
COMUNE DI LUGO

(Provincia di Ravenna)

RELAZIONE

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

Lavori nuova costruzione palazzina uffici e capannone in comune di Lugo - via Provinciale Cotignola 17 - Fg 11 map 544

PROPRIETA'

UBUNTU s.r.l.

Via Provinciale Cotignola 20/09
48022, Lugo (RA)
C.F. 02565070394
P.Iva 02565070394

Legale Rappresentate
Luca Benedetti
C.F. BNDLCU81S12E730P

Ottobre, 2021

SGT 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

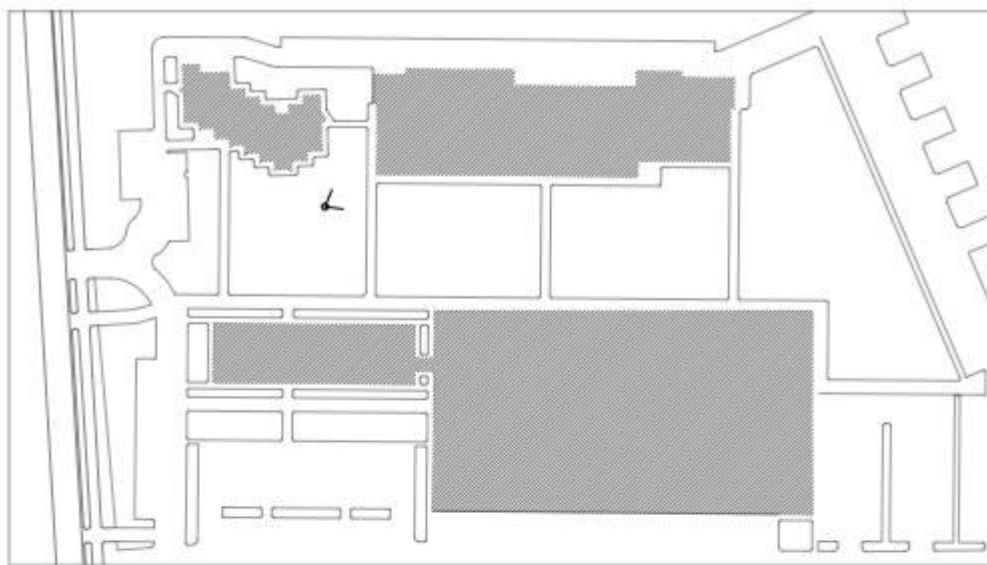
1. PREMESSA	2
2. RELAZIONE SULLA CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	4
2.1. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA	4
2.2. PIANIFICAZIONE – TAVOLA DEI VINCOLI DEL RUE	6
2.3. INDAGINI GEOGNOSTICHE	7
2.3.1. <i>PROVE PENETROMETRICHE</i>	7
2.3.2. <i>MISURE DEI MICROTREMORI</i>	9
3. AZIONE SISMICA	11
3.1. EFFETTI DI UN SISMA DI PROGETTO SUI TERRENI INTERESSATI DALL’OPERA.....	11
3.2. VERIFICA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE.....	11
4. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA	16
4.1. METODO UTILIZZATO PER LA VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI	16
4.1.1. <i>Parametri geotecnici caratteristici per la valutazione delle resistenze di progetto</i>	18
4.1.2. <i>Parametri geotecnici caratteristici delle unità litostratigrafiche del sito indagato</i>	29
4.2. VALUTAZIONE AGLI STATO LIMITE DI RESISTENZA DEL TERRENO (SLU).....	34
4.2.1 <i>Calcolo del carico limite dell’insieme fondazione-terreno - premessa</i>	35
4.2.2 <i>Fondazione e parametri geotecnici caratteristici utilizzati nei calcoli del carico limite dell’insieme fondazione-terreno</i>	36
4.2.3 <i>Collasso per carico limite dell’insieme “fondazione-terreno” – approccio 2</i>	38
4.3. VALUTAZIONE DELLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) – DEFORMAZIONI IRREVERSIBILI.....	48
5. CONCLUSIONI	56
INDICAZIONI, DI CARATTERE GENERALE, ESECUTIVE E PROGETTUALI	58
ALLEGATI	60

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"

Il lavoro in progetto prevede la realizzazione di un nuovo complesso di fabbricati, previa demolizione degli esistenti, come schematicamente riportato nei sottostanti disegni estratti dagli elaborati progettuali.





2. RELAZIONE SULLA CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

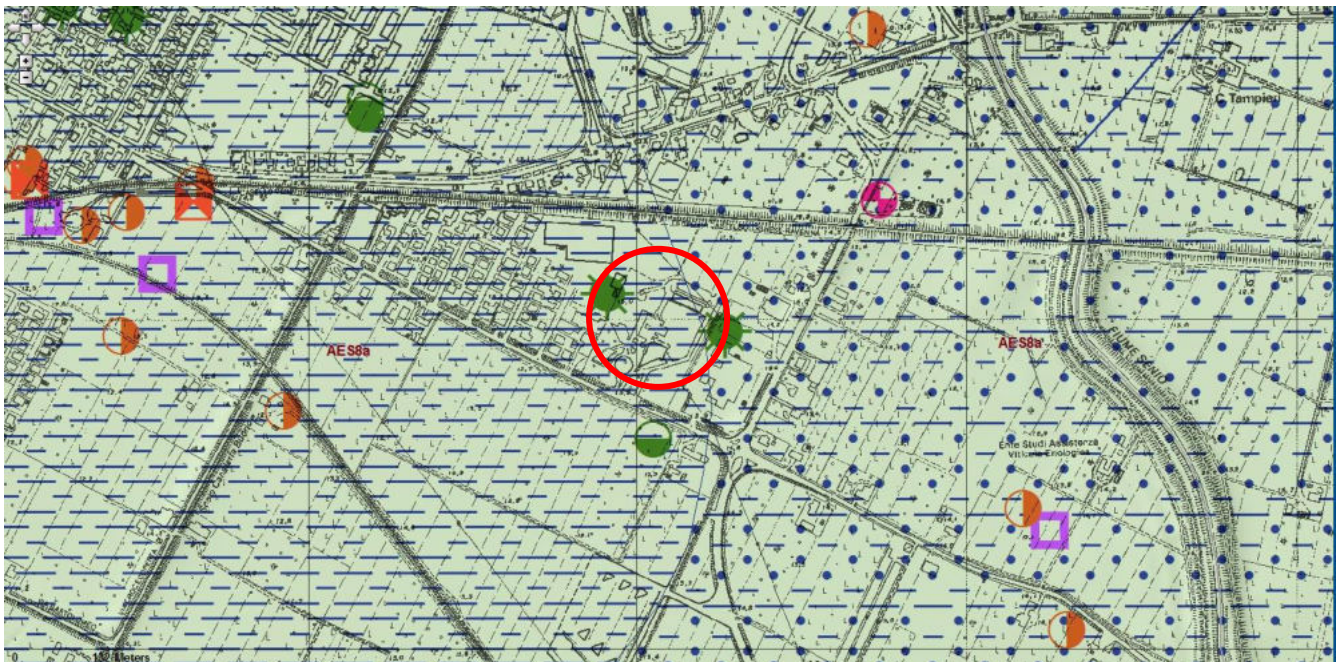
2.1. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

L'area di progetto si trova nell'area ex Iter, lungo la via Prov.le Cotignola, nel Comune di Lugo, si presenta morfologicamente pianeggiante, si trova a circa 13 m sul livello mare, come risulta dalla CTR.

I terreni d'interesse sono tipici della bassa pianura, cioè caratterizzati da depositi fini e medio-fini formati per successive fasi di esondazioni del reticolo idrografico.

L'elemento idrografico principale è costituito dallo Scolo Arginello che scorre in adiacenza Sud del lotto in esame. Inoltre, il Torrente Senio, arginato e pensile, scorre alla distanza di circa 510 m a Est del lotto di progetto.

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



Ambienti deposiz. e litologie (10K)

Argilla Limosa - Piana alluvionale

Sabbia Limosa Argillosa - Piana alluvionale

Coperture quaternarie (10K)

AES8a - Unità di Modena

Prove puntuali

- carotaggio continuo
- pozzo per acqua
- prova CPT con punta elettrica con piezocono
- prova CPT con punta meccanica
- prova dinamica generica
- sondaggio a distruzione



AES8 - Subsistema di Ravenna



AES8a - Unità di Modena

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.

Pleistocene sup. - Olocene

AES8a - Unità di Modena

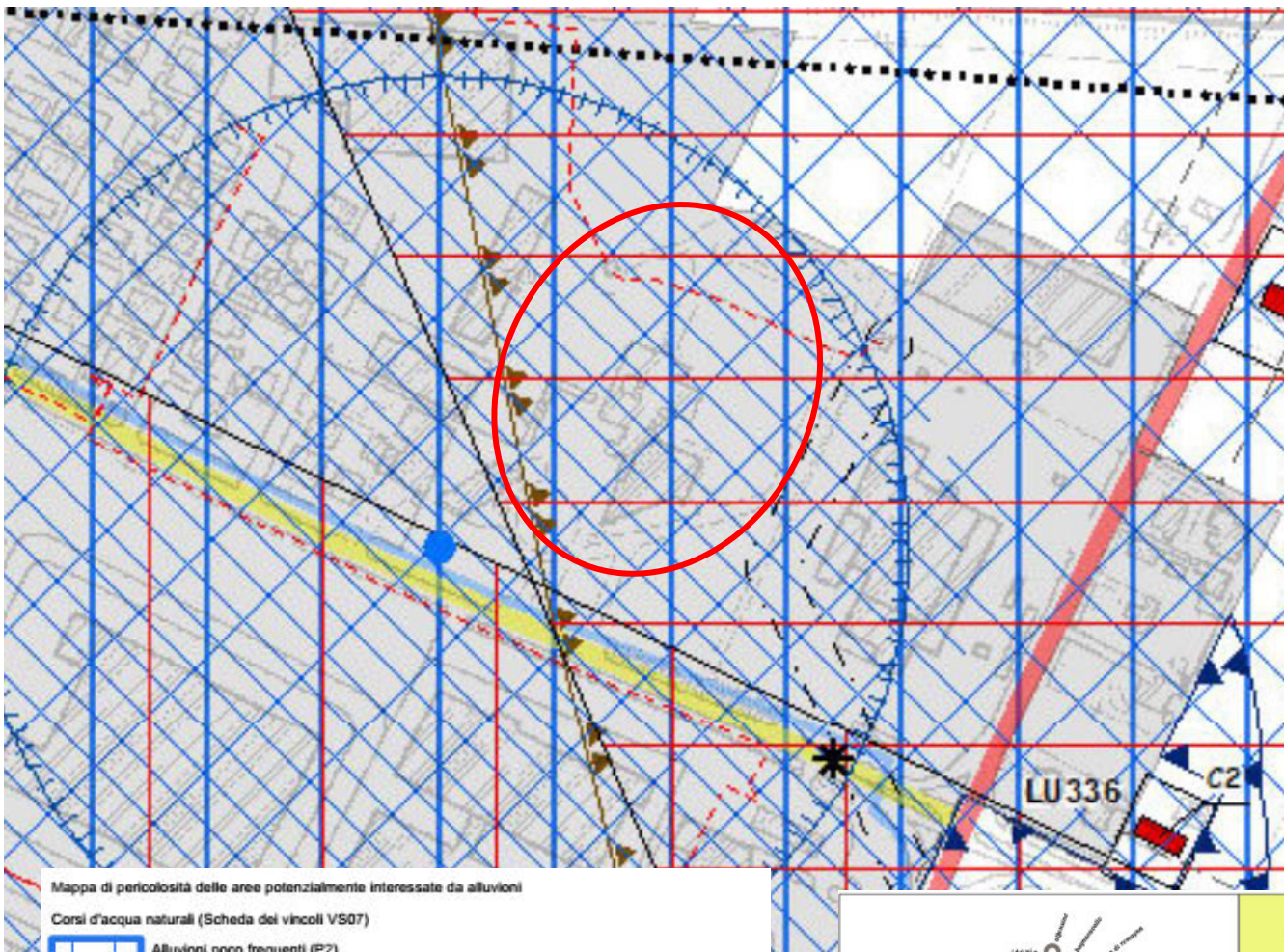
Ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua, talora organizzate in corpi a geometrie lenticolari, nastriformi, tabulari e cuneiformi. Depositi alluvionali intravallivi, terrazzati (primo ordine dei terrazzi nelle zone intravallive), deltizi, litorali, di conoide e, 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 plurimetico.

Olocene

2.2. Pianificazione – Tavola dei Vincoli del RUE

In base alle Tavole e Schede dei vincoli (CUT) del RUE, approvati con Delibera di Consiglio Comunale n.18 del 21/03/2019 e sono entrati in vigore con la pubblicazione sul BURERT n.120 del 17/04/2019, il sito in esame ricade in una zona:

- soggetta ad alluvioni poco frequenti (P2) (scheda dei vincoli VS07);
- soggetta a particolare amplificazione del rischio sismico: aree per le quali è richiesta la verifica del loro possibile inserimento nelle zone che richiedono un'analisi approfondita (III livello) (scheda dei vincoli VS12)
- indicata con indice di liquefazione: $2 < IL \leq 5$ (medio).



Mappa di pericolosità delle aree potenzialmente interessate da alluvioni

Corsi d'acqua naturali (Scheda dei vincoli VS07)

Alluvioni poco frequenti (P2)

Alluvioni frequenti (P3)

Reticolo secondario di pianura (Scheda dei vincoli VS08)

Alluvioni poco frequenti (P2)

Alluvioni frequenti (P3)

Aree soggette a particolare amplificazione del rischio sismico: aree che non necessitano di approfondimento (I livello) (Scheda dei vincoli VS12)

Aree soggette a particolare amplificazione del rischio sismico: aree per le quali è richiesta la verifica del loro possibile inserimento nelle zone che chiedono un'analisi approfondita (III livello) (Scheda dei vincoli VS12)

Approfondimento aree di terzo livello (studio MS) (Scheda dei vincoli VS13)

Indice di liquefazione

$IL \leq 2$ basso

$2 > IL \leq 5$ medio

$5 > IL \leq 15$ alto (elevato)

Unità strutturale interferente (studio CLE) (Scheda dei vincoli VS13)

**Carta Unica del Territorio
Unione Bassa Romagna**

Tavola dei vincoli **TAVOLA LU10**
area 12.000

ADOSSATO	Delibera di C.C.	n. 07	del 30/11/2017
APPROVATO	Delibera di C.C.	n. ...	del ...
PUBBLICATO	BUR	n. ...	del ...

Sindaco referente per l'Unione Davidto Raselli
Sindaco del Comune di Lago Davidto Raselli
Assessore competente Walterio Anzolini
Responsabile del Servizio Urbanistica Sabirio Mastaroli
Progettisti Servizio Urbanistica
 MATE s.r.l. - Carlo Sartoretti

**L
U
S
C**

2.3. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Al fine di verificare le caratteristiche geomeccaniche del terreno interessato al progetto, in considerazione del rilievo effettuato, sull'area di interesse sono state realizzate n. 7 prove penetrometriche con punta elettrica e piezocono.

Mentre per la valutazione dell'amplificazione sismica di risonanza del substrato di interesse e della V_{S30} è stata realizzata una misura HVSR sul sito in esame.

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 presenta 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 0.0 m a -0.5÷1.0 m dal piano di campagna.</i> terreni di alterazione superficiale di natura limoso sabbiosa argillosa
Unità B	<i>Da -0.5÷1.0 m a circa -2.5÷3.0 m dal piano di campagna</i> Sabbia limosa, limo sabbioso con intercalazioni di limo argilloso (paleoalveo del T. Senio). Per i terreni granulari si osserva addensamento medio, localmente sciolto; mentre per i terreni fini si osserva consistenza plastica. I valori penetrometrici risultano mediamente compresi tra 2.0÷3.0 MPa e 5÷7 MPa per i terreni granulari. Mentre per i terreni fini si osservano valori mediamente compresi tra 1.2 MPa e 1.9 MPa.
Unità C	<i>Da circa -2.5÷3.0 m a -20 m dal piano di campagna, massima profondità indagata.</i> Prevalenti limi argillosi e argille limose a consistenza prevalentemente plastica, localmente molle-plastica, con rare intercalazioni di livelli sabbioso-limosi, più frequenti verso il basso, tra -10 m e -12 m e oltre i 17÷18 m dal piano di campagna. I valori penetrometrici risultano mediamente compresi tra 1.0 MPa e 1.5 MPa.

Il livello della falda freatica, misurata all'interno dei fori penetrometrici alla data delle prove, presentava un livello compreso tra -1.5 m e -2.0 m dal piano di campagna attuale.

<i>n. prove</i>	<i>Data misura</i>	<i>Livello falda freatica m da p.c.</i>
CPTU 1	23-10-2018	1.9 m
CPTU 2	23-10-2018	1.9 m
CPTU 3	05-10-2021	1.5 m
CPTU 4	05-10-2021	1.8 m
CPTU 5	05-10-2021	1.7 m
CPTU 6	05-10-2021	2.0 m
CPTU 7	05-10-2021	1.7 m

In generale, dal confronto tra le prove eseguite e altre di repertorio realizzate nella zona, si osserva che le caratteristiche areali litostratigrafiche del substrato dell'area d'interesse sono nel complesso omogenee, presentando un assetto litostratigrafico lentiforme per i terreni granulari.

2.3.2. MISURE DEI MICROTREMORI

Per la valutazione dell'amplificazione sismica di risonanza del substrato di interesse e della Vs30 si proceduto alla realizzazione di tre misure HVSR.

Metodo dei microtremori HVSR

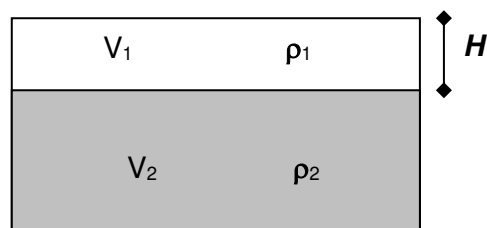
Il tremore sismico, comunemente definito "rumore sismico", esiste ovunque sulla superficie della terra. Esso è principalmente costituito da onde superficiali, ovvero da onde elastiche prodotte dall'interferenza costruttiva di onde P ed S che si propagano negli strati superficiali. Il rumore sismico è 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 perché 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.

La prova eseguita impiegando la suddetta metodologia dei microtremori, 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 **Vs30 attorno a 193÷233 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.

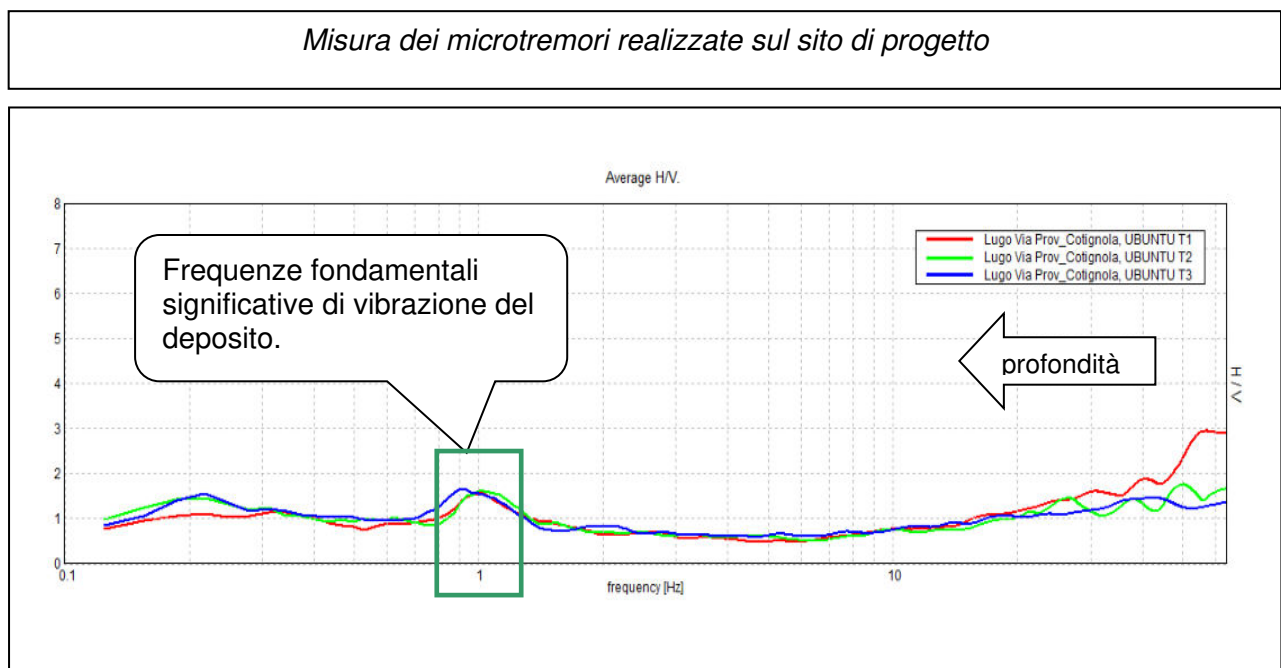
Nel caso specifico è possibile individuare, in prima analisi, la sottostante frequenza fondamentale per il deposito esaminato.

Frequenze fondamentali di vibrazione del deposito	
Frequenza - f (Hz)	Periodo - T (sec)
0.86÷1.1	1.16÷0.9

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 UN 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 712 anni, presenta un'accelerazione al bedrock sismico di **ag/g = 0.213 g**.

Dalle misure di sismica passiva risulta che il sito di indagine è caratterizzato da **Vs30 = 198÷233 m/s**, quindi, il sito ricade in **categoria C**, con relativo coefficiente di amplificazione stratigrafico pari a **Ss = 1.39**.

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

$$ag_{max} = ag * Ss * S_T = 0.296 g$$

(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.

Inoltre, sono possibili assestamenti per riduzione di porosità. Ciò avviene in misura maggiore per quei terreni incoerenti poiché i granuli sottoposti a vibrazione perdono resistenza di attrito e quindi vengono favoriti fenomeni di scorrimento con assestamenti e rifluimenti, con possibili processi di liquefazione in caso di terreni saturi di acqua.

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 potranno essere soggette le future strutture in progetto relativamente alla pericolosità cosismica di liquefazione dei terreni del substrato del fabbricato in esame, si farà riferimento alla relazione che definisce il "Rischio".

Per la valutazione del Rischio si fatto riferimento alla seguente relazione.

$$R = P \times V \times E$$

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.

Suscettibilità

La suscettibilità può essere definita come la propensione di una certa porzione di territorio a generare, nel caso specifico, fenomeni di liquefazione in occasione di un determinato sisma, in connessione con le proprie caratteristiche fisiche e con le 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 limi sabbiosi, sabbie e sabbie limose ad una profondità inferiore ai 20 m dal piano di campagna;
- la falda idrica presenta una profondità attorno a 1.5÷2 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.

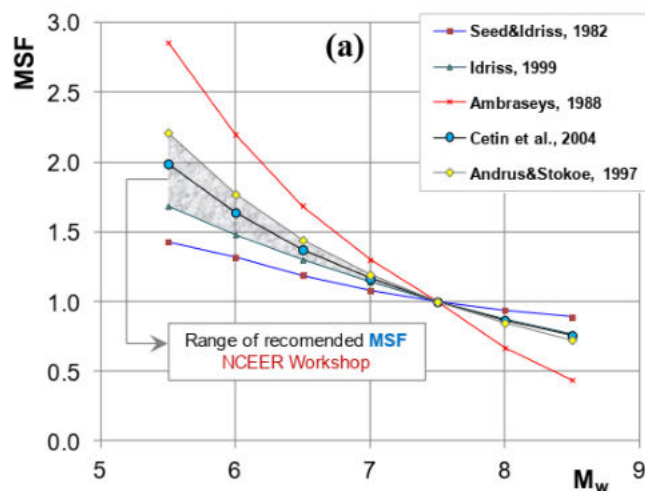
Per la verifica dei coefficienti di sicurezza alla liquefazione per ogni strato considerato si è fatto riferimento al metodo AGI 2006, Boulanger & Idriss (2014) e a quello di Robertson & Cabal (2009) che utilizzano una metodologia di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza è definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e alla sollecitazione indotta dal terremoto di progetto.

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

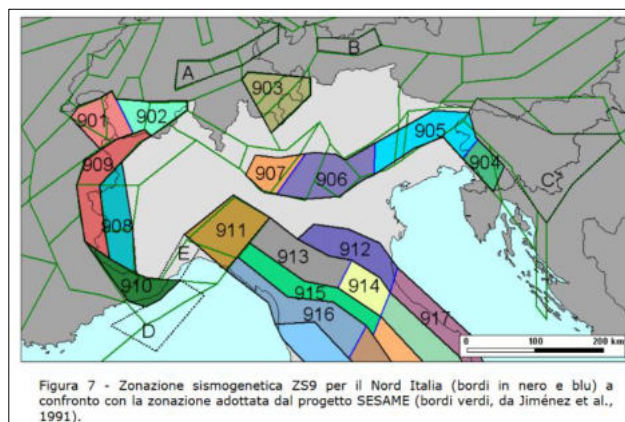
$$4. MSF = 1 + (MSF \left[8.64 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 1.325 \right]_{max})$$

$$MSF \left(\frac{q_{c1Ncz}}{180} \right)_{max}^2$$

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.



Per l'analisi del potenziale di liquefazione del substrato indagato è stato considerato un sisma di progetto con tempi di ritorno di 712 anni (SLV), accelerazione massima al suolo $a/g=0.296$ e magnitudo momento pari a $M_w=6.14$, corrispondente al valore della macrozona sismogenetica di riferimento per il territorio in esame.



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

Inoltre, a favore della sicurezza è stata considerato un livello della falda idrica a -1.0 m dal piano di campagna attuale.

Le suddette analisi, considerando un diverso peso per gli strati sottili inferiori al metro compresi tra livelli non liquefacibili, meno propensi al fenomeno della liquefazione, hanno evidenziato il seguente indice del potenziale di liquefazione allo SLV.

Prova penetrometria	AGI 2006		Boulanger & Idriss (2014)		Robertson & Cabal (2009)		
	IL	Ced. dep. granulari (cm)	IL	Ced. dep. granulari (cm)	IL	Ced. dep. granulari (cm)	Ced. dep. fini (cm)
CPTU 1	2.3	5	3.3	5.4	1.0	3	1
CPTU 2	0.7	2	1.1	2.5	0.1	1	1
CPTU 3	2.0	5	2.8	5.5	1.1	4	2
CPTU 4	2.0	5	2.3	5.3	1.0	3	2
CPTU 5	2.4	7	2.6	7.8	1.1	5	3
CPTU 6	1.2	3	1.4	3.5	0.4	1	2
CPTU 7	0.3	3	0.1	2.3	0.1	1	2

Le suddette analisi hanno evidenziato un indice del potenziale di liquefazione massimo compreso tra $I_L = 1.1$ (Robertson & Cabal), $I_L = 2.4$ (AGI) e $I_L = 3.3$ (Boulanger & Idriss), con media attorno a $I_L = 1.4$, quindi suscettibilità al fenomeno della liquefazione da “non liquefacibile” a “potenziale basso” a “moderato”, 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

Pericolosità

Con il metodo proposto da Facciorusso & Vannucchi (2009) è poi stata definita la pericolosità della liquefazione del deposito in esame, considerando sempre un diverso peso per gli strati sottili. 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" e, 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 Robertson 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, cioè la pericolosità, con il suddetto metodo, si ottiene che la seguente probabilità, in una scala 0-100%.

<i>Prova penetrometria</i>	<i>AGI 2006</i>		<i>Boulangier & Idriss (2014)</i>	
	<i>PPbl%</i>	<i>Giudizio di pericolosità</i>	<i>PPbl%</i>	<i>Giudizio di pericolosità</i>
<i>CPTU 1</i>	9	Non liquefazione quasi certa	10	Non liquefazione quasi certa
<i>CPTU 2</i>	5	Non liquefazione quasi certa	5	Non liquefazione quasi certa
<i>CPTU 3</i>	7	Non liquefazione quasi certa	8	Non liquefazione quasi certa
<i>CPTU 4</i>	6	Non liquefazione quasi certa	6	Non liquefazione quasi certa
<i>CPTU 5</i>	8	Non liquefazione quasi certa	8	Non liquefazione quasi certa
<i>CPTU 6</i>	6	Non liquefazione quasi certa	7	Non liquefazione quasi certa
<i>CPTU 7</i>	2	Non liquefazione quasi certa	2	Non liquefazione quasi certa

Come si può osservare per tutte le prove, risulta un giudizio di pericolosità molto basso: “**Non liquefazione quasi certa**”.

Vulnerabilità: effetti post-sisma sulle opere

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, considerando le condizioni dello SLV, ovvero la costruzione può subire gravi danni a seguito di un sisma di progetto con tempi di ritorno di 712 anni, ma in ogni caso deve garantire l’incolumità degli occupanti che devono poter evacuare in sicurezza la struttura.

Gli Stati Limite possono essere definiti come sotto riportato, estratto dalle NTC2018:

3.2.1. STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

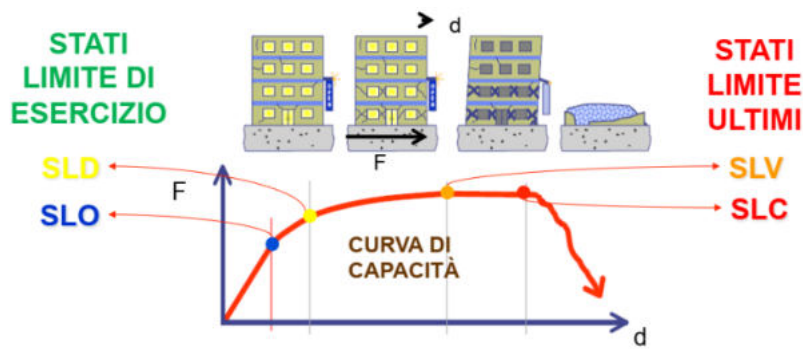
Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d’uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell’interruzione d’uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.



Rif: EERI, Earthquake Engineering Research Institute

Considerando che il progetto prevede la realizzazione di nuove strutture realizzate nel rispetto delle NTC2018, visto che la pericolosità ai fenomeni della liquefazione risulta molto bassa, per l'analisi della vulnerabilità gli effetti più significativi da considerare riguarderanno gli assestamenti post sisma. Pertanto, dovrà essere verificato che tali assestamenti siano compatibili con la struttura in progetto siano compatibili almeno nei termini dello SLV.

Dai risultati delle analisi della liquefazione, sopra riportati, risultano cedimenti dell'ordine massimo di circa 5÷8 cm, valore ampiamente compatibile con le strutture in progetto, sostanzialmente anche allo SLD, come evidenziato anche dalla sotto riportata tabella dei cedimenti ammissibili (Sowers, 1962), ricadendo per lo SLV ampiamente all'interno dei valori ammissibili per l'evacuazione (pari ad un massimo di 30÷60cm) e all'interno dei valori per avere cedimenti differenziali tollerabili dalla struttura (attorno a 5÷10 cm per strutture intelaiate).

Pertanto, risulta ottemperato quanto dettato dalle NTC2018 in riferimento agli Stati Limite della Vita, e, in pratica, anche per quanto riguarda gli Stati Limite di Danno.

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

Tipo di movimento	Fattore di limitazione	Valore ammissibile
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

Pertanto, la vulnerabilità in riferimento agli SLV, cioè di salvaguardia della vita, e allo SLD, risulta praticamente nulla.

Comunque, in caso di sisma di progetto con tempi di ritorno di 712 anni, risulta comunque opportuno eseguire un attento monitoraggio della struttura al fine di osservare l'eventuale evoluzione dei cedimenti indotti dal sisma.

Valutazione del rischio

Tenendo conto dei fattori sopra esplicitati, in termini generali, in riferimento agli effetti post-sisma, essendo i depositi del sottosuolo sostanzialmente con bassissima probabilità rispetto ai fenomeni della liquefazione, giudizio secondo Facciorusso & Vannucchi (2009) "**non liquefazione quasi certa**", ed essendo i cedimenti post-sisma ammissibili per le opere in progetto sia in riferimento allo SLV sia rispetto allo SLD (valore massimo atteso 5÷8 cm), non risulteranno particolari rischi in riferimento alla salvaguardia della vita e allo Stato Limite del Danno, come richiesto dalla normativa (NTC2018) per questo tipo di rischi.

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.

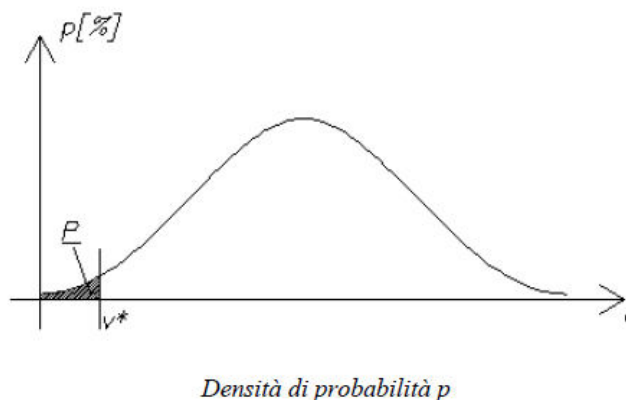
In base all'EC7, al punto 2.4.5.2.2(P), il valore caratteristico di un parametro geotecnico sarà scelto come una stima cautelativa del valore di influenza all'insorgere dello stato limite.

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.

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

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%

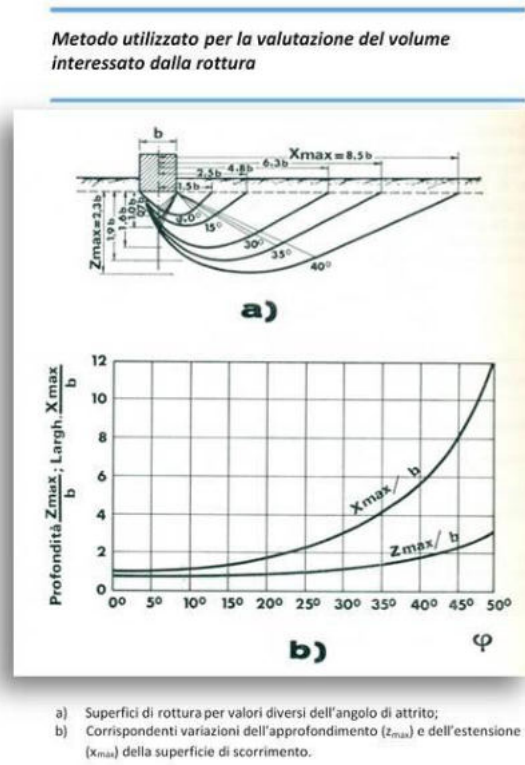
Densità relativa (%) per sabbie = 10-40%

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.



Fondazione capannone e palazzina

		Condizioni drenate / non drenate			
		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
Parametro per verifica scorrimento fondazione superficiale					
profondità di posa $D = 0.5 \sim 0.5$ m					
ANGOLO DI ATTRITTO	ϕ	27.3 °	18.2 °	28.2 °	6.1 °
COESIONE DRENATA	C'	0.420 daN/cm ²	0.272 daN/cm ²	0.441 daN/cm ²	0.102 daN/cm ²
COESIONE NON DRENATA	C_u	0.84 daN/cm ²	0.67 daN/cm ²	0.84 daN/cm ²	0.11 daN/cm ²

PER FONDAZIONI SUPERFICIALI A PLINTI – dimensioni equivalenti di 4.3x4.3 m

MECCANISMO DI ROTTURA DEL TERRENO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI IN CONDIZIONI drenate

B = 4.3m

Indice di Rigidezza Ir: $Ir = G_0 / (C' + q \tan(\phi)) =$				
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media
		653.39	1517.45	639.64
in cui:		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media
Go = Modulo di Taglio iniziale	=	338	222	342 daN/cmq
C' = Coesione Drenata	=	0.28	0.00	0.29 daN/cmq
q = Tensione Effettiva litostatica media a metri D + B/2 = (D = profondità fondazione; B = larghezza fondazione (m))	=	0.525	0.525	0.525 daN/cmq
ϕ = Angolo d'attrito	=	24.3	15.6	24.9
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
		41.27	21.32	43.57
in cui:				
B/L = larghezza / lunghezza della fondazione	=	1.000		
Meccanismo di Rottura		Rottura Generale	Rottura Generale	Rottura Generale

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

B = 4.3m

Indice di Rigidezza Ir: $Ir = G_0 / (C' + q \tan(\phi)) =$				
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media
		472.40	466.95	478.57
in cui:		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media
Go = Modulo di Taglio iniziale	=	352	240	357 daN/cmq
Cu = Coesione Non Drenata	=	0.75	0.51	0.75 daN/cmq
q = Tensione Effettiva litostatica media a metri D + B/2 = (D = profondità fondazione; B = larghezza fondazione (m))	=	0.525	0.525	0.525 daN/cmq
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
		8.64	8.64	8.64
in cui:				
B/L = larghezza / lunghezza della fondazione	=	1.000		
Meccanismo di Rottura		Rottura Generale	Rottura Generale	Rottura Generale

		Condizioni non drenate			
Parametri per fondazioni superficiali di larghezza $B = 4.3$ m e profondità di posa $D = 2 \sim 2$ 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	0.75 daN/cm ²	0.51 daN/cm ²	0.75 daN/cm ²	0.14 daN/cm ²
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE	ϕ_{cv}	n/a	n/a	n/a	n/a
COEFFICIENTE DI POISSON	P			0.39	0.02
MODULO DI TAGLIO INIZIALE G_0	G_0	352 daN/cm ²	240 daN/cm ²	357 daN/cm ²	71 daN/cm ²
MODULO ELASTICO	E	211 daN/cm ²	97 daN/cm ²	215 daN/cm ²	72 daN/cm ²
Ki DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM	K_i			2.57 daN/cm ²	0.65 daN/cm ²
Kw DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE $B = 4.3$ m Vesic	K_w			0.59 daN/cm ²	
DENSITA' DEL TERRENO	γ	1808 daN/m ³	1725 daN/m ³	1812 daN/m ³	53 daN/m ³
DENSITA' SECCO DEL TERRENO	γ_s	1408 daN/m ³	1325 daN/m ³	1412 daN/m ³	53 daN/m ³
OVER CONSOLIDATION RATIO	OCR			4.79	1.53

		Condizioni drenate			
Parametri per fondazioni superficiali di larghezza $B = 4.3$ m e profondità di posa $D = 2 \sim 2$ m		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO	ϕ	24.3 °	15.6 °	24.9 °	5.7 °
COESIONE DRENATA	C'	0.281 daN/cm ²	0 daN/cm ²	0.291 daN/cm ²	0.180 daN/cm ²
COESIONE NON DRENATA	C_u	n/a	n/a	n/a	n/a
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE	ϕ_{cv}	30.9 °	27.6 °	31.5 °	2.4 °
COEFFICIENTE DI POISSON	P			0.4	0.02
MODULO DI TAGLIO INIZIALE G_0	G_0	338 daN/cm ²	222 daN/cm ²	342 daN/cm ²	73 daN/cm ²
MODULO ELASTICO	E	202 daN/cm ²	95 daN/cm ²	205 daN/cm ²	67 daN/cm ²
Ki DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM	K_i			2.50 daN/cm ²	0.61 daN/cm ²
Kw DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE $B = 4.3$ m Vesic	K_w			0.57 daN/cm ²	
DENSITA' DEL TERRENO	γ	1791 daN/m ³	1696 daN/m ³	1795 daN/m ³	60 daN/m ³
DENSITA' SECCO DEL TERRENO	γ_s	1391 daN/m ³	1296 daN/m ³	1395 daN/m ³	60 daN/m ³
OVER CONSOLIDATION RATIO	OCR			4.22	1.65

PER FONDAZIONI SUPERFICIALI A PLINTI – dimensioni equivalenti di 3.7x3.7 m

MECCANISMO DI ROTTURA DEL TERRENO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI IN CONDIZIONI drenate

B = 3.7m

Indice di Rigidezza Ir: $I_r = G_o / (C' + q \tan(\phi)) =$				
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media
		635.48	1113.52	624.37
in cui:				
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media
Go = Modulo di Taglio iniziale	=	349	235	353 daN/cmq
C' = Coesione Drenata	=	0.32	0.07	0.33 daN/cmq
q = Tensione Effettiva litostatica media a metri D + B/2 =	=	0.500	0.500	0.500 daN/cmq
(D = profondità fondazione; B = larghezza fondazione (m))				
φ = Angolo d'attrito	=	24.3	15.6	24.9
Indice di Rigidezza Ir critica: $I_{r,crit} = 0.5 \exp \{ [3.3 - 0.45 (B/L)] * \cotan[(\pi/4) - (\phi/2)] \}$				
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media
		41.27	21.32	43.57
in cui:				
B/L = larghezza / lunghezza della fondazione	=	1.000		
Meccanismo di Rottura		Rottura Generale	Rottura Generale	Rottura Generale

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

B = 3.7m

Indice di Rigidezza Ir: $I_r = G_o / (C' + q \tan(\phi)) =$				
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media
		469.15	462.53	475.93
in cui:				
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media
Go = Modulo di Taglio iniziale	=	353	238	358 daN/cmq
Cu = Coesione Non Drenata	=	0.75	0.51	0.75 daN/cmq
q = Tensione Effettiva litostatica media a metri D + B/2 =	=	0.500	0.500	0.500 daN/cmq
(D = profondità fondazione; B = larghezza fondazione (m))				
φ = Angolo d'attrito	=	0.0	0.0	0.0
Indice di Rigidezza Ir critica: $I_{r,crit} = 0.5 \exp \{ [3.3 - 0.45 (B/L)] * \cotan[(\pi/4) - (\phi/2)] \}$				
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media
		8.64	8.64	8.64
in cui:				
B/L = larghezza / lunghezza della fondazione	=	1.000		
Meccanismo di Rottura		Rottura Generale	Rottura Generale	Rottura Generale

		Condizioni non drenate			
Parametri per fondazioni superficiali di larghezza $B = 3.7$ m e profondità di posa $D = 2 \sim 2$ 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	0.75 daN/cm ²	0.51 daN/cm ²	0.75 daN/cm ²	0.15 daN/cm ²
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE	ϕ_{cv}	n/a	n/a	n/a	n/a
COEFFICIENTE DI POISSON	P			0.39	0.02
MODULO DI TAGLIO INIZIALE G_0	G_0	353 daN/cm ²	238 daN/cm ²	358 daN/cm ²	73 daN/cm ²
MODULO ELASTICO	E	214 daN/cm ²	96 daN/cm ²	219 daN/cm ²	75 daN/cm ²
K _i DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM	K_i			2.58 daN/cm ²	0.68 daN/cm ²
K _w DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE $B = 3.7$ m Vesic	K_w			0.70 daN/cm ²	
DENSITA' DEL TERRENO	γ	1810 daN/m ³	1724 daN/m ³	1814 daN/m ³	54 daN/m ³
DENSITA' SECCO DEL TERRENO	γ_s	1410 daN/m ³	1324 daN/m ³	1414 daN/m ³	54 daN/m ³
OVER CONSOLIDATION RATIO	OCR			5.06	1.48

		Condizioni drenate			
Parametri per fondazioni superficiali di larghezza $B = 3.7$ m e profondità di posa $D = 2 \sim 2$ m		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO	ϕ	24.3 °	15.6 °	24.9 °	5.7 °
COESIONE DRENATA	C'	0.323 daN/cm ²	0.071 daN/cm ²	0.333 daN/cm ²	0.159 daN/cm ²
COESIONE NON DRENATA	C_u	n/a	n/a	n/a	n/a
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE	ϕ_{cv}	30.9 °	27.6 °	31.5 °	2.4 °
COEFFICIENTE DI POISSON	P			0.39	0.02
MODULO DI TAGLIO INIZIALE G_0	G_0	349 daN/cm ²	235 daN/cm ²	353 daN/cm ²	72 daN/cm ²
MODULO ELASTICO	E	207 daN/cm ²	97 daN/cm ²	212 daN/cm ²	70 daN/cm ²
K _i DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM	K_i			2.54 daN/cm ²	0.64 daN/cm ²
K _w DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE $B = 3.7$ m Vesic	K_w			0.68 daN/cm ²	
DENSITA' DEL TERRENO	γ	1804 daN/m ³	1718 daN/m ³	1807 daN/m ³	54 daN/m ³
DENSITA' SECCO DEL TERRENO	γ_s	1404 daN/m ³	1318 daN/m ³	1407 daN/m ³	54 daN/m ³
OVER CONSOLIDATION RATIO	OCR			4.52	1.59

PER FONDAZIONI SUPERFICIALI A PLINTI – dimensioni equivalenti di 2.8x2.8 m

MECCANISMO DI ROTTURA DEL TERRENO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI IN CONDIZIONI drenate

B = 2.8m

Indice di Rigidezza Ir: $I_r = G_o / (C' + q \tan(\phi)) =$				
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
	601.16	750.30	594.59	
in cui:				
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
Go = Modulo di Taglio iniziale	= 354	239	359	daN/cmq
C' = Coesione Drenata	= 0.38	0.19	0.39	daN/cmq
q = Tensione Effettiva litostatica media a metri D + B/2 = (D = profondità fondazione; B = larghezza fondazione (m))	= 0.464	0.464	0.464	daN/cmq
ϕ = Angolo d'attrito	= 24.3	15.6	24.9	
Indice di Rigidezza Ir critica: $I_{r,crit} = 0.5 \exp \{ [3.3 - 0.45 (B/L)] * \cotan[(\pi/4) - (\phi/2)] \}$				
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
	41.27	21.32	43.57	
in cui:				
B/L = larghezza / lunghezza della fondazione	=	1.000		
Meccanismo di Rottura	Rottura Generale	Rottura Generale	Rottura Generale	

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

B = 2.8m

Indice di Rigidezza Ir: $I_r = G_o / (C' + q \tan(\phi)) =$				
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
	459.90	461.32	467.60	
in cui:				
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
Go = Modulo di Taglio iniziale	= 342	230	348	daN/cmq
Cu = Coesione Non Drenata	= 0.74	0.50	0.74	daN/cmq
q = Tensione Effettiva litostatica media a metri D + B/2 = (D = profondità fondazione; B = larghezza fondazione (m))	= 0.464	0.464	0.464	daN/cmq
ϕ = Angolo d'attrito	= 0.0	0.0	0.0	
Indice di Rigidezza Ir critica: $I_{r,crit} = 0.5 \exp \{ [3.3 - 0.45 (B/L)] * \cotan[(\pi/4) - (\phi/2)] \}$				
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
	8.64	8.64	8.64	
in cui:				
B/L = larghezza / lunghezza della fondazione	=	1.000		
Meccanismo di Rottura	Rottura Generale	Rottura Generale	Rottura Generale	

		Condizioni non drenate			
Parametri per fondazioni superficiali di larghezza $B = 2.8$ m e profondità di posa $D = 2 \sim 2$ 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	0.74 daN/cmq	0.5 daN/cmq	0.74 daN/cmq	0.15 daN/cmq
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE	ϕ_{cv}	n/a	n/a	n/a	n/a
COEFFICIENTE DI POISSON	P			0.39	0.03
MODULO DI TAGLIO INIZIALE G_0	G_0	342 daN/cmq	230 daN/cmq	348 daN/cmq	72 daN/cmq
MODULO ELASTICO	E	214 daN/cmq	87 daN/cmq	221 daN/cmq	82 daN/cmq
Ki DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM	K_i			2.54 daN/cm	0.73 daN/cm
Kw DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE $B = 2.8$ m Vesic	K_w			0.93 daN/cm	
DENSITA' DEL TERRENO	γ	1802 daN/mc	1716 daN/mc	1807 daN/mc	55 daN/mc
DENSITA' SECCO DEL TERRENO	γ_s	1402 daN/mc	1316 daN/mc	1407 daN/mc	55 daN/mc
OVER CONSOLIDATION RATIO	OCR			5.38	1.48

