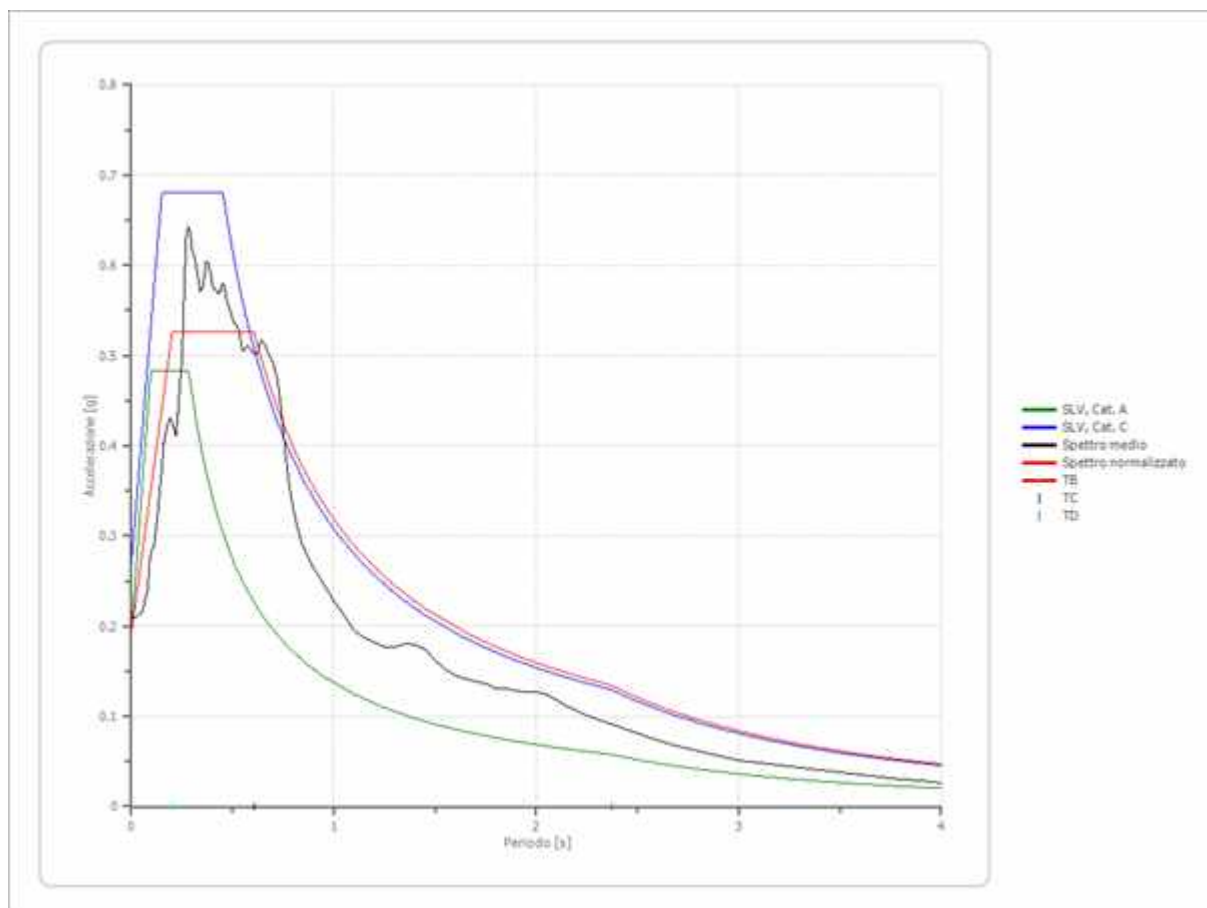
Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]	S
0.193	2.732523	--	0.202	0.606	2.370	0.193	0.526	1.003

*Confronto tra gli spettri elastici modellati.*



confronto spettri elastici modellati ricavati dallo studio della RSL (SLV).

Confronto tra lo spettro elastico normalizzato ricavato da RSL (CU: III - SLV) e spettri di normativa per sottosuolo di tipo C e A.

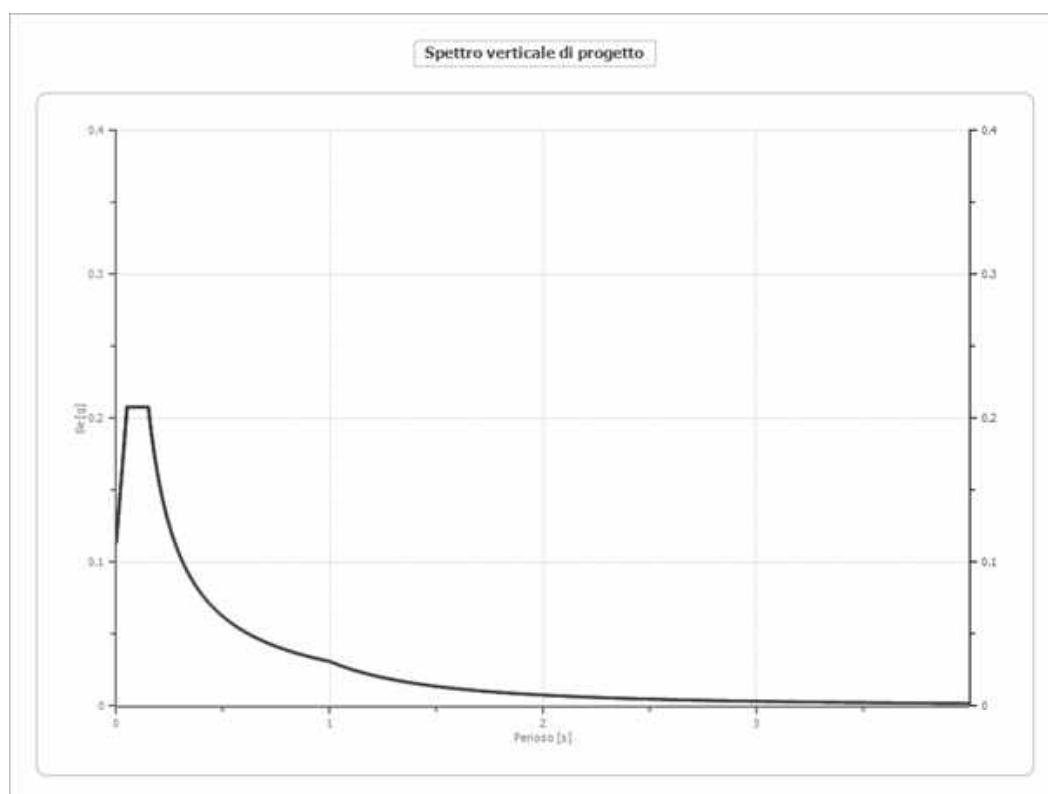


*Spettro normalizzato di risposta elastico ricavato dallo studio della RSL (SLV) a confronto con gli spettri proposti dalla NTC 2018, considerando sottosuoli tipo C e A.*

Di seguito si riportano le caratteristiche spettrali, proposte dalle Norme Tecniche per le costruzioni per le categorie di sottosuolo A e C.

	Operatività SLO Cat. A	Danno SLD Cat. A	Salvaguardia vita SLV Cat. A	Prev. collasso SLC Cat. A	Operatività SLO Cat. C	Danno SLD Cat. C	Salvaguardia vita SLV Cat. C	Prev. collasso SLC Cat. C
Tr [anni]	45	75	712	1462	45	75	712	1462
ag [g]	0.058	0.073	0.192	0.251	0.058	0.073	0.192	0.251
Fo	2.474	2.462	2.515	2.463	2.474	2.462	2.515	2.463
Tc* [s]	0.275	0.284	0.284	0.293	0.275	0.284	0.284	0.293
Ss	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.41	1.33
St	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Cc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.61	1.59	1.59	1.57
TB [s]	0.092	0.095	0.095	0.098	0.147	0.151	0.151	0.154
TC [s]	0.275	0.284	0.284	0.293	0.442	0.452	0.452	0.461
TD [s]	1.832	1.892	2.368	2.604	1.832	1.892	2.368	2.604
Se(0) [g]	0.058	0.073	0.192	0.251	0.087	0.109	0.271	0.334
Se(TB) [g]	0.143	0.180	0.483	0.618	0.215	0.270	0.681	0.822

*Spettro verticale di progetto (non avendo informazioni di dettaglio sulla struttura è stato impiegato q pari 1,5).*



Spettro verticale di progetto ricavato dallo studio della RSL con  $q=1,5$  (CU: III - SLV).

Ag [g]	F0	Tc*	Fv	q	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
0.193	2.733	0.150	1.619	1.5	0.050	0.150	1.000	0.114	0.208

#### Fattori di amplificazione secondo ICMS 2018

Tai	0.180	[s]
Tvi	2.000	[s]
Tao	0.280	[s]
Tvo	0.700	[s]
Sami	4.693	[m/s <sup>2</sup> ]
Svmi	0.253	[m/s]
Samo	5.163	[m/s <sup>2</sup> ]
Svmo	0.498	[m/s]
<b>Fa</b>	<b>1.100</b>	<b>[-]</b>
<b>Fv</b>	<b>1.966</b>	<b>[-]</b>
TB	0.202	[s]
TC	0.606	[s]
TD	2.370	[s]
SA(0)	0.193	[g]
SA(TB)	0.526	[g]

In conclusione, è utile rammentare come la funzione di amplificazione locale non è una proprietà univoca del sito ma risulta pesantemente influenzata dalle caratteristiche del moto di input (es. ampiezza, contenuto in frequenza ed energia dell'input sismico, gli effetti del comportamento non lineare del terreno, ecc.). A titolo di approfondimento rimane utile rammentare come dal confronto con gli spettri, lo spettro di risposta elastico proposto dalle NTC 2018 per terreni di categoria C risulti simile e in parte più conservativo rispetto allo spettro normalizzato modellato.

In conclusione il progettista ha 2 opzioni: usare  $a_g$  0,193 calcolata da RSL moltiplicato per  $F_a$  metodo ICMS 2018 (indirizzi microzonazione) calcolato pari a 1,1 e ottiene 0,21 come  $a_{max}$ , il che è meno cautelativo in favore di sicurezza rispetto ai valori dello spettro di un suolo C di Normativa, per il quale 0,193 per 1,41 (SS) ottiene 0,27. Considerando che lo spettro normalizzato ottenuto è simile a quello di un suolo C e la  $V_{S30}$  è 195 m/sec conferma che **lo spettro di legge è sufficiente a garantire la "sicurezza"**

#### SCHEMATIZZANDO:

Accelerazione da normativa  $a_{max} = a_g * ss = 0.193 * 1.41 = 0.27$

Accelerazione da RSL  $a_{max} = a_g * ss = 0.193 * 1.11 = 0.21$

## 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:

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

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

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

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

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

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

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

$I_L > 15 \rightarrow$  RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "ESTREMAMENTE ELEVATO"

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

$I_L =$   $\rightarrow$  NON LIQUEFACIBILE ( $F_l > 1$ )

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$FALDA = 3.00 \text{ m } a_{\max} = 0.21 \text{ M} = 6.14$$

$$IPL1 = 0.914$$

$$IPL2 = 0.304$$

$$IPL3 = 0.093$$

$$IPL4 = 0.156$$

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



GEOLOG S.R.L.	
Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 8/30/2021 9:53:03 AM	
Site: AMPLIAMENTO SCUOLA C MORIGIA - Test: CPTU1	

## Company information

Name: GEOLOG S.R.L.

Address: VIALE DELLA LIRICA, 15

Zip code: 48124

City: RAVENNA

P.IVA: 02194680399

E-Mail: geologsrl@virgilio.it

Phone number: 0544/202700

Fax number: 0544/202700

## Site information

Name: AMPLIAMENTO SCUOLA C MORIGIA

Date: 8/30/2021

Commissioner: PROVINCIA DI RAVENNA

Locality: RAVENNA

## Test information

Name: CPTU1

Location: RAVENNA\_SCUOLA\_C\_MORIGIA

Date: 8/30/2021 9:53:03 AM

Prehole mode:

Prehole depth [cm]: 0

Hydrostatic line [cm]: 300

Ground level [cm]: 0

Latitude: 0

Longitude: 0

Operator: DRAP

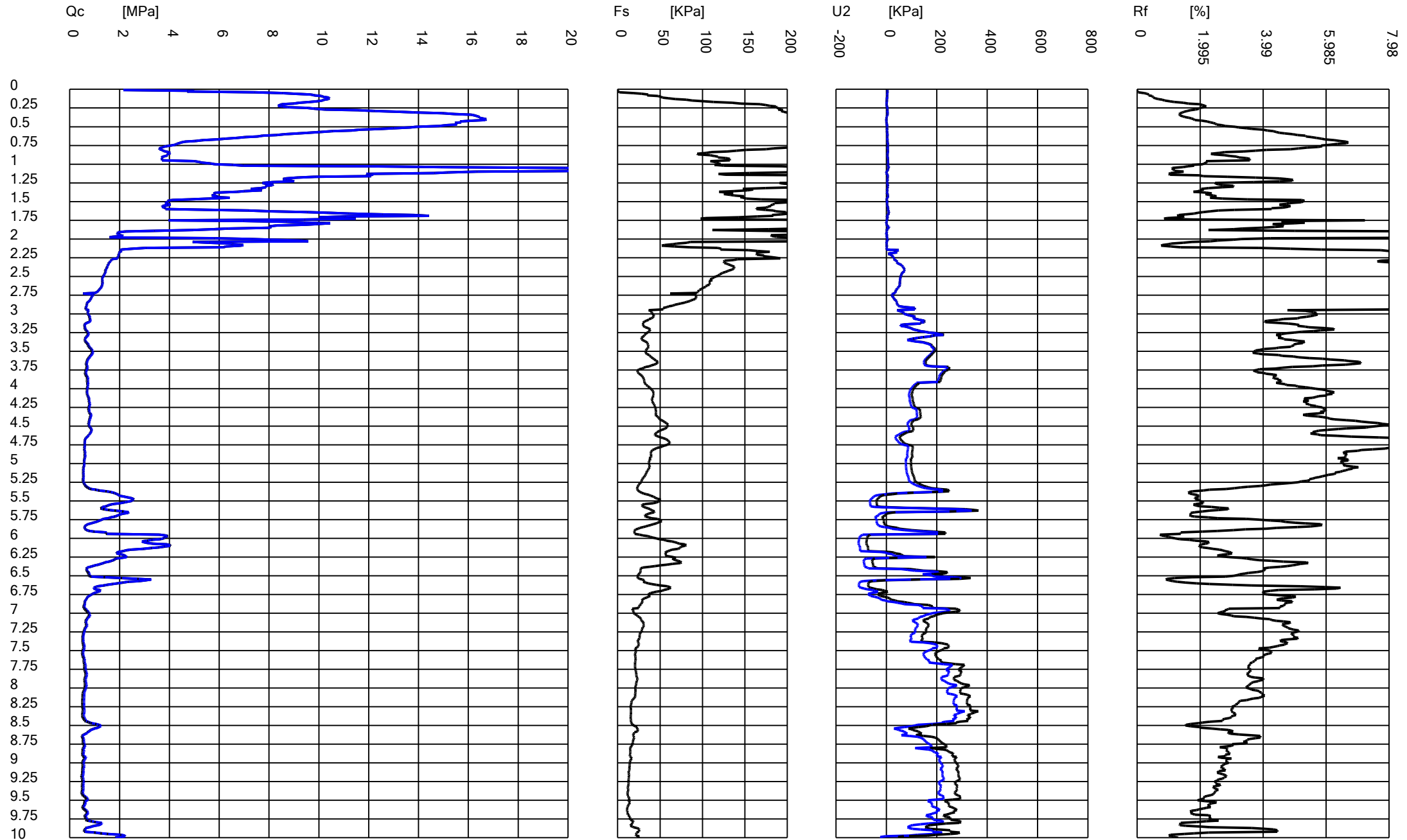
Comments:

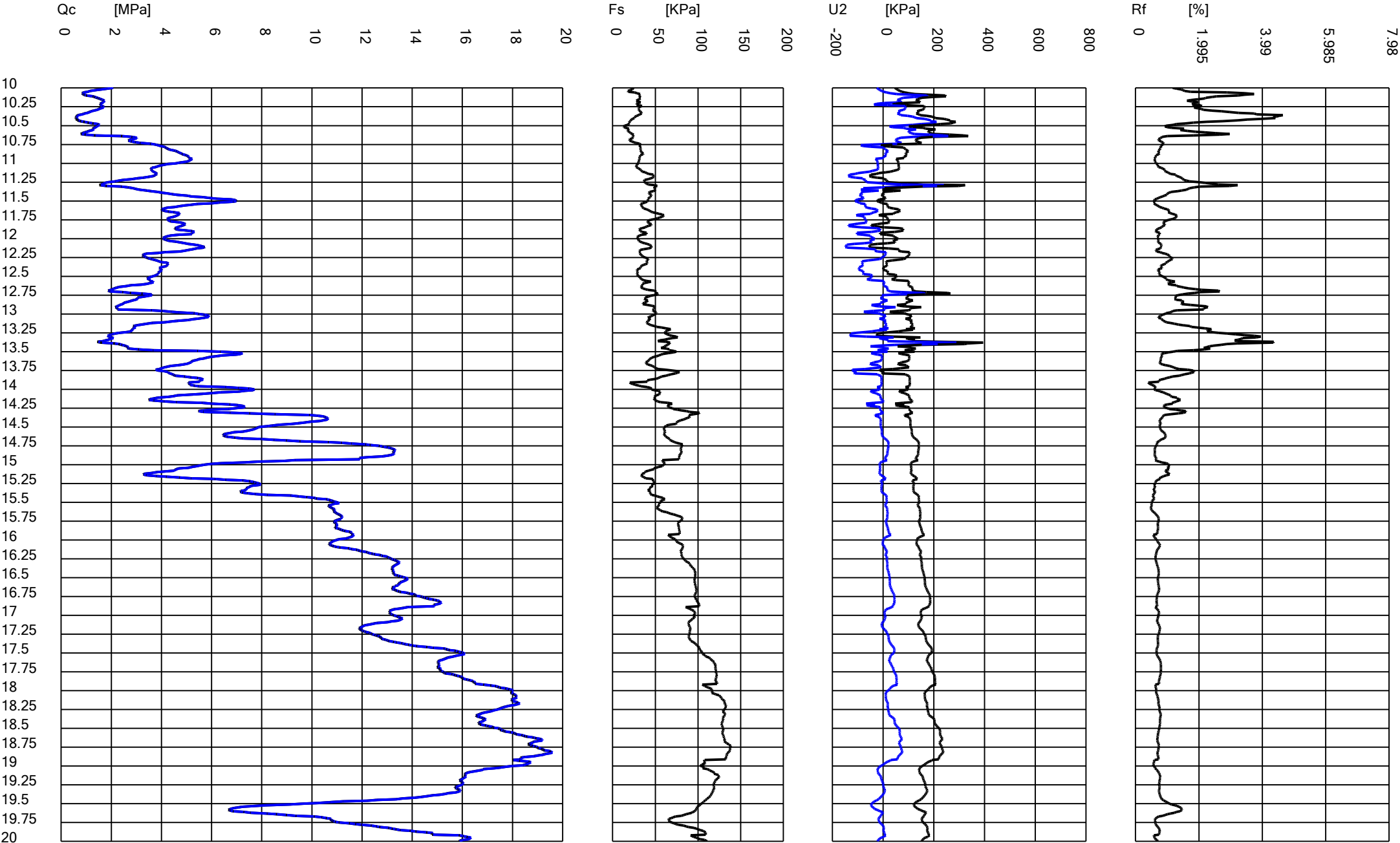
Probe code: Mks584

GEOLOG S.R.L.

Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 8/30/2021 9:53:03 AM

Site: AMPLIAMENTO SCUOLA C MORIGIA - Test: CPTU1

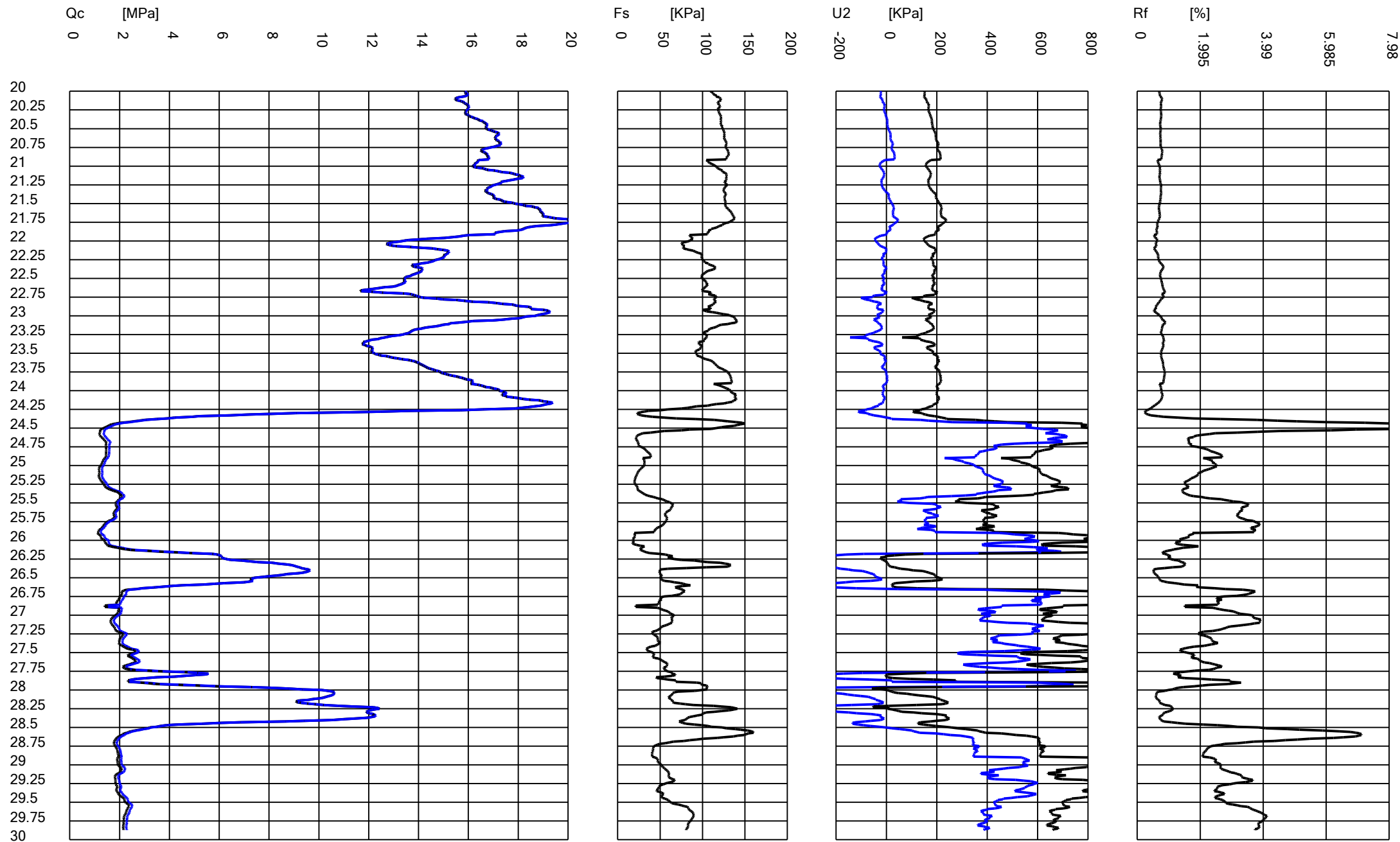




GEOLOG S.R.L.

Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 8/30/2021 9:53:03 AM

Site: AMPLIAMENTO SCUOLA C MORIGIA - Test: CPTU1



GEOLOG S.R.L.

Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 8/30/2021 11:06:00 AM

Site: AMPLIAMENTO SCUOLA C MORIGIA - Test: CPTU2

## Company information

Name: GEOLOG S.R.L.

Address: VIALE DELLA LIRICA, 15

Zip code: 48124

City: RAVENNA

P.IVA: 02194680399

E-Mail: geologsrl@virgilio.it

Phone number: 0544/202700

Fax number: 0544/202700

## Site information

Name: AMPLIAMENTO SCUOLA C MORIGIA

Date: 8/30/2021

Commissioner: PROVINCIA DI RAVENNA

Locality: RAVENNA

## Test information

Name: CPTU2

Location: RAVENNA\_SCUOLA\_C\_MORIGIA

Date: 8/30/2021 11:06:00 AM

Prehole mode:

Prehole depth [cm]: 90

Hydrostatic line [cm]: 280

Ground level [cm]: 0

Latitude: 0

Longitude: 0

Operator: DRAPELLI

Comments:

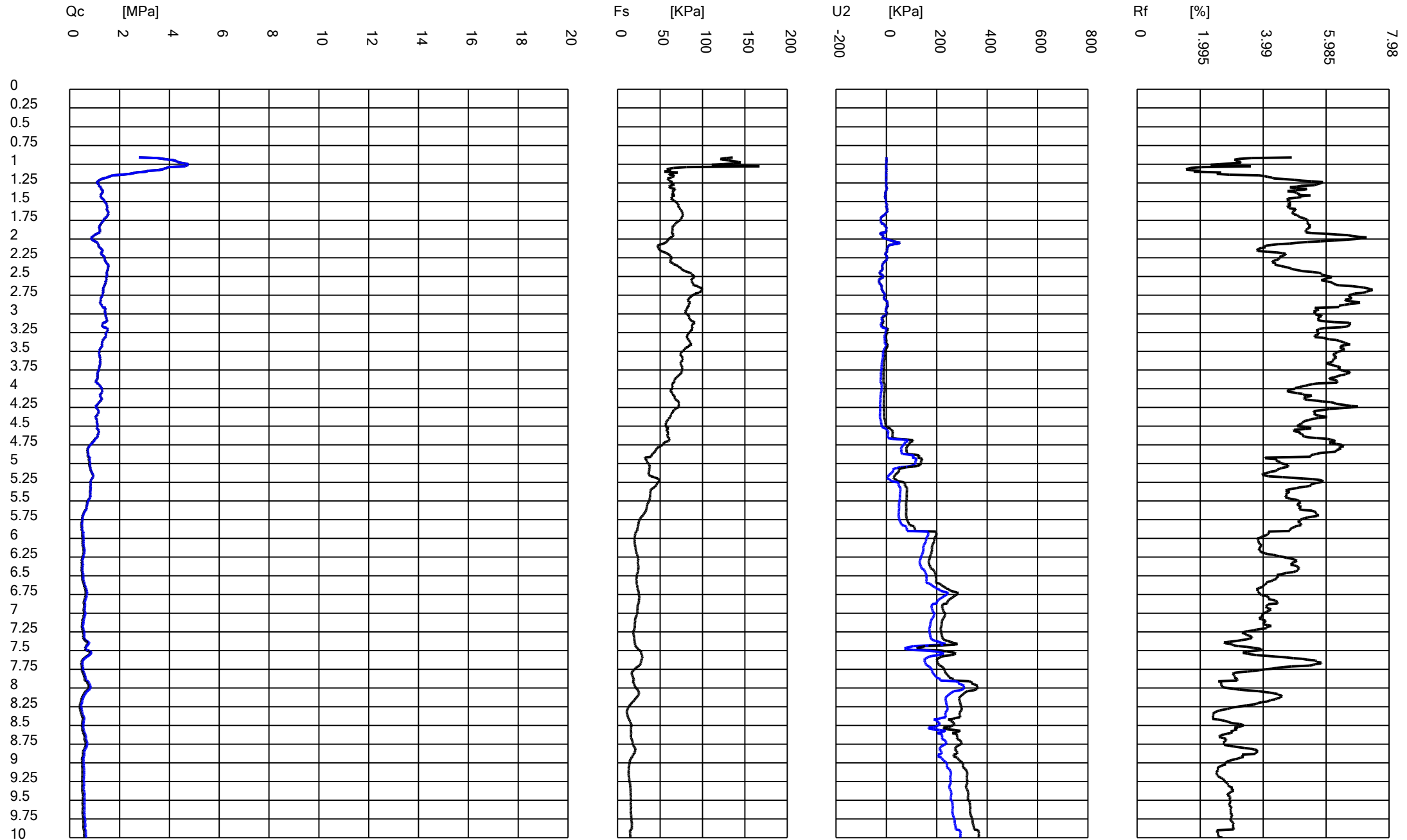
Probe code: Mkj584

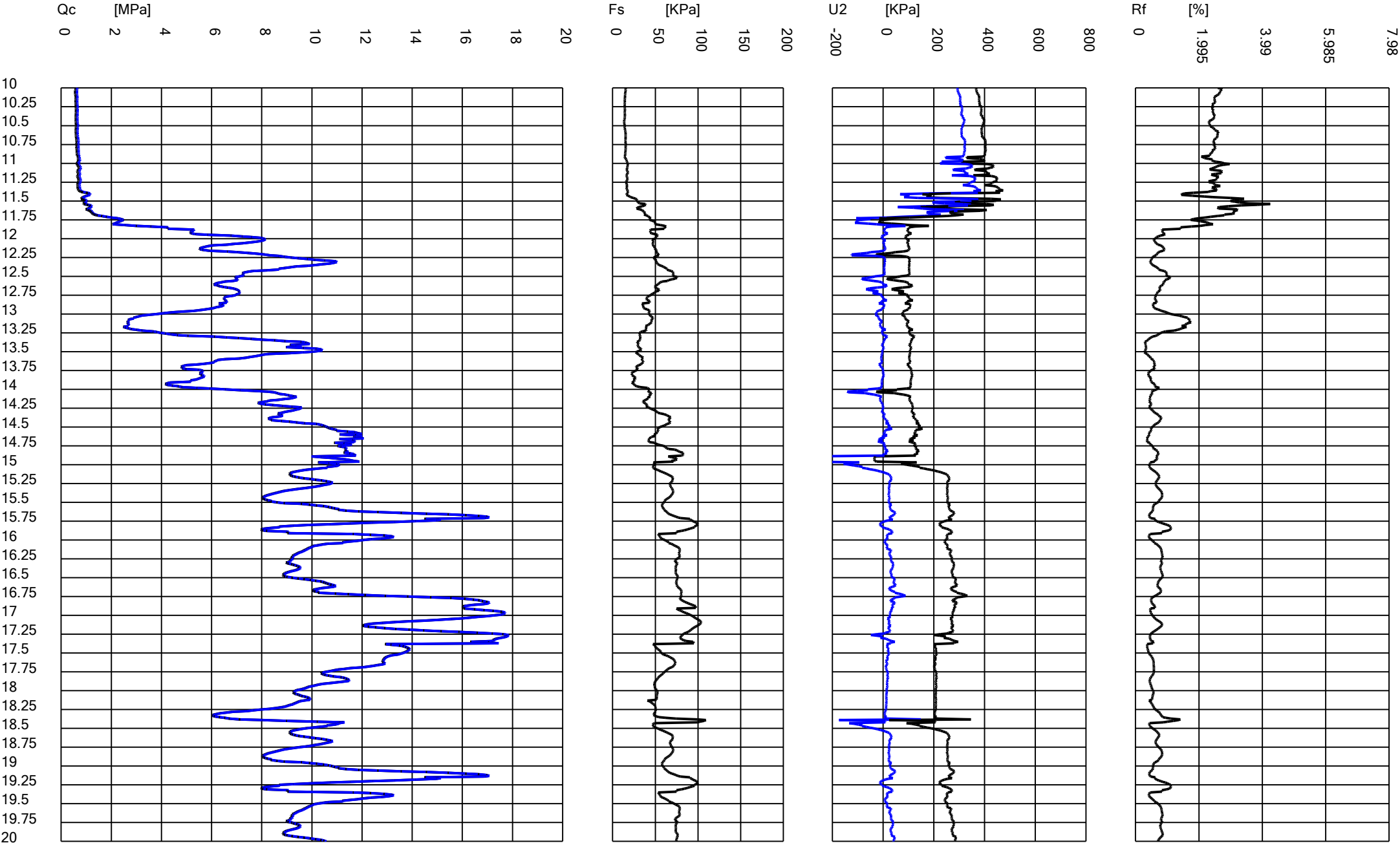


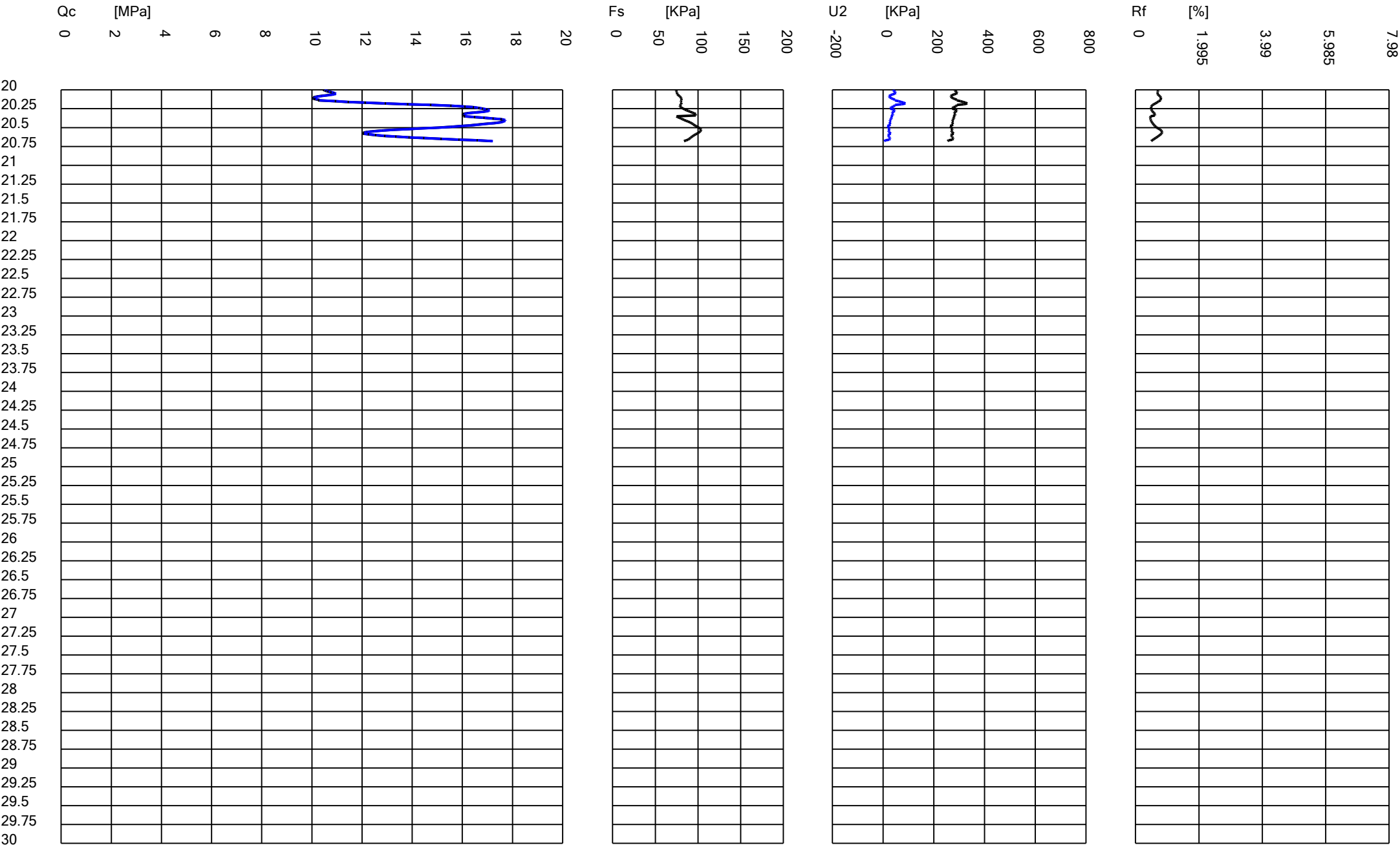
GEOLOG S.R.L.

Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 8/30/2021 11:06:00 AM

Site: AMPLIAMENTO SCUOLA C MORIGIA - Test: CPTU2







GEOLOG S.R.L.

Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 8/30/2021 12:12:36 PM

Site: AMPLIAMENTO SCUOLA C MORIGIA - Test: CPTU3

## Company information

Name: GEOLOG S.R.L.

Address: VIALE DELLA LIRICA, 15

Zip code: 48124

City: RAVENNA

P.IVA: 02194680399

E-Mail: geologsrl@virgilio.it

Phone number: 0544/202700

Fax number: 0544/202700

## Site information

Name: AMPLIAMENTO SCUOLA C MORIGIA

Date: 8/30/2021

Commissioner: PROVINCIA DI RAVENNA

Locality: RAVENNA

## Test information

Name: CPTU3

Location: RAVENNA\_SCUOLA\_C\_MORIGIA

Date: 8/30/2021 12:12:36 PM

Prehole mode:

Prehole depth [cm]: 20

Hydrostatic line [cm]: 280

Ground level [cm]: 0

Latitude: 0

Longitude: 0

Operator: DRAPELLI

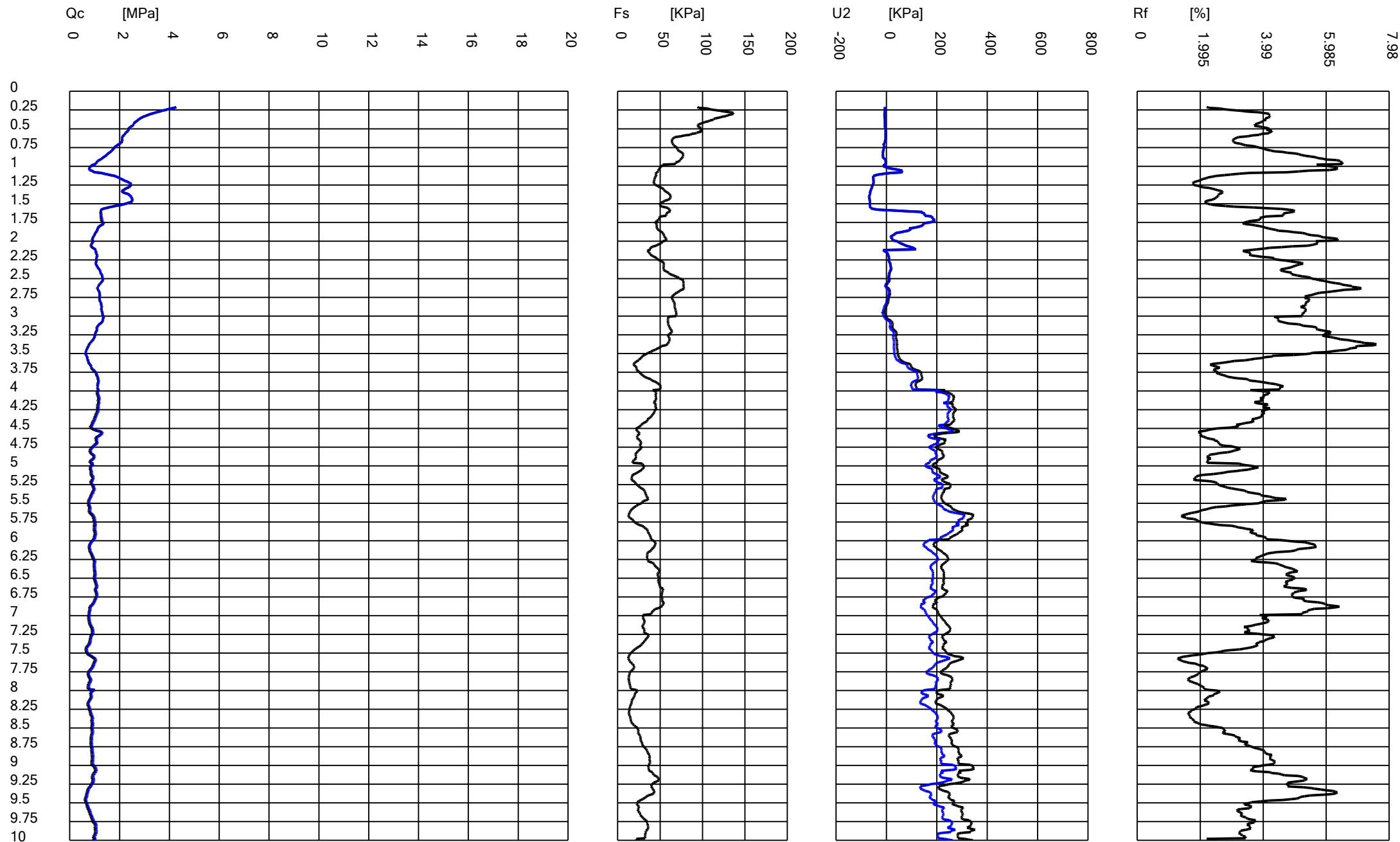
Comments:

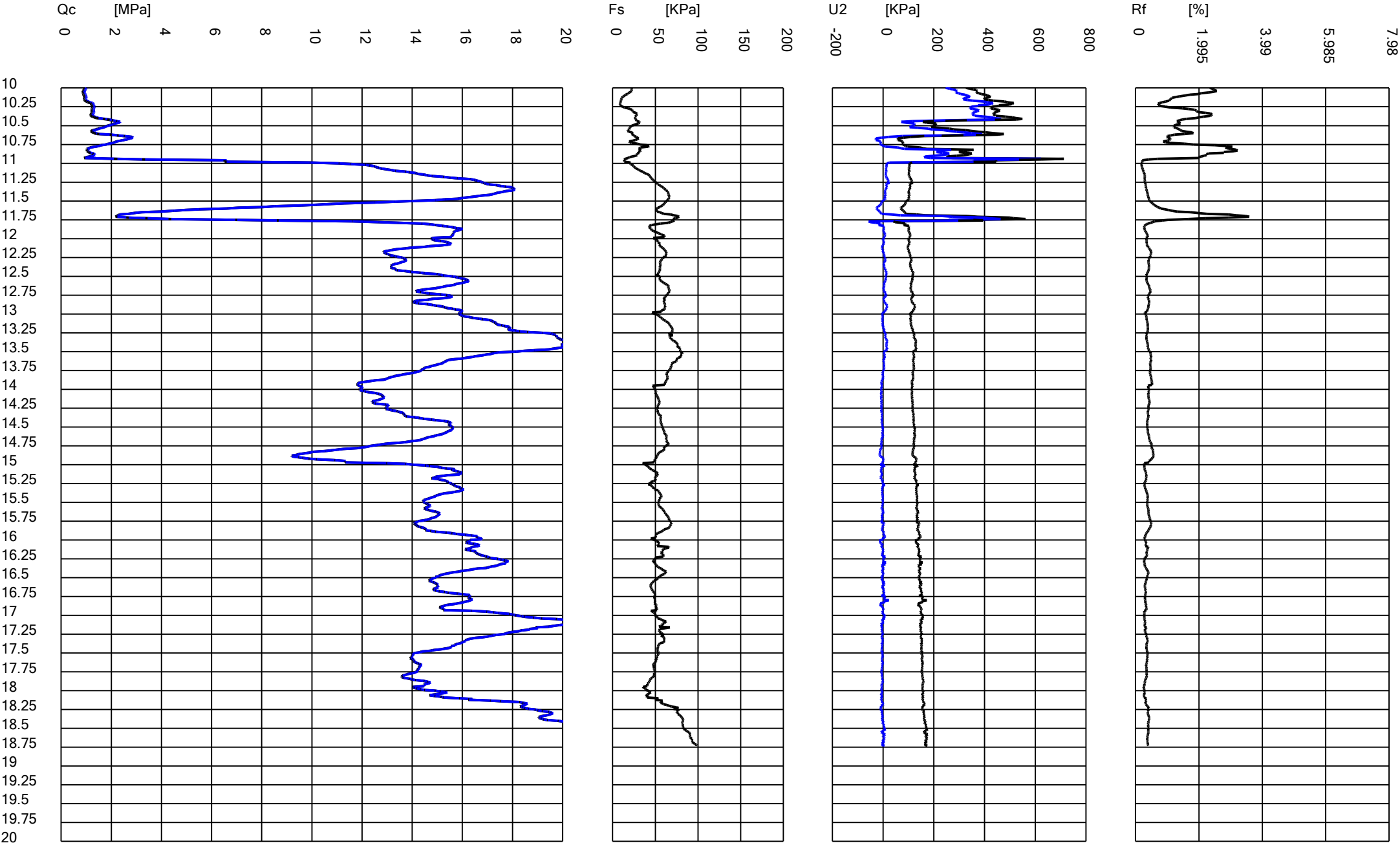
Probe code: Mks584

GEOLOG S.R.L.

Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 8/30/2021 12:12:36 PM

Site: AMPLIAMENTO SCUOLA C MORIGIA - Test: CPTU3





GEOLOG S.R.L.

Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 8/30/2021 1:31:37 PM

Site: AMPLIAMENTO SCUOLA C MORIGIA - Test: CPTU4

## Company information

Name: GEOLOG S.R.L.

Address: VIALE DELLA LIRICA, 15

Zip code: 48124

City: RAVENNA

P.IVA: 02194680399

E-Mail: geologsrl@virgilio.it

Phone number: 0544/202700

Fax number: 0544/202700

## Site information

Name: AMPLIAMENTO SCUOLA C MORIGIA

Date: 8/30/2021

Commissioner: PROVINCIA DI RAVENNA

Locality: RAVENNA

## Test information

Name: CPTU4

Location: RAVENNA\_SCUOLA\_C\_MORIGIA

Date: 8/30/2021 1:31:37 PM

Prehole mode:

Prehole depth [cm]: 0

Hydrostatic line [cm]: 300

Ground level [cm]: 0

Latitude: 0

Longitude: 0

Operator: DRAPELLI

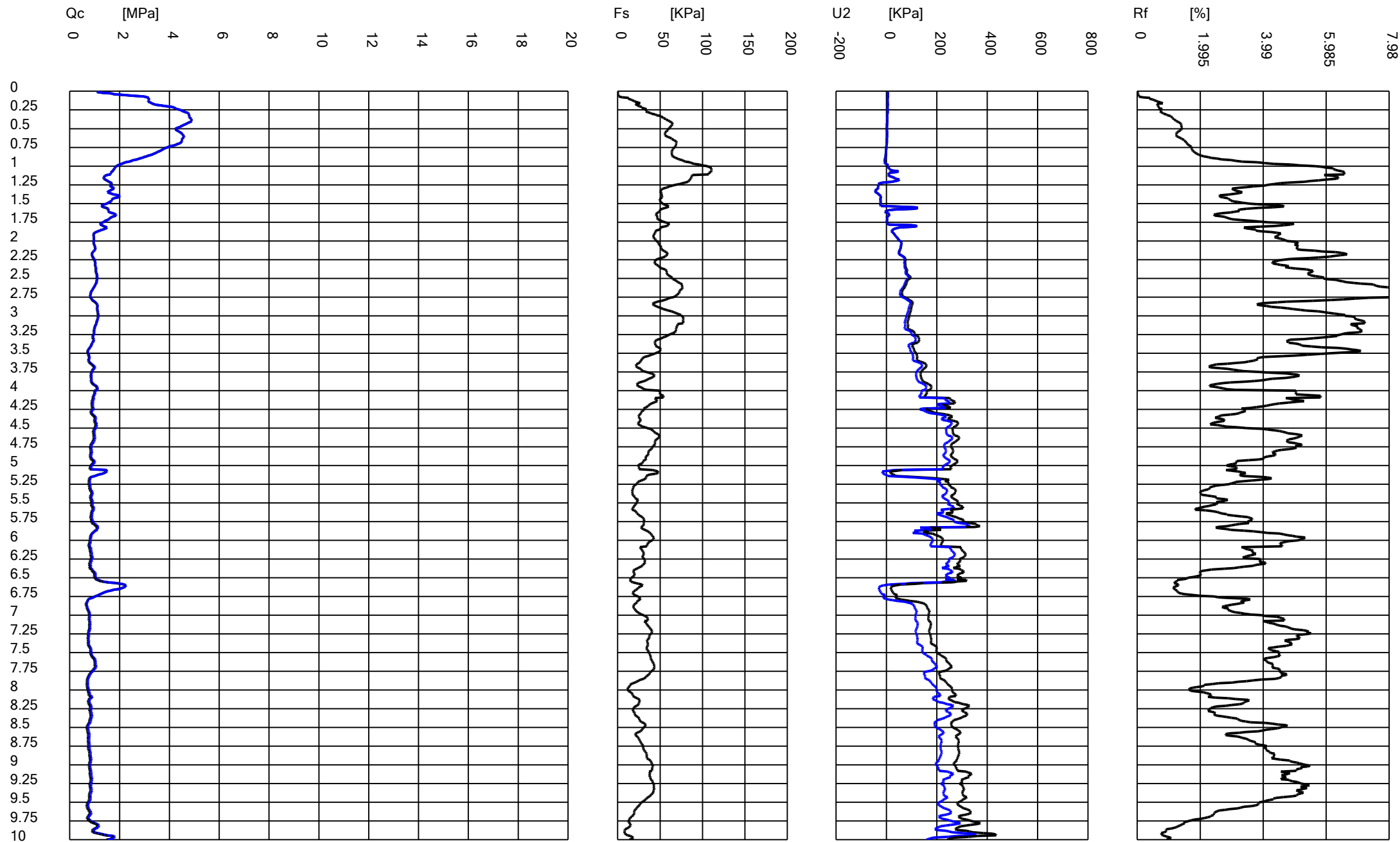
Comments:

Probe code: Mks584

GEOLOG S.R.L.

Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 8/30/2021 1:31:37 PM

Site: AMPLIAMENTO SCUOLA C MORIGIA - Test: CPTU4

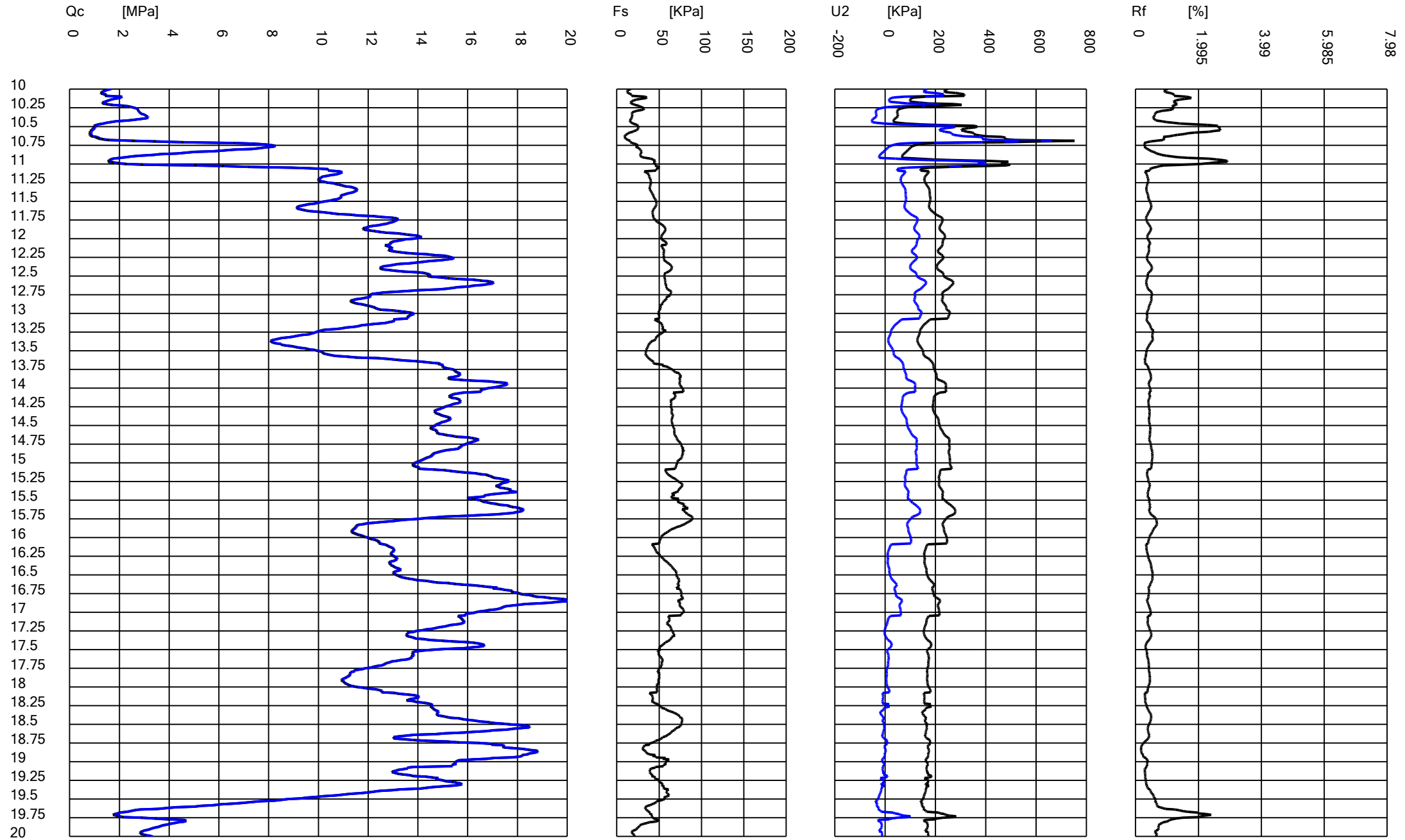




GEOLOG S.R.L.

Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 8/30/2021 1:31:37 PM

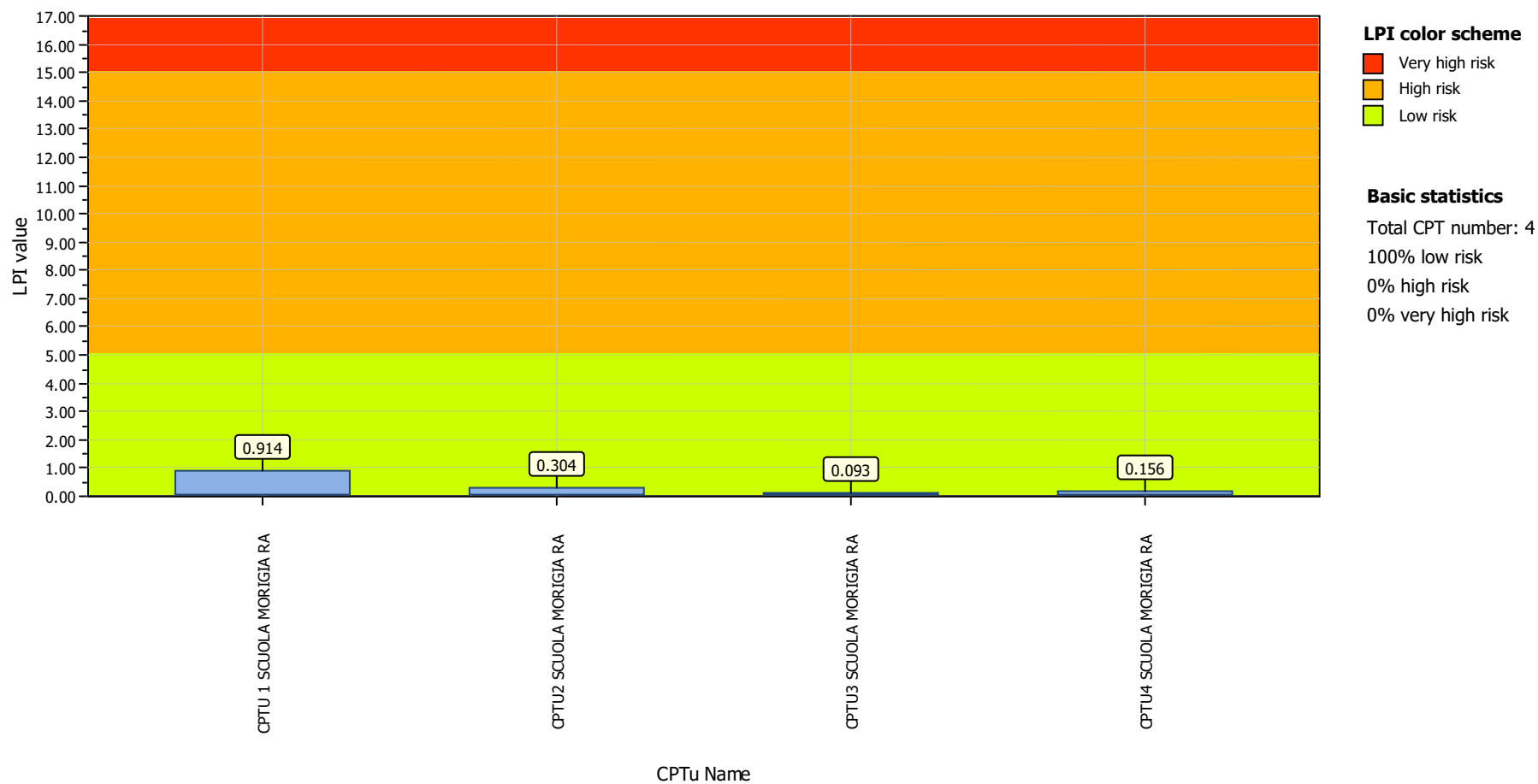
Site: AMPLIAMENTO SCUOLA C MORIGIA - Test: CPTU4



Project title :

Location :

### Overall Liquefaction Potential Index report



## LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

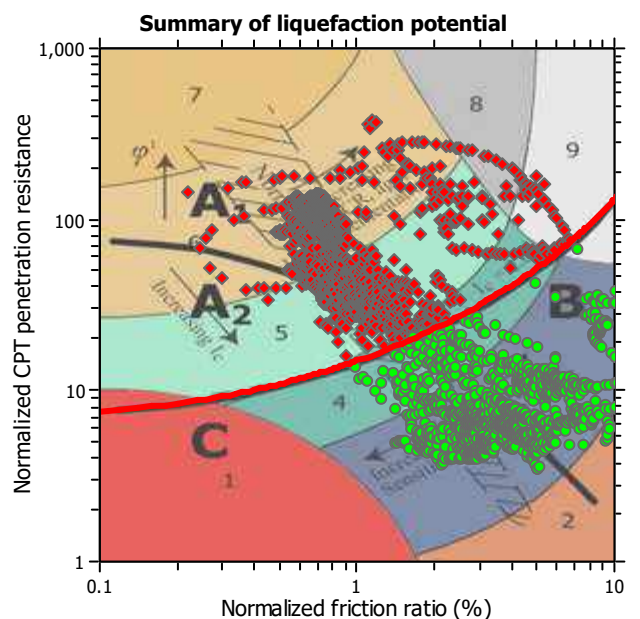
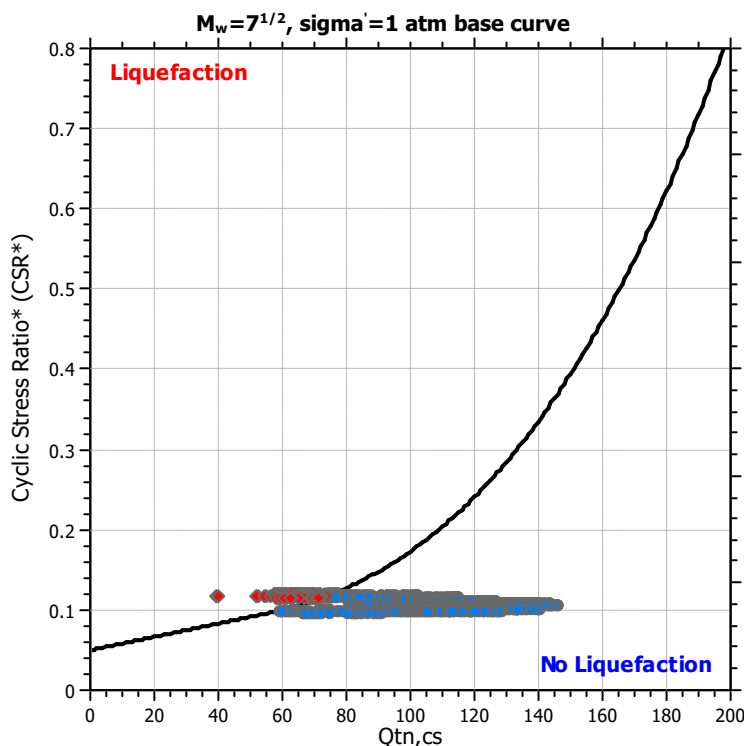
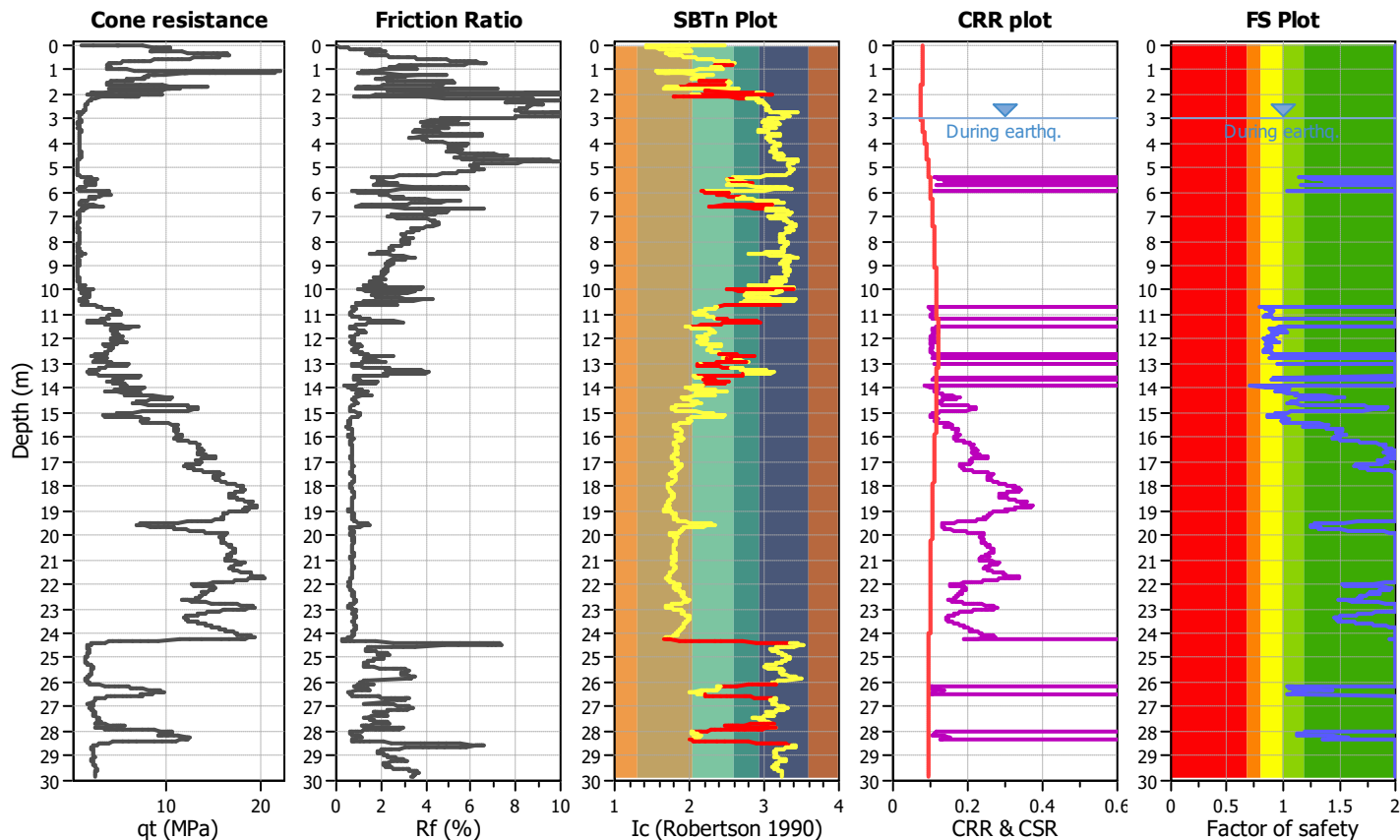
**Project title :**

