

POROVINCIA DI RAVENNA

COMUNE DI ALFONSINE

**"INDAGINE GEOLOGICA A CORREDO DEL PROGETTO DI
REALIZZAZIONE DI PIANO URBANISTICO ATTUATIVO DA
REALIZZARSI IN ALFONSINE VIA RASPONA"**

RELAZIONE GEOLOGICA-TECNICA

**AGGIORNAMENTO AL DECRETO DELLA GIUNTA DELLA REGIONE EMILIA
ROMAGNA N. 630/19 E AL D.M. 17.01.2018 (AGGIORNAMENTO DELLE
«NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI»))**

INTEGRAZIONI

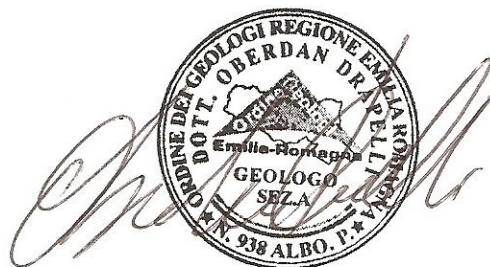
COMMITTENTE:

**CONSORZIO AGRARIO DI RAVENNA SOC COOP A R.L
VIA MADONNA DI GENOVA 39
COTIGNOLA**



REDATTO:

**DRAPELLI DR. OBERDAN – GEOLOGO –
N°938 ORDINE REGIONALE DELL'EMILIA ROMAGNA**



REV.	0	EMISSIONE GIUGNO 2021		
	1	REV SETTEMBRE 2021		

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

INDICE

1 INTEGRAZIONE.....	3
2 ANALISI DI III LIVELLO: RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	5
2.1 MISURE SISMICHE TROMINO DIGITALE	6
2.2 MACROSISMICITA'	21
2.3 VERIFICA MONODIMENSIONALE AMPLIFICAZIONE LOCALE	24
3. PERICOLO DI LIQUEFAZIONE.....	29
3.1: CEDIMENTI POST SISMICI.....	31
3.2 CEDIMENTI POST SISMICI NEI TERRENI GRANULARI	32
3.3 CEDIMENTI POST SISMICI IN TERRENI COESIVI.....	33
3.4 CEDIMENTI POST SISMICI TOTALI	35

1 INTEGRAZIONE

Oggetto: Richiesta di approvazione di Piano Urbanistico Attuativo (PUA) di iniziativa privata con valore di PDC per l'intervento di "Costruzione del Nuovo Consorzio Agrario" Convocazione Conferenza di servizi decisoria ai sensi dell'art. 14 e seguenti della L. 241/1990 e s.m.i.

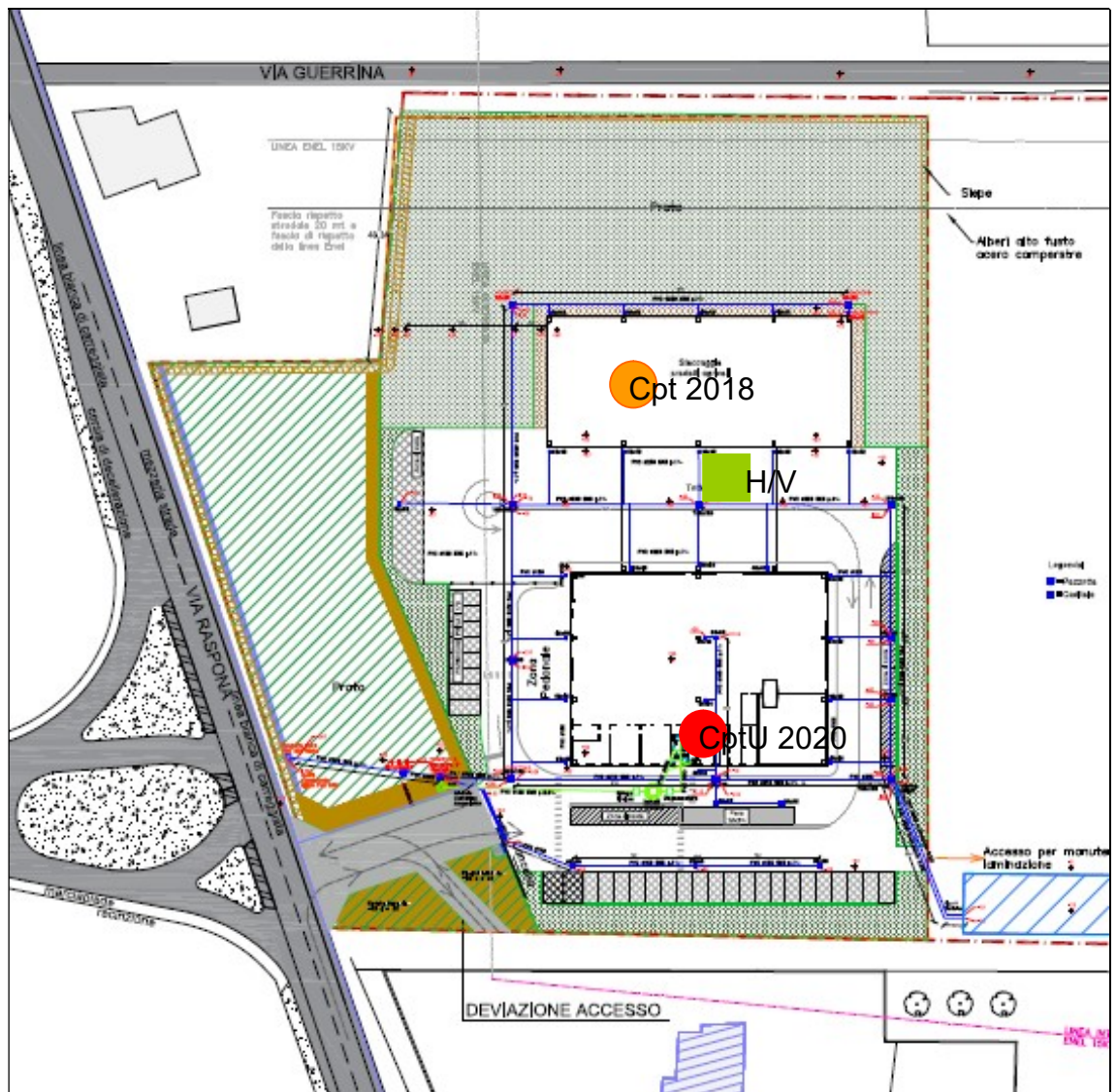
2: INDAGINI ESEGUITE SUL TERRENO

Per meglio caratterizzare la natura dei terreni si sono realizzate n° 1 prova penetrometrica statica eseguita con punta elettrica e piezocono (CPTU) spinte fino alla profondità di 30 metri ciascuna, ed inoltre si sono consultate una prova penetrometrica statica per il parere preventivo e il tromino effettuato nell'area di sedime. Si sono inoltre realizzati 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti a 70 e 40 metri ciascuno, attrezzati con DH il primo e piezometro il secondo. Nel corso dei sondaggi sono stati prelevati campioni indisturbati e prove spt in foro. Le prove penetrometriche statiche con piezocono e cono sismico consistono nell'infiggere nel terreno una punta conica a velocità di avanzamento costante misurando, ogni cm o ogni 2 cm a seconda della strumentazione, lo sforzo necessario per la penetrazione della punta *qc* e l'attrito che sviluppa il manicotto/sensore posto al di sopra della punta *fs*; si misura anche la pressione dei pori *u*. La prova penetrometrica statica CPTU consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta elettrica dotata di trasduttore di pressione di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v = 2 \text{ cm / sec} \pm 0,5 \text{ cm / sec}$). La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta.

Le dimensioni della punta / manicotto sono standardizzate, e precisamente:

- diametro di base del cono \varnothing = 35,7 mm
- area di punta conica A_p = 10 cm²
- angolo di apertura del cono α = 60 °
- superficie laterale del manicotto A_m = 150 cm²

I diagrammi originali sono stati elaborati mediante il software CPTU-AQU e vengono in calce allegati.



3: STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

Le prove penetrometriche eseguite nell'area in esame, sono risultate sostanzialmente omogenee e la stratigrafia ad esse correlata, viene di seguito riportata.

- Da piano campagna fino alla profondità di circa 0.60/1.00 metri: terreno di riporto
- Da circa 0.60/1.00 a circa 3.00 metri : sabbia debolmente limosa.
- Da circa 3.00 metri fino a 6.00 metri: limo argilloso e argilla limosa con possibili livelli organici.
- Da circa 6.00 metri fino a 7.00 metri: sabbia limosa.
- Da circa 7.00 metri fino a 13.00 metri: argilla limosa e limo argilloso con passaggi di livelli organici.
- Da circa 13.00 metri fino a 20.00 metri: sabbia limosa.
- Da circa 20.00 metri fino a 22.00 metri: limo argilloso sabbioso.
- Da circa 22.00 metri fino a 30.00 metri: argilla limosa alternata a limo argilloso.

UNIONE DEI COMUNI DELLA BASSA ROMAGNA: INTEGRAZIONE AL PUNTO 2

PROVINCIA DI RAVENNA: Si chiede di integrare la Relazione Geologica, al fine di corrispondere pienamente alla DGR n. 630/2019, ed in particolare riportando i parametri di amplificazione sismica ivi previsti.

4. ANALISI DI III LIVELLO: RISPOSTA SISMICA LOCALE

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

Per la classificazione dei terreni di fondazione oltre alla prova CPTU è stata eseguita una misura a stazione singola del microtremore sismico, mediante una strumentazione quale il tromografo digitale portatile denominato TROMINO ENGY che permette la misura della frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo, per la definizione delle V_{s30} e della categoria sismica del sottosuolo, come richiesto dalle normative vigenti. Per quanto concerne la modellazione della risposta sismica locale,

essa è stata elaborata con il software STRATA finalizzata alla stima dell'amplificazione al suolo e degli spettri di risposta per i terremoti di riferimento (Tr di 475 anni con smorzamento del 5%) forniti dalla Regione Emilia-Romagna. Per la verifica alla liquefazione dei terreni di fondazione è stata utilizzata le risultanze della campagna di indagini geognostiche consistita nell'esecuzione di n. 1 prove penetrometriche statiche con piezocono sismico elettrico (CPTU), spinta alla profondità massima di 30 metri dal piano campagna.

4.1 MISURE SISMICHE TROMINO DIGITALE

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

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

- la **frequenza caratteristica di risonanza del sito** che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale in quanto si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericolosi
- la **frequenza fondamentale di risonanza di un edificio**, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito e capire se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;
- la **velocità media delle onde di taglio Vs** calcolata tramite un apposito codice di calcolo. E' necessario, per affidabilità del risultato, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia e riconoscibile nella curva H/V. E' possibile calcolare la Vs30 e la relativa categoria del suolo di fondazione come esplicitamente richiesto dalle Norme tecniche per le Costruzioni del 14 Gennaio 2008;
- la **stratigrafia del sottosuolo** con un range di indagine compreso tra 0,5 e 700 metri di profondità anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 metri.

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

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

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

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

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

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

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

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

In fase operativa si sono seguite le seguenti operazioni:

1. il rumore sismico è stato registrato nelle sue tre componenti per un intervallo di

tempo dell'ordine delle decine di minuti (circa 20 minuti);

2. la registrazione è stata suddivisa in intervalli della durata di qualche decina di secondi ciascuno;
3. per ogni segmento viene eseguita un'analisi spettrale del segmento nelle sue tre componenti;
4. per ciascun segmento si calcolano i rapporti spettrali tra le componenti del moto sui piani orizzontale e verticale;
5. vengono calcolati i rapporti spettrali medi su tutti i segmenti.

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

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

Per la determinazione delle velocità delle onde di taglio si utilizza un codice di calcolo appositamente creato per interpretare i rapporti spettrali (HVSr) basati sulla simulazione del campo di onde di superficie (Rayleigh e Love) in sistemi multistrato a strati piani e paralleli secondo la teoria descritta in AKI (1964) e Ben-Menahem e Singh (1981). Il codice può elaborare modelli con qualsiasi numero di strati, in qualsiasi intervallo di frequenze e in qualsiasi numero di modi (fondamentale e superiori). Operativamente si costruisce un modello teorico HVSr avente tante discontinuità sismiche quante sono le discontinuità evidenziate dalla registrazione eseguita; successivamente, tramite specifico algoritmo, si cercherà di adattare la curva teorica a quella sperimentale. In questo modo si otterranno gli spessori dei sismostrati con la relativa velocità delle onde VS. Il metodo HVSr consiste nello studio del rapporto spettrale tra la componente orizzontale del rumore e quella verticale (H/V spectrum). Il valore di tale rapporto è direttamente correlato con la frequenza di risonanza determinata dal passaggio tra due strati con una differenza significativa del contrasto di impedenza (velocità delle onde e densità del materiale). Nel presente

lavoro si sfrutterà la teoria di Nakamura che relaziona lo spettro di risposta del substrato roccioso (rapporto spettrale H/V) con quello effettivamente misurato in superficie. Considerando due strati con differente impedenza acustica, la **frequenza di risonanza (fr)** è legata allo spessore e alla velocità delle onde di taglio Vs del primo strato dalla seguente relazione:

$$f = V_s / 4H$$

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

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

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

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

La registrazione è avvenuta impostando i seguenti parametri strumentali:

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

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

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

L'interpretazione dei dati ottenuti dal rilievo del rumore sismico consente sia di correlare il valore di picco dello spettro di risposta HVSR con la profondità del

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

Di seguito si riportano i dati relativi all'acquisizione sismica:

Start recording: 04/12/20 11:08:53 End recording: 04/12/20 11:28:53

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

GPS data not available

Trace length: 0h20'00". Analysis performed on the entire trace.