		Condizioni drenate			
Parametri per fondazioni superficiali di larghezza $B = 2.8$ m e profondità di posa $D = 2 \sim 2$ m		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO	ϕ	24.3 °	15.6 °	24.9 °	5.7 °
COESIONE DRENATA	C'	0.379 daN/cmq	0.190 daN/cmq	0.388 daN/cmq	0.121 daN/cmq
COESIONE NON DRENATA	C_u	n/a	n/a	n/a	n/a
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE	ϕ_{cv}	30.9 °	27.6 °	31.5 °	2.4 °
COEFFICIENTE DI POISSON	P			0.39	0.02
MODULO DI TAGLIO INIZIALE G_0	G_0	354 daN/cmq	239 daN/cmq	359 daN/cmq	73 daN/cmq
MODULO ELASTICO	E	214 daN/cmq	97 daN/cmq	219 daN/cmq	75 daN/cmq
Ki DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM	K_i			2.58 daN/cm	0.68 daN/cm
Kw DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE $B = 2.8$ m Vesic	K_w			0.93 daN/cm	
DENSITA' DEL TERRENO	γ	1810 daN/mc	1725 daN/mc	1814 daN/mc	54 daN/mc
DENSITA' SECCO DEL TERRENO	γ_s	1410 daN/mc	1325 daN/mc	1414 daN/mc	54 daN/mc
OVER CONSOLIDATION RATIO	OCR			5.04	1.48

PER FONDAZIONI SUPERFICIALI NASTRIFORME – dimensioni equivalenti di 4.5x54 m

MECCANISMO DI ROTTURA DEL TERRENO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI IN CONDIZIONI drenate

B = 4.5m

Indice di Rigidezza Ir: $I_r = G_o / (C' + q \tan(\phi)) =$					
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
		673.57	1325.61	659.09	
in cui:					
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
Go = Modulo di Taglio iniziale	=	333	217	337	daN/cmq
C' = Coesione Drenata	=	0.26	0.00	0.27	daN/cmq
q = Tensione Effettiva litostatica media a metri D + B/2 =		0.568	0.568	0.568	daN/cmq
(D = profondità fondazione; B = larghezza fondazione (m))					
ϕ = Angolo d'attrito	=	22.8	16.1	23.4	
Indice di Rigidezza Ir critica: $I_{r,crit} = 0.5 \exp \{ [3.3 - 0.45 (B/L)] * \cotan[(\pi/4) - (\phi/2)] \}$					
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
		67.53	38.01	71.27	
in cui:					
B/L = larghezza / lunghezza della fondazione	=	0.090			
Meccanismo di Rottura		Rottura Generale	Rottura Generale	Rottura Generale	

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

B = 4.5m

Indice di Rigidezza Ir: $I_r = G_o / (C' + q \tan(\phi)) =$					
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
		476.71	468.53	483.09	
in cui:					
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
Go = Modulo di Taglio iniziale	=	349	232	354	daN/cmq
Cu = Coesione Non Drenata	=	0.73	0.50	0.73	daN/cmq
q = Tensione Effettiva litostatica media a metri D + B/2 =		0.568	0.568	0.568	daN/cmq
(D = profondità fondazione; B = larghezza fondazione (m))					
ϕ = Angolo d'attrito	=	0.0	0.0	0.0	
Indice di Rigidezza Ir critica: $I_{r,crit} = 0.5 \exp \{ [3.3 - 0.45 (B/L)] * \cotan[(\pi/4) - (\phi/2)] \}$					
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
		13.02	13.02	13.02	
in cui:					
B/L = larghezza / lunghezza della fondazione	=	0.090			
Meccanismo di Rottura		Rottura Generale	Rottura Generale	Rottura Generale	

Parametri per fondazioni superficiali di larghezza $B = 4.5$ m e profondità di posa $D = 2.4 \sim 2.4$ m		Condizioni non drenate			
		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	0.73 daN/cm ²	0.5 daN/cm ²	0.73 daN/cm ²	0.14 daN/cm ²
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE	ϕ_{cv}	n/a	n/a	n/a	n/a
COEFFICIENTE DI POISSON	P			0.4	0.02
MODULO DI TAGLIO INIZIALE G_0	G_0	349 daN/cm ²	232 daN/cm ²	354 daN/cm ²	74 daN/cm ²
MODULO ELASTICO	E	200 daN/cm ²	119 daN/cm ²	203 daN/cm ²	51 daN/cm ²
K _i DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM	K_i			2.52 daN/cm ²	0.55 daN/cm ²
K _w DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE $B = 4.5$ m Vesic	K_w			0.54 daN/cm ²	
DENSITA' DEL TERRENO	γ	1805 daN/m ³	1717 daN/m ³	1809 daN/m ³	55 daN/m ³
DENSITA' SECCO DEL TERRENO	γ_s	1405 daN/m ³	1317 daN/m ³	1409 daN/m ³	55 daN/m ³
OVER CONSOLIDATION RATIO	OCR			4.36	1.29

Parametri per fondazioni superficiali di larghezza $B = 4.5$ m e profondità di posa $D = 2.4 \sim 2.4$ m		Condizioni drenate			
		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO	ϕ	22.8 °	16.1 °	23.4 °	4.4 °
COESIONE DRENATA	C'	0.256 daN/cm ²	0 daN/cm ²	0.266 daN/cm ²	0.181 daN/cm ²
COESIONE NON DRENATA	C_u	n/a	n/a	n/a	n/a
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE	ϕ_{cv}	31.0 °	28.9 °	31.7 °	1.7 °
COEFFICIENTE DI POISSON	P			0.4	0.01
MODULO DI TAGLIO INIZIALE G_0	G_0	333 daN/cm ²	217 daN/cm ²	337 daN/cm ²	73 daN/cm ²
MODULO ELASTICO	E	194 daN/cm ²	117 daN/cm ²	197 daN/cm ²	48 daN/cm ²
K _i DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM	K_i			2.48 daN/cm ²	0.51 daN/cm ²
K _w DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE $B = 4.5$ m Vesic	K_w			0.52 daN/cm ²	
DENSITA' DEL TERRENO	γ	1786 daN/m ³	1687 daN/m ³	1789 daN/m ³	62 daN/m ³
DENSITA' SECCO DEL TERRENO	γ_s	1386 daN/m ³	1287 daN/m ³	1389 daN/m ³	62 daN/m ³
OVER CONSOLIDATION RATIO	OCR			3.93	1.38

Fondazione edificio A – centro servizi

PER FONDAZIONI SUPERFICIALI A PLATEA – dimensioni equivalenti di 25x86 m

MECCANISMO DI ROTTURA DEL TERRENO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI IN CONDIZIONI drenate

B = 25m

Indice di Rigidezza Ir: $I_r = G_0 / (C' + q \tan(\phi)) =$					
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
		433.64	603.57	424.25	
in cui:					
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
Go = Modulo di Taglio iniziale	=	372	243	375	daN/cmq
C' = Coesione Drenata	=	0.17	0.00	0.17	daN/cmq
q = Tensione Effettiva litostatica media a metri D + B/2 =	=	1.226	1.226	1.226	daN/cmq
(D = profondità fondazione; B = larghezza fondazione (m))					
ϕ = Angolo d'attrito	=	29.5	18.2	30.1	
Indice di Rigidezza Ir critica: $I_{r,crit} = 0.5 \exp \{ [3.3 - 0.45 (B/L)] * \cotan[(\pi/4) - (\phi/2)] \}$					
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
		114.18	39.71	122.54	
in cui:					
B/L = larghezza / lunghezza della fondazione	=	0.291			
Meccanismo di Rottura		Rottura Generale	Rottura Generale	Rottura Generale	

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

B = 25m

Indice di Rigidezza Ir: $I_r = G_0 / (C' + q \tan(\phi)) =$					
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
		461.34	422.26	465.23	
in cui:					
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
Go = Modulo di Taglio iniziale	=	372	243	375	daN/cmq
Cu = Coesione Non Drenata	=	0.81	0.57	0.81	daN/cmq
q = Tensione Effettiva litostatica media a metri D + B/2 =	=	1.226	1.226	1.226	daN/cmq
(D = profondità fondazione; B = larghezza fondazione (m))					
ϕ = Angolo d'attrito	=	0.0	0.0	0.0	
Indice di Rigidezza Ir critica: $I_{r,crit} = 0.5 \exp \{ [3.3 - 0.45 (B/L)] * \cotan[(\pi/4) - (\phi/2)] \}$					
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
		11.89	11.89	11.89	
in cui:					
B/L = larghezza / lunghezza della fondazione	=	0.291			
Meccanismo di Rottura		Rottura Generale	Rottura Generale	Rottura Generale	

Parametro per verifica scorrimento fondazione superficiale profondità di posa D = 0.5 ~ 0.5 m		Condizioni drenate / non drenate			
		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO	ϕ	33.5 °	24.6 °	34.2 °	5.8 °
COESIONE DRENATA	C'	0.485 daN/cmq	0.448 daN/cmq	0.492 daN/cmq	0.027 daN/cmq
COESIONE NON DRENATA	Cu	0.99 daN/cmq	0.75 daN/cmq	1 daN/cmq	0.15 daN/cmq

		Condizioni non drenate			
Parametri per fondazioni superficiali di larghezza $B = 25 \text{ m}$ e profondità di posa $D = 0.6 \sim 0.6 \text{ m}$		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	0.81 daN/cm ²	0.57 daN/cm ²	0.81 daN/cm ²	0.14 daN/cm ²
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE	ϕ_{cv}	n/a	n/a	n/a	n/a
COEFFICIENTE DI POISSON	P			0.39	0.03
MODULO DI TAGLIO INIZIALE G_0	G_0	372 daN/cm ²	243 daN/cm ²	375 daN/cm ²	81 daN/cm ²
MODULO ELASTICO	E	243 daN/cm ²	69 daN/cm ²	248 daN/cm ²	108 daN/cm ²
K _i DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM	K_i			3.03 daN/cm ²	1.49 daN/cm ²
K _w DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE $B = 25 \text{ m}$ Vesic	K_w			0.12 daN/cm ²	
DENSITA' DEL TERRENO	γ	1787 daN/m ³	1670 daN/m ³	1790 daN/m ³	73 daN/m ³
DENSITA' SECCO DEL TERRENO	γ_s	1387 daN/m ³	1270 daN/m ³	1390 daN/m ³	73 daN/m ³
OVER CONSOLIDATION RATIO	OCR			3.40	2.34

		Condizioni drenate			
Parametri per fondazioni superficiali di larghezza $B = 25 \text{ m}$ e profondità di posa $D = 0.6 \sim 0.6 \text{ m}$		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO	ϕ	29.5 °	18.2 °	30.1 °	7.3 °
COESIONE DRENATA	C'	0.165 daN/cm ²	0 daN/cm ²	0.174 daN/cm ²	0.196 daN/cm ²
COESIONE NON DRENATA	C_u	n/a	n/a	n/a	n/a
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE	ϕ_{cv}	31.9 °	27.6 °	32.2 °	2.8 °
COEFFICIENTE DI POISSON	P			0.39	0.03
MODULO DI TAGLIO INIZIALE G_0	G_0	372 daN/cm ²	243 daN/cm ²	375 daN/cm ²	81 daN/cm ²
MODULO ELASTICO	E	243 daN/cm ²	69 daN/cm ²	248 daN/cm ²	108 daN/cm ²
K _i DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM	K_i			3.03 daN/cm ²	1.49 daN/cm ²
K _w DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE $B = 25 \text{ m}$ Vesic	K_w			0.12 daN/cm ²	
DENSITA' DEL TERRENO	γ	1787 daN/m ³	1670 daN/m ³	1790 daN/m ³	73 daN/m ³
DENSITA' SECCO DEL TERRENO	γ_s	1387 daN/m ³	1270 daN/m ³	1390 daN/m ³	73 daN/m ³
OVER CONSOLIDATION RATIO	OCR			3.40	2.34

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).

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

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 $qu < 2 \text{ Kg/cm}^2$	1.20	2.40
Terreno argilloso con $2 < qu < 4 \text{ Kg/cm}^2$	2.20	4.80
Terreno argilloso con $qu > 2 \text{ Kg/cm}^2$	>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, in funzione delle prove geognostiche eseguite, i parametri geotecnici con comportamento geotecnico a breve termine, quindi in 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 rimaneggiati e di riporto.

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.

Fondazione edificio A – centro servizi

UNITA' GEOTECNICA	CPT 1		CPT 2		CPT 3		Ic	ZONA	LITOTIPO PREVALENTE
	DA	A	DA	A	DA	A			
A	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	2.08	5	sabbia limosa-limo sabbioso
B	1.00	1.80	1.00	1.60	1.00	1.40	2.08	5	sabbia limosa-limo sabbioso
C	1.80	2.90	1.60	3.00	1.40	2.90	2.69	4	limo argilloso-argilla limosa
D	2.90	4.00	3.00	4.00	2.90	3.50	2.98	3	argilla-argilla limosa
E	4.00	6.00	4.00	6.20	3.50	6.00	2.94	4	limo argilloso-argilla limosa
F	6.00	8.00	6.20	8.00	6.00	8.00	2.97	3	argilla-argilla limosa
G	8.00	15.00	8.00	15.00	8.00	15.00	2.99	3	argilla-argilla limosa
H					15.00	18.40	3.01	3	argilla-argilla limosa
I					18.40	20.00	2.98	3	argilla-argilla limosa

ANGOLO DI ATTRITO Searly (argille) e Kulhawy Mayne (sabbie)	ANGOLO DI ATTRITO A VOLUME COSTANTE	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 EDMETRICO 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 Maroiti / 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/m ³	kg/m ³	
33.6	31.0	36.8			0.33	258	159	44	0.00	0.00	1875	1475	343.64
30.2	27.7	35.7			0.34	319	219	83	1.33	1.59	1804	1404	
18.3			0.25	0.38	0.36	192	69	30	0.72	1.16	1742	1342	6.40
19.5			0.24	0.45	0.40	267	134	45	1.93	1.93	1804	1404	4.92
19.4			0.20	0.54	0.40	299	161	54	2.22	2.22	1858	1458	5.20
19.6			0.00	0.39	0.40	182	109	36	1.60	1.64	1759	1359	2.99
20.2			0.00	0.51	0.40	281	155	52	2.25	2.26	1786	1386	2.48
22.3			0.00	0.45	0.40	273	164	55	2.28	2.28	1754	1354	1.78
20.7			0.00	0.19	0.39	299	142	51	1.36	1.48	1789	1389	1.81

UNITA' GEOTECNICA	CPT 1		CPT 2		CPT 3	
	DA	A	DA	A	DA	A
	A	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00
B	1.00	1.80	1.00	1.60	1.00	1.40
C	1.80	2.90	1.60	3.00	1.40	2.90
D	2.90	4.00	3.00	4.00	2.90	3.50
E	4.00	6.00	4.00	6.20	3.50	6.00
F	6.00	8.00	6.20	8.00	6.00	8.00
G	8.00	15.00	8.00	15.00	8.00	15.00
H					15.00	18.40
I					18.40	20.00

lc	ZONA	LITOTIPO PREVALENTE
MEDIANA	ROBERTSON	ROBERTSON 1990
2.08	5	sabbia limosa-limo sabbioso
2.08	5	sabbia limosa-limo sabbioso
2.69	4	limo argilloso-argilla limosa
2.98	3	argilla-argilla limosa
2.94	4	limo argilloso-argilla limosa
2.97	3	argilla-argilla limosa
2.99	3	argilla-argilla limosa
3.01	3	argilla-argilla limosa
2.98	3	argilla-argilla 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	
37.5	32.3	55.7			0.33	471	520	171	8.71	6.60	1875	1475	343.64
35.7	31.2	50.5			0.34	376	474	124	6.04	4.88	1804	1404	
26.5			0.40	0.68	0.36	276	205	64	1.97	2.22	1742	1342	6.40
21.5			0.37	0.61	0.40	319	174	58	2.33	2.33	1804	1404	4.92
20.5			0.40	0.83	0.40	418	240	80	2.96	2.96	1858	1458	5.20
22.8			0.15	0.66	0.40	313	184	61	2.41	2.42	1759	1359	2.99
23.1			0.06	0.81	0.40	381	228	76	2.89	2.89	1786	1386	2.48
23.8			0.00	0.76	0.40	360	227	76	2.88	2.88	1754	1354	1.78
24.4			0.00	0.80	0.39	412	242	87	2.73	2.77	1789	1389	1.81

UNITA' GEOTECNICA	CPT 1		CPT 2		CPT 3	
	DA	A	DA	A	DA	A
	A	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00
B	1.00	1.80	1.00	1.60	1.00	1.40
C	1.80	2.90	1.60	3.00	1.40	2.90
D	2.90	4.00	3.00	4.00	2.90	3.50
E	4.00	6.00	4.00	6.20	3.50	6.00
F	6.00	8.00	6.20	8.00	6.00	8.00
G	8.00	15.00	8.00	15.00	8.00	15.00
H					15.00	18.40
I					18.40	20.00

lc	ZONA	LITOTIPO PREVALENTE
MEDIANA	ROBERTSON	ROBERTSON 1990
2.08	5	sabbia limosa-limo sabbioso
2.08	5	sabbia limosa-limo sabbioso
2.69	4	limo argilloso-argilla limosa
2.98	3	argilla-argilla limosa
2.94	4	limo argilloso-argilla limosa
2.97	3	argilla-argilla limosa
2.99	3	argilla-argilla limosa
3.01	3	argilla-argilla limosa
2.98	3	argilla-argilla limosa

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	
38.0	32.4	57.9			0.33	504	563	186	10.57	7.69	1875	1475	343.64
36.6	31.7	53.1			0.34	385	516	131	6.81	5.42	1804	1404	
27.4			0.42	0.72	0.36	286	220	68	2.10	2.33	1742	1342	6.40
21.7			0.39	0.63	0.40	325	178	59	2.38	2.38	1804	1404	4.92
20.6			0.42	0.85	0.40	426	246	82	3.01	3.01	1858	1458	5.20
23.0			0.17	0.68	0.40	323	189	63	2.47	2.48	1759	1359	2.99
23.3			0.07	0.82	0.40	385	231	77	2.92	2.92	1786	1386	2.48
23.9			0.00	0.80	0.40	369	233	78	2.94	2.94	1754	1354	1.78
25.1			0.02	0.92	0.39	434	262	93	2.99	3.01	1789	1389	1.81

Fondazione capannone e palazzina

UNITA' GEOTECNICA	CPT 4		CPT 5		CPT 6		CPT 7		Ic	ZONA ROBERTSON	LITOTIPO PREVALENTE ROBERTSON 1990
	DA	A	DA	A	DA	A	DA	A			
A	0.00	0.80	0.00	0.80	0.00	1.00	0.00	1.00	2.25	5	sabbia limosa-limo sabbioso
B	0.80	2.00	0.80	2.00	1.00	2.00	1.00	2.00	2.51	5	sabbia limosa-limo sabbioso
C	2.00	2.60	2.00	2.50	2.00	3.00	2.00	2.90	2.66	4	limo argilloso-argilla limosa
D	2.60	3.80	2.50	4.00	3.00	4.00	2.90	3.80	3.01	3	argilla-argilla limosa
E	3.80	5.60	4.00	5.20	4.00	5.10	3.80	5.10	2.93	4	limo argilloso-argilla limosa
F	5.60	10.20	5.20	10.00	5.10	10.00	5.10	9.80	3.01	3	argilla-argilla limosa
G	10.20	11.50	10.00	11.50	10.00	11.80	9.80	11.60	2.83	4	limo argilloso-argilla limosa
H	11.50	18.00	11.50	18.60	11.80	17.00	11.60	18.50	3.06	3	argilla-argilla limosa
I	18.00	20.00	18.60	20.00	17.00	20.00	18.50	20.00	2.86	4	limo argilloso-argilla 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 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	
24.4	21.2	42.0			0.31	262	164	25	0.00	0.00	1938	1538	73.30
21.5	19.6	28.9			0.32	271	119	56	0.00	0.56	1822	1422	13.84
18.8			0.26	0.44	0.36	227	71	37	0.54	0.69	1773	1373	7.02
19.3			0.18	0.39	0.40	231	118	39	1.66	1.66	1789	1389	4.59
19.5			0.32	0.61	0.40	333	178	59	2.41	2.41	1860	1460	5.30
19.8			0.00	0.37	0.40	231	120	40	1.77	1.77	1770	1370	2.73
18.8			0.00	0.51	0.38	312	154	56	1.18	1.48	1812	1412	3.10
20.5			0.00	0.36	0.40	268	136	45	2.00	2.01	1764	1364	1.80
20.3			0.00	0.23	0.38	299	121	49	0.98	1.22	1811	1411	2.16

UNITA' GEOTECNICA	CPT 4		CPT 5		CPT 6		CPT 7	
	DA	A	DA	A	DA	A	DA	A
	A	0.00	0.80	0.00	0.80	0.00	1.00	0.00
B	0.80	2.00	0.80	2.00	1.00	2.00	1.00	2.00
C	2.00	2.60	2.00	2.50	2.00	3.00	2.00	2.90
D	2.60	3.80	2.50	4.00	3.00	4.00	2.90	3.80
E	3.80	5.60	4.00	5.20	4.00	5.10	3.80	5.10
F	5.60	10.20	5.20	10.00	5.10	10.00	5.10	9.80
G	10.20	11.50	10.00	11.50	10.00	11.80	9.80	11.60
H	11.50	18.00	11.50	18.60	11.80	17.00	11.60	18.50
I	18.00	20.00	18.60	20.00	17.00	20.00	18.50	20.00

Ic	ZONA	LITOTIPO PREVALENTE
MEDIANA	ROBERTSON	ROBERTSON 1990
2.25	5	sabbia limosa-limo sabbioso
2.51	5	sabbia limosa-limo sabbioso
2.66	4	limo argilloso-argilla limosa
3.01	3	argilla-argilla limosa
2.93	4	limo argilloso-argilla limosa
3.01	3	argilla-argilla limosa
2.83	4	limo argilloso-argilla limosa
3.06	3	argilla-argilla limosa
2.86	4	limo argilloso-argilla 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	
34.7	28.6	60.8			0.31	585	492	217	10.18	7.58	1938	1538	73.30
31.2	27.4	45.4			0.32	383	347	113	4.05	3.62	1822	1422	13.84
27.8			0.42	0.78	0.36	313	252	80	2.21	2.54	1773	1373	7.02
21.8			0.33	0.57	0.40	304	165	55	2.20	2.20	1789	1389	4.59
20.5			0.44	0.83	0.40	417	239	80	2.96	2.96	1860	1460	5.30
22.1			0.10	0.63	0.40	324	184	61	2.41	2.41	1770	1370	2.73
25.1			0.18	1.02	0.38	429	265	96	2.81	2.90	1812	1412	3.10
23.2			0.00	0.71	0.40	365	212	71	2.74	2.75	1764	1364	1.80
25.9			0.05	1.11	0.38	481	285	107	2.99	3.07	1811	1411	2.16

UNITA' GEOTECNICA	CPT 4		CPT 5		CPT 6		CPT 7	
	DA	A	DA	A	DA	A	DA	A
	A	0.00	0.80	0.00	0.80	0.00	1.00	0.00
B	0.80	2.00	0.80	2.00	1.00	2.00	1.00	2.00
C	2.00	2.60	2.00	2.50	2.00	3.00	2.00	2.90
D	2.60	3.80	2.50	4.00	3.00	4.00	2.90	3.80
E	3.80	5.60	4.00	5.20	4.00	5.10	3.80	5.10
F	5.60	10.20	5.20	10.00	5.10	10.00	5.10	9.80
G	10.20	11.50	10.00	11.50	10.00	11.80	9.80	11.60
H	11.50	18.00	11.50	18.60	11.80	17.00	11.60	18.50
I	18.00	20.00	18.60	20.00	17.00	20.00	18.50	20.00

Ic	ZONA	LITOTIPO PREVALENTE
MEDIANA	ROBERTSON	ROBERTSON 1990
2.25	5	sabbia limosa-limo sabbioso
2.51	5	sabbia limosa-limo sabbioso
2.66	4	limo argilloso-argilla limosa
3.01	3	argilla-argilla limosa
2.93	4	limo argilloso-argilla limosa
3.01	3	argilla-argilla limosa
2.83	4	limo argilloso-argilla limosa
3.06	3	argilla-argilla limosa
2.86	4	limo argilloso-argilla limosa

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	
35.7	29.3	63.0			0.31	624	527	238	11.84	8.57	1938	1538	73.30
32.1	28.1	47.3			0.32	393	368	118	4.47	3.91	1822	1422	13.84
28.8			0.44	0.84	0.36	322	272	84	2.40	2.74	1773	1373	7.02
21.9			0.35	0.59	0.40	310	169	56	2.25	2.25	1789	1389	4.59
20.6			0.45	0.85	0.40	423	244	81	3.00	3.00	1860	1460	5.30
22.2			0.11	0.64	0.40	328	187	62	2.44	2.44	1770	1370	2.73
25.6			0.20	1.07	0.38	437	273	99	2.93	3.00	1812	1412	3.10
23.3			0.00	0.73	0.40	368	214	72	2.77	2.77	1764	1364	1.80
26.2			0.06	1.17	0.38	493	296	111	3.13	3.19	1811	1411	2.16

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

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 $\gamma_R=2,3$ per le azioni statiche. Le azioni saranno fattorizzate dal progettista in relazione alla combinazione adottata A1+M1+R3.

Nel caso specifico, nei calcoli a seguire, per la combinazione dinamica, si applicherà l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (Al-Karni & Budhu, 1993), considerando, come previsto dalla normativa, il valore del coefficiente 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 si farà riferimento alle seguenti fondazioni:

Fondazione capannone

- a plinti con dimensioni equivalenti rispettivamente di circa
 - 4.3x4.3 m,
 - 3.7x3.7 m,
 - 2.8x2.8 m,

con incastro terreno-fondazione di almeno 2.0 m;

A favore della sicurezza si utilizzeranno i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

Per fondazione a plinti

per verifica carico limite, rottura generale

- condizioni non drenate
 - coesione non drenata: $c_u=75$ kPa
- condizioni drenate
 - angolo di attrito interno: $\phi' = 24^\circ$
 - coesione drenata: $c'=25$ kPa

per verifica scivolamento

- condizioni non drenate
 - coesione non drenata: $c_u=80$ kPa
- condizioni drenate
 - angolo di attrito interno: $\phi' = 18^\circ$
 - coesione drenata: $c'=27$ kPa

Fondazione palazzina – edificio B

- fondazioni nastriformi con dimensioni equivalenti di 4.5x54 m, con incastro terreno fondazione di almeno 2.4 m.

A favore della sicurezza si utilizzeranno i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

Per fondazione nastriforme

per verifica carico limite, rottura generale

- condizioni non drenate
 - coesione non drenata: $c_u=70$ kPa
- condizioni drenate
 - angolo di attrito interno: $\phi' = 22^\circ$
 - coesione drenata: $c'=25$ kPa

per verifica scivolamento

- condizioni non drenate
 - coesione non drenata: $c_u=80$ kPa
- condizioni drenate
 - angolo di attrito interno: $\phi' = 18^\circ$
 - coesione drenata: $c'=27$ kPa

Fondazione edificio A – centro servizi

- fondazioni a platea con dimensioni equivalenti di 25x85 m con incastro terreno fondazioni di circa 0.6 m

A favore della sicurezza si utilizzeranno i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

Per fondazione a platea

per verifica carico limite, rottura generale

- condizioni non drenate
 - coesione non drenata: $c_u=80$ kPa
- condizioni drenate
 - angolo di attrito interno: $\phi' = 28^\circ$
 - coesione drenata: $c'=0$ kPa

per verifica scivolamento

- condizioni non drenate
 - coesione non drenata: $c_u=75$ kPa
- condizioni drenate
 - angolo di attrito interno: $\phi' = 24^\circ$
 - coesione drenata: $c'=40$ kPa

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

Fondazione capannone

CONDIZIONI NON DRENATE – plinti 4.3x4.3 m

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}	75.00
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}	80.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	MC%	0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00

FONDAZIONE DI 4.3 X 4.3 M CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE ' DI 2 M Verifiche in condizioni non drenate

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico		
Carico Limite	$N_{lim} =$	445 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.8
Limiti di non superamento delle azioni $E_d \leq R_d =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	247 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto allo scorrimento 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico		
Carico Limite	$T_{lim} =$	53 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.1
Limiti di non superamento delle azioni $E_d \leq R_d =$	$T_{lim} / \gamma_r =$	48 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 statico		
Carico Limite	$N_{lim} =$	589 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $E_d \leq R_d =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	256 [kPa] x B * L

Fondazione capannone

CONDIZIONI DRENATE – plinti 4.3x4.3 m

PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	24.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.45
Coesione efficace (kPa)	C'_k	25.00
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	27.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	MC%	0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00

FONDAZIONE DI 4.3 X 4.3 M CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE ' DI 2 M

Verifiche in condizioni drenate

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

Carico Limite	$N_{lim} =$	883 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.8
Limiti di non superamento delle azioni $E_d \leq R_d =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	491 [kPa] x B * L

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

Carico Limite	$T_{lim} =$	28 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.1
Limiti di non superamento delle azioni $E_d \leq R_d =$	$T_{lim} / \gamma_r =$	25 [kPa] x B * L

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

Carico Limite	$N_{lim} =$	1513 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $E_d \leq R_d =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	658 [kPa] x B * L

Fondazione capannone

CONDIZIONI NON DRENATE – plinti 3.7x3.7 m

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}	75.00
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}	80.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	MC%	0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00

FONDAZIONE DI 3.7 X 3.7 M CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE ' DI 2 M

Verifiche in condizioni non drenate

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

Carico Limite	$N_{lim} =$	460 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.8
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	256 [kPa] x B * L

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

Carico Limite	$T_{lim} =$	53 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.1
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$T_{lim} / \gamma_r =$	48 [kPa] x B * L

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

Carico Limite	$N_{lim} =$	606 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	264 [kPa] x B * L

Fondazione capannone

CONDIZIONI DRENATE – plinti 3.7x3.7 m

PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	24.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.45
Coazione efficace (kPa)	C'_k	25.00
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
Coazione efficace terreno-fondazione (kPa)	C'_k	27.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	MC%	0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00

FONDAZIONE DI 3.7 X 3.7 M CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE ' DI 2 M

Verifiche in condizioni drenate

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

Carico Limite	$N_{lim} =$	912 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.8
Limiti di non superamento delle azioni $E_d \leq R_d =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	507 [kPa] x B * L

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

Carico Limite	$T_{lim} =$	28 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.1
Limiti di non superamento delle azioni $E_d \leq R_d =$	$T_{lim} / \gamma_r =$	25 [kPa] x B * L

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

Carico Limite	$N_{lim} =$	1544 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $E_d \leq R_d =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	671 [kPa] x B * L

Fondazione capannone

CONDIZIONI NON DRENATE – plinti 2.8x2.8 m

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}	75.00
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}	80.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	MC%	0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00

FONDAZIONE DI 2.8 X 2.8 M CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE ' DI 2 M

Verifiche in condizioni non drenate

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

Carico Limite	$N_{lim} =$	495 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.8
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	275 [kPa] x B * L

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

Carico Limite	$T_{lim} =$	53 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.1
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$T_{lim} / \gamma_r =$	48 [kPa] x B * L

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

Carico Limite	$N_{lim} =$	645 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	280 [kPa] x B * L

Fondazione capannone

CONDIZIONI DRENATE – plinti 2.8x2.8 m

PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	24.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.45
Coesione efficace (kPa)	C'_k	25.00
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	27.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	MC%	0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00

FONDAZIONE DI 2.8 X 2.8 M CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE ' DI 2 M

Verifiche in condizioni drenate

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

Carico Limite	$N_{lim} =$	979 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.8
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	544 [kPa] x B * L

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

Carico Limite	$T_{lim} =$	28 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.1
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$T_{lim} / \gamma_r =$	26 [kPa] x B * L

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

Carico Limite	$N_{lim} =$	1622 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	705 [kPa] x B * L

Fondazione palazzina – edificio B

CONDIZIONI NON DRENATE – nastriforme 4.5x54 m

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}	80.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	MC%	0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00

FONDAZIONE DI 4.5 X 54 M CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE ' DI 2.4 M **Verifiche in condizioni non drenate**

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico		
Carico Limite	$N_{lim} =$	376 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.8
Limiti di non superamento delle azioni $E_d \leq R_d =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	209 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto allo scorrimento 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico		
Carico Limite	$T_{lim} =$	53 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.1
Limiti di non superamento delle azioni $E_d \leq R_d =$	$T_{lim} / \gamma_r =$	48 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 statico		
Carico Limite	$N_{lim} =$	510 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $E_d \leq R_d =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	222 [kPa] x B * L

Fondazione palazzina – edificio B

CONDIZIONI DRENATE – nastriforme 4.5x54 m

PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	22.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.40
Coesione efficace (kPa)	C'_k	25.00
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	27.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	MC%	0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00

FONDAZIONE DI 4.5 X 54 M CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE ' DI 2.4 M **Verifiche in condizioni drenate**

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico		
Carico Limite	$N_{lim} =$	627 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.8
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	348 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto allo scorrimento 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico		
Carico Limite	$T_{lim} =$	27 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.1
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$T_{lim} / \gamma_r =$	24 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 statico		
Carico Limite	$N_{lim} =$	1102 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	479 [kPa] x B * L

Fondazione edificio A – centro servizi

CONDIZIONI NON DRENATE – platea 25x86 m

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}	80.00
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}	75.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	MC%	0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00

FONDAZIONE DI 25 X 86 M CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE ' DI 0.6 M Verifiche in condizioni non drenate

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico		
Carico Limite	$N_{lim} =$	298 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.8
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	165 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto allo scorrimento 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico		
Carico Limite	$T_{lim} =$	50 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.1
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$T_{lim} / \gamma_r =$	45 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 statico		
Carico Limite	$N_{lim} =$	447 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	194 [kPa] x B * L

Fondazione edificio A – centro servizi

CONDIZIONI DRENATE – platea 25x86 m

PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	28.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.53
Coesione efficace (kPa)	C'_k	0.00
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	24.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.45
Fattore riduttivo dell'angolo di resistenza al taglio terreno - fondazione	MM%	0.67
Coesione efficace terreno-fondazione (kPa)	C'_k	40.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	MC%	0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00

FONDAZIONE DI 25 X 86 M CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE ' DI 0.6 M

Verifiche in condizioni drenate

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

Carico Limite	$N_{lim} =$	288 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.8
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	160 [kPa] x B * L

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

Carico Limite	$T_{lim} =$	38 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.1
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$T_{lim} / \gamma_r =$	35 [kPa] x B * L

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

Carico Limite	$N_{lim} =$	1128 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	490 [kPa] x B * L

4.3. VALUTAZIONE DELLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) – DEFORMAZIONI IRREVERSIBILI

Per la verifica dei cedimenti, in base al progetto, è stata ipotizzata una tipologia di fondazione:

Fondazione capannone

- a plinti con dimensioni equivalenti rispettivamente di circa 4.3x4.3 m, di 3.7x3.7 m e di 2.8x2.8 m, poste alla profondità di circa 2.0 m.

Fondazione palazzina – edificio B

- fondazioni nastriformi con dimensioni equivalenti di 4.5x50.1 m, posta alla profondità di circa 2.4 m.

Fondazione edificio A – centro servizi

- fondazioni a platea con dimensioni equivalenti di 25x85 m posta alla profondità di circa 0.6 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)
- M_v = 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><u>Fondazione capannone</u> <i>Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili</i> Tipologia fondazioni: a plinti con dimensioni equivalenti di 4.3 x 4.3 m posti alla profondità di circa -2.0 m</p>	<p>$N_k \leq$</p>	<p>Cd = 110 [kPa] x B*L</p>
---	------------------------------	------------------------------------

<p><u>Fondazione capannone</u> <i>Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili</i> Tipologia fondazioni: <i>a plinti con dimensioni equivalenti di 3.7 x 3.7 m posti alla profondità di circa -2.0 m</i></p>	$N_k \leq$	$Cd = 110 \text{ [kPa]} \times B \cdot L$
<p><u>Fondazione capannone</u> <i>Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili</i> Tipologia fondazioni: <i>a plinti con dimensioni equivalenti di 2.8 x 2.8 m posti alla profondità di circa -2.0 m</i></p>	$N_k \leq$	$Cd = 110 \text{ [kPa]} \times B \cdot L$
<p><u>Fondazione palazzina – edificio B</u> <i>Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili</i> Tipologia fondazioni: <i>nastriforme con dimensioni equivalenti di 4.5 x 54 m posta alla profondità di circa -2.4 m</i></p>	$N_k \leq$	$Cd = 80 \text{ [kPa]} \times B \cdot L$
<p><u>Fondazione edificio A – centro servizi</u> <i>Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili</i> Tipologia fondazioni: <i>platea con dimensioni equivalenti di 25 x 86 m posta alla profondità di circa -0.6 m</i></p>	$N_k \leq$	$Cd = 40 \text{ [kPa]} \times B \cdot L$

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

Fondazione capannone – plinti 4.3x4.3 m

Comune	Lugo	Distanza fondazione tra (m)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
Localita'	Lugo					
Committente	Ubuntu s.r.l.	angolo		2.15	2.15	3.04
Fondazione rettangolare	4.3 X 4.3 m	spigolo corto	2.15		3.04	2.15
Piano di posa	2 -- 2 m	spigolo lungo	2.15	3.04		2.15
Carico applicato	1.1 daN/cm2	centro	3.04	2.15	2.15	

CEDIMENTI EDOMETRICI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE POSIZIONE NELLA PIANTA DI FONDAZIONE

PROVA 4	Cedimenti cumulativo cm		Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
Pianta rettangolare	secondo Benassi						
priva rigidezza angolo		1.87	angolo		0.88	0.88	2.34
priva rigidezza spigolo corto		2.75	spigolo corto	0.88		1.46	1.46
priva rigidezza spigolo lungo		2.75	spigolo lungo	0.88	1.46		1.46
priva rigidezza centro		4.21	centro	2.34	1.46	1.46	
rigida	0.00	3.88					

PROVA 5	Cedimenti cumulativo cm		Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
Pianta rettangolare	secondo Benassi						
priva rigidezza angolo		2.19	angolo		1.10	1.10	2.94
priva rigidezza spigolo corto		3.29	spigolo corto	1.10		0.00	1.84
priva rigidezza spigolo lungo		3.29	spigolo lungo	1.10	0.00		1.84
priva rigidezza centro		5.13	centro	2.94	1.84	1.84	
rigida	0.00	4.73					

PROVA 6	Cedimenti cumulativo cm		Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
Pianta rettangolare	secondo Benassi						
priva rigidezza angolo		1.96	angolo		0.96	0.96	2.57
priva rigidezza spigolo corto		2.92	spigolo corto	0.96		0.00	0.96
priva rigidezza spigolo lungo		2.92	spigolo lungo	0.96	0.00		0.00
priva rigidezza centro		4.53	centro	2.57	0.96	0.00	
rigida	0.00	4.17					

PROVA 7	Cedimenti cumulativo cm		Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
Pianta rettangolare	secondo Benassi						
priva rigidezza angolo		1.88	angolo		0.91	0.91	2.42
priva rigidezza spigolo corto		2.79	spigolo corto	0.91		0.00	1.52
priva rigidezza spigolo lungo		2.79	spigolo lungo	0.91	0.00		1.52
priva rigidezza centro		4.31	centro	2.42	1.52	1.52	
rigida	0.00	3.98					

Fondazione capannone – plinti 3.7x3.7 m

RIEPILOGO CEDIMENTI (calcolati con M secondo Benassi)																																
Comune	Lugo	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Distanza fondazione tra (m)</th> <th>angolo</th> <th>spigolo corto</th> <th>spigolo lungo</th> <th>centro</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>angolo</td> <td></td> <td></td> <td>1.85</td> <td>1.85</td> <td>2.62</td> </tr> <tr> <td>spigolo corto</td> <td>1.85</td> <td></td> <td></td> <td>2.62</td> <td>1.85</td> </tr> <tr> <td>spigolo lungo</td> <td>1.85</td> <td>2.62</td> <td></td> <td></td> <td>1.85</td> </tr> <tr> <td>centro</td> <td>2.62</td> <td>1.85</td> <td>1.85</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Distanza fondazione tra (m)		angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro	angolo			1.85	1.85	2.62	spigolo corto	1.85			2.62	1.85	spigolo lungo	1.85	2.62			1.85	centro	2.62	1.85	1.85		
Distanza fondazione tra (m)			angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro																										
angolo				1.85	1.85	2.62																										
spigolo corto	1.85				2.62	1.85																										
spigolo lungo	1.85		2.62			1.85																										
centro	2.62	1.85	1.85																													
Localita'	Lugo																															
Committente	Ubuntu s.r.l.																															
Fondazione rettangolare	3.7 X 3.7 m																															
Piano di posa	2 -- 2 m																															
Carico applicato	1.1 daN/cm2																															
CEDIMENTI EDOMETRICI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE POSIZIONE NELLA PIANTA DI FONDAZIONE																																
PROVA 4	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi	Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro																										
Pianta rettangolare		angolo		0.75	0.75	2.01																										
priva rigidezza angolo	1.67	spigolo corto	0.75		1.25	1.25																										
priva rigidezza spigolo corto	2.42	spigolo lungo	0.75	1.25		1.25																										
priva rigidezza spigolo lungo	2.42	centro	2.01	1.25	1.25																											
priva rigidezza centro	3.67																															
rigida 0.00	3.39																															
PROVA 5	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi	Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro																										
Pianta rettangolare		angolo		0.95	0.95	2.53																										
priva rigidezza angolo	1.97	spigolo corto	0.95		0.00	1.58																										
priva rigidezza spigolo corto	2.92	spigolo lungo	0.95	0.00		1.58																										
priva rigidezza spigolo lungo	2.92	centro	2.53	1.58	1.58																											
priva rigidezza centro	4.50																															
rigida 0.00	4.16																															
PROVA 6	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi	Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro																										
Pianta rettangolare		angolo		0.83	0.83	2.21																										
priva rigidezza angolo	1.76	spigolo corto	0.83		0.00	0.83																										
priva rigidezza spigolo corto	2.59	spigolo lungo	0.83	0.00		0.00																										
priva rigidezza spigolo lungo	2.59	centro	2.21	0.83	0.00																											
priva rigidezza centro	3.97																															
rigida 0.00	3.65																															
PROVA 7	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi	Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro																										
Pianta rettangolare		angolo		0.78	0.78	2.09																										
priva rigidezza angolo	1.69	spigolo corto	0.78		0.00	1.31																										
priva rigidezza spigolo corto	2.47	spigolo lungo	0.78	0.00		1.31																										
priva rigidezza spigolo lungo	2.47	centro	2.09	1.31	1.31																											
priva rigidezza centro	3.77																															
rigida 0.00	3.49																															

Fondazione capannone – plinti 2.8x2.8 m

RIEPILOGO CEDIMENTI (calcolati con M secondo Benassi)						
Comune	Lugo	Distanza fondazione tra (m)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	spigolo centro
Localita'	Lugo					
Committente	Ubuntu s.r.l.		angolo	1.40	1.40	1.98
Fondazione rettangolare	2.8 X 2.8 m		spigolo corto	1.40	1.98	1.40
Piano di posa	2 – 2 m		spigolo lungo	1.40	1.98	1.40
Carico applicato	1.1 daN/cm2		centro	1.98	1.40	1.40

CEDIMENTI EDOMETRICI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE POSIZIONE NELLA PIANTA DI FONDAZIONE

PROVA 4	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi	Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	spigolo centro
Pianta rettangolare		angolo		0.56	0.56	1.50
priva rigidezza angolo	1.33	spigolo corto	0.56		0.94	0.94
priva rigidezza spigolo corto	1.89	spigolo lungo	0.56	0.94		0.94
priva rigidezza spigolo lungo	1.89	centro	1.50	0.94	0.94	
priva rigidezza centro	2.83					
rigida 0.00	2.62					

PROVA 5	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi	Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	spigolo centro
Pianta rettangolare		angolo		0.72	0.72	1.92
priva rigidezza angolo	1.59	spigolo corto	0.72		0.00	1.20
priva rigidezza spigolo corto	2.31	spigolo lungo	0.72	0.00		1.20
priva rigidezza spigolo lungo	2.31	centro	1.92	1.20	1.20	
priva rigidezza centro	3.52					
rigida 0.00	3.25					

PROVA 6	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi	Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	spigolo centro
Pianta rettangolare		angolo		0.62	0.62	1.65
priva rigidezza angolo	1.42	spigolo corto	0.62		0.00	0.62
priva rigidezza spigolo corto	2.04	spigolo lungo	0.62	0.00		0.00
priva rigidezza spigolo lungo	2.04	centro	1.65	0.62	0.00	
priva rigidezza centro	3.07					
rigida 0.00	2.83					

PROVA 7	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi	Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	spigolo centro
Pianta rettangolare		angolo		0.59	0.59	1.59
priva rigidezza angolo	1.35	spigolo corto	0.59		0.00	1.00
priva rigidezza spigolo corto	1.94	spigolo lungo	0.59	0.00		1.00
priva rigidezza spigolo lungo	1.94	centro	1.59	1.00	1.00	
priva rigidezza centro	2.94					
rigida 0.00	2.72					

Fondazione palazzina – edificio B – nastriforme 4.5x54 m

RIEPILOGO CEDIMENTI (calcolati con M secondo Benassi)							
Comune	Lugo	Distanza fondazione tra (m)	angolo	spigolo	spigolo		
Localita'	Lugo			corto	lungo	centro	
Committente	Ubuntu s.r.l.		angolo	2.25	27.00	27.09	
Fondazione rettangolare	4.5 X 54 m		spigolo corto	2.25	27.09	27.00	
Piano di posa	2.4 – 2.4 m		spigolo lungo	27.00	27.09	2.25	
Carico applicato	0.8 daN/cm2		centro	27.09	27.00	2.25	
CEDIMENTI EDOMETRICI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE POSIZIONE NELLA PIANTA DI FONDAZIONE							
PROVA 4	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi		Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
Pianta rettangolare				angolo	0.61	1.42	2.64
priva rigidezza angolo	1.44			spigolo corto	0.61	1.22	2.03
priva rigidezza spigolo corto	2.05			spigolo lungo	1.42	1.22	1.22
priva rigidezza spigolo lungo	2.86			centro	2.64	2.03	1.22
priva rigidezza centro	4.08						
rigida	0.00	3.89					
PROVA 5	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi		Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
Pianta rettangolare				angolo	0.73	1.60	3.05
priva rigidezza angolo	1.62			spigolo corto	0.73	0.87	2.32
priva rigidezza spigolo corto	2.34			spigolo lungo	1.60	0.87	1.45
priva rigidezza spigolo lungo	3.21			centro	3.05	2.32	1.45
priva rigidezza centro	4.67						
rigida	0.00	4.45					
PROVA 6	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi		Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
Pianta rettangolare				angolo	0.64	1.45	2.74
priva rigidezza angolo	1.47			spigolo corto	0.64	0.81	1.45
priva rigidezza spigolo corto	2.11			spigolo lungo	1.45	0.81	0.81
priva rigidezza spigolo lungo	2.92			centro	2.74	1.45	0.81
priva rigidezza centro	4.21						
rigida	0.00	4.02					
PROVA 7	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi		Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
Pianta rettangolare				angolo	0.61	1.40	2.62
priva rigidezza angolo	1.42			spigolo corto	0.61	0.79	2.01
priva rigidezza spigolo corto	2.03			spigolo lungo	1.40	0.79	1.22
priva rigidezza spigolo lungo	2.82			centro	2.62	2.01	1.22
priva rigidezza centro	4.04						
rigida	0.00	3.85					

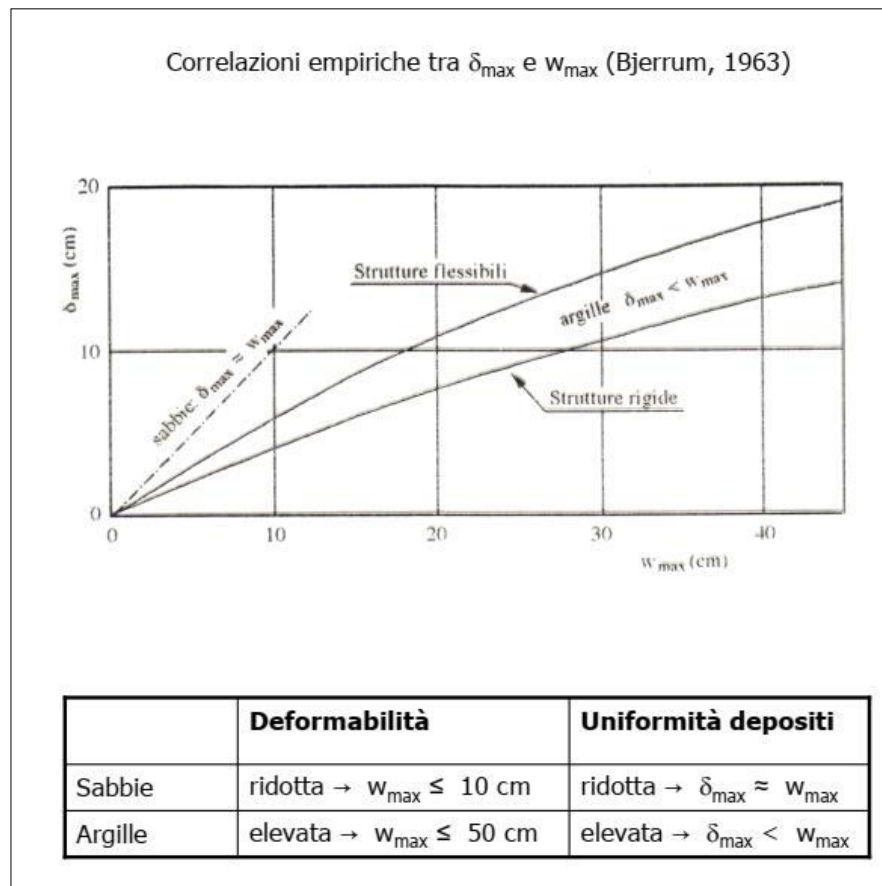
Fondazione edificio A – centro servizi – platea 25x86 m

RIEPILOGO CEDIMENTI (calcolati con M secondo Benassi)				
Comune	Lugo	Distanza fondazione tra (m)	spigolo	spigolo
Localita'	Lugo		angolo	angolo
Committente	Ubuntu S.R.L.		corto	lungo
Fondazione rettangolare	25 X 86 m		centro	
Piano di posa	0.6 – 0.6 m	angolo	12.50	43.00
Carico applicato	0.4 daN/cm2	spigolo corto	12.50	44.78
		spigolo lungo	43.00	44.78
		centro	44.78	43.00
			12.50	12.50

CEDIMENTI EDOMETRICI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE POSIZIONE NELLA PIANTA DI FONDAZIONE							
PROVA 1	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi		Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
Pianta rettangolare				angolo	1.10	1.36	3.56
priva rigidezza angolo	1.41		spigolo corto	1.10	2.20	2.47	
priva rigidezza spigolo corto	2.50		spigolo lungo	1.36	2.20	2.20	
priva rigidezza spigolo lungo	2.77		centro	3.56	2.47	2.20	
priva rigidezza centro	4.97						
rigida	0.00	4.79					
PROVA 2	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi		Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
Pianta rettangolare				angolo	0.90	1.12	2.94
priva rigidezza angolo	1.16		spigolo corto	0.90	0.22	2.04	
priva rigidezza spigolo corto	2.06		spigolo lungo	1.12	0.22	1.82	
priva rigidezza spigolo lungo	2.28		centro	2.94	2.04	1.82	
priva rigidezza centro	4.10						
rigida	0.00	3.95					
PROVA 3	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi		Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
Pianta rettangolare				angolo	1.05	1.30	3.41
priva rigidezza angolo	1.35		spigolo corto	1.05	0.26	1.30	
priva rigidezza spigolo corto	2.40		spigolo lungo	1.30	0.26	0.26	
priva rigidezza spigolo lungo	2.65		centro	3.41	1.30	0.26	
priva rigidezza centro	4.76						
rigida	0.00	4.58					

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 rigidezza 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 + 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 + 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 + 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 + 1/500
5	Strutture prefabbricate costituite da grandi pareti o elementi a blocchi	50 + 60	1/500 + 1/700



5. CONCLUSIONI

L'area di progetto si trova nell'area ex Iter, lungo la via Prov.le Cotignola, nel Comune di Lugo, si presenta morfologicamente pianeggiante, si trova a circa 13 m sul livello mare.

