

COMUNE BENTIVOGLIO

(Provincia di Bologna)

RELAZIONE

- CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO
- AZIONE SISMICA
- INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

PROCEDIMENTO AUTORIZZATORIO UNICO REGIONALE (PAUR) PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE SOLARE (IMPIANTO FOTOVOLTAICO), DELLA POTENZA DI PICCO TOTALE PARI A 24,99588 MWp E POTENZA IN IMMISSIONE PARI A 24,0 MW E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA RETE ELETTRICA DI PROPRIETA' DI E-DISTRIBUZIONE SPA.
SITO IN LOCALITA' LA CASELLA SNC.

Committente: NEOEN RENEWABLES ITALIA S.r.l.

Marzo, 2024



**Società di
Geologia
Territoriale**

S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



INDICE DELLE RELAZIONI di cui al DM 17.01.2018

Capitoli di cui alle suddette relazioni

2. Caratterizzazione e modellazione geologica del sito (di cui al § 6.2.1 del DM 17.01.2018)

3. Azione sismica (di cui al § 3.2 del DM 17.01.2018)

4. Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica (di cui al § 6.2.2 del DM 17.01.2018)

Indice

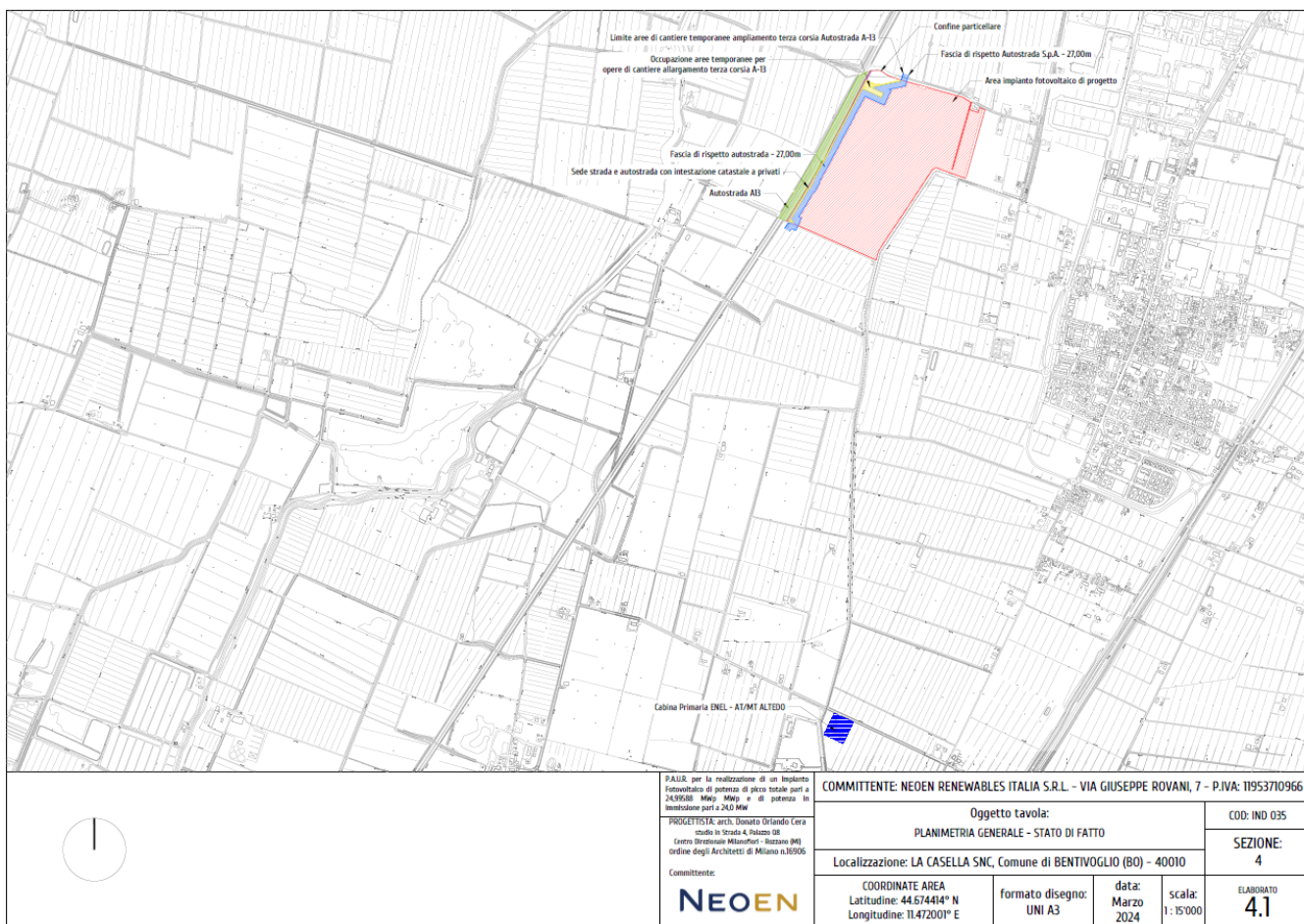
1. PREMESSA.....	2
2. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO.....	5
2.1. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA	5
2.2. MICROZONAZIONE SISMICA DELLA CITTÀ METROPOLITANA DI BOLOGNA	7
2.3. INDAGINI GEOGNOSTICHE	9
2.3.1. PROVE PENETROMETRICHE	9
2.3.2. MISURE DEI MICROTREMORI.....	11
3. AZIONE SISMICA	14
3.1. EFFETTI DI SISMA DI PROGETTO SUI TERRENI INTERESSATI DALL'OPERA.....	14
3.2. VERIFICA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE.....	14
4. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA	19
4.1. METODO UTILIZZATO PER LA VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI	19
4.1.1 Parametri geotecnici caratteristici per la valutazione delle resistenze di progetto.....	21
4.1.2 Parametri geotecnici caratteristici delle unità litostratigrafiche del sito indagato	24
4.2. VALUTAZIONE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) – STATO LIMITE DI RESISTENZA DEL TERRENO	29
4.2.1 Calcolo del carico limite dell'insieme fondazione-terreno - premessa	30
4.2.2 Fondazione e parametri geotecnici caratteristici utilizzati nei calcoli del carico limite dell'insieme fondazione-terreno.....	31
4.2.3 Collasso per carico limite dell'insieme "fondazione-terreno" – approccio 2	32
4.3. VALUTAZIONE DELLO STATO LIMITE ULTIMO DI ESERCIZIO (SLE) – DEFORMAZIONI IRREVERSIBILI	34
4.4. VALUTAZIONE DEI PALI INFISSI NEL TERRENO PER IL SOSTEGNO DEI PANNELLI SOLARI	36
5. CONCLUSIONI.....	38
5.1. INDICAZIONI, DI CARATTERE GENERALE, ESECUTIVE E PROGETTUALI	39
ALLEGATI.....	41

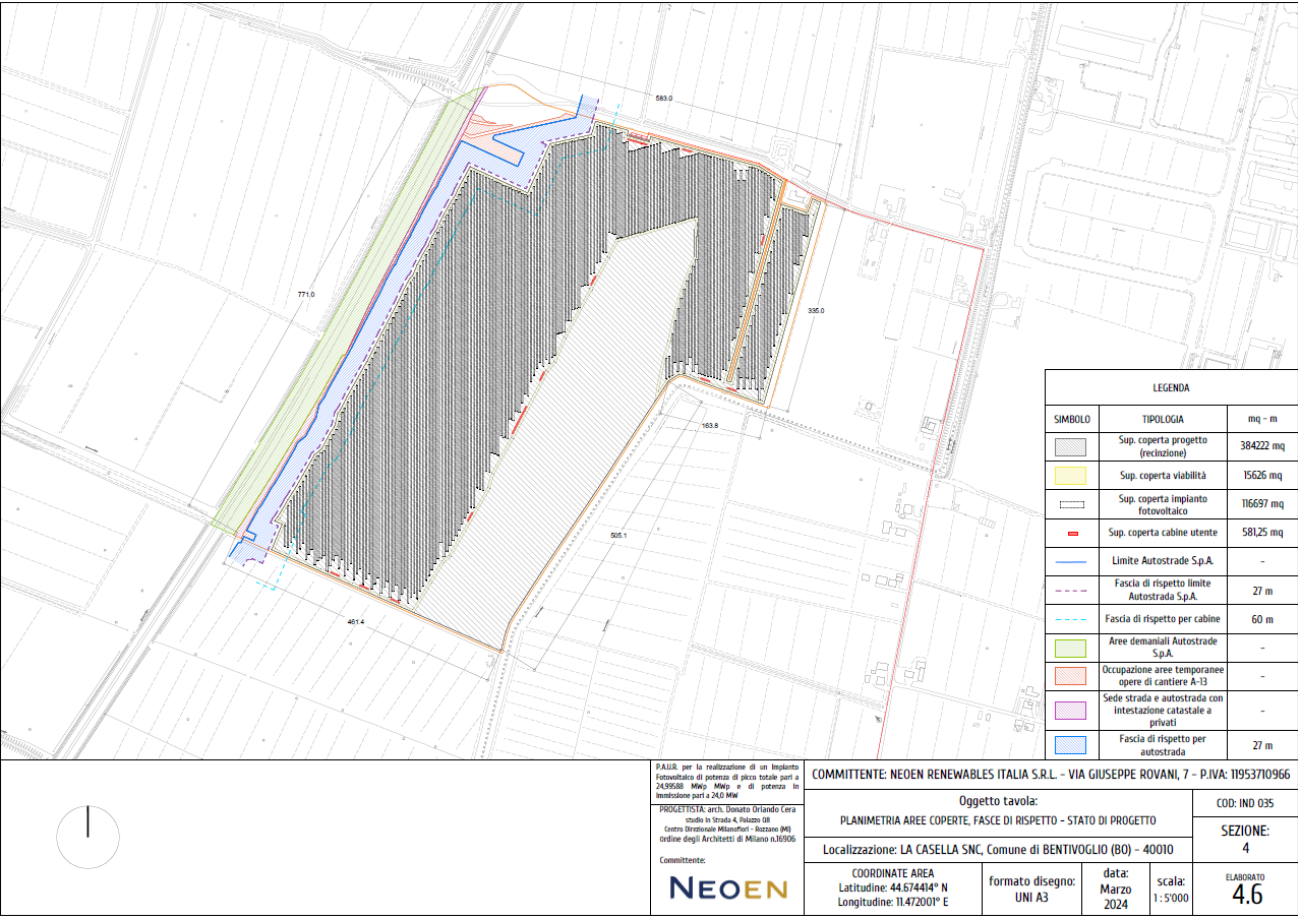
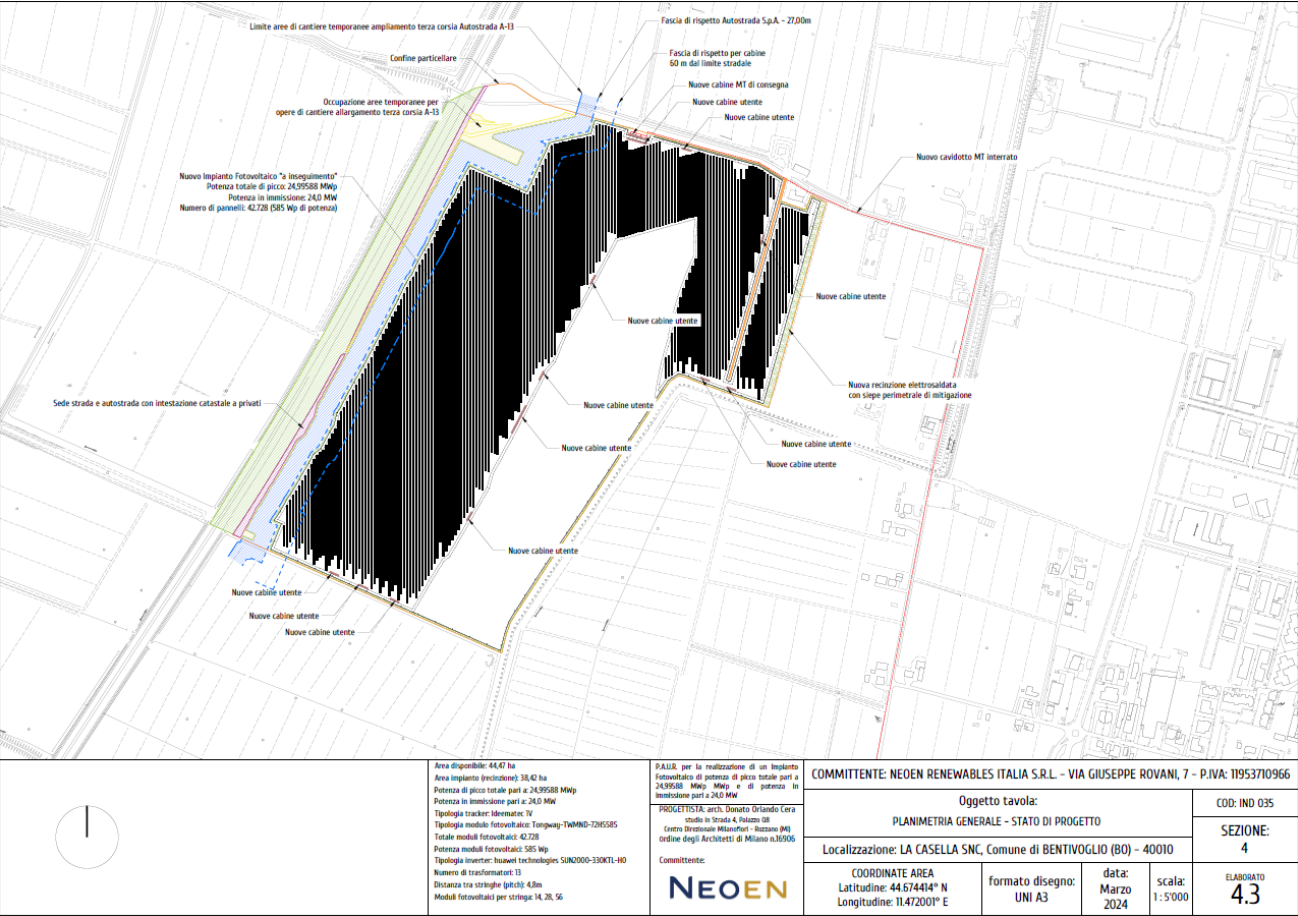
1. PREMESSA

Le indagini sono state eseguite in ottemperanza a quanto prescritto dalle seguenti leggi e norme:

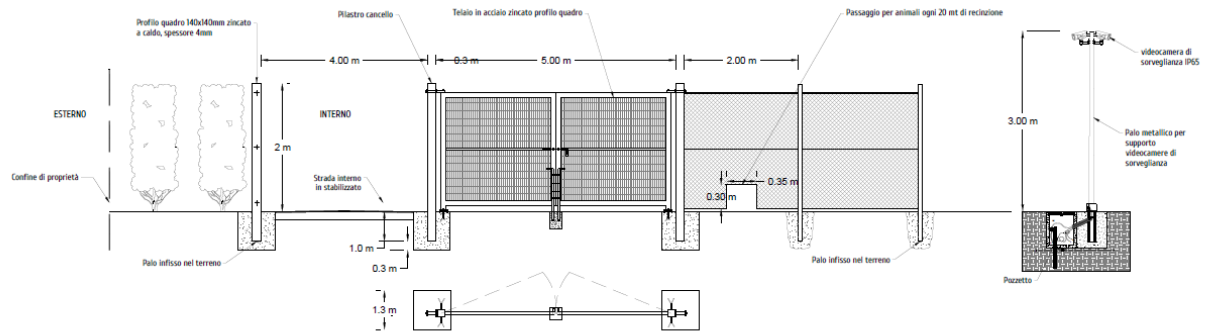
- AGI: raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio e sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche. Giugno 1990;
- OPCM n°3274/2003 e successive modifiche - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- OPCM n. 3519/2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone" e successivi aggiornamenti.
- D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- Circolare NTC2018 del 11-02-2019

Il lavoro in progetto prevede la realizzazione di un impianto fotovoltaico, come di seguito schematicamente rappresentato.





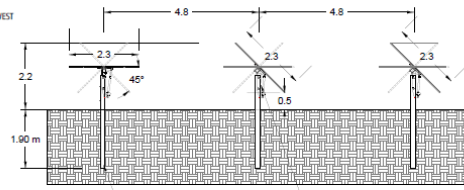
PARTICOLARE RECINZIONE E INGRESSO



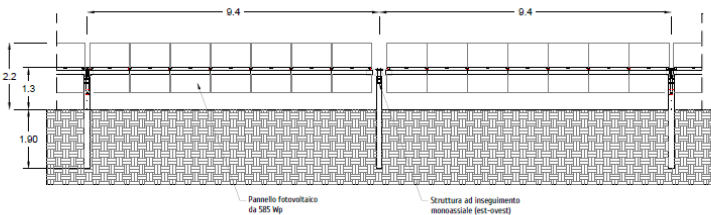
PARTICOLARE STRUTTURA AD INSEGUIMENTO MONOASSIALE

SEZIONE TIPO

OVEST



PROSPETTO TIPO



PAUS, per la realizzazione di un impianto fotovoltaico di potenza di picco totale pari a 2439588 Mwp Mwp e di potenza in iniezione pari a 2439 Mwp

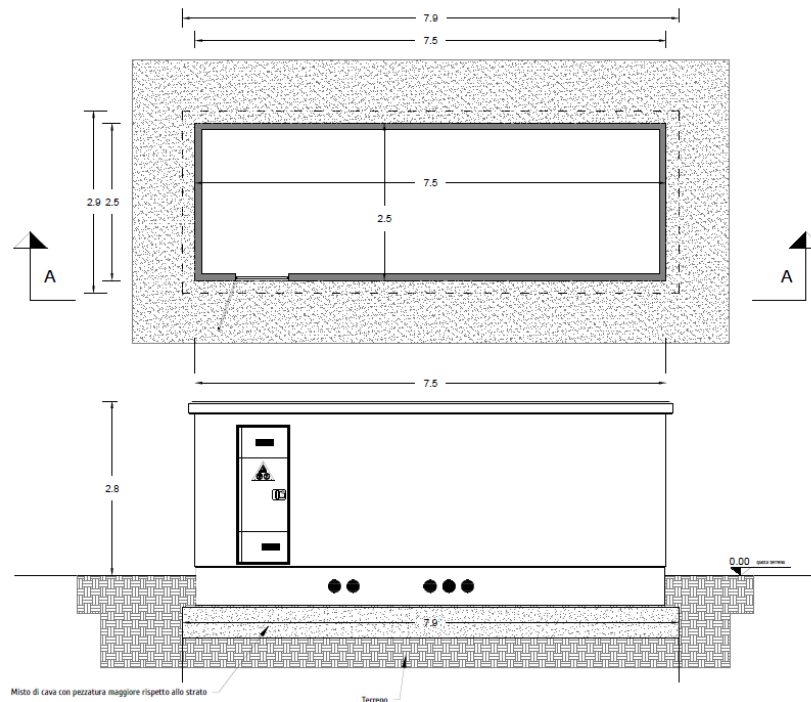
PROGETTISTA: arch. Donato Orlando Cera studio in Strada 4, Palazzo G8 Centro Direzionale MilanoPort - Rozzano (MI) ordine degli Architetti di Milano n.30906

Comittente:

NEOEN

COMMITTENTE: NEOEN RENEWABLES ITALIA S.R.L. - VIA GIUSEPPE ROVANI, 7 - P.IVA: 11953710966

Oggetto tavola:		COD: IND 035
PARTICOLARE IMPIANTO FOTOVOLTAICO, RECINZIONE E PALO VIDEOSORV.		SEZIONE:
Localizzazione: LA CASELLA SNC, Comune di BENTIVOGLIO (BO) - 40010		4
COORDINATE AREA Latitudine: 44.674414° N Longitudine: 11.472001° E	formato disegno: UNI A3	data: Marzo 2024
	scala: 1:100	ELABORATO 4.10



PAUS, per la realizzazione di un impianto fotovoltaico di potenza di picco totale pari a 2439588 Mwp Mwp e di potenza in iniezione pari a 2439 Mwp

PROGETTISTA: arch. Donato Orlando Cera studio in Strada 4, Palazzo G8 Centro Direzionale MilanoPort - Rozzano (MI) ordine degli Architetti di Milano n.30906

Comittente:

NEOEN

COMMITTENTE: NEOEN RENEWABLES ITALIA S.R.L. - VIA GIUSEPPE ROVANI, 7 - P.IVA: 11953710966

Oggetto tavola:		COD: IND 035
PIANTE E PROSPETTI CABINA UTENTE		SEZIONE:
Localizzazione: LA CASELLA SNC, Comune di BENTIVOGLIO (BO) - 40010		4
COORDINATE AREA Latitudine: 44.674414° N Longitudine: 11.472001° E	formato disegno: UNI A3	data: Marzo 2024
	scala: 1:50	ELABORATO 4.11

2. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

2.1. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

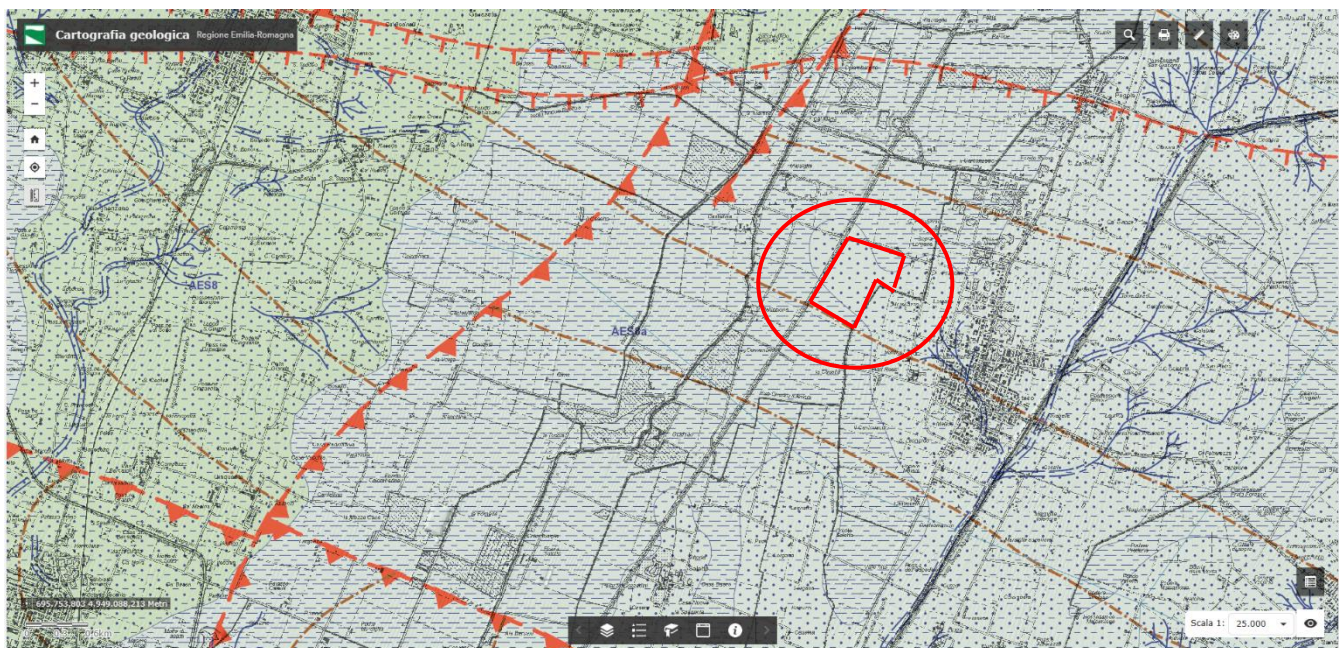
L'area di progetto si trova nella zona agricola di Bentivoglio, nella località La Casella, ai confini con la località di Altedo, frazione del comune di Malalbergo (BO), essendo confinata verso ovest dall'Autostrada Bologna-Padova (A13).







Si presenta morfologicamente pianeggiante, si trova a circa 35.2 m sul livello mare, come risulta dalla CTR.

I terreni d'interesse sono di tipo alluvionale, depositatisi in ambiente di bassa pianura, caratterizzati da depositi fini e medio-fini formatisi per successive fasi di esondazioni del reticolo idrografico.

L'elemento idrografico principale è costituito dallo Scolo Longana che scorre in adiacenza est del sito di interesse.

La geologia dell'area è caratterizzata da coperture quaternarie appartenenti all'Unità di Modena (AES8a) caratterizzata in superficie da litologie Sabbia Limosa e Argilla Limosa - Piana alluvionale.



-  *faglia profonda diretta dedotta*
-  *sovrascorrimento profondo post-tortoniano dedotto*
-  *ventaglio di esondazione certo*
-  *traccia di canale di area interdistributrice certa*
-  *Argilla Limosa - Piana alluvionale*
-  *Sabbia Limosa - Piana alluvionale*



AES8 - Subsistema di Ravenna

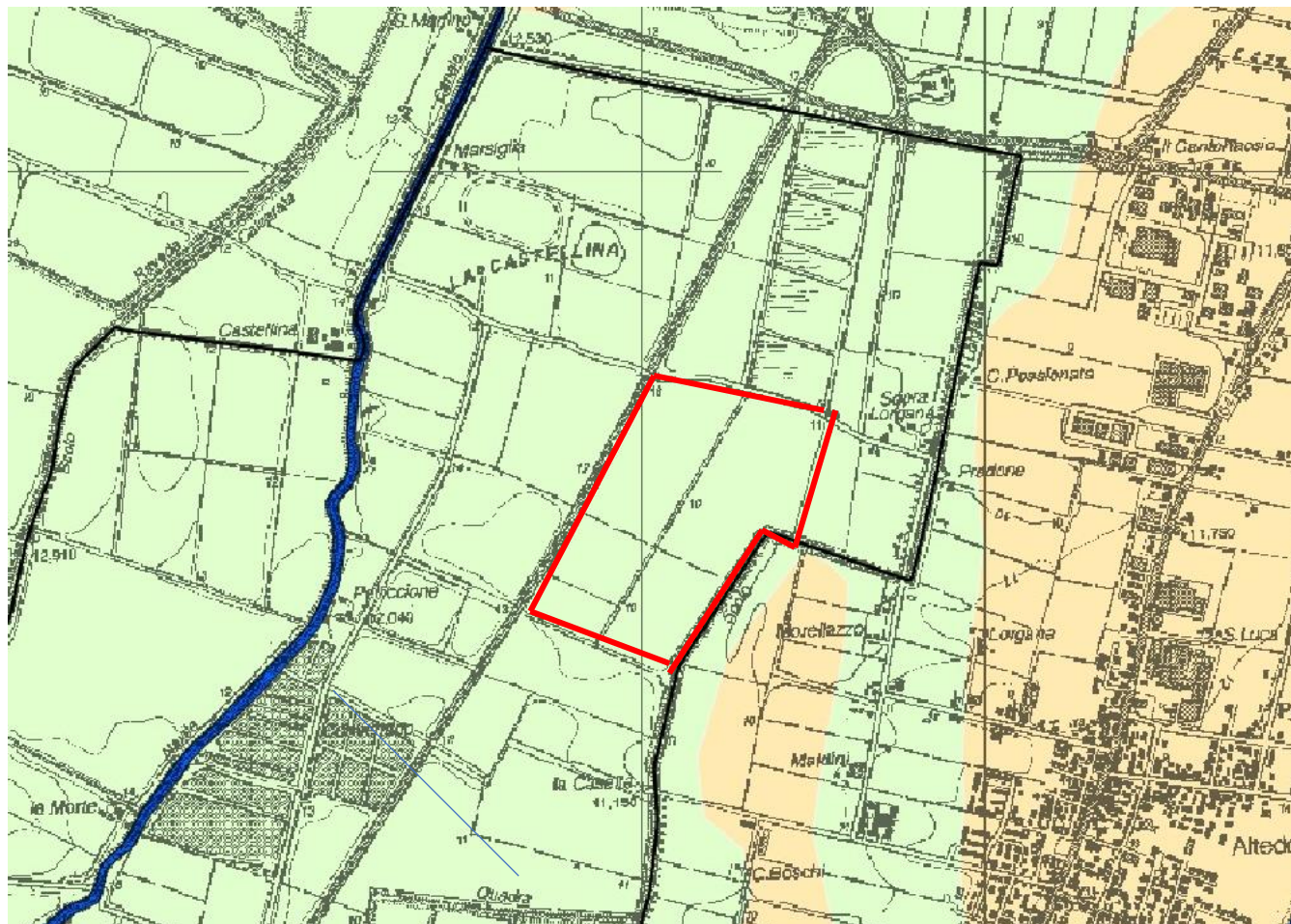
Ghiaie da molto grossolane a fini con matrice sabbiosa, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi, limi e limi sabbiosi, rispettivamente depositi di conoide ghiaiosa, intravallivi terrazzati e di interconoide. L'unità comprende più ordini di terrazzo nelle zone intravallive. Argille, limi ed alternanze limoso-sabbiose di tracimazione fluviale (piana inondabile, argine, e tracimazioni indifferenziate). Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico. A tetto suoli, variabili da non calcarei a calcarei, a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente meno di 150 cm, e a luoghi parziale decarbonatazione; orizzonti superficiali di colore giallo-bruno. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'alterazione da 0,5 ad 1,5 m, contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a. nel sottosuolo della pianura: depositi argillosi e limosi grigi e grigio scuri, arricchiti in sostanza organica, di piana inondabile non drenata, palude e laguna passanti, verso l'alto, a limi-sabbiosi, limi ed argille bruni e giallastri di piana alluvion Il contatto di base è discontinuo, spesso erosivo e discordante, sugli altri subsistemi e sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità è circa 20m.

AES8a - Unità di Modena

Ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua, talora organizzate in corpi a geometrie lenticolari, nastriformi, tabulari e cuneiformi. Depositi alluvionali intravallivi, terrazzati (primo ordine dei terrazzi nelle zone intravallive), deltizi, litorali, di conoide e, localmente, di piana inondabile. Nella costa e nel Mare Adriatico sabbie di cordone litorale e di fronte deltizia passanti ad argille e limi di prodelta e di transizione alla piattaforma. Limite superiore coincidente con il piano topografico dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro. Il profilo di alterazione è di esiguo spessore (meno di 100 cm). Può ricoprire resti archeologici di età romana del VI secolo d.C Lo spessore massimo dell'unità è generalmente di alcuni metri, talora plurimetrico.

2.2. Microzonazione Sismica della Città Metropolitana di Bologna

In base alla carta degli elementi geologici che possono determinare effetti locali, il sito di progetto ricade su "Depositi di piana interfluviale prevalentemente fini (limi, limi argillosi, argille scarsamente consistenti)".



LEGENDA

Settore Pianura:

- Isobate delle ghiaie di conoide (quota da p.c.)
- Limiti laterali noti delle ghiaie di conoide
- Isobate da p.c. del bedrock sismico (Mascandola et al. 2019)
- Depositi di conoide prevalentemente grossolani (ghiaie, sabbie ghiaiose) o di interconoide prevalentemente fini (limi e argille più consistenti)
- Depositi di canale/argine con intervalli granulari (limi sabbiosi, sabbie, sabbie ghiaiose) nei primi 20 m
- Depositi di piana interfluviale prevalentemente fini (limi, limi argillosi, argille scarsamente consistenti)

CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA
PTM - QUADRO CONOSCITIVO

**CARTA DEGLI ELEMENTI GEOLOGICI
CHE POSSONO DETERMINARE EFFETTI
LOCALI**

Foglio 1

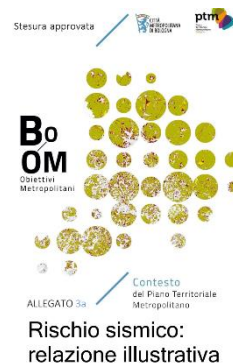
Scala 1:25.000



Nella relazione illustrativa sono definiti i possibili effetti di amplificazione. Tali aspetti sono ripresi nell'art. 28 delle Norme del PTM

C - Sedimenti prevalentemente fini di pianura.

Nelle aree di pianura costituite per lo più da limi e argille (peliti) si possono verificare effetti di amplificazione e dovrà pertanto essere valutato il coefficiente di amplificazione (sono ritenuti sufficienti approfondimenti di livello 2). Questi terreni, spesso ricchi di materia organica e con intercalazioni di livelli torbosi, possono avere proprietà meccaniche molto scadenti; pertanto, nelle aree di piana alluvionale con sedimenti fini di elevato spessore (alcune decine di metri), in caso di forti scosse, possono verificarsi densificazioni e conseguenti cedimenti. Pertanto, in presenza di terreni fortemente compressibili ($c_u < 70 \text{ kPa}$; $V_{s30} < 180 \text{ m/s}$) di spessore plurimetrico, oltre agli effetti di amplificazione, dovranno essere valutati anche i potenziali cedimenti (approfondimenti di livello 3)



Art. 28 - Riduzione del rischio sismico

C- Sedimenti prevalentemente fini di pianura

Descrizione: depositi coesivi prevalenti (limi, limi argillosi, argille).

Effetti attesi e approfondimenti richiesti: aree suscettibili di amplificazione stratigrafica. È richiesta la stima dell'amplificazione. In tali aree è generalmente ritenuto sufficiente il secondo livello.

In presenza di terreni fortemente compressibili ($c_u < 70 \text{ kPa}$; $V_{s30} < 180 \text{ m/s}$), argille organiche e/o argille con torbe, di spessore plurimetrico, in caso di forti scosse possono verificarsi densificazioni e conseguenti cedimenti. In relazione a tali aree, oltre agli effetti di amplificazione, dovranno essere valutati anche i potenziali cedimenti tramite approfondimenti sismici di III livello.

2.3. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Al fine di verificare le caratteristiche geomeccaniche del terreno interessato al progetto ed in considerazione del rilievo effettuato, sono state realizzate n.5 prove penetrometriche con punta elettrica e piezocono

Mentre per la valutazione dell'amplificazione sismica di risonanza del substrato di interesse e della V_{s30} sono state realizzate n. 2 misure HVSR e una misura MASW.

2.3.1. PROVE PENETROMETRICHE

Per le prove penetrometriche si è utilizzato un penetrometro con spinta di 30 tonnellate, montato su sottocarro (peso complessivo 5500 kg), dotato di punta elettrica costruita secondo la tipologia "Gouda" che ha permesso l'acquisizione dei dati ogni 2 cm di avanzamento.

La punta rispetta le dimensioni standard europee:

- Punta conica per la misura della resistenza alla punta con area pari a cm^2 10 ed angolo di 60° ;
- Manicotto per la misura dell'attrito laterale di cm^2 150;
- Sensore inclinometrico per controllare la deviazione delle aste dalla verticale;
- Sensore di temperatura per correggere deriva dovuta al cambiamento di temperatura.

Dall'esame dei dati di lettura sono state costruite le curve che si riferiscono alla resistenza alla punta (Q_c), alla resistenza all'attrito laterale (F_s) le cui rappresentazioni grafiche vengono riportate nei diagrammi allegati.

Dall'indice di comportamento I_c , che è funzione di Q_c e F_s/Q_c , si è giunti alla classificazione dei terreni seguendo la metodologia suggerita dal Robertson in 1990 e utilizzando le metodologie suggerite dal tipo di indagine adottata (test penetrometrici) è stato possibile ricostruite le caratteristiche meccanico-fisiche di ciascuna porzione di terreno presa in considerazione, traducendo in termini meccanici i risultati penetrometrici seguendo criteri suggeriti dalla letteratura.

Per il parametro di consistenza dei terreni fini e di addensamento per quelli granulari si è seguita la classificazione di Elmi & Casadio, traducendo in termini di consistenza i risultati penetrometrici secondo il criterio esposto nelle sottostanti tabelle.

Dr (%)	Addensamento (Elmi e Casadio, 1995)	ϕ
-100	Metastabile	
5	Molto Sciolta	25-30
15	Sciolta	30-32
35	Mediamente Addensata	32-35
65	Addensata	35-38
85	Molto addensata	>38
100		

Q_c (daN/cm 2)	Consistenza (Elmi e Casadio, 1995)
0	Fluida
2	Fluidoplastica (Molto Soffice)
5	Molle-plastica (Soffice)
10	Plastica
20	Solidoplastica (Duro)
30	Semi solida (Molto duro)
50	Solida (Durissimo)
200	Solida (Durissimo)

Unità A	<i>Da 0.0m a -0.7÷1.0 m dal piano campagna.</i>
	Terreno della lavorazione agraria e di alterazione superficiale di natura argilloso-limosa
Unità B	<i>Da -0.7÷1.0 m a -20 m dal piano di campagna, massima profondità indagata</i>
	Limi argillosi, argille limose e limi argilloso sabbiosi, consistenza da plastica a solido-plastica; presenza di intercalazioni di livelli sabbioso-limosi con assetto litostratigrafico lentiforme, a luoghi frequenti. I valori penetrometrici risultano mediamente compresi tra 1÷1.2 MPa e 2÷2.5 MPa, variabili lungo il profilo. Valori maggiori, attorno a 3 MPa si osservano in corrispondenza degli intervalli con elevato contenuto della frazione sabbiosa. Per i livelli sabbioso-limosi si osservano valori penetrometrici compresi tra 3÷4 MPa e 10÷14 MPa

Il livello della falda freatica, misurata all'interno delle verticali alla data delle prove, un livello attorno a 1.9÷2.8 m dal piano di campagna.

N. prova	Data misura	Livello acqua m da p.c.
CPTU n. 1	06-11-2023	1.9 m
CPTU n. 2	06-11-2023	Foro chiuso a -1.0 m
CPTU n. 3	06-11-2023	2.2 m
CPTU n. 4	06-11-2023	2.0 m
CPTU n. 4b	06-11-2023	Foro chiuso in superficie
CPTU n. 5	06-11-2023	2.8 m

Una dissipazione, eseguita alla profondità di 19.14 m per la prova CPTU n. 4b, ha evidenziato un livello della falda idrica a -1.5 m dal piano di campagna.

In generale, dal confronto tra le prove eseguite e altre di repertorio prove realizzate nella zona, si osserva che le caratteristiche areali litostratigrafiche del substrato dell'area d'interesse risultano nel complesso omogenee.

Si deve osservare che in corrispondenza della CPTU n.4 è stata incontrata una massicciata alla profondità di 2.0 m dal piano di campagna. La prova è andata a rifiuto penetrometrico di punta.

2.3.2. MISURE DEI MICROTREMORI

Per la valutazione dell'amplificazione sismica di risonanza del substrato di interesse e della V_{s30} sono state eseguite n. 2 misure HVSR, di cui una abbinata ad uno stendimento sismico attivo SASW-MASW.

Metodo dei microtremori HVSR

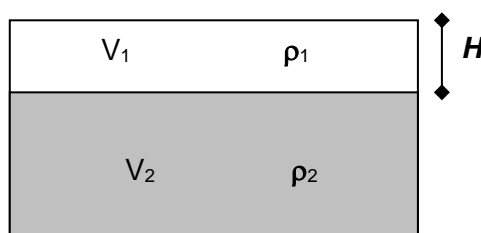
Il tremore sismico, comunemente definito "rumore sismico", esiste ovunque sulla superficie della terra. Esso è principalmente costituito da onde superficiali, ovvero da onde elastiche prodotte dall'interferenza costruttiva di onde P ed S che si propagano negli strati superficiali. Il rumore sismico è prodotto essenzialmente dal vento o dalle onde marine. A questo rumore di fondo, che è sempre presente, si sovrappongono le sorgenti locali, antropiche (traffico, industrie ecc.) e naturali. I microtremori sono solo in parte costituiti da onde di volume, P o S. In essi giocano un ruolo fondamentale le onde superficiali, che hanno velocità prossima a quella delle onde S, il che spiega la dipendenza di tutta la formulazione della velocità di queste ultime.

Dai primi studi di Kanai (1957) in poi, diversi metodi sono stati proposti per estrarre l'informazione relativa al sottosuolo da rumore sismico registrato in un sito. Tra questi, la tecnica che si è maggiormente consolidata nell'uso è quella dei rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale (Horizontal to Vertical Spectral Ratio, HVSR o H/V), proposta da Nogoschi e Igaraschi (1970). La tecnica è universalmente riconosciuta come efficace nel fornire stime affidabili della frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo.

Le basi teoriche dell'H/V sono relativamente facili da comprendere in un mezzo del tipo strato + bedrock (o strato assimilabile al bedrock) in cui i parametri sono costanti in ciascuno strato. Considerando lo schema della figura sottostante in cui gli strati 1 e 2 si distinguono per le diverse densità (ρ_1 e ρ_2) e le diverse velocità delle onde sismiche (V_1 e V_2). Un'onda così riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizioni di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente (λ) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore H del primo strato. La frequenza fondamentale di risonanza (f_r) dello strato 1 relativa alle onde S è pari a

$$f_r = \frac{V_{s1}}{4 * H}$$

Questo effetto è sommabile, anche se non in modo lineare e senza corrispondenza 1:1. Ciò significa che la curva H/V relativa ad un sistema a più strati contiene l'informazione relativa alle frequenze di risonanza (e quindi dello spessore) di ciascuno di essi, ma non è interpretabile semplicemente applicando la sopra riportata equazione.

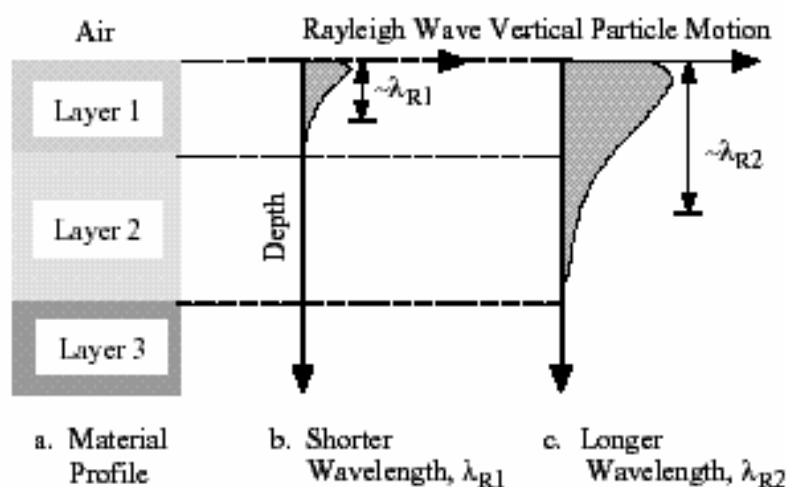


L'inversione richiede l'analisi delle singole componenti e del rapporto H/V, che fornisce un'importante normalizzazione del segnale per a) in contenuto di frequenza, b) la risposta strumentale e c) l'ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto. Un aspetto assai importante è che il rumore sismico agisce come sorgente di eccitazione per la risonanza del sottosuolo e degli edifici più o meno come una luce bianca diffusa illumina gli oggetti eccitando le lunghezze d'onda tipiche di ciascun oggetto e dandogli il suo tipico colore.

Questo risulta molto importante a livello ingegneristico in quanto se un edificio ha frequenze proprie di vibrazione uguali a quelle del substrato su cui è fondato, durante un sisma, si assiste al fenomeno dell'accoppiamento delle vibrazioni. Questo effetto di amplificazione sismica produrrà un grande aumento della sollecitazione sugli edifici.

Metodo dei MASW

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidezza della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione. La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo.



Le onde superficiali generate in un punto sulla superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori. Nel metodo SASW-MASW si mantiene fisso il sensore di misura e si sposta a intervalli regolari il punto di generazione delle onde.

Il metodo attivo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi, dà informazioni sulla parte più superficiale del suolo, generalmente circa 8÷15 m, in funzione della rigidezza del suolo.

Il metodo MASW consiste in tre fasi (Roma, 2002): (1) la prima fase prevede il calcolo della velocità di fase (o curva di dispersione) apparente sperimentale, (2) la seconda fase consiste nel calcolare la velocità di fase apparente numerica, (3) la terza ed ultima fase consiste nell'individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , modificando opportunamente lo spessore h , le velocità delle onde di taglio V_s e di compressione V_p (o in maniera alternativa alle velocità V_p è possibile assegnare il coefficiente di Poisson μ), la densità di massa ρ degli strati che costituiscono il modello del suolo, fino a raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale e la velocità di fase (o curva di dispersione) numerica corrispondente al modello di suolo assegnato.

Combinazione del metodo HVSr e MASW e risultati.

La combinazione tra le misure HVSr e quelle MASW permettono di ottimizzare la ricostruzione del modello di velocità delle onde di taglio V_{s30} .

Infatti, le MASW permettono di ottenere le misure di velocità di taglio nei primi metri che servono da base per interpretare gli strati più profondi osservabili solo dalle misure HVSr.

Inoltre, si è provveduto ad eseguire anche la calibrazione delle misure HVSr e MASW in base alle indagini geognostiche eseguite sul sito di indagine.

La prova eseguita impiegando la suddetta metodologia dei microtremori, combinata con la MASW, utilizzando l'inversione H/V con il metodo proposto da Nakamura, secondo la teoria descritta da Aki (1964) e Ben-Menahem & Sing (1981), ha evidenziato una **$V_{s30} = 183 \div 203$ m/s**.

L'analisi delle frequenze fondamentali di amplificazione del sito evidenzia l'amplificazione di risonanza tipica del terreno e, di conseguenza, l'altezza critica degli edifici che in caso di sisma possono entrare in risonanza con il terreno.

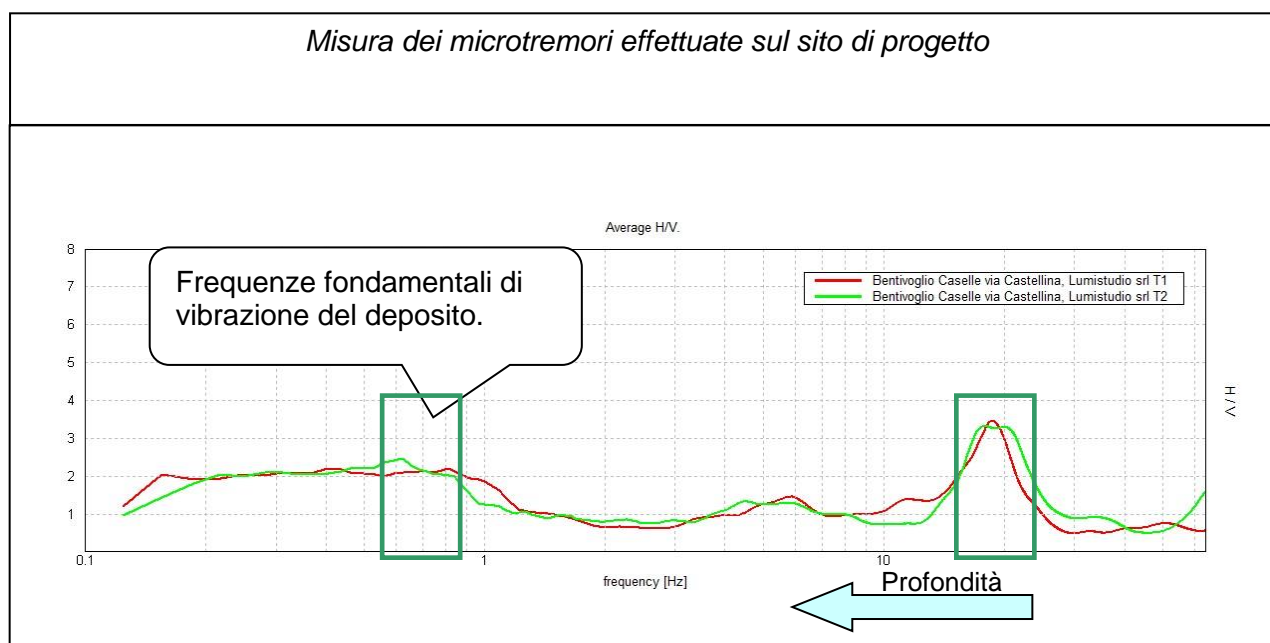
Nel caso specifico è possibile individuare, in prima analisi, la sottostante frequenza fondamentale per il deposito esaminato.

Frequenze fondamentali di vibrazione del deposito	
Frequenza - f (Hz)	Periodo - T (sec)
0.6÷0.8	1.66÷1.25
17÷21	0.05÷0.04

Le verifiche del modello sismico delle opere in esame potranno essere utilmente confrontate con la frequenza fondamentale del sito indagato.

A titolo puramente indicativo si riportano le analisi effettuate con gli accelerometri del "Tromino" sui modi di vibrare dell'edificio in esame nel suo stato attuale.

Dal confronto tra le due misure HVSR effettuate sull'area in esame, si osserva una risposta sismicamente omogenea del sottosuolo del sito di interesse.



3. AZIONE SISMICA

3.1. EFFETTI DI SISMA DI PROGETTO SUI TERRENI INTERESSATI DALL'OPERA

NTC – 17-01-2018

In base alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M del 17-01-2018 l'area, considerando tempi di ritorno di 475 anni (vita nominale 50 anni e classe d'uso 2 con $C_u=1.0$) presenta un'accelerazione al bedrock sismico di $a_g=0.158g$.

Dalle misure di sismica passiva risulta che il sito di indagine è caratterizzato da **$V_{s30}= 183\div 203$ m/s**, quindi, il sito ricade in **categoria C**, con relativo coefficiente di amplificazione stratigrafico pari a **$S_s=1.45$** . Inoltre, essendo la morfologia del terreno pianeggiante, il coefficiente di amplificazione topografica risulta $S_T=1.0$.

Pertanto, l'accelerazione massima al suolo sarà pari a

$$a_{g_{max}} = a_g \cdot S_s \cdot S_T = 0.230g$$

(Vedi tabelle riportate in allegato).

3.2. VERIFICA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

Una sollecitazione sismica provoca una messa in accelerazione delle particelle del suolo che possono determinare liquefazione e/o modificazioni topografiche dell'area.

Ciò avviene in misura maggiore per i terreni incoerenti saturi. Infatti, in un deposito granulare saturo sottoposto a vibrazione, a seguito del repentino aumento delle sovrappressioni interstiziali, la resistenza di attrito può ridursi fino ad annullarsi. Sono così favoriti fenomeni di scorrimento con assestamenti e rifluimenti.

La coesione conserva invece la sua efficacia, indipendentemente dalla vibrazione; quindi i terreni coerenti presentano, praticamente, inalterata la resistenza alle azioni taglianti rapide e con essi sono più rari cedimenti delle opere per assestamenti e rifluimenti generati da azioni dinamiche quali quelle sismiche.

Al fine di comprendere al meglio il possibile rischio a cui sarà soggetta la struttura in progetto relativamente alla pericolosità cosismica di liquefazione dei terreni del substrato del fabbricato in esame, si analizza il concetto di Rischio.

Per la valutazione del Rischio si utilizza la seguente relazione.

$$R = P \cdot V \cdot E$$

Dove

R = rischio

P = pericolosità: probabilità di accadimento di un determinato evento di una certa intensità in un determinato sito e in un determinato momento.

V = vulnerabilità: capacità di un certo elemento strutturale e/o non strutturale di resistere a quel determinato evento.

E = elemento a rischio: valore dell'elemento strutturale e/o non strutturale.

Ora si passa a esaminare i vari fattori della sopra riportata relazione riferiti all'evento liquefazione dei terreni che è un fenomeno cosismico connesso a un determinato sisma di riferimento, nel caso in esame con tempi di ritorno di 475 anni.

Suscettibilità

La suscettibilità può essere definita come la propensione di una certa porzione di territorio a generare fenomeni di liquefazione, in occasione di un determinato sisma, in connessione con le proprie caratteristiche fisiche e alle condizioni geoambientali al contorno.

Nel caso specifico, per il sito in esame sono verificate le condizioni minime di base per definire il sito potenzialmente suscettibile di liquefazione.

Infatti, si riscontrano i seguenti elementi.

- nella successione litologica sono presenti orizzonti di sabbie e sabbie limose entro una profondità inferiore ai 20 m dal piano di campagna;
- la falda idrica presenta una profondità attorno a 2÷3 m dal piano di campagna;
- gli eventi sismici attesi hanno magnitudo maggiore di $M > 5$.

Pertanto, si è proceduto all'analisi specifica della suscettibilità alla liquefazione del sito valutando l'indice del potenziale di liquefazione (I_L) con il metodo di Iwasaki (1982), il cui valore si ricava dalla somma della serie armonica dei coefficienti di sicurezza alla liquefazione in funzione dello spessore dell'intervallo considerato.

Per valutare la suscettibilità, cioè la propensione di un determinato deposito di essere soggetto a un determinato fenomeno (ovviamente questo non implica che il fenomeno avvenga per forza), alla liquefazione, si è fatto riferimento al metodo AGI (2006), Robertson & Cabal (2009) e Boulanger e Idriss (2014) che utilizzano una metodologia di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza è definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e alla sollecitazione indotta dal terremoto di progetto.

Per l'analisi del potenziale di liquefazione del substrato indagato è stato considerando un sisma di progetto con tempi di ritorno di 475 anni (SLV), accelerazione massima al suolo $a/g=0.230$, valore ricavato con metodo semplificato secondo le procedure NTC2018, e magnitudo momento $M_w=6.14$, corrispondente al valore della macrozona sismogenetica di riferimento.

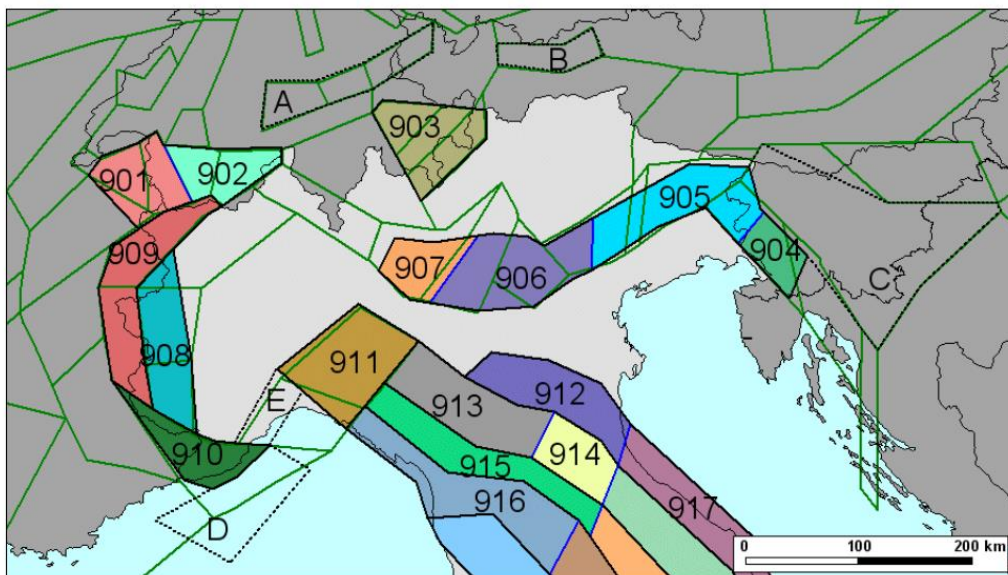


Figura 7 - Zonazione sismogenetica ZS9 per il Nord Italia (bordi in nero e blu) a confronto con la zonazione adottata dal progetto SESAME (bordi verdi, da Jiménez et al., 1991).

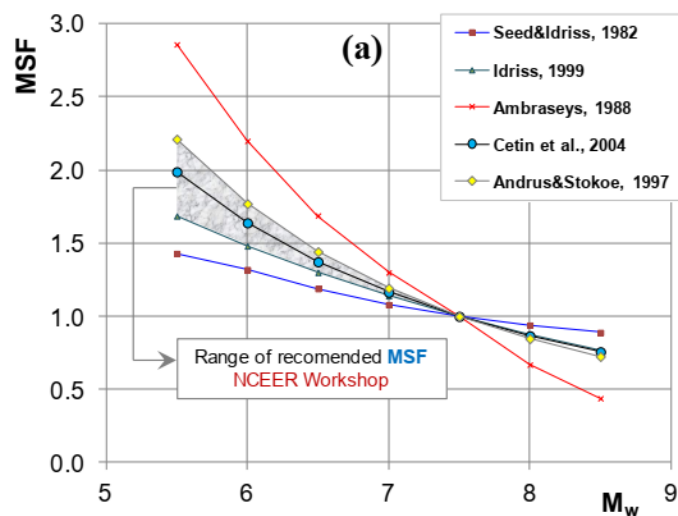
La zonizzazione sismica ZS9 pone come magnitudo attesa massima nella zona sismogenetica 912 il valore di $M = 6,14$ (INGV, Veletti e Malensise, 2004). Figura 7 - Mappa delle aree sismogenetiche dell'Italia Settentrionale

Per il valore di MFS (Magnitude Scaling Factor) si è fatto riferimento a quanto proposto da Idriss & Boulanger (2004)

$$4. MSF = 1 + (MSF \left[8.64 \exp \left(\frac{-M}{4} \right) - 1.325 \right]_{max})$$

$$MSF \left(\frac{q_{c1Ncs}}{180} \right)_{max}^3$$

Tale valore risulta ricadere nella parte bassa del range raccomandato dalla NCEER, corrispondente alla curva di Seed&Idriss (1982), quindi conservativa rispetto alla verifica del potenziale di liquefazione.



