

PROVINCIA DI FERRARA



COMUNE DI BONDENO

Committente: Comune di Bondeno

Ubicazione: Via G. Reni – Pilastrini di Bondeno (FE)

RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA DI FATTIBILITA'

Realizzazione struttura scolastica provvisoria

Revisione n. 00	Giugno 2012
Tavole	2
Allegati	2

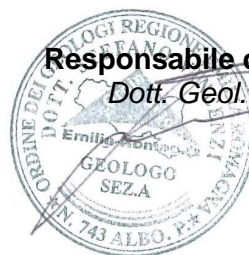


di Elena Ghetti & C. S.n.c.

Sede legale: via Pironi, 68 - 44012 Bondeno (Ferrara)

Tel/Fax 0532.898245 e-mail: consulenze@gaia-ambiente.eu

- Consulenze geologiche
- Consulenze geotecniche
- Consulenze ambientali
- Informatizzazione cartografica
- Realizzazione banche dati per la gestione territoriale
- Pratiche pozzi
- Valutazione impatto ambientale



Responsabile della consulenza
Dott. Geol. Stefano Vincenzi

Collaboratori
Dott. Elena Ghetti

Elaborazione dati e grafica
Dott. Geol. Silvia Tamburini
Dott. Alice Bertelli
Dott. Manuela Gardelli

SOMMARIO

1	PREMESSA.....	4
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	4
3	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO.....	5
4	INQUADRAMENTO AMBIENTALE E TERRITORIALE	6
5	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E STRUTTURALE	10
5.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	10
5.2	INQUADRAMENTO STRUTTURALE	12
6	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	13
7	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	15
8	PIANO DELLE INDAGINI IN SITO ESEGUITE.....	17
9	PROCEDURE DI RIFERIMENTO E NOTE SUL TIPO DI DATI ACQUISITI.....	18
9.1	PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (CPT)	18
9.2	PROSPEZIONE GEOFISICA MASW	19
10	ELABORAZIONE DEI DATI.....	19
10.1	ELABORAZIONE DEI DATI CPT	19
10.2	RESTITUZIONE ANALITICA PROSPEZIONE MASW	20
11	INTERPRETAZIONE STRATIGRAFICA.....	21
12	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	22
13	PRINCIPI DELLE NTC 08.....	23
14	STIMA CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI STATICHE	25
14.1	TEORIA SULLA CAPACITÀ PORTANTE RD	25
14.2	CALCOLO DELLA RESISTENZA DEL SISTEMA GEOTECNICO	26
15	CONSIDERAZIONI SUI CEDIMENTI.....	27
16	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	27
16.1	CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO DA PROVA MASW	28
16.2	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DA DEL. REG. 112/07.....	31
17	ANALISI DEL RISCHIO ALLA LIQUEFAZIONE.....	32
17.1	PROCEDURA DI CALCOLO DEL FATTORE DI SICUREZZA A LIQUEFAZIONE D APROVA CPT	32
17.2	RISULTATI VERIFICA LIQUEFAZIONE DA PROVA CPT	34
17.3	RISULTATI VERIFICA LIQUEFAZIONE DA PROVA MASW	36
18	CEDIMENTI POST-SISMICI	38
18.1	PROCEDURA PER TERRENI GRANULARI SATURI	38
18.2	PROCEDURA DI CALCOLO SU TERRENI COESIVI	40
18.2.1	Ipotesi sui parametri di calcolo da utilizzare.....	40
18.3	CEDIMENTO POST-SISMICO TOTALE.....	41
19	CONCLUSIONI.....	42



gaia di Elena Ghetti & C. s.n.c.
Sede legale e operativa:
via Pironi, 68, 44012 Bondeno (Ferrara)
Tel/Fax: 0532-898245
e-mail: consulenze@gaia-ambiente.eu

ELENCO TAVOLE AD ALLEGATI

Tavola 1: Estratto di planimetria catastale con individuazione dell'area di indagine ed ubicazione indagini geognostiche eseguite (tavola fuori scala)

Tavola 2: modello stratigrafico e geotecnico di riferimento

Allegato 1: Tavole dati CPT 1 (log stratigrafico e parametri geotecnici)

Allegato 2 : Report verifica a liquefazione

1 PREMESSA

Su incarico del Comune di Bondeno è stato redatto il presente elaborato in riferimento alle richieste presentate dalla Regione Emilia Romagna nella comunicazione PG.2012. 0150536 del 19/06/2012.

Nello specifico si intende fornire la documentazione relativa alle caratteristiche ambientali, geologiche, geomorfologiche, geotecniche, stratigrafiche per l'area individuata come sede di una struttura scolastica provvisoria da realizzare in località Pilastri, in sostituzione dell'immobile ad uso scolastico attualmente presente, gravemente lesionato a seguito del sisma che ha colpito queste zone tra il 20 ed il 29 maggio 2012 (la necessità di realizzare tali strutture nasce dall'entità dei danni riscontrati nell'edificio esistente, tali da non consentirne la riparazione in tempi compatibili con lo svolgimento delle attività dell'anno scolastico 2012/2013).

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

A.G.I. "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini" (Giugno 1977)
OPCM 3274/2003 e OPCM 3519/2006

D.M. del 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni"

Circolare Cons. Sup. LL. PP. N°17 del 02.02.09: "Istruzioni per l'applicazione delle NT di cui al D.M 14.01.08"

D. Reg. 112/07 "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica"

Linee Guida NTC08 redatto da Gruppo Interregionale Ordine dei Geologi, Luglio 2010

3 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area individuata come sede della struttura scolastica provvisoria descritta è ubicata nel comune di Bondeno, in località Pilastrì, a circa 12 chilometri in direzione nord-ovest rispetto al capoluogo comunale; l'area si colloca in via G. Reni in corrispondenza del campo sportivo. Di seguito si propongono due immagini satellitari dell'area oggetto di studio (**Figura 1** e **Figura 2**). In **Tavola 1** si riporta estratto di planimetria catastale comunale con individuazione dell'area di indagine, censita al Foglio 1, mappale 33, con ubicazione delle indagini geognostiche eseguite.

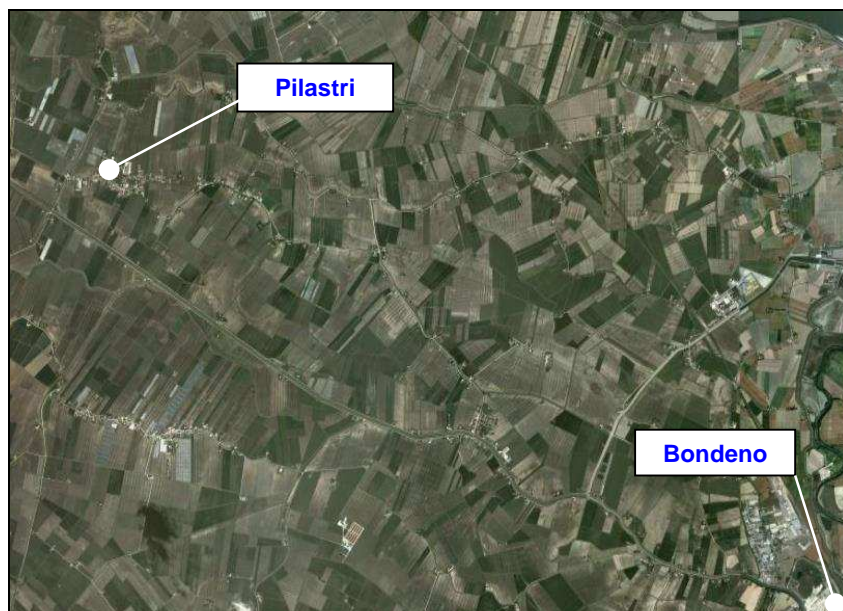


Figura 1



Figura 2

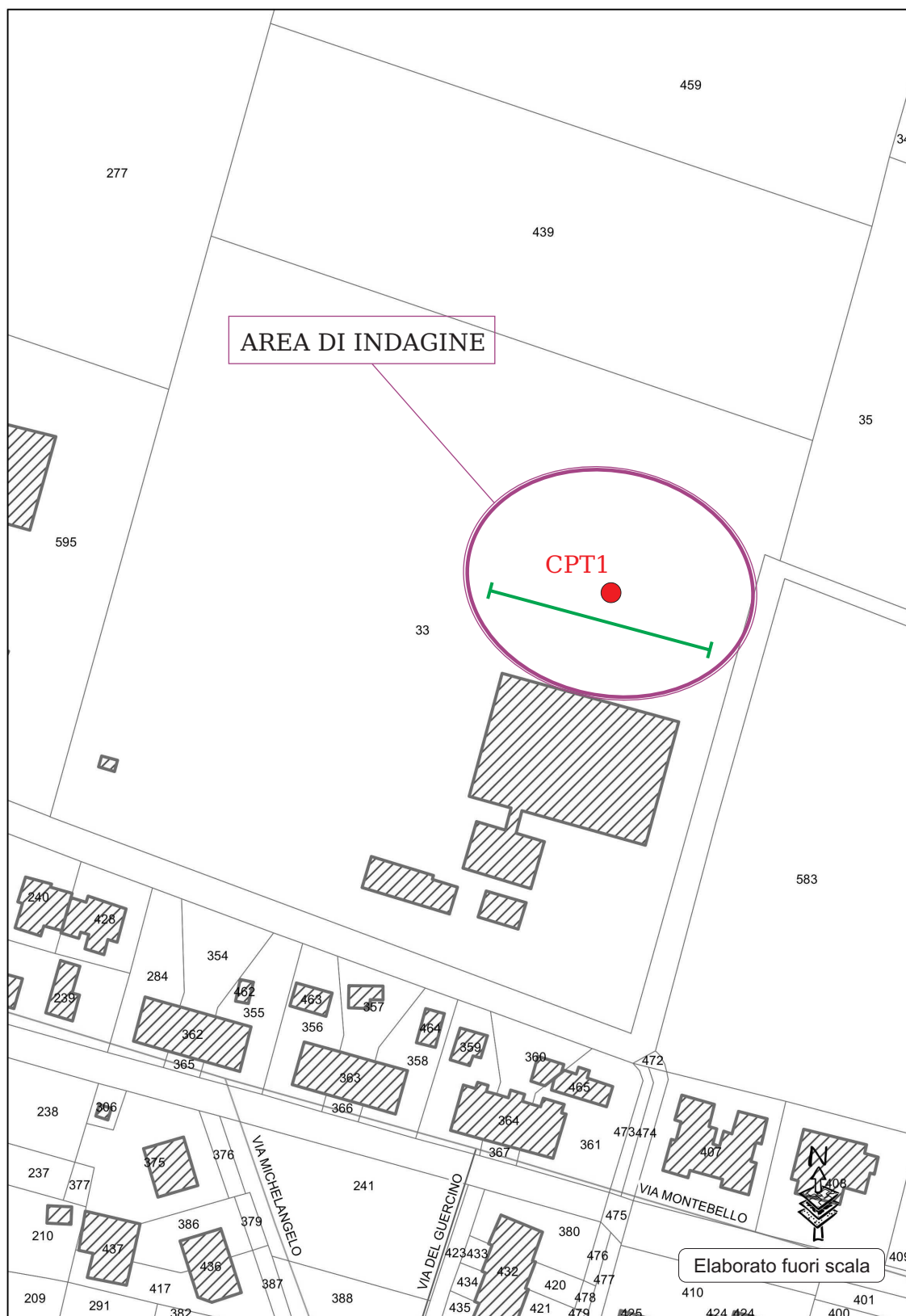


Tavola 1 - Stralcio di planimetria catastale del Comune di Bondeno (FE) con individuazione, in viola, dell'area di intervento censita al Foglio 1, mappale 33. In rosso si riporta ubicazione dell'indagine penetrometrica eseguita ed in verde si riporta traccia della prospezione sismica.

4 INQUADRAMENTO AMBIENTALE E TERRITORIALE

L'inquadramento generale dell'area è stato effettuato mediante consultazione degli elaborati relativi al Piano Strutturale Comunale Alto Ferrarese elaborato in forma associata (PSC), Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP) ed al Piano Regolatore Comunale (PRG) vigenti. In specifico si fa riferimento a quanto previsto dal Sistema Informativo Territoriale, disponibile on-line.

PSC (Figura 3)

L'inquadramento generale di questo settore mostra come l'area rientri, nell'ambito dell'Assetto Strategico del Sistema Insediativo, in "tessuto urbano consolidato, prevalentemente urbanizzato" (colore grigio - territorio urbanizzato – Titolo IV punto 7 N.d.A.). L'area di indagine non rientra in zone ed elementi di particolare interesse archeologico o di altro particolare rilievo: l'estratto proposto mostra, infatti, come l'area sia estranea, se pur relativamente vicina, ad "aree di accertata e rilevante consistenza archeologica".



Figura 3: estratto di cartografia interattiva del territorio con riferimento agli elaborati del PSC vigente

PTCP (Figura 4)

In riferimento agli elaborati del PTCP, l'area di intervento rientra nelle aree di Valorizzazione ed in particolare viene classificata come "Area di Studio" (Art.28 NTA); il sito rientra inoltre nell'Unità di Paesaggio dei Serragli (Art.8 NTA). L'area non rientra in siti di particolare rilevanza ecologica e non presenta elementi di particolare interesse paesaggistico, ambientale, storico ed archeologico.

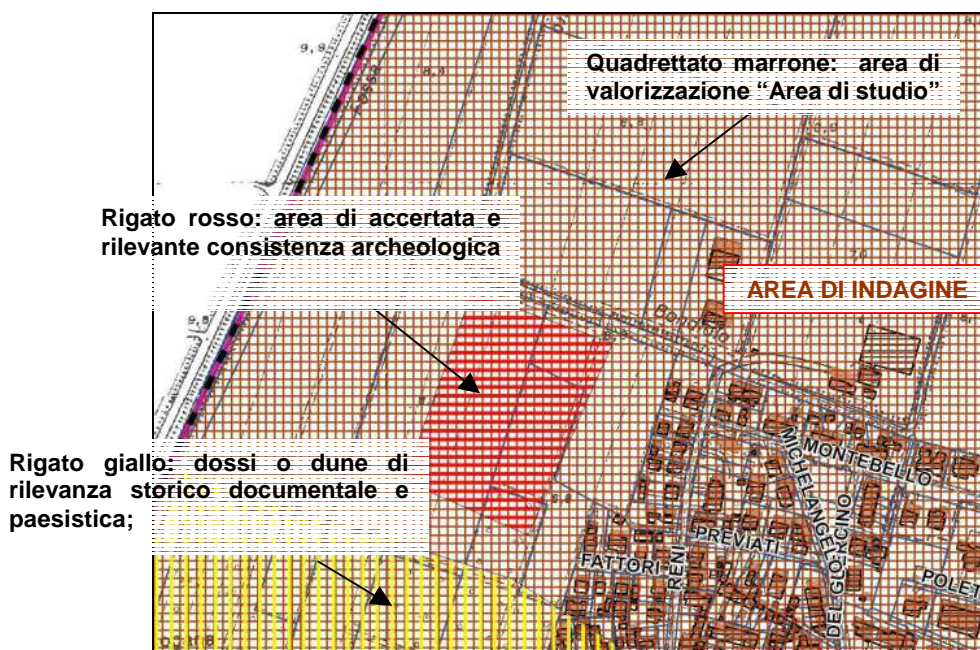


Figura 4: estratto di cartografia interattiva del territorio in relazione agli elaborati del PTCP.

PRG (Figura 5 e Figura 6)

Per quanto riguarda il Piano Regolatore Generale sono stati in primo luogo considerati gli elaborati riferiti a "Zonizzazione" e "Rispetti e vincoli": in relazione alla Zonizzazione (**Figura 5**), l'area di indagine viene classificata come Zona G3, Zona a verde pubblico di riqualificazione ambientale (Art. 53 NTA).

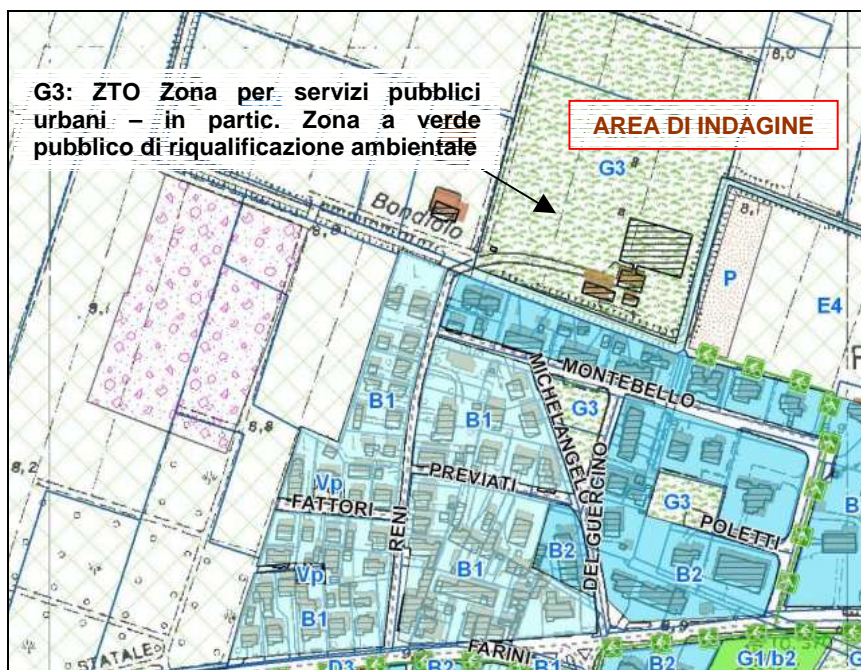


Figura 5: estratto di cartografia interattiva del territorio con riferimento alla zonizzazione comunale (PRG)

In riferimento a “Rispetti e Vincoli” (**Figura 6**), il sito rientra nella fascia di rispetto relativamente ad elettrodi aerei 0.5 Micro Tesla (Art. 71/bis NTA). Non si segnalano altre forme di tutela e/o vincolo rilevanti.

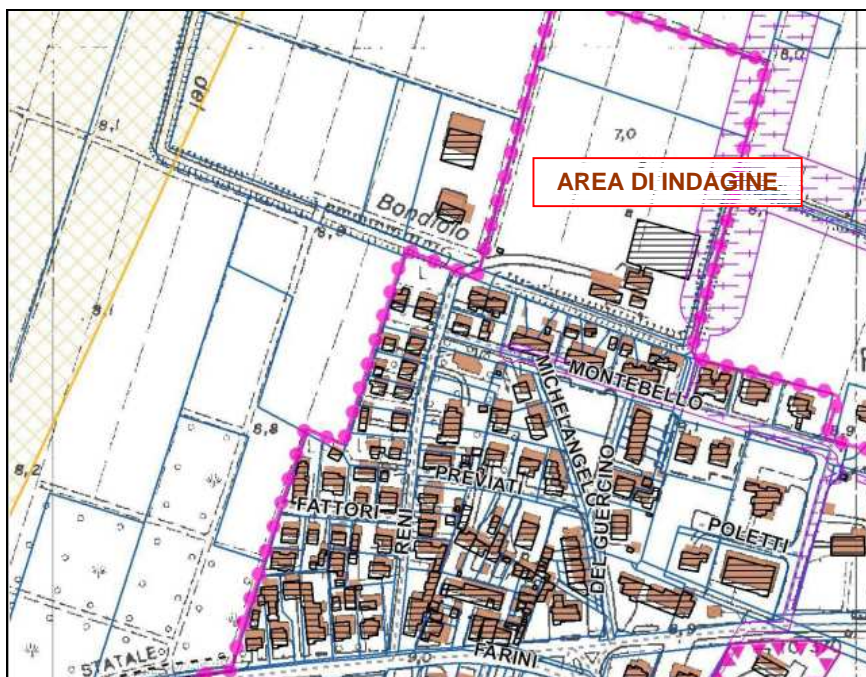


Figura 6: estratto di cartografia interattiva del territorio relativa alle aree sottoposte a rispetto e vincolo (PRG)

Idrografia di superficie e vincoli (Figura 7)

L'area di intervento è inserita in un settore prevalentemente agricolo: ne deriva la presenza di canali di scolo prevalentemente di modesta entità. Il corpo idrico superficiale di maggiore rilievo è il Diversivo Sinistro del Bondiolo che scorre nel settore meridionale ed orientale rispetto l'area di indagine.

In riferimento alle possibili criticità idrauliche è stata considerata la Carta Geografica Unica provinciale dove, in specifico, non si evidenziano elementi di rilievo in relazione all'area di indagine. E' stato possibile, inoltre, escludere l'area indagata tra aree storicamente allagate ed a difficile drenaggio sia per superficialità della falda, sia per impermeabilità dei terreni e per altimetria.

In ultimo è stata presa in considerazione la cartografia esistente in riferimento al Piano stralcio per l'Assetto Idrografico (PAI – estratto in **Figura 7**), secondo la quale l'area di indagine rientra nelle zone di Fascia C, ovvero “aree di inondazione per piena catastofica” (Art.31), in riferimento al Fiume Po, che scorre a circa 7,10 chilometri a nord rispetto al sito indagato.

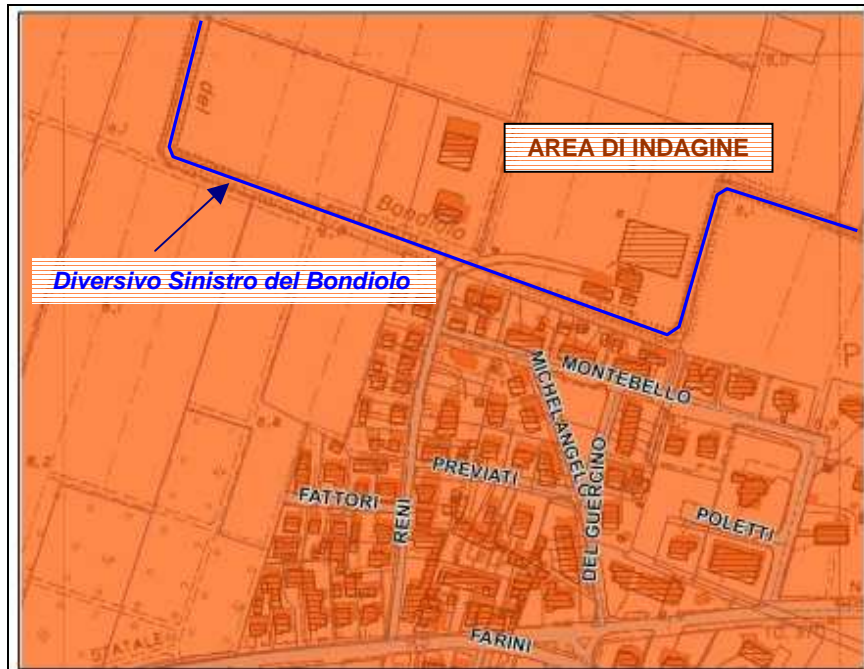


Figura 7: estratto di cartografia interattiva del territorio relativa alle aree inondabili (da P.A.I.)

5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E STRUTTURALE

5.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il contesto geologico in cui si inserisce l'area in esame è stato definito mediante consultazione di cartografica esistente. Tale operazione ha avuto l'intento di ricostruire, a livello generale, la disposizione delle formazioni geologiche presenti nell'area di intervento, per disporre di preliminari informazioni sulla probabile natura tessiturale dei terreni superficiali.

In generale l'assetto geologico dell'Emilia-Romagna è il risultato dei movimenti crostali che, a partire dal Terziario, hanno coinvolto due placche continentali: il blocco sardo-corso da una parte e la microplacca Padano-Adriatica dall'altra. Questo movimento ha condotto all'orogenesi dell'Appennino Settentrionale, avvenuta nel Terziario, e alla successiva formazione dell'avanfossa padana, chiusa a nord dalla catena alpina meridionale (Sudalpino), già sollevatasi a partire dall'era Mesozoica.

Il progressivo riempimento del bacino marino, fino alle condizioni di continentalità, avviene attraverso eventi tettonico-sedimentari separati nel tempo da periodi di forte subsidenza bacinale. Queste alternanze di eventi è testimoniato da numerose superfici di discontinuità stratigrafica che "marcano" le diverse fasi ed affiorano sul margine appenninico.

La fase deposizionale di riferimento è rappresentata dal **Supersistema Emiliano – Romagnolo**, o Allogruppo Emiliano-Romagnolo, che viene descritta come *"Depositi alluvionali, deltizi, litorali e marini organizzati in successioni cicliche di vario ordine gerarchico. Comprende due alloformazioni (Alloformazione Emiliano-Romagnola Inferiore e Alloformazione Emiliano-Romagnola Superiore). Spessore massimo: ~ 700 m. Età: ~ 700.000 a – Attuale.*

La documentazione cartografica consultata nello specifico è la Carta Geologica di Pianura della Regione Emilia-Romagna, scala 1:250.000, di cui si riporta uno stralcio in **Figura 8**.

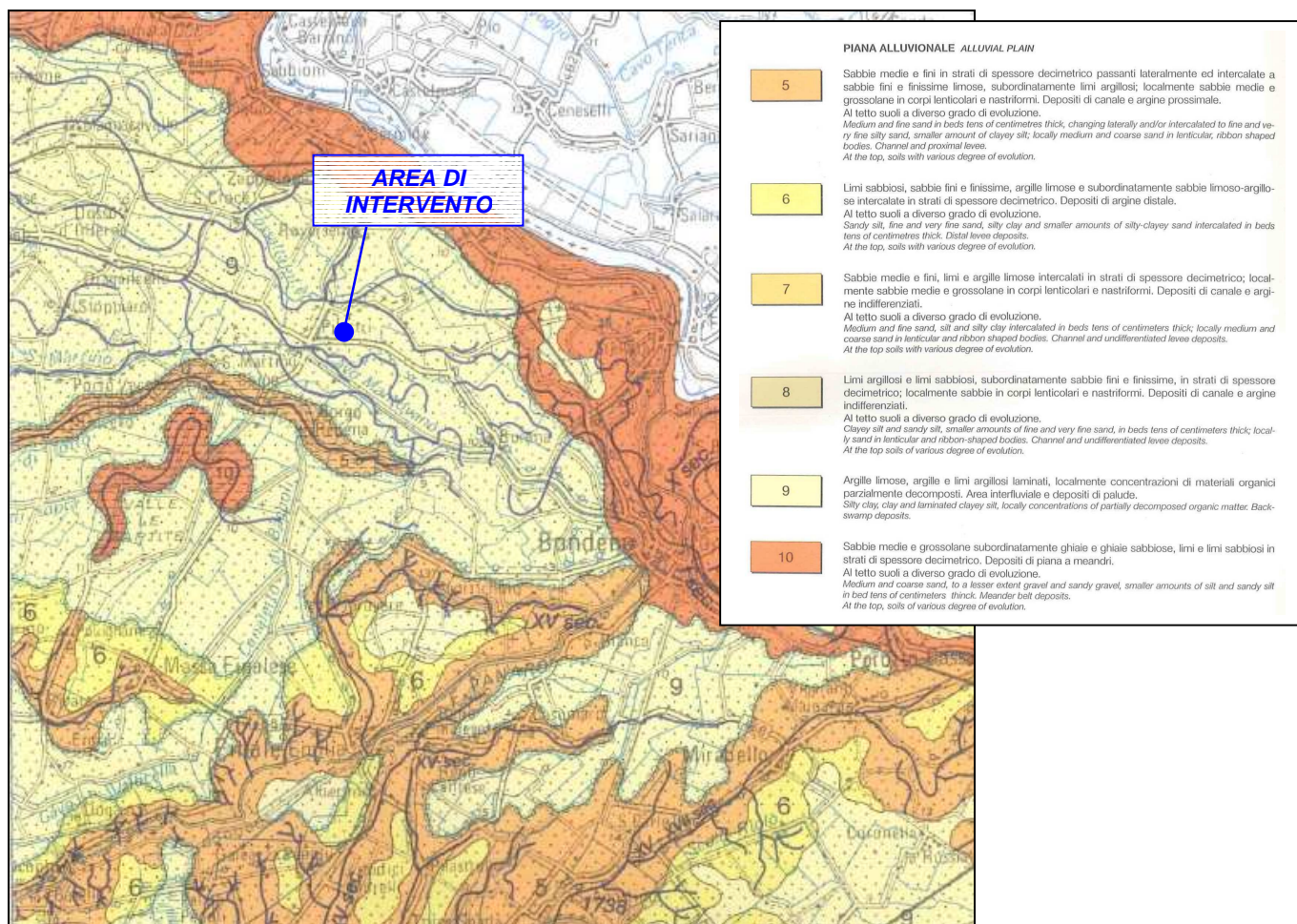


Figura 8. Estratto di carta Geologica di Pianura dell'Emilia Romagna indicante le formazioni presenti in corrispondenza e prossimità dell'area di intervento

Come mostrato in **Figura 8** il lotto oggetto di caratterizzazione si colloca in corrispondenza di depositi di piana alluvionale caratterizzati da “(litotipo 9) *Argille limose, limi e limi argillosi laminati, localmente concentrazioni di materiali organici parzialmente decomposti*”.