Uno sguardo complessivo ai risultati delle prove effettuate evidenzia la presenza di terreni prevalentemente alterati e rimaneggiati fino a circa -0.5÷1.0 m dal piano di campagna attuale. Seguono poi, fino a -2.5÷3.0 m dal piano di campagna, sabbie limose e limi sabbiosi con intercalazioni di limo argilloso, depositi del paleoalveo del T. Senio. Oltre, fino a -20.0 m dal piano di campagna, massima profondità indagata, si incontrano prevalenti limi argillosi e argille limose a consistenza prevalentemente plastica, localmente molle-plastica, con rare intercalazioni di livelli sabbioso-limosi, più frequenti verso il basso, tra -10 m e -12 m e oltre i 17÷18 m dal piano di campagna.

Il livello della falda freatica, misurata all'interno dei fori penetrometrici alla data delle prove, presentava un livello compreso tra -1.5 m e -2.0 m dal piano di campagna attuale.

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.

Per il progetto in esame, in considerazione dei prevedibili carichi trasmessi al suolo, tipologia di fondazione a platea o a plinti o nastriforme risulta idonea.

NTC – 17-01-2018

In base alla NTC 2018 il sito in esame è caratterizzato, considerando tempi di ritorno di 712 anni, da accelerazione al bedrock sismico di $a_{rif} = 0.213g$ e da **Vs30 attorno a 193÷233 m/s**, quindi **categoria di suolo C** con fattore stratigrafico pari a $S_s = 1.39$. Considerando che l'area presenta un fattore topografico pari ad uno, l'accelerazione massima alla superficie del sito in esame sarà pari

$$a_{max} = 0.296g.$$

Le misure dei microtremiti 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)
0.86÷1.1	1.16÷0.9

Il substrato del lotto in esame, considerando tempi di ritorno di 712 anni, non presenta rischio di liquefazione e i cedimenti post sisma risultano ammissibili nei termini degli SLV e SLD.

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

Fondazione capannone – plinti 4.3x4.3 m con incastro terreno-fondazione di almeno 2.0 m			
<i>Approccio 2 – condizioni dinamiche</i>	$N_{lim}=445$ kPa	Nd <=	Rd =247 [kPa] x B*L
<i>Approccio 2 –scorrimento</i>	$T_{lim}= 28$ kPa	Ed <=	Rd = 25 [kPa] x B*L
<i>Approccio 2 – condizioni statiche</i>	$N_{lim}=589$ kPa	Nd <=	Rd =256 [kPa] x B*L

Fondazione capannone – plinti 3.7x3.7 m con incastro terreno-fondazione di almeno 2.0 m			
Approccio 2 – condizioni dinamiche	$N_{lim}=460$ kPa	$N_d \leq$	$R_d = 256$ [kPa] x B*L
Approccio 2 – scorrimento	$T_{lim} = 28$ kPa	$E_d \leq$	$R_d = 25$ [kPa] x B*L
Approccio 2 – condizioni statiche	$N_{lim}=606$ kPa	$N_d \leq$	$R_d = 264$ [kPa] x B*L

Fondazione capannone – plinti 2.8x2.8 m con incastro terreno-fondazione di almeno 2.0 m			
Approccio 2 – condizioni dinamiche	$N_{lim}=495$ kPa	$N_d \leq$	$R_d = 275$ [kPa] x B*L
Approccio 2 – scorrimento	$T_{lim} = 28$ kPa	$E_d \leq$	$R_d = 26$ [kPa] x B*L
Approccio 2 – condizioni statiche	$N_{lim}=645$ kPa	$N_d \leq$	$R_d = 280$ [kPa] x B*L

Fondazione palazzina – edificio B – nastriforme 4.5x54 m con incastro terreno-fondazione di 2.4 m			
Approccio 2 – condizioni dinamiche	$N_{lim}=376$ kPa	$N_d \leq$	$R_d = 209$ [kPa] x B*L
Approccio 2 – scorrimento	$T_{lim} = 27$ kPa	$E_d \leq$	$R_d = 24$ [kPa] x B*L
Approccio 2 – condizioni statiche	$N_{lim}=510$ kPa	$N_d \leq$	$R_d = 222$ [kPa] x B*L

Fondazione edificio A – centro servizi - platea 25x86 m con incastro terreno-fondazione di 0.6 m			
Approccio 2 – condizioni dinamiche	$N_{lim}=288$ kPa	$N_d \leq$	$R_d = 160$ [kPa] x B*L
Approccio 2 – scorrimento	$T_{lim} = 38$ kPa	$E_d \leq$	$R_d = 35$ [kPa] x B*L
Approccio 2 – condizioni statiche	$N_{lim}=447$ kPa	$N_d \leq$	$R_d = 194$ [kPa] x B*L

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

Fondazione capannone Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili Tipologia fondazioni: a plinti con dimensioni equivalenti di 4.3 x 4.3 m posti alla profondità di circa -2.0 m	$N_k \leq$	$C_d = 110$ [kPa] x B*L
Fondazione capannone Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili Tipologia fondazioni: a plinti con dimensioni equivalenti di 3.7 x 3.7 m posti alla profondità di circa -2.0 m	$N_k \leq$	$C_d = 110$ [kPa] x B*L
Fondazione capannone Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili Tipologia fondazioni: a plinti con dimensioni equivalenti di 2.8 x 2.8 m posti alla profondità di circa -2.0 m	$N_k \leq$	$C_d = 110$ [kPa] x B*L

<p><u>Fondazione palazzina – edificio B</u> <i>Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili</i> Tipologia fondazioni: nastriforme con dimensioni equivalenti di 4.5 x 54 m posta alla profondità di circa -2.4 m</p>	<p>$N_k \leq$</p>	<p>Cd = 80 [kPa] x B*L</p>
--	------------------------------	-----------------------------------

<p><u>Fondazione edificio A – centro servizi</u> <i>Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili</i> Tipologia fondazioni: platea con dimensioni equivalenti di 25 x 86 m posta alla profondità di circa -0.6 m</p>	<p>$N_k \leq$</p>	<p>Cd = 40 [kPa] x B*L</p>
---	------------------------------	-----------------------------------

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 risulta idoneo eseguire uno scoticamento con asportazione del terreno alterato e rimaneggiato e realizzare un riporto con materiale inerte, costipato a rifiuto, fino al piano di posa della fondazione a platea.

Per fondazioni a plinti o nastriformi, risulta adeguata la profondità di posa prevista da progetto, poste alla profondità di almeno 2.0÷2.4 m dal piano di calpestio (quota piano finito).

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 fondazione-terreno 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.

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.

Ottobre, 2021

ALLEGATI





CPTU 3

CPTU 4 Tromino 3

CPTU 1999-01

CPTU 7

Tromino 1 CPTU 2

CPTU 2017-03 CPTU 1999-02

Tromino 2 CPTU 1

CPTU 5

CPTU 6

Tromino

Tromino
CPTU 1 Camp

CPT 3

CPT 1

CPT 2

CPT 2

Google Earth

100 m



Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu S.R.L.
 Data 23/10/2018

Falda 1.90 m
 Sigla della Punta Tecnopenta 100707
 Azzeramento Inizio prova
 Ultimo taratura guadagno 15-ott-2018
 Ultimo taratura per deriva termica 15-ott-2018



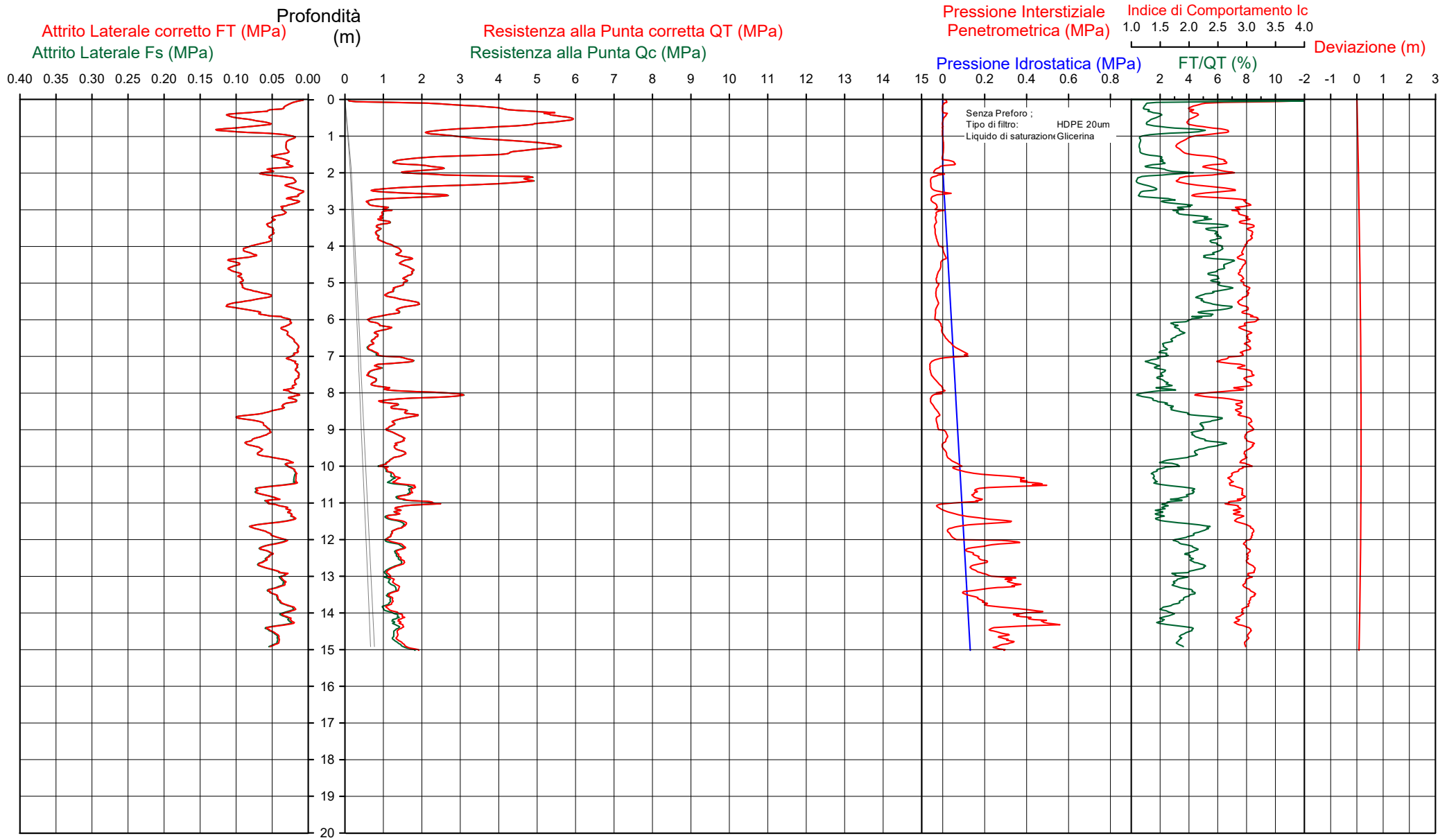
**Società di
 Geologia
 Territoriale**

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

www.geo55.com

CPTU

1



Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

23/10/2018
 Via Provinciale Cotignola
 Lugo
 Lugo
 1.90



Vs15
147

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa	Angolo Attrito	Coesione non drenato Cu	OCR	Modulo Edometrico M	Velocità Vs
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	Idriss iterazione	basato su Fr vs Qc1N	m			Consistenza (Argilla)	Tatsuoka 1990	Kulhaway & Mayne 1990	Benassi	Marchi / SGT	Benassi	Robertson & Cabal 2009
										%	°	daN/cm ²		daN/cm ²	m/sec
						0.00									
7.7	13.1	0.16	5.6	3.22	argilla-argilla limosa	0.10	=====		Molle-plastica (Soffice)			0.53	188.55	43.7	148
46.6	79.2	0.70	1.5	2.10	sabbia limosa-limo sabbioso		=====		Mediamente Addensata	59.3	41.9			169.0	175
						0.80	=====								
24.2	41.1	0.74	3.2	2.48	sabbia limosa-limo sabbioso		=====		Mediamente Addensata	37.6	37.1			141.2	162
42.6	72.4	0.33	0.9	1.97	sabbia-sabbia limosa		=====		Mediamente Addensata	56.3	38.9			135.6	154
						1.60	=====								
15.1	25.7	0.30	2.1	2.57	sabbia limosa-limo sabbioso	1.80	=====		Sciolta	22.2	33.4			64.7	136
20.9	35.6	0.48	2.5	2.49	sabbia limosa-limo sabbioso	2.00	=====	H2O	Sciolta	32.9	34.7			102.4	151
36.7	57.9	0.32	1.1	2.09	sabbia limosa-limo sabbioso		=====		Mediamente Addensata	49.0	37.2			121.8	153
						2.40	=====								
8.5	14.4	0.15	1.8	2.75	limo argilloso-argilla limosa	2.50	=====		Molle-plastica (Soffice)			0.57	4.84	33.3	112
18.9	31.8	0.17	1.1	2.32	sabbia limosa-limo sabbioso	2.70	=====		Sciolta	29.2	33.9			62.2	129
6.5	11.0	0.22	3.6	3.01	argilla-argilla limosa	2.90	=====		Molle-plastica (Soffice)			0.46	3.41	39.8	113
9.6	16.2	0.51	5.7	3.00	argilla-argilla limosa		=====		Molle-plastica (Soffice)			0.63	4.70	54.2	138
						4.00	=====								
15.5	23.1	0.95	6.5	2.93	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica			0.90	5.21	86.7	169
						5.10	=====								
11.8	16.8	0.70	6.4	3.02	argilla-argilla limosa	5.40	=====		Plastica			0.74	4.21	66.2	154
17.2	23.2	0.92	5.6	2.88	limo argilloso-argilla limosa	5.60	=====		Plastica			0.97	4.91	97.2	172
13.6	18.4	0.83	6.6	3.00	argilla-argilla limosa	5.90	=====		Plastica			0.82	4.77	76.0	164
7.0	9.6	0.29	5.0	3.14	argilla-argilla limosa	6.10	=====		Molle-plastica (Soffice)			0.49	2.07	40.0	123
10.3	13.6	0.33	3.7	2.94	limo argilloso-argilla limosa	6.30	=====		Plastica			0.67	2.80	59.6	135
7.6	9.9	0.21	3.2	3.02	argilla-argilla limosa		=====		Molle-plastica (Soffice)			0.52	2.23	44.3	117
						7.00	=====								
15.6	19.1	0.24	1.7	2.62	limo argilloso-argilla limosa	7.20	=====		Plastica			0.91	4.16	59.0	138
8.2	10.2	0.16	2.3	2.92	limo argilloso-argilla limosa	7.30	=====		Molle-plastica (Soffice)			0.56	2.13	37.4	116
7.2	8.8	0.17	2.9	3.04	argilla-argilla limosa		=====		Molle-plastica (Soffice)			0.50	2.02	40.7	114
						7.80	=====								
14.2	16.6	0.26	2.3	2.75	limo argilloso-argilla limosa	8.00	=====		Plastica			0.85	2.53	65.0	138
29.4	33.3	0.17	0.6	2.18	sabbia limosa-limo sabbioso	8.10	=====		Sciolta	30.7	34.3			90.7	146
14.1	16.1	0.39	3.0	2.83	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica			0.85	3.67	83.1	146
						8.60	=====								
13.7	14.8	0.69	5.7	3.03	argilla-argilla limosa		=====		Plastica			0.83	3.57	77.6	163
						9.80	=====								
12.1	12.3	0.22	2.2	2.84	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica			0.75	2.24	53.6	133

CPTU

1

Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

23/10/2018
 Via Provinciale Cotignola
 Lugo
 Lugo
 1.90



**Società di
 Geologia
 Territoriale**

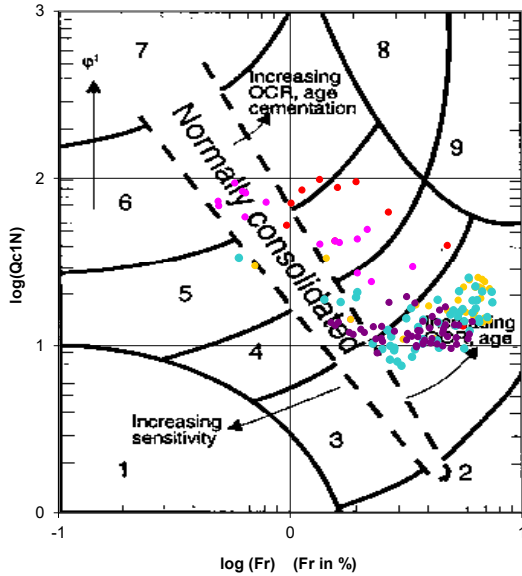
S.G.T. sas.
 di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

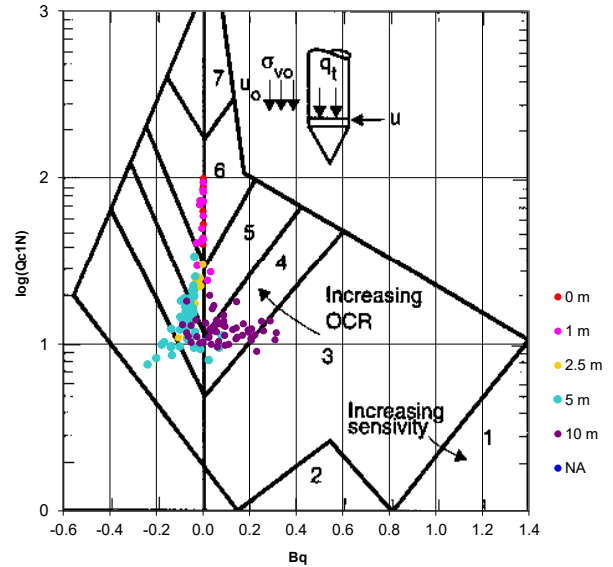
Vs15
147

qt	Qc1N	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa	Angolo Attrito ϕ'	Coesione non drenato Cu	OCR	Modulo Edometrico M	Velocità Vs
daN/cm ²	Idriss & Boulanger 2004	daN/cm ²	%	Idriss iterazione	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	m/sec
						10.50									
17.3	17.1	0.64	4.2	2.89	limo argilloso-argilla limosa				Plastica			0.97	3.40	100.0	170
						10.80									
14.3	14.0	0.46	3.7	2.93	limo argilloso-argilla limosa	10.90			Plastica			0.85	2.64	83.1	156
19.5	18.9	0.50	2.9	2.77	limo argilloso-argilla limosa	11.10			Plastica			1.05	3.68	110.3	167
						11.60									
13.6	12.9	0.31	2.6	2.87	limo argilloso-argilla limosa				Plastica			0.82	2.42	69.7	144
						11.60									
12.7	11.7	0.53	5.0	3.07	argilla-argilla limosa				Plastica			0.78	2.55	72.4	156
						12.10									
14.6	13.1	0.59	4.8	3.02	argilla-argilla limosa				Plastica			0.87	2.49	83.8	165
						12.70									
12.2	10.4	0.40	4.1	3.05	argilla-argilla limosa				Plastica			0.76	1.94	70.8	150
						13.90									
14.5	11.7	0.39	3.3	2.96	argilla-argilla limosa				Plastica			0.86	1.84	84.6	155

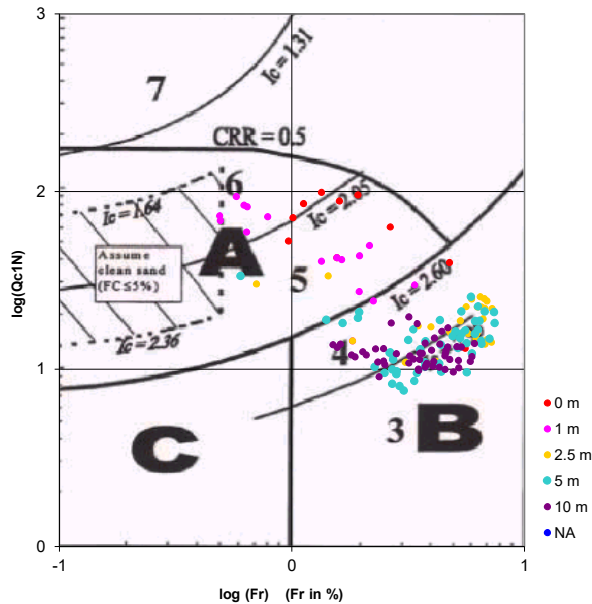
Cross-plot Qc1N verso Fr
 (Robertson 1990)



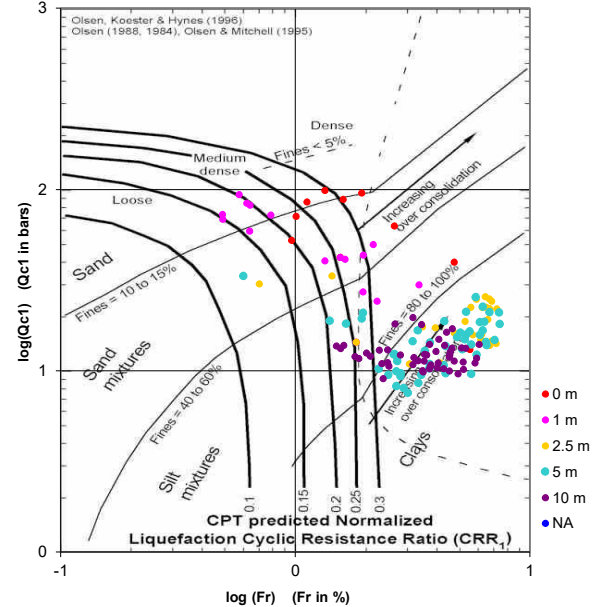
Cross-plot Qc1N verso Bq
 (Robertson 1990)



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 liquefacibilita

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 plasticità e sensitività, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu S.R.L.
 Data 23-ott-18

Falda 1.90 m
 Sigla della Punta Tecnopenta 100707
 Azzeramento Inizio prova
 Ultimo taratura guadagno 15-ott-2018
 Ultimo taratura per deriva termica 15-ott-2018

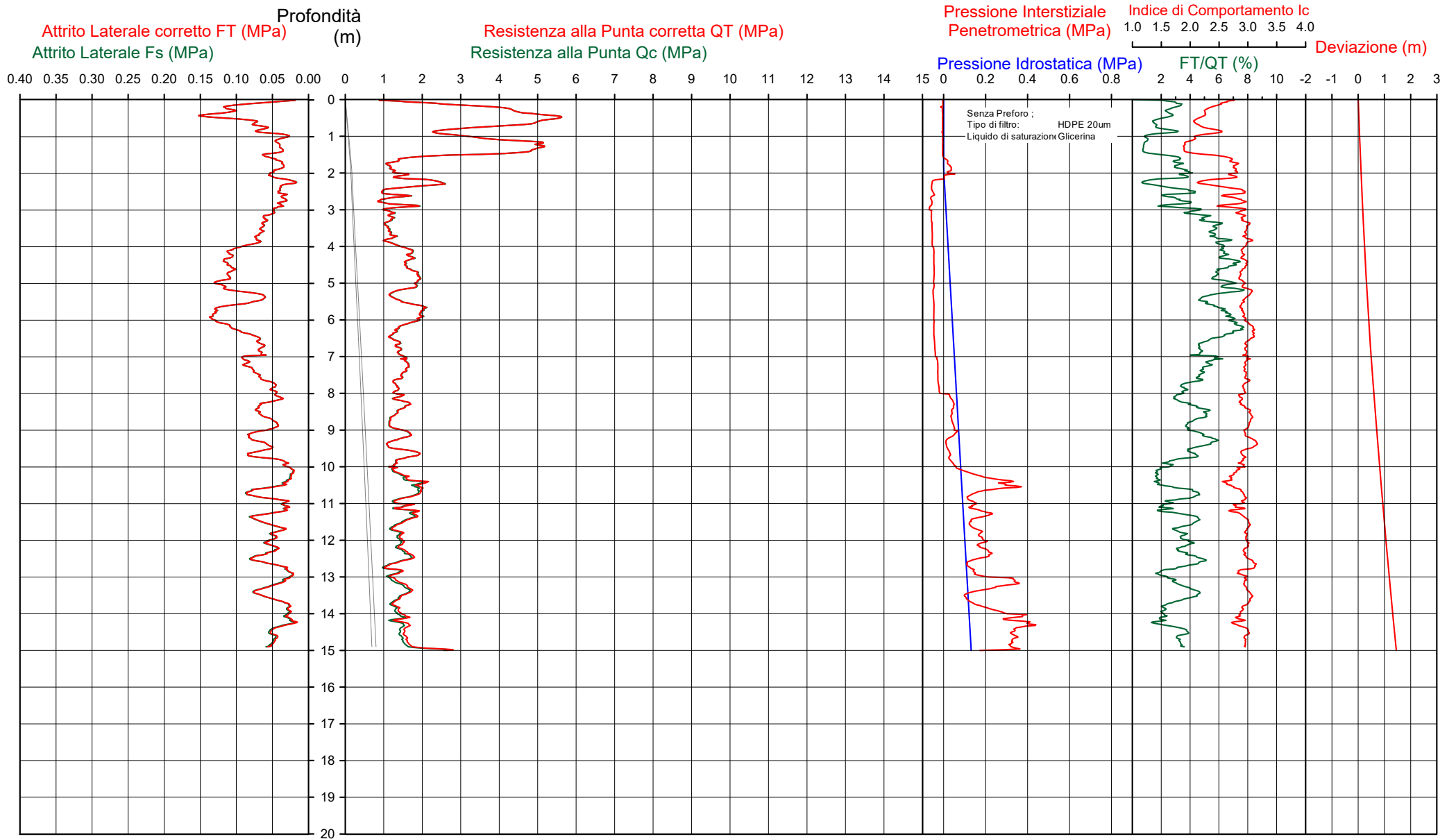


**Società di
 Geologia
 Territoriale**

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

www.geo55.com

CPTU 2



CPTU

Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

23 ottobre 2018
 Via Provinciale Cotignola
 Lugo
 Lugo
 1.90



Società di
 Geologia
 Territoriale

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

www.geo55.com

Vs15
159

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa	Angolo Attrito	Coazione non drenato Cu	OCR	Modulo Edometrico M	Velocità Vs
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	Idriss iterazione	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	m/sec
						0.00									
16.4	27.9	0.46	2.7	2.63	limo argilloso-argilla limosa	0.10			Plastica			0.94	357.40	86.2	148
44.2	75.2	0.99	2.3	2.24	sabbia limosa-limo sabbioso				Mediamente Addensata	57.6	41.5			200.6	188
						0.80									
29.6	50.4	0.47	1.7	2.27	sabbia limosa-limo sabbioso				Mediamente Addensata	44.4	37.9			113.6	156
						1.10									
47.5	80.8	0.43	0.9	1.96	sabbia-sabbia limosa				Mediamente Addensata	60.0	39.4			152.7	164
						1.50									
13.9	23.6	0.45	3.4	2.74	limo argilloso-argilla limosa				Plastica			0.84	13.19	81.0	143
						2.10		H2O							
20.4	34.7	0.32	1.8	2.40	sabbia limosa-limo sabbioso				Sciolta	32.1	34.3			79.5	141
						2.40									
11.6	19.8	0.38	3.5	2.80	limo argilloso-argilla limosa				Plastica			0.73	5.71	67.7	136
						2.70									
9.0	15.2	0.34	4.0	2.92	limo argilloso-argilla limosa	2.80			Molle-plastica (Soffice)			0.60	4.70	51.9	128
14.8	25.0	0.39	2.9	2.67	limo argilloso-argilla limosa	2.90			Plastica			0.87	7.60	84.7	142
11.9	20.2	0.53	4.8	2.88	limo argilloso-argilla limosa				Plastica			0.74	5.82	68.1	144
						3.30									
11.5	19.0	0.69	6.4	2.98	argilla-argilla limosa				Plastica			0.73	4.51	64.5	151
						4.00									
17.4	25.1	1.12	6.8	2.91	limo argilloso-argilla limosa				Plastica			0.98	5.94	96.4	178
						5.10									
13.2	18.2	0.85	6.9	3.02	argilla-argilla limosa				Plastica			0.80	5.01	72.8	162
						5.40									
18.2	23.6	1.15	6.6	2.93	limo argilloso-argilla limosa				Plastica			1.01	4.16	101.3	182
						6.10									
13.5	16.7	0.79	6.5	3.02	argilla-argilla limosa				Plastica			0.82	3.90	75.1	164
						7.00									
15.9	18.6	0.84	5.8	2.96	argilla-argilla limosa				Plastica			0.92	3.84	89.8	172
						7.40									
13.7	15.5	0.55	4.4	2.94	limo argilloso-argilla limosa				Plastica			0.83	3.44	79.1	156
						8.10									
15.2	16.6	0.56	4.1	2.90	limo argilloso-argilla limosa				Plastica			0.89	2.95	87.7	160
						8.40									
12.6	13.4	0.56	5.0	3.03	argilla-argilla limosa				Plastica			0.78	2.96	72.1	156
						9.00									
16.5	17.1	0.79	5.3	2.96	argilla-argilla limosa				Plastica			0.94	3.37	94.1	174
						9.20									
12.0	12.3	0.63	6.1	3.11	argilla-argilla limosa				Plastica			0.75	2.68	67.5	159
						9.50									
17.1	17.1	0.69	4.5	2.92	limo argilloso-argilla limosa				Plastica			0.97	3.26	98.5	171
						9.80									
13.6	13.3	0.27	2.3	2.83	limo argilloso-argilla limosa				Plastica			0.82	2.50	62.1	141

CPTU

2

Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

23 ottobre 2018
 Via Provinciale Cotignola
 Lugo
 Lugo
 1.90



Società di
 Geologia
 Territoriale

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

www.geo55.com

Vs15
159

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	
						10.30									
19.1	18.2	0.55	3.2	2.78	limo argilloso-argilla limosa			Plastica			1.04	3.19	111.5	166	
						10.80									
14.7	13.7	0.38	3.0	2.88	limo argilloso-argilla limosa			Plastica			0.87	2.61	86.3	152	
						11.10									
17.3	15.9	0.53	3.4	2.86	limo argilloso-argilla limosa			Plastica			0.98	2.67	101.0	165	
						11.40									
14.4	12.6	0.52	4.2	3.00	argilla-argilla limosa			Plastica			0.86	2.55	83.3	161	
						12.80									
14.3	11.8	0.43	3.5	2.97	argilla-argilla limosa			Plastica			0.85	2.15	83.5	155	
						13.80									
15.0	11.9	0.28	2.3	2.86	limo argilloso-argilla limosa			Plastica			0.88	1.96	67.6	149	
						14.40									
16.0	12.4	0.49	3.7	2.97	argilla-argilla limosa			Plastica			0.92	2.09	92.7	165	

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu S.R.L.
 Data 23-ott-18

Numero prova 2
 Quota falda 1.90

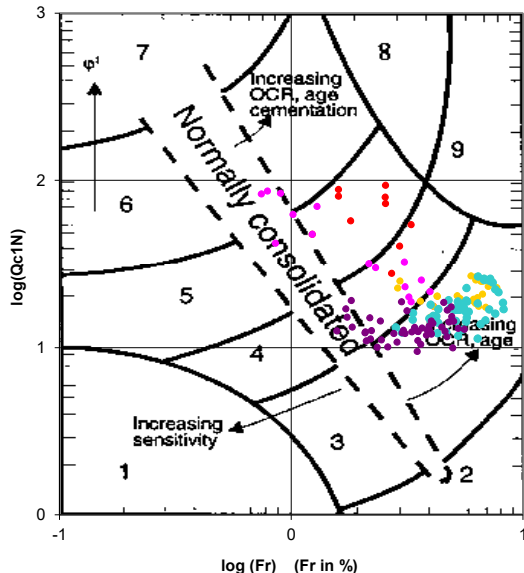


**Società di
 Geologia
 Territoriale**

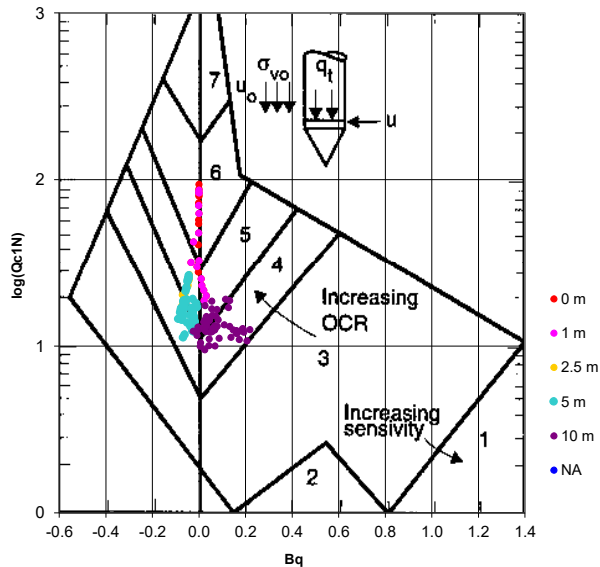
S.G.T. sas.
 di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

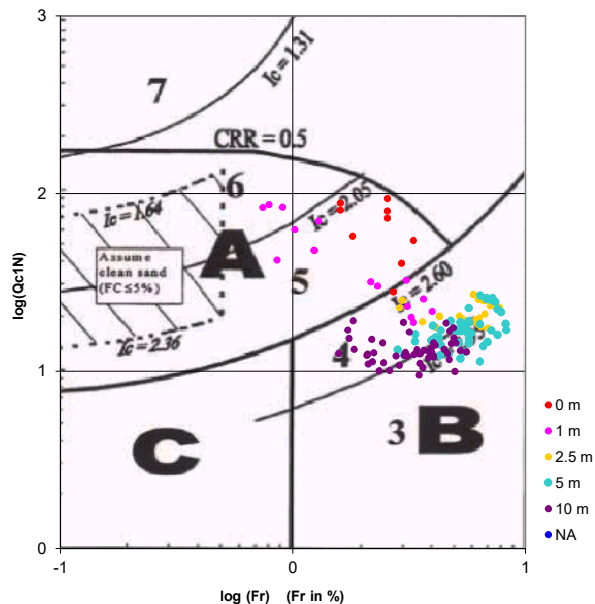
**Cross-plot Qc1N verso Fr
 (Robertson 1990)**



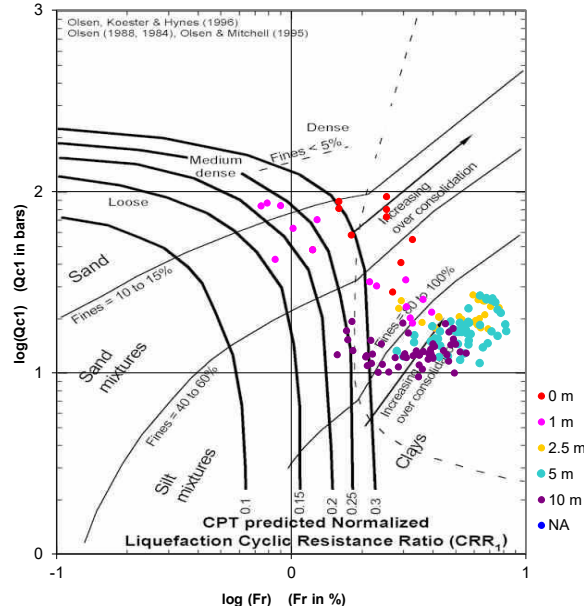
**Cross-plot Qc1N verso Bq
 (Robertson 1990)**



**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 liquefacibilita

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 plasticità e sensitività, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola 20/09
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 05-ott-21

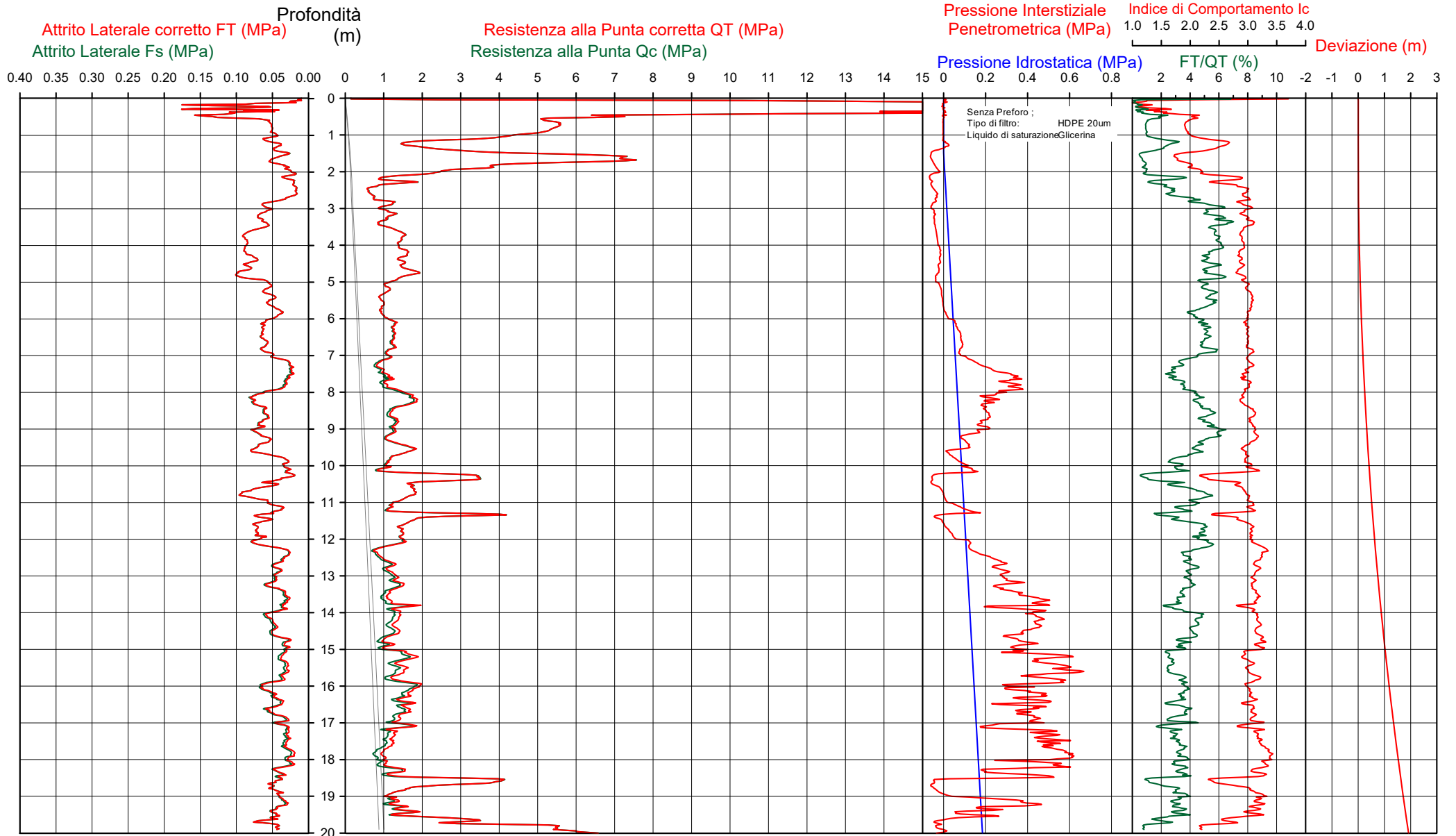
Falda 1.50 m
 Sigla della Punta Tecnopenta 100708
 Azzeramento Inizio prova
 Ultimo taratura guadagno 20-set-2021
 Ultimo taratura per deriva termica 20-set-2021



**Società di
 Geologia
 Territoriale**

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

CPTU 3



Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

5 ottobre 2021
 Via Provinciale Cotignola 20/09
 Lugo
 Lugo
 1.50



Vs20
153

qc	Qc1N	fs	Fs/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa	Angolo Attrito	Coesione non drenato Cu	OCR	Modulo Edometrico M	Velocità Vs
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	Idriss iterazione	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	m/sec
						0.00									
81.4	138.4	0.17	1.6	1.89	sabbia-sabbia limosa	0.10		Addensata	77.7	49.6	.	.	300.6	207
243.7	414.3	0.97	0.4	1.15	ghiaia-sabbia	0.20	o:::o:::o:::o:::o:::o		Molto addensato	>90	52.4	.	.	738.5	224
176.5	264.7	0.91	0.5	1.39	sabbia-sabbia limosa	0.40		Molto addensato	>90	49.1	.	.	541.0	221
58.1	98.3	0.70	1.2	1.96	sabbia-sabbia limosa			Addensata	66.4	41.8	.	.	195.2	180
30.6	52.0	0.55	2.1	2.33	sabbia limosa-limo sabbioso	1.00		Mediamente Addensata	45.4	37.7	.	.	129.7	163
15.5	26.4	0.40	2.6	2.62	limo argilloso-argilla limosa	1.20		Plastica	.	.	0.90	15.04	78.7	142
30.2	51.2	0.41	1.6	2.25	sabbia limosa-limo sabbioso	1.30		Mediamente Addensata	44.9	37.1	.	.	110.8	155
70.1	105.7	0.43	0.6	1.76	sabbia-sabbia limosa	1.50	H2O	Addensata	68.8	40.9	.	.	216.0	176
45.3	74.2	0.39	0.9	1.98	sabbia-sabbia limosa	1.70		Mediamente Addensata	57.1	38.7	.	.	144.1	161
23.6	40.2	0.23	1.0	2.24	sabbia limosa-limo sabbioso	1.90		Mediamente Addensata	36.9	35.4	.	.	77.3	137
10.0	17.0	0.33	3.4	2.85	limo argilloso-argilla limosa	2.10		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.65	6.60	58.2	130
15.0	25.4	0.20	1.5	2.49	sabbia limosa-limo sabbioso	2.20		Sciolta	21.8	33.1	.	.	54.0	128
7.7	13.0	0.23	3.2	2.92	limo argilloso-argilla limosa	2.30		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.53	5.88	44.8	116
11.3	19.2	0.62	5.8	2.95	argilla-argilla limosa	2.80		Plastica	.	.	0.72	6.60	63.7	147
9.4	15.9	0.59	6.8	3.06	argilla-argilla limosa	3.30		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.62	4.48	52.1	142
14.7	23.8	0.83	6.0	2.89	limo argilloso-argilla limosa	3.50		Plastica	.	.	0.87	5.40	82.5	161
17.6	26.3	0.91	5.4	2.83	limo argilloso-argilla limosa	4.60		Plastica	.	.	0.99	6.26	100.1	170
12.1	18.1	0.65	5.8	2.97	argilla-argilla limosa	4.80		Plastica	.	.	0.75	5.26	68.2	151
9.5	13.8	0.48	5.6	3.05	argilla-argilla limosa	5.30		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.62	3.04	53.6	139
11.9	15.7	0.59	5.5	3.00	argilla-argilla limosa	5.90		Plastica	.	.	0.74	3.02	67.3	151
8.6	10.8	0.26	3.6	3.01	argilla-argilla limosa	7.10		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.58	2.29	49.9	126
10.1	12.3	0.32	3.8	2.98	argilla-argilla limosa	7.50		Plastica	.	.	0.66	2.58	58.4	134
16.0	18.7	0.71	4.8	2.91	limo argilloso-argilla limosa	7.90		Plastica	.	.	0.92	3.18	91.8	166
12.1	13.5	0.65	6.2	3.09	argilla-argilla limosa	8.30		Plastica	.	.	0.75	3.28	67.6	158
15.2	16.2	0.69	5.1	2.98	argilla-argilla limosa	9.30		Plastica	.	.	0.89	2.58	86.8	166
11.7	12.2	0.38	3.9	2.99	argilla-argilla limosa	9.60		Plastica	.	.	0.74	3.01	68.0	144

Data
Cantiere / Via
Località
Comune
Profondità falda idrica m.