La suddetta analisi, con tempi di ritorno di 475 anni, in una scala che va da 0 a >15 per l'indice del potenziale di liquefazione, quindi per la suscettività del sedimento al fenomeno della liquefazione per quel determinato sisma di riferimento, valutando con un peso diverso gli strati con spessore inferiore al metro compresi tra livelli impermeabili, meno soggetti a fenomeni di liquefazione, presenta i valori compresi tra $IL=0.0$ e $IL=1.4$, con una media tra le cinque prove e i tre autori pari a $IL_{medio}=0.35$, ricadendo nella categoria di suscettibilità corrispondente alla classe con potenziale "basso" in base alle classi proposte da Sonmez, 2003.

$I_L = 0$	Non liquefacibile ($F_L \geq 1.2$)
$0 < I_L \leq 2$	Potenziale basso
$2 < I_L \leq 5$	Potenziale moderato
$5 < I_L \leq 15$	Potenziale alto
$15 < I_L$	Potenziale molto alto

RIEPILOGO ANALISI DI LIQUEFAZIONE PER $T_r = 475$ ANNI

		Profondità raggiunto (m)	Metodo AGI 2005		Metodo Robertson & Cabal 2009		Metodo Boulanger & Idriss 2014	
			Indice del potenziale di liquefazione II	Cedimento atteso (cm)	Indice del potenziale di liquefazione II	Cedimento atteso (cm) granulare / totale	Indice del potenziale di liquefazione II	Cedimento atteso (cm)
CPT 1	senzo correzione per strati sottili	20.00	1.6	5.9	0.6	4.1 / 5.9	2.4	7.1
	con correzione per strati sottili		1.1	4.8	0.3	2.6 / 4.3	1.4	5.1
CPT 2	senzo correzione per strati sottili	19.24	0.6	2.6	0.2	1.9 / 2.9	0.8	2.9
	con correzione per strati sottili		0.1	1.4	0.0	0.7 / 1.7	0.1	1.5
CPT 3	senzo correzione per strati sottili	19.92	1.2	5.8	0.6	3.6 / 4.6	1.9	6.7
	con correzione per strati sottili		0.2	2.1	0.1	1.0 / 2.0	0.1	2.1
CPT 4b	senzo correzione per strati sottili	19.12	0.2	1.2	0.0	0.4 / 1.1	0.5	1.8
	con correzione per strati sottili		0.0	0.3	0.0	0.0 / 0.7	0.0	0.4
CPT 5	senzo correzione per strati sottili	17.60	1.3	5.4	0.6	3.8 / 4.7	2.2	6.9
	con correzione per strati sottili		0.6	3.5	0.1	1.7 / 2.6	1.2	4.3

Pericolosità

Con il metodo proposto da Facciorusso & Vannucchi (2009) è poi stata definita la pericolosità della liquefazione del deposito in esame. Ovviamente nei grafici si riporta anche la suddivisione delle categorie di suscettività come indicato da Facciorusso per i diversi valori dell'Indice del potenziale di liquefazione.

Si evidenzia che la procedura proposta dai suddetti autori è basata sull' "approccio bayesano" che, utilizzando il teorema della probabilità totale, consente di associare ad ogni valore del fattore di sicurezza calcolato con il metodo deterministico, FSL, un valore di probabilità di inizio liquefazione, PL ("Bayesian mapping function"). Tale funzione, con riferimento al metodo proposto da Robetson e Wride (1998) assume la forma (Juang et al. 2002):

$$PL = \frac{1}{1 + \left(\frac{FSL}{A}\right)^B}$$

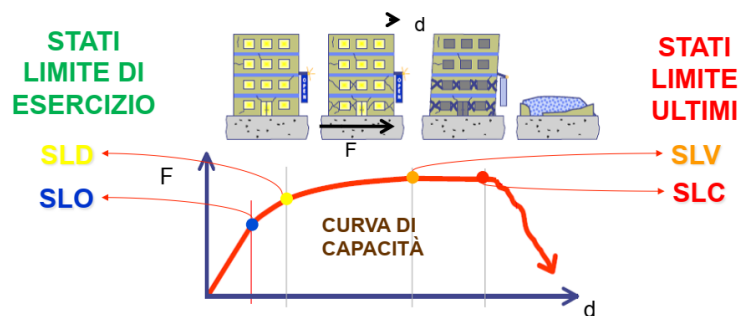
Dove A=1 e B=3.3.

Quindi, valutando la probabilità di accadimento del fenomeno della liquefazione, cioè la pericolosità, considerando le accelerazioni al suolo di un sisma con tempi di ritorno di 475 anni, con il metodo di Facciorusso si ottiene che la probabilità, in una scala 0-100%, si attesta mediamente attorno al 0÷5%, ricadendo nella casella "**non liquefazione quai certa**".

Nei grafici si riporta per completezza anche i calcoli considerando gli strati sottili che ovviamente vengono poi trattati con un peso diverso, in quanto per strati inferiori al metro, contenuti tra due strati coesivi, la liquefazione presenta una probabilità inferiore.

Vulnerabilità: effetti della liquefazione

In questo caso si deve esaminare quale tipo di danno potenziale è possibile che occorra a seguito di quel determinato evento, ad esempio sugli edifici. Nel caso specifico, in base alle NTC 2018, stiamo parlando S.L.V. (Stati Limiti della Vita), cioè di salvaguardia della vita. La costruzione può subire dei danni a seguito di un sisma di progetto previsto per gli SLV, ma in ogni caso non ci devono essere perdite di vite umane.



Rif: EERI, Earthquake Engineering Research Institute



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
FIRENZE

Giovanni Vannucchi - Gli effetti di liquefazione osservati e i metodi di valutazione del rischio

Fenomeni inclusi nel termine liquefazione:

2. Che cosa è la
liquefazione

Liquefazione ciclica

Condizioni: Assenza di sforzi di taglio necessari per l'equilibrio statico (superfici piane e orizzontali, assenza di carichi in superficie)

Manifestazioni: crateri e vulcanelli di sabbia, fratture, ondulazioni e cedimenti del piano campagna

Danneggiamenti: assenti (vulnerabilità ed esposizione nulle o trascurabili)

Per il terremoto della pianura padana-emiliana: fenomeni di liquefazione ciclica diffusissimi e molto estesi

Mobilità ciclica

Condizioni: Sforzi di taglio necessari per l'equilibrio statico **inferiori** alla resistenza al taglio dopo il terremoto

Manifestazioni: deformazioni permanenti limitate, spostamenti laterali, cedimenti assoluti e differenziali, smottamenti

Danneggiamenti: da modesti a gravi a strutture, infrastrutture e sotto-servizi

Per il terremoto della pianura padana-emiliana: fenomeni di mobilità ciclica diffusi

Fluidificazione

Condizioni: Sforzi di taglio necessari per l'equilibrio statico **superiori** alla resistenza al taglio dopo il terremoto

Manifestazioni: grandi deformazioni permanenti, collassi di fondazioni e opere di sostegno, frane

Danneggiamenti: gravissimi

Per il terremoto della pianura padana-emiliana: fenomeni di fluidificazione assenti (per fortuna!!!)

Al fine di verificare gli effetti post-sisma sulle opere in progetto, si è provveduto anche a valutare il parametro di stato ψ che valuta il comportamento contraente o dilatante degli strati sabbiosi. Valori di $\psi > -0.05$ indicano terreni contraenti, quindi, in caso di sisma, soggetti a rapido incremento delle pressioni interstiziali con innesco del fenomeno del pericoloso fenomeno di fluidificazione.

Per i depositi sabbiosi indagati non risultano valori superiori $\psi > -0.05$, pertanto i depositi sabbiosi non sono soggetti al fenomeno della liquefazione.

Dalle elaborazioni dei vari autori, gli assestamenti allo SLV saranno compresi tra 0 cm e 5.1 cm per i terreni granulari e tra 0.7 cm e 1.7 cm per i terreni fini, essendo gli eventuali assestamenti del terreno dovuti alla dissipazione delle pressioni interstiziali generate dal sisma molto differite nel tempo, dovendo le pressioni interstiziali dissiparsi attraverso terreni fini, sostanzialmente impermeabili

Pertanto, gli assestamenti indotti dal sisma, per le opere in progetto, saranno compatibili sia allo SLV sia allo SLD, come osservabile anche dalle tabelle di Sowers (1962) che ammette cedimenti massimi dell'ordine di 15÷30 cm per il collegamento a reti di servizi e di 30÷60 cm per l'accessibilità a strutture.

Tabella 16.5 - Valori ammissibili di alcuni parametri di deformazione delle strutture secondo Sowers (1962)

<i>Tipo di movimento</i>	<i>Fattore di limitazione</i>	<i>Valore ammissibile</i>
Cedimento massimo ρ_{\max} (cm)	Collegamento a reti di servizi	15÷30
	Accessibilità	30÷60
	Probabilità di cedimenti differenziali in:	
	a) murature portanti	2,5÷5
	b) strutture intelaiate	5÷10
	c) ciminiera, silos	7,5÷30

4. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

4.1. METODO UTILIZZATO PER LA VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Un aspetto essenziale del metodo degli stati limite riguarda la scelta dei parametri da introdurre nel modello di calcolo. Riguardo ai calcoli geotecnici con il criterio degli stati limite si devono considerare nelle relazioni i parametri caratteristici.

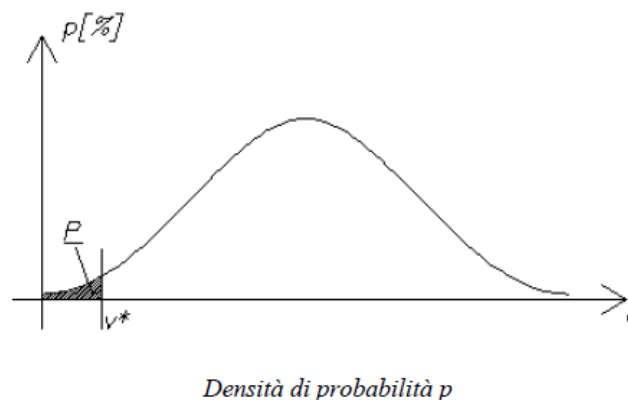
In base all'EC7, al punto 2.4.5.2.2(P), il valore caratteristico di un parametro geotecnico sarà scelto come una stima cautelativa del valore di influenza all'insorgere dello stato limite.

Da ciò discende:

- *Stima cautelativa*: si tratta di una stima che deve essere a favore della sicurezza. Cioè si deve tenere conto dell'incertezza esistente in geotecnica dovuta alla notevole variabilità delle proprietà dei depositi e all'incertezza dovuta alle informazioni non complete generalmente a disposizione tramite prove in situ e di laboratorio;
- *Valore che influenza l'insorgere dello stato limite*: il valore caratteristico è in funzione dello stato limite considerato, ad esempio la rottura al collasso verticale della fondazione. Si osserva che se invece della rottura al collasso verticale, esaminiamo la rottura allo slittamento, il valore del parametro geotecnico sarà generalmente diverso.

L'unica metodologia delineata dall'EC7 per la definizione dei valori caratteristici è di natura statistica, anche se questa non è resa obbligatoria, cioè non deve necessariamente essere adottata dai singoli stati membri.

Nel caso specifico utilizzando il metodo statistico il valore caratteristico di un particolare parametro di calcolo è definito come quel valore al quale è associato una determinata probabilità di non superamento.



Osservando la sopra riportata figura si rileva che P è la probabilità di non superamento della variabile v connessa al valore v^* (valore caratteristico cercato se $P=5\%$). v^* viene quindi calcolato imponendo che l'area P sia uguale a 5%.

In particolare in funzione del volume di terreno coinvolto nello stato limite considerato si possono presentare le seguenti situazioni:

1. Elevati volumi di terreno;
2. Piccoli volumi di terreno;
3. Campioni di scarsa numerosità.

1. Elevati volumi di terreno

Quando la zona di influenza coinvolge elevati volumi di terreno bisogna selezionare un 5° percentile della distribuzione media.

$$x_k = \bar{x} \pm t_{n-1}^{0.95} \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right)$$

Dove:

x_k = valore caratteristico desiderato

\bar{x} = valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione

t = valore della distribuzione di student ad n-1 gradi di libertà con probabilità u=95%
(ossia $1-\alpha=0.95$ o alternativamente, $\alpha=0.05$)

s = deviazione standard del campione

n = numero di dati

2. Piccoli volumi di terreno

Nel caso che la rottura sia locale, ossia interessi volumi relativamente piccoli del terreno, la formula da applicare è la seguente.

$$x_k = \bar{x} \pm z_{0.05} \bullet s \approx \bar{x} \pm 1.645 \bullet s$$

Dove:

x_k = valore caratteristico desiderato

\bar{x} = valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione

z = distribuzione normale standardizzata

s = deviazione standard del campione

3. Campioni di scarsa numerosità

Per campioni di scarsa numerosità è possibile utilizzare anche la più generica equazione di Schneider, che offre la seguente formula semplificata:

$$x_k = \bar{x} * 1 - \frac{COV}{2}$$

Dove:

x_k = valore caratteristico desiderato

\bar{x} = valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione

COV = covarianza

Diversi autori propongono valori di covarianza per i vari parametri geotecnici

Shneider (1997)

Angolo di attrito = 10%

Coesione = 40%

Modulo di comprimibilità = 40%

Phoon et al. 1995

Peso di volume naturale = 7%

Valore di q_c (MPa) per sabbie = 38%

Valore di q_c (MPa) per argille limose = 27%

Valore di q_T (MPa) per argille = 8%

Densità relativa (%) per sabbie = 10-40%

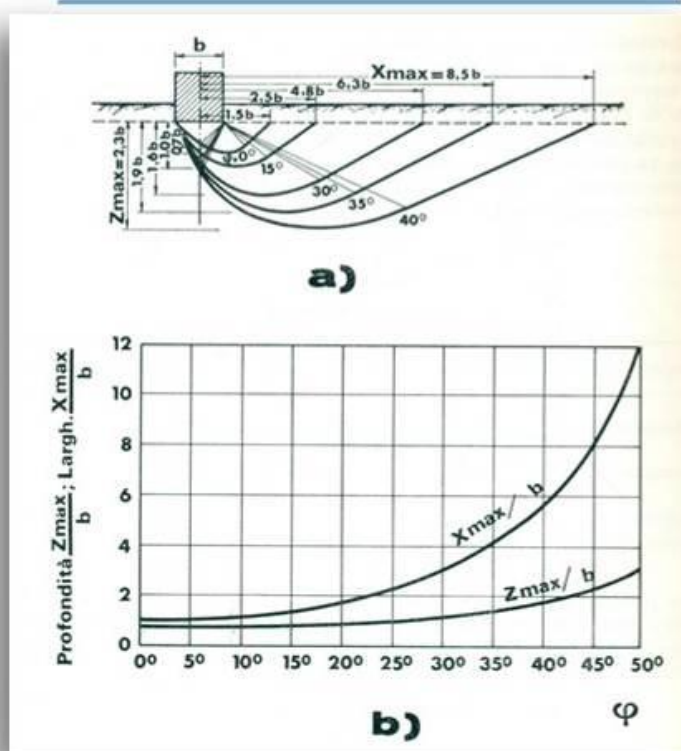
4.1.1 Parametri geotecnici caratteristici per la valutazione delle resistenze di progetto

Nel caso in esame, considerando le sopra riportate relazioni, si riportano i valori caratteristici dei parametri geotecnici ricavati dall'elaborazione delle prove penetrometriche.

Considerando fondazioni superficiali, meccanismo di rottura di tipo generale e il volume interessato dall'involuppo di rottura, dovranno utilizzarsi i seguenti valori per valutare le resistenze di progetto

Si evidenzia che in considerazione del tipo di prova, penetrometrie, per i terreni a grana fine risultano più attendibili i parametri geotecnici in condizioni non drenate.

Metodo utilizzato per la valutazione del volume interessato dalla rottura



- a) Superfici di rottura per valori diversi dell'angolo di attrito;
- b) Corrispondenti variazioni dell'approfondimento (Z_{max}) e dell'estensione (X_{max}) della superficie di scorrimento.

PER FONDAZIONI SUPERFICIALI A PLATEA DELLE CABINE

MECCANISMO DI ROTTURA DEL TERRENO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI IN CONDIZIONI drenate

B = 2.9m

Indice di Rigidezza Ir: $Ir = Go / (C' + q \tan(\phi)) =$				
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
	585.48	398.95	601.65	
in cui:	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
Go = Modulo di Taglio iniziale	= 368	228	382	daN/cm ²
C' = Coesione Drenata	= 0.49	0.46	0.50	daN/cm ²
q = Tensione Effettiva litostatica media a metri D + B/2 = (D = profondità fondazione; B = larghezza fondazione (m))	0.345	0.345	0.345	daN/cm ²
φ = Angolo d'attrito	= 21.5	17.5	21.9	
Indice di Rigidezza Ir critica: $Ir_{crit} = 0.5 \exp \{ [3.3 - 0.45 (B/L)] * \cotan[(\pi/4) - (\phi/2)] \}$				
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
	49.86	35.99	51.82	
in cui:				
B/L = larghezza / lunghezza della fondazione	= 0.367			
Meccanismo di Rottura	Rottura Generale	Rottura Generale	Rottura Generale	

MECCANISMO DI ROTTURA DEL TERRENO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI IN CONDIZIONI NON DRENATE

B = 2.9m

Indice di Rigidezza Ir: $Ir = Go / (C' + q \tan(\phi)) =$				
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
	433.16	391.13	448.27	
in cui:	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
Go = Modulo di Taglio iniziale	= 343	232	355	daN/cm ²
Cu = Coesione Non Drenata	= 0.79	0.59	0.79	daN/cm ²
q = Tensione Effettiva litostatica media a metri D + B/2 = (D = profondità fondazione; B = larghezza fondazione (m))	0.345	0.345	0.345	daN/cm ²
φ = Angolo d'attrito	= 0.0	0.0	0.0	
Indice di Rigidezza Ir critica: $Ir_{crit} = 0.5 \exp \{ [3.3 - 0.45 (B/L)] * \cotan[(\pi/4) - (\phi/2)] \}$				
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
	11.49	11.49	11.49	
in cui:				
B/L = larghezza / lunghezza della fondazione	= 0.367			
Meccanismo di Rottura	Rottura Generale	Rottura Generale	Rottura Generale	

		Condizioni drenate / non drenate			
Parametro per verifica scorrimento fondazione superficiale profondità di posa D = 0.7 ~ 0.7 m		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO	ϕ'	20.5 °	18.4 °	21.1 °	1.7 °
COESIONE DRENATA	C'	0.500 daN/cm ²	0.500 daN/cm ²	0.500 daN/cm ²	0.000 daN/cm ²
COESIONE NON DRENATA	Cu	0.72 daN/cm ²	0.65 daN/cm ²	0.72 daN/cm ²	0.04 daN/cm ²

		Condizioni non drenate			
Parametri per fondazioni superficiali di larghezza $B = 2.9$ m profondità di posa $D = 0.7 \sim 0.7$ m		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO ϕ □		n/a	n/a	n/a	n/a
COESIONE DRENATA C'		n/a	n/a	n/a	n/a
COESIONE NON DRENATA C_u		0.79 daN/cm ²	0.59 daN/cm ²	0.79 daN/cm ²	0.12 daN/cm ²
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE ϕ_{cv}		n/a	n/a	n/a	n/a
COEFFICIENTE DI POISSON P				0.34	0.08
MODULO DI TAGLIO INIZIALE G_o	G_o	343 daN/cm ²	232 daN/cm ²	355 daN/cm ²	75 daN/cm ²
MODULO ELASTICO E	E	209 daN/cm ²	137 daN/cm ²	217 daN/cm ²	49 daN/cm ²
Ki DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM K_i				2.77 daN/cm ³	0.41 daN/cm ³
Kw DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE $B = 2.9$ m Vesic K_w				0.85 daN/cm ³	
DENSITA' DEL TERRENO γ □		1802 daN/m ³	1704 daN/m ³	1813 daN/m ³	66 daN/m ³
DENSITA' SECCO DEL TERRENO γ_s		1402 daN/m ³	1304 daN/m ³	1413 daN/m ³	66 daN/m ³
OVER CONSOLIDATION RATIO OCR				9.50	3.61

		Condizioni drenate			
Parametri per fondazioni superficiali di larghezza $B = 2.9$ m profondità di posa $D = 0.7 \sim 0.7$ m		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO ϕ □		21.5 °	17.5 °	21.9 °	2.7 °
COESIONE DRENATA C'		0.493 daN/cm ²	0.462 daN/cm ²	0.496 daN/cm ²	0.021 daN/cm ²
COESIONE NON DRENATA C_u		n/a	n/a	n/a	n/a
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE ϕ_{cv}		26.4 °	26.2 °	27.4 °	0.7 °
COEFFICIENTE DI POISSON P				0.35	0.07
MODULO DI TAGLIO INIZIALE G_o	G_o	368 daN/cm ²	228 daN/cm ²	382 daN/cm ²	94 daN/cm ²
MODULO ELASTICO E	E	228 daN/cm ²	132 daN/cm ²	238 daN/cm ²	64 daN/cm ²
Ki DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM K_i				2.94 daN/cm ³	0.54 daN/cm ³
Kw DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE $B = 2.9$ m Vesic K_w				0.94 daN/cm ³	
DENSITA' DEL TERRENO γ □		1819 daN/m ³	1712 daN/m ³	1829 daN/m ³	71 daN/m ³
DENSITA' SECCO DEL TERRENO γ_s		1419 daN/m ³	1312 daN/m ³	1429 daN/m ³	71 daN/m ³
OVER CONSOLIDATION RATIO OCR				9.25	3.32

MODULO DI REAZIONE DI WINKLER

Si ricorda che il modulo di reazione non dipende unicamente dalle caratteristiche del terreno di fondazione, ma anche dalle dimensioni della struttura e dall'entità e posizione dei carichi applicati. Esso è un parametro di interazione struttura-terreno che deve essere valutato specificatamente dal progettista anche sulla base delle peculiarità della struttura in progetto.

Nel caso specifico il valore riportato nelle sopra riportate tabelle è stato valutato utilizzando la formula di Vesic (1961).

$$k = E/B \cdot (1 - \mu^2)$$

dove

k = modulo di reazione di Winkler

E = modulo elastico

B = larghezza della fondazione

μ = coefficiente di Poisson

Ad ogni modo valori indicativi del modulo di reazione possono essere, ad esempio, ricavati dalla seguente tabella proposta da vari autori

Terreno	Valore minimo	Valore massimo
Sabbia sciolta	0.48	1.60
Sabbia mediamente compatta	0.96	8.00
Sabbia compatta	6.40	12.80
Sabbia argillosa mediamente compatta	2.40	4.80
Sabbia limosa mediamente compatta	2.40	4.80
Sabbia e ghiaia compatta	10.00	30.00
Terreno argilloso con $q_u < 2 \text{ Kg/cm}^2$	1.20	2.40
Terreno argilloso con $2 < q_u < 4 \text{ Kg/cm}^2$	2.20	4.80
Terreno argilloso con $q_u > 2 \text{ Kg/cm}^2$	>4.80	

Valori indicativi della costante di Winkler K in Kg/cm³

Il progettista potrà valutare il valore più opportuno anche in base alle caratteristiche dell'opera di fondazione in progetto, oltre a quelle relative al terreno del substrato, essendo il valore specificatamente influenzato dalla interazione struttura-terreno.

4.1.2 Parametri geotecnici caratteristici delle unità litostratigrafiche del sito indagato

Si stimano i parametri geotecnici caratteristici delle varie unità litostratigrafiche considerando che, in funzione delle prove geognostiche eseguite, test penetrometrici, i parametri geotecnici ricavati per i terreni argillosi, condizioni non drenate, risultano, nel caso specifico, più attendibili rispetto a quelle drenate, a lungo termine.

Attenzione, i parametri geotecnici dell'unità geotecnica A devono essere presi con cautela in quanto terreni di alterazione superficiale.

Per la valutazione dei cedimenti, nel caso specifico, si è fatto opportunamente riferimento ai valori del modulo edometrico (M) ricavato ogni 2 cm di avanzamento e graficati nel modulo di calcolo allegato.

UNITA' GEOTECNICA	CPT 4b	
	DA	A
A	0.00	0.70
B	0.70	3.00
C	3.00	6.00
D	6.00	7.20
E	7.20	8.90
F	8.90	10.00
G	10.00	11.60
H	11.60	18.60
I	18.60	19.10

Ic	ZONA	LITOTIPO PREVALENTE
MEDIANA	ROBERTSON	ROBERTSON 1990
2.81	4	limo argilloso-argilla limosa
2.87	4	limo argilloso-argilla limosa
2.80	4	limo argilloso-argilla limosa
2.78	4	limo argilloso-argilla limosa
2.84	4	limo argilloso-argilla limosa
3.04	3	argilla-argilla limosa
2.84	4	limo argilloso-argilla limosa
2.95	4	limo argilloso-argilla limosa
2.26	5	sabbia limosa-limo sabbioso

ANGOLO DI ATTRITO Searly (argille) e Kulhawy Mayne (sabbie)	ANGOLO DI ATTRITO A VOLUME CONSTANTE	DENSITA' RELATIVA Tatsuoka 1990	COESIONE DRENATA	COESIONE NON DRENATA programma Robertson 2013	COEFFICIENTE DI POISSON Manuale di uso C.D.G.	MODULO DI TAGLIO INIZIALE Robertson 2013	MODULO ELASTICO autori vari	MODULO EDOMETRICO Benassi	Ki di Winkler per piastra di 30cm	Kh di Winkler per pali di diametro 30cm	DENSITA' DEL TERRENO	DENSITA' DEL TERRENO SECCO	OVER CONSOLIDATION RATIO Marchi/ SGT 2014
--	---	------------------------------------	------------------	--	---	---	--------------------------------	---------------------------	--------------------------------------	--	----------------------	----------------------------	--

VALORI CARATTERISTICI PER PICCOLI VOLUMI

ϕ	ϕ_{cv}	Dr	C'	Cu	P valori medie	Go	E	M	Ki	Kh	γ valori medie	γ_s valori medie	OCR valori medie
°	°	%	daN/cm ²	daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/mc	kg/mc	
17.8			0.31	0.24	0.24	160	59	18	0.39	1.07	1792	1392	56.45
17.5			0.45	0.59	0.33	230	141	47	2.12	1.87	1795	1395	9.77
18.0			0.49	0.86	0.40	364	237	82	3.04	2.77	1872	1472	7.23
22.7			0.24	0.79	0.40	288	183	61	2.70	2.70	1766	1366	3.94
20.3			0.19	0.69	0.40	351	206	68	2.73	2.73	1860	1460	4.37
19.6			0.00	0.61	0.40	342	191	64	2.51	2.51	1833	1433	2.88
20.2			0.30	1.05	0.40	466	306	102	3.52	3.52	1918	1518	4.55
20.9			0.00	0.86	0.40	413	261	87	3.20	3.20	1861	1461	2.71
34.6	32.4	32.7			0.32	769	190	228	2.11	1.20	1962	1562	

UNITA' GEOTECNICA	CPT 4b		Ic	ZONA	LITOTIPO PREVALENTE
	DA	A	MEDIANA	ROBERTSON	ROBERTSON 1990
A	0.00	0.70	2.81	4	limo argilloso-argilla limosa
B	0.70	3.00	2.87	4	limo argilloso-argilla limosa
C	3.00	6.00	2.80	4	limo argilloso-argilla limosa
D	6.00	7.20	2.78	4	limo argilloso-argilla limosa
E	7.20	8.90	2.84	4	limo argilloso-argilla limosa
F	8.90	10.00	3.04	3	argilla-argilla limosa
G	10.00	11.60	2.84	4	limo argilloso-argilla limosa
H	11.60	18.60	2.95	4	limo argilloso-argilla limosa
I	18.60	19.10	2.26	5	sabbia limosa-limo sabbioso

VALORI CARATTERISTICI PER GRANDI VOLUMI

ϕ	ϕ_{cv}	Dr	C'	Cu	P valori medie	Go	E	M	Ki	Kh	γ valori medie	γ_s valori medie	OCR valori medie
°	°	%	daN/cm ²	daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/mc	kg/mc	
22.0			0.43	0.77	0.24	313	198	68	2.51	2.39	1792	1392	56.45
21.7			0.49	0.75	0.33	320	194	64	2.57	2.48	1795	1395	9.77
21.8			0.50	1.17	0.40	450	312	106	3.56	3.48	1872	1472	7.23
23.9			0.38	0.93	0.40	326	222	74	2.95	2.95	1766	1366	3.94
22.1			0.38	1.09	0.40	463	308	102	3.46	3.46	1860	1460	4.37
21.3			0.12	0.77	0.40	418	235	78	2.91	2.91	1833	1433	2.88
21.7			0.44	1.47	0.40	617	420	140	4.22	4.22	1918	1518	4.55
22.7			0.11	1.17	0.40	542	346	115	3.76	3.76	1861	1461	2.71
36.2	32.7	43.8			0.32	868	358	281	8.48	3.43	1962	1562	

UNITA' GEOTECNICA	CPT 4b		Ic	ZONA	LITOTIPO PREVALENTE
	DA	A	MEDIANA	ROBERTSON	ROBERTSON 1990
A	0.00	0.70	2.81	4	limo argilloso-argilla limosa
B	0.70	3.00	2.87	4	limo argilloso-argilla limosa
C	3.00	6.00	2.80	4	limo argilloso-argilla limosa
D	6.00	7.20	2.78	4	limo argilloso-argilla limosa
E	7.20	8.90	2.84	4	limo argilloso-argilla limosa
F	8.90	10.00	3.04	3	argilla-argilla limosa
G	10.00	11.60	2.84	4	limo argilloso-argilla limosa
H	11.60	18.60	2.95	4	limo argilloso-argilla limosa
I	18.60	19.10	2.26	5	sabbia limosa-limo sabbioso

VALORI MEDI

ϕ	ϕ_{cv}	Dr	C'	Cu	P valori medie	Go	E	M	Ki	Kh	γ valori medie	γ_s valori medie	OCR valori medie
°	°	%	daN/cm ²	daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/mc	kg/mc	
23.2			0.46	0.91	0.24	355	235	82	3.09	2.74	1792	1392	56.45
22.3			0.49	0.77	0.33	332	200	67	2.62	2.56	1795	1395	9.77
22.2			0.50	1.20	0.40	459	321	108	3.61	3.56	1872	1472	7.23
24.2			0.41	0.96	0.40	333	230	77	2.99	2.99	1766	1366	3.94
22.4			0.41	1.15	0.40	481	324	108	3.57	3.57	1860	1460	4.37
21.6			0.14	0.81	0.40	433	244	81	2.98	2.98	1833	1433	2.88
21.9			0.46	1.54	0.40	640	438	146	4.33	4.33	1918	1518	4.55
22.8			0.12	1.19	0.40	551	352	117	3.80	3.80	1861	1461	2.71
36.9	32.8	48.6			0.32	911	430	304	11.22	4.39	1962	1562	

UNITA' GEOTECNICA	CPT 1		CPT 2		CPT 3		CPT 5		Ic	ZONA	LITOTIPO PREVALENTE
	DA	A	DA	A	DA	A	DA	A	MEDIANA	ROBERTSON	
A	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.70	2.89	4	limo argilloso-argilla limosa
B	1.00	5.90	1.00	6.00	1.00	5.20	0.70	6.00	2.86	4	limo argilloso-argilla limosa
C	5.90	10.00	6.00	10.00	5.20	10.00	6.00	10.00	2.85	4	limo argilloso-argilla limosa
D	10.00	14.00	10.00	12.00	10.00	13.00	10.00	12.20	2.84	4	limo argilloso-argilla limosa
E	14.00	20.00	12.00	18.70	13.00	18.90	12.20	15.90	2.99	3	argilla-argilla limosa
F							15.90	17.50	1.98	6	sabbia-sabbia limosa

ANGOLO DI ATTRITO Searly (argille) e Kulhawy Mayne (sabbie)	ANGOLO DI ATTRITO A VOLUME COSTANTE	DENSITA' RELATIVA Taisuoka 1990	COESIONE DRENATA	COESIONE NON DRENATA programma Robertson 2013	COEFFICIENTE DI POISSON Manuale di uso C.D.G.	MODULO DI TAGLIO INIZIALE Robertson 2013	MODULO ELASTICO autori vari	MODULO EDOMETRICO Berassi	Ki di Winkler per piastra di 30cm	Kh di Winkler per pali di diametro 30cm	DENSITA' DEL TERRENO	DENSITA' DEL TERRENO SECCO	OVER CONSOLIDATION RATIO Marchi/ SGT 2014
--	--	------------------------------------	------------------	--	--	---	--------------------------------	------------------------------	--------------------------------------	--	----------------------	----------------------------	--

VALORI CARATTERISTICI PER PICCOLI VOLUMI

ϕ	ϕ_{cv}	Dr	C'	Cu	P valori medie	Go	E	M	Ki	Kh	γ valori medie	γ_s valori medie	OCR valori medie
°	°	%	daN/cm ²	daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/mc	kg/mc	
16.2			0.25	0.16	0.23	145	51	13	0.00	0.93	1795	1395	37.07
18.9			0.37	0.53	0.36	287	151	50	2.20	2.19	1844	1444	7.74
18.7			0.03	0.48	0.40	293	151	45	2.09	2.14	1837	1437	4.01
17.7			0.00	0.46	0.39	335	148	45	1.93	2.09	1868	1468	3.55
20.6			0.00	0.55	0.40	314	168	57	2.48	2.38	1811	1411	2.15
36.5	32.7	45.7			0.35	726	385	252	7.76	3.39	1967	1567	

UNITA' GEOTECNICA	CPT 1		CPT 2		CPT 3		CPT 5	
	DA	A	DA	A	DA	A	DA	A
A	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.70
B	1.00	5.90	1.00	6.00	1.00	5.20	0.70	6.00
C	5.90	10.00	6.00	10.00	5.20	10.00	6.00	10.00
D	10.00	14.00	10.00	12.00	10.00	13.00	10.00	12.20
E	14.00	20.00	12.00	18.70	13.00	18.90	12.20	15.90
F							15.90	17.50

Ic	ZONA	LITOTIPO PREVALENTE
MEDIANA	ROBERTSON	ROBERTSON 1990
2.89	4	limo argilloso-argilla limosa
2.86	4	limo argilloso-argilla limosa
2.85	4	limo argilloso-argilla limosa
2.84	4	limo argilloso-argilla limosa
2.99	3	argilla-argilla limosa
1.98	6	sabbia-sabbia limosa

UNITA' GEOTECNICA	CPT 1		CPT 2		CPT 3		CPT 5	
	DA	A	DA	A	DA	A	DA	A
A	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.70
B	1.00	5.90	1.00	6.00	1.00	5.20	0.70	6.00
C	5.90	10.00	6.00	10.00	5.20	10.00	6.00	10.00
D	10.00	14.00	10.00	12.00	10.00	13.00	10.00	12.20
E	14.00	20.00	12.00	18.70	13.00	18.90	12.20	15.90
F							15.90	17.50

Ic	ZONA	LITOTIPO PREVALENTE
MEDIANA	ROBERTSON	ROBERTSON 1990
2.89	4	limo argilloso-argilla limosa
2.86	4	limo argilloso-argilla limosa
2.85	4	limo argilloso-argilla limosa
2.84	4	limo argilloso-argilla limosa
2.99	3	argilla-argilla limosa
1.98	6	sabbia-sabbia limosa

VALORI CARATTERISTICI PER GRANDI VOLUMI

ϕ	ϕ_{cv}	Dr	C'	Cu	P valori medie	Go	E	M	Ki	Kh	γ valori medie	γ_s valori medie	OCR valori medie
°	°	%	daN/cm ²	daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/mc	kg/mc	
21.9			0.42	0.75	0.23	310	201	71	2.72	2.42	1795	1395	37.07
21.4			0.47	0.94	0.36	401	257	86	3.06	3.06	1844	1444	7.74
23.1			0.32	1.04	0.40	443	287	100	3.35	3.24	1837	1437	4.01
24.4			0.25	1.25	0.39	543	345	127	3.91	3.56	1868	1468	3.55
23.5			0.02	0.97	0.40	462	282	95	3.31	3.29	1811	1411	2.15
38.7	32.6	61.0			0.35	913	659	362	24.28	8.56	1967	1567	

VALORI MEDI

ϕ	ϕ_{cv}	Dr	C'	Cu	P valori medie	Go	E	M	Ki	Kh	γ valori medie	γ_s valori medie	OCR valori medie
°	°	%	daN/cm ²	daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/mc	kg/mc	
22.5			0.44	0.81	0.23	330	216	76	3.02	2.57	1795	1395	37.07
21.5			0.48	0.95	0.36	406	261	87	3.09	3.09	1844	1444	7.74
23.3			0.33	1.07	0.40	450	293	102	3.41	3.29	1837	1437	4.01
24.8			0.27	1.30	0.39	556	357	132	4.02	3.65	1868	1468	3.55
23.7			0.02	0.99	0.40	467	287	96	3.34	3.32	1811	1411	2.15
39.2	32.5	63.9			0.35	949	711	383	27.46	9.55	1967	1567	

4.2. VALUTAZIONE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) – STATO LIMITE DI RESISTENZA DEL TERRENO

Nel caso specifico si considerano gli approcci delle NTC 2018, nei termini agli SLU. Considerando i seguenti simboli, riportati nelle NTC 2018.

A = azioni
M = parametri geotecnici
R = resistenze
G1 = azioni strutturali
G2 = azioni non strutturali permanenti
Q = Azioni variabili

Approccio 2, A1+M1+R3, nel caso specifico si applicano i coefficienti riduttivi solo sulle resistenze R3 e amplificazione sulle azioni statiche A1.

AZIONI: secondo tab. 6.2.I (A1) delle NTC 2018: $G1 \times 1.3 + G2 \times 1.5 + Q \times 1.5$

PARAMETRI: secondo tab. 6.2.II (M1) delle NTC 2018

Peso unità di volume $\gamma_k = 1$
Coesione non drenata $c_{uk} = \gamma_{cu} = 1$
Coesione drenata $c'_k = \gamma_{cu} = 1$
Tangente angolo di attrito interno $\tan(\phi'_k) = \gamma_\phi = 1$

PARAMETRI: secondo tab. 6.4.I (R3) delle NTC 2018

capacità portante: $\gamma_R = 2.3$
scorrimento: $\gamma_R = 1.1$

In riferimento alle verifiche sismiche, la progettazione delle fondazioni è condotta unitamente alla progettazione dell'opera alla quale appartengono e richiede preliminarmente:

1. la valutazione della risposta sismica locale del sito, secondo quanto indicato al § 7.11.3.1;
2. la valutazione della sicurezza del sito nei confronti della liquefazione e della stabilità globale, secondo quanto indicato rispettivamente ai §§ 7.11.3.4. e 7.11.3.5;

le analisi al punto (1) devono consentire di motivare la scelta dell'azione sismica adottata nella progettazione dell'intera opera; le analisi al punto (2) devono indicare esplicitamente gli interventi eventualmente necessari a garantire la stabilità globale del sito.

Per le azioni trasmesse in fondazione, nonché per i requisiti e i criteri di modellazione della stessa, si rinvia ai precedenti §§ 7.2.5 e 7.2.6.

Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente γ_R di Tabella 7.11.II.

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (e.g. Richards et al., Paolucci e Pecker), il coefficiente γ_R può essere ridotto a 1.8.

Il progettista dovrà verificare la congruenza delle presenti valutazioni sulla base della peculiarità dell'opera in progetto, ed eventualmente verificare in modo più opportuno le resistenze del terreno agli SLU, agli SLV e agli SLE, come previsto dalle NTC2018.

4.2.1 Calcolo del carico limite dell'insieme fondazione-terreno - premessa

La determinazione della pressione ultima del terreno permette di individuare l'instaurarsi o meno di fenomeni con riferimento a meccanismi di rottura per carico limite determinata nel terreno di fondazione dalle azioni trasmesse al terreno al piano di posa della fondazione.

La valutazione della capacità portante di fondazione superficiale è stata effettuata con i criteri suggeriti da Terzaghi ed introducendo i più recenti suggerimenti per il calcolo dei coefficienti correttivi per le condizioni di carico eccentrico. I calcoli sono stati effettuati adottando sia la condizione drenata di lungo periodo, sia la condizione non drenata.

In particolare, si farà riferimento alla formulazione di Brinch-Hansen:

$$\text{per condizioni drenate: } q_{ult} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

$$\text{e per condizioni non drenate: } q_{ult} = 5.14 c_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q'$$

con: N_{γ}, N_c, N_q = fattori di capacità portante, s_{γ}, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione, i_{γ}, i_c, i_q = fattori correttivi che considerano l'inclinazione del carico, b_{γ}, b_c, b_q = fattori correttivi che considerano l'inclinazione della base della fondazione, g_{γ}, g_c, g_q = fattori correttivi che considerano l'inclinazione del piano campagna, d_c, d_q = fattori che dipendono dalla profondità del piano di posa.

Per la verifica della resistenza allo scorrimento si applica la seguente relazione generale:

$$Ed = H \leq Rd = \frac{1}{\gamma_R} * [c_k / \gamma_c * B * L + Nd * \tan(\phi_k') / \gamma_{\phi}]$$

Che nel caso di valutazione delle resistenze in condizioni non drenate diventa:

$$Ed = H \leq Rd = \frac{1}{\gamma_R} * [c_{uk} / \gamma_{cu} * B * L]$$

Dove

$Ed = H$ = azione orizzontale sulla fondazione

Rd = resistenza allo scorrimento

B = larghezza fondazione

L = lunghezza fondazione

Nd = azione verticale sulla fondazione

Mentre gli altri simboli hanno il significato già sopra riportato.

A favore della sicurezza, per tenere conto dell'attrito fondazione-terreno, si applicherà un coefficiente riduttivo ai parametri geotecnici caratteristici pari a 0.66.

Considerando che le azioni orizzontali si riferiscono alle azioni sismiche, agendo queste ultime per breve tempo ed essendo il terreno resistente di natura argillosa, nella valutazione delle resistenze allo scorrimento si farà riferimento alle condizioni non drenate, tra l'altro più cautelative di quelle drenate.

Per le verifiche in parola viene adottato l'Approccio 2, combinazione 1: (A1+M1+R3).

In generale, per i terreni coesivi (in particolare sotto falda) in condizioni sismiche è consono l'utilizzo dei parametri geotecnici non drenati di breve termine.

Per le condizioni statiche di lungo termine in generale per i terreni incoerenti è consono l'utilizzo dei parametri geotecnici drenati.

Per i terreni coesivi in condizioni statiche di lungo termine è necessario adottare i parametri più cautelativi tra quelli drenati e non drenati in base alla singola verifica da effettuare.

Per i terreni coesivi, in condizioni sismiche, ovvero con azioni di breve durata, si dovrà fare riferimento specifico ai parametri geotecnici e alle resistenze in condizioni non drenate di breve termine. Mentre per i terreni granulari si considerano le sole condizioni a lungo termine.

Considerato l'approccio e la combinazione di calcolo adottata, per l'analisi geotecnica, i parametri geotecnici saranno fattorizzati ponendo pari all'unità i coefficienti parziali, e la resistenza di progetto è calcolata con il valore del coefficiente parziale pari a $\gamma_R=2,3$. Le azioni saranno fattorizzate dal progettista in relazione alla combinazione adottata A1+M1+R3.

Nel caso specifico, nei calcoli a seguire, è stato applicato l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (Al-Karni & Budhu, 1993), considerando, come previsto dalla normativa, il valore pari a $\gamma_R=1,8$.

4.2.2 Fondazione e parametri geotecnici caratteristici utilizzati nei calcoli del carico limite dell'insieme fondazione-terreno

Nei calcoli a seguire, per la cabina elettrica, si farà riferimento ad una fondazione a platea con dimensioni equivalenti di circa 2.9x7.9 m con incastro terreno fondazione di almeno 0.7 m.

A favore della sicurezza, per tutte le suddette fondazioni, si utilizzeranno i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

per verifica carico limite, rottura generale

- coesione non drenata: $c_u=70$ kPa

condizioni drenate

- angolo di attrito interno: $\phi' = 21^\circ$
- coesione drenata: $c'=30$ kPa

per verifica slittamento:

- coesione non drenata: $c_u=60$ kPa

condizioni drenate

- angolo di attrito interno: $\phi' = 18^\circ$
- coesione drenata: $c'=30$ kPa

4.2.3 Collasso per carico limite dell'insieme "fondazione-terreno" – approccio 2

CONDIZIONI NON DRENATE

PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	0.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.00
Resistenza non drenata (kPa)	c_{uk}	70.00
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00
Densità efficace sotto la fondazione (kN/mc)	γ_2	10.00

PARAMETRI GEOTECNICI PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	0.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.00
Fattore riduttivo dell'angolo di resistenza al taglio terreno - fondazione	MM%	0.67
Resistenza non drenata terreno-fondazione (kPa)	c_{ak}	60.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	MC%	0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00

FONDAZIONE DI 2.9 X 7.9 M CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE ' DI 0.7 M

Verifiche in condizioni non drenate

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico		
Carico Limite	$N_{lim} =$	345 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.8
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	192 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto allo scorrimento 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico		
Carico Limite	$T_{lim} =$	40 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.1
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$T_{lim} / \gamma_r =$	36 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 statico		
Carico Limite	$N_{lim} =$	444 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	193 [kPa] x B * L

CONDIZIONI DRENATE

PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	21.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.38
Coesione efficace (kPa)	c'_k	30.00
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00
Densità efficace sotto la fondazione (kN/mc)	γ_2	10.00

PARAMETRI GEOTECNICI PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	18.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.32
Fattore riduttivo dell'angolo di resistenza al taglio terreno - fondazione	MM%	0.67
Coesione efficace terreno-fondazione (kPa)	c'_k	30.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	MC%	0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00

FONDAZIONE DI 2.9 X 7.9 M CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE ' DI 0.7 M

Verifiche in condizioni drenate

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico

Carico Limite	$N_{lim} =$	524 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.8
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd$	$N_{lim} / \gamma_r =$	291 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto allo scorrimento 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico

Carico Limite	$T_{lim} =$	31 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.1
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd$	$T_{lim} / \gamma_r =$	28 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 statico

Carico Limite	$N_{lim} =$	778 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd$	$N_{lim} / \gamma_r =$	338 [kPa] x B * L

4.3. Valutazione dello Stato Limite Ultimo di Esercizio (SLE) – Deformazioni irreversibili

Per la verifica dei cedimenti, in base al progetto, è stata ipotizzata una fondazione a platea con dimensioni equivalenti di 2.9x7.9 m, posta alla profondità di circa 0.7 m.

La valutazione dei carichi per lo Stato Limite di Esercizio è stata condotta in modo iterativo sulla base degli ipotizzati cedimenti ammissibili dalla struttura, facendo riferimento a quanto proposto da BJERRUM (1963) e da WILUN & STARZEWSKI (1975), ponendosi in ogni caso a favore della sicurezza.

Per la distribuzione dei carichi in profondità si è fatto uso del metodo di Steinbrenner con soluzione di Ohde.

Mentre i relativi assestamenti del terreno sono stati verificati applicando la teoria dei cedimenti a tempo infinito e all'80% del costipamento dei pori.

Per la $\Sigma s = \Sigma(\Delta h \cdot m_v \cdot \Delta p)$

con

s = entità del cedimento (cm)

Δh = spessore del terreno sottoposto al calcolo (cm)

Δp = carico agente sullo spessore considerato (Kg/cmq)

Mv = coefficiente di compressibilità volumetrica (cmq/Kg)

si ottengono i risultati riportati nelle tabelle allegate.

Pertanto, le resistenze del terreno in riferimento al carico medio distribuito su tutta la base della fondazione, e ricavato iterativamente sulla base dei cedimenti ammissibili dalla fondazione, valutazione degli effetti delle **deformazioni irreversibili** – SLE - risultano:

<p>CPTU 4b</p> <p><i>Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili</i></p> <p>Tipologia fondazioni: platea con dimensioni equivalenti di 2.9x7.9 m</p>	<p>$N_k \leq$</p>	<p>Cd = 110 [kPa] x B*L</p> <p>Ced. edometrici</p> <p>CPTU 4b = 4.37 cm</p>
---	------------------------------	--

limite delle azioni caratteristiche (N_k) che risulta opportuno non superare al fine di non avere assestamenti non tollerabili dalla struttura.

RIEPILOGO CEDIMENTI (calcolati con M secondo Benassi)

Comune	Bentivoglio
Località	Casella
Committente	Lumistudio s.r.l.
Fondazione rettangolare	2.9 X 7.9 m
Piano di posa	0.7 m
Carico applicato	1.1 daN/cm2

Distanza fondazione tra (m)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		1.45	3.95	4.21
spigolo corto	1.45		4.21	3.95
spigolo lungo	3.95	4.21		1.45
centro	4.21	3.95	1.45	

CEDIMENTI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE POSIZIONI NELLA PIANTA DI FONDAZIONE

PROVA 4b	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Pianta rettangolare	
priva rigidità angolo	1.87
priva rigidità spigolo corto	2.67
priva rigidità spigolo lungo	3.18
priva rigidità centro	4.69
rigida	0.00
	4.37

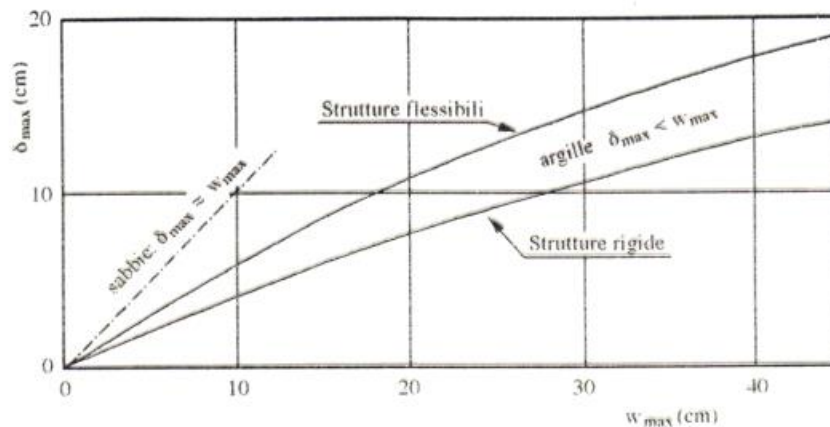
Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.80	1.31	2.82
spigolo corto	0.80		0.51	2.02
spigolo lungo	1.31	0.51		1.51
centro	2.82	2.02	1.51	

Pianta rettangolare rigida	Cedimenti cumulativo in cm		
	Elastici	Edometrici	Totale
PROVA 4b	1.46	4.37	5.84

Tabelle di riferimento per i cedimenti ammissibili.

Tabella cedimenti ammissibili totali e differenziali - Wilun e Starzewski 1975			
Classe edificio e struttura	Tipo di edificio e struttura	Cedimento massimo ammissibile (mm.)	Deformazione angolare massima ammissibile calcolata per tre punti allineati e connessi della fondazione di una struttura ($\alpha_{amm.}$)
1	Strutture massicce di notevole rigidità rispetto agli assi orizzontali, con fondazioni massicce in cls non armato o fondazioni cellulari o graticci rigidi in cls armato	150 ÷ 200	Le differenze massime tra i cedimenti dei vari punti della struttura non dovrebbero causare inclinazioni della fondazione maggiori di $1/100 \div 1/200$ del rapporto tra la dimensione minore in pianta della fondazione e l'altezza della struttura
2	Strutture isostatiche con giunti e cerniere e strutture in legno	100 ÷ 150	$1/100 \div 1/200$
3	Strutture iperstatiche in acciaio e strutture portanti in laterizio con cordoli in c.a. ad ogni piano, con fondazioni continue in c.a. e con pareti trasversali di almeno 25 cm. di spessore con interassi minori di 6 m. e strutture a telaio in cls armato con le colonne ad interassi minori di 6 m., con fondazioni continue o a platea	80 ÷ 100	$1/200 \div 1/300$
4	Strutture della classe 3 ma che non soddisfano una delle condizioni imposte e strutture in c.a. con fondazioni a plinti	60 ÷ 80	$1/300 \div 1/500$
5	Strutture prefabbricate costituite da grandi pareti o elementi a blocchi	50 ÷ 60	$1/500 \div 1/700$

Correlazioni empiriche tra δ_{max} e w_{max} (Bjerrum, 1963)

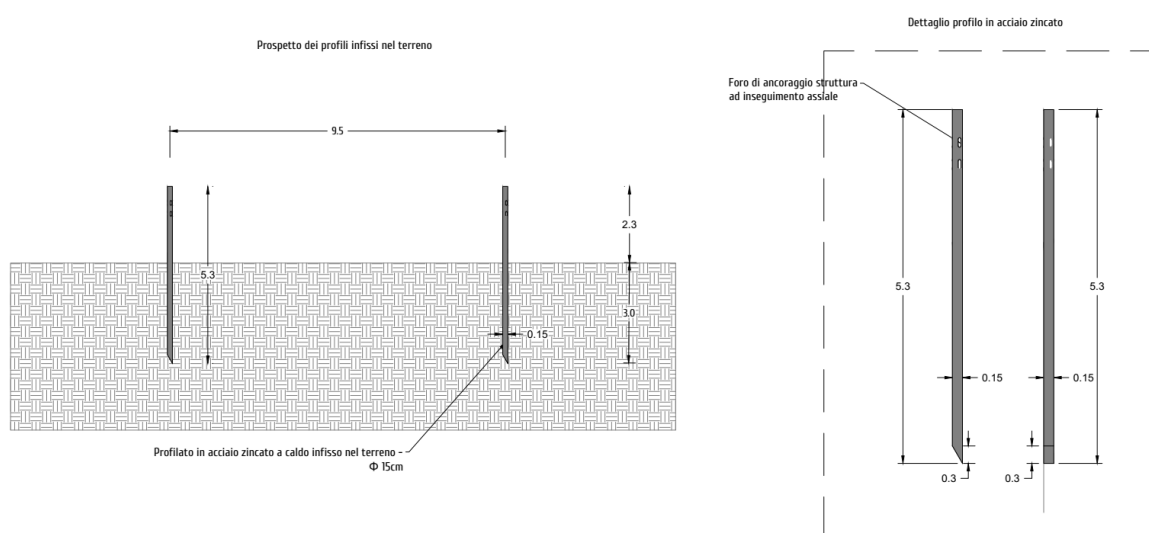


	Deformabilità	Uniformità depositi
Sabbie	ridotta → $w_{max} \leq 10$ cm	ridotta → $\delta_{max} \approx w_{max}$
Argille	elevata → $w_{max} \leq 50$ cm	elevata → $\delta_{max} < w_{max}$

4.4. Valutazione dei pali infissi nel terreno per il sostegno dei pannelli solari

Si valuta, in prima analisi, di guida per il progettista, la resistenza relativa ai profilati infissi nel terreno per il sostegno dei pannelli solari.

In base al progetto sono previsti profilati in acciaio zincato a caldo, del diametro di 15 cm, infisso nel terreno per circa 3.0 m, come da disegno estratto dagli elaborati progettuali.



Screening V.I.A. per la realizzazione di un Impianto Fotovoltaico "Agro-Voltaico" di potenza nominale pari a 19,99 MWp e potenza in immissione pari a 16,425 MWp	COMMITTENTE: PERIDOT SOLAR RED S.R.L. - VIA ALBRICCI 7, 20122 MILANO P.IVA: 12556060965				
	Oggetto tavola: PROSPETTI E DETTAGLIO PALO DI FONDAZIONE				COD:
	Localizzazione: Località Pte Priore SNC - Salara, RO				SEZIONE: 4
	COORDINATE AREA Latitudine: 44.982526° Longitudine: 11.397894°	formato disegno: UNI A3	data: Sett. 2023	scala: 1:100	ELABORATO 4.21

Facendo riferimento al D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni", dalle portate verticali laterali e di punta ultime sono state determinate le curve di capacità portante di progetto a compressione applicando i coefficienti di sicurezza relativi.

Con riferimento alle procedure analitiche di progetto che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici ricavati dalle prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$ a trazione), è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$ a trazione) i fattori di correlazione determinati alla luce del numero di verticali di indagine. In particolare, nel caso in esame si sono adottati i fattori di correlazione per n.5 verticale di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_i}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_i} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_i}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_i} \right\} \quad [6.4.4]$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Il valore di progetto R_d della resistenza sia a compressione che trazione, si ottiene a partire dai rispettivi valori caratteristici R_k applicando i coefficienti parziali della Tab. 6.4.II. del D.M. 17/01/2018.