Allo stato di avanzamento attuale, l'informatizzazione della Carta Geologica Regionale non interessa il settore di intervento, tuttavia è presumibile associare le litologie esposte nella carta geologica di pianura considerato, alle Unità di seguito descritte, riferite all'assetto geologico regionale della fascia meridionale della provincia di Ferrara. Nello specifico si tratta di due principali unità caratterizzanti la componente più recente del Supersistema Emiliano-Romagnolo, ovvero:

- *Allomembro (o subsistema) di Ravenna (AES8)*, ovvero la parte sommitale dell'Alloformazione Emiliano-Romagnola Superiore, e
- *Unità di Modena (AES8a)*, porzione sommitale dell'Allomembro di Ravenna.

In particolare **l'Allomembro di Ravenna (AES8)** è definito come *“Unità costituita da ghiaie sabbiose, sabbie e limi, ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua, in contesti di conoide alluvionale, canale fluviale e piana alluvionale intravalliva; da limi, limi sabbiosi e limi argillosi, in contesti di piana inondabile; da alternanze di sabbie, limi ed argille, in contesti di piana deltizia; da sabbie prevalenti passanti ad argille e limi e localmente a sabbie ghiaiose, in contesti di piana litorale. Al tetto l'unità presenta spesso un suolo parzialmente decarbonato non molto sviluppato di colore giallo – bruno”*. La datazione è riferita a Pleistocene superiore – Olocene ed in questo settore si parla, appunto, di depositi di canale, argine e rotta fluviale, in ambiente di piana alluvionale; la tessitura è sabbioso – limosa.

L'Unità di Modena (AES8a) è *“costituita da ghiaie e ghiaie sabbiose o da sabbie con livelli e lenti ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua, in contesti di conoide alluvionale, canale fluviale e piana alluvionale intervalliva; da argille e limi, in contesti di piana inondabile; da alternanze di sabbie, limi ed argille, in contesti di piana deltizia; da sabbie prevalenti passanti ad argille e limi e localmente a sabbie ghiaiose in contesti di piana litorale. Al tetto l'Unità presenta localmente un suolo calcareo poco sviluppato di colore grigio-giallastro”*. Essa viene associata all'Olocene ed anche in questo caso si parla di depositi di canale, argine e rotta fluviale, a tessitura sabbioso – limosa, in ambiente di piana alluvionale.

5.2 INQUADRAMENTO STRUTTURALE

La pianura padana è caratterizzata, dal punto di vista geologico – strutturale, da un complesso sistema di elementi tettonici sviluppati al di sotto della coltre sedimentaria quaternaria (riempimento di avanfossa delle catene appenninica ed alpina); tali elementi sono indice dei movimenti compressivi, sviluppati in direzione NNE, determinanti la formazione della catena appenninica a partire dal Terziario.

A livello regionale, la porzione nord-orientale è caratterizzata da diversi gruppi di pieghe tra cui le pieghe ferraresi; all'esterno di tale struttura si individuano sistemi di faglie compressive, a dimostrazione dei vari fronti di avanzamento.

Il territorio ferrarese ricade nel settore sud-orientale dell'ampio bacino sedimentario padano, caratterizzato da una complessa struttura geologica definita “Dorsale Ferrarese”; in particolare, nel settore occidentale del sottosuolo ferrarese si hanno una serie di depressioni strutturali comprese all'interno delle pieghe ferraresi (alti strutturali sepolti).

In riferimento all'area di intervento, rappresentata in **Figura 9**, si ha la presenza di “sovrascorrimenti profondi post – tortoniano dedotti”, sviluppati per lo più nel settore

meridionale (fonte cartografica Banca dati disponibile on line servizio geologico e sismico dei suoli Regione Emilia Romagna).

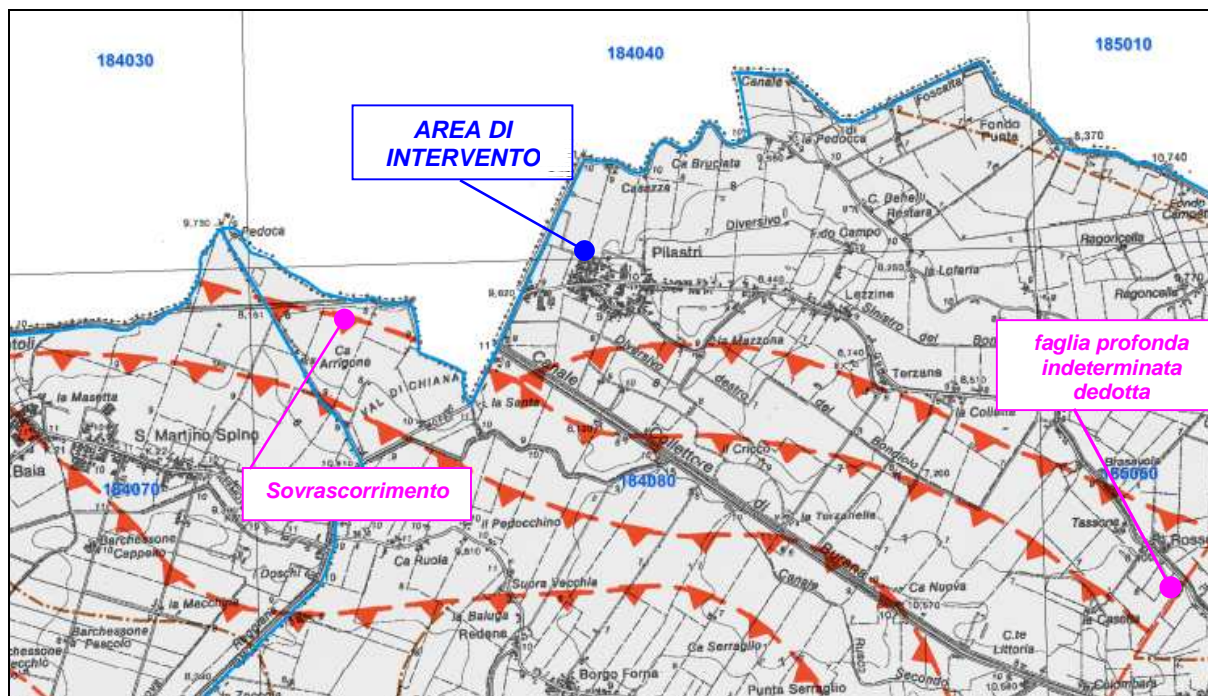


Figura 9: estratto di carta Geologica di Pianura dell'Emilia Romagna - in dettaglio geologia strutturale.

L'estratto mostra inoltre la presenza di una "faglia profonda indeterminata dedotta" nel settore sud-orientale.

6 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

L'assetto idrogeologico dell'area di intervento è stato definito, a livello generale, mediante consultazione della cartografia disponibile. In particolare è stata presa visione dei seguenti elaborati relativi all'indagine geologica del PRG del comune di Bondeno (1977):

- ☒ "Carta delle Isofreatiche Medie" (**Figura 10**)
- ☒ "Carta delle Isopieze"

Dall'analisi della cartografia esistente si individua una soggiacenza media della falda da piano campagna pari a circa 2,0 metri.

In prossimità dell'area di indagine sono individuabili due spartiacque, uno avente sviluppo ovest / est ed uno a sviluppo in direzione nord / sud. Nell'estratto proposto si evidenzia la

presenza di un paleoalveo principale con andamento est/ovest posto in corrispondenza della via Virgiliana (tale aspetto verrà considerato in seguito – rif. cap.7).

Si specifica come l'andamento morfologico della falda freatica e la scala alla quale sono stati elaborati i dati non consentano una definizione precisa della direzione del deflusso freatico. Ulteriore elemento di variabilità è dato dalla datazione dello studio considerato: in questi anni i dati riportati possono essere stati significativamente condizionati da eventuali impianti di emungimento realizzati successivamente allo studio proposto.

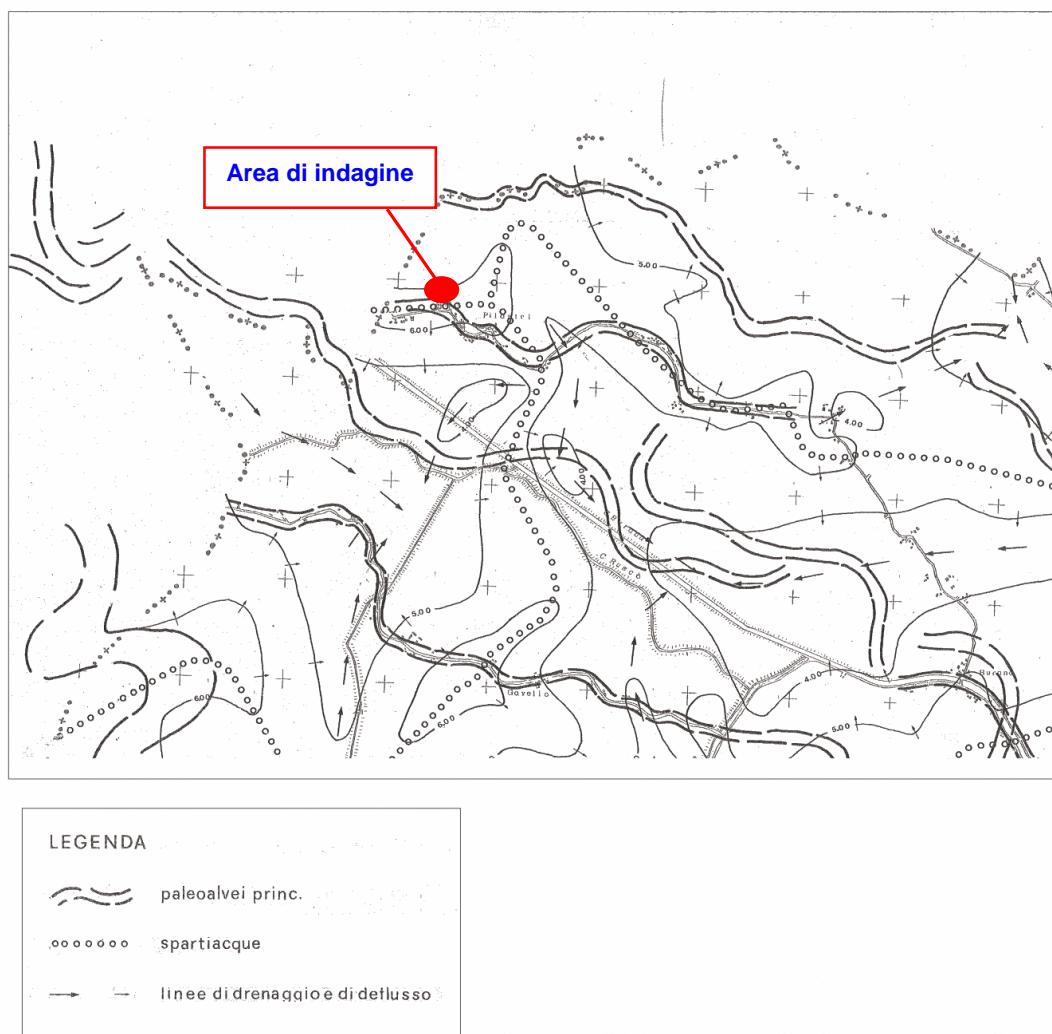


Figura 10: estratto di carta delle isofreatiche medie

7 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Il contesto geomorfologico in cui si inserisce l'area in esame è stato definito dalla consultazione della cartografia esistente; in specifico si fa riferimento alla "Carta Geomorfologica della Pianura Padana" (**Figura 11**) ed in dettaglio alla "Carta Geomorfologica" elaborata entro il Quadro Conoscitivo del PSC elaborato in forma associata vigente (Tavola B2.1 - **Figura 12**).

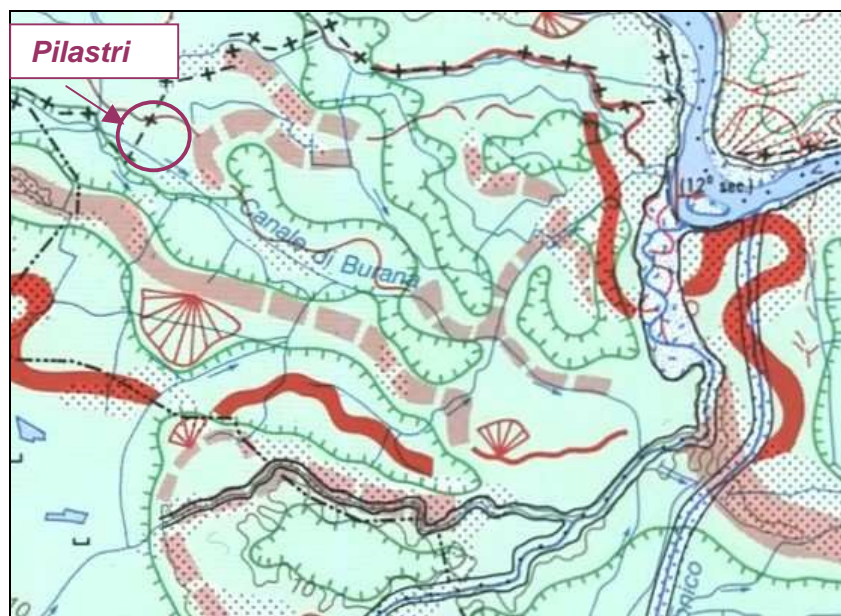


Figura 11

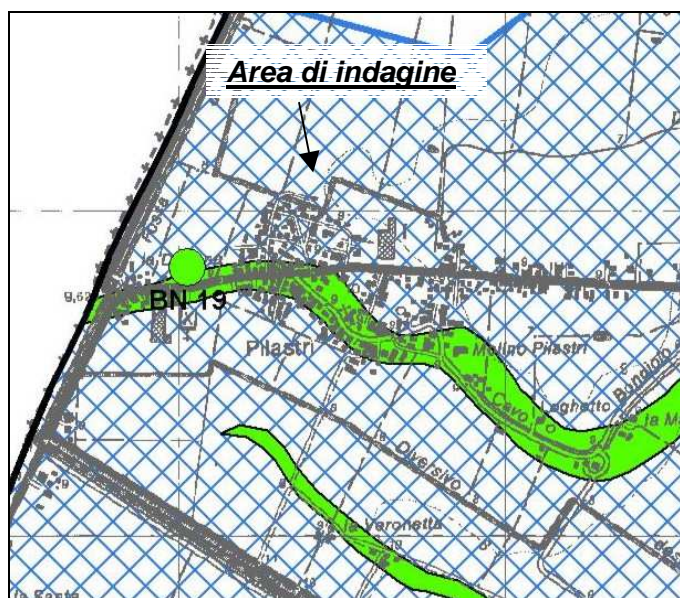


Figura 12



Entrambi gli elaborati mostrano come l'area di indagine non sia interessata da elementi geomorfologici rilevanti (aspetto che invece è riconducibile ad altre zone rappresentate come per esempio il capoluogo comunale caratterizzato da una struttura geomorfologica abbastanza complessa). Con particolare riferimento alla carta geomorfologica di dettaglio, si segnala la presenza di un paleoalveo di ubicazione sicura nella fascia posta a sud rispetto l'area di indagine, con andamento est-ovest, a confermare i dati precedentemente esposti (rif. cap. 6). L'estratto mostra come sia presente anche un altro paleoalveo, di minor entità, nel settore meridionale.

L'inquadramento generale evidenzia la presenza di aree depresse di pianura alluvionale che generalmente si sviluppano in associazione a dossi fluviali e paleoalvei considerati "alti geomorfologici".

Per quanto riguarda la litologia dei sedimenti superficiali, entrambi gli elaborati mostrano come questo settore sia interessato da sedimenti alluvionali caratterizzati principalmente da limi ed argille; gli orizzonti a carattere maggiormente sabbioso si collocano in corrispondenza dei dossi fluviali e dei paleoalvei presenti.

8 PIANO DELLE INDAGINI IN SITO ESEGUITE

Per la caratterizzazione della zona in oggetto è stato predisposto il seguente piano di indagini:

- ☒ n°1 prospezione geofisica di tipo MASW
- ☒ n°1 prova penetrometrica statica CPT a 20,0 m da p. c.

Tali prove risultano sufficienti, per numero e tipologia, per l'indagine del sottosuolo nell'area di intervento; in particolare la prova CPT, che fornisce indicazioni geologiche e geotecniche qualitative e quantitative, verrà utilizzata per le valutazioni di stabilità del complesso terreno-fondazioni; la prospezione geofisica fornirà invece la categoria di suolo ai sensi della normativa vigente.

Di seguito (**Figura 13**) si riporta documentazione fotografica relativa all'esecuzione della prova penetrometrica CPT.



Figura 13: esecuzione CPT 1

9 PROCEDURE DI RIFERIMENTO E NOTE SUL TIPO DI DATI ACQUISITI

9.1 PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (CPT)

La prova penetrometrica statica è stata eseguita mediante penetrometro meccanico con punta standard meccanica tipo Begemann, in accordo con la procedura di riferimento ISSMFE (codice RM) con attrezzatura di spinta ancorata da 20 ton. I vari parametri di prova sono ottenuti mediante le seguenti relazioni energetiche:

resistenza alla punta	$q_c = R_p = Q_o/A_c$
resistenza unitaria di attrito laterale locale	$f_s = R_l = Q_s/A_s$
Rapporto della resistenza (Friction Ratio)	$R_f(\%) = 100 f_s/q_c^*$
indice delle resistenze (Friction Index)	q_o/f_s^*

(R_p , R_f misurate alla stessa profondità)

Dove:

R_p = forza assiale agente sul cono

R_l = forza di attrito per infiggere il manicotto

A_c = area di base del cono

A_s = superficie laterale del manicotto

La prova penetrometrica statica in generale trova applicazione per:

- rilevare l'andamento stratigrafico lungo la verticale
- individuare i tipi di terreno attraversati
- interpolare l'andamento degli strati fra verticali di sondaggio
- misurare la pressione interstiziale

I parametri desunti possono essere utilizzati con affidabilità per valutare:

- l'angolo di attrito e la compressibilità drenata dei terreni granulari
- la resistenza al taglio non drenata dei terreni coesivi.

Meno attendibile risulta la valutazione dei parametri di compressibilità drenata e non dei terreni coesivi.

Da notare che la procedura di riferimento indica l'espressione di q_c e f_s in Pa, kPa o MPa; per una migliore comprensione dei dati si è preferito esprimere i parametri in Kg/cm^2 .

9.2 PROSPEZIONE GEOFISICA MASW

L'indagine sismica di tipo MASW (Multi Channel Analysis of Surface Waves) attivo e passivo sfrutta le onde di superficie (onde di Rayleigh) e il fenomeno della dispersione delle stesse (variazione della velocità di fase con il variare della frequenza).

Si è optato per l'analisi delle onde di superficie dal momento che tale tecnica ha dimostrato ampiamente la sua affidabilità e la capacità risolutiva. Il metodo prevede l'utilizzo di strumentazione classica per sismica a rifrazione ad elevata dinamica (24 bits di conversione A/D), con geofoni a bassa frequenza (preferibilmente da 4,5 Hz). Nella fattispecie per le misure è stato utilizzato un sismografo a 24 canali mod. RAS24 a 24 bits con scarico dei dati direttamente su p.c.. Sono state effettuate 10 registrazioni da 30 secondi ciascuna, per il metodo passivo e una registrazione da 2 secondi, per il metodo attivo. I geofoni usati sono di tipo verticale da 4.5 Hz e grazie alla dinamica dello strumento (24 bits, range dinamico 117 dB), consentono la registrazione delle onde di superficie con contenuto in frequenza fino a circa 2 Hz.

10 ELABORAZIONE DEI DATI

10.1 ELABORAZIONE DEI DATI CPT

In **Allegato 1** sono riportati tutti i parametri geotecnici elaborati dai dati ottenuti dalla prova penetrometrica CPT eseguita in sito. In particolare, nei diagrammi sono graficati i valori di resistenza alla punta R_p e resistenza laterale locale R_f , rilevati ogni 2 cm. Questi valori sono stati ricavati moltiplicando la lettura alla punta o laterale per la costante di trasformazione C_t , la quale è legata alle caratteristiche tecniche del penetrometro impiegato.

La diretta correlazione tra il rapporto $F = R_p/R_f$ e la granulometria dei terreni attraversati (secondo Begemann, 1965 e secondo Schmertmann; Raccomandazioni A.G.I. 1977), rende possibile caratterizzare la natura dei terreni differenziandoli rispettivamente in torbe e argille organiche, limi e argille, limi sabbiosi e sabbie limose e sabbie e sabbie con ghiaia.

Negli allegati vengono riportati i seguenti parametri:

- valutazione litologica secondo Schmertmann ottenuta in base all'analisi dei valori di R_p e del rapporto R_f/R_p %.
- la natura dei terreni classificati come granulari o coesivi, ricavata sempre dal

diagramma di Schmertmann.

- il peso per unità di volume γ' (t/m³), ottenuta dalla relazione esistente tra la densità del terreno e la sua resistenza ad essere attraversato dalla punta;
- la tensione verticale geostatica efficace σ'_{vo} , espressa come

$$\sigma'_{vo} = 1,85 \times z_1 + 0,20 \times \sum \gamma' i$$

dove z_1 è uguale alla profondità media della falda;

- la coesione non drenata C_u (Kg/cm²) (per i terreni di natura coesiva) ottenuto dal rapporto " $C_u = R_p/a$ " (da Sanglerat, 1972) dove " a " è un coefficiente dipendente dalla natura del terreno, e quindi da R_p ;
- l'angolo di attrito interno efficace F (per i terreni di natura granulare), anch'esso correlato alla R_p (Robertson & Campanella, 1983);
- il coefficiente di compressibilità di volume M_v

Il coefficiente di compressibilità M_v viene definito come:

$$M_v = 1/R_p \times a$$

dove il coefficiente " a " è direttamente dipendente da R_p .

10.2 RESTITUZIONE ANALITICA PROSPEZIONE MASW

Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, $V(\text{fase})/\text{freq.}$, può essere convertito nel profilo $V_s/\text{profondità}$. Il metodo passivo sfrutta il rumore naturale, mentre il metodo attivo sfrutta sorgenti sismiche (massa battente).

Tale metodo non è univoco e quindi il modello che ne scaturisce è un modello teorico; per questo motivo è preferibile operare in presenza di dati di taratura (come nel caso specifico) onde ricavare il modello reale.

I dati acquisiti in campagna sono stati quindi elaborati e, grazie ai dati di taratura forniti, è stato possibile ricostruire un modello $V_s/\text{profondità}$ attendibile.

Qualora necessario, in fase di elaborazione, è possibile effettuare il picking della curva Velocità/frequenza per il solo modo fondamentale di vibrazione, oppure per diversi modi di vibrazione (fino al decimo).

11 INTERPRETAZIONE STRATIGRAFICA


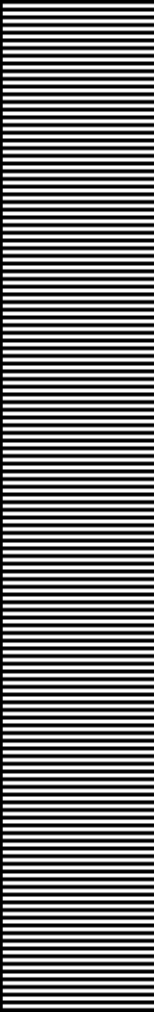
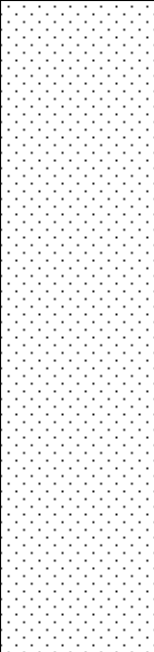
Il **modello stratigrafico**, ricostruito con l'elaborazione dell'indagine geognostica eseguita, segnala la presenza di depositi prevalentemente coesivi nei livelli superficiali, per poi passare in maniera piuttosto netta a depositi incoerenti a partire da circa 13 m da p.c..

In **Tavola 2** si riporta il modello stratigrafico derivante dall'elaborazione della prova eseguita, mentre di seguito viene riportato il dettaglio dei vari orizzonti litologici intercettati (interpretazione secondo Schmertmann).

LIVELLI LITOLOGICI RILEVATI NELLA CPT 1		
PROFONDITA' da p.c. (m÷m)	LITOLOGIA (secondo Schmertmann)	FALDA DA P.C. (m)
0,2 – 0,6	Terre limo-sabbiose, sabbie argillose, limi	3,95
0,6 – 1,6	Argilla inorganica molto compatta	
1,6 – 6,4	Argilla organiche e terreni misti	
6,4 – 9,0	Argilla organiche e terreni misti	
9,0 – 9,6	Terre limo-sabbiose, sabbie argillose, limi	
9,6 – 10,6	Argilla organiche e terreni misti	
10,6 – 12,8	Argilla inorganica compatta	
12,8 – 20,0	Sabbie addensate	

Il livello statico della falda freatica, misurato al termine della prova nel foro di indagine, è stato rilevato a **3,95 m** da p.c.. Sono comunque possibili variazioni stagionali del livello della falda e conseguentemente della frangia capillare ad esso associata.

Committente: Comune di Bondeno	Tipologia di indagini utilizzate: CPT
Ubicazione: Bondeno (FE), loc. Pilastri, via G.Reni	Prove di riferimento: CPT 1

p.c.	litologie	Descrizione (da Schmertmann)	qc kPa (kg/cmq)	fs kPa (kg/cmq)	cu kPa (kg/cmq)	ϕ (°)
1,6		Limo passante ad argilla inorganica molto compatta	1933 (19,7)	93 (0,95)	97 (0,99)	33
12,8		Prevalenti argille organiche e terreni misti con argilla inorganica compatta alla base <div>falda: 4,0 m da p.c.</div>	1432 (14,6)	66 (0,67)	72 (0,73)	22
20		Sabbie addensate	12106 (123,4)	201 (2,05)	-	26

TAVOLA

2



gaia di Elena Ghetti & C. s.n.c.

Sede legale e operativa:

via Pironi, 68, 44012 Bondeno (Ferrara)

Cod. Fiscale e P. IVA: 01637020387

Numero REA (FE): 184859

Tel/Fax: 0532-898245

e-mail: consulenze@gaia-ambiente.eu

**MODELLO STRATIGRAFICO
E GEOTECNICO
DI RIFERIMENTO**

12 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Dall'analisi condotta emerge un terreno composto nel complesso da depositi a comportamento geomeccanico coesivo superficialmente e attritivo a partire da circa 13 m da p.c. e fino alla massima profondità indagata.

La consistenza dei depositi argillosi risulta medio-bassa, con valori minimi di 45 kPa registrati oltre i 6 m da p.c. e massimi di circa 90 kPa nei livelli superficiali fuori falda (valori pertanto da non utilizzare ai fini delle considerazioni geotecniche, in quanto porterebbero ad una sovrastima della portanza). Il grado di addensamento dei depositi sabbiosi e limo-sabbiosi risulta medio-basso e variabile da 30% a 60% (in termini di densità relativa).

Il **modello geotecnico** del sottosuolo, ricavato dall'elaborazione della CPT viene schematizzato in **Tavola 2**.

La tabella seguente riassume nel dettaglio le principali caratteristiche meccaniche che risulteranno fondamentali ai fini delle valutazioni geotecniche principali (portanza e cedimenti).

PARAMETRI GEOTECNICI CPT 1				
PROF. (da mt a mt)	qc media kPa (kg/cm²)	c_u media kPa (kg/cm²)	Ed medio kPa (kg/cm²)	φ (°)
0,2 – 0,6	2118 (21,6)	106 (1,08)	4246 (43,3)	33
0,6 – 1,6	1746 (17,8)	87 (0,89)	4531 (46,2)	-
1,6 – 6,4	1059 (10,8)	53 (0,54)	4423 (45,1)	-
6,4 – 9,0	892 (9,1)	45 (0,46)	4070 (41,5)	-
9,0 – 9,6	3148 (32,1)	157 (1,60)	6286 (64,1)	22
9,6 – 10,6	892 (9,1)	44 (0,45)	4060 (41,4)	-
10,6 – 12,8	1167 (11,9)	58 (0,59)	4580 (46,7)	-
12,8 – 20,0	12101 (123,4)	-	-	26

Si precisa che in questa fase vengono forniti i parametri medi, mentre in fase di calcolo verranno utilizzati i parametri caratteristici degli strati interessati dal cuneo di rottura potenziale.

13 PRINCIPI DELLE NTC 08

Le disposizioni formulate nell'Eurocodice 7 (UNI EN 1997-1:2005 e UNI EN 1997-2:2007) costituiscono le basi concettuali per la formulazione delle NTC 2008, nella sezione dedicata alla progettazione geotecnica. In particolare vengono definiti gli stati limite di un sistema geotecnico (Stato Limite Ultimo **SLU** e Stato Limite di Esercizio **SLE**) e le verifiche di sicurezza e delle prestazioni nei confronti di questi.