**Location :**

**CPT file : CPTU 1 SCUOLA MORIGIA RA**

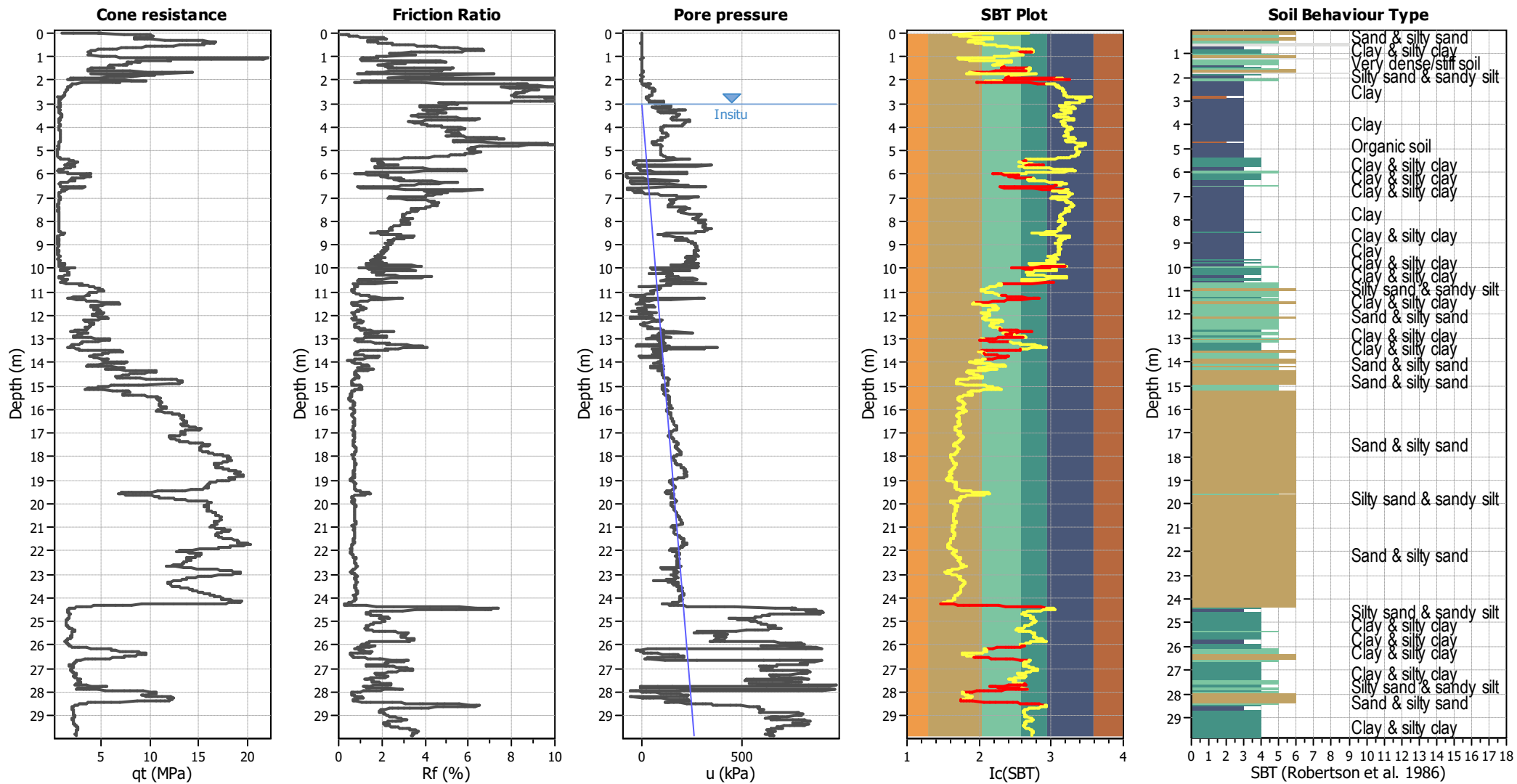
### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	3.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	3.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	1	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.00	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.21	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_g$ applied:	Yes	MSF method:	Method based



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

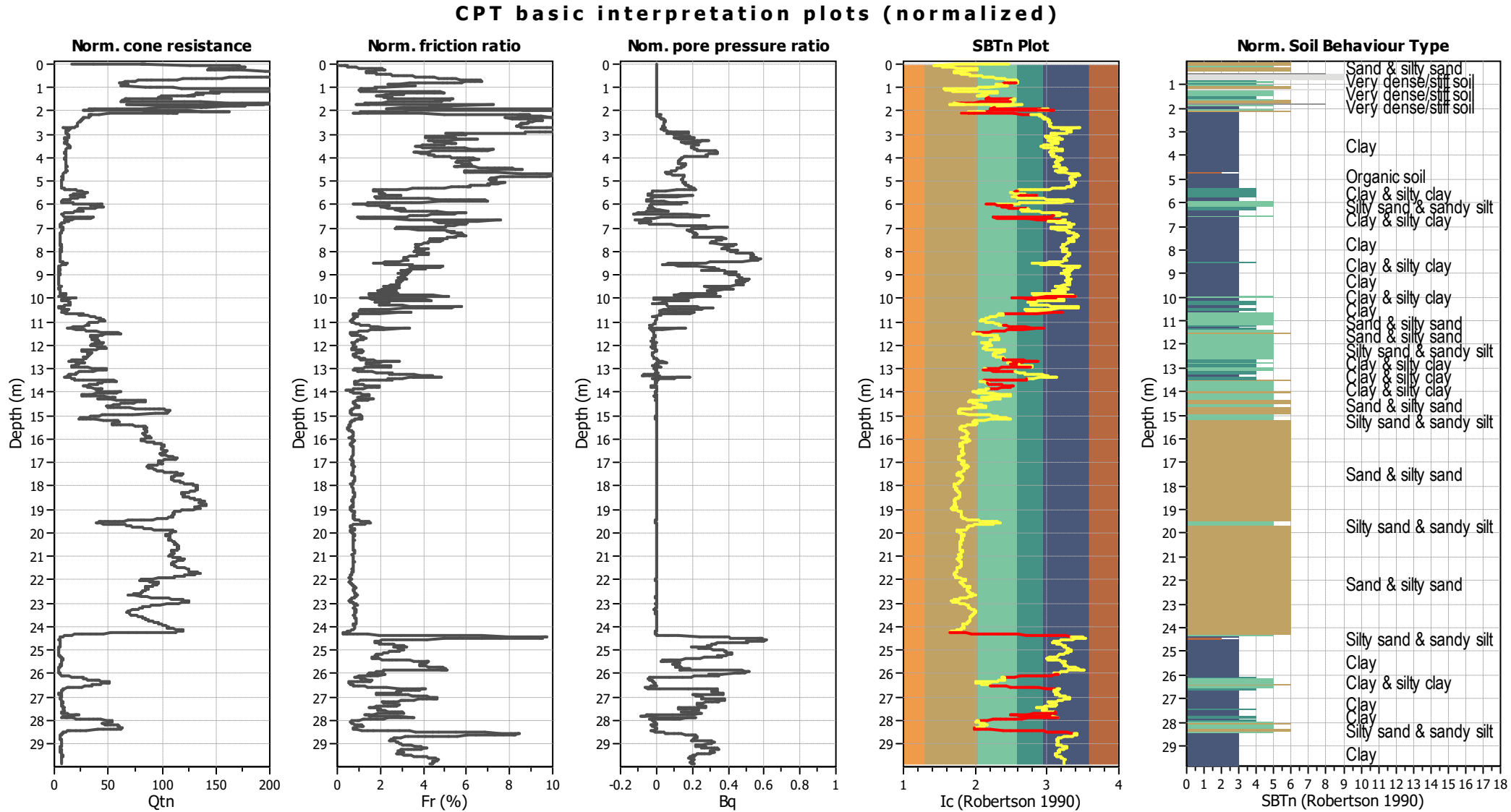


Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	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> :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

SBT legend

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



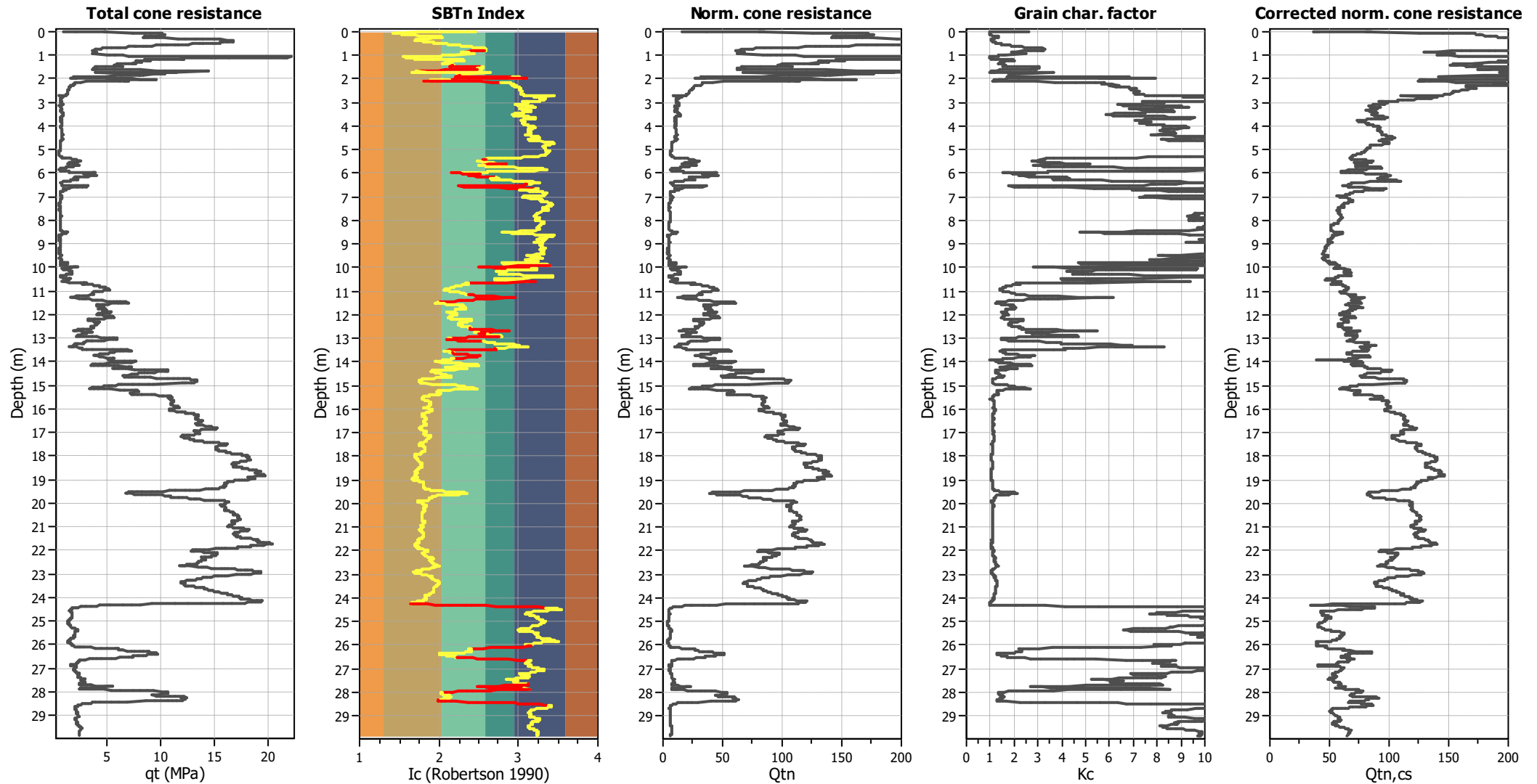
Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	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> :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

SBTn legend

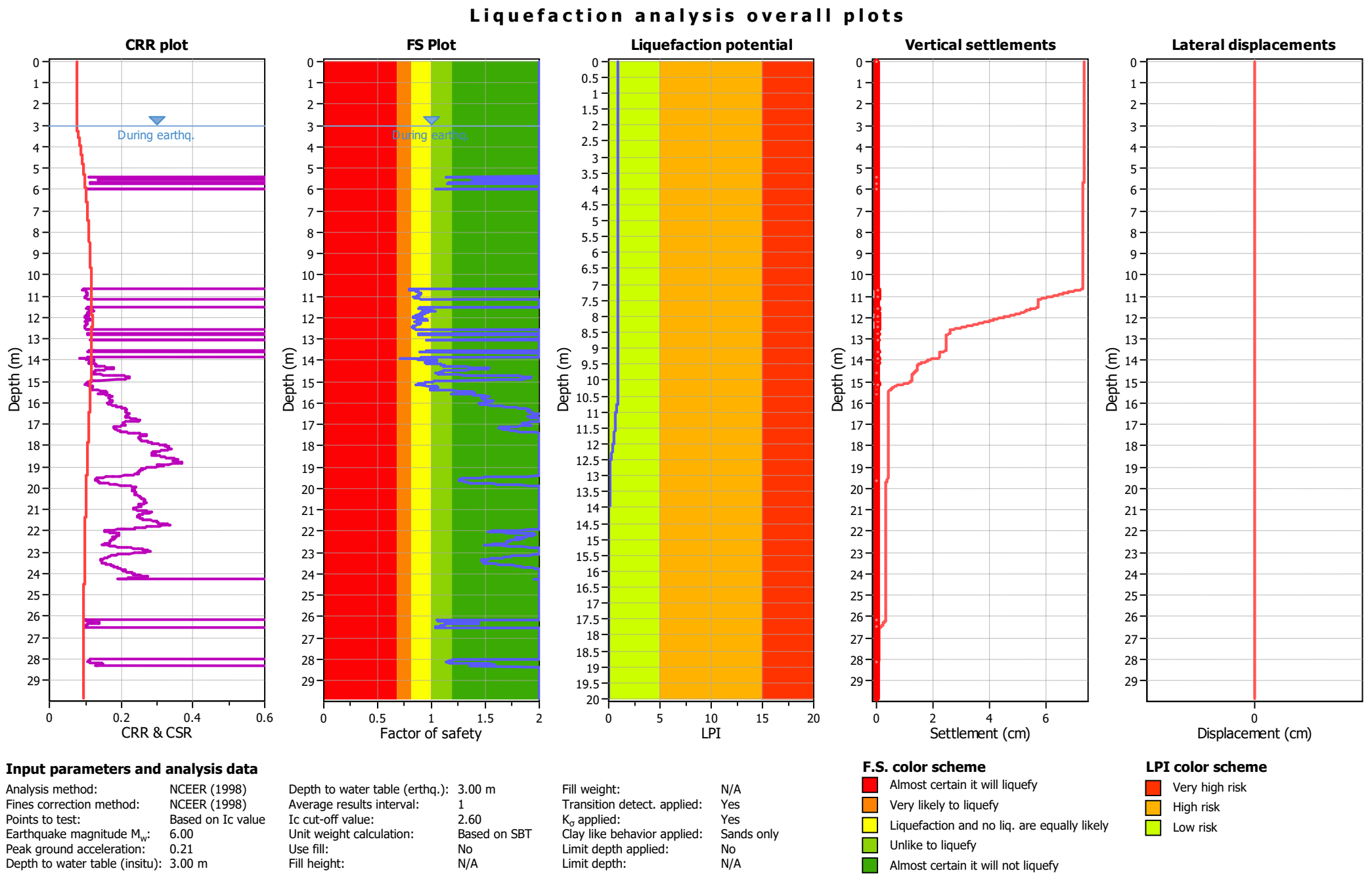
1. Sensitive fine grained	4. Clayey silt to silty	7. Gravely sand to sand
2. Organic material	5. Silty sand to sandy silt	8. Very stiff sand to
3. Clay to silty clay	6. Clean sand to silty sand	9. Very stiff fine grained

## Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on $I_c$ value	$I_c$ cut-off value:	2.60	$K_g$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

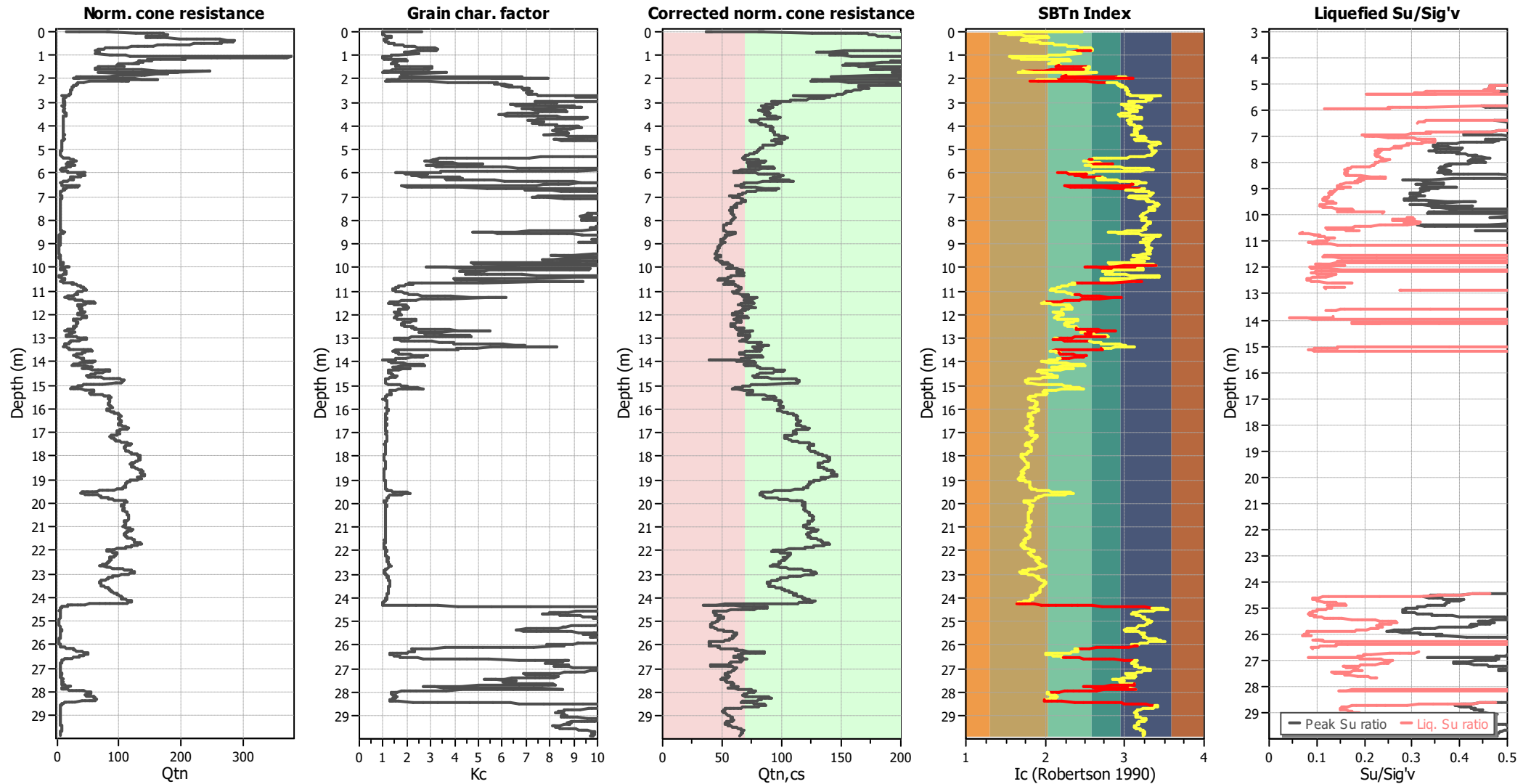




Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>g</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A



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



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	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> :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

## LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

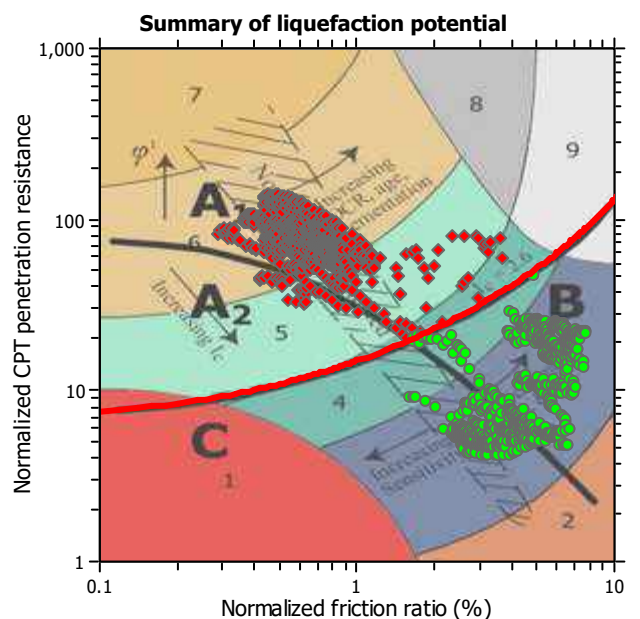
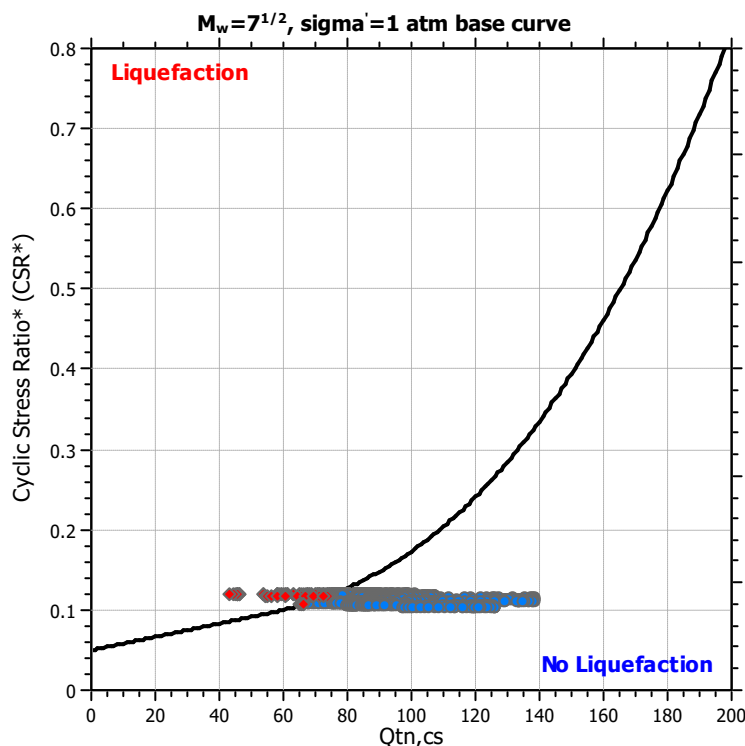
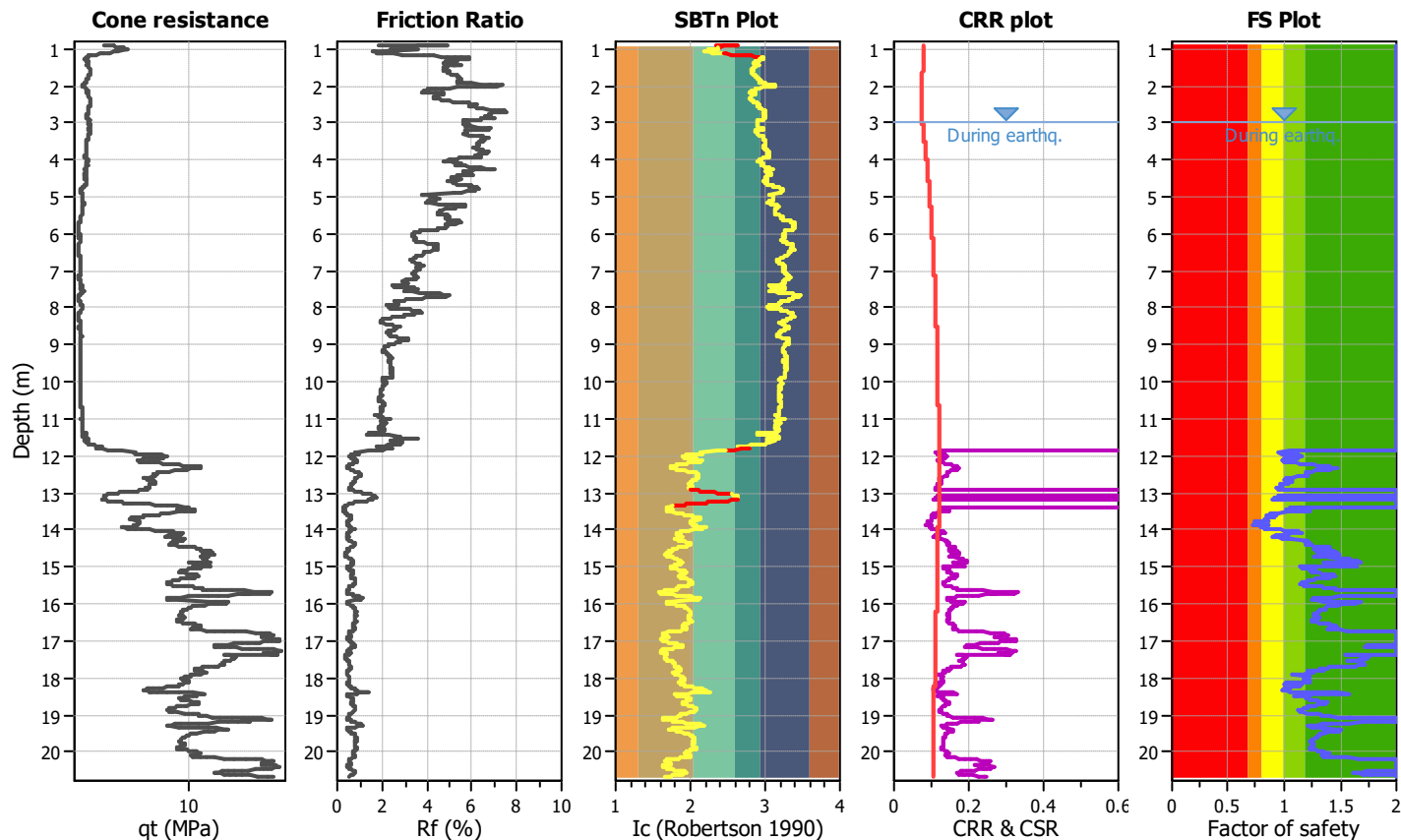
**Project title :**

