

MINISTERO DELL'AMBIENTE E DELLA SICUREZZA ENERGETICA

Procedura di Valutazione di Impatto Ambientale ex D.Lgs 152/2006

DOCUMENTAZIONE INTEGRATIVA VOLONTARIA PER LA VALUTAZIONE DI IMPATTO AMBIENTALE

HUB ENERGETICO AGNES ROMAGNA 1&2 UBICATO NEL TRATTO DI MARE ANTISTANTE ALLA COSTA EMILIANO-ROMAGNOLA E NEL COMUNE DI RAVENNA

Titolo:

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DELL'AREA AGNES RAVENNA PORTO

Codice identificativo:

AGNROM_INT-R_REL-GEO-ARP

Proponente:



Agnes S.r.l.
P. IVA: 02637320397

Autore del documento:



Qint'x S.r.l.
P. IVA: 01445520396



DETTAGLI DEL DOCUMENTO

Titolo documento	Relazione geologica e geotecnica dell'area Agnes Ravenna Porto
Codice documento	AGNROM_INT-R_REL-GEO-ARP
Titolo progetto	Hub energetico Agnes Romagna 1&2
Codice progetto	AGNROM
Data	12/02/2023
Versione	1.0
Autore/i	Marco Roncuzzi
Tipologia elaborato	Relazione
Cartella	16
Sezione	Documentazione integrativa
Formato	A4

VERSIONI

Ver.	Rev.	Redazione	Controllo	Emissione	Commenti
1.0	01	Marco Roncuzzi	A. Bernabini	AGNES	Emissione finale

FIRMA DIGITALE



Agnes S.r.l.

Via Del Fringuello 28, 48124 Ravenna (IT)

Questo documento è di proprietà Agnes S.r.l.

Qualunque riproduzione, anche parziale, è vietata senza la sua preventiva autorizzazione.

Ogni violazione sarà perseguita a termini di legge.

Dott. Geol. Marco Roncuzzi

Via Zagarelli alle Mura, 22

48121 - Ravenna

Cell. 348 2210867

e-mail: mroncuzzi@gmail.com

C.F. RNCMRC65H18H199M

P.I. 01326610399

PROVINCIA DI RAVENNA

COMUNE DI RAVENNA

INDAGINE GEOGNOSTICA PER LA
CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE
DELL'AREA DENOMINATA "CASSA DI COLMATA VIA
TRIESTE - VIA FIORENZI"

RELAZIONE
GEOLOGICA - GEOTECNICA

Località: Ravenna, Via Fiorenzi

Committente: AGNES S.r.l.

Via del Fringuello, 28

48124 Ravenna



Ravenna, 12 febbraio 2022

INDICE

1. PREMESSA	Pag. 2
2. MODELLO GEOLOGICO REGIONALE E LOCALE	Pag. 2
3. MODELLO IDROGEOLOGICO	Pag. 9
4. INDAGINE GEOGNOSTICA	Pag. 10
5. DESCRIZIONE LITOLOGICO – STRATIGRAFICA	Pag. 13
6. MODELLO GEOTECNICO	Pag. 15
6.1 DESCRIZIONE DEI LAVORI IN PROGETTO	Pag. 15
6.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	Pag. 15
6.3 CENNI TEORICI SULLA VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI	Pag. 15
6.4 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	Pag. 146
6.5 SCELTA DELL'APPROCCIO DI PROGETTO	Pag. 17
6.6 CEDIMENTI (EDOMETRICI)	Pag. 18
6.7 CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI	Pag. 18
6.8 ANALISI GEOTECNICA	Pag. 22
6.8.1 Premessa	Pag. 22
6.8.2 Azioni	Pag. 22
6.8.3 Analisi delle resistenze di progetto	Pag. 22
6.8.4 Analisi dei cedimenti allo stato limite di esercizio SLE	Pag. 27
6.8.5 Resistenza di progetto di un palo trivellato (elica continua)	Pag. 28
7. VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO	Pag. 30
8. CONCLUSIONI	Pag. 35

ALLEGATI:

- **PROVA SCPTU**
- **REPORTS PROVA SCPTU CON ANALISI DELLA V_s EQ ($V_{sS} 30$)**
- **REPORT INDAGINE GEOFISICA HVSR**
- **ANALISI DEL RISCHIO SISMICO DI LIQUEFAZIONE**

1. PREMESSA

Nella presente relazione sono state analizzate le caratteristiche geologiche, geotecniche e di risposta sismica (N.T.C. 2018 - Il livello di approfondimento) del terreno di fondazione di un'area denominata "Cassa di colmata Via Fiorenzi - Via Trieste" ubicata in Via Fiorenzi (lato Via Trieste) all'interno dell'area portuale di Ravenna (vedi: *foto, pagg. 36, 37*).

Lo scopo di tale analisi è quello di fornire elementi di valutazione geotecnici e di eventuale rischio sismico, al fine di elaborare le più opportune linee progettuali.

Le verifiche della sicurezza e delle prestazioni sono state eseguite utilizzando il metodo degli Stati Limite per le opere di fondazione secondo quanto previsto dal D.M. 17 gennaio 2018:

- *"Norme Tecniche per le Costruzioni - 2018"* (pubblicate sulla Gazzetta ufficiale il 20 febbraio 2018, ed in vigore a far data dal 22 marzo 2018);

- *"Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018"*. Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21 gennaio 2019, n. 7, CSLP

Nei paragrafi seguenti sono quindi descritti i risultati delle indagini svolte, che hanno in sintesi permesso di definire:

- la profondità della falda freatica;
- le caratteristiche litologico-stratigrafiche del terreno di sedime (anche in rapporto alla storia deposizionale) ed i parametri fisico - meccanici (geotecnici) del substrato di fondazione dell'area di progetto;
- la capacità portante in condizioni statiche e sismiche, ovvero le resistenze di progetto "Rd" del sistema fondazioni - terreno, in condizioni statiche (S.L.U.) e sismiche (S.L.V.);
- i cedimenti previsti allo Stato Limite di Esercizio (S.L.E. ⇒ "combinazione "quasi permanente");
- i parametri sismici dell'area ed il rischio sismico nei confronti della potenziale liquefazione dei terreni di fondazione.

2. MODELLO GEOLOGICO REGIONALE E LOCALE

Viene qui descritta in breve la geologia del territorio ravennate, al fine di meglio comprendere la formazione della sequenza litologico-stratigrafica riscontrata dalle indagini geognostiche di campagna e descritta nel § 5.

In termini di geologia strutturale, il territorio del Comune di Ravenna (fogli 89 e 100 I.G.M.) appartiene al settore romagnolo dell'ampio "bacino sedimentario padano"; nel sottosuolo è presente una successione di depositi marini, deltizi, lagunari, palustri ed alluvionali di età pliocenico-quadernaria, che poggia su un substrato caratterizzato da una complessa configurazione a pieghe e pieghe-faglie, con gli assi tettonici paralleli ai principali allineamenti

strutturali appenninici (NW-SE).

Gli elementi tettonici profondi, rilevati attraverso le prospezioni geofisiche dell'AGIP effettuate per la ricerca di idrocarburi, procedendo da nord verso sud, sono:

- serie di pieghe del settore di Dosso degli Angeli;
- anticlinale di Porto Corsini;
- sinclinale di S. Romualdo-Piombone;
- anticlinale di Ravenna e Alfonsine;
- sinclinale romagnola;
- sinclinale di Cotignola;
- sinclinale di Forlì.

Questa geometria a pieghe condiziona la successiva sedimentazione quaternaria di copertura, caratterizzata da spessori variabili con massimi in corrispondenza delle depressioni (sino a 3000 m) e minimi sulle strutture positive (circa 1500 m), con un assetto strutturale che ricalca tendenzialmente l'andamento del substrato.

La potenza dei sedimenti plio-quaternari raggiunge i valori più elevati nell'ambito del bacino padano, proprio in corrispondenza del comprensorio di Ravenna, a dimostrazione che quest'area è soggetta a fenomeni naturali di subsidenza, in gran parte tettonica, fin da tempi geologici remoti. Tale successione è il risultato di alterne vicende legate soprattutto ad avanzamenti ed arretramenti della linea di riva, determinati da diversi fattori: la subsidenza e l'innalzamento tettonici, l'eustatismo, la mutevolezza dell'andamento del corso dei fiumi e la variabilità del loro carico sedimentario, deposto in fasi climatiche diverse, glaciali ed interglaciali. A causa della pluralità degli ambienti deposizionali, sia in senso spaziale che temporale, il complesso sedimentario è caratterizzato da un'elevata variabilità litologica degli strati, costituiti da sabbie, limi e argille e da miscele di tali litotipi. La frequenza delle variazioni litologiche si è accentuata nella parte finale del Quaternario, caratterizzata dai movimenti eustatici del livello marino, in particolare durante l'ultima glaciazione, denominata Wurm, quando il livello del mare si è abbassato di un centinaio di metri rispetto a quello attuale (regressione Wurmiana, 60000-70000 anni fa). Nell'Adriatico la linea di costa si era di conseguenza spostata fino a Sud di Ancona, lasciando emersa la parte settentrionale della piattaforma continentale adriatica, con la formazione di un'ampia pianura, drenata dal prolungamento dei fiumi che attualmente sfociano sulla costa adriatica.

Circa 17000 anni fa, con l'innalzamento della temperatura media di alcuni gradi centigradi, ebbe inizio una trasgressione eustatica su scala mondiale, denominata trasgressione Flandriana. Tale trasgressione, terminata nell'Olocene, ha causato l'arretramento della linea di costa dalla posizione di massima regressione Wurmiana sino a circa 14-19 Km ad Ovest della posizione attuale, alla latitudine di Ravenna (tra sud e nord dell'abitato Ravennate): Carta Geologica d'Italia, foglio allegato al n° 223 Ravenna: *“Tetto delle sabbie litorali del “Subsintema di Ravenna”*; ente

realizzatore: Regione Emilia-Romagna - Ufficio Geologico).

Infine, all'incirca 6000 anni b.p., nella costa occidentale dell'alto Adriatico è iniziata una nuova regressione, non più indotta da variazioni eustatiche come quella precedente, ma di tipo deposizionale. Essa ha riportato la linea di costa verso Est, fino alla posizione attuale, dando luogo alla formazione dei depositi olocenici recenti.

Esaminando la successione pleistocenico-aternaria tipica del territorio costiero 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. 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 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 e cioè alcuni km ad Ovest di Ravenna, 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 deviare più ad Ovest secondo la direzione Piangipane - Santerno – Alfonsine (tra quest'ultima e Fusignano). Infine, durante la successiva 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, talora fino a 18 m (presso Ravenna), della bancata formata dalla progradazione dei sedimenti sabbiosi, testimonia la lenta evoluzione della fase regressiva che ha provocato la migrazione verso Est della linea di spiaggia. Nelle aree ad Est del limite raggiunto dalla trasgressione Flandriana, al di sopra dei depositi granulari regressivi si rinvencono terreni argillosi ricchi in sostanza organica (argille torbose), talora intercalati a veri e propri strati di torba, di ambiente lagunare-palustre, sovrastati da argille e limi inorganici. I depositi di palude/laguna costiera si riscontrano anche nei primi chilometri ad ovest del limite della trasgressione (depositi deltizi di area interdistributrice e retrobarriera). 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. Il Banco sabbioso regressivo appare quindi oggi sormontato da terreni limoso-argillosi con potenze anche di oltre 14÷16 m al limite Ovest, che si riducono sino ad annullarsi ad Est di Ravenna, in prossimità della costa.

L'area oggetto di indagine si colloca circa 0,7 km a Sud-Est del bacino "Piomboni" (area portuale di Ravenna) e borda Via Trieste sul lato Nord, circa 6,5 Km a Nord-Est del centro dell'abitato Ravennate e 2,1 km ad Ovest dell'attuale linea di costa; essa risulta chiaramente ad Est del limite raggiunto dalla trasgressione Flandriana.

La successione sedimentaria della pianura ravennate fa parte della successione post-evaporitica del margine padano adriatico ed è quindi costituita, in affioramento, unicamente dai depositi olocenici appartenenti al Supersistema Emiliano Romagnolo.

SUPERSISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO

Il Supersistema Emiliano-Romagnolo è l'unità stratigrafica che comprende l'insieme dei depositi quaternari di origine continentale affioranti in corrispondenza del margine appenninico padano (ciclo Qc di RICCI LUCCHI et alii, 1982) ed i sedimenti ad essi correlati nel sottosuolo della pianura emiliano-romagnola. Il limite inferiore del Supersistema Emiliano-Romagnolo non affiora nell'area, ma affiora solamente a ridosso del margine appenninico e nei settori intravallivi a sud, dove è fortemente discordante sui depositi marini del Pleistocene medio (sabbie di Imola - IMO) e mio-pliocenici. Il limite superiore coincide col piano topografico. L'età dell'unità è Pleistocene medio – attuale (REGIONE EMILIA-ROMAGNA & ENIAGIP, 1998). Il Supersistema Emiliano-Romagnolo comprende due sistemi distinti (Sistema Emiliano-Romagnolo Inferiore, AEI, e Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore, AES), correlati con i depositi coevi di sottosuolo. Nell'area in esame affiorano solo i depositi di AES.

Subsistema di Ravenna (AES8)

Tutti i depositi quaternari affioranti nell'area sono stati attribuiti dalla Regione Emilia-Romagna a questo subsistema. Esso rappresenta l'elemento sommatiale del Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore e presenta uno spessore massimo di poco inferiore ad una trentina di metri (max \cong 28,5÷29m). Nel settore costiero di bassa pianura (ad Est del limite raggiunto dalla trasgressione Flandriana), come nell'area cittadina Ravennate e nel suo intorno (area di indagine), il Subsistema di Ravenna risulta costituito da sabbie, argille e limi di ambiente alluvionale (porzione più superficiale) deltizio e litorale, organizzati in corpi sedimentari lenticolari, nastriformi, tubolari e cuneiformi di spessore plurimetrico; in quest'area si identifica con l'ultimo episodio trasgressivo quaternario. Il limite inferiore è inconforme, non affiorante, marcato da una superficie di discontinuità che localmente materializza una lacuna stratigrafica di circa 1,5 ka anni definita su base radiometrica (¹⁴C); il limite superiore coincide col piano topografico e la parte sommatiale è

costituita dall'Unità di Modena" (AES8a). Nell'area di indagine il Subsistema di Ravenna è costituito esclusivamente da depositi deltizi e litorali ed ha una geometria complessiva relativamente tabulare con spessori che si aggirano intorno ai 30,5÷31 m (Quota p.c. = + 3,5 m s.l.m. → base del subsistema \cong - 27,0÷27,5 m s.l.m.); l'Unità di Modena (AES8a) che contiene i depositi più superficiali e più recenti, compresi quelli attualmente in evoluzione, risulta qui costituita dai terreni limoso-argillosi, talora debolmente sabbiosi di palude / laguna salmastra e dal tetto banco sabbioso sottostante (fronte deltizia - piana di sabbia).

L'Unità di Modena (AES8a) è quindi un'unità pellicolare, di pochi metri di spessore, che talora raggiunge i 7/9 m solo in corrispondenza dei riempimenti dei principali canali fluviali (più a monte) o talora lungo le fronti deltizie. Nell'area tipo l'Unità di Modena presenta un limite inferiore inconforme, marcato da superfici di erosione fluviale che si correlano lateralmente a depositi con fronte di alterazione superiori al metro di spessore, caratterizzato dallo sviluppo di un suolo o di più suoli sovrapposti, con orizzonte superficiale da decarbonato a parzialmente decarbonato e orizzonte profondo ad accumulo di carbonato di calcio (colore degli orizzonti da bruno giallastro a giallo olivastro). Il limite inferiore è datato al periodo post-romano e segna l'instaurarsi di una importante fase di deterioramento climatico che, tra il IV ed il VI sec d.C, determinò un importante incremento della piovosità, con conseguente modifica della rete idrografica e alluvionamento (Veggiani, 1994). *L'età di AES8a è riferita all'epoca post-romana, sulla base dei seguenti caratteri: 1) la presenza di abbondanti e frequenti reperti romani (e più antichi) al tetto dei depositi sottostanti, fra i quali si segnalano numerosi elementi infrastrutturali (edifici, strade, ecc., Fig. 18); 2) l'assenza di questi reperti all'interno dei depositi di AES8a o la loro presenza esclusivamente come elementi rimaneggiati; 3) l'alterazione pedogenetica modesta o del tutto assente della superficie affiorante di AES8a. Più in dettaglio i dati storici ed archeologici indicano che l'unità si è deposta a partire dal IV-VI secolo d.C. (BONDESAN, 1986, CIABATTI & VEGGIANI, 1990, MONTEVECCHI & NOVARA, 2000, VEGGIANI, 1982, 1987).*

Estratto dalla Cartografia Geologica online della Regione Emilia Romagna 1:25000

(adattato alle dimensioni del foglio): Ambienti deposizionali e litologie (50k)

Comune di Ravenna (RA), sez. CTR: 223120

Unità geologiche (50K): Sistema emiliano-romagnolo superiore - Subsistema di Ravenna - unità di Modena : AES8a.

UBICAZIONE AREA D' INDAGINE



In blu (continui in grassetto): Cordoni litorali: ad Ovest, X-XVI° sec.; ad Est XVII-XVIII°;

In rosso (con triangolini) sovrascorrimenti profondi (post-tortoniani) dedotti.

In marrone (punto e linea): Isobata della base del Pliocene (-5500m a Nord, oltre i sovrascorrimento e -4500m ad Est ÷ Sud-Est).

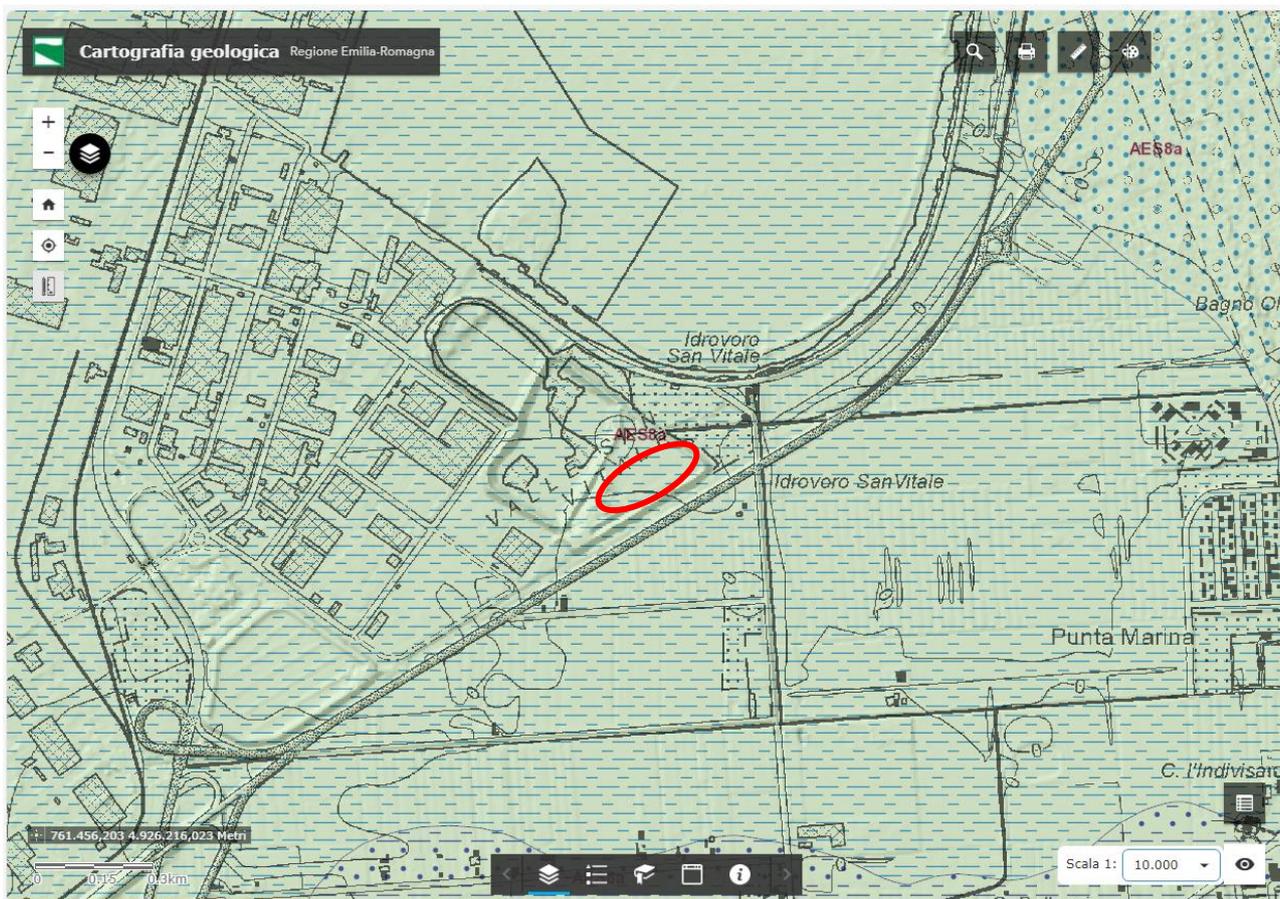
In blu (a tratteggio doppio, con ventagli di esondazione): Traccia di alveo fluviale abbandonato (fiume Ronco, sul lato Est dell'area).

