

PROVINCIA DI RAVENNA

COMUNE DI RAVENNA

INDAGINE GEOLOGICA SUL TERRENO DI FONDAZIONE DEL PROGETTO DI
AMPLIAMENTO CENTRO SPORTIVO DI SAVARNA CON REALIZZAZIONE DI
TENSOSRUTTURA VIA DELL'ARTIGLIO SAVARNA

RELAZIONE GEOLOGICA

IN CONFORMITA' AL DECRETO DELLA GIUNTA DELLA REGIONE EMILIA
ROMAGNA N. 2193/2015, DGR 630/2019 E AL D.M. 17.01.2018
(AGGIORNAMENTO DELLE «NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI»)

COMMITTENTE:

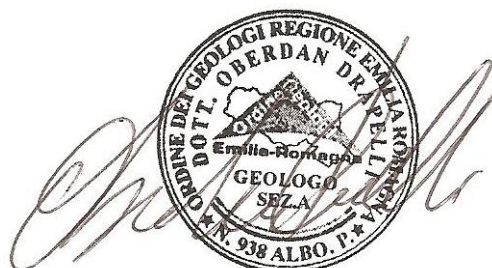


COMUNE DI RAVENNA
AREA INFRASTRUTTURE CIVILI
VIALE E. BERLINGUER, 58/68
48124 RAVENNA

REDAZIONE:

Dott. Geol. Oberdan Drapelli

N° 938 ORDINE DEI GEOLOGI DELL'EMILIA ROMAGNA



REV.	0	EMISSIONE GIUGNO 2020		
	1			
	2			

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

INDICE:

1.	PREMESSA	2
1.1	RIFERIMENTI LEGISLATIVI E NORMATIVI	2
2.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO LOCALE	6
3.	ASSETTO IDRAULICO E IDROGEOLOGIA	11
4.	INDAGINI ESEGUITE SUL TERRENO	13
4.1.	INDAGINI GEOTECNICHE	13
4.2.	INDAGINI SISMICHE	14
4.3.	RAPPORTI SPETTRALI H/V	15
5.	STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO	20
6.	MODELLO GEOTECNICO	21
6.1	CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI E MODELLO GEOTECNICO	21
6.2	VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI	22
6.3	SCELTA DELL'APPROCCIO DI PROGETTO	23
6.4	DETERMINAZIONE DEL VALORE DI PROGETTO DELLE AZIONI "ED"	24
6.5	STATO LIMITE ULTIMO - STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLU-SLE)	24
6.6	PREVISIONE DEGLI ASSESTAMENTI	27
7.	SISMICITÀ DELL'AREA	29
7.1	Zone sismogenetiche d'interesse per la sismicità dell'Emilia-Romagna.....	29
7.2	PERICOLOSITÀ SISMICA DI RIFERIMENTO REGIONALE	29
7.5	MACROSISMICITA'	30
7.6	STIMA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE.....	35

1. PREMESSA

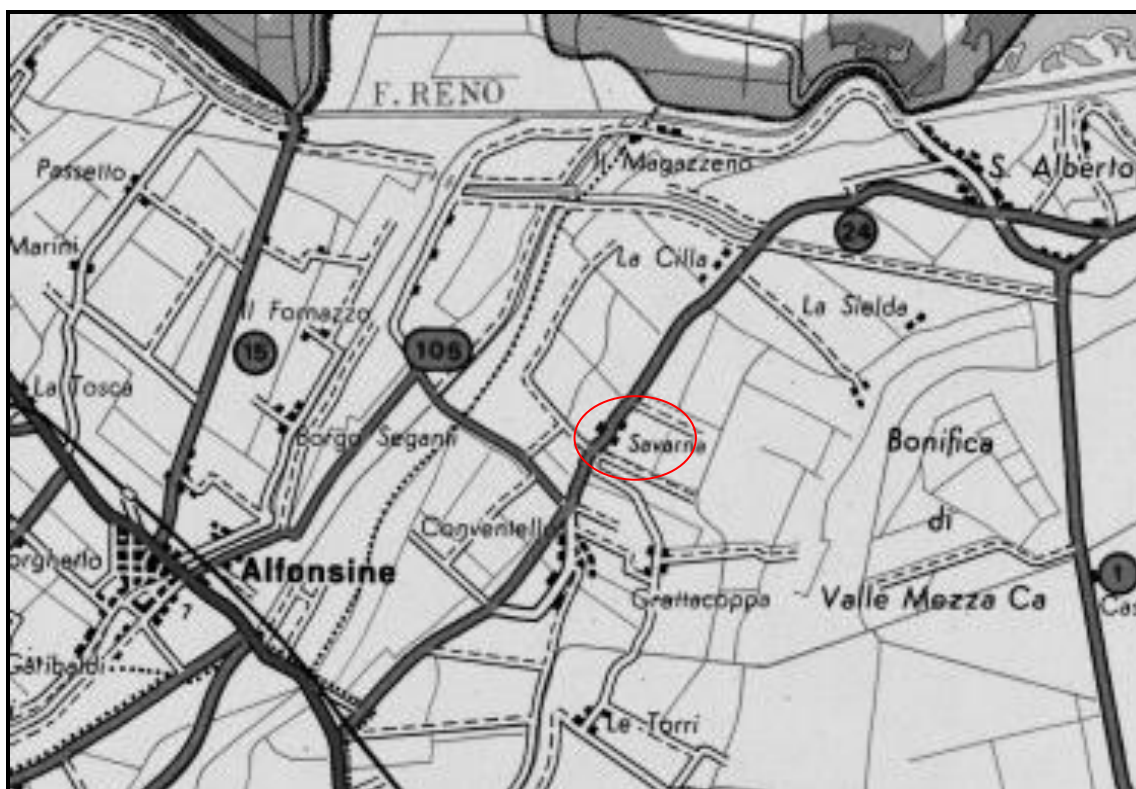
La presente Relazione geologica, con parametrizzazione geotecnica del terreno, di cui al § 6.2.1 del D.M. 17.01.2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, si è predisposta come relazione geologica a corredo del progetto di ampliamento del centro sportivo di Savarna in via dell’Artiglio; l’ampliamento prevede la realizzazione di una tensostruttura per coprire il campo da calcetto. 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. Si è realizzata pertanto una prova Cptu spinta fino alla profondità di 31 metri e di un Tromino digitale per la misura dell H/V e conseguente relazione di risposta sismica locale.

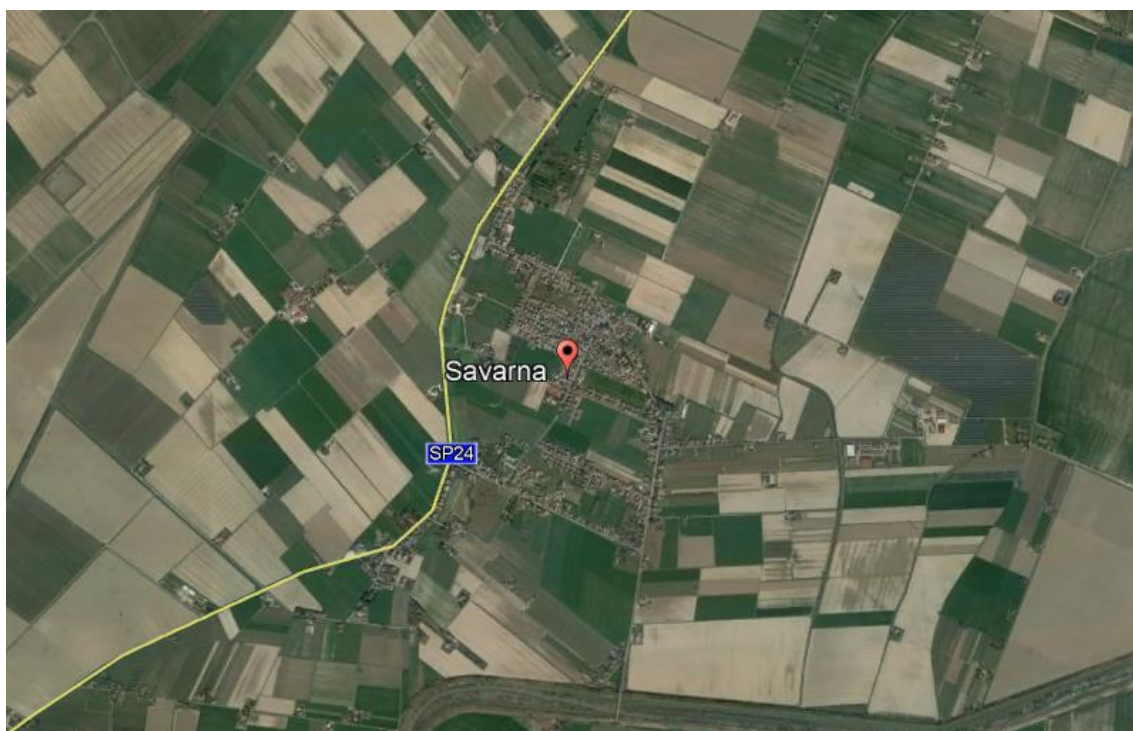
Lo studio è stato condotto nel rispetto delle normative vigenti in materia, in particolare il D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»), facendo riferimento alla circolare n° 7 del 21/01/2019.

1.1 RIFERIMENTI LEGISLATIVI E NORMATIVI

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”, pubblicato sulla G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, suppl. ord. n. 30, che entrano in vigore il 6 marzo 2008.
- •Circolare Applicativa n° 617 del 02/02/2009 alle NTC/2008. •Delibera Assemblea Legislativa n°112/2007 della Regione Emilia Romagna “Atto di Indirizzo e coordinamento tecnico” per gli studi di microzonizzazione sismica.
- •Decreto della Giunta della Regione Emilia Romagna n. 2193/2015 "Approvazione aggiornamento dell'atto di coordinamento tecnico denominato "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", di cui alla deliberazione dell'assemblea legislativa 2 Maggio 2007, N. 112.
- Decreto della Giunta della Regione Emilia Romagna n. 630/2019

- •A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana)“Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche (giugno 1977).
- •A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana)“Raccomandazioni sui pali di fondazione (dicembre 1984)”. •A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana)“Aspetti geotecnici nella progettazione in zona sismica (Edizione Provvisoria, marzo 2005)”.
- •C.N.R. UNI Ente Nazionale Italiano di Unificazione.
- •Eurocode EC7: Geotechnics, design – dicembre 1987.
- •Eurocode EC8: Design provisions for earthquake resistance of structures – ottobre 1994.
- Norme tecniche per le costruzioni 2018 (NTC 2018)



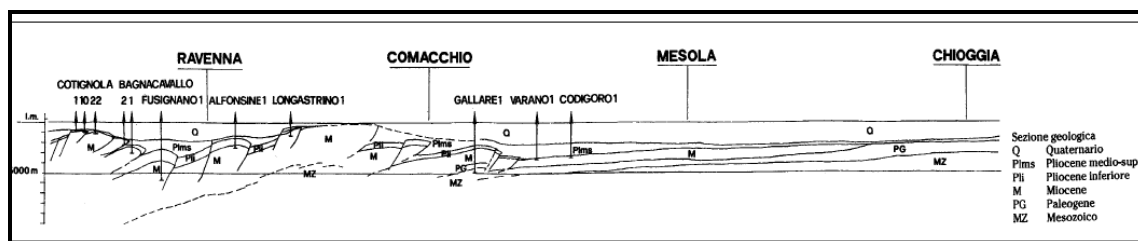




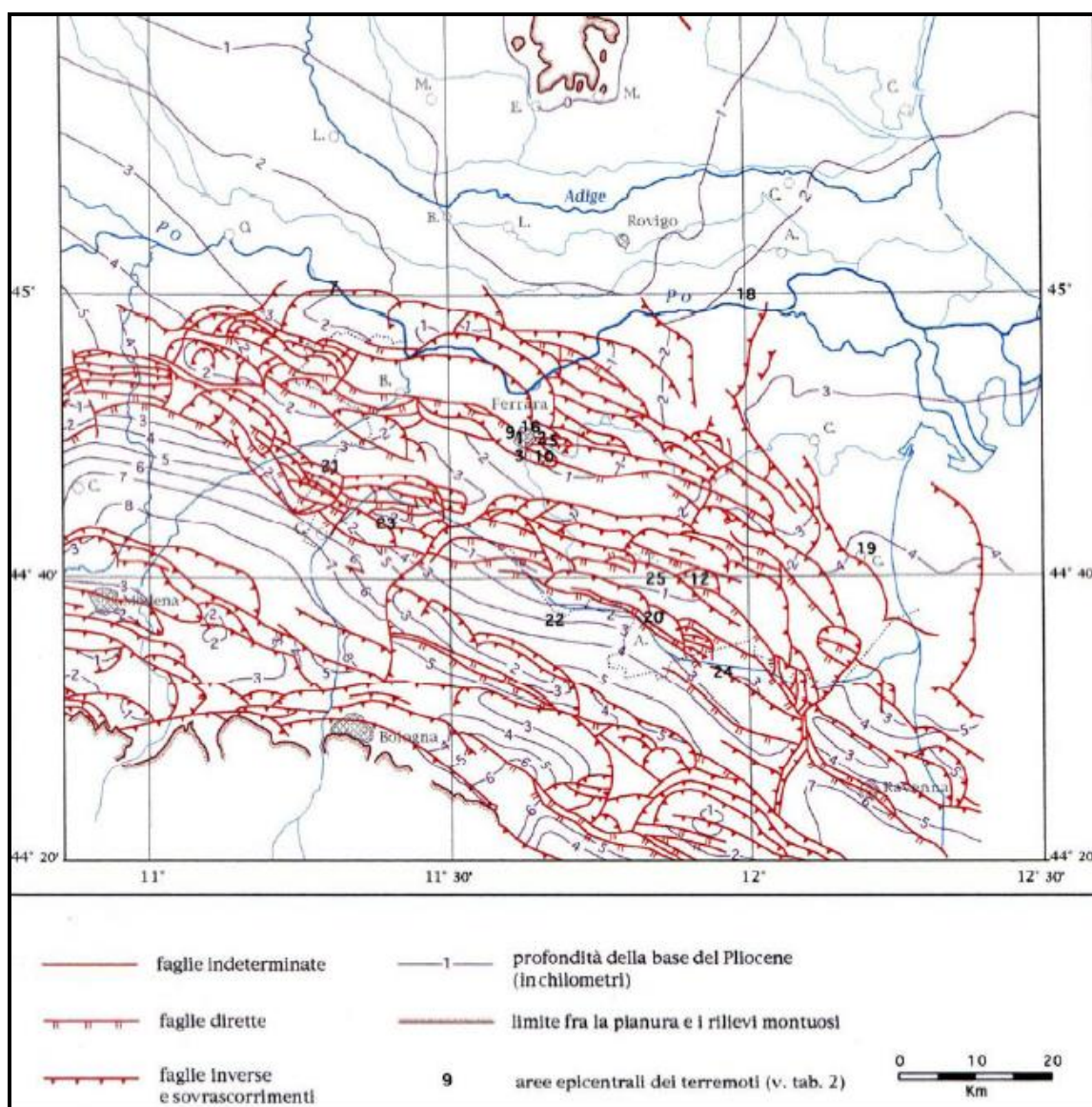
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO LOCALE