Sampling rate: 128 Hz

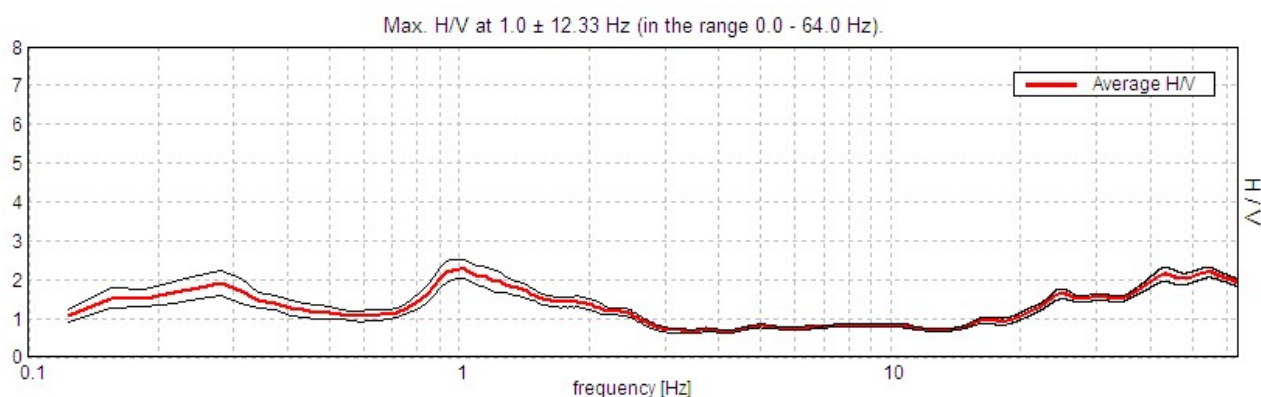
Window size: 20 s

Smoothing type: Triangular window

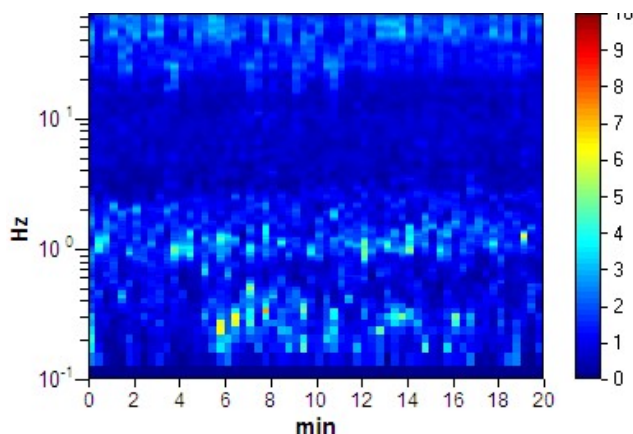
Smoothing: 10%

Nel grafico che segue è rappresentata la curva sperimentale H/V frutto dell'elaborazione mediante algoritmo dei microtremori registrato dall'apparecchiatura, in ascissa la frequenza di risonanza del terreno, in ordinata il rapporto H/V:

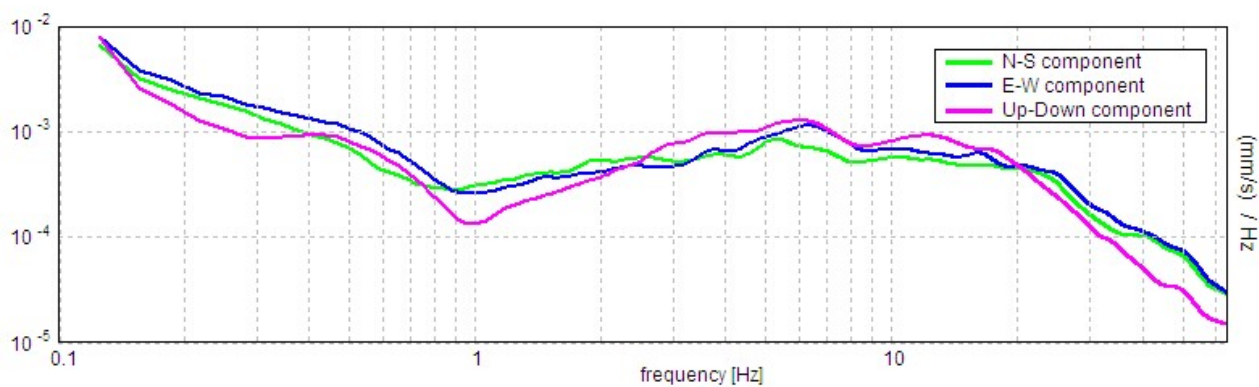
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



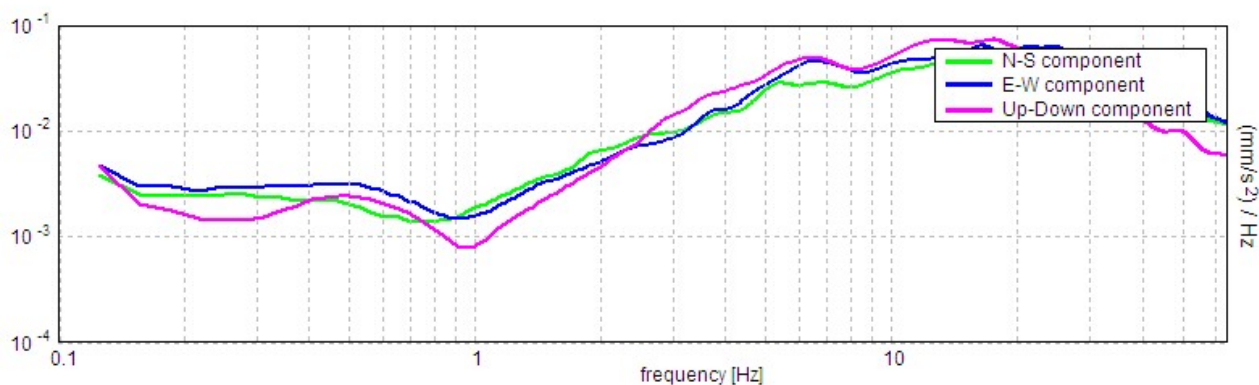
H/V TIME HISTORY



Nei grafici successivi l'andamento della traccia nelle 3 componenti N-S, E-W e verticale:
SINGLE COMPONENT SPECTRA (VELOCITA')

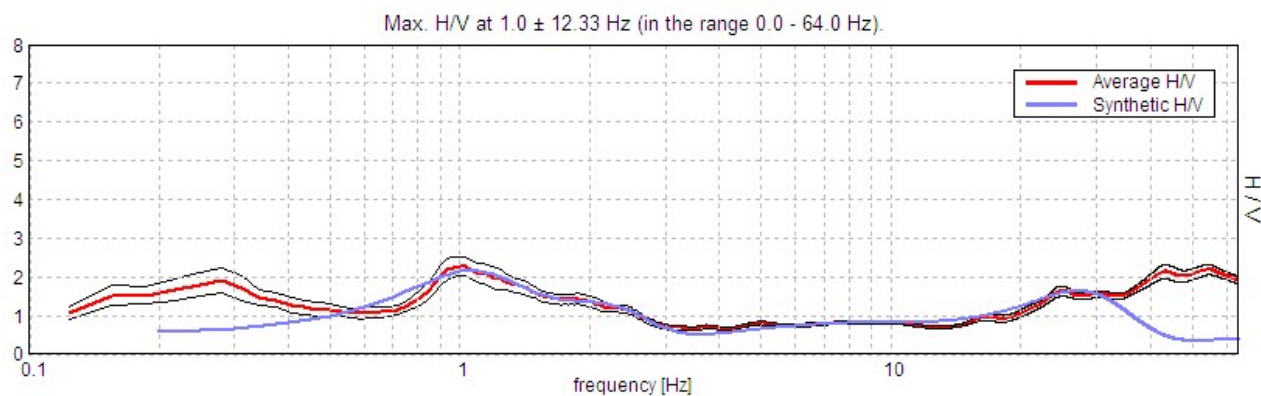


SINGLE COMPONENT SPECTRA (ACCELERAZIONE)



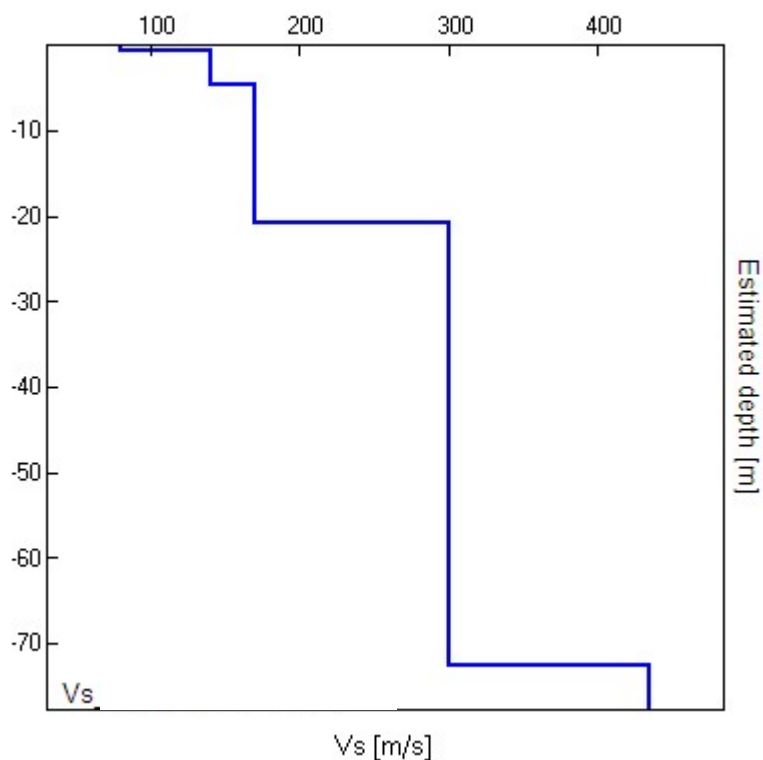
Il grafico sotto rappresenta l'elaborazione della traccia sperimentale da cui si ricava la Vs30 e relativa categoria di suolo, la curva blu è la curva teorica risultato dell'elaborazione, devono essere il più possibile coincidenti;

EXPERIMENTAL VS SYNTHETIC H/V



A seguire uno schema dei sismostrati nei quali è stato suddiviso il sottosuolo, ciascuno caratterizzato da uno specifico valore V_s , e quindi il relativo grafico dell'andamento della V_s in profondità,.

Litologia presunta	Profondità totale	Sismostrati [m]	V_s [m/s]
Terreno vegetale	0.70	0.70	80
Limi e Argille molto tenere	4.70	4.00	140
Limi e Argille tenere	20.70	16.00	170
Limi e argille medie	72.70	52.00	300
Substrato argilloso non rigido	inf.	inf.	435



Il valore medio risultante dall'elaborazione fornisce la seguente V_{s30} , valore che non va assunto come dato certo, ma considerando un margine di errore.

$$V_{S30}=195\text{m/s}$$

Il valore ottenuto classifica il terreno come sito C.

Trattasi di sabbie e ghiaie mediamente addensate e argille di media consistenza.

Tabella 1. Velocità caratteristiche delle onde S nei vari tipi di suolo [cfr. Borchardt, 1994]

TIPO DI SUOLO	V_s min [m/s]	V_s media [m/s]	V_s max [m/s]
ROCCE MOLTO DURE (es. rocce metamorfiche molto poco fratturate)	1400	1620	-
ROCCE DURE (es. graniti, rocce ignee, conglomerati, arenarie e argilliti, da mediamente a poco fratturati)	700	1050	1400
SUOLI GHIAIOSI e ROCCE DA TENERE A DURE (es. rocce sedimentarie ignee, tenere, arenarie, argilliti, ghiaie e suoli con > 20% di ghiaia)	375	540	700
ARGILLE COMPATTE e SUOLI SABBiosi (es. sabbie da sciolte a molto compatte, limi e argille sabbiose, argille da medie a compatte e argille limose)	200	290	375
TERRENI TENERI (es. terreni di riempimento sotto falda, argille da tenere a molto tenere).	100	150	200

Nella tabella sotto è illustrata la qualità del segnale acquisito in base al progetto SESAME (Linee guida 2005). Per l'affidabilità della curva HVSR devono essere positivi i primi 3 parametri, mentre per avere un chiaro e pulito segnale del picco massimo devono essere soddisfatti 5 parametri su 6.

Max. H/V at 1.00 ± 0.04 Hz. (in the range 0.0 - 64.0 Hz).			
Criteria for a reliable HVSR curve[All 3 should be fulfilled]			
$f_0 > 10 / L_w$	$1.00 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$1200.0 > 200$	OK	
$s_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $s_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 49 times	OK	
Criteria for a clear HVSR peak[At least 5 out of 6 should be fulfilled]			
Exists f^* in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^*) < A_0 / 2$	0.688 Hz	OK	
Exists f^* in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^*) < A_0 / 2$	2.469 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$2.28 > 2$	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm s_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.04509 < 0.05$	OK	
$s_f < e(f_0)$	$0.01509 < 0.20$	OK	
$s_A(f_0) < q(f_0)$	$0.2445 < 1.78$	OK	

La frequenza di risonanza caratteristica o di riferimento del terreno è $F_0 = 1,0$ Hz

VALUTAZIONE EFFETTO DOPPIA RISONANZA

E' previsto uno studio di fattibilità per la realizzazione di un fabbricato ad uso commerciale pertanto al momento si tralascia la valutazione del fenomeno della risonanza.

PARAMETRI SISMICI da GEOSTRU

Tipo di elaborazione: FONDAZIONI

Sito in esame: C

Coordinate espresse in ED50: Latitudine: 44,513678° Longitudine: 12,047392°

Coordinate espresse in WGS84: Latitudine: 44.512745° Longitudine: 12.046415°

Classe d'uso I: costruzioni con presenza occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe d'uso II: costruzioni con normale affollamento di persone, assenza di funzioni pubbliche e sociali importanti, industrie con attività non pericolose per l'ambiente, ponti, strade e opere infrastrutturali non ricadenti in classe d'uso III e IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza, dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe d'uso III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi; industrie con attività pericolose per l'ambiente; reti viarie extraurbane non ricadenti in classe d'uso IV; ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza; dighe rilevanti per un loro eventuale collasso.

Classe d'uso IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della Protezione Civile in caso di calamità. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie di collegamento tra capoluoghi di provincia, ponti e reti ferroviarie di importanza critica per le vie di comunicazione, dighe connesse al funzionamento di acquedotti e centrali idroelettriche.