Le verifiche vengono effettuate secondo un metodo semiprobabilistico basato essenzialmente su:

- ☒ Scelta idonea del valore di ciascuna variabile in gioco nel modello geotecnico proposto (valore caratteristico)
- ☒ Applicazione del metodo dei coefficienti parziali, i quali devono essere ripartiti con criterio e consapevolezza sulla base dell'esperienza e dell'osservazione del contesto reale di inserimento del progetto

Traducendo il tutto in termini matematici il metodo semiprobabilistico si basa sulla disequazione fondamentale:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

E_d: valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

R_d: resistenza del sistema geotecnico

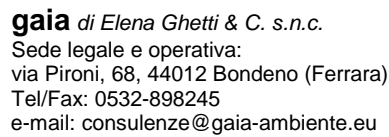
Sostanzialmente la sicurezza è garantita solo quando la resistenza del sistema è maggiore della sommatoria delle azioni che agiscono su questo. Ne deriva che ad influenzare in maniera inequivocabile la stabilità globale sono:

- ☒ Entità delle azioni (permanenti, variabili, accidentali e sismiche)
- ☒ Parametri geotecnici del terreno
- ☒ Resistenza a rottura del sistema

Si ricorda inoltre che:

$$E_d = E [\gamma_F F_K ; X_K / \gamma_M ; a_d]$$

$$R_d = R / \gamma_R [\gamma_F F_K ; X_K / \gamma_M ; a_d]$$



I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi:

- ☒ *Approccio 1 – Combinazione 1:* A1+M1+R1
– *Combinazione 2:* A2+M2+R2
- ☒ *Approccio 2 – Combinazione 1:* A1+M1+R3

Nel caso in esame verrà fornita una stima della capacità portante procedendo attraverso l'Approccio 1 – Combinazione 2, che prevede l'accostamento di parametri più severo nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

14 STIMA CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI STATICHE

14.1 TEORIA SULLA CAPACITÀ PORTANTE RD

La resistenza del sistema geotecnico dell'area indagata viene calcolata a partire dalla teoria della capacità portante secondo Brinch-Hansen (1970) con l'applicazione della formula:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot [s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}] + c \cdot N_c \cdot [s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c] + q \cdot N_q \cdot [s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q]$$

dove

q_{lim} è il carico limite, corrispondente a **R_d** (a seguito delle opportune correzioni);

B è la larghezza della fondazione;

c è la coesione;

q = γ' D;

γ' è il peso di volume. Per il terzo fattore della formula (dal momento che **q = γ' D**) è riferito al terreno compreso tra il piano campagna e il piano di posa della fondazione, per il primo fattore della formula è riferito al terreno compreso tra il piano di posa della fondazione e la profondità alla quale può spingersi il cuneo di rottura;

D è la profondità del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ sono i fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di attrito φ;

s_γ, s_c, s_q sono fattori di forma della fondazione;

i_γ, i_c, i_q sono fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico;

b_γ, b_c, b_q sono fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione della base della fondazione;

g_γ, g_c, g_q sono fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna;

d_γ, d_c, d_q sono fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa;

(Per l'illustrazione di tali fattori si rimanda a specifica letteratura)

Si è calcolata la capacità portante in termini di tensioni totali: questo metodo, nel caso di terreni coesivi, pone il sistema nelle condizioni più gravose, ipotizzando un'applicazione istantanea dei carichi, con conseguente notevole incremento delle pressioni interstiziali, che non possono essere dissipate per drenaggio.

In particolare, operando in termini di tensioni totali, la formula del carico limite si riduce notevolmente e diventa indipendente dalle caratteristiche della fondazione, con le motivazioni che seguono:

Nel caso di terreni coesivi l'angolo di attrito è φ = 0°

Da cui deriva $N_\gamma = 0$; $N_q = 1$ e $N_c = 5,14$;

La formula del carico limite si semplifica notevolmente e diventa:

$$q_{lim} = 5,14 c_{uk} s_c^0 d_c^0 i_c^0 b_c^0 g_c^0 + \gamma D$$

e la q_{lim} netta, cioè la capacità portante del terreno al di sotto della fondazione, senza considerare il contributo del peso del terreno ai lati di questa e, non possedendo alcun dato in merito alle dimensioni dell'opera (pertanto senza includere il contributo dei fattori di forma e profondità):

$$q_{lim} \text{ netta} = 5,14 c_{uk}$$

Dove c_{uk} è la coesione caratteristica non drenata.

A questo punto la formula viene parzialmente corretta secondo le disposizioni attualmente in vigore, ovvero attraverso il metodo dei coefficienti parziali, riducendo il fattore c_{uk} a c_{uk}/γ_{cu} e dividendo inoltre la R_d risultante per il coefficiente γ_R , come indicato di seguito:

$$R_d = 5,14 * c_{uk} / \gamma_{cu}$$

$$R_d \text{ capacità portante} = R_d / \gamma_R$$

14.2 CALCOLO DELLA RESISTENZA DEL SISTEMA GEOTECNICO

I valori di c_u utilizzati per la determinazione della portanza sono quelli relativi al livello argilloso compreso tra 4,0 e 6,0 m da p.c. nel caso di platea e compreso tra 2,0 e 2,8 m da p.c. nel caso di trave o plinto: questi risultano essere i livelli più scadenti interessati dall'instaurarsi del potenziale cuneo di rottura, nel caso di fondazioni indicate.

Di seguito la valutazione della portanza netta.

STIMA ORIENTATIVA CAPACITA' PORTANTE – condizioni statiche					
APPROCCIO	FONDAZIONE	CALCOLO c_{uk}	c_{uk} (kPa)	c_{uD} (kPa)	R_d netta (kPa)
1- COMB. 2	PLATEA	5% della distribuzione della media del campione	49	35	100
	TRAVE O PLINTO	5% della distribuzione dell'intero campione	41	29,3	84

Si precisa che con c_{uk} è stato indicato il valore caratteristico, mentre con c_{uD} il valore di progetto, derivante dalla divisione del valore caratteristico per il relativo coefficiente parziale. Inoltre si rimarca che la R_d è una R_d netta, ovvero calcolata cautelativamente senza includere il contributo del terreno ai lati della fondazione, e senza considerare i fattori incrementali di forma e profondità delle fondazioni.

15 CONSIDERAZIONI SUI CEDIMENTI

Di seguito alcune considerazioni sulle deformazioni verticali in presenza di strutture sul sito di intervento, fermo restando che le valutazioni quantitative dipendono in maniera palese dalla geometria di fondazione e, chiaramente, dai carichi di progetto.

- ☒ I moduli edometrici dei depositi argillosi superficiali hanno valori discreti, tuttavia lo spessore argilloso complessivo si spinge fino a 13 m da p.c., pertanto, nel caso di fondazioni che diano luogo a bulbi di tensione che interessano tale volume, è lecito attendersi cedimenti apprezzabili, in particolar modo in concomitanza di carichi di progetto importanti.
- ☒ A partire da 13 m da p.c. si rileva presenza di sabbie, anche addensate, pertanto, anche in presenza di carichi di progetto importanti, le deformazioni di tali depositi risultano limitate, e, per la maggior parte, in esaurimento durante le fasi costruttive.

16 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Le onde sismiche legate ad un evento tellurico, subiscono riflessioni e rifrazioni durante la loro propagazione, a causa delle eterogeneità crostali.

Negli strati più superficiali, dal punto di vista geotecnico, questo può causare variazioni della capacità portante, oppure dar luogo a incrementi della spinta sulle opere di sostegno, o ancora causare veri e propri fenomeni di instabilità, particolarmente nei terreni potenzialmente liquefacibili.

Le onde meccaniche generate da un terremoto inducono effetti diversi in relazione al tipo di terreno, a seconda che questo abbia un comportamento stabile o instabile sotto l'effetto del moto vibratorio legato al sisma. Il terreno ha un comportamento stabile quando le sollecitazioni del sisma sono inferiori alla resistenza al taglio del terreno, quando i terreni sono costituiti da ghiaie, sabbie addensate e argille consistenti.

Il terreno ha un comportamento instabile quando le sollecitazioni del sisma superano la resistenza al taglio del terreno e questo si verifica in terreni caratterizzati dalla presenza di argille molli e in terreni saturi, con effetto di degradazione legati alla pressione interstiziale.

16.1 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO DA PROVA MASW

L'indagine eseguita ha permesso la determinazione dell'andamento della velocità delle Vs fino a circa 33 m di profondità.

Per quanto concerne i dettagli relativi alle caratteristiche geometriche dello stendimento, sono stati utilizzati 24 geofoni in linea con interdistanza di 2 m.

Di seguito (**Figura 14**, **Figura 15**, **Figura 16**) si riportano le immagini relative alla curva di dispersione delle onde di Rayleigh e del modello che ne deriva previa inversione dei dati. L'errore RMS calcolato è del 0.4%.

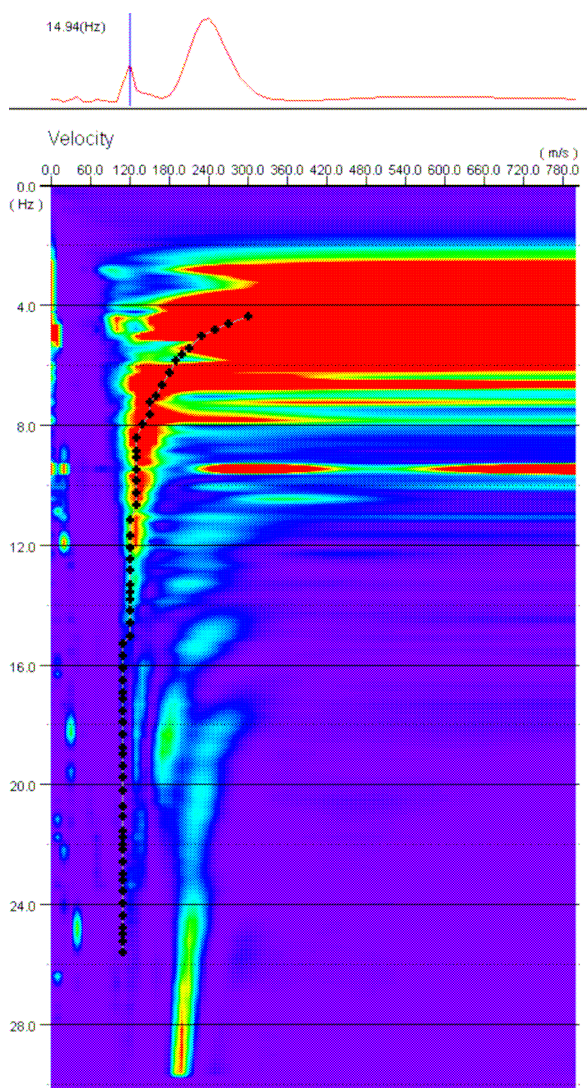


Figura 14: curva di dispersione cumulativa metodi attivo e passivo

Dispersion Curves

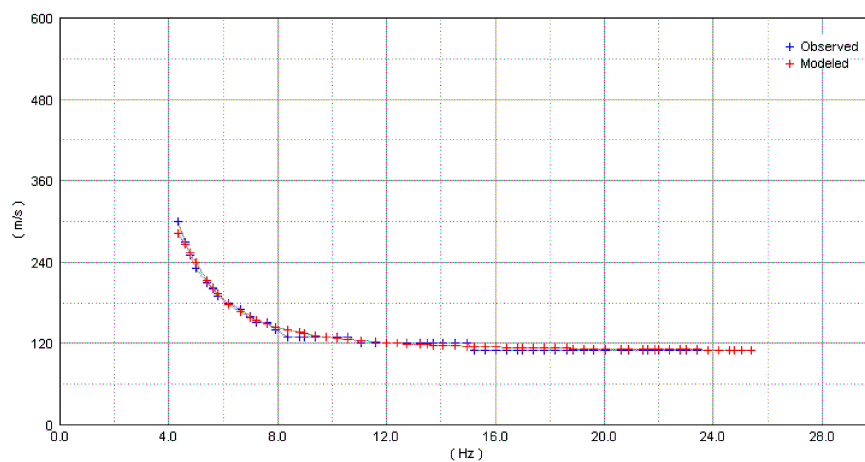


Figura 15: curva di dispersione misurata (in blu) e calcolata (in rosso)

Models

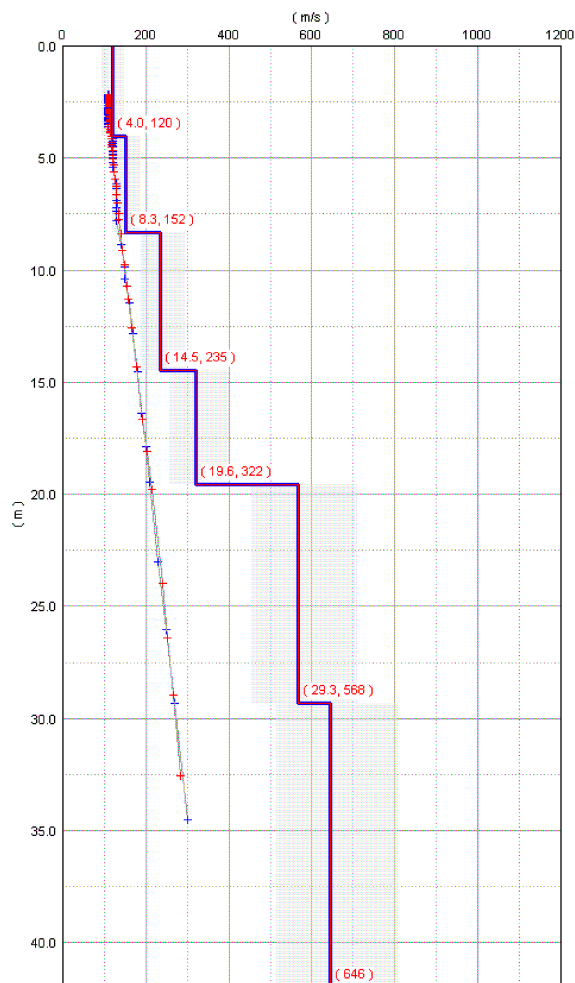


Figura 16: modello risultante dall'inversione dei dati)

La V_{s30} è stata ricavata dalla formula:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{v_i}}$$

Nel caso specifico è risultato:

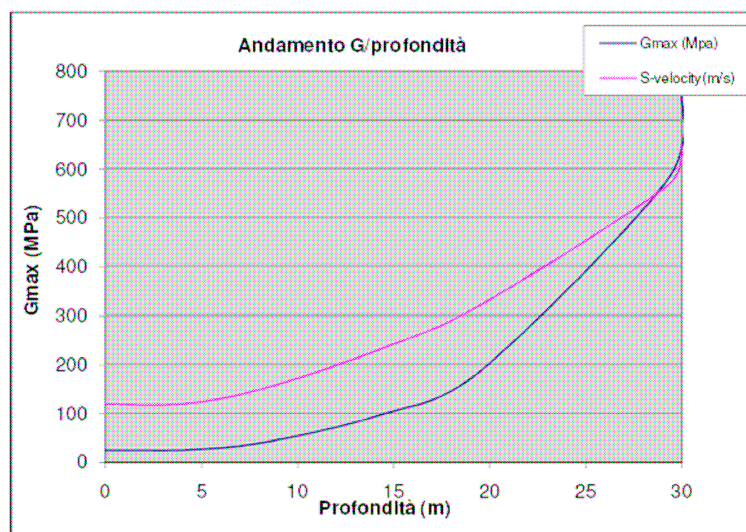
$V_{s30} = 246$ m/s

Si tratta quindi di un suolo tipo **C (S = 1,50** secondo le NTC), ovvero

“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)”.

In **Figura 17** si riporta un grafico dell'andamento delle Vs e del modulo Gmax con la con la profondità, unitamente all'andamento delle Vs rilevate.

Depth(m)	S-velocity(m/s)	Gmax (Mpa)	ρ (t/mc)
0.0	120	26	1.80
4.0	120	26	1.80
8.3	152	42	1.80
14.5	235	99	1.80
19.5	322	187	1.80
29.3	568	581	1.80
30.0	646	751	1.80



V_{s30} (m/s) = 246

Figura 17: andamento Gmax e Vs con la profondità

16.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DA DEL. REG. 112/07

Facendo riferimento all'atto di indirizzo della Regione Emilia-Romagna n°12 del 02.05.2007, in merito a "Indirizzi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica" si riporta in **Figura 18** lo spettro di risposta elastico relativo e l'accelerazione di picco massima.

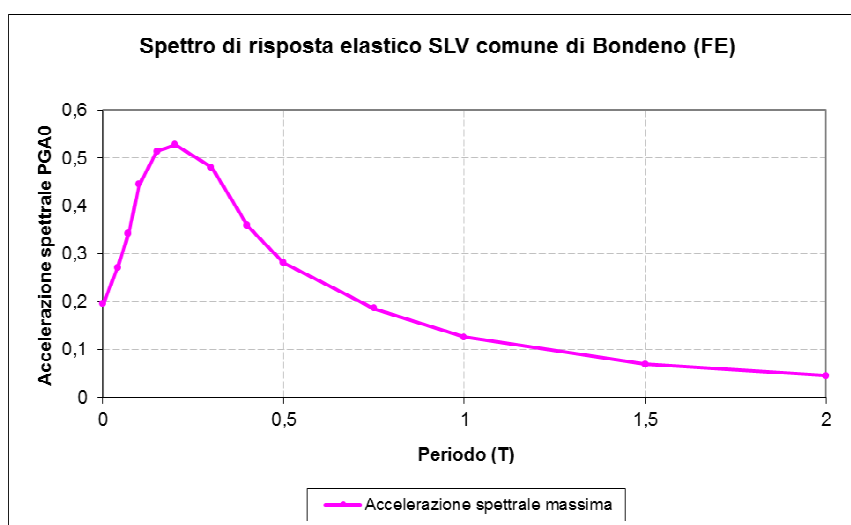


Figura 18: spettro di risposta elastico in accelerazione – comp. orizzontale

VALORI DI RIFERIMENTO DA DEL. REG. 112/07	
PARAMETRO	VALORE
AMBITO	PIANURA 2
a_{refg}	0,130 g
F.A. di P.G.A.	1,5
F.A. topografico	1,00
Acc max di picco al suolo	0,195 g
F.A. intensità spett. ($0,1s < T_0 < 0,5s$)	1,8
F.A. intensità spett. ($0,5s < T_0 < 1,0s$)	2,3

17 ANALISI DEL RISCHIO ALLA LIQUEFAZIONE

La verifica di liquefazione dei suoli, è stata eseguita sui livelli potenzialmente liquefacibili, secondo il metodo di Robertson e Wride (1998), come prescritto anche dalla Del. Reg. 112/07.

E' noto che nei sedimenti granulari la presenza di percentuali di argilla riduce in maniera rilevante la suscettibilità alla liquefazione dei depositi. Anche la presenza di strati superficiali non liquefacibili con spessore maggiore di 3 metri può ulteriormente contrastare la liquefazione degli strati sottostanti.

Nell'area la falda freatica è stata posta cautelativamente alla profondità di **3,95 m** dal p.c. attuale. Cautelativamente le considerazioni sulla liquefazione sono state effettuate considerando la falda a 3 m da p.c..

Con l'indagine geognostiche eseguite sono state evidenziate le disomogeneità stratigrafiche verticali. Il calcolo del coefficiente di sicurezza F_s individua con $F_s < 1,0$ indica la possibilità che avvenga la liquefazione, mentre $F_s > 1,0$ esclude la possibilità del fenomeno. Nel caso specifico la verifica alla liquefazione è stata effettuata sui livelli totalmente o parzialmente incoerenti intercettati nei primi 20 m (solitamente più suscettibili a fenomeni di liquefazione).

17.1 PROCEDURA DI CALCOLO DEL FATTORE DI SICUREZZA A LIQUEFAZIONE D APROVA CPT

La verifica è stata articolata secondo le seguenti fasi:

- ☒ Determinazione dei parametri necessari ai calcoli, dall'elaborazione della prova penetrometrica statica; nello specifico si tratta delle resistenze di punta q_c e laterale f_s , della pressione atmosferica P_a , della tensione litostatica totale σ_{v0} e tensione litostatica efficace σ'_{v0} .
- ☒ Definizione del tipo di suolo attraverso l'indice I_c (Robertson e Wride, 1998), definito come:

$$I_c = [(3,47 - \log Q)^2 + (1,22 + \log F)^2]^{0,5}$$

Con:

$$Q = [(q_c - \sigma_{v0}) / P_a] * [(P_a / \sigma'_{v0})^n]$$

$$F = [f_s / (q_c - \sigma_{v0})] * 100\%$$

- ☒ Calcolo della resistenza conica normalizzata Q , con adeguato esponente n (nel caso in esame pari a 0,5).
- ☒ Calcolo della resistenza penetrometrica statica normalizzata q_{c1N}

$$(q_{c1N}) = C_q * (q_c / P_a)$$

Con $C_q = (P_a / \sigma'_{v0})^n$, in cui n = è l'esponente utilizzato per calcolare I_c .

- ☑ Trasformazione della resistenza penetrometrica statica normalizzata q_{c1N} in resistenza penetrometrica statica normalizzata equivalente a sabbia pulita $(q_{c1N})_{CS}$ attraverso la relazione:

$$(q_{c1N})_{CS} = K_c * (q_{c1N})$$

In cui K_c , nel caso $I_c > 1,64$ rispetta la seguente equazione, proposta da Robertson e Wride (1998):

$$K_c = -0,403 I_c^4 + 5,581 I_c^3 - 21,63 I_c^2 + 33,75 I_c - 17,88$$

- ☑ Calcolo della capacità del terreno di resistere alla liquefazione, CRR_M , a partire dalla definizione della resistenza a liquefazione per un terremoto di magnitudo 7,5 ($CRR_{7,5}$), dalla definizione del fattore di correzione della Magnitudo MSF (da Idriss, 1995):

$$CRR_{7,5} = 93 [(q_{c1N})_{CS} / 1000]^3 + 0,08$$

$$MSF = 10^{0,99} / M^{1,13}$$

$$CRR_M = CRR_{7,5} MSF$$

Dove M è la magnitudine di riferimento per l'area di intervento (nel caso specifico è stata usata la magnitudine regionale massima $M = 6,14$, senza ricorrere al processo di disaggregazione, anche alla luce dei recenti episodi sismici che hanno interessato la pianura padana emiliana).

- ☑ Correzione della CRR_M in CRR_{eq} per il fattore K_α (funzione della topografia) e K_σ (funzione della pressione litostatica efficace).

$$CRR_{eq} = CRR_M K_\alpha K_\sigma$$

- ☑ Calcolo del fattore di sicurezza a liquefazione come rapporto tra la capacità di resistenza a liquefazione e la domanda richiesta per il sito in esame:

$$F_s_{liq} = CRR_{eq} / CSR$$

In cui:

$$CSR = 0,65 (a_{max} / g) * (\sigma_{v0} / \sigma'_{v0}) * r_d$$

In cui, a sua volta, $a_{\max} = a_g * (S_T * S_S)$. In questa formula a_g è l'accelerazione di riferimento per il comune interessato (da D.R. 112/07); S_T è il coefficiente di amplificazione topografico, S_S è il coefficiente di amplificazione dipendente dalla categoria di suolo, r_d è un coefficiente di riduzione con la profondità.

17.2 RISULTATI VERIFICA LIQUEFAZIONE DA PROVA CPT

I risultati della verifica a liquefazione vengono riportati in **Allegato 2**; l'elaborazione è stata effettuata attraverso il software Cliq v. 1.5.1.26 della Geologismiki Geotechnical Engineers - Serrai (Grecia). In particolare:

- ☑ Gli F_s , calcolati ogni 20 cm, risultano tutti > 1 , come mostra il log dell'andamento dell' F_s (stralcio di **Figura 19**).
- ☑ Il grafico "Summary of liquefaction potential" (Allegato 2), in cui sono plottate le coppie di punti rapporto d'attrito normalizzato - resistenza conica normalizzata, mostra che, complessivamente, tutti i punti ricadono a cavallo tra le aree A1 e B. In particolare la maggior parte dei punti ricade in Area B (liquefazione e perdita di resistenza post-sismica improbabile), anche se occorrerebbero prove specifiche per la verifica del rammollimento ciclico; la restante parte delle coppie di valori ricade in zona A1, in cui il potenziale a liquefazione dipende dall'entità e durata del carico ciclico.
- ☑ Per quanto riguarda la quantificazione del potenziale a liquefazione (I_L o LPI), si ricorda che questo è formulabile come segue:

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

In cui:

z è la profondità dal p.c.,

$w(z) = 10-0,5z$

$F(z) = 1-F_s$ se $F_s \leq 1$; $F(z) = 0$ se $F_s > 1$ (con F_s = fattore di sicurezza a liquefazione)

Dai valori risultanti di I_L si può stimare il rischio a liquefazione così come segue:

$0 < I_L \leq 5$ il rischio di liquefazione è basso
 $5 < I_L \leq 15$ il rischio di liquefazione è elevato
 $I_L > 15$ il rischio di liquefazione è estremamente elevato

E nel caso specifico, poichè la cumulata dei singoli I_L fornisce un valore complessivo pari a $I_L = 0$, (**Figura 19**), il rischio risulta basso.

- ☒ Le stratigrafie risultanti con correlazioni di Robertson (in Allegato 2) risultano nel complesso in accordo con quelle ricavate da correlazione di Schmertmann e utilizzate per il modello stratigrafico e geotecnico dell'area di intervento.

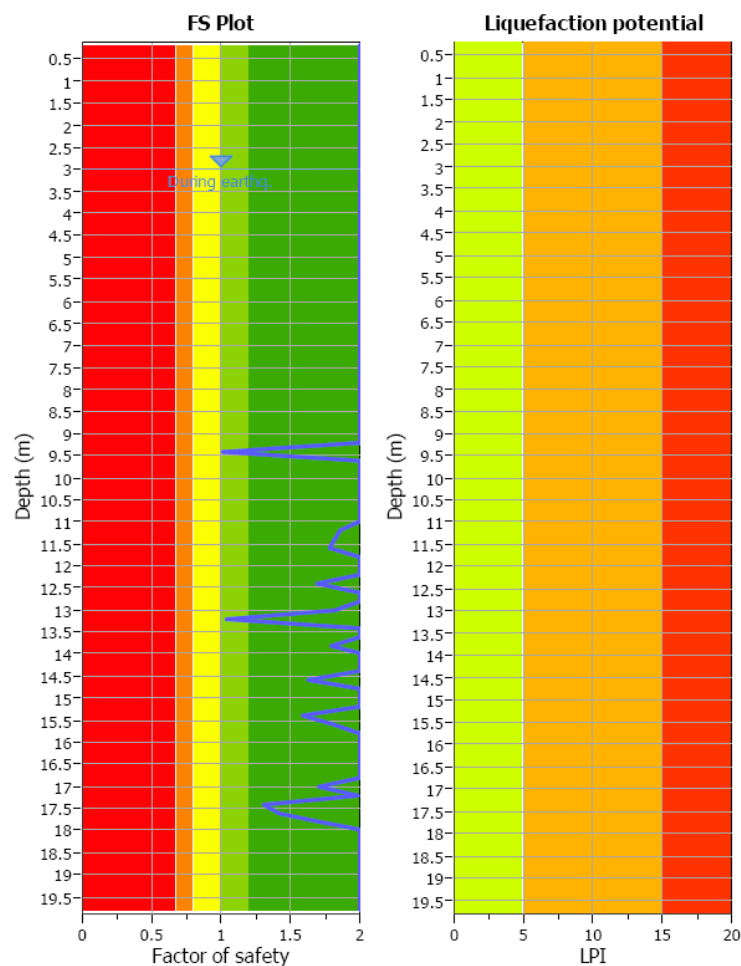


Figura 19: grafici dell'andamento di Fs (a sinistra) e della cumulata dell LPI (a destra)

In Allegato 2 si riporta il report completo della verifica eseguita, comprensivo delle elaborazioni per ogni singola lettura.

17.3 RISULTATI VERIFICA LIQUEFAZIONE DA PROVA MASW

L'indagine sismica e i sondaggi effettuati rilevano livelli di natura granulare a partire da 13 m dal piano campagna.

Come previsto dalle linee guida AGI, per questi livelli, fino a 20 m di profondità da p.c., è stata eseguita una verifica alla liquefazione.