Questo territorio della pianura, dista circa 20-25 chilometri dal margine collinare, dove affiorano le successioni sedimentarie marine che nella zona di Savarna si trovano a grandissima profondità (circa un migliaio di metri) sotto la superficie topografica. Dalla parte opposta troviamo il mare ad una distanza di circa 15-20 chilometri, dall'attuale linea di costa. Nel sottosuolo i sedimenti Pliocenici e Quaternari ricoprono un substrato di età Miocenica, il quale risulta essere fortemente ripiegato e tettonizzato con strutture e successioni stratigrafiche molto simili a quelle rinvenibili nell'Appennino; il territorio comunale a tal proposito è situato sul fianco SO della "sinclinale romagnola", la quale è delimitata a SO dalla sinclinale di Cotignola e a NE dalla sinclinale di Alfonsine-Ravenna. Il substrato Miocenico è caratterizzato da una successione di pieghe anticlinali e sinclinali con vergenza NE ed andamento appenninico; è situato a profondità crescenti da un minimo di 1500 m ad un massimo di 4000 m. Al substrato miocenico si sovrappongono in giacitura trasgressiva e discordante le argille del Pliocene inferiore con intercalati frequenti livelli di sabbia. Questi terreni hanno spessore molto variabile essendo ridotti od addirittura mancanti al culmine delle anticlinali, mentre sono di spessore notevole nelle sinclinali. Ciò è conseguenza sia di emersione ed erosione nelle zone di anticlinale alla fine del Miocene e nel Pliocene inferiore, sia della subsidenza differenziata fra zone di anticlinali e di sinclinali. Gli strati del Pliocene inferiore sono ed interessati da fenomeni disgiuntivi simili a quelli che interessano il substrato miocenico, ma di minore intensità. Le formazioni più recenti, a partire dal Pliocene medio superiore, sono caratterizzate da deformazioni meno intense. I sedimenti del Pliocene medio superiore (argille marnose con intercalazioni di sabbie) sono trasgressivi sul Pliocene inferiore; lo spessore di questi sedimenti è condizionato dalla tettonica con uno spessore modesto (circa 100 m) sulle anticlinali ed uno spessore più rilevante nelle sinclinali (anche e oltre 1000 m).. L'influenza della tettonica si riduce e si attenua nel Quaternario; ai sedimenti del Pliocene superiore seguono con una certa continuità di sedimentazione le argille e argille limoso sabbiose tipiche del Calabriano, a sua volta seguite da sedimenti di ambiente marino litorale e salmastro consistenti in intercalazione di sabbie e di argille con banchi ricchi di macrofossili attribuibili al periodo post Calabriano (Emiliano, Siciliano e Milazziano). Seguono terreni prevalentemente di ambiente continentale (alluvioni argilloso limose con lenti sabbioso limose) a cui si

intercalano livelli marini con depositi di ambiente litorale (sabbie di spiaggia e duna) legate alle fasi interglaciali pleistoceniche, terminate le quali ha inizio il depositarsi di sedimenti continentali depositate durante la glaciazione Wurmiana. Il territorio del Comune, è stato raggiunto dal mare durante la trasgressione dell'Olocene; la linea di massima avanzata del mare, databile a circa 5000 anni fa, coincide circa con la S.S16 Adriatica che collega Ravenna a Ferrara. I sedimenti Olocenici nel territorio, sono rappresentati superficialmente da alluvioni argilloso limose con lenti sabbioso limose a cui si intercalano episodi lagunari argilloso limosi molli (circa normalconsolidati), a cui seguono strati sabbiosi, che rappresentano depositi di spiaggia o duna, alternati a livelli argilloso limosi molli fino a oltre i 20 metri di profondità. L'area in oggetto di studio si trova nella parte settentrionale della provincia di Ravenna a ridosso del confine con quella di Ferrara identificato dalla via Bassa; il progetto in esame si trova nei pressi della scuola del paese dove le quote topografiche risultano essere di circa qualche metro sopra il livello medio mare (dati desunti dalla c.t.r.). I sedimenti recenti in questo tratto di pianura, sono influenzati dalle divagazioni del Fiume Reno (Po di Primaro) che in questo tratto risulta essere arginato in argini artificiali e sono rappresentati in superficie da alluvioni argilloso limose con lenti sabbioso limose a cui si intercalano episodi lagunari caratterizzati dalla presenza di conchiglie di ambiente salmastro. In questa zona di "alto" topografico, le sabbie iniziano superficialmente alla profondità di circa 1.50 metri da piano campagna che rappresenta l'avanzata della linea di costa in epoca Olocenica. L'area in esame corrisponde alla zona di sedimentazione olocenica dove i terreni soprastanti la trasgressione olocenica sono in questa zona prevalentemente limoso argillosi. Durante le ultime fasi dell'Olocene, a causa dell'equilibrio verificatosi tra variazioni del livello marino e subsidenza e dalla persistenza quindi di un ambiente di spiaggia, si è sviluppato in tutta questa zona un corpo sabbioso. Questo complesso diminuisce gradatamente di spessore da Nord verso Sud a causa del variare in tal senso della subsidenza. Nella zona sono frequenti direttrici di paleoalveo visibili dalle cartografie. Nella FIGURA si riporta la sezione geologica passante per Cotignola, Bagnacavallo, Ravenna, Comacchio, Codigoro, Mesola, Chioggia in cui si possono apprezzare gli spessori dei sedimenti del Quaternario sopra i pliocenici, che coincide con il passaggio dai sedimenti sciolti a quelli litificati o pseudolitificati.



Nella FIGURA si riporta uno stralcio della Carta Strutturale della Pianura Padana, con le Pieghe Ferraresi dell'Appennino sepolto (Pieri & Groppi, 1981, CNR, 1992) con visibili le varie strutture sepolte e le faglie e sistemi trascorrenti attivi e non attivi.



Carta strutturale della Pianura Padana (Pieri e Groppi, 1992)

La zona oggetto del presente studio rientra nel settore orientale della Pianura Padana, in prossimità della zona palustre contraddistinta dalle valli di Comacchio. La Pianura Padana si è formata a seguito dell'abbandono dei sedimenti da parte del fiume Po e dei

suoi affluenti. La pianura emiliano romagnola è caratterizzata dalla presenza di sedimenti fini, quelli sabbiosi identificati prevalentemente nei canali e nelle dune costiere, mentre limi ed argille sono caratterizzanti le aree interfluviali, in ragione della bassa energia idrodinamica. L'attuale assetto del territorio è il risultato delle vicissitudini climatiche e geologiche degli ultimi due milioni di anni: le glaciazioni del Quaternario hanno influito sia sulla localizzazione dei detriti trasportati dai fiumi sia sulle fluttuazioni eustatiche, generando importanti regressioni e trasgressioni marine, registrate nei sedimenti quaternari del sottosuolo padano costiero. Il bacino padano è costituito superficialmente da sedimenti Olocenici di piana alluvionale, a cui segue, in profondità, una coltre di sedimenti incoerenti di età Pliocenica e Quaternaria con depositi di vari ambienti deposizionali. L'area, formata da fenomeni di deposizione sedimentaria legati a morfodinamiche di tipo fluviale/deltizio e costiero ha avuto un'evoluzione geologica molto recente. Fino al III secolo dopo Cristo, l'area era sommersa ad eccezione della porzione meridionale costituito dall'apparato deltizio Padò-Eridano; a partire dall'Alto medio Evo, si assiste alla progradazione dell'apparato deltizio del Volano con la bocca principale che genera l'emersione della zona a formare l'ala meridionale del nuovo apparato costituitosi. Numerosi sono i bacini lagunari e le aree paludose che hanno occupato la zona sin dall'Età del Bronzo, età a cui sono riferibili i primi cordoni litoranei ancora oggi in parte visibili. L'assetto attuale del territorio è comunque dovuto anche all'azione antropica, mediante il convogliamento di svariati alvei fluviali in altri, la costruzione di argini circondariali per difendere i territori dall'ingressione delle acque rimontanti del mare, e le opere di bonifica. Nel valutare le litologie presenti, occorre evidenziare il fatto che in tutta la zona, si è verificata una successione temporale alterna di ambienti deposizionali diversi, determinati dalla fluttuazione della linea di costa e dal suo successivo arretramento verso est; la deposizione che ne consegue è quindi caratterizzata da una generale lenticolarità degli strati che possono variare anche in spazi brevi. Date queste caratteristiche di disomogeneità sia verticale che orizzontale, solo un'analisi puntuale del sito, assicura una dettagliata caratterizzazione geotecnica dei terreni attraversati. La litologia prevalente dell'area è comunque caratterizzata dalla presenza di sabbia fine, a tratti limosa, mediamente addensata tipica dei cordoni di dune parzialmente sepolte come risulta evidente nella carta geomorfologia. Altimetricamente la zona è compresa tra +3 +4 metri sul livello medio del mare.

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. Depositi 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*.

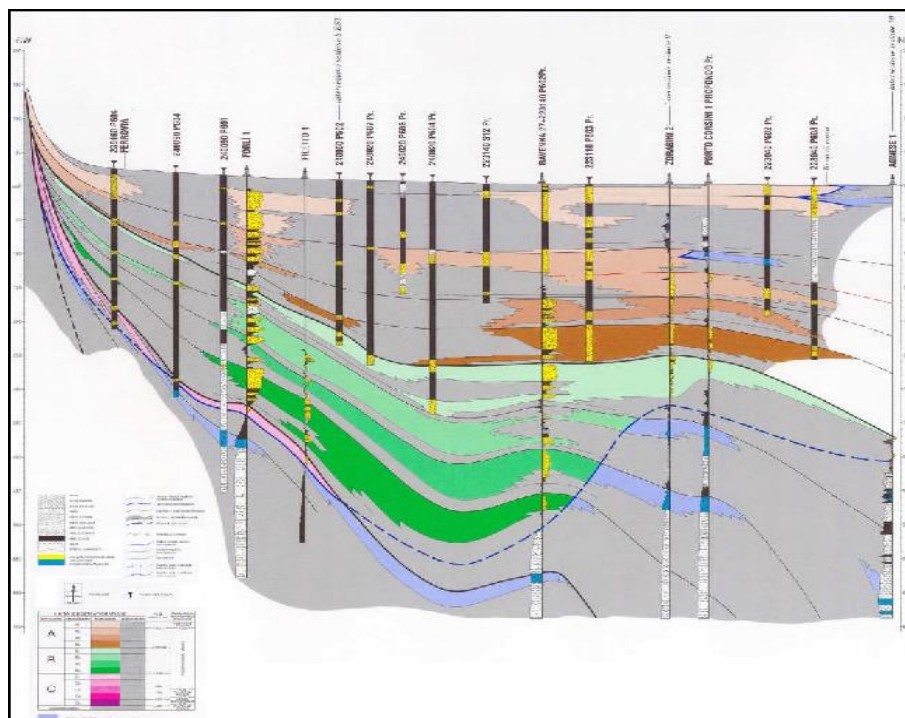
3. ASSETTO IDRAULICO E IDROGEOLOGIA

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.