Siti di riferimento:

	ID	Latitudine °	Longitudine °	Distanza
Sito 1	16740	44,5258	12,0180	2687,756
Sito 2	16741	44,5266	12,0881	3534,276
Sito 3	16963	44,4766	12,0893	5297,447
Sito 4	16962	44,4758	12,0193	4769,212

Categoria suolo: C

Categoria topografica: T1

Vita nominale opera: 50 anni

Coefficiente C_u : 1,0

Parametri sismici:

	$P_{VR} \%$	Tr (anni)	ag (g)	Fo (-)	Tc* (s)
Operatività SLO	81	30	0,047	2,455	0,260
Danno SLD	63	50	0,059	2,492	0,276
Salvaguardia vita SLV	10	475	0,160	2,565	0,278
Prevenzione collasso SLC	5	975	0,212	2,511	0,284

P_{VR} = probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R = 35$ anni

Tr = periodo di riferimento

ag = accelerazione di gravità

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orr.

Tc = periodo di inizio del tratto di velocità costante dello spettro di accelerazione orr.

Coefficienti sismici:

	Ss (-)	Cc (-)	St (-)	Kh (-)	Kv (-)	Amax (m/s^2)	Beta (-)
SLO	1,500	1,640	1,000	0,014	0,007	0,694	0,200
SLD	1,500	1,610	1,000	0,018	0,009	0,861	0,200
SLV	1,450	1,600	1,000	0,056	0,028	2,282	0,240
SLC	1,380	1,590	1,000	0,082	0,041	2,873	0,280

Ss = amplificazione stratigrafica

Cc = coeff. funz. categoria

St = amplificazione topografica

Amax = acc. max attesa al sito

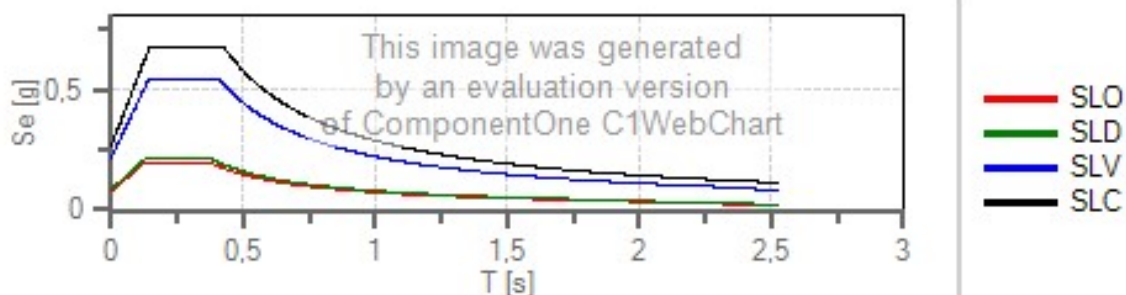
Kh = coeff, sismico verticale

Kv = coeff. Sismico orizzontale

Beta = coeff. riduzione acc.max

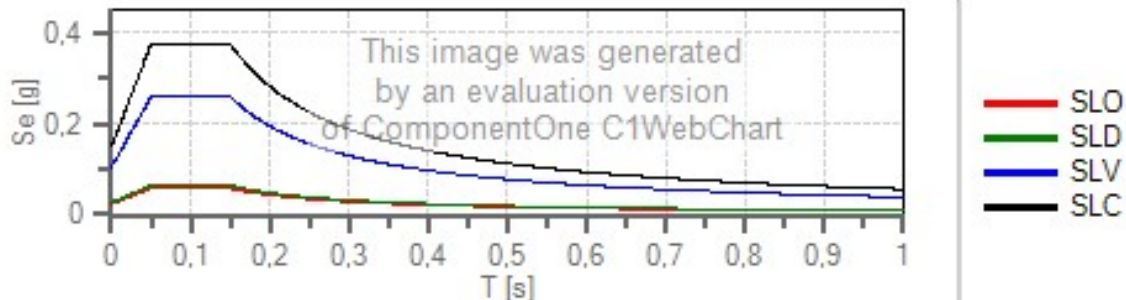
SPETTRI DI RISPOSTA da GEOSTRU

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



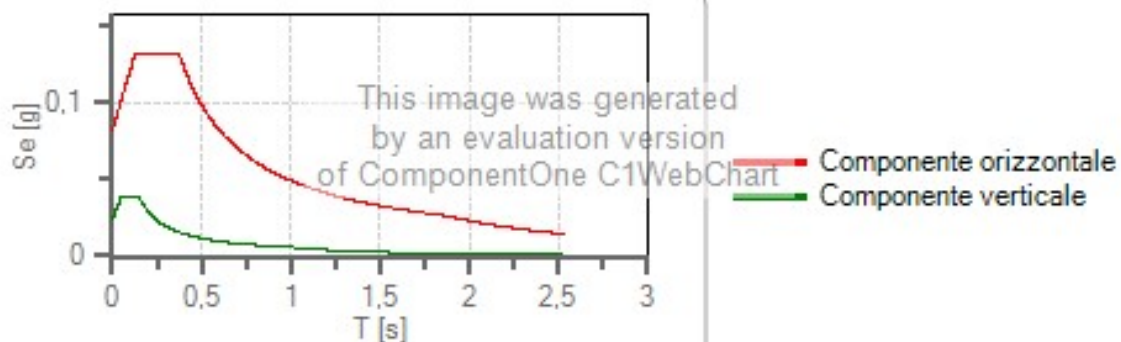
	cu	ag	Fo	Tc	Ss	Cc	St	S		Tb	Tc	Td
SLO	1,0	0,047	2,455	0,260	1,500	1,640	1,000	1,500	1,000	0,142	0,427	1,789
SLD	1,0	0,059	2,492	0,276	1,500	1,610	1,000	1,500	1,000	0,148	0,445	1,834
SLV	1,0	0,160	2,565	0,278	1,450	1,600	1,000	1,450	1,000	0,148	0,444	2,242
SLC	1,0	0,212	2,511	0,284	1,380	1,590	1,000	1,380	1,000	0,151	0,452	2,449

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali



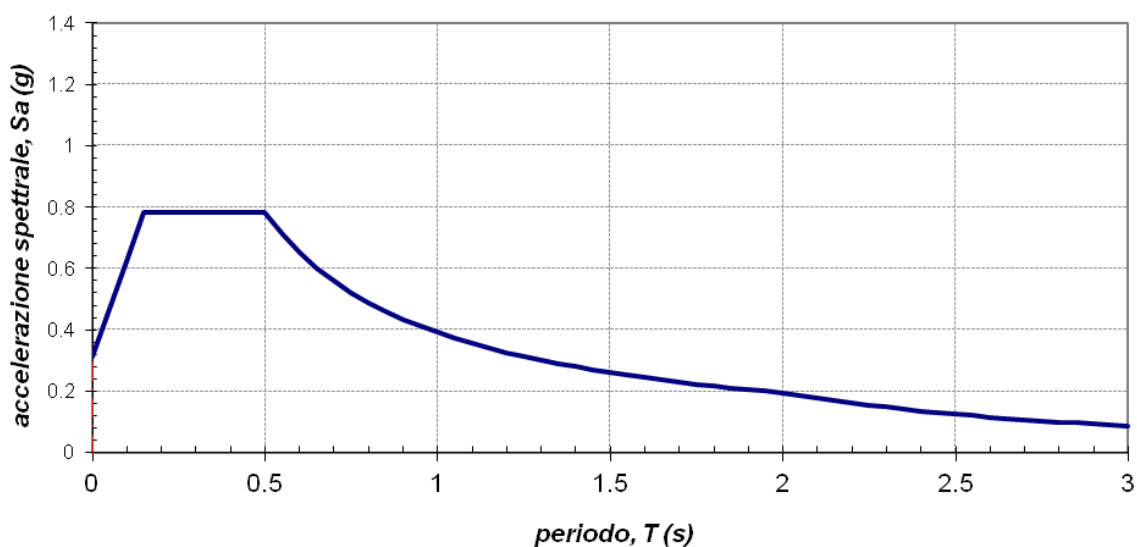
	cu	ag	Fo	Tc	Ss	Cc	St	S		Tb	Tc	Td
SLO	1,0	0,047	2,455	0,260	1,000	1,640	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLD	1,0	0,059	2,492	0,276	1,000	1,610	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLV	1,0	0,160	2,565	0,278	1,000	1,600	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLC	1,0	0,212	2,511	0,284	1,000	1,590	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000

Spettri di progetto per lo stato limite: SLO



	cu	ag	Fo	Tc	Ss	Cc	St	S	q	Tb	Tc	Td
SLO h	1,0	0,047	2,455	0,260	1,500	1,640	1,000	1,500	1,500	0,142	0,427	1,789
SLO v	1,0	0,047	2,455	0,260	1,500	1,640	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000

Spettro risposta elastico orizzontale su suolo rigido



Zona 2	Tipo suolo	ag	S	Tb (s)	Tc (s)	Td (s)	piani	T	Sa
Pianura 2	C	0.25	1.25	0.15	0.5	2	0	0	0,3125

Dallo spettro di risposta normalizzato è possibile ottenere, moltiplicando i valori della tabella 1 per il valore di a_{refg} di ogni comune, lo spettro di risposta a probabilità uniforme che descrive le caratteristiche del moto sismico atteso per ogni comune dell'Emilia-Romagna.

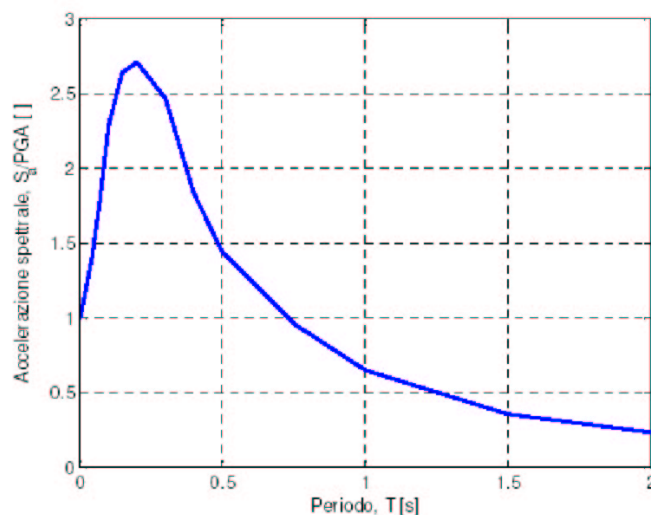


Figura - Spettro di risposta normalizzato (TR = 475 anni = 5% smorzamento) per l'Emilia-Romagna

T(s)	0,00	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00
Sa/a _{ref}	1,0000	2,2100	2,6080	2,6562	2,4033	1,9394	1,5050	0,9172	0,6359	0,3608	0,2462

Tabella - Valori che definiscono lo spettro normalizzato per l'Emilia-Romagna

Valore di a_{refg} per il comune di Alfonsine = 0,1597

dove a_{refg} = accelerazione massima orizzontale di picco al suolo, cioè per $T = 0$, espressa in frazione dell'accelerazione di gravità g (a_{refg})

Categorie topografiche del terreno

T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolate con inclinazione media $i < 15^\circ$	St = 1
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	St = 1.2
T3	Rilievi con larghezza in cresta minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i < 30^\circ$	St = 1.2
T4	Rilievi con larghezza in cresta minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	St = 1.4

Categorie suolo di fondazione

	Descrizione del profilo stratigrafico	V _{s30} (m/s)
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.	180 – 360

Parametri per il profilo stratigrafico

$S = 1,25$, sabbie e ghiaie mediamente addensate, argille media consistenza, Tipo C;

L'area di intervento è collocata territorio comunale di Alfonsine, si presenta pianeggiante ed è morfologicamente classificabile come **Pianura di tipo 2** caratterizzata da sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c.;

Si considerano i coefficienti di amplificazione sismica relativi alla fascia di velocità relativa a 200 m/s.

ELEMENTI di MICROZONAZIONE SISMICA

Tabella per il calcolo dei coefficienti di amplificazione sismica (DGR n.630/2019)

F.A. P.G.A.: rapporto tra massima ampiezza dell'accelerazione su affioramento rigido ($a_{max,r}$) e massima ampiezza dell'accelerazione alla superficie del deposito ($a_{max,s}$) alla frequenza f .