Utilizzando quindi le velocità V_s misurate e supponendo la presenza di una percentuale di limo e/o argilla compresa tra il 5% e il 35%, nonché una magnitudo di riferimento $M = 6.14$ (valore indicato dalle ZS9) è stato calcolato il coefficiente di sicurezza (previa una "normalizzazione" dei dati ottenuti per riportarli alla magnitudo di riferimento) così come segue:

$$F_s = CRR_{7.5}/CSR_{7.5}$$

dove:

$CRR_{7.5}$ = rapporto di resistenza ciclica (per $M=7.5$)

$CSR_{7.5}$ = rapporto di tensione ciclica (per $M=7.5$)

I risultati ottenuti (tabella sottostante e grafico in **Figura 20**) indicano che non si presenta un potenziale rischio di liquefazione.

profondità (m)	V_s	V_{s1}	CSR	$F_s = CRR_{7.5}/CSR_{7.5}$
13.0	322	294	0.116	1.76
14.0	322	290	0.115	1.70
15.0	322	286	0.113	1.65
16.0	322	283	0.111	1.60
17.0	322	280	0.108	1.56
18.0	322	276	0.106	1.53
19.0	322	274	0.103	1.49
20.0	322	271	0.100	1.46

La velocità delle onde sismiche viene ricondotta ad un valore V_{s1} , ovvero ad un valore normalizzato ad una tensione efficace $p_a = 100$ kPa attraverso la:

$$V_{s1} = C_v \cdot V_s = V_s \cdot (p_a / \sigma'_{v0})^{0.25}$$

RAPP. TENSIONALE CICLICO

$$CSR = \tau_{media} / \sigma' = 0.65 \cdot (a_{max} / g) \cdot (\sigma_v / \sigma'_v) \cdot r_d$$

a_{max} = accelerazione di picco al piano campagna

g = accelerazione di gravità

σ_v/σ'_v = tensione totale ed efficace nel sottosuolo

r_d = coefficiente riduttivo dell'azione sismica alla profondità d'interesse che tiene conto della deformabilità del sottosuolo

COEFFICIENTE DI SICUREZZA ALLA LIQUEFAZIONE

$$F_s = CRR_{7.5}/CSR_{7.5}$$

CSR riferito ad terremoto di magnitudo 7.5 $(CSR)_{M=7.5} = (CSR)_M/MSF$

fattore di scala per la magnitudo $MSF = 6.9 \cdot \exp(-M/4) - 0.058$

RAPP. DI RESISTENZA CICLICA (riferito a $M = 7.5$)

$$CRR_{7.5} = 0.022x(V_{S1}/100)^2 + 2.8x(1/(V_{S1}^* - V_{S1}) - 1/V_{S1}^*)$$

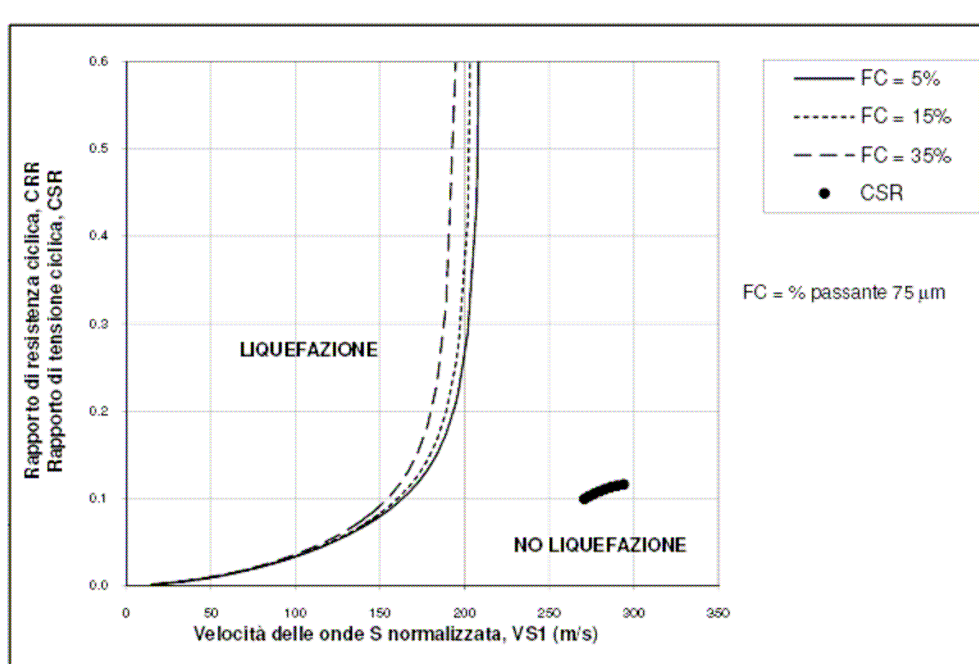


Figura 20: grafico degli F_s plottati, calcolati ogni metro, da elaborazione prova MASW

18 CEDIMENTI POST-SISMICI

Terreni incoerenti (saturi e non), se sottoposti a forze dinamiche temporanee, quali intense vibrazioni o eventi tellurici, subiscono un riordino delle particelle, che si traduce in una compattazione dello strato interessato, e quindi in un cedimento, denominato *post-sismico*. L'entità della deformazione verticale è funzione della densità iniziale del deposito (per le sabbie), del grado di sovraconsolidazione (per le argille), del suo spessore e della massima resistenza che si sviluppa nello strato.

In depositi incoerenti asciutti il cedimento post-sismico avviene pressoché immediatamente, mentre nei depositi incoerenti e coesivi saturi si completa quando le sovrappressioni interstiziali, generate dalle forze dinamiche, vengono interamente dissipate.

La valutazione dei cedimenti post-sismici viene usualmente fatta per i terreni incoerenti; effettivamente il riordino dei granuli in uno strato a seguito della dissipazione delle sovrappressioni è spesso legata al fenomeno della liquefazione, che interessa i soli depositi sabbiosi. Tuttavia anche depositi coesivi soffici e/o plastici, sotto carichi dinamici particolarmente intensi, possono subire un riassetto delle particelle.

L'allegato A3 della Delibera della Regione Emilia-Romagna n°112/07 fornisce le "Procedure di riferimento per analisi di terzo livello di approfondimento". In particolare stabilisce i criteri per una caratterizzazione sismica piuttosto spinta, quali la stima del potenziale di liquefazione, i cedimenti post-sismici in terreni granulari (saturi e non) e coesivi, l'identificazione dei pendii potenzialmente instabili.

Si precisa che nel caso in esame i cedimenti post-sismici sono stati calcolati nei livelli argillosi critici e sabbiosi (anche se sempre con $F_s > 1$) intercettati nei 20 m della CPT 1, utilizzando le relative procedure.

18.1 PROCEDURA PER TERRENI GRANULARI SATURI

Il calcolo dei cedimenti post-sismici in terreni granulari saturi, secondo il metodo Tokimatsu e Seed (1987), ha origine dalla seguente formula:

$$\Delta H = H_0 * \varepsilon_v$$

In cui H_0 è la potenza dello strato e ε_v è la deformazione volumetrica

La procedura di calcolo è la seguente:

- ☑ Determinazione della $CSR_{7,5}$ come illustrato nel calcolo della liquefazione.
- ☑ Calcolo della $(N_1)_{60CS}$ dalla $(q_{c1N})_{CS}$ precedentemente calcolata per la liquefazione, attraverso la correlazione tra dati SPT e CPT (Robertson 1992, Hegazy e Mayne 1995)

$$(N_1)_{60CS} = B_1 * [(q_{c1N})_{CS}]^{B2}$$

In cui $B1 = 0,488$ e $B2 = 0,779$

- ☑ Determinazione della $(N_1)_{60}$ attraverso la relazione con $(N_1)_{60CS}$ (Youd e Idriss, 1997)

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta * (N_1)_{60}$$

$$\text{cioè } (N_1)_{60} = [(N_1)_{60CS} - \alpha] / \beta$$

In cui α e β sono dipendenti dal contenuto di fine

- ☑ Stima dello sforzo volumetrico ε_v , funzione della $CSR_{7,5}$ e della $(N_1)_{60}$ attraverso l'abaco proposto da Tokimatsu e Seed (1987), che viene riproposto di seguito in **Figura 21:**

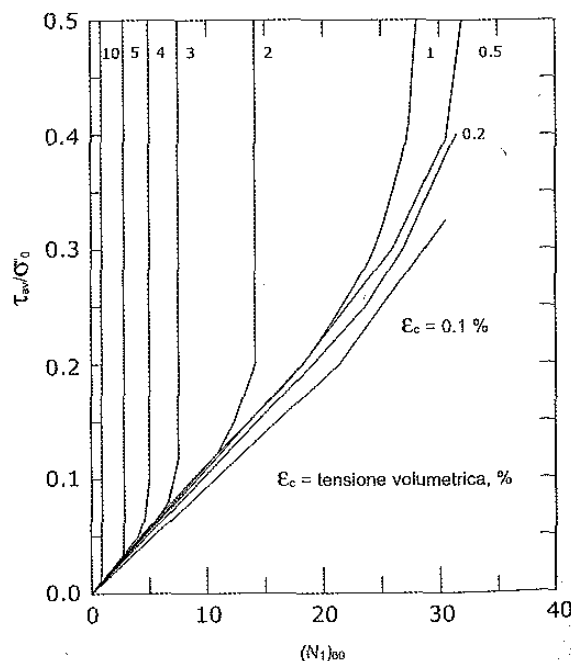


Figura 21: abaco per la definizione della deformazione volumetrica

La procedura suggerisce che la stima delle deformazioni venga eseguita per terreni incoerenti con densità relativa $< 75\%$.

18.2 PROCEDURA DI CALCOLO SU TERRENI COESIVI

Il calcolo dei cedimenti post-sismici in terreni coesivi ha origine dalla seguente formula:

$$\Delta H = H_0 * \varepsilon_{vr}$$

In cui H_0 è lo spessore dello strato interessato e ε_{vr} rappresenta la deformazione volumetrica percentuale post-ciclica che può subire. A sua volta ε_{vr} è calcolabile dalla seguente espressione:

$$\varepsilon_{vr} = \frac{\alpha C_r}{1 + e_0} \log \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_0}} \right)$$

In cui α è una costante sperimentale, C_r è l'indice di riconsolidazione post-ciclica, derivabile da C_c , e $\Delta u/\sigma'_0$ indica il rapporto delle pressioni interstiziali, espresso dalla seguente formula:

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_0} = \beta \left[\log \frac{\gamma_{max}}{\gamma_v} \right]$$

In cui β è una costante, γ_{max} è l'ampiezza della deformazione di taglio massima pari a:

$$\gamma_{max} = 0.65 \frac{a_{max,s}}{g} \sigma_v r_d \frac{1}{G}$$

Funzione a sua volta del picco di accelerazione al piano campagna per il terremoto di riferimento, della tensione litostatica totale, della profondità media del deposito e del modulo di taglio corrispondente alla massima deformazione (deducibile, in via preliminare, come aliquota del modulo di taglio G_0);

γ_v è pari a

$$\gamma_v = A(OCR-1)+B$$

in cui A e B sono coefficienti sperimentali deducibili dall'indice di plasticità I_p e OCR è chiaramente il grado di sovraconsolidazione.

18.2.1 Ipotesi sui parametri di calcolo da utilizzare

Non disponendo, in via preliminare, della totalità dei parametri geotecnici richiesti per il calcolo dei cedimenti post-sismici di cui sopra, sono state fatte assunzioni, comunque cautelative, per una stima verosimile delle deformazioni.

Lo studio è stato articolato come segue:

- ☒ Il calcolo, secondo quanto prescritto, è stato effettuato sui livelli coesivi con $c_u < 70$ kPa.
- ☒ I parametri necessari al calcolo, ove possibile, sono stati desunti dalla CPT
- ☒ L'indice dei vuoti e_0 viene assunto pari a 1,5 con $c_u > 50$ kPa e pari a 2,0 per depositi più soffici, con $c_u \leq 50$ kPa.
- ☒ I valori di indice di compressibilità C_c inseriti generalmente sono compresi tra un minimo di 0,30 per i terreni più consistenti e un massimo di 0,50 per i depositi più scadenti.
- ☒ Il valore di OCR inserito è pari a 0,5. Si tratta di un'ipotesi cautelativa che indica un terreno ancora in fase di consolidazione. Non sono stati pertanto valutati gradi di sovraconsolidazione superiore all'unità.
- ☒ I coefficienti A e B, in assenza di prove specifiche per valutare la plasticità dei terreni, sono stati assunti come riportati nella categoria intermedia tra le 3 proposte.
- ☒ Il coefficiente α , variabile tra 1,0 e 1,5, è stato assunto pari a 1,25.

18.3 CEDIMENTO POST-SISMICO TOTALE

Di seguito si riportano i risultati dei calcoli effettuati e il valore del cedimento post-sismico totale

CEDIMENTI POST-SISMICI CALCOLATI SU CPT 1					
STRATO	PROF. (m-m)	c_u (kPa)	Dr (%)	DEFORM. VOLUM. (%)	ΔH POST- SISMICO (cm)
1	1,6-6,4	53	-	0,393	1,885
2	6,4-9,0	45	-	0,720	1,871
3	9,0-9,6	-	31	0,100	0,060
4	9,6-10,6	44	-	0,854	0,854
5	10,6-12,8	58	-	0,792	1,743
5	12,8-20,0	-	63	0,100	0,720
CEDIMENTO POST-SISMICO TOTALE (cm)					7,1

E' possibile constatare che, nel complesso, le deformazioni risultano piuttosto apprezzabili in valore assoluto; tuttavia è bene precisare che si tratta di deformazioni che hanno carattere areale pertanto, verificata la buona omogeneità geotecnica e stratigrafica laterale, è ragionevole sostenere che tali deformazioni non comportano danneggiamenti importanti in strutture dimensionalmente contenute.

19 CONCLUSIONI

Le analisi e valutazioni condotte portano a concludere che il terreno investigato può essere utilizzato per la realizzazione dell'intervento di progetto, a patto che vengano realizzati opportuni sistemi fondali e accorgimenti costruttivi. Di seguito i punti salienti emersi:

☒ CAPACITA'

PORTANTE:

Per la natura del terreno individuato, nell'ipotesi di generiche fondazioni a platea e a trave, al netto dei fattori correttivi dipendenti dalla geometria del sistema, e a seguito delle opportune correzioni effettuate in ottemperanza alla normativa vigente, la capacità portante in condizioni statiche, espressa come resistenza del sistema geotecnico R_d , risulta pari a **$R_d = 100 \text{ kPa}$** ($1,02 \text{ kg/cm}^2$) nel caso di platea e pari a **$R_d = 84 \text{ kPa}$** ($0,86 \text{ kg/cm}^2$) nel caso di trave continua o plinto. Il calcolo è stato effettuato secondo Approccio 1-combinazione 2.

Non sussistono criticità geotecniche di rilievo.

☒ CLASSIFICAZIONE

SISMICA:

Per la natura dei terreni individuata, per la collocazione geografica del sito e a seguito dell'elaborazione delle indagini effettuate i principali parametri sismici risultano i seguenti:

Zona: **3** (da OPCM 3519/06)

A_{\max} di picco al suolo: **0,195 g** (da Del. Reg. 112/07)

Categoria suolo: C (con $V_{s30} = 246 \text{ m/s}$).

☒ EFFETTI

DI SITO:

La verifica a liquefazione ha restituito F_s sempre ≥ 1 , con potenziale a liquefazione pari a $I_L = 0$ (rischio basso).

Le deformazioni post-sismiche, calcolate ai sensi dell'Allegato A3 della Del. Reg. 112/07 per i depositi coesivi e granulari saturi intercettati, vengono stimate in **7,1 cm**.

☒ **VINCOLI**

URBANISTICI:

Non si registrano particolari criticità di tipo idrologico, idrogeologico, ambientale, ecologico, paesaggistico o archeologico, in relazione alla tipologia di opera che si intende realizzare.

Tutti gli elementi acquisiti in corso d'opera permettono di fornire, relativamente ad ogni aspetto delle verifiche effettuate, le informazioni atte a supportare la progettazione e ad esprimere un giudizio di idoneità complessiva dell'area e del terreno investigato, per l'uso a cui verranno destinati.

Bondeno (FE), giugno 2012



Il tecnico

Dott. Geol. Stefano Vincenzi

Allegato 1

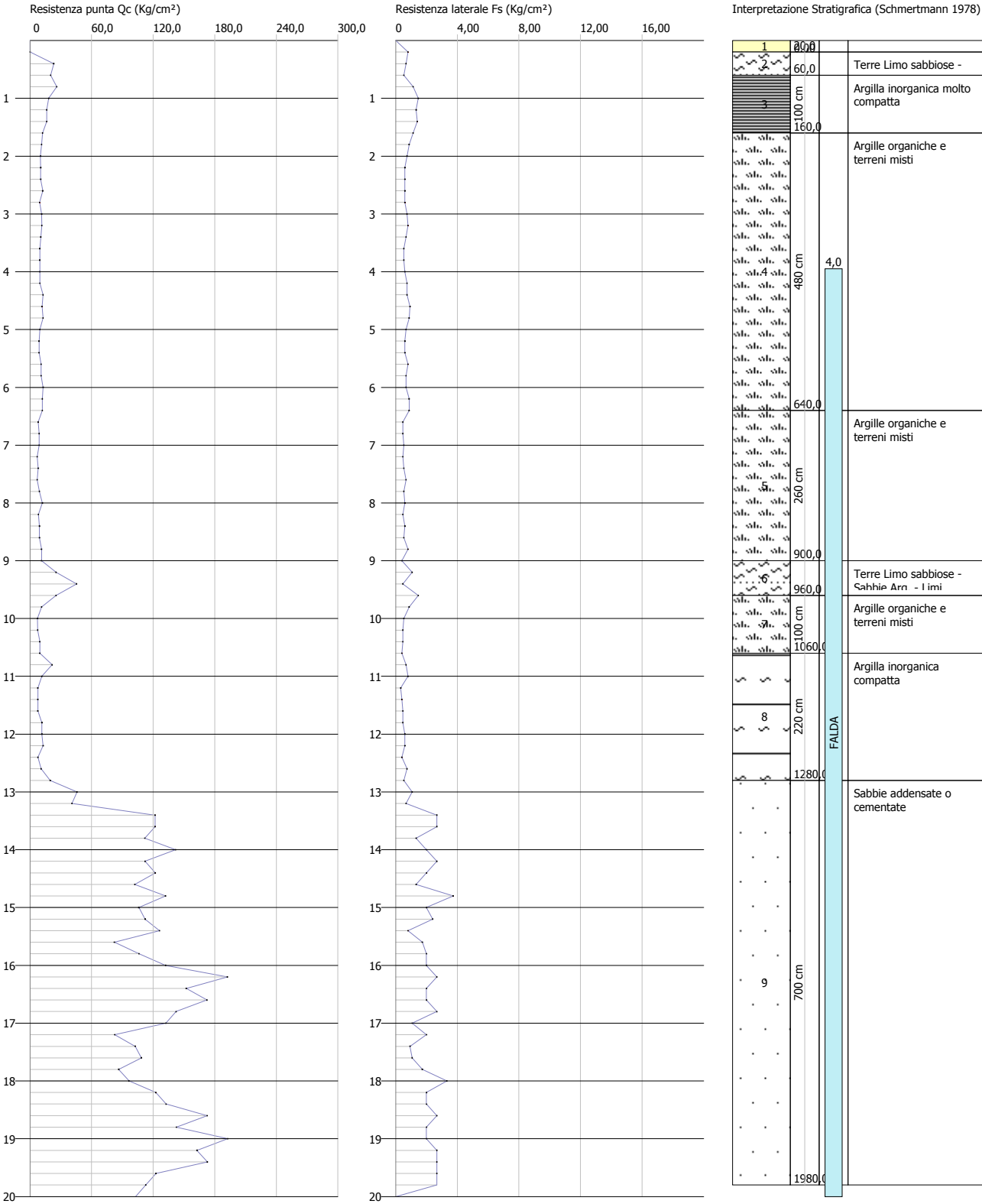
Tavole dati CPT1 (log stratigrafico e parametri geotecnici)

1-Laboratorio autorizzato dal Ministero Infrastrutture e Trasporti
2-DPR 380/01 Art. 59 Circolare 7619/STC del 08/09/2010
3-Concessione per l'esecuzione e certificazione di indagini geognostiche prelievo di campioni e prove in situ
4-Decreto n° dele n°del.....

Probe CPT - Cone Penetration CPT 1
Strumento utilizzato DEEP DRILL

Committente: COMUNE DI BONDENO
Cantiere: REALIZZAZIONE STRUTTURA SCOLASTICA PROVVISORIA
Località: PILASTRI DI BONDENO (FE)

Data: 25/06/2012
Scala 1:100



STIMA PARAMETRI GEOTECNICI CPT 1 (Pilastrì)

TERRENI COESIV I

Coesione non drenata

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	Correlazione	Cu (Kg/cm²)
Strato 1	0,20	0,14	0,8	0,02	0,02	Terzaghi	0,01
Strato 2	0,60	21,64	0,6	0,07	0,07	Terzaghi	1,08
Strato 3	1,60	17,82	1,29	0,21	0,21	Terzaghi	0,89
Strato 4	6,40	10,79	0,7	0,75	0,75	Terzaghi	0,54
Strato 5	9,00	9,12	0,54	1,44	1,06	Terzaghi	0,46
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	Terzaghi	1,6
Strato 7	10,60	9,06	0,55	1,88	1,27	Terzaghi	0,45
Strato 8	12,80	11,86	0,55	2,17	1,4	Terzaghi	0,59

Modulo Edometrico

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	Correlazione	Eed (Kg/cm²)
Strato 1	0,20	0,14	0,8	0,02	0,02	Metodo generale del modulo Edometrico	0,92
Strato 2	0,60	21,64	0,6	0,07	0,07	Metodo generale del modulo Edometrico	43,28
Strato 3	1,60	17,82	1,29	0,21	0,21	Metodo generale del modulo Edometrico	46,16
Strato 4	6,40	10,79	0,7	0,75	0,75	Metodo generale del modulo Edometrico	45,06
Strato 5	9,00	9,12	0,54	1,44	1,06	Metodo generale del modulo Edometrico	41,52
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	Metodo generale del modulo Edometrico	64,1
Strato 7	10,60	9,06	0,55	1,88	1,27	Metodo generale del modulo Edometrico	41,37
Strato 8	12,80	11,86	0,55	2,17	1,4	Metodo generale del modulo Edometrico	46,67

Modulo di deformazione non drenato Eu

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale	Tensione litostatica efficace	Correlazione	Eu (Kg/cm²)
--	---------------------	----------------	----------------	-----------------------------------	-------------------------------------	--------------	----------------

				(Kg/cm²)	(Kg/cm²)		
Strato 1	0,20	0,14	0,8	0,02	0,02	Cancelli 1980	4,66
Strato 2	0,60	21,64	0,6	0,07	0,07	Cancelli 1980	808,82
Strato 3	1,60	17,82	1,29	0,21	0,21	Cancelli 1980	660,42
Strato 4	6,40	10,79	0,7	0,75	0,75	Cancelli 1980	376,59
Strato 5	9,00	9,12	0,54	1,44	1,06	Cancelli 1980	302,23
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	Cancelli 1980	1157,01
Strato 7	10,60	9,06	0,55	1,88	1,27	Cancelli 1980	292,28
Strato 8	12,80	11,86	0,55	2,17	1,4	Cancelli 1980	392,25

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	Correlazione	Modulo di deformazion e a taglio (Kg/cm²)
Strato 1	0,20	0,14	0,8	0,02	0,02	Imai & Tomauchi	8,42
Strato 2	0,60	21,64	0,6	0,07	0,07	Imai & Tomauchi	183,23
Strato 3	1,60	17,82	1,29	0,21	0,21	Imai & Tomauchi	162,73
Strato 4	6,40	10,79	0,7	0,75	0,75	Imai & Tomauchi	119,77
Strato 5	9,00	9,12	0,54	1,44	1,06	Imai & Tomauchi	108,07
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	Imai & Tomauchi	232,93
Strato 7	10,60	9,06	0,55	1,88	1,27	Imai & Tomauchi	107,64
Strato 8	12,80	11,86	0,55	2,17	1,4	Imai & Tomauchi	126,89

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	Correlazione	Ocr
Strato 1	0,20	0,14	0,8	0,02	0,02	Piacentini Righi 1978	>9
Strato 2	0,60	21,64	0,6	0,07	0,07	Piacentini Righi 1978	>9
Strato 3	1,60	17,82	1,29	0,21	0,21	Piacentini Righi 1978	>9
Strato 4	6,40	10,79	0,7	0,75	0,75	Piacentini Righi 1978	6,67
Strato 5	9,00	9,12	0,54	1,44	1,06	Piacentini Righi 1978	3,59
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	Piacentini Righi 1978	5,88
Strato 7	10,60	9,06	0,55	1,88	1,27	Piacentini Righi 1978	3,04

Strato 8	12,80	11,86	0,55	2,17	1,4	Piacentini Righi 1978	2,74
----------	-------	-------	------	------	-----	--------------------------	------

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m³)
Strato 1	0,20	0,14	0,8	0,02	0,02	Meyerhof	1,12
Strato 2	0,60	21,64	0,6	0,07	0,07	Meyerhof	1,99
Strato 3	1,60	17,82	1,29	0,21	0,21	Meyerhof	1,95
Strato 4	6,40	10,79	0,7	0,75	0,75	Meyerhof	1,86
Strato 5	9,00	9,12	0,54	1,44	1,06	Meyerhof	1,82
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	Meyerhof	2,05
Strato 7	10,60	9,06	0,55	1,88	1,27	Meyerhof	1,81
Strato 8	12,80	11,86	0,55	2,17	1,4	Meyerhof	1,86

Fattori di compressibilità C Crm

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	C	Crm
Strato 1	0,20	0,14	0,8	0,02	0,02	9,567	1,24371
Strato 2	0,60	21,64	0,6	0,07	0,07	0,12846	0,0167
Strato 3	1,60	17,82	1,29	0,21	0,21	0,14164	0,01841
Strato 4	6,40	10,79	0,7	0,75	0,75	0,19026	0,02473
Strato 5	9,00	9,12	0,54	1,44	1,06	0,21283	0,02767
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	0,11926	0,0155
Strato 7	10,60	9,06	0,55	1,88	1,27	0,2138	0,02779
Strato 8	12,80	11,86	0,55	2,17	1,4	0,17914	0,02329

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m³)
Strato 1	0,20	0,14	0,8	0,02	0,02	Meyerhof	1,2
Strato 2	0,60	21,64	0,6	0,07	0,07	Meyerhof	2,07
Strato 3	1,60	17,82	1,29	0,21	0,21	Meyerhof	2,03
Strato 4	6,40	10,79	0,7	0,75	0,75	Meyerhof	1,94
Strato 5	9,00	9,12	0,54	1,44	1,06	Meyerhof	1,9
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	Meyerhof	2,13
Strato 7	10,60	9,06	0,55	1,88	1,27	Meyerhof	1,89
Strato 8	12,80	11,86	0,55	2,17	1,4	Meyerhof	1,94

Velocità onde di taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	Correlazione	Vs (m/s)
Strato 1	0,20	0,14	0,8	0,02	0,02	Jamiolkowsk i et al 1985	89,97
Strato 2	0,60	21,64	0,6	0,07	0,07	Jamiolkowsk i et al 1985	245,31
Strato 3	1,60	17,82	1,29	0,21	0,21	Jamiolkowsk i et al 1985	236,01
Strato 4	6,40	10,79	0,7	0,75	0,75	Jamiolkowsk i et al 1985	213,59

Strato 5	9,00	9,12	0,54	1,44	1,06	Jamiolkowsk i et al 1985	206,56
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	Jamiolkowsk i et al 1985	265,26
Strato 7	10,60	9,06	0,55	1,88	1,27	Jamiolkowsk i et al 1985	206,29
Strato 8	12,80	11,86	0,55	2,17	1,4	Jamiolkowsk i et al 1985	217,65

TERRENI INCOERENT I

Densità relativa

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato 2	0,60	21,64	0,6	0,07	0,07	Baldi 1978 - Schmertman n 1976	59,9
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	Baldi 1978 - Schmertman n 1976	31,0
Strato 9	19,80	123,43	2,05	3,1	1,86	Baldi 1978 - Schmertman n 1976	63,02

Angolo di resistenza al taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato 2	0,60	21,64	0,6	0,07	0,07	De Beer	33,1
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	De Beer	21,55
Strato 9	19,80	123,43	2,05	3,1	1,86	De Beer	25,86

Modulo di Young

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm²)
Strato 2	0,60	21,64	0,6	0,07	0,07	Schmertman n	54,1
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	Schmertman n	80,13
Strato 9	19,80	123,43	2,05	3,1	1,86	Schmertman n	308,58

Modulo Edometrico

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm²)
Strato 2	0,60	21,64	0,6	0,07	0,07	Buisman - Sanglerat	108,2
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	Buisman - Sanglerat	96,15
Strato 9	19,80	123,43	2,05	3,1	1,86	Buisman - Sanglerat	185,15

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	Correlazione	G (Kg/cm²)
Strato 2	0,60	21,64	0,6	0,07	0,07	Imai & Tomauchi	183,23
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	Imai & Tomauchi	232,93
Strato 9	19,80	123,43	2,05	3,1	1,86	Imai & Tomauchi	530,9

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	Correlazione	Ocr
Strato 2	0,60	21,64	0,6	0,07	0,07	Stress- History	7,05
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	Stress- History	0,62
Strato 9	19,80	123,43	2,05	3,1	1,86	Stress- History	1,54

Modulo di reazione Ko

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	Correlazione	Ko
Strato 2	0,60	21,64	0,6	0,07	0,07	Kulhawy & Mayne (1990)	1,25
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	Kulhawy & Mayne (1990)	0,26
Strato 9	19,80	123,43	2,05	3,1	1,86	Kulhawy & Mayne (1990)	0,46

Fattori di compressibilità C Crm

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	C	Crm
Strato 2	0,60	21,64	0,6	0,07	0,07	0,12846	0,0167
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	0,11926	0,0155
Strato 9	19,80	123,43	2,05	3,1	1,86	0,0939	0,01221

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m³)
Strato 2	0,60	21,64	0,6	0,07	0,07	Meyerhof	1,8
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	Meyerhof	1,8
Strato 9	19,80	123,43	2,05	3,1	1,86	Meyerhof	1,9

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica	Tensione litostatica	Correlazione	Peso unità di volume
--	---------------------	----------------	----------------	-------------------------	-------------------------	--------------	-------------------------

				totale (Kg/cm²)	efficace (Kg/cm²)		saturo (t/m³)
Strato 2	0,60	21,64	0,6	0,07	0,07	Meyerhof	2,1
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	Meyerhof	2,1
Strato 9	19,80	123,43	2,05	3,1	1,86	Meyerhof	2,2

Liquefazione - Accelerazione sismica massima (g)=0,13

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	Correlazione	Fattore di sicurezza a liquefazione
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	Robertson & Wride 1997	1,502
Strato 9	19,80	123,43	2,05	3,1	1,86	Robertson & Wride 1997	35,391

Velocità onde di taglio.