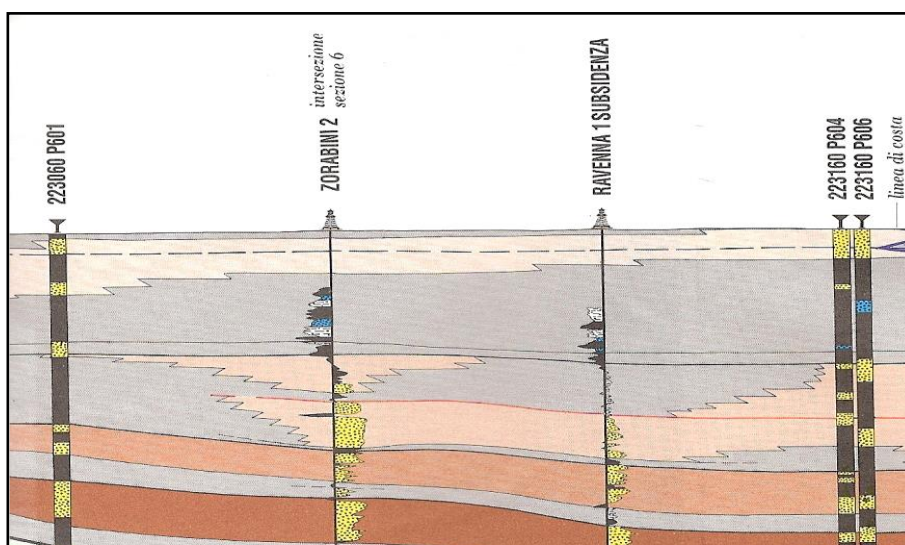
PRINCIPALI UNITA' STRATIGRAFICHE					ETA' (milioni di anni)	SCALA CRONOSTRATIGRAFICA (milioni di anni)	UNITA' IDROSTRATIGRAFICHE				
AFFIORANTI			SEPOLTE				GRUPPO ACQUIFERO	COMPLESSO ACQUIFERO			
QUATERNARIO CONTINENTALE	TERRE ROSSE, DILUVIUM, ALLUVIUM, TERRAZZI E ALLUVIONI	FORMAZIONE FLUVIO - LACUSTRE	FORMAZIONE DI QUATTELLO	UNITA' DI VILLA DEL BOSCO	UNITA' DI CA' DI SOLA	SUPERSISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE	UNITA' DI BORGO PANIGALE	PLEISTOCENE SUPERIORE - OLOCENE	A	A1
	DILUVIUM p.p.										A2
											A3
											A4
QUATERNARIO MARINO	MILAZZANO SABBIE di CASTELVETRO p.p. SABBIE GIALLE di INVOLA p.p.	FORMAZIONE FLUVIO - LACUSTRE	FORMAZIONE DI QUATTELLO	UNITA' DI VILLA DEL BOSCO	UNITA' DI CA' DI SOLA	SUPERSISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO INFERIORE	UNITA' DI BORGO PANIGALE	PLEISTOCENE MEDIO	B	B1
	MILAZZANO e CALABRIANO p.p. SABBIE di CASTELVETRO p.p. SABBIE GIALLE di INVOLA p.p.										B2
	CALABRIANO p.p. SABBIE di MONTERICO FORMAZIONE di TERRA del SOLE p.p.										B3
	CALABRIANO p.p. FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.										B4
QUATERNARIO MARINO	MILAZZANO SABBIE di CASTELVETRO p.p. SABBIE GIALLE di INVOLA p.p.	FORMAZIONE FLUVIO - LACUSTRE	FORMAZIONE DI QUATTELLO	UNITA' DI VILLA DEL BOSCO	UNITA' DI CA' DI SOLA	SUPERSISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO INFERIORE	UNITA' DI BORGO PANIGALE	PLEISTOCENE MEDIO	C	C1
	MILAZZANO e CALABRIANO p.p. SABBIE di CASTELVETRO p.p. SABBIE GIALLE di INVOLA p.p.										C2
	CALABRIANO p.p. SABBIE di MONTERICO FORMAZIONE di TERRA del SOLE p.p.										C3
	CALABRIANO p.p. FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.										C4
P2	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.					SUPERSISTEMA DEL PLIOCENE MEDIO-SUPERIORE		PLIOCENE MEDIO SUPERIORE			C5
ACQUITARIO BASALE E											

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.



Stralcio della Sezione geologica e idrostratigrafica n. 9 (R.E-R e Eni-Agip, 1998)

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.

4. INDAGINI ESEGUITE SUL TERRENO

4.1. INDAGINI GEOTECNICHE

Per la presente relazione è stata realizzata 1 prove penetrometriche statiche elettriche con piezocono CPTU spinta alla profondità di 30 metri ciascuna al fine di caratterizzare il substrato di fondazione del progetto. 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° , diametro di 35,7 mm e area di 10 cmq per la misura della pressione di rottura (Q_c), manicotto di attrito per la misurazione delle resistenze di attrito laterale (f_s) con superficie di 150 cmq, velocità di penetrazione della punta-manicotto pari a 2 cm/sec. La speciale attrezzatura utilizzata permette l'acquisizione dei dati ogni 2 cm di avanzamento attraverso sensori

di pressione elettrici. Inoltre erano attivi anche due inclinometri posti a 90°, per il controllo della deviazione delle aste dalla verticale (essenziale per prove in profondità), ed un sensore di temperatura (essenziale per correggere i valori di “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.



4.2. INDAGINI SISMICHE

È stata eseguita in sito un’acquisizione sismica di tipo passivo a stazione singola della durata di 30 minuti, le acquisizioni sono state eseguite utilizzando un geofono triassiale modello “GS ONE LF” Geospace Technologies, cioè una terna calibrata con geofoni da 4,5Hz (frequenza propria), 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 la frequenza fondamentale del sito e per fornire informazioni circa la sequenza sismostratigrafica locale. 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 determinare la frequenza di risonanza di un sito o di una struttura utilizzando il rumore sismico ambientale (microtremore), nell'ipotesi che lo spettro della componente verticale simuli quello di un rumore "bianco". Utilizzando un sistema di acquisizione composto da un sensore a tre componenti (verticale, Est-Ovest e Nord-Sud) e da un convertitore analogico digitale (sismografo), si registrano finestre di rumore ambientale dalle quali è possibile elaborare i rapporti H/V. Tali rapporti presentano un comportamento differente a seconda del sito considerato. L'esatto valore della frequenza fondamentale 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).

4.3. RAPPORTI SPETTRALI H/V

Allo scopo di individuare il potenziale periodo di risonanza di sito e integrare la definizione delle caratteristiche sismo-stratigrafiche, è stata effettuata una misura di microtremori, utili a definire il rapporto H/V. Il computo della direttività relativa alla misura HVSR della durata di 30 minuti viene mostrato nella figura seguente, dove si può notare come nell'intervallo compreso tra 1,0 ÷ 1,4 Hz sia presente un "picco" del rapporto H/V caratterizzato da una limitata direzionalità del segnale (indice di validità delle misure effettuate).

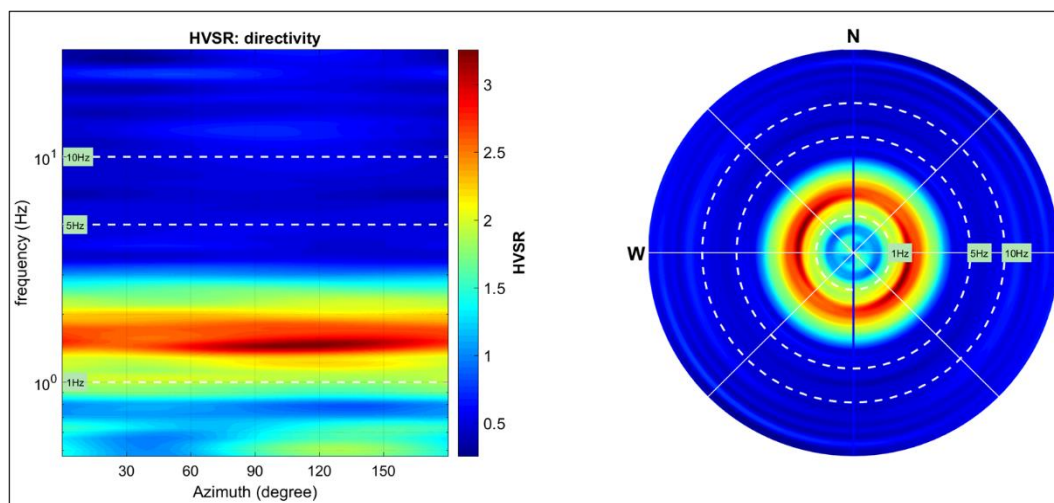


Figura 1: computo della direttività relativa alla HVSr

La curva HVSr e gli spettri medi delle tre componenti (NS, EW e verticale) riportate in Figura 2, 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, liscio 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 a circa $1,0 \div 1,4$ Hz, sia presente un massimo del rapporto H/V che determina un "picco", probabilmente tale fenomeno è legato al rapporto tra coltre alluvionale e i depositi contraddistinti 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 1.4Hz e riferiti all'intervallo di frequenze comprese tra $0,5 \div 20$ Hz sono riportati di seguito.

Criteri SESAME (max 1,4Hz)

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

Peak frequency (Hz): $1.4 (\pm 0.4)$

Peak HVSr value: $3.0 (\pm 0.6)$

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

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

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

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

=== Criteria for a clear H/V peak (at least 5 should be fulfilled) ===

#1. $[\text{exists } f^- \text{ in the range } [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0/2]:$ (OK)

#2. $[\text{exists } f^+ \text{ in the range } [f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2]:$ yes, at frequency 3.0Hz (OK)

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

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

#5. $[\sigma_A(f) < \epsilon(f_0)]: 0.502 > 0.125$ (NO)

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

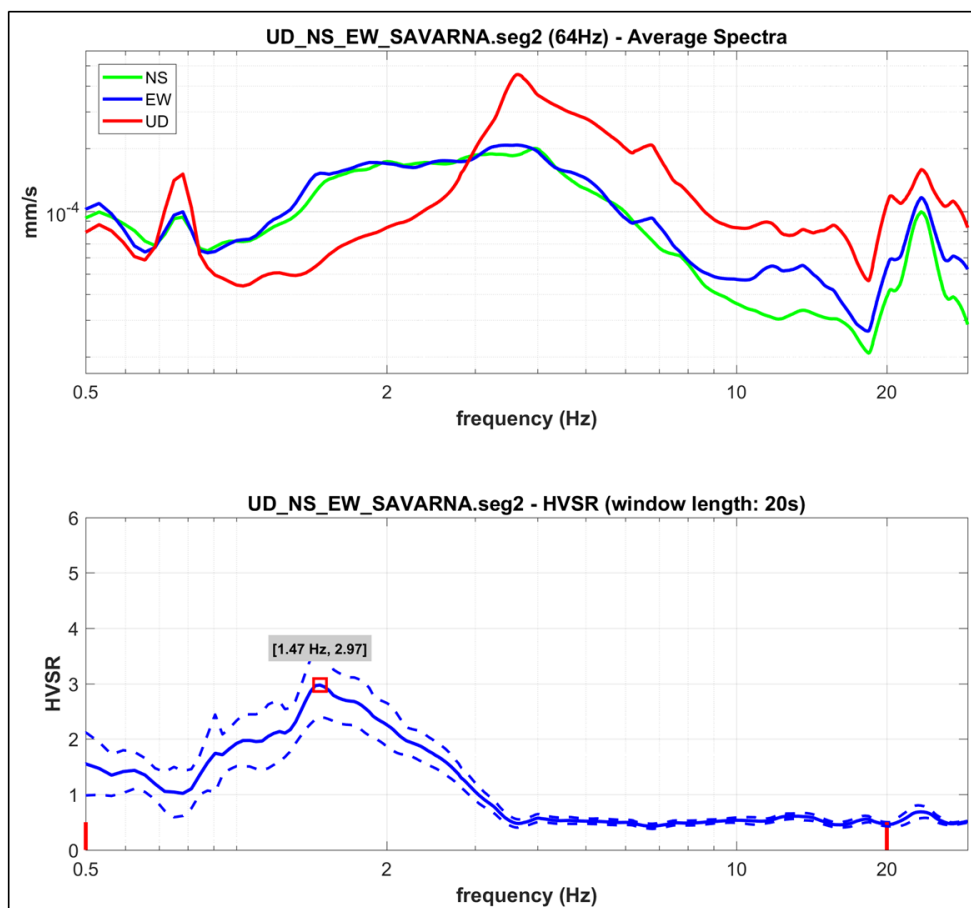


Figura 2: curva HVSr e spettri medi d'ampiezza delle singole componenti

Sebbene dal punto di vista formale non siano soddisfatti i 5 criteri su 6 (suggeriti dai criteri SESAME), è comunque utile indicare un “picco” della frequenza prossimo a 1,4 Hz (caratterizzato da una limitata direzionalità). Rimane utile rammentare come 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 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 modellata nell’intervallo di frequenze considerato, soprattutto in riferimento a possibili segnali (rumore) di origine antropica.

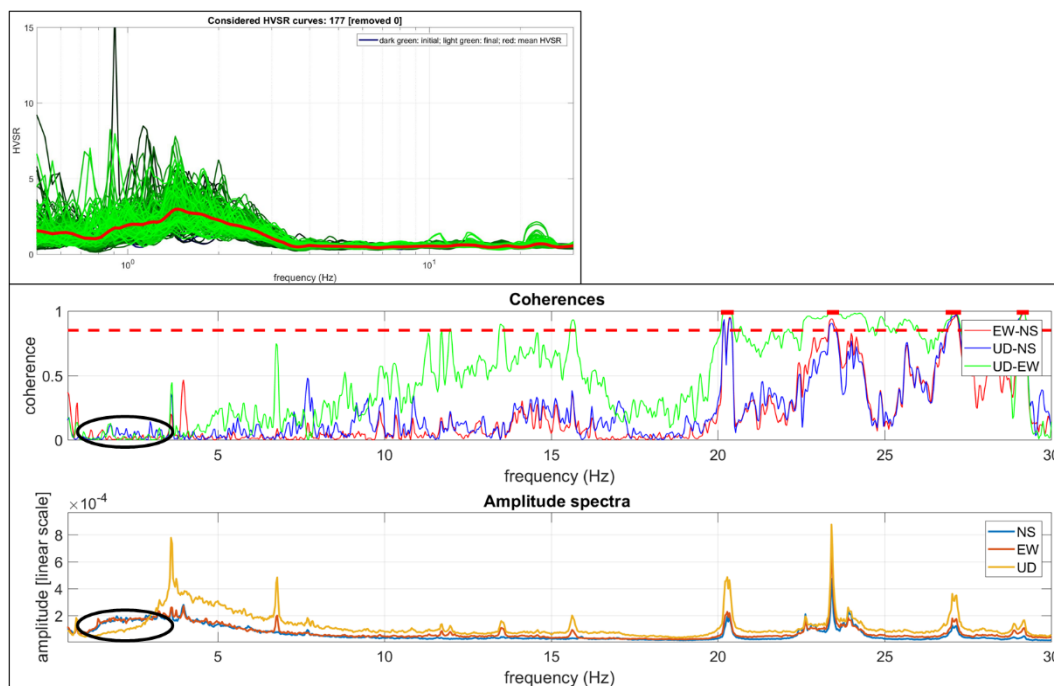


Figura 3: curva H/V misurata, in alto il computo della coerenza dei segnali acquisiti.