5 ottobre 2021
Via Provinciale Cotignola 20/09
Lugo
Lugo
1.50



Vs20
153

qc	Qc1N	fs	Fs/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa	Angolo Attrito	Coesione non drenato Cu	OCR	Modulo Edometrico M	Velocità Vs
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	Idriss iterazione	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	m/sec
						10.20	=====								
32.9	33.3	0.30	1.0	2.28	sabbia limosa-limo sabbioso	10.40	=====		Sciolta	30.7	34.3			106.3	163
18.1	18.1	0.62	3.9	2.85	limo argilloso-argilla limosa	10.70	=====		Plastica			1.00	3.58	104.8	169
14.9	14.5	0.61	4.9	3.00	argilla-argilla limosa		=====		Plastica			0.88	3.30	85.3	163
						11.30	=====								
32.6	31.4	0.70	2.5	2.55	sabbia limosa-limo sabbioso	11.40	=====		Sciolta	28.7	34.1			159.0	192
14.9	13.8	0.68	5.5	3.04	argilla-argilla limosa		=====		Plastica			0.88	3.10	84.4	169
						12.20	=====								
8.4	7.4	0.33	5.5	3.25	argilla-argilla limosa		=====		Molle-plastica (Soffice)			0.57	1.30	47.4	134
						12.60	=====								
11.9	10.4	0.48	5.0	3.12	argilla-argilla limosa		=====		Plastica			0.75	1.84	68.2	154
						13.30	=====								
10.9	9.1	0.35	4.3	3.12	argilla-argilla limosa		=====		Plastica			0.70	1.76	62.6	144
						13.80	=====								
12.3	10.0	0.50	5.2	3.14	argilla-argilla limosa		=====		Plastica			0.76	1.97	69.9	157
						14.60	=====								
9.6	7.5	0.35	5.0	3.23	argilla-argilla limosa		=====		Molle-plastica (Soffice)			0.63	1.38	54.7	140
						15.00	=====								
13.3	10.3	0.37	3.6	3.03	argilla-argilla limosa		=====		Plastica			0.81	1.86	77.3	152
						15.90	=====								
14.8	11.0	0.49	4.1	3.05	argilla-argilla limosa		=====		Plastica			0.87	2.30	85.5	162
						17.10	=====								
10.9	7.7	0.32	4.2	3.17	argilla-argilla limosa		=====		Plastica			0.70	1.39	63.2	144
						17.60	=====								
8.5	5.8	0.29	5.5	3.34	argilla-argilla limosa		=====		Molle-plastica (Soffice)			0.58	1.13	48.5	132
						18.20	=====								
14.0	9.6	0.43	4.5	3.12	argilla-argilla limosa		=====		Plastica			0.84	1.60	80.4	162
						18.50	=====								
36.3	26.7	0.46	1.5	2.47	sabbia limosa-limo sabbioso	18.70	=====		Sciolta	23.4	33.6			130.3	189
13.6	9.0	0.43	4.4	3.13	argilla-argilla limosa		=====		Plastica			0.82	1.97	78.3	158
						19.50	=====								
26.8	18.5	0.55	2.6	2.75	limo argilloso-argilla limosa	19.70	=====		Solido-plastica (Duro)			1.28	2.32	135.6	188
47.8	34.9	0.46	1.2	2.31	sabbia limosa-limo sabbioso		=====		Sciolta	32.3	34.8			161.5	198

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola 20/09
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 05-ott-21

Numero prova 3
 Quota falda 1.50

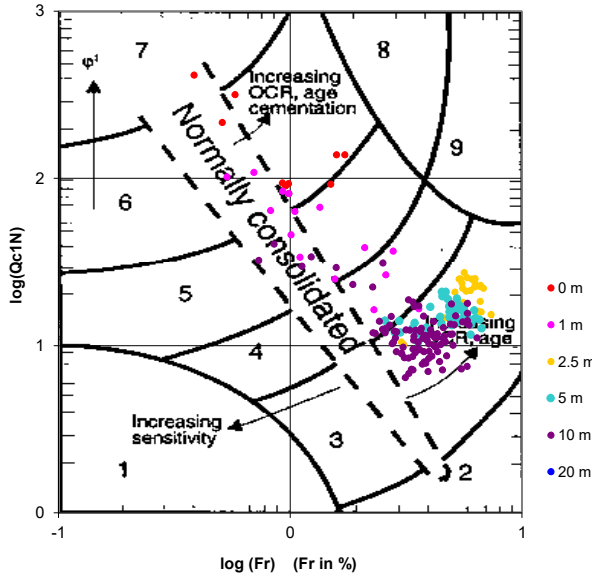


Società di
 Geologia
 Territoriale

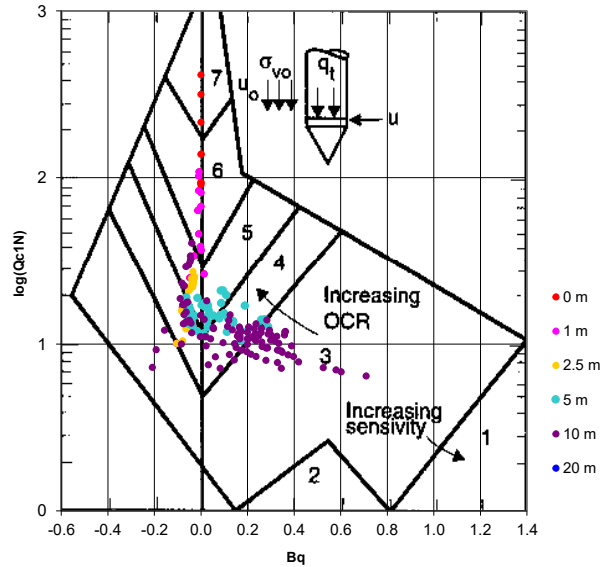
S.G.T. sas.
 di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

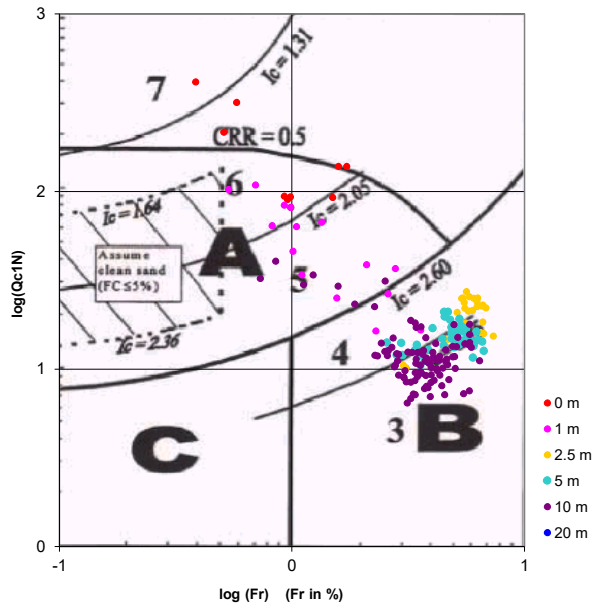
Cross-plot Qc1N verso Fr
 (Robertson 1990)



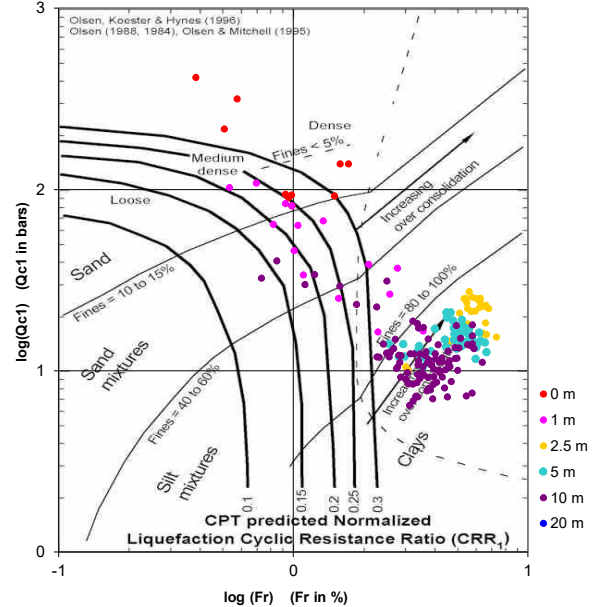
Cross-plot Qc1N verso Bq
 (Robertson 1990)



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 liquefacibilita

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 plasticità e sensitività, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola 20/09
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 05-ott-21

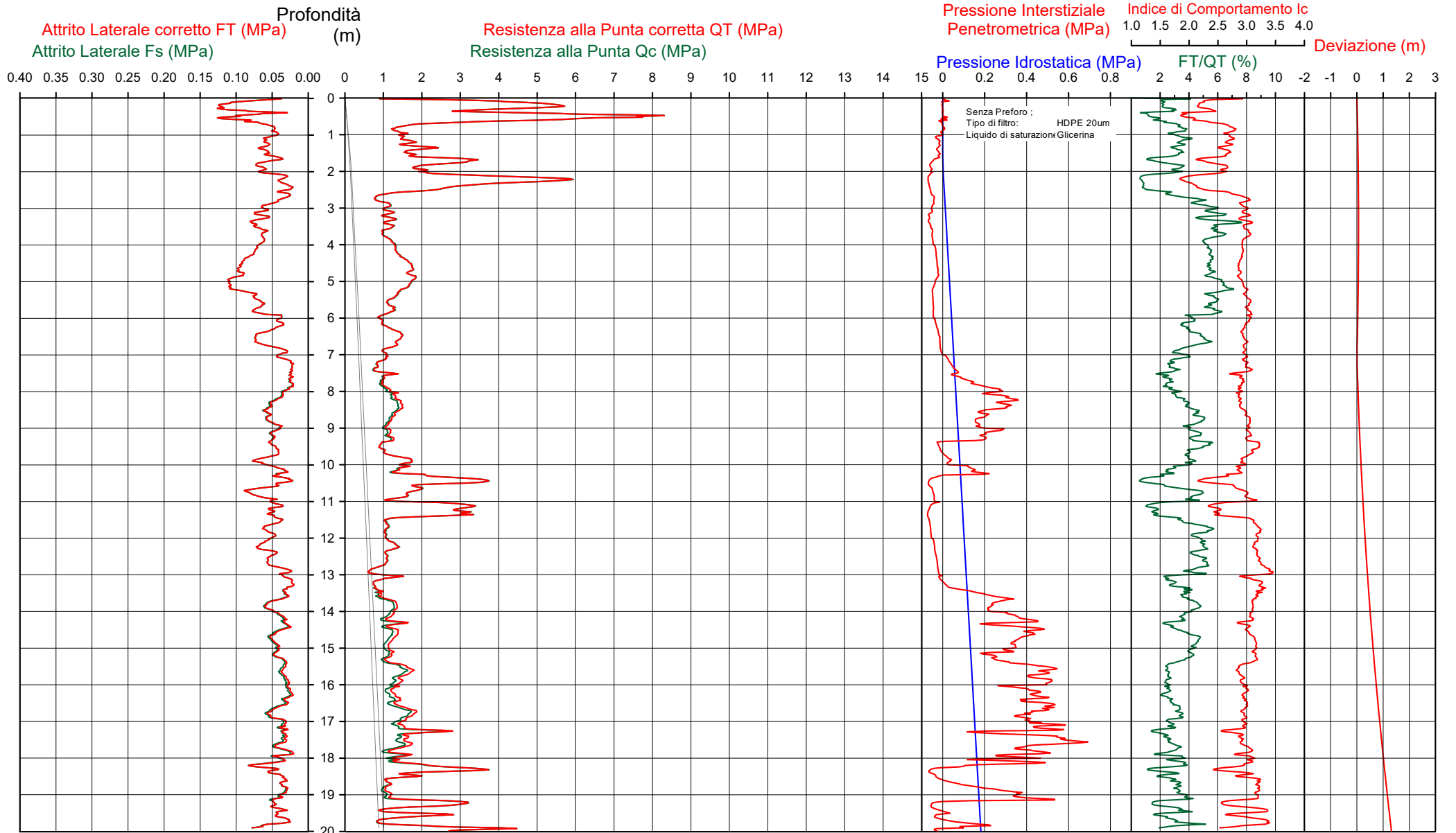
Falda 1.80 m
 Sigla della Punta Tecnopenta 100708
 Azzeramento Inizio prova
 Ultimo taratura guadagno 20-set-2021
 Ultimo taratura per deriva termica 20-set-2021



**Società di
 Geologia
 Territoriale**

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

CPTU 4



Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

5 ottobre 2021
 Via Provinciale Cotignola 20/09
 Lugo
 Lugo
 1.80



Vs20
153

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa	Angolo Attrito	Coesione non drenato Cu	OCR	Modulo Edometrico M	Velocità Vs
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	Idriss iterazione	basato su Fr vs Qc1N	m			Consistenza (Argilla)	Tatsuoka 1990	Kulhawy & Mayne 1990	Benassi	Marchi / SGT	Benassi	Robertson & Cabal 2009
										%	φ'	daN/cm ²		daN/cm ²	m/sec
41.8	71.0	0.94	2.4	2.28	sabbia limosa-limo sabbioso	0.00		Mediamente Addensata	55.7	43.1			195.4	186
						0.40								
70.3	119.6	0.83	1.2	1.90	sabbia-sabbia limosa	0.50		Addensata	72.9	43.7			236.0	193
46.4	78.9	0.92	2.2	2.23	sabbia limosa-limo sabbioso	0.70		Mediamente Addensata	59.2	41.1			202.6	187
15.1	25.7	0.52	3.5	2.71	limo argilloso-argilla limosa	1.30		Plastica			0.89	18.67	87.9	149
21.7	36.9	0.65	3.0	2.55	sabbia limosa-limo sabbioso	1.40		Sciolta	34.1	35.6			128.0	161
16.9	28.6	0.55	3.3	2.66	limo argilloso-argilla limosa	1.60		Plastica			0.96	13.12	98.3	152
29.7	50.5	0.52	1.8	2.30	sabbia limosa-limo sabbioso	1.80	H2O	Mediamente Addensata	44.5	36.6			117.4	160
19.4	33.0	0.65	3.4	2.62	limo argilloso-argilla limosa	2.00		Plastica			1.05	12.59	113.2	159
25.1	42.5	0.51	2.2	2.40	sabbia limosa-limo sabbioso	2.10		Mediamente Addensata	38.7	35.5			111.4	157
50.8	76.7	0.36	0.7	1.92	sabbia-sabbia limosa	2.30		Mediamente Addensata	58.2	38.8			158.4	165
29.8	48.9	0.27	0.9	2.14	sabbia limosa-limo sabbioso	2.50		Mediamente Addensata	43.4	36.1			95.6	145
15.8	26.8	0.36	2.5	2.61	limo argilloso-argilla limosa	2.60		Plastica			0.91	8.77	76.3	141
8.3	14.2	0.32	4.2	2.96	argilla-argilla limosa	2.80		Molle-plastica (Soffice)			0.56	4.70	48.1	126
11.0	18.6	0.64	6.2	2.98	argilla-argilla limosa	3.80		Plastica			0.70	5.03	61.5	147
12.9	20.4	0.70	5.7	2.93	limo argilloso-argilla limosa	4.30		Plastica			0.79	4.73	73.0	154
16.9	24.4	0.97	6.0	2.89	limo argilloso-argilla limosa	5.10		Plastica			0.96	5.42	95.3	172
12.8	17.6	0.77	6.5	3.02	argilla-argilla limosa	5.90		Plastica			0.79	5.05	71.5	160
9.9	13.2	0.40	4.5	3.01	argilla-argilla limosa	6.30		Molle-plastica (Soffice)			0.65	2.60	57.1	138
14.2	18.1	0.64	4.9	2.93	limo argilloso-argilla limosa	6.50		Plastica			0.85	3.81	81.3	159
12.0	14.9	0.51	4.6	2.97	argilla-argilla limosa	7.10		Plastica			0.75	3.81	68.9	148
8.8	10.7	0.24	3.2	2.99	argilla-argilla limosa	7.50		Molle-plastica (Soffice)			0.59	2.40	51.6	125
10.6	12.4	0.25	2.7	2.89	limo argilloso-argilla limosa	8.00		Plastica			0.68	2.71	55.6	131
14.0	15.8	0.45	3.6	2.88	limo argilloso-argilla limosa	8.50		Plastica			0.84	2.98	81.4	152
11.9	12.9	0.50	4.9	3.04	argilla-argilla limosa	9.40		Plastica			0.75	2.87	68.2	151
9.4	9.8	0.46	6.0	3.19	argilla-argilla limosa	9.60		Molle-plastica (Soffice)			0.62	1.86	52.8	144
11.6	12.0	0.46	4.6	3.05	argilla-argilla limosa	9.80		Plastica			0.73	2.05	66.9	149
16.0	16.1	0.51	3.6	2.87	limo argilloso-argilla limosa			Plastica			0.92	3.32	93.2	160

Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

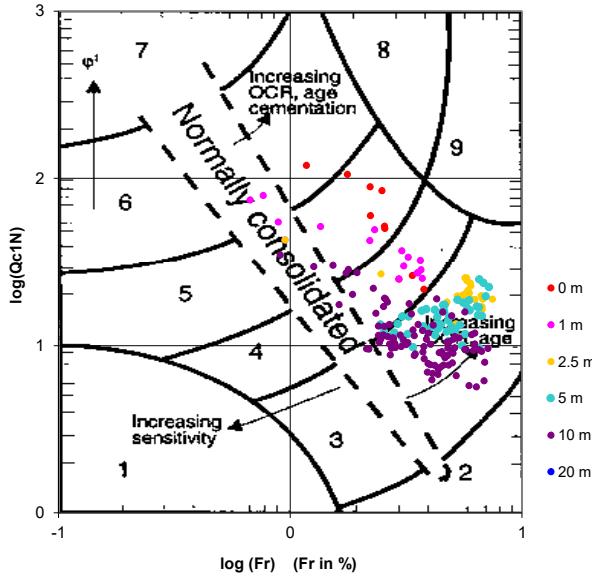
5 ottobre 2021
 Via Provinciale Cotignola 20/09
 Lugo
 Lugo
 1.80



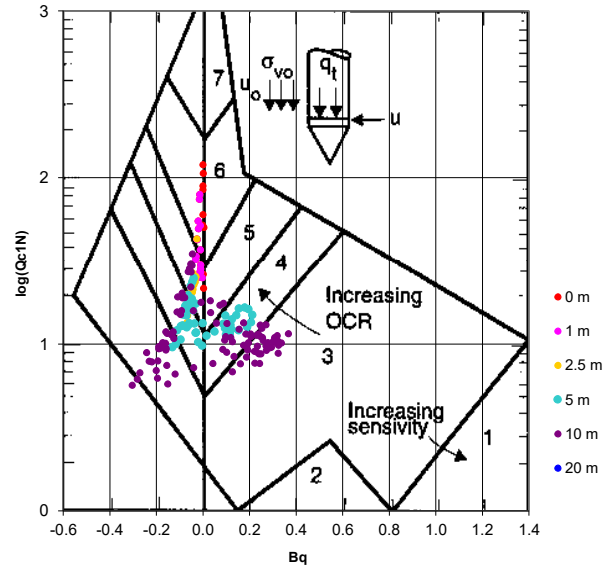
Vs20
153

qt	Qc1N	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa	Angolo Attrito	Coesione non drenato Cu	OCR	Modulo Edometrico M	Velocità Vs
daN/cm ²	Idriss & Boulanger 2004	daN/cm ²	%	Idriss iterazione	basato su Fr vs Qc1N	m			Consistenza (Argilla)	Tatsuoka 1990	Kulhawy & Mayne 1990	Benassi	Marchi / SGT	Benassi	Robertson & Cabal 2009
										%	φ'	daN/cm ²		daN/cm ²	m/sec
						10.30	■■■■■■■■■■								
32.7	32.3	0.31	1.1	2.32	sabbia limosa-limo sabbioso	10.50	■■■■■■■■■■		Sciolta	29.7	34.2	.	.	107.8	166
19.5	19.0	0.60	3.4	2.80	limo argilloso-argilla limosa	10.70	■■■■■■■■■■		Plastica	.	.	1.05	3.59	113.5	171
14.7	14.1	0.67	5.3	3.03	argilla-argilla limosa	11.00	■■■■■■■■■■		Plastica	.	.	0.87	2.98	83.7	167
29.8	28.4	0.48	1.7	2.49	sabbia limosa-limo sabbioso	11.40	■■■■■■■■■■		Sciolta	25.4	33.6	.	.	115.2	176
11.3	10.1	0.54	5.9	3.17	argilla-argilla limosa	12.70	■■■■■■■■■■		Plastica	.	.	0.72	2.12	63.8	155
7.8	6.6	0.36	6.7	3.35	argilla-argilla limosa	13.00	■■■■■■■■■■		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.53	1.45	43.3	134
12.8	10.8	0.32	3.1	2.98	argilla-argilla limosa	13.10	■■■■■■■■■■		Plastica	.	.	0.79	1.96	76.4	147
8.5	7.0	0.27	4.4	3.22	argilla-argilla limosa	13.60	■■■■■■■■■■		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.57	1.26	48.9	131
12.5	10.0	0.43	4.3	3.09	argilla-argilla limosa	15.20	■■■■■■■■■■		Plastica	.	.	0.77	1.56	72.0	154
11.1	8.4	0.35	4.2	3.14	argilla-argilla limosa	15.40	■■■■■■■■■■		Plastica	.	.	0.71	1.49	64.1	146
15.5	11.7	0.32	2.5	2.90	limo argilloso-argilla limosa	16.00	■■■■■■■■■■		Plastica	.	.	0.90	1.97	75.6	154
14.8	10.7	0.35	2.9	2.97	argilla-argilla limosa	17.20	■■■■■■■■■■		Plastica	.	.	0.87	1.63	84.3	154
24.0	17.6	0.33	1.6	2.65	limo argilloso-argilla limosa	17.30	■■■■■■■■■■		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.20	2.88	89.4	169
16.2	11.4	0.32	2.5	2.90	limo argilloso-argilla limosa	17.60	■■■■■■■■■■		Plastica	.	.	0.93	1.93	78.2	157
14.9	10.3	0.40	3.4	3.02	argilla-argilla limosa	18.20	■■■■■■■■■■		Plastica	.	.	0.88	1.91	87.1	158
28.7	20.6	0.55	2.4	2.68	limo argilloso-argilla limosa	18.40	■■■■■■■■■■		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.33	3.48	136.4	190
12.2	8.0	0.35	4.1	3.15	argilla-argilla limosa	19.10	■■■■■■■■■■		Plastica	.	.	0.76	1.90	70.7	150
27.1	18.7	0.48	2.2	2.69	limo argilloso-argilla limosa	19.30	■■■■■■■■■■		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.29	2.72	119.5	185
15.0	9.8	0.39	4.1	3.09	argilla-argilla limosa	19.70	■■■■■■■■■■		Plastica	.	.	0.88	1.48	86.8	160
9.3	5.8	0.35	5.9	3.36	argilla-argilla limosa	19.80	■■■■■■■■■■		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.62	0.99	52.7	140
26.3	17.8	0.67	3.3	2.83	limo argilloso-argilla limosa		■■■■■■■■■■		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.27	2.78	153.4	197

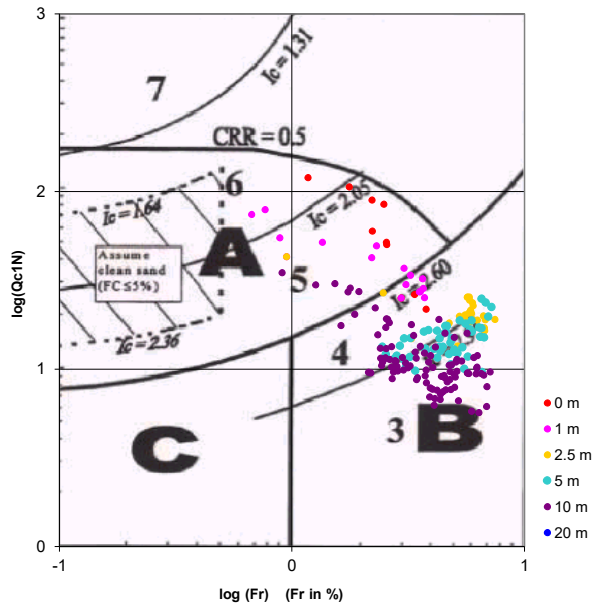
**Cross-plot Qc1N verso Fr
 (Robertson 1990)**



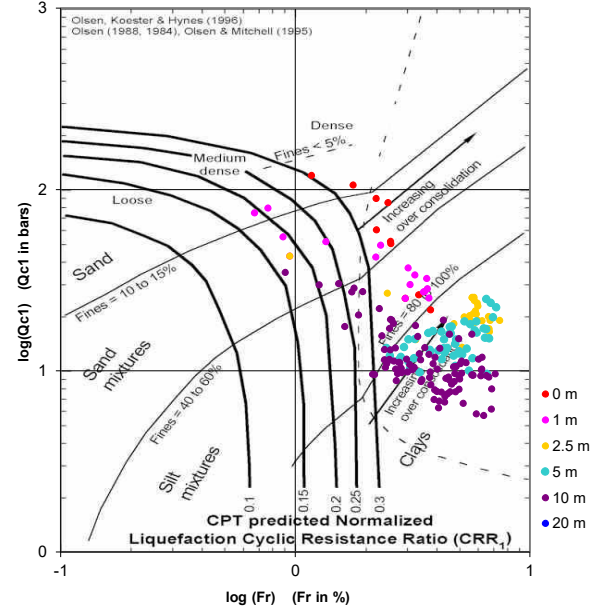
**Cross-plot Qc1N verso Bq
 (Robertson 1990)**



**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 liquefacibilita

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 plasticità e sensitività, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola 20/09
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 05-ott-21

Falda 1.70 m
 Sigla della Punta Tecnopenta 100708
 Azzeramento Inizio prova
 Ultimo taratura guadagno 20-set-2021
 Ultimo taratura per deriva termica 20-set-2021

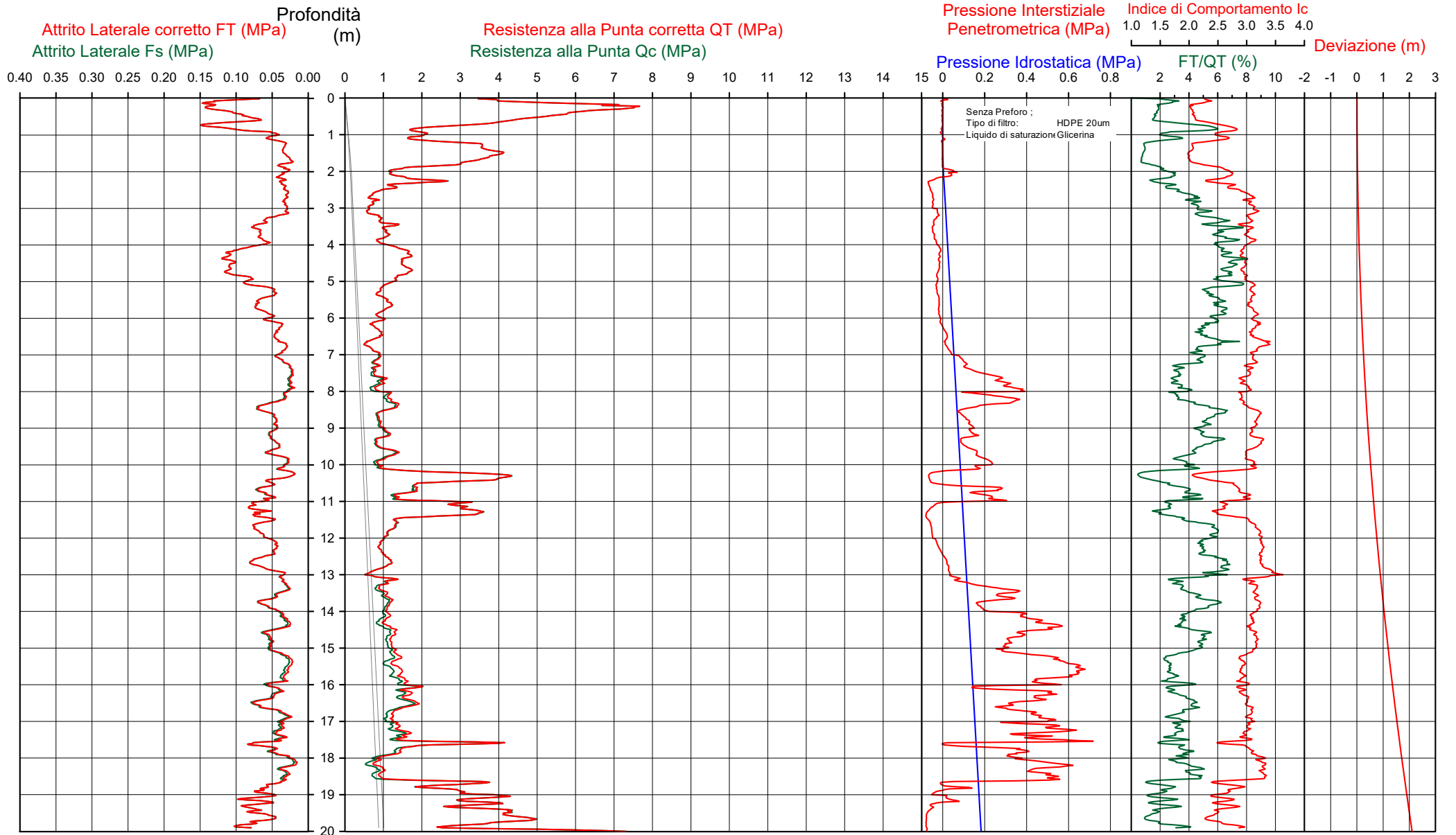


**Società di
 Geologia
 Territoriale**

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

www.geo55.com

CPTU 5



Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

5 ottobre 2021
 Via Provinciale Cotignola 20/09
 Lugo
 Lugo
 1.70



Vs20
152

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004 daN/cm ²	ft daN/cm ²	FT/Qnet %	lc Idriss iterazio	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 daN/cm ²	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi daN/cm ²	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009 m/sec
						0.00									
	39.8	67.6	1.07	2.7	2.32	0.10		Mediamente Addensata	54.1	45.9	.	.	205.4	189
	66.2	112.5	1.30	2.0	2.08	0.40		Addensata	70.9	44.7	.	.	274.0	209
	47.3	80.3	0.90	2.0	2.17	0.70		Mediamente Addensata	59.8	41.3	.	.	195.4	187
	27.3	46.5	1.39	5.2	2.65	0.80		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.30	42.42	155.8	193
	19.5	33.2	0.60	3.3	2.59	1.20		Sciolta	30.6	35.7	.	.	113.9	156
	35.4	60.2	0.33	0.9	2.07	1.40		Mediamente Addensata	50.2	38.0	.	.	113.8	152
	38.1	64.8	0.30	0.8	2.00	1.70		Mediamente Addensata	52.7	37.9	.	.	120.1	151
	26.3	44.7	0.32	1.4	2.26	1.90	H2O	Mediamente Addensata	40.4	35.9	.	.	91.7	146
	13.5	22.9	0.34	2.6	2.67	2.20		Plastica	.	.	0.82	8.30	69.3	136
	23.2	39.4	0.36	1.6	2.35	2.30		Mediamente Addensata	36.2	35.1	.	.	85.6	146
	12.5	21.3	0.34	2.9	2.72	2.50		Plastica	.	.	0.77	7.72	70.0	135
	6.9	11.8	0.31	4.9	3.07	3.10		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.48	4.33	45.4	122
	8.4	14.3	0.48	6.1	3.06	3.40		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.57	3.42	47.4	134
	11.1	18.9	0.70	6.7	3.00	3.80		Plastica	.	.	0.71	5.72	61.7	149
	9.2	15.5	0.61	7.2	3.08	4.00		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.61	3.72	50.6	142
	15.6	23.8	1.06	7.1	2.95	4.80		Plastica	.	.	0.91	5.07	86.2	172
	12.6	18.6	0.85	7.4	3.03	5.10		Plastica	.	.	0.78	4.81	69.3	161
	9.8	13.9	0.59	6.7	3.10	6.10		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.64	3.02	54.6	145
	7.9	10.2	0.35	5.4	3.14	7.60		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.54	1.90	44.7	129
	9.2	11.0	0.24	3.2	2.98	8.00		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.61	2.52	53.6	127
	11.8	13.7	0.35	3.3	2.91	8.30		Plastica	.	.	0.74	2.78	68.6	140
	13.2	15.0	0.65	5.6	3.02	8.50		Plastica	.	.	0.80	3.18	74.5	160
	9.1	10.2	0.47	6.3	3.18	9.00		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.61	2.04	51.1	142
	11.1	12.1	0.50	5.3	3.08	9.20		Plastica	.	.	0.71	2.28	63.3	150
	8.7	9.4	0.46	6.6	3.22	9.50		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.58	2.00	48.4	141
	12.0	12.6	0.47	4.5	3.02	9.80		Plastica	.	.	0.75	2.17	69.1	150
	9.2	9.5	0.31	4.2	3.10			Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.61	1.92	52.9	133

Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

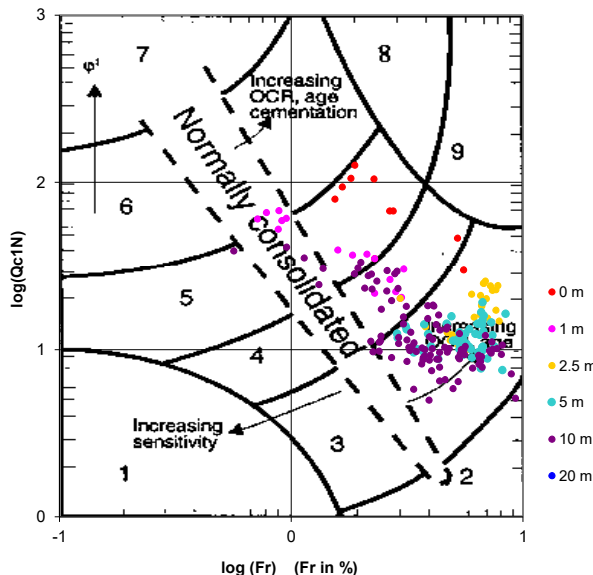
5 ottobre 2021
 Via Provinciale Cotignola 20/09
 Lugo
 Lugo
 1.70



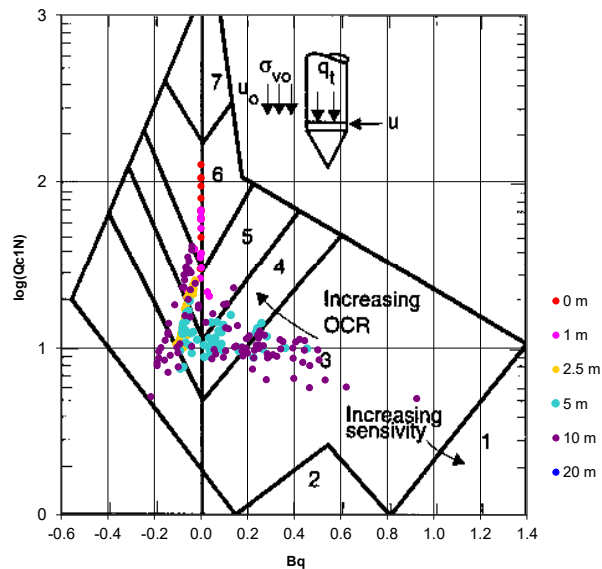
Vs20
152

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa Tatsuoka 1990	Angolo Attrito 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
31.1	31.4	0.36	1.5	2.40	sabbia limosa-limo sabbioso	10.10	=====		Sciolta	28.8	34.1			113.8	166
17.1	16.8	0.58	4.0	2.89	limo argilloso-argilla limosa	10.50	=====		Plastica			0.97	3.39	98.9	167
29.9	29.0	0.79	2.8	2.61	limo argilloso-argilla limosa	11.00	=====		Solido-plastica (Duro)			1.36	5.30	164.1	191
32.8	31.5	0.69	2.3	2.52	sabbia limosa-limo sabbioso	11.20	=====		Sciolta	28.9	34.1			149.7	190
12.5	11.6	0.65	6.4	3.14	argilla-argilla limosa	11.40	=====		Plastica			0.77	2.57	69.7	162
9.3	8.3	0.46	6.5	3.26	argilla-argilla limosa	12.00	=====		Molle-plastica (Soffice)			0.61	1.60	51.7	145
11.1	9.8	0.68	7.6	3.25	argilla-argilla limosa	12.40	=====		Plastica			0.71	1.65	60.8	161
7.8	6.7	0.42	8.1	3.39	argilla-argilla limosa	12.80	=====		Molle-plastica (Soffice)			0.53	1.31	42.1	136
11.5	9.4	0.43	4.7	3.13	argilla-argilla limosa	13.10	=====		Plastica			0.73	1.73	66.1	150
15.1	11.5	0.34	2.7	2.92	limo argilloso-argilla limosa	15.20	=====		Plastica			0.89	1.90	80.4	153
14.7	10.7	0.44	3.7	3.03	argilla-argilla limosa	16.30	=====		Plastica			0.87	1.91	85.2	159
30.7	23.1	0.58	2.2	2.65	limo argilloso-argilla limosa	17.60	=====		Semi solida (Molto duro)			1.38	3.67	137.2	195
21.3	15.4	0.68	3.9	2.92	limo argilloso-argilla limosa	17.70	=====		Solido-plastica (Duro)			1.11	2.52	123.3	187
14.2	9.9	0.46	4.2	3.09	argilla-argilla limosa	17.90	=====		Plastica			0.85	1.71	82.1	162
9.5	6.3	0.27	4.4	3.26	argilla-argilla limosa	18.60	=====		Molle-plastica (Soffice)			0.62	1.11	54.5	134
33.8	24.5	0.40	1.3	2.48	sabbia limosa-limo sabbioso	18.70	=====		Sciolta	20.6	33.2			116.8	183
25.2	17.7	0.61	2.9	2.79	limo argilloso-argilla limosa	18.90	=====		Solido-plastica (Duro)			1.24	2.53	140.7	188
35.9	25.9	0.62	2.0	2.55	sabbia limosa-limo sabbioso	19.10	=====		Sciolta	22.4	33.5			148.2	197
31.7	22.4	0.71	2.6	2.66	limo argilloso-argilla limosa	19.20	=====		Semi solida (Molto duro)			1.40	3.49	159.5	199
36.0	25.7	0.72	2.3	2.59	sabbia limosa-limo sabbioso	19.30	=====		Sciolta	22.2	33.5			166.7	203
32.9	23.2	0.80	2.9	2.69	limo argilloso-argilla limosa	19.40	=====		Semi solida (Molto duro)			1.43	3.58	184.3	206
43.2	31.1	0.64	1.6	2.44	sabbia limosa-limo sabbioso	19.80	=====		Sciolta	28.5	34.3			162.3	204
27.0	18.3	0.95	4.1	2.87	limo argilloso-argilla limosa		=====		Solido-plastica (Duro)			1.29	2.86	155.8	206

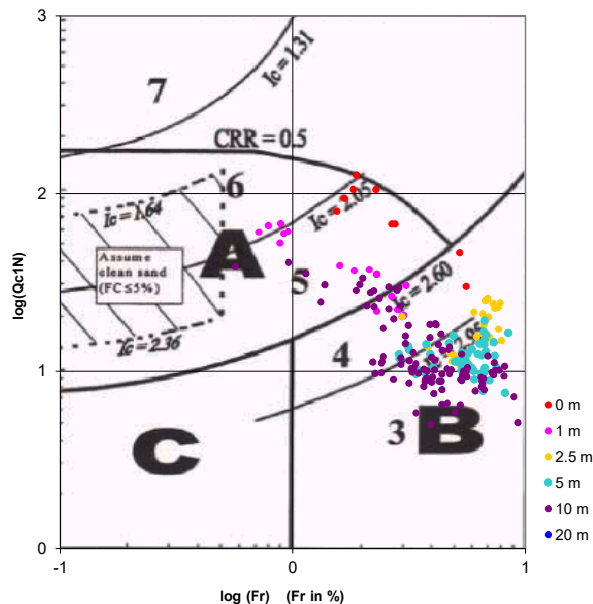
Cross-plot Qc1N verso Fr
 (Robertson 1990)



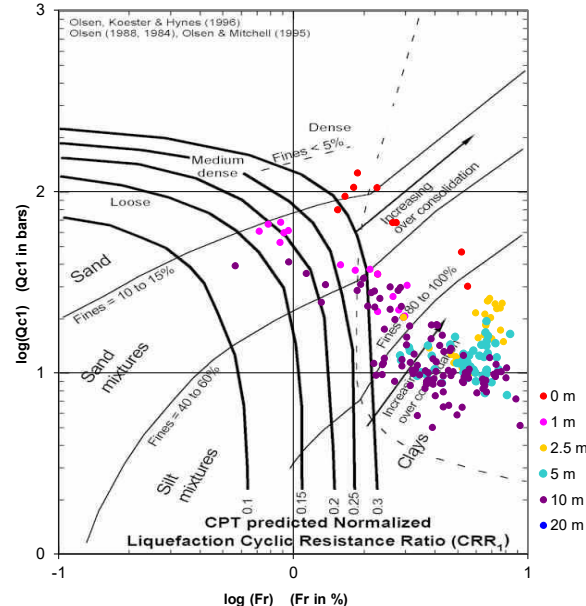
Cross-plot Qc1N verso Bq
 (Robertson 1990)



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 liquefacibilita

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 plasticità e sensitività, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola 20/09
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 05-ott-21

Falda 2.00 m
 Sigla della Punta Tecnopenta 100708
 Azzeramento Inizio prova
 Ultimo taratura guadagno 20-set-2021
 Ultimo taratura per deriva termica 20-set-2021

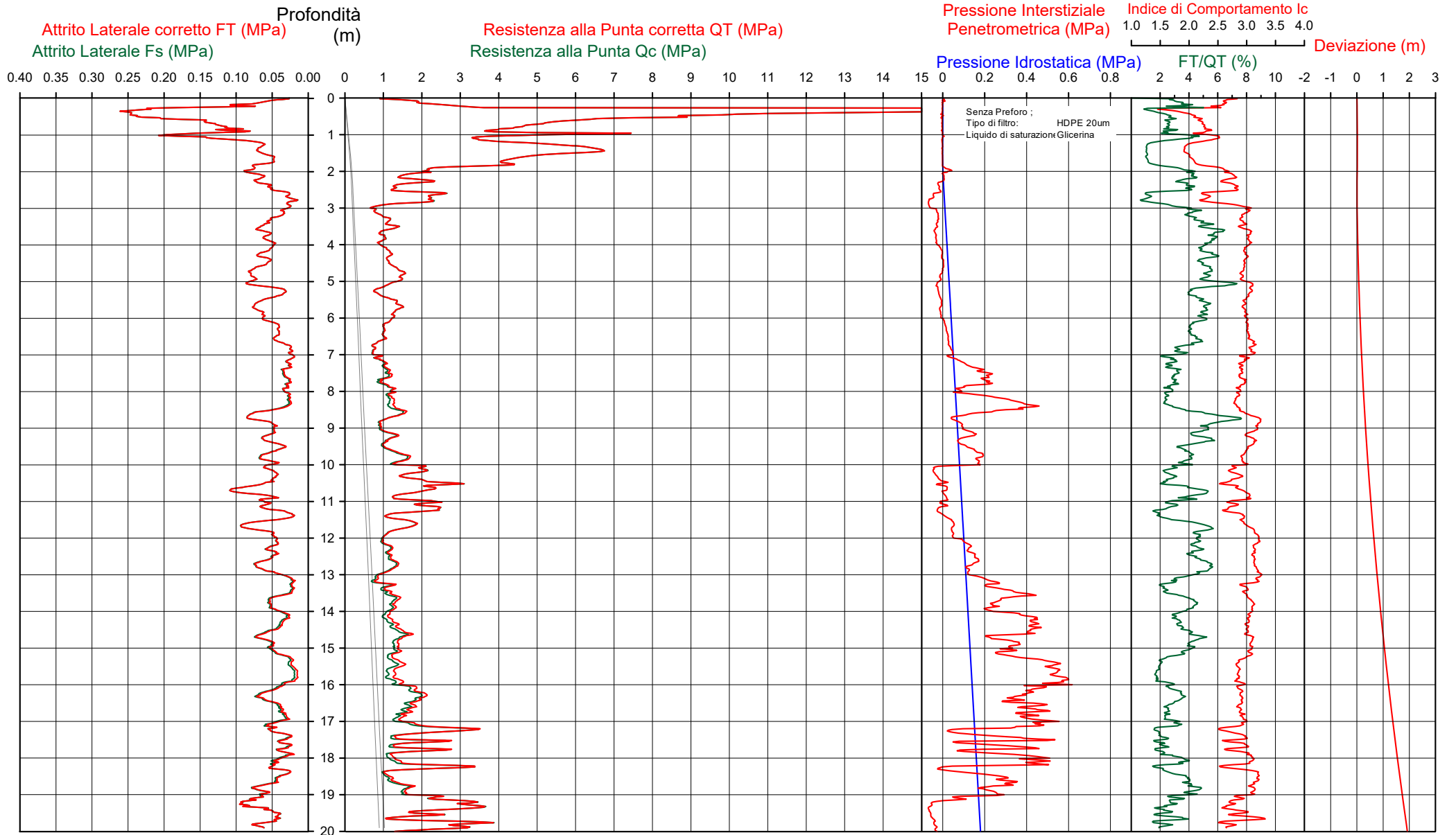


**Società di
 Geologia
 Territoriale**

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

www.geo55.com

CPTU 6



Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

5 ottobre 2021
 Via Provinciale Cotignola 20/09
 Lugo
 Lugo
 2.00



Vs20
156

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 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	
19.1	32.5	0.66	3.4	2.64	limo argilloso-argilla limosa	0.00			Plastica	.	.	1.04	178.86	111.6	159
108.9	139.0	1.62	2.6	2.13	sabbia limosa-limo sabbioso	0.20			Addensata	77.9	47.2	.	.	550.0	277
171.2	226.0	2.47	1.5	1.78	sabbia-sabbia limosa	0.40			Molto addensata	>90	48.6	.	.	618.9	280
83.6	140.0	2.17	2.6	2.11	sabbia limosa-limo sabbioso	0.60			Addensata	78.1	44.2	.	.	427.6	239
45.1	76.5	1.27	2.9	2.31	sabbia limosa-limo sabbioso	1.20			Mediamente Addensata	58.1	39.9	.	.	252.6	198
58.2	93.0	0.63	1.1	1.96	sabbia-sabbia limosa	1.60			Mediamente Addensata	64.6	40.1	.	.	192.5	182
39.3	64.1	0.59	1.6	2.18	sabbia limosa-limo sabbioso	1.90			Mediamente Addensata	52.3	37.7	.	.	146.2	171
18.1	30.7	0.73	4.2	2.71	limo argilloso-argilla limosa	2.20		H2O	Plastica	.	.	1.00	12.51	104.3	161
21.6	36.3	0.73	3.4	2.60	sabbia limosa-limo sabbioso	2.30			Sciolta	33.6	34.4	.	.	125.8	165
13.5	22.9	0.54	4.2	2.80	limo argilloso-argilla limosa	2.50			Plastica	.	.	0.82	7.58	77.8	147
20.4	33.0	0.28	1.5	2.39	sabbia limosa-limo sabbioso	2.90			Sciolta	30.5	34.0	.	.	74.4	140
8.1	13.7	0.32	4.3	2.98	argilla-argilla limosa	3.20			Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.55	3.56	46.5	125
11.4	18.7	0.55	5.1	2.92	limo argilloso-argilla limosa	3.50			Plastica	.	.	0.72	4.76	65.0	144
10.8	16.6	0.58	5.8	3.00	argilla-argilla limosa	4.60			Plastica	.	.	0.69	4.70	60.8	146
14.5	20.4	0.77	5.7	2.93	limo argilloso-argilla limosa	5.00			Plastica	.	.	0.86	4.67	82.0	163
9.5	13.3	0.51	5.7	3.07	argilla-argilla limosa	5.40			Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.63	3.74	53.6	139
13.1	17.2	0.66	5.5	2.97	argilla-argilla limosa	6.00			Plastica	.	.	0.80	3.42	74.2	157
9.8	12.5	0.42	4.8	3.05	argilla-argilla limosa	6.80			Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.64	3.24	56.4	139
7.9	9.7	0.23	3.5	3.05	argilla-argilla limosa	7.10			Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.54	1.96	45.9	122
11.9	13.5	0.31	3.0	2.89	limo argilloso-argilla limosa	8.60			Plastica	.	.	0.74	2.30	68.8	138
12.0	13.0	0.79	7.7	3.16	argilla-argilla limosa	8.80			Plastica	.	.	0.75	2.94	65.5	165
9.5	10.1	0.48	6.1	3.18	argilla-argilla limosa	9.10			Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.62	1.94	53.2	145
11.9	12.2	0.49	4.8	3.05	argilla-argilla limosa	9.70			Plastica	.	.	0.74	2.62	68.0	151
15.2	15.3	0.57	4.2	2.94	limo argilloso-argilla limosa	10.00			Plastica	.	.	0.89	3.21	88.0	162

Data
 Cantiere / Via
 Località
 Comune
 Profondità falda idrica m.