Estratto dalla Cartografia Geologica online della Regione Emilia-Romagna 1:10000

(adattato alle dimensioni del foglio): Ambienti deposiz. e litologie (10k):

AES8a - Unità di Modena.

UBICAZIONE AREA D'INDAGINE



Tessitura: AL = Argilla limosa.

Ambiente: Piana costiera, fronte deltizia e piana di sabbia.

N.B. Le litologie indicate negli estratti sopra riportati si riferiscono ai terreni presenti dall'originario piano campagna sino a circa 2,0÷2,5 m di profondità.

L'originario p.c. è stato (negli ultimi anni) parzialmente scavato e su quest'area, come nelle altre adiacenti a N-W, è stata realizzata una cassa di colmata per i depositi derivanti dagli scavi per l'approfondimento del canale portuale Candiano. L'area oggetto di indagine è costituita da una porzione (già livellata) di quota $\cong 3,5$ m s.l.m..

3. MODELLO IDROGEOLOGICO

Nell'ambito del territorio comunale ravennate è riconoscibile un sistema acquifero ad acque dolci, costituito da terreni del Quaternario marino e continentale, delimitato inferiormente dall'interfaccia acqua dolce-acqua salata posta ad una profondità variabile, di circa 300/400 m. Le attuali conoscenze permettono di ipotizzare la suddivisione del sistema nelle seguenti unità idrogeologiche, dall'alto verso il basso:

- **acquifero freatico** (superficiale): dai dati bibliografici e dalla profondità media dei pozzi presenti nell'area ravennate e nel suo intorno, si evidenzia che l'acquifero superficiale presenta mediamente una potenza variabile tra i 15 ed i 20 m. Per l'area comunale risulta comunque difficile identificare una struttura ben definita poiché i terreni alluvionali fini prevalgono nelle zone ad Ovest del limite della trasgressione Flandriana od anche nelle aree più occidentali del territorio interessato da quest'ultima, dove la potenza dei terreni coesivi raggiunge i 14÷16 metri, mentre i terreni sabbiosi sono spesso preponderanti ad Est della città e nei quadranti Nord ÷ Nord-Est e Sud ÷ Sud-Est di Ravenna. L'acquifero freatico è quindi generalmente legato ad una circolazione in terreni costituiti da alluvioni e depositi di palude salmastra, con potenza complessiva variabile da pochi metri sino ad oltre 15 m, che sovrastano il banco sabbioso litorale, o in alternativa, nelle aree ad ovest del limite della trasgressione Flandriana, da terreni coesivi argilloso-limosi inframmezzati talora da lenti sabbiose alluvionali (permeabili), con queste ultime che risultano perciò alternate a livelli impermeabili o semipermeabili. Nella bassa pianura costiera Ravennate l'andamento della quota piezometrica dell'acquifero freatico è direttamente condizionato dall'azione drenante dei canali consorziali, che deprimono il livello della falda mantenendolo decisamente al di sotto del piano campagna e talora del livello del mare nelle aree maggiormente depresse. Lungo i canali principali, nei tratti più a valle dove l'effetto drenante è maggiore, la falda raggiunge spesso valori negativi rispetto al livello medio del mare, per poi alzarsi all'aumentare della distanza dal canale artificiale.

Nell'area oggetto di indagine, posta circa 6,5 km a Nord-Est del centro dell'abitato ravennate, l'acquifero superficiale è contenuto in terreni a tessitura fondamentalmente coesiva o mista coesivo-granulare: la colonna stratigrafica ospitante l'acquifero freatico, stimabile in circa 20 metri di potenza, è costituita principalmente da limi argillosi, limi e limi debolmente sabbiosi o sabbiosi, con la presenza di una ridotta bancata granulare riscontrabile tra gli 8,6 ed i 12,2 metri di profondità dalla quota inizio indagine (piano terreno all'interno della cassa di colmata, di quota + 3,5 m s.l.m.). In superficie, nei primi 3,1 m di prof., sono presenti terreni misti, limoso-sabbiosi, debolmente argillosi, di riempimento della cassa (principalmente sopra falda) e quindi depositi limoso-argillosi teneri (in piccola parte ancora di riempimento) che passano alla bancata granulare suddetta; al di sotto, sino ad oltre 20 m di profondità, si riscontrano limi debolmente sabbiosi o talora limi argilloso-sabbiosi inframmezzati da frequenti e sottili livelli sabbiosi. E' quindi ipotizzabile una natura semiconfinata dell'acquifero, con debole potenzialità idrica (per eventuali prelievi dal banco sabbioso, qui di limitata potenza). L'alimentazione avviene orizzontalmente, grazie alla permeabilità dei terreni sabbiosi sia verticalmente, grazie alle precipitazioni (l'area dista circa 250 m dalla Piallassa Piomboni).

- **livello impermeabile argilloso di separazione**
(caratterizzato da intercalazioni sabbiose alluvionali);

- **sistema di acquiferi con falde in pressione**: formato da una serie di orizzonti permeabili sabbiosi riconducibili ad un unico acquifero multistrato a scala regionale, soggetto ad emungimento intensivo per l'approvvigionamento idrico ed alimentato, per flusso sotterraneo, dalla retrostante pianura, con alimentazione nella fascia pedecollinare (conoidi).

L'assetto strutturale del letto dell'acquifero multistrato ricalca l'andamento delle strutture pre-quadernarie. I singoli acquiferi mostrano un andamento analogo e risultano articolati in blande pieghe anticlinaliche e sinclinaliche, che si smorzano progressivamente dal basso verso l'alto, sino a raggiungere uno stato di quasi orizzontalità negli acquiferi superiori.

La profondità della falda freatica è risultata $\cong - 2,9$ m rispetto al terreno di quota $\cong +3,5$ m s.l.m.; tale quota piezometrica della falda, maggiormente rilevata di circa mezzo metro rispetto al medio mare, è certamente dovuta a ristagni d'acqua nei primi metri di profondità dovuti alle precipitazioni (che non drenano oltre gli argini della cassa). In quest'area la quota piezometrica è comunque direttamente condizionata dal l.m.m..

4. INDAGINE GEOGNOSTICA

Al fine di una prima definizione preliminare delle caratteristiche litologico-stratigrafiche, fisico-meccaniche e sismiche (categoria sismica del suolo) dell'area di progetto, in data 02/02/2024 sono state eseguite:

- una prova penetrometrica statica con piezocono sismico "SCPTU"
- un'indagine geofisica HVSr ("tromino" (HWSR);

(Vedi:foto con ubicazione indagini a pag. 37 ed allegati).

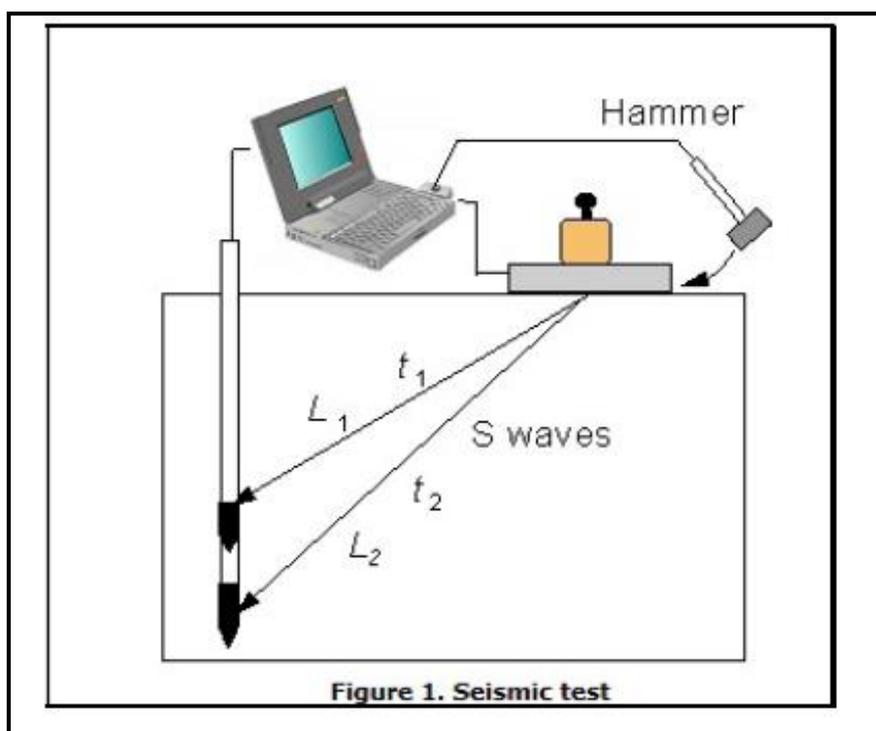
- La prova penetrometrica statica "**SCPTU**", spinta sino a 35,3 m di profondità, è stata eseguita con piezocono-sismico di marca "Pagani"; tale punta produce dei segnali continui con rilievo delle grandezze ogni centimetro; tali segnali vengono trasmessi tramite un cavo passante all'interno delle aste di spinta. I segnali sono ricevuti in superficie da una centralina di condizionamento la quale riceve anche gli impulsi trasmessi da un generatore (encoder) collegato meccanicamente al dispositivo di spinta e che fornisce il parametro profondità. I segnali digitali trasmessi dalla punta alla centralina vengono, nel corso della prova, direttamente elaborati e visualizzati sul visore della centralina stessa. La punta piezocono ha consentito di determinare in continuo i valori della resistenza di punta (qc), dell'attrito laterale specifico (fs) e della pressione dinamica dell'acqua nei pori (u2). Dal rapporto R_f (fs/qc %) è stata valutata la stratigrafia del terreno.

Rispetto alle CPTU standard (ASTM (D3441) nella "**SCPTU**" è collegato posteriormente una sonda sismica "bastone sismico" contenente accelerometri che permettono di misurare la

velocità delle onde sismiche generate in superficie (ad ogni metro di profondità di avanzamento della prova).

Sono riportati in allegato i diagrammi ricavati direttamente nel corso della prova penetrometrica, mentre i valori dei parametri geotecnici ricavati sono riportati nel § 6.

I test piezoconici sismici (SCPTU) forniscono il modulo di taglio a piccoli ceppi (micro). L'apparecchiatura è costituita da un piezocono elettrico standard dietro al quale è avvitato un dispositivo elettronico che è in grado di rilevare l'arrivo delle onde di taglio (sonda sismica). Questo dispositivo può essere costituito da due accelerometri o da geofoni.



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:

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

L'interpretazione ha permesso di verificare la V_s Eq (Vs30). velocità di trasmissione delle onde "S" da 0 a 30m di profondità (sotto al piano di posa delle fondazioni).

- L'indagine geofisica integrata "HVSr" (*tromografo digitale portatile - analisi dei microtremori*) ha ugualmente permesso di classificare, ai sensi delle NTC 2008, il terreno di fondazione dal punto di vista sismico (V_s Eq (Vs30): Tale analisi, oltre ad essere di paragone con quanto determinato tramite il piezocono sismico SCPTU, è inoltre indispensabile nel caso si voglia procedere, in fase di progettazione esecutiva, ad un'analisi della Risposta sismica Locale (NTC 2018 - III° livello di approfondimento).

5. DESCRIZIONE LITOLOGICO - STRATIGRAFICA

Dall'analisi dei diagrammi ricavati dalla prova penetrometrica statica "SCPTU" è stato possibile riconoscere la seguente sequenza sedimentaria:

N.B. Profondità dalla quota inizio SCPTU (quota terreno all'interno della cassa di colmata $\cong +3,5$ m s.l.m.).

- Da p.c. sino a circa 3,1 m di prof., sono presenti terreni derivati dal rimaneggiamento / lavorazione dei depositi della preesistente cassa di colmata e dai recenti depositi di escavazione del canale Candiano. Si tratta di depositi principalmente limoso-sabbiosi, maggiormente limosi e/o limoso-argillosi alla base.

- Da 3,1 a 5,6 m: limi argillosi e argille limose teneri o molto teneri, per una sottile porzione al tetto probabilmente ancora di riempimento; tale strato, di modestissime caratteristiche geomeccaniche e

probabilmente con livelli debolmente organici (debolmente torbosi) appare comunque omogeneo per tutta a la sua potenza.

- Da 5,6 a 8,6 m: limi e limi debolmente con una intercalazione decimetrica sabbiosa a 7,6 m di prof., di bassa consistenza o teneri.

- Da 8,6 a 12,2 m: sabbie e/o sabbie debolmente limose o talora con livelli centimetrici limosi, principalmente mediamente addensata, ma con alcuni intervalli debolmente addensati.

- Da 12,2 a 25,7 m: limi e/o limi debolmente argillosi e talora debolmente sabbiosi. Tale deposito, fondamentalemente coesivo e di bassa permeabilità, appare inframmezzato (principalmente fra i 13,0 ed i 23,4 m di prof.) da sottili intercalazioni sabbioso-limose, per la maggior parte centimetriche o decimetriche, e che superano i 0,3÷0,4 m (tra 22,9 e 23,4m). Nel complesso si tratta di terreni di bassa, o talora media consistenza.

- Da 25,7 a 27,8 m: limi sabbiosi e/o sabbie fini limoso-argillose; si tratta di uno strato di natura mista, caratterizzato da un discreto contenuto sabbioso ma comunque con un importante contenuto di fine (la pressione dinamica dell'acqua nei pori " u_2 " risulta infatti elevata →, *vedi allegati: diagrammi prova SCPTU*); nel complesso consistente.

- Da 27,8 a 30,0 m: sabbie limose e/o sabbie con alcune intercalazioni limoso-argillose da centimetriche a decimetriche; da debolmente addensate ad addensate con la profondità.

- Da 30,0 a 32,5 m: limo debolmente argilloso e/o limo argilloso, da consistente a di medio-bassa consistenza con la profondità.

- Da 32,5 a 34,75 m: sabbie mediamente addensate, con un'intercalazione limosa debolmente argillosa consistente tra 33,6÷33,9 m di prof..

Da 34,75 a 35,3 m: limi argillosi e limi, di media consistenza.

L'ambiente deposizionale può essere così interpretato:

- Al di sotto dei depositi presenti nei primi 3,1 m, costituenti depositi rimaneggiati di cassa di colmata e/o attività di riporto in area portuale (ai quali si può aggiungere forse anche i primo metro di terreno coesivo sottostante) i terreni argilloso-limosi molto teneri o di bassa consistenza (talora inframmezzati nell'area) da rari sottili livelli sabbiosi, appartengono ai "depositi deltizi e litorali" e sono descritti nella Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000 (Fg. n° 23 Ravenna) come "*argille e torbe di area interdistributrice e retrobarriera - depositi di palude salmastra e laguna*", formatisi quando la linea di costa era posizionata immediatamente più ad Est di quest'area, nel corso della regressione olocenica. In quest'area non appaiono torbosi, ma probabilmente solo debolmente organici.
- la bancata granulare sabbiosa sottostante, riscontrata tra 8,6 e 12,2 m di profondità dalla (inizio indagini CPTU1,2) costituisce la porzione relativa a quest'area del corpo sabbioso complesso, formato da cordoni litorali via via successivi (vedi § 2.) legati allo stazionamento

della linea di costa nel corso della regressione olocenica (dalla Carta geologica d'Italia, Foglio n° 223 Ravenna: "*depositi di cordone litorale "spiaggia e duna eolica; si tratta di sabbie prevalentemente fini e medie, subordinatamente finissime, con abbondanti bioclasti e biosomi di molluschi, localmente alternate a limi sabbiosi..."*).

- I terreni, principalmente coesivi, presenti mediamente dai 12,2 ai 25,7 m di prof. (limi e/o limi argilloso-sabbiosi con strati maggiormente interessati da frequenti sottili intercalazioni sabbiose: da centimetriche a decimetriche) appartengono ancora ai "depositi deltizi litorali" e costituiscono i "depositi di prodelta e transizione alla piattaforma". Nella Carta geologica sopra menzionata sono così descritti: "*argille limose, argille e limi argillosi ricchi in materiale conchigliare, con intercalazioni di sabbie finissime e limose in strati molto sottili e sottili...*"; e si sono depositati in ambiente marino di bassa profondità, quando la linea di costa era posizionata più ad Ovest, in seguito alla trasgressione Flandriana e per buona parte della regressione olocenica.
- I limi sabbiosi e le sabbie limose e/o sabbie riscontratei tra i 25,7 m ed i 30,0 m (intercalate) costituiscono deposito misto e granulare testimoniante l'avvicinamento ed il passaggio (con breve stazionamento) della linea di costa in quest'area nel corso della trasgressione (ingressione marina Flandriana (§ 2.) giunta, a questa latitudine, sino circa 20 km ad Ovest di quella attuale (in prossimità di Fusignano- RA).
- I limi debolmente argillosi e/o argillosi riscontrati nell'intervallo 30,0÷32,5 m di prof., di elevata consistenza, costituiscono nella loro porzione al tetto la base del Subsistema di Ravenna, e quindi il passaggio dai depositi marini a quelli alluvionali continentali.
- Le sabbie addensate sottostanti, con alla base il livello coesivo riscontrato tra 34,75 e 35,3 (max prof. raggiunta) rappresentano depositi granulari e coesivi continentali (alluvionali).

6. MODELLO GEOTECNICO

6.1 DESCRIZIONE DEI LAVORI IN PROGETTO

La sistemazione della superficie della "Cassa di colmata Via Fiorenzi - Via Trieste" la realizzazione di opere di lottizzazione con fabbricati a servizio di impianti industriali e/o artigianali per i quali sono previste fondazioni superficiali (platee) e profonde (pali).

Nella seguente analisi è stata valutata la portanza (resistenza di progetto) del terreno relativamente ad alcune tipologie di sistemi di fondazione.

Sono state considerate platee di fondazione in cls armato rettangolare delle seguenti dimensioni:

- 18,0 x 43,0 m ("edificio GIS"),
- 16,0 x 90,0 m. ("platea trasformatori").

E' stata inoltre calcolata la portanza di un palo (trivellato ed elica continua) diametro $\varnothing = 0,6$ m.

6.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

DECRETO MINISTERIALE 17 GENNAIO 2018

“Norme Tecniche per le Costruzioni - 2018”, di cui al Decreto ministeriale 17 gennaio del 2018 (pubblicate sulla Gazzetta ufficiale il 20 febbraio 2018, ed in vigore a far data dal 22 marzo 2018).

6.3 CENNI TEORICI SULLA VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (S.L.U.) e le analisi relative agli stati limite di esercizio (S.L.E.), devono essere effettuate secondo le procedure illustrate nel D.M. del 17.01.2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”. Per lo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

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

Il valore E_d si ricava dalla funzione:

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

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

Il valore R_d si ricava dalla funzione:

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

Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema (coefficiente globale di sicurezza).

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.1.

6.4 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) di competenza del geologo o dell'ingegnere
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
 - collasso per scorrimento sul piano di posa (in pianura per fondazioni su plinti o di piccole dimensioni rispetto all'altezza dell'edificio di progetto).
 - stabilità globale (nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali).
- SLU di tipo strutturale (STR), di competenza dell'ingegnere

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

Nell'approccio 2 i coefficienti parziali da applicare alle grandezze sopra indicate risultano tutti pari all'unità.