**Location :**

**CPT file : CPTU2 SCUOLA MORIGIA RA**

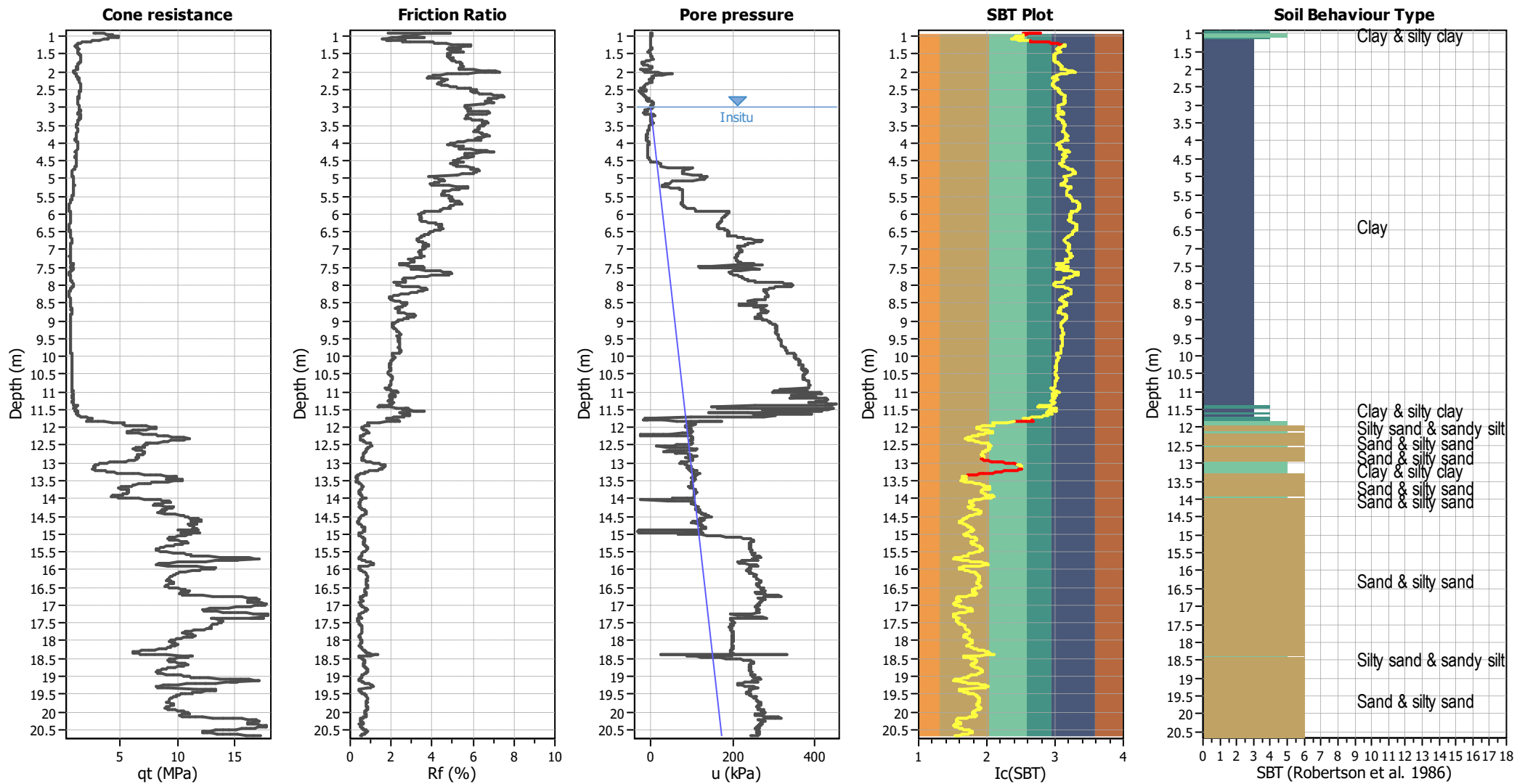
### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	3.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	3.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	1	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.00	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.21	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_g$ applied:	Yes	MSF method:	Method based



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

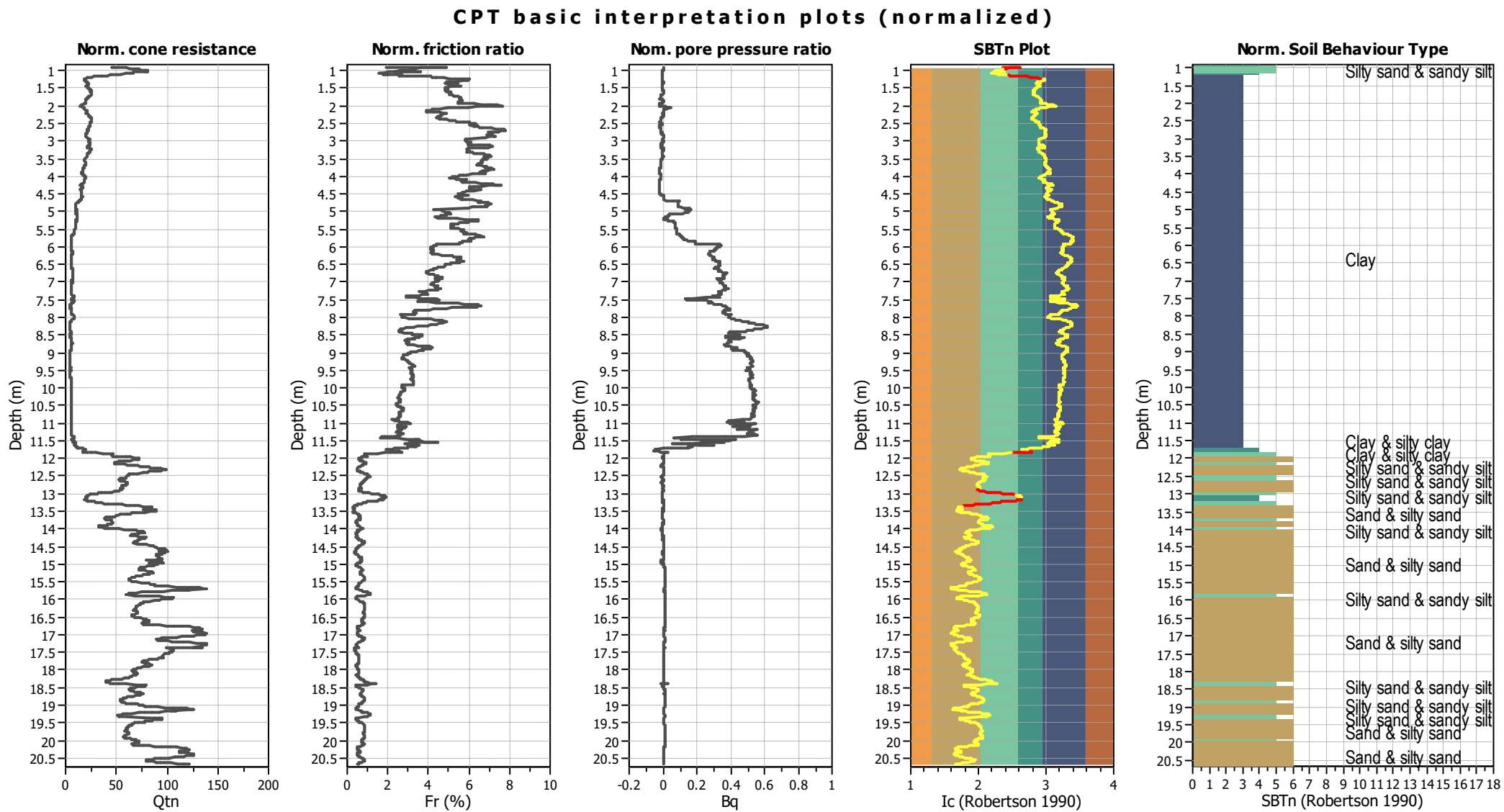


Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	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> :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

SBT legend

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



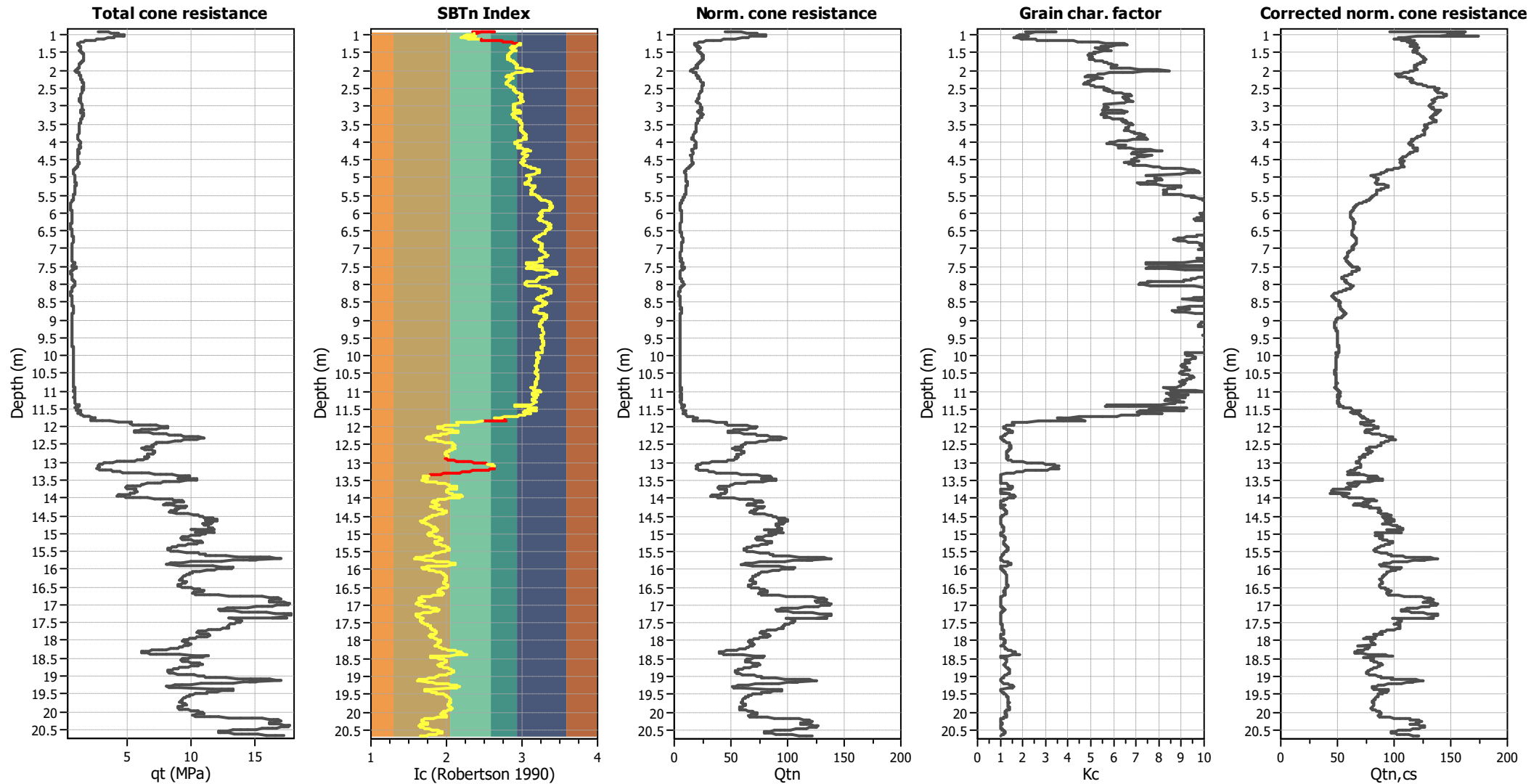
Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>g</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

SBTn legend

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

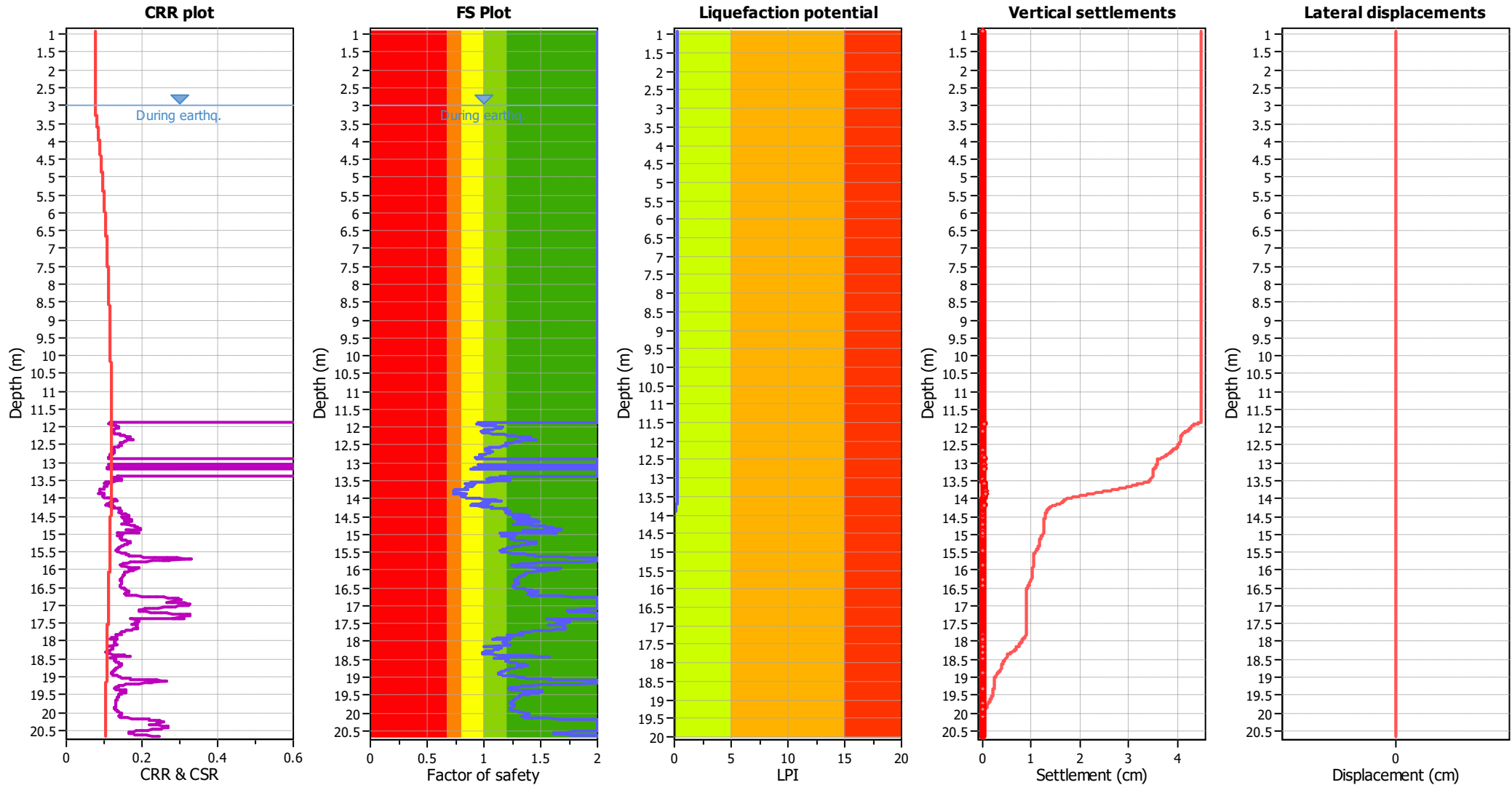
## Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_G$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

Liquefaction analysis overall plots



Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	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> :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

F.S. color scheme

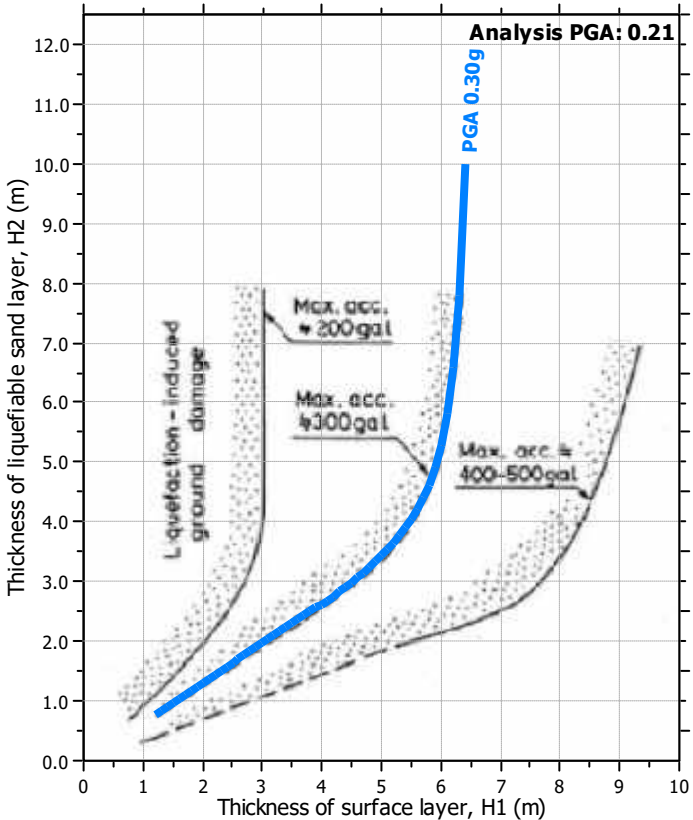
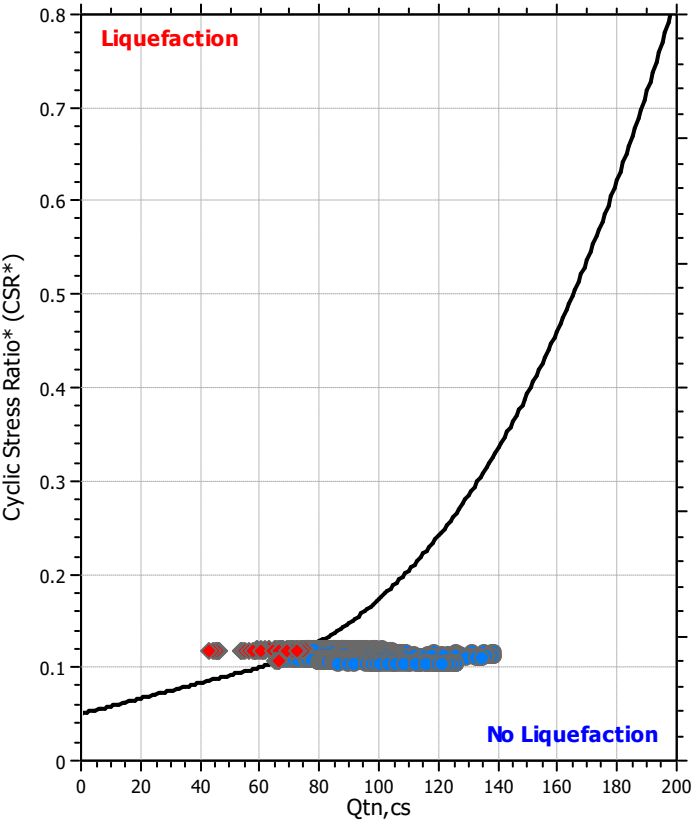
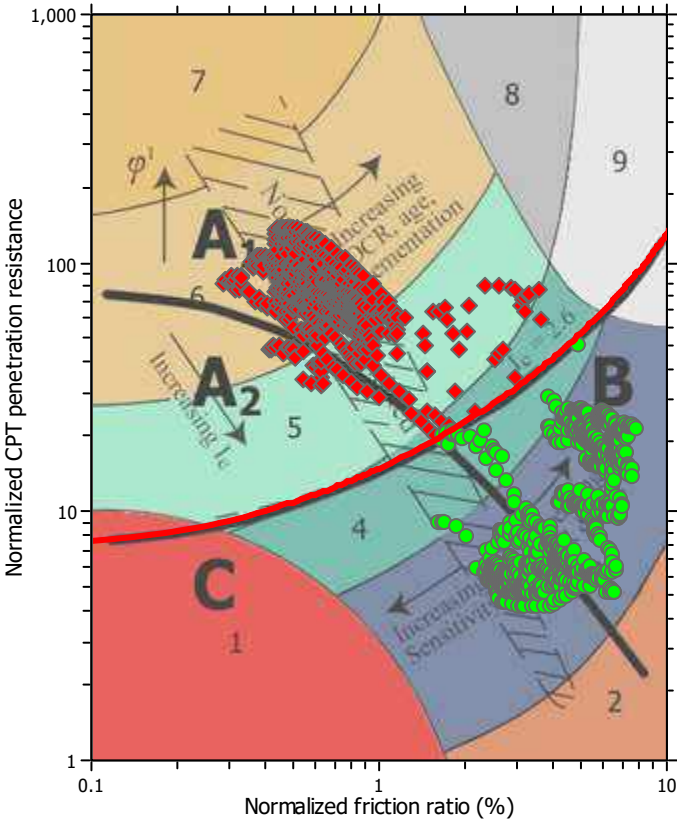
Red	Almost certain it will liquefy
Orange	Very likely to liquefy
Yellow	Liquefaction and no liq. are equally likely
Light Green	Unlike to liquefy
Dark Green	Almost certain it will not liquefy