5 ottobre 2021
 Via Provinciale Cotignola 20/09
 Lugo
 Lugo
 2.00



Vs20
156

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa	Angolo Attrito	Coesione non drenato Cu	OCR	Modulo Edometrico M	Velocità Vs
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	Idriss iterazione	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	m/sec
20.4	20.2	0.55	3.0	2.75	limo argilloso-argilla limosa	10.20			Solido-plastica (Duro)	.	.	1.09	3.84	117.3	170
16.2	15.9	0.45	3.2	2.85	limo argilloso-argilla limosa	10.40			Plastica	.	.	0.93	2.93	94.9	159
23.5	22.7	0.77	3.6	2.75	limo argilloso-argilla limosa	10.70			Solido-plastica (Duro)	.	.	1.18	4.28	136.4	184
15.3	14.5	0.71	5.2	3.02	argilla-argilla limosa	10.90			Plastica	.	.	0.89	3.17	87.1	169
20.9	19.6	0.55	3.0	2.76	limo argilloso-argilla limosa	11.30			Solido-plastica (Duro)	.	.	1.10	3.21	123.0	172
14.0	12.8	0.42	3.3	2.93	limo argilloso-argilla limosa	11.60			Plastica	.	.	0.84	1.94	81.9	150
13.3	11.9	0.66	5.8	3.12	argilla-argilla limosa	12.00			Plastica	.	.	0.81	2.97	75.2	163
11.4	9.9	0.48	5.3	3.15	argilla-argilla limosa	12.60			Plastica	.	.	0.72	1.57	64.8	153
13.1	11.1	0.67	6.3	3.15	argilla-argilla limosa	12.90			Plastica	.	.	0.80	2.10	73.2	167
8.8	7.3	0.30	4.5	3.21	argilla-argilla limosa	13.20			Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.59	1.49	50.8	133
12.4	10.0	0.36	3.6	3.03	argilla-argilla limosa	14.40			Plastica	.	.	0.77	1.71	72.1	148
15.4	12.1	0.56	4.3	3.02	argilla-argilla limosa	14.70			Plastica	.	.	0.90	1.93	88.6	167
13.6	10.4	0.45	4.1	3.06	argilla-argilla limosa	15.30			Plastica	.	.	0.82	1.92	78.6	158
14.3	10.8	0.21	1.8	2.85	limo argilloso-argilla limosa	15.60			Plastica	.	.	0.85	1.87	56.2	143
13.7	10.1	0.20	1.8	2.87	limo argilloso-argilla limosa	16.00			Plastica	.	.	0.83	1.67	53.3	139
18.4	13.5	0.48	3.0	2.89	limo argilloso-argilla limosa	16.80			Plastica	.	.	1.01	2.27	109.0	169
16.0	11.4	0.37	2.9	2.94	limo argilloso-argilla limosa	17.10			Plastica	.	.	0.92	1.85	88.7	159
28.0	20.6	0.51	2.1	2.65	limo argilloso-argilla limosa	17.30			Solido-plastica (Duro)	.	.	1.31	3.24	120.8	185
16.1	11.1	0.32	2.7	2.94	limo argilloso-argilla limosa	18.10			Plastica	.	.	0.93	1.80	83.5	156
24.0	16.9	0.48	2.6	2.78	limo argilloso-argilla limosa	18.30			Solido-plastica (Duro)	.	.	1.20	2.25	120.8	181
13.9	9.1	0.49	4.6	3.14	argilla-argilla limosa	19.00			Plastica	.	.	0.84	1.27	79.9	162
26.8	18.3	0.76	3.3	2.81	limo argilloso-argilla limosa	19.20			Solido-plastica (Duro)	.	.	1.28	2.57	156.3	198
32.3	22.4	0.78	2.7	2.69	limo argilloso-argilla limosa	19.40			Semi solida (Molto duro)	.	.	1.42	3.44	171.2	204
17.6	11.4	0.44	3.5	2.99	argilla-argilla limosa	19.70			Plastica	.	.	0.98	1.97	102.2	170
31.7	21.5	0.65	2.3	2.66	limo argilloso-argilla limosa				Semi solida (Molto duro)	.	.	1.41	3.49	147.0	198

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola 20/09
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 05-ott-21

Numero prova 6
 Quota falda 2.00

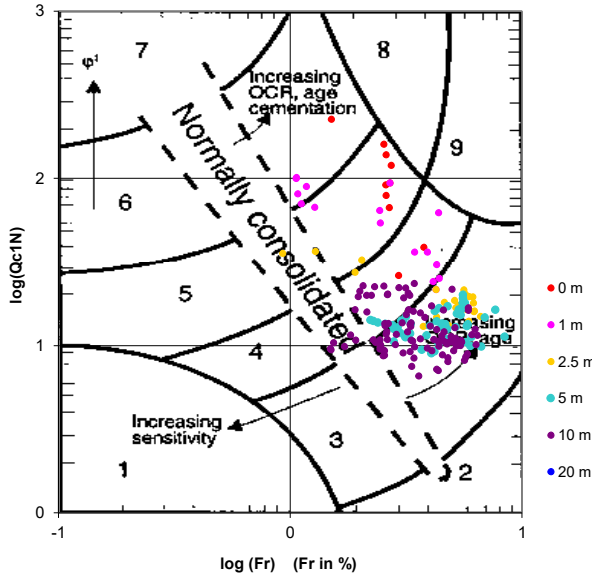


Società di
 Geologia
 Territoriale

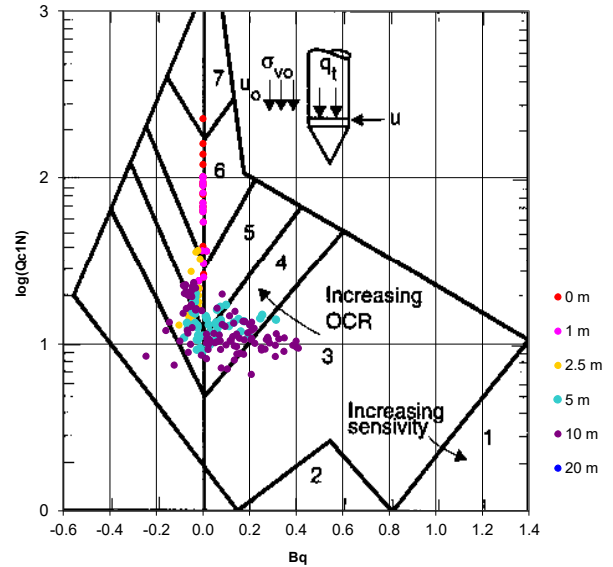
S.G.T. sas.
 di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

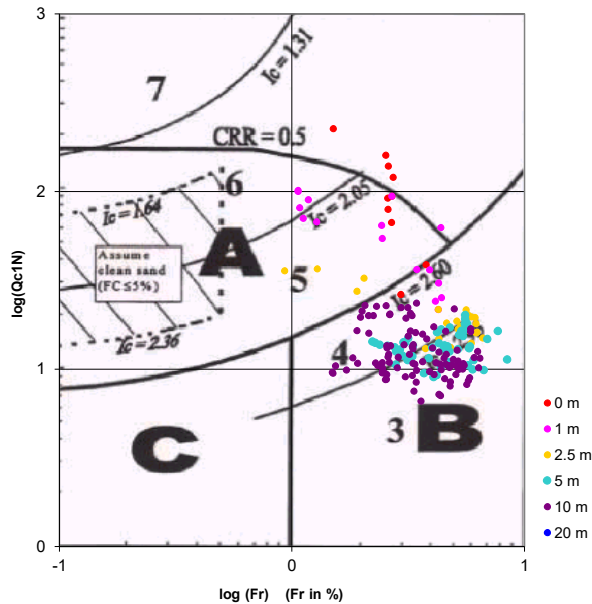
Cross-plot Qc1N verso Fr
 (Robertson 1990)



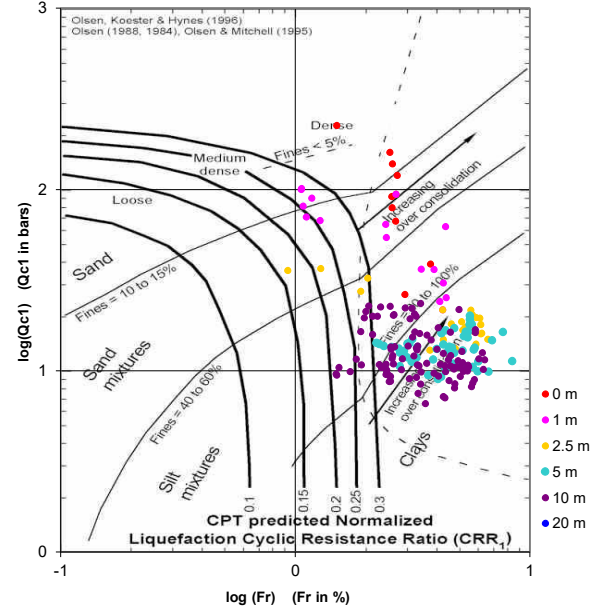
Cross-plot Qc1N verso Bq
 (Robertson 1990)



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 liquefacibilita

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 plasticità e sensitività, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola 20/09
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 05-ott-21

Falda 1.70 m
 Sigla della Punta Tecnopenta 100708
 Azzeramento Inizio prova
 Ultimo taratura guadagno 20-set-2021
 Ultimo taratura per deriva termica 20-set-2021

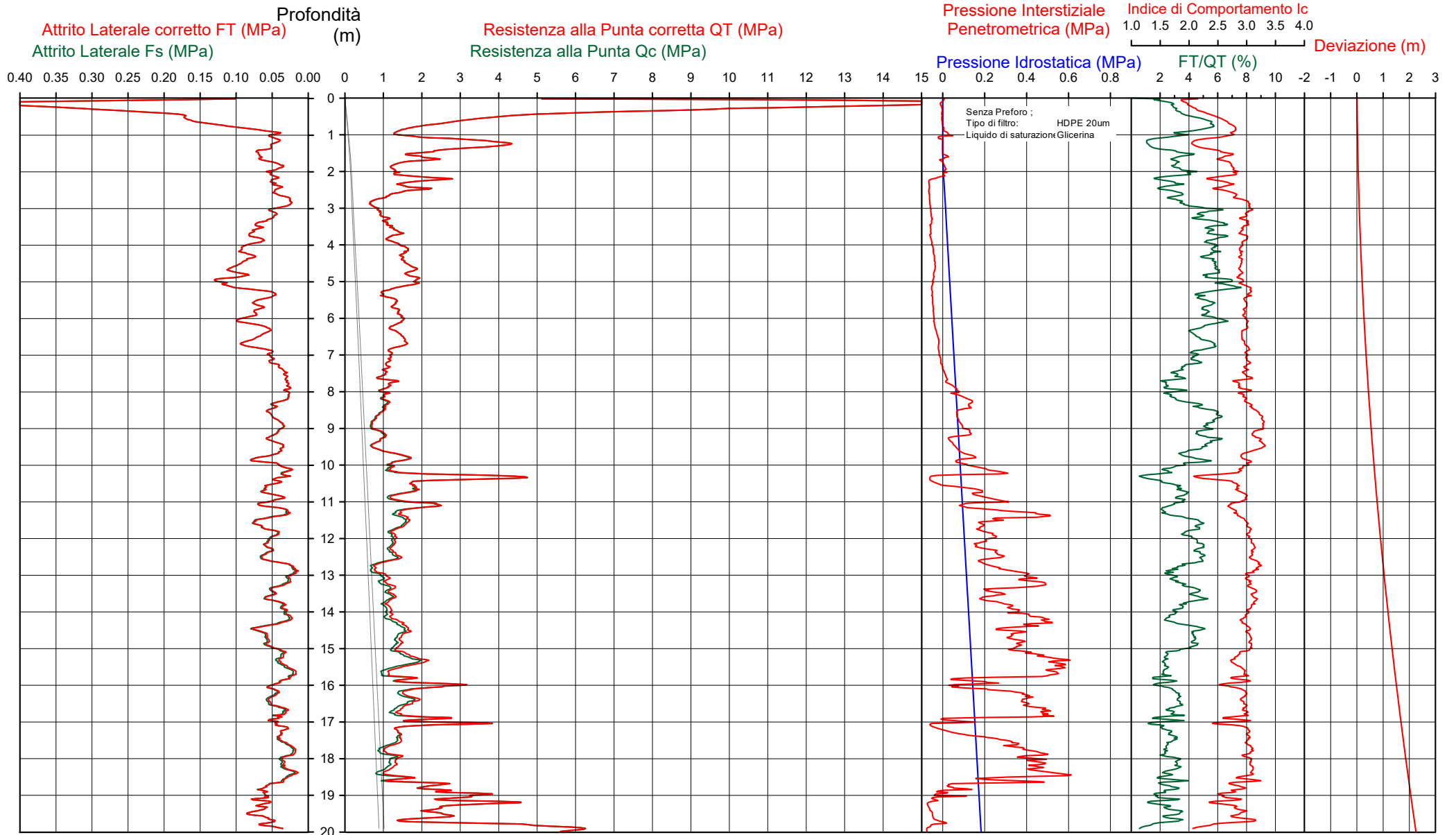


**Società di
 Geologia
 Territoriale**

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

www.geo55.com

CPTU 7



CPTU

7

Data
Cantiere / Via
Località
Comune
Profondità falda idrica m.

5 ottobre 2021
Via Provinciale Cotignola 20/09
Lugo
Lugo
1.70



Società di
Geologia
Territoriale

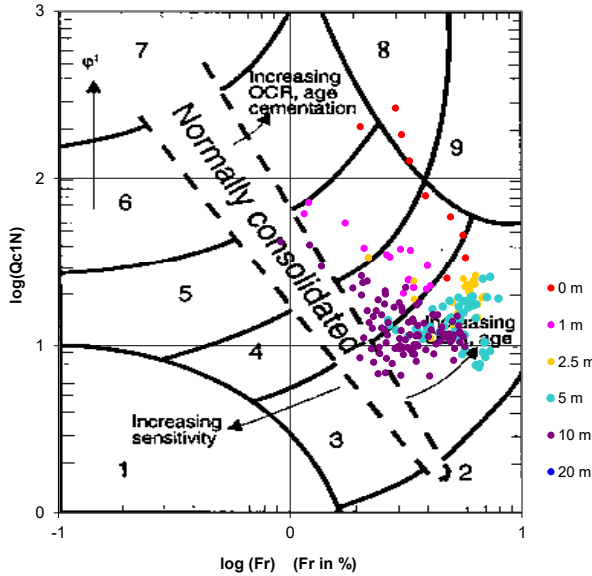
S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

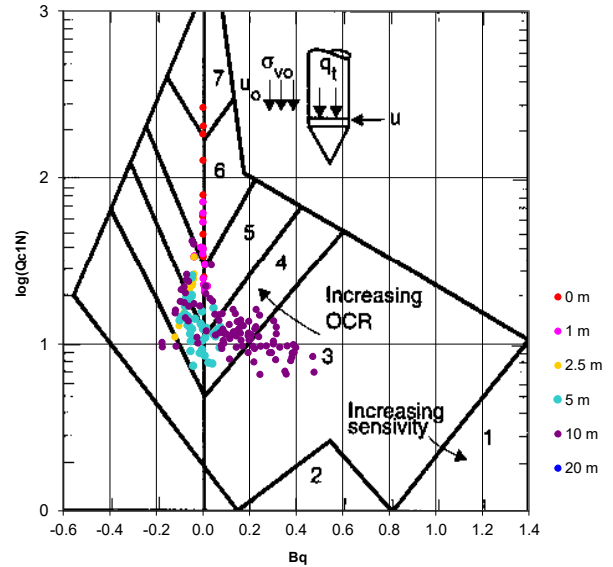
Vs20
156

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H	Litologia grafica	Falda Idrica	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa	Angolo Attrito φ'	Coesione non drenato Cu	OCR	Modulo Edometrico M	Velocità Vs
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	Idriss iterazione		m			Consistenza (Argilla)	Tatsuoka 1990	Kulhawy & Mayne 1990	Benassi	Marchi / SGT	Benassi	Robertson & Cabal 2009
										%		daN/cm ²		daN/cm ²	m/sec
12.4	12.4	0.29	2.8	2.90	limo argilloso-argilla limosa	10.20			Plastica	.	.	0.77	2.36	66.9	141
35.3	35.0	0.38	1.3	2.34	sabbia limosa-limo sabbioso	10.40			Sciolta	32.3	34.6	.	.	121.2	175
17.6	17.2	0.54	3.5	2.84	limo argilloso-argilla limosa	10.80			Plastica	.	.	0.99	3.34	102.7	165
13.2	12.6	0.41	3.7	2.97	argilla-argilla limosa	11.00			Plastica	.	.	0.80	2.15	76.5	151
17.8	16.8	0.47	2.9	2.81	limo argilloso-argilla limosa	11.50			Plastica	.	.	0.99	4.09	101.8	161
13.4	12.0	0.57	5.0	3.07	argilla-argilla limosa	12.60			Plastica	.	.	0.82	2.67	76.8	161
8.8	7.4	0.24	3.7	3.15	argilla-argilla limosa	13.00			Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.59	1.48	50.8	128
11.8	9.7	0.38	4.0	3.08	argilla-argilla limosa	14.10			Plastica	.	.	0.74	1.68	68.2	148
14.6	11.6	0.49	4.1	3.02	argilla-argilla limosa	15.10			Plastica	.	.	0.87	1.69	84.4	161
18.2	14.2	0.35	2.3	2.81	limo argilloso-argilla limosa	15.50			Plastica	.	.	1.01	2.19	83.1	160
13.4	10.1	0.24	2.3	2.93	limo argilloso-argilla limosa	15.90			Plastica	.	.	0.81	1.66	61.5	143
24.1	18.5	0.49	2.4	2.73	limo argilloso-argilla limosa	16.10			Solido-plastica (Duro)	.	.	1.20	3.32	114.5	179
15.7	11.7	0.43	3.4	2.97	argilla-argilla limosa	16.30			Plastica	.	.	0.91	1.99	91.6	163
17.4	12.7	0.43	3.1	2.92	limo argilloso-argilla limosa	17.00			Plastica	.	.	0.98	2.32	104.3	165
29.4	22.1	0.44	1.9	2.60	sabbia limosa-limo sabbioso	17.10			Sciolta	17.2	32.7	.	.	117.3	184
13.0	8.9	0.29	3.0	3.04	argilla-argilla limosa	18.60			Plastica	.	.	0.79	1.59	75.9	147
22.5	15.5	0.55	3.0	2.84	limo argilloso-argilla limosa	18.90			Solido-plastica (Duro)	.	.	1.16	2.45	129.4	182
33.6	23.9	0.61	2.1	2.59	sabbia limosa-limo sabbioso	19.00			Sciolta	19.8	33.2	.	.	142.0	196
29.1	20.3	0.63	2.6	2.70	limo argilloso-argilla limosa	19.10			Solido-plastica (Duro)	.	.	1.34	3.19	146.3	194
36.8	26.3	0.60	2.0	2.55	sabbia limosa-limo sabbioso	19.20			Sciolta	22.9	33.6	.	.	154.0	200
26.0	17.7	0.69	3.2	2.81	limo argilloso-argilla limosa	19.60			Solido-plastica (Duro)	.	.	1.26	3.29	151.7	193
15.9	10.2	0.51	4.2	3.08	argilla-argilla limosa	19.70			Plastica	.	.	0.92	1.69	91.7	171
34.9	24.4	0.59	2.1	2.61	limo argilloso-argilla limosa	19.80			Semi solida (Molto duro)	.	.	1.48	3.69	151.7	203
56.9	41.8	0.47	0.9	2.19	sabbia limosa-limo sabbioso				Mediamente Addensata	38.2	35.6	.	.	182.4	202

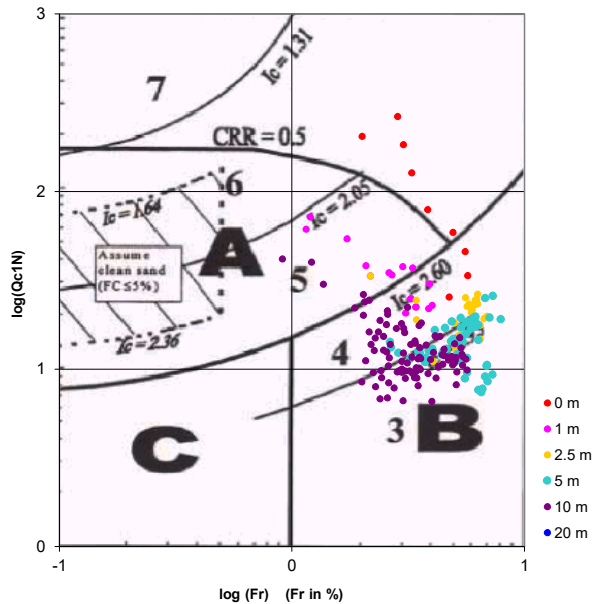
**Cross-plot Qc1N verso Fr
 (Robertson 1990)**



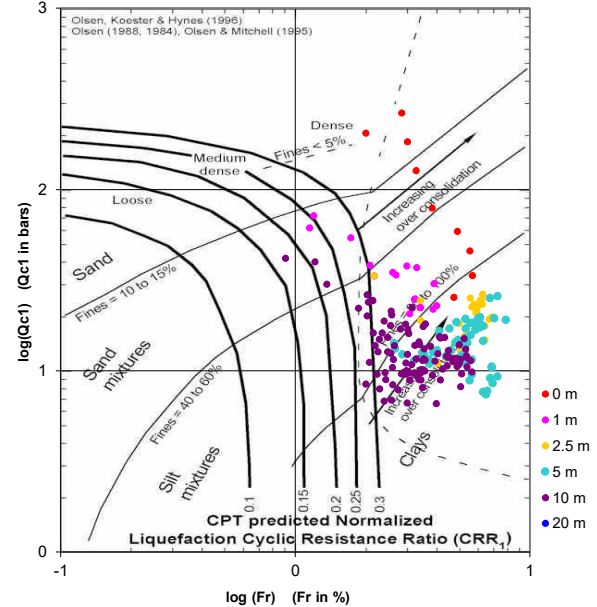
**Cross-plot Qc1N verso Bq
 (Robertson 1990)**



**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 liquefacibilita

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 plasticità e sensitività, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo

CPT 1



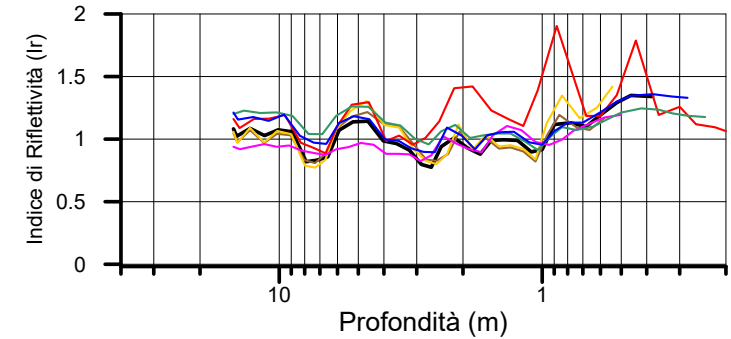
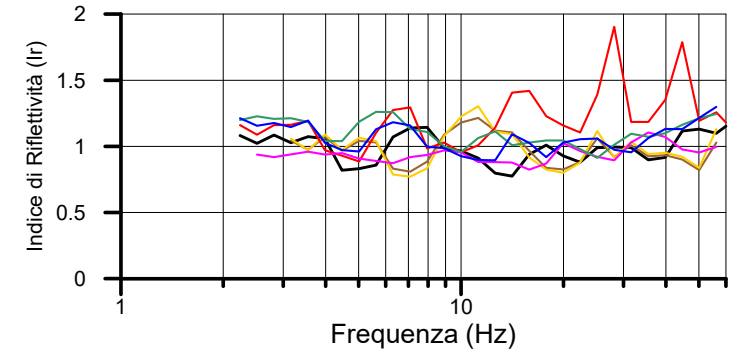
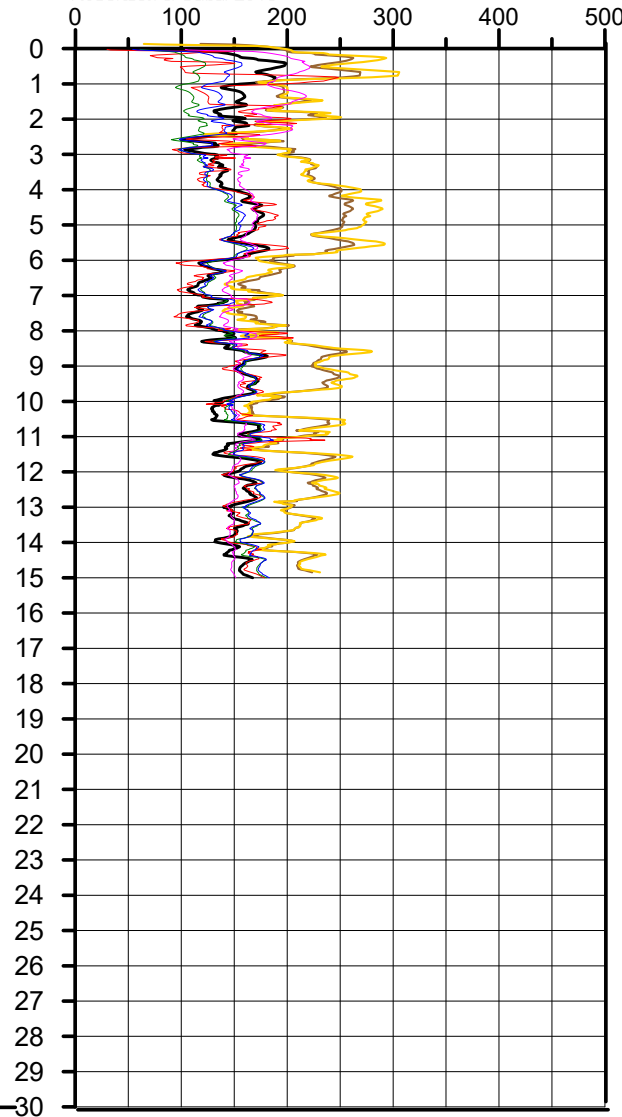
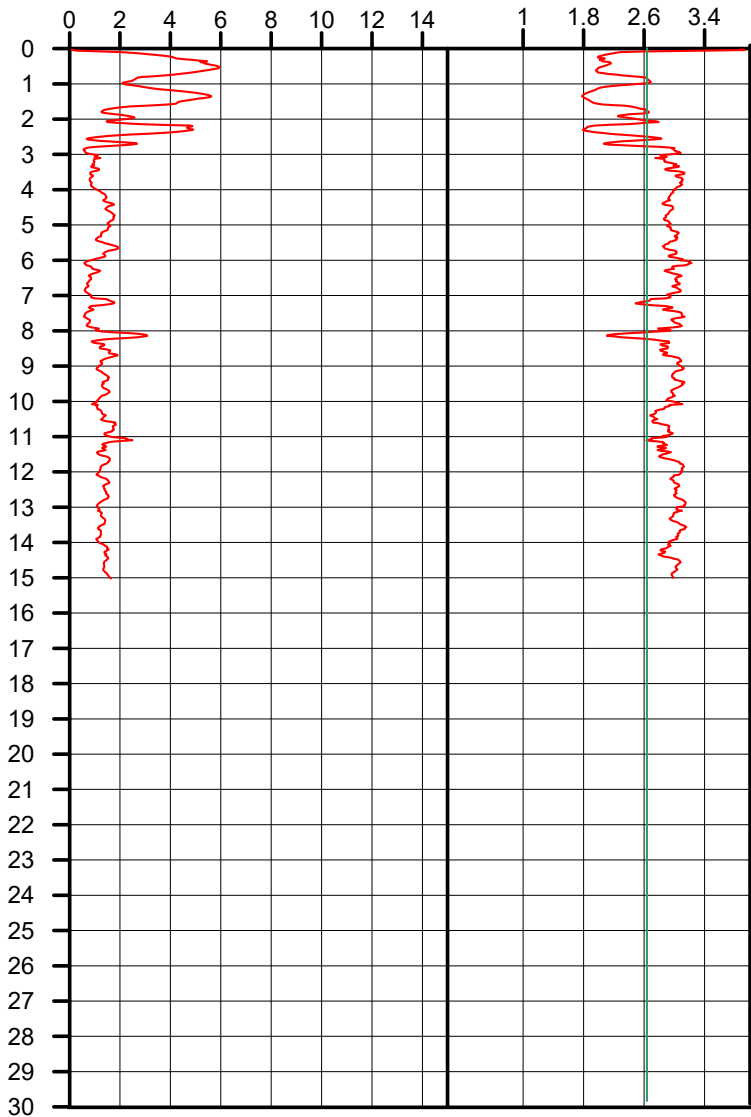
Società di S.G.T. sas
 Geologia
 Territoriale www.geo55.com

Velocità Onde di Taglio (m/sec)

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

Qc (MPa)

Ic



Autore	Vs15.02
Andrus et.al. 2001SF = 1	145
Piratheepan 2002	139
Madii 2002	159
Mayne & Rix 1995 (clays) / Baldi 1989 (sands)	143
Hegazy & Mayne 1995	205
Mayne 2006	206
Robertson Cabal 2010	146

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo

CPT 2



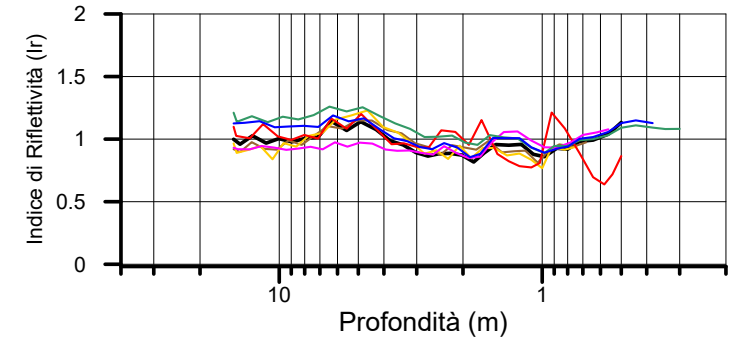
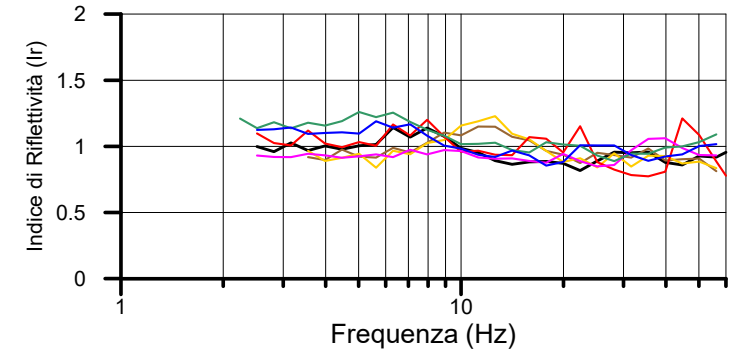
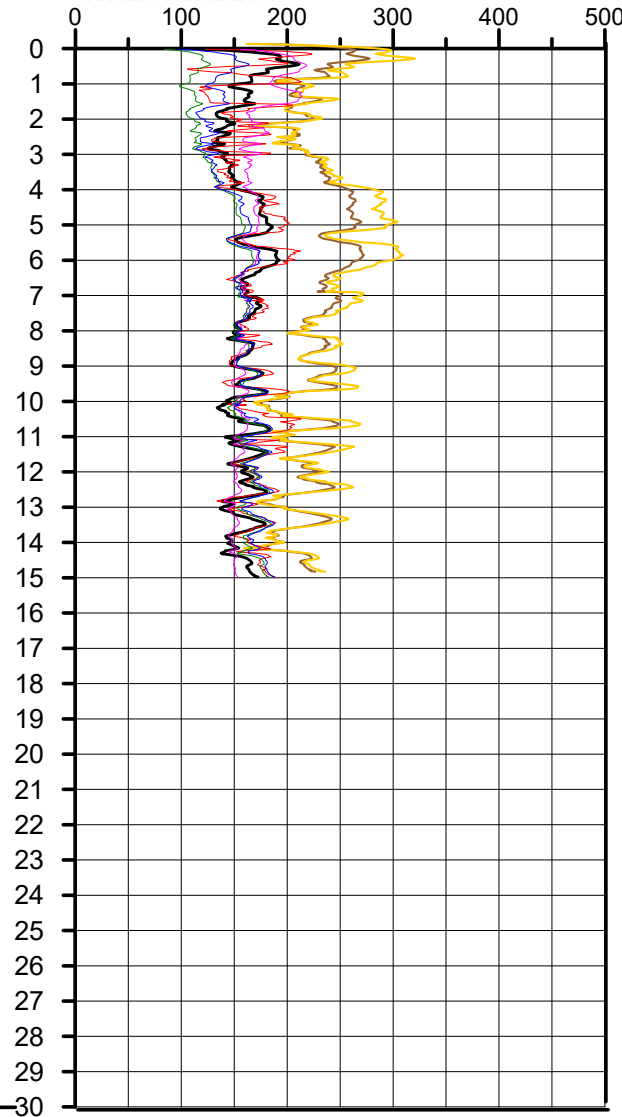
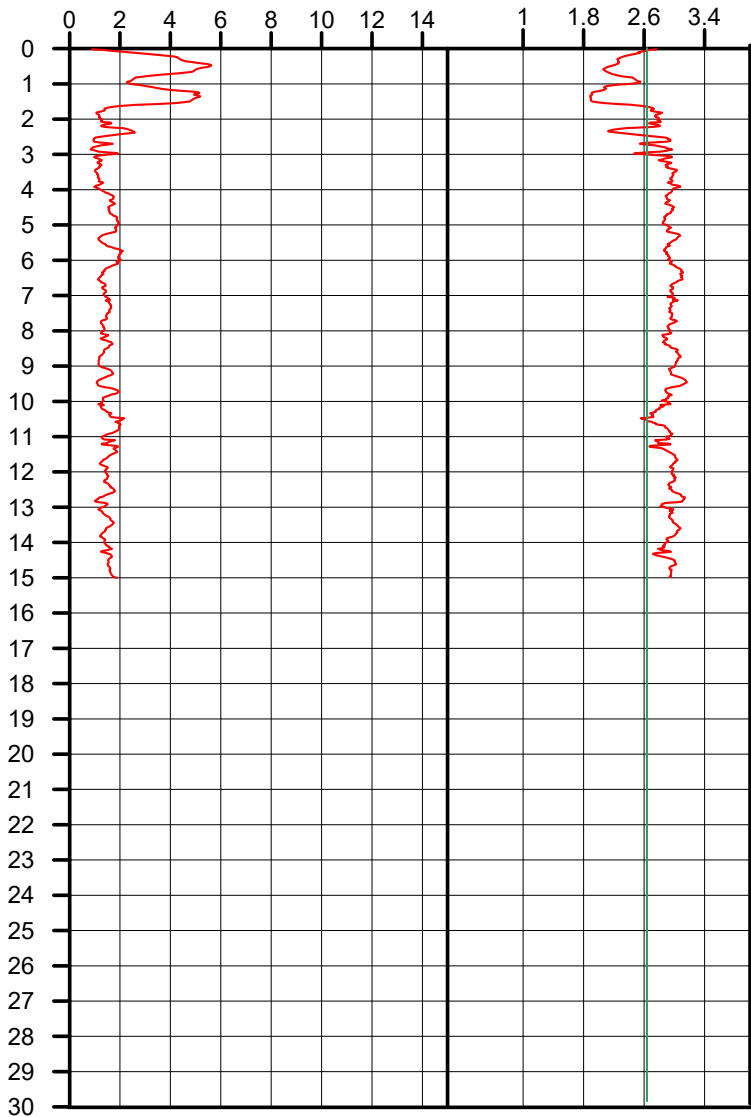
Società di S.G.T. sas
 Geologia
 Territoriale www.geo55.com

Velocità Onde di Taglio (m/sec)

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

Qc (MPa)

Ic



Autore	Vs15
Andrus et.al. 2001SF = 1	154
Piratheepan 2002	146
Madii 2002	162
Mayne & Rix 1995 (clays) / Baldi 1989 (sands)	165
Hegazy & Mayne 1995	224
Mayne 2006	231
Robertson Cabal 2010	159

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola 20/09
 Localita' Lugo

CPT 3



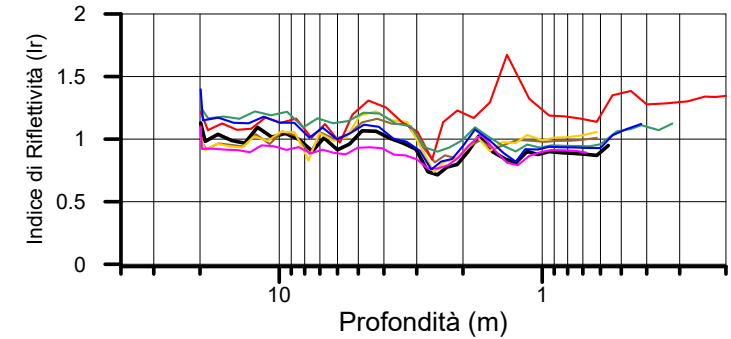
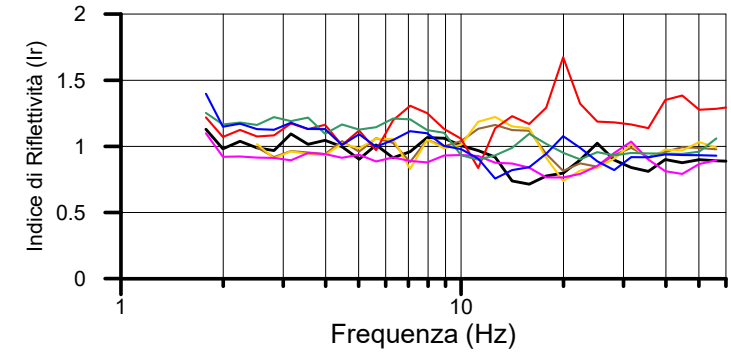
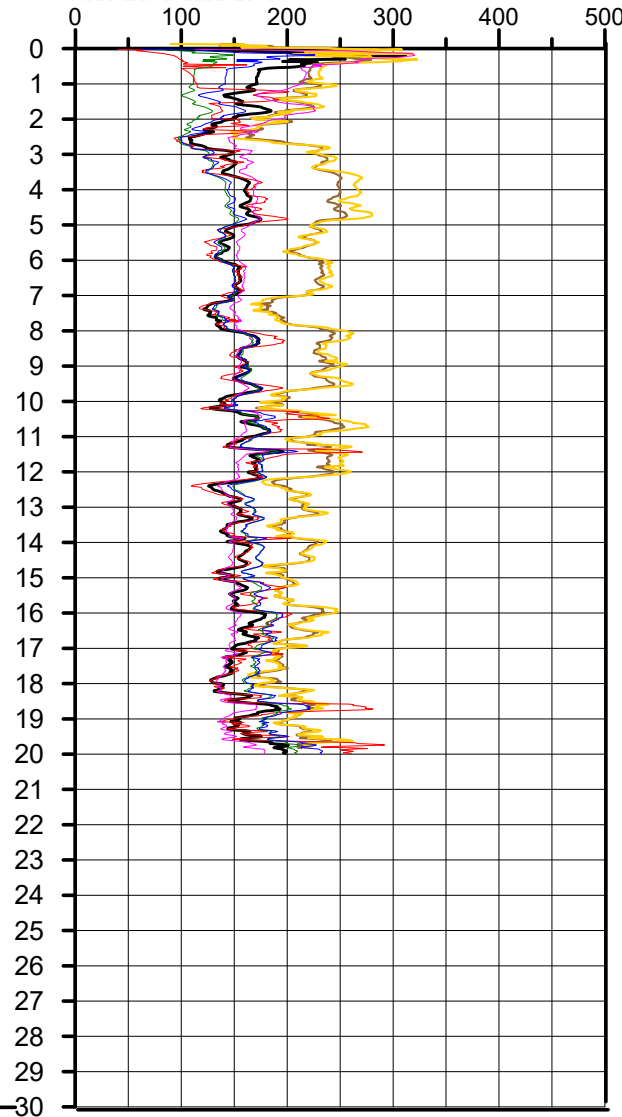
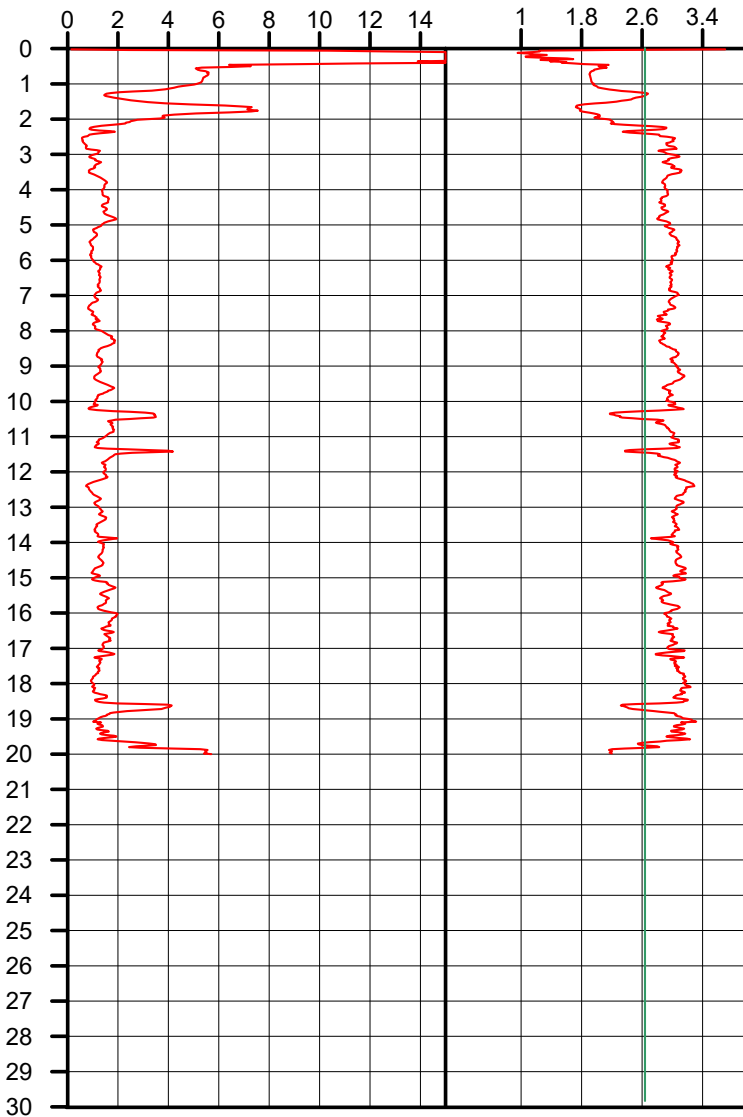
Società di S.G.T. sas
 Geologia
 Territoriale www.geo55.com

Velocità Onde di Taglio (m/sec)

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

Qc (MPa)

Ic



Autore	Vs20
Andrus et.al. 2001SF = 1	157
Piratheepan 2002	151
Madii 2002	157
Mayne & Rix 1995 (clays) / Baldi 1989 (sands)	151
Hegazy & Mayne 1995	214
Mayne 2006	216
Robertson Cabal 2010	154