Tabella 6.4.I - 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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Relativamente ai coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali, si rimanda al § 6.8.5 (pag. Resistenza di progetto palo trivellato (elica continua))

6.5 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. Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Nella presente relazione è stata effettuata la verifica della condizione $E_d \leq R_d$ secondo l'Approccio 2: A1+M1+R3 (+ SIGNIFICA COMBINATO).

In sintesi A1+M1+R3 significa:

A1 = ai carichi si applicano i coefficienti moltiplicativi γ_F (γ_G e γ_Q) della tabella 6.2.I;

M1 = ai parametri geotecnici (caratteristici) si applicano i coefficienti $\gamma_M (=1)$;

R3 = al risultato della verifica si applica il coefficiente riduttivo $1/\gamma_R$ (tab 6.4.I) = 2,3.

I valori delle azioni (indicati in rosso nel § 6.8 "Analisi geotecnica") sono stati forniti dall'ingegnere progettista.

6.6 CEDIMENTI EDOMETRICI

Si tratta, ai sensi delle NTC 2018, delle "Verifiche delle prestazioni (SLE)"

In relazione alle nuove strutture / impianti in progetto dovrà essere verificato che il valore di progetto dell'effetto delle azioni E_d risulti minore del valore di progetto limite dell'effetto delle azioni C_d , esplicitando pertanto le prestazioni attese per l'opera stessa e confrontandole con le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili. Per lo Stato Limite di Esercizio in condizioni statiche (combinazione quasi permanente) deve infatti essere rispettata la condizione: $E_d \leq C_d$, dove E_d è il valore di progetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite delle azioni che procurano il cedimento limite tollerabile. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione. Ovvero:

Il carico di progetto E_d allo S.L.E. non dovrà provocare un cedimento "Sd" superiore a quello limite stimato dal progettista; ovvero: *se si prevede che la struttura si lesionerà con un dato cedimento (soglia massima tollerabile valutata dal progettista = S_c), occorrerà che il carico di progetto allo Stato Limite di Esercizio (E_d S.L.E.) non superi il carico C_d che provocherebbe verosimilmente un cedimento S_d corrispondente alla soglia massima tollerabile, S_c);* In sintesi $E_d \leq C_d$.

I cedimenti sono stati calcolati con il metodo di consolidazione monodimensionale di Terzaghi. Per tale calcolo la valutazione degli incrementi della pressione verticale nel terreno, dovuti ai carichi trasmessi dai plinti di fondazione, è stata determinata tramite la soluzione di Westergaard.

Per la valutazione dei cedimenti, si è calcolato l'assestamento del substrato di fondazione assumendo come valore medio di pressione trasmesso dalle aree uniformemente caricate: 0,25 kg/cm².

6.7 CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI

Dai valori della resistenza alla punta "qc" (R_p), dell'attrito laterale specifico "fs" (R_l) e della pressione dinamica dell'acqua nei pori (u_2) riscontrati nel corso della prova SCPTU, sono state determinate le stratigrafie geotecniche del terreno con i principali parametri fisico - meccanici (geotecnici) e quindi da questi sono stati calcolati i valori caratteristici dell'angolo di attrito (ϕ') e della coesione non drenata (c_{uk} , per i soli strati coesivi) e del modulo edometrico.

PARAMETRI GEOTECNICI RICAVALI DALLA SCPTU:

(simboli – correlazioni – bibliografia)

Cu (su) = Coesione non drenata (terreni coesivi) [Cestari: correlazioni **cu** - qc, σ_{vo}]
(formula empirica: (qc - pressione geostatica) / fattore di cono.

ϕ' = angolo di attrito interno efficace (di picco) [correlazioni: ϕ' - qc - σ'_{vo}] (Durgunoglu & Mitchell, per sabbie n.c.- 1975, e Meyerhof, per sabbie limose) con σ_{vo} e σ'_{vo} rispettivamente tensione verticale geostatica totale ed efficace, valutata in base ai valori medi di γ (Relativamente ai terreni coesivi sono stati valutati in base alle esperienze geotecniche locali, basate sui dati di analisi di laboratorio effettuate su terreni appartenenti alla medesime unità lito-stratigrafiche).

Ed: = modulo Edometrico = $\alpha \cdot qc$, in cui: qc = resistenza alla punta

α = coefficiente adimensionale tabulato in funzione della litologia e della resistenza alla punta dei terreni attraversati (Mitchell e Gardner, 1975 et Al.)

NI = coefficiente di Poisson, valutato a seconda della litologia

γ = peso di volume del terreno (naturale o saturo)

I valori di γ sono stati stimati, in accordo con le indicazioni fornite dalla letteratura e le conoscenze acquisite sui caratteri geomeccanici delle sequenze litostratigrafiche locali, in base allo stato di addensamento e/o compattazione: limi ed argille $\gamma = 1,65 \div 1,95 \text{ t/m}^3$; sabbie $\gamma = 1,75 \div 1,90 \text{ t/m}^3$.

RELATIVAMENTE AI PARAMETRI CARATTERISTICI:

esistono indicazioni in letteratura sul fatto che l'angolo di resistenza al taglio φ' non segua una distribuzione normale, ma la sua tangente s_i , quindi la variabile da inserire nelle formule non è φ ma $\tan(\varphi)$. Inoltre, la coesione non drenata c_u sembra che segua una distribuzione lognormale, perciò la variabile da utilizzare per le stime non dovrà essere direttamente la c_u , ma il suo logaritmo naturale $\ln(c_u)$. Il φ e il c_u caratteristici si otterranno calcolando rispettivamente l'arcotangente e l'esponenziale della variabile x_k ottenuta come risultato. I criteri in base ai quali scegliere la procedura di calcolo dei parametri caratteristici all'interno di uno strato omogeneo di terreno sono due:

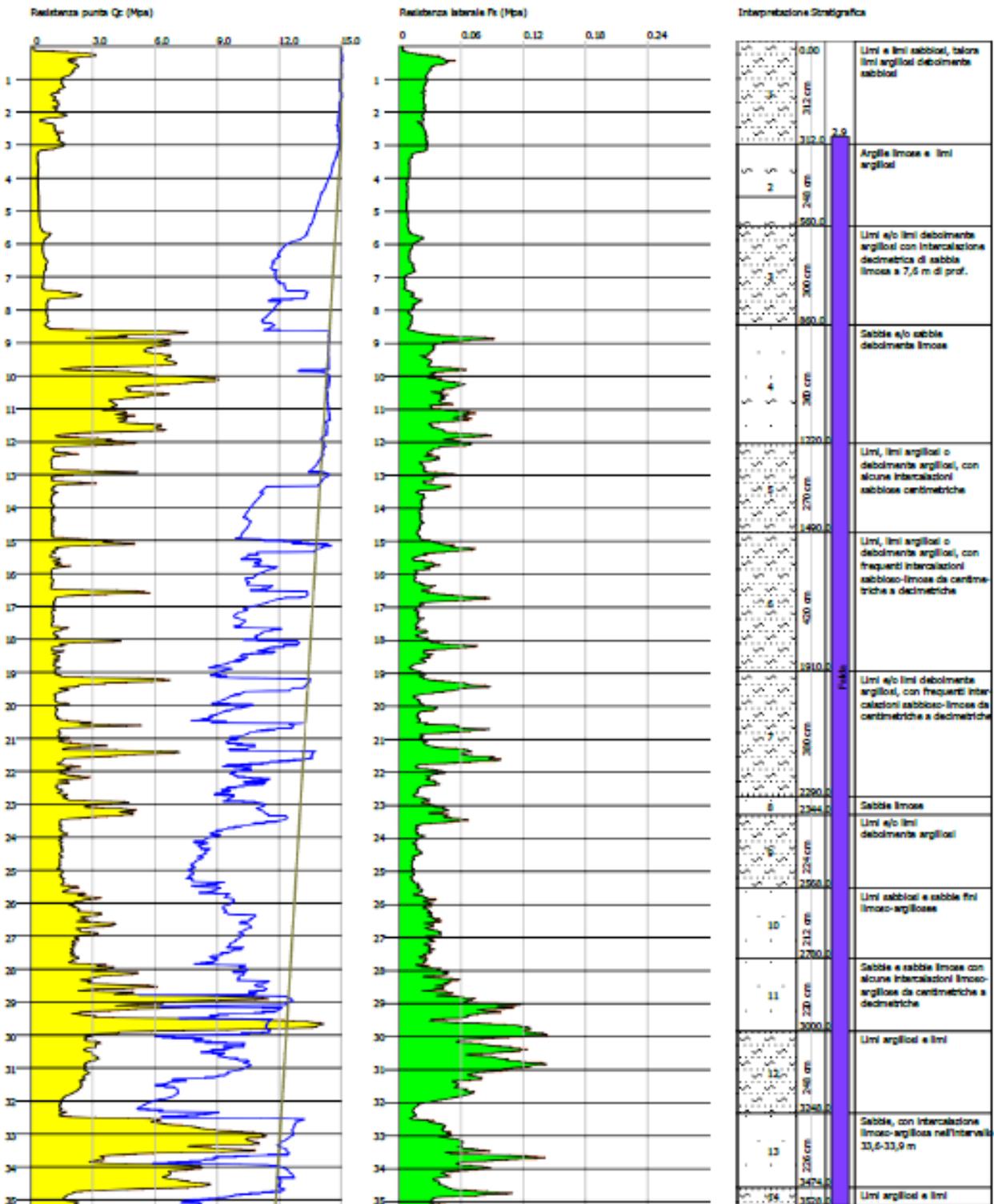
- 1) In base al numero di misure effettuate. Con l'aumentare delle dimensioni del campione migliora la stima della media e della deviazione standard della popolazione che servono per costruire la curva della densità di probabilità e quindi stimare il valore corrispondente alla probabilità di non superamento del 5%. I parametri ricavati rappresentano valori 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.
- 2) In base alla presenza o meno di compensazione delle resistenze del terreno (Circolare del 02.02.2009).

Nel caso di notevoli volumi di terreno interessati (pali, o platee) si devono considerare valori compensati).

Probe CPTU - Piezocone SCPTU
 Strumento utilizzato PAGANI 200 kN (CPTU)

Committente: AGNES S.r.l.
 Cantiere: Cassa di colmata Via Trieste - Via Florenzi
 Località: Ravenna, Via Florenzi - area portuale

Data: 02/02/2024



Parametri geotecnici SCPTU

N.B: quota inizio \cong 3,5 m s.l.m.

N° Strato	DH (m)	Profondità (m)	γ (Kg/m ³)	γ_s (Kg/m ³)	ϕ' (°) medio (range)	$\phi'k$ (°)	Cu medio (Kg/cm ²)	Cuk (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni
1	3,1	Da 0,0 a 3,1	1800	1890	18÷31	24,5	0,35	0,3	56	0,30
2	2,5	Da 3,1 a 5,6	1580	1660	15÷19	16,0	0,19	0,17	17	0,45
3	3,0	Da 5,6 a 8,6	--	1840	18÷30	21,6	0,32	0,28	35	0,42
4	3,6	Da 8,6 a 12,2	--	1930	28÷34	31,8	0,0	0,0	115	0,30
5	2,7	Da 12,2 a 14,9	--	1910	22÷30	22,8	0,42	0,38	51	0,40
6	4,2	Da 14,9 a 19,1	--	1930	22÷31	23,9	0,44	0,4	58	0,38
7	3,8	Da 19,1 a 22,9	--	1950	23÷31	25,5	0,39	0,35	66	0,35
8	0,55	Da 22,9 a 23,45	--	1920	27÷31	28,8	0,0	0,0	100	0,3
9	2,25	Da 23,45 a 25,7	--	1930	23÷25	23,4	0,57	0,52	60	0,4
10	2,1	Da 25,7 a 27,8	--	1980	24÷28	25,9	0,30	0,25	77	0,35
11	2,2	Da 27,8 a 30,0	--	1940	27÷34	29,5	0,0	0,0	118	0,28
12	2,5	Da 30,0 a 32,5	--	2000	23÷26	24,5	0,95	0,88	78	0,38
13	2,25	Da 32,5 a 34,75	--	1950	28÷33	31,8	0,0	0,0	145	0,28
14	0,55	Da 34,75 a 35,3	--	1970	23÷25	23,4	0,78	0,7	66	0,4

DH: spessore dello strato; γ : Peso unità di volume; γ_s : peso unità di volume saturo; ϕ' : angolo di attrito; $\phi'k$: **angolo di attrito caratteristico**; cu: coesione non drenata (valore medio) **Cuk**: **coesione non drenata caratteristica**; **Ed**: **modulo edometrico** (può essere considerato come valore caratteristico); Ni: coefficiente di Poisson.

6.8 ANALISI GEOTECNICA

6.8.1 Premessa

Le problematiche geotecniche di maggior rilievo sono sostanzialmente legate alla valutazione della capacità portante del sistema fondazioni-terreno ovvero della resistenza di progetto “Rd” (in condizioni statiche o dinamiche (sismiche) e dei cedimenti previsti allo stato limite di esercizio (a lungo termine) e cioè allo S.L.E in “combinazione quasi permanente”. Il calcolo della resistenza di progetto é effettuato valutando la resistenza del sistema fondazioni – terreno nei confronti dell’ipotetico collasso per “*rottura generale*” del terreno di sedime.

6.8.2 Azioni

Nella attuale fase di progettazione preliminare, al fine di effettuare una prima valutazione nei confronti delle resistenze di progetto (calcolate nel paragrafo seguente) sono stati considerati i seguenti carichi medi trasmessi dalle platee considerate (indicate al § 6.1):

E_d allo S.L.U.(condizioni statiche) = 0,7 kg/cm² (platea 18x43m); 0,5 kg/cm² (platea 16x90m)

E_d allo S.L.V.(condizioni sismiche) = 0,8 kg/cm² (platea 18x43m); 0,8 kg/cm² (platea 16x90m)

E_d allo S.L.E. (comb. quasi permanente \Rightarrow “a lungo termine”) = 0.45 kg/cm² per entrambe le platee.

Tali azioni, fornite dal progettista strutturale e tradotte in pressioni medie, verranno definite con esattezza in fase di progettazione esecutiva:

6.8.3 Analisi delle resistenze di progetto

Nella seguente analisi viene effettuato il calcolo del carico limite (Q_{lim}) per carichi distribuiti, nei confronti della rottura per taglio del terreno di fondazione dell’opera in progetto (*criterio di rottura generale*), considerando per il substrato sia le “condizioni non drenate” (a breve termine) e cioè $c = c_u \neq 0$ e $\varphi' = 0$, sia le “condizioni drenate” (a medio- lungo termine) e cioè $\varphi' \neq 0$ e $c = 0$, dove: φ' = angolo di attrito efficace del terreno, c = coesione; c_u = coesione non drenata. Nelle “condizioni non drenate” il terreno di fondazione (saturo) viene considerato nell’impossibilità di drenare in seguito all’incremento di carico previsto; in questo caso la resistenza del terreno a rottura dipende esclusivamente dal valore della coesione non drenata degli strati argilloso-limosi costituenti il substrato. Nelle “condizioni drenate” invece, si assume che le sovrappressioni dell’acqua nei pori possano dissiparsi, così che il terreno possa drenare anche in tempi relativamente brevi; in quest’ultimo caso la resistenza a rottura per taglio dipende essenzialmente dall’angolo d’attrito ed in minima parte anche dalla coesione (c) considerata cautelativamente comunque uguale a zero. Considerate le dimensioni, la profondità del piano di posa della platea e la stratigrafia del terreno, il substrato di fondazione interessato dall’ipotetica superficie di rottura

per taglio, risulta costituito da terreni misti, granulari e coesivi.

L'analisi è stata svolta attraverso la formula di Brinch – Hansen.

Il livello della falda è stato ipotizzato (cautelativamente) alla profondità di -2,0 metri dal piano piazzale di progetto (verrà abbassato di 0,2 m rispetto all'attuale).

La verifica alla capacità portante in condizioni dinamiche (sismiche) allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) è stato condotto secondo quanto disposto dalle N.T.C.. Per le fondazioni superficiali l'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella strutture in elevazione (effetto inerziale). La verifica in combinazione sismica costituisce sicuramente una condizione penalizzante rispetto alla combinazione statica. La verifica è stata svolta con il programma LOADCAP GEOSTRU che rispetta i suggerimenti delle NTC e della Circolare, utilizzando la classica formula di Brinch-Hansen, sviluppata secondo i suggerimenti di Bowles e con aggiunta del coefficiente z_i che tiene conto degli effetti inerziali indotti dal sisma, funzione dei coefficienti sismici orizzontale e verticale K_h e K_v , definiti secondo le relazioni: $k_h = \beta \cdot A_{max}/g$; $k_v = 0.5 \cdot k_h$

VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Approccio 2: A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen

DATI GENERALI

=====
Normativa NTC 2018
Zona Ravenna, Via Fiorenzi - Via Trieste (area portuale)
Lat./ Long. [WGS84] 44°,44775 / 12°,26874
Fondazioni considerate: Platee rettangolari in cls armato di spessore = 0,85 m
Futuro piano campagna di progetto - 0,2 m rispetto all'attuale p.c.
Profondità falda - 2,0 m al futuro piano di progetto

1) Platea B x L 18 x 43 m
Profondità piano di posa - 1.5 m rispetto all'attuale p.c.
Altezza di incastro 1,3 m

2) Platea B x L 16 x 90 m
Profondità piano di posa - 0,9 m rispetto all'attuale p.
Altezza di incastro 0,7 m

SISMA

=====
Accelerazione massima (a_{max}/g) 0,219 (Classe II^a)
Effetto sismico secondo NTC 2018
Coefficiente intensità sismico terreno [K_{hk}] 0,0526
=====

PLATEA - dimensioni B x L = 18 x 43 m
(Altezza di incastro = 1,3 m)

Analisi in condizioni non drenate

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	0.2193 Kg/cm ²

Condizioni statiche = sismiche

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.08
Fattore profondità [Dc]	1.0
Carico limite	1.46 Kg/cm ²
Resistenza di progetto Rd	0.63 Kg/cm²

VERIFICA AGLI SLU / SLV (collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno):
(GEO) $E_{d \leq R_d} : 0,7 / 0,8 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SLU / SLV)} < 0,63 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{Non verificata}$

• **analisi in condizioni drenate**

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Angolo di attrito	23.8843 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

condizioni statiche

Fattore [Nq]	9.49
Fattore [Nc]	19.17
Fattore [Ng]	7.52
Fattore forma [Sc]	1.19
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.17
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.87
Fattore profondità [Dg]	1.0
Carico limite	8.17 Kg/cm ²
Resistenza di progetto Rd	3.55 Kg/cm²

VERIFICA ALLO SLU (collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno):
(GEO) $E_{d \leq R_d} : 0,7 \text{ Kg/cm}^2 < 3,55 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{verificata}$

condizioni sismiche (dinamiche)

Fattore [Nq]	9.49
Fattore [Nc]	19.17
Fattore [Ng]	7.52
Fattore forma [Sc]	1.19
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.17
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.87
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.47
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	5.2 Kg/cm ²
Resistenza di progetto Rd	2.26 Kg/cm²

VERIFICA ALLO SLV (collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno):
(GEO) $E_{d \leq R_d} : 0,8 \text{ Kg/cm}^2 < 2,26 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow$ verificata

PLATEA - dimensioni B x L = 16 x 90 m
(Altezza di incastro = 0,7 m)

• Analisi in condizioni non drenate

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	0.1944 Kg/cm ²

Condizioni statiche = sismiche

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.04
Fattore profondità [Dc]	1.0

Carico limite	1.16 Kg/cm ²
Resistenza di progetto Rd	0.5 Kg/cm²

VERIFICA AGLI SLU / SLV (collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno):
(GEO) $E_{d \leq R_d} : 0,5 / 0,8 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SLU / SLV)} < 0,5 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow$ verificata allo SLU
 \Rightarrow Non verificata allo SLV

• **Analisi in condizioni drenate**

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Angolo di attrito	24.0495 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

condizioni statiche

Fattore [Nq]	9.65
Fattore [Nc]	19.39
Fattore [Ng]	7.72
Fattore forma [Sc]	1.08
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.95
Fattore profondità [Dg]	1.0
Carico limite	7.3 Kg/cm ²
Resistenza di progetto Rd	3.17 Kg/cm²

VERIFICA ALLO SLU (collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno):
(GEO) $E_{d \leq R_d} : 0,5 \text{ Kg/cm}^2 < 3,17 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{verificata!}$

condizioni sismiche (dinamiche)

Fattore [Nq]	9.65
Fattore [Nc]	19.39
Fattore [Ng]	7.72
Fattore forma [Sc]	1.08
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.95
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.47
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	4.1 Kg/cm ²
Resistenza di progetto Rd	1.78 Kg/cm²

VERIFICA ALLO SLV (collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno):
(GEO) $E_{d \leq R_d} : 0,8 \text{ Kg/cm}^2 < 1,78 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{verificata!}$

N.B. Occorre considerare che per l'analisi in condizioni "non drenate" ovvero a breve termine è certamente molto cautelativa. Essa infatti, oltre a non considerare il contributo degli strati e/o livelli granulari nella valutazione della Rd, non tiene conto del fatto che i tempi

di realizzazione dell'opera saranno tali da permettere parziale consolidazione del substrato di fondazione, permettendo una dissipazione di buona parte delle eventuali sovrappressioni dell'acqua nei pori causate dai carichi trasmessi.