F.A. S.I.: Intensità spettrale di Housner, indicatore della pericolosità sismica, è definito come l'area sottesa dello spettro di risposta di pseudo velocità relative ai tre intervalli

PIANURA 2: settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c.; Considerando una V_s 30 di inferiore 200 m/sec (come indicato dalla relazione geofisica allegata) si sono ottenuti i seguenti Fattori di Amplificazione:

V_{S30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
PGA	1,7	1,7	1,7	1,6	1,5	1,5

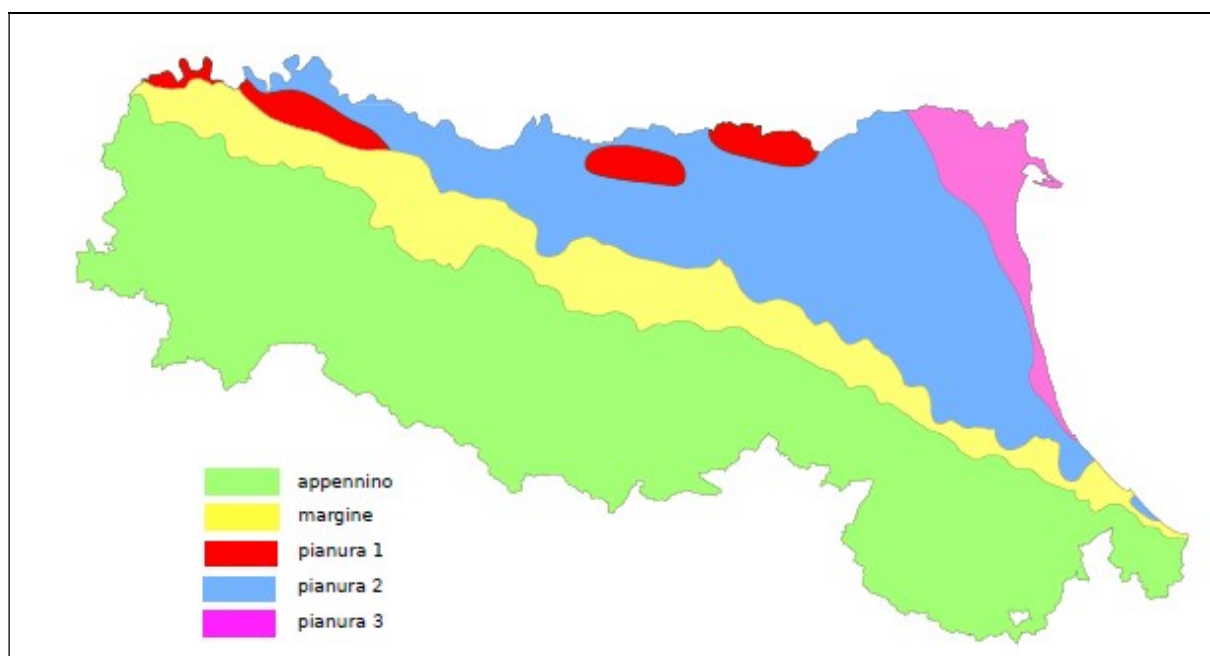
Fattore di Amplificazione **PGA**

V_{S30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SA1	1,8	1,8	1,8	1,7	1,6	1,5
SA2	2,7	2,7	2,4	2,1	1,9	1,8
SA3	3,3	3,2	2,8	2,5	2,3	2,1
SA4	3,3	3,1	2,7	2,4	2,1	1,9

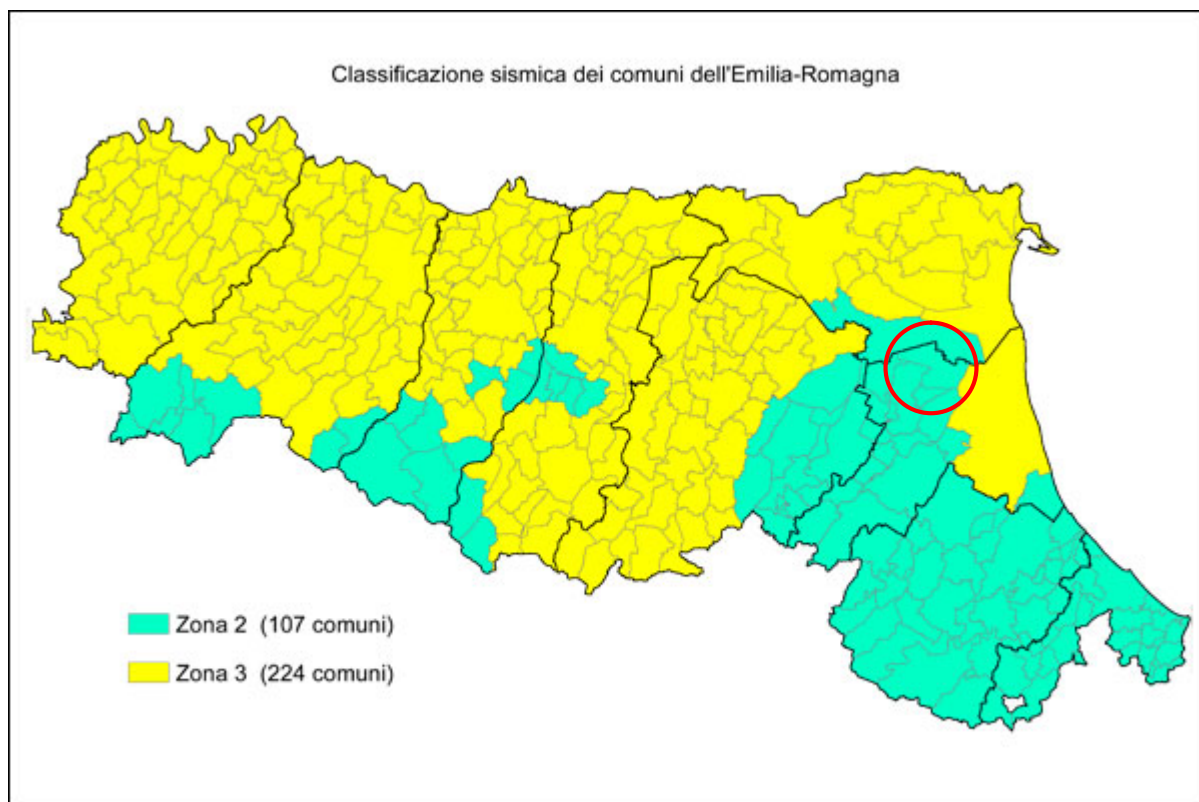
Fattori di Amplificazione **SA1** ($0,1s \leq T \leq 0,5s$), **SA2** ($0,4s \leq T \leq 0,8s$), **SA3** ($0,7s \leq T \leq 1,1s$), **SA4** ($0,5s \leq T \leq 1,5s$)

V_{S30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SI1	2,0	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6
SI2	3,1	3,0	2,7	2,4	2,1	2,0
SI3	3,6	3,3	2,9	2,5	2,2	2,0

Fattori di Amplificazione **SI1** ($0,1s \leq T \leq 0,5s$), **SI2** ($0,5s \leq T \leq 1,0s$), **SI3** ($0,5s \leq T \leq 1,5s$)



Localizzazione indicativa degli ambienti geomorfologici e litostratigrafici



Nuova classificazione sismica NTC 2018 – Comune di Alfonsine

4.2 MACROSISMICITA'

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

Per quanto concerne la classificazione sismica e a decorrere dal 23 ottobre 2005 continui a trovare applicazione la classificazione di tutti i Comuni della Regione, stabilita, in via di prima applicazione, ai sensi del punto 3 dell’Allegato 1 dell’Ordinanza n. 3274/2003; con le normative previgenti il Comune di ALFONSINE era classificato come non sismico, mentre attualmente risulta classificato in zona sismica 2.

Gli studi condotti dall'Istituto Nazionale di Geofisica sul territorio italiano con riferimento ai dati provenienti da tutti i cataloghi sismici disponibili per gli ultimi duemila anni [*Mappa della Massima Intensità Macrosismica Risentita in Italia* – Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento Protezione Civile] indicano che la zona in esame ha testimoniato una intensità macrosismica massima al sito dell'VIII° grado della scala Mercalli-Cancani-Sieberg.

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

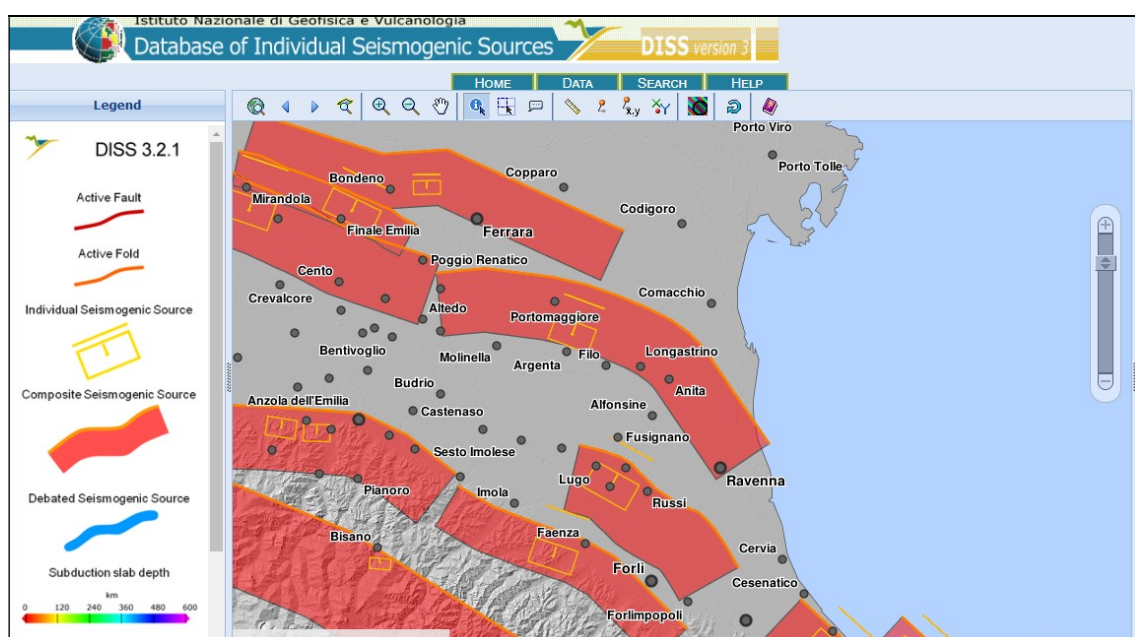
I massimi storicamente registrati sono in ogni caso coerenti con quanto indicato dai più recenti studi sulla pericolosità sismica del territorio nazionale, nei quali vengono definiti i valori degli indicatori di pericolosità con probabilità di non superamento pari al 90% dei casi in 50 anni (G.N.D.T. e S.S. 1999).

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

L'accelerazione di picco al substrato fornita dalla Delibera Assemblea Legislativa (D.A.L.) della Regione Emilia-Romagna n. 112/2007 è pari a : **$a_g = 0,161g$** . L'attività sismica che interessa il territorio ravennate è principalmente dovuta a strutture sismogenetiche localizzate nel sottosuolo padano (parte sud-orientale della zona 912). La sismicità si concentra soprattutto nei primi 35 km, in particolare lungo strutture che interessano il basamento, a profondità maggiori di 10 km. Ciò è in accordo con l'assetto generale dell'Appennino romagnolo che mostra una generale geometria ad anticlinale. Tale strutturazione sembra dovuta ad accavallamenti lungo superfici, orientate circa WNW- ESE e vergenti verso NNE, che hanno coinvolto il basamento.

I meccanismi focali disponibili indicano che le deformazioni di queste strutture sono prevalentemente di tipo compressivo e transpressivo (Boccaletti et al., 2004). Le

strutture sismogenetiche sembrano collegarsi verso la superficie alle strutture di sovrascorrimento dell'Appennino romagnolo (Farabegoli et al., 1990; Cerrina Feroni et al., 2002), del pedeappennino (Pedeapenninic Thrust Front di Boccaletti et al., 1985) e alle Pieghe Romagnole (Pieri & Groppi, 1981). Dall'osservazione della mappa delle aree sismogenetiche dell'Italia settentrionale si evince che il territorio comunale di Ravenna ricade all'interno della **zona sismogenetica 912** denominata "*Pieghe emiliane e Dorsale Ferrarese*", la quale costituisce la continuazione sepolta delle strutture appenniniche nell'antistante area di pianura, caratterizzata da un valore di M_w pari a 6,14.



Più nel dettaglio la banca dati DISS 3.2 evidenzia che l'area in studio si trova nelle vicinanze di due "fasce" sismogenetiche (contenute nella zona 912): la ITCS012 Malalbergo-Ravenna e la ITCS011 Ascensione-Armaia. A entrambe queste zone sismogenetiche viene attribuita una magnitudo massima $M = 6,0$ dunque caratterizzata da terremoti storici che raramente hanno raggiunto elevate intensità. La magnitudo della zona è infatti derivata dalle magnitudo massime attribuite ai terremoti più significativi associati a questa zona (Classe-Ravenna, 725; Argenta, 1624; bassa padana, 1796, 1909 e 1967). Per le successive verifiche di liquefazione e dei cedimenti post-sisma, si è dunque assunta una magnitudo di riferimento pari a **$M=6,14$** .

Questa intensità è cautelativa in quanto il sito in esame risulta esterno alla più vicina zona sismogenica storicamente note di terremoti di intensità significative. Ad ulteriore cautela, la magnitudo di riferimento è stata assunta senza considerare le opportune relazioni di attenuazione della magnitudo massima in funzione della distanza dell'area studiata con le sorgenti sismogeniche note.

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

4.3 VERIFICA MONODIMENSIONALE AMPLIFICAZIONE LOCALE

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

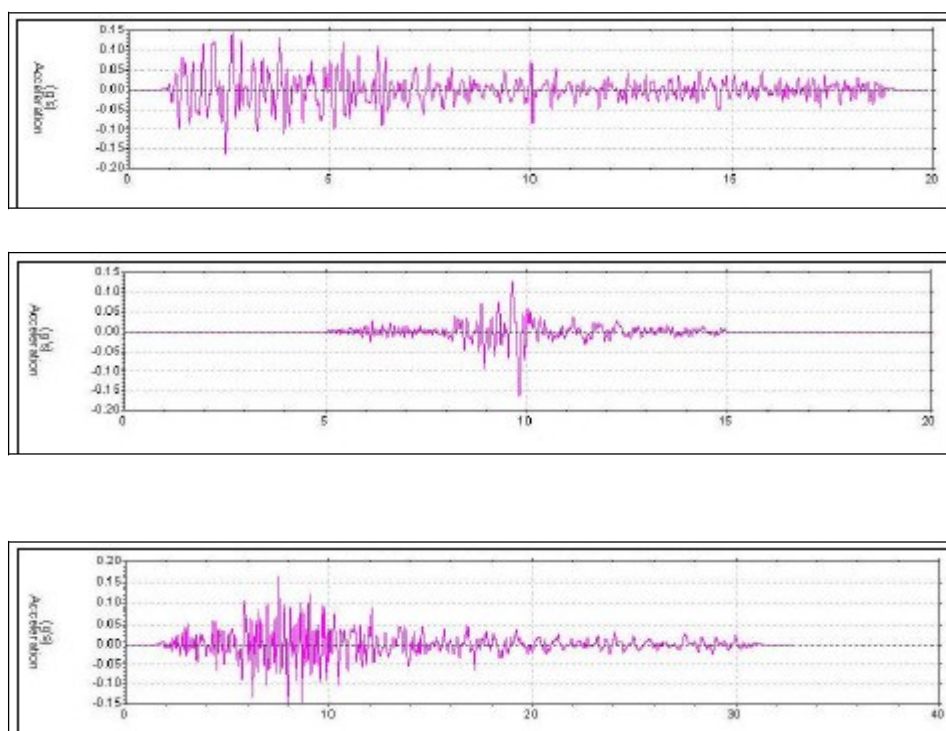
ELABORAZIONE DEL MODELLO SISMICO

La prima fase consiste nel costruire la colonna di sottosuolo di riferimento, rappresentata da strati (layer) a differente tessitura e da diversi valori delle onde di taglio S (V_s). In questo senso la stratigrafia fino a 20 metri di profondità e la stima della velocità media di propagazione delle onde di taglio è estrapolata attraverso la rielaborazione congiunta dei risultati delle prove HVSR, delle prove penetrometriche CPTU e dall'analisi del modello geologico profondo. Il bedrock sismico è impostato

alla profondità di circa -260 m dal p.c., in corrispondenza del tetto dell'intervallo alluvionale denominato "Sintema Emiliano-Romagnolo Inferiore" (AEI) del Pleistocene medio, caratterizzato da potenti intercalazioni sabbiose alluvionali. La potenza complessiva di questa unità stratigrafica è valutata di oltre 200 metri, così come estrapolabile dalle sezioni geologiche della B/D geognostica della Regione Emilia-Romagna