La curva H/V è stata invertita creando una serie di modelli sintetici elaborati sulla base delle risultanze stratigrafiche rilevate dalla prova CPTU eseguita direttamente nel sito, che contemplano la propagazione delle onde di Rayleigh e di Love (primi 6 modi – caso viscoelastico) nel modo fondamentale in sistemi multistrato, 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.

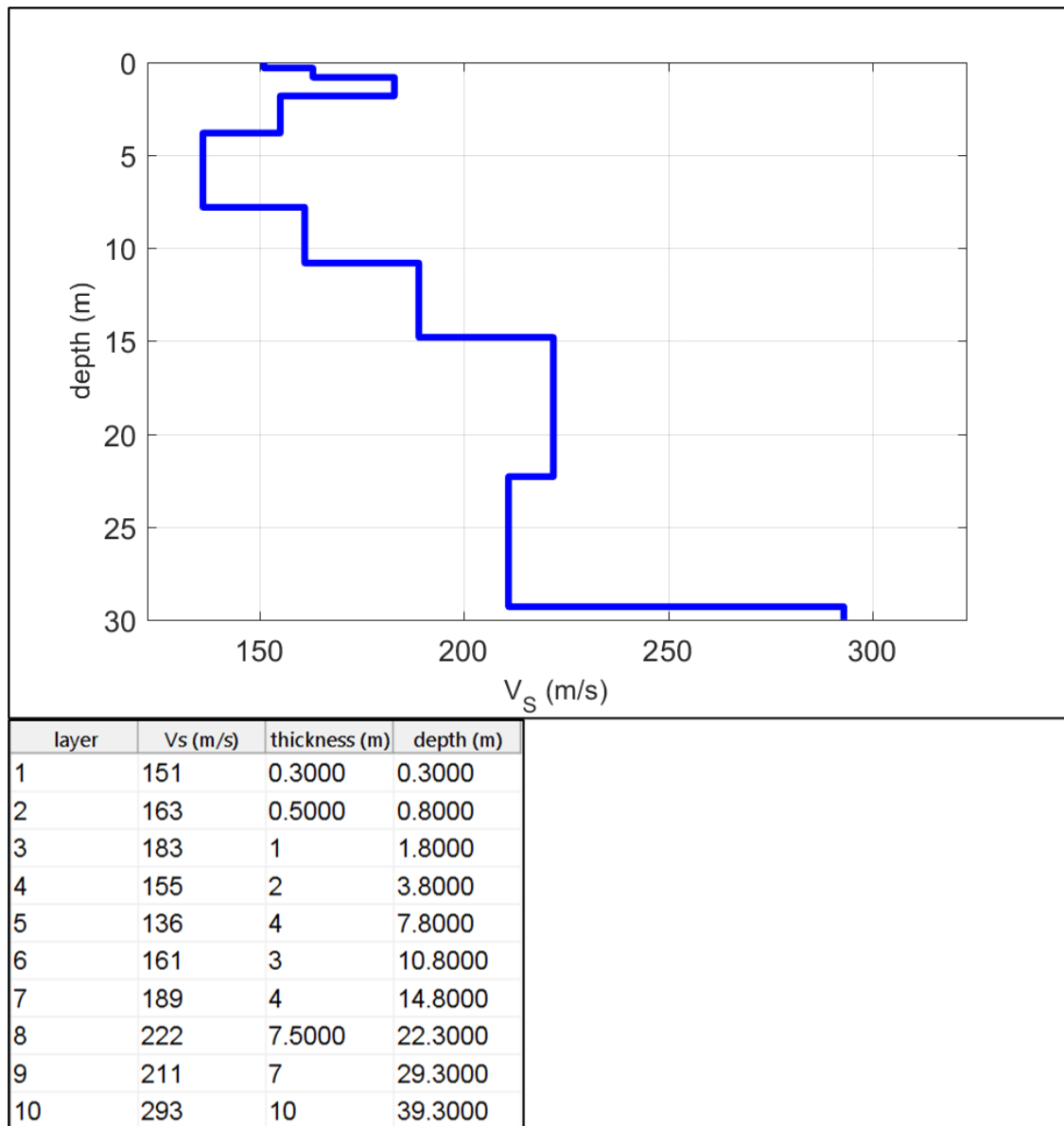


Figura 4: andamento profilo di velocità Vs stimato

Occorre precisare come tale modellazione è stata eseguita sotto lo “stretto controllo” delle risultanze stratigrafiche emerse dalla prova CPTU eseguita direttamente nel sito.

Dai calcoli si ottiene una velocità equivalente $V_{s_{eq}} - V_{s,30}$ pari a **185 m/s**.

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

5. 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:

- Da piano di esecuzione delle prove fino alla profondità di circa 0.40 metri: TERRENO DI RIPORTO.
- Da 0.40 m circa fino alla profondità di 4.50 m circa: ARGILLA LIMOSA/LIMO ARGILLOSO.
- Da circa metri 4.50 fino alla profondità di circa 6.00 metri; LIMO ARGILLOSO MEDIO MOLLE.
- Da circa metri 6.00 fino alla profondità di circa 7.25 metri; ARGILLA LIMOSA.
- Da circa metri 7.25 fino alla profondità di circa 10.00 metri; LIMO ARGILLOSO MOLLE.
- Da circa metri 10.00 fino alla profondità di circa 13.50 metri; ALTERNANZA DI LIMO ARGILLOSO E ARGILLA LIMOSA.
- Da circa metri 13.50 fino alla profondità di circa 19.50 metri; SABBIA LIMOSA.
- Da circa metri 19.50 fino alla profondità di circa 21.00 metri; SABBIA ADDENSATA.
- Da circa metri 21.00 fino alla profondità di circa 22.00 metri; ARGILLA LIMOSA.
- Da circa metri 22.00 fino alla profondità di circa 22.50 metri; SABBIA ADDENSATA.
- Da circa metri 22.50 fino alla profondità di circa 28.20 metri; ARGILLA LIMOSA.
- Da circa metri 28.20 fino alla profondità di circa 30.00 metri; SABBIA ADDENSATA.

Il livello della falda si attesta ad una profondità di circa 2.20 m.

6. MODELLO GEOTECNICO

6.1 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 ϕ).

Successivamente applicando il fattore riduttivo γ_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) ϕ_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) ϕ_d

MEDIA DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Prof.da m a m.	qc	qc/fs	$\gamma(t/mc)$	γ (t/mc)	ϕ_m	ϕ_k	C_{um} (kpa)	C_{uk} (kpa)	Ed Kg/cm ²	Ey Kg/cm ²	Ni
0.00-0.40	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
0.40-4.50	10.36	19.63	1.92	1.95	23	19	60	56	70	50	0.40
4.50-6.00	6.35	19.22	1.90	1.96	19	16	35	30	38	46	0.35
6.00-7.25	10.06	29.36	1.92	1.96	21.5	19.9	55	50	63	45	0.40
7.25-10.00	8.6	11.36	1.85	1.88	19	17.8	38	35	52	45	0.35
10.00-13.50	10.22	20.05	1.92	1.96	22	20	56	51	62	45	0.40
13.50-19.50	42.02	65.32	1.95	1.99	32	30	--	--	89	98	0.30
19.50-21.00	100.0	77.25	1.95	2.00	33	30	--	--	150	98	0.30
21.00-22.00	15.66	20.32	1.90	1.95	23	30	75	73	90	45	0.30
22.00-22.50	86.02	63.0	1.95	2.00	33	30	--	--	140	98	0.30
22.50-28.20	20.7	50.0	1.84	1.93	23.0	17.2	29	18	81	45	0.40
28.20-30.00	125.2	38.65	2.00	2.09	35	32	--	--	160	98	0.30

qc = Resistenza alla punta misurata con il penetrometro (kg/cm²)

q_c/f_s	=	Rapporto resistenza alla punta e resistenza all'attrito laterale locale
γ o γ'	=	Peso specifico secco e saturo (t/mc)
cum	=	coesione non drenata media
ϕ_m	=	Angolo di attrito interno (°) medio
Ed	=	Modulo edometrico (caratteristico)
cuk	=	coesione non drenata caratteristica
ϕ_k	=	Angolo di attrito interno (°) caratteristico
Ni	=	Coeff di Poisson

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

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

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

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

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

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

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

6.2 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. 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

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

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

γ_F = coefficiente parziale per le azioni

γ_E = coefficiente parziale per l'effetto delle azioni

γ_M = coefficiente parziale per il parametro geotecnico (coeff. di sicurezza)

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

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

6.3 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.

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

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

Tabella 6.4.1 (NTC 2008/2018) - Coefficienti parziali γ_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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

6.4 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 (v. § 2.5.3 dell' NTC 2008/2018):

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

Dove:

- E sono le azioni derivanti da terremoti;
- G sono le azioni permanenti quali il peso proprio degli elementi strutturali e non, eventuali forze indotte dal terreno e forze risultanti dalla pressione dell'acqua;
- P è la pretensione o precompressione (se permanenti)
- Q azioni variabili nel tempo
- ψ 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.

6.5 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 Rd si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

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

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

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

Dove:

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

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

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

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

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

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

Fattori di forma

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

$s_q = 1 + \tan \phi'$ 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 dello qlim vengono introdotti i fattori correttivi z:

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_o è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2008 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.

$$a_{max} = S_S S_T a_g$$

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

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

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

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

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 VR vita di riferimento della costruzione e PVR 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 VR dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

IPOTESI DI PLINTO 3*3 m D=-1.00 m

SLU STATO LIMITE ULTIMO

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE A1+M1+R3

1: CONDIZIONI STATICHE/DINAMICHE

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Pressione limite 2.75 Kg/cm^2

(si ricorda che questi valori vanno divisi per il coefficiente parziale R3 che per l'approccio 2 vale 2.3 come indicato Tabella 6.4.I (dell' NTC 2008))

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 1.88 Kg/cm^3

6.6 PREVISIONE DEGLI ASSESTAMENTI

Si assumono come sovraccarichi applicati al terreno i valori di pressione ammissibile media sopra calcolati. Definendo i seguenti parametri [ΔP_n = incremento di carico dello strato n; m_{vn} = 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; ΔS_n = cedimento dello strato n; S_{TOT} = cedimento totale] ed applicandoli alla formula $\Delta S_n = \Delta P_n \times m_v \times H_n$ si sono ottenuti i seguenti cedimenti.

TERRENI COESIVI		TORBOSI MOLTO COMPRIMIBILI		TERRENI GRANULARI	
$R_p(\text{kg/cm}^2)$	$\alpha = M_o/R_p$	umidità W %	$\alpha = M_o/R_p$	$R_p(\text{kg/cm}^2)$	$\alpha = M_o/R_p$
≤ 5	5.0	$\leq 50\%$	3.0	≤ 5	3
10	4.0	100%	1.5	100	3
15	3.3	200%	1.0	200	3

Applicando come sovraccarico al terreno di appoggio una fondazione su plinto, che scarica una pressione di esercizio (SLE) di circa 0.60 kg/cm^2 si sono ottenuti i seguenti cedimenti: $S_{TOT}=2.80/3.00 \text{ cm}$.

Come previsto ci si può attendere cedimenti apprezzabili ma usuali per la tipologia del terreno e per la tipologia di intervento edilizio, rimanendo pur sempre entro limiti accettabili. Questo valore calcolato è riferito ad una fondazione di quel tipo impostata sul terreno naturale.

7. 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 IXX grado della scala MCS. I maggiori terremoti (Magnitudo > 5,5) si sono verificati nel settore sudorientale, in particolare nell'Appennino Romagnolo e lungo la costa riminese. Altri settori interessati da sismicità frequente ma generalmente di minore energia (Magnitudo < 5,5) sono il margine appenninico padano tra la Val d'Arda e Bologna, l'arco della dorsale ferrarese e il crinale appenninico". Gli eventi del maggio 2012 hanno avuto magnitudo massima 5,9.

7.1 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).

7.2 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 $ST = 1,0$.

7.5 MACROSISMICITA'

Il Decreto 14 gennaio 2008 “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni” del Ministro delle infrastrutture modificato ed integrato dal D.M 17 gennaio 2018, di concerto con il Ministro dell'interno e con il Capo Dipartimento della protezione civile, pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 – Supplemento Ordinario n. 30 detta tra l'altro le regole tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Per quanto concerne la classificazione sismica e a decorrere dal 23 ottobre 2005 continui a trovare applicazione la classificazione di tutti i Comuni della Regione, stabilita, in via di prima applicazione, ai sensi del punto 3 dell'Allegato 1 dell'Ordinanza n. 3274/2003; con le normative previgenti il Comune di Ravenna era classificato come non sismico, mentre attualmente risulta classificato in zona sismica 3. Gli studi condotti dall'Istituto Nazionale di Geofisica sul territorio italiano con riferimento ai dati provenienti da tutti i cataloghi sismici disponibili per gli ultimi duemila anni [*Mappa della Massima Intensità Macrosismica Risentita in Italia* – Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento Protezione Civile] indicano che la zona in esame ha testimoniato una intensità macrosismica massima al sito dell'VIII° grado della scala Mercalli-Cancani-Sieberg.

