



COMUNE DI RAVENNA
AREA INFRASTRUTTURE CIVILI
SERVIZIO EDILIZIA



Membro della Federazione CISQ
RINA
ISO 9001
Sistema Qualità Certificato

Sistema di Qualità certificato per
Progettazione, programmazione,
affidamento, direzione lavori
dei lavori pubblici
e delle manutenzioni ordinarie;
gestione espropri.

SCUOLA PRIMARIA "BURIOLI"

VIA ORFANELLE n. 22 – LOC. SAVIO – RAVENNA

COSTRUZIONE NUOVA AULA PER ATTIVITA' MOTORIA

PROGETTO PRELIMINARE/DEFINITIVO/ESECUTIVO



Segretario Generale Dott. PAOLO NERI		Assessore ai LL.PP.: ROBERTO GIOVANNI FAGNANI		Sindaco MICHELE DE PASCALE	
Capo Servizio: Ing. CLAUDIO BONDI			Capo Area: Ing. MASSIMO CAMPRINI		
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Ing. LUCA LEONELLI			Firme:		
PROGETTISTA COORDINATORE: ing. ALESSANDRA LEDA					
PROGETTISTA OPERE EDILI: ing. ALESSANDRA LEDA					
ing. SILVIA ZECCHINI					
PROGETTISTA OPERE STRUTTURALI: ing. ALESSANDRA LEDA					
PROGETTISTA IMPIANTI ELETTRICI: p.i. ALESSANDRO SOMMA					
PROGETTISTA IMPIANTI TERMO-IDRAULICI: ing. ALBERTO BABBINI					
ELABORAZIONE GRAFICA: dis. SERENA FRANZEL					
0	EMISSIONE	O. Drapelli	A. Leda	L. Leonelli	28/06/2019
Rev.	Descrizione	Redatto:	Controllato	Approvato:	Data:

ELABORATO:

RELAZIONE GEOLOGICA

Codice Intervento: 2018/514	Codice Edificio: G053	Codice Fase: PDE	Codice Elaborato: GEO
Scala: =	File: G053-2018_514-PDE-GEO-R0	Data: 28/06/2019	Revisione: R0

PROVINCIA DI RAVENNA

COMUNE DI RAVENNA

INDAGINE GEOLOGICA SUL TERRENO DI FONDAZIONE DEL PROGETTO DI
AMPLIAMENTO DI EDIFICIO SCOLASTICO SCUOLA ELEMENTARE "E.
BURIOLI" IN SAVIO DI RAVENNA VIA DELLE ORFANELLE 22

RELAZIONE GEOLOGICA

IN CONFORMITA' AL DECRETO DELLA GIUNTA DELLA REGIONE EMILIA
ROMAGNA N. 2193/2015 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 MAGGIO		
	1			
	2			
	3			

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

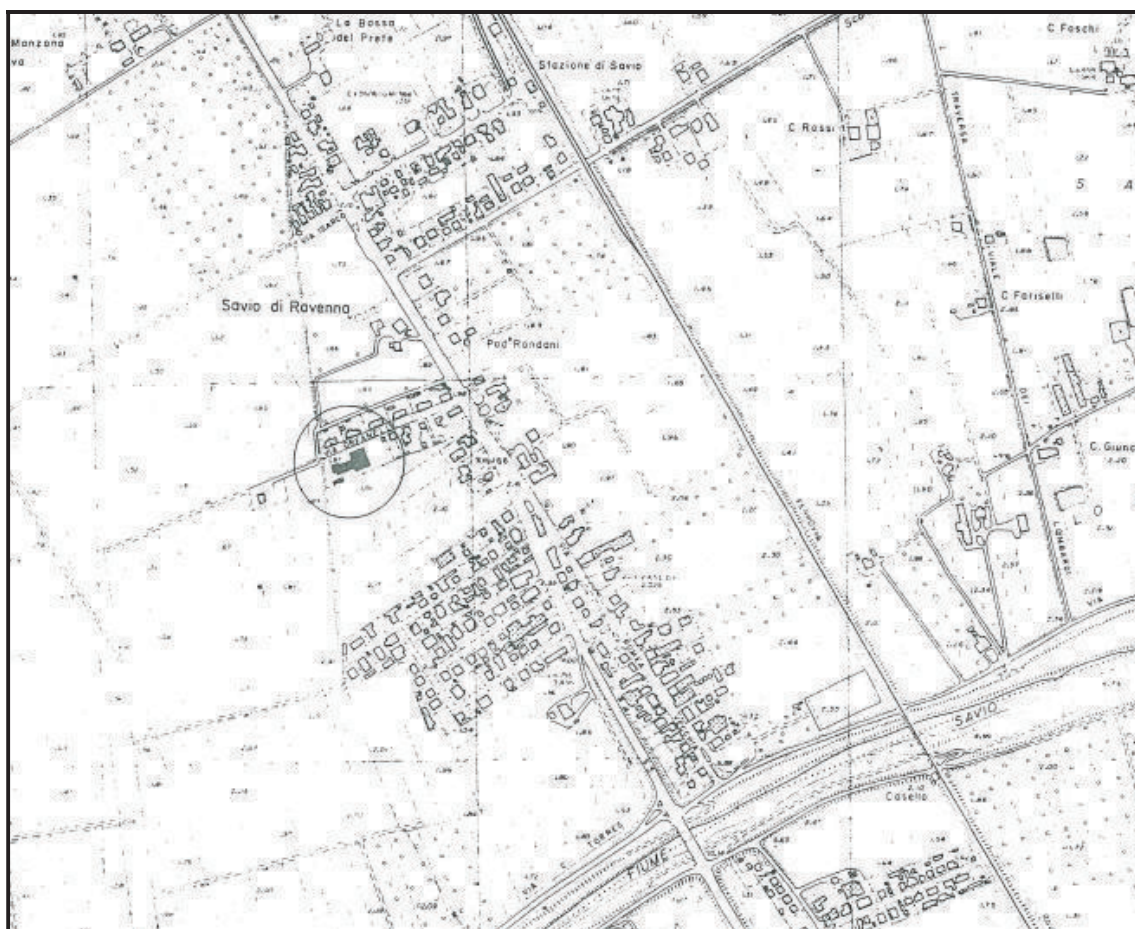
INDICE:

1. PREMESSA.....	2
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO LOCALE	4
2.1. MODELLO GEOLOGICO LOCALE	6
3. ASSETTO IDRAULICO E IDROGEOLOGIA	10
4. INDAGINI ESEGUITE SUL TERRENO.....	12
4.1. INDAGINI GEOTECNICHE	12
5. STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO	13
6. MODELLO GEOTECNICO.....	14
6.1 CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI E MODELLO GEOTECNICO.....	14
6.2 VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI.....	16
6.3 SCELTA DELL'APPROCCIO DI PROGETTO.....	16
6.4 DETERMINAZIONE DEL VALORE DI PROGETTO DELLE AZIONI "ED".....	17
6.5 STATO LIMITE ULTIMO - STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLU-SLE)	18
6.6 PREVISIONE DEGLI ASSESTAMENTI	20
7. SISMICITÀ DELL'AREA	22
7.1 Zone sismogenetiche d'interesse per la sismicità dell'Emilia-Romagna	22
7.2 PERICOLOSITÀ SISMICA DI RIFERIMENTO REGIONALE.....	22
7.3 ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE (APPROFONDIMENTO III LIVELLO)	27
7.4 MISURE SISMICHE TROMINO DIGITALE	27
7.5 MACROSISMICITA'	33
7.6 VERIFICA MONODIMENSIONALE AMPLIFICAZIONE LOCALE	39
7.7 STIMA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE.....	43

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 edificio scolastico Scuola Elementare Burioli in Savio di Ravenna via delle Orfanelle 22. 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 inoltre consultata una relazione redatta dal dott Angeli Angelo di Cesena realizzata per un dissesto del fabbricato esistente. Si è realizzata pertanto una prova Scptu 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 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»); in via transitoria, in assenza della relativa circolare esplicativa si potranno seguire le indicazioni riportate nella precedente Circolare (C.S.LL.PP. n° 617/2009) per quanto non in contrasto con quanto riportato nel nuovo DM 17.01.2018.



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 depositatasi 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*.

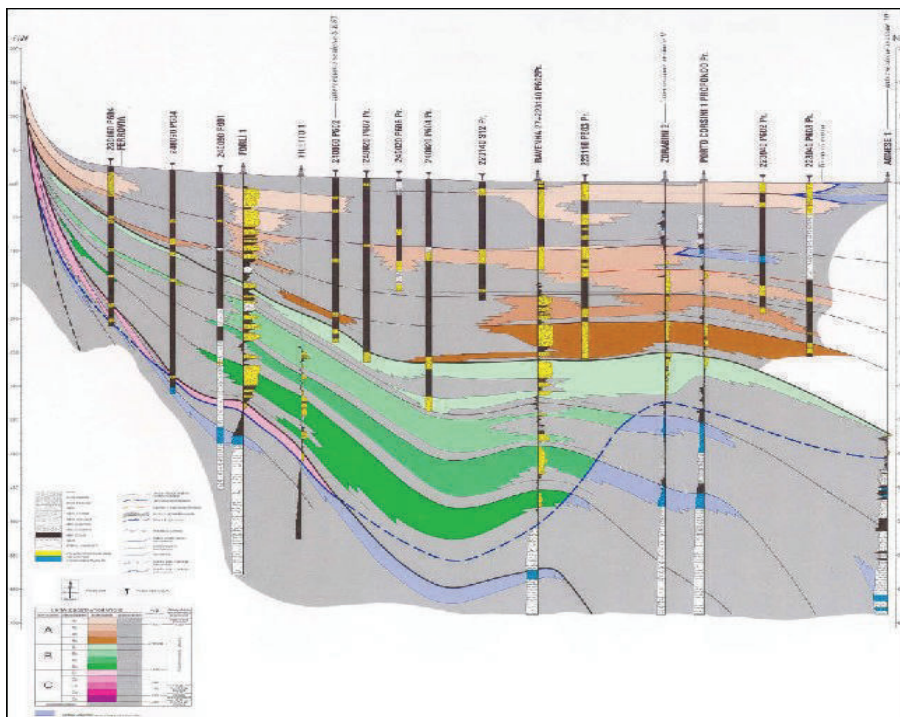
3. ASSETTO IDRAULICO E IDROGEOLOGIA

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.

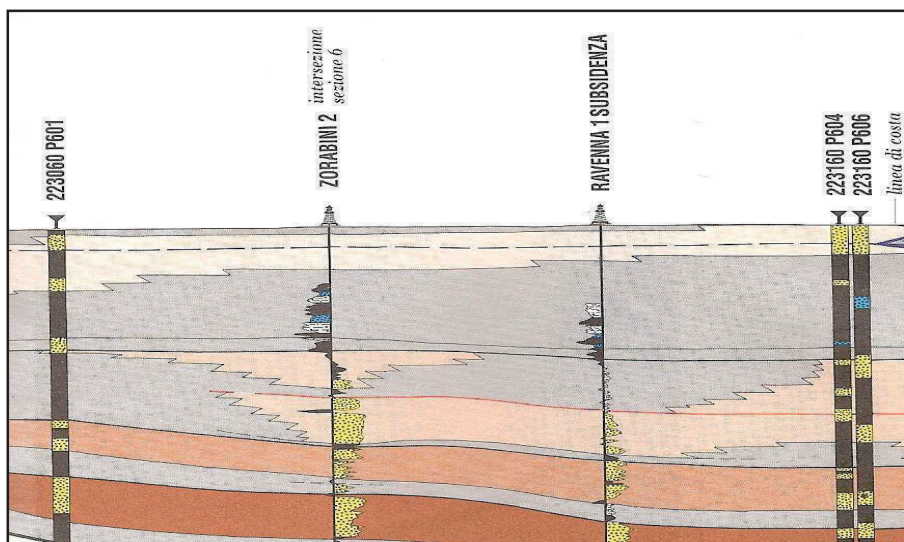
PRINCIPALI UNITÀ STRATIGRAFICHE					ETA' (milioni di anni)	SCALA CRONOSTRATIGRAFICA (milioni di anni)	UNITÀ IDROSTRATIGRAFICHE										
AFFIORANTI			SEPOLTE				GRUPPO ACQUIFERO	COMPLESSO ACQUIFERO									
QUATERNARIO CONTINENTALE	TERRE ROSSE, DILUVIUM, ALLUVIUM, TERRAZZI E ALLUVIONI	DILUVIUM p.p.	FORMAZIONE FLUVIO - LACUSTRE	FORMAZIONE DI QUATTELLO	UNITÀ DI VILLA DEL BOSCO	UNITÀ DI DICA DI SOLA	SUPERSISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE	UNITÀ DI BORGO PANIGALE	CRIZZANTE DI FORBOLLO	UNITÀ ALLUVIONALE INFERIORE	ALLUVIONI / QUATERNARIO MARINO E SABBIE DI ASTI	~0.12	PLEISTOCENE SUPERIORE - OLOCENE	0.125	A	A1
																	A2
																	A3
																	A4
QUATERNARIO MARINO	MILAZZANO SABBIE di CASTELVETRO p.p. SABBIE GIALLE di INVOLA p.p.	MILAZZANO e CALABRIANO p.p. SABBIE di CASTELVETRO p.p. SABBIE GIALLE di INVOLA p.p.	CALABRIANO p.p. SABBIE di MONTERICCO FORMAZIONE di TERRA del SOLE p.p.	CALABRIANO p.p. FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSISTEMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3	SISTEMA QUATERNARIO MARINO 3	SISTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SISTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLOCENE MEDIO SUPERIORE	PLOCENE MEDIO SUPERIORE	~0.35-0.45	PLEISTOCENE MEDIO	B	B1	
																B2	
																B3	
																B4	
QUATERNARIO MARINO	MILAZZANO SABBIE di CASTELVETRO p.p. SABBIE GIALLE di INVOLA p.p.	MILAZZANO e CALABRIANO p.p. SABBIE di CASTELVETRO p.p. SABBIE GIALLE di INVOLA p.p.	CALABRIANO p.p. SABBIE di MONTERICCO FORMAZIONE di TERRA del SOLE p.p.	CALABRIANO p.p. FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSISTEMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3	SISTEMA QUATERNARIO MARINO 3	SISTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SISTEMA QUATERNARIO MARINO 1	PLOCENE MEDIO SUPERIORE	PLOCENE MEDIO SUPERIORE	~0.65	PLEISTOCENE INFERIORE	C	C1	
																C2	
																C3	
																C4	
P2	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSISTEMA DEL PLOCENE MEDIO-SUPERIORE											~2.2	PLEISTOCENE INFERIORE	1.72	C4	
													~3.3-3.6	PLEISTOCENE INFERIORE	3.55	C5	
													~3.9	PLOCENE INFERIORE MIOCENE			
												ACQUITARDO 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 SCPTU 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 cm^2 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 cm^2 , 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.



5. STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

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

- Da piano di esecuzione delle prove fino alla profondità di circa 1.50 metri: ARGILLA LIMOSA SOVRACONSOLIDATA PER ESSICCAMENTO.
- Da 1.50 m circa fino alla profondità di 3.25 m circa: LIMO ARGILLOSO MOLLE
- Da circa metri 3.250 fino alla profondità di circa 7.50 metri; SABBIA LIMOSA MOLTO ADDENSATA PASSANTE A GHIAIETTO.
- Da circa metri 7.50 fino alla profondità di circa 13.00 metri; SABBIA LIMOSA MEDIAMENTE ADDENSATA.

- Da circa metri 13.00 fino alla profondità di circa 19.20 metri; ALTERNANZE DI ARGILLA LIMOSA E LIMO ARGILLOSO.
- Da circa metri 19.20 fino alla profondità di circa 31.25 metri; ARGILLA LIMOSA.
- Da circa metri 31.250 fino alla profondità di circa 31.80 metri; SABBIA LIMOSA.

Il livello della falda si attesta ad una profondità di circa 2.80 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)	$\emptyset m$	$\emptyset k$	Cum (kpa)	Cuk (kpa)	Ed Kg/cm ²	Ey Kg/cm ²	Ni
0.00-1.50	22.0	22.0	1.85	1.93	25.5	23.1	40	23	84	45	0.40
1.50-3.25	6.35	19.22	1.90	1.96	19	16	35	30	38	46	0.35
3.25-7.50	201.1	77.25	2.20	2.30	37	35	--	--	200	120	0.20
7.50-13.00	137.4	78.7	1.88	1.98	35.5	34.4	--	--	275	98	0.30
13.00-19.20	10.36	19.63	1.92	1.95	23	19	60	56	70	50	0.40
19.20-31.25	20.7	50.0	1.84	1.93	23.0	17.2	29	18	81	45	0.40
31.25-32.00	70.0	63.0	1.86	1.96	32.5	32.2	--	--	140	98	0.30

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

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

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

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

In questa fase si danno indicazioni in riferimento a quanto descritto nel D.M. 17.01.2018, ovvero **all'approccio 2**. In questo caso si fornisce il fattore di sicurezza (o fattore riduttivo) 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 R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

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

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi' / 2) \\ N_c &= (N_q - 1) \cot \phi' \\ N_\gamma &= 2(N_q + 1) \tan \phi' \end{aligned}$$

Fattori di forma

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

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

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

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

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

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 q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z :

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_o è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 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.

Si sono differenziati i valori degli stati limite ultimo a seconda delle zone con caratteristiche geotecniche diverse in modo da acquisire a titolo orientativo le piccole differenze presenti nel sottosuolo.

SLU STATO LIMITE ULTIMO PLATEA DIMENSIONI 10 X 15

1: CONDIZIONI STATICHE

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Pressione limite 3.15/3.41 Kg/cm²

2: CONDIZIONI DINAMICHE

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Pressione limite 3.01/3.33 Kg/cm²

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 (kg/cm ²)	$\alpha = M_o/R_p$	umidità W %	$\alpha = M_o/R_p$	R_p (kg/cm ²)	$\alpha = M_o/R_p$
≤5	5.0	≤ %05	3.0	≤5	3
10	4.0	100%	1.5	100	3
15	3.3	200%	1.0	200	3

Applicando come sovraccarico al terreno di appoggio una fondazione a platea, che scarica una pressione di esercizio (SLE) di circa 0.60 kg/cm² si sono ottenuti i seguenti cedimenti: $S_{TOT}=2.80/3.80$ 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.

Vista la presenza di un livello molto compressibile che potrebbe provocare cedimenti dell'ordine di qualche cm e vista la presenza di un banco di ghiaietto addensato alla profondità di 4/5 metri non è da escludere la realizzazione di una fondazione su micropali corti (profondità circa 5 metri) in modo da bypassare il livello soffice presente nei primi metri.

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

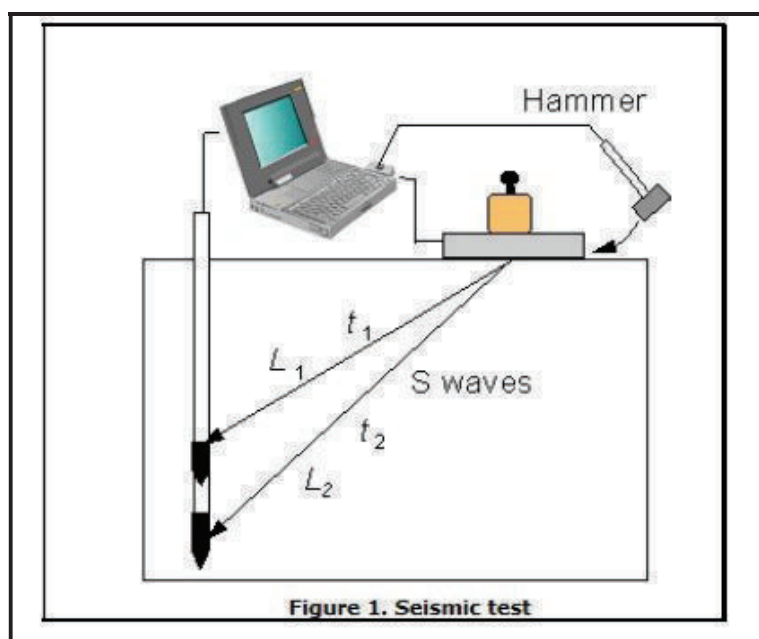
La Regione Emilia-Romagna ha elaborato ed approvato (con Delibera dell'Assemblea Legislativa n.112 del maggio 2007) gli "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", in coerenza con la L.R. n.20/2000 "Disciplina generale sulla 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 $ST = 1,0$.

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 γ 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.

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 191/207 m/sec



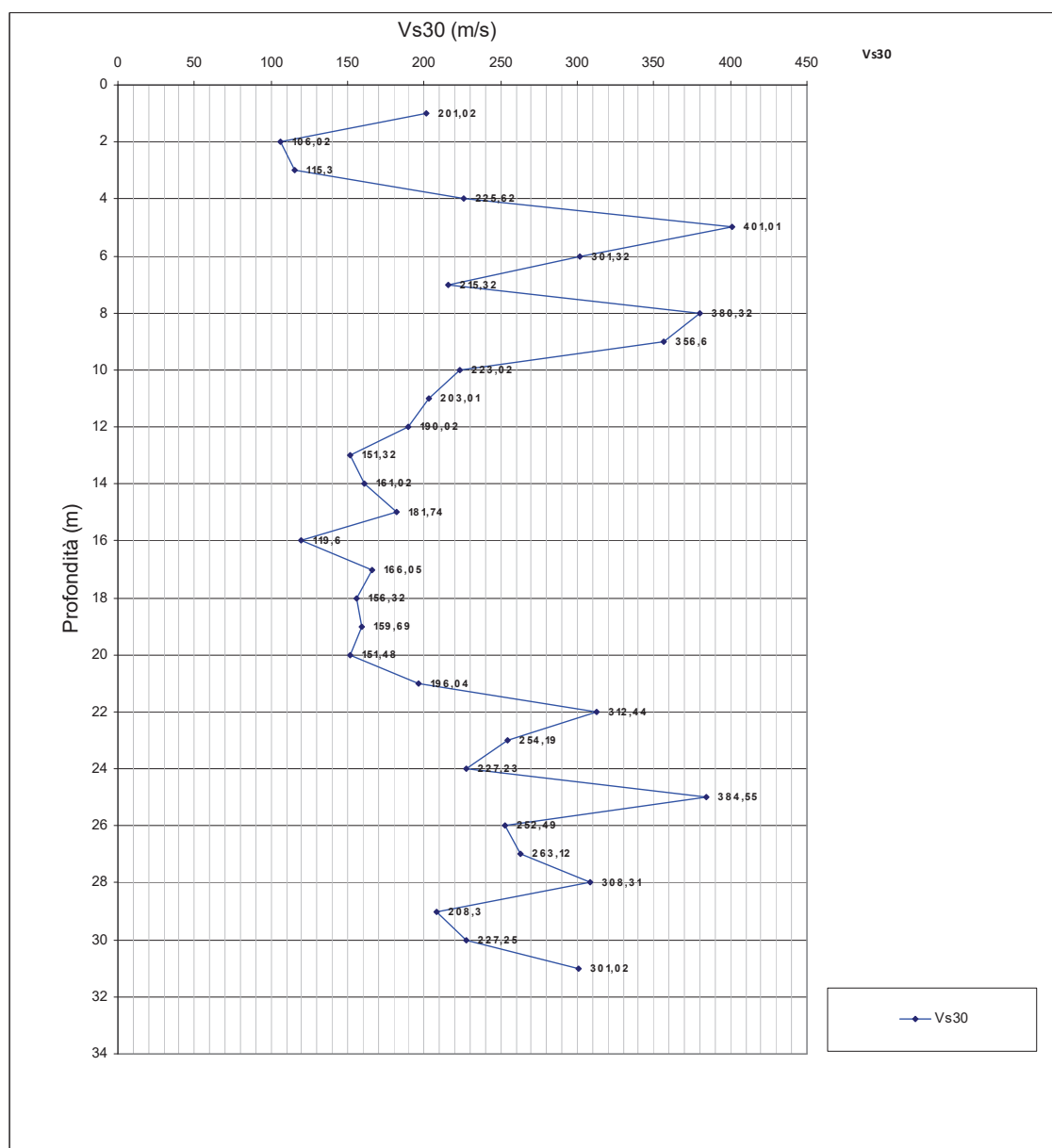
PROVA N	SCPTU 1
DATA	30/04/2019

COMMITTENTE	COMUNE DI RAVENNA
LOCALITA	SAVIO DI RAVENNA SCUOLA ELEMENTARE VIA ORFANELLE
PROFONDITA' DELLA PROVA	31,5
PROFONDITA' DELLA FALDA	1,8
PREFORO	-

Depth [m]	Vs [m/s]	Gamma [kN/m³]	Gmax [MPa]
1	201,02	17,54	86,22
2	106,02	19,75	75,62
3	115,3	16,66	58,65
4	225,62	19,05	99,16
5	401,01	20,15	118,02
6	301,32	19,11	100,01
7	215,32	18,21	126,94
8	380,32	18,59	107,16
9	356,6	20,46	116,36
10	223,02	19,05	95,05
11	203,01	18,26	92,36
12	190,02	17,72	90,02
13	151,32	16,55	33,12
14	161,02	16,64	38,23
15	181,74	17,22	40,02
16	119,6	15,21	57,46
17	166,05	15,94	33,12
18	156,32	16,34	40,05
19	159,69	16,37	38,04
20	151,48	16,16	36,25
21	196,04	18,32	67,9
22	312,44	19,32	119,26
23	254,19	19,02	92,72
24	227,23	18,32	119,02
25	384,55	19,25	116,08
26	252,49	20,02	115,32
27	263,12	19,88	127,05
28	308,31	20,22	100,02
29	208,3	18,35	102,02
30	227,25	19,32	99,02
31	301,02	18,99	108

STIMA DELLA Vs30 229,0561

CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE C



7.3 ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE (APPROFONDIMENTO III LIVELLO)

L'obiettivo della presente relazione consiste in una modellazione di risposta sismica locale di "terzo livello conoscitivo di approfondimento", finalizzato a quantificare gli effetti indotti dal sisma. In altre parole è stata eseguita un'analisi di pericolosità sismica locale per determinare il valore dell'accelerazione di propagazione delle onde sismiche attesa al suolo rigido di riferimento, il valore di amplificazione litologica quale effetto di sito atteso e il valore di accelerazione atteso in superficie.

Per la classificazione dei terreni di fondazione oltre alla prova SCPTU è stata eseguita una misura a stazione singola del microtremore sismico, mediante una strumentazione quale il tromografo digitale portatile denominato TROMINO ENGY che permette la misura della frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo, per la definizione delle V_{s30} e della categoria sismica del sottosuolo, come richiesto dalle normative vigenti. Per quanto concerne la modellazione della risposta sismica locale, essa è stata elaborata con il software STRATA finalizzata alla stima dell'amplificazione al suolo e degli spettri di risposta per i terremoti di riferimento (T_r di 475 anni con smorzamento del 5%) forniti dalla Regione Emilia-Romagna. Per la verifica alla liquefazione dei terreni di fondazione è stata utilizzata le risultanze della campagna di indagini geognostiche consistita nell'esecuzione di n. 1 prove penetrometriche statiche con piezocono sismico elettrico (SCPTU), spinta alla profondità massima di 31.50 metri dal piano campagna.

7.4 MISURE SISMICHE TROMINO DIGITALE

La tecnica dei rapporti spettrali o HVSR (Horizontal to Verticale Spectral Ratio) è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazione esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque.

I risultati che si possono ottenere da una registrazione di questo tipo sono:

- la **frequenza caratteristica di risonanza del sito** che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale in quanto si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di

“doppia risonanza” estremamente pericolosi

- la **frequenza fondamentale di risonanza di un edificio**, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito e capire se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;
- la **velocità media delle onde di taglio Vs** calcolata tramite un apposito codice di calcolo. E' necessario, per affidabilità del risultato, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia e riconoscibile nella curva H/V. E' possibile calcolare la Vs30 e la relativa categoria del suolo di fondazione come esplicitamente richiesto dalle Norme tecniche per le Costruzioni del 14 Gennaio 2008;
- la **stratigrafia del sottosuolo** con un range di indagine compreso tra 0,5 e 700 metri di profondità anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 metri.