In particolare, per i pali infissi e per le diverse combinazioni di calcolo, la normativa prevede:

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

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

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

Nel caso in esame, considerando un palo metallico del diametro di 15 cm, si considera solo la resistenza per attrito laterale, essendo quella più importante per il tipo di palo.

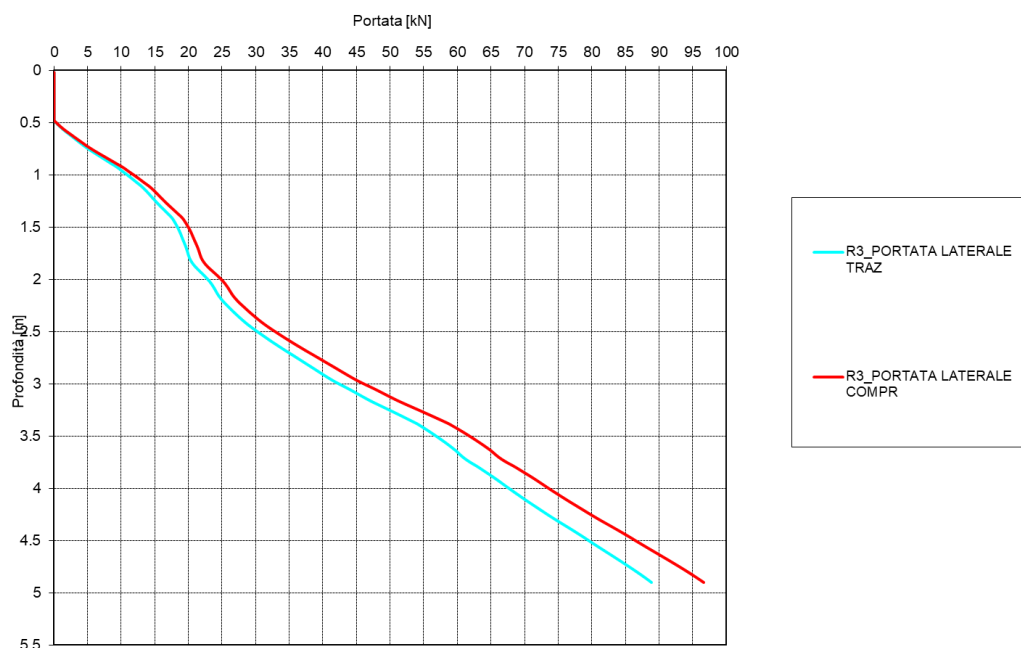
La superficie interessata dall'attrito risulta di $S=0.15 \times 3.14=0.471$ mq per metro lineare.

Considerando la resistenza penetrometrica laterale, considerando pali infissi in acciaio, la portanza laterale può essere valutata in funzione della resistenza laterale della punta penetrometrica, visto che quest'ultima è anche lei in acciaio, quindi assimilabile ai profilati di progetto.

Considerando che sono state eseguite n. 5 prove penetrometriche, si utilizzeranno i valori inferiori di FT e si applicherà $\xi_4=1.34$. Mentre come coefficiente parziale si utilizzerà il valore di $\gamma_R=1.15$ in compressione e $\gamma_R=1.25$ in trazione.

Dal grafico delle resistenze cumulate, non considerando i primi 50 cm, spessore della lavorazione agricola, alla profondità di 3.0 m risultano le seguenti resistenze A1+M1+R3.

- prof. infissione 3.0 m dal piano di campagna: R3=42 kN per trazione
- prof. infissione 3.0 m dal piano di campagna: R3=46 kN per compressione



5. CONCLUSIONI

La morfologia dell'area d'interesse è pianeggiante e non presenta particolari degni di nota.

Uno sguardo complessivo ai risultati delle prove effettuate evidenzia:

- da 0 m a circa -0.7÷1.0 m dal piano di campagna, terreni della lavorazione agricola, di alterazione superficiale di natura argilloso-limosa;
- da -0.7÷1.0 m a -20 m dal piano di campagna, massima profondità indagata, Limi argillosi, argille limose e limi argilloso sabbiosi, consistenza da plastica a solido-plastica; presenza di intercalazioni di livelli sabbioso-limosi con assetto litostratigrafico lentiforme, a luoghi frequenti.

Il livello della falda freatica, misurata all'interno delle verticali alla data delle prove, un livello attorno a 1.9÷2.8 m dal piano di campagna.

In considerazione del livello della falda idrica dal piano di campagna e della sua potenziale risalita, dovranno essere predisposti gli opportuni accorgimenti atti ad impedire la risalita capillare lungo i muri del progettando fabbricato.

In base al progetto in esame delle cabine elettriche e ai prevedibili carichi trasmessi al suolo, la tipologia di fondazioni superficiali a platea o a travi rovesce risulta idonea.

NTC – 17-01-2018

In base alla NTC 2018 il sito in esame è caratterizzato, considerando tempi di ritorno di 475 anni (vita nominale 50 anni e classe d'uso 2 con $C_u=1.$), da accelerazione al bedrock sismico di $a_{rif}=0.158g$ e da **$V_{s30}=183\div203$ m/s**, quindi **categoria di suolo C** con fattore stratigrafico pari a $S_s=1.45$. Considerando che l'area presenta un fattore topografico pari ad uno, l'accelerazione massima alla superficie del sito in esame sarà pari

$$a_{max} = 0.230g.$$

Le misure dei microtremori hanno evidenziato frequenze significative per l'ingegneria nei confronti dei fenomeni di risonanza del substrato del sito in esame pari a

Frequenze fondamentali di vibrazione del deposito	
Frequenza - f (Hz)	Periodo - T (sec)
0.6÷0.8	1.66÷1.25
17÷21	0.05÷0.04

Il substrato del lotto in esame, considerando tempi di ritorno di 475 anni, non presenta rischio di liquefazione e i cedimenti post sisma sono compatibili con le opere in progetto, risultando ammissibili nei termini degli SLV sia nei termini degli SLD.

A livello indicativo si riportano le resistenze del terreno più cautelative per gli SLU – GEO – stato limite di resistenza del terreno:

Ipotesi fondazione a platea della cabine elettriche, dimensioni equivalenti di 2.9x7.9m e incastro terreno fondazione di almeno 0.7 m			
<i>Approccio 2 – condizioni dinamiche</i>	$N_{lim}=345$ kPa	$N_d \leq$	$R_d = 192$ [kPa] x B*L
<i>Approccio 2 – scorrimento</i>	$T_{lim}= 31$ kPa	$E_d \leq$	$R_d = 28$ [kPa] x B*L
<i>Approccio 2 – condizioni statiche</i>	$N_{lim}=444$ kPa	$N_d \leq$	$R_d = 193$ [kPa] x B*L

Si precisa che per le suddette valutazioni è stato applicato l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (Al-Karni & Budhu, 1993), considerando, come previsto dalla normativa, il valore pari a $\gamma_R=1,8$.

Mentre le resistenze del terreno in riferimento al carico medio distribuito su tutta la base della fondazione, e ricavato iterativamente sulla base dei cedimenti ammissibili dalla fondazione, valutazione degli effetti delle **deformazioni irreversibili** – SLE -, risultano

<p align="center">CPTU 4b</p> <p align="center"><i>Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili</i></p> <p align="center">Fondazione cabine elettriche, tipologia fondazioni:</p> <p align="center">platea con dimensioni equivalenti di 2.9x7.9 m</p>	<p align="center">$N_k \leq$</p>	<p align="center">Cd = 110 [kPa] x B*L</p> <p align="center">Ced. edometrici</p> <p align="center">CPTU 4b = 4.37 cm</p>
---	---	---

Per i pannelli solari si prevede l'infissione di pali in acciaio zincati a caldo con diametro di 0.15 m, spinti fino a circa 3.0 m dal piano di campagna.

Considerando tale profondità risultano le seguenti resistenze A1+M1+R3:

- prof. infissione 3.0 m dal piano di campagna: R3=42 kN per trazione
- prof. infissione 3.0 m dal piano di campagna: R3=46 kN per compressione

Il progettista dovrà verificare le suddette resistenze del terreno in funzione delle risorse disponibili in base alle peculiarità della struttura in progetto e verificare in modo più opportuno le resistenze agli stati limite previsti dalle NTC2018.

Per fondazioni a platea delle cabine elettriche risulta idoneo eseguire uno scoticamento con asportazione del terreno alterato e rimaneggiato dalle lavorazioni agricole, realizzando poi un riporto con materiale inerte, costipato a rifiuto, fino al piano di posa della fondazione a platea.

Attenzione andrà posta alla presenza della massicciata riscontrata nella CPTU n.4 alla profondità di - 2.0 m. Per carichi non eccessivi, uguale o minori di 60 kPa, a -2.0 m risultano cedimenti dell'ordine massimo di 1 cm, quindi compatibili con la struttura in caso di assestamenti differenziali dovuti alla presenza della massicciata.

In ogni caso, in generale, risulta comunque utile all'atto esecutivo una estesa ispezione, da parte di personale tecnico competente, dello strato superiore di contatto sottofondazione-terreno e fondazione-inerte di riporto, per accertare l'idoneità del piano di posa della fondazione ai carichi previsti in progetto, ovvero la conformità del terreno di fondazione a quanto emerso in sede di rilievo geologico ed assunto a base dei calcoli.

5.1. Indicazioni, di carattere generale, esecutive e progettuali

Nell'esecuzione degli scavi per la realizzazione delle fondazioni dirette e degli scavi si dovranno adottare le seguenti cautele:

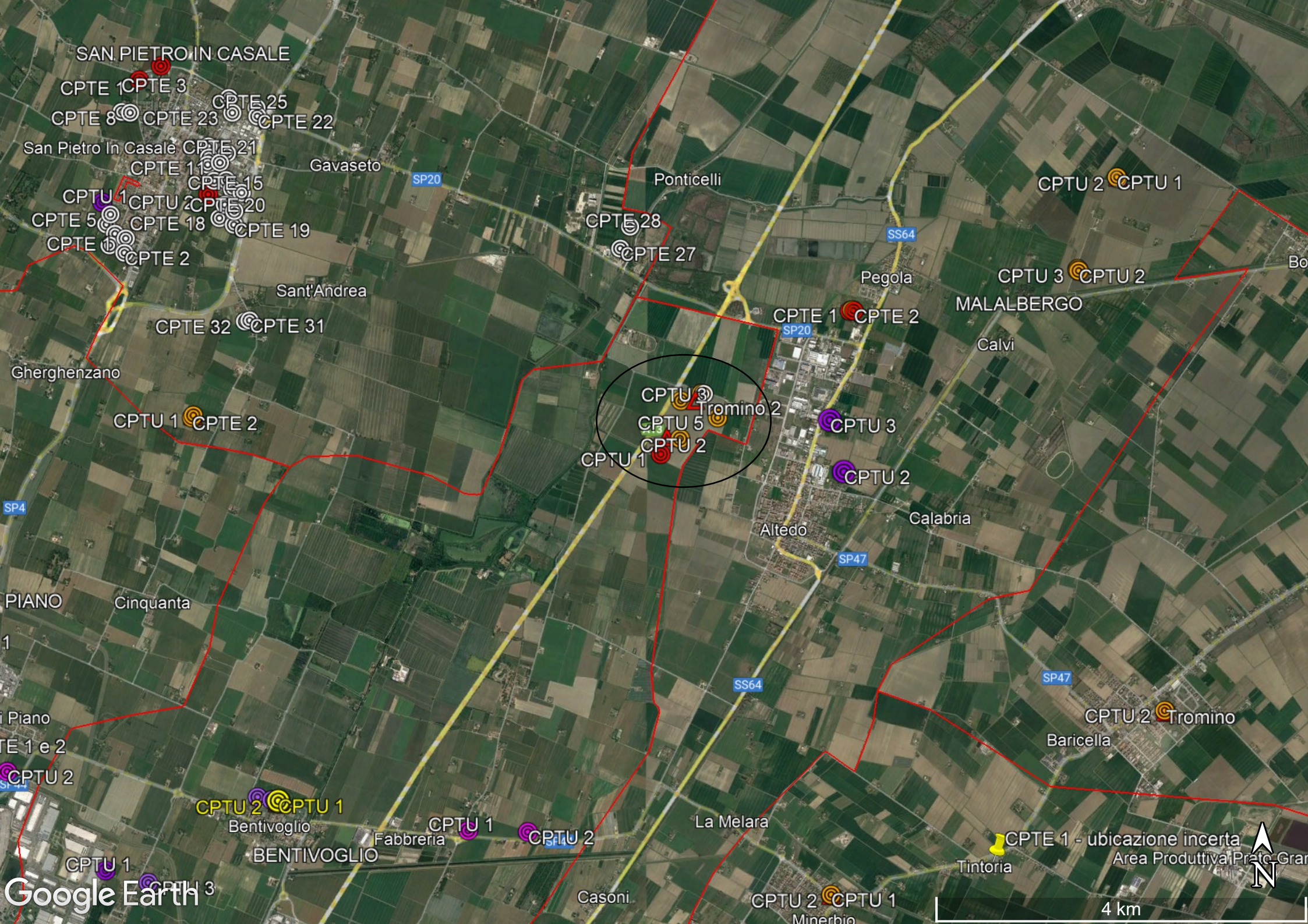
- controllare che il terreno messo a giorno dagli scavi di splateamento per la realizzazione dei piani di posa delle fondazioni risulti omogeneo (medesima consistenza, colorazione etc.). Si dovrà verificare l'uniformità del piano di posa al fine di escludere la presenza localizzata di eventuali disomogeneità ed attestare le fondazioni sul terreno sicuramente in posto e/o sostituire il terreno rammollito con materiale idoneo.
- Il getto della fondazione, ovvero la realizzazione della sottofondazione, dovrà essere eseguito tempestivamente appena completati gli scavi; se, a causa di eventuali interruzioni dovute al maltempo, dovesse essersi imbibito il terreno di appoggio, si dovrà provvedere all'asportazione della parte rammollita e sostituzione con materiale idoneo.
- Prima del getto della fondazione dovrà essere preventivamente pulito da detriti, acqua e fango la zona di contatto.
- Nel caso di dover effettuare riporti e/o rinterri localizzati (attorno alle fondazioni) o estesi (ricariche generalizzate), questi dovranno essere realizzati a regola d'arte, con strati successivi di modesto spessore (25 * 30 cm) di terreno compattato fino ad una densità pari al 95% di quella massima di

compattazione individuata dalle prove di laboratorio (AASHO modificata); in alternativa è possibile effettuare il miglioramento delle caratteristiche meccaniche mediante stabilizzazione a calce/cemento. E' da considerare che riporti estesi determinano cedimenti e distorsioni aggiuntivi rispetto a quelli calcolati per il solo fabbricato.

- Nel caso di dover realizzare scavi e/o opere di sostegno degli scavi, le pareti dovranno essere permanentemente coperti con teli impermeabili, per il mantenimento delle condizioni di umidità naturale. Inoltre, il progettista o il direttore lavori o il responsabile della sicurezza dovrà valutare la sicurezza degli scavi e delle eventuali opere di sostegno, sia in fase esecutiva che di esercizio.
- La regimazione delle acque corrive superficiali dovrà essere garantita e garantita la buona tenuta delle condotte interrate per la circolazione dei fluidi (fognature, impianti idrici).
- L'impermeabilità superficiale del piano di campagna: tale impermeabilità dovrà essere ottenuta mediante cotica vegetale erbosa, marciapiedi, contropendenze adeguate a ridosso del manufatto per l'allontanamento delle acque meteoriche.
- Particolare attenzione andrà posta alla piantumazione delle alberature che per via dell'evapotraspirazione potrebbero determinare il disseccamento del terreno, oltretutto reso impermeabile dalla costruzione, con possibile innesco di fenomeni di ritiro dei terreni e conseguenti assestamenti differenziali del fabbricato.

Novembre, 2023

ALLEGATI





Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Bentivoglio
Via Castellina
Casella
Lumistudio s.r.l.
06-nov-23

Falda
1.90 m

Sigla della Punta
Azzeramento
Ultimo taratura guadagno
Ultimo taratura per deriva termica

Tecnopenta 100707
Inizio prova
12-apr-2023
12-apr-2023

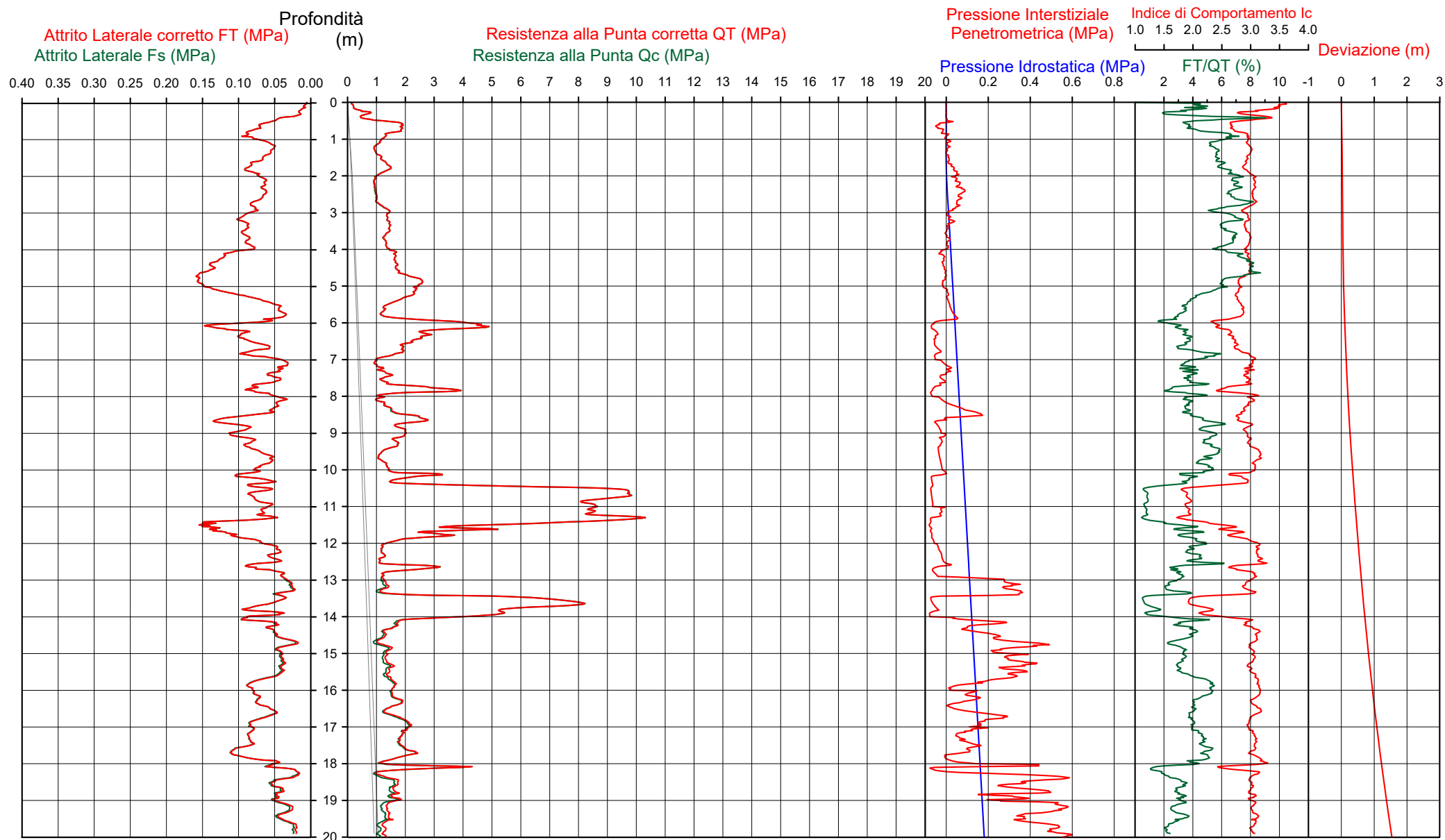


Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
www.geo55.com

CPTU

1



CPTU

1

Data
Cantiere / Via
Località
Comune
Profondità falda idrica m.

6 novembre 2023
Via Castellina
Casella
Bentivoglio
1.90



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

Vs20
166

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H m	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa Tatsuoka 1990 %	Angolo Attrito φ' Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009 m/sec
daN/cm ²	daN/cm ²	%		Idriss iterazione								daN/cm ²		daN/cm ²	
2.1	3.6	0.09	4.4	3.47	argilla-argilla limosa	0.00	=====		Fluido-plastica (Molto Soffice)	.	.	0.17	23.93	13.7	90
6.5	11.1	0.28	4.5	3.05	argilla-argilla limosa	0.20	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.46	26.58	42.3	120
17.1	29.0	0.76	4.6	2.75	limo argilloso-argilla limosa	0.50	=====		Plastica	.	.	0.97	33.72	98.1	162
11.9	20.3	0.73	6.1	2.95	argilla-argilla limosa	0.90	=====		Plastica	.	.	0.75	16.33	67.0	154
9.7	16.5	0.53	5.6	2.99	argilla-argilla limosa	1.10	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.64	10.35	54.9	142
13.0	22.2	0.77	6.1	2.92	limo argilloso-argilla limosa	1.40	=====		Plastica	.	.	0.80	8.90	73.3	157
10.0	17.0	0.68	7.1	3.05	argilla-argilla limosa	1.90	=====	H ₂ O	Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.65	6.45	55.1	148
13.8	22.8	0.87	6.7	2.94	limo argilloso-argilla limosa	2.80	=====		Plastica	.	.	0.83	5.88	76.5	161
17.0	25.1	1.31	8.1	2.97	argilla-argilla limosa	4.00	=====		Plastica	.	.	0.96	6.11	91.6	182
23.7	32.0	1.35	5.9	2.80	limo argilloso-argilla limosa	4.70	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.19	7.75	133.4	194
14.6	19.4	0.49	3.6	2.82	limo argilloso-argilla limosa	5.30	=====		Plastica	.	.	0.87	5.60	84.8	150
39.8	48.0	1.07	2.8	2.44	sabbia limosa-limo sabbioso	5.90	=====		Mediamente Addensata	42.8	36.1	.	.	213.0	200
22.4	27.2	0.81	3.8	2.72	limo argilloso-argilla limosa	6.20	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.15	7.05	129.9	177
11.6	14.0	0.51	4.8	3.01	argilla-argilla limosa	6.80	=====		Plastica	.	.	0.73	4.04	66.6	147
13.7	15.8	0.55	4.4	2.94	limo argilloso-argilla limosa	7.30	=====		Plastica	.	.	0.83	3.28	78.9	156
30.9	34.2	0.80	2.8	2.56	sabbia limosa-limo sabbioso	7.70	=====		Sciolta	31.6	34.4	.	.	168.4	190
11.6	13.0	0.46	4.6	3.02	argilla-argilla limosa	7.90	=====		Plastica	.	.	0.73	2.75	66.6	148
15.6	16.9	0.54	3.9	2.88	limo argilloso-argilla limosa	8.20	=====		Plastica	.	.	0.91	2.97	90.2	160
25.6	27.2	1.18	4.9	2.79	limo argilloso-argilla limosa	8.50	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.25	5.34	146.4	198
18.9	19.8	1.00	5.8	2.94	limo argilloso-argilla limosa	8.70	=====		Plastica	.	.	1.03	3.68	106.7	185
13.8	13.9	0.72	6.0	3.07	argilla-argilla limosa	9.10	=====		Plastica	.	.	0.83	3.18	77.7	166
						10.00	=====								

Vs20
166

qt	Qc1N	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione	H	Litologia grafica	Falda	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa	Angolo Attrito	Coesione non drenato Cu	OCR	Modulo Edometrico M	Velocità Vs
	Idriss & Boulanger 2004				basato su Fr vs Qc1N	m			Consistenza (Argilla)	Tatsuoka 1990	Kulhawy & Mayne 1990	Benassi	Marchi / SGT	Benassi	Robertson & Cabal 2009
daN/cm ²		daN/cm ²	%	Idriss iterazio						%	ϕ			daN/cm ²	m/sec
20.7	20.1	0.78	4.3	2.86	limo argilloso-argilla limosa	10.40			Solido-plastica (Duro)	-	-	1.10	3.40	119.6	182
85.3	81.7	0.78	1.0	1.96	sabbia-sabbia limosa	11.50			Mediamente Addensata	60.3	38.6	-	-	277.3	217
32.5	29.4	1.17	4.0	2.72	limo argilloso-argilla limosa	11.90			Semi solida (Molto duro)	-	-	1.42	6.23	188.1	211
12.9	11.0	0.56	5.3	3.12	argilla-argilla limosa	12.60			Plastica	-	-	0.79	2.37	73.5	161
22.9	19.5	0.64	3.2	2.80	limo argilloso-argilla limosa	12.80			Solido-plastica (Duro)	-	-	1.17	4.42	133.9	180
12.2	10.0	0.37	3.8	3.05	argilla-argilla limosa	13.00			Plastica	-	-	0.76	1.80	71.0	150
13.6	11.1	0.27	2.4	2.91	limo argilloso-argilla limosa	13.20			Plastica	-	-	0.82	1.93	65.2	146
13.6	11.0	0.33	3.0	2.97	argilla-argilla limosa	13.40			Plastica	-	-	0.82	1.76	78.9	150
70.2	61.5	0.48	0.7	2.00	sabbia-sabbia limosa	13.70			Mediamente Addensata	50.9	37.2	-	-	219.0	200
53.4	45.4	0.70	1.4	2.26	sabbia limosa-limo sabbioso	14.00			Mediamente Addensata	40.9	35.9	-	-	188.3	206
20.9	16.6	0.71	4.0	2.90	limo argilloso-argilla limosa	14.20			Solido-plastica (Duro)	-	-	1.10	3.36	120.8	183
13.1	9.9	0.41	3.9	3.06	argilla-argilla limosa	14.80			Plastica	-	-	0.80	2.24	75.8	153
15.2	11.1	0.58	4.6	3.07	argilla-argilla limosa	16.50			Plastica	-	-	0.89	1.90	87.3	169
15.5	10.8	0.56	4.6	3.08	argilla-argilla limosa	16.80			Plastica	-	-	0.90	1.52	89.1	170
20.1	13.9	0.89	5.3	3.03	argilla-argilla limosa	17.80			Solido-plastica (Duro)	-	-	1.07	2.40	114.2	194
14.2	9.3	0.64	5.8	3.20	argilla-argilla limosa	18.00			Plastica	-	-	0.85	1.80	80.0	171
25.5	17.6	0.40	2.0	2.72	limo argilloso-argilla limosa	18.20			Solido-plastica (Duro)	-	-	1.24	3.33	107.2	179
15.4	9.9	0.40	3.2	3.02	argilla-argilla limosa	19.00			Plastica	-	-	0.90	1.08	90.2	160
13.8	8.5	0.33	3.2	3.07	argilla-argilla limosa	19.70			Plastica	-	-	0.83	1.52	80.6	154
12.8	7.7	0.20	2.2	3.02	argilla-argilla limosa				Plastica	-	-	0.79	1.33	57.0	142

Comune Bentivoglio
Via Via Castellina
Localita' Casella
Committente Lumistudio s.r.l.
Data 06-nov-23

Numero prova 1
Quota falda 1.90

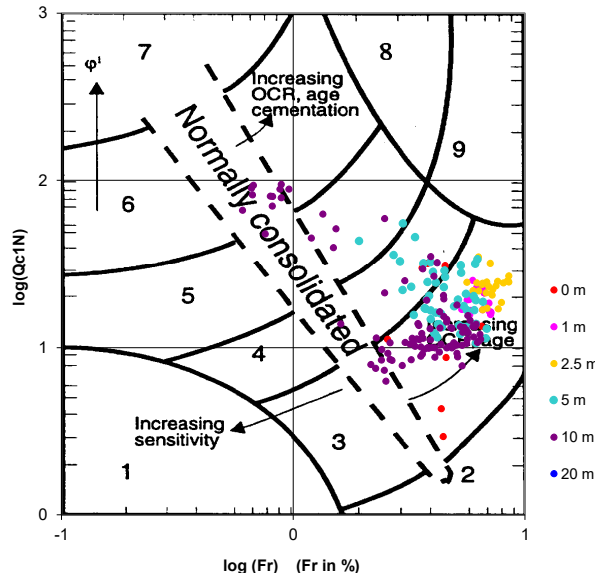


**Società di
Geologia
Territoriale**

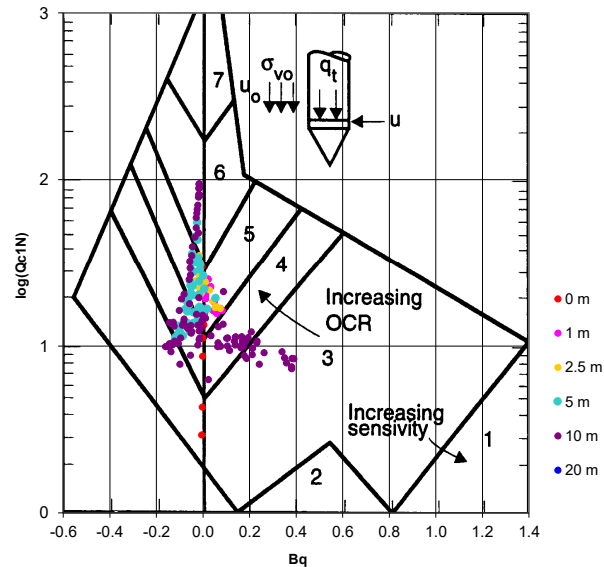
S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

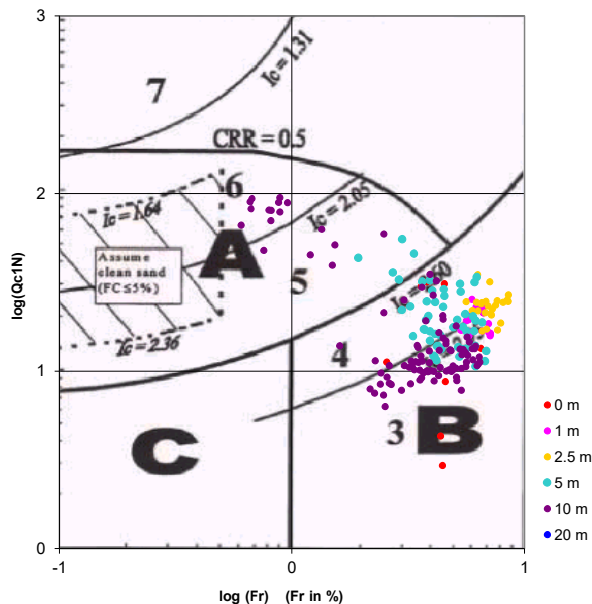
**Cross-plot Qc1N verso Fr
(Robertson 1990)**



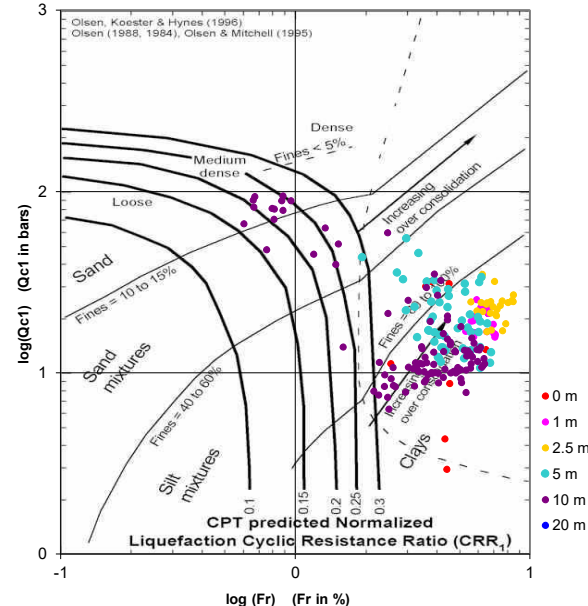
**Cross-plot Qc1N verso Bq
(Robertson 1990)**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
per la verifica della liquefazione
secondo Robertson 1996**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
per la verifica della liquefazione
secondo Olsen 1996**



Litotipo secondo Robertson 1990

Zone	Tipo di comportamento
9	Terreni molto duri a grana fine
8	Sabbia molto densa e sabbia argillosa
7	Sabbia ghiaiosa – sabbia densa
6	Sabbia – sabbia limosa
5	Sabbia limosa – limo sabbioso
4	Limo argilloso – argilla limosa
3	Argilla limoso – argilla
2	Torba
1	Terreni fini sensitivi

Potenziale di liquefacibilit 

Zone A	Liquefazione ciclica possibile - dipendente da ampiezza e tempo del carico ciclico.
Zone B	Liquefazione improbabile.
Zone C	Liquefazione fluida e liquefazione ciclica possibile - dipendente da plasticit� e sensitivit�, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Bentivoglio
Via Castellina
Casella
Lumistudio s.r.l.
06-nov-23

Falda
foro chiuso a 1.00m

Sigla della Punta
Azzeramento
Ultimo taratura guadagno
Ultimo taratura per deriva termica

Tecnopenta 100707
Inizio prova
12-apr-2023
12-apr-2023

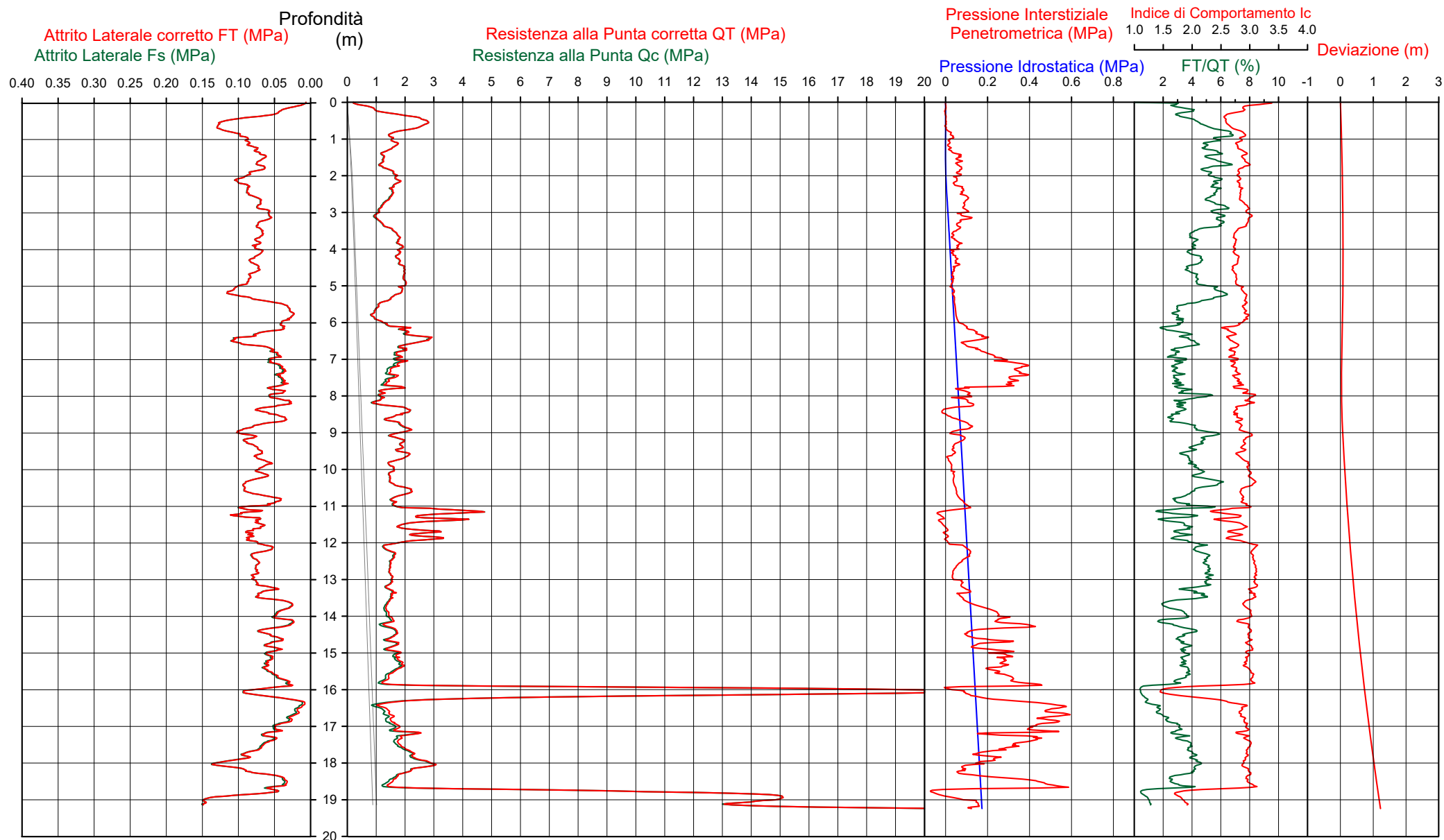


Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
www.geo55.com

CPTU

2



CPTU

2

Data
Cantiere / Via
Località
Comune
Profondità falda idrica m.

6 novembre 2023
Via Castellina
Casella
Bentivoglio
1.90



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

Vs19
167

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H m	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa Tatsuoka 1990	Angolo Attrito φ' Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009
daN/cm ²	daN/cm ²	%		Idriss iterazione						%		daN/cm ²		daN/cm ²	m/sec
8.4	14.3	0.29	3.3	2.95	limo argilloso-argilla limosa	0.00	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.57	36.06	48.9	122
24.9	42.3	1.06	4.2	2.61	limo argilloso-argilla limosa	0.30	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.23	51.81	143.7	178
16.4	27.9	0.93	5.7	2.83	limo argilloso-argilla limosa	0.70	=====		Plastica	.	.	0.94	24.27	92.7	167
12.4	21.0	0.69	5.7	2.92	limo argilloso-argilla limosa	1.30	=====		Plastica	.	.	0.77	10.03	70.0	152
16.2	27.6	0.87	5.5	2.82	limo argilloso-argilla limosa	1.80	=====	<u>H2O</u>	Plastica	.	.	0.93	9.19	92.0	164
11.6	19.7	0.65	5.9	2.95	limo argilloso-argilla limosa	2.60	=====		Plastica	.	.	0.73	6.96	65.5	148
18.1	26.5	0.81	4.7	2.78	limo argilloso-argilla limosa	3.30	=====		Plastica	.	.	1.00	4.85	104.0	167
12.4	16.9	0.52	4.4	2.92	limo argilloso-argilla limosa	5.30	=====		Plastica	.	.	0.77	4.62	71.5	147
9.3	12.5	0.27	3.3	2.94	limo argilloso-argilla limosa	5.60	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.61	2.91	54.1	127
12.8	16.7	0.38	3.3	2.84	limo argilloso-argilla limosa	5.90	=====		Plastica	.	.	0.79	3.35	74.8	143
23.3	28.5	0.78	3.5	2.67	limo argilloso-argilla limosa	6.10	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.18	5.50	135.5	175
16.5	19.4	0.45	3.0	2.77	limo argilloso-argilla limosa	6.60	=====		Plastica	.	.	0.94	4.67	96.8	154
11.2	12.5	0.42	4.3	3.01	argilla-argilla limosa	7.90	=====		Plastica	.	.	0.71	2.70	64.3	144
18.6	20.2	0.58	3.4	2.79	limo argilloso-argilla limosa	8.20	=====		Plastica	.	.	1.02	3.24	108.2	166
16.2	17.4	0.47	3.2	2.82	limo argilloso-argilla limosa	8.50	=====		Plastica	.	.	0.93	3.42	94.8	157
20.5	21.6	0.92	4.9	2.86	limo argilloso-argilla limosa	8.80	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.09	4.32	117.3	184
17.9	18.4	0.81	5.1	2.93	limo argilloso-argilla limosa	9.00	=====		Plastica	.	.	1.00	3.14	102.1	177
20.5	20.7	0.72	3.9	2.81	limo argilloso-argilla limosa	9.50	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.09	4.08	119.0	178
15.7	15.4	0.73	5.3	3.00	argilla-argilla limosa	9.70	=====		Plastica	.	.	0.91	3.10	89.4	171

Vs19
167

qt	Qc1N	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione		Falda	Litologia grafica	Falda	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa	Angolo Attrito ϕ	Coesione non drenato Cu	OCR	Modulo Edometrico M	Velocità Vs
	Idriss & Boulanger 2004				basato su Fr vs Qc1N	H	Idrica									
daN/cmq		daN/cmq	%		Idriss iterazio		m				%		daN/cmq		daN/cmq	m/sec
							10.50	=====								
21.4	20.4	0.84	4.3	2.85	limo argilloso-argilla limosa		10.70	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.12	3.98	123.4	185
18.9	17.7	0.63	3.8	2.87	limo argilloso-argilla limosa		11.10	=====		Plastica	.	.	1.03	2.90	109.5	171
42.3	39.7	0.83	2.1	2.42	sabbia limosa-limo sabbioso		11.20	=====		Mediamente Addensata	36.5	35.2	.	.	181.2	203
25.8	23.8	1.01	4.3	2.80	limo argilloso-argilla limosa		11.30	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.25	4.39	148.7	198
35.5	32.9	0.72	2.2	2.50	sabbia limosa-limo sabbioso		11.40	=====		Sciolta	30.3	34.3	.	.	157.5	195
23.9	21.6	0.78	3.7	2.79	limo argilloso-argilla limosa		12.00	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.20	3.68	139.0	187
15.0	12.6	0.69	5.4	3.07	argilla-argilla limosa		13.60	=====		Plastica	.	.	0.88	2.10	85.4	172
13.9	11.1	0.36	3.1	2.97	argilla-argilla limosa		14.00	=====		Plastica	.	.	0.84	1.97	81.3	153
15.2	12.0	0.32	2.6	2.88	limo argilloso-argilla limosa		14.20	=====		Plastica	.	.	0.89	2.17	76.4	153
16.0	12.3	0.52	3.9	2.99	argilla-argilla limosa		15.10	=====		Plastica	.	.	0.92	1.81	92.6	167
18.6	14.0	0.58	3.7	2.93	limo argilloso-argilla limosa		15.40	=====		Plastica	.	.	1.02	2.29	107.9	176
14.9	10.9	0.47	3.8	3.03	argilla-argilla limosa		15.80	=====		Plastica	.	.	0.88	2.17	86.3	163
104.7	93.3	0.55	0.9	2.00	sabbia-sabbia limosa		16.30	=====		Mediamente Addensata	64.7	38.8	.	.	334.8	207
16.4	11.5	0.34	2.4	2.88	limo argilloso-argilla limosa		17.40	=====		Plastica	.	.	0.94	1.70	77.2	154
18.5	12.7	0.65	4.2	3.00	argilla-argilla limosa		17.60	=====		Plastica	.	.	1.02	2.04	106.7	181
22.1	15.3	0.85	4.5	2.95	argilla-argilla limosa		17.80	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.14	2.43	127.4	195
27.0	18.8	1.12	4.7	2.90	limo argilloso-argilla limosa		18.10	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.29	2.63	154.7	210
21.6	14.6	0.86	4.7	2.98	argilla-argilla limosa		18.30	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.13	2.56	124.2	195
16.0	10.5	0.37	3.0	2.98	argilla-argilla limosa		18.60	=====		Plastica	.	.	0.92	1.89	91.9	162
21.2	14.2	0.52	3.3	2.92	limo argilloso-argilla limosa		18.70	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.11	2.29	123.4	185
133.3	109.7	1.15	0.9	1.85	sabbia-sabbia limosa			=====		Addensata	70.0	39.6	.	.	425.6	251

Comune Bentivoglio
Via Via Castellina
Localita' Casella
Committente Lumistudio s.r.l.
Data 06-nov-23

Numero prova 2
Quota falda 1.90

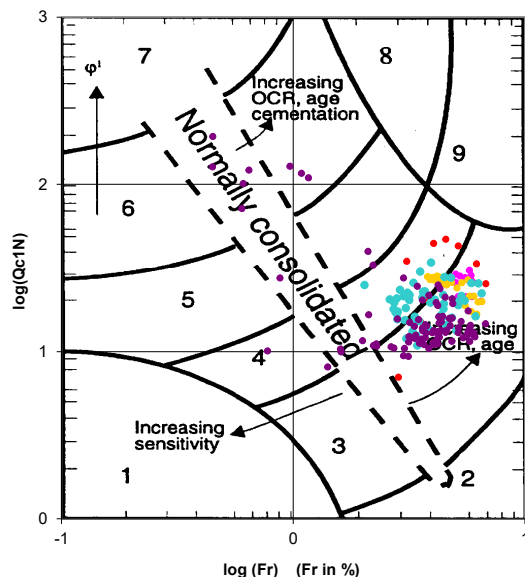


**Società di
Geologia
Territoriale**

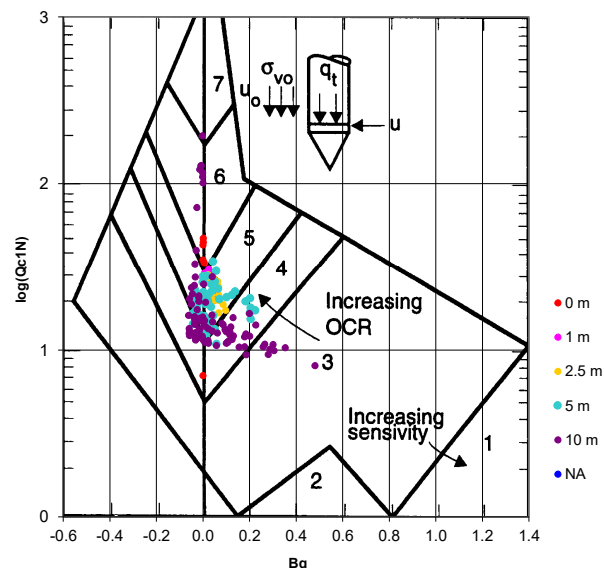
S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

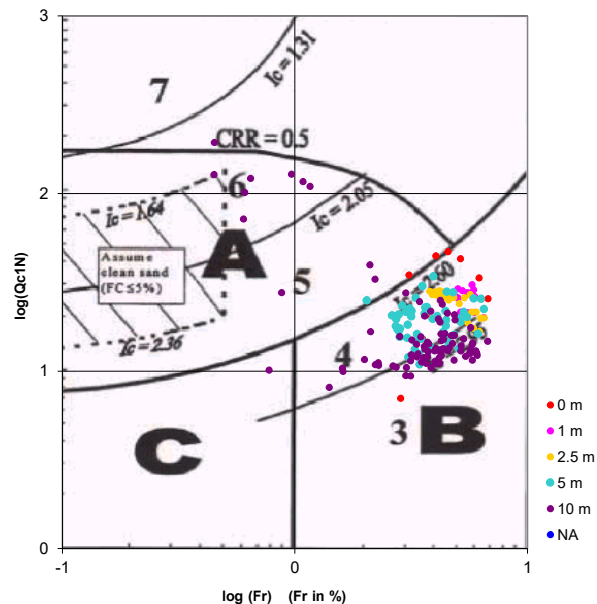
**Cross-plot Qc1N verso Fr
(Robertson 1990)**



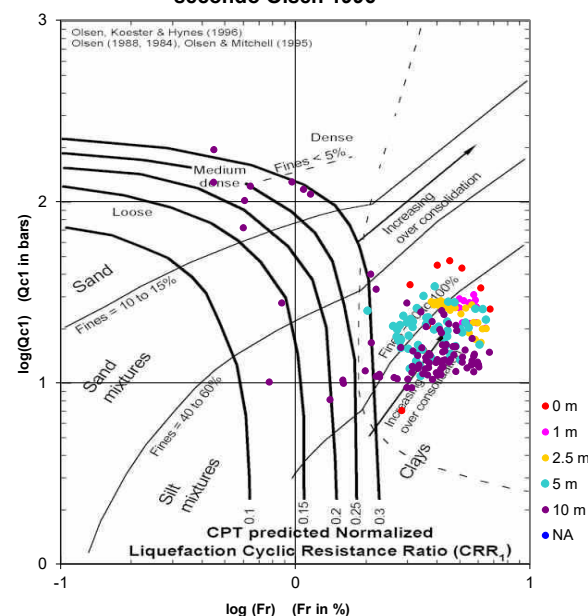
**Cross-plot Qc1N verso Bq
(Robertson 1990)**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
per la verifica della liquefazione
secondo Robertson 1996**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
per la verifica della liquefazione
secondo Olsen 1996**



Litotipo secondo Robertson 1990

Zone	Tipo di comportamento
9	Terreni molto duri a grana fine
8	Sabbia molto densa e sabbia argillosa
7	Sabbia ghiaiosa – sabbia densa
6	Sabbia – sabbia limosa
5	Sabbia limosa – limo sabbioso
4	Limo argilloso – argilla limosa
3	Argilla limoso – argilla
2	Torba
1	Terreni fini sensitivi

Potenziale di liquefacibilit 

Zone A	Liquefazione ciclica possibile - dipendente da ampiezza e tempo del carico ciclico.
Zone B	Liquefazione improbabile.
Zone C	Liquefazione fluida e liquefazione ciclica possibile - dipendente da plasticit� e sensitivit�, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Bentivoglio
Via Castellina
Casella
Lumistudio s.r.l.
06-nov-23

Falda
2.20 m

Sigla della Punta
Azzeramento
Ultimo taratura guadagno
Ultimo taratura per deriva termica

Tecnopenta 100707
Inizio prova
12-apr-2023
12-apr-2023

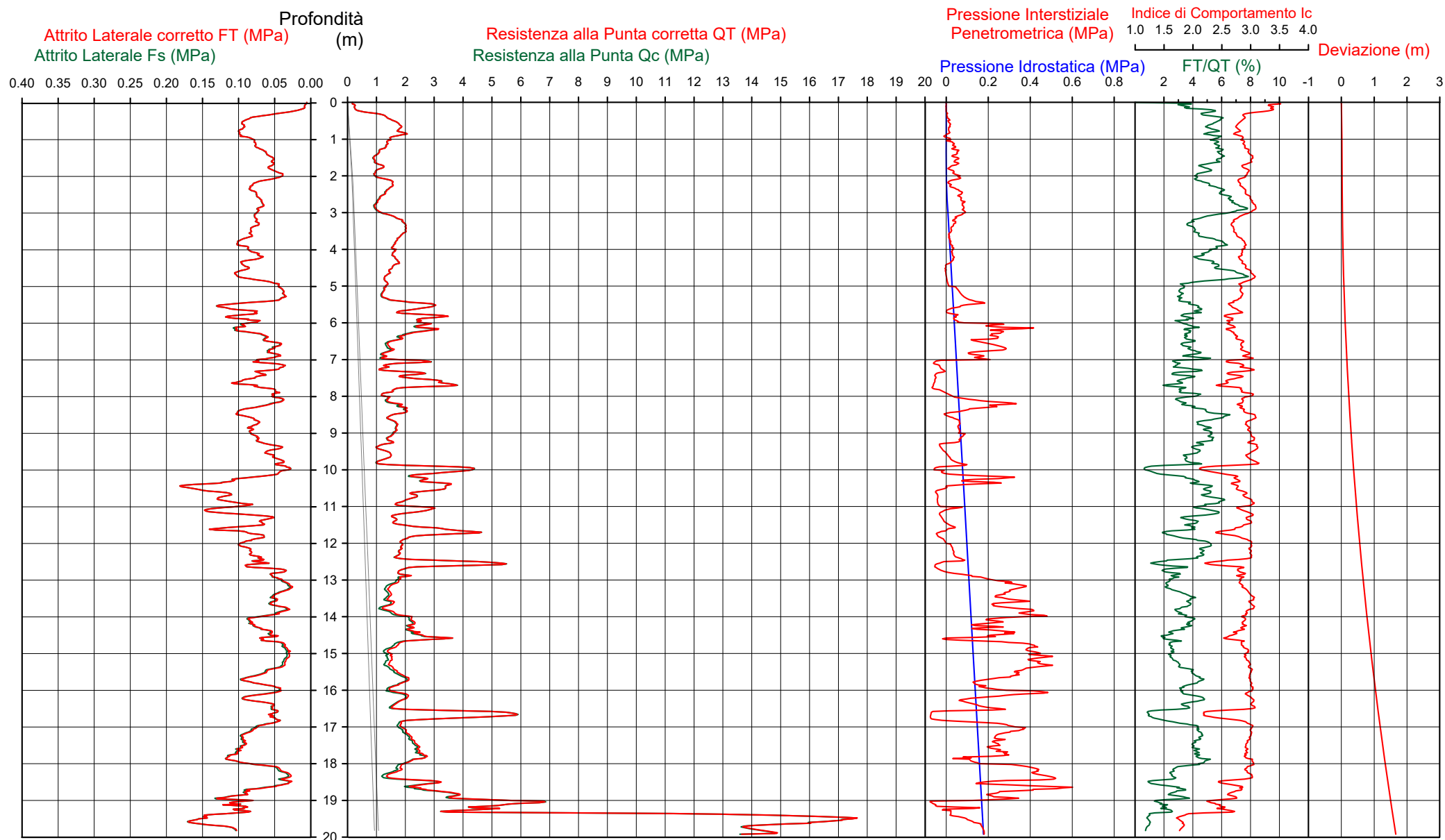


Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
www.geo55.com

CPTU

3



CPTU

3

Data
Cantiere / Via
Località
Comune
Profondità falda idrica m.

6 novembre 2023
Via Castellina
Casella
Bentivoglio
2.20



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

Vs20
172

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa Tatsuoka 1990	Angolo Attrito φ' Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009
daN/cm ²	daN/cm ²	%		Idriss iterazione		m				%		daN/cm ²		daN/cm ²	m/sec
3.7	6.2	0.16	4.3	3.30	argilla-argilla limosa	0.00	=====		Fluidico-plastica (Molto Soffice)	.	.	0.28	20.35	23.4	100
						0.30	=====								
16.5	28.1	0.89	5.4	2.82	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.94	25.33	93.8	166
						1.00	=====								
13.3	22.6	0.75	5.7	2.90	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.81	15.40	75.0	157
						1.30	=====								
10.2	17.4	0.53	5.3	2.96	argilla-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.66	8.35	58.3	142
						2.00	=====								
14.0	23.9	0.73	5.3	2.86	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.84	6.78	79.8	155
						2.50	=====								
10.5	17.9	0.70	7.0	3.03	argilla-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.68	5.83	58.1	149
						3.00	=====								
18.4	28.8	0.77	4.4	2.74	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	1.01	6.46	105.7	165
						3.50	=====								
16.9	24.9	0.87	5.4	2.85	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.96	7.50	95.8	168
						4.50	=====								
13.9	19.7	0.97	7.5	3.02	argilla-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.84	5.05	76.2	169
						4.80	=====								
13.1	17.9	0.45	3.7	2.84	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.80	4.24	76.3	146
						5.40	=====								
25.8	31.8	0.95	3.9	2.67	limo argilloso-argilla limosa		=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.25	7.39	149.5	186
						6.30	=====								
15.2	18.2	0.54	3.9	2.86	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.89	4.92	87.8	157
						7.00	=====								
19.2	22.1	0.55	3.1	2.75	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	1.05	6.15	112.4	162
						7.20	=====								
12.0	13.9	0.49	4.6	2.99	argilla-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.75	2.93	69.2	150
						7.30	=====								
24.2	27.0	0.79	3.5	2.70	limo argilloso-argilla limosa		=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.21	5.68	141.0	181
						7.60	=====								
35.0	38.2	0.95	2.9	2.52	sabbia limosa-limo sabbioso	7.70	=====		Mediamente Addensata	35.2	34.9	.	.	195.7	198
						7.70	=====								
16.9	18.4	0.59	3.9	2.86	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.96	5.07	98.2	163
						8.40	=====								
15.9	16.4	0.80	5.7	3.00	argilla-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.92	3.76	89.9	174
						9.30	=====								
13.3	13.1	0.48	4.4	3.00	argilla-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.81	2.03	76.8	156
						9.90	=====								
38.9	37.8	0.36	1.0	2.25	sabbia limosa-limo sabbioso		=====		Sciolti	34.9	35.0	.	.	126.9	175

CPTU

3

Data
Cantiere / Via
Località
Comune
Profondità falda idrica m.