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola 20/09
 Localita' Lugo

CPT 4



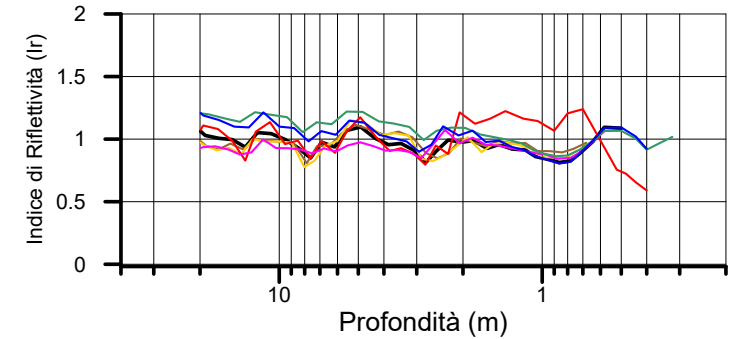
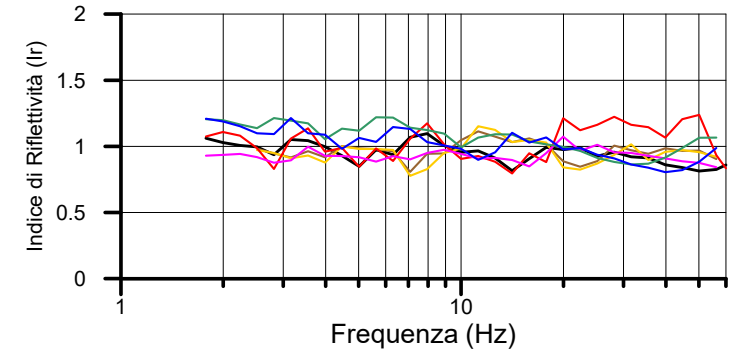
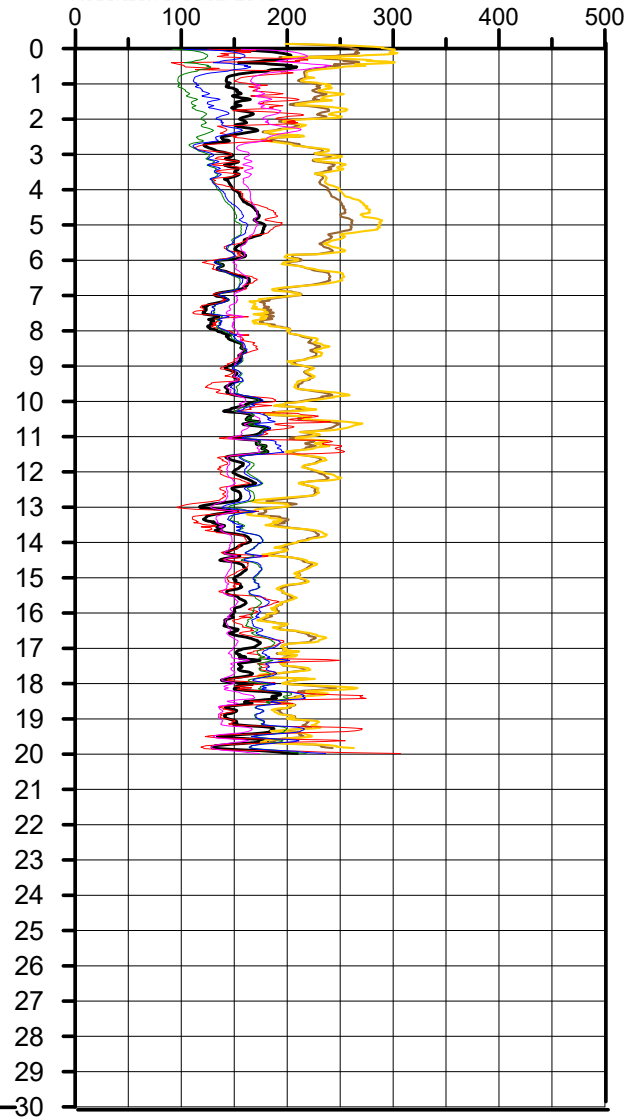
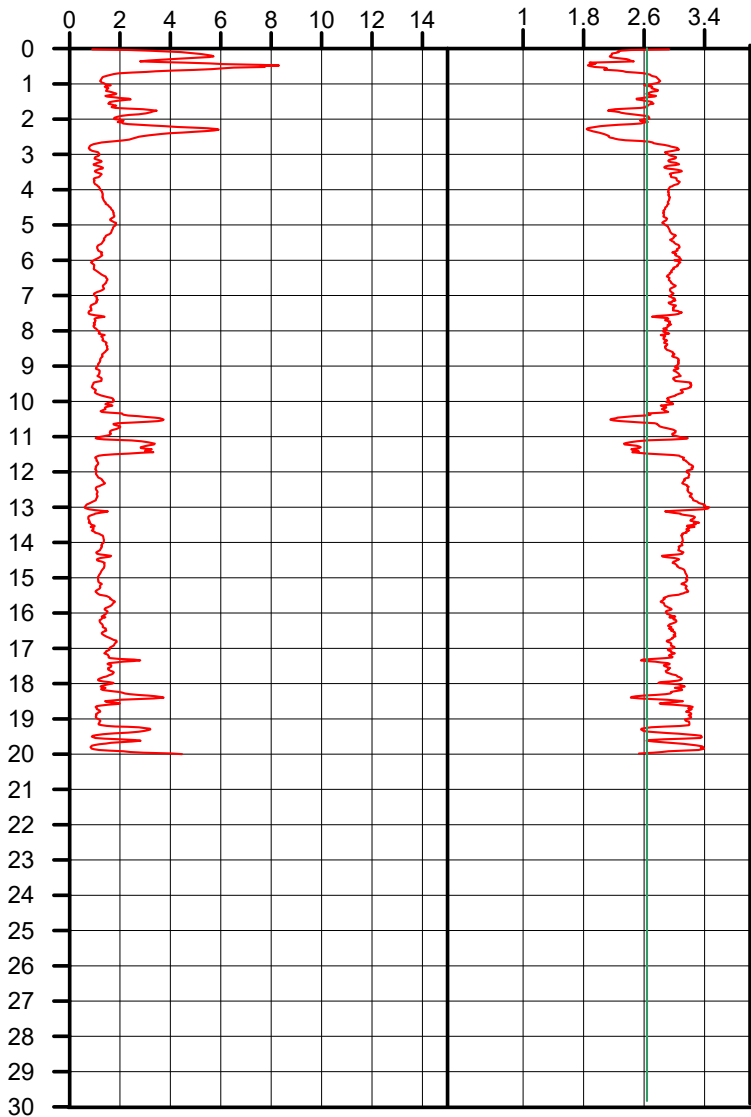
Società di S.G.T. sas
 Geologia
 Territoriale www.geo55.com

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

Qc (MPa)

Ic



Autore	Vs20
Andrus et.al. 2001SF = 1	156
Piratheepan 2002	150
Madii 2002	155
Mayne & Rix 1995 (clays) / Baldi 1989 (sands)	156
Hegazy & Mayne 1995	214
Mayne 2006	217
Robertson Cabal 2010	153

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola 20/09
 Localita' Lugo

CPT 5



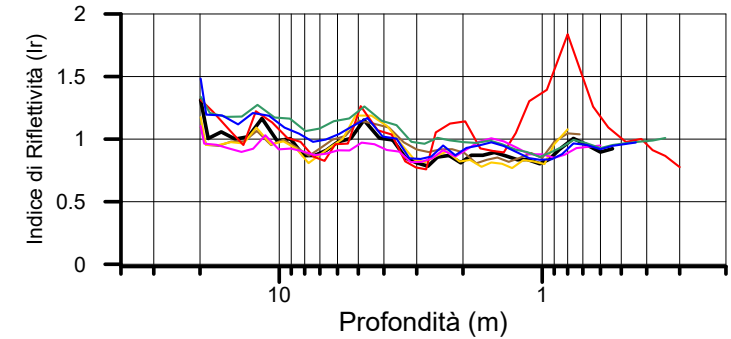
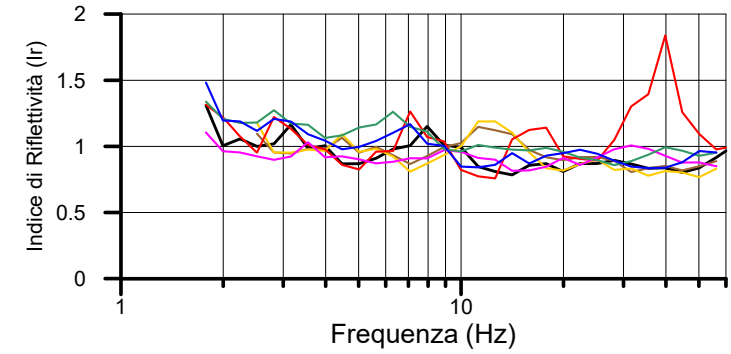
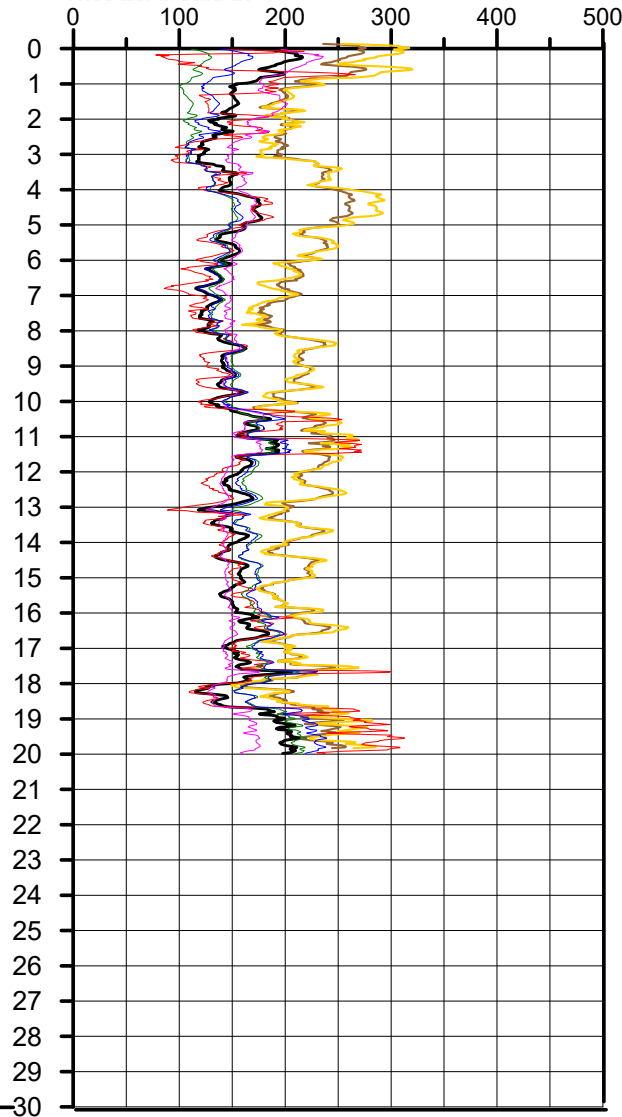
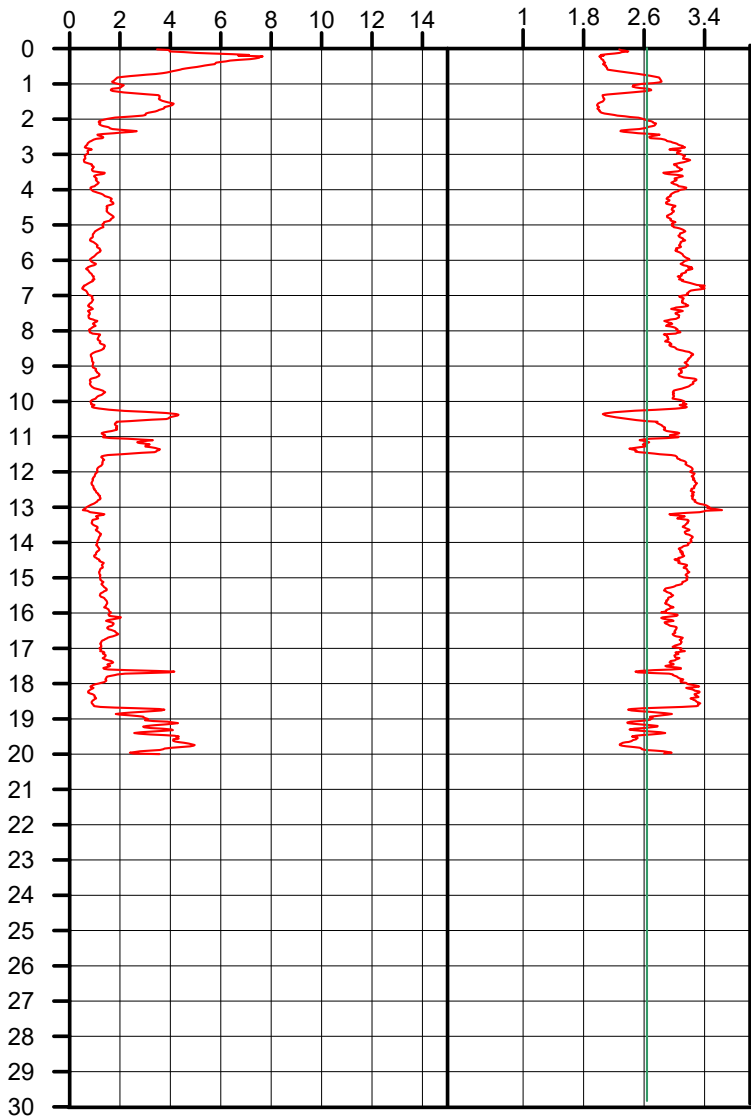
Società di S.G.T. sas
 Geologia
 Territoriale www.geo55.com

Velocità Onde di Taglio (m/sec)

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

Qc (MPa)

Ic



Autore	Vs20
Andrus et.al. 2001SF = 1	154
Piratheepan 2002	150
Madii 2002	155
Mayne & Rix 1995 (clays) / Baldi 1989 (sands)	147
Hegazy & Mayne 1995	215
Mayne 2006	216
Robertson Cabal 2010	151

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola 20/09
 Localita' Lugo

CPT 6



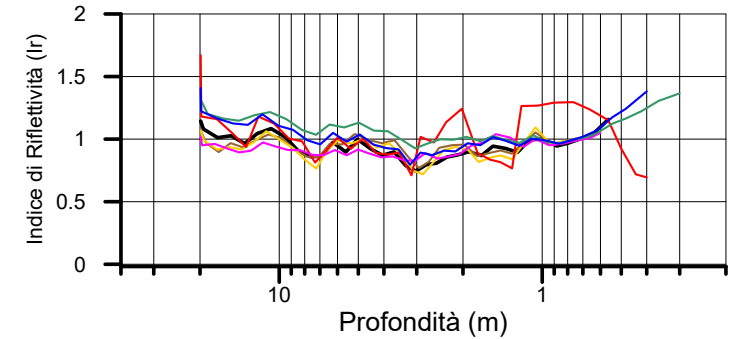
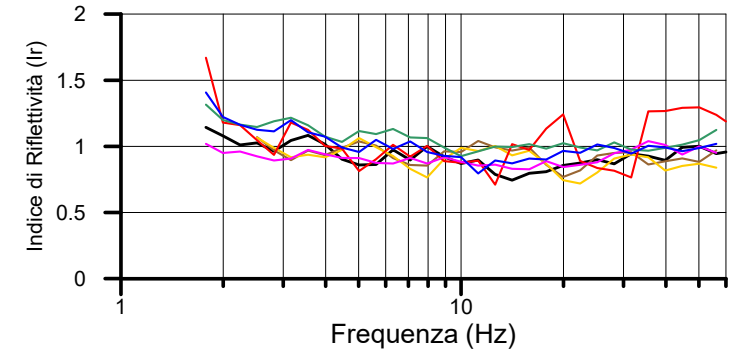
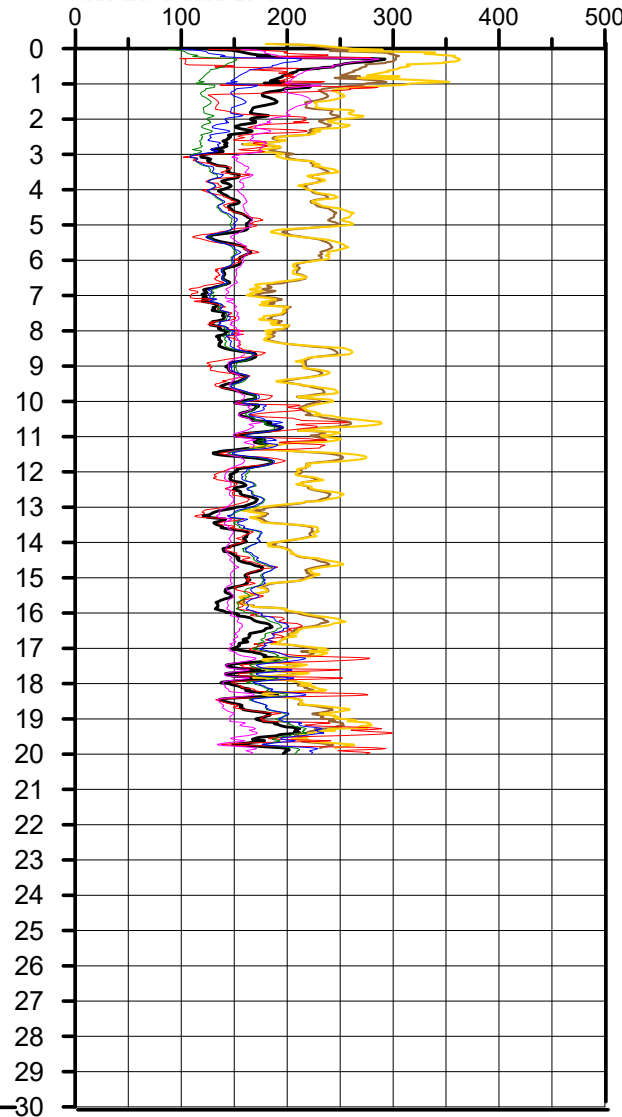
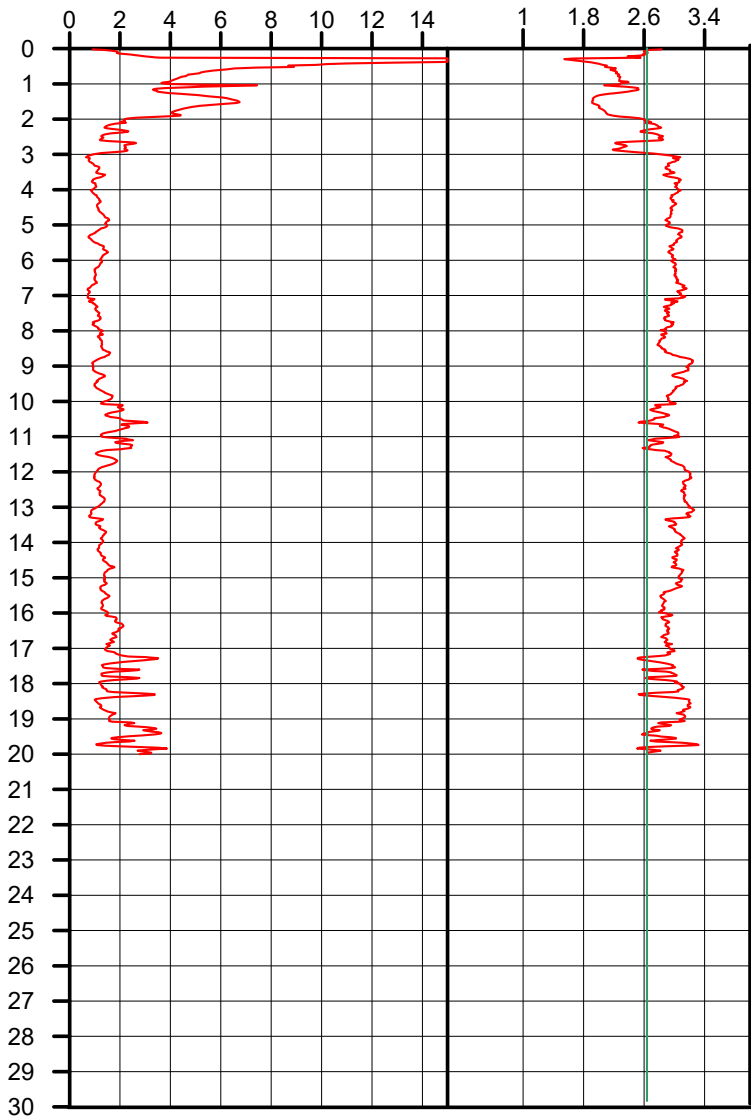
Società di S.G.T. sas
 Geologia
 Territoriale www.geo55.com

Velocità Onde di Taglio (m/sec)

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

Qc (MPa)

Ic



Autore	Vs20
Andrus et.al. 2001SF = 1	158
Piratheepan 2002	152
Madii 2002	157
Mayne & Rix 1995 (clays) / Baldi 1989 (sands)	158
Hegazy & Mayne 1995	215
Mayne 2006	218
Robertson Cabal 2010	156

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola 20/09
 Localita' Lugo

CPT 7



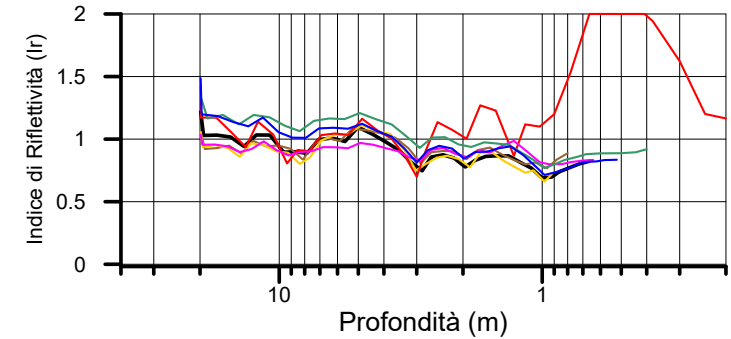
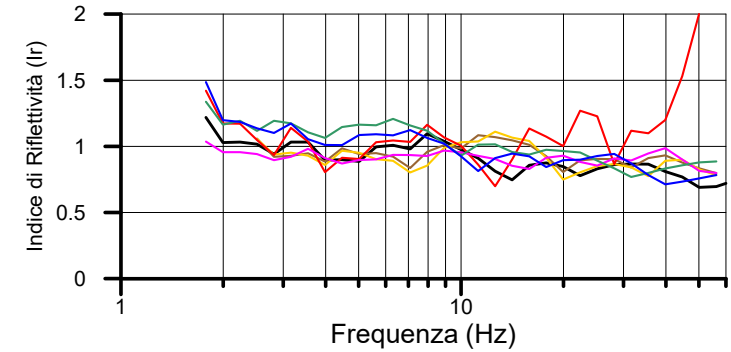
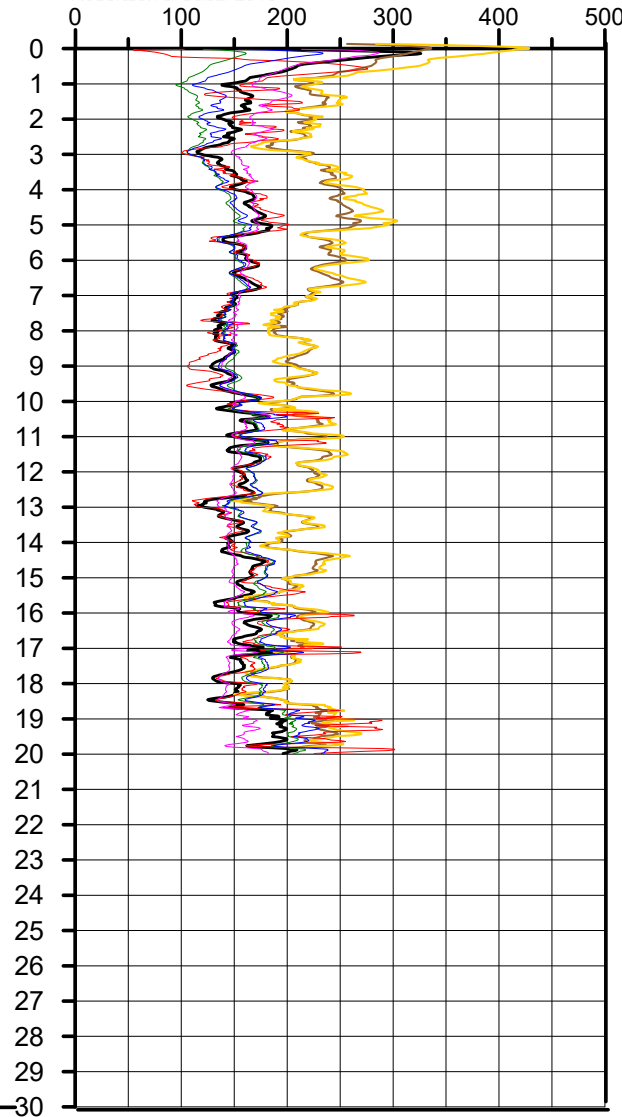
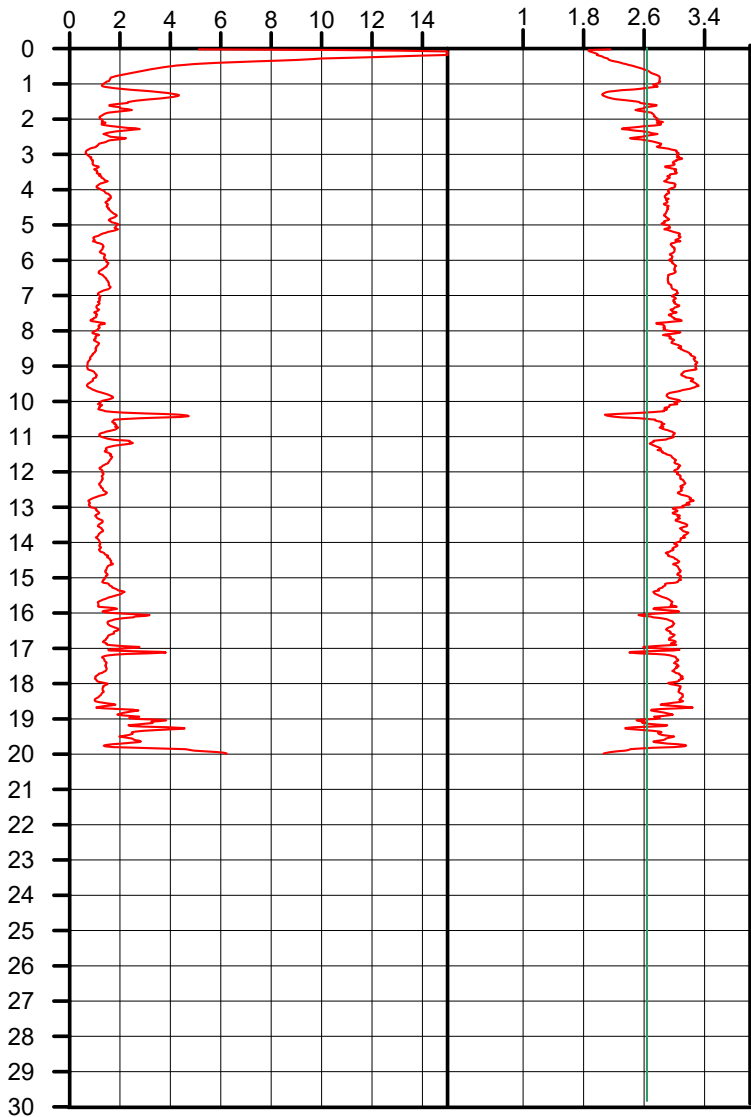
Società di S.G.T. sas
 Geologia
 Territoriale www.geo55.com

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

Qc (MPa)

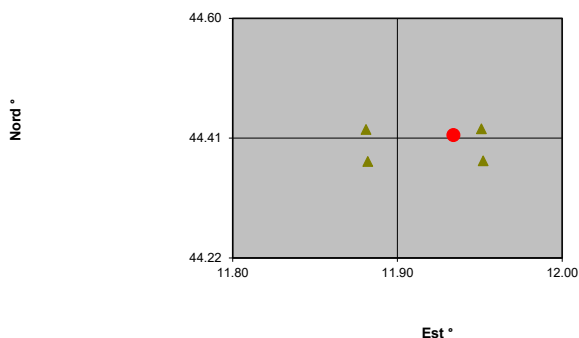
Ic



Autore	Vs20
Andrus et.al. 2001SF = 1	158
Piratheepan 2002	152
Madii 2002	157
Mayne & Rix 1995 (clays) / Baldi 1989 (sands)	159
Hegazy & Mayne 1995	217
Mayne 2006	221
Robertson Cabal 2010	156

Ubicazione del sito

Comune	Lugo		
Località	Lugo		
	Google Earth (WGS84)	NTC2018 (ED50)	
Longitudine (° decimali)	11.9328	11.933962	
Latitudine (° decimali)	44.4133	44.415068	



I 4 nodi del reticolo di riferimento per l'azione sismica intorno il punto di interesse

ID	Distanza al punta di interesse di (km)	Longitudine	Latitudine
17183	1.746	11.951	44.425
17182	4.321	11.881	44.424
17405	4.680	11.952	44.375
17404	6.156	11.882	44.374

Tipi di Costruzione			
1	Costruzione Temporanee e provvisorie	< = 10	50
2	Costruzioni con livelli de prestazioni ordinari	> = 50	
3	Costruzioni con livelli de prestazioni elevati	> = 100	

Classe d'uso		Coefficiente Cu	Progetto Coefficiente Cu
1	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.	0.7	1.5
2	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.	1	
3	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.	1.5	
4	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.	2	

Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_r = V_n * C_u = 75$ anni

Stati Limiti		Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_r = 75$ anni P_vr	Periodo di ritorno dell'azione sismica T_r (anni)
SLO	Stato Limite di Operatività	81%	45
SLD	Stato Limite di Danno	63%	75
SLV	Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%	712
SLC	Stato Limite di prevenzione del Colasso	5%	1462

Valori sismici Decreto Ministeriale 14-01-2018

	a_g (in g/10)	a_g/g	F_0	T_c^*
1. STATO LIMITE DI OPERATIVITA'	0.681	0.068	2.439	0.268
2. STATO LIMITE DEL DANNO	0.850	0.085	2.441	0.281
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	2.132	0.213	2.401	0.310
4. STATO LIMITE DI PREVENZIONE DEL COLASSO	2.735	0.273	2.416	0.318

Valori applicati	a_g (in g/10)	a_g/g	F_0	T_C^*
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	2.132	0.213	2.401	0.310

VALUTAZIONE DEL TIPO DI SUOLO BASATO SU CPT 1

		TIPO DI SUOLO SUGGERITO
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Andrus 2001)	145 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Piratheepan 2002)	139 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Madiat 2002)	159 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Mayne & Rix 1995 (argille) / Baldi 1989 (sabbie))	143 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Hajaz & Mayne 1995)	208 m/sec	C
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Mayne 2006)	205 m/sec	C
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Robertson Cabal 2009) (m/sec)	146 m/sec	D
		TIPO DI SUOLO STIMATO
		C

ACCELERAZIONE ED AMPLIFICAZIONE SECONDO NTC 2018

3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA Tr = 712

Accelerazione massima al substrato sismico		amax al substrato sismico	2.132 m/sec ²	0.213 g
Amplificazione per tipo di suolo	C	Ss	1.39	
Amplificazione topografica		ST	1.00	
S totale		Ss * ST	1.39	
Accelerazione massima in superficie		amax in superficie	2.957 m/sec²	0.296 g

ξ (%) coefficiente di smorzamento viscoso equivalente	5	fattore η	1.00
---	---	-----------	------

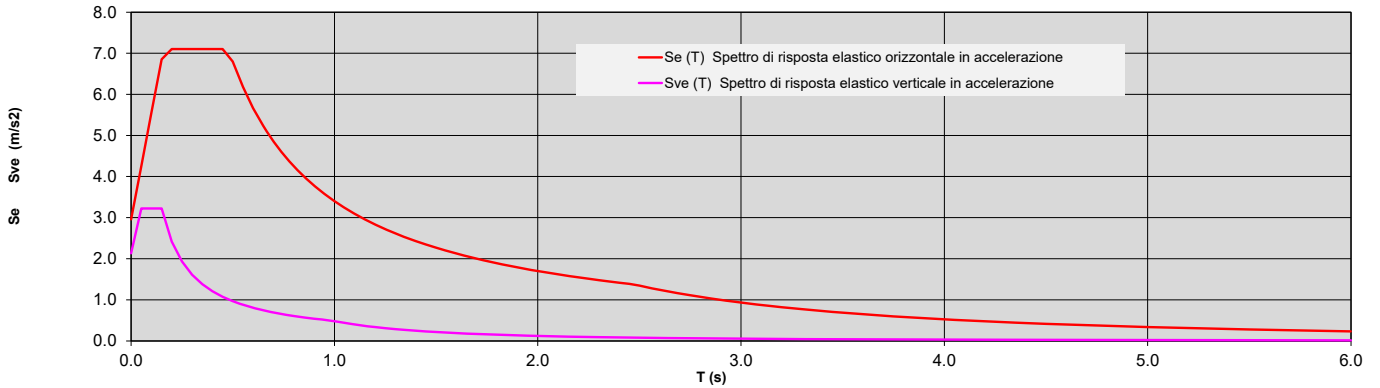
PERIODI DI SEPARAZIONI DEI RAMI DELLO SPETTRO

Tipo di suolo	C	ORIZZONTALE	VERTICALE
Tb		0.16	0.05
Tc		0.48	0.15
Td		2.47	1.00
Te		6.00	
Tf		10.00	

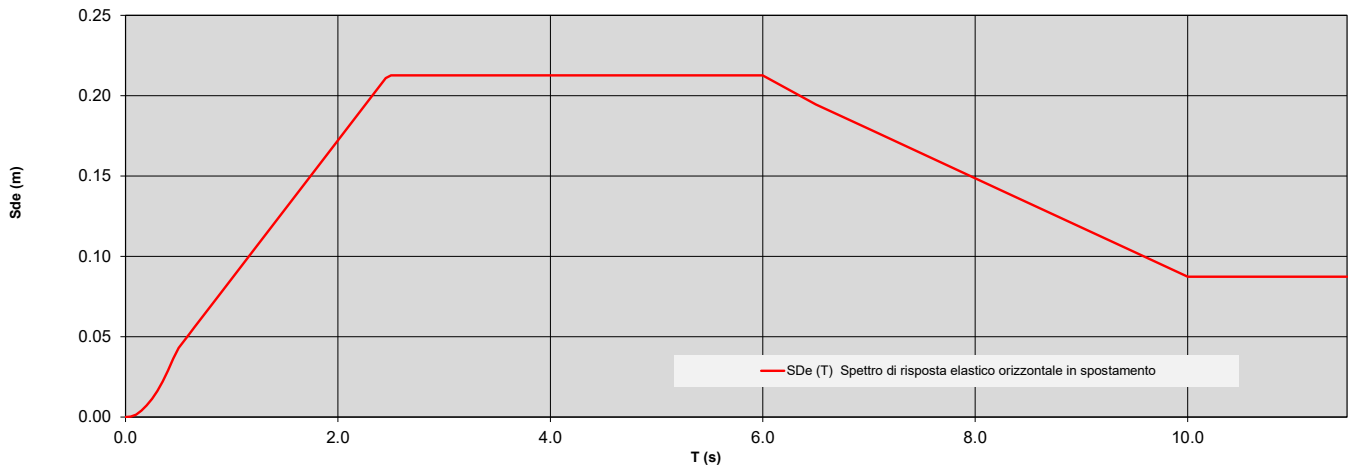
PARAMETRI DI PICCO

Accelerazione orizzontale massima	ag	2.957 m/sec ²
Velocità orizzontale massima	vg	0.23 m/sec
Spostamento orizzontale massimo	dg	0.09 m

Spettro di risposta elastico allo 3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA in accelerazione (m/sec²)



Spettro di risposta elastico allo 3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA in spostamento (m)



PARAMETRI SISMICI PER CATEGORIA DEL SUOLO C

STATO LIMITE	ag / g	Fo	Tc*	SS Amplificazione Stratigrafica	ST Amplificazione Topografica	ag / g * SS * ST Accelerazione totale	Tb (sec)	Tc (sec)	Td (sec)	Te (sec)	Tf (sec)	Fondazioni e Pendii			Opere di Sostegno / Fronti scavo		
												βs Coefficiente di riduzione per ag/g	K _h terreno Coefficiente sismico orizzontale	K _v terreno Coefficiente sismico verticale	βs Coefficiente di riduzione per ag/g	K _h terreno Coefficiente sismico orizzontale	K _v terreno Coefficiente sismico verticale
di Operatività	0.068	2.439	0.268	1.50	1.00	0.102	0.13	0.40	1.87	6.00	10.00	0.20	0.020	0.010			
del Danno	0.085	2.441	0.281	1.50	1.00	0.127	0.15	0.45	1.94	6.00	10.00	0.20	0.025	0.013	0.47	0.060	0.030
Salvaguardia della Vita	0.213	2.401	0.310	1.39	1.00	0.297	0.16	0.48	2.45	6.00	10.00	0.28	0.083	0.042	0.38	0.113	0.056
Prevenzione del Colasso	0.273	2.416	0.318	1.30	1.00	0.356	0.16	0.49	2.69	6.00	10.00	0.28	0.100	0.050			

VALUTAZIONE DEL TIPO DI SUOLO BASATO SU CPT 2

		TIPO DI SUOLO SUGGERITO
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Andrus 2001)	154 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Piratheepan 2002)	146 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Madiati 2002)	162 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Mayne & Rix 1995 (argille) / Baldi 1989 (sabbie))	163 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Hajaz & Mayne 1995)	231 m/sec	C
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Mayne 2006)	224 m/sec	C
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Robertson Cabal 2009) (m/sec)	159 m/sec	D
		TIPO DI SUOLO STIMATO
		C

ACCELERAZIONE ED AMPLIFICAZIONE SECONDO NTC 2018

3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA Tr = 712

Accelerazione massima al substrato sismico		amax al substrato sismico	2.132 m/sec ²	0.213 g
Amplificazione per tipo di suolo	C	Ss	1.39	
Amplificazione topografica		ST	1.00	
S totale		Ss * ST	1.39	
Accelerazione massima in superficie		amax in superficie	2.957 m/sec²	0.296 g

ξ (%) coefficiente di smorzamento viscoso equivalente	5	fattore η	1.00
---	---	-----------	------

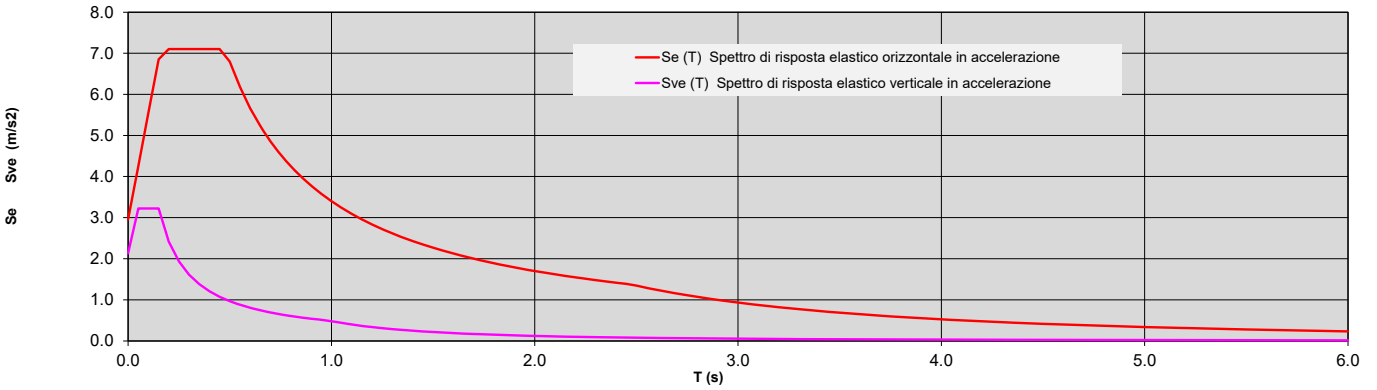
PERIODI DI SEPARAZIONI DEI RAMI DELLO SPETTRO

Tipo di suolo	C	ORIZZONTALE	VERTICALE
Tb		0.16	0.05
Tc		0.48	0.15
Td		2.47	1.00
Te		6.00	
Tf		10.00	

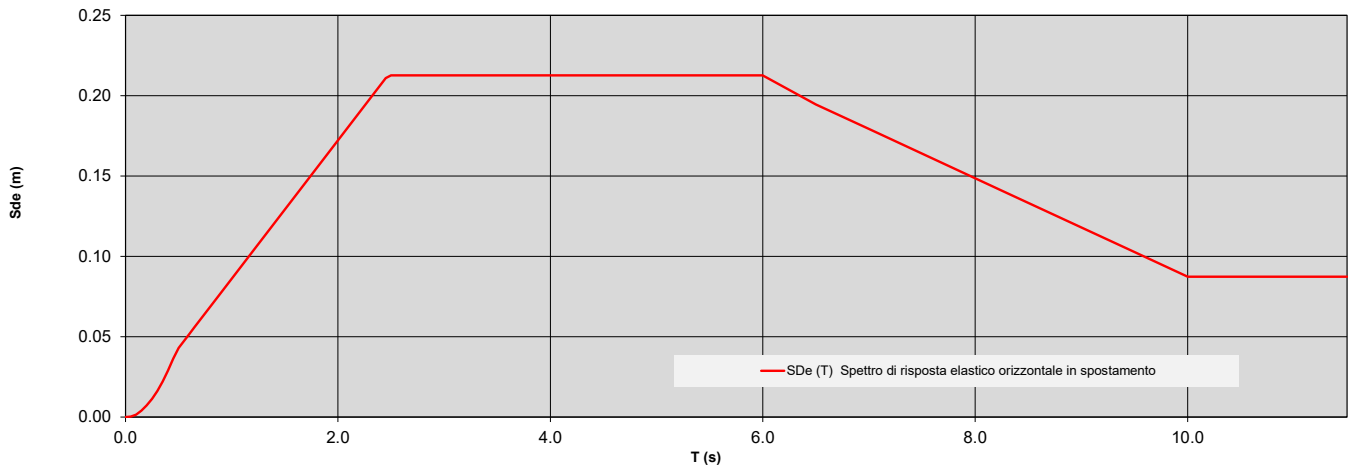
PARAMETRI DI PICCO

Accelerazione orizzontale massima	ag	2.957 m/sec ²
Velocità orizzontale massima	vg	0.23 m/sec
Spostamento orizzontale massimo	dg	0.09 m

Spettro di risposta elastico allo 3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA in accelerazione (m/sec²)



Spettro di risposta elastico allo 3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA in spostamento (m)



PARAMETRI SISMICI PER CATEGORIA DEL SUOLO C

STATO LIMITE	ag / g	Fo	Tc*	SS Amplificazione Stratigrafica	ST Amplificazione Topografica	ag / g * SS * ST Accelerazione totale	Tb (sec)	Tc (sec)	Td (sec)	Te (sec)	Tf (sec)	Fondazioni e Pendii			Opere di Sostegno / Fronti scavo		
												βs Coefficiente di riduzione per ag/g	K _h terreno Coefficiente sismico orizzontale	K _v terreno Coefficiente sismico verticale	βs Coefficiente di riduzione per ag/g	K _h terreno Coefficiente sismico orizzontale	K _v terreno Coefficiente sismico verticale
di Operatività	0.068	2.439	0.268	1.50	1.00	0.102	0.13	0.40	1.87	6.00	10.00	0.20	0.020	0.010			
del Danno	0.085	2.441	0.281	1.50	1.00	0.127	0.15	0.45	1.94	6.00	10.00	0.20	0.025	0.013	0.47	0.060	0.030
Salvaguardia della Vita	0.213	2.401	0.310	1.39	1.00	0.297	0.16	0.48	2.45	6.00	10.00	0.28	0.083	0.042	0.38	0.113	0.056
Prevenzione del Colasso	0.273	2.416	0.318	1.30	1.00	0.356	0.16	0.49	2.69	6.00	10.00	0.28	0.100	0.050			

VALUTAZIONE DEL TIPO DI SUOLO BASATO SU CPT 3

		TIPO DI SUOLO SUGGERITO
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Andrus 2001)	157 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Piratheepan 2002)	151 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Madiat 2002)	157 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Mayne & Rix 1995 (argille) / Baldi 1989 (sabbie))	151 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Hajaz & Mayne 1995)	216 m/sec	C
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Mayne 2006)	214 m/sec	C
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Robertson Cabal 2009) (m/sec)	154 m/sec	D
		TIPO DI SUOLO STIMATO
		C

ACCELERAZIONE ED AMPLIFICAZIONE SECONDO NTC 2018

3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA Tr = 712

Accelerazione massima al substrato sismico		amax al substrato sismico	2.132 m/sec2	0.213 g
Amplificazione per tipo di suolo	C	Ss	1.39	
Amplificazione topografica		ST	1.00	
S totale		Ss * ST	1.39	
Accelerazione massima in superficie		amax in superficie	2.957 m/sec2	0.296 g

ξ (%) coefficiente di smorzamento viscoso equivalente	5	fattore η	1.00
---	---	-----------	------

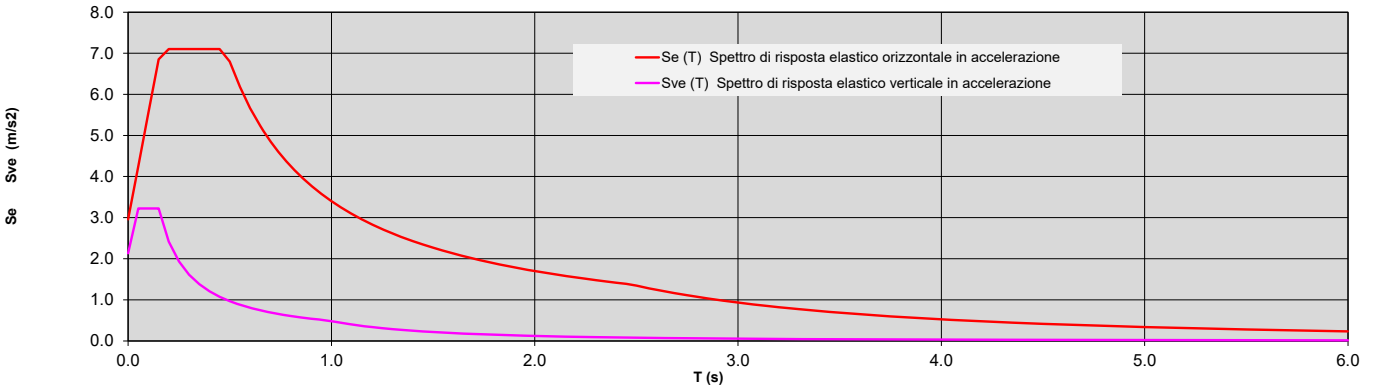
PERIODI DI SEPARAZIONI DEI RAMI DELLO SPETTRO

Tipo di suolo	C	ORIZZONTALE	VERTICALE
Tb		0.16	0.05
Tc		0.48	0.15
Td		2.47	1.00
Te		6.00	
Tf		10.00	