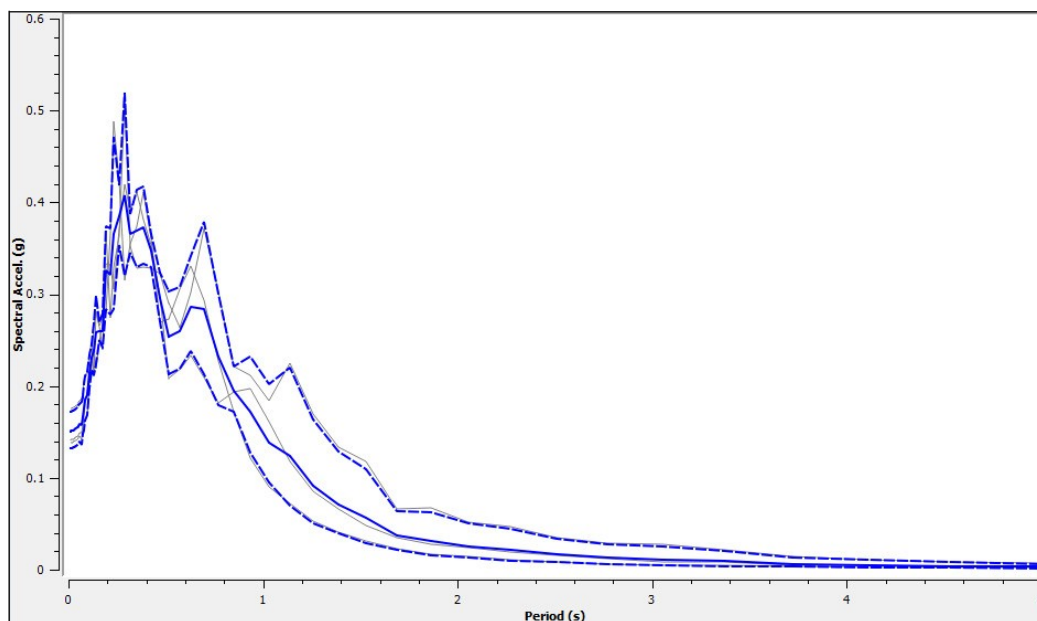
Di seguito sono stati inseriti degli input sismici, desunti dai segnali di riferimento selezionati dalla banca dati accelerometrica "European Strong Motion database" e forniti dal Servizio Geologico regionale. Si tratta di tre tipologie di segnali, già "scalati" per il territorio comunale.

Accelerogramma RER -



ELABORAZIONE DEGLI EFFETTI DI AMPLIFICAZIONE

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

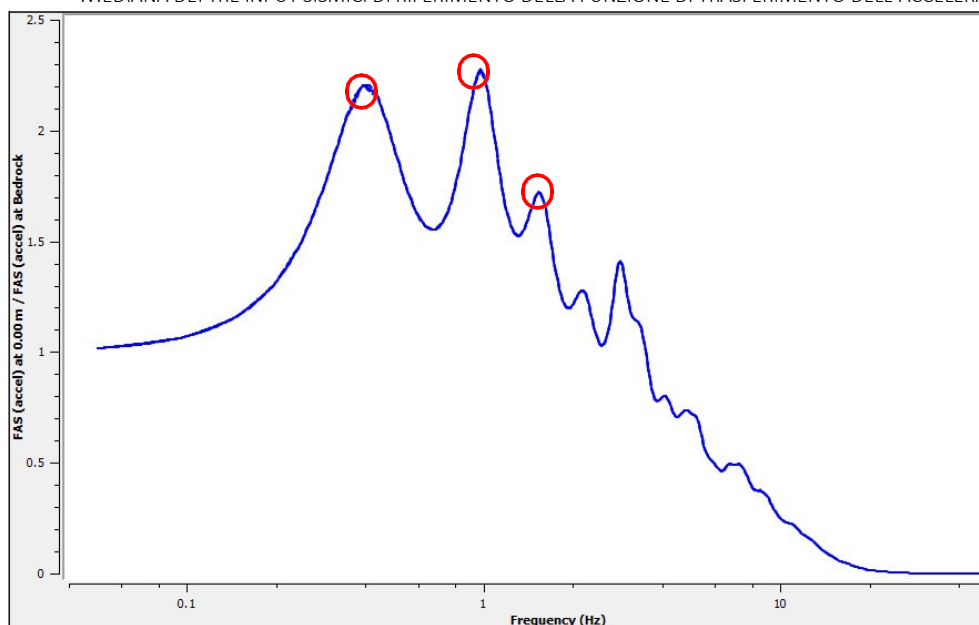


SPETTRO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE CON ASSI IN SCALA LINEARE

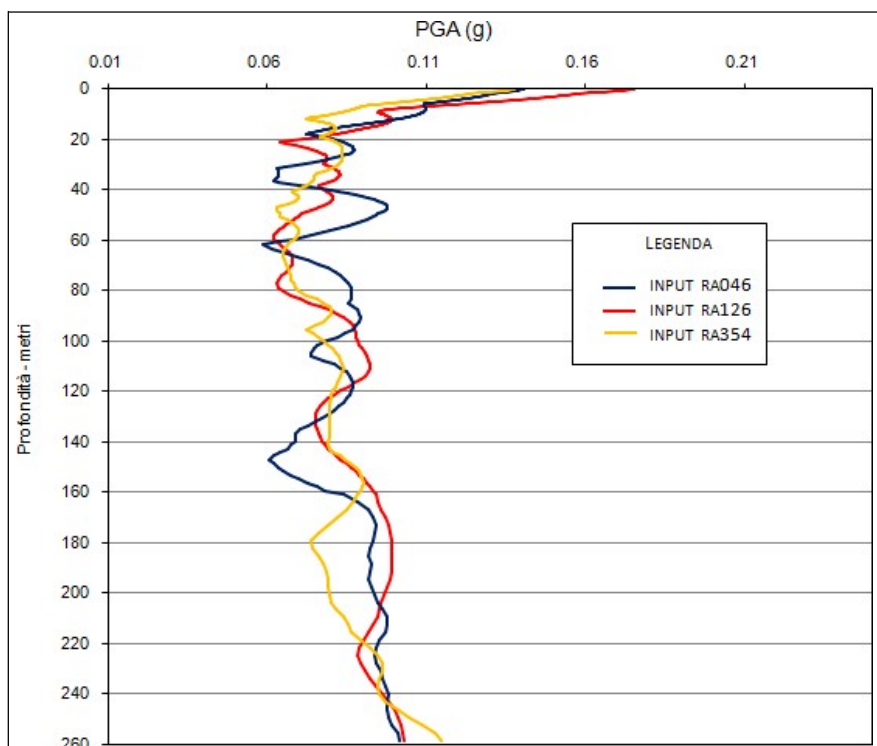
La figura successiva riporta invece l'andamento delle amplificazioni locali in funzione delle frequenze del moto di vibrazione dell'impulso sismico, del fattore di smorzamento D , del rapporto tra le impedenze sismiche dei sismostrati. La variazione del fattore di amplificazione con la frequenza definisce la funzione di amplificazione $A(f)$ del deposito. Il moto sismico può essere amplificato in corrispondenza di determinate frequenze, corrispondenti alle frequenze naturali f_n di vibrazione del deposito. In questo senso, molto importante risulta la prima frequenza naturale di vibrazione denominata frequenza fondamentale, in corrispondenza della quale la funzione di amplificazione assume un valore massimo. Dalle funzioni di amplificazione ricavate dalle elaborazioni risulta che la frequenza fondamentale assume un valore locale di 0,98 Hz con amplificazione 2,27; sono state individuate anche due frequenze secondarie pari a 0,40 e 1,54 Hz con amplificazione, rispettivamente 2,20 e 1,71. È infatti noto come le strutture siano caratterizzate da differenti modi di vibrazione, in funzione di molti parametri tra cui l'elevazione, la tipologia, il materiale costruttivo, etc. Dal punto di vista analitico, la vibrazione di un edificio è governata soprattutto dalla sua altezza ed esiste una relazione empirica che lega la frequenza di vibrazione di un edificio e la sua altezza ($f = 10/n$. piani). La coincidenza tra frequenze di risonanza naturale del terreno e frequenze di vibrazione delle strutture può dunque causare pericolose amplificazioni nel caso di impulsi ciclici dovuti ad un evento

sismico (effetto di "doppia risonanza"); la modellazione numerica evidenzia la possibilità di picchi di amplificazione significativi solo a frequenze di poco superiori a circa 1 Hz. In generale, ciò può indurre effetti di "doppia risonanza" in edifici con più di 7-8 piani.

MEDIANA DEI TRE INPUT SISMICI DI RIFERIMENTO DELLA FUNZIONE DI TRASFERIMENTO DELL'ACCELERAZIONE



La modellazione consente, inoltre, la valutazione dell'amplificazione locale intesa come PGA/PGA0, ossia come rapporto dell' $A_{g_{max}}$ al suolo (calcolata con STRATA) rispetto all' A_g di riferimento del terremoto (per Alfonsine = 0,161g).



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

Dai risultati, in cui è riportato l'andamento con la profondità del fattore di amplificazione, si evidenzia che il rapporto PGA/PGA_0 considerando l'input 126 (il più cautelativo al suolo) risulta pari a $FA = 1,25$, dunque inferiore al fattore di amplificazione semplificato locale estrapolabile dalla delibera RER ($FA = 1,80$). In altre parole la modellazione di risposta consente di elaborare il profilo equivalente della variazione della ag di picco dal tetto del pseudobedrock sismico fino alla superficie

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

$$a_{max} = ag * ss = 0.16 * 1.25 = 0.20$$

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

5. PERICOLO DI LIQUEFAZIONE

Essendo gli strati sabbiosi saturi presenti nei primi 20 metri di profondità quelli potenzialmente liquefacibili, occorre valutare tale potenzialità di liquefazione per gli eventuali strati granulari di potenza superiore al metro, riscontrati nel corso della prova CPTU.

Per liquefazione di un terreno si intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. Il fenomeno della liquefazione si può manifestare preferibilmente in depositi sciolti non coesivi posti sotto falda, in seguito ad eventi che producano un forte aumento della pressione interstiziale dell'acqua. Durante un terremoto il terreno può essere visto come sottoposto da una serie di cicli di carico variabili in intensità e numero in funzione della magnitudo del sisma stesso. In terremoti di elevata magnitudo è sufficiente un numero ridotto di cicli di carico per produrre la liquefazione del deposito, poiché ad ogni ciclo è associata una sollecitazione dinamica di maggiore intensità. In terremoti di minore magnitudo lo stesso effetto lo si ottiene con un numero superiore di cicli di carico. In definitiva, un'elevata magnitudo del sisma e una lunga durata dello stesso rendono più probabile l'iniziarsi della liquefazione in un deposito a prevalenza sabbiosa. Dall'analisi dei fattori che predispongono un terreno alla liquefazione, tra i quali la granulometria, la profondità del livello potenzialmente liquefacibile, il grado di addensamento dei depositi, in linea generale si possono ritenere potenzialmente liquefacibili quei depositi sciolti costituiti da sabbie da fini a medie con contenuto in fine variabile dallo 0 al 25%, si trovano sotto falda, sono da poco a mediamente addensati e si trovano a profondità relativamente basse (di solito inferiori a 15 metri). Per la presenza di depositi granulari/incoerenti con spessori > 1,00 m e saturi d'acqua, si ritiene necessario eseguire la verifica a liquefazione. Come indicato nella DAL n. 112/2007, tra i metodi semplificati sono raccomandati quelli basati su prove CPT e tra questi in particolare il metodo di Idriss & Boulanger, 2004-2008. Per il presente studio sono state quindi realizzate le verifiche della propensione alla liquefazione e dei cedimenti potenziali indotti da sisma sulle verticali delle prove penetrometriche statiche eseguite. Per i calcoli è stato utilizzato il programma "Cliq 2.2" della Geologismiki Geotechnical Software, sviluppato in collaborazione con il Prof. Peter Robertson. L'algoritmo di calcolo utilizzato si basa sul metodo di Idriss & Boulanger, 2004-2008. Le

analisi eseguite seguono le procedure di riferimento dettate dall'NCEER. Lo stesso software esegue il calcolo dei cedimenti attesi secondo il metodo proposto da Zhang ed al. (2002), calcolando per tutti i livelli che hanno un fattore di sicurezza inferiore a 1. Il potenziale di liquefazione si ottiene eseguendo il calcolo del fattore di sicurezza FSL, definito dal rapporto CRR su CSR. La metodologia utilizzata permette di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso il confronto tra le caratteristiche granulometriche e di addensamento del deposito, espresse dai valori della resistenza penetrometrica q_c normalizzati con lo sforzo tagliante indotto dal sisma (CRR e CSR). Il fattore di sicurezza alla liquefazione FSL è definito dal rapporto: $FSL = CRR \cdot MSF/CSR$ (dove MSF è il coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma).