Il principio su cui si basa la presente tecnica in termini di stratigrafia del sottosuolo è rappresentato dalla definizione di strato inteso come una unità distinta da quella sopra e sottostante per un contrasto di impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

Le basi teoriche della tecnica HVSR si rifanno in parte alla sismica tradizionale (riflessione, rifrazione, diffrazione) e in parte alla teoria dei microtremori. La forma di un'onda registrata in un sito x da uno strumento dipende:

1. dalla forma dell'onda prodotta dalla sorgente s;
2. dal percorso dell'onda sorgente s al sito x (attenuazioni, riflessioni, rifrazioni, incanalamenti per guide d'onda);
3. dalla risposta dello strumento.

Il rumore sismico ambientale è generato da fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre. Si chiama anche microtremore poiché riguarda oscillazioni molto piccole, molto più piccole di quelle indotte dai terremoti. Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromometro digitale modello *Tromino* che rappresenta la

nuova generazione di strumenti leggeri e compatti in alta risoluzione adatti a tali misurazioni.

Lo strumento racchiude al suo interno tre velocimetri elettrodinamici ortogonali tra loro con intervallo di frequenza compreso tra 0.1 e 256 Hz.

I dati vengono memorizzati in una scheda di memoria interna da 512 Mb, evitando così la presenza di qualsiasi cavo che possa introdurre rumore meccanico ed elettronico.

I dati ottenuti sono stati convertiti in file ASCII mediante software “Grilla”, fornito a supporto dello strumento utilizzato, quindi elaborati per ottenere spettri di velocità in funzione della frequenza.

In fase operativa si sono seguite le seguenti operazioni:

1. il rumore sismico è stato registrato nelle sue tre componenti per un intervallo di tempo dell'ordine delle decine di minuti (circa 20 minuti);
2. la registrazione è stata suddivisa in intervalli della durata di qualche decina di secondi ciascuno;
3. per ogni segmento viene eseguita un'analisi spettrale del segmento nelle sue tre componenti;
4. per ciascun segmento si calcolano i rapporti spettrali tra le componenti del moto sui piani orizzontale e verticale;
5. vengono calcolati i rapporti spettrali medi su tutti i segmenti.

Per considerare la misura ottenuta come una stima dell'ellitticità delle onde di Rayleigh è necessario che:

1. i rapporti H/V ottenuti sperimentalmente siano “stabili” ovvero frutto di un campionamento statistico adeguato;
2. gli effetti di sorgente siano stati effettivamente mediati ovvero non ci siano state sorgenti “dominanti”;
3. la misura non contenga errori sistematici (per esempio dovuti ad un cattivo accoppiamento dello strumento con il terreno).

Per la determinazione delle velocità delle onde di taglio si utilizza un codice di calcolo appositamente creato per interpretare i rapporti spettrali (HVSr) basati sulla simulazione del campo di onde di superficie (Rayleigh e Love) in sistemi multistrato a strati piani e paralleli secondo la teoria descritta in AKI (1964) e Ben-Menahem e

Singh (1981). Il codice può elaborare modelli con qualsiasi numero di strati, in qualsiasi intervallo di frequenze e in qualsiasi numero di modi (fondamentale e superiori). Operativamente si costruisce un modello teorico HVSR avente tante discontinuità sismiche quante sono le discontinuità evidenziate dalla registrazione eseguita; successivamente, tramite specifico algoritmo, si cercherà di adattare la curva teorica a quella sperimentale. In questo modo si otterranno gli spessori dei sismostrati con la relativa velocità delle onde VS. Il metodo HVSR consiste nello studio del rapporto spettrale tra la componente orizzontale del rumore e quella verticale (H/V spectrum). Il valore di tale rapporto è direttamente correlato con la frequenza di risonanza determinata dal passaggio tra due strati con una differenza significativa del contrasto di impedenza (velocità delle onde e densità del materiale). Nel presente lavoro si sfrutterà la teoria di Nakamura che relaziona lo spettro di risposta del substrato roccioso (rapporto spettrale H/V) con quello effettivamente misurato in superficie. Considerando due strati con differente impedenza acustica, la **frequenza di risonanza (fr)** è legata allo spessore e alla velocità delle onde di taglio Vs del primo strato dalla seguente relazione:

$$f = V_s / 4H$$

dove f è la frequenza e H lo spessore dello strato sismico.

Nakamura (1989) ha inoltre dimostrato che i massimi dei rapporti spettrali H/V consentono di individuare correttamente la frequenza e quindi il periodo fondamentale di risonanza per le onde S.

Negli ultimi anni un progetto europeo denominato SESAME (Site Effects Assessment using Ambient Excitations) si è occupato di stabilire delle linee guida per la corretta esecuzione delle misure di microtremore ambientale in stazione singola e array.

Esso ha anche fornito dei criteri per valutare la bontà delle curve HVSR e la significatività dei picchi H/V eventualmente trovati.

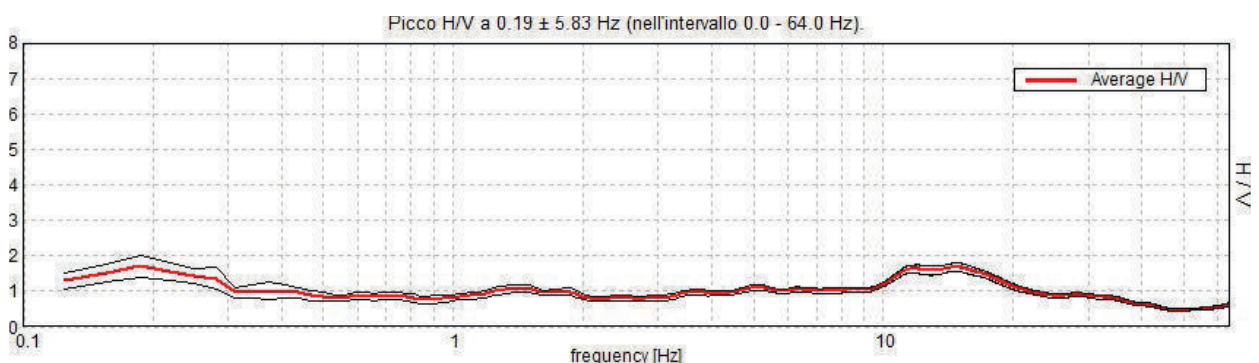
La registrazione è avvenuta impostando i seguenti parametri strumentali:

- Frequenza di campionamento 128 Hz;
- Durata 20 minuti;
- Orientamento strumento nord-sud.

Allo scopo di ottenere i dati necessari al calcolo del parametro Vs30 è stato utilizzato un tromografo digitale, "TROMINO ENGY" (Micromed S.p.A.) dotato di 3 canali velocimetrici (N-S, E-W, Up-Down) ad alto guadagno per l'acquisizione del microtremore sismico ambientale (fino a ~ 1.5 mm/s); il sistema opera nell'intervallo di frequenze 0.1–1024 Hz.

Per ottenere un profilo delle onde di taglio S, è stata modellata, anche sulla base di prove SCPTU effettuata, a supporto dell'indagine geotecnica/sismica per una maggiore affidabilità della stima della Vs30.

L'interpretazione dei dati ottenuti dal rilievo del rumore sismico consente sia di correlare il valore di picco dello spettro di risposta HVSR con la profondità del substrato litoide inteso come bedrock sismico sia di individuare una corrispondenza tra i valori di frequenza relativi alle discontinuità sismiche e i cambi litologici presenti nell'immediato sottosuolo. Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del moto fondamentale dell'onda di Rayleigh e i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, si può ricavare il valore della frequenza caratteristica del sito. Sapendo che ad ogni picco di frequenza corrisponde una profondità (metri) dell'orizzonte che genera il contrasto di impedenza si è potuto estrapolare una stratigrafia geofisica del sottosuolo. L'ampio range di frequenze acquisite dallo strumento utilizzato ($0.1 \div 128$ Hz) non ha evidenziato contrasti di impedenza attribuibili alla presenza di rifrattori sismici.



Il fit della curva H/V ha permesso di ricostruire in modo approssimato il profilo di Vs fino alla profondità di circa 265 metri a cui corrisponde il riflettore individuato dal picco a circa 0,19 Hz con valore del rapporto H/V pari a circa 1,7 indicante un basso contrasto di impedenza; esso rappresenta la frequenza fondamentale del terreno; si è

riscontrato anche un picco secondario, anch'esso con debole contrasto di impedenza, a circa 12÷15 Hz; per il resto la curva H/V rimane costantemente prossima a 1.

La potente colonna di sedimenti alluvionali superficiali appare pertanto priva di importanti riflettori sismici e caratterizzata, con probabilità, da effetti di smorzamento dell'impulso sismico. E' oramai consolidata l'ipotesi che le costruzioni subiscono le sollecitazioni sismiche maggiori quando c'è coincidenza tra la frequenza di vibrazione naturale dei terreni investiti da un'onda sismica e quella naturale della struttura. L'analisi della curva H/V non mostra evidenze della possibile presenza di inversioni di velocità.

La ricostruzione dei profili sismo-stratigrafici ha evidenziato la presenza di materiali da soffici a mediamente consistenti nei primi 40 metri di profondità, caratterizzati da una velocità di propagazione delle onde S compresa tra 195 e 230 m/s, mentre per valori di profondità maggiori il grado di rigidità del sottosuolo diventa gradualmente elevato, con valori di Vs pari a circa 340 m/s; a partire dalla profondità di 265 metri circa, si è individuato un sismostrato interpretabile come bedrock like, caratterizzato dalla velocità di 530 m/s.

Dall'indagine sismica effettuata e dai modelli sismici ricavati è stato possibile calcolare la velocità di propagazione delle onde di taglio fino a 30 metri dal piano campagna tramite la relazione

$$V_s = \frac{30}{\sum h_i / V_{si}}$$

in cui h_i e V_{si} indicano lo spessore espresso in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori, al di sotto del piano di imposta delle strutture di fondazione, la velocità delle onde Vs a 30 metri dal piano campagna (V_{s30}) come esplicitamente richiesto dalla normativa vigente:

$$V_{s30} = 208 \text{ m/s}$$

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.

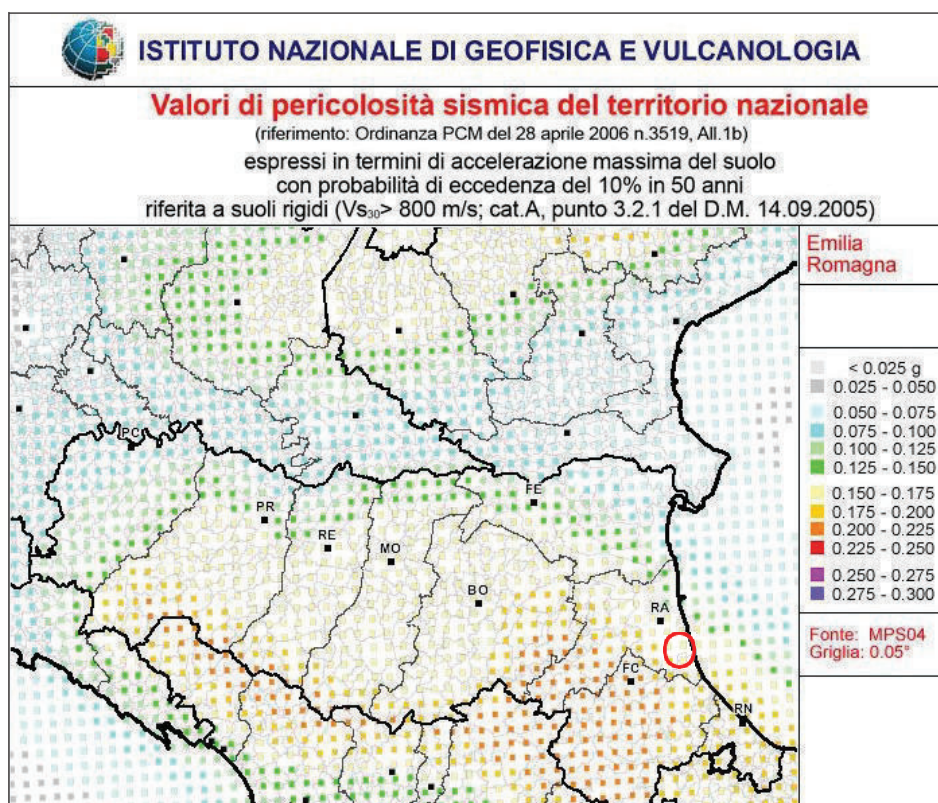
Gli studi condotti dall'Istituto Nazionale di Geofisica sul territorio italiano con riferimento ai dati provenienti da tutti i cataloghi sismici disponibili per gli ultimi duemila anni [*Mappa della Massima Intensità Macrosismica Risentita in Italia* – Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento 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.