La rassegna degli eventi sismici non strumentali ritenuti significativi per il territorio in esame, avvenuti negli ultimi 1000 anni, riporta diversi eventi con intensità epicentrale massima oltre l'ottavo grado della scala MCS, mentre l'intensità al sito massima rilevata è pari a 7, in occasione degli eventi sismici registrati nel 1688 e nel 1781 con area epicentrale nel territorio romagnolo.

I massimi storicamente registrati sono in ogni caso coerenti con quanto indicato dai più recenti studi sulla pericolosità sismica del territorio nazionale, nei quali vengono

definiti i valori degli indicatori di pericolosità con probabilità di non superamento pari al 90% dei casi in 50 anni (G.N.D.T. e S.S. 1999).

Le massime accelerazioni attese al suolo o P.G.A. (Peak Ground Acceleration) attese per il Comune di Ravenna e previste dalla mappa di Pericolosità Sismica dell'I.N.G.V. – 2004, sono comprese tra **0,100 ÷ 0,200g**.

L'accelerazione di picco al substrato fornita dalla Delibera Assemblea Legislativa (D.A.L.) della Regione Emilia-Romagna n. 112/2007 è pari a : **$a_g = 0,163g$** . L'attività sismica che interessa il territorio ravennate è principalmente dovuta a strutture sismogenetiche localizzate nel sottosuolo padano (parte sud-orientale della zona 912). La sismicità si concentra soprattutto nei primi 35 km, in particolare lungo strutture che interessano il basamento, a profondità maggiori di 10 km. Ciò è in accordo con l'assetto generale dell'Appennino romagnolo che mostra una generale geometria ad anticlinale. Tale strutturazione sembra dovuta ad accavallamenti lungo superfici, orientate circa WNW- ESE e vergenti verso NNE, che hanno coinvolto il basamento. I meccanismi focali disponibili indicano che le deformazioni di queste strutture sono prevalentemente di tipo compressivo e transpressivo (Boccaletti et al., 2004). Le strutture sismogenetiche sembrano collegarsi verso la superficie alle strutture di sovrascorrimento dell'Appennino romagnolo (Farabegoli et al., 1990; Cerrina Feroni et al., 2002), del pedeappennino (Pedeapenninic Thrust Front di Boccaletti et al., 1985) e alle Pieghe Romagnole (Pieri & Groppi, 1981). Dall'osservazione della mappa delle aree sismogenetiche dell'Italia settentrionale si evince che il territorio comunale di Ravenna ricade all'interno della **zona sismogenetica 912** denominata "*Pieghe emiliane e Dorsale Ferrarese*", la quale costituisce la continuazione sepolta delle strutture appenniniche nell'antistante area di pianura, caratterizzata da un valore di M_w pari a 6,14.

Più nel dettaglio la banca dati DISS 3.2 evidenzia che l'area in studio si trova nelle vicinanze di due "fascie" sismogenetiche (contenute nella zona 912): la ITCS012 Malalbergo-Ravenna e la ITCS011 Ascensione-Armaia. A entrambe queste zone sismogenetiche viene attribuita una magnitudo massima $M = 6,0$ dunque caratterizzata da terremoti storici che raramente hanno raggiunto elevate intensità. La magnitudo della zona è infatti derivata dalle magnitudo massime attribuite ai terremoti più significativi associati a questa zona (Classe-Ravenna, 725; Argenta, 1624; bassa

padana, 1796, 1909 e 1967). Per le successive verifiche di liquefazione e dei cedimenti post-sisma, si è dunque assunta una magnitudo di riferimento pari a **M=6,0**. Questa intensità è cautelativa in quanto il sito in esame risulta esterno alla più vicina zona sismogenica ITCS011 e dista oltre 20 km da sorgenti storicamente note di terremoti di intensità significative. Ad ulteriore cautela, la magnitudo di riferimento è stata assunta senza considerare le opportune relazioni di attenuazione della magnitudo massima in funzione della distanza dell'area studiata con le sorgenti sismogeniche note.

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 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).

Poichè si tratta di un ampliamento di una struttura sportiva, l'edificio viene inserito in Classe d'Uso III e pertanto da normativa si ottengono i seguenti valori di amplificazione stratigrafica:

PARAMETRI SISMICI

Sito in esame.

latitudine: 44,511147

longitudine: 12,112632

Classe: 3

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 16741 Lat: 44,5266 Lon: 12,0881 Distanza: 2594,107

Sito 2 ID: 16742 Lat: 44,5274 Lon: 12,1582 Distanza: 4039,398

Sito 3 ID: 16964 Lat: 44,4774 Lon: 12,1593 Distanza: 5269,611

Sito 4 ID: 16963 Lat: 44,4766 Lon: 12,0893 Distanza: 4262,963

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 75anni

Coefficiente cu: 1,5

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 45 [anni]

ag: 0,054 g

Fo: 2,487

Tc*: 0,273 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 75 [anni]

ag: 0,068 g

Fo: 2,473

Tc*: 0,284 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 712 [anni]

ag: 0,183 g

Fo: 2,542

Tc*: 0,280 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr: 1462 [anni]

ag:	0,241 g
Fo:	2,485
Tc*:	0,289 [s]

Coefficientsi Sismici Stabilità dei pendii

SLO:

Ss:	1,500
Cc:	1,610
St:	1,000
Kh:	0,016
Kv:	0,008
Amax:	0,794
Beta:	0,200

SLD:

Ss:	1,500
Cc:	1,590
St:	1,000
Kh:	0,020
Kv:	0,010
Amax:	1,002
Beta:	0,200

SLV:

Ss:	1,420
Cc:	1,600
St:	1,000
Kh:	0,062
Kv:	0,031

Amax: 2,548

Beta: 0,240

SLC:

Ss: 1,340

Cc: 1,580

St: 1,000

Kh: 0,091

Kv: 0,045

Amax: 3,170

Beta: 0,280

$$a_{\max} = a_g * s_s = 0.183 * 1.42 = 0.26$$

7.6 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, 2008. 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 ($FI > 1$)

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

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

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

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

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

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

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

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

$F = 0$ se $FL > 1.0$

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

AUTORE: Idriss & Boulanger, 2014 (il più cautelativo)

MAGNITUDO: 6.14 $a_{max} = 0.26$ (d RSL considerando terreno di tipo "C" e CU 3)

IPL = 3.50

Si è inoltre fatto un confronto tra i vari autori e si è ottenuto un IPL variabile da 2.90 a 3.50 del più cautelativo, diagramma in calce allegato.

I risultati hanno dato un risultato soddisfacente in quanto mediamente il pericolo di liquefazione risulta essere **Basso/Moderato**.

RAVENNA GIUGNO 2020

REDATTO:

DOTT. GEOLOGO OBERDAN DRAPELLI



GEOLOG s.r.l.	
Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 09/06/2020 15:47:32	
Site: Campo sportivo - copertura piastra polivalente - Test: CPTU 1	

Company information

Name: GEOLOG s.r.l.

Address: Via Cerchio, 57

Zip code: 48121

City: Ravenna

P.IVA: 02194680399

E-Mail: geologsrl@virgilio.it

Phone number: 0544202700

Fax number: 0544202700

Site information

Name: Campo sportivo - copertura piastra polivalente

Date: 09/06/2020

Commissioner: Comune di Ravenna

Locality: Savarna (Ravenna) Via dell'Artiglio

Test information

Name: CPTU 1

Location: SAVARNA

Date: 09/06/2020 15:47:32

Prehole mode:

Prehole depth [cm]: 0

Hydrostatic line [cm]: 220

Ground level [m]: 0

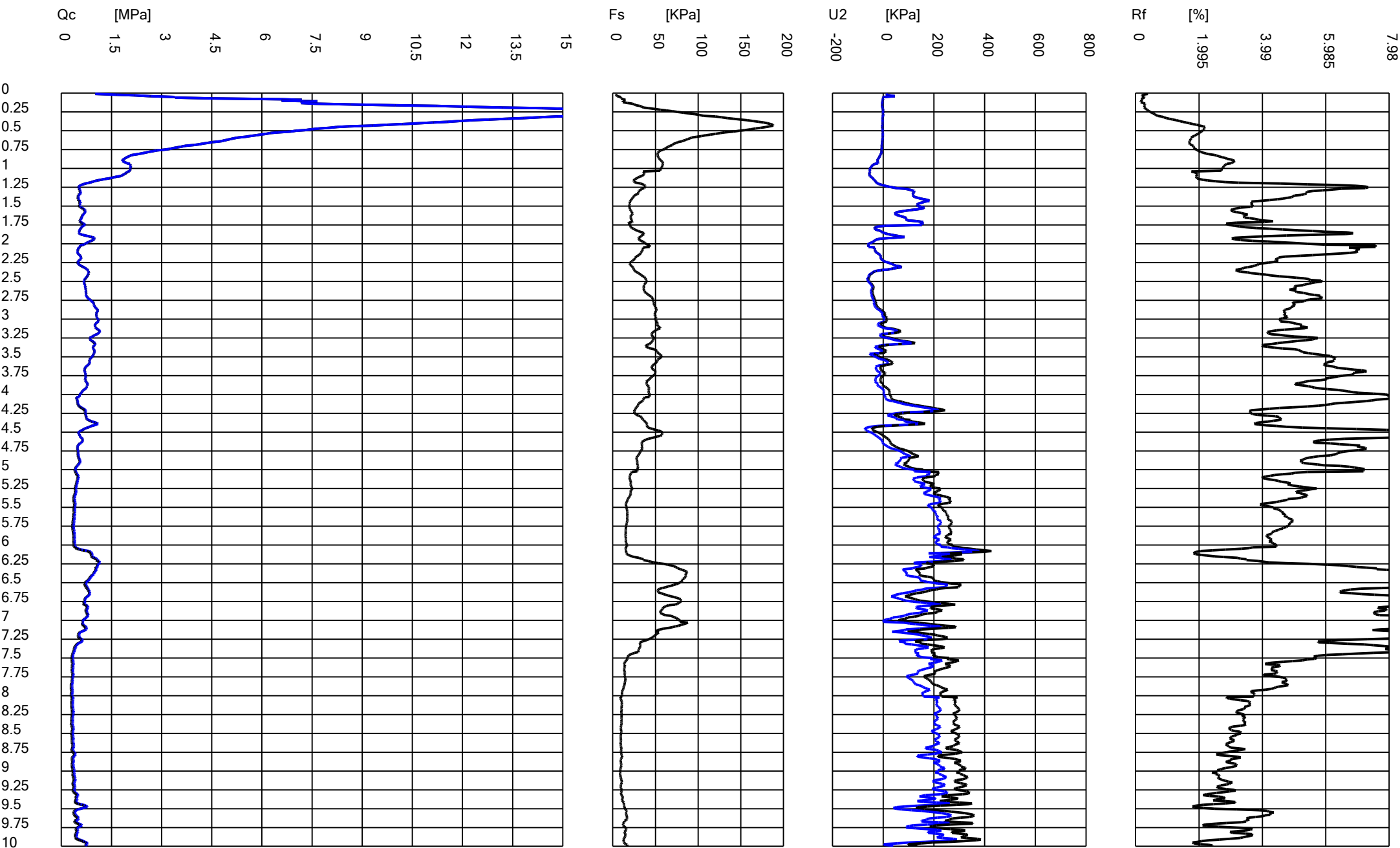
Latitude: 4430.5855N

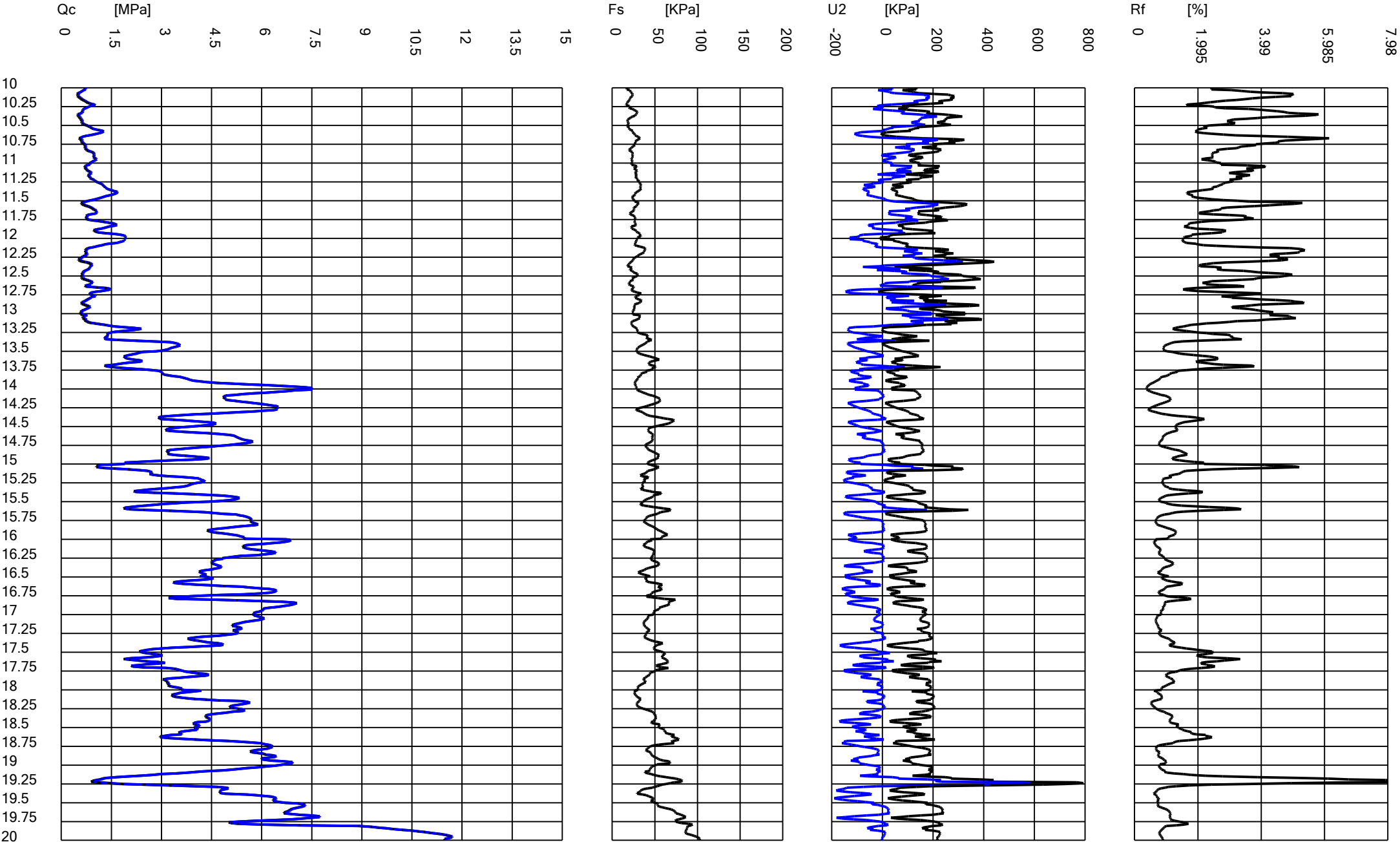
Longitude: 01206.7147E

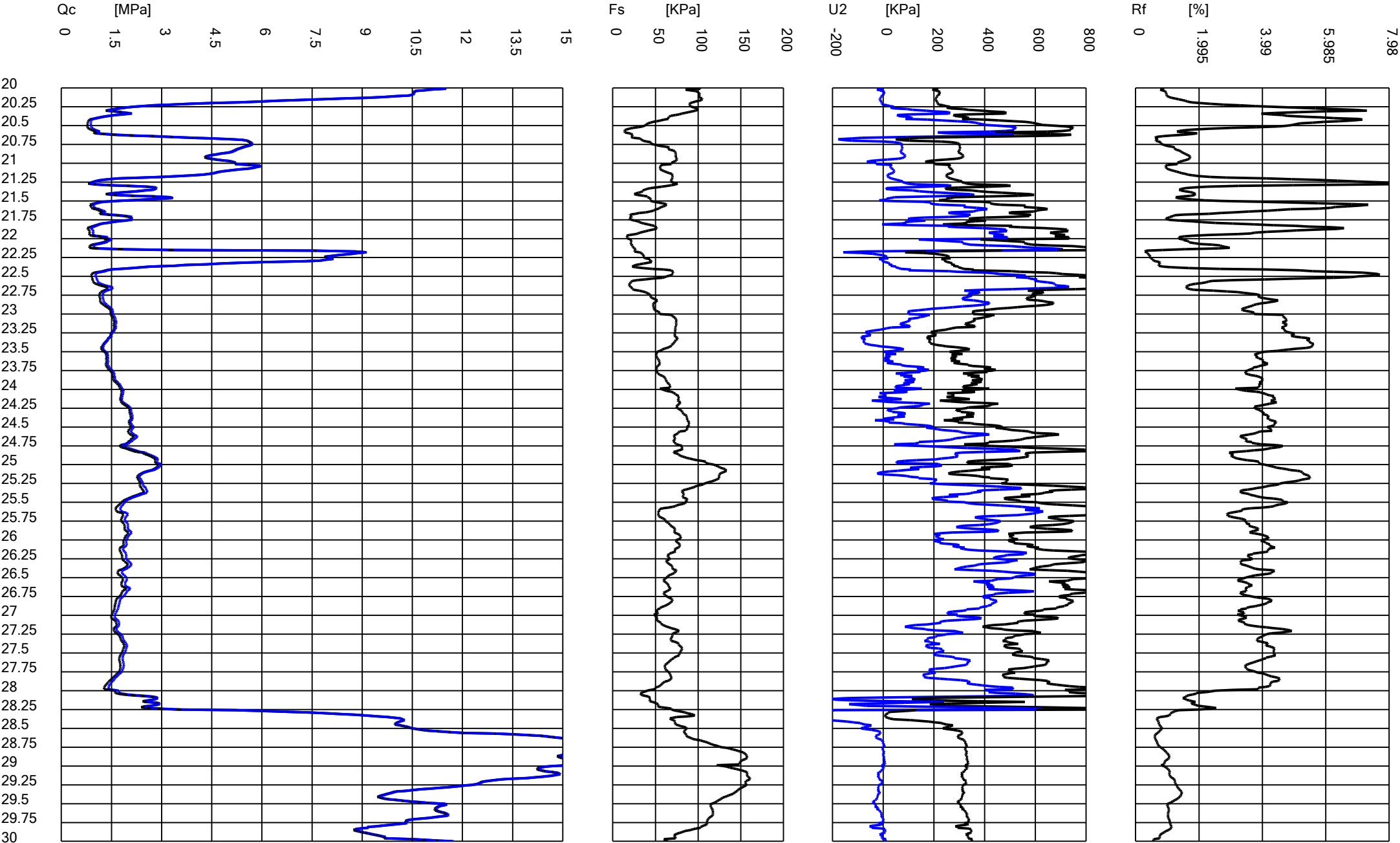
Operator: D-R

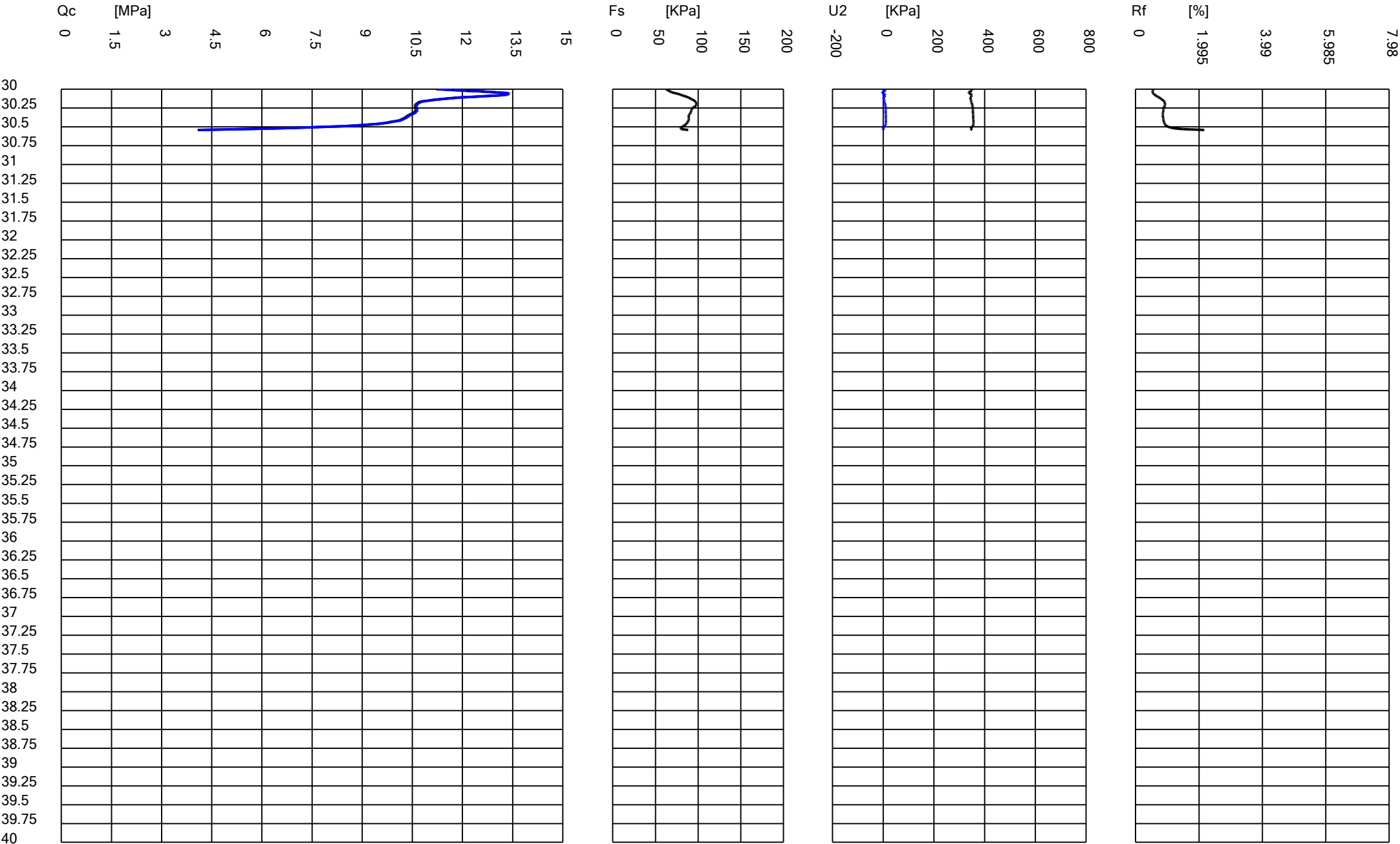
Comments:

Probe code: MKj584









LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

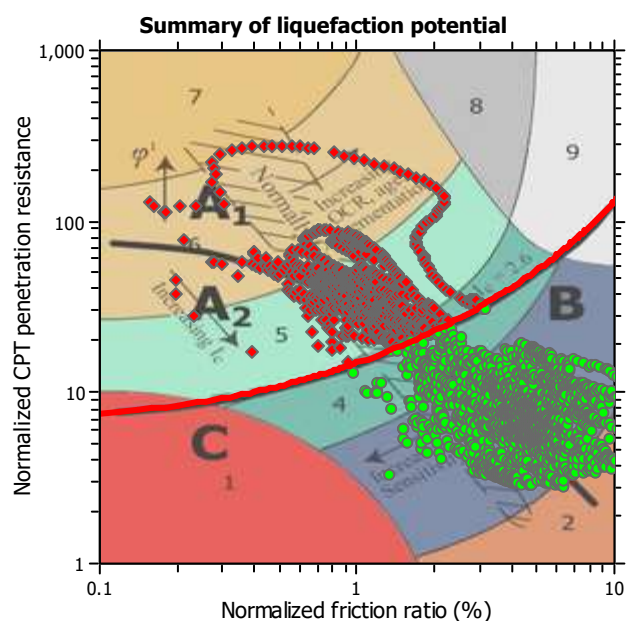
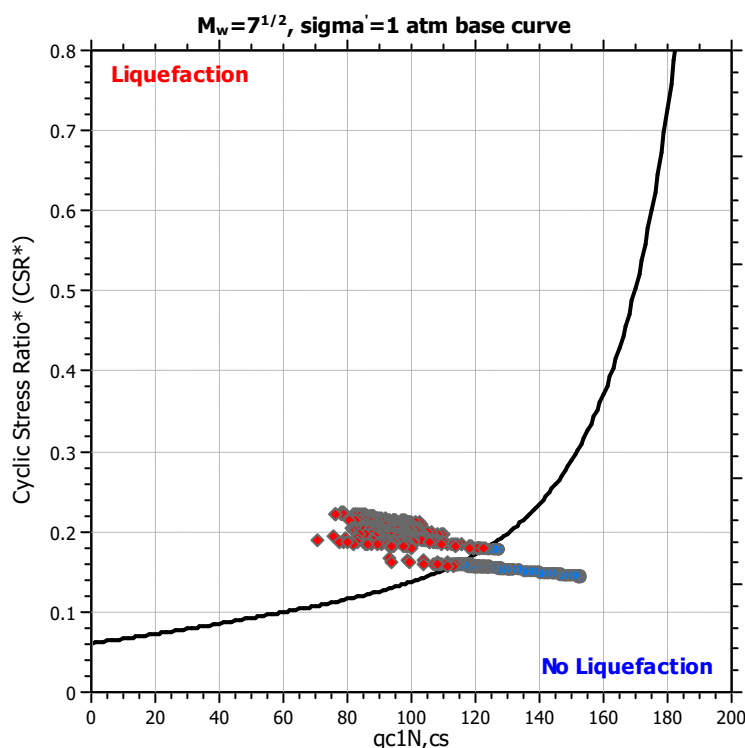
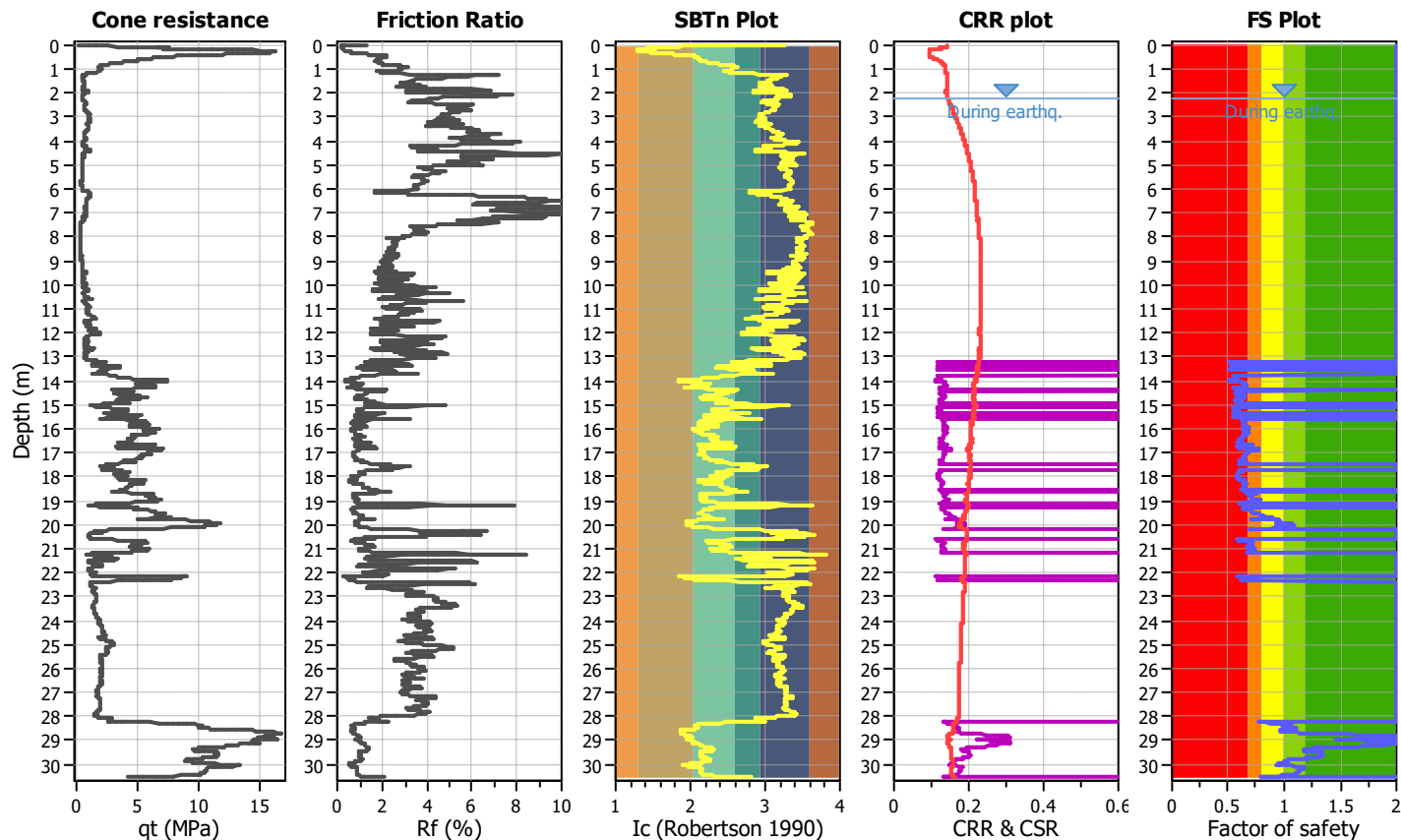
Project title :