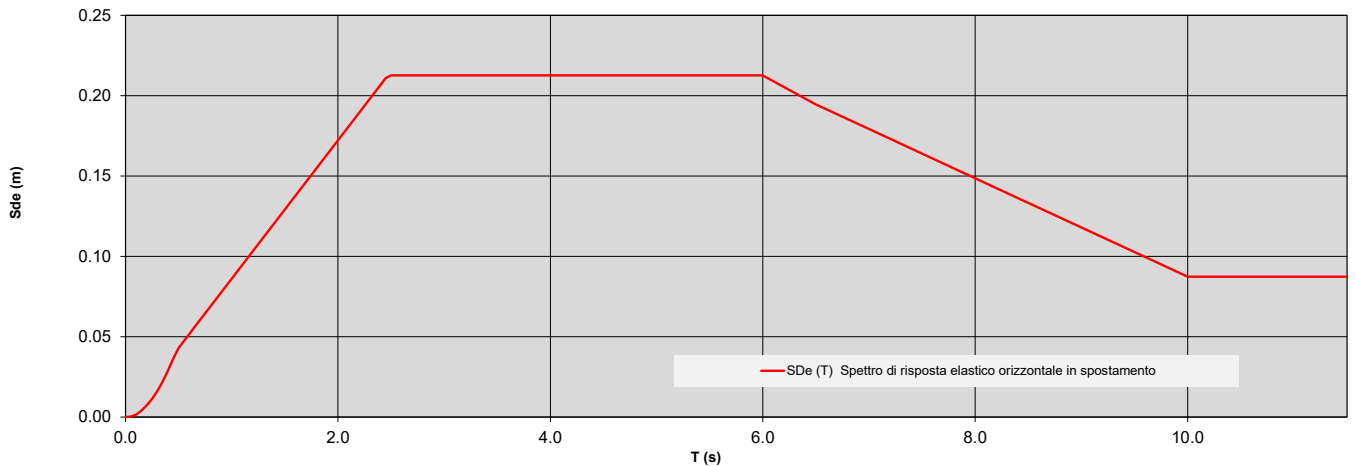
PARAMETRI DI PICCO

Accelerazione orizzontale massima	ag	2.957 m/sec ²
Velocità orizzontale massima	vg	0.23 m/sec
Spostamento orizzontale massimo	dg	0.09 m

Spettro di risposta elastico allo 3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA in accelerazione (m/sec²)



Spettro di risposta elastico allo 3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA in spostamento (m)



PARAMETRI SISMICI PER CATEGORIA DEL SUOLO C

STATO LIMITE	ag / g	Fo	Tc*	SS Amplificazione Stratigrafica	ST Amplificazione Topografica	ag / g * SS * ST Accelerazione totale	Tb (sec)	Tc (sec)	Td (sec)	Te (sec)	Tf (sec)	Fondazioni e Pendii			Opere di Sostegno / Fronti scavo		
												βs Coefficiente di riduzione per ag/g	K _h terreno Coefficiente sismico orizzontale	K _v terreno Coefficiente sismico verticale	βs Coefficiente di riduzione per ag/g	K _h terreno Coefficiente sismico orizzontale	K _v terreno Coefficiente sismico verticale
di Operatività	0.068	2.439	0.268	1.50	1.00	0.102	0.13	0.40	1.87	6.00	10.00	0.20	0.020	0.010			
del Danno	0.085	2.441	0.281	1.50	1.00	0.127	0.15	0.45	1.94	6.00	10.00	0.20	0.025	0.013	0.47	0.060	0.030
Salvaguardia della Vita	0.213	2.401	0.310	1.39	1.00	0.297	0.16	0.48	2.45	6.00	10.00	0.28	0.083	0.042	0.38	0.113	0.056
Prevenzione del Colasso	0.273	2.416	0.318	1.30	1.00	0.356	0.16	0.49	2.69	6.00	10.00	0.28	0.100	0.050			

VALUTAZIONE DEL TIPO DI SUOLO BASATO SU CPT 4

		TIPO DI SUOLO SUGGERITO
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Andrus 2001)	156 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Piratheepan 2002)	150 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Madiat 2002)	155 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Mayne & Rix 1995 (argille) / Baldi 1989 (sabbie))	156 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Hesszy & Mayne 1995)	217 m/sec	C
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Mayne 2006)	214 m/sec	C
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Robertson Cabal 2009) (m/sec)	153 m/sec	D
		TIPO DI SUOLO STIMATO
		C

ACCELERAZIONE ED AMPLIFICAZIONE SECONDO NTC 2018

3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA Tr = 712

Accelerazione massima al substrato sismico		amax al substrato sismico	2.132 m/sec ²	0.213 g
Amplificazione per tipo di suolo	C	Ss	1.39	
Amplificazione topografica		ST	1.00	
S totale		Ss * ST	1.39	
Accelerazione massima in superficie		amax in superficie	2.957 m/sec²	0.296 g

ξ (%) coefficiente di smorzamento viscoso equivalente	5	fattore η	1.00
---	---	-----------	------

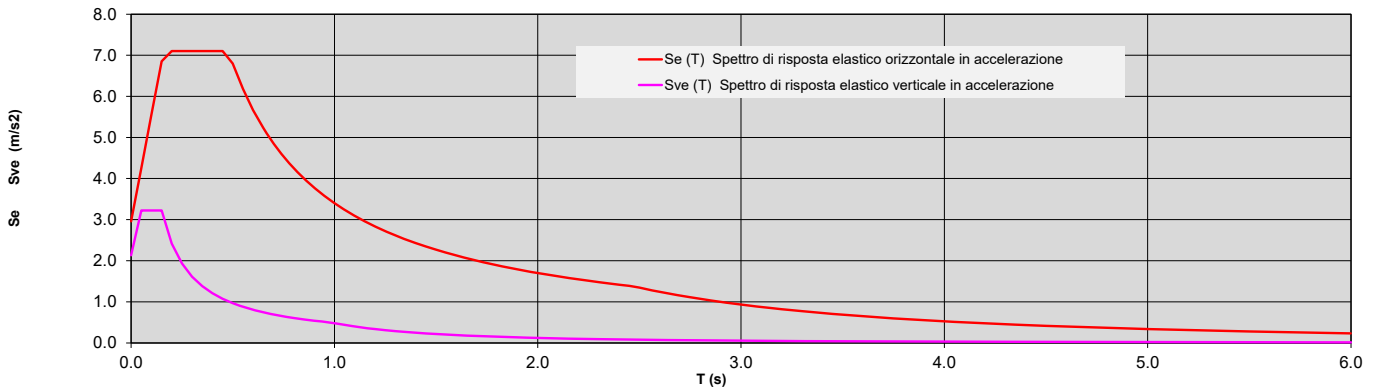
PERIODI DI SEPARAZIONI DEI RAMI DELLO SPETTRO

Tipo di suolo	C	ORIZZONTALE	VERTICALE
Tb		0.16	0.05
Tc		0.48	0.15
Td		2.47	1.00
Te		6.00	
Tf		10.00	

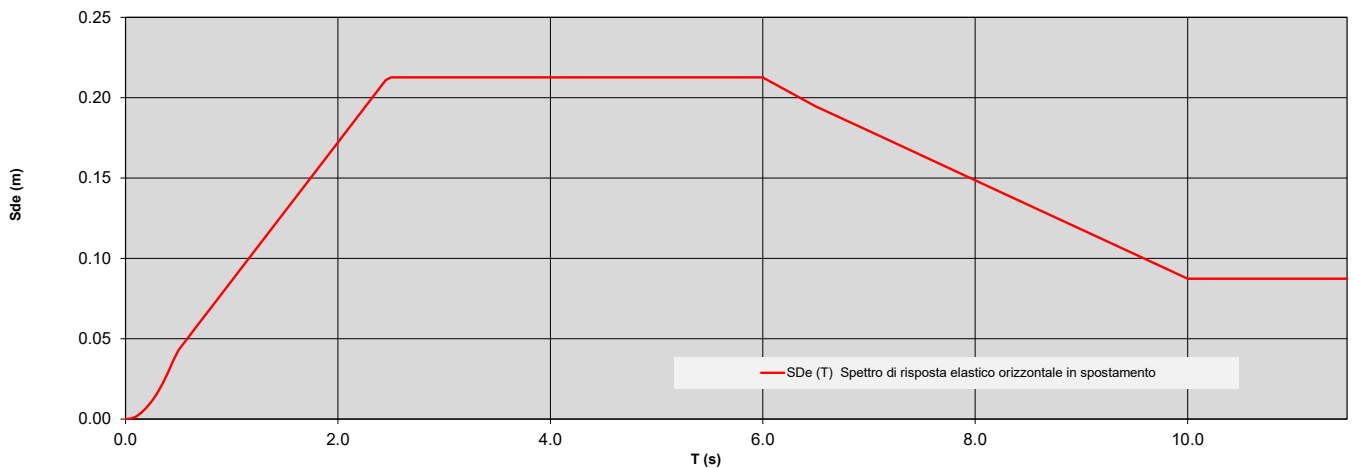
PARAMETRI DI PICCO

Accelerazione orizzontale massima	ag	2.957 m/sec ²
Velocità orizzontale massima	vg	0.23 m/sec
Spostamento orizzontale massimo	dg	0.09 m

Spettro di risposta elastico allo 3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA in accelerazione (m/sec²)



Spettro di risposta elastico allo 3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA in spostamento (m)



PARAMETRI SISMICI PER CATEGORIA DEL SUOLO C

STATO LIMITE	ag / g	Fo	Tc*	SS Amplificazione Stratigrafica	ST Amplificazione Topografica	ag / g * SS * ST Accelerazione totale	Tb (sec)	Tc (sec)	Td (sec)	Te (sec)	Tf (sec)	Fondazioni e Pendii			Opere di Sostegno / Fronti scavo		
												βs Coefficiente di riduzione per ag/g	K _{ht} terreno Coefficiente sismico orizzontale	K _{vt} terreno Coefficiente sismico verticale	βs Coefficiente di riduzione per ag/g	K _{ht} terreno Coefficiente sismico orizzontale	K _{vt} terreno Coefficiente sismico verticale
di Operatività	0.068	2.439	0.268	1.50	1.00	0.102	0.13	0.40	1.87	6.00	10.00	0.20	0.020	0.010			
del Danno	0.085	2.441	0.281	1.50	1.00	0.127	0.15	0.45	1.94	6.00	10.00	0.20	0.025	0.013	0.47	0.060	0.030
Salvaguardia della Vita	0.213	2.401	0.310	1.39	1.00	0.297	0.16	0.48	2.45	6.00	10.00	0.28	0.083	0.042	0.38	0.113	0.056
Prevenzione del Colasso	0.273	2.416	0.318	1.30	1.00	0.356	0.16	0.49	2.69	6.00	10.00	0.28	0.100	0.050			

VALUTAZIONE DEL TIPO DI SUOLO BASATO SU CPT 5

		TIPO DI SUOLO SUGGERITO
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Andrus 2001)	154 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Piratheepan 2002)	150 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Madiat 2002)	155 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Mayne & Rix 1995 (argille) / Baldi 1989 (sabbie))	147 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Hajaz & Mayne 1995)	218 m/sec	C
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Mayne 2006)	215 m/sec	C
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Robertson Cabal 2009) (m/sec)	151 m/sec	D
		TIPO DI SUOLO STIMATO
		C

ACCELERAZIONE ED AMPLIFICAZIONE SECONDO NTC 2018

3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA Tr = 712

Accelerazione massima al substrato sismico		amax al substrato sismico	2.132 m/sec ²	0.213 g
Amplificazione per tipo di suolo	C	Ss	1.39	
Amplificazione topografica		ST	1.00	
S totale		Ss * ST	1.39	
Accelerazione massima in superficie		amax in superficie	2.957 m/sec²	0.296 g

ξ (%) coefficiente di smorzamento viscoso equivalente	5	fattore η	1.00
---	---	-----------	------

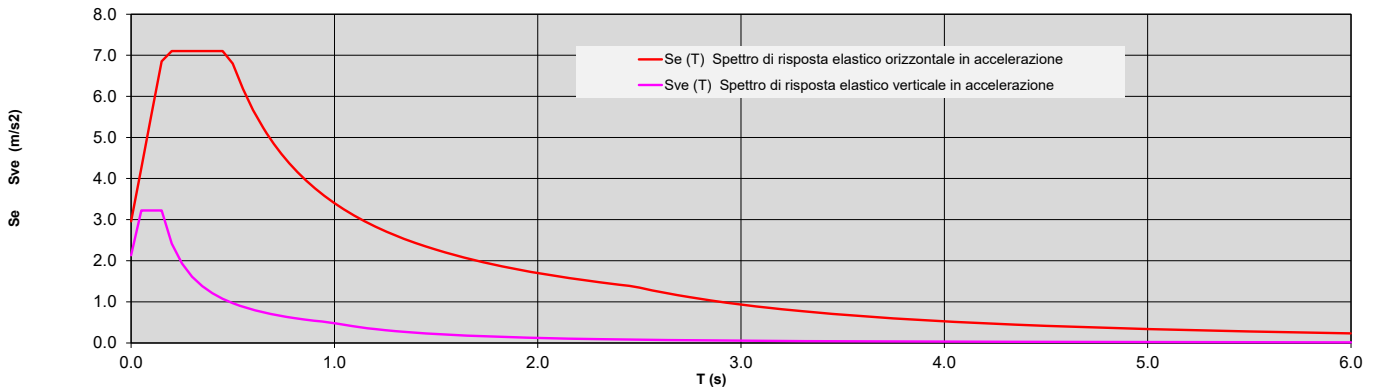
PERIODI DI SEPARAZIONI DEI RAMI DELLO SPETTRO

Tipo di suolo	C	ORIZZONTALE	VERTICALE
Tb		0.16	0.05
Tc		0.48	0.15
Td		2.47	1.00
Te		6.00	
Tf		10.00	

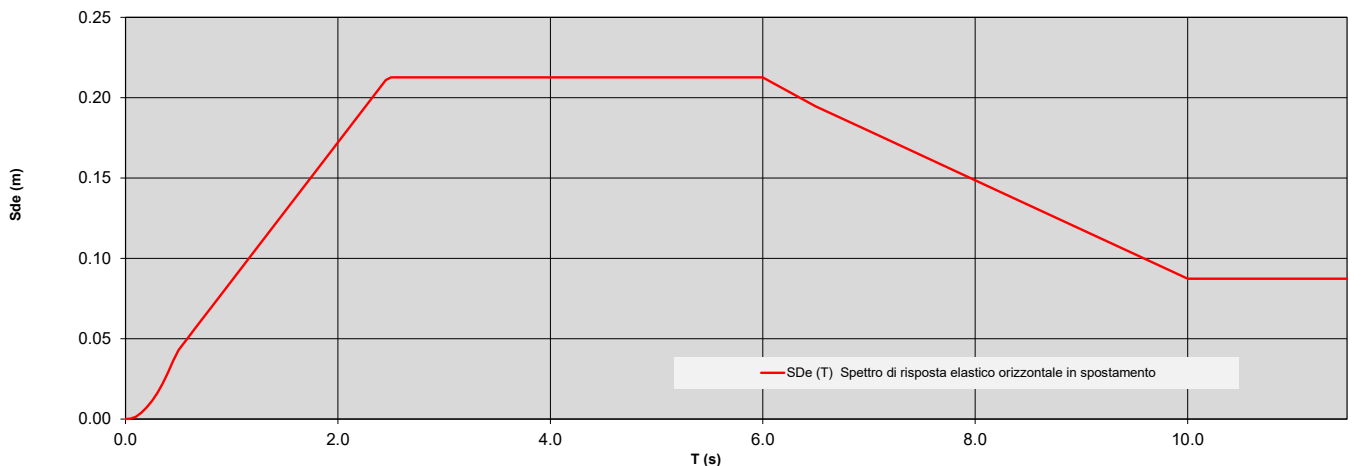
PARAMETRI DI PICCO

Accelerazione orizzontale massima	ag	2.957 m/sec ²
Velocità orizzontale massima	vg	0.23 m/sec
Spostamento orizzontale massimo	dg	0.09 m

Spettro di risposta elastico allo 3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA in accelerazione (m/sec²)



Spettro di risposta elastico allo 3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA in spostamento (m)



PARAMETRI SISMICI PER CATEGORIA DEL SUOLO C

STATO LIMITE	ag / g	Fo	Tc*	SS Amplificazione Stratigrafica	ST Amplificazione Topografica	ag / g * SS * ST Accelerazione totale	Tb (sec)	Tc (sec)	Td (sec)	Te (sec)	Tf (sec)	Fondazioni e Pendii			Opere di Sostegno / Fronti scavo		
												βs Coefficiente di riduzione per ag/g	K _h terreno Coefficiente sismico orizzontale	K _v terreno Coefficiente sismico verticale	βs Coefficiente di riduzione per ag/g	K _h terreno Coefficiente sismico orizzontale	K _v terreno Coefficiente sismico verticale
di Operatività	0.068	2.439	0.268	1.50	1.00	0.102	0.13	0.40	1.87	6.00	10.00	0.20	0.020	0.010			
del Danno	0.085	2.441	0.281	1.50	1.00	0.127	0.15	0.45	1.94	6.00	10.00	0.20	0.025	0.013	0.47	0.060	0.030
Salvaguardia della Vita	0.213	2.401	0.310	1.39	1.00	0.297	0.16	0.48	2.45	6.00	10.00	0.28	0.083	0.042	0.38	0.113	0.056
Prevenzione del Colasso	0.273	2.416	0.318	1.30	1.00	0.356	0.16	0.49	2.69	6.00	10.00	0.28	0.100	0.050			

VALUTAZIONE DEL TIPO DI SUOLO BASATO SU CPT 6

		TIPO DI SUOLO SUGGERITO	
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Andrus 2001)	158 m/sec	D	
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Piratheepan 2002)	152 m/sec	D	
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Madiati 2002)	157 m/sec	D	
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Mayne & Rix 1995 (argille) / Baldi 1989 (sabbie))	153 m/sec	D	
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Hajaz & Mayne 1995)	213 m/sec	C	
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Mayne 2006)	213 m/sec	C	
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Robertson Cabal 2009) (m/sec)	156 m/sec	D	

TIPO DI SUOLO STIMATO	
C	

ACCELERAZIONE ED AMPLIFICAZIONE SECONDO NTC 2018

3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA Tr = 712

Accelerazione massima al substrato sismico		amax al substrato sismico	2.132 m/sec2	0.213 g
Amplificazione per tipo di suolo	C	Ss	1.39	
Amplificazione topografica		ST	1.00	
S totale		Ss * ST	1.39	
Accelerazione massima in superficie		amax in superficie	2.957 m/sec2	0.296 g

ξ (%) coefficiente di smorzamento viscoso equivalente	5	fattore η	1.00
---	---	-----------	------

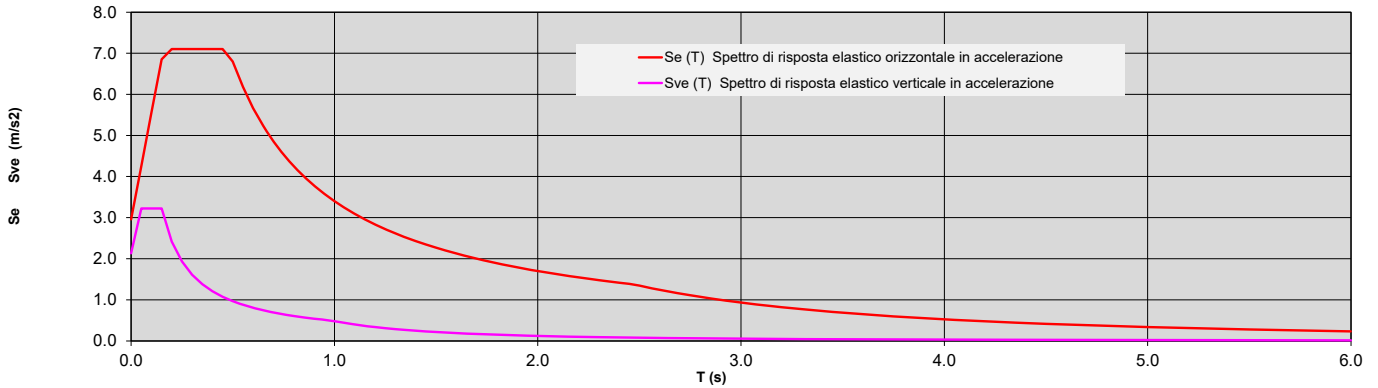
PERIODI DI SEPARAZIONI DEI RAMI DELLO SPETTRO

Tipo di suolo	C	ORIZZONTALE	VERTICALE
Tb		0.16	0.05
Tc		0.48	0.15
Td		2.47	1.00
Te		6.00	
Tf		10.00	

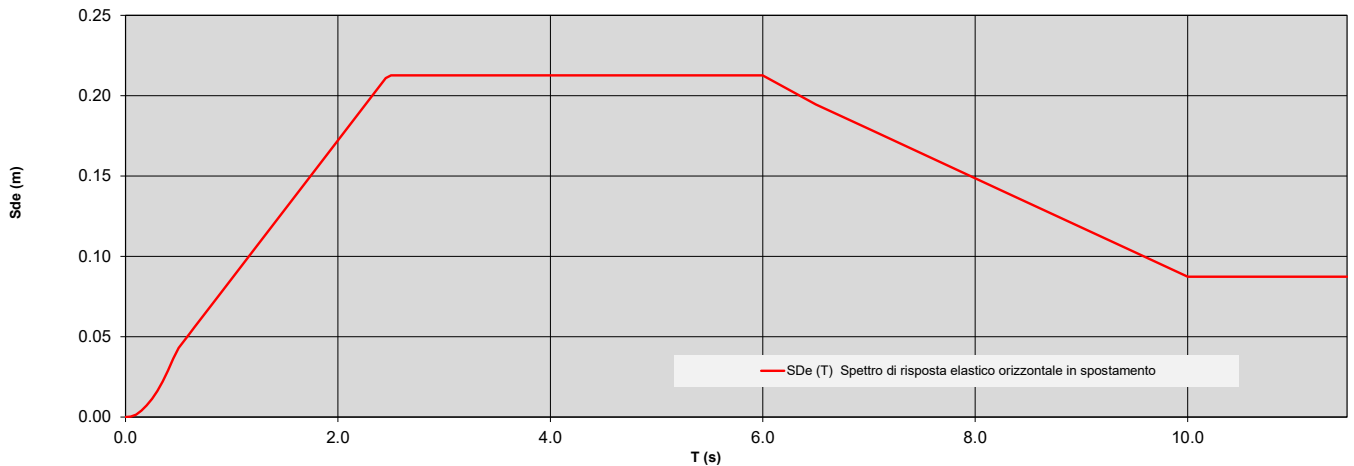
PARAMETRI DI PICCO

Accelerazione orizzontale massima	ag	2.957 m/sec ²
Velocità orizzontale massima	vg	0.23 m/sec
Spostamento orizzontale massimo	dg	0.09 m

Spettro di risposta elastico allo 3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA in accelerazione (m/sec²)



Spettro di risposta elastico allo 3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA in spostamento (m)



PARAMETRI SISMICI PER CATEGORIA DEL SUOLO C

STATO LIMITE	ag / g	Fo	Tc*	SS Amplificazione Stratigrafica	ST Amplificazione Topografica	ag / g * SS * ST Accelerazione totale	Tb (sec)	Tc (sec)	Td (sec)	Te (sec)	Tf (sec)	Fondazioni e Pendii			Opere di Sostegno / Fronti scavo		
												βs Coefficiente di riduzione per ag/g	K _{ht} terreno Coefficiente sismico orizzontale	K _{vt} terreno Coefficiente sismico verticale	βs Coefficiente di riduzione per ag/g	K _{ht} terreno Coefficiente sismico orizzontale	K _{vt} terreno Coefficiente sismico verticale
di Operatività	0.068	2.439	0.268	1.50	1.00	0.102	0.13	0.40	1.87	6.00	10.00	0.20	0.020	0.010			
del Danno	0.085	2.441	0.281	1.50	1.00	0.127	0.15	0.45	1.94	6.00	10.00	0.20	0.025	0.013	0.47	0.060	0.030
Salvaguardia della Vita	0.213	2.401	0.310	1.39	1.00	0.297	0.16	0.48	2.45	6.00	10.00	0.28	0.083	0.042	0.38	0.113	0.056
Prevenzione del Colasso	0.273	2.416	0.318	1.30	1.00	0.356	0.16	0.49	2.69	6.00	10.00	0.28	0.100	0.050			

VALUTAZIONE DEL TIPO DI SUOLO BASATO SU CPT 7

		TIPO DI SUOLO SUGGERITO
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Andrus 2001)	158 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Piratheepan 2002)	152 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Madiat 2002)	157 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Mayne & Rix 1995 (argille) / Baldi 1989 (sabbie))	153 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Hajaz & Mayne 1995)	221 m/sec	C
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Mayne 2006)	217 m/sec	C
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Robertson Cabal 2009) (m/sec)	156 m/sec	D
		TIPO DI SUOLO STIMATO
		C

ACCELERAZIONE ED AMPLIFICAZIONE SECONDO NTC 2018

3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA Tr = 712

Accelerazione massima al substrato sismico		amax al substrato sismico	2.132 m/sec ²	0.213 g
Amplificazione per tipo di suolo	C	Ss	1.39	
Amplificazione topografica		ST	1.00	
S totale		Ss * ST	1.39	
Accelerazione massima in superficie		amax in superficie	2.957 m/sec²	0.296 g

ξ (%) coefficiente di smorzamento viscoso equivalente	5	fattore η	1.00
---	---	-----------	------

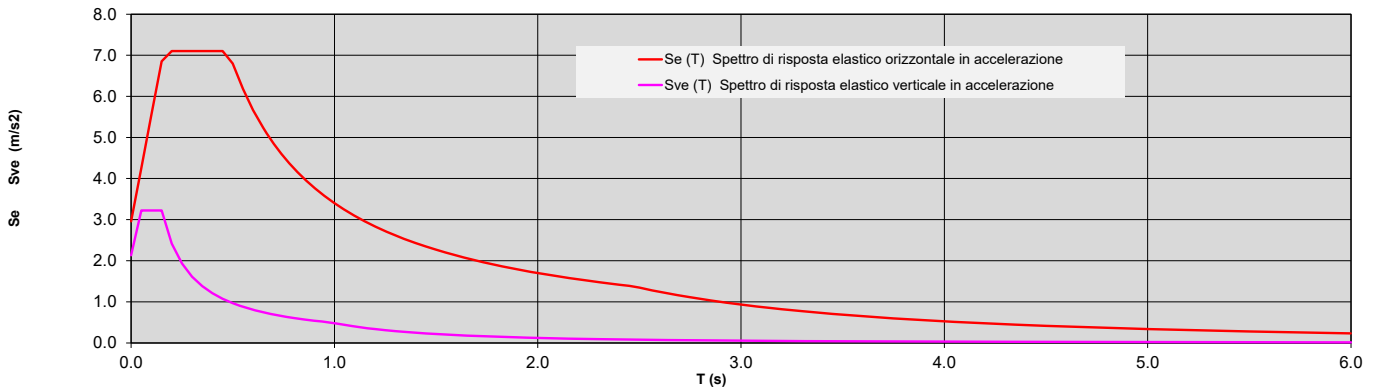
PERIODI DI SEPARAZIONI DEI RAMI DELLO SPETTRO

Tipo di suolo	C	ORIZZONTALE	VERTICALE
Tb		0.16	0.05
Tc		0.48	0.15
Td		2.47	1.00
Te		6.00	
Tf		10.00	

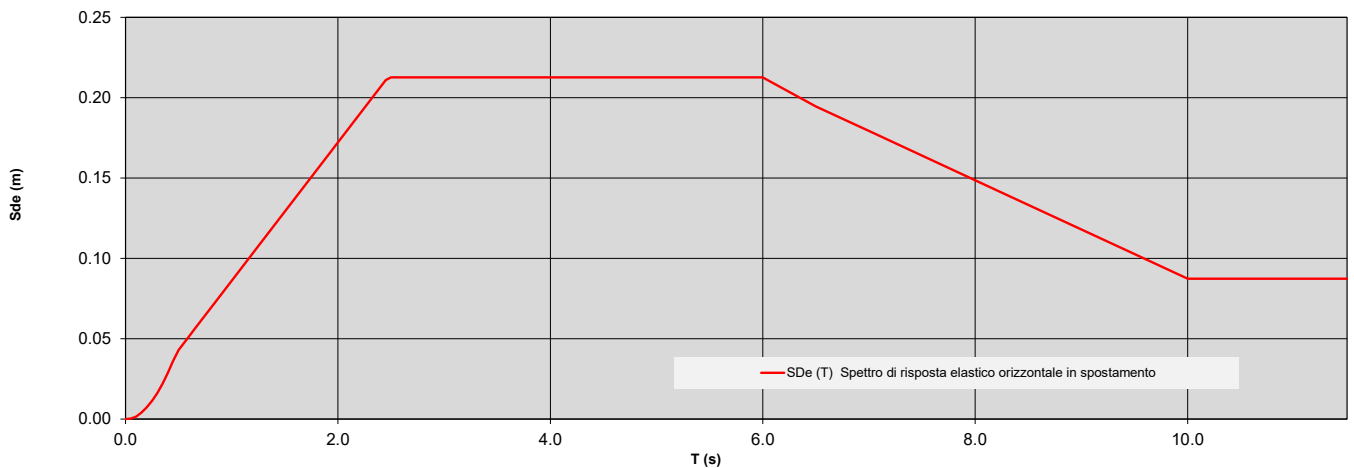
PARAMETRI DI PICCO

Accelerazione orizzontale massima	ag	2.957 m/sec ²
Velocità orizzontale massima	vg	0.23 m/sec
Spostamento orizzontale massimo	dg	0.09 m

Spettro di risposta elastico allo 3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA in accelerazione (m/sec²)



Spettro di risposta elastico allo 3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA in spostamento (m)



PARAMETRI SISMICI PER CATEGORIA DEL SUOLO C

STATO LIMITE	ag / g	Fo	Tc*	SS Amplificazione Stratigrafica	ST Amplificazione Topografica	ag / g * SS * ST Accelerazione totale	Tb (sec)	Tc (sec)	Td (sec)	Te (sec)	Tf (sec)	Fondazioni e Pendii			Opere di Sostegno / Fronti scavo		
												βs Coefficiente di riduzione per ag/g	K _h terreno Coefficiente sismico orizzontale	K _v terreno Coefficiente sismico verticale	βs Coefficiente di riduzione per ag/g	K _h terreno Coefficiente sismico orizzontale	K _v terreno Coefficiente sismico verticale
di Operatività	0.068	2.439	0.268	1.50	1.00	0.102	0.13	0.40	1.87	6.00	10.00	0.20	0.020	0.010			
del Danno	0.085	2.441	0.281	1.50	1.00	0.127	0.15	0.45	1.94	6.00	10.00	0.20	0.025	0.013	0.47	0.060	0.030
Salvaguardia della Vita	0.213	2.401	0.310	1.39	1.00	0.297	0.16	0.48	2.45	6.00	10.00	0.28	0.083	0.042	0.38	0.113	0.056
Prevenzione del Colasso	0.273	2.416	0.318	1.30	1.00	0.356	0.16	0.49	2.69	6.00	10.00	0.28	0.100	0.050			

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu S.R.L.
 Data 23/10/2018

CPT 1
 Falda presunta 1 metri

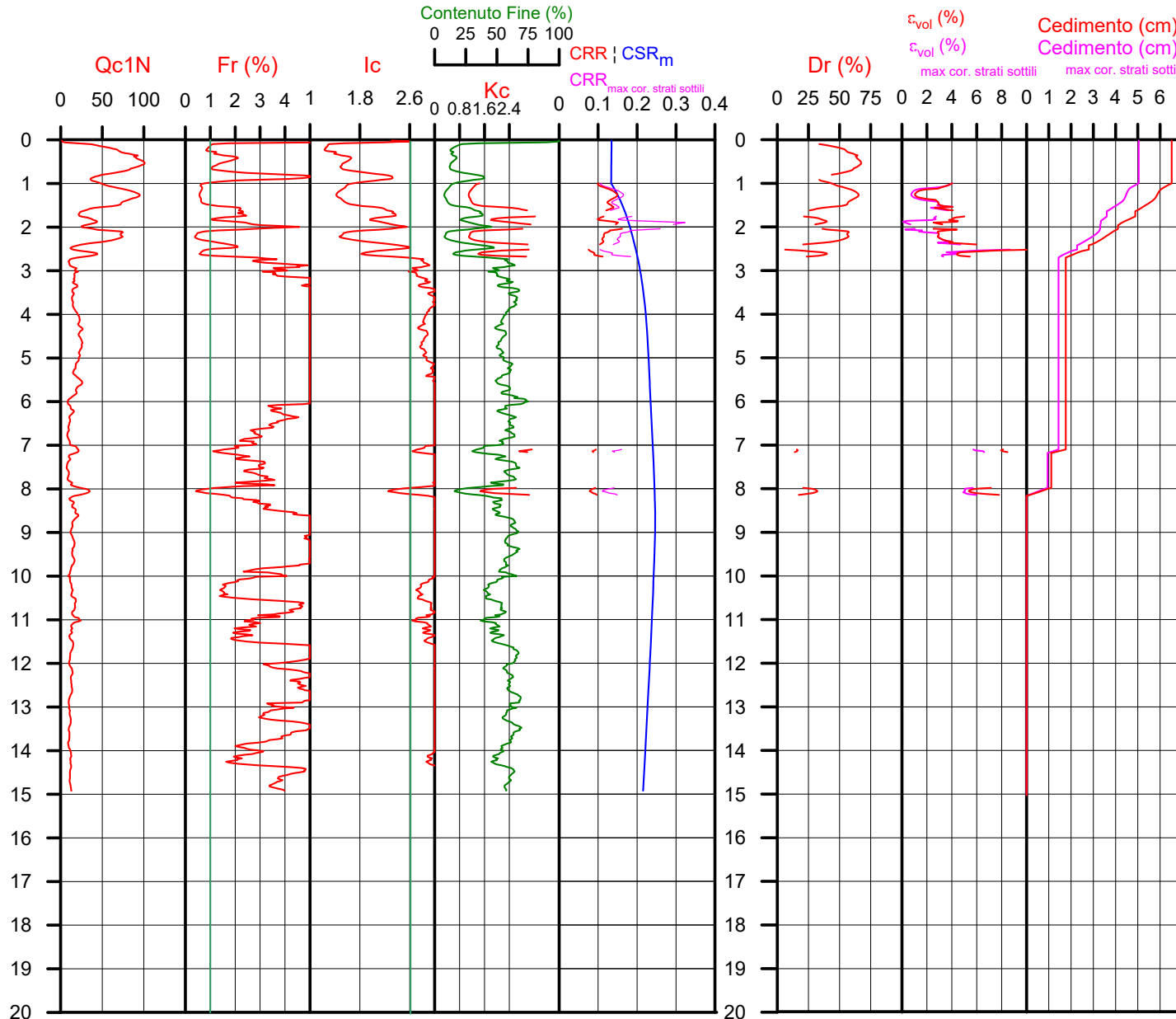
NTC 2018	
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 2.132
longitudine 11.933962°	
tipo di suolo	fattore amplificazione 1.387
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2) 2.957
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudine 6.140

DGR Emilia-Romagna 630 / 2019	
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 1.841
longitudine 11.933962°	
Suolo di riferimento Pianura 3	fattore amplificazione 1.500
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2) 2.762
	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

VERIFICADI LIQUEFAZIONE SECONDO LE LINEE GUIDAAGI 2005

- * 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: F_{sliq} = 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)
	7	66
Cedimento totale	7	66
Cedimento totale considerando strati sottili	5	33

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 F_{sliq} e la profondità.

INDICE I _L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE AGI 2005	POTENZIALE DI ROTTURA
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili
4.5	2.3
IL <= 5	
BASSO	
5 < IL <= 15	
ELEVATO	
IL > 15	
ESTREMAMENTE ELEVATO	

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

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

INDICE I _L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)	POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili
4.5	2.3
IL <= 2	
BASSA	
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
11	9
%	
PPbi <= 15	
NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA	
15 < PPbi <= 35	
LIQUEFAZIONE IMPROBABILE	
35 < PPbi <= 65	
LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABLE	
65 < PPbi <= 85	
LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABLE	
PPbi > 85	
LIQUEFAZIONE QUASI CERTA	

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu S.R.L.
 Data 23-ott-18

CPT 2
 Falda presunta 1 metri

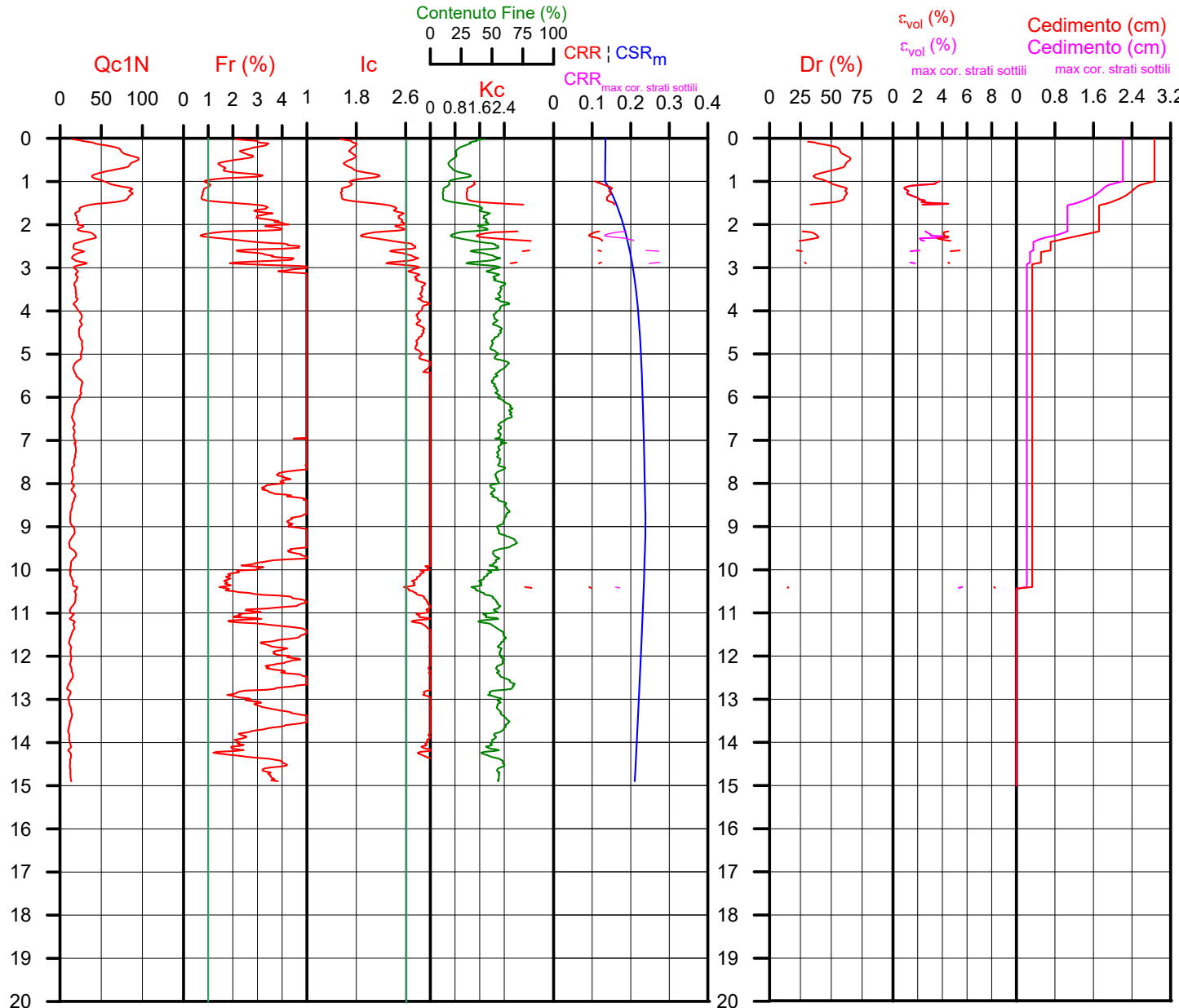
NTC 2018	
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 2.132
longitudine 11.933962°	
tipo di suolo	fattore amplificazione 1.387
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2) 2.957
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudine 6.140

DGR Emilia-Romagna 630 / 2019	
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 1.841
longitudine 11.933962°	
Suolo di riferimento Pianura 3	fattore amplificazione 1.500
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2) 2.762
	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

VERIFICADI LIQUEFAZIONE SECONDO LE LINEE GUIDAAGI 2005

- * 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 (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento totale	3	15
Cedimento totale considerando strati sottili	2	14

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: 1.6	con correzione per strati sottili: 0.7	
IL <= 5		BASSO
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: 1.6	con correzione per strati sottili: 0.7	
IL <= 2		BASSA
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: 5	con correzione per strati sottili: 5	
%		
PPbi <= 15		NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
15 < PPbi <= 35		LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
35 < PPbi <= 65		LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABLE
65 < PPbi <= 85		LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABLE
PPbi > 85		LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 5-ott-21

CPT 3
 Falda presunta 1 metri

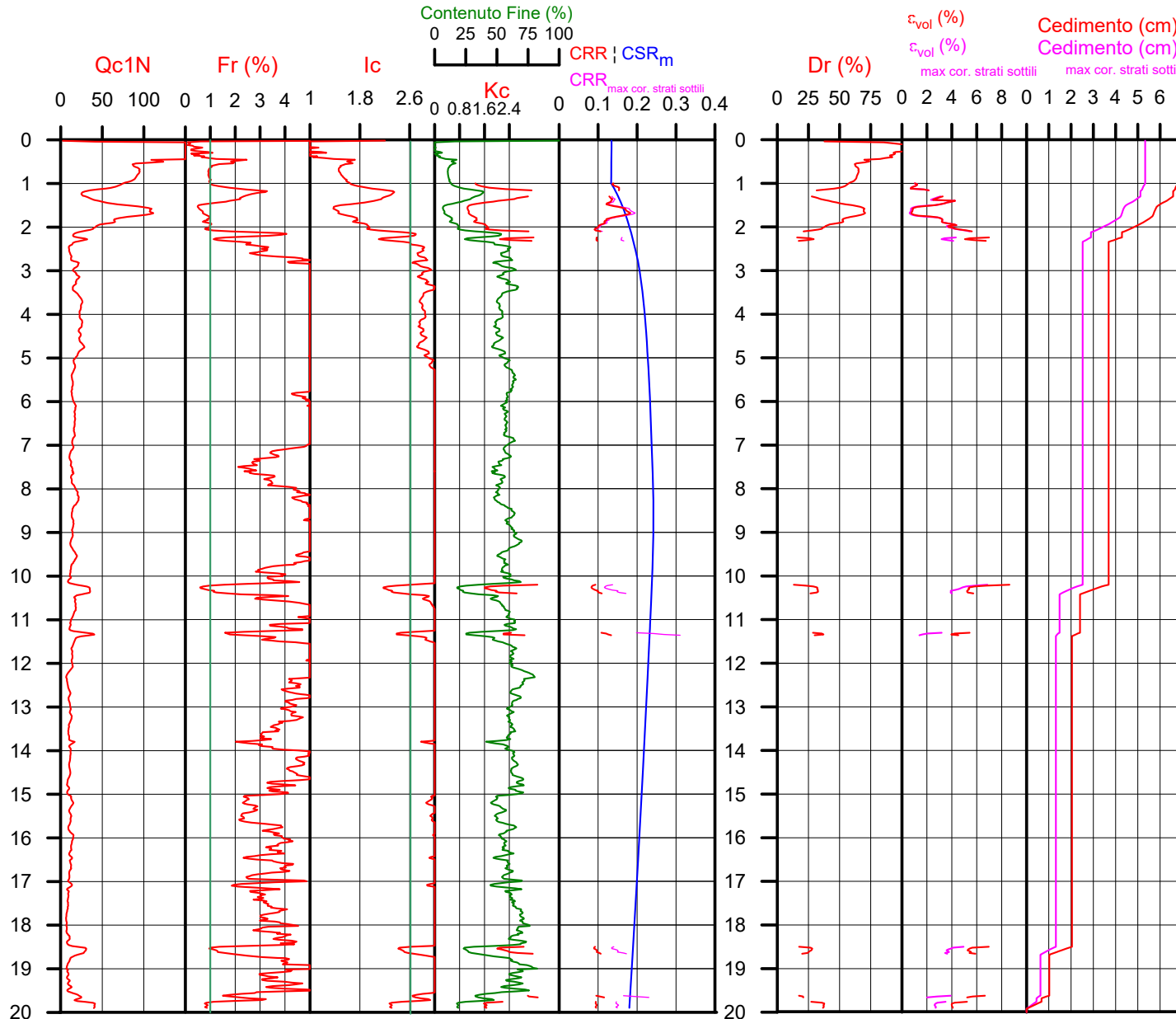
NTC 2018	
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 2.132
longitudine 11.933962°	
tipo di suolo	fattore amplificazione 1.387
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2) 2.957
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudine 6.140

DGR Emilia-Romagna 630 / 2019	
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 1.841
longitudine 11.933962°	
Suolo di riferimento Pianura 3	fattore amplificazione 1.500
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2) 2.762
	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

VERIFICADI LIQUEFAZIONE SECONDO LE LINEE GUIDAAGI 2005

- * 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_{iq} = 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	7	37
Cedimento totale considerando strati sottili	5	35

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 Fsl_{iq} e la profondità.

INDICE I _L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE AGI 2005	POTENZIALE DI ROTTURA	
senza correzione per strati sottili: 2.9	con correzione per strati sottili: 2.0	
IL ≤ 5		BASSO
5 < IL ≤ 15		ELEVATO
IL > 15		ESTREMAMENTE ELEVATO

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

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fsl_{iq} e la profondità.

INDICE I _L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)	POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	
senza correzione per strati sottili: 2.9	con correzione per strati sottili: 2.0	
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: 8	con correzione per strati sottili: 7	
%		
PPbl ≤ 15		NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
15 < PPbl ≤ 35		LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
35 < PPbl ≤ 65		LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABLE
65 < PPbl ≤ 85		LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABLE
PPbl > 85		LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 5-ott-21

CPT 4
 Falda presunta 1 metri

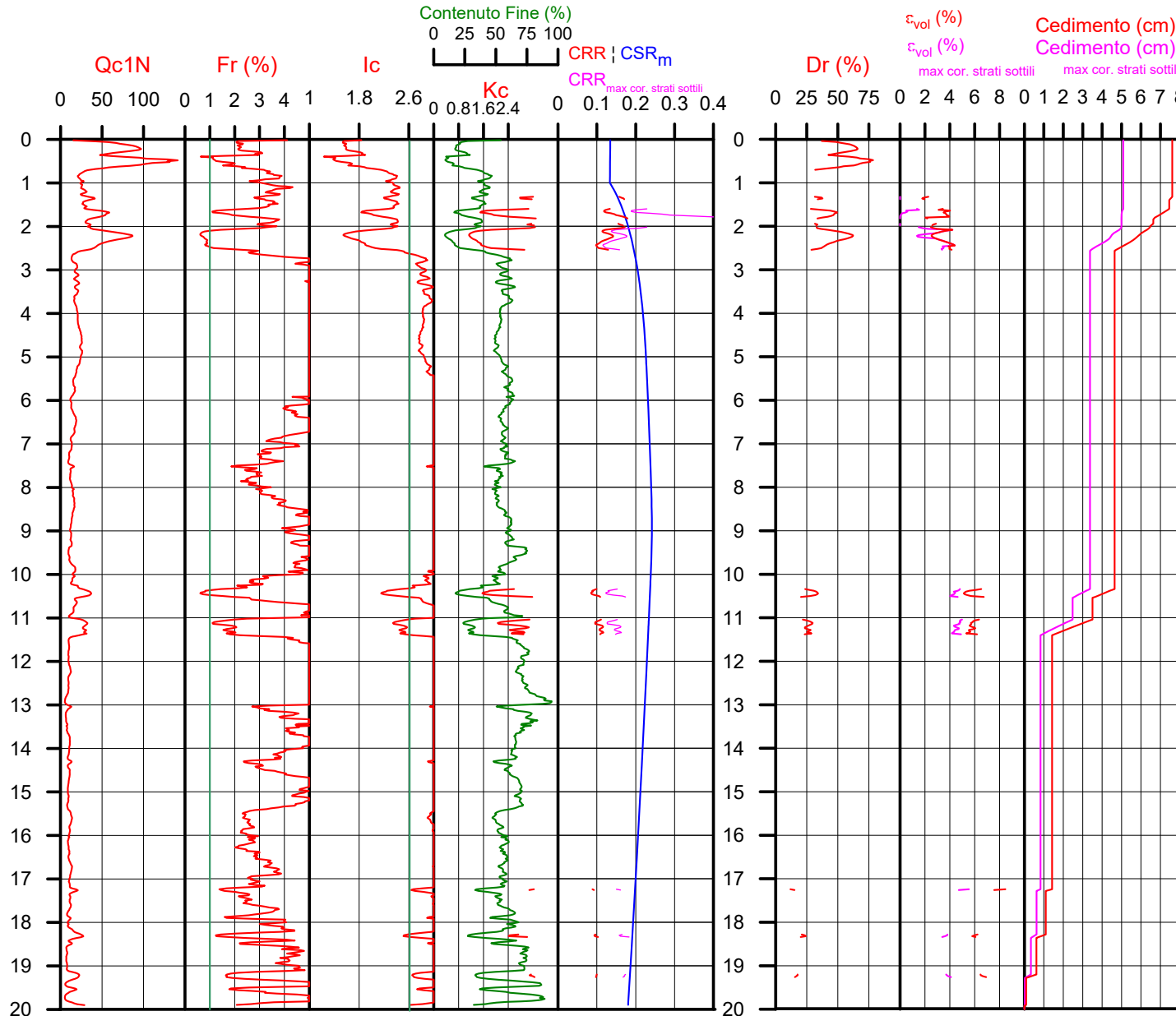
NTC 2018	
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 2.132
longitudine 11.933962°	
tipo di suolo	fattore amplificazione 1.387
	amax al p.c. (m/sec2) 2.957
amplificazione topografica 1.000	
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudine 6.140

DGR Emilia-Romagna 630 / 2019	
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 1.841
longitudine 11.933962°	
Suolo di riferimento Pianura 3	fattore amplificazione 1.500
amplificazione topografica 1.000	amax al p.c. (m/sec2) 2.762
	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

VERIFICADI LIQUEFAZIONE SECONDO LE LINEE GUIDAAGI 2005

- * 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_{iq} = 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	8	52
Cedimento totale considerando strati sottili	5	30

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 Fsl_{iq} e la profondità.