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	Correlazione	Vs (m/s)
Strato 2	0,60	21,64	0,6	0,07	0,07	Jamiolkowsk i et al 1985	287,61
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	Jamiolkowsk i et al 1985	315,42
Strato 9	19,80	123,43	2,05	3,1	1,86	Jamiolkowsk i et al 1985	433,02

Permeabilità

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	Correlazione	K (cm/s)
Strato 1	0,20	0,14	0,8	0,02	0,02	Piacentini- Righi 1988	1,00E-11
Strato 2	0,60	21,64	0,6	0,07	0,07	Piacentini- Righi 1988	2,01E-05
Strato 3	1,60	17,82	1,29	0,21	0,21	Piacentini- Righi 1988	1,00E-11
Strato 4	6,40	10,79	0,7	0,75	0,75	Piacentini- Righi 1988	1,00E-11
Strato 5	9,00	9,12	0,54	1,44	1,06	Piacentini- Righi 1988	3,11E-11
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	Piacentini- Righi 1988	3,77E-06
Strato 7	10,60	9,06	0,55	1,88	1,27	Piacentini- Righi 1988	1,53E-11
Strato 8	12,80	11,86	0,55	2,17	1,4	Piacentini- Righi 1988	8,72E-09
Strato 9	19,80	123,43	2,05	3,1	1,86	Piacentini- Righi 1988	1,39E-03

Coefficiente di consolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	Correlazione	Coefficiente di consolidazio ne (cm²/s)
--	---------------------	----------------	----------------	---	---	--------------	---

Strato 1	0,20	0,14	0,8	0,02	0,02	Piacentini- Righi 1988	4,2E-09
Strato 2	0,60	21,64	0,6	0,07	0,07	Piacentini- Righi 1988	1,302057
Strato 3	1,60	17,82	1,29	0,21	0,21	Piacentini- Righi 1988	5,346E-07
Strato 4	6,40	10,79	0,7	0,75	0,75	Piacentini- Righi 1988	3,237E-07
Strato 5	9,00	9,12	0,54	1,44	1,06	Piacentini- Righi 1988	8,517345E- 07
Strato 6	9,60	32,05	1,0	1,73	1,2	Piacentini- Righi 1988	0,3627485
Strato 7	10,60	9,06	0,55	1,88	1,27	Piacentini- Righi 1988	4,155775E- 07
Strato 8	12,80	11,86	0,55	2,17	1,4	Piacentini- Righi 1988	3,103757E- 04
Strato 9	19,80	123,43	2,05	3,1	1,86	Piacentini- Righi 1988	0

Indice	
1.Coesione non drenata	1
2.Modulo Edometrico	1
3.Modulo di deformazione non drenato Eu	1
4.Modulo di deformazione a taglio	2
5.Grado di sovraconsolidazione	2
6.Peso unità di volume	3
7.Fattori di compressibilità C Crm	3
8.Peso unità di volume saturo	3
9.Velocità onde di taglio	3
10.Densità relativa	4
11.Angolo di resistenza al taglio	4
12.Modulo di Young	4
13.Modulo Edometrico	4
14.Modulo di deformazione a taglio	4
15.Grado di sovraconsolidazione	5
16.Modulo di reazione Ko	5
17.Fattori di compressibilità C Crm	5
18.Peso unità di volume	5
19.Peso unità di volume saturo	5
20.Liquefazione -	6
21.Velocità onde di taglio.	6
22.Permabilità	6
23.Coefficiente di consolidazione	6
Indice	8

Allegato 2

Report verifica a liquefazione

TABLE OF CONTENTS

CPT 1 Pilastri results	
Summary data report	1
Input field data	7
Cyclic stress resistance results	10
Cyclic resistance ratio results	13
Liquefaction potential index data	16
Vertical settlements summary report	18
Vertical settlements data report	19
Strength loss data report	21

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

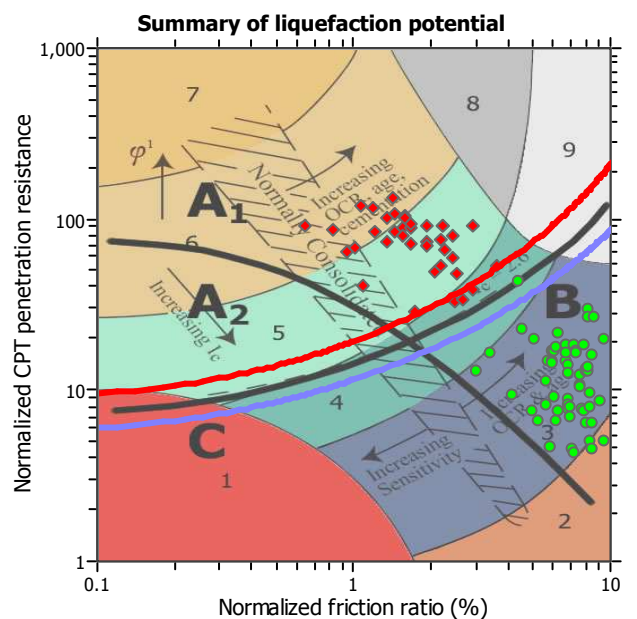
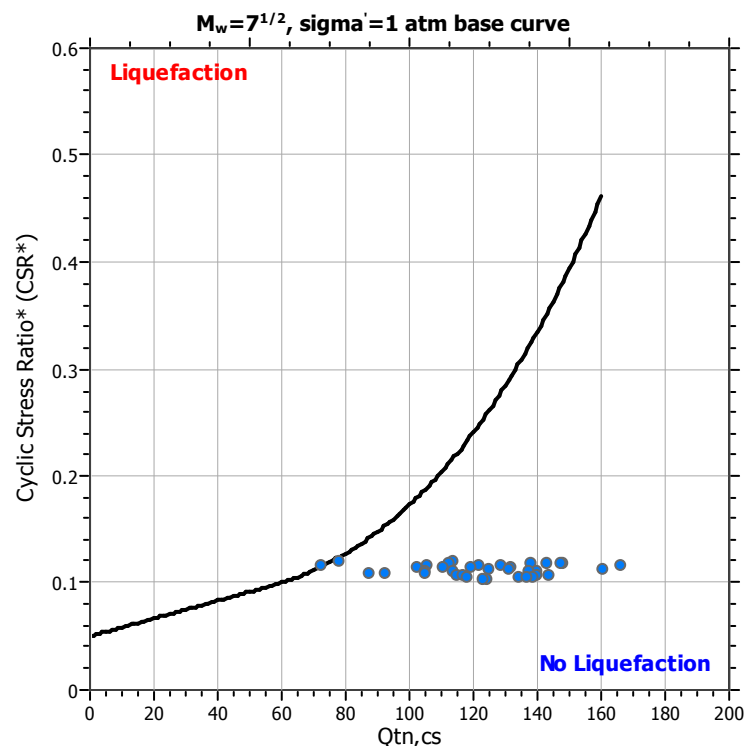
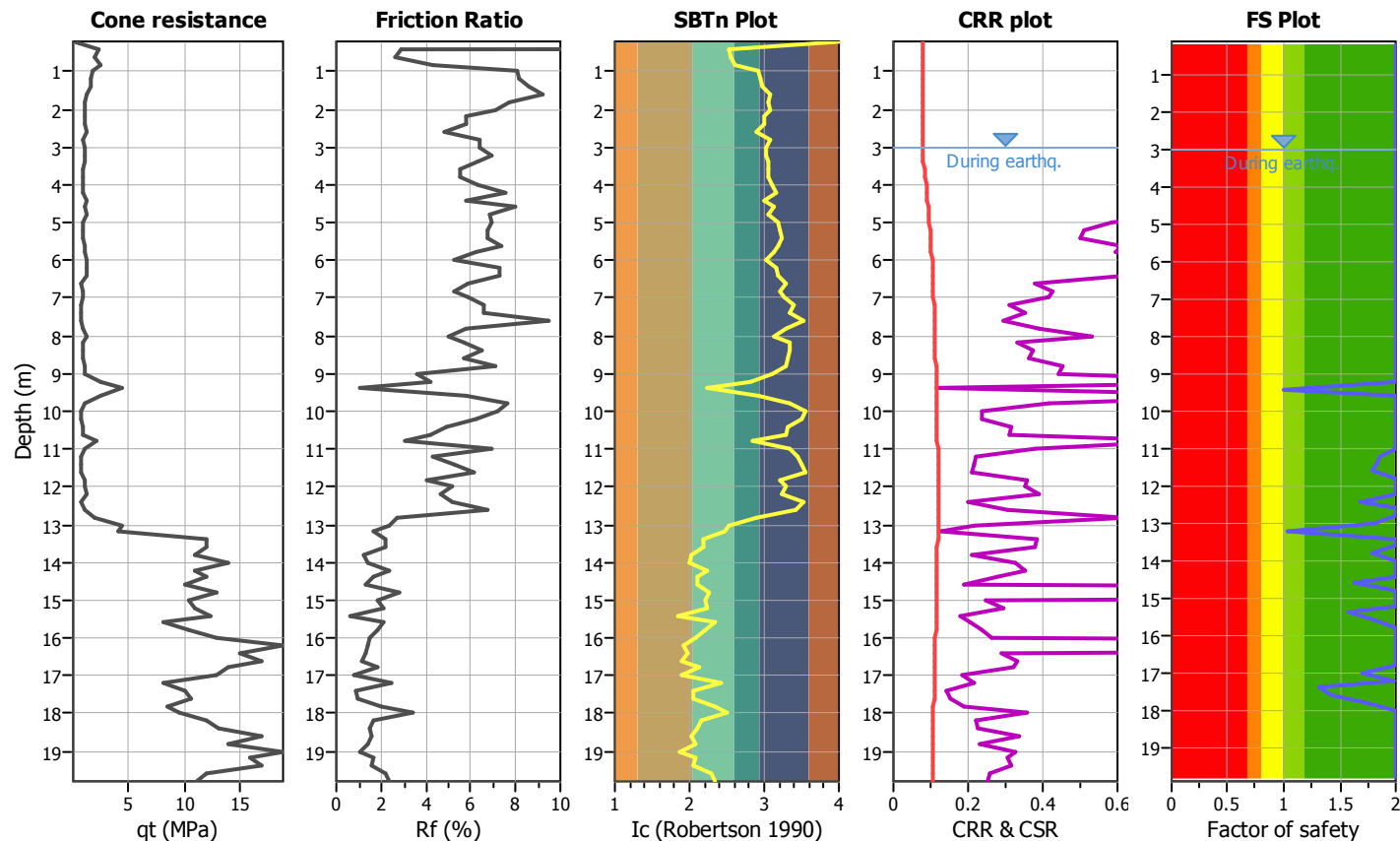
Project title : Realizzazione struttura scolastica provvisoria

Location : Pilastrì di Bondeno (FE), via G. Reni

CPT file : CPT 1 Pilastrì

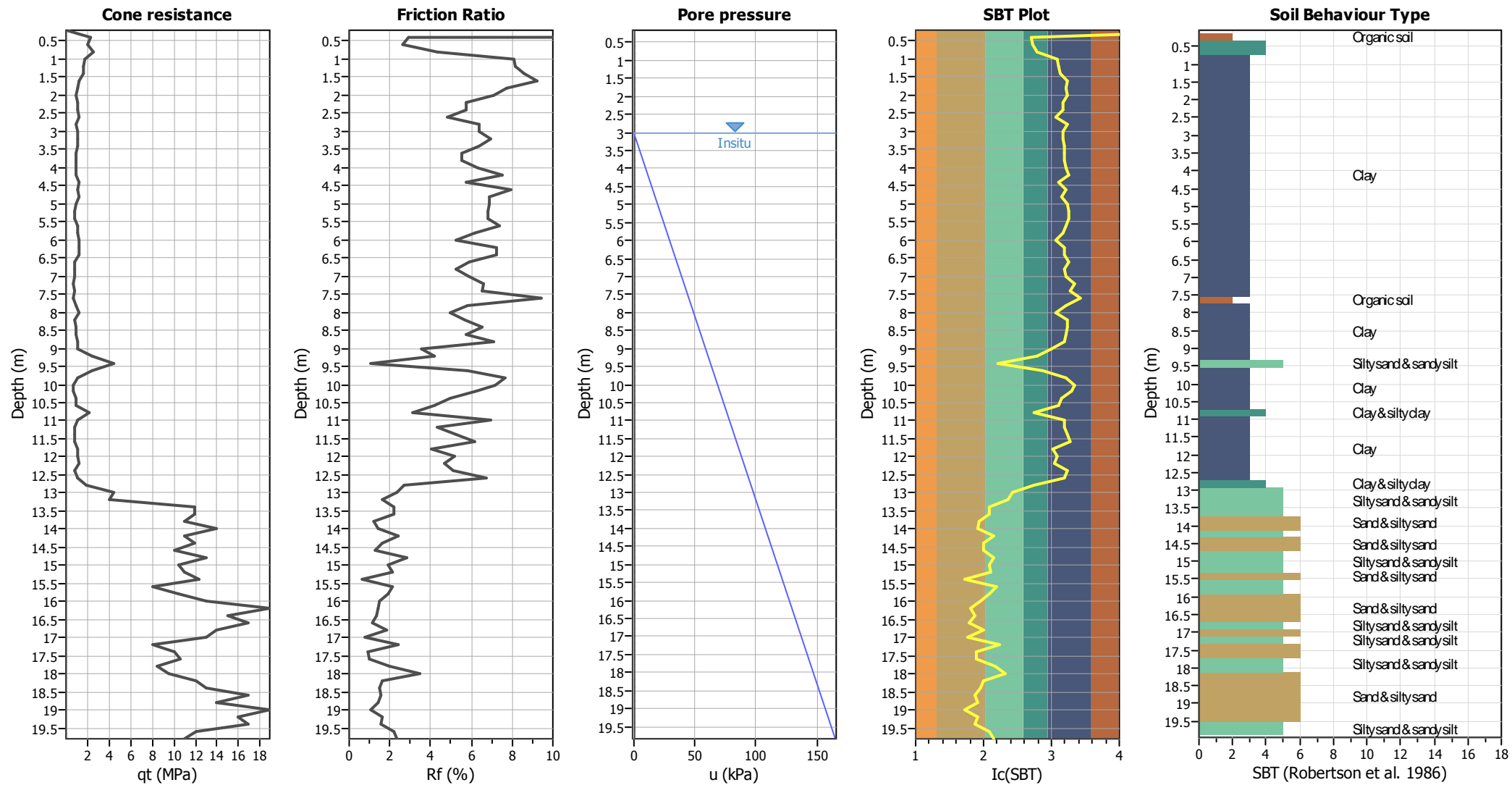
Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	3.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	3.00 m	Fill height:	N/A	applied:	All soils
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	1	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.20	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_0 applied:	Yes		



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

CPT basic interpretation plots



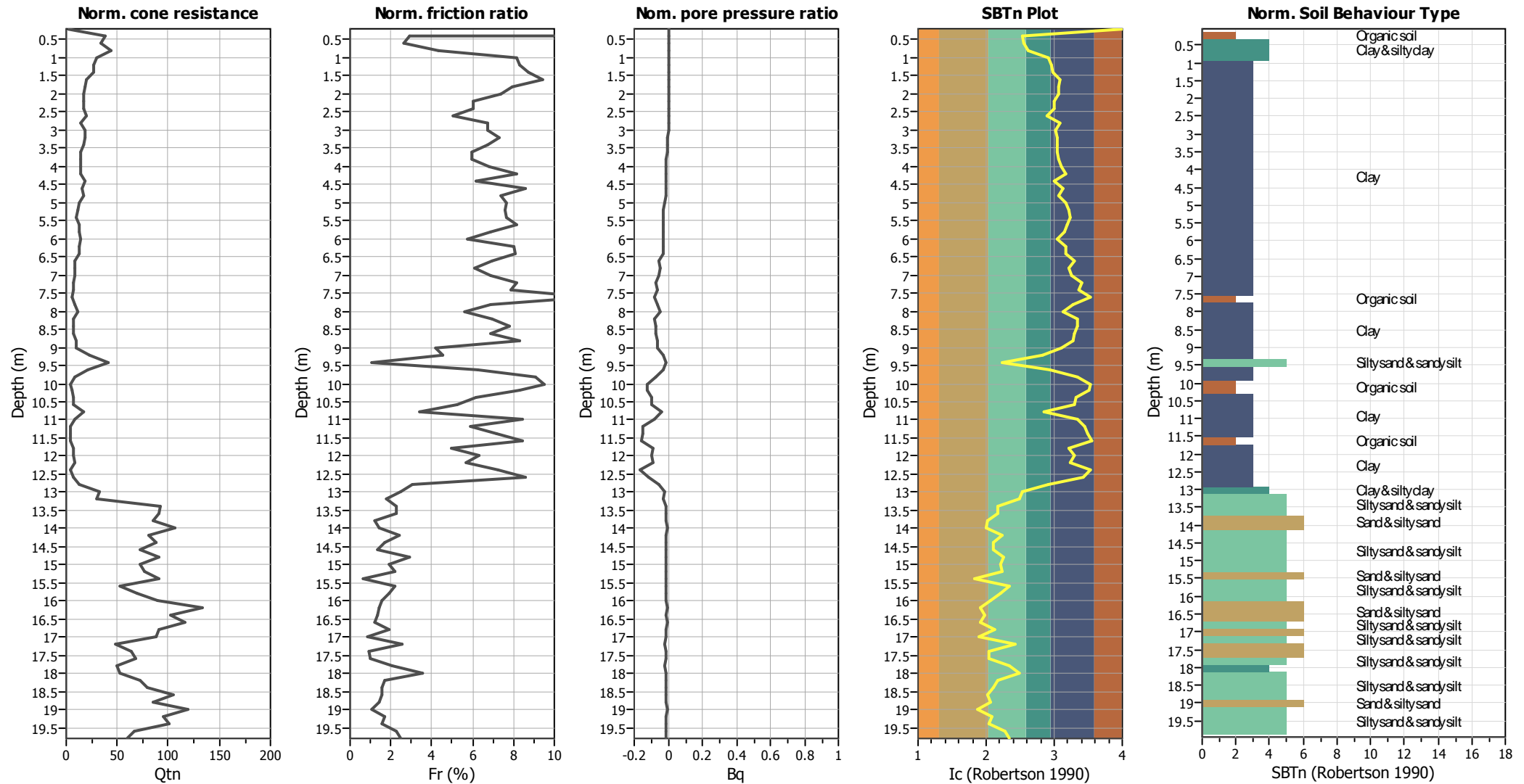
Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Depth to water table (erthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on I_c value	I_c cut-off value:	2.60	K_σ applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.20	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

SBT legend

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

CPT basic interpretation plots (normalized)

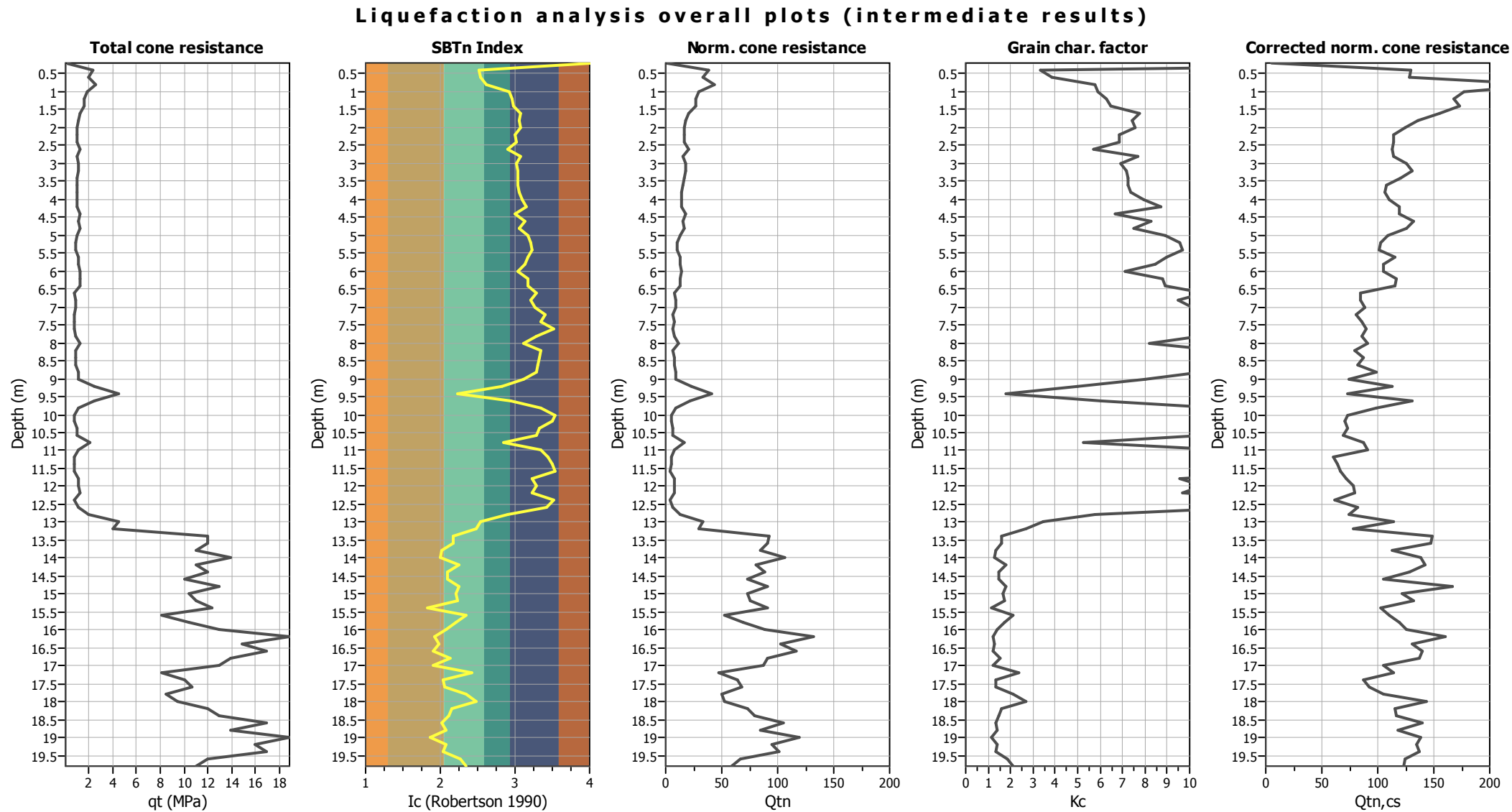


Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Depth to water table (erthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K _o applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.20	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

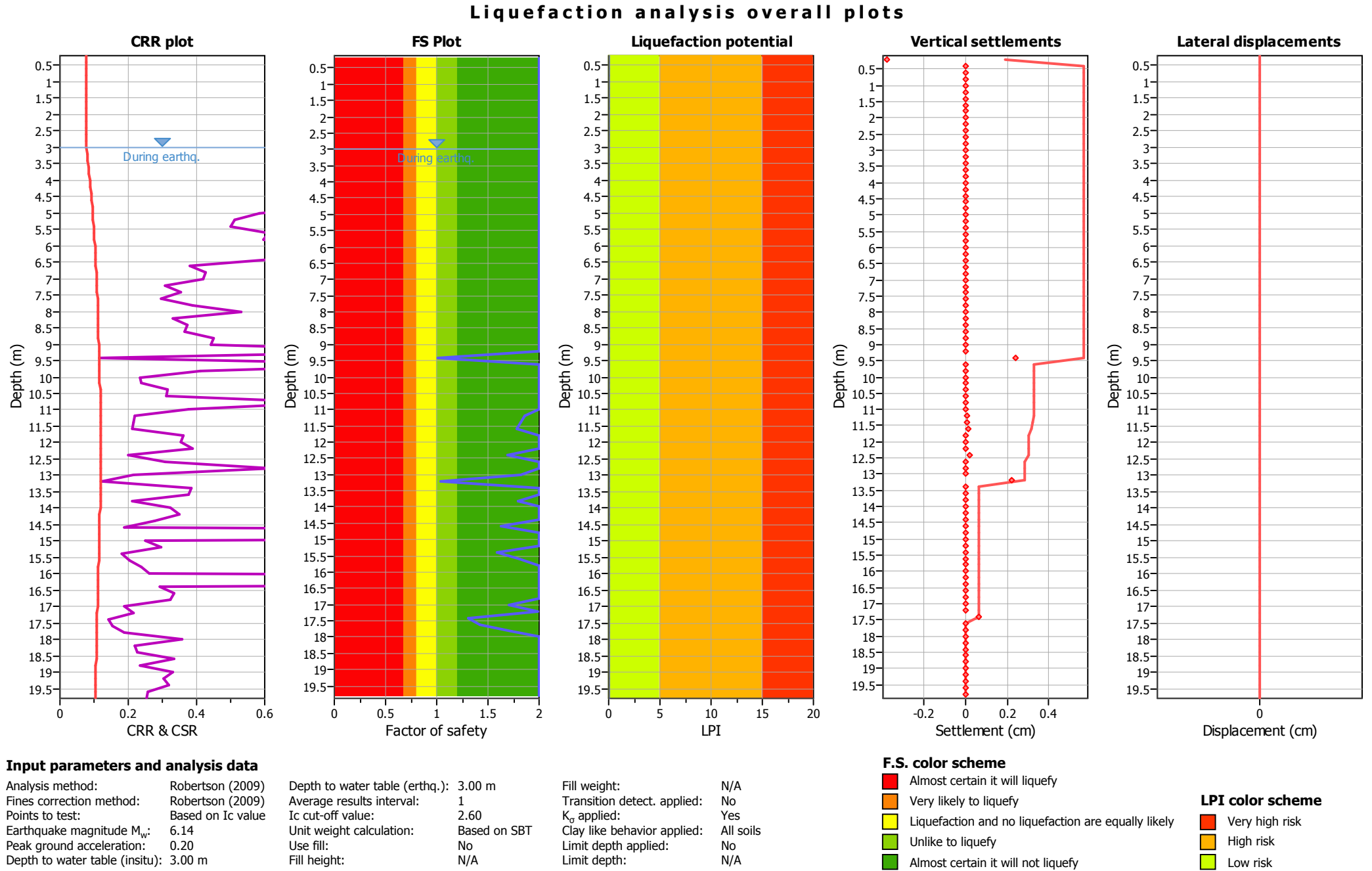
SBTn legend

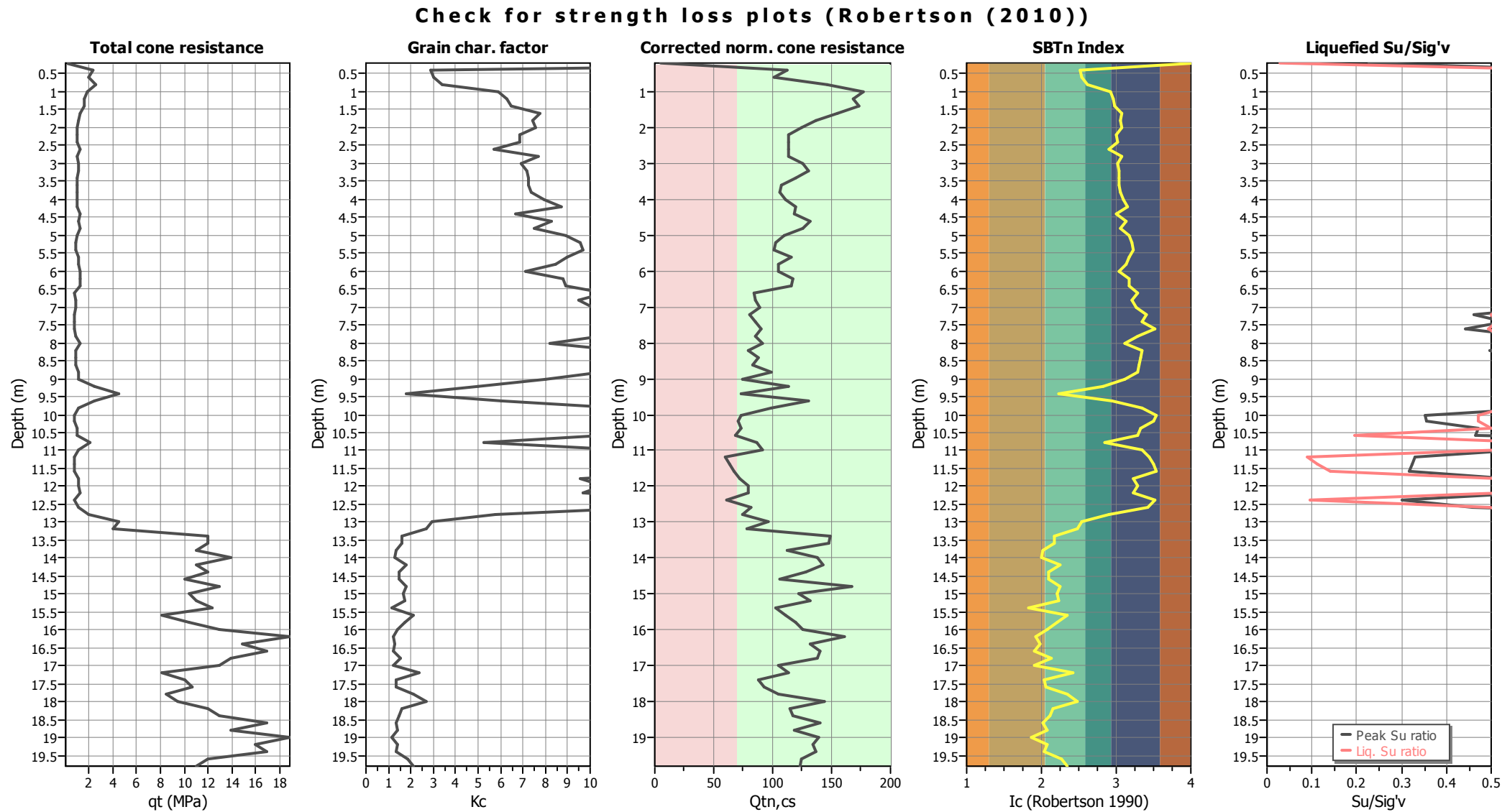
1. Sensitive fine grained	4. Clayey silt to silty	7. Gravely sand to sand
2. Organic material	5. Silty sand to sandy silt	8. Very stiff sand to
3. Clay to silty clay	6. Clean sand to silty sand	9. Very stiff fine grained



Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Depth to water table (erthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K _g applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.20	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A





Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Depth to water table (erthq.):	3.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K _g applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.20	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

:: Field input data ::						
Point ID	Depth (m)	q _c (MPa)	f _s (kPa)	u (kPa)	Fines content (%)	Unit weight (kN/m ³)
1	0.20	0.01	78.45	0.00	100.00	16.37
2	0.40	2.27	65.70	0.00	31.91	18.12
3	0.60	1.97	51.97	0.00	32.82	17.80
4	0.80	2.56	110.81	0.00	35.86	18.77
5	1.00	1.78	144.15	0.00	53.25	18.93
6	1.20	1.60	130.42	0.00	55.62	18.78
7	1.40	1.60	137.28	0.00	56.78	18.83
8	1.60	1.20	110.81	0.00	64.46	18.48
9	1.80	1.11	85.31	0.00	62.75	18.15
10	2.00	1.01	71.58	0.00	63.37	17.91
11	2.20	1.02	58.84	0.00	59.00	17.69
12	2.40	1.02	58.84	0.00	59.15	17.69
13	2.60	1.22	58.84	0.00	51.97	17.76
14	2.80	0.92	58.84	0.00	64.01	17.65
15	3.00	1.12	71.58	0.00	59.46	17.95
16	3.20	1.13	78.45	0.00	60.93	18.06
17	3.40	1.03	65.70	0.00	61.53	17.82
18	3.60	0.94	51.97	0.00	61.58	17.51
19	3.80	0.94	51.97	0.00	62.34	17.51
20	4.00	0.94	58.84	0.00	65.65	17.65
21	4.20	0.95	71.58	0.00	69.96	17.89
22	4.40	1.24	71.58	0.00	57.99	17.99
23	4.60	1.15	91.20	0.00	67.55	18.24
24	4.80	1.24	85.31	0.00	62.90	18.19
25	5.00	0.95	65.70	0.00	71.26	17.79
26	5.20	0.87	58.84	0.00	74.51	17.62
27	5.40	0.87	58.84	0.00	75.29	17.62
28	5.60	1.06	78.45	0.00	71.60	18.03
29	5.80	1.06	65.70	0.00	68.43	17.83
30	6.00	1.26	65.70	0.00	60.86	17.90
31	6.20	1.17	85.31	0.00	70.34	18.17
32	6.40	1.17	85.31	0.00	71.01	18.17
33	6.60	0.78	46.09	0.00	80.52	17.30
34	6.80	0.88	46.09	0.00	74.42	17.35
35	7.00	0.88	51.97	0.00	77.75	17.49
36	7.20	0.70	46.09	0.00	90.30	17.26
37	7.40	0.79	51.97	0.00	85.41	17.45
38	7.60	0.70	65.70	0.00	100.00	17.67
39	7.80	0.89	51.97	0.00	79.73	17.49
40	8.00	1.19	58.84	0.00	67.25	17.75
41	8.20	0.81	46.09	0.00	84.59	17.32
42	8.40	0.91	58.84	0.00	83.76	17.64
43	8.60	0.91	51.97	0.00	81.59	17.50
44	8.80	1.10	78.45	0.00	79.94	18.05
45	9.00	1.10	39.22	0.00	65.94	17.25
46	9.20	2.49	104.92	0.00	47.64	18.70
47	9.40	4.45	46.09	0.00	20.27	17.97
48	9.60	2.49	144.15	0.00	54.16	19.06

:: Field input data :: (continued)						
Point ID	Depth (m)	q _c (MPa)	f _s (kPa)	u (kPa)	Fines content (%)	Unit weight (kN/m ³)
49	9.80	1.12	85.31	0.00	84.42	18.15
50	10.00	0.72	51.97	0.00	100.00	17.41
51	10.20	0.74	46.09	0.00	100.00	17.28
52	10.40	0.93	46.09	0.00	83.21	17.37
53	10.60	0.93	39.22	0.00	80.32	17.19
54	10.80	2.11	65.70	0.00	49.25	18.09
55	11.00	1.13	78.45	0.00	85.16	18.06
56	11.20	0.75	32.36	0.00	93.17	16.88
57	11.40	0.75	39.22	0.00	98.49	17.10
58	11.60	0.75	46.09	0.00	100.00	17.29
59	11.80	1.14	46.09	0.00	74.74	17.45
60	12.00	1.14	58.84	0.00	80.48	17.73
61	12.20	1.25	58.84	0.00	75.42	17.77
62	12.40	0.76	39.22	0.00	100.00	17.11
63	12.60	1.06	71.58	0.00	91.93	17.93
64	12.80	1.94	51.97	0.00	52.38	17.79
65	13.00	4.49	104.92	0.00	32.07	18.92
66	13.20	4.01	65.70	0.00	29.83	18.34
67	13.40	11.96	261.82	0.00	18.12	20.35
68	13.60	11.96	261.82	0.00	18.24	20.35
69	13.80	10.98	130.42	0.00	13.52	19.51
70	14.00	13.92	196.12	0.00	12.76	20.07
71	14.20	10.99	261.82	0.00	20.50	20.32
72	14.40	11.97	196.12	0.00	15.78	20.02
73	14.60	10.01	130.42	0.00	15.72	19.48
74	14.80	12.95	365.76	0.00	21.00	20.76
75	15.00	10.40	196.12	0.00	19.10	19.96
76	15.20	11.00	235.34	0.00	19.93	20.19
77	15.40	12.38	78.45	0.00	8.77	18.98
78	15.60	8.06	169.64	0.00	24.05	19.70
79	15.80	10.41	196.12	0.00	19.57	19.96
80	16.00	12.96	196.12	0.00	15.04	20.05
81	16.20	18.86	261.82	0.00	10.90	20.52
82	16.40	14.94	196.12	0.00	12.58	20.10
83	16.60	16.90	196.12	0.00	10.56	20.15
84	16.80	13.96	261.82	0.00	16.76	20.41
85	17.00	12.98	104.92	0.00	10.49	19.33
86	17.20	8.09	196.12	0.00	27.05	19.87
87	17.40	10.05	91.20	0.00	14.19	19.07
88	17.60	10.64	104.92	0.00	14.29	19.25
89	17.80	8.48	169.64	0.00	24.38	19.72
90	18.00	9.46	326.54	0.00	30.14	20.51
91	18.20	12.02	196.12	0.00	17.75	20.02
92	18.40	13.00	196.12	0.00	16.17	20.05
93	18.60	16.93	261.82	0.00	13.74	20.48
94	18.80	13.99	196.12	0.00	14.89	20.08
95	19.00	18.89	196.12	0.00	9.61	20.19
96	19.20	15.96	261.82	0.00	15.15	20.46

:: Field input data :: (continued)

Point ID	Depth (m)	q _c (MPa)	f _s (kPa)	u (kPa)	Fines content (%)	Unit weight (kN/m ³)
97	19.40	16.94	261.82	0.00	14.06	20.48
98	19.60	12.04	261.82	0.00	21.72	20.35
99	19.80	11.06	261.82	0.00	24.05	20.32

Abbreviations

Depth: Depth from free surface, at which CPT was performed (m)
q_c: Measured cone resistance (MPa)
f_s: Sleeve friction resistance (kPa)
u: Pore pressure (kPa)
Fines content: Percentage of fines in soil (%)
Unit weight: Bulk soil unit weight (kN/m³)

:: Cyclic Stress Ratio fully adjusted (CSR*) calculation data ::												
Point ID	Depth (m)	σ_v (kPa)	u_0 (kPa)	σ_v' (kPa)	r_d	CSR	MSF	CSR _{eq}	K_σ	User FS	CSR*	Belongs to transition
1	0.20	3.27	0.00	3.27	1.00	0.13	1.67	0.08	1.00	1.00	2.00	No
2	0.40	6.90	0.00	6.90	1.00	0.13	1.67	0.08	1.00	1.00	2.00	No
3	0.60	10.46	0.00	10.46	1.00	0.13	1.67	0.08	1.00	1.00	2.00	No
4	0.80	14.21	0.00	14.21	1.00	0.13	1.67	0.08	1.00	1.00	2.00	No
5	1.00	18.00	0.00	18.00	0.99	0.13	1.67	0.08	1.00	1.00	2.00	No
6	1.20	21.75	0.00	21.75	0.99	0.13	1.67	0.08	1.00	1.00	2.00	No
7	1.40	25.52	0.00	25.52	0.99	0.13	1.67	0.08	1.00	1.00	2.00	No
8	1.60	29.22	0.00	29.22	0.99	0.13	1.67	0.08	1.00	1.00	2.00	No
9	1.80	32.84	0.00	32.84	0.99	0.13	1.67	0.08	1.00	1.00	2.00	No
10	2.00	36.43	0.00	36.43	0.99	0.13	1.67	0.08	1.00	1.00	2.00	No
11	2.20	39.96	0.00	39.96	0.99	0.13	1.67	0.08	1.00	1.00	2.00	No
12	2.40	43.50	0.00	43.50	0.98	0.13	1.67	0.08	1.00	1.00	2.00	No
13	2.60	47.05	0.00	47.05	0.98	0.13	1.67	0.08	1.00	1.00	2.00	No
14	2.80	50.58	0.00	50.58	0.98	0.13	1.67	0.08	1.00	1.00	2.00	No
15	3.00	54.17	0.00	54.17	0.98	0.13	1.67	0.08	1.00	1.00	2.00	No
16	3.20	57.78	1.96	55.82	0.98	0.13	1.67	0.08	1.00	1.00	0.08	No
17	3.40	61.35	3.92	57.42	0.98	0.14	1.67	0.08	1.00	1.00	0.08	No
18	3.60	64.85	5.89	58.96	0.98	0.14	1.67	0.08	1.00	1.00	0.08	No
19	3.80	68.35	7.85	60.50	0.97	0.14	1.67	0.09	1.00	1.00	0.09	No
20	4.00	71.88	9.81	62.07	0.97	0.15	1.67	0.09	1.00	1.00	0.09	No
21	4.20	75.46	11.77	63.69	0.97	0.15	1.67	0.09	1.00	1.00	0.09	No
22	4.40	79.06	13.73	65.32	0.97	0.15	1.67	0.09	1.00	1.00	0.09	No
23	4.60	82.71	15.70	67.01	0.97	0.16	1.67	0.09	1.00	1.00	0.09	No
24	4.80	86.34	17.66	68.69	0.97	0.16	1.67	0.09	1.00	1.00	0.09	No
25	5.00	89.90	19.62	70.28	0.97	0.16	1.67	0.10	1.00	1.00	0.10	No
26	5.20	93.43	21.58	71.84	0.96	0.16	1.67	0.10	1.00	1.00	0.10	No
27	5.40	96.95	23.54	73.41	0.96	0.17	1.67	0.10	1.00	1.00	0.10	No
28	5.60	100.56	25.51	75.05	0.96	0.17	1.67	0.10	1.00	1.00	0.10	No
29	5.80	104.12	27.47	76.66	0.96	0.17	1.67	0.10	1.00	1.00	0.10	No
30	6.00	107.70	29.43	78.27	0.96	0.17	1.67	0.10	1.00	1.00	0.10	No
31	6.20	111.34	31.39	79.95	0.96	0.17	1.67	0.10	1.00	1.00	0.10	No
32	6.40	114.97	33.35	81.62	0.95	0.17	1.67	0.10	1.00	1.00	0.10	No
33	6.60	118.43	35.32	83.12	0.95	0.18	1.67	0.11	1.00	1.00	0.11	No
34	6.80	121.90	37.28	84.62	0.95	0.18	1.67	0.11	1.00	1.00	0.11	No
35	7.00	125.40	39.24	86.16	0.95	0.18	1.67	0.11	1.00	1.00	0.11	No
36	7.20	128.85	41.20	87.65	0.95	0.18	1.67	0.11	1.00	1.00	0.11	No
37	7.40	132.34	43.16	89.18	0.94	0.18	1.67	0.11	1.00	1.00	0.11	No
38	7.60	135.88	45.13	90.75	0.94	0.18	1.67	0.11	1.00	1.00	0.11	No
39	7.80	139.37	47.09	92.29	0.94	0.18	1.67	0.11	1.00	1.00	0.11	No
40	8.00	142.92	49.05	93.87	0.94	0.19	1.67	0.11	1.00	1.00	0.11	No
41	8.20	146.39	51.01	95.37	0.93	0.19	1.67	0.11	1.00	1.00	0.11	No
42	8.40	149.91	52.97	96.94	0.93	0.19	1.67	0.11	1.00	1.00	0.11	No
43	8.60	153.41	54.94	98.48	0.93	0.19	1.67	0.11	1.00	1.00	0.11	No
44	8.80	157.02	56.90	100.13	0.93	0.19	1.67	0.11	1.00	1.00	0.11	No
45	9.00	160.47	58.86	101.61	0.92	0.19	1.67	0.11	1.00	1.00	0.11	No
46	9.20	164.21	60.82	103.39	0.92	0.19	1.67	0.11	1.00	1.00	0.11	No
47	9.40	167.81	62.78	105.02	0.92	0.19	1.67	0.11	0.99	1.00	0.12	No
48	9.60	171.62	64.75	106.87	0.91	0.19	1.67	0.11	0.99	1.00	0.12	No

:: Cyclic Stress Ratio fully adjusted (CSR*) calculation data :: (continued)

Point ID	Depth (m)	σ_v (kPa)	u_0 (kPa)	σ_v' (kPa)	r_d	CSR	MSF	CSR _{eq}	K_σ	User FS	CSR*	Belongs to transition
49	9.80	175.25	66.71	108.54	0.91	0.19	1.67	0.11	0.98	1.00	0.12	No
50	10.00	178.73	68.67	110.06	0.90	0.19	1.67	0.11	0.98	1.00	0.12	No
51	10.20	182.19	70.63	111.56	0.90	0.19	1.67	0.11	0.98	1.00	0.12	No
52	10.40	185.66	72.59	113.07	0.90	0.19	1.67	0.11	0.98	1.00	0.12	No
53	10.60	189.10	74.56	114.55	0.89	0.19	1.67	0.11	0.97	1.00	0.12	No
54	10.80	192.72	76.52	116.20	0.89	0.19	1.67	0.11	0.97	1.00	0.12	No
55	11.00	196.33	78.48	117.85	0.88	0.19	1.67	0.11	0.97	1.00	0.12	No
56	11.20	199.71	80.44	119.27	0.88	0.19	1.67	0.11	0.96	1.00	0.12	No
57	11.40	203.13	82.40	120.72	0.87	0.19	1.67	0.11	0.96	1.00	0.12	No
58	11.60	206.59	84.37	122.22	0.87	0.19	1.67	0.11	0.96	1.00	0.12	No
59	11.80	210.08	86.33	123.75	0.86	0.19	1.67	0.11	0.96	1.00	0.12	No
60	12.00	213.62	88.29	125.33	0.86	0.19	1.67	0.11	0.95	1.00	0.12	No
61	12.20	217.18	90.25	126.92	0.85	0.19	1.67	0.11	0.95	1.00	0.12	No
62	12.40	220.60	92.21	128.38	0.84	0.19	1.67	0.11	0.95	1.00	0.12	No
63	12.60	224.18	94.18	130.01	0.84	0.19	1.67	0.11	0.94	1.00	0.12	No
64	12.80	227.74	96.14	131.60	0.83	0.19	1.67	0.11	0.94	1.00	0.12	No
65	13.00	231.53	98.10	133.43	0.83	0.19	1.67	0.11	0.94	1.00	0.12	No
66	13.20	235.19	100.06	135.13	0.82	0.19	1.67	0.11	0.94	1.00	0.12	No
67	13.40	239.26	102.02	137.24	0.81	0.18	1.67	0.11	0.93	1.00	0.12	No
68	13.60	243.33	103.99	139.35	0.81	0.18	1.67	0.11	0.93	1.00	0.12	No
69	13.80	247.24	105.95	141.29	0.80	0.18	1.67	0.11	0.93	1.00	0.12	No
70	14.00	251.25	107.91	143.34	0.79	0.18	1.67	0.11	0.92	1.00	0.12	No
71	14.20	255.31	109.87	145.44	0.79	0.18	1.67	0.11	0.92	1.00	0.12	No
72	14.40	259.32	111.83	147.48	0.78	0.18	1.67	0.11	0.92	1.00	0.12	No
73	14.60	263.21	113.80	149.42	0.77	0.18	1.67	0.11	0.91	1.00	0.12	No
74	14.80	267.37	115.76	151.61	0.77	0.18	1.67	0.11	0.91	1.00	0.12	No
75	15.00	271.36	117.72	153.64	0.76	0.17	1.67	0.10	0.91	1.00	0.12	No
76	15.20	275.40	119.68	155.72	0.75	0.17	1.67	0.10	0.91	1.00	0.11	No
77	15.40	279.19	121.64	157.55	0.75	0.17	1.67	0.10	0.90	1.00	0.11	No
78	15.60	283.13	123.61	159.53	0.74	0.17	1.67	0.10	0.90	1.00	0.11	No
79	15.80	287.13	125.57	161.56	0.73	0.17	1.67	0.10	0.90	1.00	0.11	No
80	16.00	291.14	127.53	163.61	0.73	0.17	1.67	0.10	0.90	1.00	0.11	No
81	16.20	295.24	129.49	165.75	0.72	0.17	1.67	0.10	0.89	1.00	0.11	No
82	16.40	299.26	131.45	167.81	0.71	0.17	1.67	0.10	0.89	1.00	0.11	No
83	16.60	303.29	133.42	169.87	0.71	0.16	1.67	0.10	0.89	1.00	0.11	No
84	16.80	307.37	135.38	171.99	0.70	0.16	1.67	0.10	0.89	1.00	0.11	No
85	17.00	311.24	137.34	173.90	0.70	0.16	1.67	0.10	0.88	1.00	0.11	No
86	17.20	315.21	139.30	175.91	0.69	0.16	1.67	0.10	0.88	1.00	0.11	No
87	17.40	319.02	141.26	177.76	0.68	0.16	1.67	0.10	0.88	1.00	0.11	No
88	17.60	322.88	143.23	179.65	0.68	0.16	1.67	0.09	0.88	1.00	0.11	No
89	17.80	326.82	145.19	181.63	0.67	0.16	1.67	0.09	0.87	1.00	0.11	No
90	18.00	330.92	147.15	183.77	0.67	0.16	1.67	0.09	0.87	1.00	0.11	No
91	18.20	334.92	149.11	185.81	0.66	0.16	1.67	0.09	0.87	1.00	0.11	No
92	18.40	338.93	151.07	187.86	0.66	0.15	1.67	0.09	0.87	1.00	0.11	No
93	18.60	343.03	153.04	190.00	0.65	0.15	1.67	0.09	0.87	1.00	0.11	No
94	18.80	347.05	155.00	192.05	0.65	0.15	1.67	0.09	0.86	1.00	0.11	No
95	19.00	351.08	156.96	194.12	0.64	0.15	1.67	0.09	0.86	1.00	0.10	No
96	19.20	355.18	158.92	196.25	0.64	0.15	1.67	0.09	0.86	1.00	0.10	No

:: Cyclic Stress Ratio fully adjusted (CSR*) calculation data :: (continued)

Point ID	Depth (m)	σ_v (kPa)	u_0 (kPa)	σ_v' (kPa)	r_d	CSR	MSF	CSR _{eq}	K_σ	User FS	CSR*	Belongs to transition
97	19.40	359.27	160.88	198.39	0.63	0.15	1.67	0.09	0.86	1.00	0.10	No
98	19.60	363.34	162.85	200.50	0.63	0.15	1.67	0.09	0.85	1.00	0.10	No
99	19.80	367.41	164.81	202.60	0.62	0.15	1.67	0.09	0.85	1.00	0.10	No

Abbreviations

Depth: Depth from free surface, at which CPT was performed (m)
 σ_v : Total overburden pressure at test point (kPa)
 u_0 : Water pressure at test point (kPa)
 σ_v' : Effective overburden pressure based on GWT during earthquake (kPa)
 r_d : Nonlinear shear mass factor
 CSR: Cyclic Stress Ratio
 MSF: Magnitude Scaling Factor
 CSR_{eq}: CSR adjusted for M=7.5
 K_σ : Effective overburden stress factor
 CSR*: CSR fully adjusted

:: Cyclic Resistance Ratio (CRR) calculation data ::												
Point ID	Depth (m)	q _t (MPa)	I _c	Fr (%)	n	Q _{tn}	K _c	Q _{tn,cs}	CRR _{7.5}	Belongs to trans. layer	Clay-like behaviour	FS
1	0.20	0.01	4.06	750.33	1.00	0.18	26.61	4.73	4.00	No	Yes	2.00
2	0.40	2.27	2.53	2.90	0.82	38.46	3.36	129.09	4.00	No	No	2.00
3	0.60	1.97	2.55	2.65	0.83	33.40	3.82	127.70	4.00	No	No	2.00
4	0.80	2.56	2.61	4.35	0.85	43.33	5.78	250.35	4.00	No	No	2.00
5	1.00	1.78	2.92	8.19	0.97	29.93	5.90	176.46	4.00	No	Yes	2.00
6	1.20	1.60	2.96	8.28	0.99	26.77	6.28	168.01	4.00	No	Yes	2.00
7	1.40	1.60	2.97	8.74	1.00	26.71	6.46	172.63	4.00	No	Yes	2.00
8	1.60	1.20	3.09	9.43	1.00	19.97	7.75	154.83	4.00	No	Yes	2.00
9	1.80	1.11	3.06	7.95	1.00	18.25	7.46	136.08	4.00	No	Yes	2.00
10	2.00	1.01	3.07	7.37	1.00	16.52	7.56	124.95	4.00	No	Yes	2.00
11	2.20	1.02	3.01	6.00	1.00	16.67	6.83	113.86	4.00	No	Yes	2.00
12	2.40	1.02	3.01	6.02	1.00	16.61	6.85	113.87	4.00	No	Yes	2.00
13	2.60	1.22	2.90	5.03	0.98	19.89	5.69	113.23	4.00	No	Yes	2.00
14	2.80	0.92	3.08	6.75	1.00	14.83	7.67	113.77	4.00	No	Yes	2.00
15	3.00	1.12	3.01	6.72	1.00	18.10	6.91	125.01	4.00	No	Yes	2.00
16	3.20	1.13	3.04	7.30	1.00	18.27	7.15	130.67	0.87	No	Yes	2.00
17	3.40	1.03	3.04	6.75	1.00	16.54	7.25	119.98	0.79	No	Yes	2.00
18	3.60	0.94	3.05	5.96	1.00	14.78	7.26	107.33	0.71	No	Yes	2.00
19	3.80	0.94	3.06	5.99	1.00	14.35	7.39	106.03	0.68	No	Yes	2.00
20	4.00	0.94	3.10	6.81	1.00	13.93	7.96	110.82	0.66	No	Yes	2.00
21	4.20	0.95	3.16	8.18	1.00	13.73	8.71	119.62	0.66	No	Yes	2.00
22	4.40	1.24	2.99	6.14	1.00	17.84	6.66	118.85	0.85	No	Yes	2.00
23	4.60	1.15	3.13	8.57	1.00	15.87	8.29	131.52	0.76	No	Yes	2.00
24	4.80	1.24	3.06	7.37	1.00	16.86	7.49	126.20	0.80	No	Yes	2.00
25	5.00	0.95	3.18	7.64	1.00	12.24	8.94	109.44	0.58	No	Yes	2.00
26	5.20	0.87	3.22	7.62	1.00	10.75	9.52	102.37	0.51	No	Yes	2.00
27	5.40	0.87	3.23	7.65	1.00	10.47	9.66	101.21	0.50	No	Yes	2.00
28	5.60	1.06	3.18	8.16	1.00	12.81	9.00	115.30	0.61	No	Yes	2.00
29	5.80	1.06	3.14	6.86	1.00	12.50	8.44	105.47	0.60	No	Yes	2.00
30	6.00	1.26	3.03	5.71	1.00	14.70	7.14	104.94	0.70	No	Yes	2.00
31	6.20	1.17	3.17	8.03	1.00	13.29	8.78	116.64	0.63	No	Yes	2.00
32	6.40	1.17	3.17	8.06	1.00	12.97	8.90	115.40	0.62	No	Yes	2.00
33	6.60	0.78	3.29	6.95	1.00	7.98	10.62	84.70	0.38	No	Yes	2.00
34	6.80	0.88	3.22	6.08	1.00	8.95	9.51	85.11	0.43	No	Yes	2.00
35	7.00	0.88	3.26	6.89	1.00	8.75	10.11	88.49	0.42	No	Yes	2.00
36	7.20	0.70	3.41	8.12	1.00	6.47	12.44	80.53	0.31	No	Yes	2.00
37	7.40	0.79	3.35	7.85	1.00	7.42	11.52	85.53	0.35	No	Yes	2.00
38	7.60	0.70	3.52	11.72	1.00	6.17	14.53	89.74	0.29	No	Yes	2.00
39	7.80	0.89	3.28	6.90	1.00	8.16	10.47	85.44	0.39	No	Yes	2.00
40	8.00	1.19	3.12	5.64	1.00	11.12	8.23	91.54	0.53	No	Yes	2.00
41	8.20	0.81	3.34	6.97	1.00	6.94	11.37	78.87	0.33	No	Yes	2.00
42	8.40	0.91	3.33	7.78	1.00	7.80	11.22	87.48	0.37	No	Yes	2.00
43	8.60	0.91	3.31	6.91	1.00	7.64	10.81	82.64	0.36	No	Yes	2.00
44	8.80	1.10	3.29	8.30	1.00	9.44	10.51	99.20	0.45	No	Yes	2.00
45	9.00	1.10	3.11	4.17	1.00	9.27	8.01	74.20	0.44	No	Yes	2.00
46	9.20	2.49	2.83	4.51	0.98	22.50	5.03	113.16	1.07	No	Yes	2.00
47	9.40	4.45	2.24	1.08	0.75	41.27	1.76	72.77	0.12	No	No	1.01
48	9.60	2.49	2.93	6.22	1.00	21.68	6.04	130.96	1.03	No	Yes	2.00

:: Cyclic Resistance Ratio (CRR) calculation data :: (continued)