- **$FS_L > 1$ liquefazione assente**

E' necessario considerare che, secondo alcuni autori (Sherif-Ishibashi, 1978), occorre che i depositi siano costituiti da sabbie o sabbie limose con frazione fine inferiore al 25% che si trovino sotto il livello statico di falda e che siano sovrastati da livelli non liquefacibili con spessore inferiore a 3 metri. I valori dei fattori di sicurezza ottenuti dalle verifiche, comunque superiori all'unità, uniti alla presenza di depositi coesivi dello spessore di almeno 10 metri al di sopra degli strati sabbiosi potenzialmente liquefacibili portano a concludere che i rischi in tal senso nell'area interessata dall'intervento edilizio si possono considerare di una certa rilevanza. Si segnala che, nel caso specifico, alcuni sottili livelli centimetrici e decimetrici degli strati considerati presentano fattori di sicurezza inferiore a 1; pertanto, per maggiore dettaglio, si è proceduto alla Valutazione dell'indice del potenziale di liquefazione I_L secondo quanto riportato nell'Allegato A3 della Delibera dell'Assemblea legislativa n. 112 – Oggetto n. 2131 del 2 Maggio 2007, modificato dalla DGR 2193-2015 allegato A3, il rischio di liquefazione in base ai valori di tale indice risulta essere:

$I_L =$	→	NON LIQUEFACIBILE ($FI > 1$)
$0 < I_L \leq 2$	→	RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "BASSO"
$2 < I_L \leq 5$	→	RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "MODERATO"
$5 < I_L \leq 15$	→	RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "ALTO"
$I_L > 15$	→	RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "MOLTO ALTO"

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

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

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

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

$F = 0$ se $FL > 1.0$

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

EDIFICIO CLASSE D'USO II AUTORE IDRIS & BOULANGER 2014

$A_{max} = 0.20$ DA RLS

$M = 6.14$

CPTU 1 $I_L = 0.717$

Lo sviluppo dei calcoli attraverso il software CLIQ, consente, nel caso specifico, di attribuire al sito in questione un **rischio di liquefazione BASSO/NULLO**.

5.1: CEDIMENTI POST SISMICI

La stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica è affetta da notevoli incertezze. I valori che si ottengono applicando le procedure nel seguito descritte devono intendersi solo orientativi. Per cedimento si intende l'abbassamento del piano campagna, ovvero l'integrale della deformazione del terreno in direzione verticale, o anche la sommatoria dei prodotti della deformazione verticale media per lo spessore di ciascuno degli strati deformati. In condizioni edometriche, ovvero in presenza di strati di terreno orizzontali ed omogenei, e con tensione costante in direzione orizzontale, le deformazioni laterali sono nulle e pertanto la deformazione verticale coincide con la deformazione volumetrica. Per semplicità e con approssimazione accettabile, salvo casi di morfologia con forti pendenze e stratigrafie molto variabili in direzione orizzontale, per la stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica si può fare riferimento alle condizioni edometriche. Il cedimento permanente indotto dall'azione sismica in corrispondenza di una verticale di esplorazione si ottiene dalla somma dei contributi al cedimento stimati per i diversi strati del sottosuolo, fino alla profondità alla quale tali contributi non sono più significativi. Il cedimento permanente post-sismico può dunque essere stimato con l'equazione:

$$s = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{vi} \cdot \Delta z_i$$

..

in cui ε_{vi} è la deformazione volumetrica (e verticale) dello strato i -esimo e Δz_i il suo spessore. I cedimenti permanenti indotti dall'azione sismica possono essere dovuti alle deformazioni volumetriche (e quindi verticali) di:

- B1. terreni granulari saturi,
- B2. terreni granulari insaturi,
- B3. terreni coesivi soffici.

I cedimenti conseguenti a liquefazione di terreni granulari saturi hanno luogo immediatamente dopo il terremoto o comunque in un tempo non superiore a un giorno, i cedimenti per densificazione di terreni granulari insaturi avvengono durante lo scuotimento sismico, mentre i cedimenti per consolidazione di terreni coesivi molli possono richiedere tempi anche molto lunghi in funzione delle condizioni stratigrafiche e geotecniche. I risultati devono essere riportati in una carta di microzonazione dei cedimenti indotti dall'azione sismica ove, oltre alla perimetrazione delle zone dell'area in studio, devono essere localizzate le verticali esplorate ed a ciascuna di esse deve essere associato il valore del cedimento totale stimato. Qualora il cedimento totale sia dovuto a più di uno dei meccanismi in precedenza elencati, dovrà essere specificato il valore di ciascuno dei tre contributi.

5.2 CEDIMENTI POST SISMICI NEI TERRENI GRANULARI

Lo stesso software esegue il calcolo dei cedimenti post sismici attesi secondo il metodo proposto da Zhang ed al. (2002), calcolando per tutti i livelli che hanno un fattore di sicurezza inferiore a 2. In condizioni di sisma vi possono essere effetti di "riordino" dei sedimenti, con possibilità di cedimenti significativi e che possono coinvolgere sia i depositi granulari poco addensati e recenti (olocenici), sia i sedimenti fini poco coesivi. Nell'ultimo decennio sono state elaborate procedure di stima delle potenziali deformazioni post-sisma anche nei sedimenti fini (limi e argille a comportamento "non drenato"), provocate da perdite di resistenza. Quest'ultimo fenomeno è noto con il termine "cyclic softening" (Idriss & Boulanger, 2014). Per la stima dei cedimenti post sisma, si è proceduto alla verifica basata sulla classificazione di comportamento di tutti i

terreni proposta da Robertson (1990; 2009). La figura in allegato propone il diagramma (Q_{tn}-F) di classificazione nel quale si distinguono le zone di potenziale liquefazione e/o di “cyclic softening”. Le zone A1 e A2 corrispondono ai sedimenti di bassa coesione attribuibili a comportamento granulare e suscettibili di liquefazione ciclica, in particolare i sedimenti che ricadono nella zona A2 risultano più suscettibili a perdite anche significative di resistenza in caso di sisma; le Zone B e C ($I_c > 2,6$) corrispondono invece ai terreni coesivi a comportamento argilloso ed entrambi sensibili a “cyclic softening”, in particolare i sedimenti che ricadono nella zona C risultano più suscettibili a perdite di resistenza post-sisma. Limi non plastici saturi spesso cadono nella zona C, tuttavia, il loro CRR è fortemente controllato dalla coesione non drenata c_u .

I risultati cumulativi dei cedimenti indotti da sisma sono anch'essi stati calcolati attraverso il software Cliq v. della Geologismiki Geotechnical Software e riportati graficamente in allegato.

5.3 CEDIMENTI POST SISMICI IN TERRENI COESIVI

Come indicato nel DGR 2193/2015 ripreso poi dal DGR 630/19 la verifica ed il calcolo del cedimento post sismico, viene effettuato nei depositi coesivi soffici con una coesione non drenata $c_u < 70$ kPa, caratterizzati inoltre da una $V_s < 180$ m/s e risulta significativo qualora il rapporto tra l' incremento delle pressioni interstiziali e della tensione efficace sia maggiore uguale a 3 ($\Delta u/\sigma'_0 > 3$), con un indice di plasticità ed un incremento delle pressioni interstiziali del 30 %. Durante l'azione sismica di riferimento, la deformazione volumetrica (e verticale) e quindi l'entità del cedimento di riconsolidazione conseguente alla dissipazione delle pressioni interstiziali accumulate durante il terremoto può essere stimata con l'equazione (Yasuhara e Andersen, 1991).

$$\varepsilon_v = \frac{\alpha \cdot C_r}{1 + e_0} \cdot \log \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta u}{p_0}} \right)$$

Dove

C_r = indice di ricomprensione che si assume pari all'indice di rigonfiamento in presenza di prove edometriche oppure calcolato in maniera empirica nel seguente modo:

$$C_c = 0.0348 + 0.0162 I_p (0.30) \text{ ne consegue } C_r = 0.225 C_c = 0.008923$$

α = 1.50 coefficiente empirico che tiene conto della storia del carico ciclico

e_0 = indice dei vuoti naturali dell'argilla

$\Delta u/\sigma'_0 = r_u$ = rapporto tra l'incremento delle pressioni interstiziali e della tensione efficace e risulta essere (Matsui et al., 1980):

$$r_u = \frac{\Delta u}{p_0} = \beta \cdot \left[\log \frac{\gamma_{\max}}{\gamma_v} \right]$$

Dove:

$\beta \cong 0.45$ è un coefficiente sperimentale,

γ_{\max} è la deformazione di taglio massima in semplice ampiezza indotta dal terremoto, determinabile, in prima approssimazione, con la relazione empirica:

$$\gamma_{\max} = \frac{a_{\max}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$$

G è il modulo di taglio corrispondente al livello deformativo γ_{\max} , che può essere determinato per via iterativa, noto il valore della rigidità iniziale G_0 ($= \rho \cdot V_{S2}$), utilizzando la legge di variazione $G(\gamma)/G_0$ ottenuta con prove dinamiche di laboratorio o, in modo approssimato, desunta da curve di letteratura per terreni con proprietà simili.

γ_v è la deformazione di soglia volumetrica, determinabile con prove dinamiche di laboratorio, o in prima approssimazione con la relazione empirica (Matsui et al. 1980):

$\gamma_v = A (OCR-1) + B$ in cui OCR è il rapporto di sovraconsolidazione e A e B sono coefficienti sperimentali che, in assenza di determinazione diretta, possono essere stimati in funzione dell'indice di plasticità, IP.

Tabella 1 - Valori suggeriti per i coefficienti A e B

I_p (%)	A	B
20	$0.4 \cdot 10^{-3}$	$0.6 \cdot 10^{-3}$
40	$1.2 \cdot 10^{-3}$	$1.1 \cdot 10^{-3}$
55	$2.5 \cdot 10^{-3}$	$1.2 \cdot 10^{-3}$

I risultati cumulativi dei cedimenti indotti da sisma sono anch'essi stati calcolati attraverso il software Cliq v. della Geologismiki Geotechnical Software e riportati graficamente in allegato.

5.4 CEDIMENTI POST SISMICI TOTALI

Il calcolo dei cedimenti post sismici come indicato nella D.G.R. 2193/2015, DGR 630/19 è stato effettuato calcolando i cedimenti sia dei livelli potenzialmente liquefacibili in caso di sisma in terreni granulari, sia per i terreni coesivi (per i terreni con le caratteristiche indicate nella delibera).

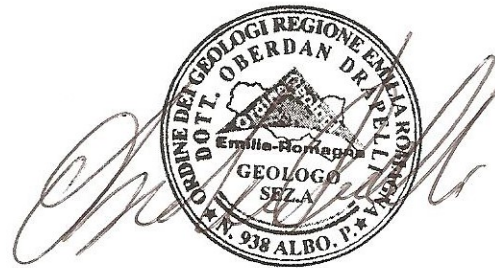
Il cedimento totale viene quindi ad essere la somma dei due cedimenti e risulta essere:

$\Delta H_{\text{tot}} = 2.35 \text{ cm}$

RAVENNA GIUGNO 2021

REDATTO:

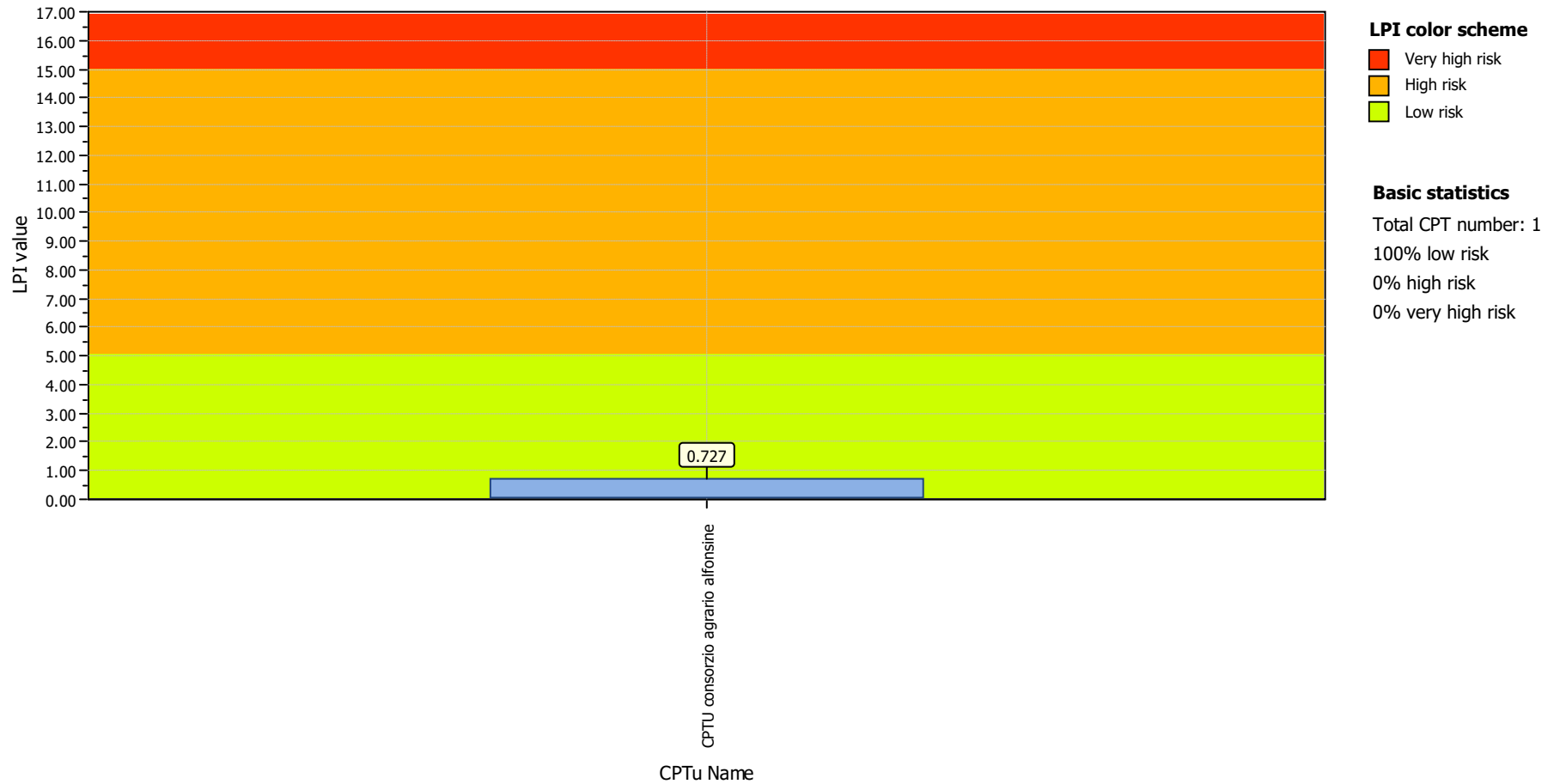
DOTT. GEOLOGO OBERDAN DRAPELLI



Project title :