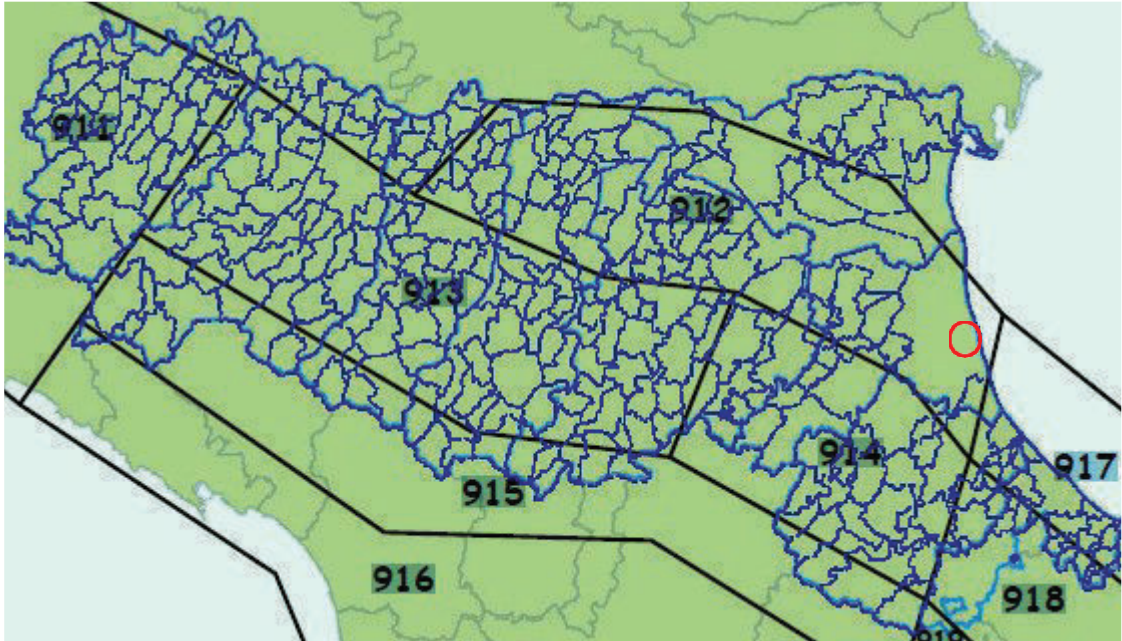


I meccanismi focali disponibili indicano che le deformazioni di queste strutture sono prevalentemente di tipo compressivo e transpressivo (Boccaletti et al., 2004). Le strutture sismogenetiche sembrano collegarsi verso la superficie alle strutture di sovrascorrimento dell'Appennino romagnolo (Farabegoli 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 sismogeniche 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 scuola, 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: 44,310982

longitudine: 12,29013

Classe: 3

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 17631	Lat: 44,3282	Lon: 12,2324	Distanza: 4972,846
Sito 2	ID: 17632	Lat: 44,3289	Lon: 12,3023	Distanza: 2217,132
Sito 3	ID: 17854	Lat: 44,2789	Lon: 12,3033	Distanza: 3714,061
Sito 4	ID: 17853	Lat: 44,2782	Lon: 12,2335	Distanza: 5797,215

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: 0,060 g

Fo: 2,461

Tc*: 0,278 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 75 [anni]

ag: 0,077 g

Fo: 2,433

Tc*: 0,285 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 712 [anni]

ag: 0,199 g

Fo: 2,514

Tc*: 0,289 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr: 1462 [anni]

ag: 0,261 g

Fo: 2,456

Tc*: 0,301 [s]

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

SLO:

Ss: 1,500

Cc: 1,600

St: 1,000

Kh: 0,018

Kv: 0,009

Amax: 0,881

Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,500

Cc: 1,590

St: 1,000

Kh: 0,023

Kv: 0,012

Amax: 1,132

Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,400

Cc: 1,580

St: 1,000

Kh: 0,067

Kv: 0,033

Amax: 2,735

Beta: 0,240

SLC:

Ss: 1,320

Cc: 1,560

St: 1,000

Kh: 0,097

Kv: 0,048

Amax: 3,380

Beta: 0,280

$$A_{max} = a_g * s_s = 0.199 * 1.40 = 0.27$$

7.6 VERIFICA MONODIMENSIONALE AMPLIFICAZIONE LOCALE

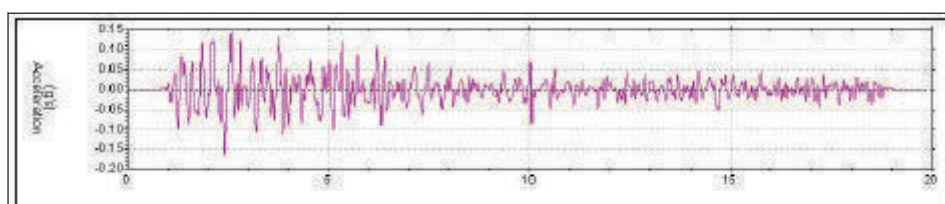
Il modello geologico di sottosuolo e gli esiti litologici e meccanici ottenuti dalle prove geognostiche e geofisiche, consentono l'elaborazione di una modellazione numerica di risposta sismica. Si è applicato STRATA, un programma realizzato per calcolare la risposta dinamica monodimensionale (1D) di una colonna di terreno utilizzando un modello di propagazione lineare delle onde, con proprietà dinamiche del terreno variabili in funzione del livello deformativo. Nello specifico si è applicato un metodo di analisi definito lineare elastico, ritenuto sufficientemente adeguato per gli scopi del presente elaborato, dove le proprietà elastiche e lo smorzamento sono mantenuti costanti. La verifica monodimensionale dell'amplificazione locale, tramite l'utilizzo di

STRATA si compone di due fasi: elaborazione del modello e simulazione degli effetti indotti dal sisma di progetto.

ELABORAZIONE DEL MODELLO SISMICO

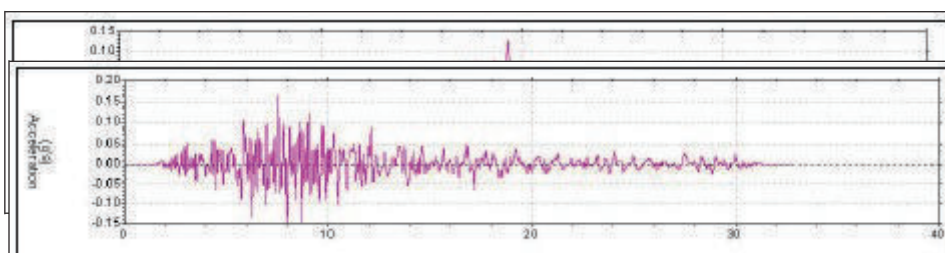
La prima fase consiste nel costruire la colonna di sottosuolo di riferimento, rappresentata da strati (layer) a differente tessitura e da diversi valori delle onde di taglio S (V_s). In questo senso la stratigrafia fino a 20 metri di profondità e la stima della velocità media di propagazione delle onde di taglio è estrapolata attraverso la rielaborazione congiunta dei risultati delle prove HVSR, delle prove penetrometriche SCPTU e dall'analisi del modello geologico profondo. Il bedrock sismico è impostato alla profondità di circa -260 m dal p.c., in corrispondenza del tetto dell'intervallo alluvionale denominato "Sintema Emiliano-Romagnolo Inferiore" (AEI) del Pleistocene medio, caratterizzato da potenti intercalazioni sabbiose alluvionali. La potenza complessiva di questa unità stratigrafica è valutata di oltre 200 metri, così come estrapolabile dalle sezioni geologiche n. 20 e n. 57 della B/D geognostica della Regione Emilia-Romagna

Di seguito sono stati inseriti degli input sismici, desunti dai segnali di riferimento selezionati dalla banca dati accelerometrica "European Strong Motion database" e forniti dal Servizio Geologico regionale. Si tratta di tre tipologie di segnali, già "scalati" per il territorio comunale.



Accelerogramma RER - Input 046 Ravenna

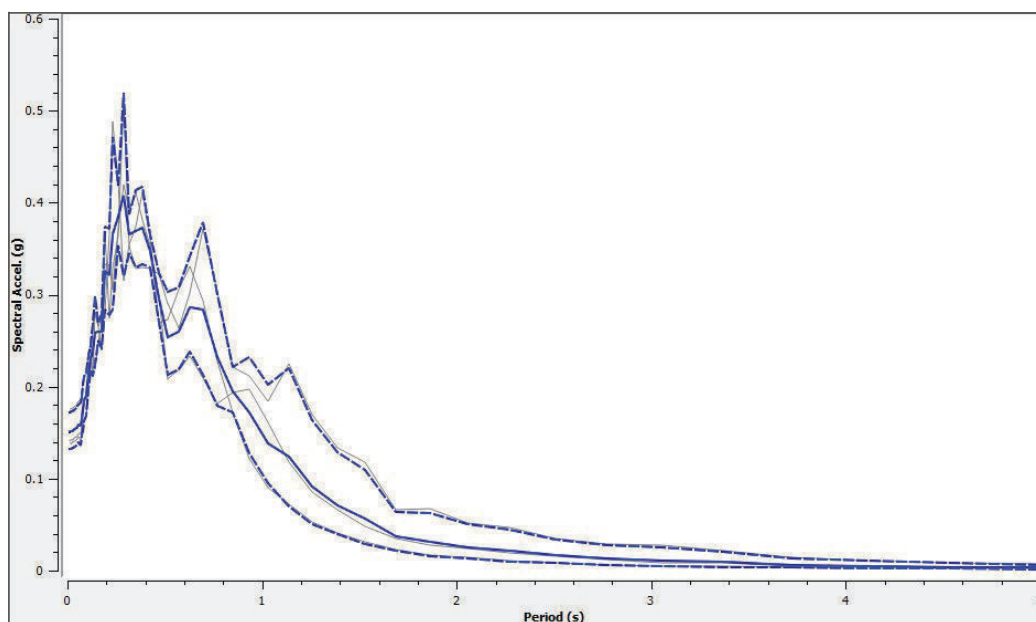
Accelerogramma RER - Input 126 Ravenna



Accelerogramma RER - Input 354 Ravenna

ELABORAZIONE DEGLI EFFETTI DI AMPLIFICAZIONE

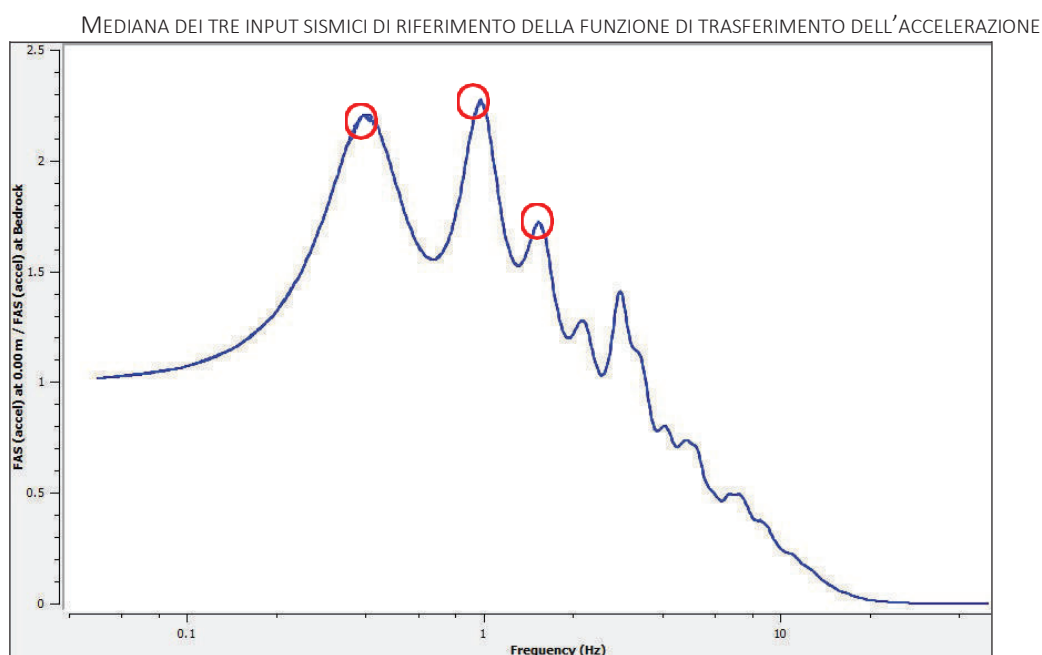
Attraverso l'elaborazione tramite il software STRATA è stato possibile valutare la risposta sismica del sito. Nel seguente diagramma è riportato lo spettro di risposta in accelerazione; le linee grigie rappresentano i segnali degli input sismici di riferimento, la linea continua blu rappresenta la mediana, mentre la linee tratteggiate blu indicano i valori mediana \pm log deviazione standard.



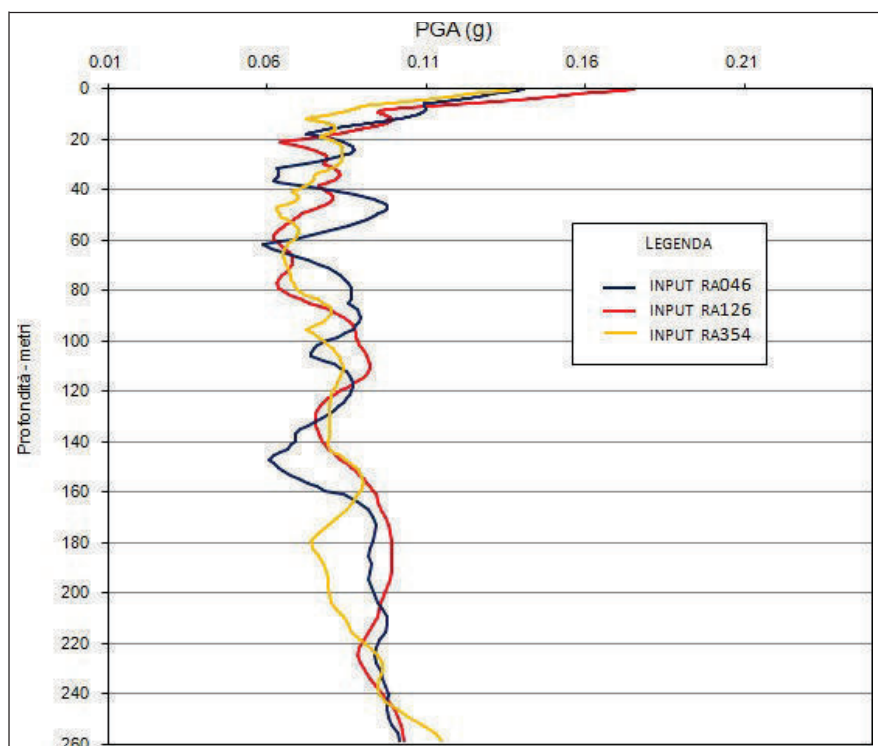
SPETTRO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE CON ASSI IN SCALA LINEARE

La figura successiva riporta invece l'andamento delle amplificazioni locali in funzione delle frequenze del moto di vibrazione dell'impulso sismico, del fattore di smorzamento D , del rapporto tra le impedenze sismiche dei sismostrati. La variazione del fattore di amplificazione con la frequenza definisce la funzione di amplificazione $A(f)$ del deposito. Il moto sismico può essere amplificato in corrispondenza di determinate frequenze, corrispondenti alle frequenze naturali f_n di vibrazione del deposito. In questo senso, molto importante risulta la prima frequenza naturale di vibrazione denominata frequenza fondamentale, in corrispondenza della quale la funzione di amplificazione assume un valore massimo. Dalle funzioni di amplificazione ricavate dalle elaborazioni risulta che la frequenza fondamentale assume un valore locale di 0,98 Hz con amplificazione 2,27; sono state individuate anche due frequenze secondarie pari a 0,40 e 1,54 Hz con amplificazione, rispettivamente 2,20 e 1,71. È infatti noto come le strutture siano caratterizzate da differenti modi di vibrazione, in funzione di molti parametri tra cui l'elevazione, la tipologia, il materiale costruttivo, etc. Dal punto di vista analitico, la vibrazione di un edificio è governata soprattutto

dalla sua altezza ed esiste una relazione empirica che lega la frequenza di vibrazione di un edificio e la sua altezza ($f = 10/n$ piani). La coincidenza tra frequenze di risonanza naturale del terreno e frequenze di vibrazione delle strutture può dunque causare pericolose amplificazioni nel caso di impulsi ciclici dovuti ad un evento sismico (effetto di "doppia risonanza"); la modellazione numerica evidenzia la possibilità di picchi di amplificazione significativi solo a frequenze di poco superiori a circa 1 Hz. In generale, ciò può indurre effetti di "doppia risonanza" in edifici con più di 7-8 piani.