6 novembre 2023
Via Castellina
Casella
Bentivoglio
2.20



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

Vs20
172

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H m	Litologia grafica	Falda Idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa Tatsuoka 1990 %	Angolo Attrito φ' Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009 m/sec
25.0	24.0	0.82	3.5	2.73	limo argilloso-argilla limosa	10.10			Solido-plastica (Duro)	.	.	1.23	4.27	145.7	187
33.1	31.5	1.53	4.9	2.75	limo argilloso-argilla limosa	10.30			Semi solida (Molto duro)	.	.	1.44	5.76	189.4	220
24.9	23.2	1.29	5.7	2.89	limo argilloso-argilla limosa	10.50			Solido-plastica (Duro)	.	.	1.23	5.14	140.8	205
18.7	17.1	1.02	6.1	3.01	argilla-argilla limosa	10.80			Plastica	.	.	1.03	3.23	104.9	190
25.7	23.4	1.31	5.6	2.88	limo argilloso-argilla limosa	11.00			Solido-plastica (Duro)	.	.	1.25	4.90	145.6	208
16.4	14.6	0.65	4.6	2.97	argilla-argilla limosa	11.20			Plastica	.	.	0.94	2.61	94.4	172
30.1	26.8	0.91	3.4	2.70	limo argilloso-argilla limosa	11.50			Semi solida (Molto duro)	.	.	1.37	4.29	175.1	198
18.2	15.5	0.86	5.4	3.00	argilla-argilla limosa	11.90			Plastica	.	.	1.01	2.88	103.1	185
41.0	35.7	0.73	2.2	2.47	sabbia limosa-limo sabbioso	12.40			Sciolta	33.0	34.8	.	.	179.8	202
18.0	14.7	0.43	2.7	2.84	limo argilloso-argilla limosa	12.60			Plastica	.	.	1.00	3.49	94.2	163
14.4	11.3	0.46	3.9	3.02	argilla-argilla limosa	13.30			Plastica	.	.	0.86	2.12	83.4	161
17.3	13.5	0.48	3.2	2.91	limo argilloso-argilla limosa	13.80			Plastica	.	.	0.97	2.14	101.0	167
22.7	17.8	0.72	3.6	2.84	limo argilloso-argilla limosa	14.00			Solido-plastica (Duro)	.	.	1.16	2.99	132.2	187
31.2	24.6	0.59	2.0	2.58	sabbia limosa-limo sabbioso	14.50			Sciolta	20.8	33.2	.	.	131.8	190
16.3	12.1	0.36	2.7	2.91	limo argilloso-argilla limosa	14.60			Plastica	.	.	0.93	2.85	84.8	159
18.3	13.3	0.68	4.3	2.99	argilla-argilla limosa	15.30			Plastica	.	.	1.01	1.92	105.3	179
17.4	12.3	0.62	4.2	3.01	argilla-argilla limosa	15.80			Plastica	.	.	0.98	2.08	100.6	176
38.0	28.5	0.50	1.8	2.51	sabbia limosa-limo sabbioso	16.50			Sciolta	25.5	33.8	.	.	148.3	191
19.1	13.1	0.73	4.6	3.01	argilla-argilla limosa	16.90			Plastica	.	.	1.04	2.13	109.8	186
21.8	15.0	0.92	4.9	2.99	argilla-argilla limosa	17.10			Solido-plastica (Duro)	.	.	1.13	2.35	124.4	198
24.3	16.6	1.01	4.8	2.95	limo argilloso-argilla limosa	17.40			Solido-plastica (Duro)	.	.	1.21	2.64	139.1	205
16.6	10.7	0.41	3.0	2.97	argilla-argilla limosa	18.00			Plastica	.	.	0.95	2.00	97.5	164
26.1	17.4	0.45	2.1	2.69	limo argilloso-argilla limosa	18.40			Solido-plastica (Duro)	.	.	1.26	2.88	111.8	181
35.3	24.1	0.94	3.0	2.69	limo argilloso-argilla limosa	18.70			Semi solida (Molto duro)	.	.	1.49	3.46	204.6	214
49.5	34.9	1.03	2.4	2.50	sabbia limosa-limo sabbioso	18.90			Sciolta	32.3	34.8	.	.	230.9	227
145.2	120.9	1.30	1.0	1.84	sabbia-sabbia limosa	19.30			Addensata	73.3	39.9	.	.	470.0	263

Comune Bentivoglio
Via Via Castellina
Localita' Casella
Committente Lumistudio s.r.l.
Data 06-nov-23

Numero prova 3
Quota falda 2.20

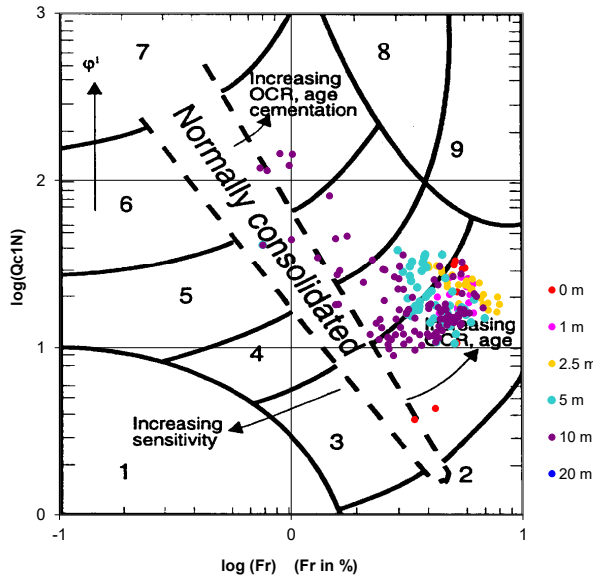


**Società di
Geologia
Territoriale**

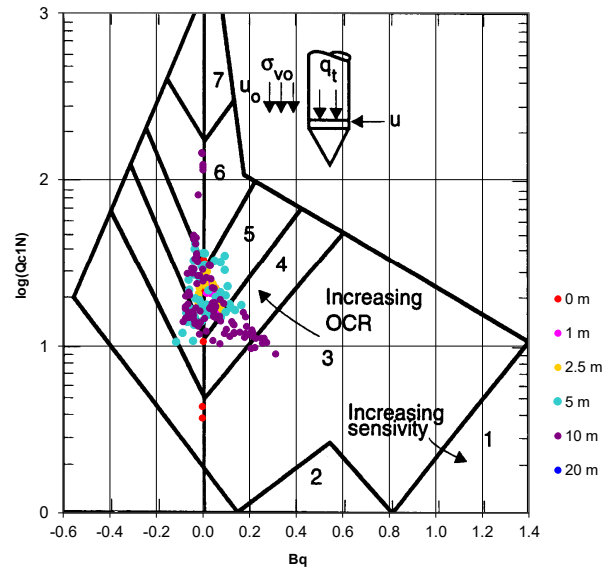
S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

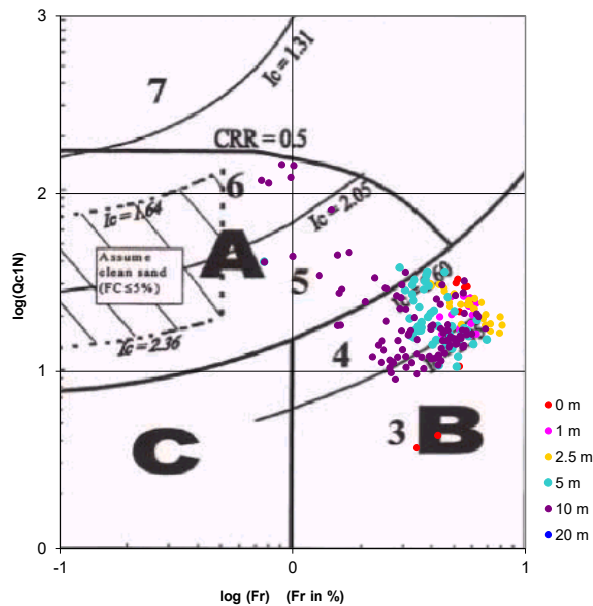
**Cross-plot Qc1N verso Fr
(Robertson 1990)**



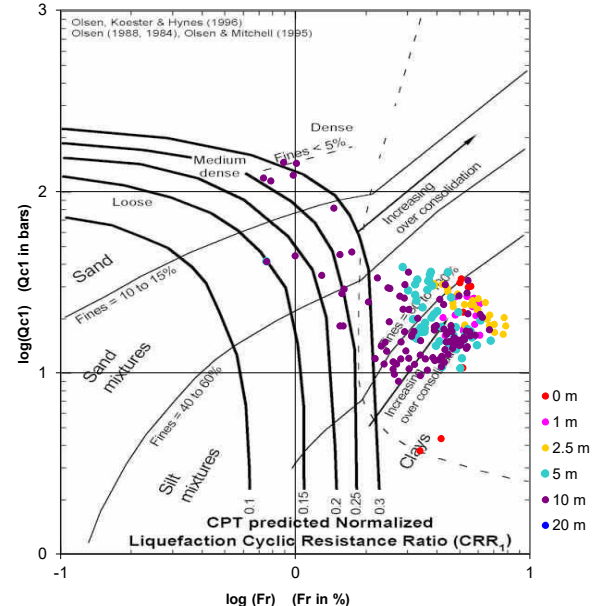
**Cross-plot Qc1N verso Bq
(Robertson 1990)**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
per la verifica della liquefazione
secondo Robertson 1996**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
per la verifica della liquefazione
secondo Olsen 1996**



Litotipo secondo Robertson 1990

Zone	Tipo di comportamento
9	Terreni molto duri a grana fine
8	Sabbia molto densa e sabbia argillosa
7	Sabbia ghiaiosa – sabbia densa
6	Sabbia – sabbia limosa
5	Sabbia limosa – limo sabbioso
4	Limo argilloso – argilla limosa
3	Argilla limoso – argilla
2	Torba
1	Terreni fini sensibili

Potenziale di liquefacibilit 

Zone A	Liquefazione ciclica possibile - dipendente da ampiezza e tempo del carico ciclico.
Zone B	Liquefazione improbabile.
Zone C	Liquefazione fluida e liquefazione ciclica possibile - dipendente da plasticit� e sensitivit�, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Bentivoglio
Via Castellina
Casella
Lumistudio s.r.l.
06-nov-23

Falda
2.00 m

Sigla della Punta
Azzeramento
Ultimo taratura guadagno
Ultimo taratura per deriva termica

Tecnopenta 100707
Inizio prova
12-apr-2023
12-apr-2023

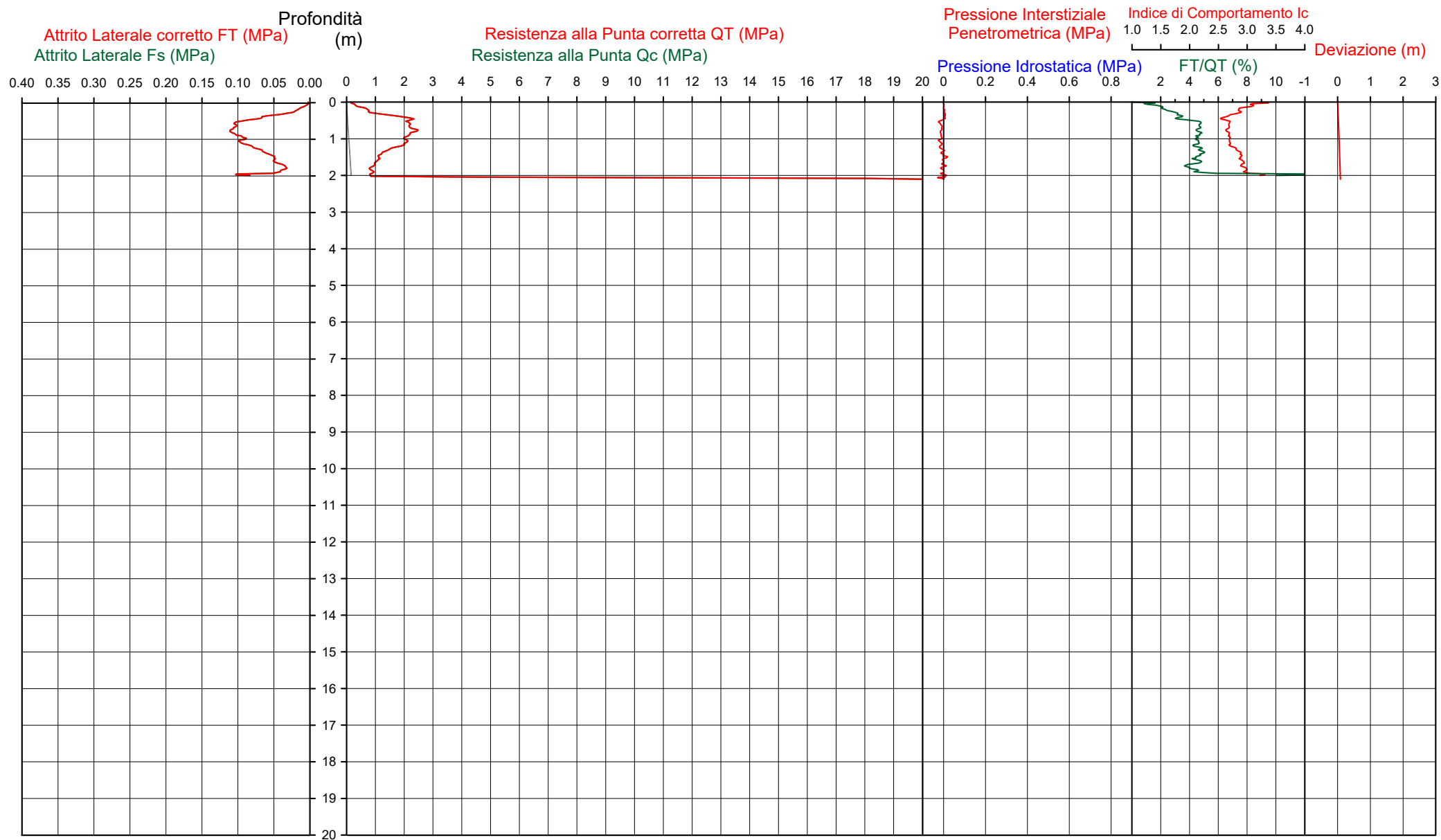


Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
www.geo55.com

CPTU

4



Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Bentivoglio
Via Castellina
Casella
Lumistudio s.r.l.
06-nov-23

Falda
foro chiuso in superficie

Sigla della Punta
Azzeramento
Ultimo taratura guadagno
Ultimo taratura per deriva termica

Tecnopenta 100707
Inizio prova
12-apr-2023
12-apr-2023

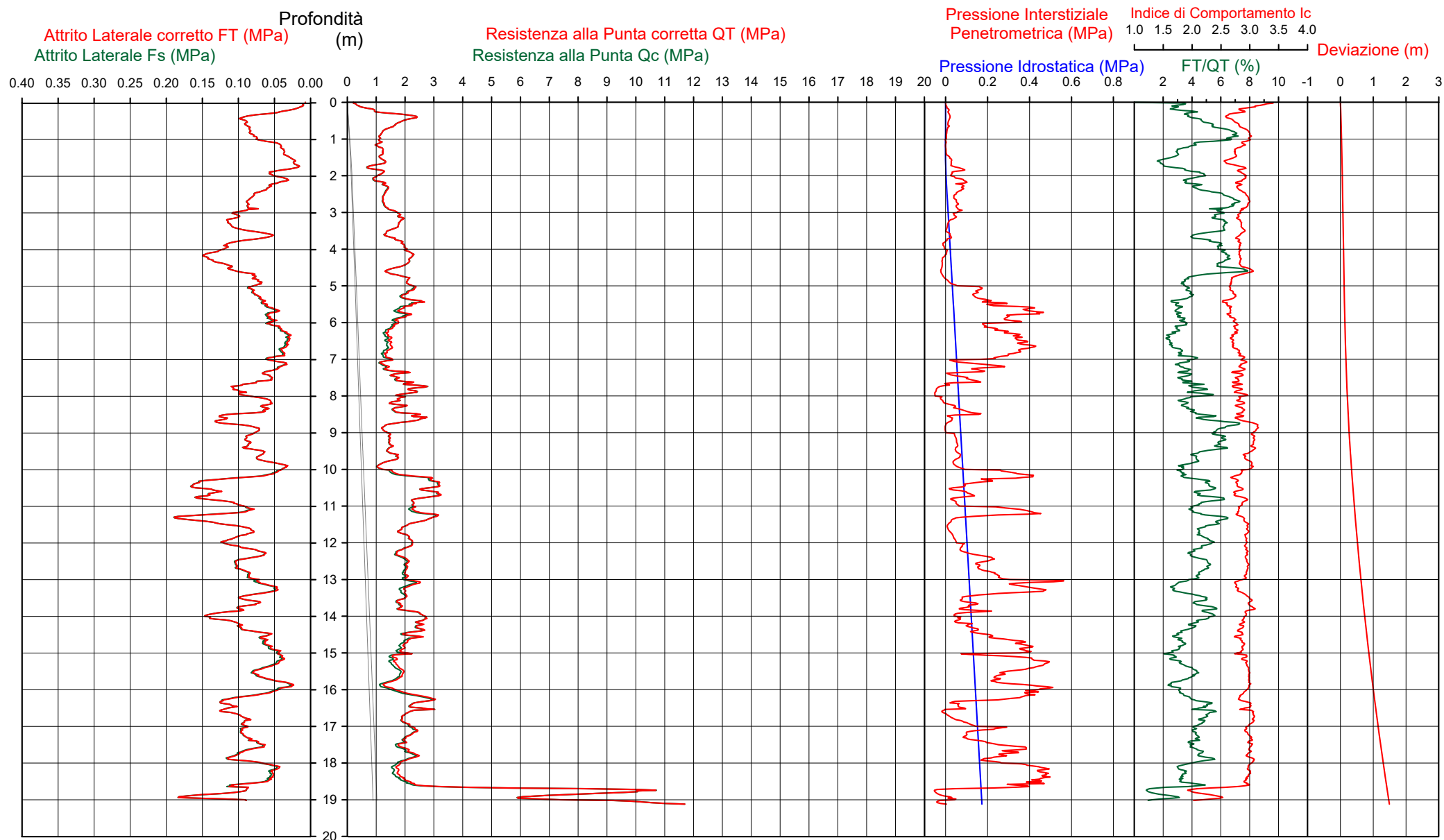


Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
www.geo55.com

CPTU

4b



CPTU

Data
Cantiere / Via
Località
Comune
Profondità falda idrica m.

4b

6 novembre 2023
Via Castellina
Casella
Bentivoglio
1.80



**Società di
Geologia
Territoriale**

S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

Vs19
172

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa Tatsuoka 1990	Angolo Attrito φ' Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009 m/sec
daN/cm ²		daN/cm ²	%	Idriss iterazione		m				%		daN/cm ²		daN/cm ²	
5.1	8.6	0.14	3.0	3.09	argilla-argilla limosa	0.00	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.37	41.78	29.4	105
17.6	29.9	0.79	4.5	2.75	limo argilloso-argilla limosa	0.20	=====		Plastica	.	.	0.98	32.30	101.0	162
11.6	19.8	0.49	4.3	2.84	limo argilloso-argilla limosa	0.70	=====		Plastica	.	.	0.73	10.57	67.2	140
12.5	21.3	0.84	7.0	2.97	argilla-argilla limosa	2.50	=====		Plastica	.	.	0.78	7.01	69.3	158
16.6	27.4	0.95	5.9	2.84	limo argilloso-argilla limosa	2.80	=====		Plastica	.	.	0.95	6.41	93.8	167
21.3	31.7	1.32	6.4	2.83	limo argilloso-argilla limosa	3.90	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.12	8.01	119.2	188
16.0	23.5	1.02	6.9	2.94	limo argilloso-argilla limosa	4.40	=====		Plastica	.	.	0.92	6.90	88.6	172
21.2	29.1	0.75	3.7	2.69	limo argilloso-argilla limosa	4.70	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.11	6.81	122.9	171
24.4	32.0	0.64	2.8	2.57	sabbia limosa-limo sabbioso	5.40	=====		Sciolta	29.4	33.9	.	.	130.7	171
18.8	24.6	0.54	3.1	2.69	limo argilloso-argilla limosa	5.50	=====		Plastica	.	.	1.03	6.27	111.7	160
14.2	17.7	0.38	3.0	2.79	limo argilloso-argilla limosa	6.10	=====		Plastica	.	.	0.85	4.10	82.4	146
17.6	20.6	0.59	3.7	2.80	limo argilloso-argilla limosa	7.30	=====		Plastica	.	.	0.98	4.67	102.1	164
23.1	26.3	0.96	4.5	2.77	limo argilloso-argilla limosa	7.60	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.17	5.13	133.1	186
17.6	19.7	0.69	4.2	2.85	limo argilloso-argilla limosa	7.90	=====		Plastica	.	.	0.99	4.32	101.7	169
23.0	24.8	1.11	5.2	2.84	limo argilloso-argilla limosa	8.40	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.17	4.48	131.0	192
14.8	15.4	0.81	6.2	3.04	argilla-argilla limosa	8.70	=====		Plastica	.	.	0.87	3.17	82.8	171
11.3	11.3	0.38	4.0	3.03	argilla-argilla limosa	9.80	=====		Plastica	.	.	0.72	2.20	65.5	145
						10.00	=====								

[H2O](#)

Vs19
172

qt	Qc1N	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione	H	Litologia grafica	Falda	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa	Angolo Attrito	Coesione non drenato Cu	OCR	Modulo Edometrico M	Velocità Vs
	Idriss & Boulanger 2004				basato su Fr vs Qc1N					Tatsuoka 1990	Kulhawy & Mayne 1990	Benassi	Marchi / SGT	Benassi	Robertson & Cabal 2009
daN/cmq		daN/cmq	%	Idriss iterazio		m			Consistenza (Argilla)	%		daN/cmq		daN/cmq	m/sec
15.8	15.7	0.46	3.3	2.86	limo argilloso-argilla limosa	10.10			Plastica	-	-	0.92	3.01	92.5	158
24.9	24.5	0.91	3.9	2.76	limo argilloso-argilla limosa	10.30			Solido-plastica (Duro)	-	-	1.23	3.90	144.7	189
27.4	26.0	1.35	5.3	2.83	limo argilloso-argilla limosa	11.40			Solido-plastica (Duro)	-	-	1.30	5.56	155.9	208
20.3	17.4	0.88	4.9	2.93	limo argilloso-argilla limosa	13.90			Solido-plastica (Duro)	-	-	1.08	3.49	116.4	187
24.3	19.3	0.95	4.3	2.86	limo argilloso-argilla limosa	14.70			Solido-plastica (Duro)	-	-	1.21	3.53	140.0	196
18.2	13.8	0.47	3.1	2.89	limo argilloso-argilla limosa	15.30			Plastica	-	-	1.01	2.57	108.4	169
16.9	12.4	0.55	3.8	2.98	argilla-argilla limosa	16.00			Plastica	-	-	0.96	2.21	98.1	169
24.5	18.0	0.83	3.8	2.86	limo argilloso-argilla limosa	16.30			Solido-plastica (Duro)	-	-	1.21	2.32	142.0	193
23.0	16.5	1.14	5.8	3.00	argilla-argilla limosa	16.70			Solido-plastica (Duro)	-	-	1.17	2.87	129.7	206
19.9	13.9	0.91	5.4	3.04	argilla-argilla limosa	17.00			Plastica	-	-	1.07	2.23	113.0	194
22.7	15.9	0.93	4.8	2.96	argilla-argilla limosa	17.30			Solido-plastica (Duro)	-	-	1.16	2.71	130.2	199
19.2	13.1	0.73	4.6	3.01	argilla-argilla limosa	17.60			Plastica	-	-	1.05	2.24	110.6	186
22.5	15.4	1.01	5.2	3.00	argilla-argilla limosa	17.90			Solido-plastica (Duro)	-	-	1.16	2.36	128.4	202
18.1	11.9	0.57	3.8	3.00	argilla-argilla limosa	18.40			Plastica	-	-	1.00	2.08	104.8	177
21.6	14.2	0.72	3.9	2.94	limo argilloso-argilla limosa	18.60			Solido-plastica (Duro)	-	-	1.12	2.17	125.0	189
72.1	54.9	1.21	2.1	2.30	sabbia limosa-limo sabbioso	19.00			Mediamente Addensata	47.2	36.7	-	-	305.7	241
101.8	71.7	0.89	1.0	2.02	sabbia-sabbia limosa				Mediamente Addensata	56.0	38.3	-	-	331.1	247

Comune Bentivoglio
Via Via Castellina
Localita' Casella
Committente Lumistudio s.r.l.
Data 06-nov-23

Numero prova **4b**
Quota falda 1.80

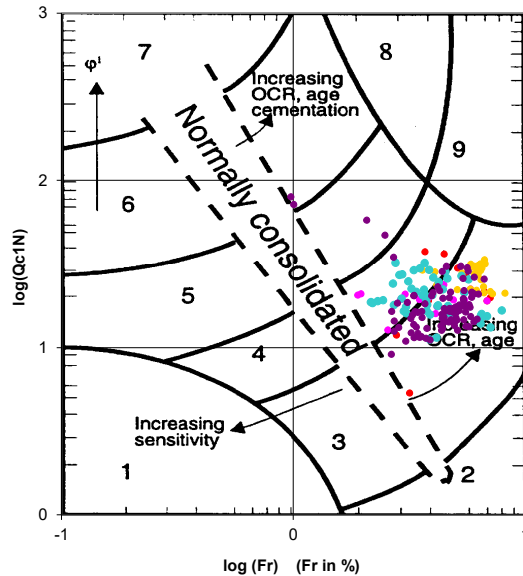


**Società di
Geologia
Territoriale**

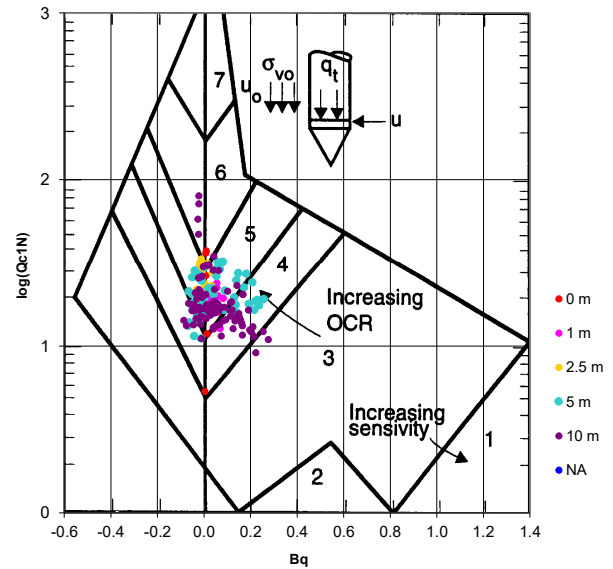
S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

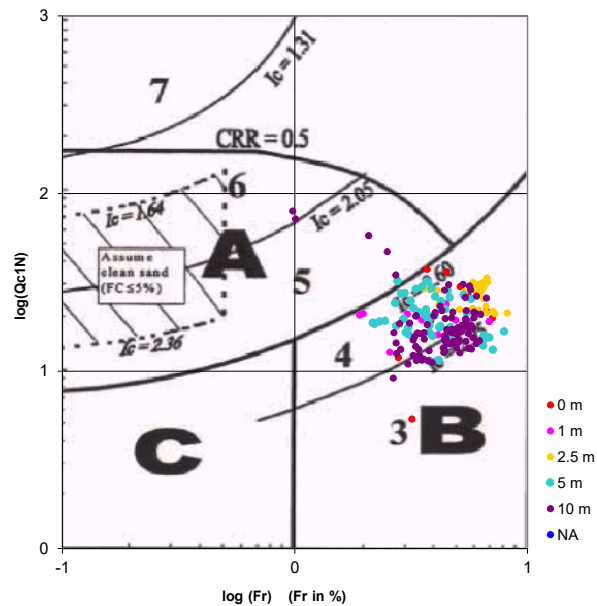
**Cross-plot Qc1N verso Fr
(Robertson 1990)**



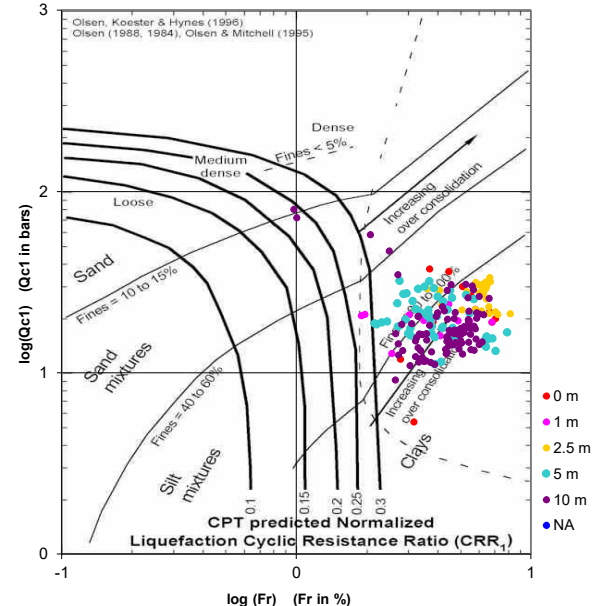
**Cross-plot Qc1N verso Bq
(Robertson 1990)**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
per la verifica della liquefazione
secondo Robertson 1996**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
per la verifica della liquefazione
secondo Olsen 1996**



Litotipo secondo Robertson 1990

Zone	Tipo di comportamento
9	Terreni molto duri a grana fine
8	Sabbia molto densa e sabbia argillosa
7	Sabbia ghiaiosa – sabbia densa
6	Sabbia – sabbia limosa
5	Sabbia limosa – limo sabbioso
4	Limo argilloso – argilla limosa
3	Argilla limoso – argilla
2	Torba
1	Terreni fini sensitivi

Potenziale di liquefacibilit 

Zone A	Liquefazione ciclica possibile - dipendente da ampiezza e tempo del carico ciclico.
Zone B	Liquefazione improbabile.
Zone C	Liquefazione fluida e liquefazione ciclica possibile - dipendente da plasticit� e sensitivit�, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune
Via
Località
Committente
Data

Bentivoglio
Via Castellina
Casella
Lumistudio s.r.l.
6-nov-23



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.
www.geo55.com

CPTU

Profondità (m)

4b

19.14

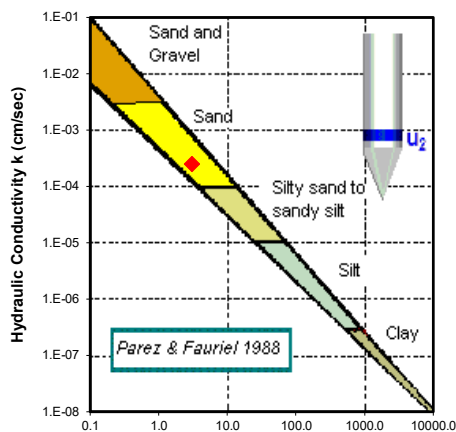
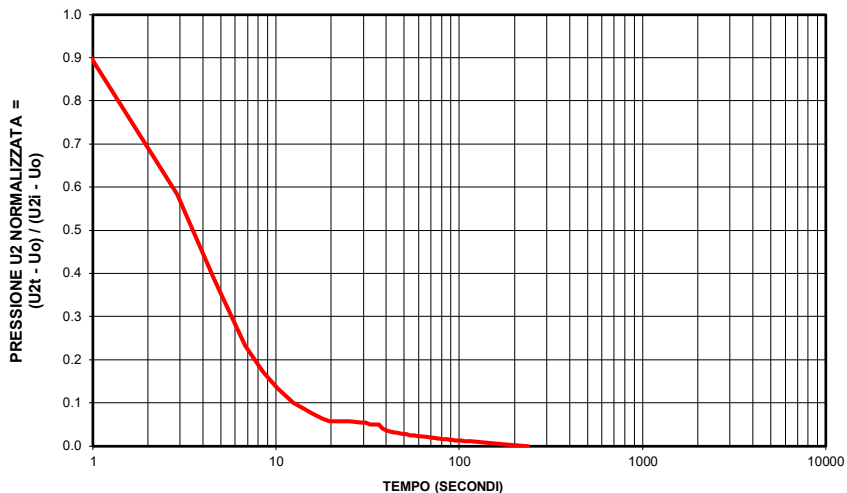
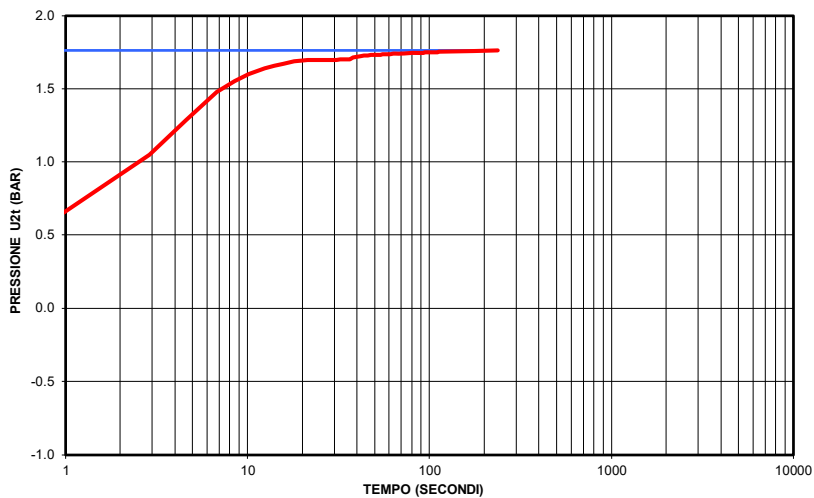
Tmax (sec)	236.2
Tmin (sec)	0.5

Profondità	
Falda	1.50
m	

Ultima lettura	
Uo oppure	1.764
Ufalda (bar)	

(Parez & Fauriel 1988)		
T50 (sec)	Permeabilità	Litologia
3	Kh (cm/sec)	2.41E-04 sabbia

T(sec.)	U2(bar)	T(sec)Umin=0	Uidro(bar)	Norm.U2
0.5	0.53	0.0	1.764	1.000
0.7	0.53	0.2	1.764	1.000
2.9	1.05	2.4	1.764	0.582
4.6	1.29	4.1	1.764	0.388
6.8	1.48	6.3	1.764	0.232
8.5	1.55	8.0	1.764	0.171
10.2	1.60	9.7	1.764	0.134
12.4	1.64	11.9	1.764	0.101
14.1	1.66	13.6	1.764	0.087
15.8	1.67	15.3	1.764	0.076
18.0	1.69	17.5	1.764	0.063
19.7	1.69	19.2	1.764	0.058
21.4	1.69	20.9	1.764	0.057
23.5	1.69	23.0	1.764	0.057
25.3	1.69	24.8	1.764	0.057
27.0	1.70	26.5	1.764	0.055
29.1	1.70	28.6	1.764	0.054
30.9	1.70	30.4	1.764	0.054
32.5	1.70	32.0	1.764	0.050
34.7	1.70	34.2	1.764	0.050
36.5	1.70	36.0	1.764	0.050
38.1	1.71	37.6	1.764	0.041
39.6	1.72	39.3	1.764	0.037
42.0	1.72	41.5	1.764	0.033
43.7	1.73	43.2	1.764	0.032
45.9	1.73	45.4	1.764	0.031
47.6	1.73	47.1	1.764	0.028
49.8	1.73	49.3	1.764	0.028
51.5	1.73	51.0	1.764	0.027
53.7	1.73	53.2	1.764	0.025
55.4	1.73	54.9	1.764	0.024
57.1	1.73	56.6	1.764	0.024
58.8	1.74	58.3	1.764	0.024
61.0	1.74	60.5	1.764	0.023
63.2	1.74	62.7	1.764	0.021
64.9	1.74	64.4	1.764	0.021
67.1	1.74	66.6	1.764	0.020
68.8	1.74	68.3	1.764	0.019
70.5	1.74	70.0	1.764	0.019
72.7	1.74	72.2	1.764	0.019
74.4	1.74	73.9	1.764	0.019
76.1	1.74	75.6	1.764	0.017
78.3	1.74	77.8	1.764	0.017
80.5	1.74	80.0	1.764	0.016
82.2	1.74	81.7	1.764	0.016
84.4	1.75	83.9	1.764	0.015
86.7	1.75	86.2	1.764	0.015
88.4	1.75	87.9	1.764	0.015
90.6	1.75	90.1	1.764	0.015
92.8	1.75	92.3	1.764	0.015
94.5	1.75	94.0	1.764	0.013
96.7	1.75	96.2	1.764	0.013
98.9	1.75	98.4	1.764	0.013
100.7	1.75	100.2	1.764	0.012
102.8	1.75	102.3	1.764	0.012
105.1	1.75	104.6	1.764	0.011
106.8	1.75	106.3	1.764	0.011
109.0	1.75	108.5	1.764	0.011
110.7	1.75	110.2	1.764	0.011
112.9	1.75	112.4	1.764	0.011
114.6	1.75	114.1	1.764	0.011
175.4	1.76	174.9	1.764	0.004
236.2	1.76	235.7	1.764	0.000



Tipologia di dissipazione

Burns & Maine 1998
(Penetrometers for Soil Permeability and
Georgia Institute of Technology; Chemical Detection;
Report no. GIT-CEEEO-98-1)

NA

T_{Umax} / T₅₀

NA

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Bentivoglio
Via Castellina
Casella
Lumistudio s.r.l.
11-giu-23

Falda
2.80 m

Sigla della Punta
Azzeramento
Ultimo taratura guadagno
Ultimo taratura per deriva termica

Tecnopenta 100707
Inizio prova
12-apr-2023
12-apr-2023

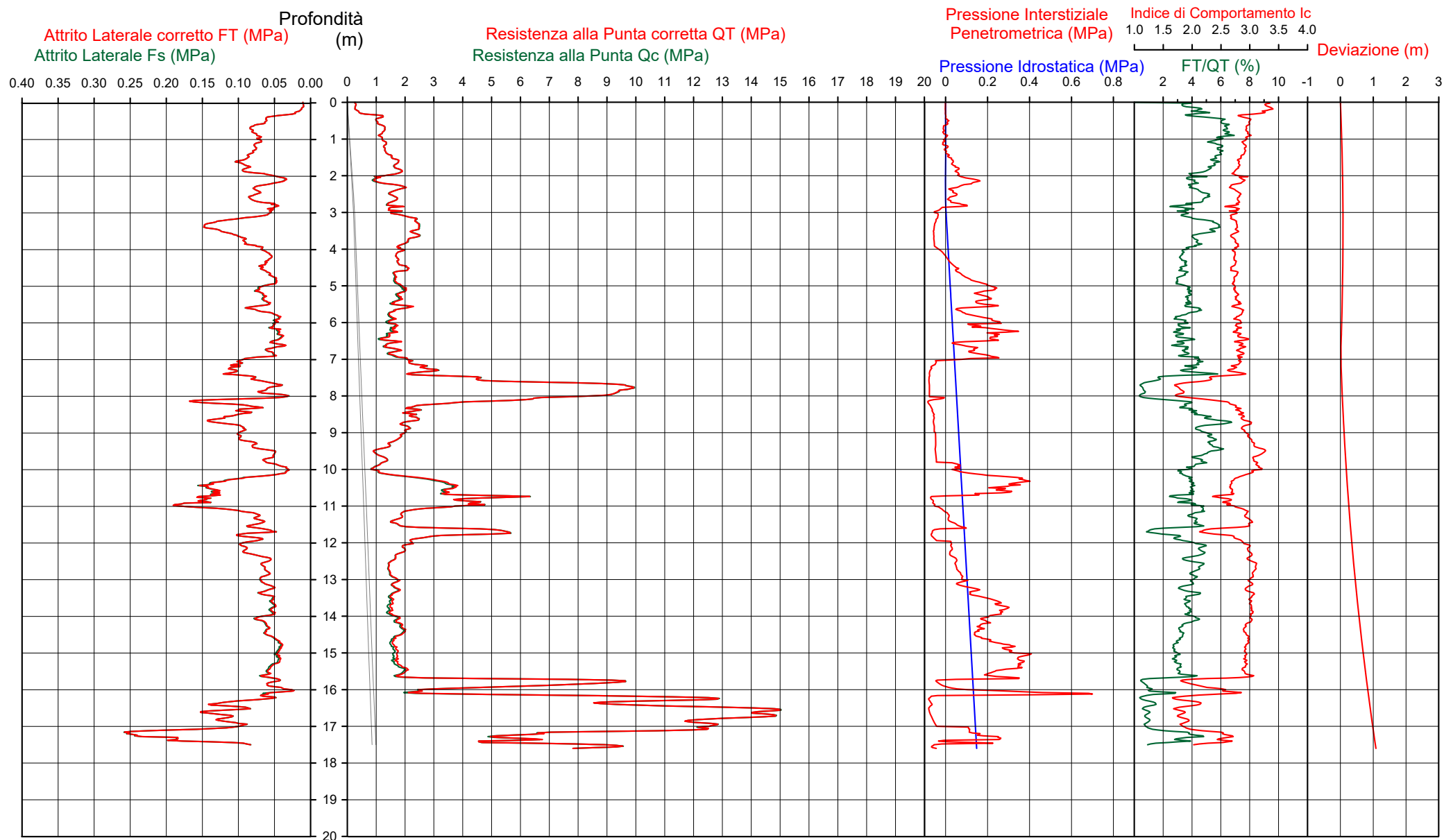


Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
www.geo55.com

CPTU

5



CPTU

5

Data
Cantiere / Via
Località
Comune
Profondità falda idrica m.

11 giugno 2023
Via Castellina
Casella
Bentivoglio
2.80

Vs17
175

qt	Qc1N <small>Idriss & Boulanger 2004</small>	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa <small>Tatsuoka 1990</small>	Angolo Attrito ϕ <small>Kulhawy & Mayne 1990</small>	Coesione non drenato Cu <small>Benassi</small>	OCR <small>Marchi / SGT</small>	Modulo Edometrico M <small>Benassi</small>	Velocità Vs <small>Robertson & Cabal 2009</small>
	daN/cm ²	daN/cm ²	%	Idriss iterazione		m				%		daN/cm ²		daN/cm ²	m/sec
3.2	5.4	0.13	4.2	3.30	argilla-argilla limosa	0.00	■■■■■		Fluidico-plastica (Molto Soffice)	.	.	0.25	26.41	20.3	99
						0.30	■■■■■								
11.5	19.6	0.69	6.0	2.96	argilla-argilla limosa		■■■■■■■		Plastica	.	.	0.73	21.54	64.7	151
						1.00	■■■■■■■								
14.1	23.9	0.81	5.8	2.89	limo argilloso-argilla limosa		■■■■■■■■■		Plastica	.	.	0.84	12.63	79.4	159
						1.60	■■■■■■■■■								
17.1	29.0	0.84	5.0	2.78	limo argilloso-argilla limosa		■■■■■■■■■		Plastica	.	.	0.97	12.12	97.6	164
						2.00	■■■■■■■■■								
10.3	17.5	0.40	4.0	2.88	limo argilloso-argilla limosa	2.20	■■■■■■■■■		Plastica	.	.	0.67	6.11	59.6	135
						2.20	■■■■■■■■■								
16.4	26.4	0.67	4.2	2.75	limo argilloso-argilla limosa		■■■■■■■■■		Plastica	.	.	0.94	8.41	94.9	158
						3.10	■■■■■■■■■								
23.4	32.9	1.16	5.1	2.74	limo argilloso-argilla limosa		■■■■■■■■■		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.18	9.05	133.4	187
						3.80	■■■■■■■■■								
18.2	23.8	0.63	3.6	2.75	limo argilloso-argilla limosa		■■■■■■■■■		Plastica	.	.	1.01	6.15	106.0	164
						5.60	■■■■■■■■■								
15.7	18.4	0.52	3.5	2.83	limo argilloso-argilla limosa		■■■■■■■■■		Plastica	.	.	0.91	4.40	91.6	158
						7.00	■■■■■■■■■								
24.8	27.0	1.05	4.5	2.77	limo argilloso-argilla limosa	7.40	■■■■■■■■■		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.23	5.04	142.8	193
						7.40	■■■■■■■■■								
41.6	43.9	0.81	2.2	2.39	sabbia limosa-limo sabbioso	7.60	■■■■■■■■■		Mediamente Addensata	39.8	35.7	.	.	186.3	199
						7.60	■■■■■■■■■								
79.6	81.6	0.74	1.2	1.96	sabbia-sabbia limosa		■■■■■■■■■		Mediamente Addensata	60.3	38.7	.	.	269.7	208
						8.20	■■■■■■■■■								
22.3	22.3	1.04	5.1	2.86	limo argilloso-argilla limosa		■■■■■■■■■		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.15	5.13	127.1	192
						8.90	■■■■■■■■■								
18.8	18.3	0.97	5.7	2.96	argilla-argilla limosa	9.20	■■■■■■■■■		Plastica	.	.	1.03	3.85	106.3	187
						9.20	■■■■■■■■■								
11.8	11.1	0.56	5.5	3.12	argilla-argilla limosa		■■■■■■■■■		Plastica	.	.	0.74	2.77	67.1	157
							■■■■■■■■■								

CPTU

5

Data
Cantiere / Via
Località
Comune
Profondità falda idrica m.

11 giugno 2023
Via Castellina
Casella
Bentivoglio
2.80

Vs17
175

qt	Qc1N <small>Idriss & Boulanger 2004</small>	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H m	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa Tatsuoka 1990 %	Angolo Attrito φ' Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009 m/sec
daN/cm ²		daN/cm ²	%	Idriss iterazione								daN/cm ²		daN/cm ²	
22.7	20.9	0.80	3.8	2.82	limo argilloso-argilla limosa	10.10	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.16	3.04	132.0	185
35.6	32.5	1.35	4.0	2.68	limo argilloso-argilla limosa	10.30	=====		Semi solida (Molto duro)	.	.	1.49	5.88	206.2	218
52.0	47.6	1.47	3.0	2.47	sabbia limosa-limo sabbioso	10.70	=====		Mediamente Addensata	42.5	36.1	.	.	305.1	234
37.4	33.5	1.55	4.5	2.70	limo argilloso-argilla limosa	10.80	=====		Semi solida (Molto duro)	.	.	1.53	6.80	215.3	226
19.1	16.3	0.77	4.6	2.94	limo argilloso-argilla limosa	11.10	=====		Plastica	.	.	1.04	3.11	109.6	183
49.6	43.5	0.73	1.7	2.31	sabbia limosa-limo sabbioso	11.60	=====		Mediamente Addensata	39.5	35.7	.	.	186.5	206
22.9	19.1	0.85	4.2	2.86	limo argilloso-argilla limosa	11.80	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.17	3.95	132.0	192
18.5	15.1	0.83	5.1	3.00	argilla-argilla limosa	12.10	=====		Plastica	.	.	1.02	2.94	105.6	185
15.7	12.1	0.59	4.4	3.03	argilla-argilla limosa	12.40	=====		Plastica	.	.	0.91	2.25	90.3	171
17.7	13.2	0.69	4.6	3.01	argilla-argilla limosa	14.00	=====		Plastica	.	.	0.99	2.36	101.7	181
19.4	14.4	0.60	3.6	2.92	limo argilloso-argilla limosa	14.20	=====		Plastica	.	.	1.05	2.46	112.8	179
16.3	11.8	0.46	3.4	2.97	argilla-argilla limosa	14.50	=====		Plastica	.	.	0.94	2.18	95.0	167
18.9	13.5	0.50	3.2	2.91	limo argilloso-argilla limosa	14.80	=====		Plastica	.	.	1.03	2.07	110.6	174
68.7	54.8	0.48	0.8	2.10	sabbia limosa-limo sabbioso	15.70	=====		Mediamente Addensata	47.1	36.7	.	.	217.3	204
24.2	17.1	0.40	1.9	2.68	limo argilloso-argilla limosa	16.00	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.21	2.86	98.3	174
117.2	97.9	1.21	1.2	1.94	sabbia-sabbia limosa	16.10	=====		Addensata	66.3	39.1	.	.	393.4	249
54.8	40.1	2.29	4.5	2.64	limo argilloso-argilla limosa	17.20	=====		Solida (Durissimo)	.	.	1.81	6.02	315.3	265
62.0	46.1	1.44	2.6	2.42	sabbia limosa-limo sabbioso	17.30	=====		Mediamente Addensata	41.4	36.0	.	.	318.6	246

Comune Bentivoglio
Via Via Castellina
Localita' Casella
Committente Lumistudio s.r.l.
Data 11-giu-23

Numero prova 5
Quota falda 2.80

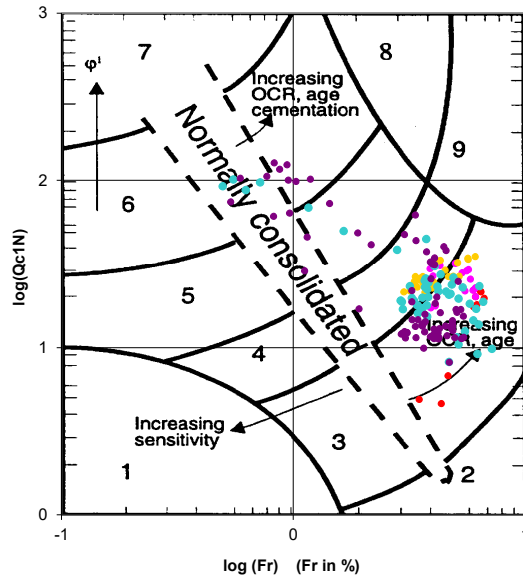


**Società di
Geologia
Territoriale**

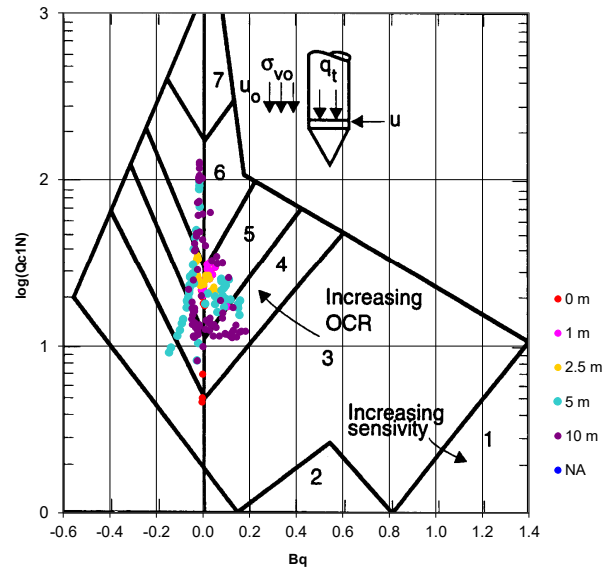
S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

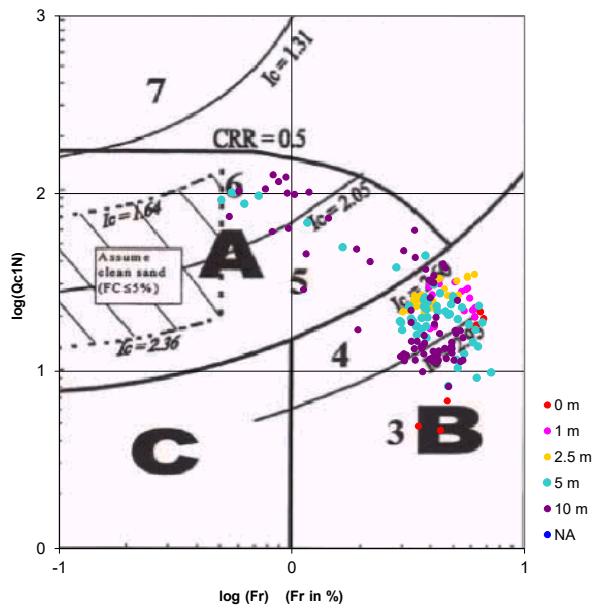
**Cross-plot Qc1N verso Fr
(Robertson 1990)**



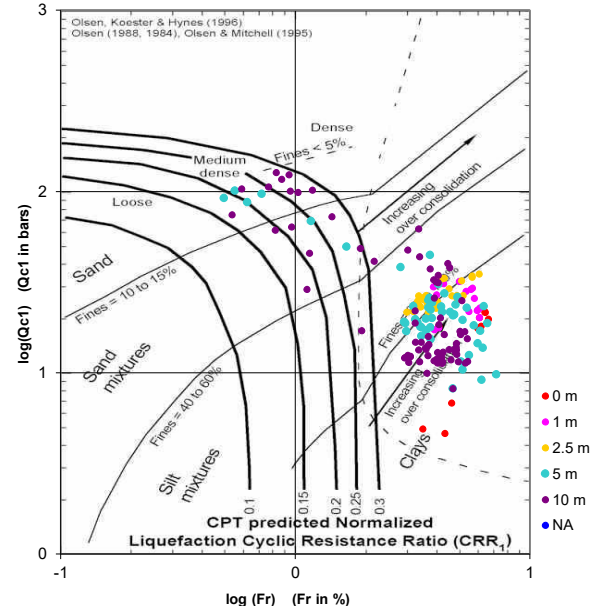
**Cross-plot Qc1N verso Bq
(Robertson 1990)**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
per la verifica della liquefazione
secondo Robertson 1996**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
per la verifica della liquefazione
secondo Olsen 1996**



Litotipo secondo Robertson 1990

Zone	Tipo di comportamento
9	Terreni molto duri a grana fine
8	Sabbia molto densa e sabbia argillosa
7	Sabbia ghiaiosa – sabbia densa
6	Sabbia – sabbia limosa
5	Sabbia limosa – limo sabbioso
4	Limo argilloso – argilla limosa
3	Argilla limoso – argilla
2	Torba
1	Terreni fini sensitivi

Potenziale di liquefacibilit 

Zone A	Liquefazione ciclica possibile - dipendente da ampiezza e tempo del carico ciclico.
Zone B	Liquefazione improbabile.
Zone C	Liquefazione fluida e liquefazione ciclica possibile - dipendente da plasticit� e sensitivit�, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune Bentivoglio
Via Via Castellina
Localita' Casella
Committente Lumistudio s.r.l.



**Società di
Geologia
Territoriale**

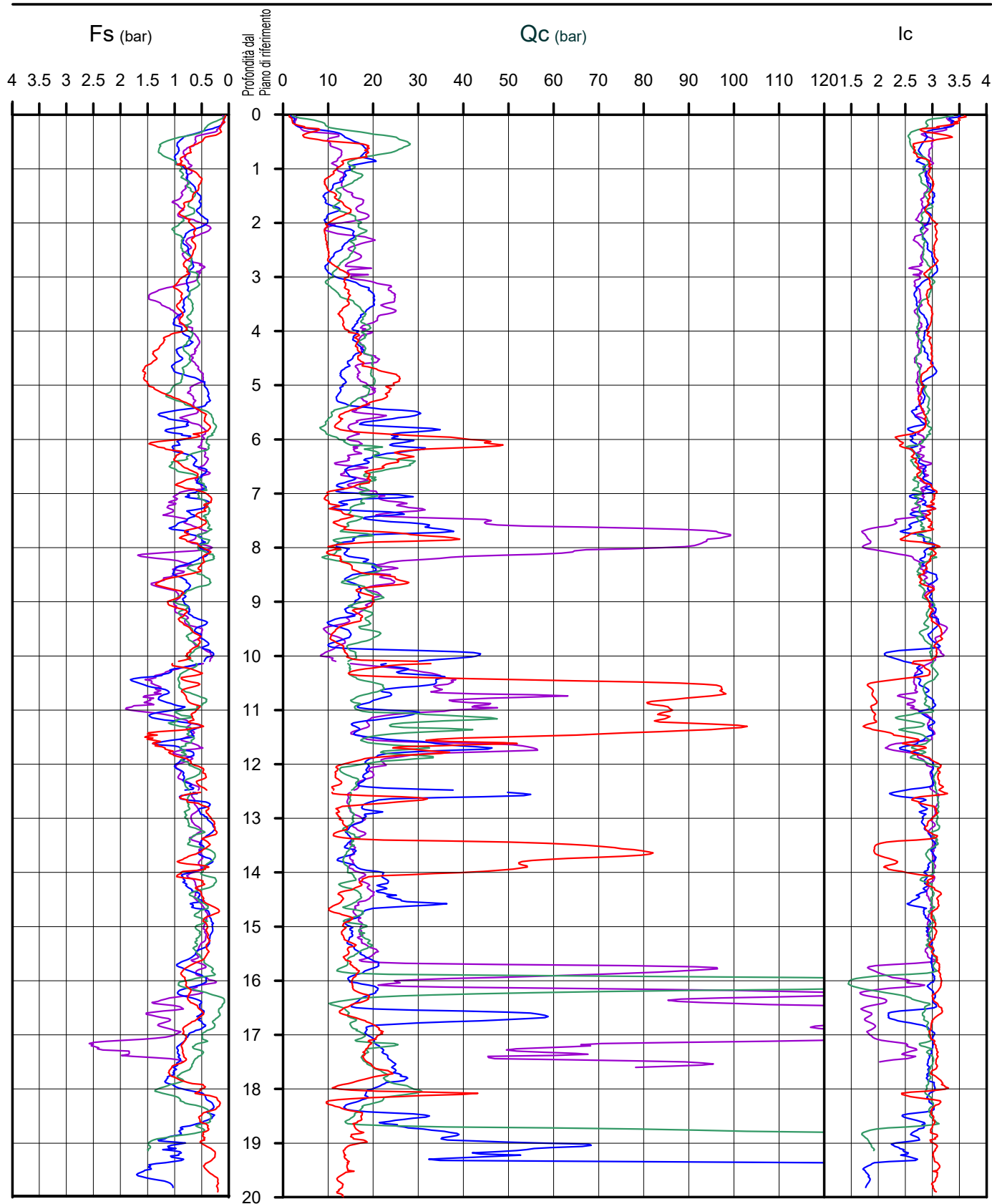
S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.

Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)

www.geo55.com


LEGENDA

CPT 1
CPT 2
CPT 3
CPT 5



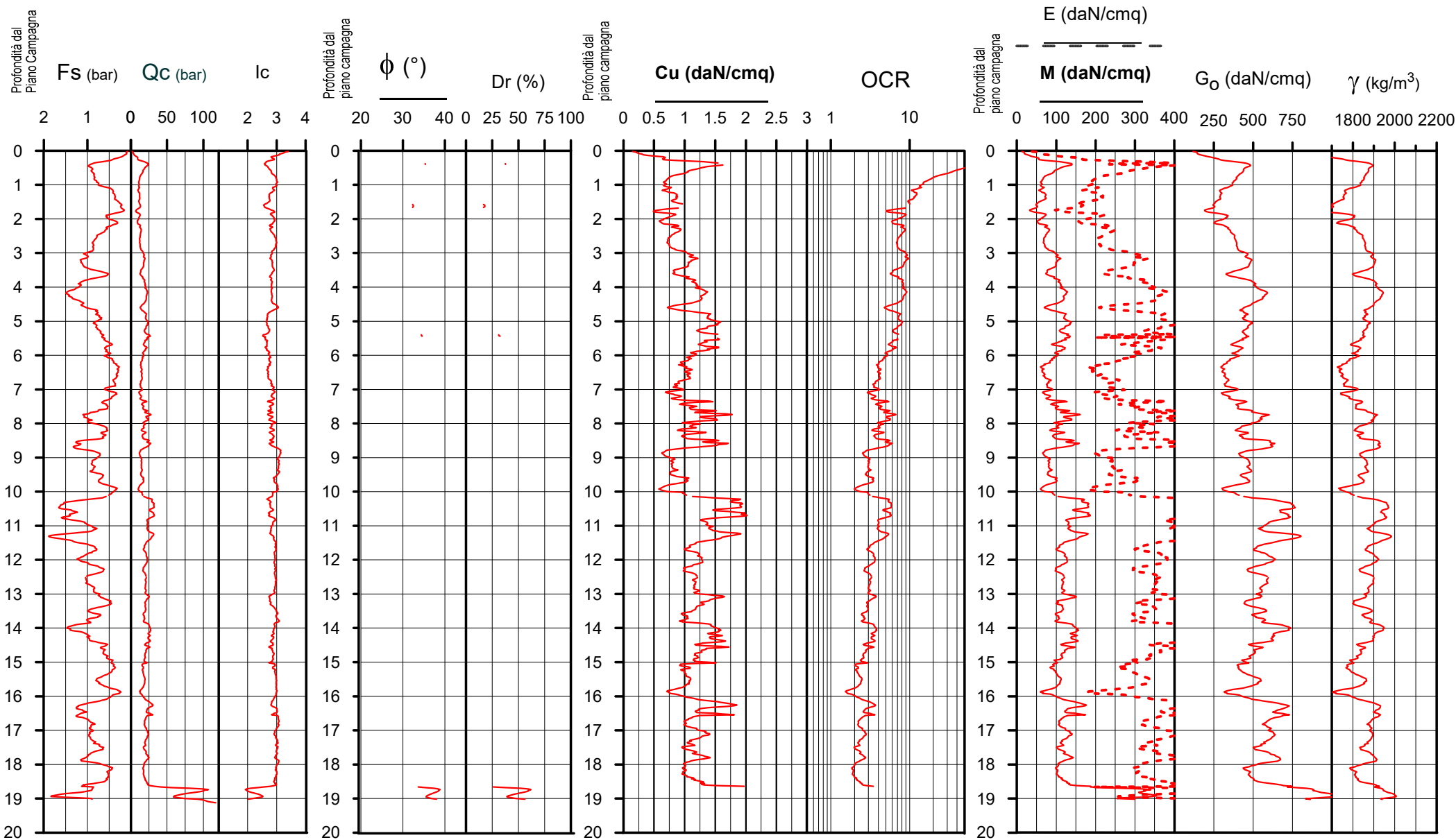
Comune Bentivoglio
Via Via Castellina
Localita' Casella
Committente Lumistudio s.r.l.

PARAMETRI GEOTECNICI
CPT 4b



**Società di
Geologia
Territoriale**


S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



Comune Bentivoglio
Via Via Castellina
Localita' Casella
Committente Lumistudio s.r.l.

PARAMETRI GEOTECNICI

CPT 1
CPT 2
CPT 3
CPT 5

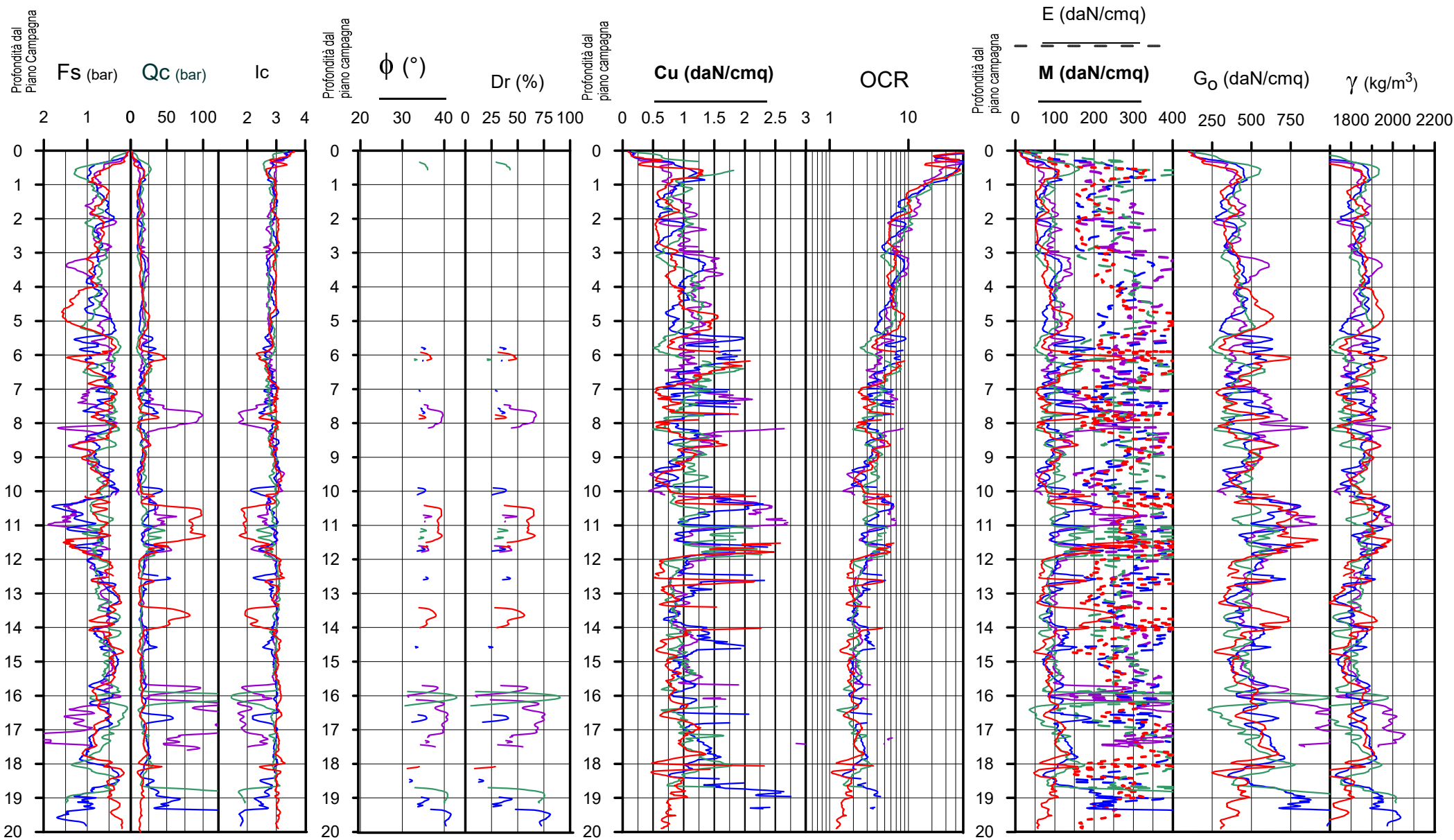


**Società di
Geologia
Territoriale**

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.

Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)

www.geo55.com



Comune Bentivoglio
Via Via Castellina
Localita' Casella

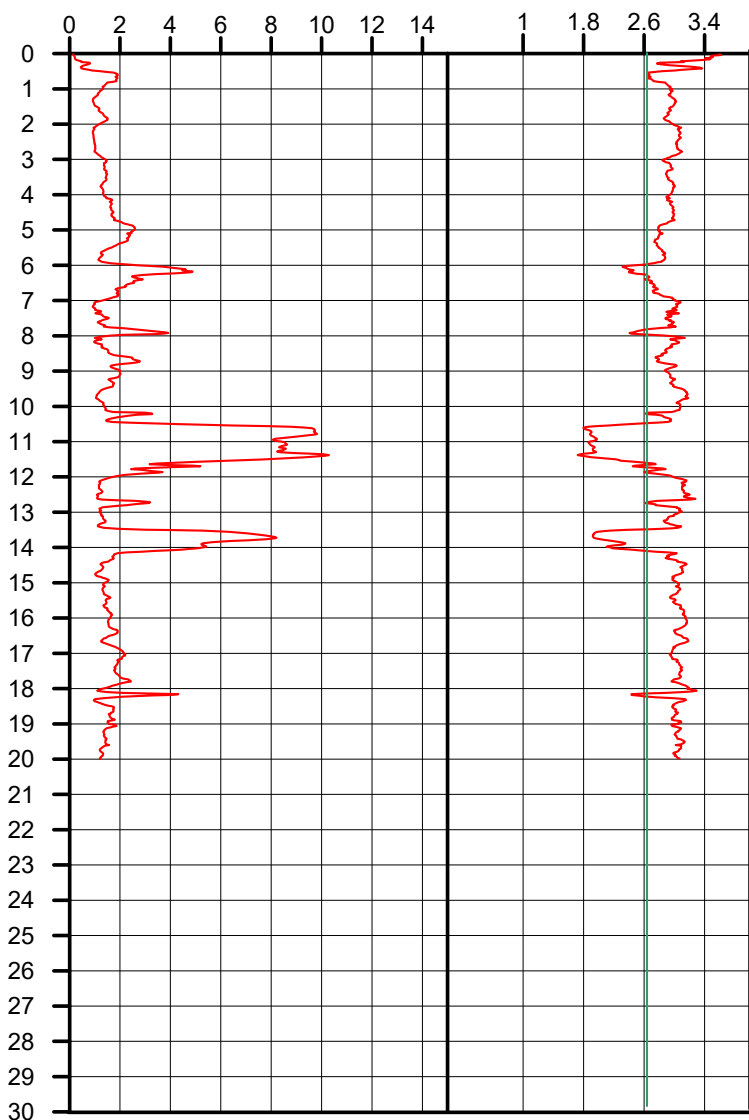
CPT 1



Società di S.G.T. sas
Geologia
Territoriale www.geo55.com

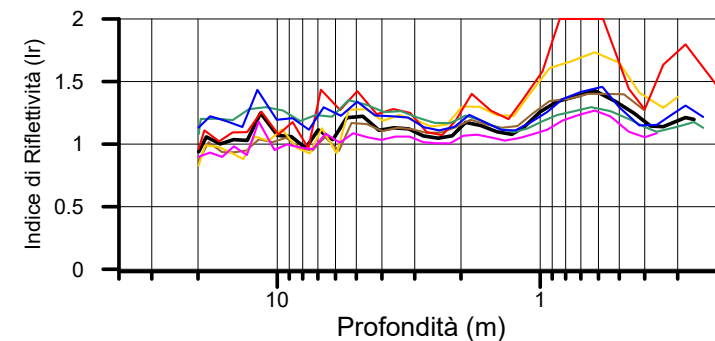
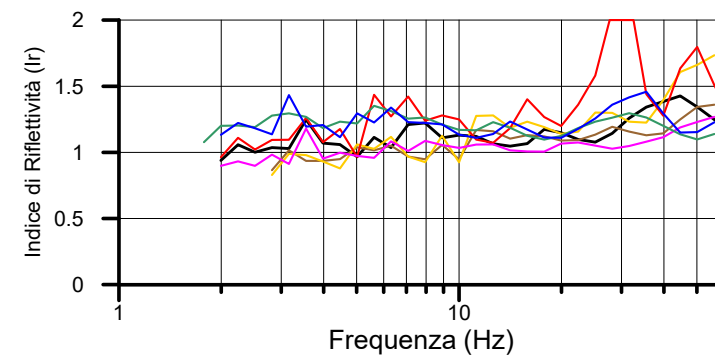
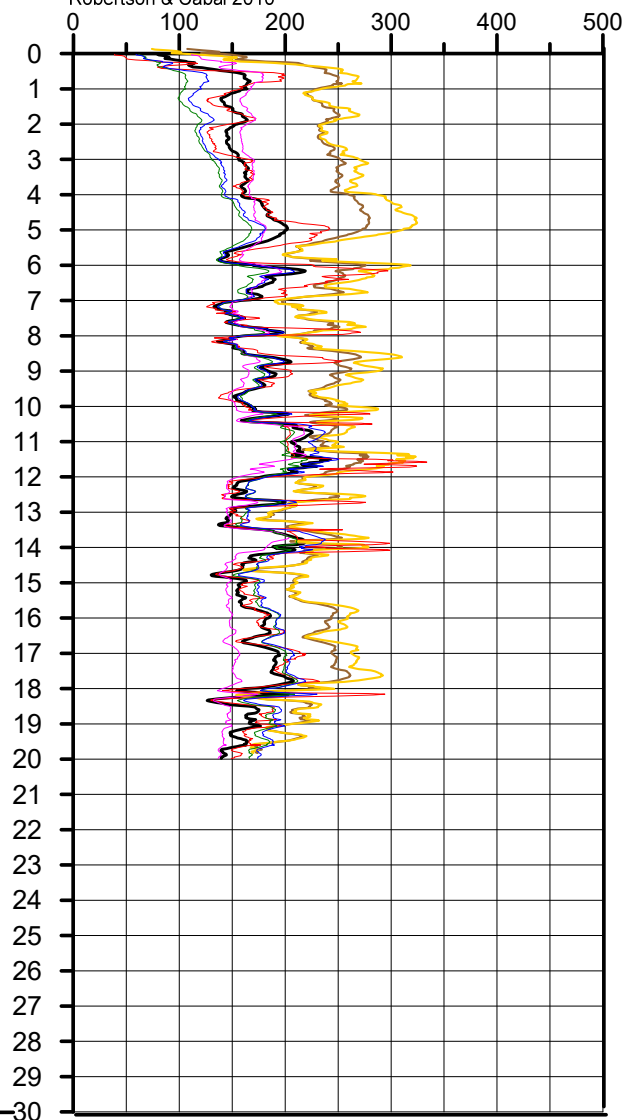
Qc (MPa)

Ic



Velocità Onde di Taglio (m/sec)

Mayne & Rix 1995 (argille) / Baldi 1989 (sabbie);
Madi ai 2002; Piratheepan 2002; Andrus 2001;
Hegazy & Mayne 1995; Mayne 2006;
Robertson & Cabal 2010



Autore	Vs20
Andrus et.al. 2001SF = 1	163
Piratheepan 2002	156
Madi ai 2002	160
Mayne & Rix 1995 (clays) / Baldi 1989 (sands)	169
Hegazy & Mayne 1995	228
Mayne 2006	235
Robertson Cabal 2010	166

Comune Bentivoglio
Via Via Castellina
Localita' Casella

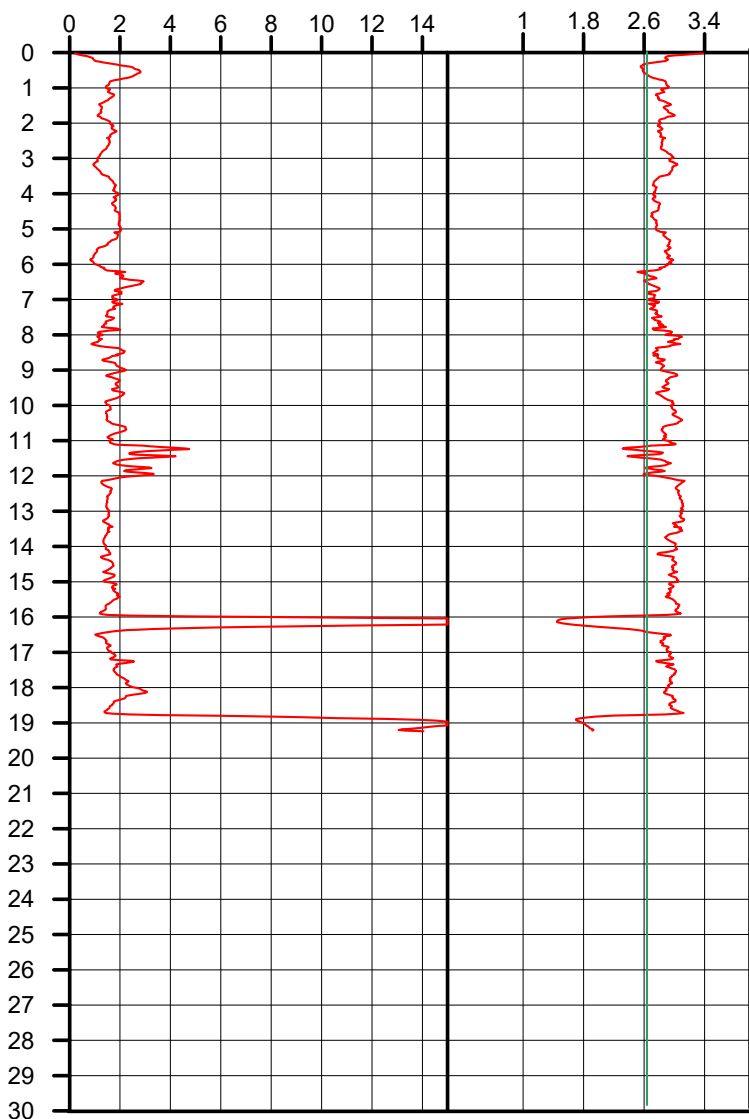
CPT 2



Società di S.G.T. sas
Geologia
Territoriale www.geo55.com

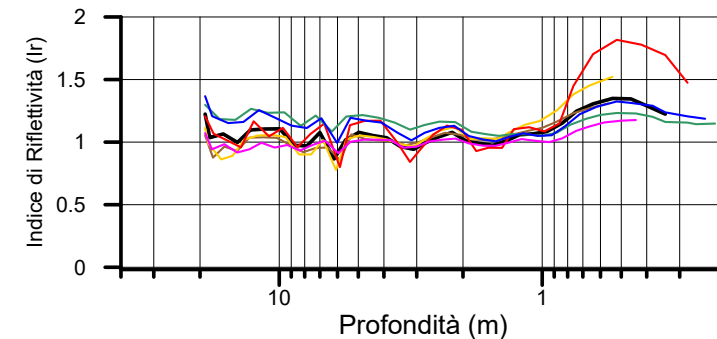
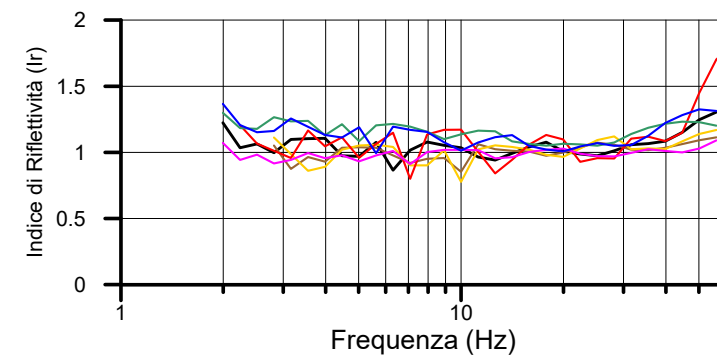
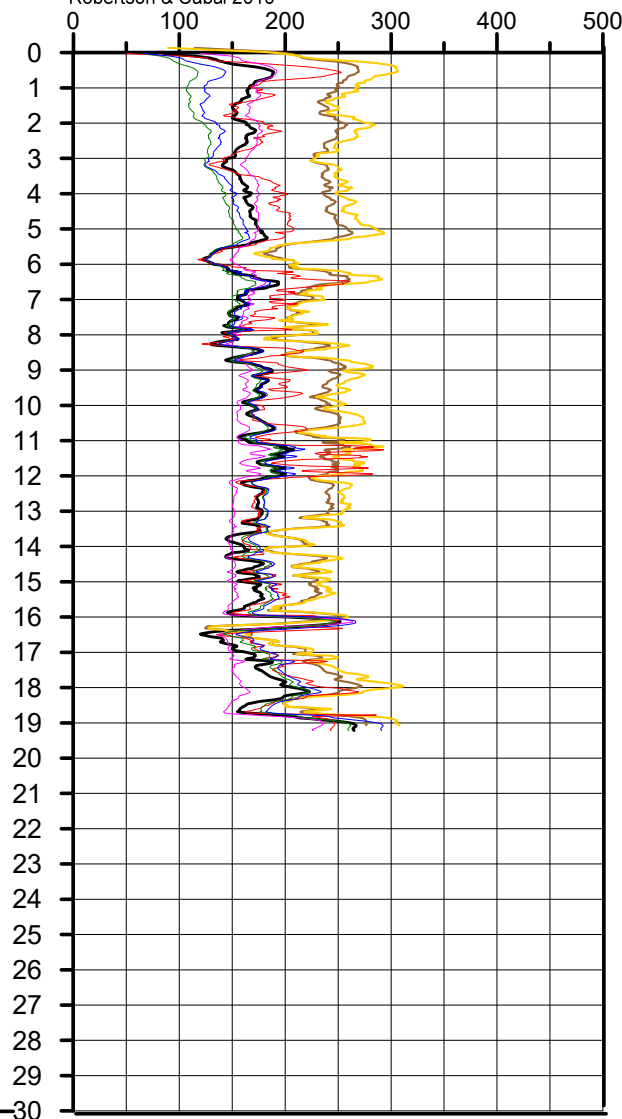
Qc (MPa)

Ic



Velocità Onde di Taglio (m/sec)

Mayne & Rix 1995 (argille) / Baldi 1989 (sabbie);
Madii 2002; Piratheepan 2002; Andrus 2001;
Hegazy & Mayne 1995; Mayne 2006;
Robertson & Cabal 2010



Autore	Vs19.24
Andrus et.al. 2001SF = 1	164
Piratheepan 2002	156
Madii 2002	162
Mayne & Rix 1995 (clays) / Baldi 1989 (sands)	181
Hegazy & Mayne 1995	227
Mayne 2006	236
Robertson Cabal 2010	166

Comune Bentivoglio
Via Via Castellina
Localita' Casella

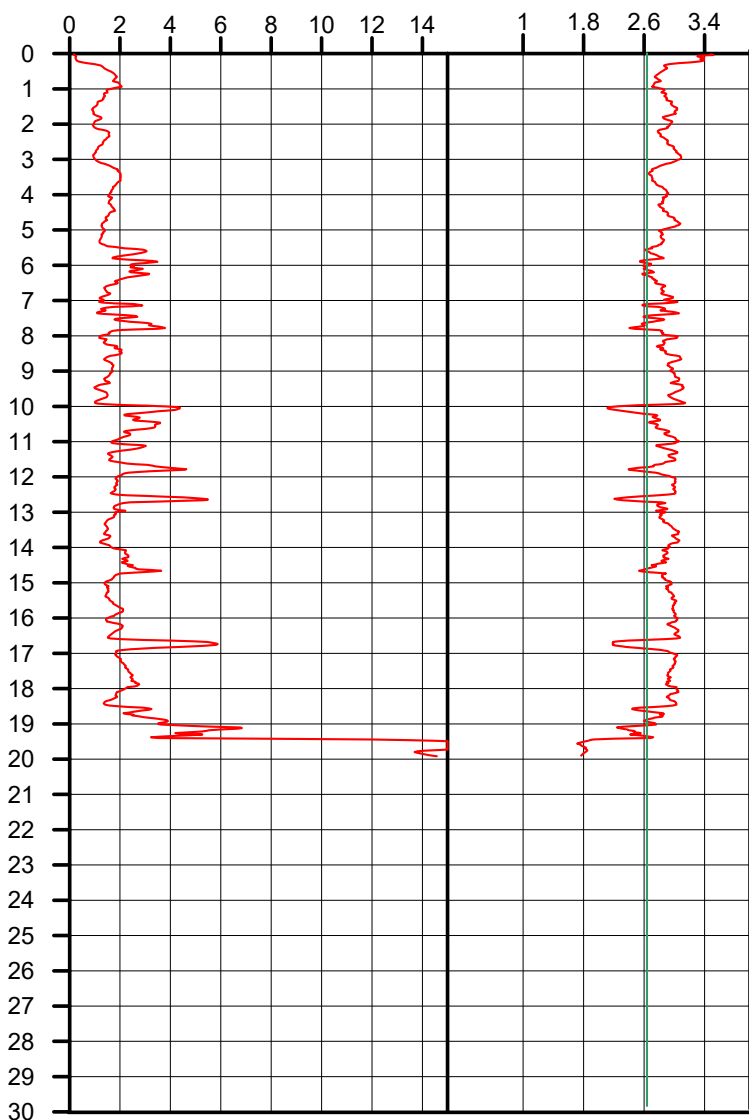
CPT 3



Società di S.G.T. sas
Geologia
Territoriale www.geo55.com

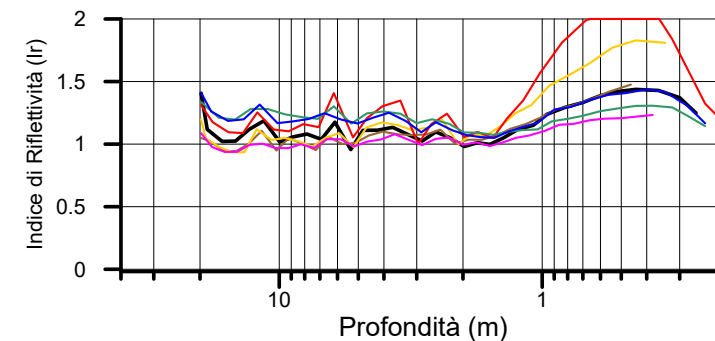
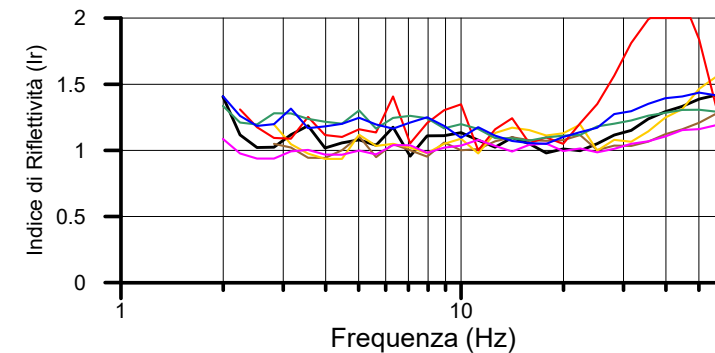
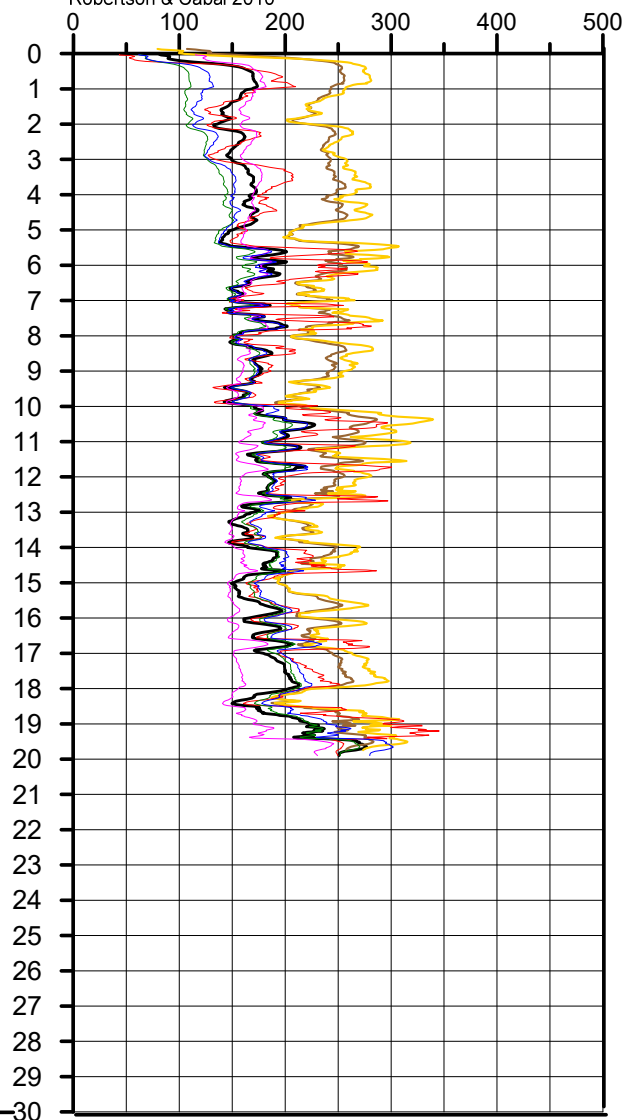
Qc (MPa)

Ic



Velocità Onde di Taglio (m/sec)

Mayne & Rix 1995 (argille) / Baldi 1989 (sabbie);
Madi ai 2002; Piratheepan 2002; Andrus 2001;
Hegazy & Mayne 1995; Mayne 2006;
Robertson & Cabal 2010



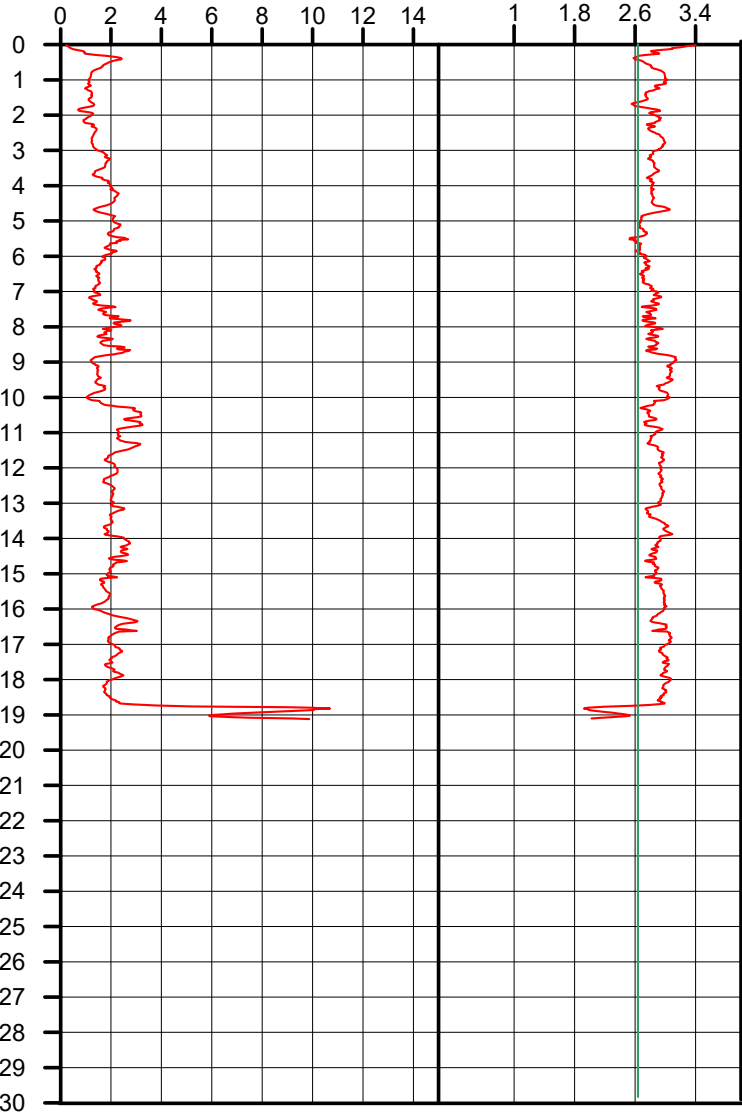
Autore	Vs19.92
Andrus et.al. 2001SF = 1	167
Piratheepan 2002	158
Madi ai 2002	163
Mayne & Rix 1995 (clays) / Baldi 1989 (sands)	184
Hegazy & Mayne 1995	232
Mayne 2006	243
Robertson Cabal 2010	171

Comune Bentivoglio
Via Via Castellina
Localita' Casella

CPT 4b

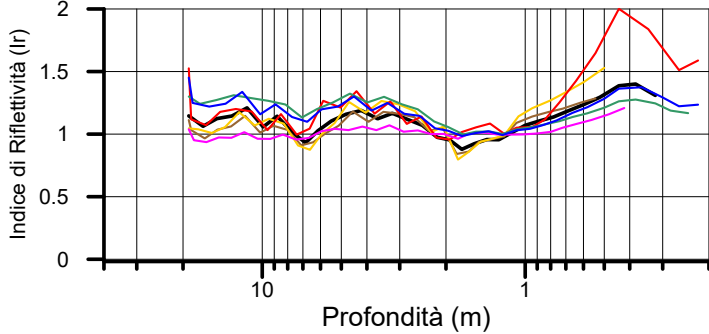
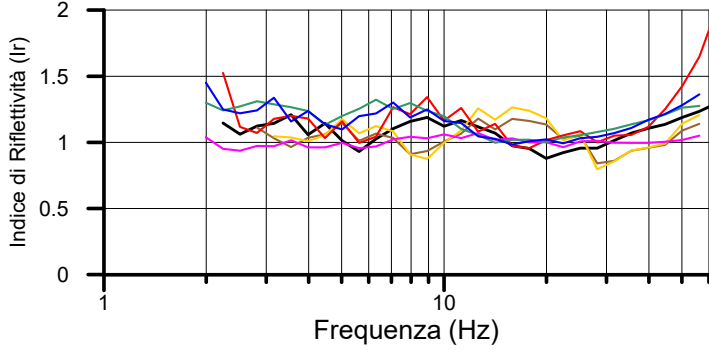
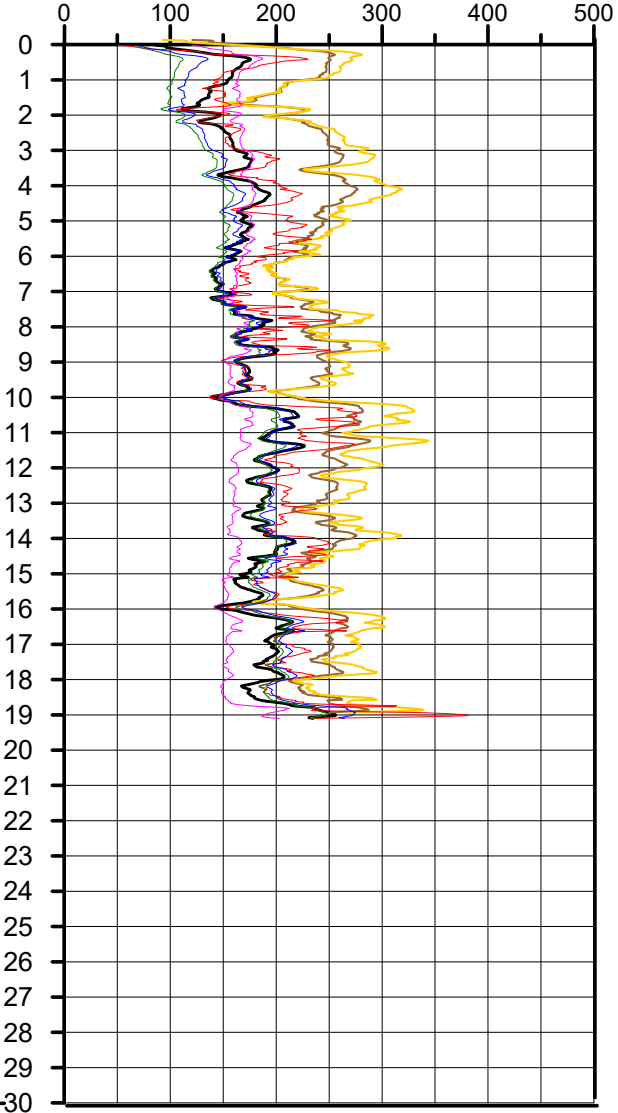
Qc (MPa)

Ic



Velocità Onde di Taglio (m/sec)

Mayne & Rix 1995 (argille) / Baldi 1989 (sabbie);
Madi ai 2002; Piratheepan 2002; Andrus 2001;
Hegazy & Mayne 1995; Mayne 2006;
Robertson & Cabal 2010



Autore	Vs19.12
Andrus et.al. 2001SF = 1	167
Piratheepan 2002	158
Madi ai 2002	163
Mayne & Rix 1995 (clays) / Baldi 1989 (sands)	189
Hegazy & Mayne 1995	236
Mayne 2006	250
Robertson Cabal 2010	172

Comune Bentivoglio
Via Via Castellina
Localita' Casella

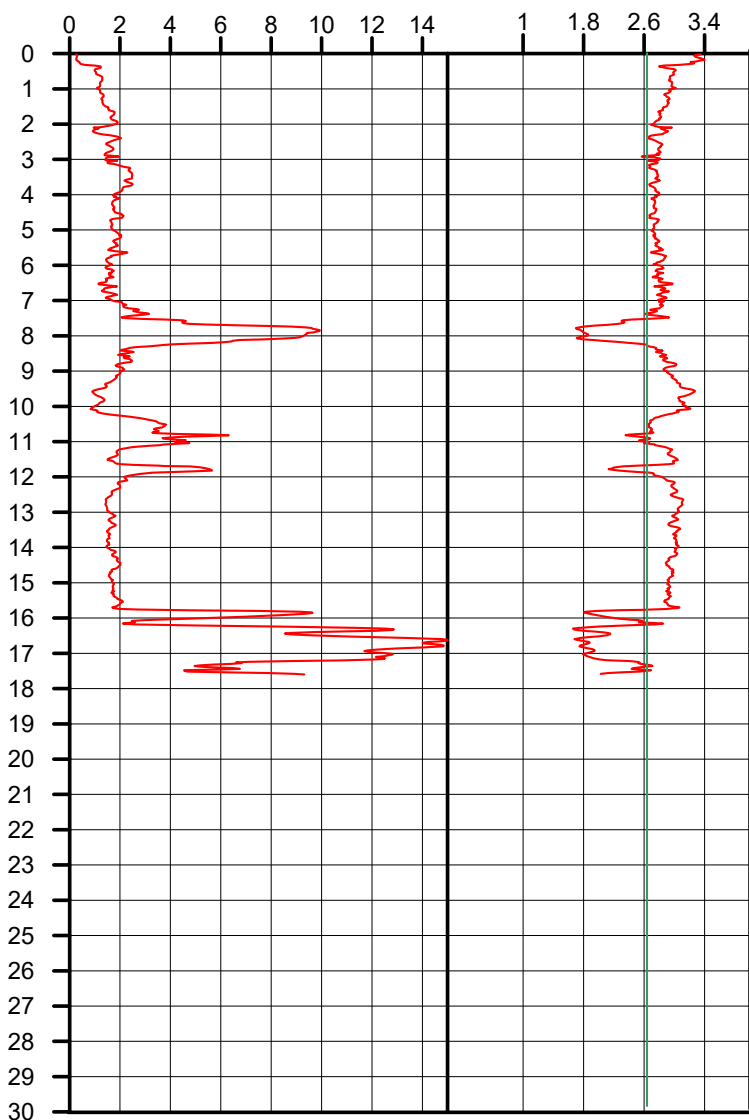
CPT 5



Società di S.G.T. sas
Geologia
Territoriale www.geo55.com

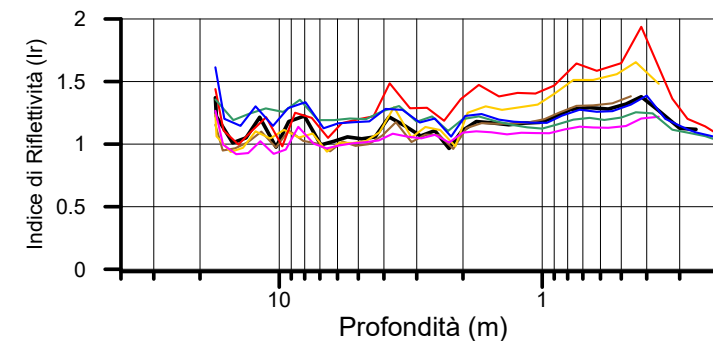
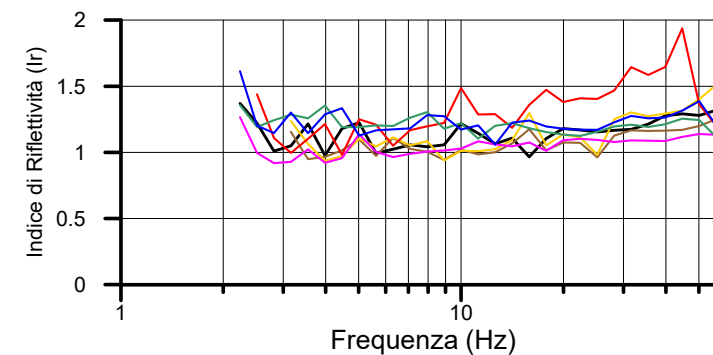
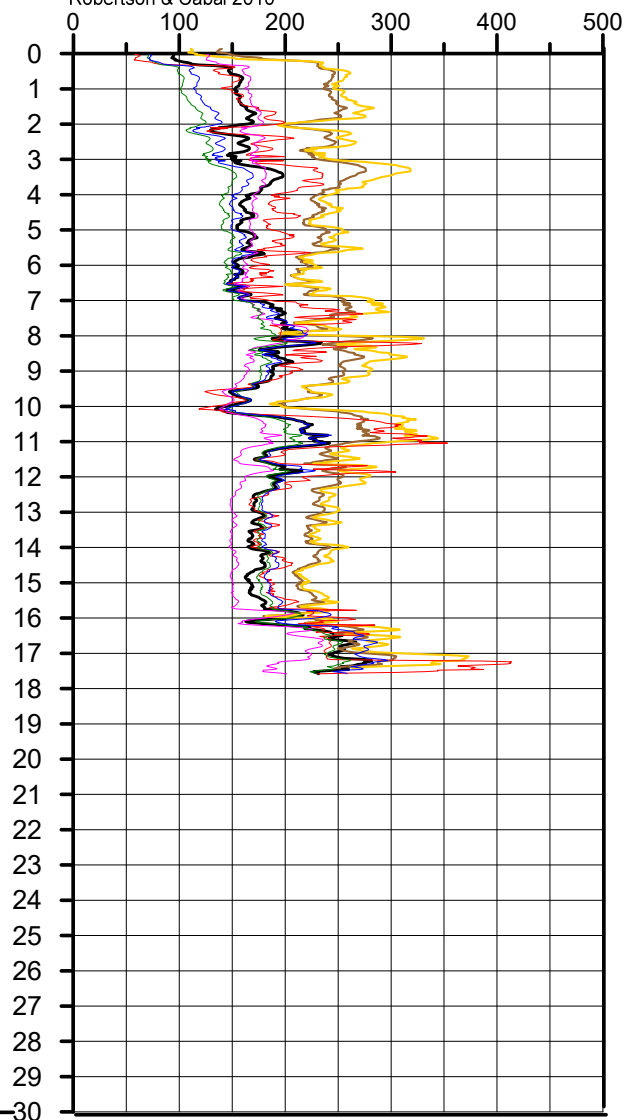
Qc (MPa)

Ic



Velocità Onde di Taglio (m/sec)

Mayne & Rix 1995 (argille) / Baldi 1989 (sabbie);
Madi ai 2002; Piratheepan 2002; Andrus 2001;
Hegazy & Mayne 1995; Mayne 2006;
Robertson & Cabal 2010



Autore	Vs17.6
Andrus et.al. 2001SF = 1	168
Piratheepan 2002	157
Madi ai 2002	167
Mayne & Rix 1995 (clays) / Baldi 1989 (sands)	188
Hegazy & Mayne 1995	235
Mayne 2006	246
Robertson Cabal 2010	175

RIEPILOGO ANALISI DI LIQUEFAZIONE PER Tr = 475 ANNI

		Profondità raggiunto (m)	Metodo AGI 2005		Metodo Robertson & Cabal 2009		Metodo Boulanger & Idriss 2014	
			Indice del potenziale di liquefazione II	Cedimento atteso (cm)	Indice del potenziale di liquefazione II	Cedimento atteso (cm) granulare / totale	Indice del potenziale di liquefazione II	Cedimento atteso (cm)
CPT 1	senzo correzione per strati sottili	20.00	1.6	5.9	0.6	4.1 / 5.9	2.4	7.1
	con correzione per strati sottili		1.1	4.8	0.3	2.6 / 4.3	1.4	5.1
CPT 2	senzo correzione per strati sottili	19.24	0.6	2.6	0.2	1.9 / 2.9	0.8	2.9
	con correzione per strati sottili		0.1	1.4	0.0	0.7 / 1.7	0.1	1.5
CPT 3	senzo correzione per strati sottili	19.92	1.2	5.8	0.6	3.6 / 4.6	1.9	6.7
	con correzione per strati sottili		0.2	2.1	0.1	1.0 / 2.0	0.1	2.1
CPT 4b	senzo correzione per strati sottili	19.12	0.2	1.2	0.0	0.4 / 1.1	0.5	1.8
	con correzione per strati sottili		0.0	0.3	0.0	0.0 / 0.7	0.0	0.4
CPT 5	senzo correzione per strati sottili	17.60	1.3	5.4	0.6	3.8 / 4.7	2.2	6.9
	con correzione per strati sottili		0.6	3.5	0.1	1.7 / 2.6	1.2	4.3

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Bentivoglio
Via Castellina
Casella
Lumistudio s.r.l.
6-nov-23

CPT 1
Falda presunta 1.2 metri

NTC 2018

latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)	1.583
longitudine 11.474980°		
tipo di suolo	fattore amplificazione	1.450
	C	
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	2.296
1.000		
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitude	6.140

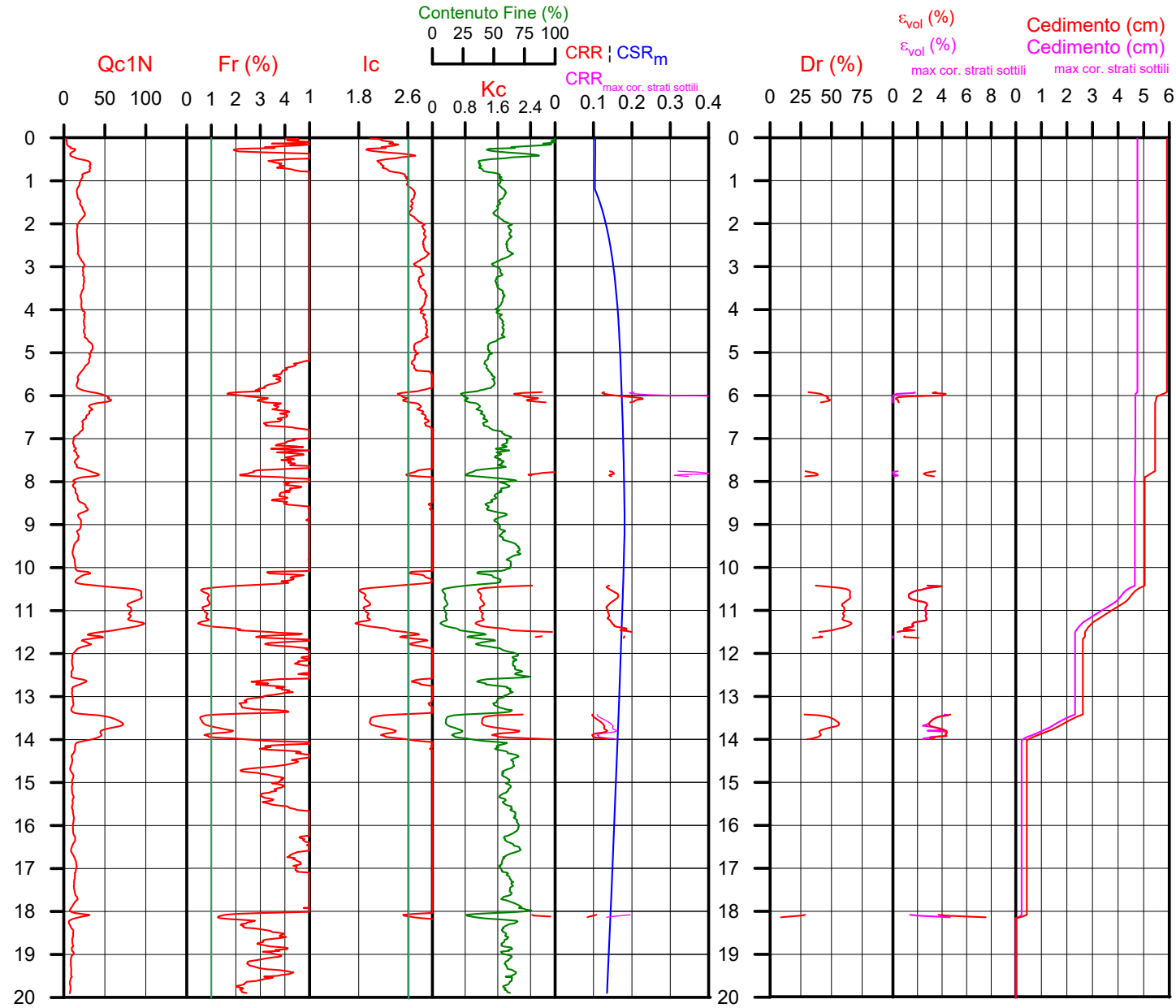
DGR Emilia-Romagna 476 / 2021

latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)	1.584
longitudine 11.474980°		
Suolo di riferimento	fattore amplificazione	1.700
Pianura 2		
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	2.693
1.000		
	magnitude	6.140



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO LE LINEE GUIDA AGI 2005 PER TR = 475 ANNI

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR 6.14 calcolato con MSF secondo Idriss & Boulanger 2004 (correzione per magnitudine)
- * CRR (Cyclic Resistance Ratio) calcolato con
 - Qc1N secondo Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Fattore Kc per la correzione di Qc1N to Qc1Ncs per granulometria calcolato da Ic e Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1Ncs per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Applicazione di criteri di esclusione di liquefazione secondo Robertson & Wride 1998:
 - Ic > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: Fslq = CRR 7.5 / CSR 6.14

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento totale	5.9	71.9
Cedimento totale considerando strati sottili	4.8	46.8

VALUTAZIONE DELL' INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (IWASAKI 1982) (Riferimento Linee Guida AGI 2005; pagina 105)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fslq e la profondità,

INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE AGI 2005		POTENZIALE DI ROTTURA	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	IL <= 5	BASSO
1.6	1.1	5 < IL <= 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

VALUTAZIONE DELL' INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE E LA PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPBI (FACCIORUSSO & VANNUCCHI 2009)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fslq e la profondità,

INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)		POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	IL <= 2	BASSA
1.6	1.1	2 < IL <= 5	MODERATA
		5 < IL <= 15	ELEVATA
		IL > 15	MOLTO ALTA

INDICE PPBI DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)		GUIDIZIO DI PERICOLISITA'	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
6	5	PPBI <= 15	NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		15 < PPBI <= 35	LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		35 < PPBI <= 65	LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABILE
		65 < PPBI <= 85	LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABILE
		PPBI > 85	LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Bentivoglio
Via Castellina
Casella
Lumistudio s.r.l.
6-nov-23

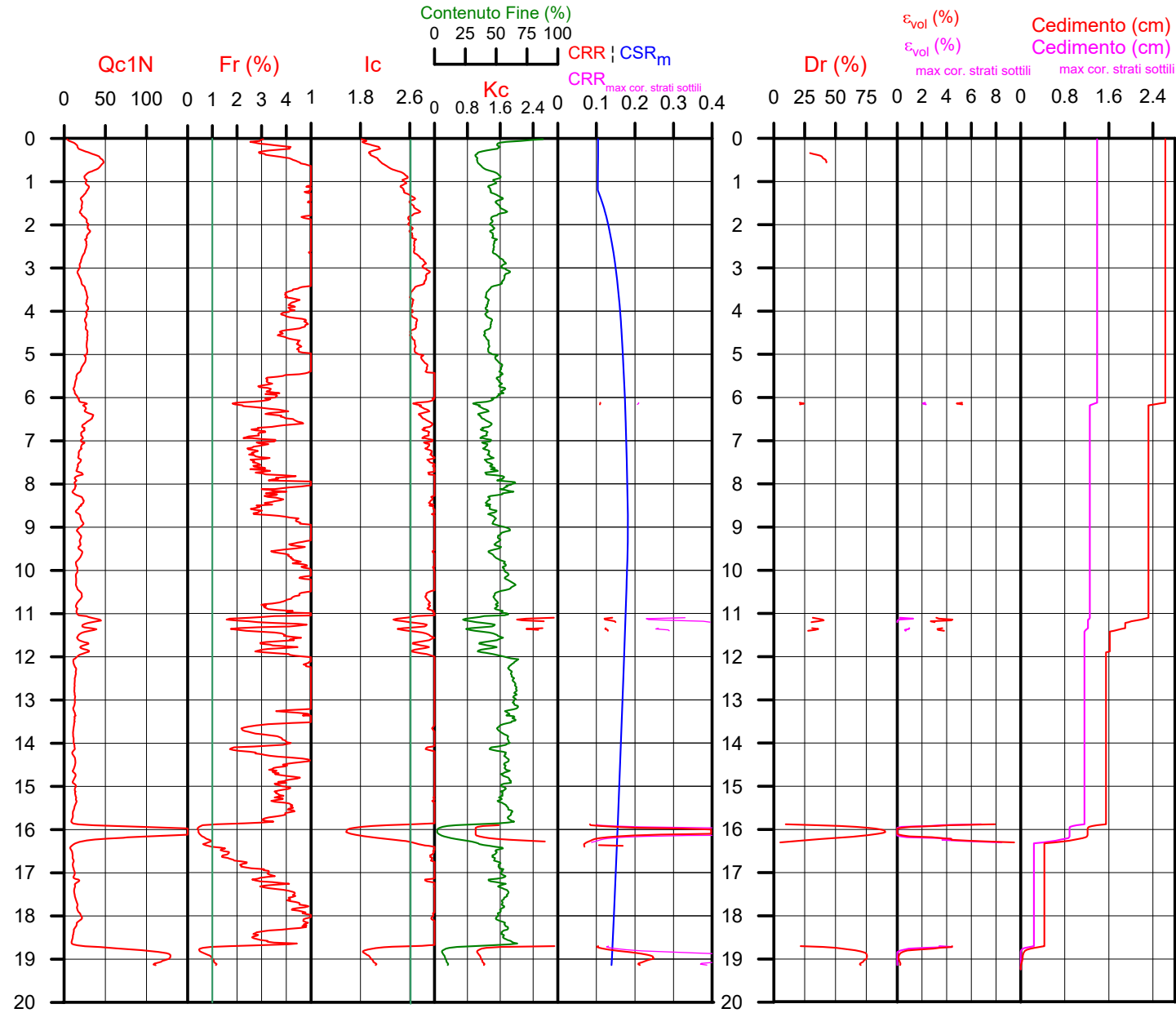
CPT 2
Falda presunta 1.2 metri

NTC 2018		DGR Emilia-Romagna 476 / 2021	
latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)	latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)
longitudine 11.474980°	1.583	longitudine 11.474980°	1.584
tipo di suolo C	fattore amplificazione 1.450	Suolo di riferimento Pianura 2	fattore amplificazione 1.700
amplificazione topografica 1.000	amax al p.c. (m/sec2) 2.296	amplificazione topografica 1.000	amax al p.c. (m/sec2) 2.693
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitude 6.140		magnitude 6.140



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO LE LINEE GUIDA AGI 2005 PER TR = 475 ANNI

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR 6.14 calcolato con MSF secondo Idriss & Boulanger 2004 (correzione per magnitudine)
- * CRR (Cyclic Resistance Ratio) calcolato con
 - Qc1N secondo Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Fattore Kc per la correzione di Qc1N to Qc1Ncs per granulometria calcolato da Ic e Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1N_{cs} per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Applicazione di criteri di esclusione di liquefazione secondo Robertson & Wride 1998:
 - Ic > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: Fsl_{liq} = CRR 7.5 / CSR 6.14

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento	Indice di spostamento laterale LDI
	(cm)	(cm)
Cedimento totale	2.6	17.4
Cedimento totale considerando strati sottili	1.4	6.3

VALUTAZIONE DELL' INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (IWASAKI 1982) (Riferimento Linee Guida AGI 2005; pagina 105)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fsl_{liq} e la profondità,

INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE AGI 2005		POTENZIALE DI ROTTURA	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili		
0.6	0.1	IL ≤ 5	BASSO
		5 < IL ≤ 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

VALUTAZIONE DELL' INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE E LA PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPbl (FACCIORUSSO & VANNUCCHI 2009)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fsl_{liq} e la profondità,

INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)		POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili		
0.6	0.1	IL ≤ 2	BASSA
		2 < IL ≤ 5	MODERATA
		5 < IL ≤ 15	ELEVATA
		IL > 15	MOLTO ALTA

INDICE PPbl DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)		GUIDIZIO DI PERICOLISITA'	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
2	1	PPbl ≤ 15	NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		15 < PPbl ≤ 35	LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		35 < PPbl ≤ 65	LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABILE
		65 < PPbl ≤ 85	LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABILE
		PPbl > 85	LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Bentivoglio
Via Castellina
Casella
Lumistudio s.r.l.
6-nov-23

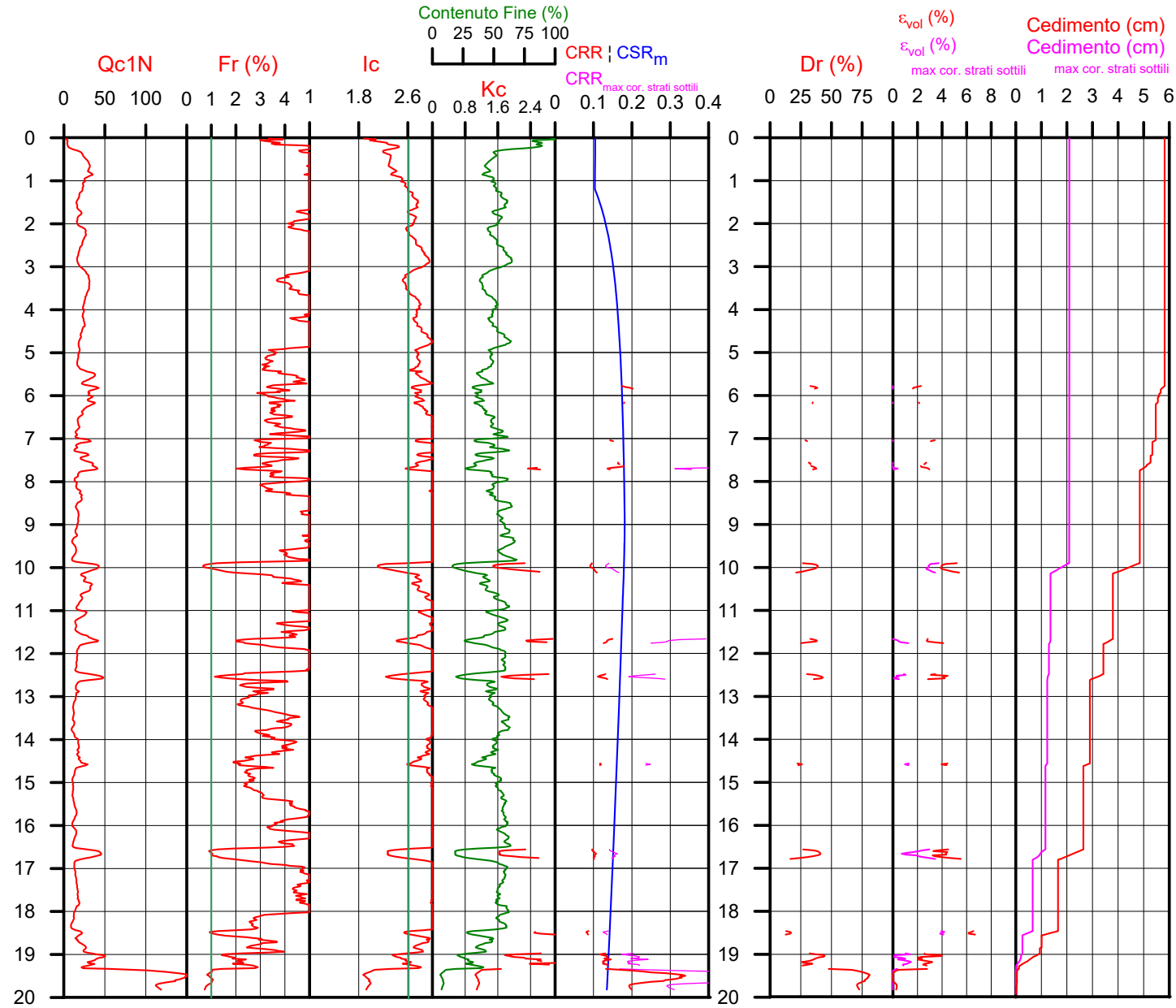
CPT 3
Falda presunta 1.2 metri

NTC 2018		DGR Emilia-Romagna 476 / 2021	
latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)	latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)
longitudine 11.474980°	1.583	longitudine 11.474980°	1.584
tipo di suolo	fattore amplificazione	Suolo di riferimento	fattore amplificazione
C	1.450	Pianura 2	1.700
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)
1.000	2.296	1.000	2.693
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitude		magnitude
	6.140		6.140



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO LE LINEE GUIDA AGI 2005 PER TR = 475 ANNI

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR 6.14 calcolato con MSF secondo Idriss & Boulanger 2004 (correzione per magnitudine)
- * CRR (Cyclic Resistance Ratio) calcolato con
 - Qc1N secondo Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Fattore Kc per la correzione di Qc1N to Qc1Ncs per granulometria calcolato da Ic e Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1Ncs per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Applicazione di criteri di esclusione di liquefazione secondo Robertson & Wride 1998:
 - Ic > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: $F_{slq} = CRR 7.5 / CSR 6.14$

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento	Indice di spostamento laterale LDI
	(cm)	(cm)
Cedimento totale	5.8	25.4
Cedimento totale considerando strati sottili	2.1	2.9

VALUTAZIONE DELL' INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (IWASAKI 1982) (Riferimento Linee Guida AGI 2005; pagina 105)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su F_{slq} e la profondità.

INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE AGI 2005		POTENZIALE DI ROTTURA	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	IL <= 5	BASSO
1.2	0.2	5 < IL <= 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

VALUTAZIONE DELL' INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE E LA PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPBI (FACCIORUSSO & VANNUCCHI 2009)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su F_{slq} e la profondità.

INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)		POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	IL <= 2	BASSA
1.2	0.2	2 < IL <= 5	MODERATA
		5 < IL <= 15	ELEVATA
		IL > 15	MOLTO ALTA

INDICE PPBI DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)		GUIDIZIO DI PERICOLISITA'	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
4	1	PPBI <= 15	NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		15 < PPBI <= 35	LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		35 < PPBI <= 65	LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABILE
		65 < PPBI <= 85	LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABILE
		PPBI > 85	LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Bentivoglio
Via Castellina
Casella
Lumistudio s.r.l.
6-nov-23

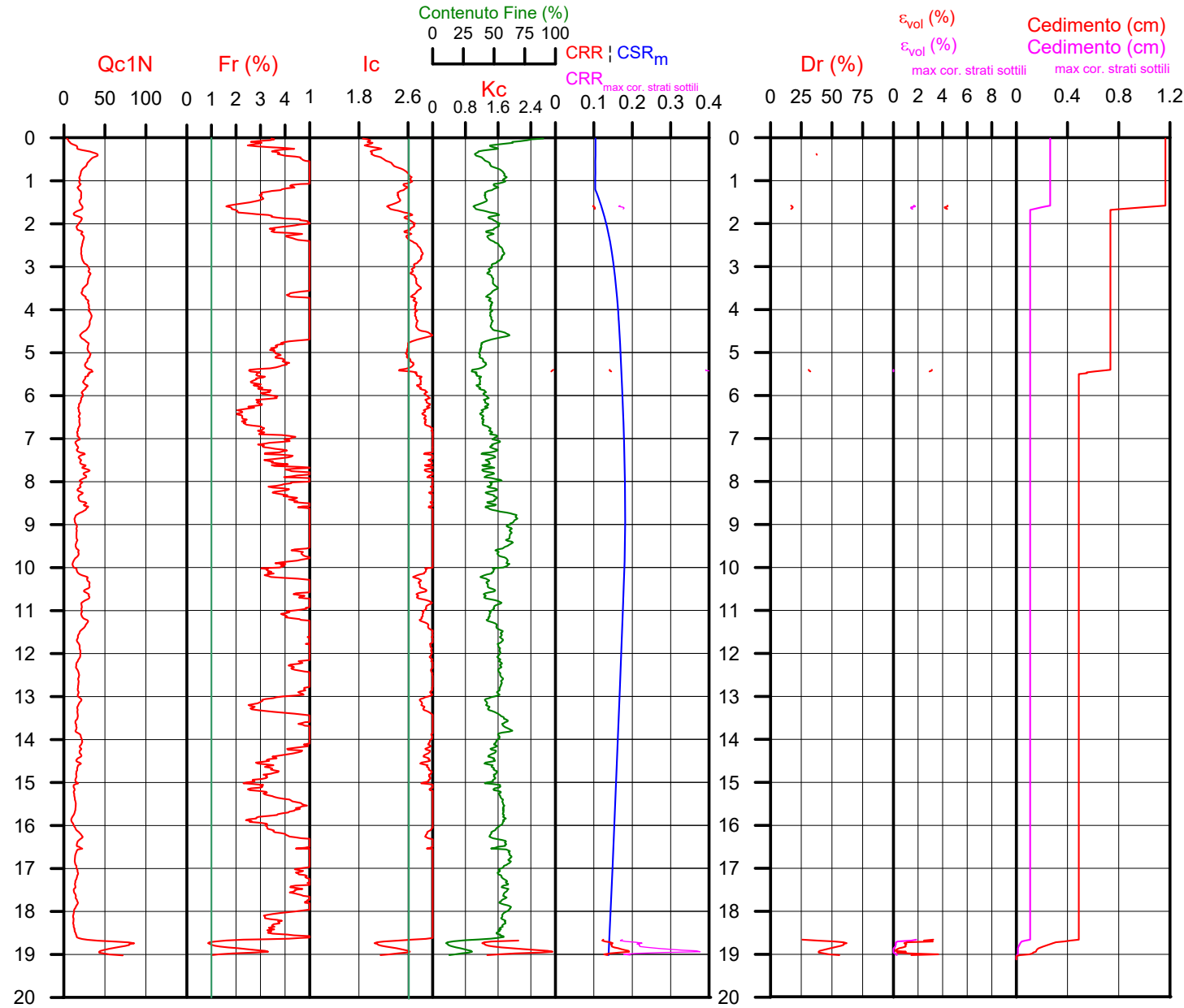
CPT
4b
Falda presunta 1.2 metri

NTC 2018		DGR Emilia-Romagna 476 / 2021	
latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)	latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)
longitudine 11.474980°	1.583	longitudine 11.474980°	1.584
tipo di suolo C	fattore amplificazione	Suolo di riferimento Pianura 2	fattore amplificazione
amplificazione topografica 1.000	amax al p.c. (m/sec2) 2.296	amplificazione topografica 1.000	amax al p.c. (m/sec2) 2.693
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitude		magnitude
	6.140		6.140



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO LE LINEE GUIDA AGI 2005 PER TR = 475 ANNI

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR 6.14 calcolato con MSF secondo Idriss & Boulanger 2004 (correzione per magnitudine)
- * CRR (Cyclic Resistance Ratio) calcolato con
 - Qc1N secondo Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Fattore Kc per la correzione di Qc1N to Qc1Ncs per granulometria calcolato da Ic e Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1N_{cs} per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Applicazione di criteri di esclusione di liquefazione secondo Robertson & Wride 1998:
 - Ic > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: Fsl_{liq} = CRR 7.5 / CSR 6.14

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento	Indice di spostamento laterale LDI
	(cm)	(cm)
Cedimento totale	1.2	2.9
Cedimento totale considerando strati sottili	0.3	0.4

VALUTAZIONE DELL' INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (IWASAKI 1982) (Riferimento Linee Guida AGI 2005; pagina 105)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fsl_{liq} e la profondità,

INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE AGI 2005		POTENZIALE DI ROTTURA	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	IL <= 5	BASSO
0.2	0.0	5 < IL <= 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

VALUTAZIONE DELL' INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE E LA PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPbl (FACCIORUSSO & VANNUCCHI 2009)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fsl_{liq} e la profondità,

INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)		POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	IL <= 2	BASSA
0.3	0.0	2 < IL <= 5	MODERATA
		5 < IL <= 15	ELEVATA
		IL > 15	MOLTO ALTA

INDICE PPbl DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)		GUIDIZIO DI PERICOLISITA'	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
1	0	PPbl <= 15	NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		15 < PPbl <= 35	LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		35 < PPbl <= 65	LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABILE
		65 < PPbl <= 85	LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABILE
		PPbl > 85	LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Bentivoglio
Via Castellina
Casella
Lumistudio s.r.l.
11-giu-23

CPT 5
Falda presunta 1.2 metri

NTC 2018

latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)
longitudine 11.474980°	1.583
tipo di suolo	C
amplificazione topografica	1.000
amax al p.c. (m/sec2)	2.296
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitude
	6.140

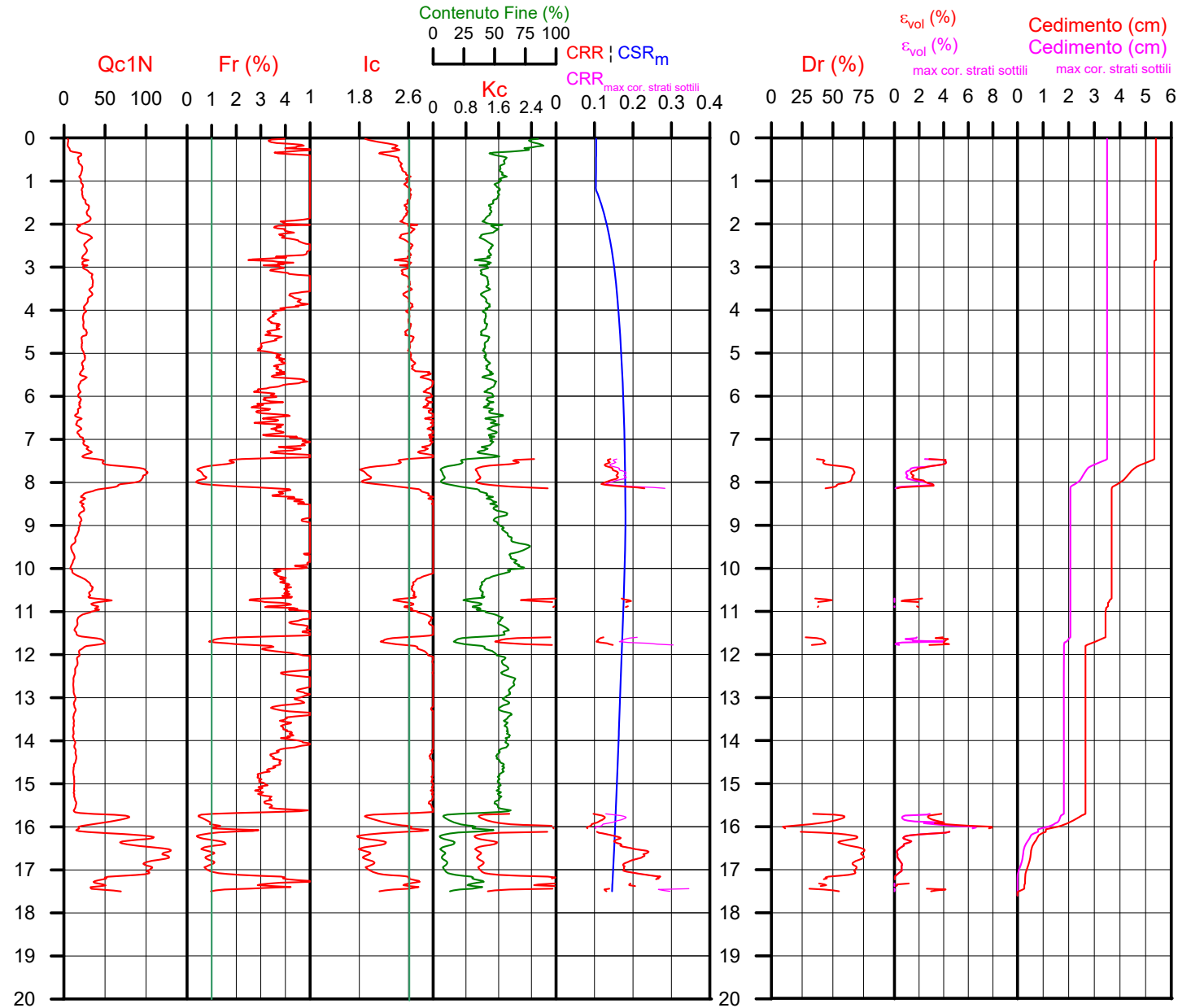
DGR Emilia-Romagna 476 / 2021

latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)
longitudine 11.474980°	1.584
Suolo di riferimento	Pianura 2
amplificazione topografica	1.000
amax al p.c. (m/sec2)	2.693
	magnitude
	6.140



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO LE LINEE GUIDA AGI 2005 PER TR = 475 ANNI

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR 6.14 calcolato con MSF secondo Idriss & Boulanger 2004 (correzione per magnitudine)
- * CRR (Cyclic Resistance Ratio) calcolato con
 - Qc1N secondo Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Fattore Kc per la correzione di Qc1N to Qc1Ncs per granulometria calcolato da Ic e Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1Ncs per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Applicazione di criteri di esclusione di liquefazione secondo Robertson & Wride 1998:
 - Ic > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: Fslq = CRR 7.5 / CSR 6.14

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento totale	5.4	65.8
Cedimento totale considerando strati sottili	3.5	31.1

VALUTAZIONE DELL' INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (IWASAKI 1982) (Riferimento Linee Guida AGI 2005; pagina 105)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fslq e la profondità,

INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE AGI 2005	POTENZIALE DI ROTTURA
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili
1.3	0.6
	IL <= 5
	5 < IL <= 15
	IL > 15
	BASSO
	ELEVATO
	ESTREMAMENTE ELEVATO

VALUTAZIONE DELL' INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE E LA PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPBI (FACCIORUSSO & VANNUCCHI 2009)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fslq e la profondità,

INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)	POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili
1.4	0.6
	IL <= 2
	2 < IL <= 5
	5 < IL <= 15
	IL > 15
	BASSA
	MODERATA
	ELEVATA
	MOLTO ALTA

INDICE PPBI DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)	GUIDIZIO DI PERICOLISITA'
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili
5	4
	%
	PPBI <= 15
	15 < PPBI <= 35
	35 < PPBI <= 65
	65 < PPBI <= 85
	PPBI > 85
	NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
	LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
	LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABILE
	LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABILE
	LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Bentivoglio
Via Castellina
Casella
Lumistudio s.r.l.
6-nov-23

CPT 1

Falda presunta 1.2 metri

NTC 2018

latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)	1.583
longitudine 11.47498°		
tipo di suolo	fattore amplificazione	1.450
	C	
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	2.296
1.000		
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudine	6.140

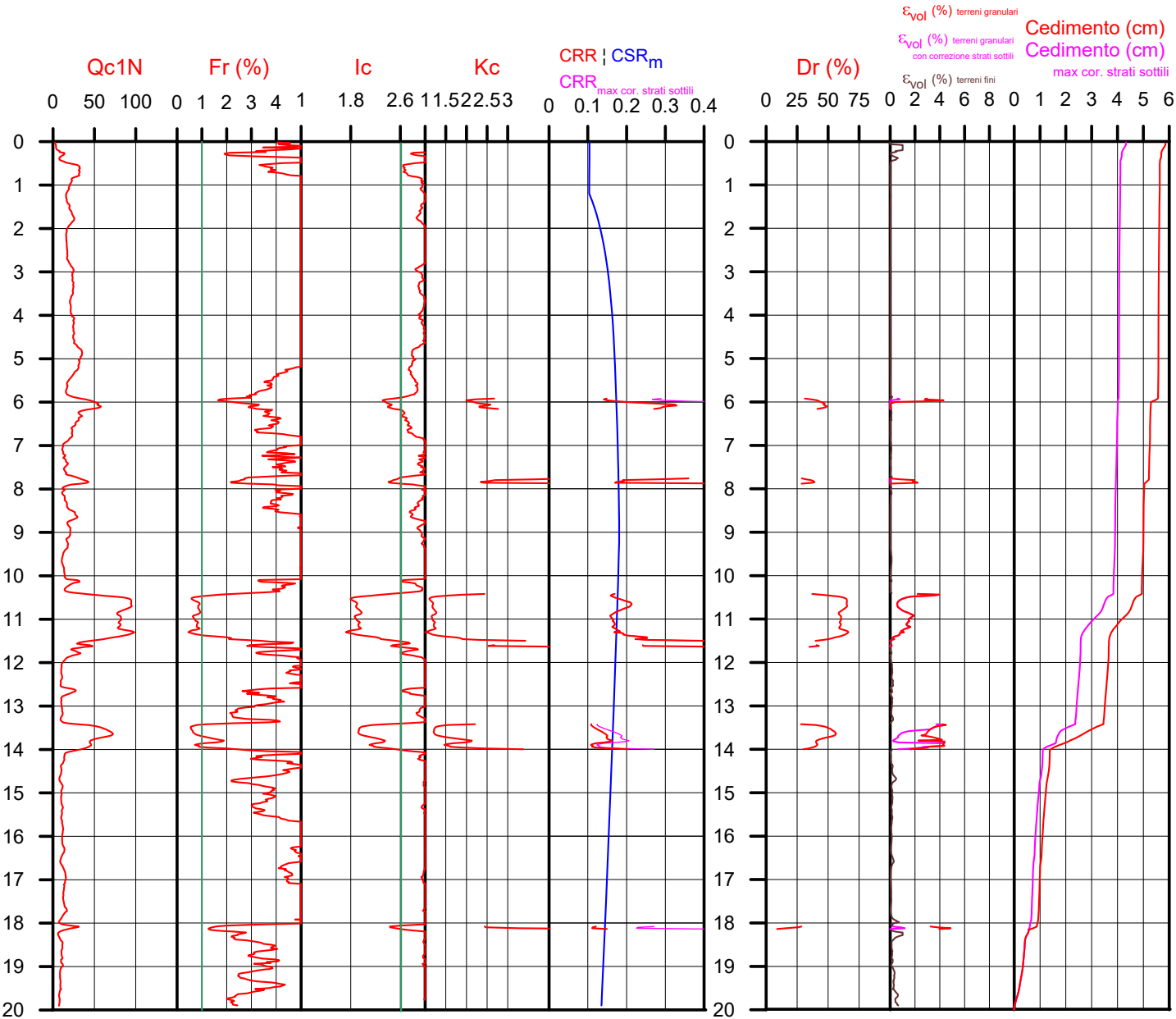
DGR Emilia-Romagna 476 / 2021

latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)	1.584
longitudine 11.47498°		
Suolo di riferimento	fattore amplificazione	1.700
Pianura 2		
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	2.693
1.000		
	magnitudine	6.140



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO ROBERTSON & CABAL 2009 PER TR = 475 ANN

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR 6.14 calcolato MSF secondo Idriss & Boulanger 2004 (correzione per magnitudine)
- * CRR (Cyclic Resistance Ratio) calcolato con
 - Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
 - Fattore Kc per la correzione di Qc1N to Qc1N_{cs} per granulometria calcolato da Ic secondo Robertson & Cabal 2009
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1N_{cs} per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: Fslq = CRR 7.5 / CSR 6.14

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE PER TERRENI GRANULARI (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova per terreni granulari	Cedimento terreni granulari (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento	4.1	60.5
Cedimento considerando strati sottili	2.6	25.0

CALCOLO DEL CEDIMENTO PER TERRENI FINI (ROBERTSON 2009)

Parametri utilizzati:

- * Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento dei terreni fini calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento terreni fini (cm)	Cedimento totale fini + granulari (cm)
Cedimento	1.7	5.9
Cedimento considerando strati sottili	1.7	4.3

VALUTAZIONE DELL' INDICE I_L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

(IWASAKI 1982) (Riferimento Linee Guida AGI 2005; pagina 105)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fslq e la profondità,

- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra
- * Profondità

INDICE I _L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE			POTENZIALE DI ROTTURA
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili		
0.6	0.3	IL <= 2	BASSO
		2 < IL <= 5	MODERATO
		5 < IL <= 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Bentivoglio
Via Castellina
Casella
Lumistudio s.r.l.
6-nov-23

CPT 2

Falda presunta 1.2 metri

NTC 2018

latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)	1.583
longitudine 11.47498°		
tipo di suolo	fattore amplificazione	1.450
	C	
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	2.296
1.000		
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudine	6.140

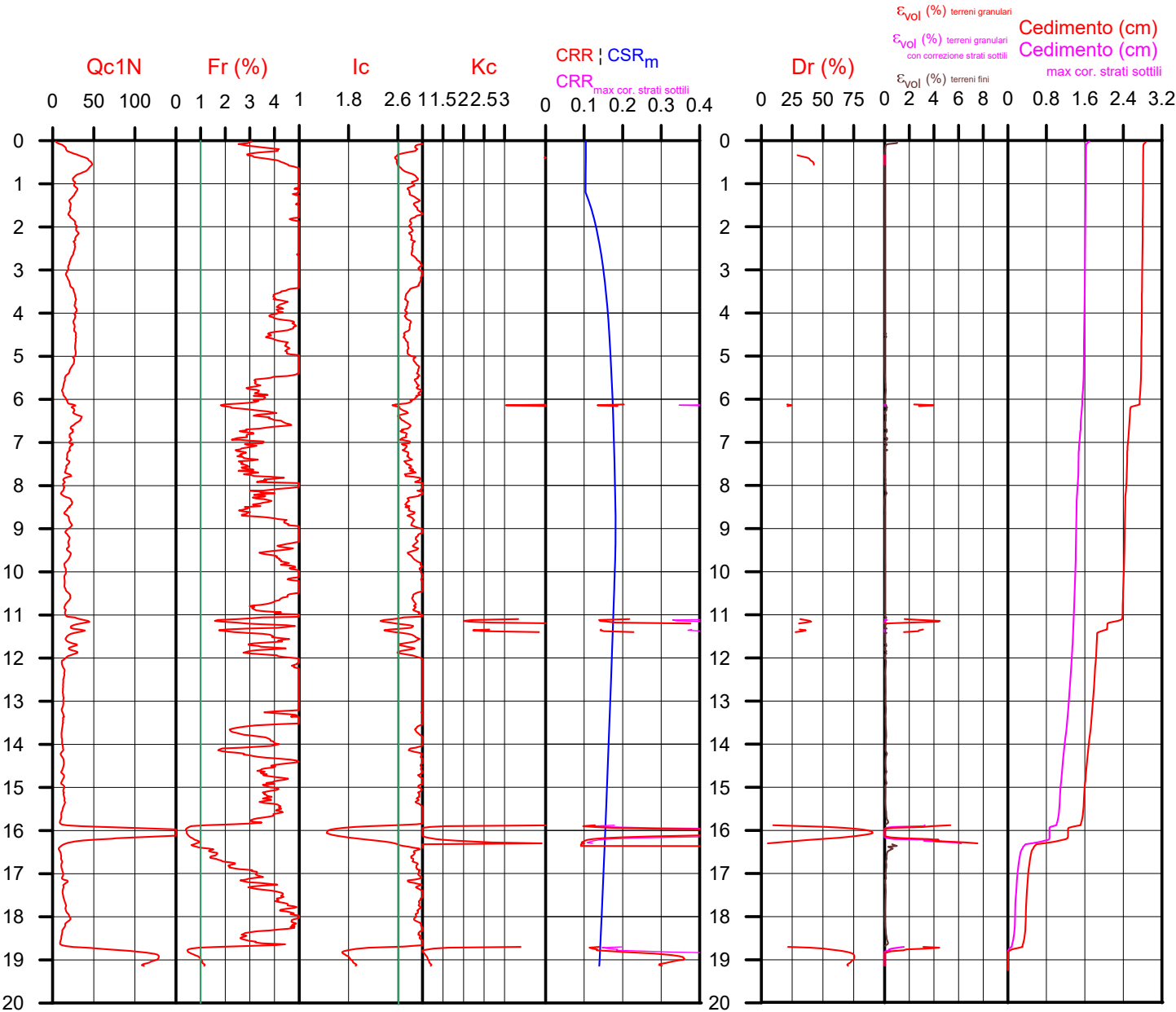
DGR Emilia-Romagna 476 / 2021

latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)	1.584
longitudine 11.47498°		
Suolo di riferimento	fattore amplificazione	1.700
Pianura 2		
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	2.693
1.000		
	magnitudine	6.140



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO ROBERTSON & CABAL 2009 PER TR = 475 ANN

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR 6.14 calcolato MSF secondo Idriss & Boulanger 2004 (correzione per magnitudine)
- * CRR (Cyclic Resistance Ratio) calcolato con
 - Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
 - Fattore Kc per la correzione di Qc1N to Qc1Ncs per granulometria calcolato da Ic secondo Robertson & Cabal 2009
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1Ncs per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: $F_{slq} = CRR 7.5 / CSR 6.14$

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE PER TERRENI GRANULARI (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova per terreni granulari	Cedimento terreni granulari (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento	1.9	15.9
Cedimento considerando strati sottili	0.7	2.8

CALCOLO DEL CEDIMENTO PER TERRENI FINI (ROBERTSON 2009)

Parametri utilizzati:

- * Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento dei terreni fini calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento terreni fini (cm)	Cedimento totale fini + granulari (cm)
Cedimento	1.0	2.9
Cedimento considerando strati sottili	1.0	1.7

VALUTAZIONE DELL' INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

(IWASAKI 1982) (Riferimento Linee Guida AGI 2005; pagina 105)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fslq e la profondità,

- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra
- * Profondità

INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE			POTENZIALE DI ROTTURA
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili		
0.2	0.0	IL <= 2	BASSO
		2 < IL <= 5	MODERATO
		5 < IL <= 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Bentivoglio
Via Castellina
Casella
Lumistudio s.r.l.
6-nov-23

CPT 3

Falda presunta 1.2 metri

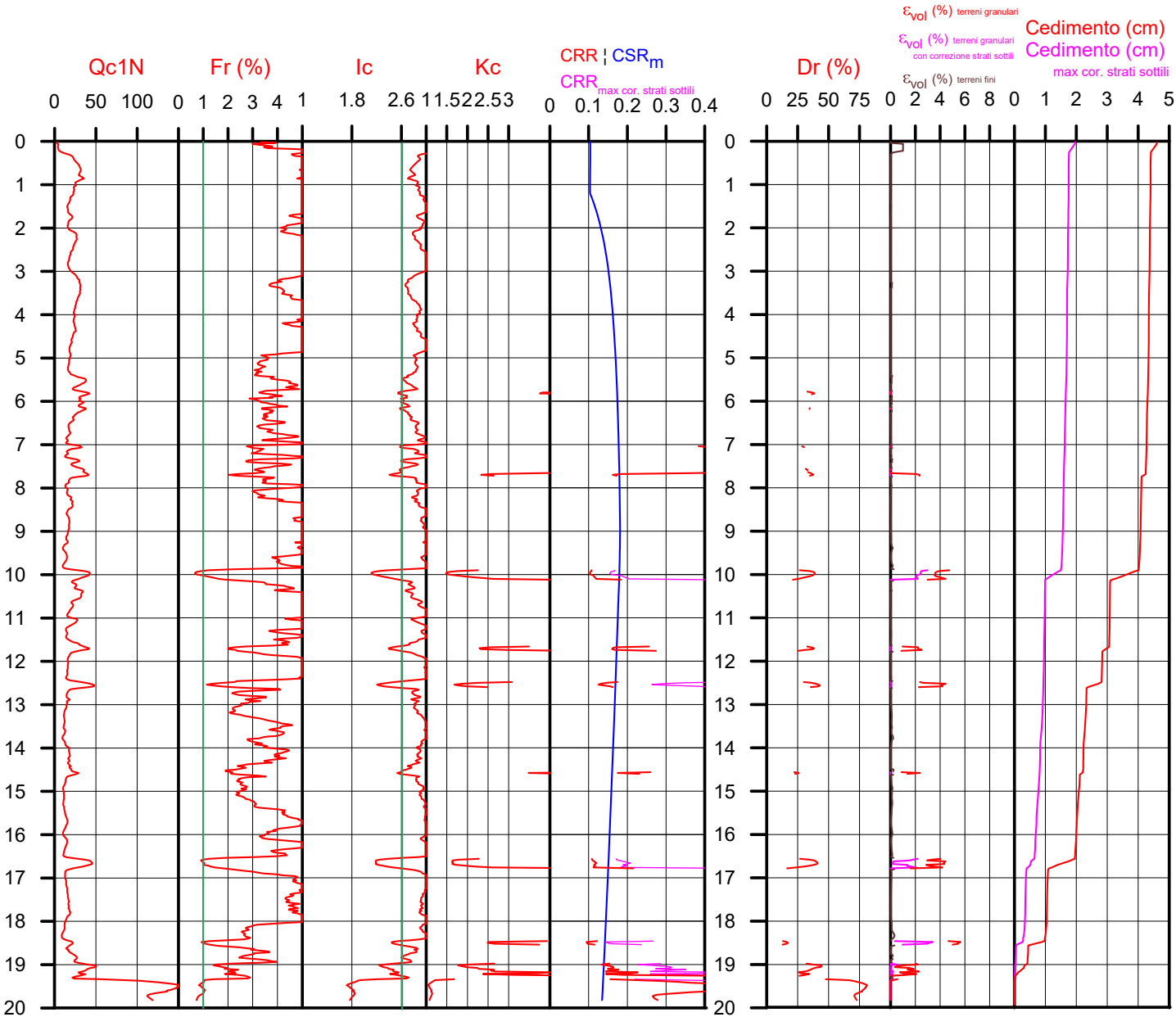
NTC 2018	
latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)
longitudine 11.47498°	1.583
tipo di suolo	fattore amplificazione
C	1.450
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)
1.000	2.296
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudo
	6.140

DGR Emilia-Romagna 476 / 2021	
latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)
longitudine 11.47498°	1.584
Suolo di riferimento	fattore amplificazione
Pianura 2	1.700
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)
1.000	2.693
	magnitudo
	6.140



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO ROBERTSON & CABAL 2009 PER TR = 475 ANN

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR 6.14 calcolato MSF secondo Idriss & Boulanger 2004 (correzione per magnitudine)
- * CRR (Cyclic Resistance Ratio) calcolato con
 - Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
 - Fattore Kc per la correzione di Qc1N to Qc1Ncs per granulometria calcolato da Ic secondo Robertson & Cabal 2009
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1Ncs per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: Fslq = CRR 7.5 / CSR 6.14

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE PER TERRENI GRANULARI (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova per terreni granulari	Cedimento terreni granulari (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento	3.6	20.2
Cedimento considerando strati sottili	1.0	1.4

CALCOLO DEL CEDIMENTO PER TERRENI FINI (ROBERTSON 2009)

Parametri utilizzati:

- * Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento dei terreni fini calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento terreni fini (cm)	Cedimento totale fini + granulari (cm)
Cedimento	1.0	4.6
Cedimento considerando strati sottili	1.0	2.0

VALUTAZIONE DELL' INDICE I_L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

(IWASAKI 1982) (Riferimento Linee Guida AGI 2005; pagina 105)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fslq e la profondità,

- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra
- * Profondità

INDICE I _L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE			POTENZIALE DI ROTTURA
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili		
0.6	0.1	IL <= 2	BASSO
		2 < IL <= 5	MODERATO
		5 < IL <= 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Bentivoglio
Via Castellina
Casella
Lumistudio s.r.l.
6-nov-23

CPT 4b

Falda presunta 1.2 metri

NTC 2018

latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)	1.583
longitudine 11.47498°		
tipo di suolo	fattore amplificazione	1.450
	C	
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	2.296
1.000		
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudine	6.140

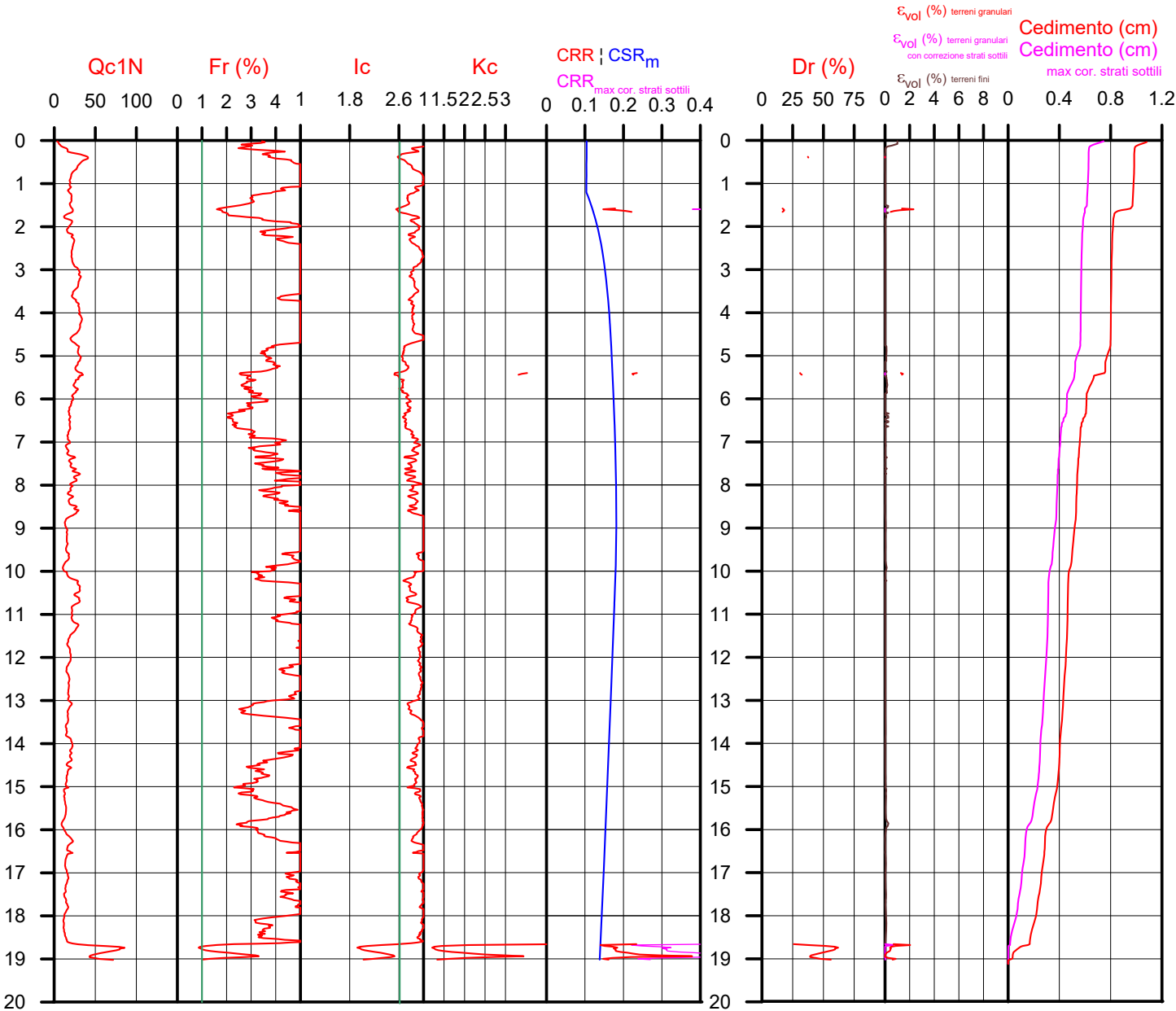
DGR Emilia-Romagna 476 / 2021

latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)	1.584
longitudine 11.47498°		
Suolo di riferimento	fattore amplificazione	1.700
Pianura 2		
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	2.693
1.000		
	magnitudine	6.140



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO ROBERTSON & CABAL 2009 PER TR = 475 ANN

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR 6.14 calcolato MSF secondo Idriss & Boulanger 2004 (correzione per magnitudine)
- * CRR (Cyclic Resistance Ratio) calcolato con
 - Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
 - Fattore Kc per la correzione di Qc1N to Qc1Ncs per granulometria calcolato da Ic secondo Robertson & Cabal 2009
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1Ncs per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: $F_{slq} = CRR 7.5 / CSR 6.14$

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE PER TERRENI GRANULARI (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova per terreni granulari	Cedimento terreni granulari (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento	0.4	0.6
Cedimento considerando strati sottili	0.0	0.0

CALCOLO DEL CEDIMENTO PER TERRENI FINI (ROBERTSON 2009)

Parametri utilizzati:

- * Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento dei terreni fini calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento terreni fini (cm)	Cedimento totale fini + granulari (cm)
Cedimento	0.7	1.1
Cedimento considerando strati sottili	0.7	0.7

VALUTAZIONE DELL' INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

(IWASAKI 1982) (Riferimento Linee Guida AGI 2005; pagina 105)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su F_{slq} e la profondità,

- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra
- * Profondità

INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE			POTENZIALE DI ROTTURA
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili		
0.0	0.0	IL <= 2	BASSO
		2 < IL <= 5	MODERATO
		5 < IL <= 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Bentivoglio
Via Castellina
Casella
Lumistudio s.r.l.
11-giu-23

CPT 5

Falda presunta 1.2 metri

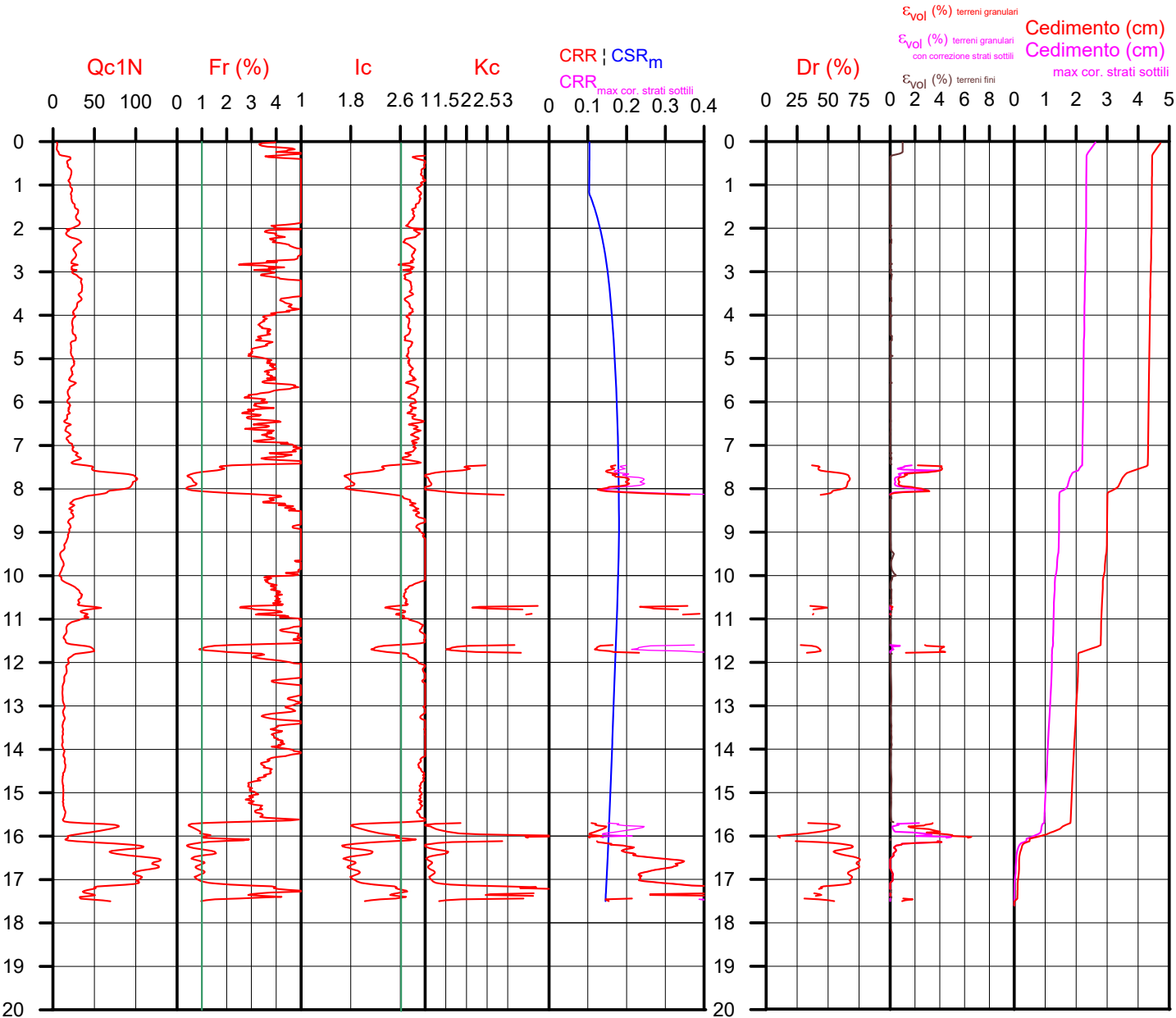
NTC 2018	
latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)
longitudine 11.47498°	1.583
tipo di suolo	fattore amplificazione
C	1.450
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)
1.000	2.296
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudine
	6.140

DGR Emilia-Romagna 476 / 2021	
latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)
longitudine 11.47498°	1.584
Suolo di riferimento	fattore amplificazione
Pianura 2	1.700
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)
1.000	2.693
	magnitudine
	6.140



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO ROBERTSON & CABAL 2009 PER TR = 475 ANN

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR 6.14 calcolato MSF secondo Idriss & Boulanger 2004 (correzione per magnitudine)
- * CRR (Cyclic Resistance Ratio) calcolato con
 - Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
 - Fattore Kc per la correzione di Qc1N to Qc1Ncs per granulometria calcolato da Ic secondo Robertson & Cabal 2009
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1Ncs per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: $F_{slq} = CRR 7.5 / CSR 6.14$

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE PER TERRENI GRANULARI (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova per terreni granulari	Cedimento terreni granulari (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento	3.8	111.2
Cedimento considerando strati sottili	1.7	6.3

CALCOLO DEL CEDIMENTO PER TERRENI FINI (ROBERTSON 2009)

Parametri utilizzati:

- * Qc1N secondo Idriss & Boulanger 2004
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento dei terreni fini calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento terreni fini (cm)	Cedimento totale fini + granulari (cm)
Cedimento	0.9	4.7
Cedimento considerando strati sottili	0.9	2.6

VALUTAZIONE DELL' INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

(IWASAKI 1982) (Riferimento Linee Guida AGI 2005; pagina 105)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su F_{slq} e la profondità,

- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra
- * Profondità

INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE		POTENZIALE DI ROTTURA	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili		
0.6	0.1	IL <= 2	BASSO
		2 < IL <= 5	MODERATO
		5 < IL <= 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Bentivoglio
Via Castellina
Casella
Lumistudio s.r.l.
6-nov-23

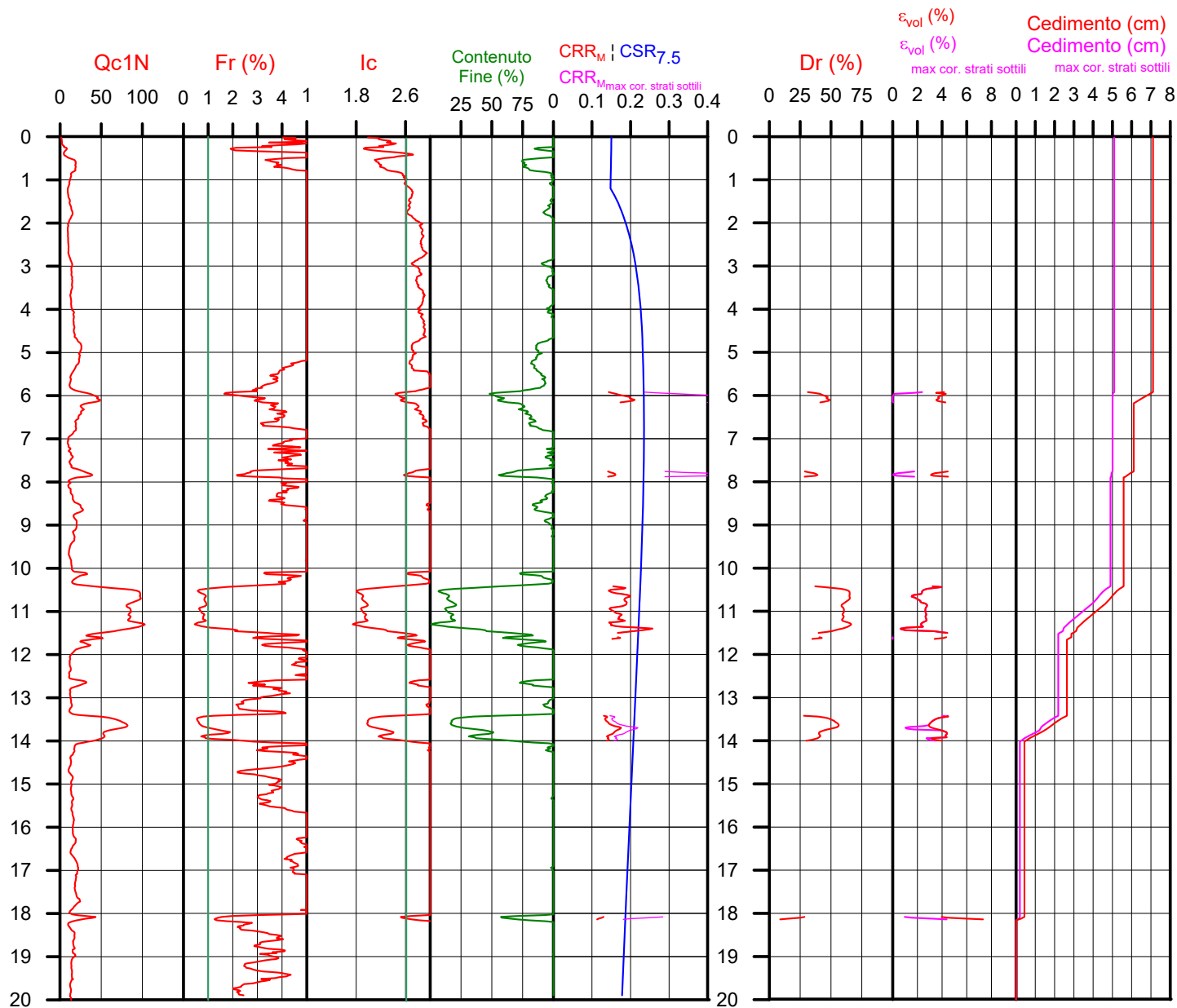
CPT 1
Falda presunta 1.2 metri

NTC 2018		DGR Emilia-Romagna 476 / 2021	
latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)	latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)
longitudine 11.47498°	1.583	longitudine 11.47498°	1.584
tipo di suolo	fattore amplificazione	Suolo di riferimento	fattore amplificazione
C	1.450	Pianura 2	1.700
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)
1.000	2.296	1.000	2.693
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitude		magnitude
	6.140		6.140



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO BOULANGER & IDRIS 2014 PER TR = 475 ANNI

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR secondo Boulanger & Idriss 2014 (Cyclic Stress Ratio per magnitudine 7.5)
- * CRR_M (Cyclic Resistance Ratio corretto per magnitudine 6.14) calcolato con
 - Qc1N secondo Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Contenuto di fine secondo Boulanger & Idriss 2014
 - Correzione di Qc1N a Qc1N_{cs} basato su contenuto di fine e Qc1N
 - MSF (Magnitude Scaling Factor secondo Boulanger & Idriss 2014"
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1N_{cs} per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Applicazione di correzione per tensione efficace K_σ secondo Boulanger & Idriss 2014.
- * Applicazione di criteri di esclusione di liquefazione secondo Robertson & Wride 1998:
Ic > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta.
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: F_{slq} = CRR_{6.14} * K_σ / CSR_{7.5}

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento totale	7.1	115.0
Cedimento totale correzione strati sottili	5.1	72.6

VALUTAZIONE DELL' INDICE I_L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (SONMEZ 2003)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su F_{slq} e la profondità.

INDICE I _L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Sonmez 2005)		POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	
	1.4	IL <= 2 BASSA
2.4		2 < IL <= 5 MODERATA
		5 < IL <= 15 ELEVATA
		IL > 15 MOLTO ALTA

PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPbl (FACCIORUSSO & VANNUCCHI 2009)

INDICE PPbl DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)			GUIDIZIO DI PERICOLISITA'
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
7	5	PPbl <= 15	NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		15 < PPbl <= 35	LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		35 < PPbl <= 65	LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABILE
		65 < PPbl <= 85	LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABILE
		PPbl > 85	LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Bentivoglio
Via Castellina
Casella
Lumistudio s.r.l.
6-nov-23

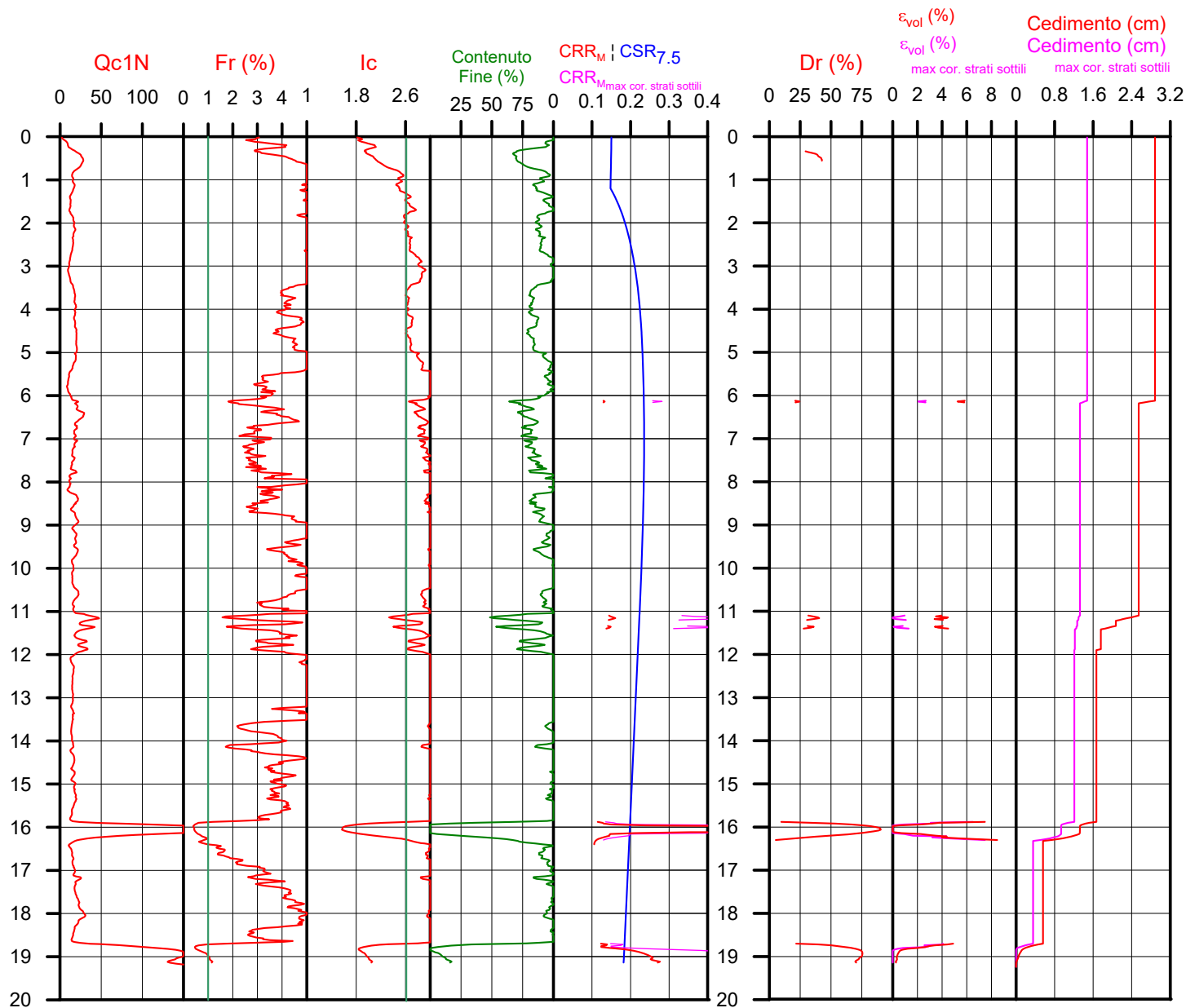
CPT 2
Falda presunta 1.2 metri

NTC 2018		DGR Emilia-Romagna 476 / 2021	
latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)	latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)
longitudine 11.47498°	1.583	longitudine 11.47498°	1.584
tipo di suolo	fattore amplificazione	Suolo di riferimento	fattore amplificazione
C	1.450	Pianura 2	1.700
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)
1.000	2.296	1.000	2.693
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitude		magnitude
	6.140		6.140



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO BOULANGER & IDRISSE 2014 PER TR = 475 ANNI

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR secondo Boulanger & Idriss 2014 (Cyclic Stress Ratio per magnitudine 7.5)
- * CRR_m (Cyclic Resistance Ratio corretto per magnitudine 6.14) calcolato con
 - Qc1N secondo Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Contenuto di fine secondo Boulanger & Idriss 2014
 - Correzione di Qc1N a Qc1N_s basato su contenuto di fine e Qc1N
 - MSF (Magnitude Scaling Factor secondo Boulanger & Idriss 2014"
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1N_s per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Applicazione di correzione per tensione efficace K_σ secondo Boulanger & Idriss 2014.
- * Applicazione di criteri di esclusione di liquefazione secondo Robertson & Wride 1998:
Ic > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta.
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: F_{slq} = CRR_{6.14} * K_s / CSR_{7.5}

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento totale	2.9	28.4
Cedimento totale correzione strati sottili	1.5	6.4

VALUTAZIONE DELL' INDICE I_L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (SONMEZ 2003)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su F_{slq} e la profondità.