6.8.4 Analisi dei cedimenti allo stato limite di esercizio SLE

Il fattore limitante nel caso dello SLE è rappresentato, per la fondazione di progetto, dal cedimento massimo compatibile con la funzionalità dell'opera. Per l'area uniformemente caricata il valore di "Cd" (cedimento massimo assoluto tollerabile dalla struttura nel caso specifico) sarà valutato dal progettista.

Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto trasmessa $E_d = 0,45 \text{ Kg/cm}^2$

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wt: Cedimento totale (di consolidazione)

PLATEA - dimensioni B x L = 18 x 43 m **(Altezza di incastro = 1,3 m)**

N° Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wt (cm)
1	2.1	0.369	0.209	Edometrico	0.5969
2	4.15	0.523	0.202	Edometrico	2.9678
3	6.9	0.731	0.182	Edometrico	1.561
4	10.2	1.024	0.143	Edometrico	0.4484
5	13.35	1.315	0.141	Edometrico	0.7471
6	16.8	1.633	0.119	Edometrico	0.8593
7	20.8	2.009	0.095	Edometrico	0.5449
8	22.975	2.214	0.078	Edometrico	0.0431
9	24.375	2.344	0.094	Edometrico	0.3533
10	26.55	2.552	0.075	Edometrico	0.2046
11	28.7	2.758	0.059	Edometrico	0.1105
12	31.05	2.987	0.069	Edometrico	0.2227
13	33.425	3.218	0.049	Edometrico	0.076
14	34.825	3.352	0.066	Edometrico	0.0552

Cedimento totale (al centro)

(Sd) = 8,79 cm

cedimento previsto agli spigoli $\cong 2,7 \text{ cm}$

PLATEA - dimensioni B x L = 16 x 90 m **(Altezza di incastro = 0,7 m)**

N° Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wt (cm)
1	1.8	0.324	0.309	Edometrico	1.2124
2	4.15	0.523	0.297	Edometrico	4.3661

3	6.9	0.731	0.265	Edometrico	2.2735
4	10.2	1.024	0.205	Edometrico	0.6426
5	13.35	1.315	0.204	Edometrico	1.0782
6	16.8	1.633	0.172	Edometrico	1.2432
7	20.8	2.009	0.139	Edometrico	0.7998
8	22.975	2.214	0.117	Edometrico	0.0646
9	24.375	2.344	0.139	Edometrico	0.5206
10	26.55	2.552	0.113	Edometrico	0.3089
11	28.7	2.758	0.093	Edometrico	0.1727
12	31.05	2.987	0.106	Edometrico	0.3406
13	33.425	3.218	0.079	Edometrico	0.1231
14	34.825	3.352	0.102	Edometrico	0.0852

Cedimento totale (al centro)

(Sd) = 13,23 cm

cedimento previsto agli spigoli \cong 4,1 cm

6.8.5 Resistenza di progetto palo trivellato (elica continua)

Relativamente al calcolo del carico limite e della conseguente resistenza di progetto "Rd" è stato utilizzato il criterio normalmente usato per pali che vanno a sostituire il terreno in posto per tutto il loro volume.

È stato considerato un palo trivellato (ad elica continua) \varnothing 600 mm, con testa a -1,0 da piano campagna di progetto (- 0,2 m da quota CPTU) e lunghezza di 25 m.

Per il calcolo della capacità di punta (statica) è stata utilizzata la formula di Brinch - Hansen con l'esclusione del termine N_{γ} per l'elevato valore del rapporto profondità/diametro; e per la capacità portante laterale di fusto il metodo α (Tomlinson - 1971).

Rd = Resistenza di progetto = Rk punta / γ_R (base) + Rk laterale / γ_R (laterale)

dove:

Rk = resistenza caratteristica.

γ_R = Coefficiente parziale per le verifiche allo SLU di fondazioni profonde (nell'approccio 2 = 1,35 per la resistenza caratteristica di base (punta) e 1,15 per la resistenza caratteristica laterale (in compressione))

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Rk = Resistenza nominale / ξ

Dove:

Resistenza nominale = portata limite di punta "qp" + portata limite laterale "ql";

ξ = coefficiente riduttivo in base al numero delle verticali indagate

qp = portata limite di punta = area punta del palo $\times \sigma'v \times Nq$ crit. (nei terreni granulari)
= area punta $\times (cu \times Nc + \sigma'v)$ (nei terreni coesivi saturi; con $Nc = 9$).

ql = portata limite laterale (o di fusto) = circonferenza palo $\times \Sigma Ri$

dove:

$\sigma'v$ = pressione geostatica efficace alla profondità della base del palo.

$Ri = (hi \times ri)$, con hi = potenza dello strato in metri e ri = resistenza in t/m² dello strato (i-esimo)

$ri = tg\delta \times K \times \sigma'vi$ per gli strati granulari o coesivi non saturi, o = $\alpha i \times cui(k)$ per gli stratiprettamente coesivi saturi.

dove:

δ = **angolo di attrito tra il materiale di costruzione del palo ed il terreno (valutato per i terreni granulari saturi riscontrati = 2/3 $\varphi'k$ per i pali trivellati; $\varphi'k$ = angolo di attrito caratteristico**

K = oeff. di spinta orizzontale (laterale) del terreno lungo le pareti del palo (valutato = 0,8);

αi = coeff. di attrito palo - terreno, relativo allo strato (valutato pari a 0,5).

$cui(k)$ = coesione non drenata caratteristica)

N.B.: Secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni il valore della resistenza caratteristica Rk è quello minore tra: Rc media/ ξ_3 e Rc min/ ξ_4 dove Rc media è resistenza (calcolata) media tra le verticali di indagine; nel caso di 2 verticali di indagine Rc media: $[(qp1 + qp2)/2 + (ql1 + ql2)/2]$, e Rc min è la resistenza minore tra i punti di indagine.

Nel caso di un solo punto di indagine (come il nostro) $\xi_3 = \xi_4 = 1,7$.

• **Analisi portanza palo trivellato di diametro " \varnothing " = 600 mm**

quota testa palo: -1,00 m di profondità dal futuro p.c. (-0,2 m da quota inizio SCPTU)

quota punta palo: 26,00 m di profondità dal p.c.

Peso del palo (decurtato del peso del terreno da asportare e tenendo conto della sottospintaidraulica) $\cong 12$ t.

Stratigrafia

N° strato	profondità m	Natura del terreno	$\varphi'k^\circ$	Cu (t/m ²)	$tg\delta \times K \times \sigma'v$ (t/m ²)	$\alpha \times Cu$ (t/m ²)	hi (m)	Ri (t/m)
1	1,0 ÷ 2,9	Coesiva / granulare	24,5	0,3	0,82	1,50	1,9	1,56

2	2,9 ÷ 5,4	Coesiva	--	1,7	--	0,85	2,5	2,12
3	5,4 ÷ 8,4	Coesiva	--	2,8	--	1,40	3,0	4,2
4	8,4 ÷ 12,0	Granulare	31,8	--	3,69	--	3,6	13,28
5	12,0 ÷ 14,7	Coesiva	--	3,8	--	1,9	2,7	5,13
6	14,7 ÷ 18,9	Coesiva	--	4,0	--	2,0	4,2	8,4
7	18,9 ÷ 23,25	Granulare/ coesiva	25,5	3,5	4,98	1,75	4,35	21,66
8	23,25 ÷ 26,0	Coesiva	--	5,2	--	2,6	2,75	7,15

si ottiene:

$$qp = \text{area punta del palo} \times (\sigma'v \times Nq \text{ crit}) = 0.2827 \times 24.9 \times 6 = \mathbf{42,2 \text{ t}}$$

$$ql = \text{circonferenza palo} \times \sum Ri = 1,885 \times 63,5 = \mathbf{119,7 \text{ t}}$$

$$Rk \text{ punta} = qp / \xi = 47,9 / 1,7 = \mathbf{24,8 \text{ t}}$$

$$Rk \text{ laterale} = ql / \xi = 119,7 / 1,7 = \mathbf{70,41 \text{ t}}$$

$$Rd = Rk \text{ punta} / \gamma R \text{ (base)} + Rk \text{ laterale} / \gamma R \text{ (laterale)}$$

$$Rd = 24,8 / 1,3 + 70,41 / 1,15 = 19,08 + 61,22 = 80,3 \text{ t} - 12 \text{ t (peso del palo decurtato del peso del terreno da asportare e sottospinta idraulica)} = \mathbf{68,3 \text{ t}}$$

Tutto ciò in "condizioni statiche". In condizioni sismiche, nel caso di presenza di strati liquefacibili (vedi paragrafo seguente) occorrerà ridurre la portanza laterale (ql) del contributo di tali livelli e di conseguenza la Rk laterale.

7. VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO

Secondo l'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003 recante i "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione del territorio nazionale e di normative per le costruzioni in zona sismica", pubblicata sul supplemento ordinario 72 della Gazzetta Ufficiale n. 105 dell' 8/05/2003, il territorio comunale di Ravenna risulta classificato all'interno della zona 3. Secondo la precedente classificazione Ravenna risultava zona non sismica.

Con Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 14 gennaio 2008 sono state approvate le Norme Tecniche per le Costruzioni. e sono andate in vigore a far data dal 6 marzo 2008 (dopo un periodo di regime transitorio sono entrate definitivamente in vigore dal 01/07/2009). Infine il 17 gennaio del 2018, con Decreto del Ministero delle Infrastrutture, sono state approvate le "N.T.C. 2018" (entrate in vigore il 22/03/2018) che, relativamente alla classificazione sismica non hanno modificato quanto indicato dalle precedenti.

Essendo gli strati sabbiosi saturi presenti nei primi 15÷20 metri di profondità quelli potenzialmente liquefacibili, é stata valutata tale potenzialità per gli strati di terreno saturo riscontrati nel corso della prova SCPTU (secondo il metodo proposto dal C.N.R. e consigliato dal Gruppo Nazionale Difesa dai Terremoti). Nella seguente analisi si fa quindi riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, che adottano i valori di accelerazione al bedrock dell'INGV (Istituto nazionale di Geofisica e Vulcanologia).

Per l'area di progetto: "Cassa di colmata Via Fiorenzi - Via Trieste", di coordinate medie WGS 84: LAT 44,44775 N; LONG. 12,26872 E, il valore massimo di accelerazione al bedrock sismico previsto, considerando un fabbricato di progetto appartenente alla classe II (vita nominale = 50 anni ⇒ vita di riferimento = 50 anni) risulta, per un tempo di ritorno $T_r = 475$ anni (S.L.V.) pari a $0,149$ ($1,461$ m/sec²).

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto secondo la classificazione indicata nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, DM 17/01/2018), in base ai risultati delle analisi geofisiche effettuate:

1) Indagine geofisica "HVSR" (*tromografo digitale portatile - analisi dei microtrempi*; Nakamura 1989); il valore della V_s eq. (V_{s30}) risulta = 185 m/sec;

2) Indagine SCPTU : V_s eq (V_{s30}) = 183,5 m/sec;

il profilo stratigrafico del suolo di fondazione risulta appartenere alla "categoria di sottosuolo" di tipo "C" (tabella 3.2 II: D.M. 14/01/2018): "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s*".

(vedi allegati: Indagine HVSR e stima della V_{s30} SCPTU)

Il valore di accelerazione al suolo ($a_{max} - SLV$) risulta quindi = $0,219$ g ($2,148$ m/sec²). Tale valore è stato ottenuto considerando il coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s = 1,47$ per un suolo di tipo "D" in categoria topografica T1.

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.422	2.489	0.262
S.L.D.	50.0	0.53	2.49	0.277
S.L.V.	475.0	1.461	2.573	0.279
S.L.C.	975.0	1.942	2.521	0.284

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.633	0.2	0.0129	0.0065
S.L.D.	0.795	0.2	0.0162	0.0081
S.L.V.	2.1477	0.24	0.0526	0.0263
S.L.C.	2.7197	0.24	0.0666	0.0333

VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Per la Valutazione del potenziale di liquefazione, come indicato nella DGR n. 476 del 12/04/2021, tra i metodi semplificati sono raccomandati quelli basati su prove CPT / CPTU e tra questi in particolare il metodo di Robertson e Wride (1998). Per il presente studio sono state quindi realizzate le verifiche della propensione alla liquefazione e dei cedimenti potenziali indotti da sisma sulle verticali delle prove penetrometriche statiche eseguite. Per i calcoli è stato utilizzato il programma "Cliq 1.7" della Geologismiki Geotechnical Software, sviluppato in collaborazione con il Prof. Peter Robertson. L'algoritmo di calcolo utilizzato si basa sul metodo di Robertson e Wride (1998), recentemente aggiornato dallo stesso P.K. Robertson (2009-2010).

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 FS_L , 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 (rispettivamente CRR e CSR), ottenuti mediante le seguenti relazioni:

$$CSR = 0,65 \cdot (a_{max}) / (g) \cdot (\sigma_{vo} / \sigma_{vo}') \cdot r_d \cdot 1 / K\sigma$$

dove: a_{max} = accelerazione sismica di picco al piano campagna;

g = accelerazione di gravità;

σ_{vo} = pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace alla profondità z da p.c.;

r_d = fattore di riduzione delle tensioni alla profondità interessata;

K_σ = fattore di correzione per la pressione di confinamento.

$$CRR_{7.5} = 0,833 \cdot [(q_{c1N})_{cs} / 1000] + 0,05 \quad q_{c1N} \leq 50$$

$$CRR_{7.5} = 93 \cdot [(q_{c1N})_{cs} / 1000]^3 + 0,08 \quad 50 \leq q_{c1N} \leq 160$$

dove: $(q_{c1N})_{cs}$ = resistenza penetrometrica statica normalizzata e corretta per l'influenza del contenuto in fini.

Il fattore di sicurezza alla liquefazione FS_L è definito dal rapporto CRR su CSR:

$$FS_L = CRR_{7.5} \cdot MSF / CSR$$

MSF = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma.

I parametri di input sono stati scelti in maniera ragionata sulla base delle conoscenze acquisite, in modo da risultare i più cautelativi possibili:

- **Mw = 6,14**: magnitudo massima prevista per la Zona sismogenetica 912 di ZS9, all'interno della quale si colloca l'area di progetto;
- **a_{max} = 0,22g**: accelerazione orizzontale massima SLV attesa nel sito (approssimata per eccesso) sulla base dell'accelerazione attesa al bedrock sismico incrementata dal fattore di amplificazione FA (Ss) = 1,47 (Classe II^a, terreno "C").
- quota piezometrica rilevata = - 2,9 m (-2,7 m dal futuro p.c. di progetto)
- quota piezometrica da sisma posta = - 2,2 m (- 2,0 m dal " " ")

L'analisi del rischio di liquefazione (vedi allegati: *grafici report liquefazione*) evidenzia che i terreni granulari saturi riscontrati tra 8,6 e 12,2 metri di profondità presentano nella loro quasi totalità fattori di sicurezza alla liquefazione (FS_L) inferiori all'unità. Vista la profondità di tale bancata e la presenza al tetto di terreni coesivi di bassissima permeabilità, è prevedibile che la perdita di consistenza in caso di sisma non dovrebbe provocare particolari effetti in superficie

Al fine di valutare la "pericolosità di liquefazione" e' stato, inoltre, valutato l'**indice del potenziale di liquefazione** I_L (Iwasaki et al., 1982) che viene così 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 $F(z)$ ovvero la funzione $F(z)$, che esprime il potenziale di liquefazione per ciascun strato (che compare nell'espressione dell'indice del potenziale di liquefazione introdotta da Iwasaki), è stata così modificata, secondo la forma suggerita da Sonmez (2003) e vale:

$$F(z) = \begin{cases} 0 & \text{per } FSL > 1.4 \\ 2 \cdot 10^6 e^{-18.427 \cdot FSL} & \text{per } 0.95 < FSL \leq 1.4 \\ 1 - FSL & \text{per } FSL \leq 0.95 \end{cases}$$

L'Indice del potenziale di liquefazione IL o LPI (Pericolosità di liquefazione) descrive il potenziale rischio di liquefazione per una verticale di indagine (dal piano sino a 20m di prof. o comunque sino alla massima prof. raggiunta).

Le classi di pericolosità sono le seguenti:

LPI = 0 Nulla; 0 < LPI ≤ 2 Bassa; 2 < LPI ≤ 5 Moderata; 5 < LPI ≤ 15 Alta; LPI > 15 Molto alta.

Nella verticale esplorata e verificata il valore di **LPI** (pericolosità di liquefazione) è risultato = **2,29** → pericolosità Moderata.

Il valore del cedimento verticale post sismico, calcolato sempre tramite l'ausilio il programma "Cliq 1.7" della Geologismiki Geotechnical Software risultan (in condizione di free field) = 7,5 cm.

Per un maggiore approfondimento in considerazione del risultato sopra ottenuto, è stato inoltre calcolato il valore LSN per ciascuna verticale d'indagine (Liquefaction Severity Number - H. Cowan e Tonkin & Taylor Limited 2012/2013), che esprime il rischio che la liquefazione degli strati, con fattore di sicurezza < 1, possa provocare effetti in superficie e quindi danni alle costruzioni (*vedi allegati*).

Il valore di LSN è risultato = 7,2 (piccole o nulle espressioni di liquefazione, effetti minori) come evidenziato dalla tabella seguente e negli allegati (vedi allegati: "Report analisi rischio liquefazione").

LSN Range	Predominant performance
0 – 10	Little to no expression of liquefaction, minor effects
10 – 20	Minor expression of liquefaction, some sand boils
20 – 30	Moderate expression of liquefaction, with sand boils and some structural damage
30 – 40	Moderate to severe expression of liquefaction, settlement can cause structural damage
40 – 50	Major expression of liquefaction, undulations and damage to ground surface, severe total and differential settlement of structures
>50	Severe damage, extensive evidence of liquefaction at surface, severe total and differential settlements affecting structures, damage to services.

8. CONCLUSIONI

Il progetto di sistemazione dell'area costituente la "Cassa di colmata accessibile da Via Fiorenzi (area portuale) e bordata a Sud da Via Trieste prevede la realizzazione di opere di lottizzazione con fabbricati a servizio di impianti industriali e/o artigianali per i quali sono previste fondazioni superficiali (platee) e probabilmente anche profonde (pali). Il progetto prevede la realizzazione di un futuro piano di lottizzazione previo uno scotico di 0,2 m di profondità.

La successione litologico-stratigrafica qui riscontrata evidenzia, la presenza di un banco sabbioso litorale di ridotta potenza rispetto alle aree portuali più ad Ovest e caratterizzato da un modesto stato di addensamento. Tali sabbie, riscontrate tra 8,6 e 12,2 m dal piano campagna all'interno della "cassa", appaiono sormontate da limi argillosi e/o argille limose tenere o molto tenere, soprattutto le più superficiali, ovvero quelle alla base dei depositi di riempimento più superficiali della cassa di colmata. Questi depositi, costituiti da terreni limoso-sabbiosi, maggiormente limosi e/o limoso-argillosi alla base, risultano comunque di discrete caratteristiche geomeccaniche, ma nel complesso di modesta potenza.

La stratigrafia profonda, al di sotto del banco litorale, appare simile a quella delle aree già indagate e tipica del "subsistema di Ravenna" (vedi § 5.).

Relativamente alle analisi di portanza (resistenza di progetto) sono state considerate platee di fondazione in cls armato rettangolare delle seguenti dimensioni:

- 18,0 x 43,0 m (edificio GIS),
- 16,0 x 90,0 m. (platea trasformatori).