Location :

CPT file : CPTU 1 Savarna

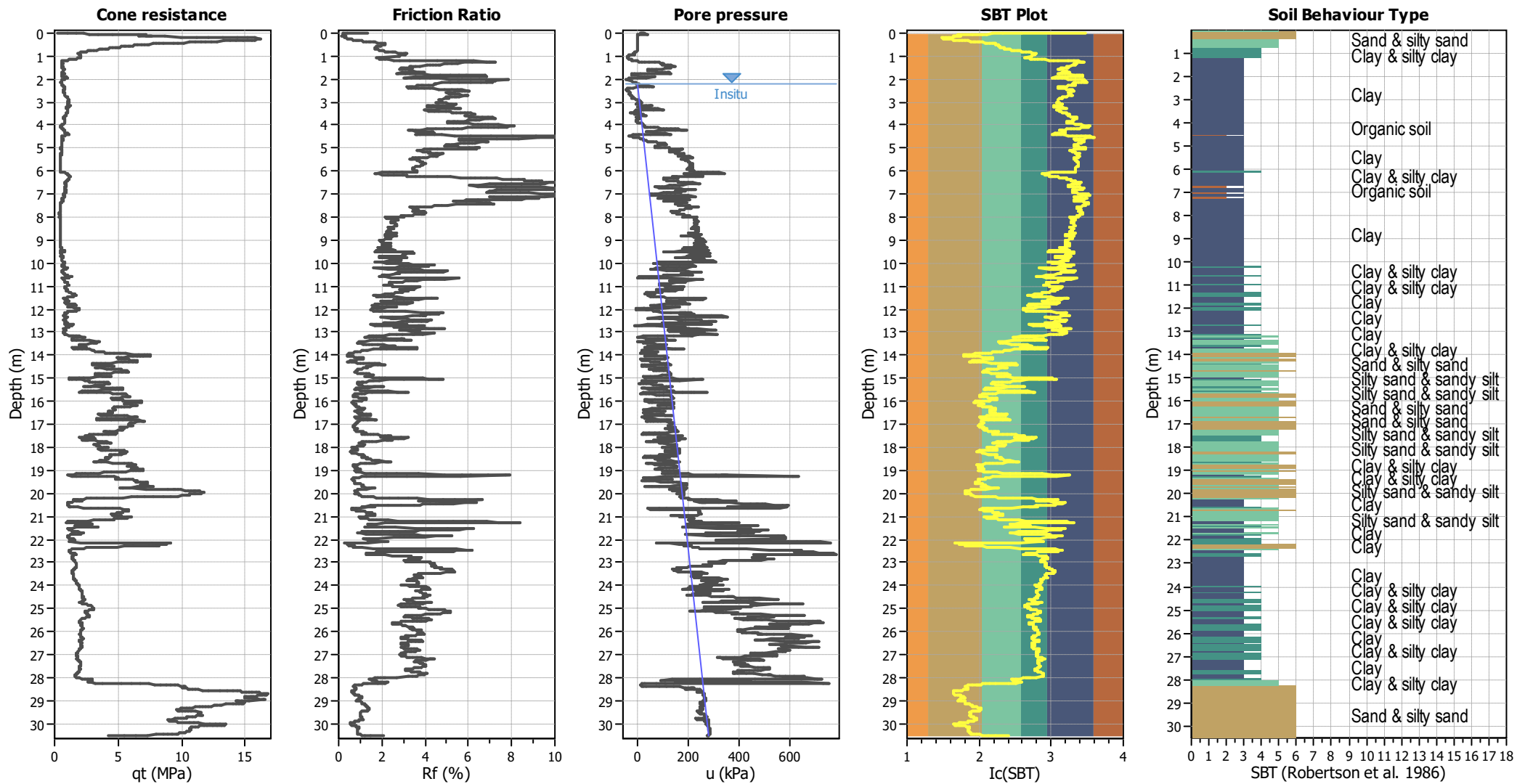
Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	2.20 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	2.20 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	1	Fill weight:	N/A	Limit depth:	N/A
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	MSF method:	Method
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_g applied:	Yes		



Zone A₁: Cyclic liquefaction likely depending on size and duration of cyclic loading
 Zone A₂: Cyclic liquefaction and strength loss likely depending on loading and ground geometry
 Zone B: Liquefaction and post-earthquake strength loss unlikely, check cyclic softening
 Zone C: Cyclic liquefaction and strength loss possible depending on soil plasticity, brittleness/sensitivity, strain to peak undrained strength and ground geometry

CPT basic interpretation plots



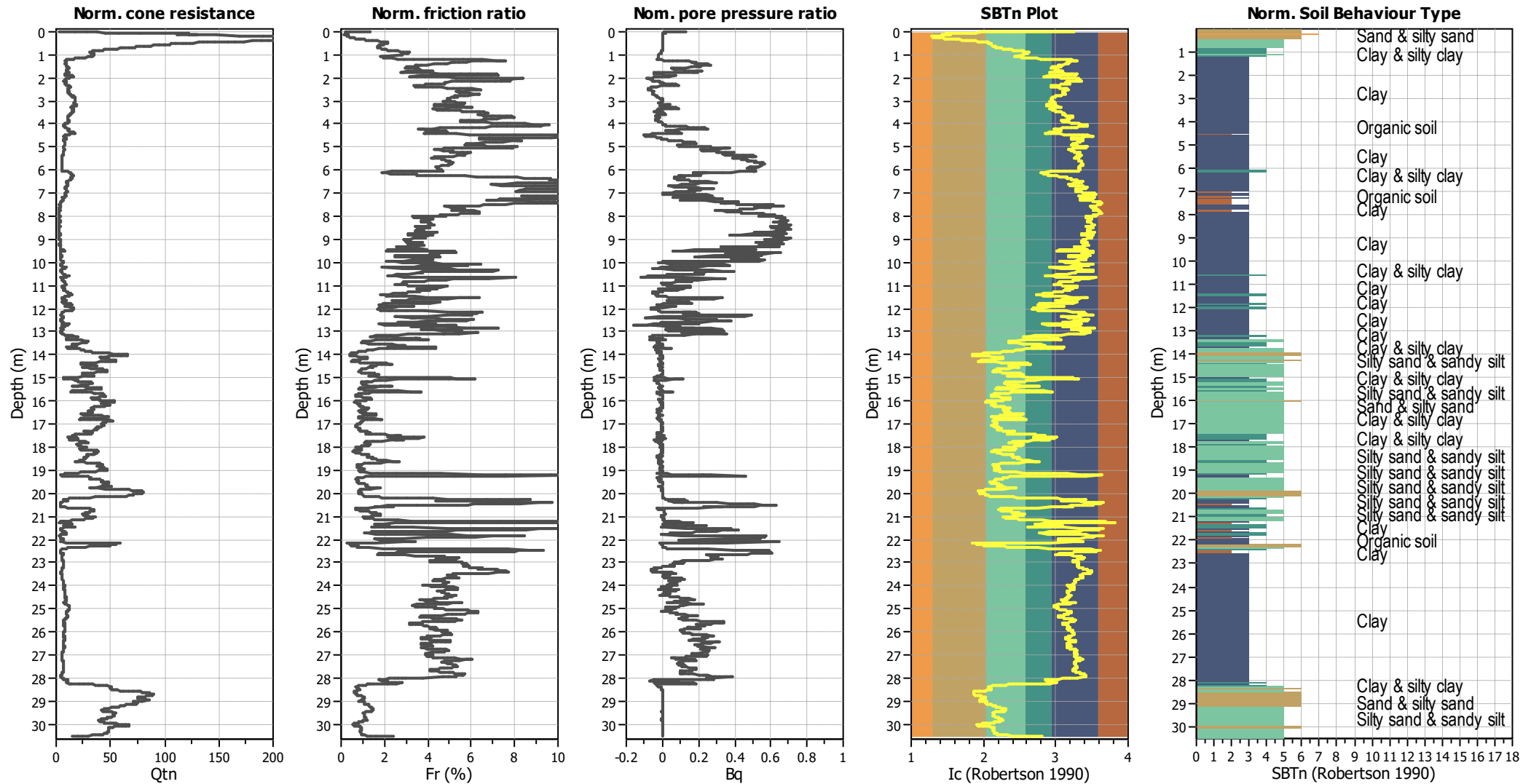
Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	2.20 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K _σ applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.20 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

SBT legend

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

CPT basic interpretation plots (normalized)



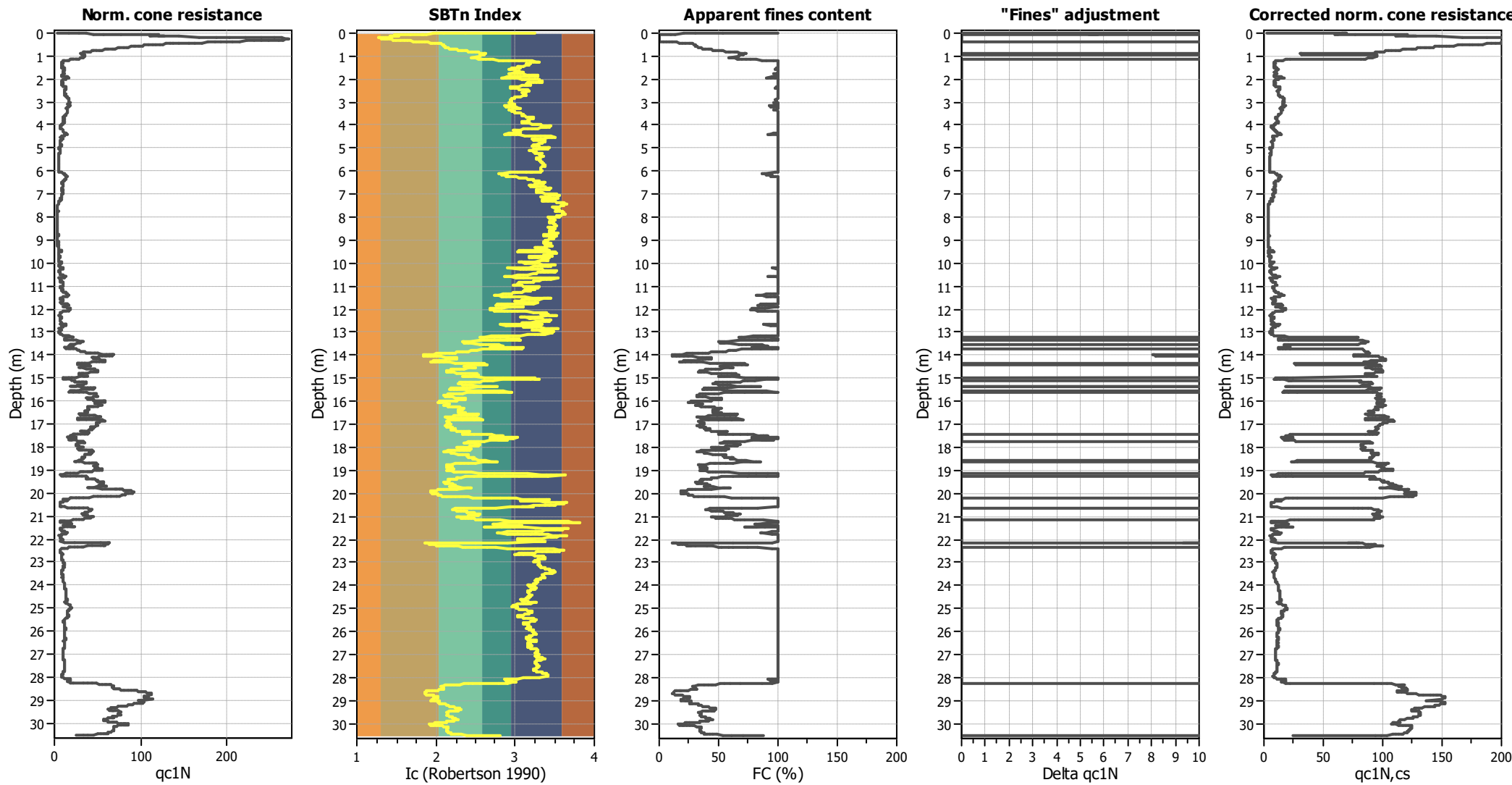
Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	2.20 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K _g applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.20 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