LPI color scheme

Red	Very high risk
Orange	High risk
Yellow	Low risk



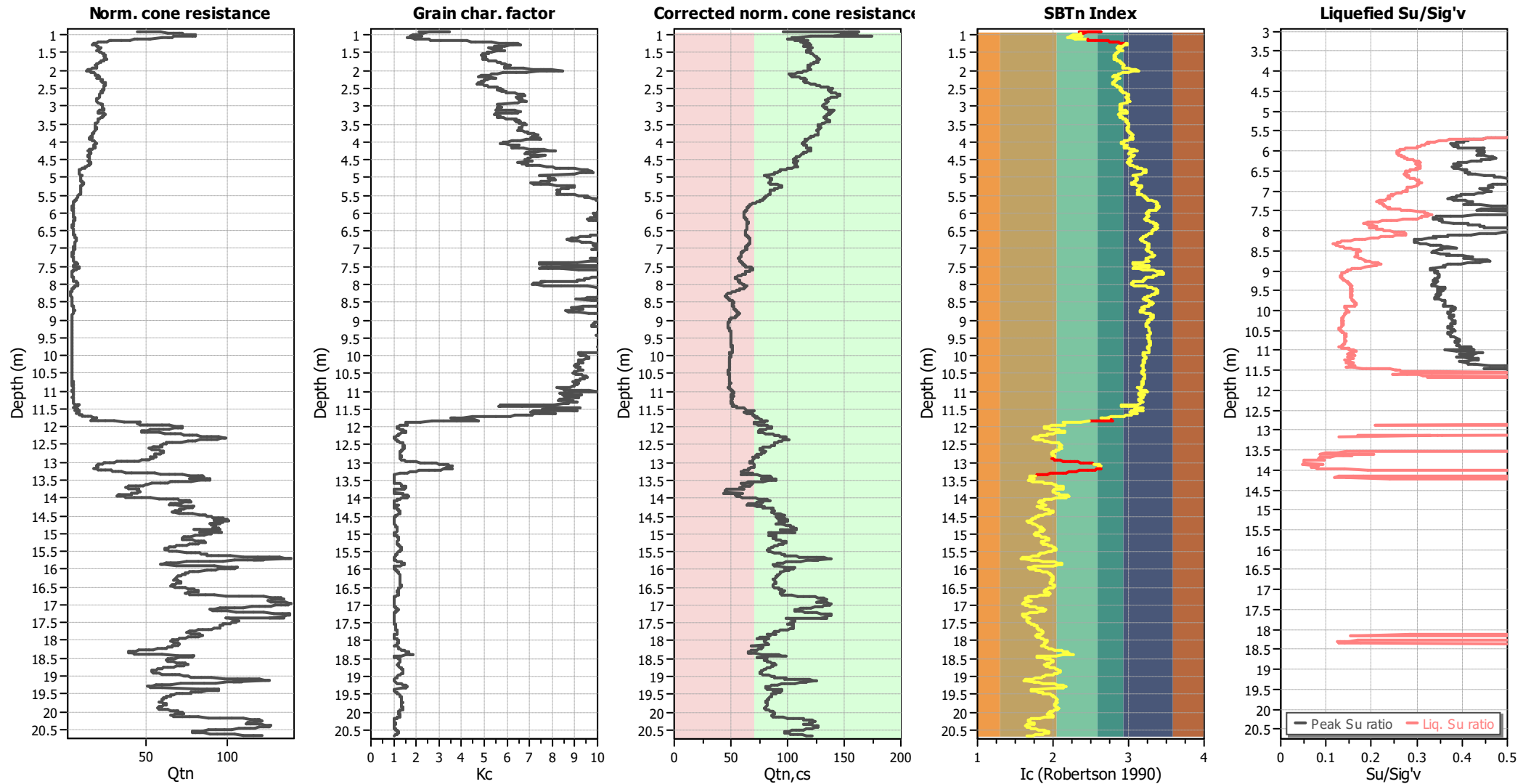
Liquefaction analysis summary plots



Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on $I_c$ value	$I_c$ cut-off value:	2.60	$K_G$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

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



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>o</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A



## LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

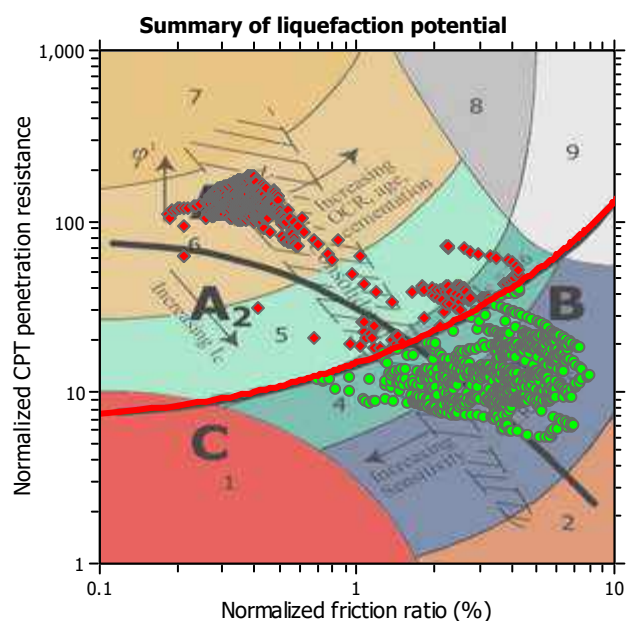
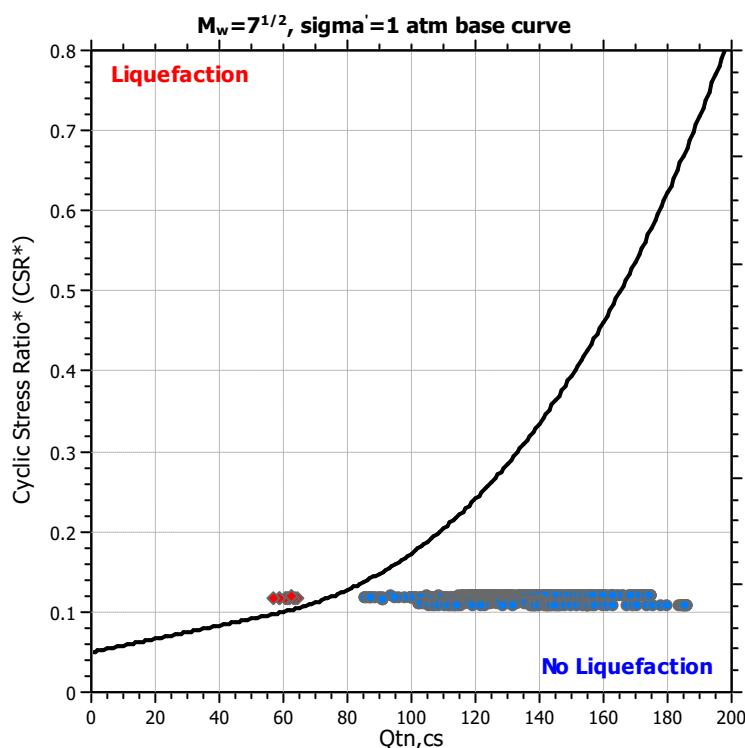
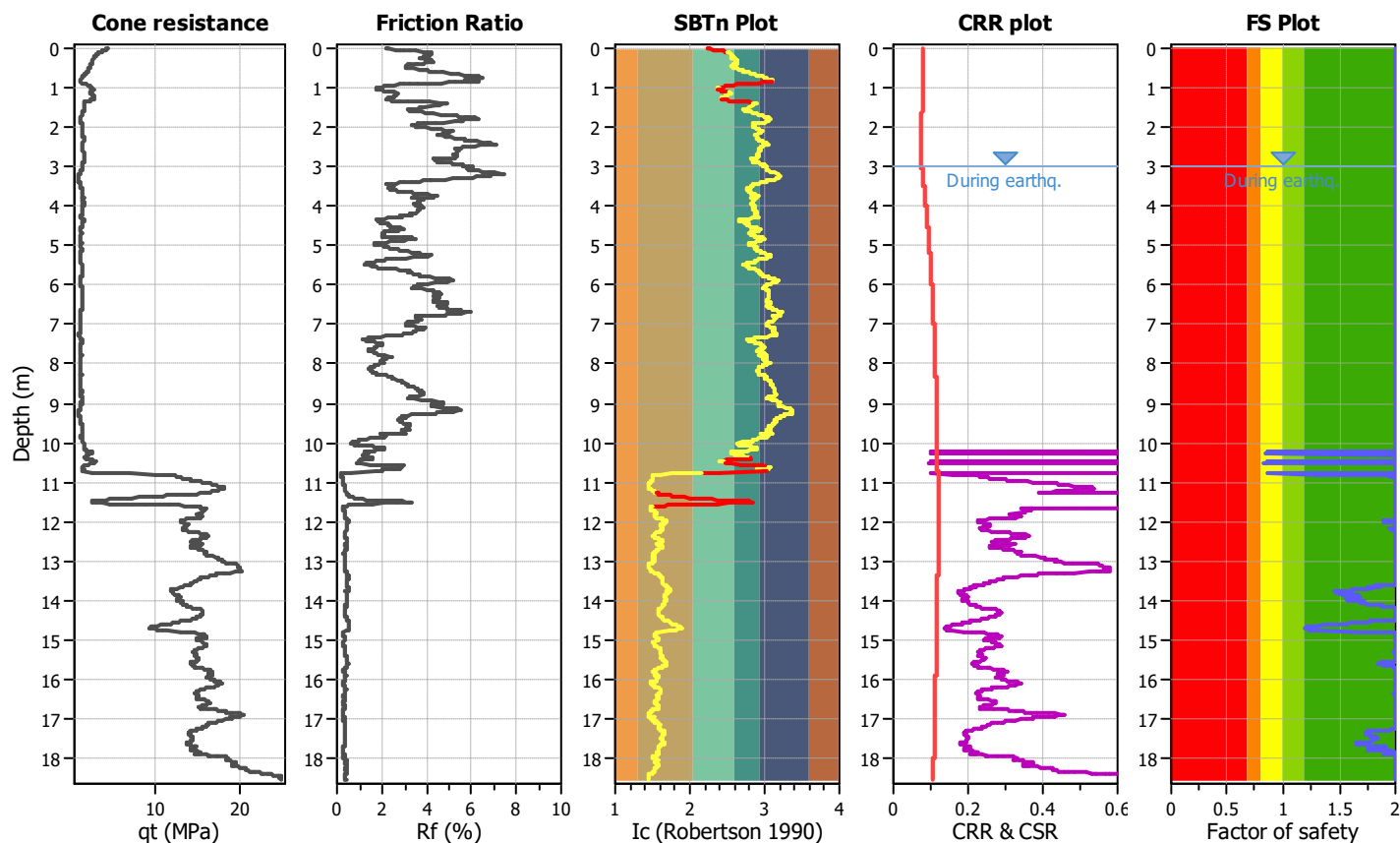
**Project title :**

**Location :**

**CPT file : CPTU3 SCUOLA MORIGIA RA**

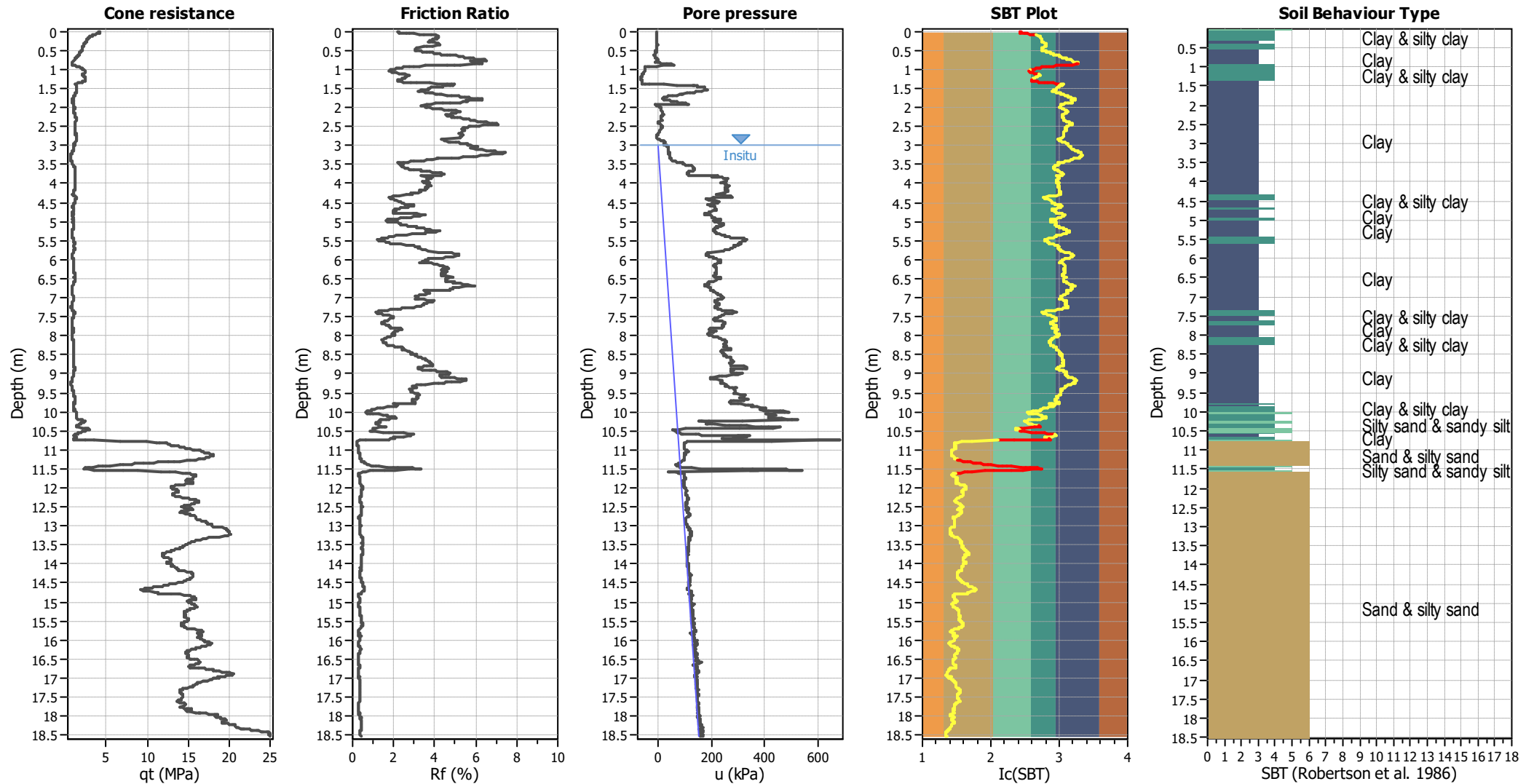
### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	3.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	3.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	1	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.00	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.21	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	Method based



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



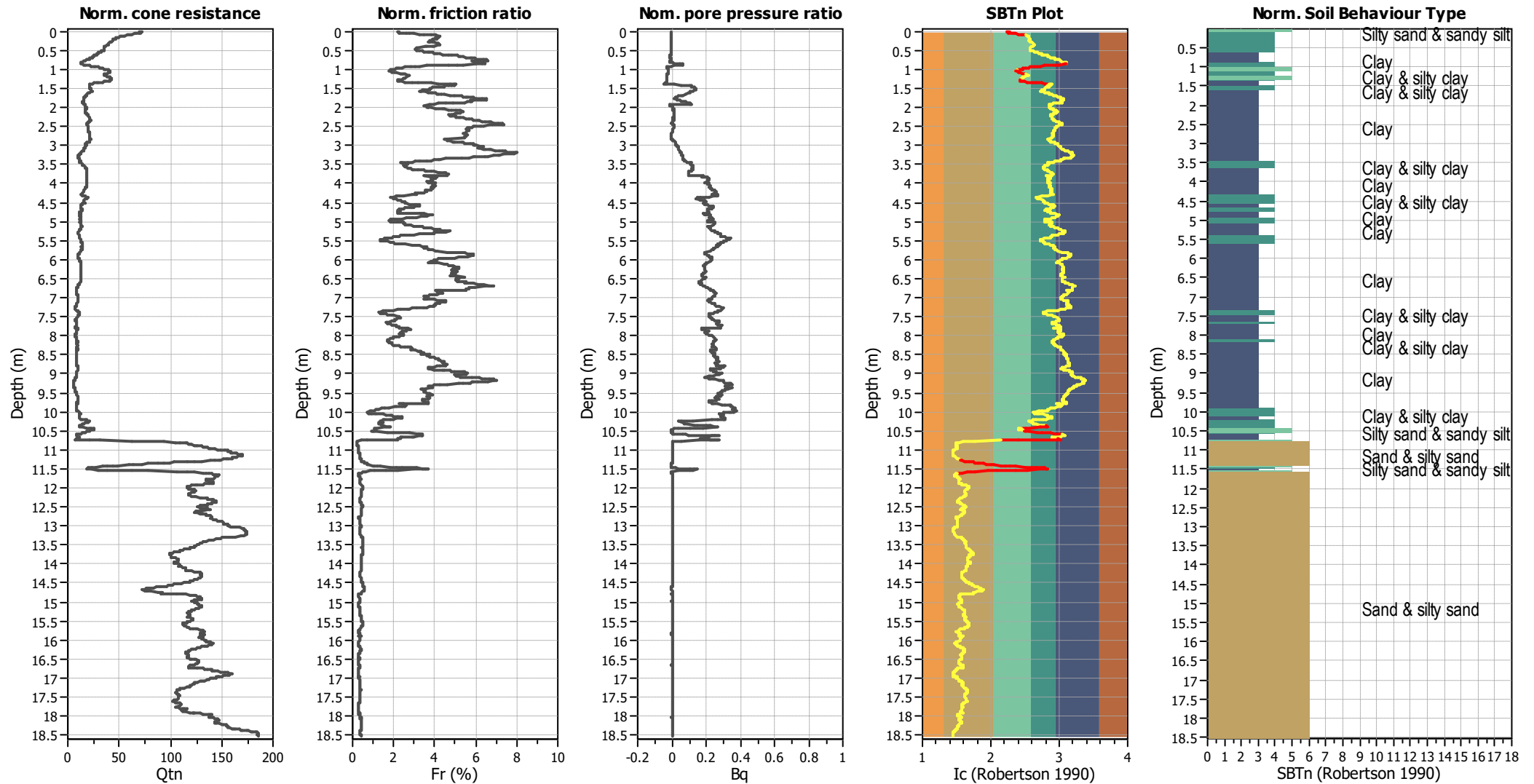
## Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on $I_c$ value	$I_c$ cut-off value:	2.60	$K_g$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