E' stata inoltre calcolata la portanza di un palo (trivellato ed elica continua) diametro $\varnothing = 0,6$ m.

Le "Resistenze di progetto", indicate in dettaglio nel § 6., risultano:

1) Platea B x L	18 x 43 m
Profondità piano di posa	- 1.5 m rispetto all'attuale p.c
Altezza di incastro	1,3 m

- Analisi in condizioni non drenate
(condizioni statiche e sismiche):
 $R_d = 0,63 \text{ Kg/cm}^2$

- Analisi in condizioni drenate
 R_d in condizioni statiche = $3,55 \text{ Kg/cm}^2$
 R_d in condizioni sismiche = $2,26 \text{ Kg/cm}^2$

2) Platea B x L	16 x 90 m
Profondità piano di posa	- 0,9 m rispetto all'attuale p.
Altezza di incastro	0,7 m

- Analisi in condizioni non drenate

(condizioni statiche e sismiche) :

$$R_d = 0,50 \text{ Kg/cm}^2$$

- Analisi in condizioni drenate

$$R_d \text{ in condizioni statiche} = 3,17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$R_d \text{ in condizioni sismiche} = 1,78 \text{ Kg/cm}^2$$

3) Palo trivellato (ad elica continua) \varnothing 600 mm, con testa a -1,0 da piano campagna di progetto (- 0,2 m da quota CPTU) e lunghezza di 25 m, $R_d = 68,3$ tonn

I valori dei cedimenti edometrici (S_d), calcolati sulla verticale dei centri delle aree di carico con una pressione normale di progetto $E_d = 0,45 \text{ Kg/cm}^2$ (S.L.E.) risultano:

1) Platea $18 \times 43 \text{ m} = 8,79 \text{ cm}$

2) Platea $16 \times 90 \text{ m} = 12,23 \text{ cm}$

Considerata l'elevata entità dei cedimenti possono essere valutabili soluzioni per favorire una consolidazione preventiva dei terreni coesivi saturi più superficiali (molto teneri e responsabili di buona parte del cedimento previsto) come, per esempio, realizzazioni di precariche di terreno eventualmente associate a sistemi di dreni verticali a nastro.

Come indicato nelle "Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni": La rigidità della fondazione deve essere tale da trasmettere al terreno nel modo più uniforme possibile le azioni localizzate ricevute dalla sovrastruttura.

L'analisi del rischio di liquefazione (vedi allegati: *grafici report liquefazione*) evidenzia che i terreni granulari saturi riscontrati tra 8,6 e 12,2 metri di profondità presentano nella loro quasi totalità fattori di sicurezza alla liquefazione (FS_L) inferiori all'unità. Vista la profondità di tale bancata e la presenza al tetto di terreni coesivi di bassissima permeabilità, è prevedibile che la perdita di consistenza in caso di sisma non dovrebbe provocare particolari effetti in superficie

Per quel che riguarda il rischio sismico di liquefazione, con le accelerazioni massime previste (per manufatti di progetto di classe II) vi è una "moderata" pericolosità di liquefazione con valore dell'Indice del Potenziale di Liquefazione = 2,29.

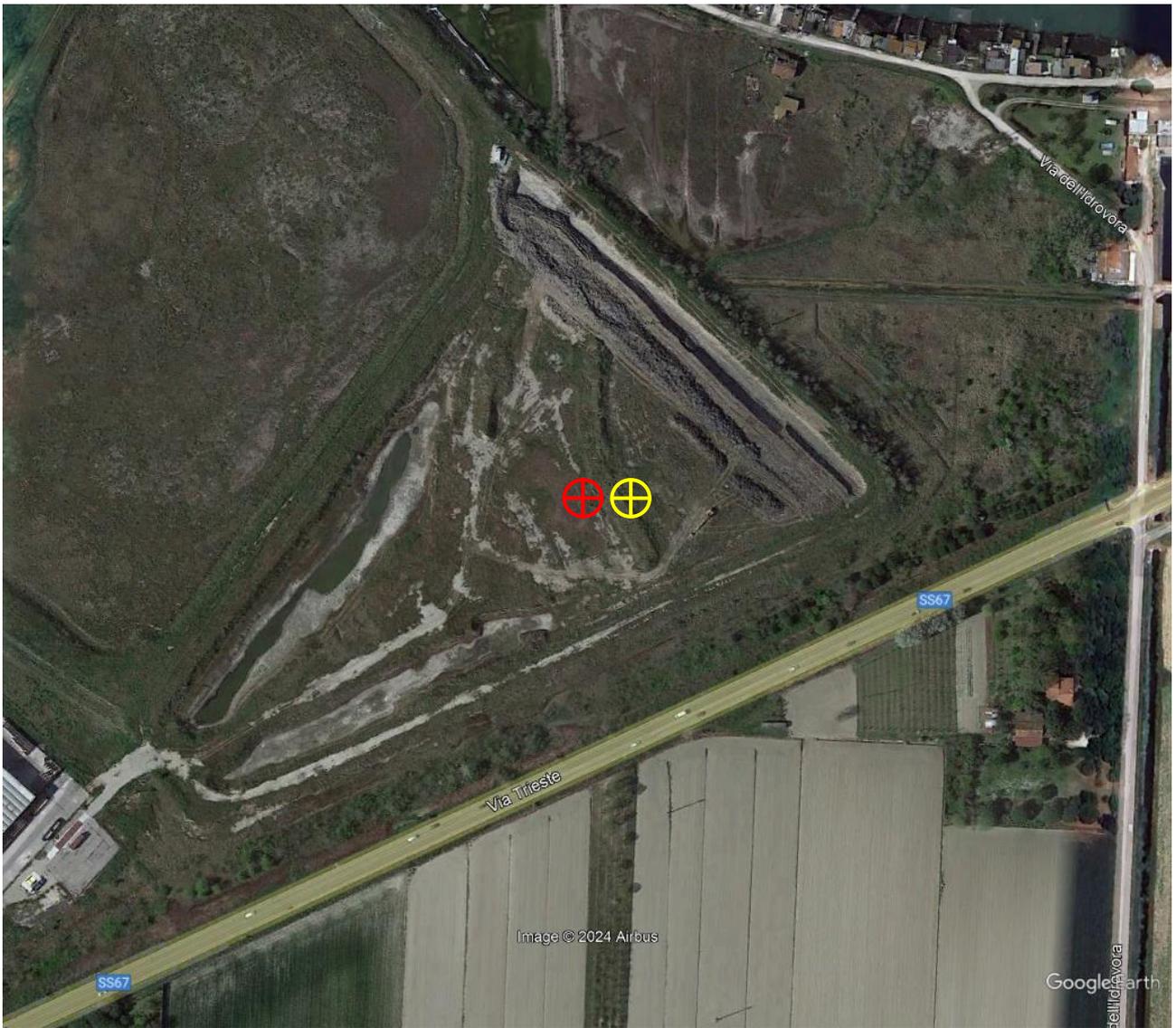
La profondità della falda freatica è stata rilevata a 2,9 m di prof. rispetto al piano di quota + 3,5 m s.l.m. (quota inizio SCPTU). Tale livello, superiore di oltre mezzo metro rispetto al livello marino è certamente dovuta a ristagni d'acqua nei primi metri di. In quest'area la quota piezometrica è direttamente condizionata dal livello del bacino portuale Piomboni (piallassa) che dista meno di 250 a Nord.

Ravenna, 09/02/2024





AREA DI PROGETTO

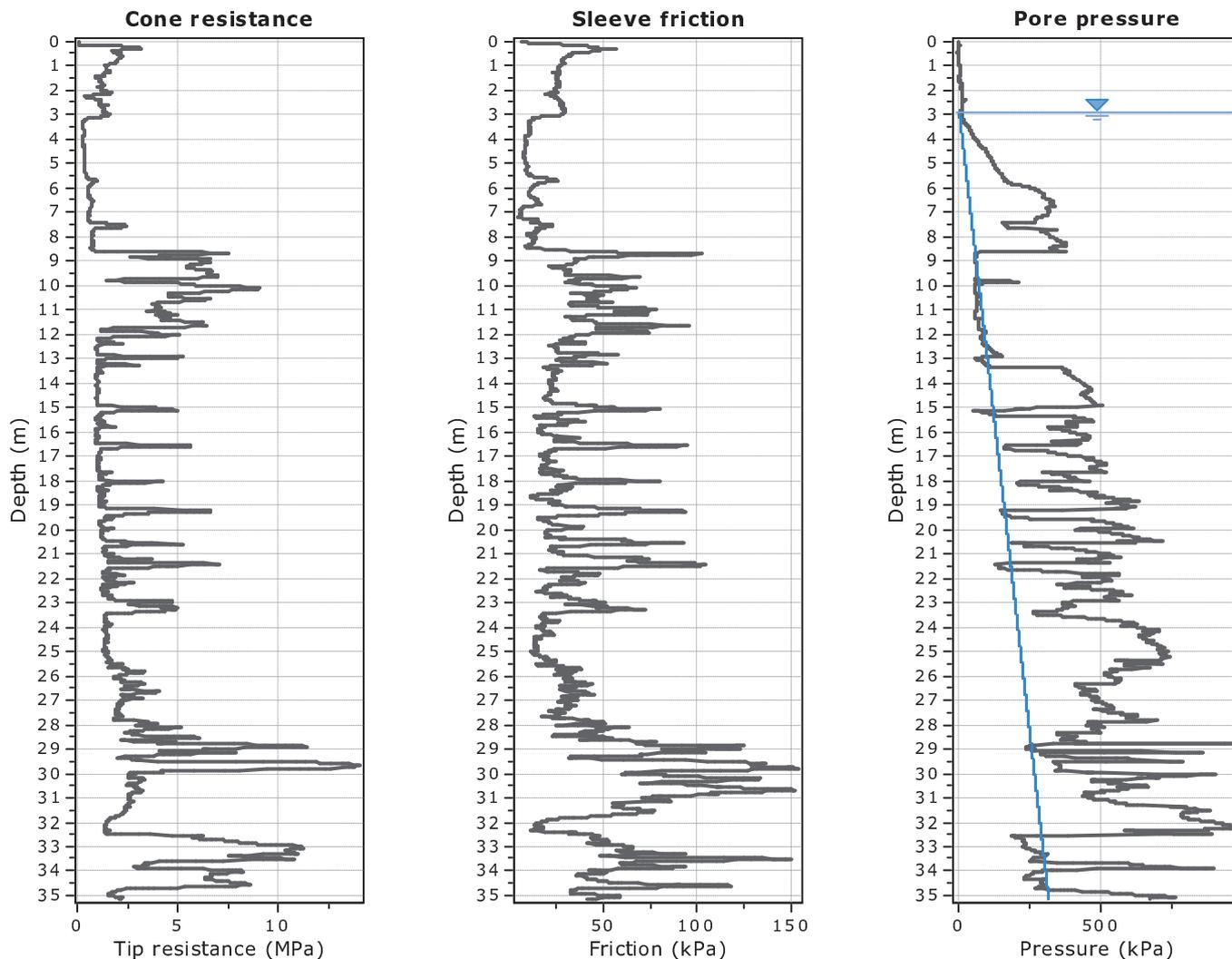


PROVA PENETROMETRICA SCPTU 

INDAGINE GEOFISICA HWSR 

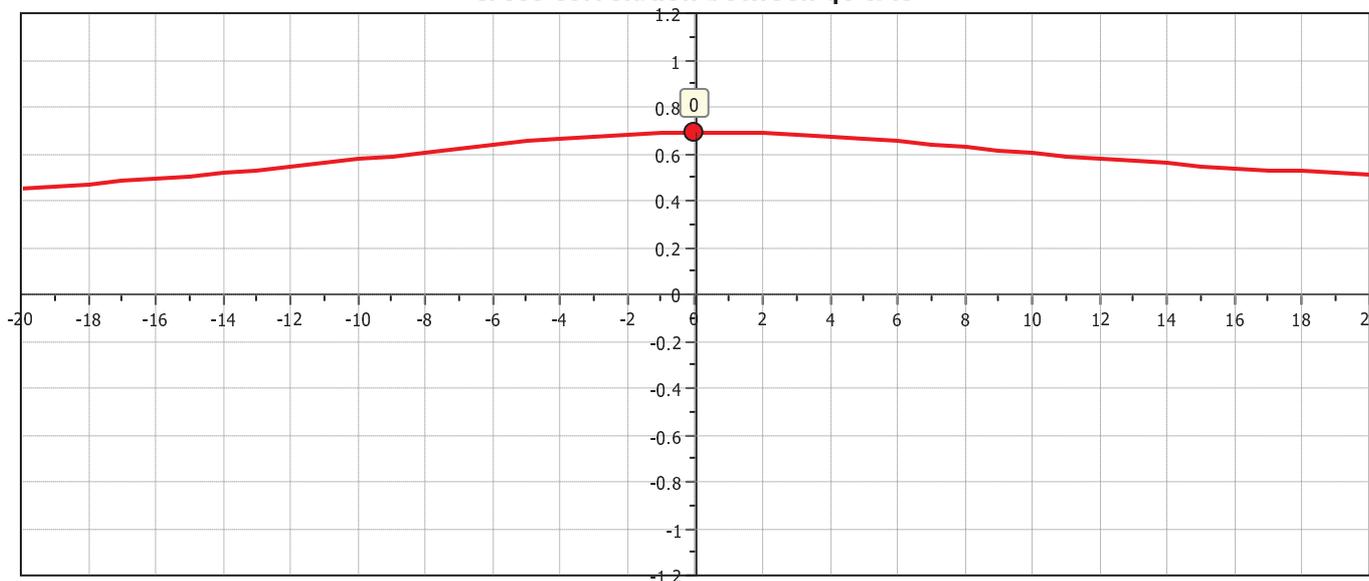
Project: NUOVO IMPIANTO DI PALE EOLICHE

Location: RAVENNA CASSE DI COLMATA-VIA TRIESTE VIA FIORENZI

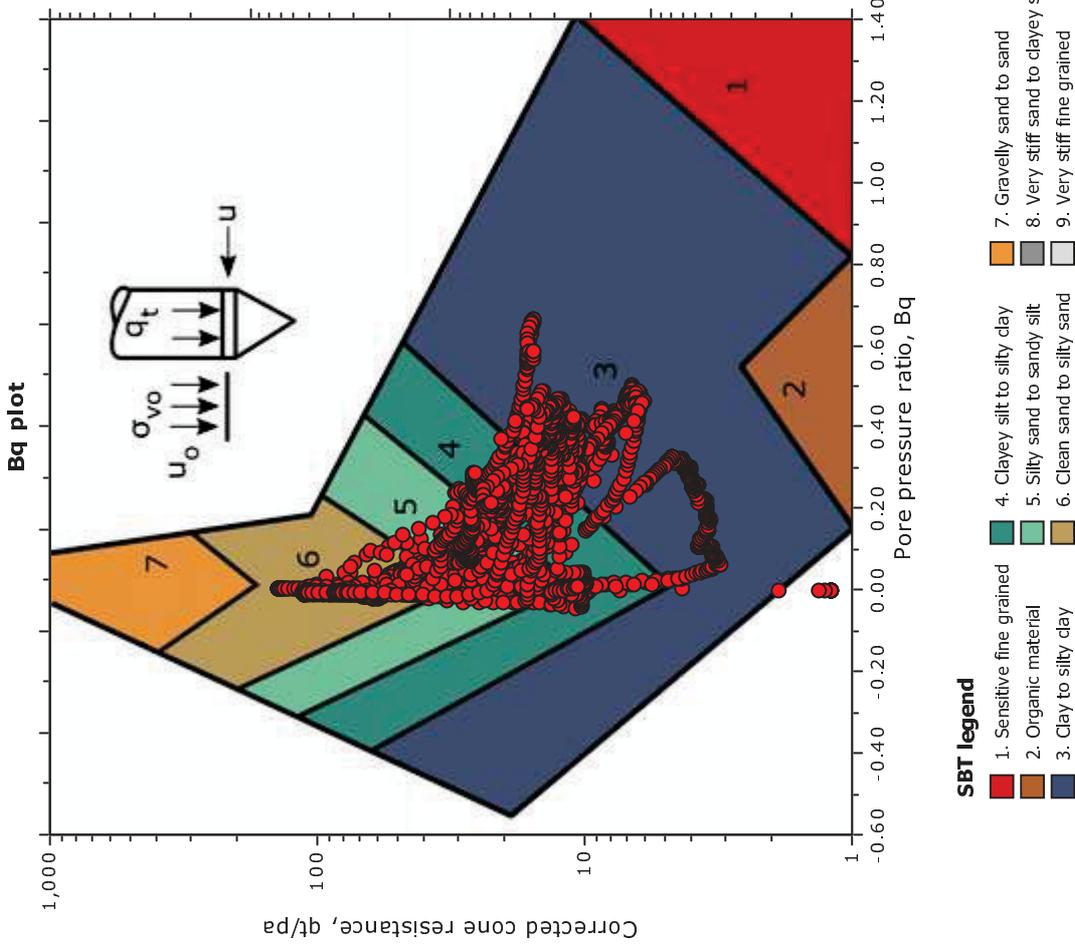
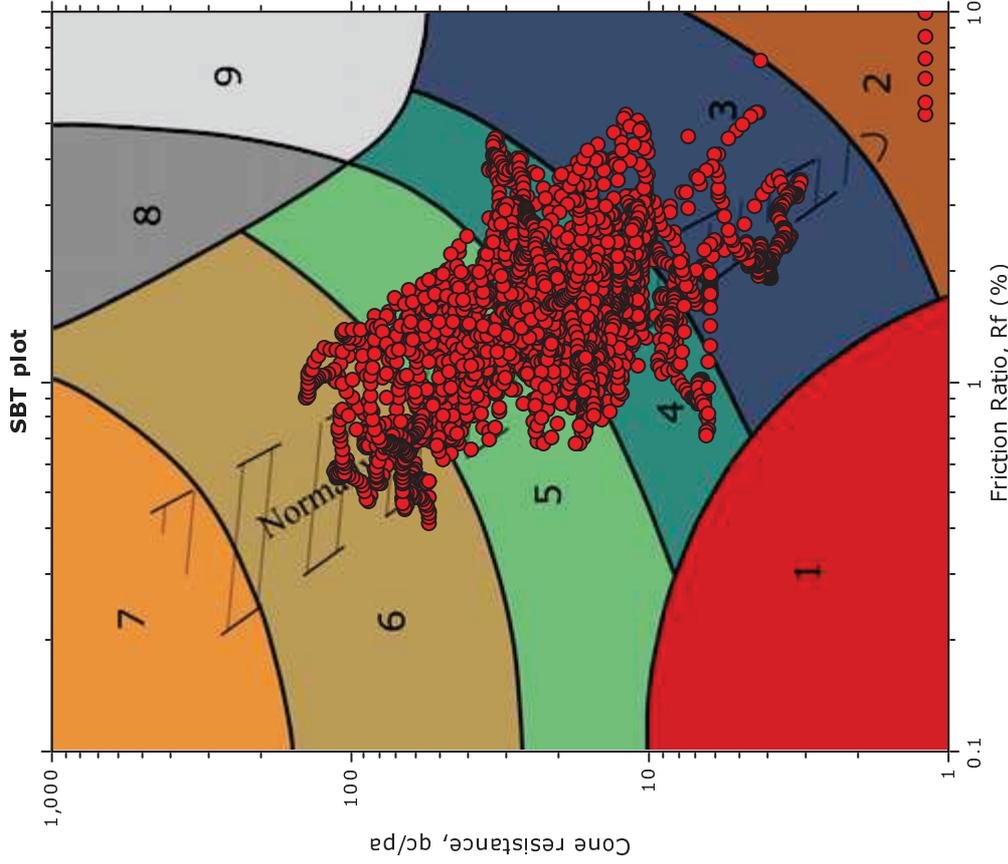


The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw qc and fs values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).