La modellazione consente, inoltre, la valutazione dell'amplificazione locale intesa come PGA/PGA0, ossia come rapporto dell' $A_{g_{max}}$ al suolo (calcolata con STRATA) rispetto all' A_g di riferimento del terremoto (per Ravenna = 0,163g).



ACCELERAZIONI ORIZZONTALI DI PICCO PER I TRE INPUT SISMICI DI RIFERIMENTO IN FUNZIONE DELLA PROFONDITA'

Dai risultati, in cui è riportato l'andamento con la profondità del fattore di amplificazione, si evidenzia che il rapporto PGA/PGA_0 considerando l'input 126 (il più cautelativo al suolo) risulta pari a $FA = 1,08$, dunque inferiore al fattore di amplificazione semplificato locale estrapolabile dalla delibera RER ($FA = 1,80$). In altre parole la modellazione di risposta consente di elaborare il profilo equivalente della variazione della ag di picco dal tetto del pseudobedrock sismico fino alla superficie

Pertanto dopo l'elaborazione della risposta sismica le accelerazioni risultano essere:

$$A_{max} = 0.199 * 1.08 = 0.21$$

Con questo valore di amplificazione si è poi stimato il valore dell'indice di potenziale liquefazione.

7.7 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, 2008

MAGNITUDO: 6.14

$a_{max} = 0.21$ (d RSL considerando terreno di tipo "C" e CU 3)

IPL = 1.848

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

RAVENNA MAGGIO 2019

REDATTO:

DOTT. GEOLOGO OBERDAN DRAPELLI

GEOLOG S.R.L.

Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 30/04/2019 13:09:29

Site: Ampliamento scuola elementare savio - Test: SCPTU 1

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 elementare savio

Date: 30/04/2019

Commissioner: Comune di Ravenna

Locality: Savio (Ravenna) Via Orfanelle

Test information

Name: SCPTU 1

Location: Savio

Date: 30/04/2019 13:09:29

Prehole mode:

Prehole depth [cm]: 0

Hydrostatic line [cm]: 280

Ground level [cm]: 0

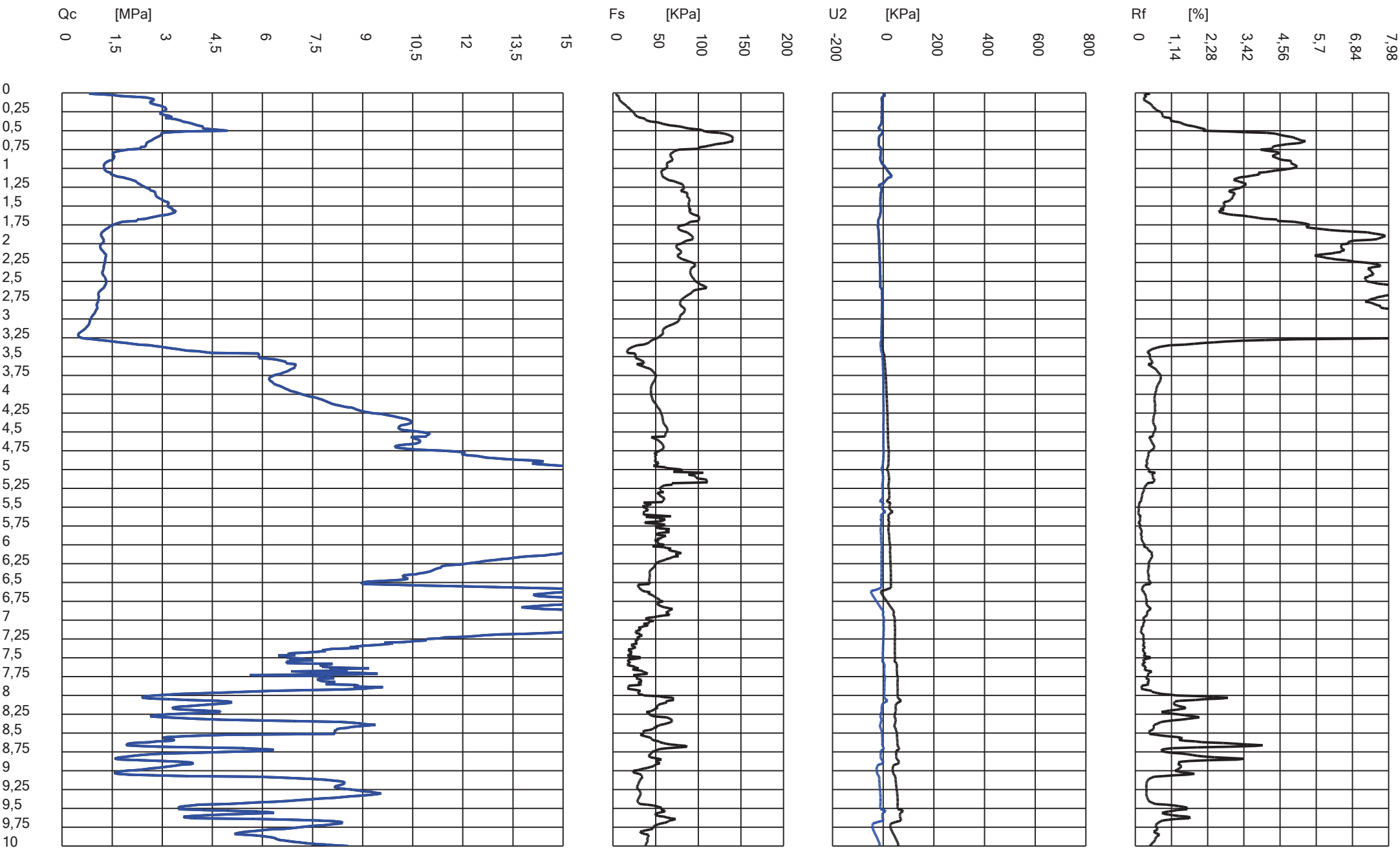
Latitude: 4418.5929N

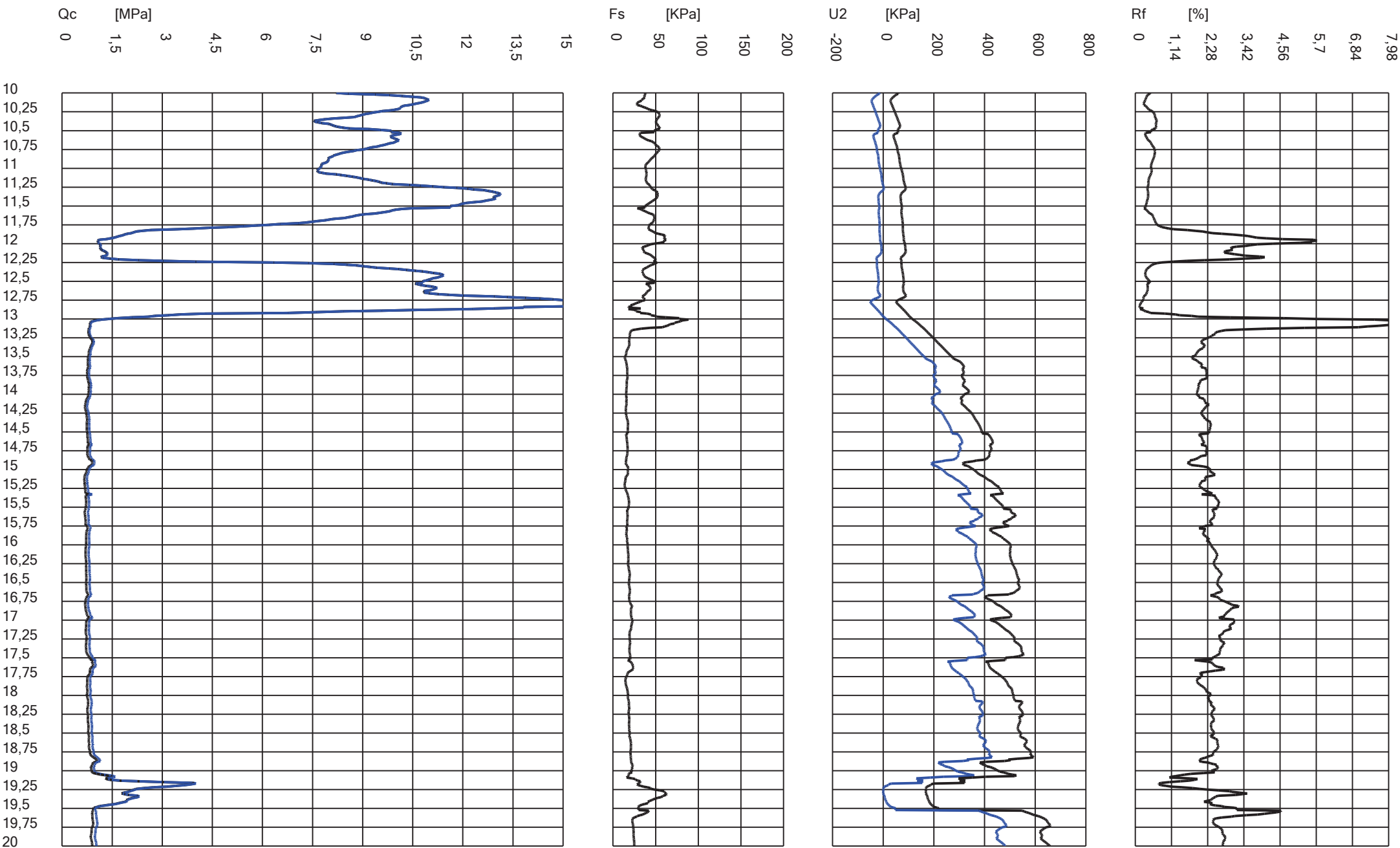
Longitude: 01217.3518E

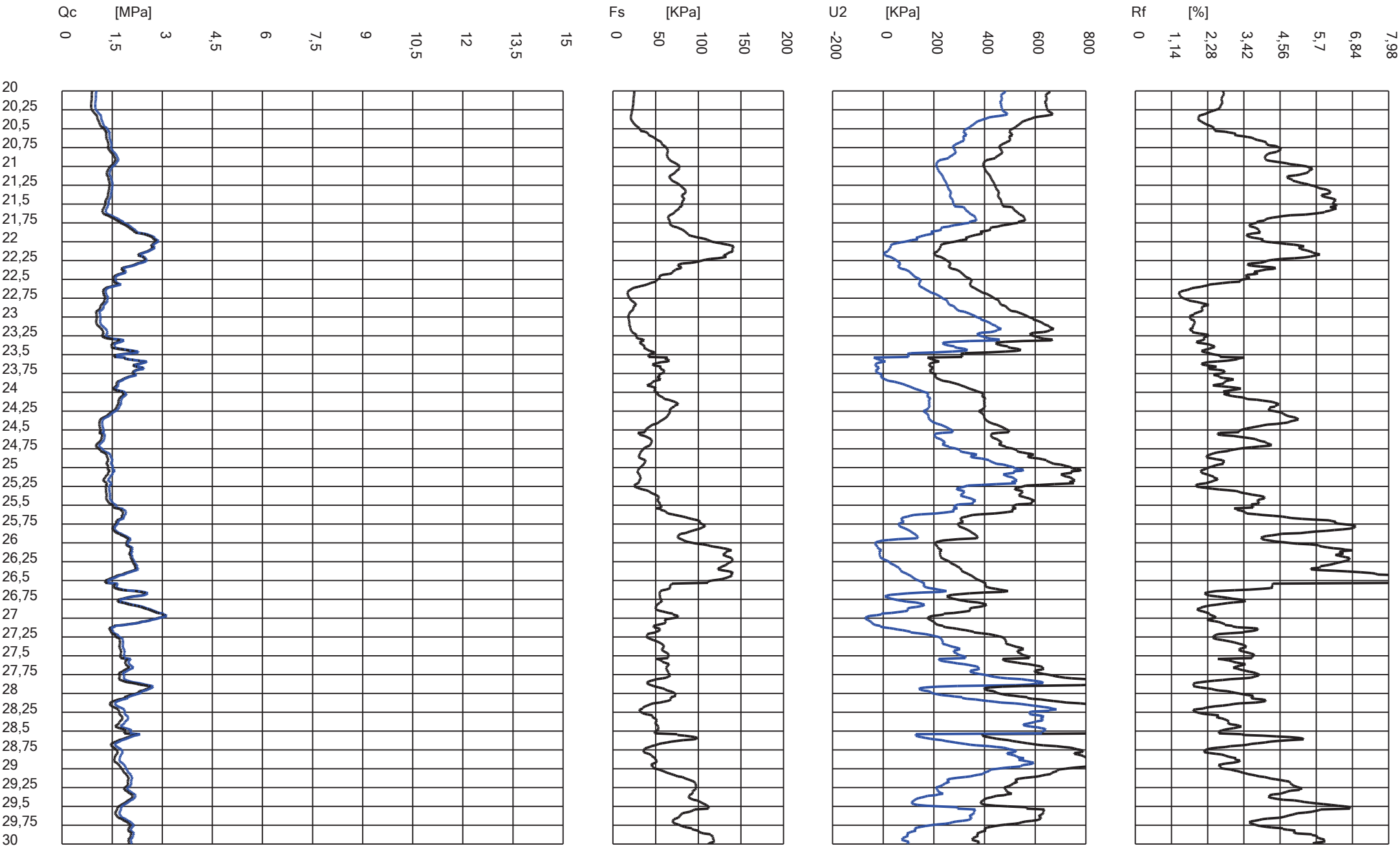
Operator: D_R

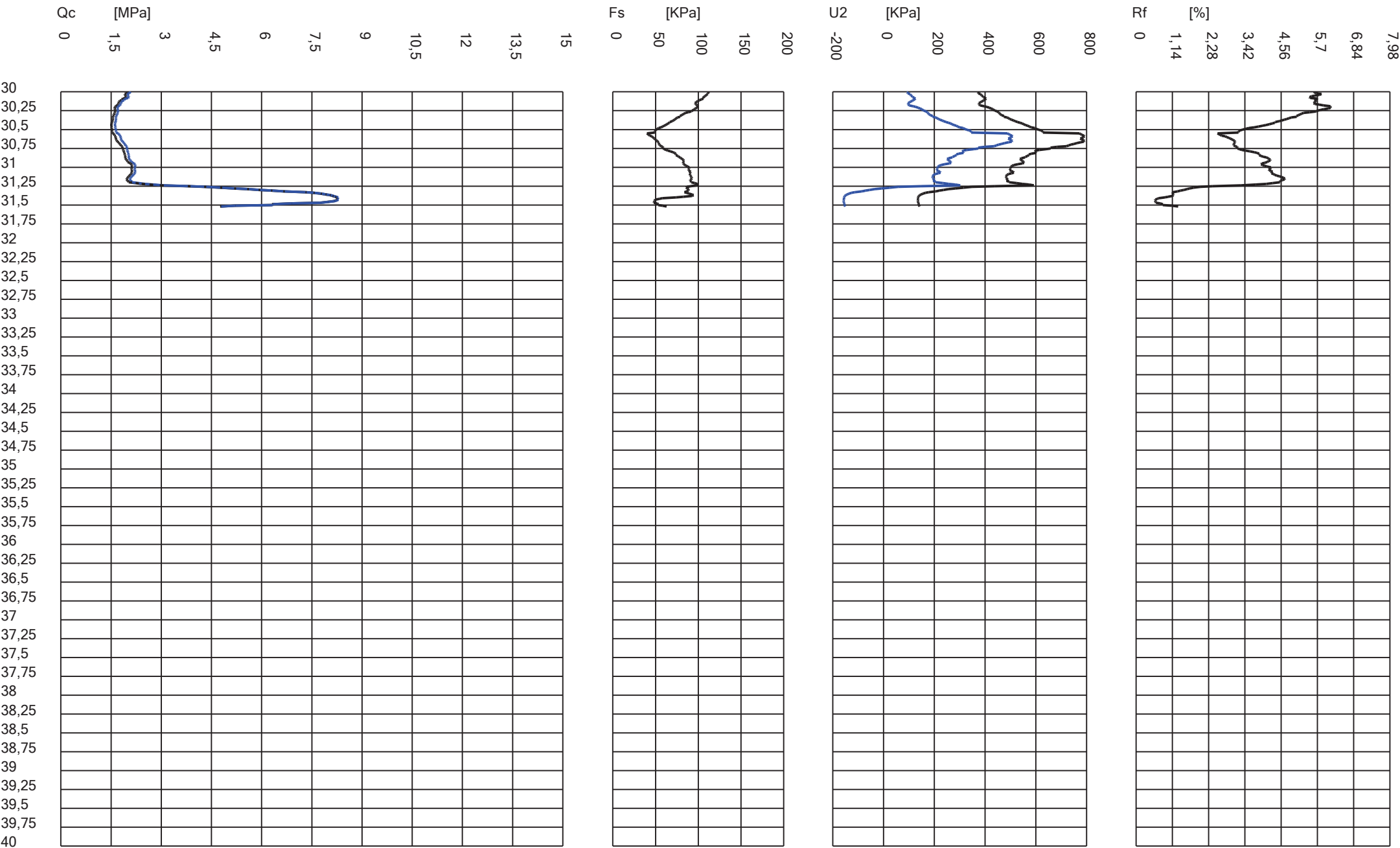
Comments:

Probe code: MKj584









LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

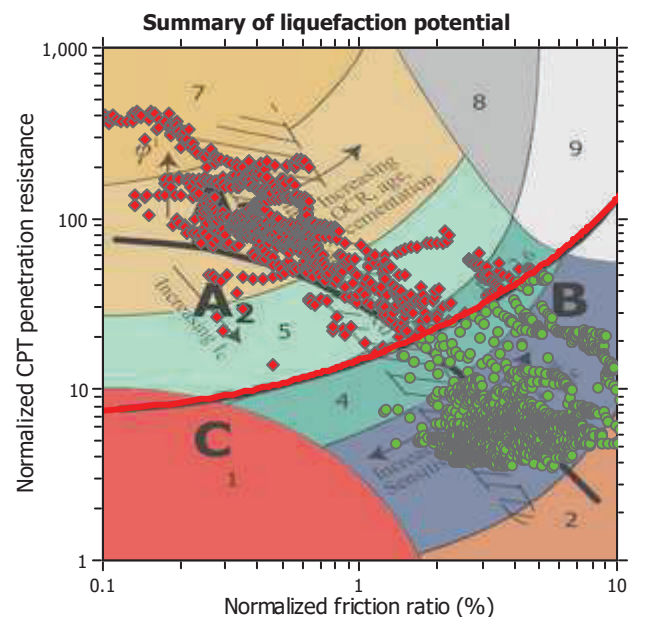
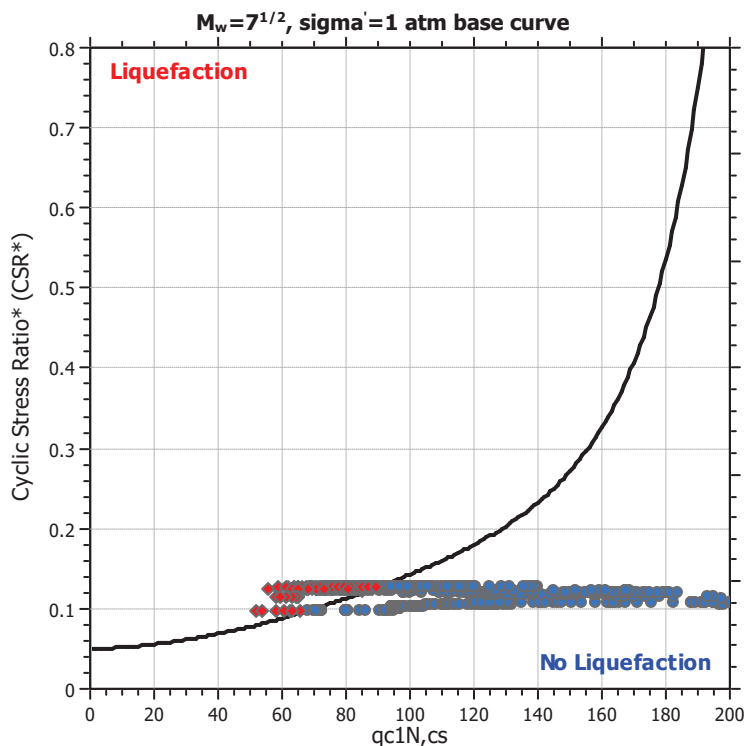
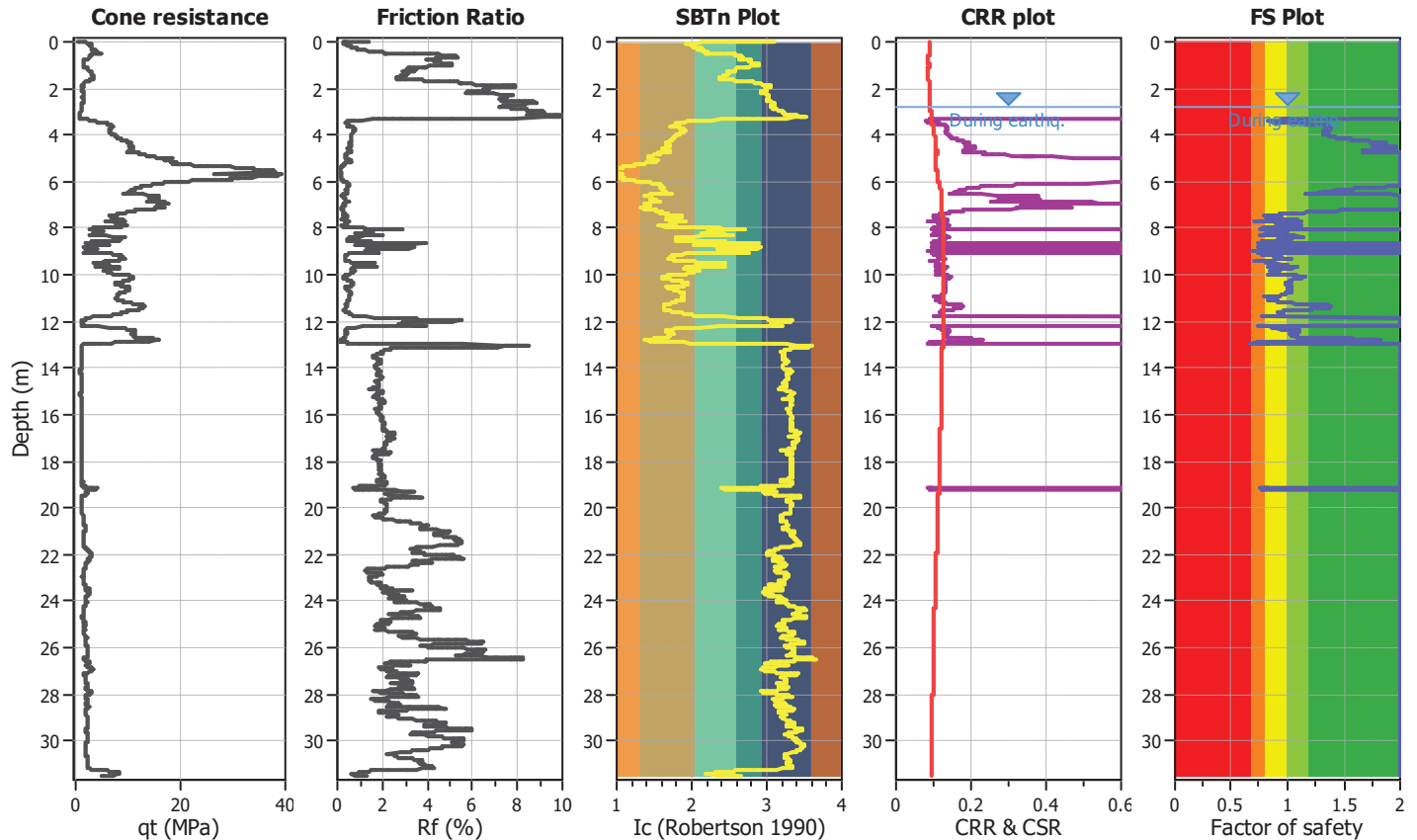
Project title :

Location :

CPT file : S_CPTU 1

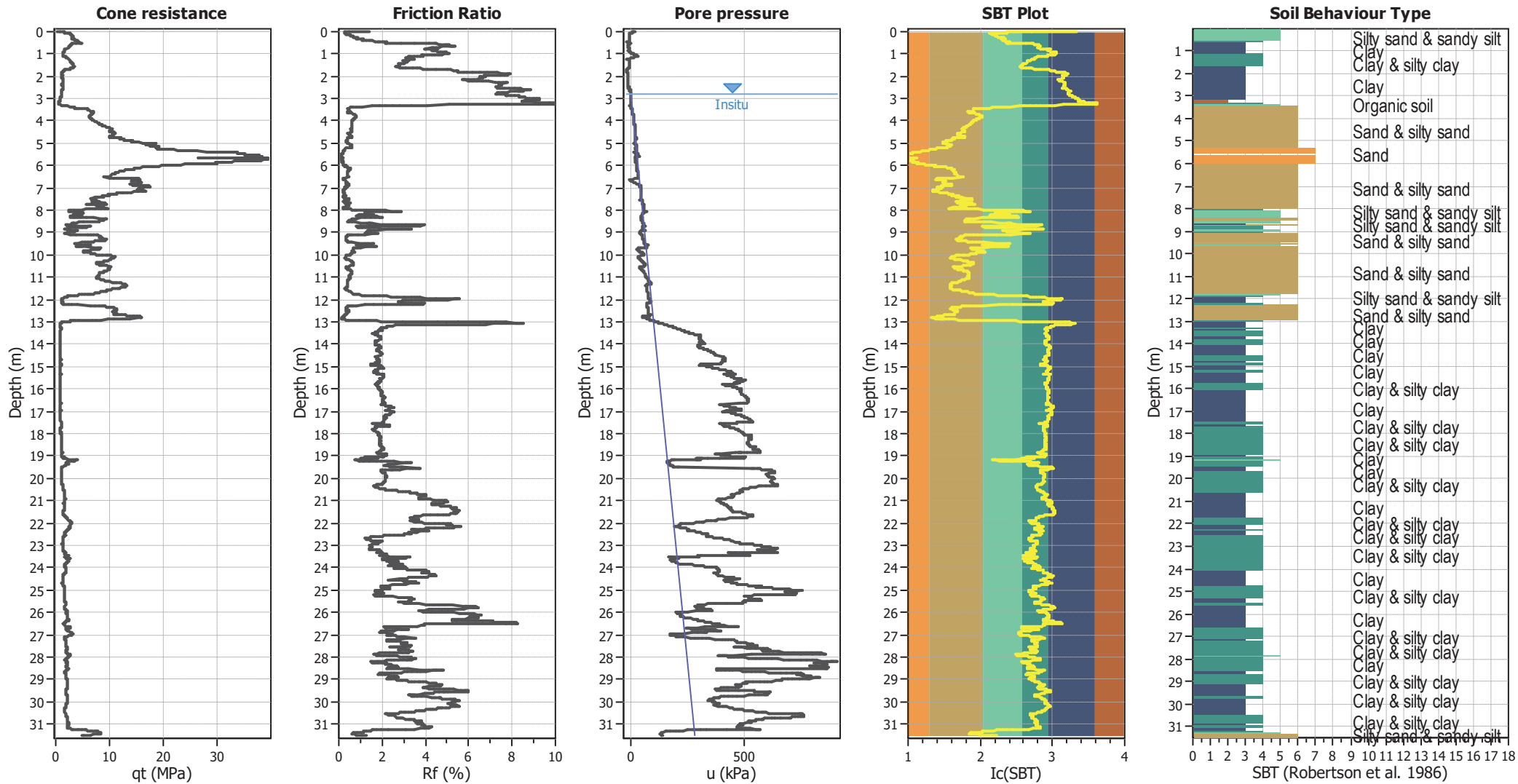
Input parameters and analysis data

Analysis method:	I&B (2008)	G.W.T. (in-situ):	2.80 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	R&W (1998)	G.W.T. (earthq.):	2.80 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	1	Fill weight:	N/A	Limit depth:	20.00 m
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	MSF method:	Method
Peak ground acceleration:	0.21	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_σ 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