## SBT legend

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

## CPT basic interpretation plots (normalized)



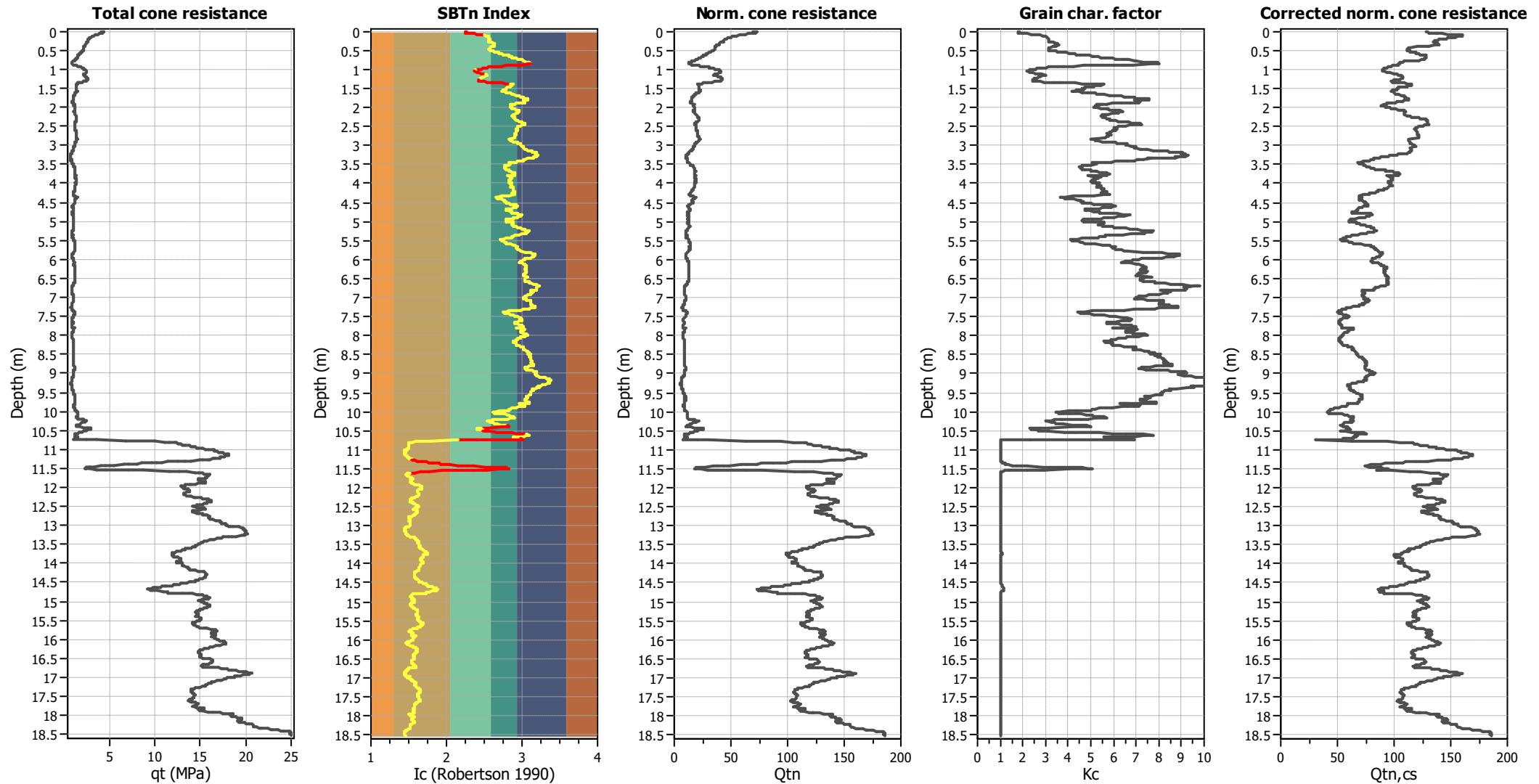
## Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	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> :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

## SBTn legend

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

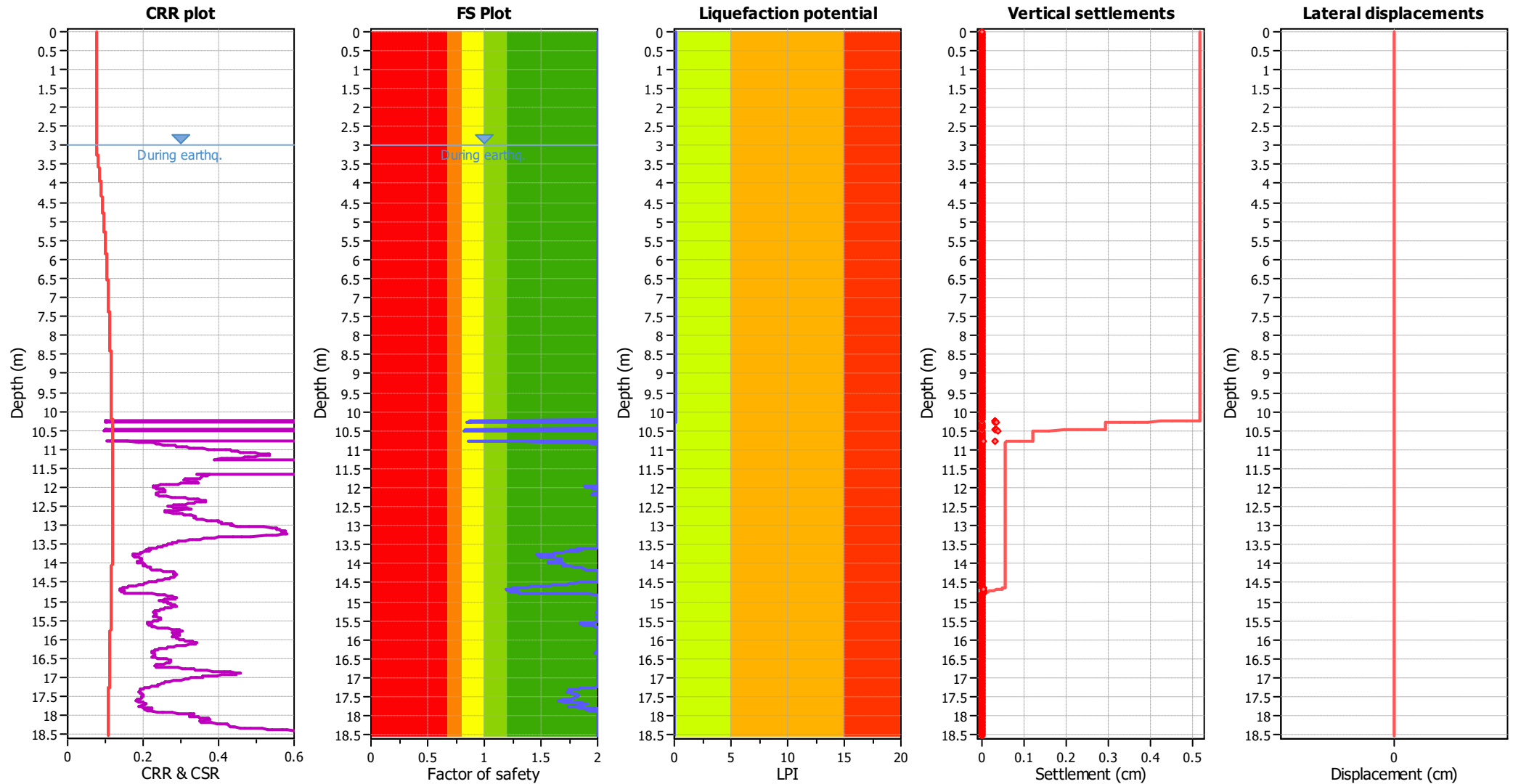
## Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>g</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

## Liquefaction analysis overall plots



### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_{\sigma}$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

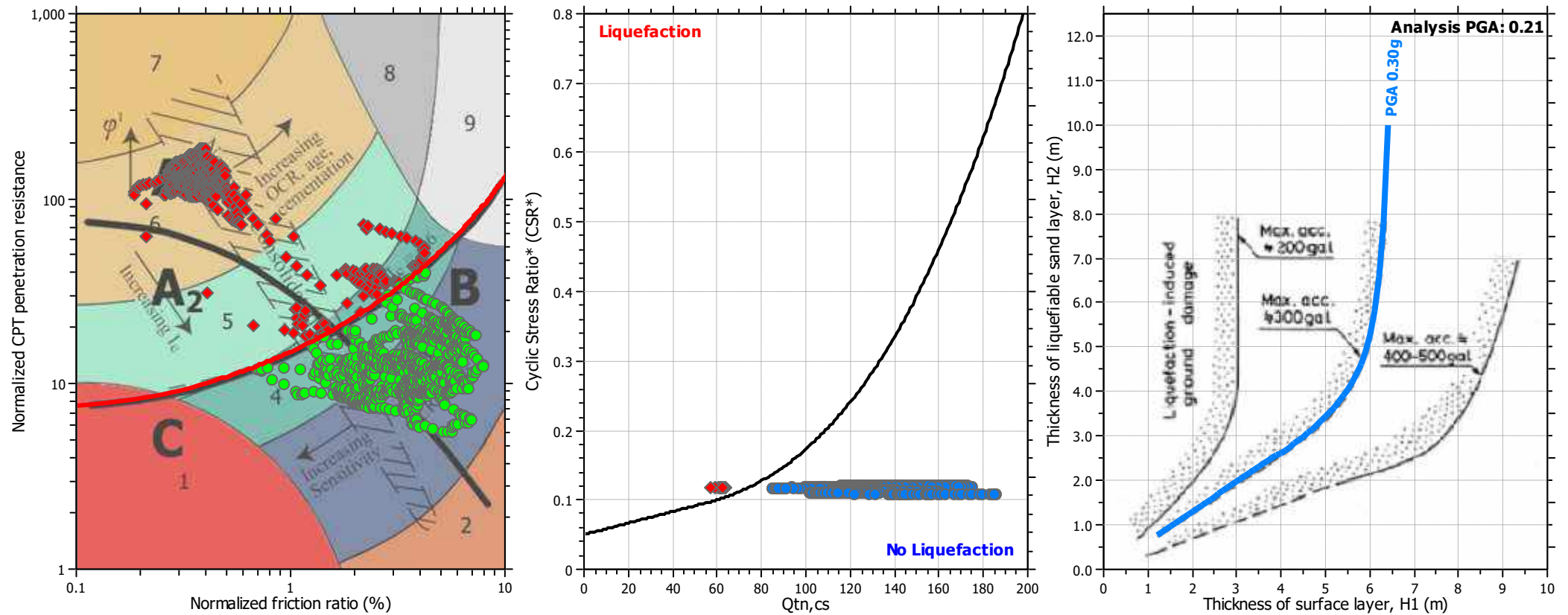
### F.S. color scheme

<span style="color: red;">■</span>	Almost certain it will liquefy
<span style="color: orange;">■</span>	Very likely to liquefy
<span style="color: yellow;">■</span>	Liquefaction and no liq. are equally likely
<span style="color: lightgreen;">■</span>	Unlike to liquefy
<span style="color: green;">■</span>	Almost certain it will not liquefy

### LPI color scheme

<span style="color: red;">■</span>	Very high risk
<span style="color: orange;">■</span>	High risk
<span style="color: yellow;">■</span>	Low risk

## Liquefaction analysis summary plots

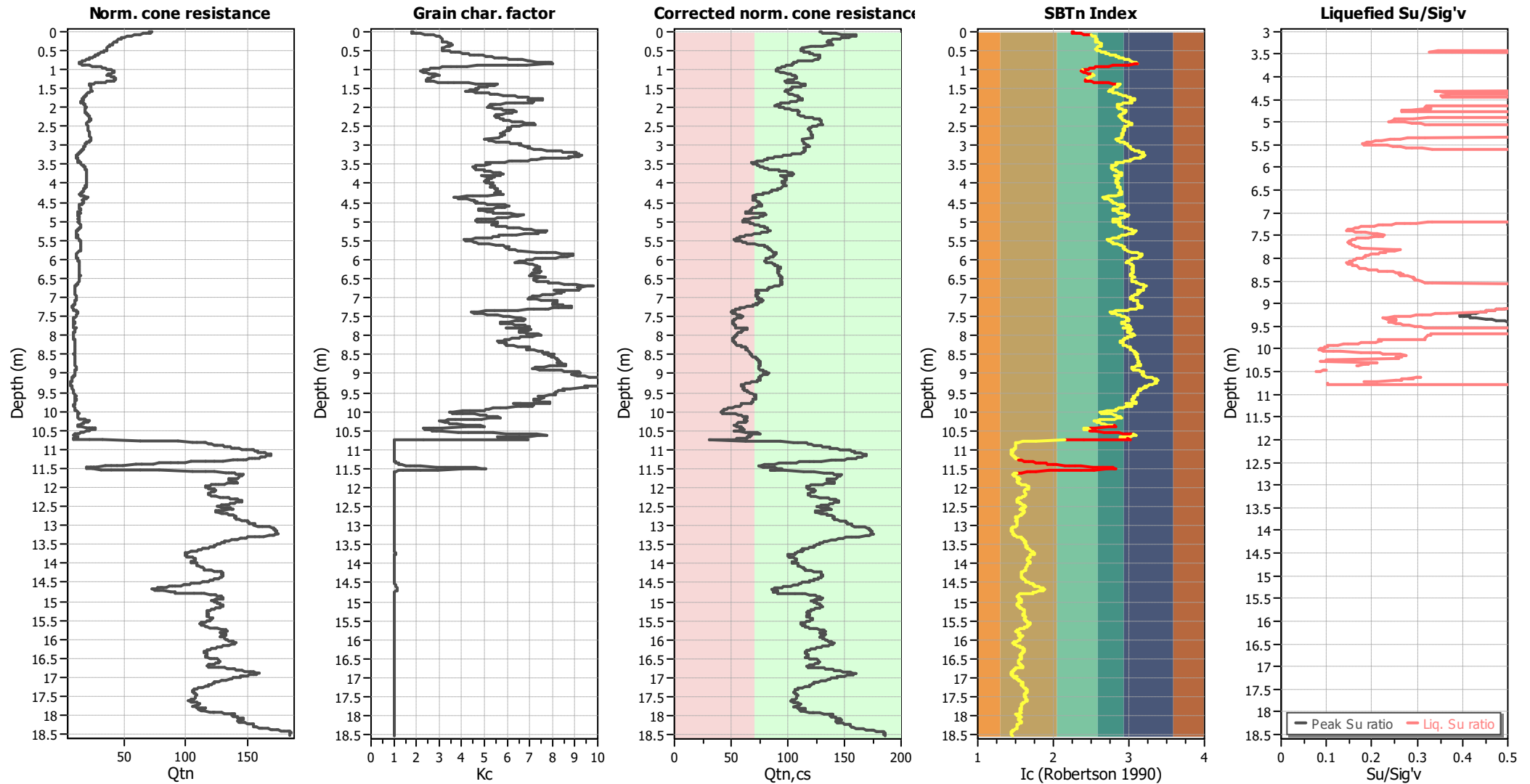


### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on $I_c$ value	$I_c$ cut-off value:	2.60	$K_G$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A



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



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>g</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

## LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

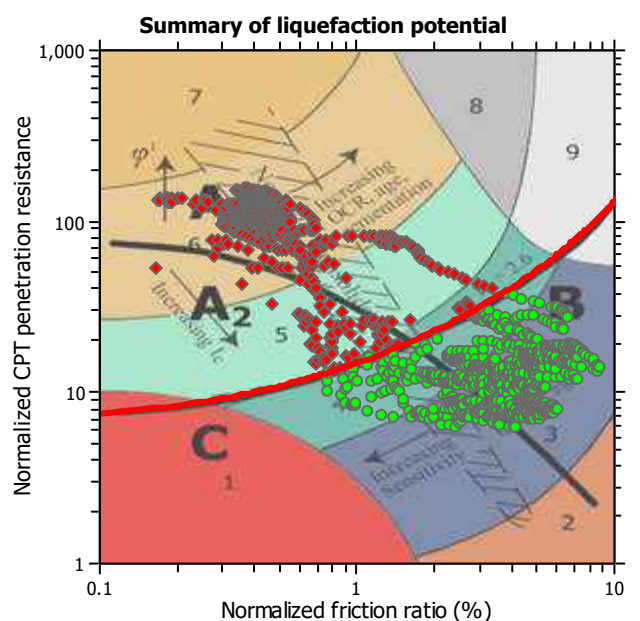
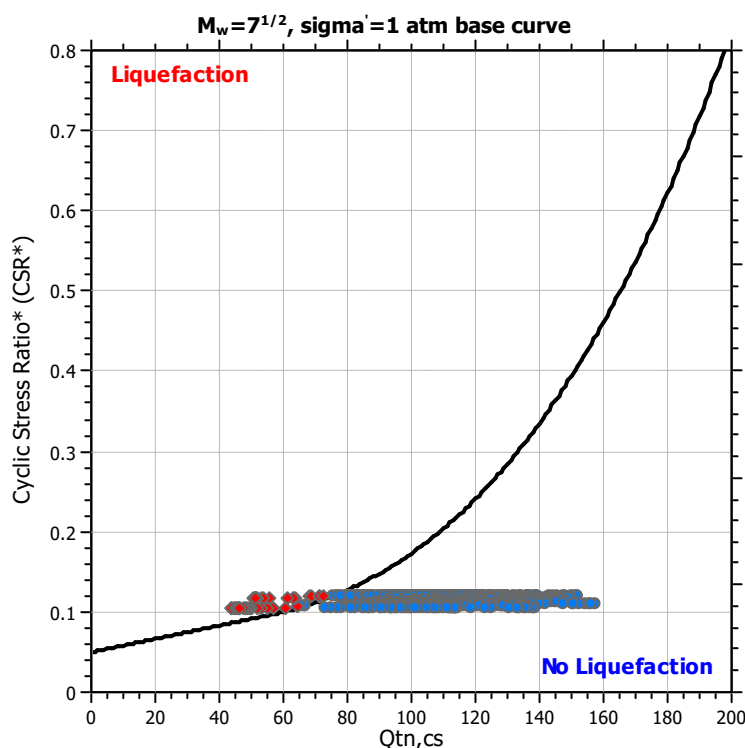
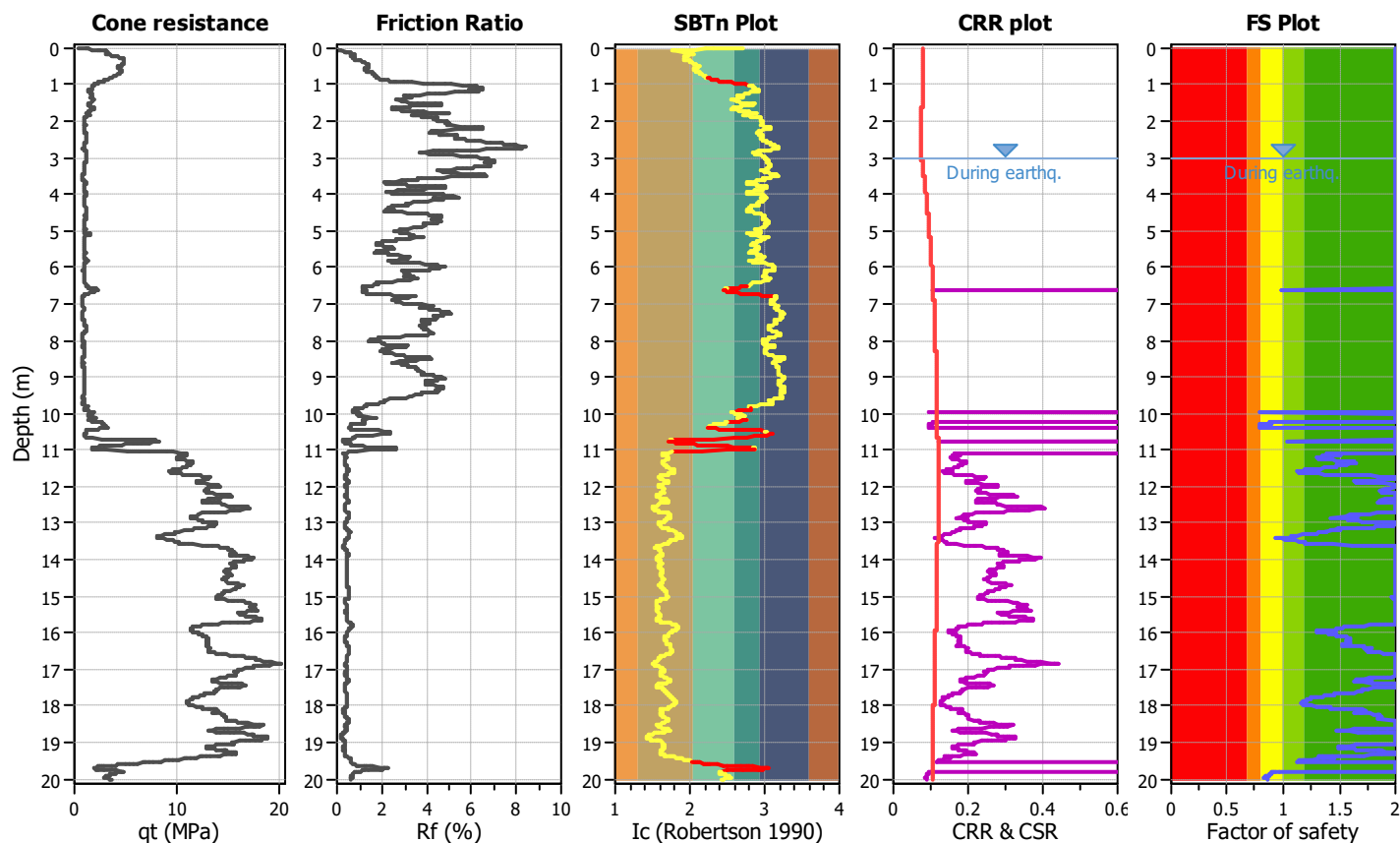
**Project title :**