INDICE I _L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Sonmez 2005)		POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	IL <= 2	BASSA
0.8	0.1	2 < IL <= 5	MODERATA
		5 < IL <= 15	ELEVATA
		IL > 15	MOLTO ALTA

PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPbl (FACCIORUSSO & VANNUCCHI 2009)

INDICE PPbl DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)			GUIDIZIO DI PERICOLISITA'
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
2	1	PPbl <= 15	NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		15 < PPbl <= 35	LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		35 < PPbl <= 65	LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABILE
		65 < PPbl <= 85	LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABILE
		PPbl > 85	LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Bentivoglio
Via Castellina
Casella
Lumistudio s.r.l.
6-nov-23

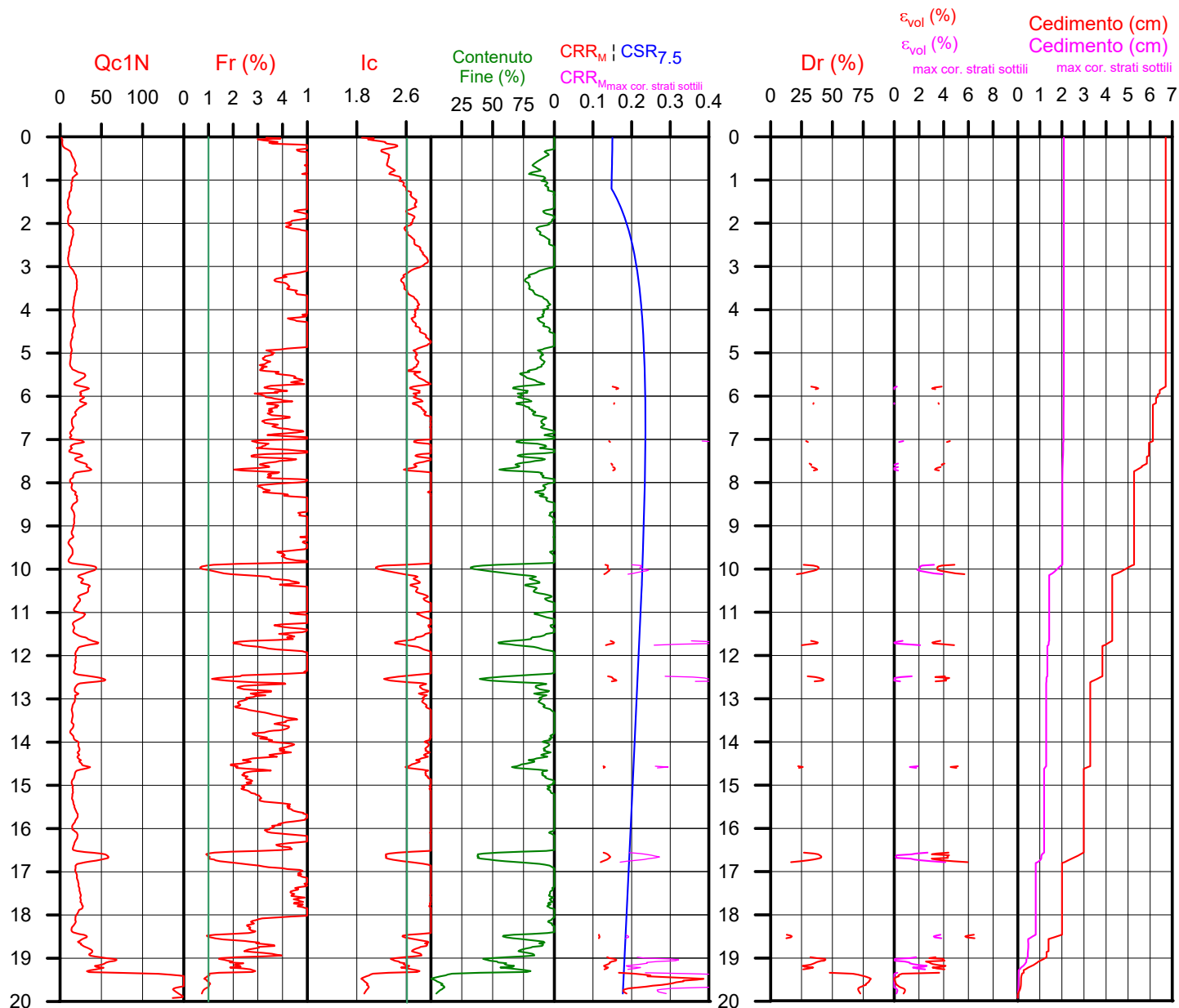
CPT 3
Falda presunta 1.2 metri

NTC 2018		DGR Emilia-Romagna 476 / 2021	
latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)	latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)
longitudine 11.47498°	1.583	longitudine 11.47498°	1.584
tipo di suolo	fattore amplificazione	Suolo di riferimento	fattore amplificazione
C	1.450	Pianura 2	1.700
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)
1.000	2.296	1.000	2.693
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitude		magnitude
	6.140		6.140



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO BOULANGER & IDRIS 2014 PER TR = 475 ANNI

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR secondo Boulanger & Idriss 2014 (Cyclic Stress Ratio per magnitudine 7.5)
- * CRRM (Cyclic Resistance Ratio corretto per magnitudine 6.14) calcolato con
 - Qc1N secondo Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Contenuto di fine secondo Boulanger & Idriss 2014
 - Correzione di Qc1N a Qc1Ncs basato su contenuto di fine e Qc1N
 - MSF (Magnitude Scaling Factor secondo Boulanger & Idriss 2014)
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1Ncs per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Applicazione di correzione per tensione efficace K_σ secondo Boulanger & Idriss 2014.
- * Applicazione di criteri di esclusione di liquefazione secondo Robertson & Wride 1998:
 $I_c > 2.60$ e $Fr > 1\%$ e spessori sopra falda presunta.
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: $F_{slq} = CRR_{6.14} * K_s / CSR_{7.5}$

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento totale	6.7	30.9
Cedimento totale correzione strati sottili	2.1	2.9

VALUTAZIONE DELL' INDICE I_L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (SONMEZ 2003)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su F_{slq} e la profondità.

INDICE I_L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Sonmez 2005)		POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili		
1.9	0.1	$IL \leq 2$	BASSA
		$2 < IL \leq 5$	MODERATA
		$5 < IL \leq 15$	ELEVATA
		$IL > 15$	MOLTO ALTA

PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPbl (FACCIORUSSO & VANNUCCHI 2009)

INDICE PPbl DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)		GUIDIZIO DI PERICOLISITA'	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
4	1	$PPbl \leq 15$	NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		$15 < PPbl \leq 35$	LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		$35 < PPbl \leq 65$	LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABILE
		$65 < PPbl \leq 85$	LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABILE
		$PPbl > 85$	LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Bentivoglio
Via Castellina
Casella
Lumistudio s.r.l.
6-nov-23

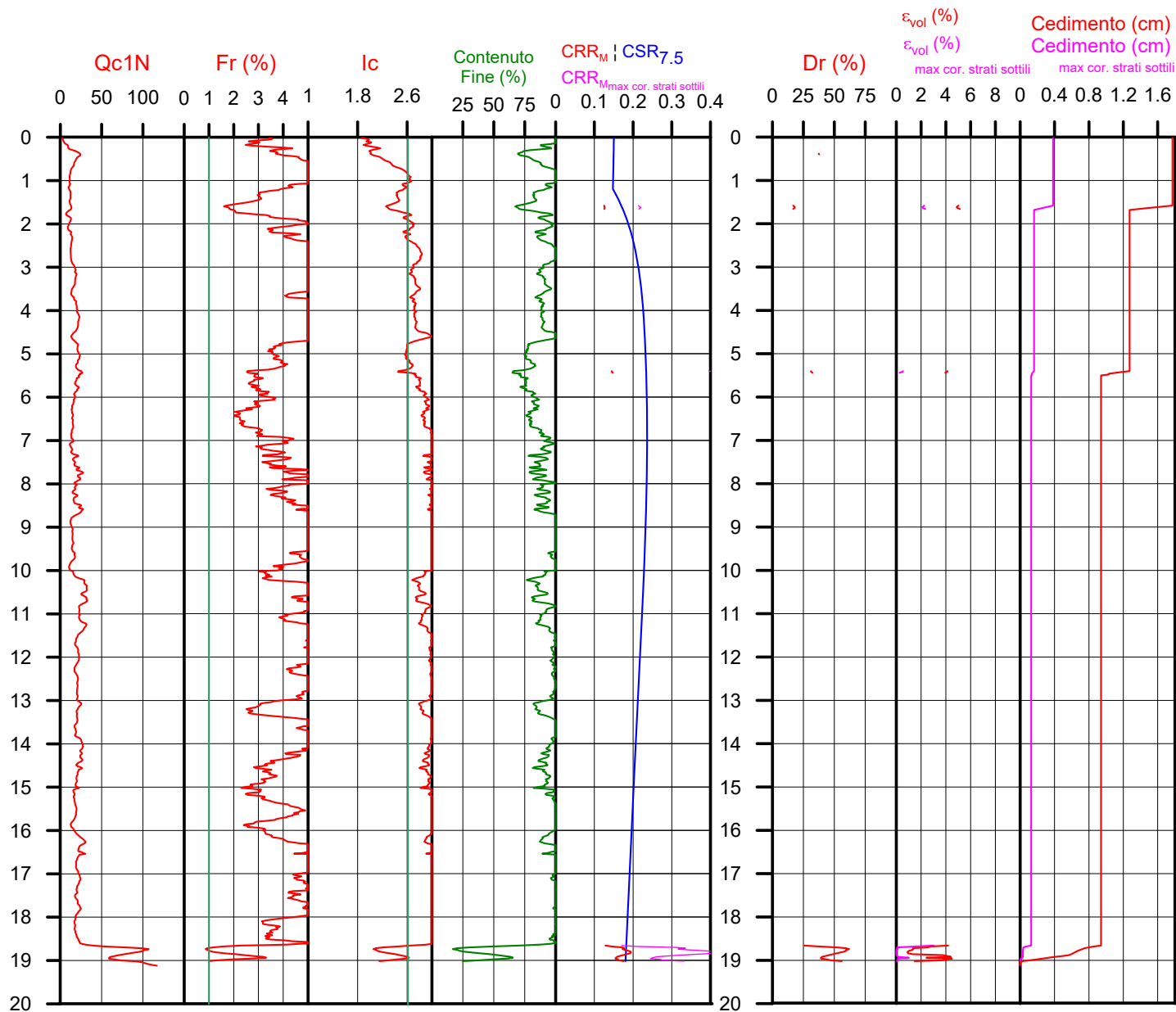
CPT
4b
Falda presunta 1.2 metri

NTC 2018		DGR Emilia-Romagna 476 / 2021	
latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)	latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)
longitudine 11.47498°	1.583	longitudine 11.47498°	1.584
tipo di suolo	fattore amplificazione	Suolo di riferimento	fattore amplificazione
C	1.450	Pianura 2	1.700
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)
1.000	2.296	1.000	2.693
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitude		magnitude
	6.140		6.140



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO BOULANGER & IDRIS 2014 PER TR = 475 ANNI

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR secondo Boulanger & Idriss 2014 (Cyclic Stress Ratio per magnitudine 7.5)
- * CRR_m (Cyclic Resistance Ratio corretto per magnitudine 6.14) calcolato con
 - Qc1N secondo Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Contenuto di fine secondo Boulanger & Idriss 2014
 - Correzione di Qc1N a Qc1N_{cs} basato su contenuto di fine e Qc1N
 - MSF (Magnitude Scaling Factor secondo Boulanger & Idriss 2014)
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1N_{cs} per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Applicazione di correzione per tensione efficace K_σ secondo Boulanger & Idriss 2014.
- * Applicazione di criteri di esclusione di liquefazione secondo Robertson & Wride 1998:
 - Ic > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta.
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: F_{slq} = CRR_{6.14} * K_σ / CSR_{7.5}

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento totale	1.8	12.1
Cedimento totale correzione strati sottili	0.4	0.5

VALUTAZIONE DELL' INDICE I_L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (SONMEZ 2003)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su F_{slq} e la profondità.

INDICE I _L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Sonmez 2005)		POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili		
0.5	0.0	IL <= 2	BASSA
		2 < IL <= 5	MODERATA
		5 < IL <= 15	ELEVATA
		IL > 15	MOLTO ALTA

PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPbI (FACCIORUSSO & VANNUCCHI 2009)

INDICE PPbI DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)			GUIDIZIO DI PERICOLISITA'
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
1	0	PPbI <= 15	NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		15 < PPbI <= 35	LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		35 < PPbI <= 65	LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABILE
		65 < PPbI <= 85	LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABILE
		PPbI > 85	LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Bentivoglio
Via Castellina
Casella
Lumistudio s.r.l.
11-giu-23

CPT 5

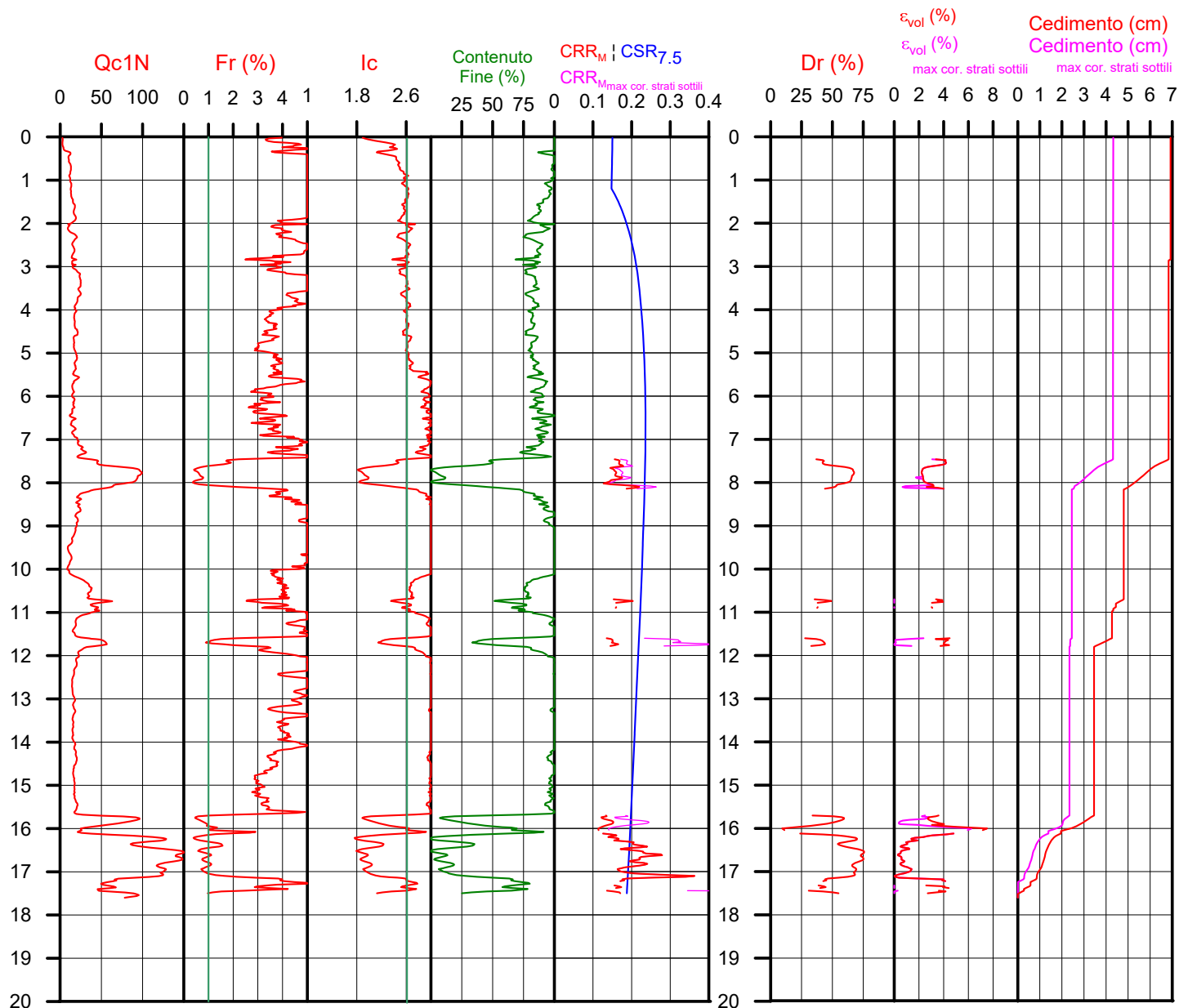
Falda presunta 1.2 metri

NTC 2018		DGR Emilia-Romagna 476 / 2021	
latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)	latitudine 44.676754°	amax substrato (m/sec2)
longitudine 11.47498°	1.583	longitudine 11.47498°	1.584
tipo di suolo	fattore amplificazione	Suolo di riferimento	fattore amplificazione
C	1.450	Pianura 2	1.700
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)
1.000	2.296	1.000	2.693
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitude		magnitude
	6.140		6.140



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



PROCEDURA

VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO BOULANGER & IDRISSE 2014 PER TR = 475 ANNI

- * amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- * CSR secondo Boulanger & Idriss 2014 (Cyclic Stress Ratio per magnitudine 7.5)
- * CRR_m (Cyclic Resistance Ratio corretto per magnitudine 6.14) calcolato con
 - Qc1N secondo Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Contenuto di fine secondo Boulanger & Idriss 2014
 - Correzione di Qc1N a Qc1N_{cs} basato su contenuto di fine e Qc1N
 - MSF (Magnitude Scaling Factor secondo Boulanger & Idriss 2014"
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1N_{cs} per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Applicazione di correzione per tensione efficace K_σ secondo Boulanger & Idriss 2014.
- * Applicazione di criteri di esclusione di liquefazione secondo Robertson & Wride 1998:
Ic > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta.
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: F_{slq} = CRR_{6.14} * K_σ / CSR_{7.5}

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- * Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento totale	6.9	102.6
Cedimento totale correzione strati sottili	4.3	43.8

VALUTAZIONE DELL' INDICE I_L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (SONMEZ 2003)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su F_{slq} e la profondità.

INDICE I _L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Sonmez 2005)		POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili		
	1.2	IL <= 2	BASSA
2.2		2 < IL <= 5	MODERATA
		5 < IL <= 15	ELEVATA
		IL > 15	MOLTO ALTA

PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPbl (FACCIORUSSO & VANNUCCHI 2009)

INDICE PPbl DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)			GUIDIZIO DI PERICOLISITA'
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
6	4	PPbl <= 15	NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		15 < PPbl <= 35	LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		35 < PPbl <= 65	LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABILE
		65 < PPbl <= 85	LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABILE
		PPbl > 85	LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

VERIFICHE ALLA FLUIDIFICAZIONE SECONDO JEFFERIES CON ψ SECONDO ROBERTSON 2010

Comune Bentivoglio
Via Via Castellina
Localita' Casella
Committente Lumistudio s.r.l.
Data 6-nov-23

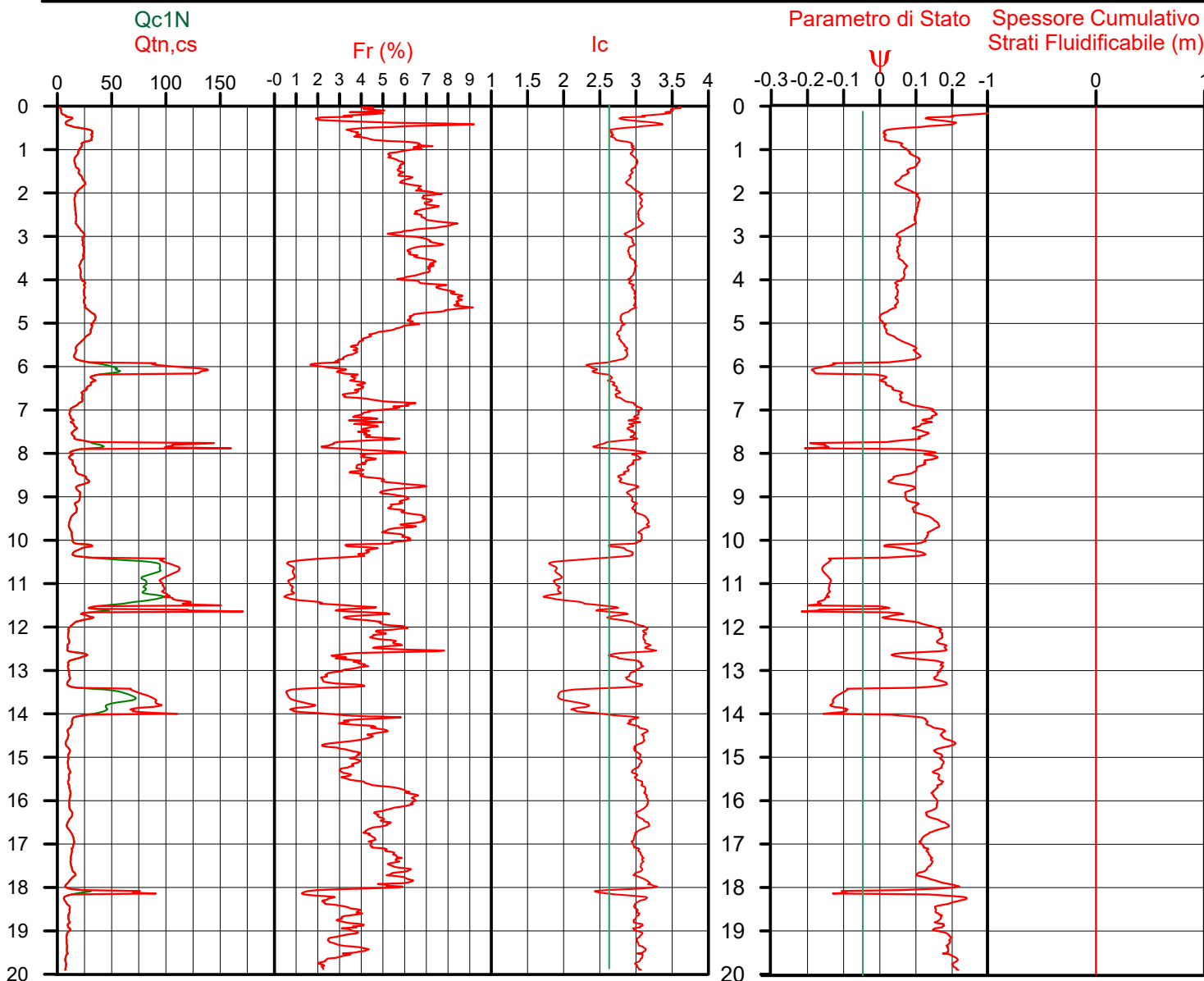
CPT 1
Falda presunta 1.2 metri



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas

www.geo55.com



PROCEDURA

Stima del parametro di stato (ψ) - P.K. Robertson (2010)

Il parametro ψ è definito come la differenza tra l'indice dei vuoti (e) in sito e lo stato critico dell'indice dei vuoti per quel deposito (e_{cs}). La determinazione in sito di tale parametro permette di valutare il comportamento dilatativo o contrattivo di un determinato deposito sottoposto a sforzo ciclico (Been and Jeffries, 1985).

$$\psi = 0.56 - 0.33 \log Q_{tn,cs}$$

Dove:

$Q_{tn,cs}$ = resistenza penetrometrica della prova CPTU
normalizzata (Q_{tn}) equivalente per sabbie pulite
(Robertson & Wride, 1998)

$$Q_{tn,cs} = K_c * Q_{tn}$$

dove K_c dipende dall'indice di comportamento I_c ;

se $I_c \leq 1.64$ allora $K_c = 1$

se $I_c > 1.64$ allora $K_c = 5.581 * I_c^3 - 0.403 * I_c^4 - 21.63 * I_c^2 + 33.75 * I_c - 17.88$

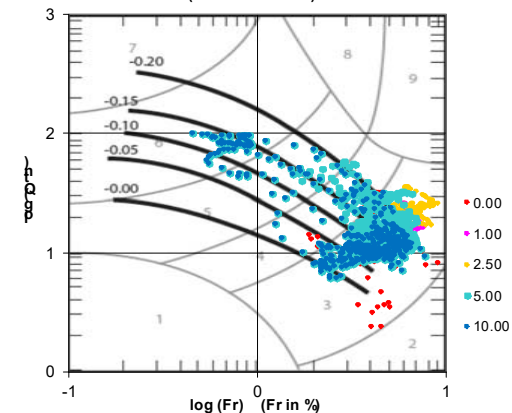
Stima del potenziale di fluidificazione - (Shuttle & Cuning, 2008)

Il comportamento del deposito contrattivo (soggetto a fluidificazione) o dilatante (soggetto a mobilità ciclica o liq. Ciclica) è funzione del valore di ψ .

per $\psi < -0.05$ si hanno fenomeni di mobilità ciclica o liquefazione ciclica.

per $\psi > -0.05$ si hanno fenomeni di fluidificazione.

Cross-plot Qc1N verso Fr con 'State Parameter' ψ
(Robertson 2010)



VERIFICHE ALLA FLUIDIFICAZIONE SECONDO JEFFERIES CON ψ SECONDO ROBERTSON 2010

Comune Bentivoglio
Via Via Castellina
Localita' Casella
Committente Lumistudio s.r.l.
Data 6-nov-23

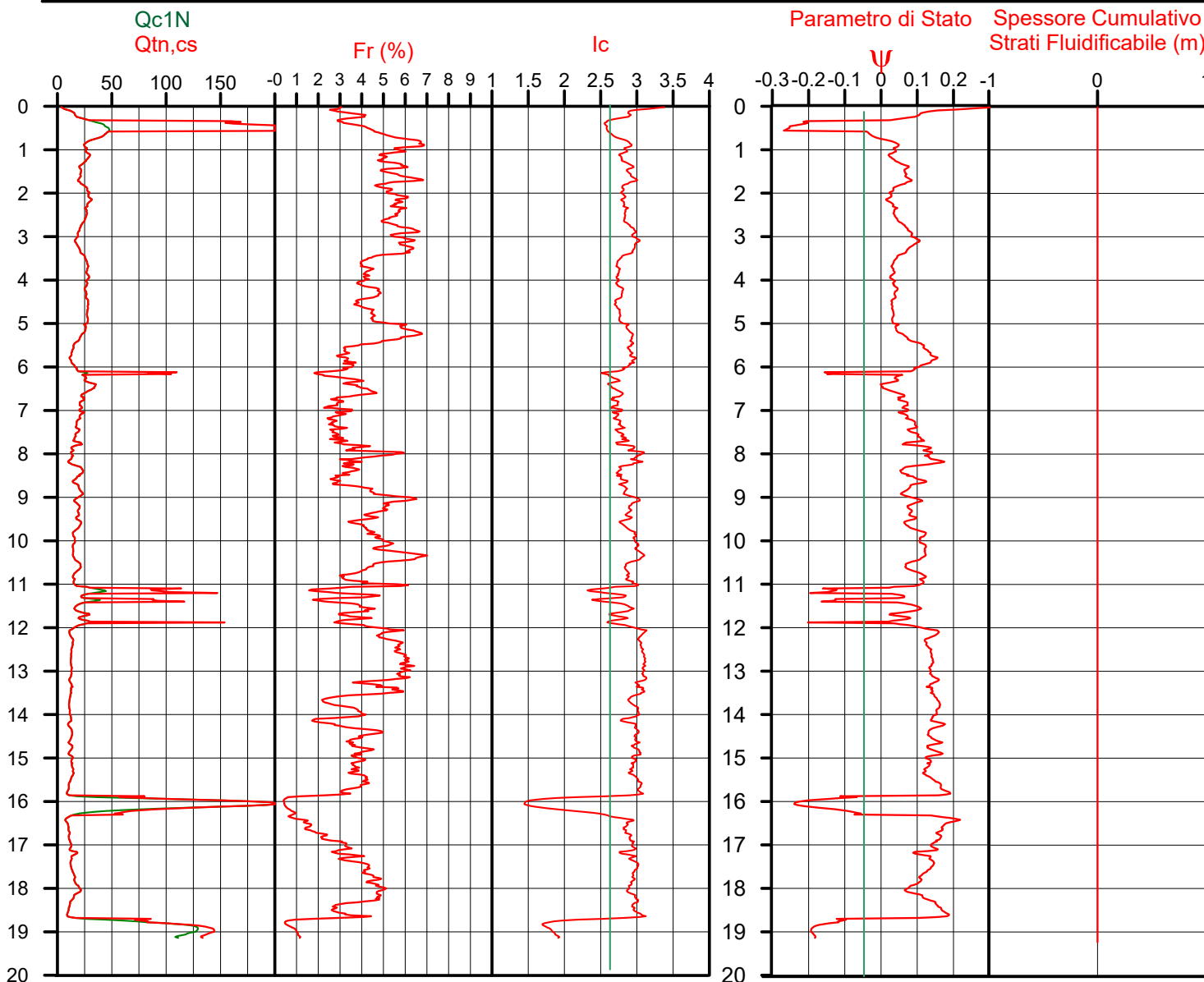
CPT 2
Falda presunta 1.2 metri



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas

www.geo55.com



PROCEDURA

Stima del parametro di stato (ψ) - P.K. Robertson (2010)

Il parametro ψ è definito come la differenza tra l'indice dei vuoti (e) in sito e lo stato critico dell'indice dei vuoti per quel deposito (e_{cs}). La determinazione in sito di tale parametro permette di valutare il comportamento dilatativo o contrattivo di un determinato deposito sottoposto a sforzo ciclico (Been and Jeffries, 1985).

$$\psi = 0.56 - 0.33 \log Q_{tn,cs}$$

Dove:

$Q_{tn,cs}$ = resistenza penetrometrica della prova CPTU normalizzata (Q_{tn}) equivalente per sabbie pulite (Robertson & Wride, 1998)

$$Q_{tn,cs} = K_c * Q_{tn}$$

dove K_c dipende dall'indice di comportamento I_c ;

se $I_c \leq 1.64$ allora $K_c = 1$

se $I_c > 1.64$ allora $K_c = 5.581 * I_c^3 - 0.403 * I_c^4 - 21.63 * I_c^2 + 33.75 * I_c - 17.88$

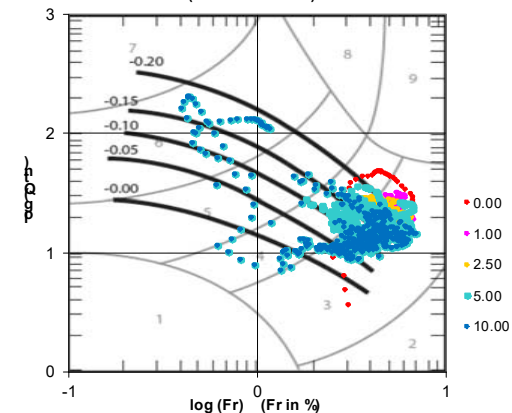
Stima del potenziale di fluidificazione - (Shuttle & Cuning, 2008)

Il comportamento del deposito contrattivo (soggetto a fluidificazione) o dilatante (soggetto a mobilità ciclica o liq. Ciclica) è funzione del valore di ψ .

per $\psi < -0.05$ si hanno fenomeni di mobilità ciclica o liquefazione ciclica.

per $\psi > -0.05$ si hanno fenomeni di fluidificazione.

Cross-plot Q_{c1N} verso Fr con 'State Parameter' ψ (Robertson 2010)



VERIFICHE ALLA FLUIDIFICAZIONE SECONDO JEFFERIES CON ψ SECONDO ROBERTSON 2010

Comune Bentivoglio
Via Via Castellina
Localita' Casella
Committente Lumistudio s.r.l.
Data 6-nov-23

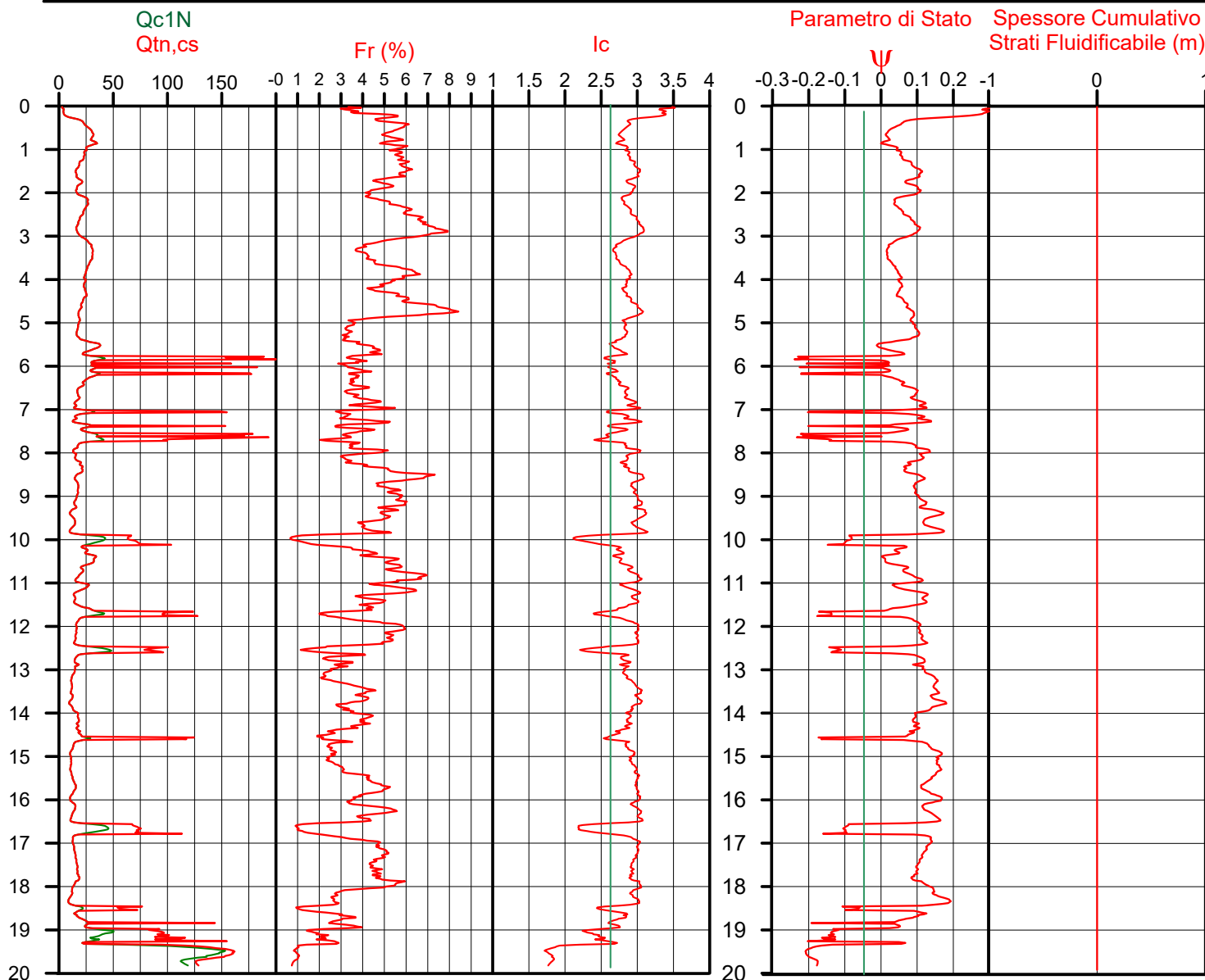
CPT 3
Falda presunta 1.2 metri



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas

www.geo55.com



PROCEDURA

Stima del parametro di stato (ψ) - P.K.Robertson (2010)

Il parametro ψ è definito come la differenza tra l'indice dei vuoti (e) in sito e lo stato critico dell'indice dei vuoti per quel deposito (e_{cs}). La determinazione in sito di tale parametro permette di valutare il comportamento dilatativo o contrattivo di un determinato deposito sottoposto a sforzo ciclico (Been and Jeffries, 1985).

$$\psi = 0.56 - 0.33 \log Q_{tn,cs}$$

Dove:

$Q_{tn,cs}$ = resistenza penetrometrica della prova CPTU normalizzata (Q_{tn}) equivalente per sabbie pulite (Robertson & Wride, 1998)

$$Q_{tn,cs} = Kc * Q_{tn}$$

dove Kc dipende dall'indice di comportamento Ic;

se $Ic \leq 1.64$ allora $Kc = 1$

se $Ic > 1.64$ allora $Kc = 5.581 * Ic^3 - 0.403 * Ic^4 - 21.63 * Ic^2 + 33.75 * Ic - 17.88$

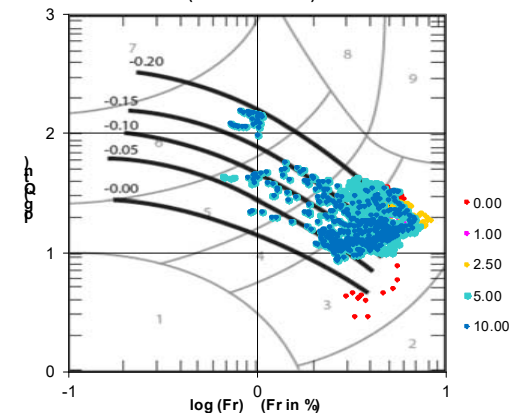
Stima del potenziale di fluidificazione - (Shuttle & Cuning, 2008)

Il comportamento del deposito contrattivo (soggetto a fluidificazione) o dilatante (soggetto a mobilità ciclica o liq. Ciclica) è funzione del valore di ψ .

per $\psi < -0.05$ si hanno fenomeni di mobilità ciclica o liquefazione ciclica.

per $\psi > -0.05$ si hanno fenomeni di fluidificazione.

Cross-plot Qc1N verso Fr con 'State Parameter' ψ (Robertson 2010)



VERIFICHE ALLA FLUIDIFICAZIONE SECONDO JEFFERIES CON ψ SECONDO ROBERTSON 2010

Comune Bentivoglio
Via Via Castellina
Localita' Casella
Committente Lumistudio s.r.l.
Data 6-nov-23

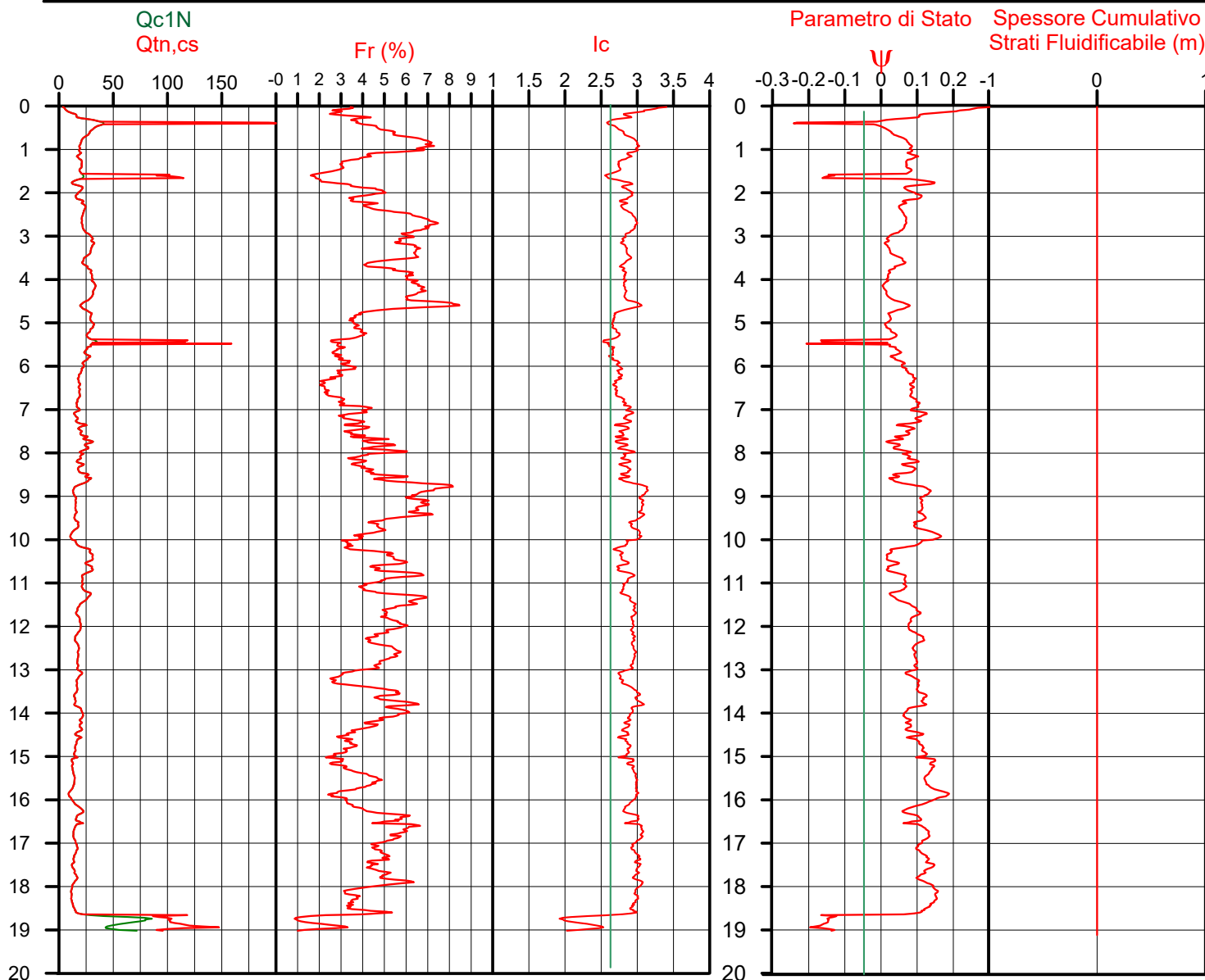
CPT 4b
Falda presunta 1.2 metri



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas

www.geo55.com



PROCEDURA

Stima del parametro di stato (ψ) - P.K. Robertson (2010)
Il parametro ψ è definito come la differenza tra l'indice dei vuoti (e) in sito e lo stato critico dell'indice dei vuoti per quel deposito (e_{cs}). La determinazione in sito di tale parametro permette di valutare il comportamento dilatativo o contrattivo di un determinato deposito sottoposto a sforzo ciclico (Been and Jeffries, 1985).

$$\psi = 0.56 - 0.33 \log Q_{tn,cs}$$

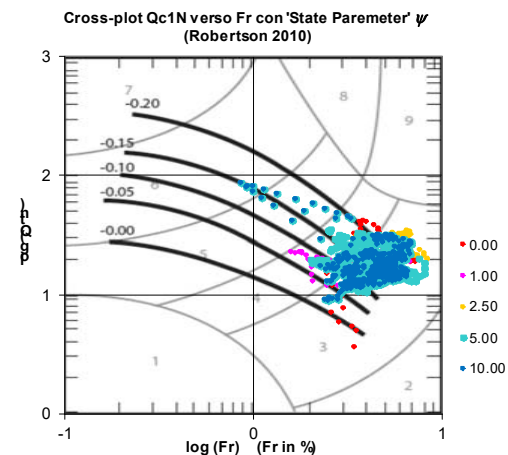
Dove:

$Q_{tn,cs}$ = resistenza penetrometrica della prova CPTU
normalizzata (Q_{tn}) equivalente per sabbie pulite
(Robertson & Wride, 1998)

$Q_{tn,cs} = Kc * Q_{tn}$,
dove Kc dipende dall'indice di comportamento Ic;
se $Ic \leq 1.64$ allora $Kc = 1$
se $Ic > 1.64$ allora $Kc = 5.581 * Ic^3 - 0.403 * Ic^4 - 21.63 * Ic^2 + 33.75 * Ic - 17.88$

Stima del potenziale di fluidificazione - (Shuttle & Cuning, 2008)
Il comportamento del deposito contrattivo (soggetto a fluidificazione) o dilatante (soggetto a mobilità ciclica o liq. Ciclica) è funzione del valore di ψ .

per $\psi < -0.05$ si hanno fenomeni di mobilità ciclica o liquefazione ciclica.
per $\psi > -0.05$ si hanno fenomeni di fluidificazione.



VERIFICHE ALLA FLUIDIFICAZIONE SECONDO JEFFERIES CON ψ SECONDO ROBERTSON 2010

Comune Bentivoglio
Via Via Castellina
Localita' Casella
Committente Lumistudio s.r.l.
Data 11-giu-23

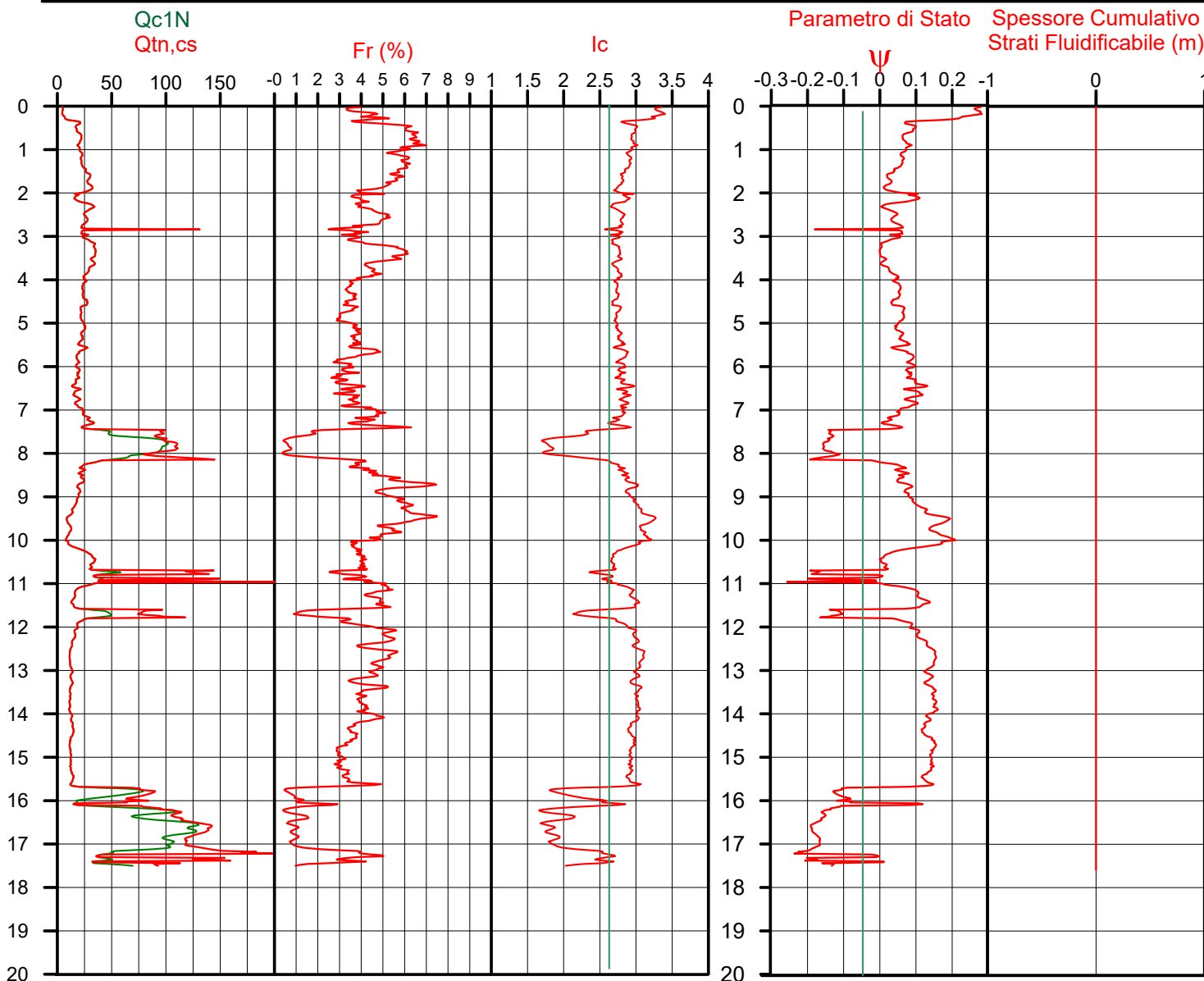
CPT 5
Falda presunta 1.2 metri



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas

www.geo55.com



PROCEDURA

Stima del parametro di stato (ψ) - P.K. Robertson (2010)

Il parametro ψ è definito come la differenza tra l'indice dei vuoti (e) in sito e lo stato critico dell'indice dei vuoti per quel deposito (e_{cs}). La determinazione in sito di tale parametro permette di valutare il comportamento dilatativo o contrattivo di un determinato deposito sottoposto a sforzo ciclico (Been and Jeffries, 1985).

$$\psi = 0.56 - 0.33 \log Q_{tn,cs}$$

Dove:

$Q_{tn,cs}$ = resistenza penetrometrica della prova CPTU normalizzata (Q_{tn}) equivalente per sabbie pulite (Robertson & Wride, 1998)

$$Q_{tn,cs} = K_c * Q_{tn}$$

dove K_c dipende dall'indice di comportamento I_c ;

se $I_c \leq 1.64$ allora $K_c = 1$

se $I_c > 1.64$ allora $K_c = 5.581 * I_c^3 - 0.403 * I_c^4 - 21.63 * I_c^2 + 33.75 * I_c - 17.88$

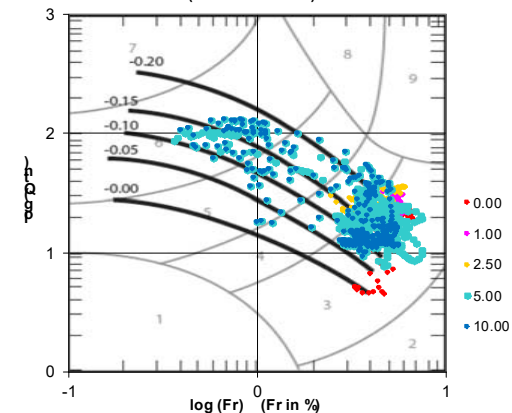
Stima del potenziale di fluidificazione - (Shuttle & Cuning, 2008)

Il comportamento del deposito contrattivo (soggetto a fluidificazione) o dilatante (soggetto a mobilità ciclica o liq. Ciclica) è funzione del valore di ψ .

per $\psi < -0.05$ si hanno fenomeni di mobilità ciclica o liquefazione ciclica.

per $\psi > -0.05$ si hanno fenomeni di fluidificazione.

Cross-plot Q_{c1N} verso Fr con 'State Parameter' ψ (Robertson 2010)



VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE N_{lim} VERTICALE IN CONDIZIONI STATICHE IN TERRENO OMOGENEO

Per la verifica del carico limite verticale N_{lim} si applica la formula generale di Brinch-Hansen (1966, 1970) con l'aggiunto di alcuni fattori correttivi da altre autori.