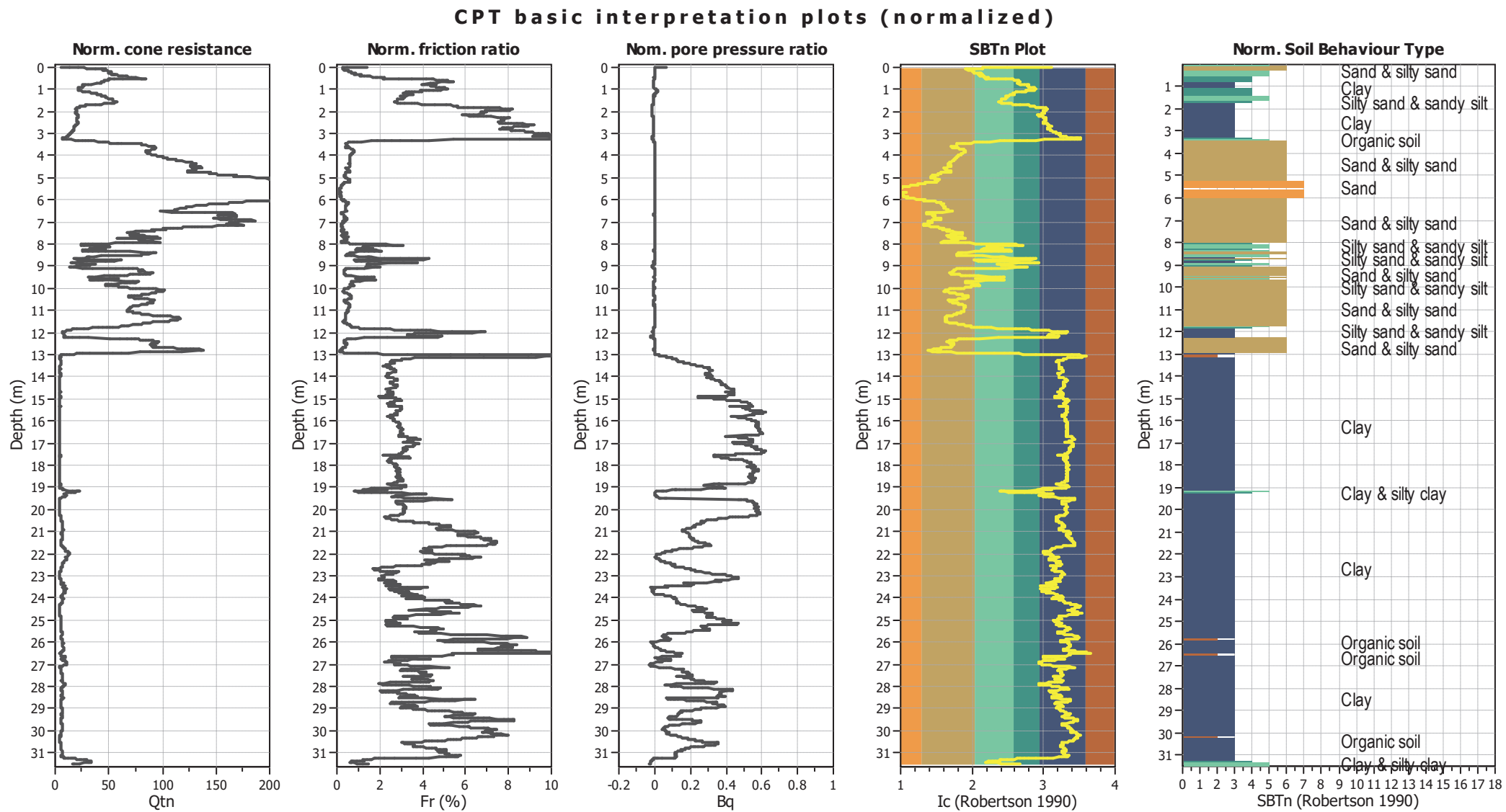


Input parameters and analysis data

Analysis method:	I&B (2008)	Depth to GWT (erthq.):	2.80 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	R&W (1998)	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:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.80 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

SBT legend

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



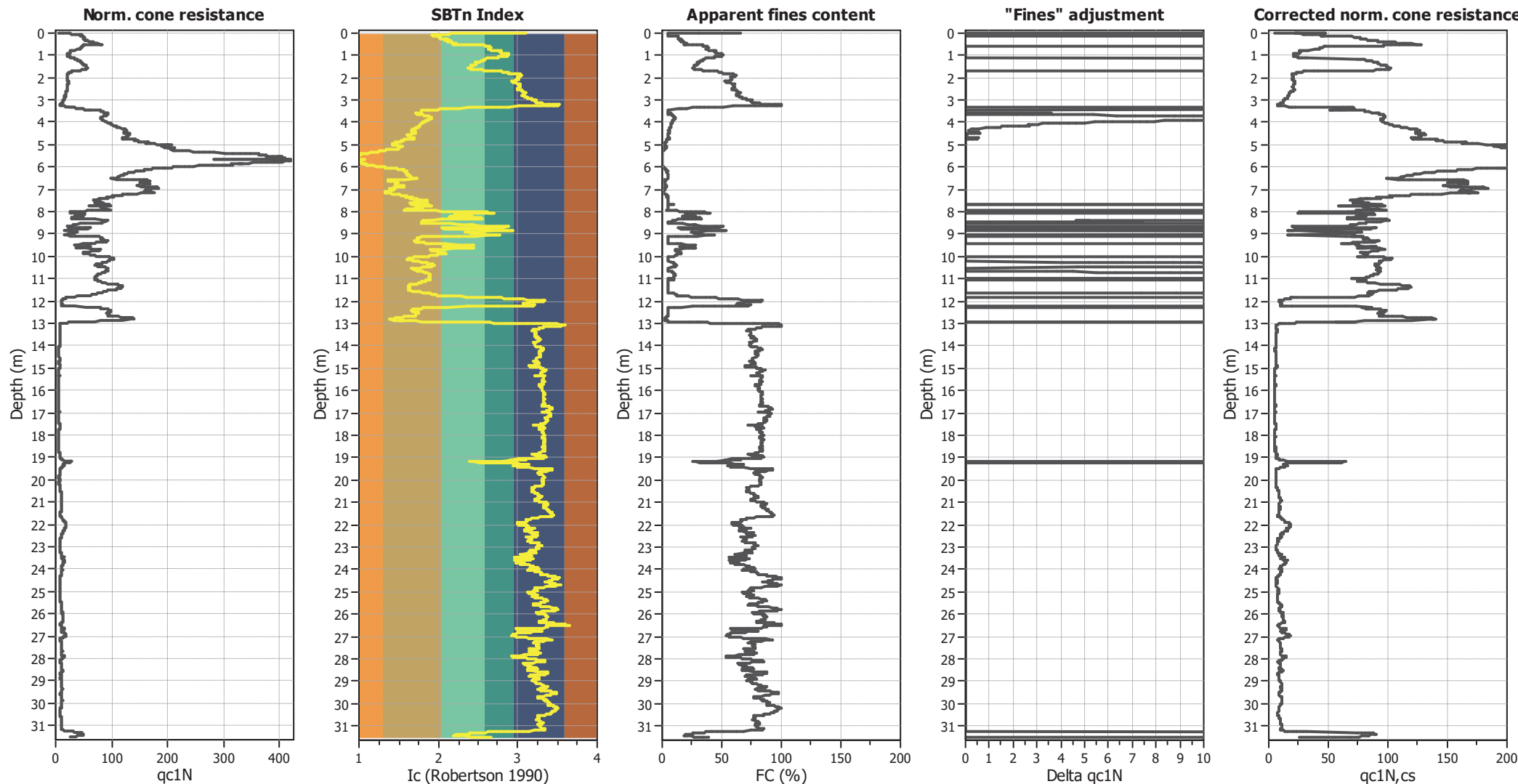
Input parameters and analysis data

Analysis method:	I&B (2008)	Depth to GWT (erthq.):	2.80 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	R&W (1998)	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:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.80 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

SBTn legend

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

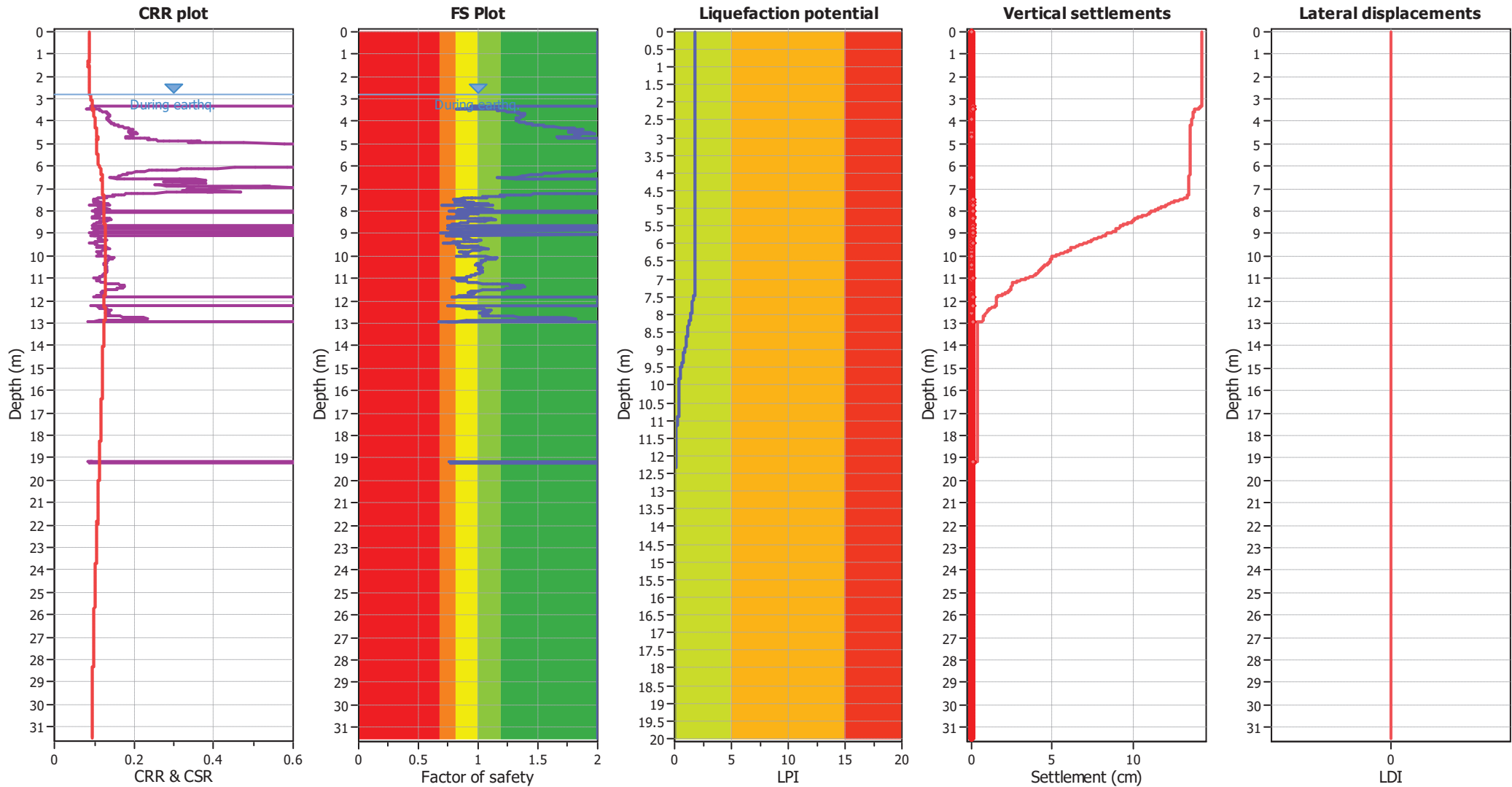
Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



Input parameters and analysis data

Analysis method:	I&B (2008)	Depth to GWT (erthq.):	2.80 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	R&W (1998)	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:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.80 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

Liquefaction analysis overall plots



Input parameters and analysis data

Analysis method:	I&B (2008)	Depth to GWT (earthq.):	2.80 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	R&W (1998)	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:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.80 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