Location :

Overall Liquefaction Potential Index report



LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

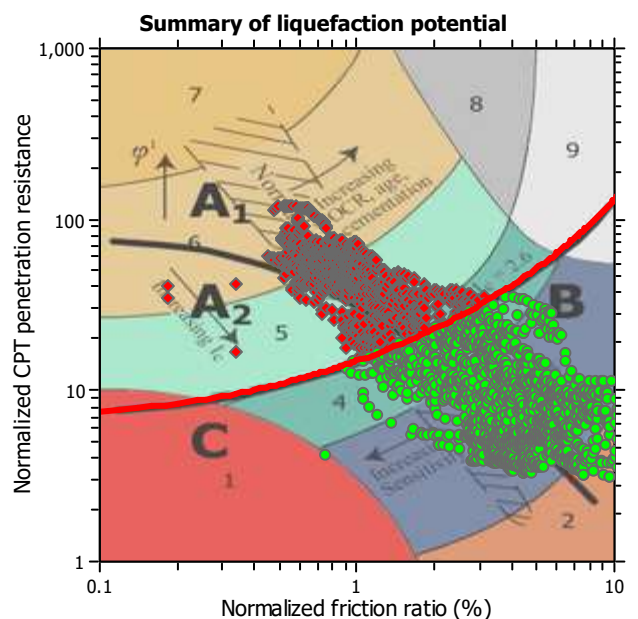
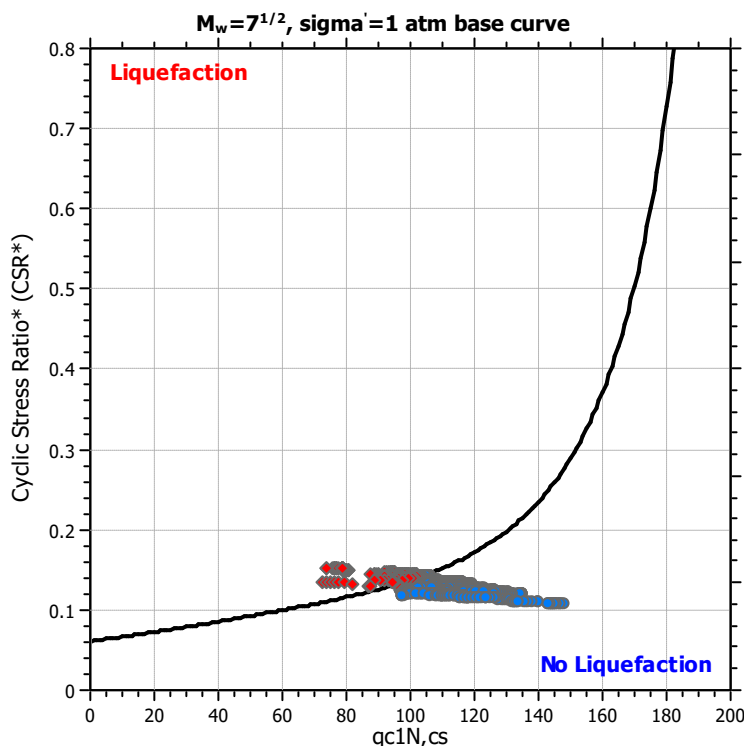
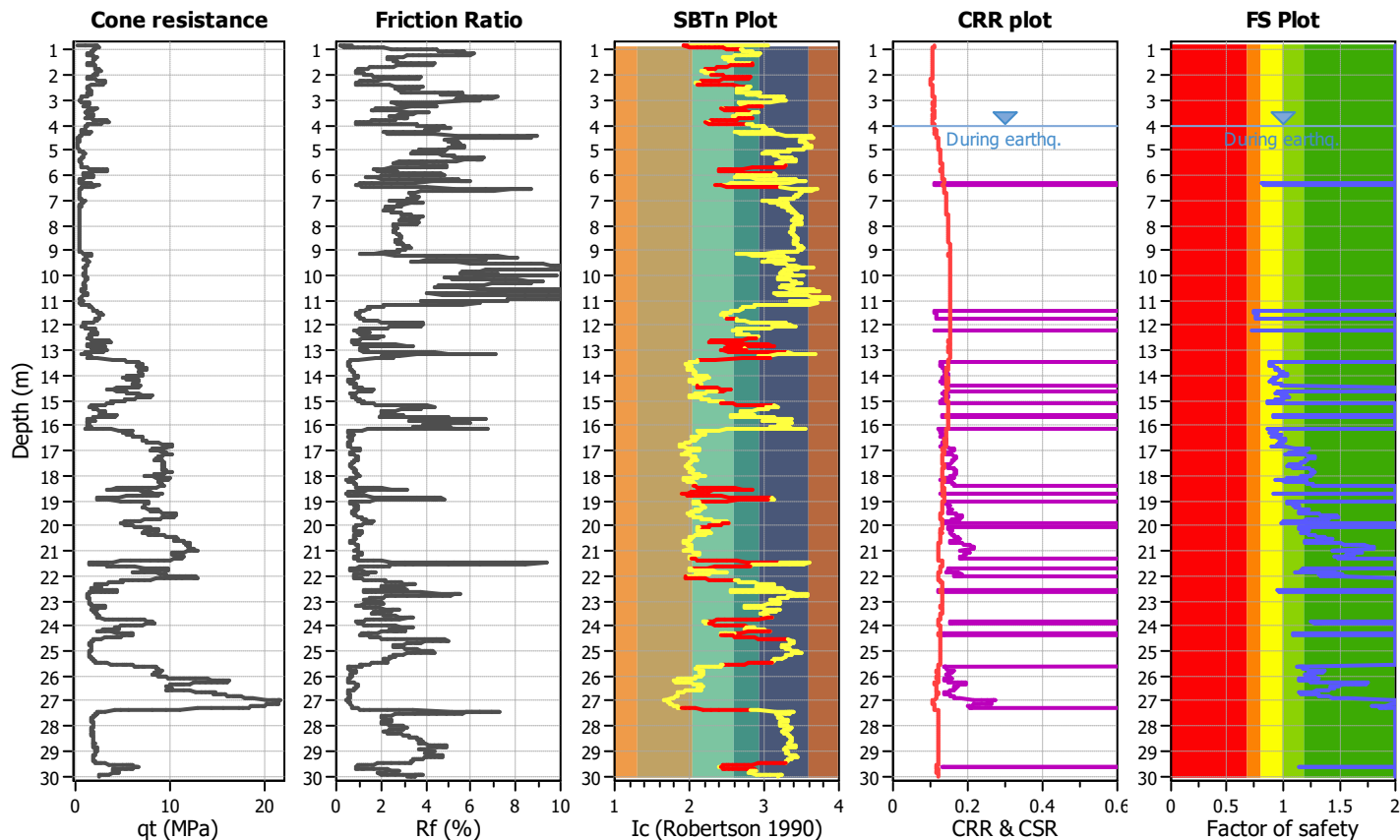
Project title :

Location :

CPT file : CPTU consorzio agrario alfonsine

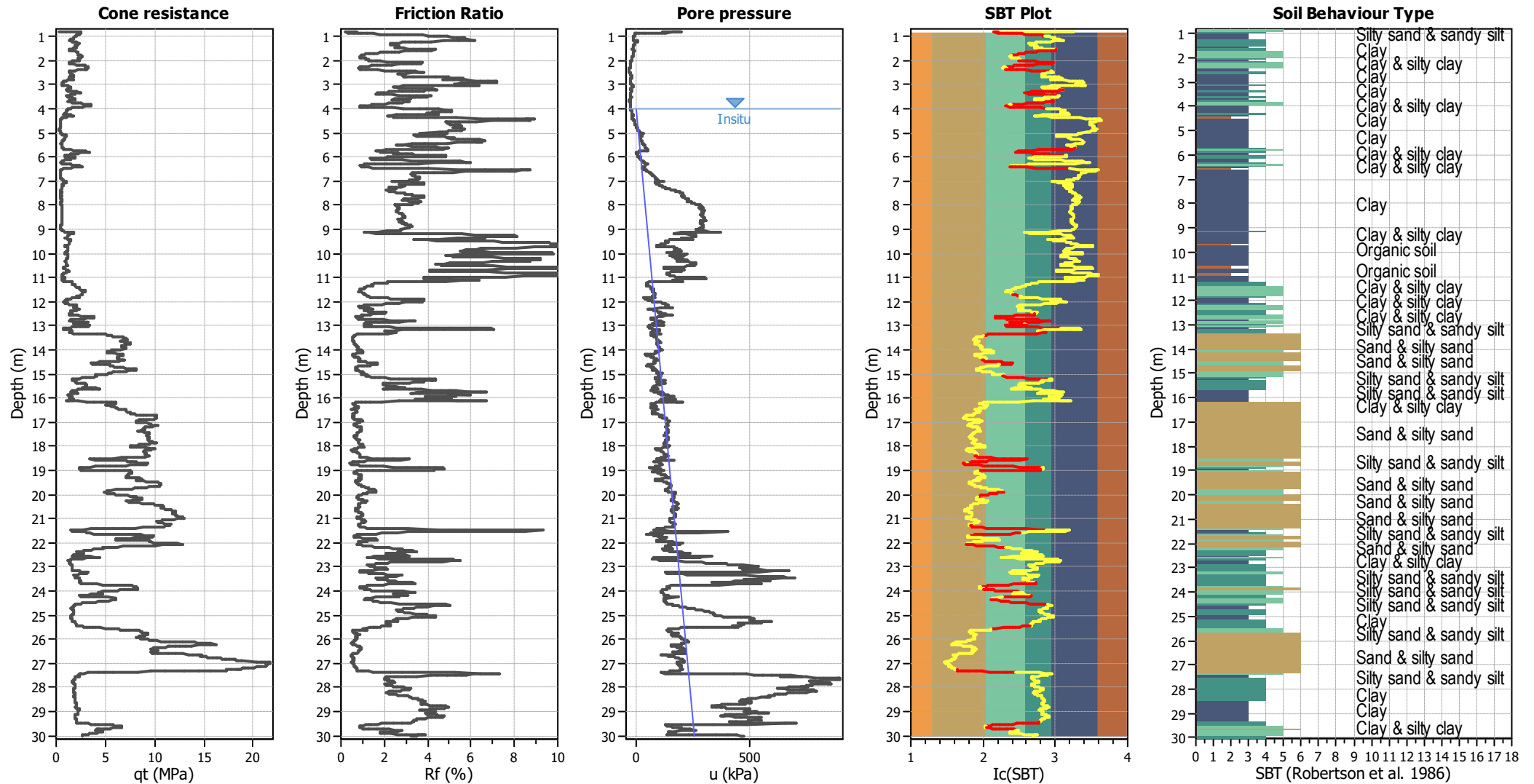
Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	4.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	4.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	1	Fill weight:	N/A	Limit depth:	N/A
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	MSF method:	Method
Peak ground acceleration:	0.20	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_σ applied:	Yes		



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

CPT basic interpretation plots



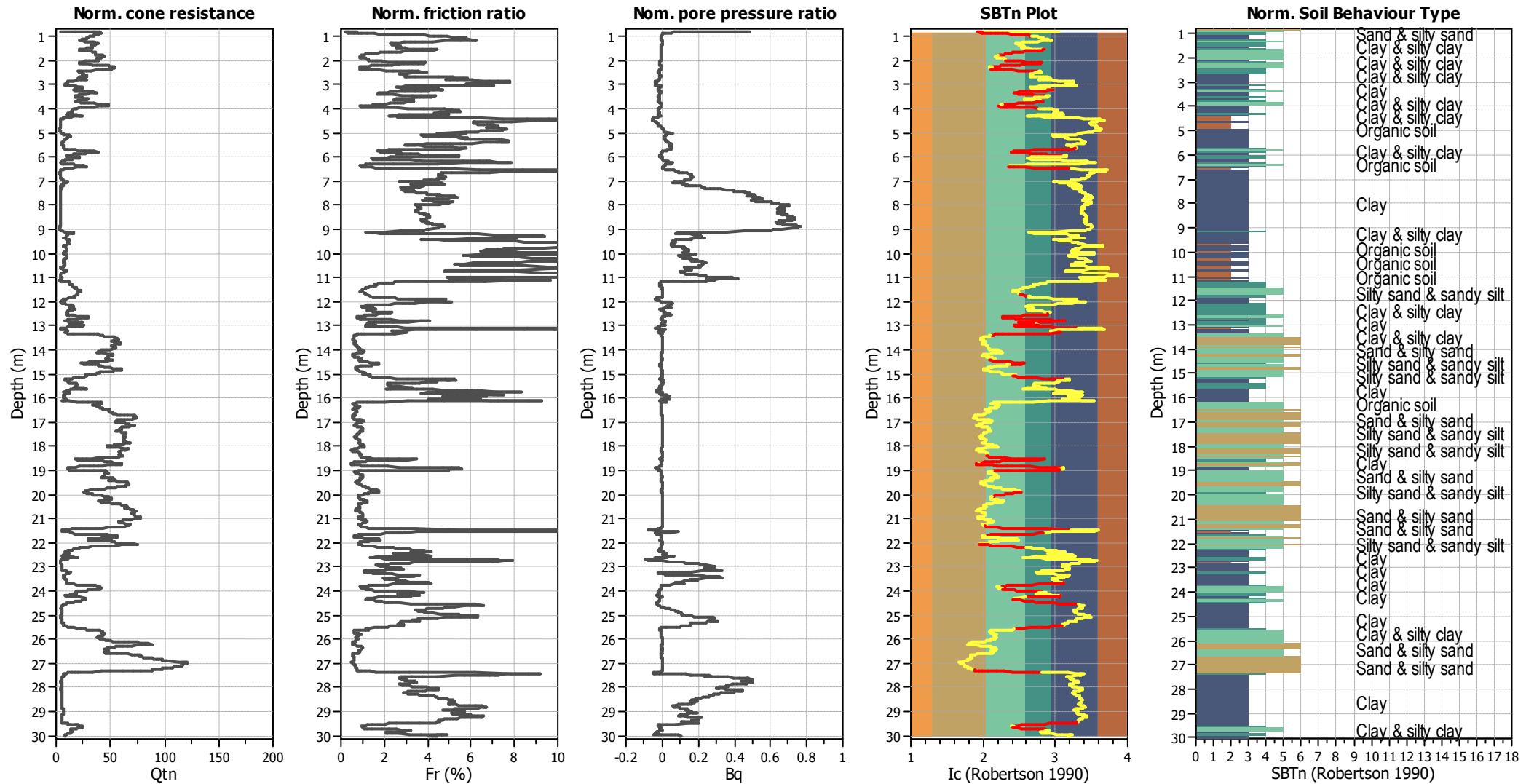
Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	4.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
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:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.20	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	4.00 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