N_{lim} =		sc * ic * bc * gc * dc * Nc * c_d	=	444 kPa	
		+ sq * iq * bq * gq * dq * Nq * g1' * D			
		+ 0.5 * rg * sg * ig * bg * gg * dg * Ng * B * g2'			
in cui:					
Nc	fattore di capacita portante dipendente dal φ'	=	5.14	Nc = (Nq - 1) * cotanφ'	
Nq	fattore di capacita portante dipendente dal φ'	=	1.00	Nq = tan²(2(45 + φ/2)) * e ^π (pi * tanφ')	
Ng	fattore di capacita portante dipendente dal φ'	=	0.00	Ng = 1.5 * (Nq - 1) * tanφ'	
φ' _k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	0.0 °	=	0.00 radians
tan(φ') _k	tangente del angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=			
c _d	coesione caratteristica di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	70 kPa	=	0.70 daN/cmq
g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/mc	=	2.000 ton/mc
g2'	peso unitario efficace del terreno sotto la fondazione	=	10.00 kN/mc	=	1.000 ton/mc
D	profondita di posa della fondazione	=	0.70 m		
Nk	carico verticale caratteristico	=	1242 kN	=	12.42 ton
Tk	carico orizzontale caratteristico	=	0 kN	=	0.00 ton
M _b	momento nella direzione di B (Componente orizzontale del carico Tk per l'altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	0 kN*m	=	0.00 ton*m
M _l	momento nella direzione di L (Componente orizzontale del carico Tk per l'altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	0 kN*m	=	0.00 ton*m
e _B	eccentricità in larghezza B	=	0.00	e _B = M _B / N _k	
e _L	eccentricità in lunghezza L	=	0.00	e _L = M _L / N _k	
B _R	larghezza della fondazione reale	=	2.90 m		
L _R	lunghezza della fondazione	=	7.90 m		
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	2.90 m	B = B _R - 2 * e _B	Brinch-Hansen, 1970
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	7.90 m	L = L _R - 2 * e _L	Brinch-Hansen, 1970
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.07	1 + (B/L) * (Nq/Nc)	Brinch-Hansen, 1970
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.00	1 + (B/L) * sin(φ')	Brinch-Hansen, 1970
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.86	1 - 0.4 * (B/L) >= 0.6	Brinch-Hansen, 1970
θ	inclinazione del carico	=	0.00 °	atan(Tk/Nk)	
ic	fattore dell'inclinazione del carico	=	1.00	(1 - θ / 90)²	
iq	fattore dell'inclinazione del carico	=	1.00	= ic	
ig	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.00	(1 - θ / φ)² : 0 se φ = 0 o φ < θ	
ω	angolo di inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale	=	0.00 °	=	0.00 radians
bc	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	bq - ((1 - bq) / (Nc * tanφ'))	Brinch-Hansen, 1970
bq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	exp(-2 * ω * tanφ')	Brinch-Hansen, 1970
bg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	exp(-2.7 * ω * tanφ')	Brinch-Hansen, 1970
β	inclinazione del piano di campagna rispetto all'orizzontale a valle della fondazione	=	0.00 °	=	0.00 radians
gc	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	gq - ((1 - gq) / (Nc * tanφ'))	Brinch-Hansen, 1970
gq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	(1 - 0.5 * tanβ)⁵	Brinch-Hansen, 1970
gg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	gq	Brinch-Hansen, 1970
dc	fattore di profondità	=	1.12	per D/B <= 1; dc = 1 + 0.4 * (D/B)	
dq	fattore di profondità	=	1.00	per D/B > 1; dc = 1 + 0.4 * atan(D/B)	
dg	fattore di profondità	=	1.00	per D/B <= 1; dq = 1 + 2 * tanf * (1 - senf)² * (D/B)	
				per D/B > 1; dq = 1 + 2 * tanf * (1 - senf)² * (D/B) * atan(D/B)	
				1.00 per definizione	
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.98	1 - 0.25 * log(B/2) per B >= 2	J.E. Bowles, 1988
In caso di un substrato roccioso il valore del carico N _{lim} va ridotto in funzione del RQD:					
N _{lim} ' = N _{lim} * RQD²		=	0 kPa		
in RQD	Rock Quality Designation (pezzi > 10cm per metro)	=	0 %		
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 2.3 al carico limite N _{lim} , come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto					
Rd = N_{lim} / 2.3		=	193 kPa	=	1.93 daN/cmq = 19.3 ton/mq

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE T_{lim} ORRIZZONTALE IN CONDIZIONI STATICHE SUL PIANO DI POSA

Per la verifica del carico limite orizzontale T_{lim} si applica la formula generale:

T_{lim} =		ca_d * mc% + (Nk * tan(δ')_d * mm%) / A_{FONDAZIONI}	=	40 kPa	
in cui:					
ca _d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	60 kPa		
mc%	fattore di riduzione per ca _d	=	0.66		J.E. Bowles, 1988
N _{k statico}	carico verticale caratteristico statico	=	0 kN		
δ' _d	angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.0	φ _k * mm	J.E. Bowles, 1988
tan(δ') _d	tangente del angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.00		
mm%	fattore di riduzione per tan(δ') _d	=	67%		
A _{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	22.91 mq		
mm = 0.67 a favore della sicurezza, ma potrebbero essere assunto mm = 1 poiché il calcestruzzo fresco aderisce bene al terreno, quindi di fatto l'attrito avviene tra terreno e terreno					
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1.1 al carico limite T _{lim} , come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto					
Rd = T_{lim} / 1.1		=	36 kPa	=	0.36 daN/cmq = 3.6 ton/mq

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE N_{lim} VERTICALE IN CONDIZIONI SISMICHE IN TERRENO OMOGENEO

Per la verifica del carico limite verticale N _{lim} si applica la formula generale di Brinch-Hansen (1966, 1970) con l'aggiunto di alcuni fattori correttivi da altre autori.									
N _{lim} =		zc * sc * lc * bc * gc * dc* Nc * c _d		+ zq * sq * lq * bq * gq * dq * Nq * g1' * D		+ 0.5 * zg * rg * sg * lg *bg * gg *dg * Ng * B* g2'		= 345 kPa	
#1 CUI:									
Nc	fattore di capacità portante dipendente dal φ'	=	5.14		Nc = (Nq -1) * cotanφ'				
Nq	fattore di capacità portante dipendente dal φ'	=	1.00		Nq = tan²(45 + φ/2) * e ^φ (pi * tanφ')				
Ng	fattore di capacità portante dipendente dal φ'	=	0.00		Ng = 1.5 * (Nq -1) * tanφ'				
φ' _k	angolo di attrito portante caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	0.0 °	=	0.00 radians				
tan(φ' _k)	tangente del angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=							
c _d	coesione caratteristica di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	70 kPa	=	0.70 daN/cm ²				
g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/mc	=	2.000 ton/mc				
g2'	peso unitario efficace del terreno sotto la fondazione	=	10.00 kN/mc	=	1.000 ton/mc				
D	profondità di posa della fondazione	=	0.70 m						
Nk	carico verticale caratteristico (incluso componente verticale dell'azione sismica E)	=	1242 kN	=	12.42 ton				
Tk	carico orizzontale caratteristico (incluso componente orizzontale dell'azione sismica E)	=	272 kN	=	2.72 ton				
M _b	momento nella direzione di B (Componente orizzontale del carico Tk per l'altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	697 kN*m	=	6.97 ton*m				
M _l	momento nella direzione di L (Componente orizzontale del carico Tk per l'altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	850 kN*m	=	8.50 ton*m				
e _B	eccentricità in larghezza B	=	0.29		e _B = M _b / N _k o =0.1*BR				
e _L	eccentricità in lunghezza L	=	0.00		e _L = M _l / N _k o =0.1*LR				
B _R	larghezza della fondazione reale	=	2.90 m						
L _R	lunghezza della fondazione	=	7.90 m						
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	2.32 m		B = B _R - 2 * e _B				Brinch-Hansen, 1970
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	6.76 m		L = L _R - 2 * e _L				Brinch-Hansen, 1970
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.07		1 + (B/L) * (Nq/Nc)				Brinch-Hansen, 1970
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.00		1 + (B/L) * sin(φ')				Brinch-Hansen, 1970
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.86		1 - 0.4 * (B/L) >= 0.6				Brinch-Hansen, 1970
θ	inclinazione del carico	=	10.35 °		atan(Tk/Nk)				
ic	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.78		(1-θ / 90)/2				
iq	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.78		= ic				
ig	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.00		(1-θ / φ)² : 0 se φ = 0 o φ < 0				
ω	angolo di inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale	=	0.00 °	=	0.00 radians				
bc	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00		bq - ((1 - bq) / (Nc * tanφ'))				Brinch-Hansen, 1970
bq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00		exp(-2*ω*tanφ')				Brinch-Hansen, 1970
bg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00		exp(-2.7*ω*tanφ')				Brinch-Hansen, 1970
β	inclinazione del piano di campagna rispetto all'orizzontale a valle della fondazione	=	0.00 °	=	0.00 radians				
gc	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00		gq - ((1 - gq) / (Nc * tanφ'))				Brinch-Hansen, 1970
gq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00		(1 - 0.5 + tanβ)⁵				Brinch-Hansen, 1970
gg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00		gq				Brinch-Hansen, 1970
dc	fattore di profondità	=	1.12		per D/B<=1; dc = 1 + 0.4 * (D/B) per D/B > 1; dc = 1 + 0.4 * atan(D/B)				
dq	fattore di profondità	=	1.00		per D/B<=1; dq = 1 + 2 * tanf * (1 - senf)² * (D/B) per D/B > 1; dq = 1 + 2 * tanf * (1 - senf)² * (D/B) * atan(D/B)				
dg	fattore di profondità	=	1.00		1.00 per definizione				
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.98		1 - 0.25 * log(B/2) per B>=2				J.E. Bowles, 1988
kh	coefficiente sismico orizzontale per inerzia del terreno	=	0.055		tabella 7.11.1 del D.M. 14-01-2008				
kv	coefficiente sismico verticale per inerzia del terreno	=	0.027		kh / 2				
zc	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	1.00		exp(-4.3*kh*(1+XX))				Al-Karni & Budhu, 1993
zq	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.82		(1-Kv)*exp(-(5.3*kh*1.2)/(1-Kv))				Al-Karni & Budhu, 1993
zg	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.67		(1-2/3*Kv)*exp(-(9*kh*1.1)/(1-Kv))				Al-Karni & Budhu, 1993
Applicando suddetto formula generale di Brinch-Hanssen assumendo i fattori riduttivi per l'azioni inerziale del terreno in caso di sisma si calcola il carico limite N _{lim} in condizioni sismiche									
N _{lim} =				= 345 kPa					
In caso di un substrato roccioso il valore del carico N _{lim} va ridotto in funzione del RQD:									
N _{lim} ' = N _{lim} * RQD²/2				= 0 kPa					
in RQD	Rock Quality Designation (pezzi > 10cm per metro)			= 0 %					
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1.8 al carico limite N _{lim} , come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto									
Rd = N _{lim} / 1.8				= 192 kPa		= 1.92 daN/cm ²		= 19.2 ton/mq	

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE T_{lim} ORRIZONTALE IN CONDIZIONI SISMICHE SUL PIANO DI POSA

Per la verifica del carico limite orizzontale T_{lim} si applica la formula generale:									
$T_{lim} = c_{a_d} * mc\% + (N_k * \tan(\delta'_d) * mm\%) / A_{FONDAZIONI}$				$=$		40 kPa			
in cui:									
c_{a_d}	coesione di progetto fondazione-terreno			$=$		60 kPa			
$mc\%$	fattore di riduzione per c_{a_d}			$=$		0.66		J.E. Bowles, 1988	
N_k statico	carico verticale caratteristico statico			$=$		1242 kN			
δ'_d	angolo di attrito di progetto terreno-fondazione			$=$		0.0		$\phi_k * mm$	J.E. Bowles, 1988
$\tan(\delta'_d)$	tangente del angolo di attrito di progetto terreno-fondazione			$=$		0.00			
$mm\%$	fattore di riduzione per $\tan(\delta'_d)$			$=$		67%			
mm = 0.67 a favore della sicurezza, ma potrebbero essere assunto mm = 1 poiché il calcestruzzo fresco aderisce bene al terreno, quindi di fatto l'attrito avviene tra terreno e terreno									
A_{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni			$=$		15.68 mq		L * B per fondazioni a platea	15.68
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1.1 al carico limite T_{lim} , come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto									
$Rd = T_{lim} / 1.1$				$=$		36 kPa		$=$	$0.36 \text{ daN/cm}^2 = 3.6 \text{ ton/m}^2$

VERIFICA DI FROHLICH

Si considera l'equazione di Frohlich che valuta il carico critico (Q _{crit}) per cui appaiono le prime zone plastiche.									
Qcrit = pi.greco * c		=	220 kPa		(condizioni non drenate)				
in cui:									
Nq _{crit}	fattore critico dipendente da φ	=	0.00	Nq crit = π / (cotg (φ) - ((π/2)-φ)))					(Frohlich)
c	coesione	=	70.00 kPa						
φ _k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	0.0 °	=	0.00 radians				
g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/mc	=	2.000 ton/mc				
D	profondità di posa della fondazione	=	0.70 m						
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 0.8+1 al carico limite Qcrit si ottiene un carico critico di progetto relativo ai primi fenomeni di plasticizzazione di									
Qcrit_d = Qcrit / 1.0		=	220 kPa		=	2.199 daN/cm^q		= 21.99 ton/mq	

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE N_{lim} VERTICALE IN CONDIZIONI STATICHE IN TERRENO OMOGENEO

Per la verifica del carico limite verticale N_{lim} si applica la formula generale di Brinch-Hansen (1966, 1970) con l'aggiunto di alcuni fattori correttivi da altre autori.

$N_{lim} = sc * ic * bc * gc * dc * N_c * c_d + sq * iq * bq * gq * dq * N_q * g_1' * D + 0.5 * rg * sg * ig * bg * gg * dg * N_g * B * g_2'$		=	778 kPa	
in cui:				
N_c	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	15.81	$N_c = (N_q - 1) * \cotan\phi'$
N_q	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	7.07	$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \tan\phi')}$
N_g	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	3.50	$N_g = 1.5 * (N_q - 1) * \tan\phi'$
ϕ'_k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	21.0 °	= 0.37 radians
$\tan(\phi')_k$	tangente dell'angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=		
c_d	coesione caratteristica di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	30 kPa	= 0.30 daN/cm ²
g_1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/mc	= 2.000 ton/mc
g_2'	peso unitario efficace del terreno sotto la fondazione	=	10.00 kN/mc	= 1.000 ton/mc
D	profondita di posa della fondazione	=	0.70 m	
N_k	carico verticale caratteristico	=	1242 kN	= 12.42 ton
T_k	carico orizzontale caratteristico	=	0 kN	= 0.00 ton
M_b	momento nella direzione di B (Componente orizzontale del carico T_k per l'altezza dove agisce: $M = T_k * H$)	=	0 kN*m	= 0.00 ton*m
e_b	eccentricita in larghezza B	=	0.00	$e_b = M_b / N_k$
e_L	eccentricita in lunghezza L	=	0.00	$e_L = M_L / N_k$
B_R	larghezza della fondazione reale	=	2.90 m	
L_R	lunghezza della fondazione	=	7.90 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	2.90 m	$B = B_R - 2 * e_b$
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	7.90 m	$L = L_R - 2 * e_L$
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.15	$1 + (B/L) * (N_q/N_c)$
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.12	$1 + (B/L) * \sin(\phi')$
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.86	$1 - 0.4 * (B/L) >= 0.6$
θ	inclinazione del carico	=	0.00 °	$\text{atan}(T_k/N_k)$
ic	fattore dell'inclinazione del carico	=	1.00	$(1 - \theta / 90) * 2$
iq	fattore dell'inclinazione del carico	=	1.00	= ic
ig	fattore dell'inclinazione del carico	=	1.00	$(1 - \theta / \phi') * 2 : 0 \text{ se } \phi = 0 \text{ o } \phi < \theta$
ω	angolo di inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale	=	0.00 °	= 0.00 radians
bc	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	$bq - ((1 - bq) / (N_c * \tan\phi'))$
bq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	$\exp(-2 * \omega * \tan\phi')$
bg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	$\exp(-2.7 * \omega * \tan\phi')$
β	inclinazione del piano di campagna rispetto all'orizzontale a valle della fondazione	=	0.00 °	= 0.00 radians
gc	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	$gq - ((1 - gq) / (N_c * \tan\phi'))$
gq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	$(1 - 0.5 * \tan\beta) * 5$
gg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	gq
dc	fattore di profondita	=	1.12	per $D/B <= 1$; $dc = 1 + 0.4 * (D/B)$
dq	fattore di profondita	=	1.10	per $D/B > 1$; $dc = 1 + 0.4 * \text{atan}(D/B)$
dg	fattore di profondita	=	1.00	per $D/B <= 1$; $dq = 1 + 2 * \tan\beta * (1 - \text{sen}\beta) * 2 * (D/B)$
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.98	per $D/B > 1$; $dq = 1 + 2 * \tan\beta * (1 - \text{sen}\beta) * 2 * (D/B) * \text{atan}(D/B)$ 1.00 per definizione
In caso di un substrato roccioso il valore del carico N_{lim} va ridotto in funzione del RQD:				
$N_{lim}' = N_{lim} * RQD^2$		=	0 kPa	
in RQD	Rock Quality Designation (pezzi > 10cm per metro)	=	0 %	
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 2.3 al carico limite N_{lim} , come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto				
$R_d = N_{lim} / 2.3$		=	338 kPa	= 3.38 daN/cm ² = 33.8 ton/mq

Controllo della validita dell'eccentricita; e / B o L <= 0.16	
e_b / B	0.00
e_L / L	0.00

Brinch-Hansen, 1970
Brinch-Hansen, 1970

Brinch-Hansen, 1970
Brinch-Hansen, 1970
Brinch-Hansen, 1970

Brinch-Hansen, 1970
Brinch-Hansen, 1970
Brinch-Hansen, 1970

J.E. Bowles, 1988

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE T_{lim} ORRIZZONTALE IN CONDIZIONI STATICHE SUL PIANO DI POSA

Per la verifica del carico limite orizzontale T_{lim} si applica la formula generale:

$T_{lim} = ca_d * mc\% + (N_k * \tan(\delta')_d * mm\%) / A_{FONDAZIONI}$		=	20 kPa	
in cui:				
ca_d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	30 kPa	
mc%	fattore di riduzione per ca_d	=	0.66	J.E. Bowles, 1988
$N_{k \text{ statico}}$	carico verticale caratteristico statico	=	0 kN	
δ'_d	angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	12.1	$\phi_k * mm$
$\tan(\delta')_d$	tangente dell'angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.21	
mm%	fattore di riduzione per $\tan(\delta'_d)$	=	67%	
A_{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	22.91 mq	mm = 0.67 a favore della sicurezza, ma potrebbero essere assunto mm = 1 poichè il calcestruzzo fresco aderisce bene al terreno, quindi di fatto l'attrito avviene tra terreno e terreno
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1.1 al carico limite T_{lim} , come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto				
$R_d = T_{lim} / 1.1$		=	18 kPa	= 0.18 daN/cm ² = 1.8 ton/mq

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE N_{lim} VERTICALE IN CONDIZIONI SISMICHE IN TERRENO OMOGENEO

Per la verifica del carico limite verticale N_{lim} si applica la formula generale di Brinch-Hansen (1966, 1970) con l'aggiunto di alcuni fattori correttivi da altre autori.									
$N_{lim} =$		$zc * sc * lc * bc * gc * dc * N_c * c_d$				$+ zq * sq * lq * bq * gq * dq * N_q * g_1' * D$			
		$+ 0.5 * zg * rg * sg * lg * bg * gg * dg * Ng * B * g_2'$				$=$		524 kPa	
#1 CUI:									
Nc	fattore di capacità portante dipendente dal ϕ'	=	15.81			Nc = (Nq -1) * cotan ϕ'			
Nq	fattore di capacità portante dipendente dal ϕ'	=	7.07			Nq = tan ² (2(45 + $\phi'/2$)) * e ^{ϕ'} (pi * tan ϕ')			
Ng	fattore di capacità portante dipendente dal ϕ'	=	3.50			Ng = 1.5 * (Nq -1) * tan ϕ'			
ϕ'_k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	21.0 °	=	0.37 radians				
tan(ϕ'_k)	tangente del angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=							
c_d	coesione caratteristica di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	30 kPa	=	0.30 daN/cm ^q				
g_1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/mc	=	2.000 ton/mc				
g_2'	peso unitario efficace del terreno sotto la fondazione	=	10.00 kN/mc	=	1.000 ton/mc				
D	profondità di posa della fondazione	=	0.70 m						
Nk	carico verticale caratteristico (incluso componente verticale dell'azione sismica E)	=	1242 kN	=	12.42 ton				
Tk	carico orizzontale caratteristico (incluso componente orizzontale dell'azione sismica E)	=	272 kN	=	2.72 ton				
M_b	momento nella direzione di B (Componente orizzontale del carico Tk per l'altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	697 kN*m	=	6.97 ton*m				
M_l	momento nella direzione di L (Componente orizzontale del carico Tk per l'altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	850 kN*m	=	8.50 ton*m				
e_b	eccentricità in larghezza B	=	0.29		$e_b = M_b / N_k$ o $= 0.1 * BR$				
e_l	eccentricità in lunghezza L	=	0.00		$e_l = M_l / N_k$ o $= 0.1 * LR$				
B_R	larghezza della fondazione reale	=	2.90 m						
L_R	lunghezza della fondazione	=	7.90 m						
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	2.32 m		$B = B_R - 2 * e_b$				Brinch-Hansen, 1970
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	6.76 m		$L = L_R - 2 * e_l$				Brinch-Hansen, 1970
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.15		$1 + (B/L) * (N_q/N_c)$				Brinch-Hansen, 1970
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.12		$1 + (B/L) * \sin(\phi')$				Brinch-Hansen, 1970
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.86		$1 - 0.4 * (B/L) >= 0.6$				Brinch-Hansen, 1970
θ	inclinazione del carico	=	10.35 °		atan(Tk/Nk)				
ic	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.78		$(1 - \theta / 90) / 2$				
iq	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.78		= ic				
ig	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.26		$(1 - \theta / \phi) / 2$: 0 se $\phi = 0$ o $\phi < 0$				
ω	angolo di inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale	=	0.00 °	=	0.00 radians				
bc	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00		$bq - ((1 - bq) / (N_c * \tan \phi'))$				Brinch-Hansen, 1970
bq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00		$\exp(-2 * \omega * \tan \phi')$				Brinch-Hansen, 1970
bg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00		$\exp(-2.7 * \omega * \tan \phi')$				Brinch-Hansen, 1970
β	inclinazione del piano di campagna rispetto all'orizzontale a valle della fondazione	=	0.00 °	=	0.00 radians				
gc	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00		$gq - ((1 - gq) / (N_c * \tan \phi'))$				Brinch-Hansen, 1970
gq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00		$(1 - 0.5 * \tan \beta) / 5$				Brinch-Hansen, 1970
gg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00		gq				Brinch-Hansen, 1970
dc	fattore di profondità	=	1.12		per D/B<=1; dc = 1 + 0.4 * (D/B) per D/B > 1; dc = 1 + 0.4 * atan(D/B)				
dq	fattore di profondità	=	1.10		per D/B<=1; dq = 1 + 2 * tanf * (1 - senf) ² * (D/B) per D/B > 1; dq = 1 + 2 * tanf * (1 - senf) ² * (D/B) * atan(D/B)				
dg	fattore di profondità	=	1.00		1.00 per definizione				
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.98		$1 - 0.25 * \log(B/2)$ per B>=2				J.E. Bowles, 1988
kh	coefficiente sismico orizzontale per inerzia del terreno	=	0.055		tabella 7.11.1 del D.M. 14-01-2008				
kv	coefficiente sismico verticale per inerzia del terreno	=	0.027		kh / 2				
zc	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.92		$\exp(-4.3 * kh * (1 + X))$				Al-Karni & Budhu, 1993
zq	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.82		$(1 - Kv) * \exp(-(5.3 * kh * 1.2) / (1 - Kv))$				Al-Karni & Budhu, 1993
zg	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.67		$(1 - 2/3 * Kv) * \exp(-(9 * kh * 1.1) / (1 - Kv))$				Al-Karni & Budhu, 1993
Applicando suddetto formula generale di Brinch-Hanssen assumendo i fattori riduttivi per l'azioni inerziale del terreno in caso di sisma si calcola il carico limite N _{lim} in condizioni sismiche									
$N_{lim} =$				=		524 kPa			
In caso di un substrato roccioso il valore del carico N _{lim} va ridotto in funzione del RQD:									
$N_{lim}' = N_{lim} * RQD^2$				=		0 kPa			
in RQD	Rock Quality Designation (pezzi > 10cm per metro)			=		0 %			
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1.8 al carico limite N _{lim} , come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto									
$Rd = N_{lim} / 1.8$				=		291 kPa		= 2.91 daN/cm ^q = 29.1 ton/mq	

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE T_{lim} ORRIZONTALE IN CONDIZIONI SISMICHE SUL PIANO DI POSA

Per la verifica del carico limite orizzontale T_{lim} si applica la formula generale:									
$T_{lim} = c_{a_d} * mc\% + (N_k * \tan(\delta'_d) * mm\%) / A_{FONDAZIONI}$		=		31 kPa					
in cui:									
c_{a_d}	coesione di progetto fondazione-terreno	=	30 kPa						
$mc\%$	fattore di riduzione per c_{a_d}	=	0.66	J.E. Bowles, 1988					
$N_{k \text{ statico}}$	carico verticale caratteristico statico	=	1242 kN						
δ'_d	angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	12.1	$\phi_k * mm$	J.E. Bowles, 1988				
$\tan(\delta'_d)$	tangente del angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.21						
$mm\%$	fattore di riduzione per $\tan(\delta'_d)$	=	67%	mm = 0.67 a favore della sicurezza, ma potrebbero essere assunto mm = 1 poiché il calcestruzzo fresco aderisce bene al terreno, quindi di fatto l'attrito avviene tra terreno e terreno					
A_{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	15.68 mq	$L * B$ per fondazioni a platea		15.68			
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1.1 al carico limite T_{lim} , come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto									
$Rd = T_{lim} / 1.1$		=		28 kPa		=		$0.283 \text{ daN/cm}^q = 2.83 \text{ ton/m}^q$	

VERIFICA DI FROHLICH

Si considera l'equazione di Frohlich che valuta il carico critico (Q _{crit}) per cui appaiono le prime zone plastiche.									
Qcrit = Nqcrit * (c * cotgφ'k + g1' * D)		=		207 kPa		(condizioni drenate)			
in cui:									
N _{qcrit}	fattore critico dipendente da φ	=	2.24	Nq crit = π / (cotg (φ) - ((π/2)-φ)))					(Frohlich)
c	coesione	=	30.00 kPa						
φ' _k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	21.0 °	=	0.37 radians				
g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/mc	=	2.000 ton/mc				
D	profondità di posa della fondazione	=	0.70 m						
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 0.8+1 al carico limite Qcrit si ottiene un carico critico di progetto relativo ai primi fenomeni di plasticizzazione di									
Qcrit_d = Qcrit / 1.0		=		207 kPa		=		2.067 daN/cm^q = 20.67 ton/mq	

Comune Bentivoglio
Via Via Castellina
Localita' Casella
Committente Lumistudio s.r.l.
Data 06/11/2023

VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Modulo Edometrico M secondo Benassi
Modulo Elastico E Autori Vari

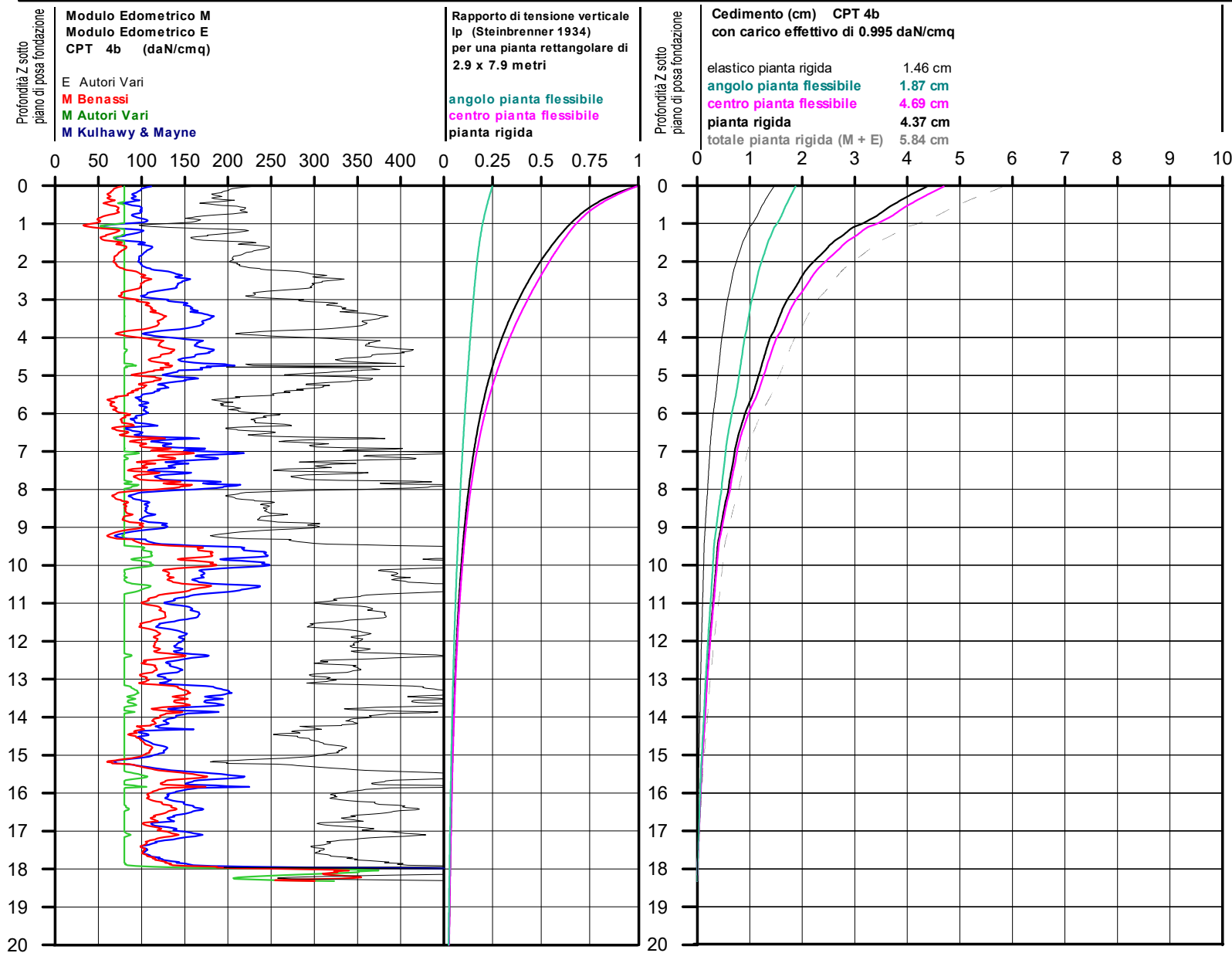


**Società di
Geologia
Territoriale**

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.

Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)

www.geo55.com



CALCOLO DEI CEDIMENTI

Larghezza fondazione (b) 2.90 m
7.90 m

Carico applicato 1.100 daN/cm²

Calcolo fino a profondità massima di 19.00 m da piano fondazione

Modulo Edometrico secondo Benassi
Modulo Elastico secondo Autori Vari

PROVA A 4b

Profondità fondazione 0.70 m
Densità terreno sopra la fondazione 1500 daN/mc
Applicare detrazione per terreno asportato si
Carico effettivo 0.995 daN/cm²

Cedimenti per pianta rigida Elastici 1.46 cm
Cedimenti per pianta rigida Edometrici 4.37 cm
Cedimenti per pianta rigida Totale 5.84 cm

Comune Bentivoglio
Via Via Castellina
Localita' Casella
Committente Lumistudio s.r.l.
Data 06/11/2023

VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Modulo Edometrico M secondo Benassi
Modulo Elastico E Autori Vari

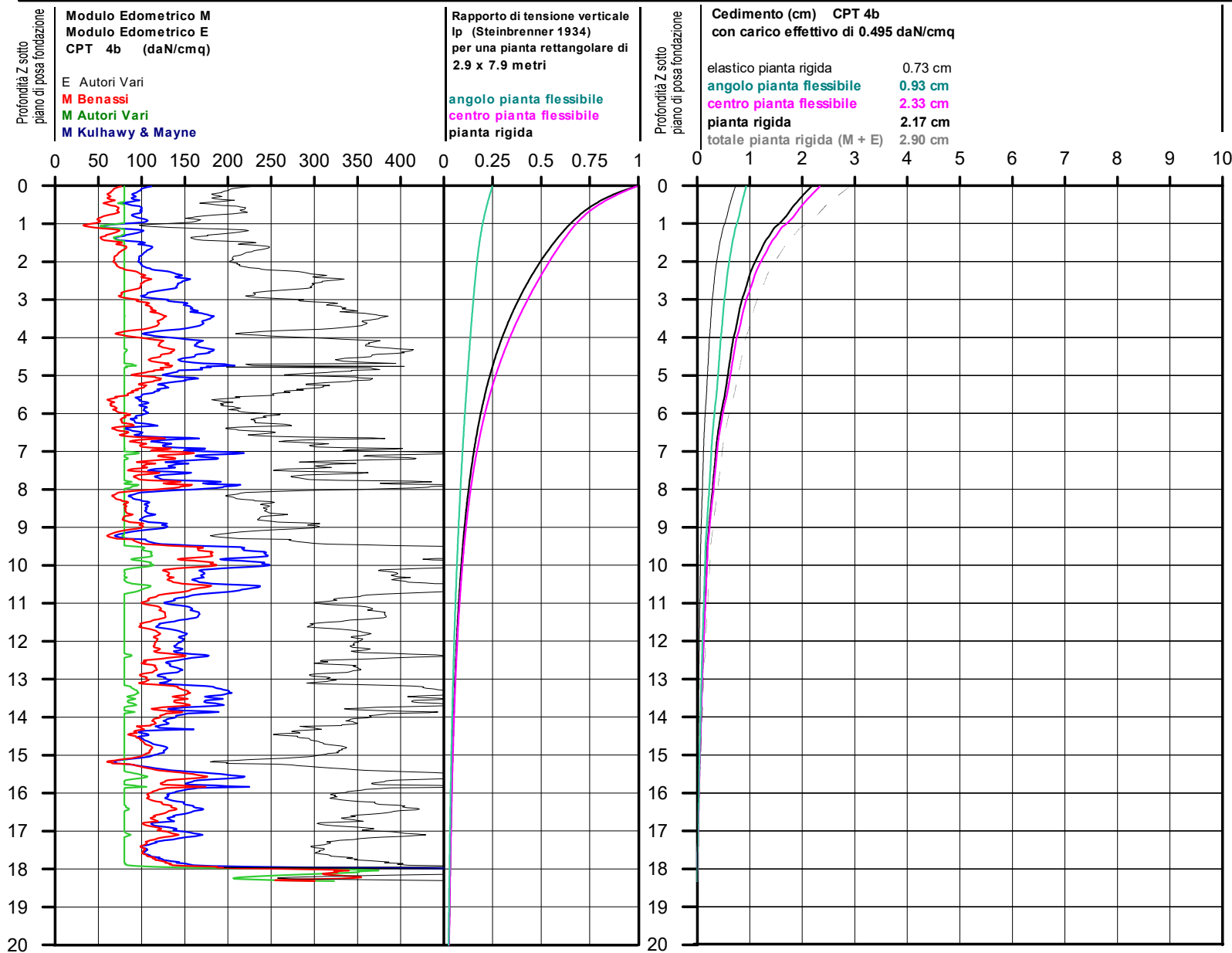


**Società di
Geologia
Territoriale**

S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.

Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)

www.geo55.com



CALCOLO DEI CEDIMENTI

Larghezza fondazione (b) 2.90 m
7.90 m

Carico applicato 0.600 daN/cm²

Calcolo fino a profondità massima di 19.00 m da piano fondazione

Modulo Edometrico secondo Benassi
Modulo Elastico secondo Autori Vari

PROVA A 4b

Profondità fondazione 0.70 m
Densità terreno sopra la fondazione 1500 daN/mc
Applicare detrazione per terreno asportato si
Carico effettivo 0.495 daN/cm²

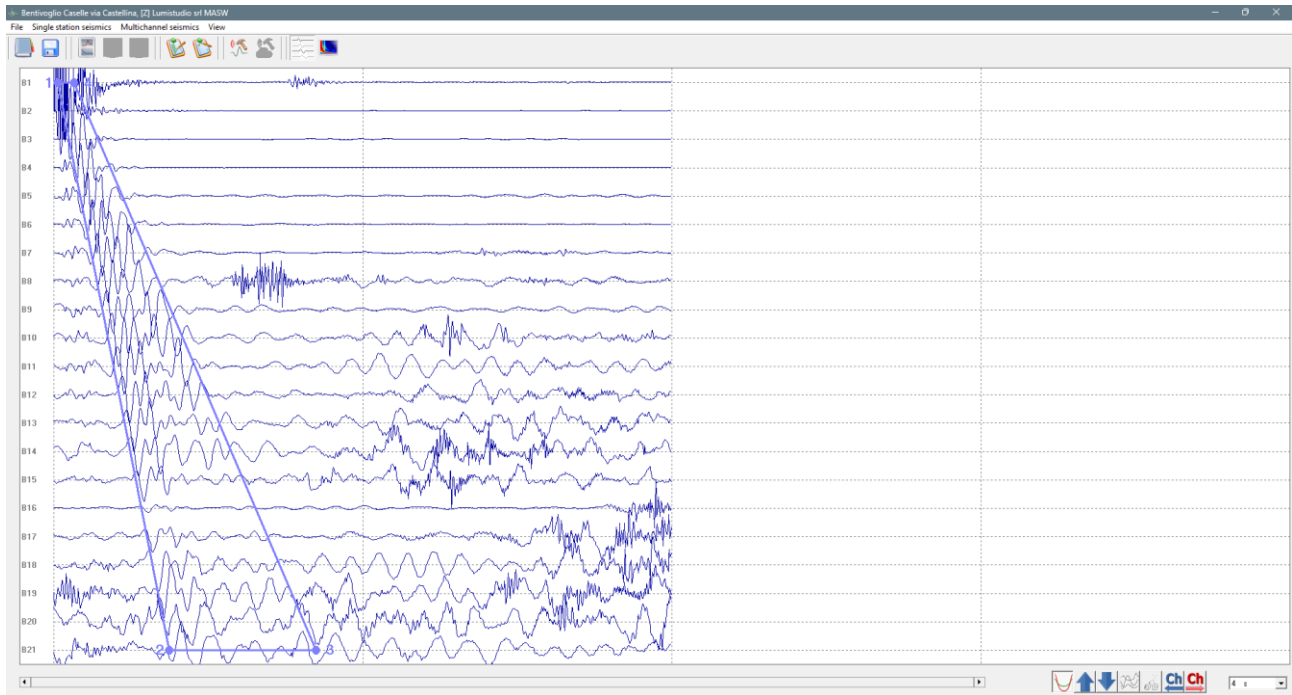
Cedimenti per pianta rigida Elastici 0.73 cm
Cedimenti per pianta rigida Edometrici 2.18 cm
Cedimenti per pianta rigida Totale 2.90 cm

BENTIVOGLIO CASELLE VIA CASTELLINA, LUMISTUDIO SRL T1

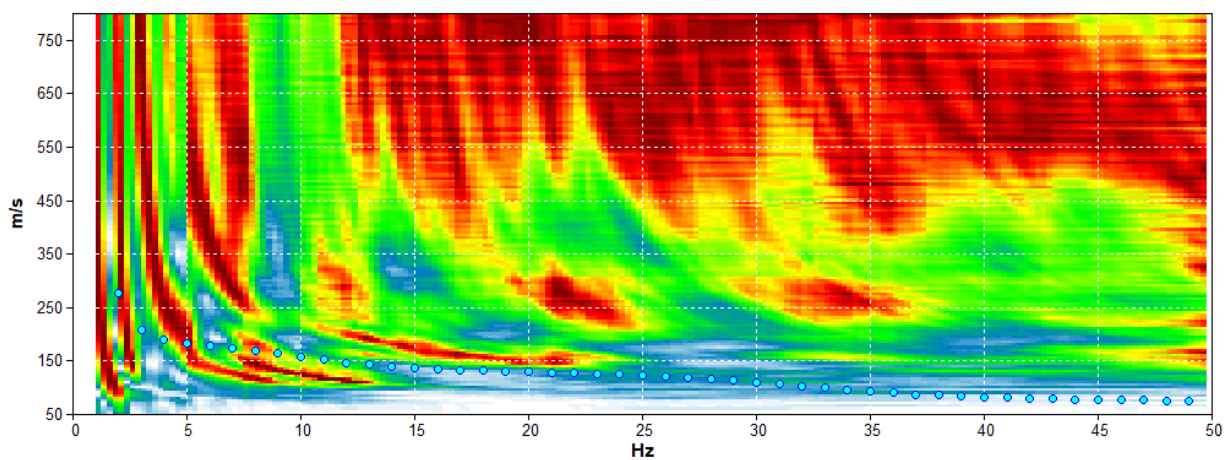
Start recording: 06/11/2023 15:43:10 End recording: 06/11/2023 15:59:46
Trace length: 0h16'36". Analyzed 78% trace (manual window selection)
Sampling rate: 128 Hz

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Array geometry (x): 0.0 3.0 6.0 9.0 12.0 15.0 18.0 21.0 24.0 27.0 30.0 33.0 36.0 39.0 42.0 45.0 48.0 51.0 54.0 57.0 60.0 m.

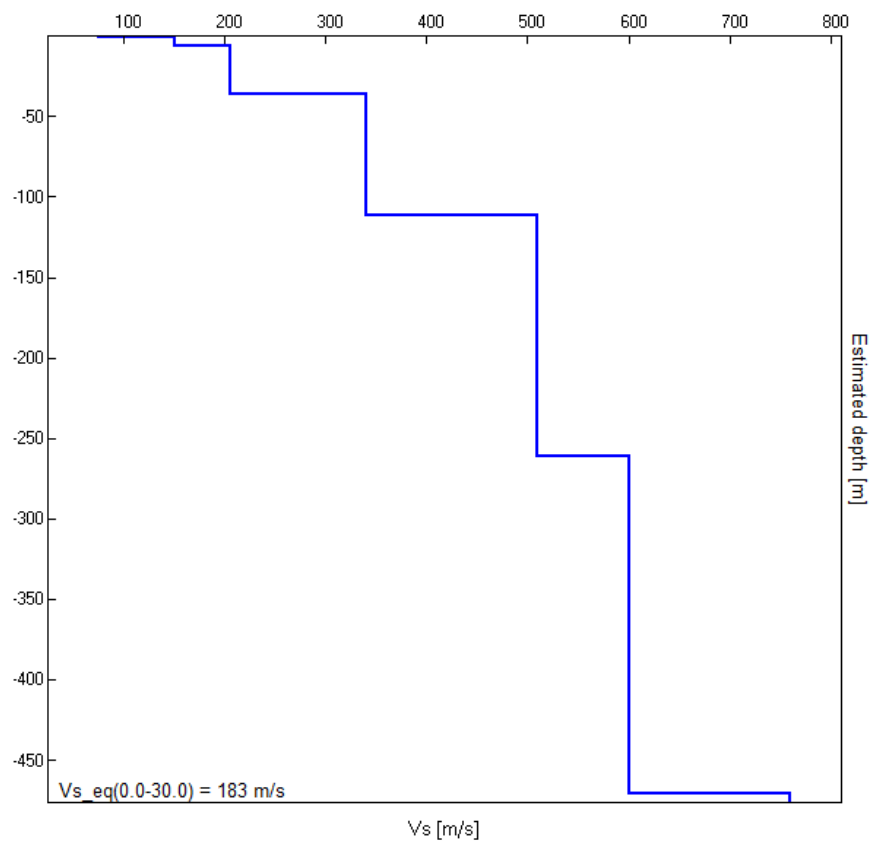


MODELLED RAYLEIGH WAVE PHASE VELOCITY DISPERSION CURVE



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
1.00	1.00	75	0.42
6.00	5.00	150	0.42
36.00	30.00	205	0.42
111.00	75.00	340	0.42
261.00	150.00	510	0.42
471.00	210.00	600	0.42
inf.	inf.	760	0.42

$Vs_{eq}(0.0-30.0) = 183 \text{ m/s}$



BENTIVOGLIO CASELLE VIA CASTELLINA, LUMISTUDIO SRL T1

Instrument: TEB-0704/01-22

Data format: 32 bit

Full scale [mV]: 89

Start recording: 06/11/2023 15:43:10 End recording: 06/11/2023 15:59:46

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

GPS data not available

Trace length: 0h16'36". Analyzed 78% trace (manual window selection)

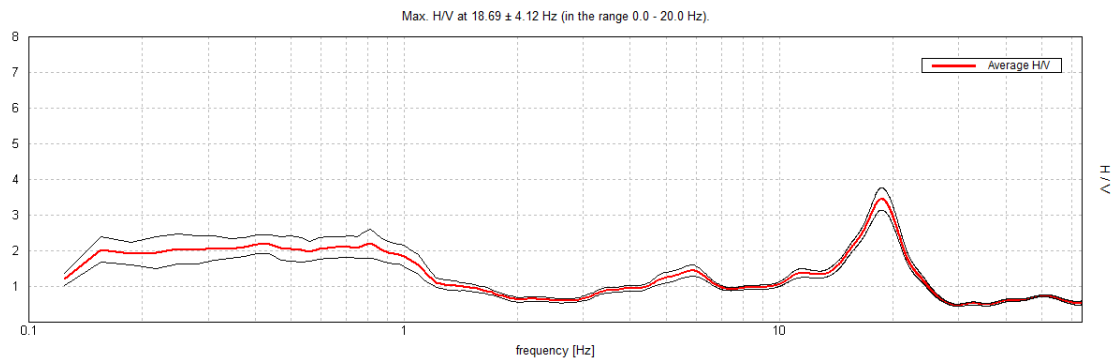
Sampling rate: 128 Hz

Window size: 20 s

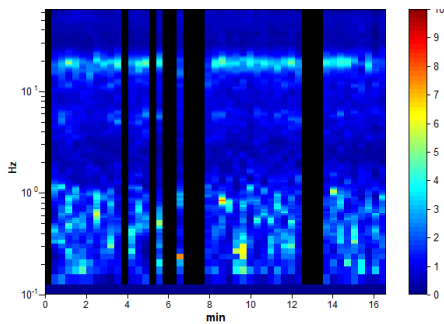
Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 10%

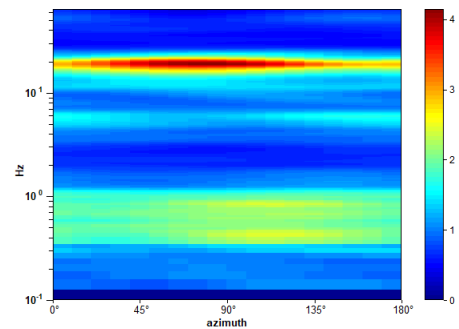
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



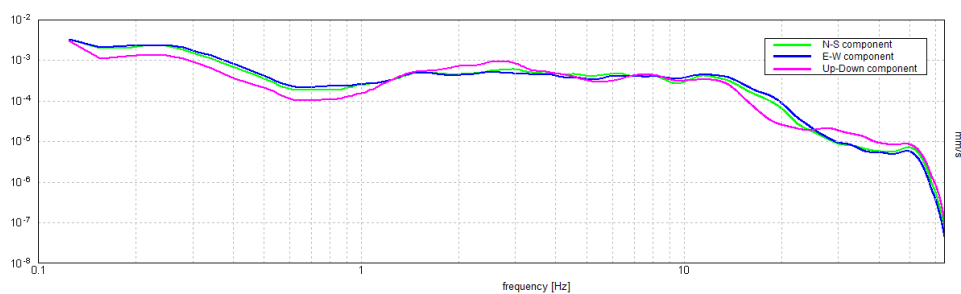
H/V TIME HISTORY



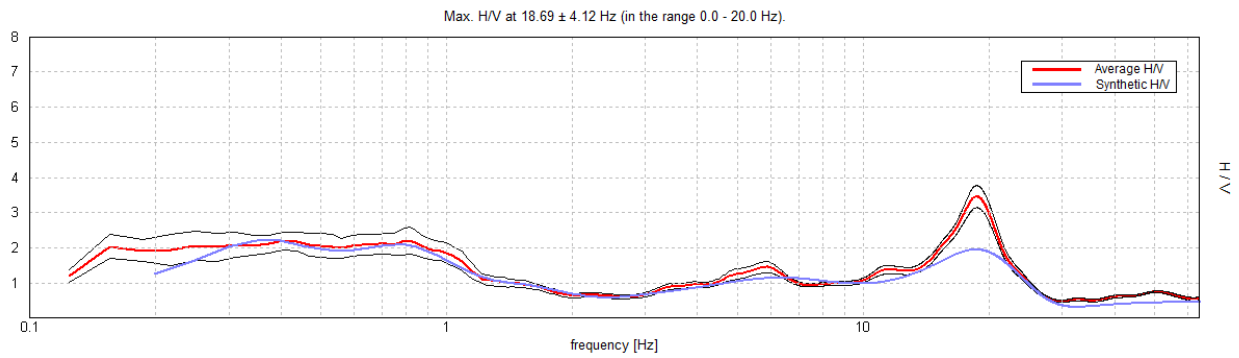
DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA

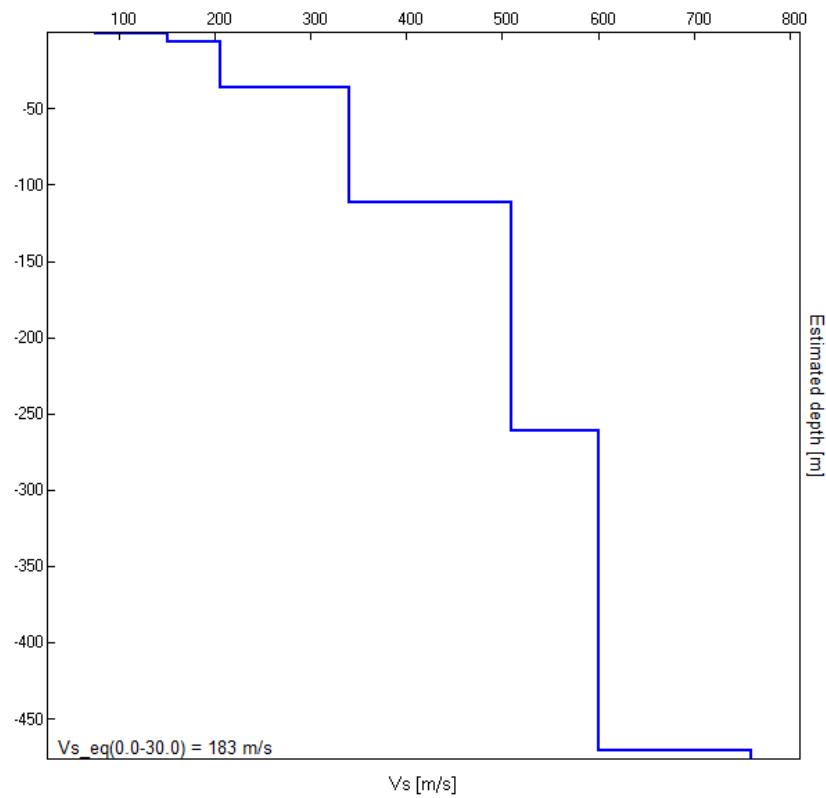


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
1.00	1.00	75	0.42
6.00	5.00	150	0.42
36.00	30.00	205	0.42
111.00	75.00	340	0.42
261.00	150.00	510	0.42
471.00	210.00	600	0.42
inf.	inf.	760	0.42

$V_{s_eq}(0.0-30.0) = 183 \text{ m/s}$



[According to the SESAME, 2005 guidelines. **Please read carefully the *Grilla* manual before interpreting the following tables.**]

Max. H/V at 18.69 ± 4.12 Hz (in the range 0.0 - 20.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	18.69 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	14202.5 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 898 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	14.656 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	22.063 Hz	OK	
$A_0 > 2$	3.46 > 2	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.22026 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	4.11612 < 0.93438		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.3168 < 1.58	OK	

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$

Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 f_0	0.2 f_0	0.15 f_0	0.10 f_0	0.05 f_0
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

BENTIVOGLIO CASELLE VIA CASTELLINA, LUMISTUDIO SRL T2

Instrument: TEB-0704/01-22

Data format: 32 bit

Full scale [mV]: 89

Start recording: 06/11/2023 16:28:16 End recording: 06/11/2023 16:48:16

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

GPS data not available

Trace length: 0h20'00". Analyzed 72% trace (manual window selection)

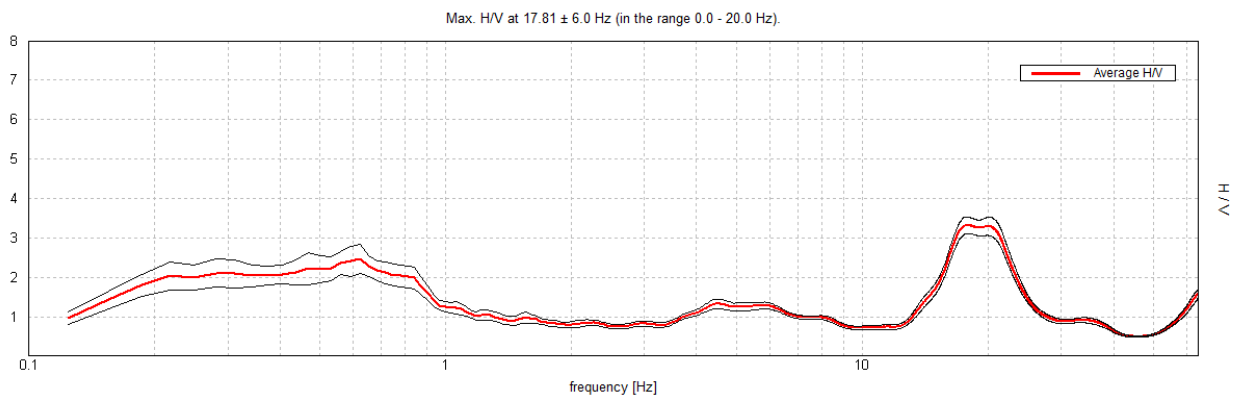
Sampling rate: 128 Hz

Window size: 20 s

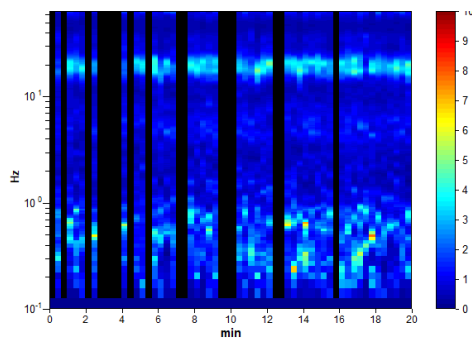
Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 10%

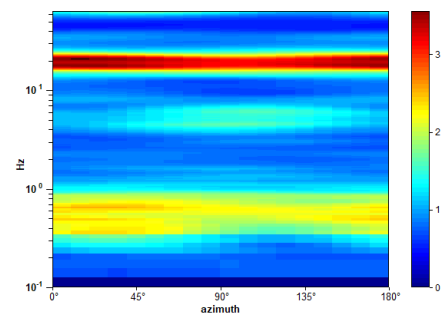
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



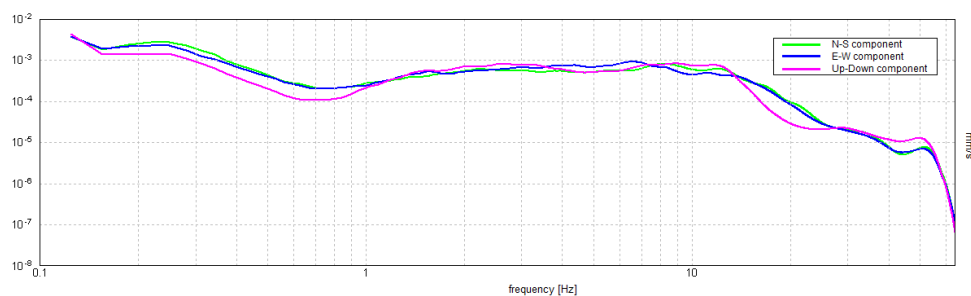
H/V TIME HISTORY



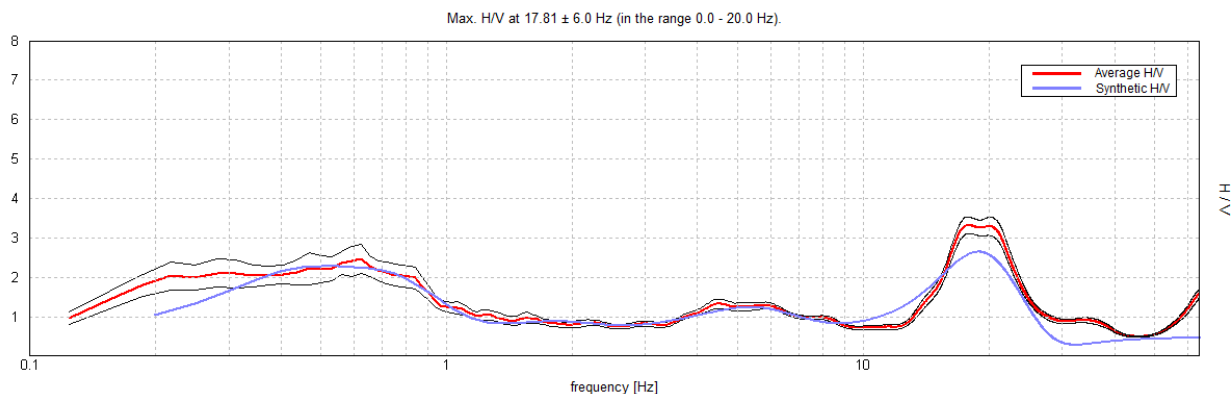
DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA

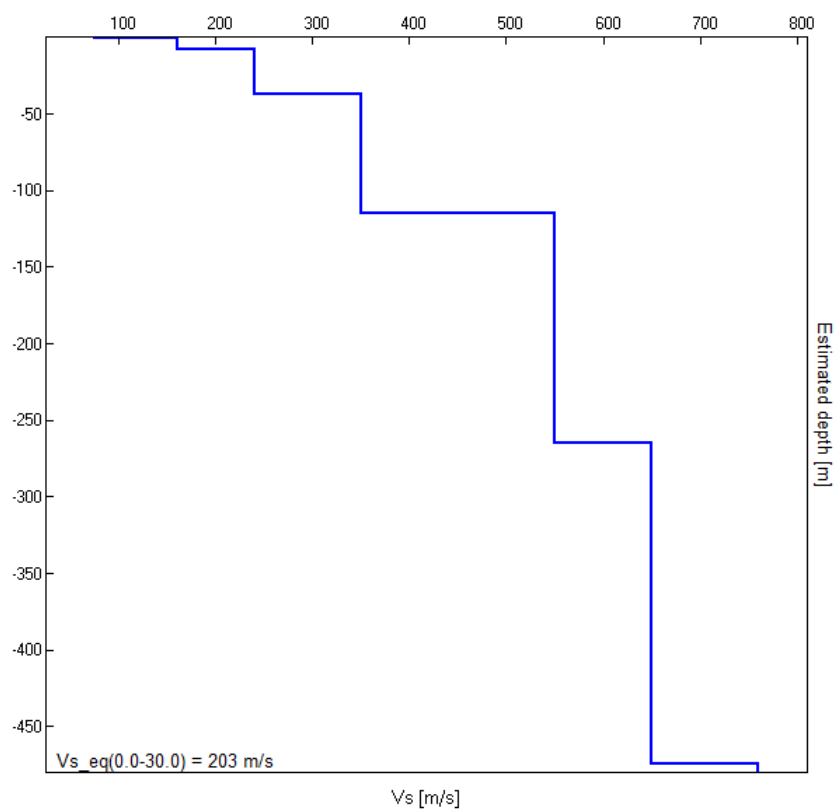


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
1.00	1.00	75	0.42
7.50	6.50	160	0.42
37.50	30.00	240	0.42
114.50	77.00	350	0.42
264.50	150.00	550	0.42
474.50	210.00	650	0.42
inf.	inf.	760	0.42

$Vs_{eq}(0.0-30.0) = 203$ m/s



[According to the SESAME, 2005 guidelines. **Please read carefully the *Grilla* manual before interpreting the following tables.**]

Max. H/V at 17.81 ± 6.0 Hz (in the range 0.0 - 20.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$17.81 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$15318.8 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 856 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	14.813 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	24.281 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$3.32 > 2$	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.33687 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$6.00055 < 0.89063$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.2074 < 1.58$	OK	

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$

Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20