Point ID	Depth (m)	q _t (MPa)	I _c	Fr (%)	n	Q _{tn}	K _c	Q _{tn,cs}	CRR _{7.5}	Belongs to trans. layer	Clay-like behaviour	FS
49	9.80	1.12	3.34	9.07	1.00	8.67	11.34	98.27	0.41	No	Yes	2.00
50	10.00	0.72	3.54	9.54	1.00	4.95	14.85	73.55	0.24	No	Yes	2.00
51	10.20	0.74	3.50	8.30	1.00	4.98	14.13	70.32	0.24	No	Yes	2.00
52	10.40	0.93	3.33	6.16	1.00	6.61	11.11	73.51	0.32	No	Yes	2.00
53	10.60	0.93	3.29	5.27	1.00	6.50	10.58	68.75	0.31	No	Yes	2.00
54	10.80	2.11	2.86	3.43	1.00	16.51	5.27	87.06	0.79	No	Yes	2.00
55	11.00	1.13	3.35	8.41	1.00	7.92	11.48	90.88	0.38	No	Yes	2.00
56	11.20	0.75	3.44	5.87	1.00	4.62	12.99	60.04	0.22	No	Yes	1.85
57	11.40	0.75	3.50	7.16	1.00	4.54	14.00	63.56	0.22	No	Yes	1.82
58	11.60	0.75	3.55	8.46	1.00	4.46	14.94	66.55	0.21	No	Yes	1.78
59	11.80	1.14	3.22	4.94	1.00	7.54	9.56	72.12	0.36	No	Yes	2.00
60	12.00	1.14	3.29	6.33	1.00	7.42	10.61	78.70	0.35	No	Yes	2.00
61	12.20	1.25	3.23	5.67	1.00	8.17	9.69	79.14	0.39	No	Yes	2.00
62	12.40	0.76	3.52	7.22	1.00	4.23	14.50	61.35	0.20	No	Yes	1.69
63	12.60	1.06	3.42	8.58	1.00	6.41	12.75	81.79	0.31	No	Yes	2.00
64	12.80	1.94	2.91	3.03	1.00	13.02	5.76	74.95	0.62	No	Yes	2.00
65	13.00	4.49	2.53	2.46	0.88	33.03	3.44	113.53	0.22	No	No	1.81
66	13.20	4.01	2.48	1.74	0.86	29.14	2.67	77.90	0.12	No	No	1.04
67	13.40	11.96	2.17	2.23	0.75	92.50	1.60	148.38	0.38	No	No	2.00
68	13.60	11.96	2.18	2.24	0.75	91.34	1.61	147.34	0.38	No	No	2.00
69	13.80	10.98	2.02	1.22	0.69	84.50	1.33	112.24	0.21	No	No	1.79
70	14.00	13.92	1.99	1.44	0.68	106.95	1.29	138.05	0.32	No	No	2.00
71	14.20	10.99	2.24	2.44	0.78	80.20	1.78	142.85	0.35	No	No	2.00
72	14.40	11.97	2.10	1.67	0.72	88.41	1.45	128.46	0.28	No	No	2.00
73	14.60	10.01	2.10	1.34	0.72	72.88	1.45	105.61	0.19	No	No	1.63
74	14.80	12.95	2.26	2.88	0.79	91.43	1.82	166.52	4.00	No	No	2.00
75	15.00	10.40	2.20	1.94	0.77	72.89	1.67	122.08	0.25	No	No	2.00
76	15.20	11.00	2.23	2.19	0.78	76.06	1.74	132.10	0.29	No	No	2.00
77	15.40	12.38	1.83	0.65	0.63	91.01	1.13	102.75	0.18	No	No	1.58
78	15.60	8.06	2.34	2.18	0.82	52.99	2.09	110.48	0.21	No	No	1.81
79	15.80	10.41	2.22	1.94	0.78	69.82	1.71	119.35	0.24	No	No	2.00
80	16.00	12.96	2.07	1.55	0.72	88.82	1.41	125.21	0.26	No	No	2.00
81	16.20	18.86	1.92	1.41	0.66	132.69	1.21	160.44	4.00	No	No	2.00
82	16.40	14.94	1.99	1.34	0.69	102.39	1.28	131.31	0.29	No	No	2.00
83	16.60	16.90	1.91	1.18	0.66	116.89	1.20	139.75	0.33	No	No	2.00
84	16.80	13.96	2.13	1.92	0.75	90.99	1.51	137.76	0.32	No	No	2.00
85	17.00	12.98	1.90	0.83	0.66	87.79	1.19	104.72	0.19	No	No	1.70
86	17.20	8.09	2.42	2.52	0.86	47.85	2.38	113.75	0.22	No	No	1.98
87	17.40	10.05	2.04	0.94	0.72	64.38	1.36	87.73	0.14	No	No	1.31
88	17.60	10.64	2.05	1.02	0.72	67.64	1.37	92.56	0.15	No	No	1.42
89	17.80	8.48	2.35	2.08	0.84	49.51	2.12	104.76	0.19	No	No	1.73
90	18.00	9.46	2.49	3.58	0.89	53.11	2.71	143.82	0.36	No	No	2.00
91	18.20	12.02	2.16	1.68	0.77	72.69	1.58	114.76	0.22	No	No	2.00
92	18.40	13.00	2.11	1.55	0.75	79.00	1.48	116.66	0.23	No	No	2.00
93	18.60	16.93	2.03	1.58	0.72	104.60	1.34	140.09	0.34	No	No	2.00
94	18.80	13.99	2.07	1.44	0.73	84.45	1.40	118.33	0.23	No	No	2.00
95	19.00	18.89	1.87	1.06	0.66	119.77	1.16	138.83	0.33	No	No	2.00
96	19.20	15.96	2.08	1.68	0.74	94.76	1.42	134.18	0.30	No	No	2.00

:: Cyclic Resistance Ratio (CRR) calculation data :: (continued)

Point ID	Depth (m)	q_t (MPa)	I_c	Fr (%)	n	Q_{tn}	K_c	$Q_{tn,cs}$	CRR _{7.5}	Belongs to trans. layer	Clay-like behaviour	FS
97	19.40	16.94	2.04	1.58	0.73	100.79	1.36	136.70	0.32	No	No	2.00
98	19.60	12.04	2.28	2.24	0.82	66.07	1.88	124.24	0.26	No	No	2.00
99	19.80	11.06	2.34	2.45	0.84	58.95	2.09	122.91	0.25	No	No	2.00

Abbreviations

Depth: Depth from free surface, at which CPT was performed (m)
 q_t : Total cone resistance
 I_c : Soil behavior type index
 Fr: Normalized friction ratio (%)
 n: Stress exponent
 Q_{tn} : Normalized cone resistance
 K_c : Cone resistance correction factor due to fines
 $Q_{tn,cs}$: Normalized and adjusted cone resistance
 CRR_{7.5}: Cyclic resistance ratio for $M_w=7.5$
 FS: Factor of safety against soil liquefaction

:: Liquefaction Potential Index calculation data ::											
Depth (m)	FS	F _L	w _z	d _z	LPI	Depth (m)	FS	F _L	w _z	d _z	LPI
0.20	2.00	0.00	9.90	0.20	0.00	0.40	2.00	0.00	9.80	0.20	0.00
0.60	2.00	0.00	9.70	0.20	0.00	0.80	2.00	0.00	9.60	0.20	0.00
1.00	2.00	0.00	9.50	0.20	0.00	1.20	2.00	0.00	9.40	0.20	0.00
1.40	2.00	0.00	9.30	0.20	0.00	1.60	2.00	0.00	9.20	0.20	0.00
1.80	2.00	0.00	9.10	0.20	0.00	2.00	2.00	0.00	9.00	0.20	0.00
2.20	2.00	0.00	8.90	0.20	0.00	2.40	2.00	0.00	8.80	0.20	0.00
2.60	2.00	0.00	8.70	0.20	0.00	2.80	2.00	0.00	8.60	0.20	0.00
3.00	2.00	0.00	8.50	0.20	0.00	3.20	2.00	0.00	8.40	0.20	0.00
3.40	2.00	0.00	8.30	0.20	0.00	3.60	2.00	0.00	8.20	0.20	0.00
3.80	2.00	0.00	8.10	0.20	0.00	4.00	2.00	0.00	8.00	0.20	0.00
4.20	2.00	0.00	7.90	0.20	0.00	4.40	2.00	0.00	7.80	0.20	0.00
4.60	2.00	0.00	7.70	0.20	0.00	4.80	2.00	0.00	7.60	0.20	0.00
5.00	2.00	0.00	7.50	0.20	0.00	5.20	2.00	0.00	7.40	0.20	0.00
5.40	2.00	0.00	7.30	0.20	0.00	5.60	2.00	0.00	7.20	0.20	0.00
5.80	2.00	0.00	7.10	0.20	0.00	6.00	2.00	0.00	7.00	0.20	0.00
6.20	2.00	0.00	6.90	0.20	0.00	6.40	2.00	0.00	6.80	0.20	0.00
6.60	2.00	0.00	6.70	0.20	0.00	6.80	2.00	0.00	6.60	0.20	0.00
7.00	2.00	0.00	6.50	0.20	0.00	7.20	2.00	0.00	6.40	0.20	0.00
7.40	2.00	0.00	6.30	0.20	0.00	7.60	2.00	0.00	6.20	0.20	0.00
7.80	2.00	0.00	6.10	0.20	0.00	8.00	2.00	0.00	6.00	0.20	0.00
8.20	2.00	0.00	5.90	0.20	0.00	8.40	2.00	0.00	5.80	0.20	0.00
8.60	2.00	0.00	5.70	0.20	0.00	8.80	2.00	0.00	5.60	0.20	0.00
9.00	2.00	0.00	5.50	0.20	0.00	9.20	2.00	0.00	5.40	0.20	0.00
9.40	1.01	0.00	5.30	0.20	0.00	9.60	2.00	0.00	5.20	0.20	0.00
9.80	2.00	0.00	5.10	0.20	0.00	10.00	2.00	0.00	5.00	0.20	0.00
10.20	2.00	0.00	4.90	0.20	0.00	10.40	2.00	0.00	4.80	0.20	0.00
10.60	2.00	0.00	4.70	0.20	0.00	10.80	2.00	0.00	4.60	0.20	0.00
11.00	2.00	0.00	4.50	0.20	0.00	11.20	1.85	0.00	4.40	0.20	0.00
11.40	1.82	0.00	4.30	0.20	0.00	11.60	1.78	0.00	4.20	0.20	0.00
11.80	2.00	0.00	4.10	0.20	0.00	12.00	2.00	0.00	4.00	0.20	0.00
12.20	2.00	0.00	3.90	0.20	0.00	12.40	1.69	0.00	3.80	0.20	0.00
12.60	2.00	0.00	3.70	0.20	0.00	12.80	2.00	0.00	3.60	0.20	0.00
13.00	1.81	0.00	3.50	0.20	0.00	13.20	1.04	0.00	3.40	0.20	0.00
13.40	2.00	0.00	3.30	0.20	0.00	13.60	2.00	0.00	3.20	0.20	0.00
13.80	1.79	0.00	3.10	0.20	0.00	14.00	2.00	0.00	3.00	0.20	0.00
14.20	2.00	0.00	2.90	0.20	0.00	14.40	2.00	0.00	2.80	0.20	0.00
14.60	1.63	0.00	2.70	0.20	0.00	14.80	2.00	0.00	2.60	0.20	0.00
15.00	2.00	0.00	2.50	0.20	0.00	15.20	2.00	0.00	2.40	0.20	0.00
15.40	1.58	0.00	2.30	0.20	0.00	15.60	1.81	0.00	2.20	0.20	0.00
15.80	2.00	0.00	2.10	0.20	0.00	16.00	2.00	0.00	2.00	0.20	0.00
16.20	2.00	0.00	1.90	0.20	0.00	16.40	2.00	0.00	1.80	0.20	0.00
16.60	2.00	0.00	1.70	0.20	0.00	16.80	2.00	0.00	1.60	0.20	0.00
17.00	1.70	0.00	1.50	0.20	0.00	17.20	1.98	0.00	1.40	0.20	0.00
17.40	1.31	0.00	1.30	0.20	0.00	17.60	1.42	0.00	1.20	0.20	0.00
17.80	1.73	0.00	1.10	0.20	0.00	18.00	2.00	0.00	1.00	0.20	0.00
18.20	2.00	0.00	0.90	0.20	0.00	18.40	2.00	0.00	0.80	0.20	0.00
18.60	2.00	0.00	0.70	0.20	0.00	18.80	2.00	0.00	0.60	0.20	0.00
19.00	2.00	0.00	0.50	0.20	0.00	19.20	2.00	0.00	0.40	0.20	0.00

:: Liquefaction Potential Index calculation data :: (continued)

Depth (m)	FS	F _L	w _z	d _z	LPI	Depth (m)	FS	F _L	w _z	d _z	LPI
19.40	2.00	0.00	0.30	0.20	0.00	19.60	2.00	0.00	0.20	0.20	0.00
19.80	2.00	0.00	0.10	0.20	0.00						

Overall liquefaction potential: 0.00

LPI = 0.00 - Liquefaction risk very low

LPI between 0.00 and 5.00 - Liquefaction risk low

LPI between 5.00 and 15.00 - Liquefaction risk high

LPI > 15.00 - Liquefaction risk very high

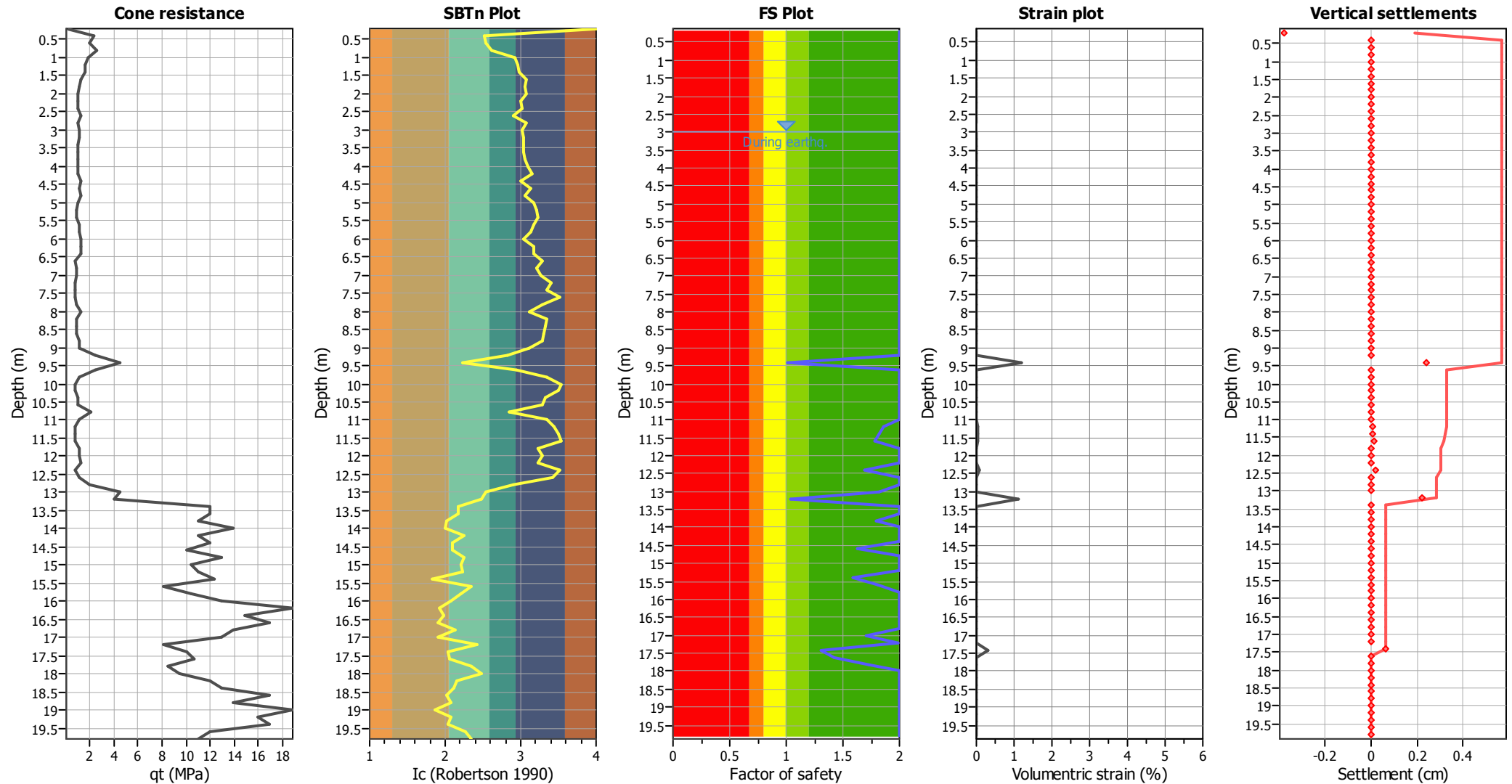
Abbreviations

FS: Calculated factor of safety for test point

F_L: 1 - FSw_z: Function value of the extend of soil liquefaction according to depthd_z: Layer thickness (m)

LPI: Liquefaction potential index value for test point

Estimation of post-earthquake settlements



Abbreviations

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

:: Post-earthquake settlement of dry sands ::													
Depth (m)	Ic	Kc	Qc1n	Qc1n,cs	N1,60 (blows)	Vs (m/s)	Gmax (kPa)	CSR	Shear, γ (%)	Svol,15 (%)	Nc	ev (%)	Settle. (cm)
0.20	4.06	26.61	0.18	4.73	0	0.0	0	0.08	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000
0.40	2.53	2.91	38.46	111.87	29	161.9	48440	0.08	0.001	0.00	5.21	0.00	0.000
0.60	2.55	3.02	33.40	100.73	27	152.8	42360	0.08	0.002	0.00	5.21	0.00	0.000
0.80	2.61	3.39	43.33	146.90	0	0.0	0	0.08	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000
1.00	2.92	5.90	29.93	176.46	0	0.0	0	0.08	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000
1.20	2.96	6.28	26.77	168.01	0	0.0	0	0.08	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000
1.40	2.97	6.46	26.71	172.63	0	0.0	0	0.08	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000
1.60	3.09	7.75	19.97	154.83	0	0.0	0	0.08	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000
1.80	3.06	7.46	18.25	136.08	0	0.0	0	0.08	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000
2.00	3.07	7.56	16.52	124.95	0	0.0	0	0.08	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000
2.20	3.01	6.83	16.67	113.86	0	0.0	0	0.08	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000
2.40	3.01	6.85	16.61	113.87	0	0.0	0	0.08	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000
2.60	2.90	5.69	19.89	113.23	0	0.0	0	0.08	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000
2.80	3.08	7.67	14.83	113.77	0	0.0	0	0.08	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000
Total estimated settlement: 0.00													

:: Post-earthquake settlement due to soil liquefaction ::													
Depth (m)	Q _{tn,cs}	FS	e _v (%)	DF	Settlement (cm)	Depth (m)	Q _{tn,cs}	FS	e _v (%)	DF	Settlement (cm)		
3.00	125.01	2.00	0.00	1.00	0.00	3.20	130.67	2.00	0.00	1.00	0.00		
3.40	119.98	2.00	0.00	1.00	0.00	3.60	107.33	2.00	0.00	1.00	0.00		
3.80	106.03	2.00	0.00	1.00	0.00	4.00	110.82	2.00	0.00	1.00	0.00		
4.20	119.62	2.00	0.00	1.00	0.00	4.40	118.85	2.00	0.00	1.00	0.00		
4.60	131.52	2.00	0.00	1.00	0.00	4.80	126.20	2.00	0.00	1.00	0.00		
5.00	109.44	2.00	0.00	1.00	0.00	5.20	102.37	2.00	0.00	1.00	0.00		
5.40	101.21	2.00	0.00	1.00	0.00	5.60	115.30	2.00	0.00	1.00	0.00		
5.80	105.47	2.00	0.00	1.00	0.00	6.00	104.94	2.00	0.00	1.00	0.00		
6.20	116.64	2.00	0.00	1.00	0.00	6.40	115.40	2.00	0.00	1.00	0.00		
6.60	84.70	2.00	0.00	1.00	0.00	6.80	85.11	2.00	0.00	1.00	0.00		
7.00	88.49	2.00	0.00	1.00	0.00	7.20	80.53	2.00	0.00	1.00	0.00		
7.40	85.53	2.00	0.00	1.00	0.00	7.60	89.74	2.00	0.00	1.00	0.00		
7.80	85.44	2.00	0.00	1.00	0.00	8.00	91.54	2.00	0.00	1.00	0.00		
8.20	78.87	2.00	0.00	1.00	0.00	8.40	87.48	2.00	0.00	1.00	0.00		
8.60	82.64	2.00	0.00	1.00	0.00	8.80	99.20	2.00	0.00	1.00	0.00		
9.00	74.20	2.00	0.00	1.00	0.00	9.20	113.16	2.00	0.00	1.00	0.00		
9.40	72.77	1.01	1.19	1.00	0.24	9.60	130.96	2.00	0.00	1.00	0.00		
9.80	98.27	2.00	0.00	1.00	0.00	10.00	73.55	2.00	0.00	1.00	0.00		
10.20	70.32	2.00	0.00	1.00	0.00	10.40	73.51	2.00	0.00	1.00	0.00		
10.60	68.75	2.00	0.00	1.00	0.00	10.80	87.06	2.00	0.00	1.00	0.00		
11.00	90.88	2.00	0.00	1.00	0.00	11.20	60.04	1.85	0.03	1.00	0.01		
11.40	63.56	1.82	0.04	1.00	0.01	11.60	66.55	1.78	0.05	1.00	0.01		
11.80	72.12	2.00	0.00	1.00	0.00	12.00	78.70	2.00	0.00	1.00	0.00		
12.20	79.14	2.00	0.00	1.00	0.00	12.40	61.35	1.69	0.09	1.00	0.02		
12.60	81.79	2.00	0.00	1.00	0.00	12.80	74.95	2.00	0.00	1.00	0.00		
13.00	113.53	1.81	0.00	1.00	0.00	13.20	77.90	1.04	1.11	1.00	0.22		
13.40	148.38	2.00	0.00	1.00	0.00	13.60	147.34	2.00	0.00	1.00	0.00		
13.80	112.24	1.79	0.00	1.00	0.00	14.00	138.05	2.00	0.00	1.00	0.00		

:: Post-earthquake settlement due to soil liquefaction :: (continued)

Depth (m)	$Q_{tn,cs}$	FS	e_v (%)	DF	Settlement (cm)	Depth (m)	$Q_{tn,cs}$	FS	e_v (%)	DF	Settlement (cm)
14.20	142.85	2.00	0.00	1.00	0.00	14.40	128.46	2.00	0.00	1.00	0.00
14.60	105.61	1.63	0.00	1.00	0.00	14.80	166.52	2.00	0.00	1.00	0.00
15.00	122.08	2.00	0.00	1.00	0.00	15.20	132.10	2.00	0.00	1.00	0.00
15.40	102.75	1.58	0.00	1.00	0.00	15.60	110.48	1.81	0.00	1.00	0.00
15.80	119.35	2.00	0.00	1.00	0.00	16.00	125.21	2.00	0.00	1.00	0.00
16.20	160.44	2.00	0.00	1.00	0.00	16.40	131.31	2.00	0.00	1.00	0.00
16.60	139.75	2.00	0.00	1.00	0.00	16.80	137.76	2.00	0.00	1.00	0.00
17.00	104.72	1.70	0.00	1.00	0.00	17.20	113.75	1.98	0.00	1.00	0.00
17.40	87.73	1.31	0.32	1.00	0.06	17.60	92.56	1.42	0.00	1.00	0.00
17.80	104.76	1.73	0.00	1.00	0.00	18.00	143.82	2.00	0.00	1.00	0.00
18.20	114.76	2.00	0.00	1.00	0.00	18.40	116.66	2.00	0.00	1.00	0.00
18.60	140.09	2.00	0.00	1.00	0.00	18.80	118.33	2.00	0.00	1.00	0.00
19.00	138.83	2.00	0.00	1.00	0.00	19.20	134.18	2.00	0.00	1.00	0.00
19.40	136.70	2.00	0.00	1.00	0.00	19.60	124.24	2.00	0.00	1.00	0.00
19.80	122.91	2.00	0.00	1.00	0.00						

Total estimated settlement: 0.57**Abbreviations**

$Q_{tn,cs}$: Equivalent clean sand normalized cone resistance
 FS: Factor of safety against liquefaction
 e_v (%): Post-liquefaction volumetric strain
 DF: e_v depth weighting factor
 Settlement: Calculated settlement

:: Strength loss calculation (Robertson (2009)) ::

Depth (m)	q_t (MPa)	Q_{tn}	K_c	$Q_{tn,cs}$	I_c	$S_{u(liq)}/\sigma'_v$	$S_{u(peak)}/\sigma'_v$
0.20	0.01	0.18	26.61	4.73	4.06	0.03	0.23
0.40	2.27	38.46	2.91	111.87	2.53	0.70	0.70
0.60	1.97	33.40	3.02	100.73	2.55	0.68	0.68
0.80	2.56	43.33	3.39	146.90	2.61	0.72	12.81
1.00	1.78	29.93	5.90	176.46	2.92	0.67	6.99
1.20	1.60	26.77	6.28	168.01	2.96	0.66	5.17
1.40	1.60	26.71	6.46	172.63	2.97	0.66	4.40
1.60	1.20	19.97	7.75	154.83	3.09	0.62	2.87
1.80	1.11	18.25	7.46	136.08	3.06	0.61	2.33
2.00	1.01	16.52	7.56	124.95	3.07	0.60	1.91
2.20	1.02	16.67	6.83	113.86	3.01	0.60	1.75
2.40	1.02	16.61	6.85	113.87	3.01	0.60	1.60
2.60	1.22	19.89	5.69	113.23	2.90	0.62	1.78
2.80	0.92	14.83	7.67	113.77	3.08	0.59	1.23
3.00	1.12	18.10	6.91	125.01	3.01	0.61	1.40
3.20	1.13	18.27	7.15	130.67	3.04	0.61	1.38
3.40	1.03	16.54	7.25	119.98	3.04	0.60	1.21
3.60	0.94	14.78	7.26	107.33	3.05	0.59	1.06
3.80	0.94	14.35	7.39	106.03	3.06	0.58	1.02
4.00	0.94	13.93	7.96	110.82	3.10	0.58	0.99
4.20	0.95	13.73	8.71	119.62	3.16	0.58	0.98
4.40	1.24	17.84	6.66	118.85	2.99	0.61	1.27
4.60	1.15	15.87	8.29	131.52	3.13	0.60	1.13
4.80	1.24	16.86	7.49	126.20	3.06	0.60	1.20
5.00	0.95	12.24	8.94	109.44	3.18	0.57	0.87
5.20	0.87	10.75	9.52	102.37	3.22	0.55	0.77
5.40	0.87	10.47	9.66	101.21	3.23	0.55	0.75
5.60	1.06	12.81	9.00	115.30	3.18	0.57	0.92
5.80	1.06	12.50	8.44	105.47	3.14	0.57	0.89
6.00	1.26	14.70	7.14	104.94	3.03	0.59	1.05
6.20	1.17	13.29	8.78	116.64	3.17	0.58	0.95
6.40	1.17	12.97	8.90	115.40	3.17	0.57	0.93
6.60	0.78	7.98	10.62	84.70	3.29	0.52	0.57
6.80	0.88	8.95	9.51	85.11	3.22	0.53	0.64
7.00	0.88	8.75	10.11	88.49	3.26	0.53	0.63
7.20	0.70	6.47	12.44	80.53	3.41	0.50	0.46
7.40	0.79	7.42	11.52	85.53	3.35	0.51	0.53
7.60	0.70	6.17	14.53	89.74	3.52	0.49	0.44
7.80	0.89	8.16	10.47	85.44	3.28	0.52	0.58
8.00	1.19	11.12	8.23	91.54	3.12	0.56	0.79
8.20	0.81	6.94	11.37	78.87	3.34	0.51	0.50
8.40	0.91	7.80	11.22	87.48	3.33	0.52	0.56
8.60	0.91	7.64	10.81	82.64	3.31	0.52	0.55
8.80	1.10	9.44	10.51	99.20	3.29	0.54	0.67
9.00	1.10	9.27	8.01	74.20	3.11	0.54	0.66
9.20	2.49	22.50	5.03	113.16	2.83	0.64	1.61
9.40	4.45	41.27	1.76	72.77	2.24	0.71	0.71
9.60	2.49	21.68	6.04	130.96	2.93	0.63	1.55

:: Strength loss calculation (Robertson (2009)) :: (continued)