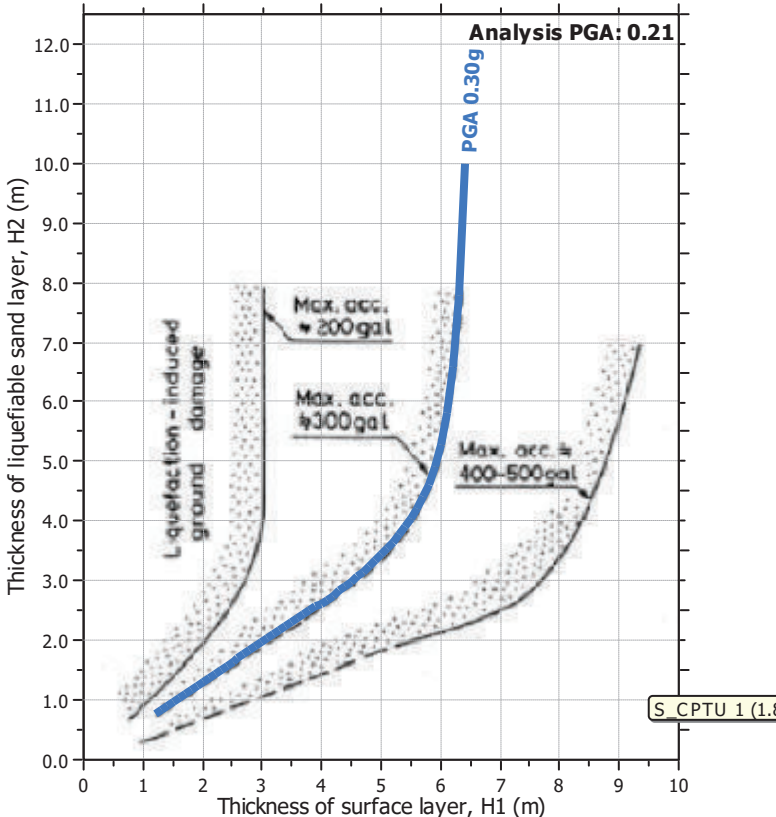
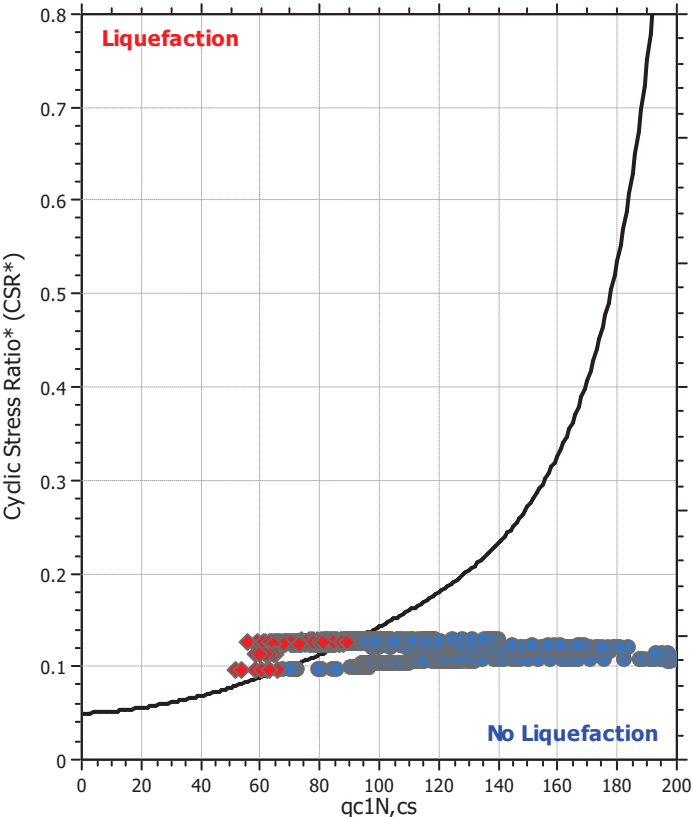
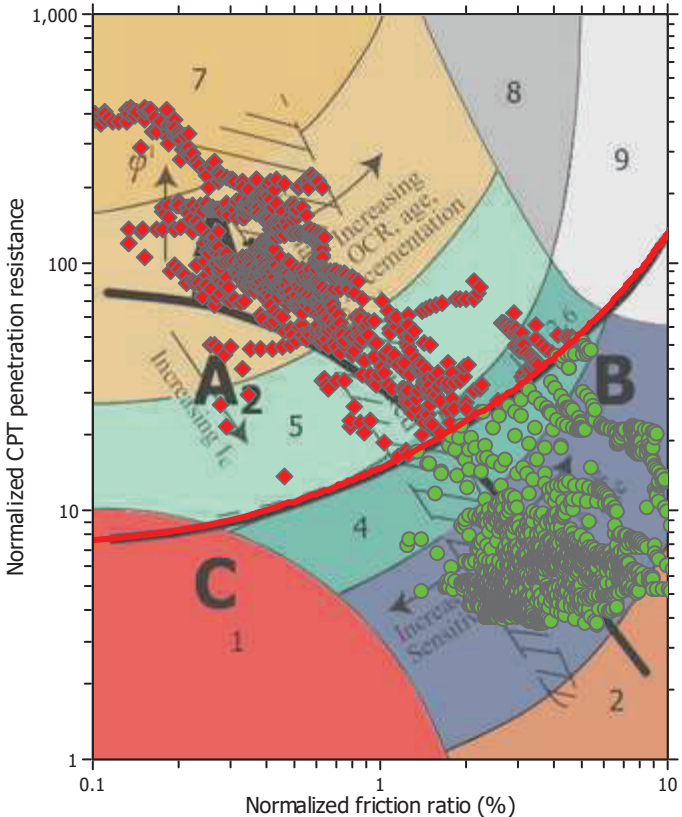
F.S. color scheme

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

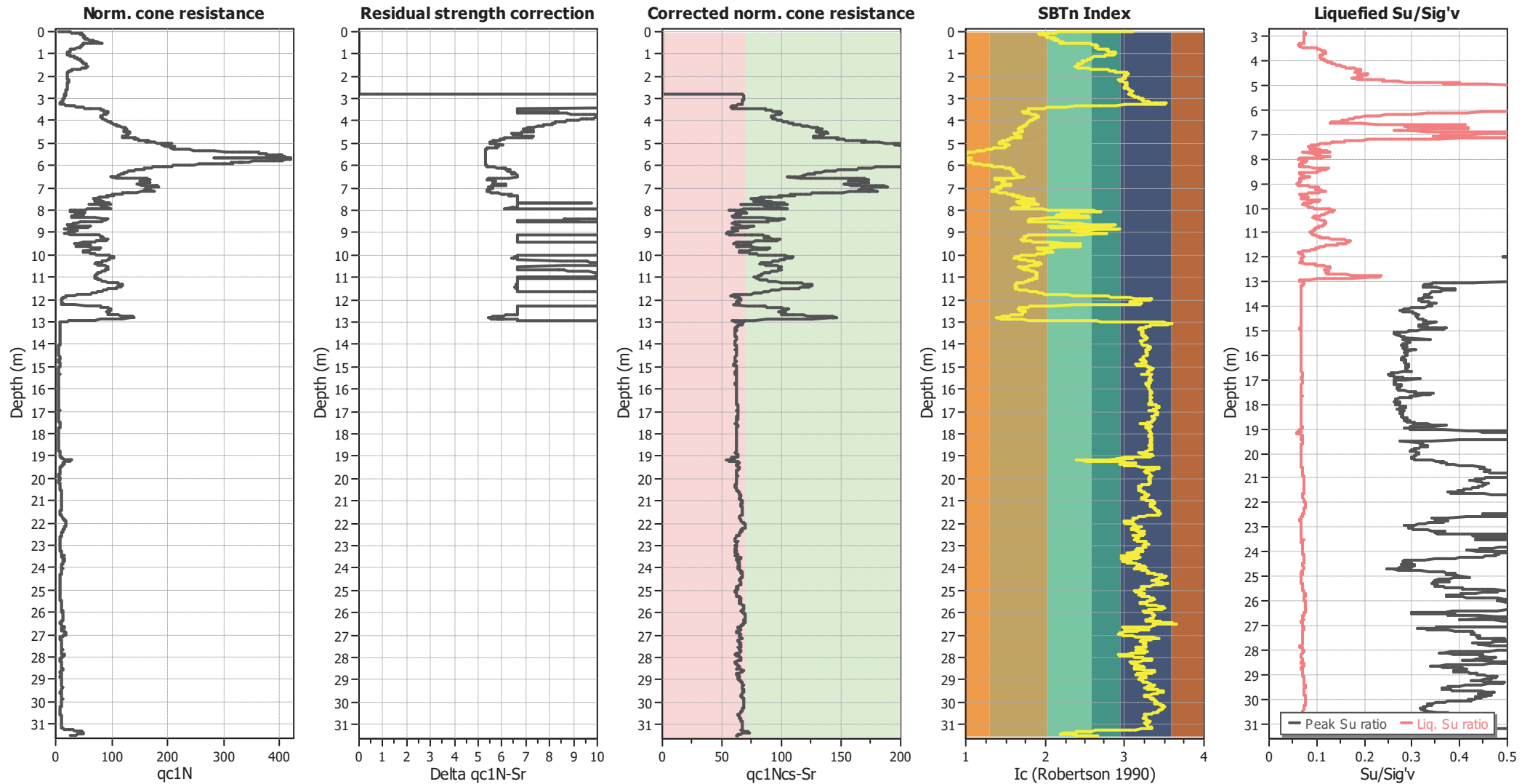
Liquefaction analysis summary plots



Input parameters and analysis data

Analysis method:	I&B (2008)	Depth to GWT (erthq.):	2.80 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	R&W (1998)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on I_c value	I_c 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:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.80 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

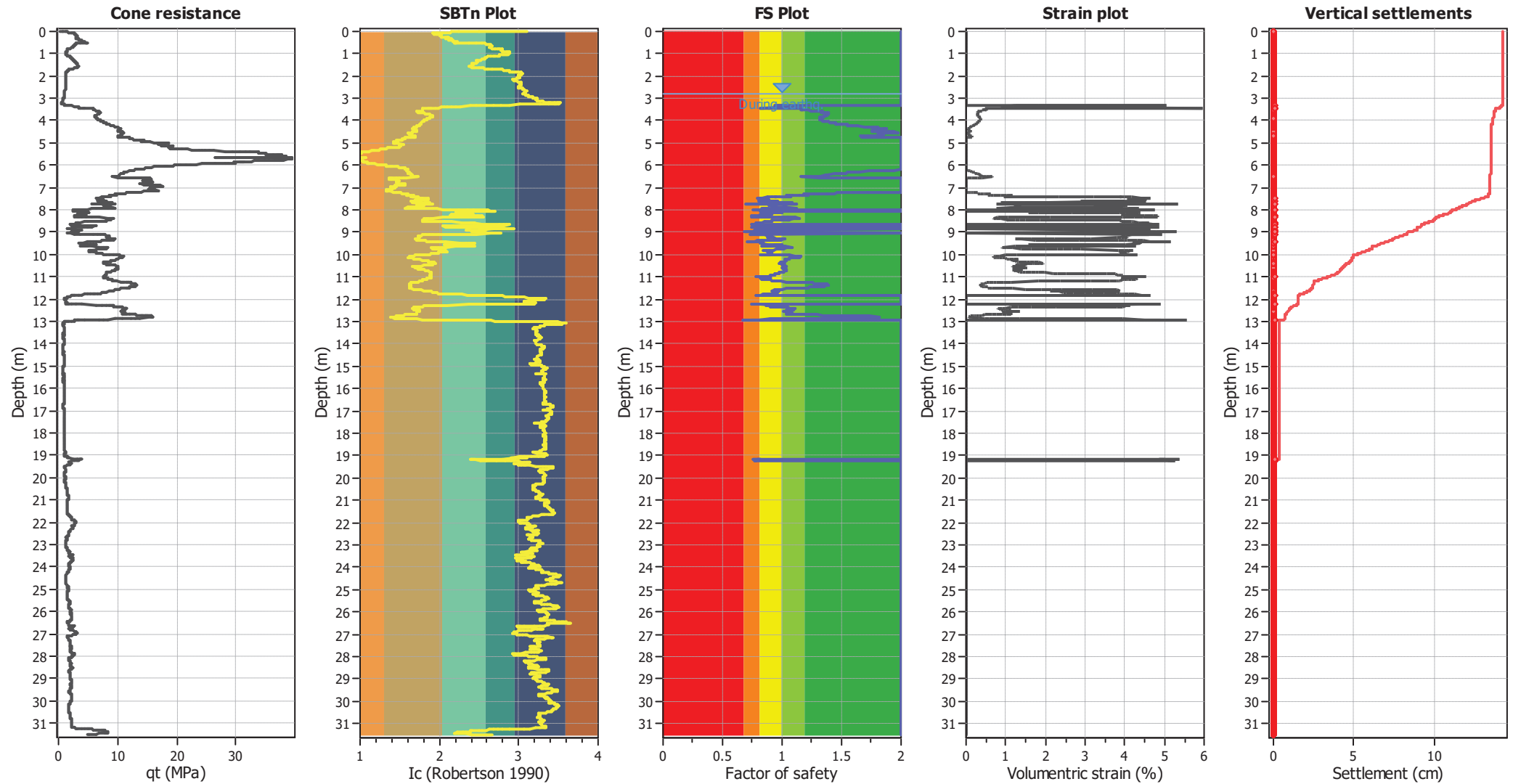
Check for strength loss plots (Idriss & Boulanger (2008))



Input parameters and analysis data

Analysis method:	I&B (2008)	Depth to GWT (erthq.):	2.80 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	R&W (1998)	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:	0.21	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.80 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

Estimation of post-earthquake settlements



Abbreviations

q_t : Total cone resistance (cone resistance q_c corrected for pore water effects)
 I_c : Soil Behaviour Type Index
 FS: Calculated Factor of Safety against liquefaction
 Volumetric strain: Post-liquefaction volumetric strain

Project title :

Location :

Overall Liquefaction Potential Index report