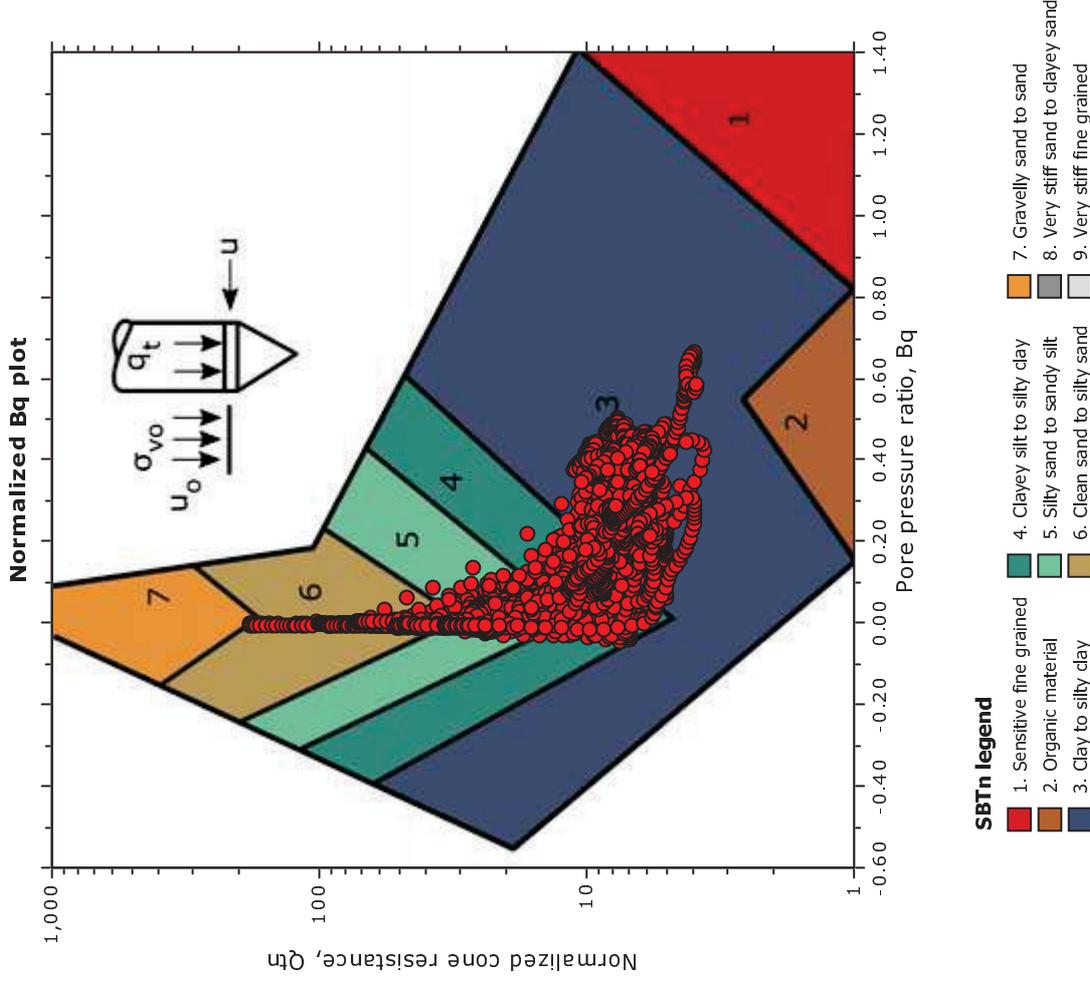
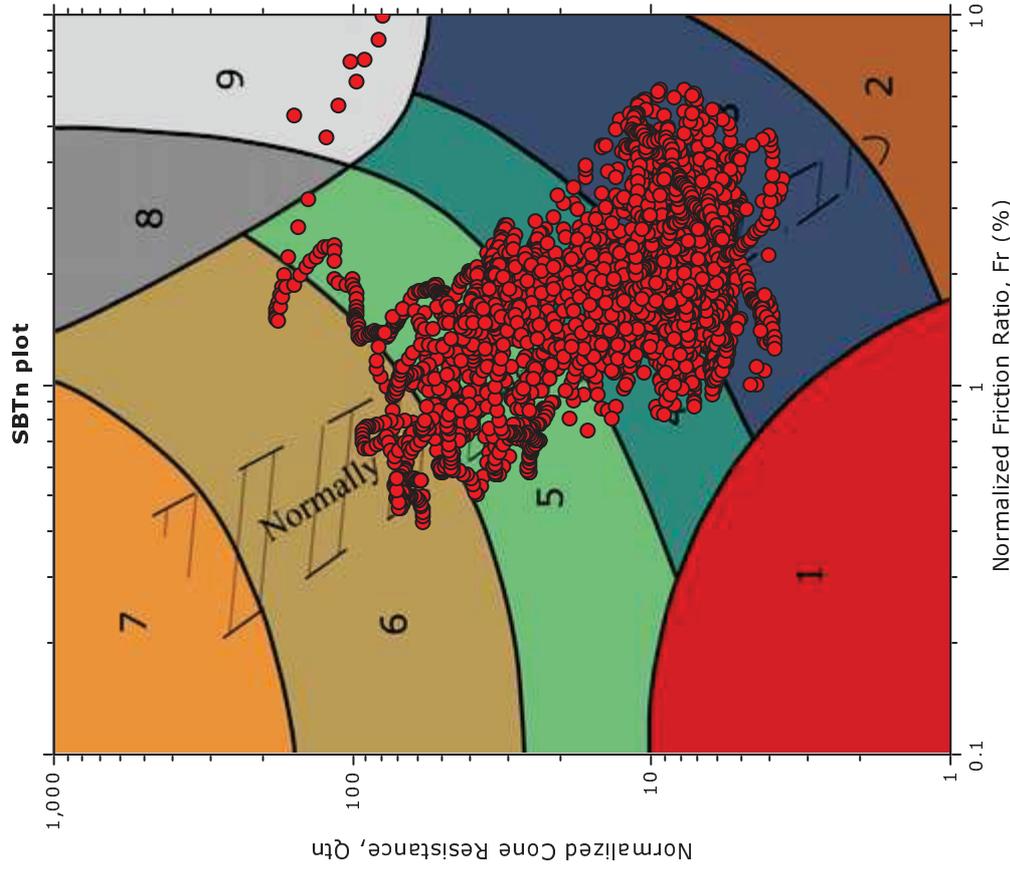
Cross correlation between qc & fs



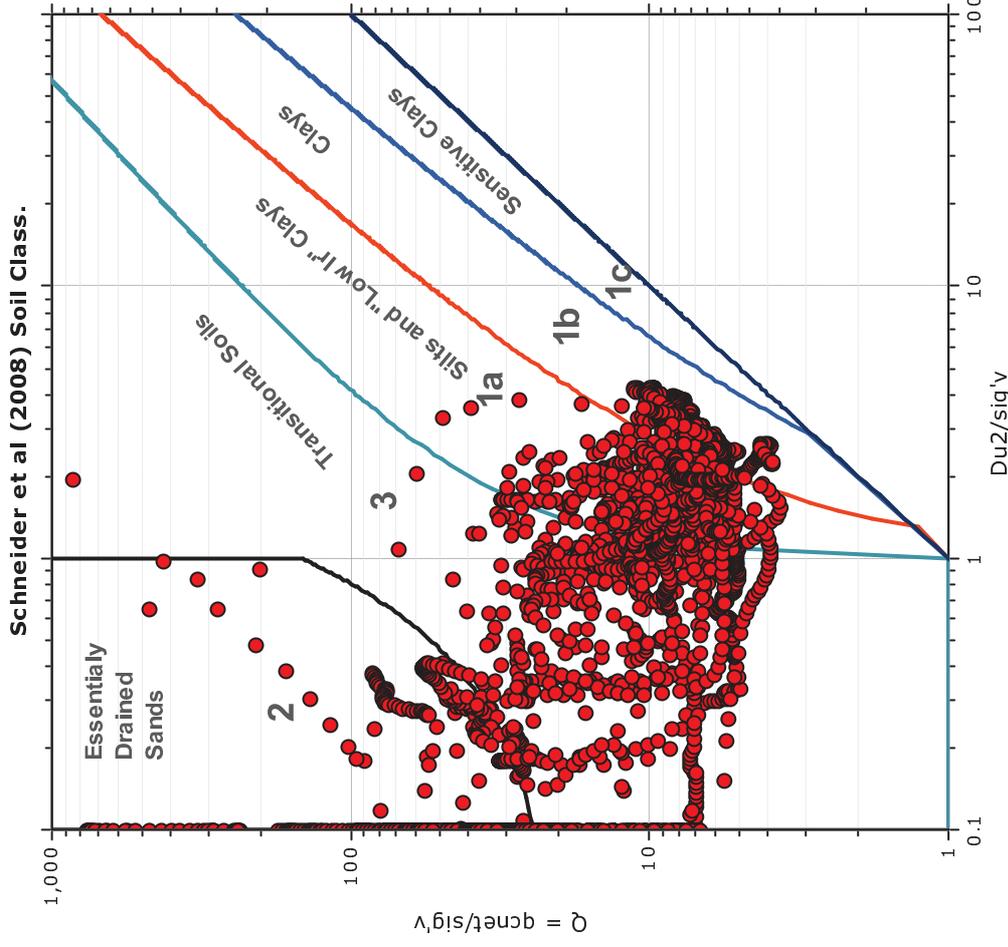
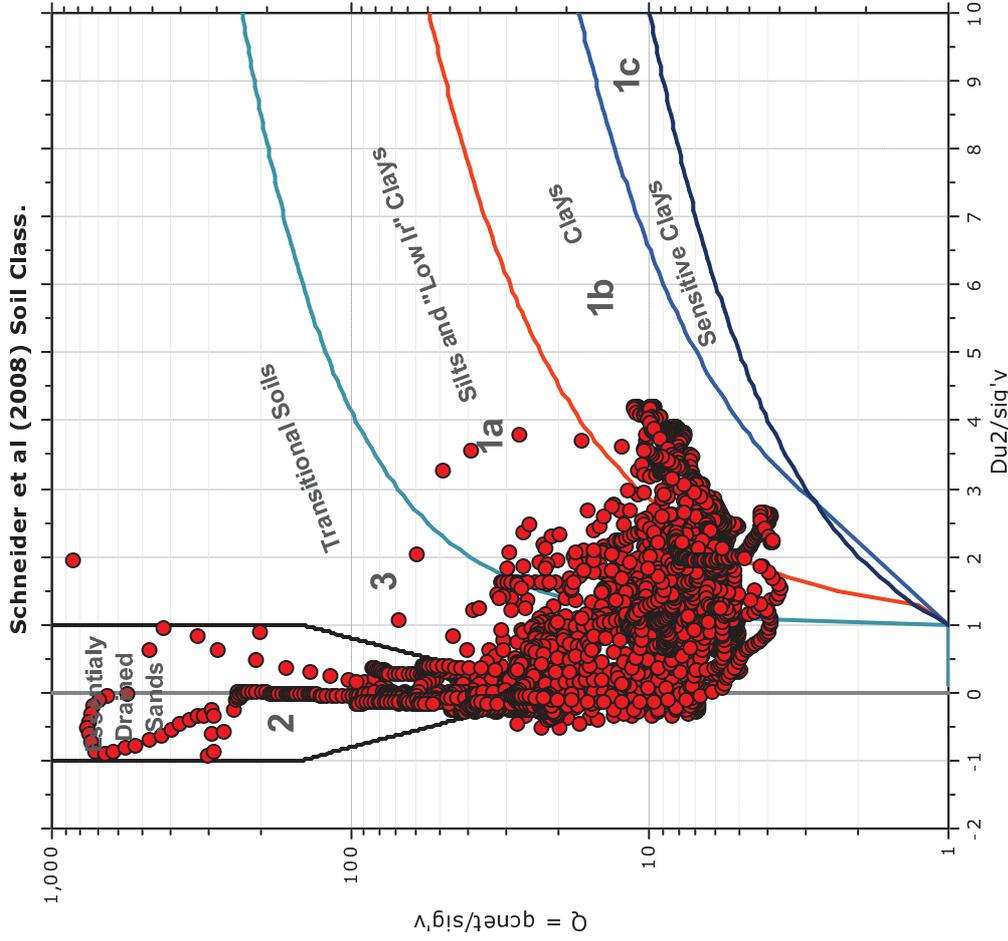
SBT - Bq plots



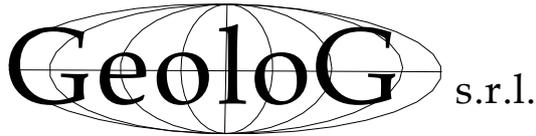
SBT - Bq plots (normalized)



Bq plots (Schneider)



STIMA DELLA Vs30
RAVENNA CASSA COLMATA



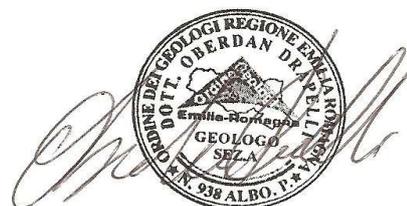
PROVA N	SCPTU 1
DATA	02/02/2024

COMMITTENTE	AGNES SRL		
LOCALITA'	RAVENNA CASSA DI COLMATA		
PROFONDITA' DELLA PROVA M	35		
PROFONDITA' DELLA FALDA M	290		
PREFORO M	note	stima della Vs 30 da 1.50 a 31.50 metri	

Depth [m]	Vs [m/s]		Vs [m/s]		Vs [m/s]
	LEFT		RIGHT		
1.5	178		180		179
2.5	177		175		176
3.5	169		170		169.5
4.5	181		180		180.5
5.5	174		175		174.5
6.5	178		177		177.5
7.5	189		190		189.5
8.5	181		180		180.5
9.5	179		175		177
10.5	182		180		181
11.5	190		189		189.5
12.5	178		180		179
13.5	177		179		178
14.5	175		177		176
15.5	176		175		175.5
16.5	170		172		171
17.5	177		179		178
18.5	180		181		180.5
19.5	183		188		185.5
20.5	182		181		181.5
21.5	184		183		183.5
22.5	186		185		185.5
23.5	188		187		187.5
24.5	187		184		185.5
25.5	182		180		181
26.5	200		198		199
27.5	200		189		194.5
28.5	196		199		197.5
29.5	199		200		199.5
30.5	200		201		200.5
31.5	190		200		195
32.5	191		190		190.5
33.5	198		196		197
34.5	199		192		195.5

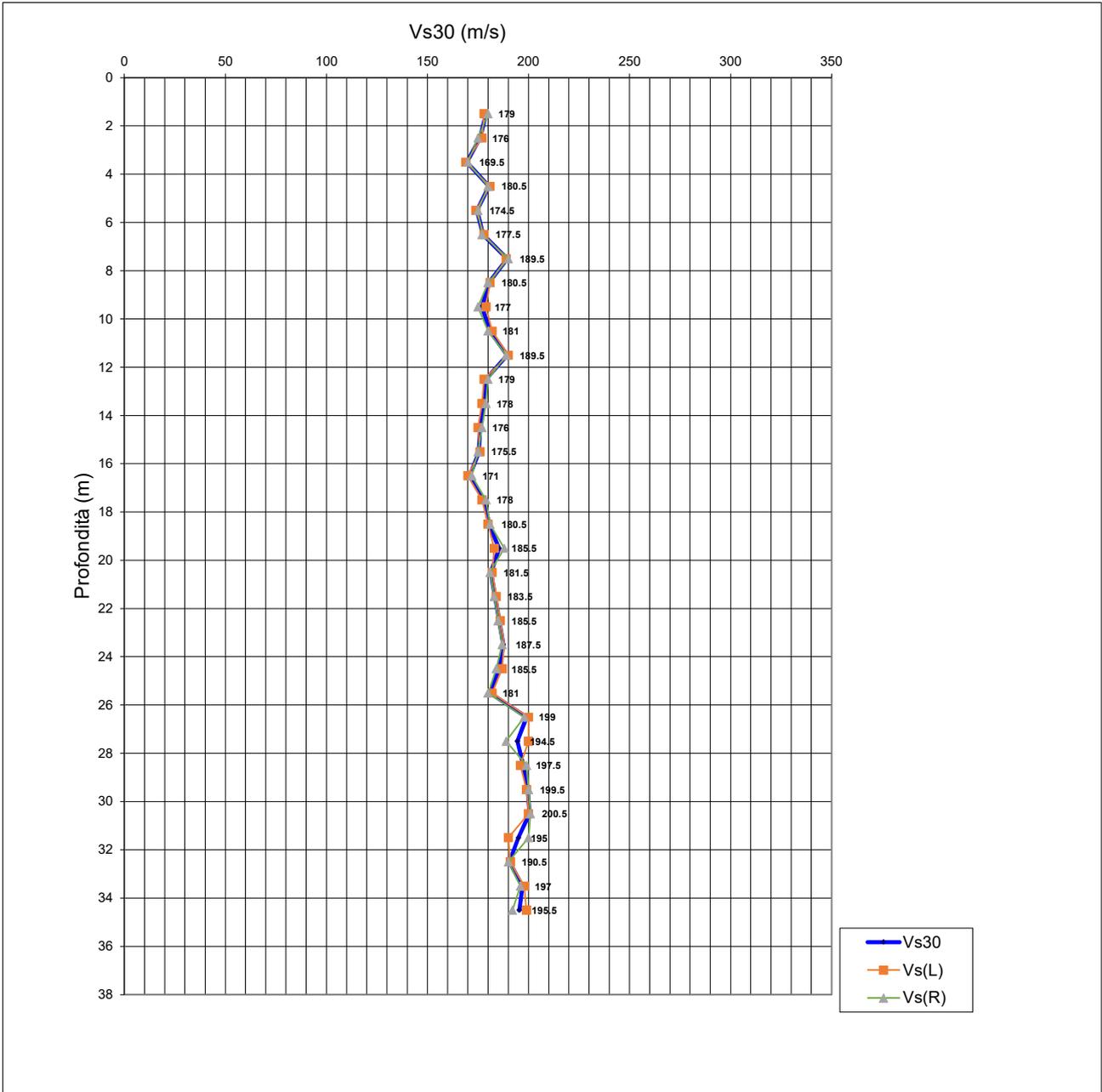
STIMA DELLA Vs 183.48387 m/sec 183.51613 m/sec MEDIA 183.5 m/sec

GEOLOG SRL
DOTT GEOL DRAPPELLI OBERDAN



GEOLOG SRL
VIA CERCHIO 57 48124 RAVENNA
P.IVA E C.F. 02194680399
WWW.GEOLOGSRL.COM

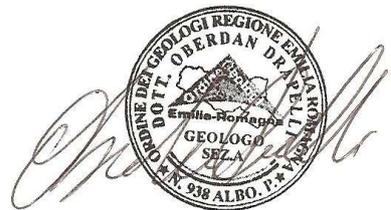
STIMA DELLA VS 30
RAVENNA CASSA DI COLMATA



STIMA DELLA Vs

183.5 m/sec da 1.50 a 31.50 m

GEOLOG SRL
DOTT GEOL DRAPELLI OBERDAN



CASSA DI COLMATA (Via Fiorenzi - Area portuale)

Instrument: TRZ-0007/01-24

Start recording: 02/02/24 11:19:21 End recording: 02/02/22 11:49:21

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

Trace length: 0h20'00". Analyzed 67% trace (manual window selection)

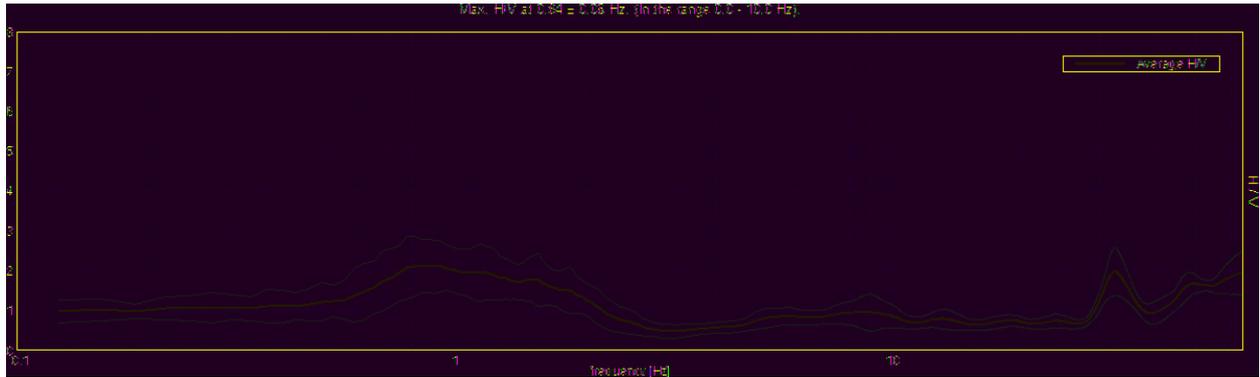
Sampling rate: 128 Hz

Window size: 20 s

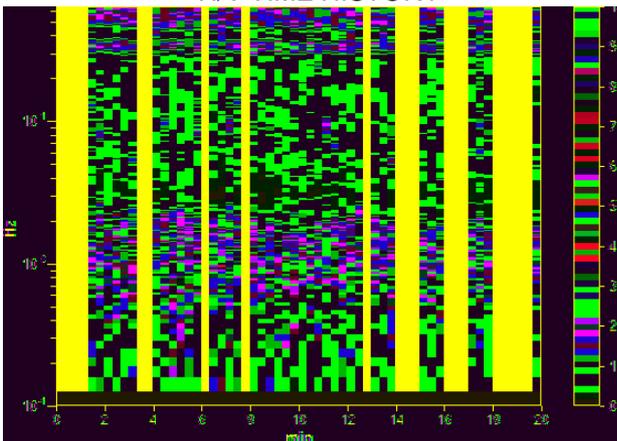
Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 10%