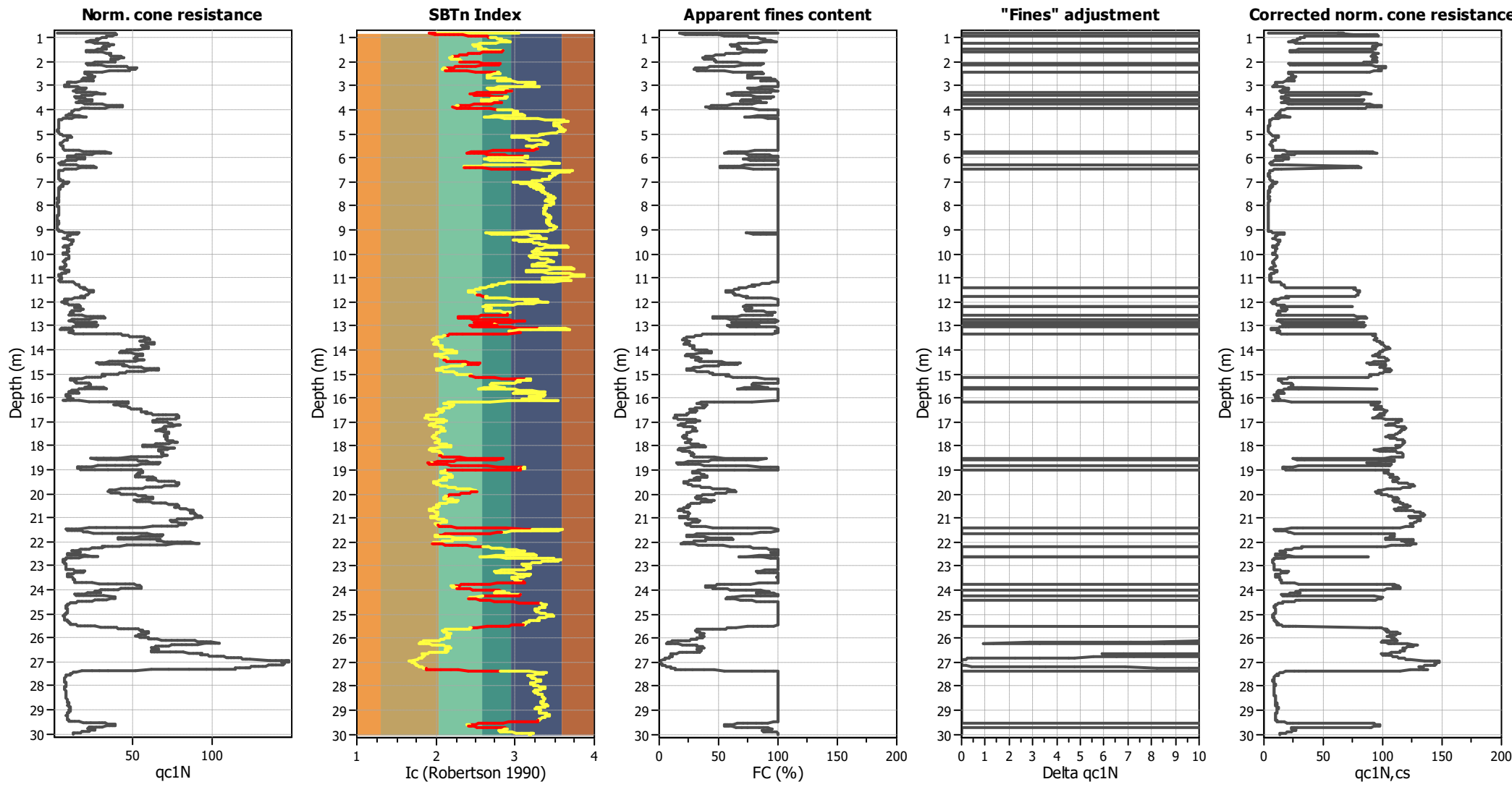
CPT basic interpretation plots (normalized)



Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	4.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K _g applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.20	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	4.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

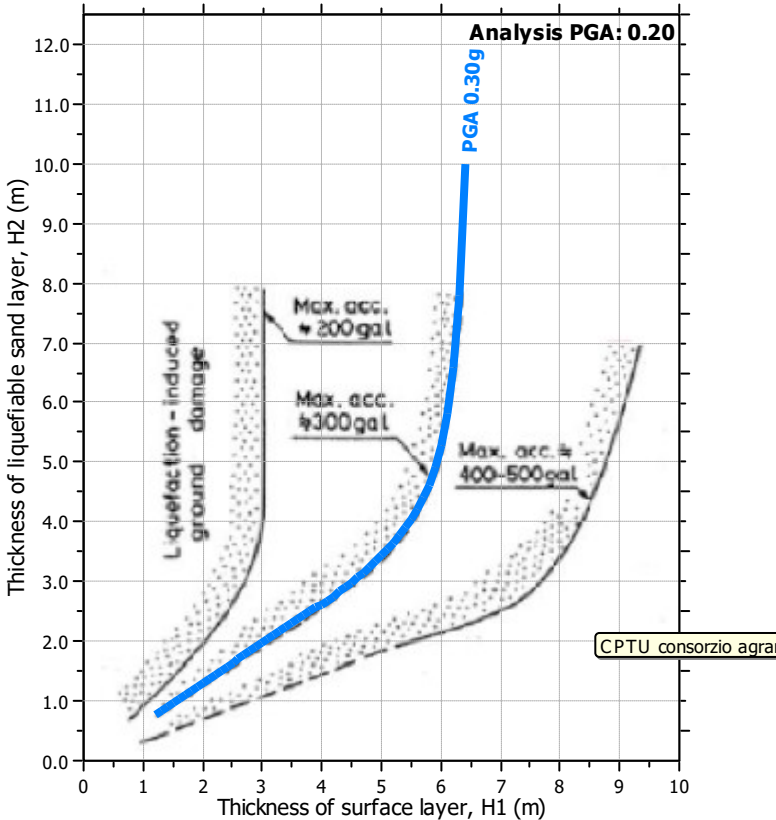
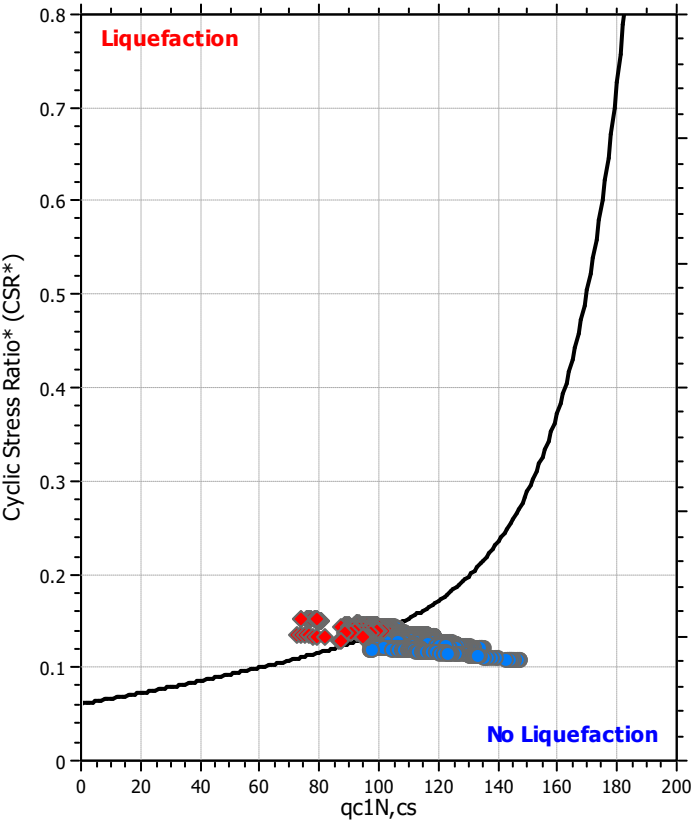
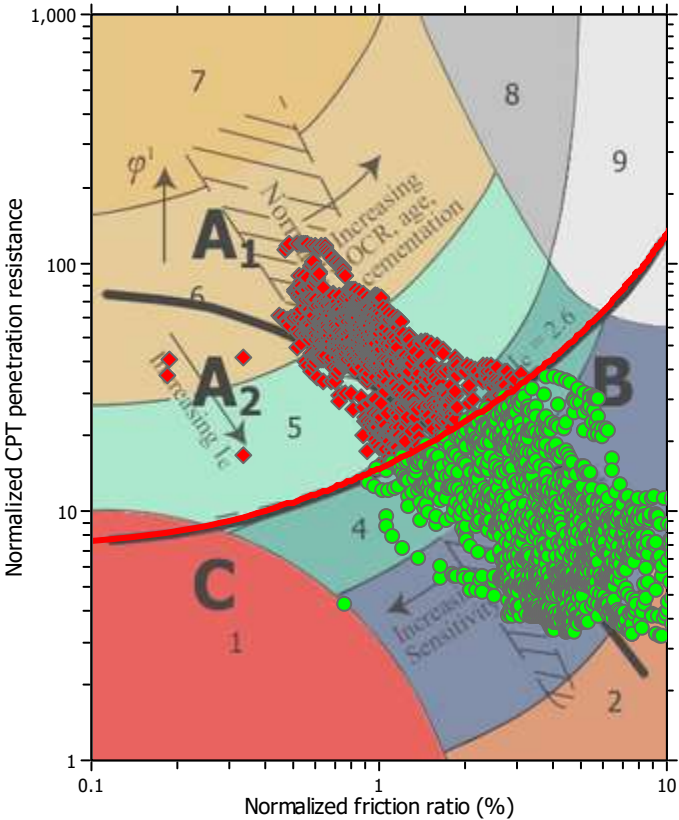
Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	4.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K _σ applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.20	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	4.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

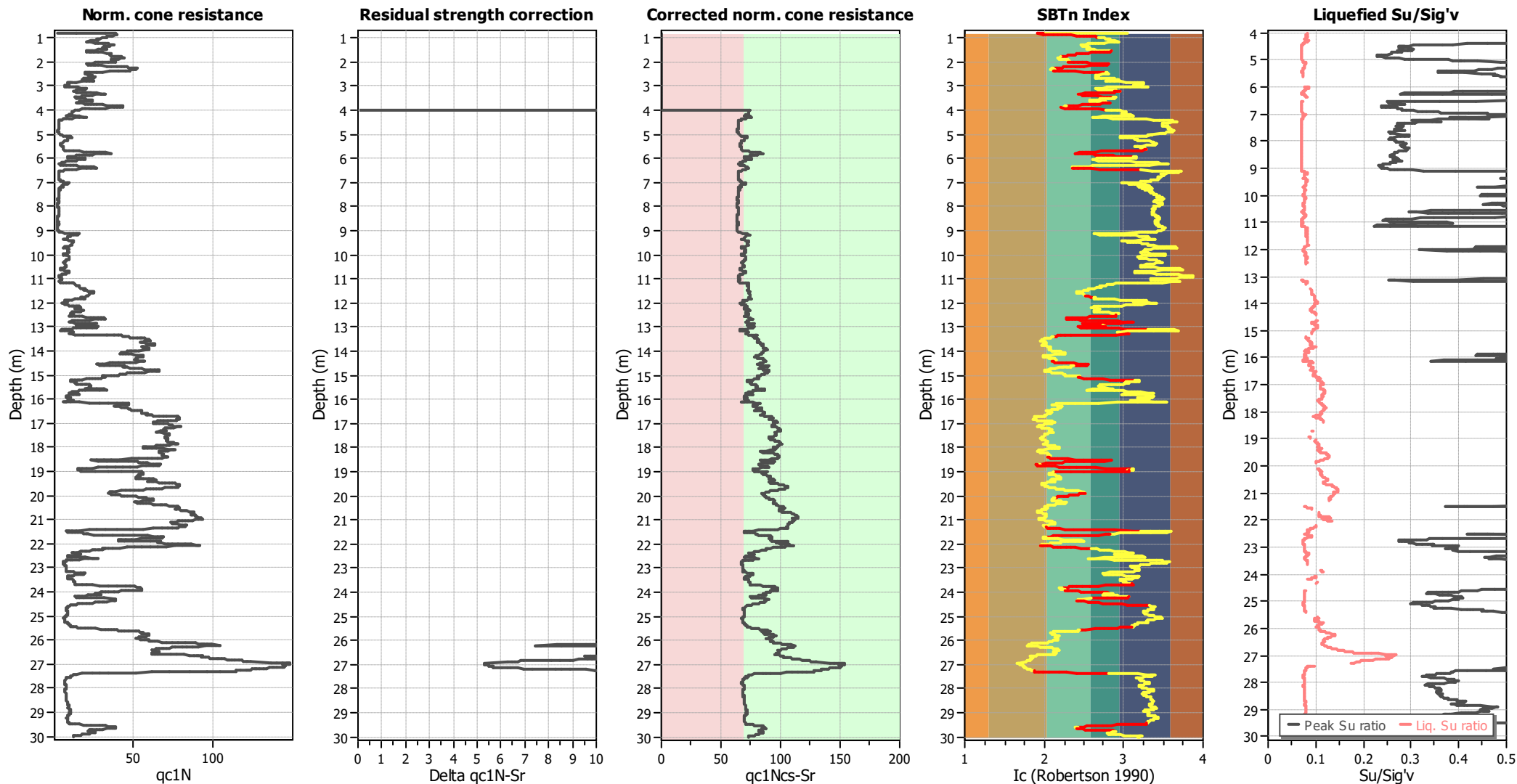
Liquefaction analysis summary plots



Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	4.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on I_c value	I_c cut-off value:	2.60	K_f applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.20	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	4.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

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



Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	4.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K _σ applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.20	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	4.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A