**Location :**

**CPT file : CPTU4 SCUOLA MORIGIA RA**

### Input parameters and analysis data

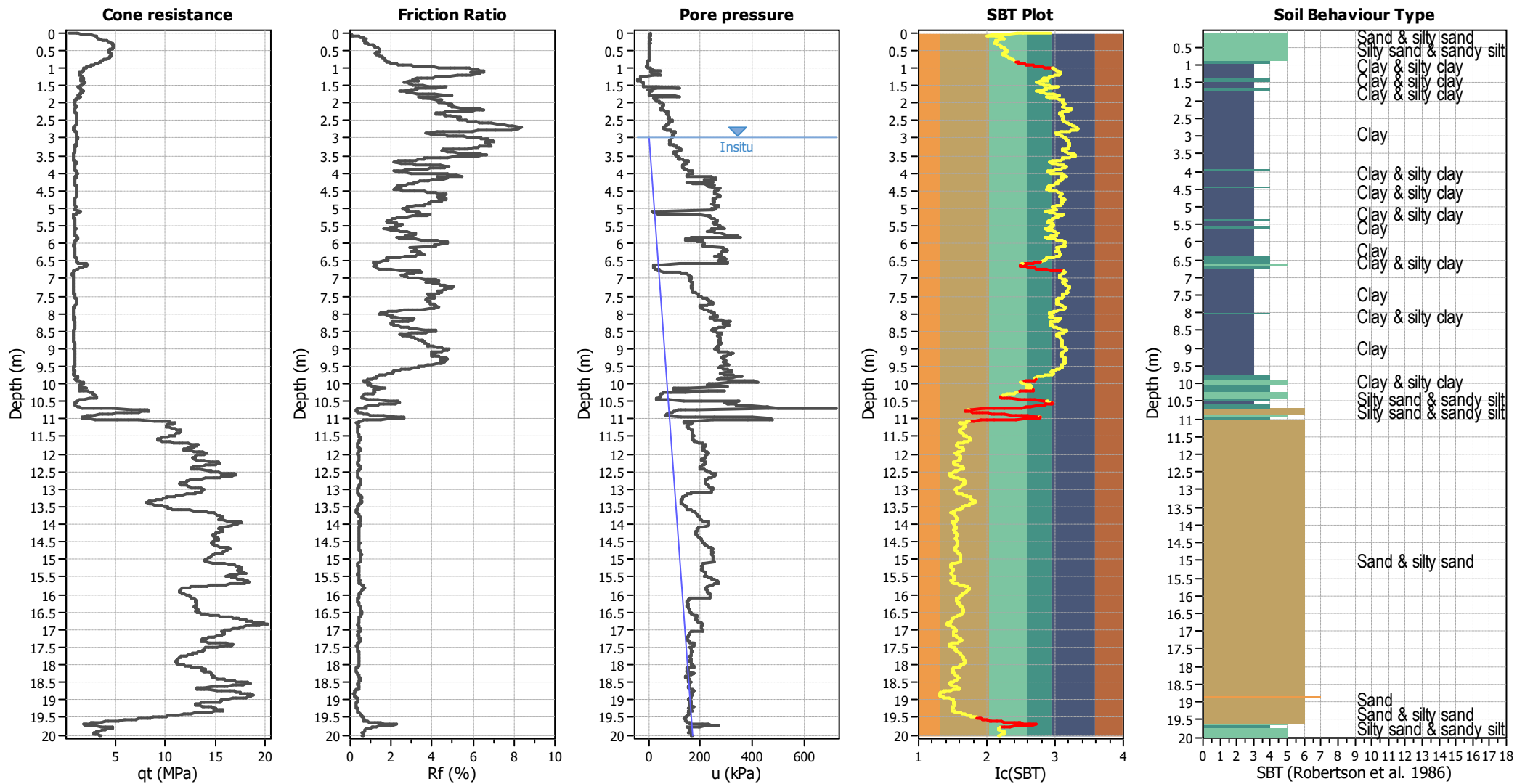
Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	3.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	3.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	1	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.00	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.21	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_g$ applied:	Yes	MSF method:	Method based



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



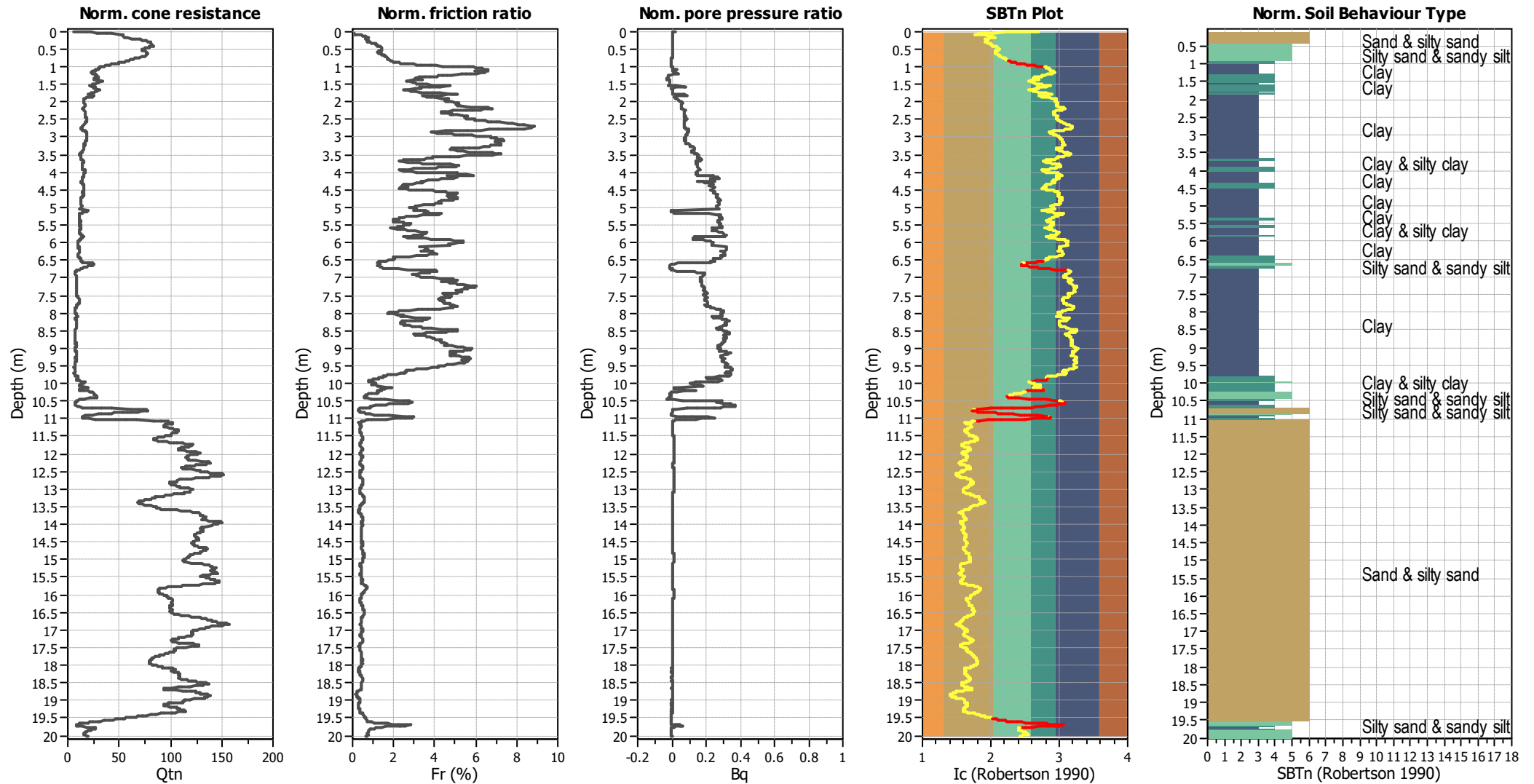
Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	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> :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

SBT legend

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

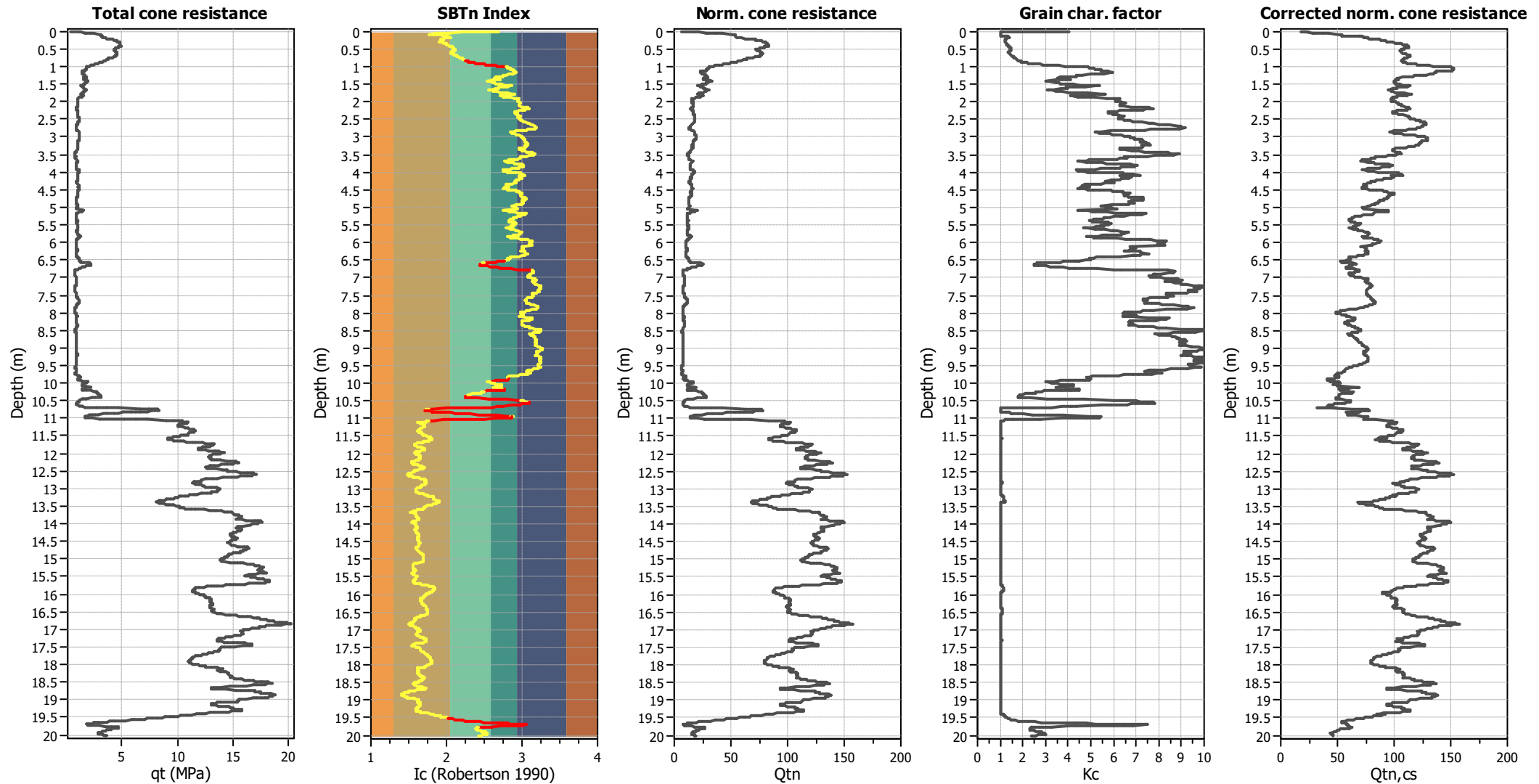
## CPT basic interpretation plots (normalized)



## Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>g</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

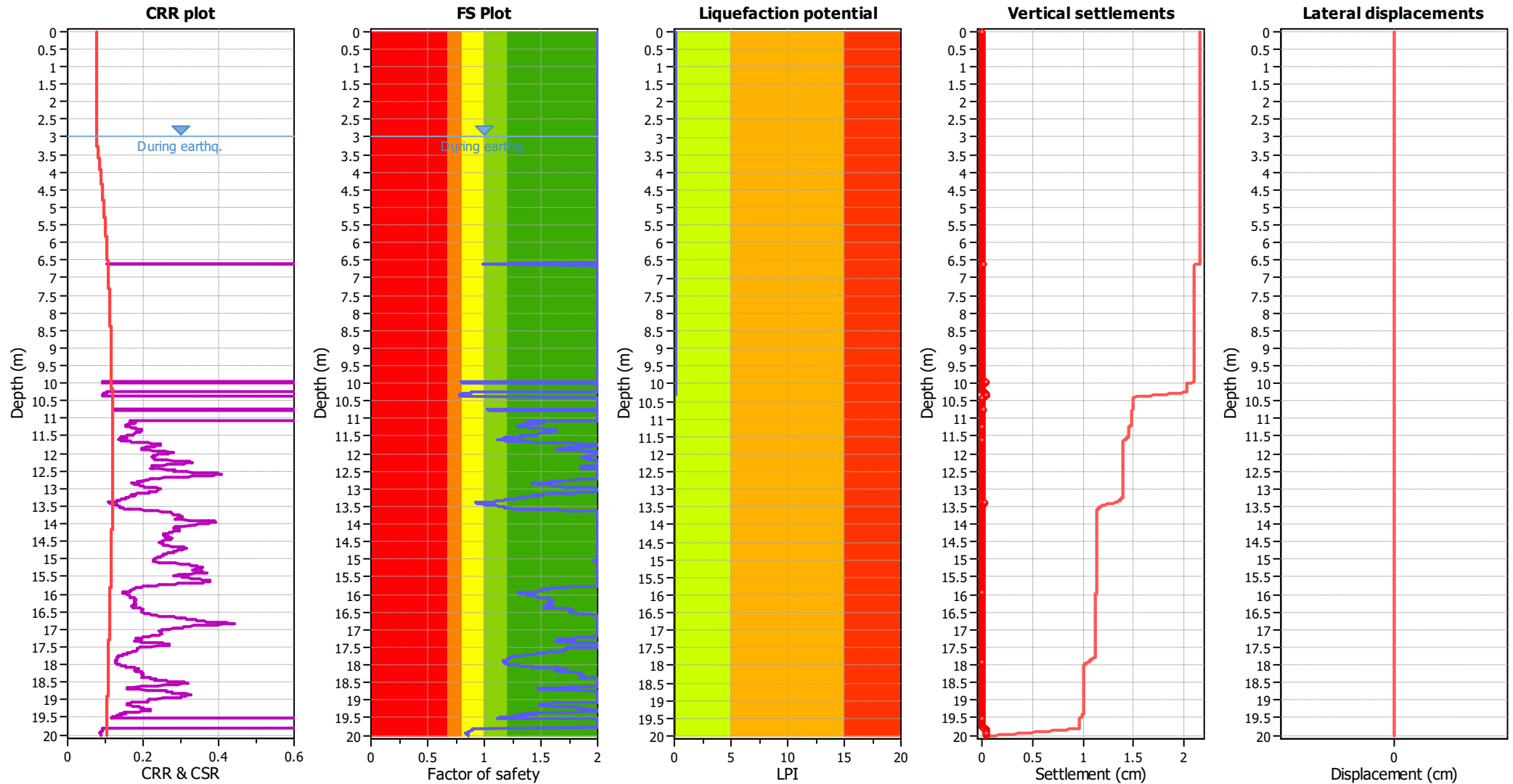
## Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>g</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

## Liquefaction analysis overall plots



### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_{\sigma}$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

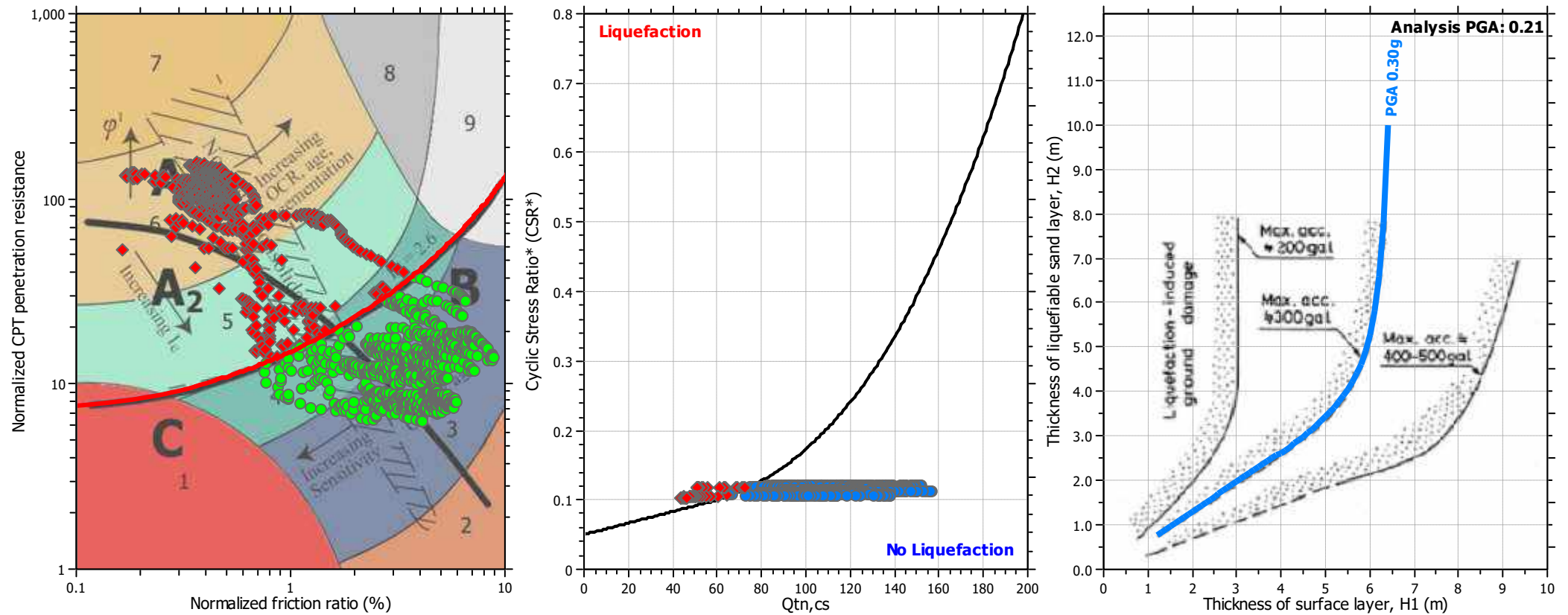
### F.S. color scheme

<span style="color: red;">■</span>	Almost certain it will liquefy
<span style="color: orange;">■</span>	Very likely to liquefy
<span style="color: yellow;">■</span>	Liquefaction and no liq. are equally likely
<span style="color: lightgreen;">■</span>	Unlike to liquefy
<span style="color: green;">■</span>	Almost certain it will not liquefy

### LPI color scheme

<span style="color: red;">■</span>	Very high risk
<span style="color: orange;">■</span>	High risk
<span style="color: yellow;">■</span>	Low risk

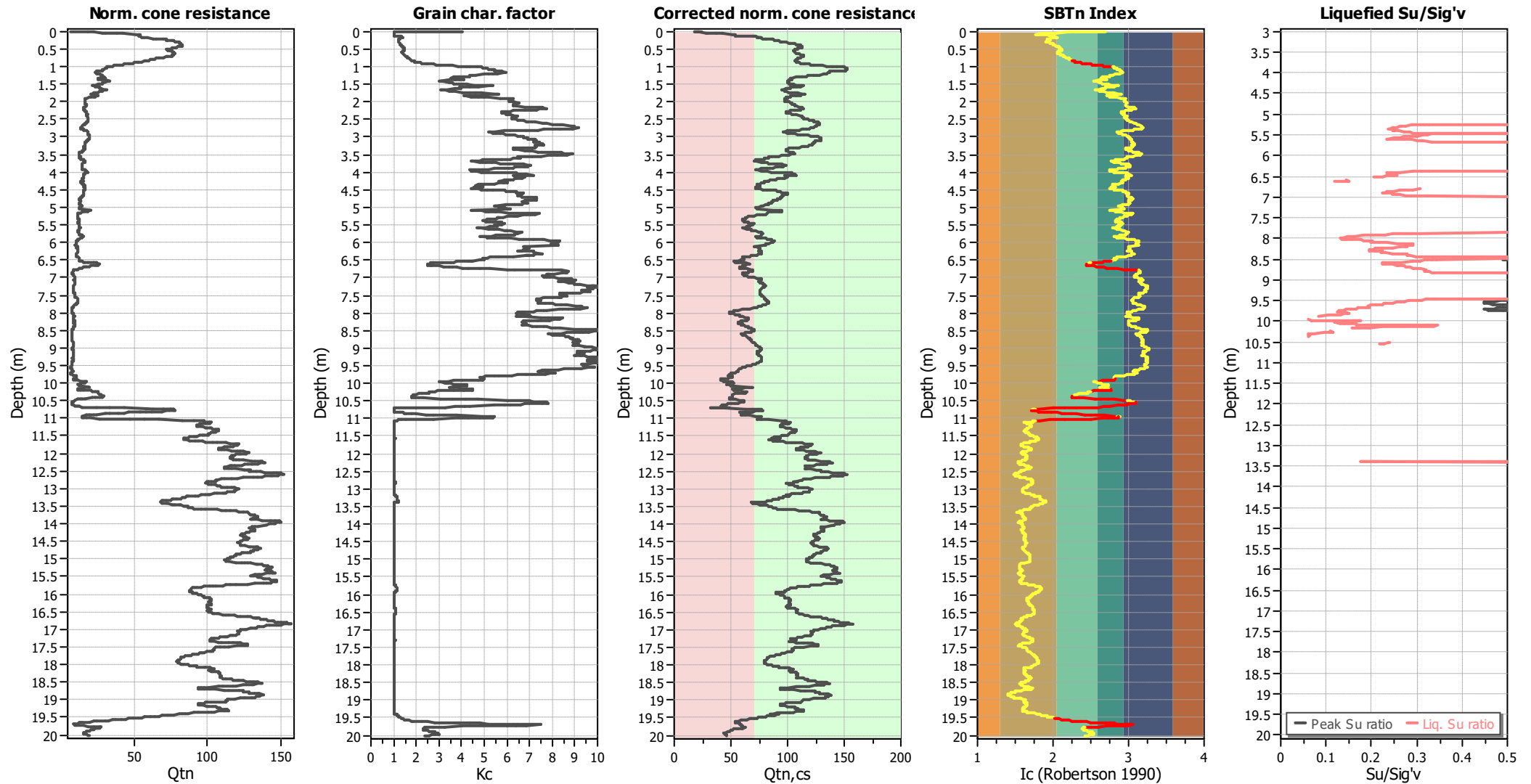
## Liquefaction analysis summary plots



### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on $I_c$ value	$I_c$ cut-off value:	2.60	$K_G$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

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



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>o</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A