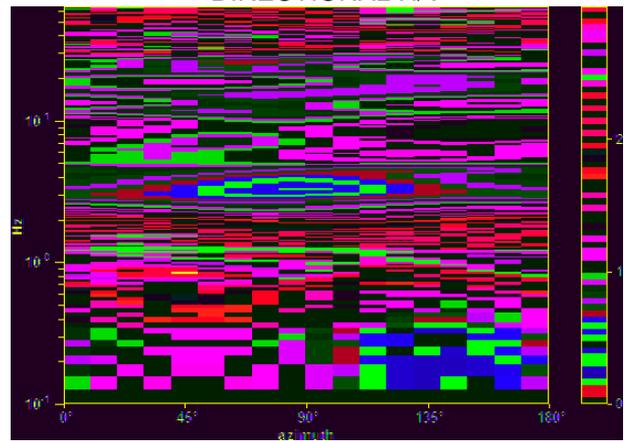
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



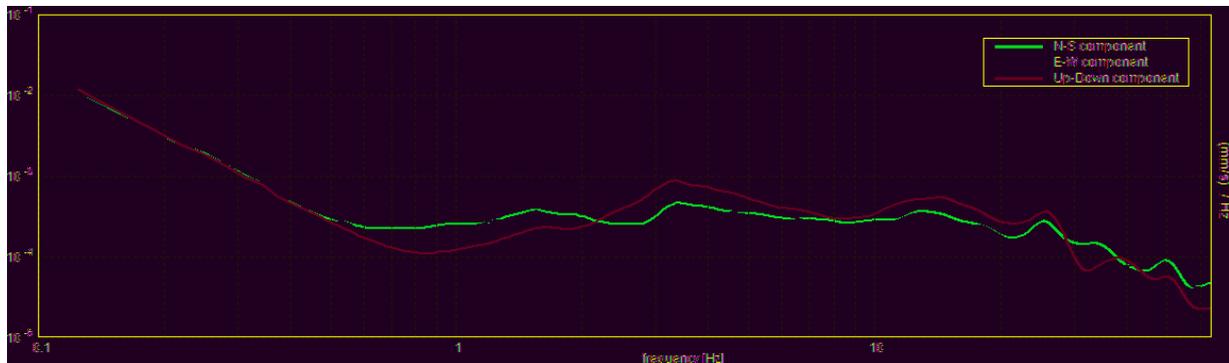
H/V TIME HISTORY



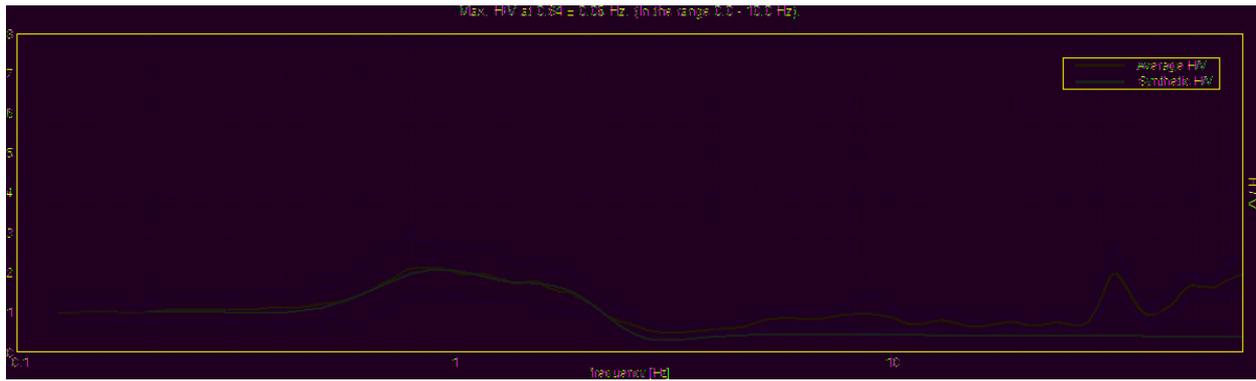
DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA

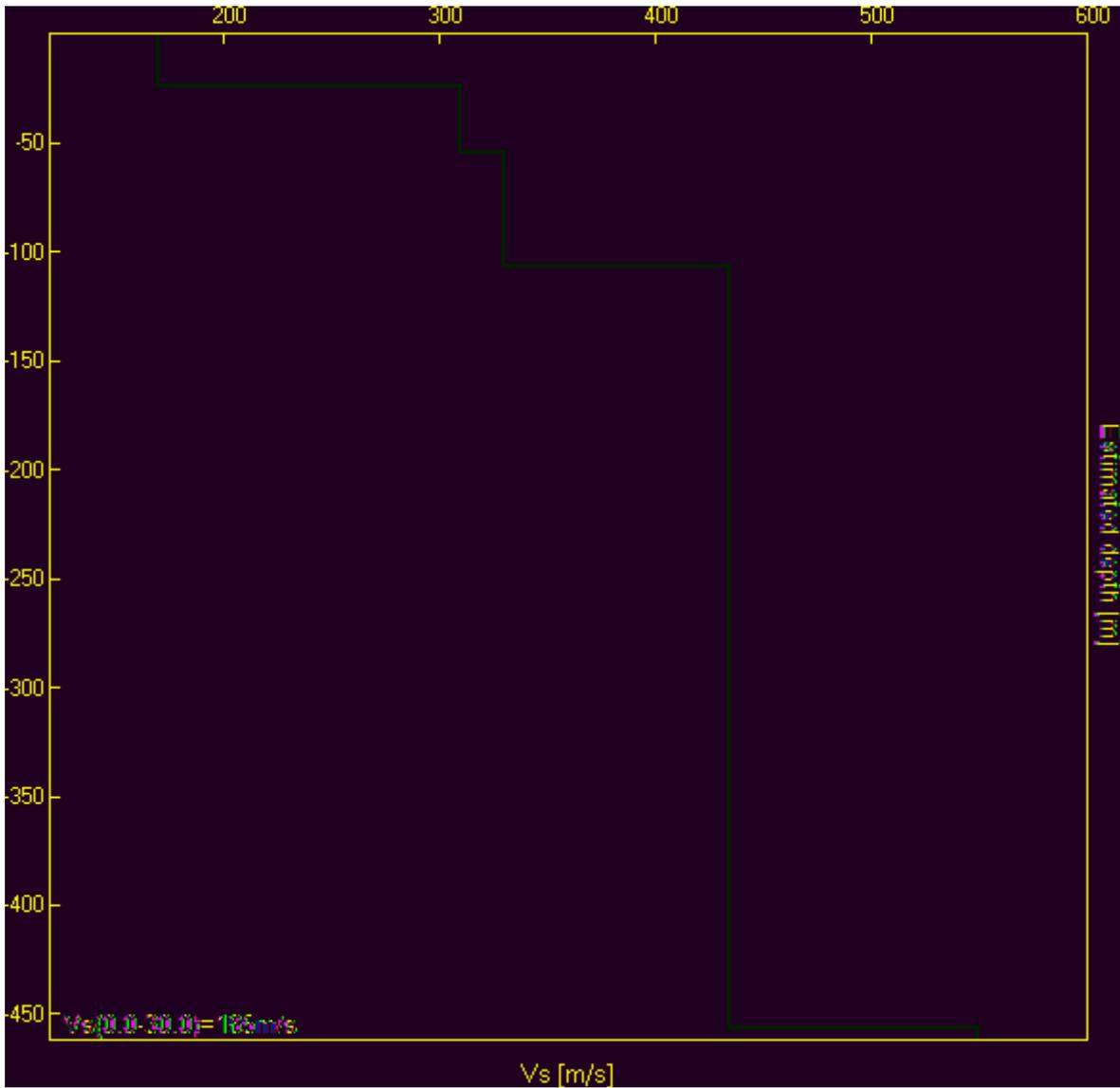


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
24.50	24.50	170	0.49
54.50	30.00	310	0.48
106.50	52.00	330	0.46
456.50	350.00	435	0.44
inf.	inf.	550	0.42

Vs(0.0-30.0)=185m/s



Max. H/V at 0.84 ± 0.06 Hz (in the range 0.0 - 10.0 Hz).

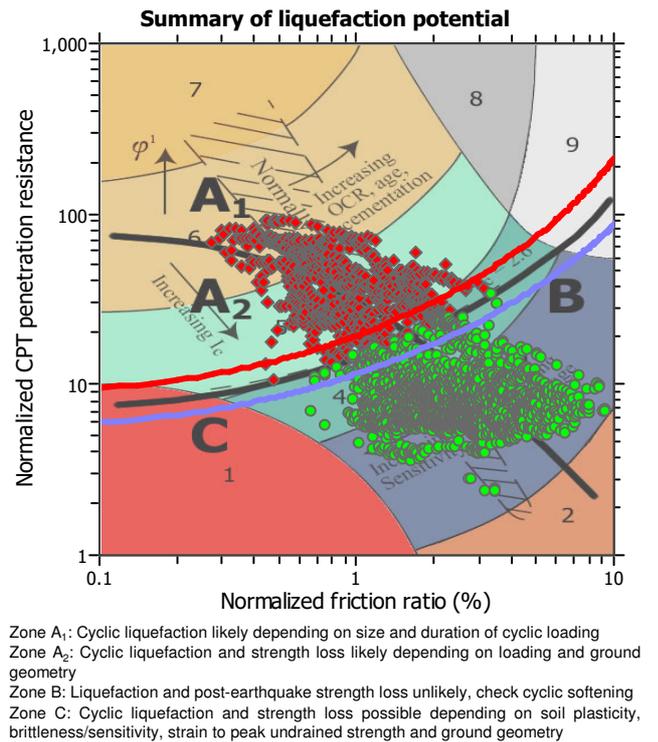
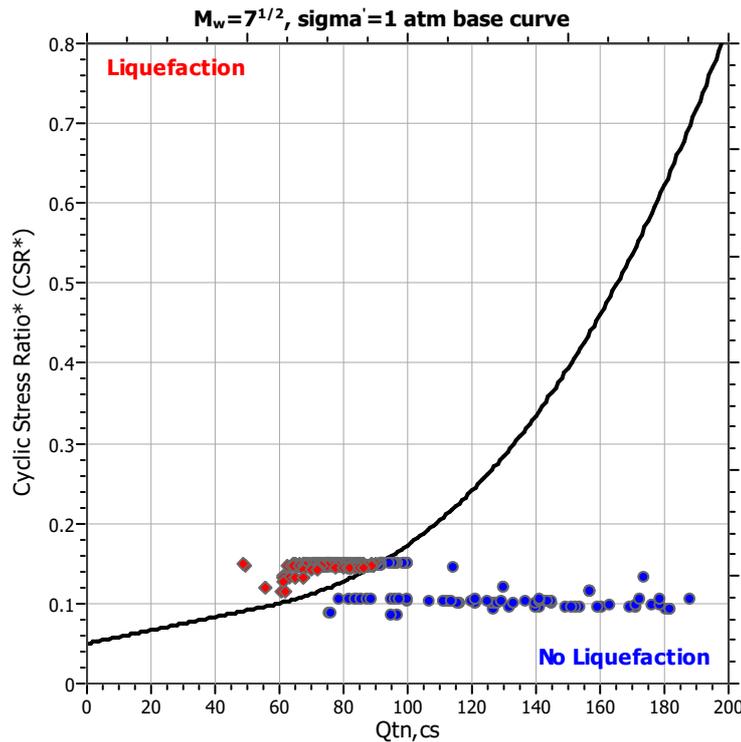
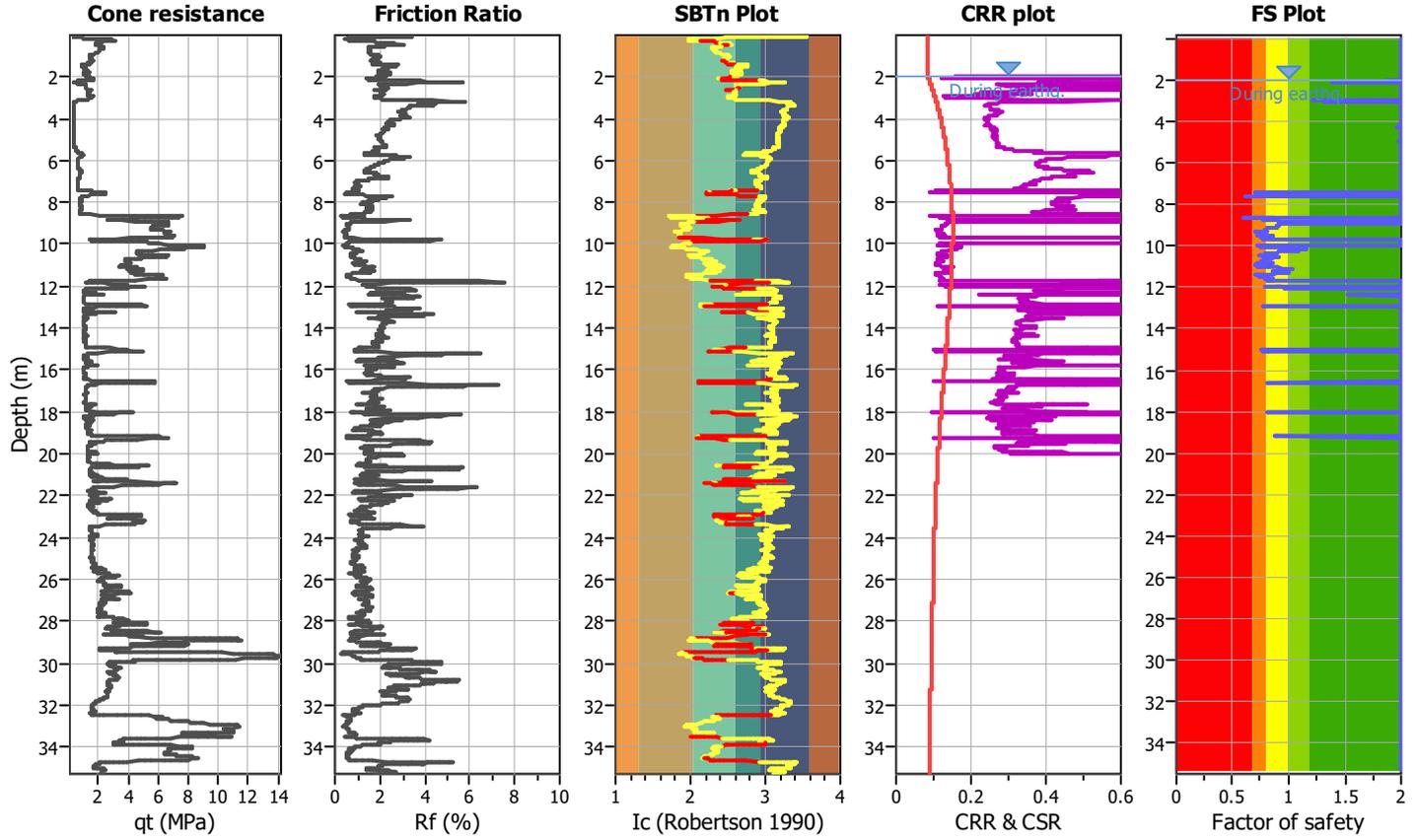
LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

Project title : Cassa di Colmata Via Fiorenzi - Via Trieste
CPT file : SCPTU1

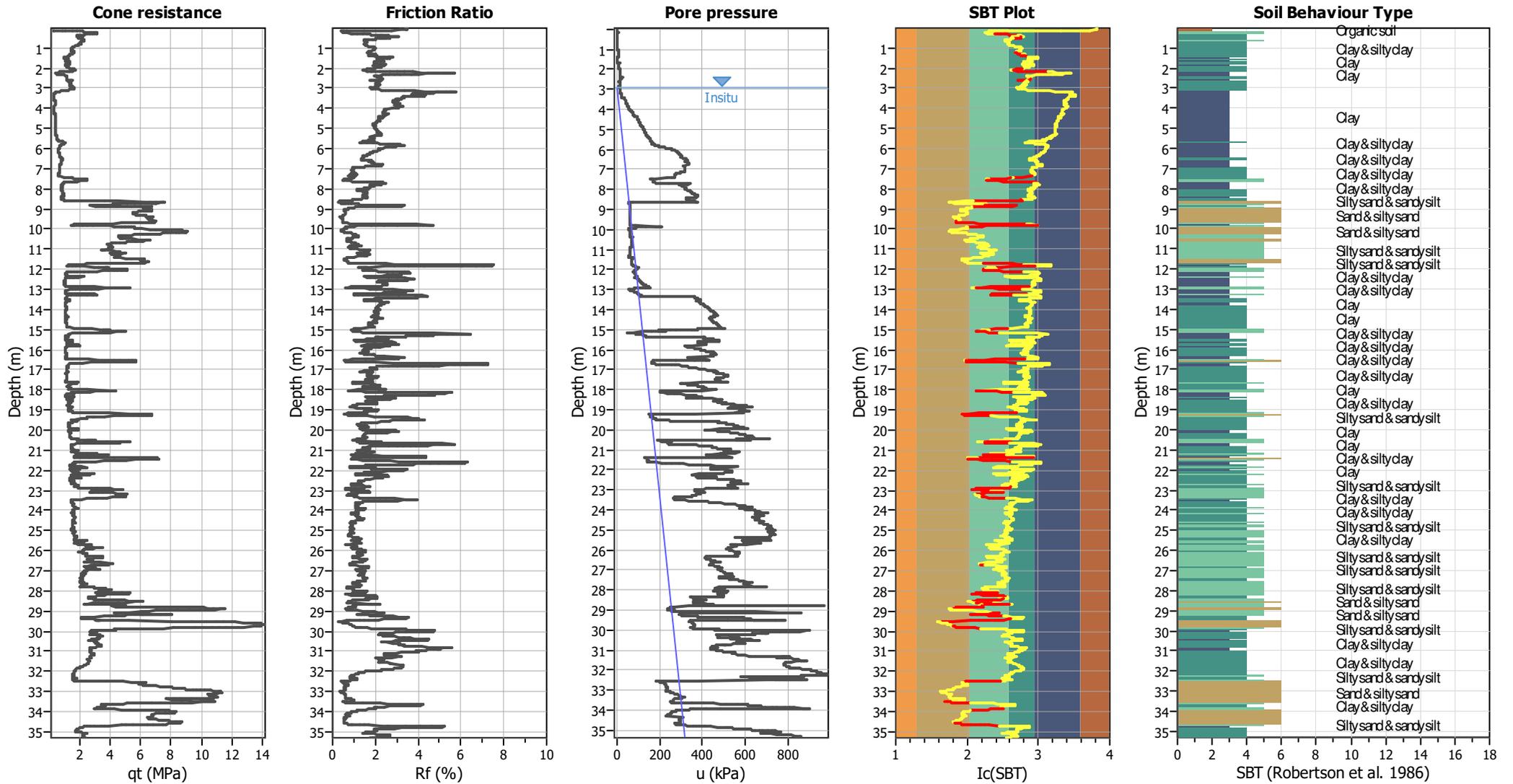
Location : Ravenna, Via Fiorenzi - area portuale

Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	2.90 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	All soils
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	2.00 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:	Yes	MSF method:	Method based
Peak ground acceleration:	0.22	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_0 applied:	No		



CPT basic interpretation plots



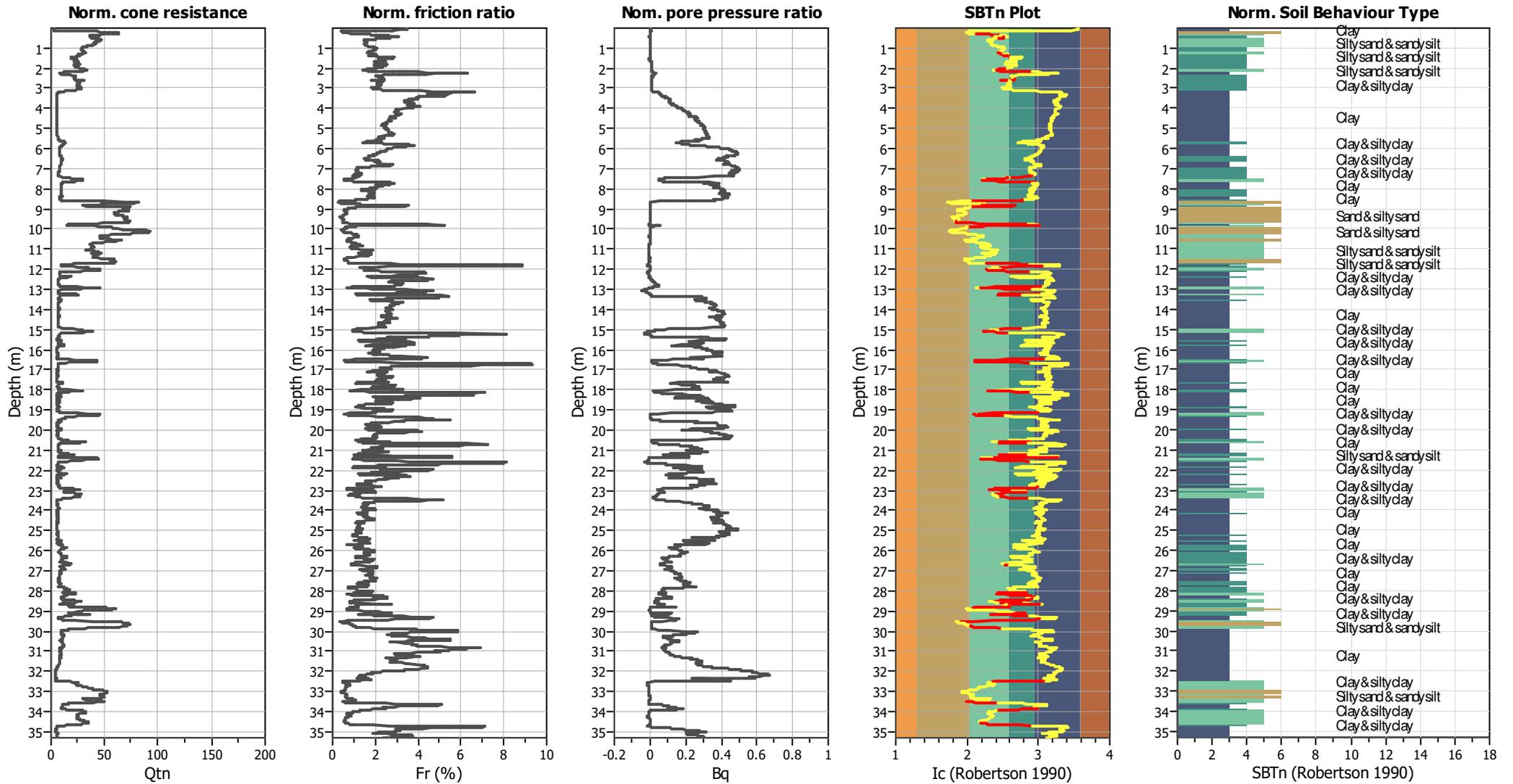
Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Depth to water table (erthq.):	2.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K _v applied:	No
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.22	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.90 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

SBT legend

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

CPT basic interpretation plots (normalized)



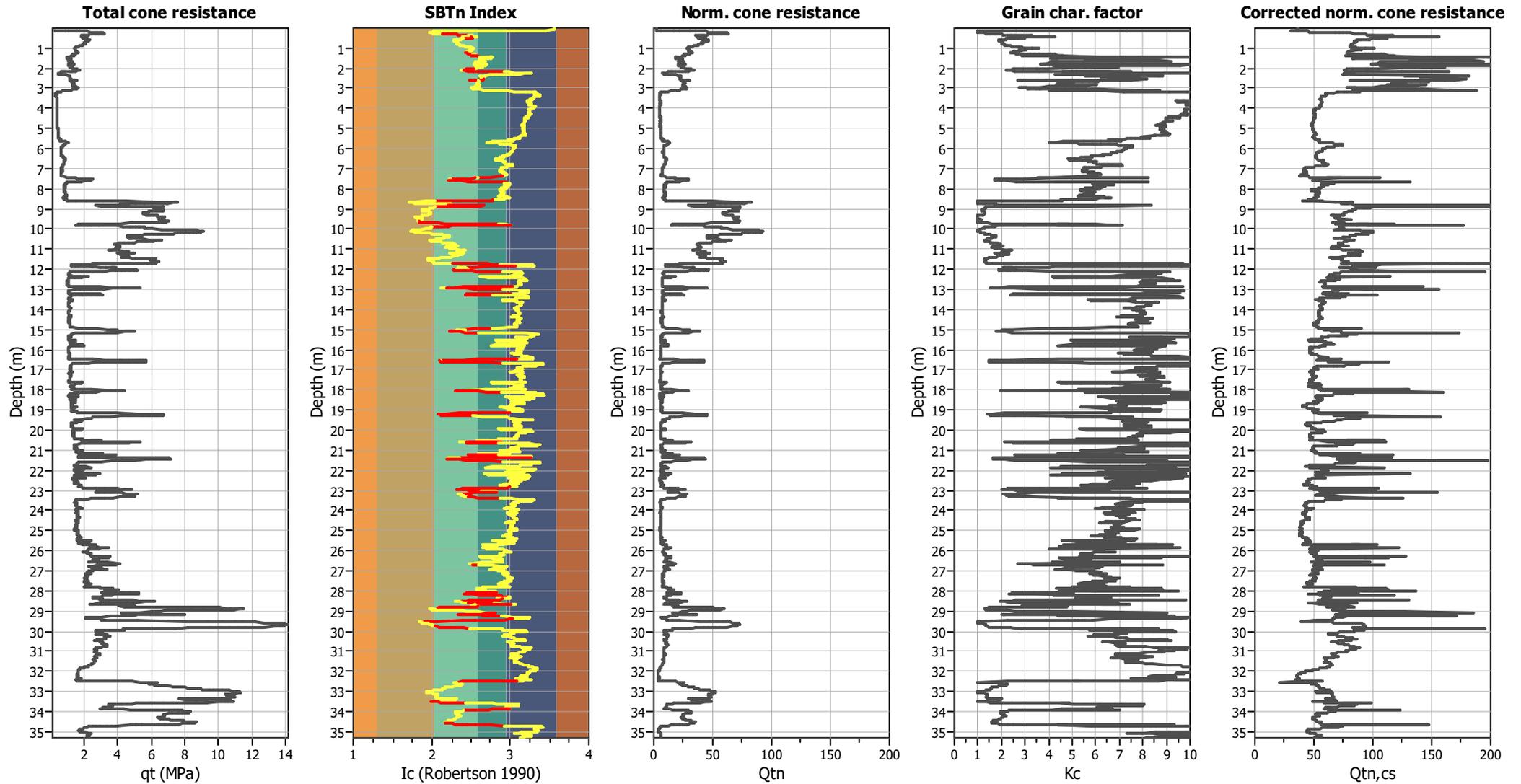
Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Depth to water table (erthq.):	2.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K_v applied:	No
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.22	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.90 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

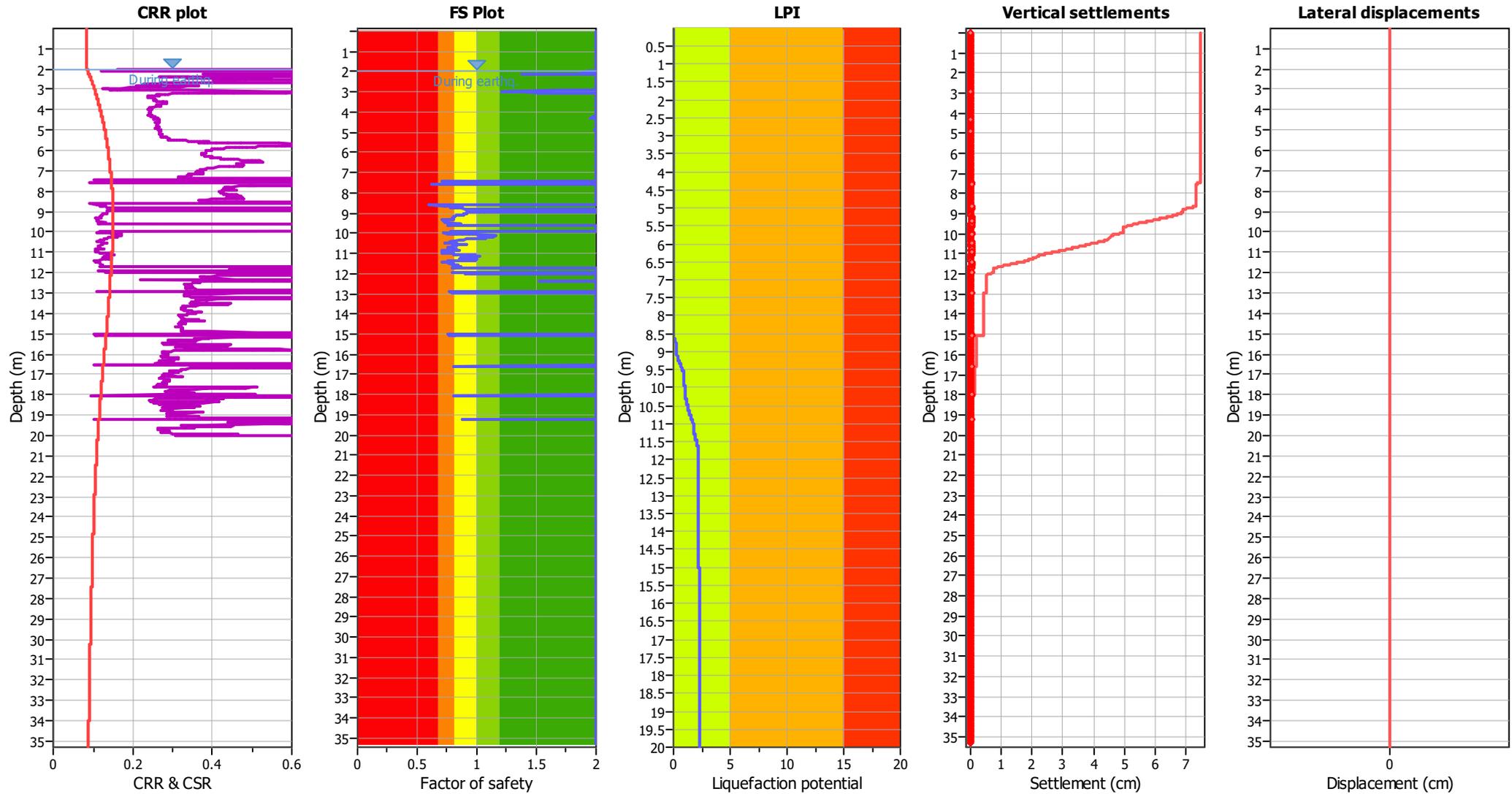
Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Depth to water table (erthq.):	2.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K _{cs} applied:	No
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.22	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.90 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

Liquefaction analysis overall plots



Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Depth to water table (earthq.):	2.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K_{σ} applied:	No
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.22	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.90 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

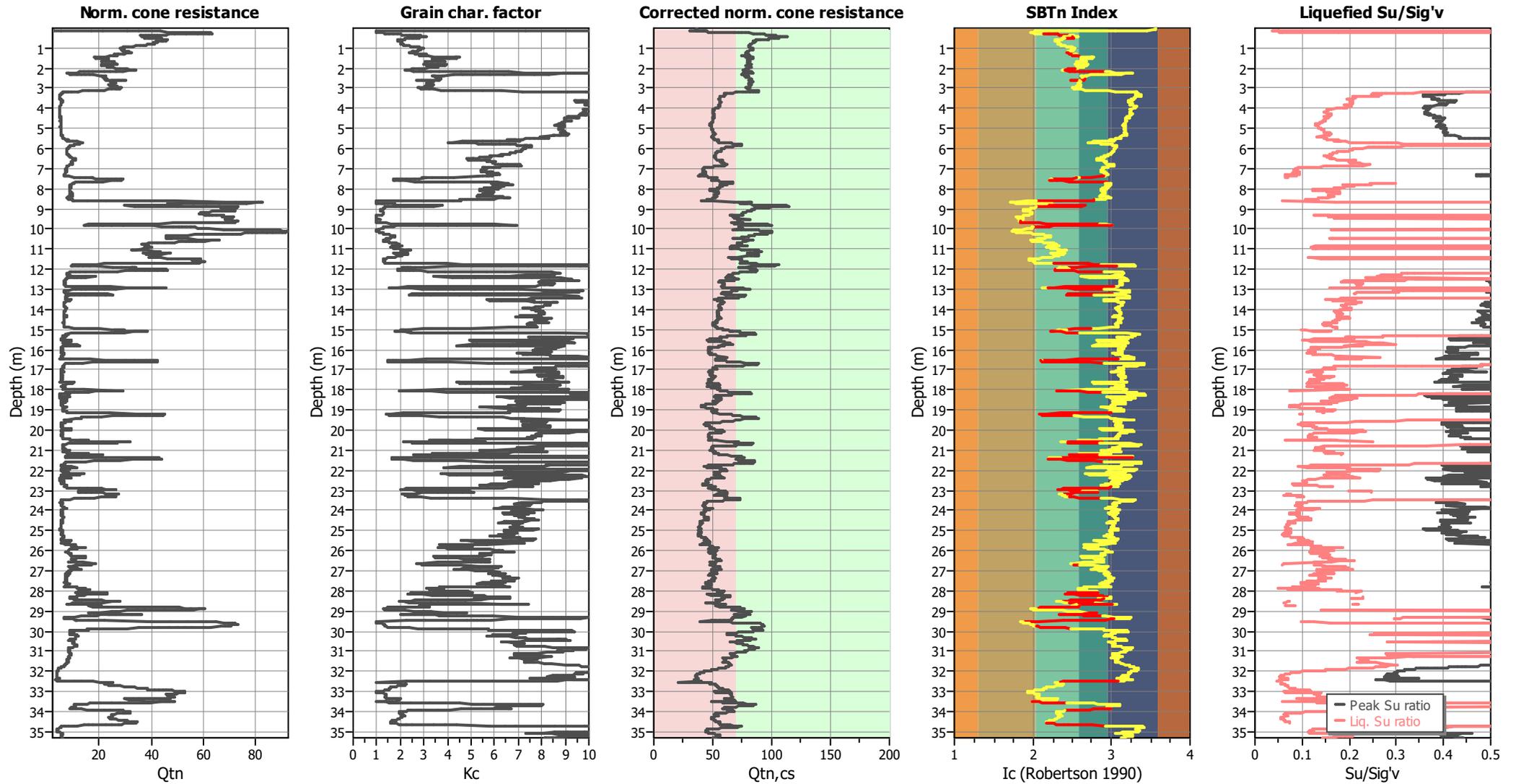
F.S. color scheme

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

LPI color scheme

- Very high risk
- High risk
- Low risk

Check for strength loss plots (Robertson (2010))



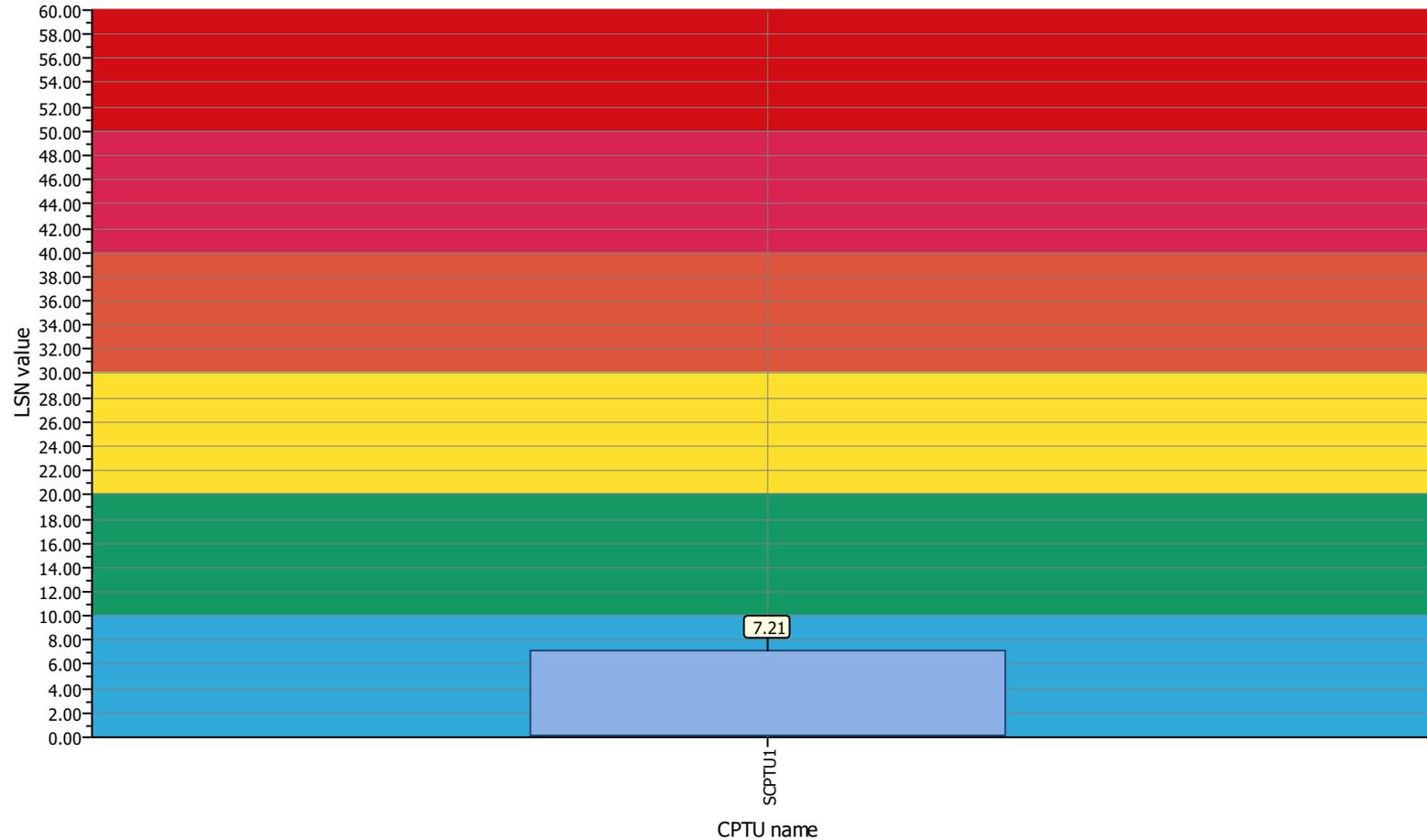
Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Depth to water table (erthq.):	2.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K _c applied:	No
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.22	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.90 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

Project title : Cassa di Colmata Via Fiorenzi - Via Trieste

Location : Ravenna, Via Fiorenzi - area portuale

Overall Liquefaction Severity Number report



LSN color scheme

- Severe damage
- Major expression of liquefaction
- Moderate to severe exp. of liquefaction
- Moderate expression of liquefaction
- Minor expression of liquefaction
- Little to no expression of liquefaction

Basic statistics

- Total CPT number: 1
- 100.00% little liquefaction
- 0.00% minnor liquefaction
- 0.00% moderate liquefaction
- 0.00% moderate to major liquefaction
- 0.00% major liquefaction
- 0.00% severe liquefaction