Depth (m)	q_t (MPa)	Q_{tn}	K_c	$Q_{tn,cs}$	I_c	$S_{u(liq)}/\sigma'_v$	$S_{u(peak)}/\sigma'_v$
9.80	1.12	8.67	11.34	98.27	3.34	0.53	0.62
10.00	0.72	4.95	14.85	73.55	3.54	0.47	0.35
10.20	0.74	4.98	14.13	70.32	3.50	0.47	0.36
10.40	0.93	6.61	11.11	73.51	3.33	0.50	0.47
10.60	0.93	6.50	10.58	68.75	3.29	0.20	0.46
10.80	2.11	16.51	5.27	87.06	2.86	0.60	1.18
11.00	1.13	7.92	11.48	90.88	3.35	0.52	0.57
11.20	0.75	4.62	12.99	60.04	3.44	0.09	0.33
11.40	0.75	4.54	14.00	63.56	3.50	0.11	0.32
11.60	0.75	4.46	14.94	66.55	3.55	0.14	0.32
11.80	1.14	7.54	9.56	72.12	3.22	0.52	0.54
12.00	1.14	7.42	10.61	78.70	3.29	0.51	0.53
12.20	1.25	8.17	9.69	79.14	3.23	0.52	0.58
12.40	0.76	4.23	14.50	61.35	3.52	0.10	0.30
12.60	1.06	6.41	12.75	81.79	3.42	0.50	0.46
12.80	1.94	13.02	5.76	74.95	2.91	0.57	0.93
13.00	4.49	33.03	2.93	96.72	2.53	0.68	0.68
13.20	4.01	29.14	2.67	77.90	2.48	0.67	0.67
13.40	11.96	92.50	1.60	148.38	2.17	0.82	0.82
13.60	11.96	91.34	1.61	147.34	2.18	0.81	0.81
13.80	10.98	84.50	1.33	112.24	2.02	0.80	0.80
14.00	13.92	106.95	1.29	138.05	1.99	0.84	0.84
14.20	10.99	80.20	1.78	142.85	2.24	0.80	0.80
14.40	11.97	88.41	1.45	128.46	2.10	0.81	0.81
14.60	10.01	72.88	1.45	105.61	2.10	0.78	0.78
14.80	12.95	91.43	1.82	166.52	2.26	0.81	0.81
15.00	10.40	72.89	1.67	122.08	2.20	0.78	0.78
15.20	11.00	76.06	1.74	132.10	2.23	0.79	0.79
15.40	12.38	91.01	1.13	102.75	1.83	0.81	0.81
15.60	8.06	52.99	2.09	110.48	2.34	0.74	0.74
15.80	10.41	69.82	1.71	119.35	2.22	0.78	0.78
16.00	12.96	88.82	1.41	125.21	2.07	0.81	0.81
16.20	18.86	132.69	1.21	160.44	1.92	0.87	0.87
16.40	14.94	102.39	1.28	131.31	1.99	0.83	0.83
16.60	16.90	116.89	1.20	139.75	1.91	0.85	0.85
16.80	13.96	90.99	1.51	137.76	2.13	0.81	0.81
17.00	12.98	87.79	1.19	104.72	1.90	0.81	0.81
17.20	8.09	47.85	2.38	113.75	2.42	0.73	0.73
17.40	10.05	64.38	1.36	87.73	2.04	0.77	0.77
17.60	10.64	67.64	1.37	92.56	2.05	0.77	0.77
17.80	8.48	49.51	2.12	104.76	2.35	0.73	0.73
18.00	9.46	53.11	2.71	143.82	2.49	0.74	0.74
18.20	12.02	72.69	1.58	114.76	2.16	0.78	0.78
18.40	13.00	79.00	1.48	116.66	2.11	0.79	0.79
18.60	16.93	104.60	1.34	140.09	2.03	0.83	0.83
18.80	13.99	84.45	1.40	118.33	2.07	0.80	0.80
19.00	18.89	119.77	1.16	138.83	1.87	0.85	0.85
19.20	15.96	94.76	1.42	134.18	2.08	0.82	0.82

:: Strength loss calculation (Robertson (2009)) :: (continued)

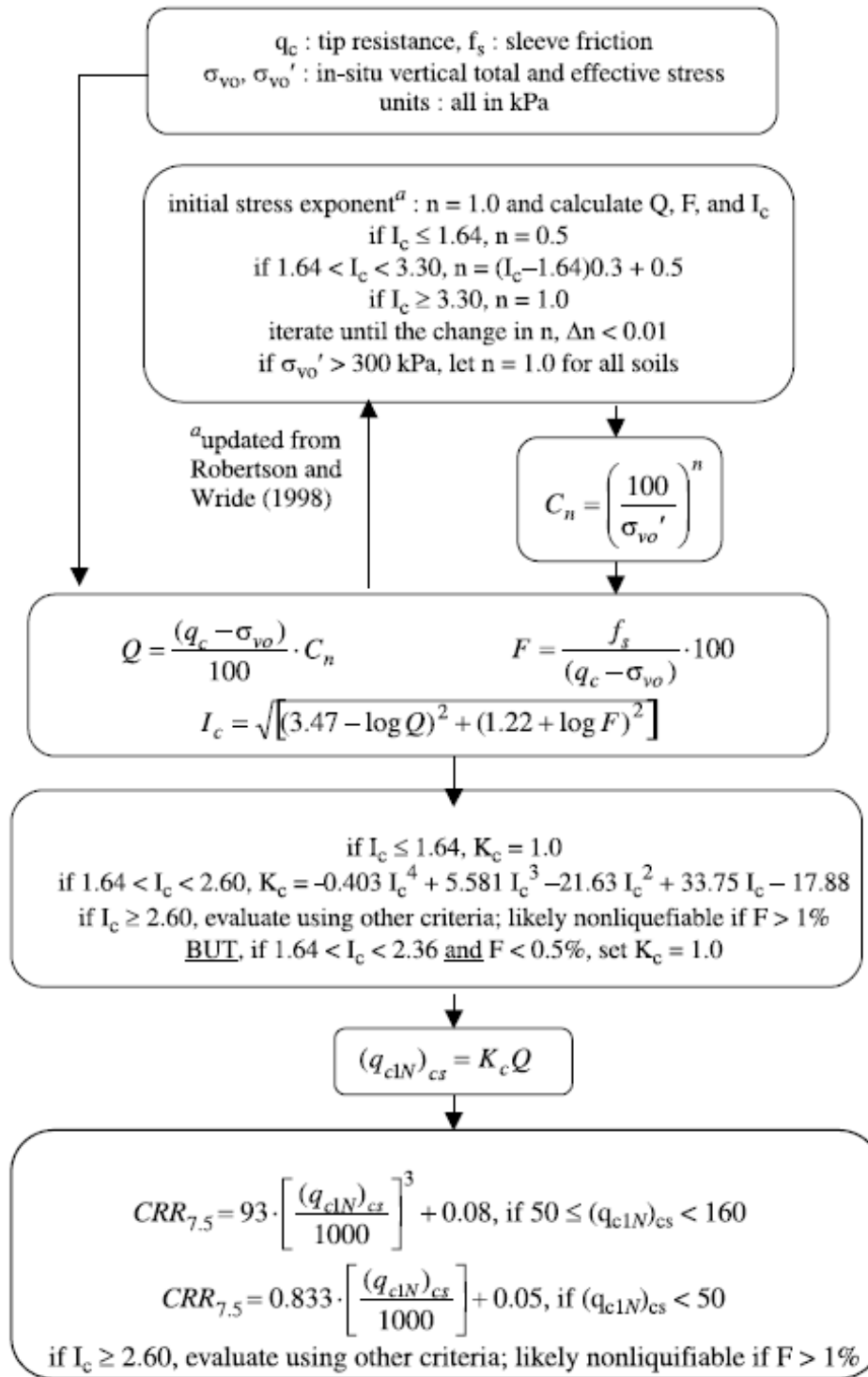
Depth (m)	q_t (MPa)	Q_{tn}	K_c	$Q_{tn,cs}$	I_c	$S_{u(liq)}/\sigma'_v$	$S_{u(peak)}/\sigma'_v$
19.40	16.94	100.79	1.36	136.70	2.04	0.83	0.83
19.60	12.04	66.07	1.88	124.24	2.28	0.77	0.77
19.80	11.06	58.95	2.09	122.91	2.34	0.76	0.76

Abbreviations

q_t :	Total cone resistance
K_c :	Cone resistance correction factor due to fines
$Q_{tn,cs}$:	Adjusted and corrected cone resistance due to fines
I_c :	Soil behavior type index
$S_{u(liq)}/\sigma'_v$:	Calculated liquefied undrained strength ratio
$S_{u(peak)}/\sigma'_v$:	Calculated peak undrained strength ratio

Procedure for the evaluation of soil liquefaction resistance, NCEER (1998)

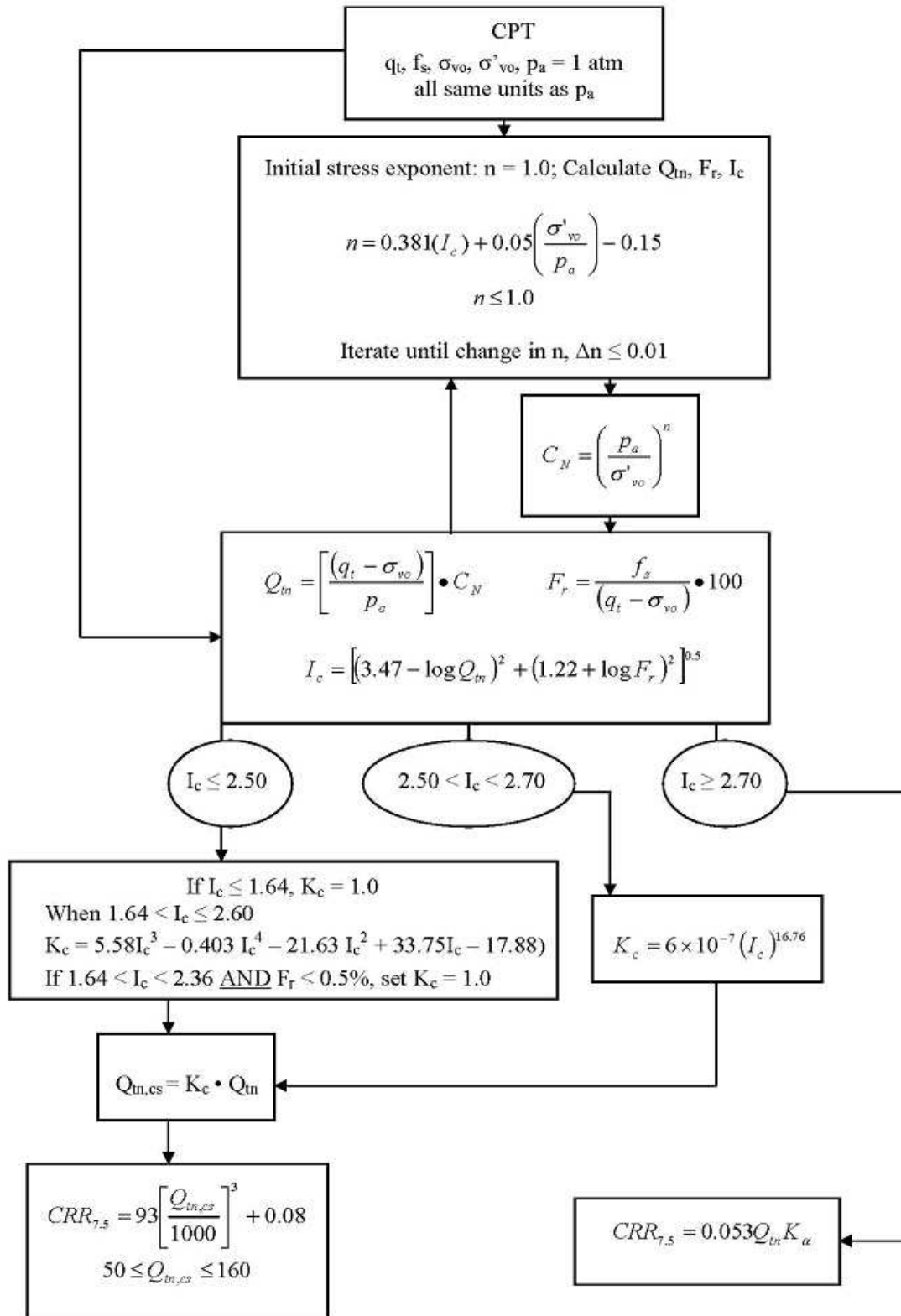
Calculation of soil resistance against liquefaction is performed according to the Robertson & Wride (1998) procedure. The procedure used in the software, slightly differs from the one originally published in NCEER-97-0022 (Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils). The revised procedure is presented below in the form of a flowchart¹:



¹ "Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground", G. Zhang, P.K. Robertson, and R.W.I. Brachman

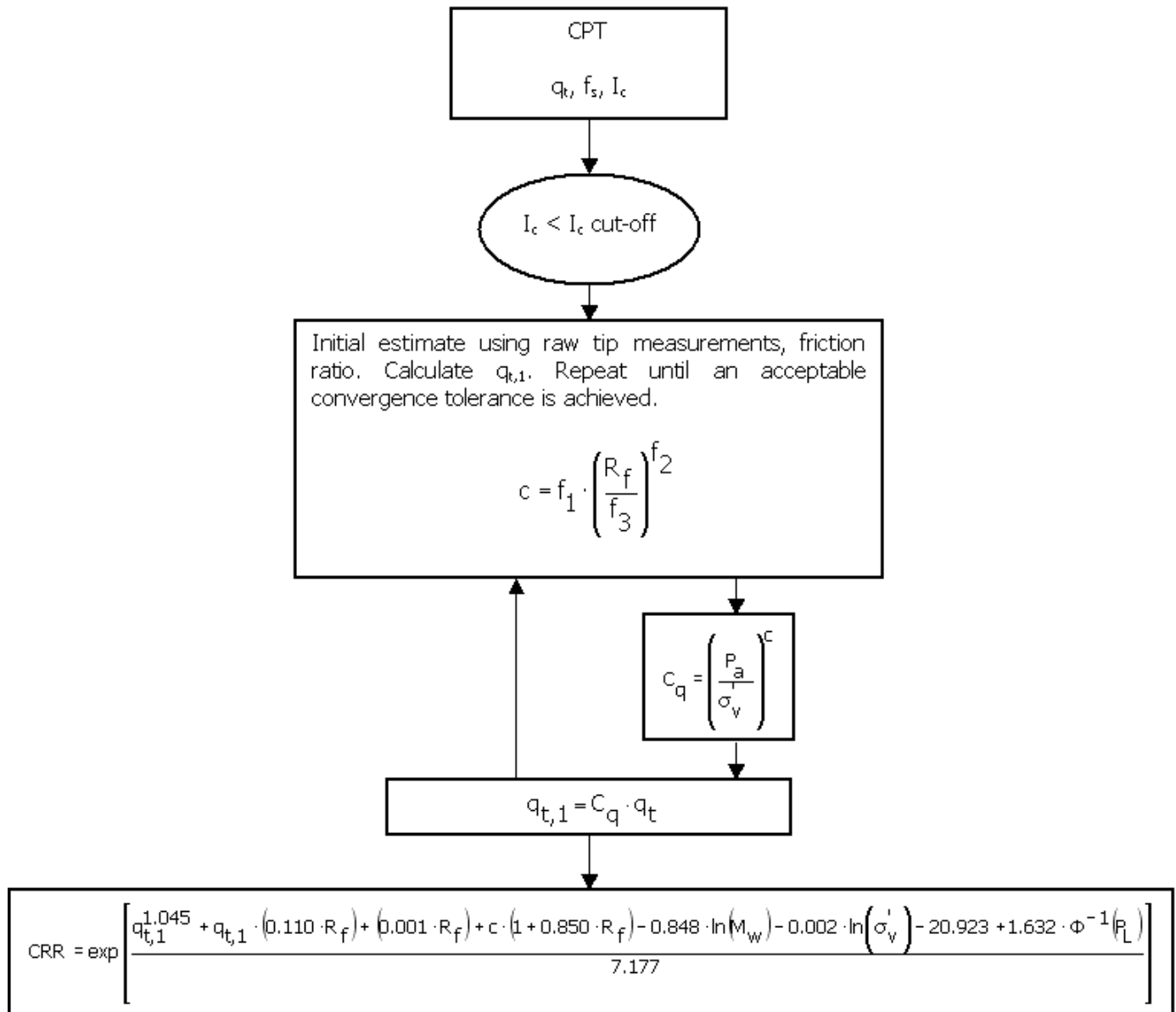
Procedure for the evaluation of soil liquefaction resistance (all soils) - Robertson (2010)

Calculation of soil resistance against liquefaction is performed according to the Robertson & Wride (1998) procedure. This procedure used in the software, slightly differs from the one originally published in NCEER-97-0022 (Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils). The revised procedure is presented below in the form of a flowchart¹:

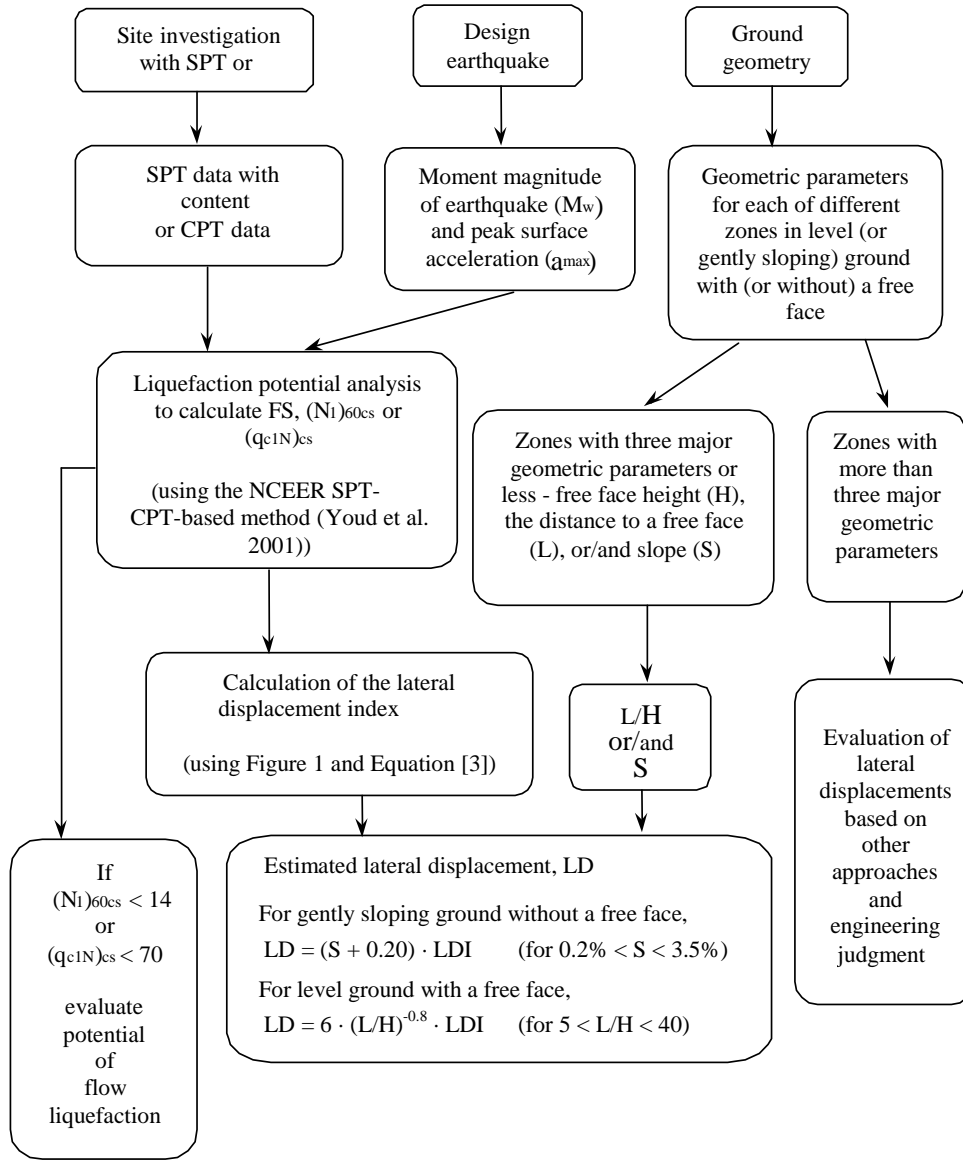


¹ P.K. Robertson, 2009. "Performance based earthquake design using the CPT", Keynote Lecture, International Conference on Performance-based Design in Earthquake Geotechnical Engineering – from case history to practice, IS-Tokyo, June 2009

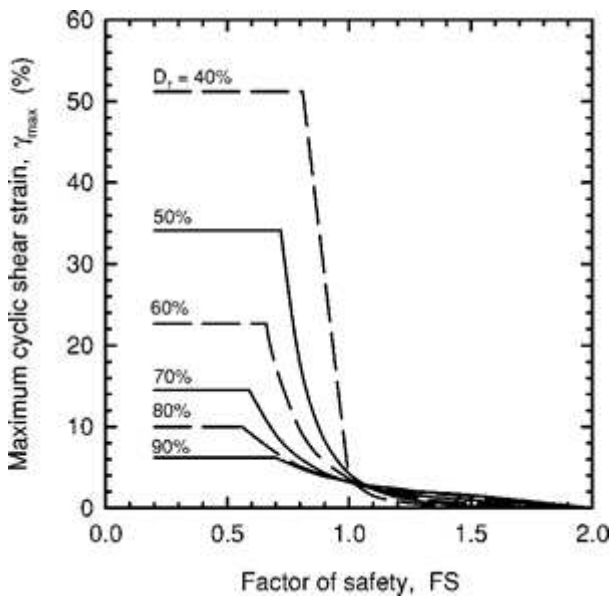
Procedure for the evaluation of soil liquefaction resistance (sandy soils) - Moss et al. (2006)



Procedure for the evaluation of liquefaction-induced lateral spreading displacements



¹ Flow chart illustrating major steps in estimating liquefaction-induced lateral spreading displacements using the proposed approach



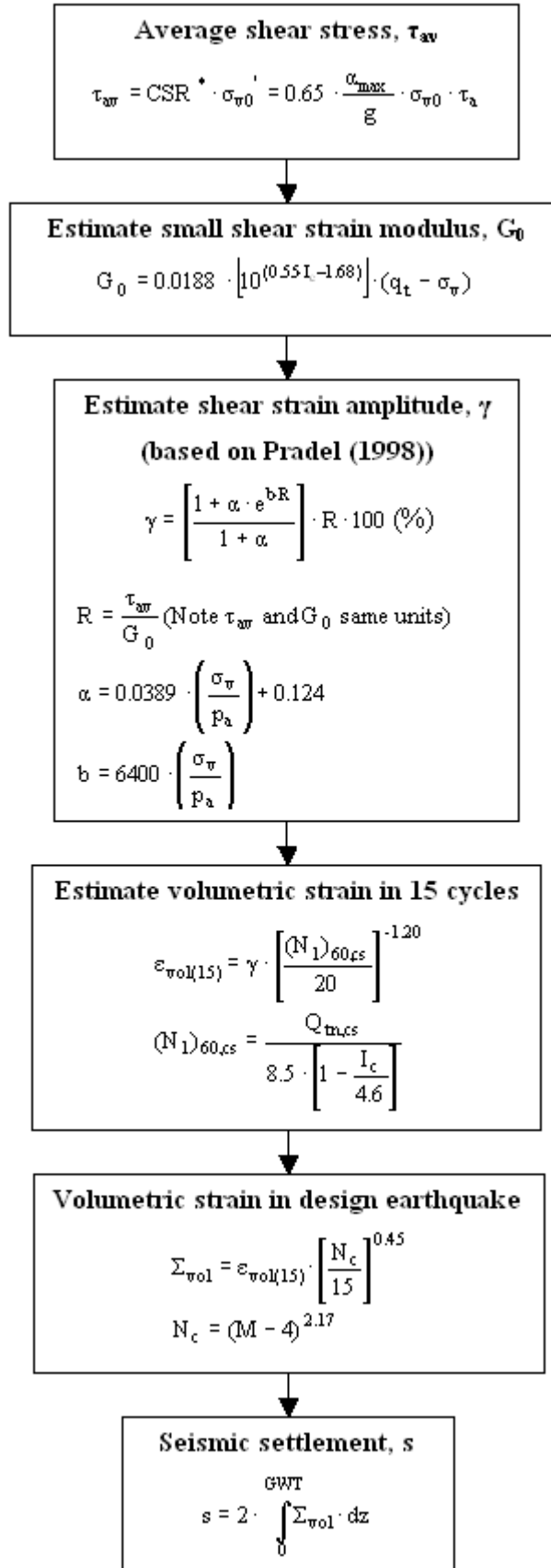
¹ Figure 1

$$LDI = \int_0^{Z_{max}} \gamma_{max} dz$$

¹ Equation [3]

¹ "Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground", G. Zhang, P.K. Robertson, and R.W.I. Brachman

Procedure for the estimation of seismic induced settlements in dry sands



Robertson, P.K. and Lisheng, S., 2010, "Estimation of seismic compression in dry soils using the CPT" FIFTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON RECENT ADVANCES IN GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS, Symposium in honor of professor I. M. Idriss, San Diego, CA

Liquefaction Potential Index (LPI) calculation procedure

Calculation of the Liquefaction Potential Index (LPI) is used to interpret the liquefaction assessment calculations in terms of severity over depth. The calculation procedure is based on the methodology developed by Iwasaki (1982) and is adopted by AFPS.

To estimate the severity of liquefaction extent at a given site, LPI is calculated based on the following equation:

$$LPI = \int_0^{20} (10 - 0.5z) \times F_L \times dz$$

where:

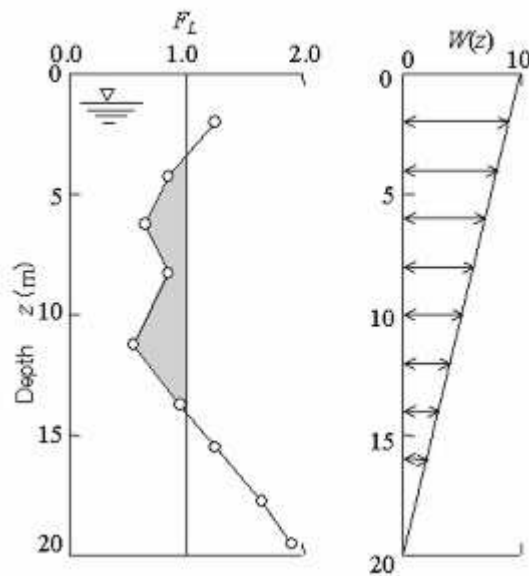
$F_L = 1 - F.S.$ when F.S. less than 1

$F_L = 0$ when F.S. greater than 1

z depth of measurement in meters

Values of LPI range between zero (0) when no test point is characterized as liquefiable and 100 when all points are characterized as susceptible to liquefaction. Iwasaki proposed four (4) discrete categories based on the numeric value of LPI:

- $LPI = 0$: Liquefaction risk is very low
- $0 < LPI \leq 5$: Liquefaction risk is low
- $5 < LPI \leq 15$: Liquefaction risk is high
- $LPI > 15$: Liquefaction risk is very high



Graphical presentation of the LPI calculation procedure

References

- Lunne, T., Robertson, P.K., and Powell, J.J.M 1997. Cone penetration testing in geotechnical practice, E & FN Spon Routledge, 352 p, ISBN 0-7514-0393-8.
- Boulanger, R.W. and Idriss, I. M., 2007. Evaluation of Cyclic Softening in Silts and Clays. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering June, Vol. 133, No. 6 pp 641-652
- Robertson, P.K. and Cabal, K.L., 2007, Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. Available at no cost at <http://www.geologismiki.gr/>
- Robertson, P.K. 1990. Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, 27 (1), 151-8.
- Robertson, P.K. and Wride, C.E., 1998. Cyclic Liquefaction and its Evaluation based on the CPT Canadian Geotechnical Journal, 1998, Vol. 35, August.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J., Liao, S., Marcuson III, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R., and Stokoe, K.H., Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, ASCE, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, October, pp 817-833
- Zhang, G., Robertson. P.K., Brachman, R., 2002, Estimating Liquefaction Induced Ground Settlements from the CPT, Canadian Geotechnical Journal, 39: pp 1168-1180
- Zhang, G., Robertson. P.K., Brachman, R., 2004, Estimating Liquefaction Induced Lateral Displacements using the SPT and CPT, ASCE, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, Vol. 130, No. 8, 861-871
- Pradel, D., 1998, Procedure to Evaluate Earthquake-Induced Settlements in Dry Sandy Soils, ASCE, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No. 4, 364-368
- Iwasaki, T., 1986, Soil liquefaction studies in Japan: state-of-the-art, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 5, No. 1, 2-70
- P.K. Robertson, 2009, Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., Canadian Geotechnical Journal, Vol. 46, No. 11, pp 1337-1355
- P.K. Robertson, 2009. "Performance based earthquake design using the CPT", Keynote Lecture, International Conference on Performance-based Design in Earthquake Geotechnical Engineering - from case history to practice, IS-Tokyo, June 2009
- Robertson, P.K. and Lisheng, S., 2010, "Estimation of seismic compression in dry soils using the CPT" FIFTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON RECENT ADVANCES IN GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS, *Symposium in honor of professor I. M. Idriss*, SAN diego, CA
- R. E. S. Moss, R. B. Seed, R. E. Kayen, J. P. Stewart, A. Der Kiureghian, K. O. Cetin, CPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of In Situ Seismic Soil Liquefaction Potential, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132, No. 8, August 1, 2006