SBTn legend

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

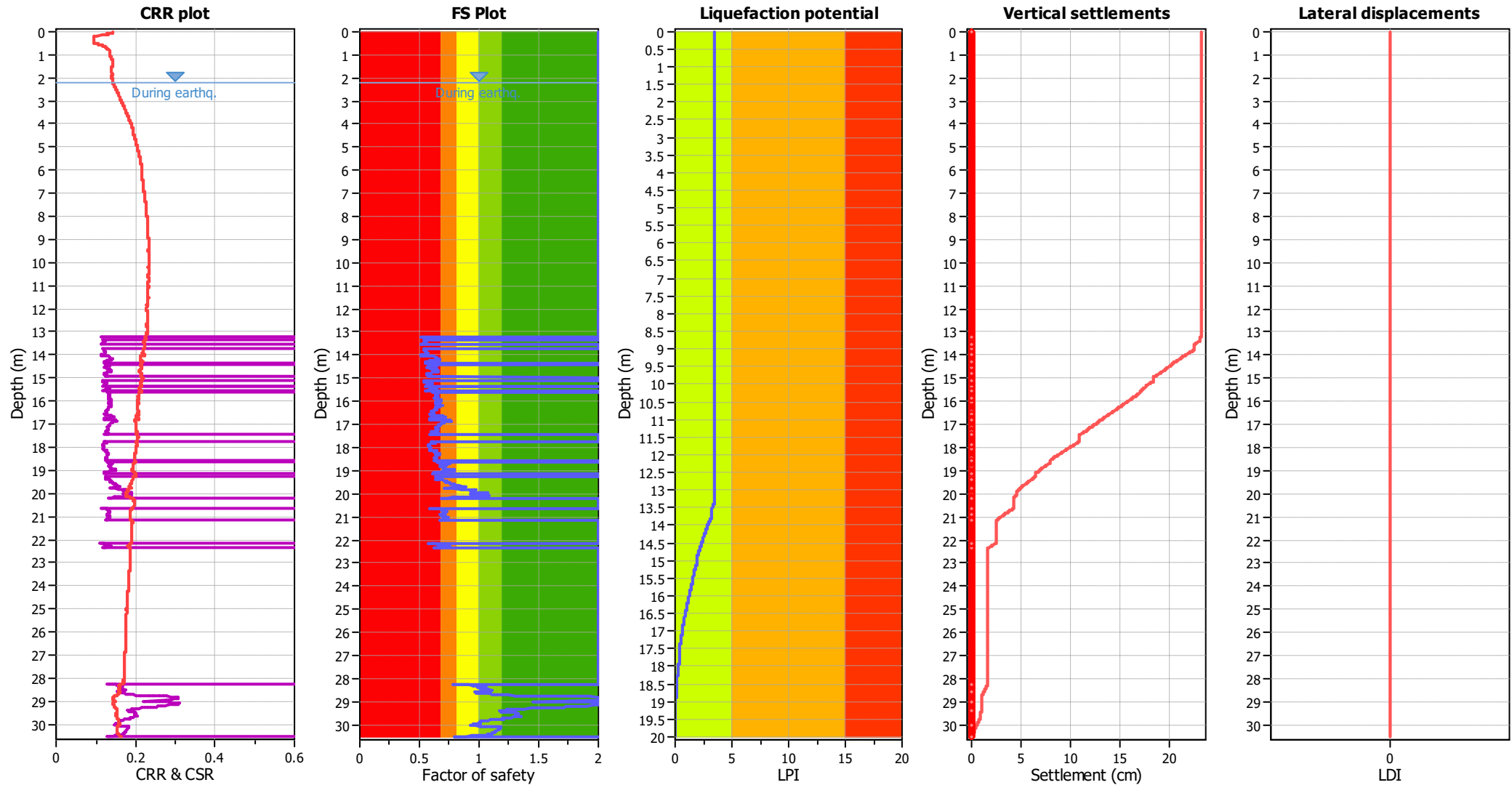
Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	2.20 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on I_c value	I_c cut-off value:	2.60	K_f applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.20 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

Liquefaction analysis overall plots



Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	2.20 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K_g applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.20 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

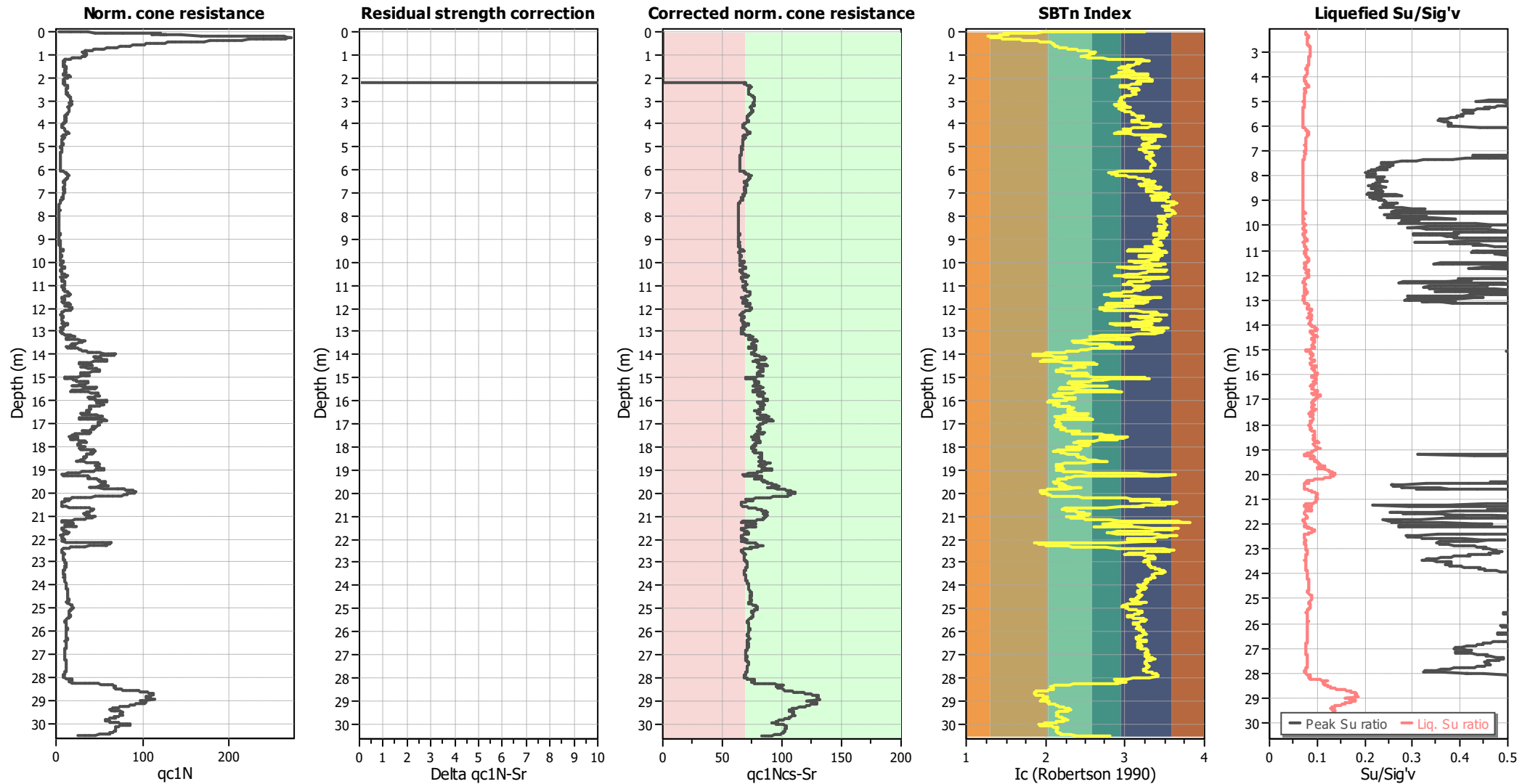
LPI color scheme

Red	Very high risk
Orange	High risk
Yellow	Low risk

Figure 10 consists of three plots. The left plot shows Normalized CPT penetration resistance (log scale, 1 to 1,000) versus Normalized friction ratio (%) (log scale, 0.1 to 10). It includes data points for various soil types (1-9) and regions A1, A2, B, and C. A red dashed line indicates the boundary between regions A1 and A2, and a red solid line indicates the boundary between regions A2 and B. The middle plot shows Cyclic Stress Ratio* (CSR*) (log scale, 0 to 0.8) versus $qc_{1N,cs}$ (linear scale, 0 to 200). It includes data points for various soil types and a black curve representing the boundary between 'Liquefaction' (red) and 'No Liquefaction' (blue). The right plot shows the Thickness of liquefiable sand layer, H_2 (m) (linear scale, 0.0 to 12.0) versus the Thickness of surface layer, H_1 (m) (linear scale, 0 to 10). It includes data points for various soil types and a blue curve representing the boundary between 'Liquefaction-induced ground damage' (dotted) and 'No Liquefaction' (solid). The plot is titled 'Analysis PGA: 0.26'.

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	2.20 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K _g applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.20 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

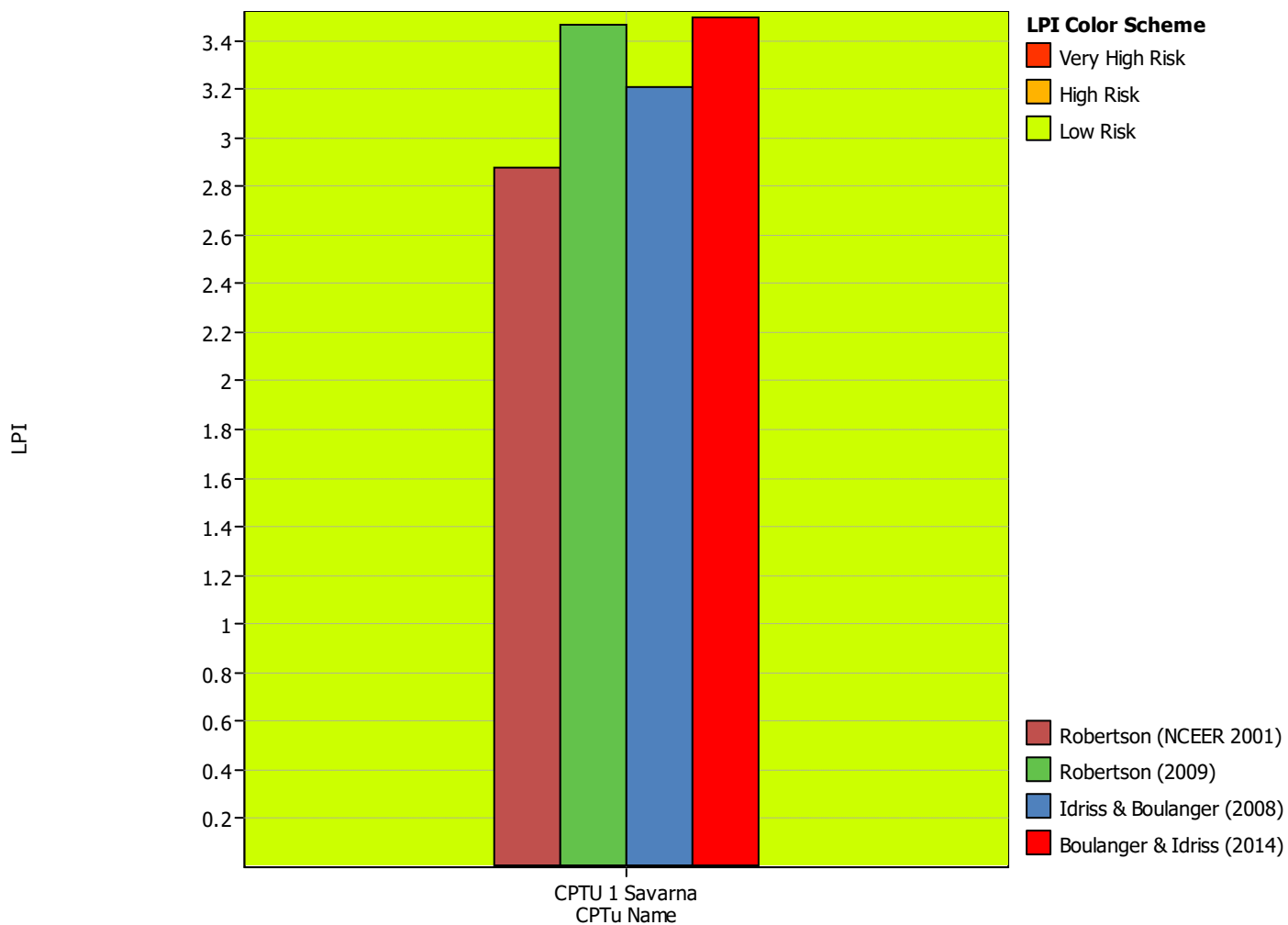
Check for strength loss plots (Idriss & Boulanger (2008))



Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	2.20 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K _σ applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.20 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

Overall Parametric Assessment Method



:: CPT main liquefaction parameters details ::

CPT Name	Earthquake Mag.	Earthquake Accel.	GWT in situ (m)	GWT earthq. (m)
CPTU 1 Savarna	6.14	0.26	2.20	2.20