INDICE I _L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE AGI 2005	POTENZIALE DI ROTTURA
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili
3.6	2.0
IL ≤ 5	
BASSO	
5 < IL ≤ 15	
ELEVATO	
IL > 15	
ESTREMAMENTE ELEVATO	

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

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fsl_{iq} e la profondità.

INDICE I _L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)	POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili
3.6	2.0
IL ≤ 2	
BASSA	
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
8	6
%	
PPBI ≤ 15	
NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA	
15 < PPBI ≤ 35	
LIQUEFAZIONE IMPROBABILE	
35 < PPBI ≤ 65	
LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABLE	
65 < PPBI ≤ 85	
LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABLE	
PPBI > 85	
LIQUEFAZIONE QUASI CERTA	

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 5-ott-21

CPT 5
 Falda presunta 1 metri

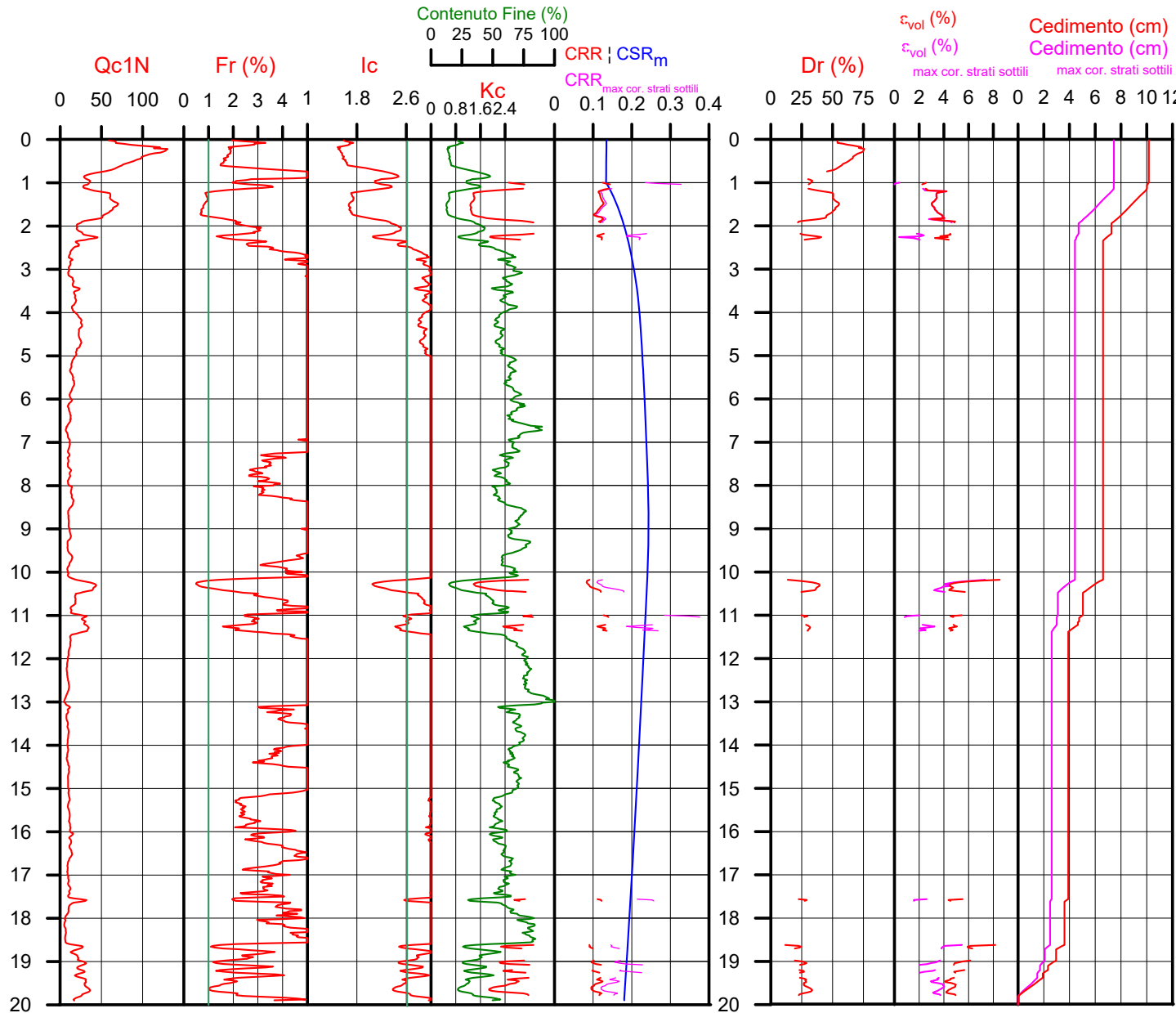
NTC 2018	
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 2.132
longitudine 11.933962°	
tipo di suolo	fattore amplificazione 1.387
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2) 2.957
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudine 6.140

DGR Emilia-Romagna 630 / 2019	
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 1.841
longitudine 11.933962°	
Suolo di riferimento Pianura 3	fattore amplificazione 1.500
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2) 2.762
	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

VERIFICADI LIQUEFAZIONE SECONDO LE LINEE GUIDAAGI 2005

- * 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: $F_{slq} = CRR / CSR_{6.14}$

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	10	80
Cedimento totale considerando strati sottili	7	72

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	
3.9	2.4	IL <= 5 BASSO
		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
3.9	2.4	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	
9	8	PPBI <= 15 NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		15 < PPBI <= 35 LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		35 < PPBI <= 65 LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABLE
		65 < PPBI <= 85 LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABLE
		PPBI > 85 LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 5-ott-21

CPT 6
 Falda presunta 1 metri

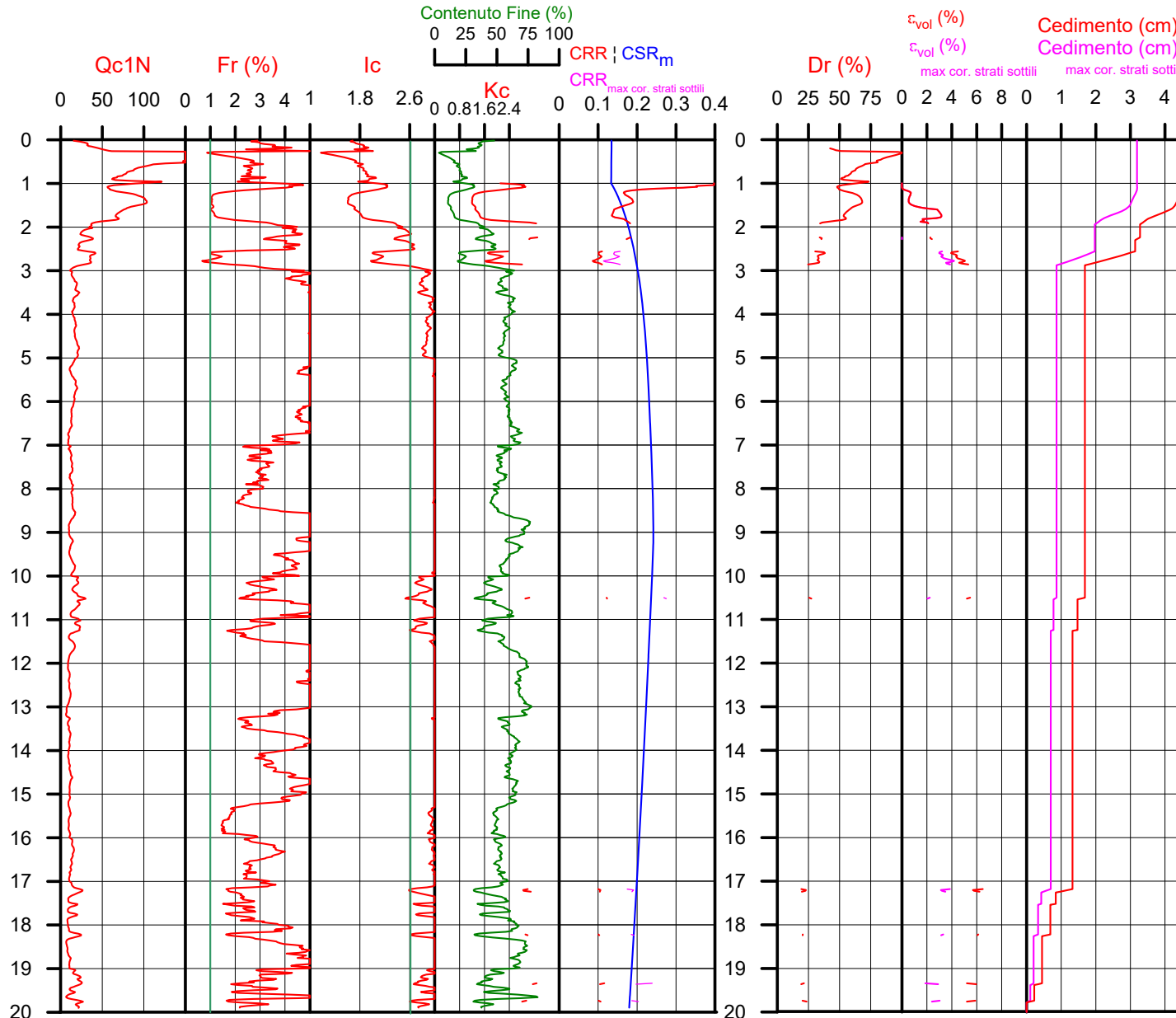
NTC 2018	
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 2.132
longitudine 11.933962°	
tipo di suolo	fattore amplificazione 1.387
	amax al p.c. (m/sec2) 2.957
amplificazione topografica 1.000	
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudine 6.140

DGR Emilia-Romagna 630 / 2019	
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 1.841
longitudine 11.933962°	
Suolo di riferimento Pianura 3	fattore amplificazione 1.500
amplificazione topografica 1.000	amax al p.c. (m/sec2) 2.762
	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

VERIFICADI LIQUEFAZIONE SECONDO LE LINEE GUIDAAGI 2005

- * 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_{iq} = 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	4	16
Cedimento totale considerando strati sottili	3	15

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 Fsl_{iq} e la profondità.

INDICE I _L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE AGI 2005		POTENZIALE DI ROTTURA
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	
2.0	1.2	IL <= 5 BASSO
		5 < IL <= 15 ELEVATO
		IL > 15 ESTREMAMENTE ELEVATO

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

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fsl_{iq} e la profondità.

INDICE I _L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)		POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	
2.0	1.2	IL <= 2 BASSA
		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	
7	6	PPBI <= 15 NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		15 < PPBI <= 35 LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		35 < PPBI <= 65 LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABLE
		65 < PPBI <= 85 LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABLE
		PPBI > 85 LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 5-ott-21

CPT 7
 Falda presunta 1 metri

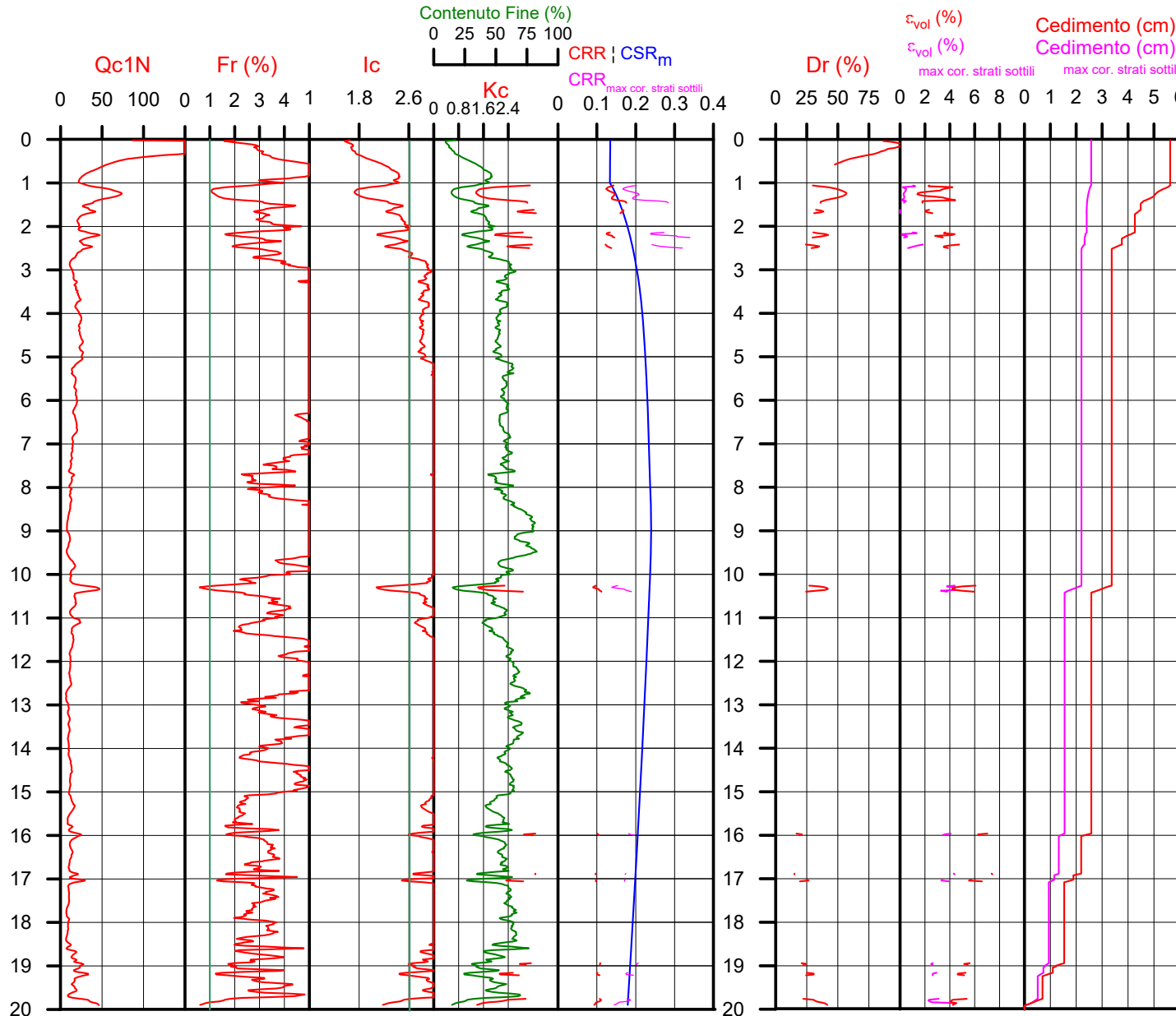
NTC 2018	
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 2.132
longitudine 11.933962°	
tipo di suolo	fattore amplificazione 1.387
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2) 2.957
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudine 6.140

DGR Emilia-Romagna 630 / 2019	
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 1.841
longitudine 11.933962°	
Suolo di riferimento Pianura 3	fattore amplificazione 1.500
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2) 2.762
	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

VERIFICADI LIQUEFAZIONE SECONDO LE LINEE GUIDAAGI 2005

- * 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	6	35
Cedimento totale considerando strati sottili	3	17

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	
1.5	0.3	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 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	
1.5	0.3	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	
5	2	PPbl <= 15 NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		15 < PPbl <= 35 LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		35 < PPbl <= 65 LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABLE
		65 < PPbl <= 85 LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABLE
		PPbl > 85 LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu S.R.L.
 Data 23/10/2018

CPT 1
 Falda presunta 1 metri

NTC 2018

latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2)	2.132
longitudine 11.933962°		
tipo di suolo	fattore amplificazione	1.387
	C	
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	2.957
1.000		
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudo	6.140

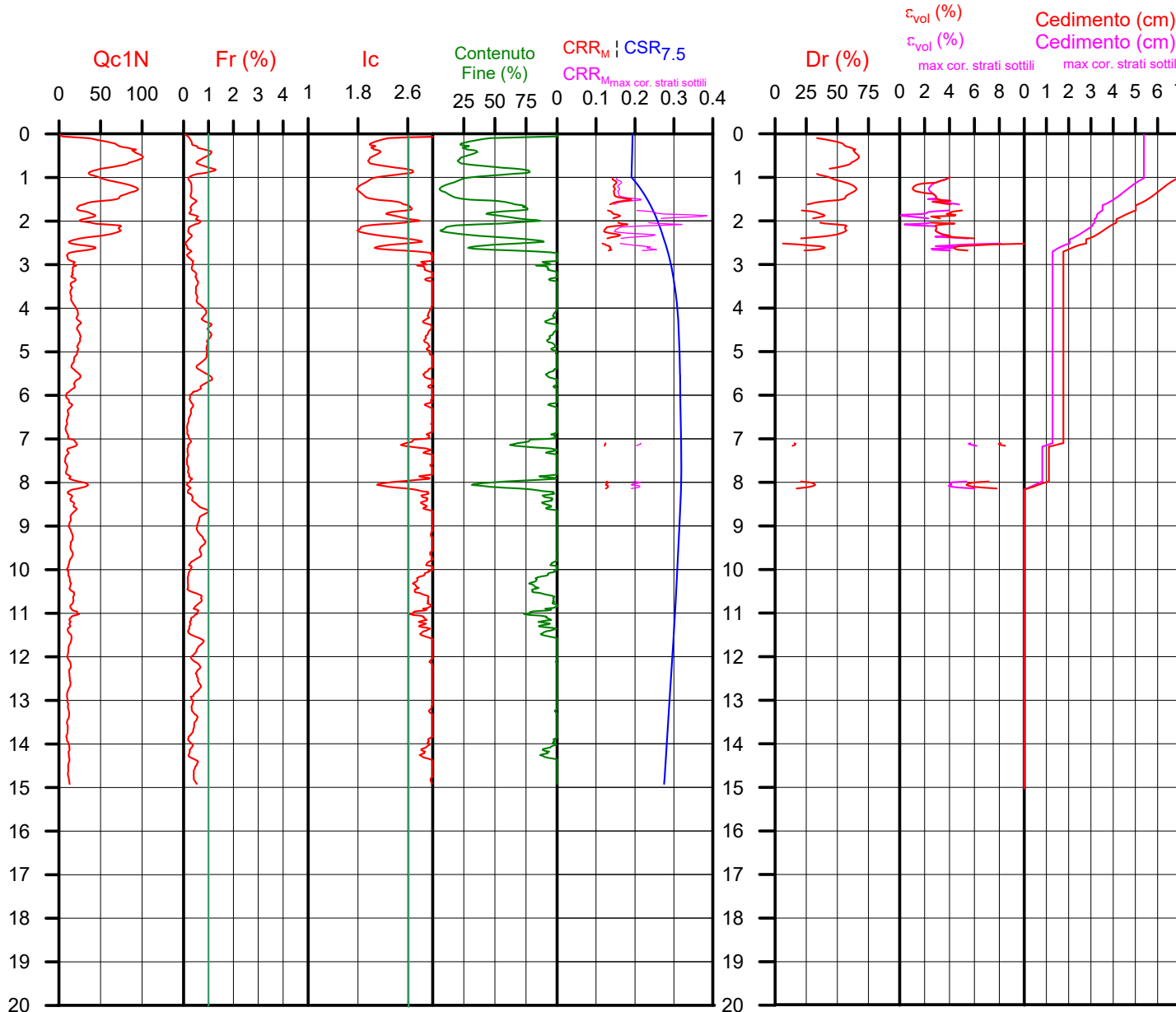
DGR Emilia-Romagna 630 / 2019

latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2)	1.841
longitudine 11.933962°		
Suolo di riferimento	fattore amplificazione	1.500
	Pianura 3	
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	2.762
1.000		
	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

VERIFICADI LIQUEFAZIONE SECONDO BOULANGER & IDRISSE 2014

- * 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 magnitudo 6.14) calcolato con
 - Qc1N secondo Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
 - Cont. 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: $F_{sliq} = CRR_{6.14} * K_s / CSR_{7.5}$**

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

Parametri utilizzati:

- * Densità Relativa D_r 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	80
Cedimento totale correzione strati sottili	5.4	55

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

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su F_{sliq} 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		
		$I_L \leq 2$	BASSA
		$2 < I_L \leq 5$	MODERATA
5.9	3.3	$5 < I_L \leq 15$	ELEVATA
		$I_L > 15$	MOLTO ALTA

PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPbl (FACCIOUSSO & VANNUCCHI 2009)

INDICE PPbl DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)			GUIDIZIO DI PERICOLISITA'
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
12	10	$PPbl \leq 15$	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 Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu S.R.L.
 Data 23-ott-18

CPT **2**
 Falda presunta 1 metri

NTC 2018

latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2)	2.132
longitudine 11.933962°		
tipo di suolo	fattore amplificazione	1.387
	C	
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	2.957
1.000		
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudo	6.140

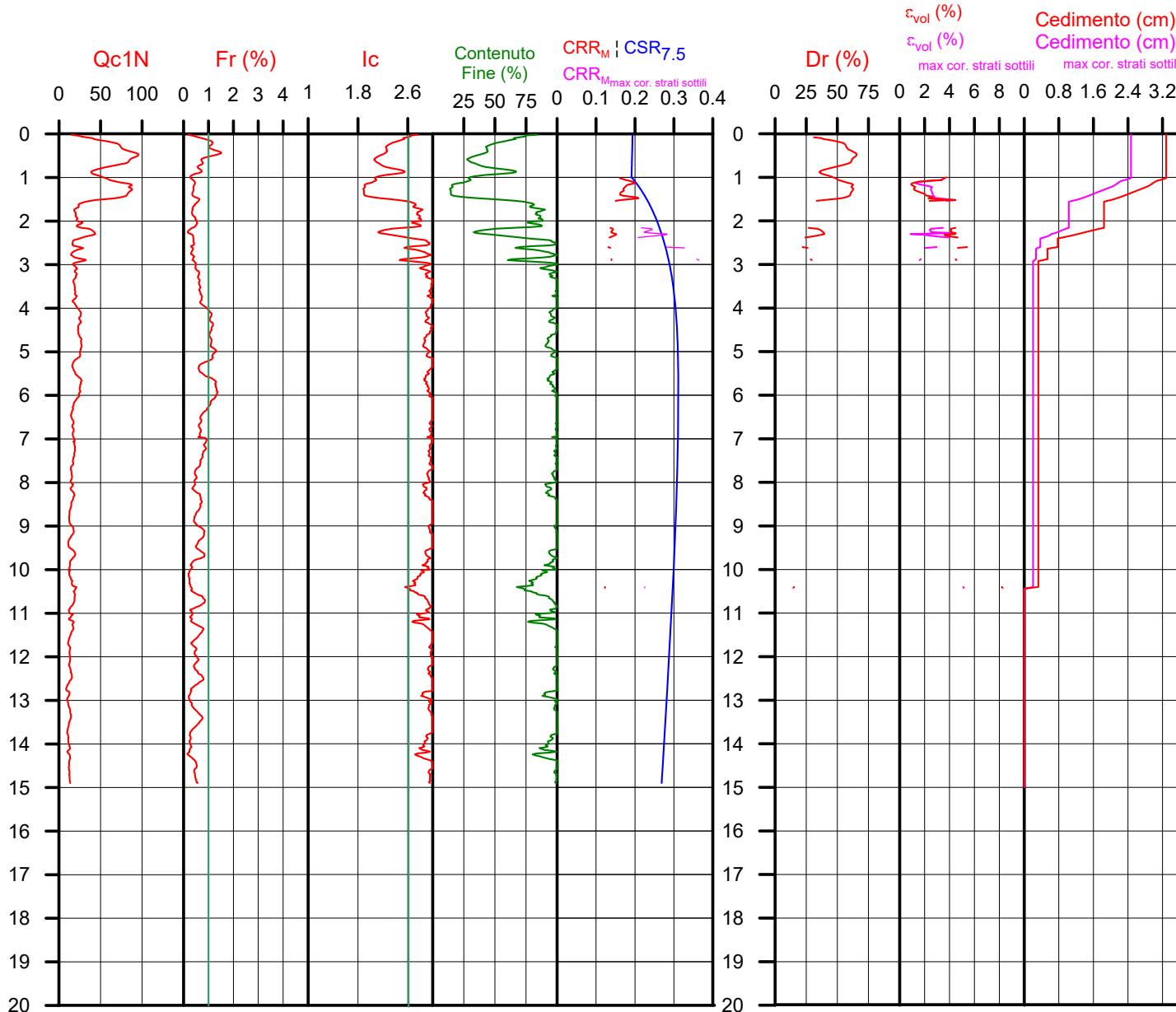
DGR Emilia-Romagna 630 / 2019

latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2)	1.841
longitudine 11.933962°		
Suolo di riferimento	fattore amplificazione	1.500
	Pianura 3	
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	2.762
1.000		
	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

VERIFICADI LIQUEFAZIONE SECONDO BOULANGER & IDRISSE 2014

- * 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 magnitudo 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 Kσ secondo Boulanger & Idriss 2014.
- * Applicazione di criteri di esclusione di liquefazione secondo Robertson & Wride 1998:
 - lc > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta.
- * **Fattore di sicurezza per liquefazione: Fslig = CRR6.14 * Ks / CSR7.5**

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	3.3	20
Cedimento totale correzione strati sottili	2.5	17

VALUTAZIONE DELL' INDICE I_l DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (SONMEZ 2005)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fslig 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	
	1.1	IL <= 2 BASSA
2.3		2 < IL <= 5 MODERATA
		5 < IL <= 15 ELEVATA
		IL > 15 MOLTO ALTA

PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPbl (FACCIOUSSO & VANNUCCHI 2009)

INDICE PPbl DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)			GIUDIZIO DI PERICOLISITA'
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
6	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 Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 5-ott-21

CPT 3
 Falda presunta 1 metri

NTC 2018

latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2)	2.132
longitudine 11.933962°		
tipo di suolo	fattore amplificazione	1.387
	C	
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	2.957
1.000		
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudo	6.140

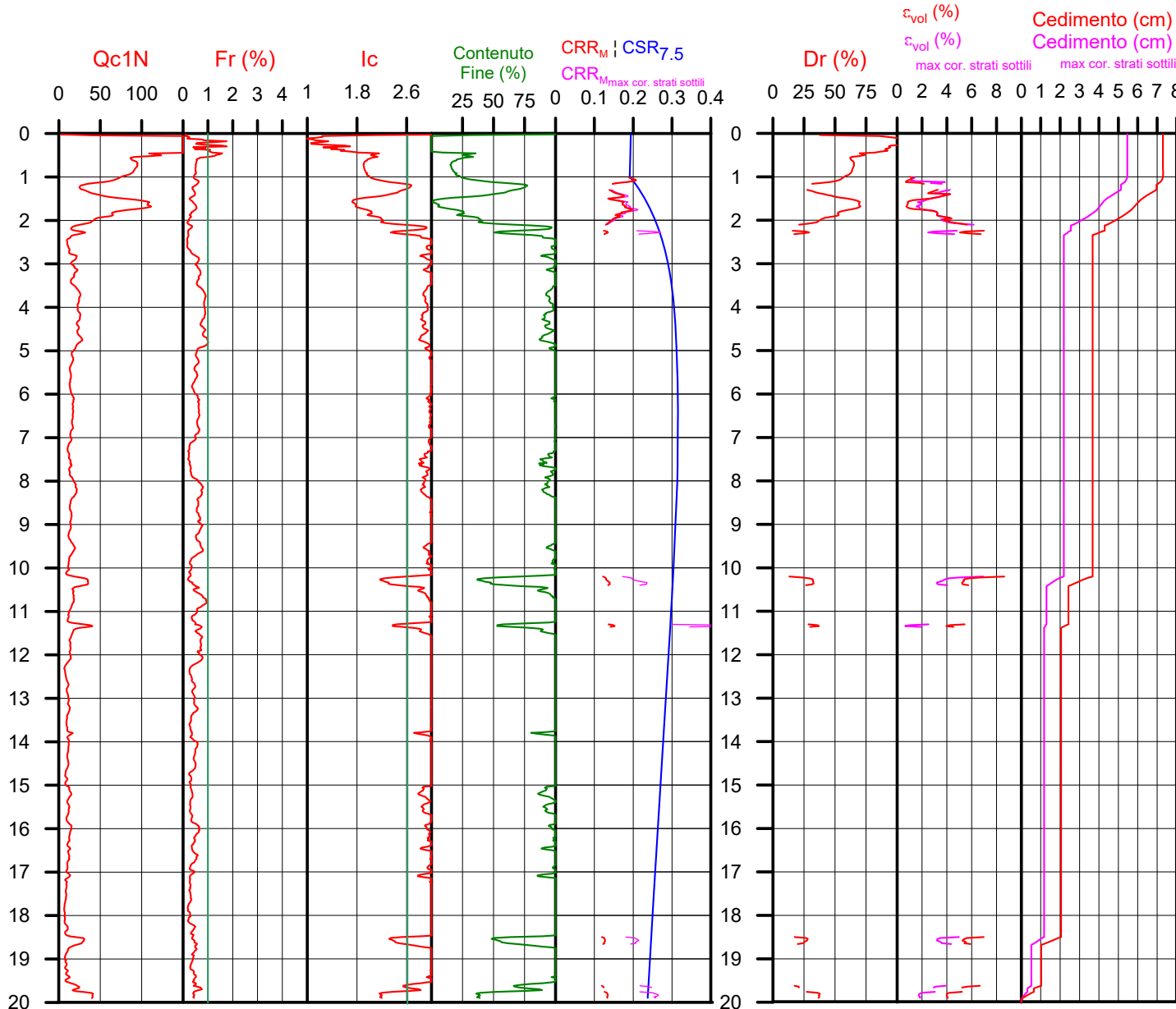
DGR Emilia-Romagna 630 / 2019

latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2)	1.841
longitudine 11.933962°		
Suolo di riferimento	fattore amplificazione	1.500
	Pianura 3	
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	2.762
1.000		
	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

VERIFICADI LIQUEFAZIONE SECONDO BOULANGER & IDRISSE 2014

- * 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 magnitudo 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:
 - lc > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta.
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: $F_{sliq} = CRR_{6.14} * K_s / CSR_{7.5}$

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	7.3	46
Cedimento totale correzione strati sottili	5.5	40

VALUTAZIONE DELL' INDICE I_L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (SONMEZ 2005)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su F_{sliq} 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
3.9	2.8	2 < IL <= 5 MODERATA
		5 < IL <= 15 ELEVATA
		IL > 15 MOLTO ALTA

PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPbl (FACCIOUSSO & VANNUCCHI 2009)

INDICE PPbl DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)			GIUDIZIO DI PERICOLISITA'
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
9	8	PPbl <= 15	NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		15 < PPbl <= 35	LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		35 < PPbl <= 65	LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABLE
		65 < PPbl <= 85	LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABLE
		PPbl > 85	LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 5-ott-21

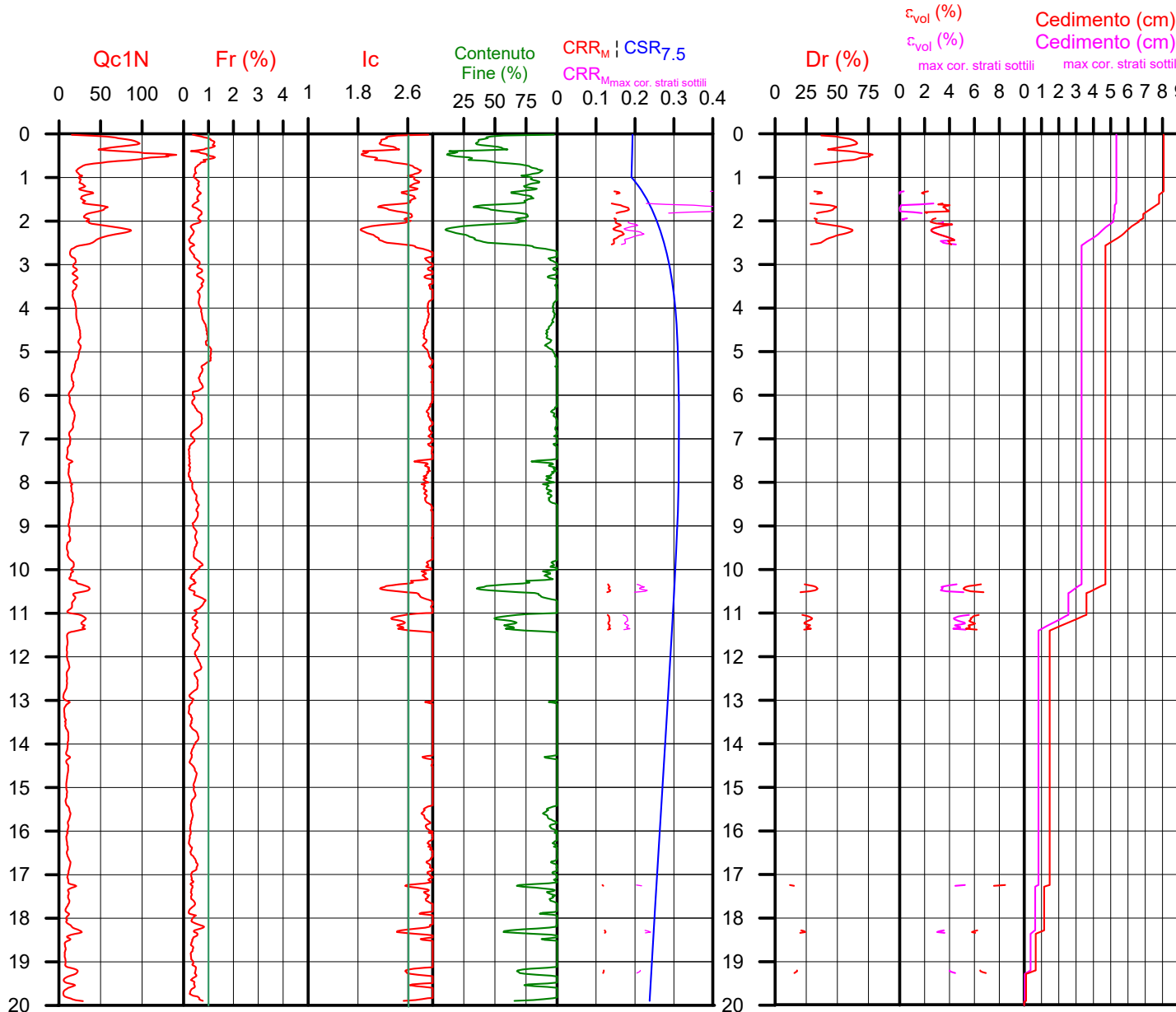
CPT 4
 Falda presunta 1 metri

NTC 2018		DGR Emilia-Romagna 630 / 2019	
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 2.132	latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 1.841
longitudine 11.933962°		longitudine 11.933962°	
tipo di suolo	fattore amplificazione	Suolo di riferimento	fattore amplificazione
	C	Pianura 3	1.500
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2) 2.957	amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2) 2.762
1.000		1.000	
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudo 6.140		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

VERIFICADI LIQUEFAZIONE SECONDO BOULANGER & IDRISSE 2014

- * 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 magnitudo 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 D_r 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	8.1	62
Cedimento totale correzione strati sottili	5.3	35

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	
		$I_L \leq 2$ BASSA
4.6	2.3	$2 < I_L \leq 5$ MODERATA
		$5 < I_L \leq 15$ ELEVATA
		$I_L > 15$ MOLTO ALTA

PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPbl (FACCIOUSSO & VANNUCCHI 2009)

INDICE PPbl DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)			GIUDIZIO DI PERICOLISITA'
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
9	6	$PPbl \leq 15$	NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		$15 < PPbl \leq 35$	LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		$35 < PPbl \leq 65$	LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABLE
		$65 < PPbl \leq 85$	LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABLE
		$PPbl > 85$	LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 5-ott-21

CPT 5
 Falda presunta 1 metri

NTC 2018

latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2)	2.132
longitudine 11.933962°		
tipo di suolo	fattore amplificazione	1.387
	C	
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	2.957
1.000		
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudo	6.140

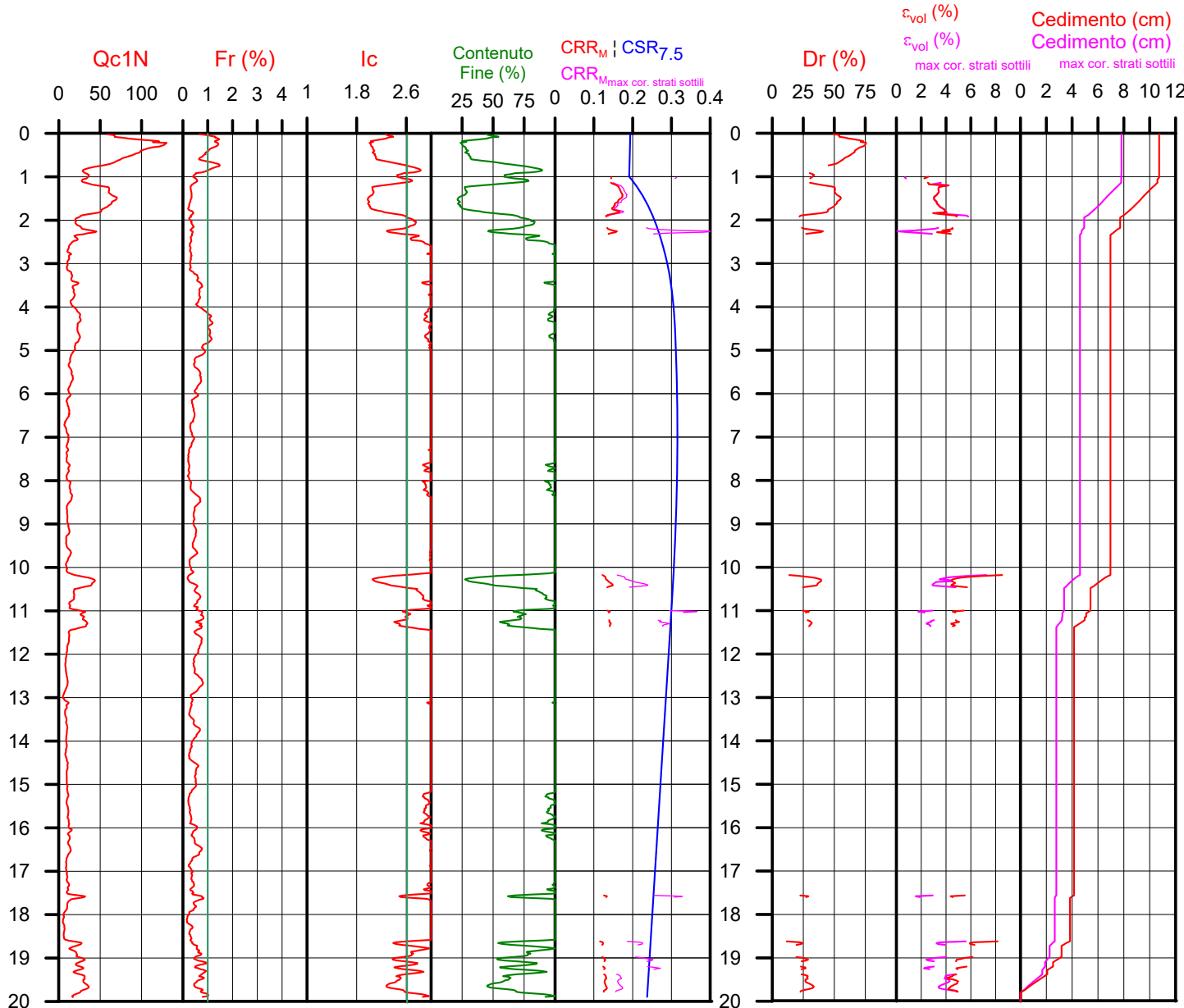
DGR Emilia-Romagna 630 / 2019

latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2)	1.841
longitudine 11.933962°		
Suolo di riferimento	fattore amplificazione	1.500
	Pianura 3	
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	2.762
1.000		
	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

VERIFICADI LIQUEFAZIONE SECONDO BOULANGER & IDRISSE 2014

- * 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 magnitudo 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:
 - lc > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta.
- * **Fattore di sicurezza per liquefazione: Fslig = CRR6.14 * Ks / CSR7.5**

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	10.7	81
Cedimento totale correzione strati sottili	7.8	82

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

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fslig 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
4.5	2.6	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)			GIUDIZIO DI PERICOLISITA'
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
10	8	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 Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 5-ott-21

CPT 6
 Falda presunta 1 metri

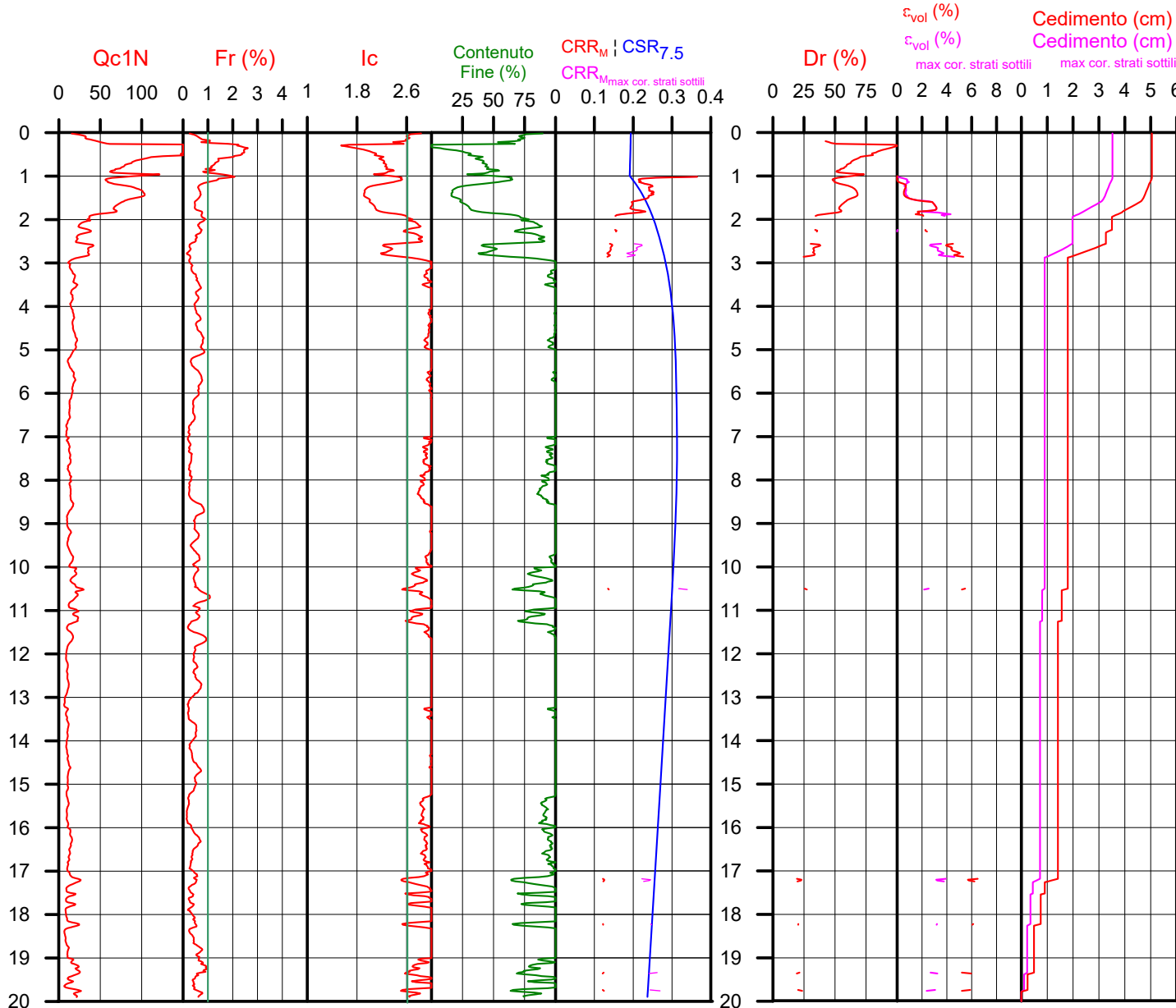
NTC 2018	
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 2.132
longitudine 11.933962°	
tipo di suolo	fattore amplificazione C 1.387
amplificazione topografica 1.000	amax al p.c. (m/sec2) 2.957
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudo 6.140

DGR Emilia-Romagna 630 / 2019	
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 1.841
longitudine 11.933962°	
Suolo di riferimento Pianura 3	fattore amplificazione 1.500
amplificazione topografica 1.000	amax al p.c. (m/sec2) 2.762
	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

VERIFICADI LIQUEFAZIONE SECONDO BOULANGER & IDRISSE 2014

- * 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 magnitudo 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:
 - lc > 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	5.0	21
Cedimento totale correzione strati sottili	3.5	19

VALUTAZIONE DELL' INDICE I_L DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (SONMEZ 2005)

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
2.5		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)			GIUDIZIO DI PERICOLISITA'
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
8	7	PPbl <= 15	NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		15 < PPbl <= 35	LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		35 < PPbl <= 65	LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABLE
		65 < PPbl <= 85	LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABLE
		PPbl > 85	LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 5-ott-21

CPT 7
 Falda presunta 1 metri

NTC 2018

latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2)	2.132
longitudine 11.933962°		
tipo di suolo	fattore amplificazione	1.387
	C	
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	2.957
1.000		
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudo	6.140

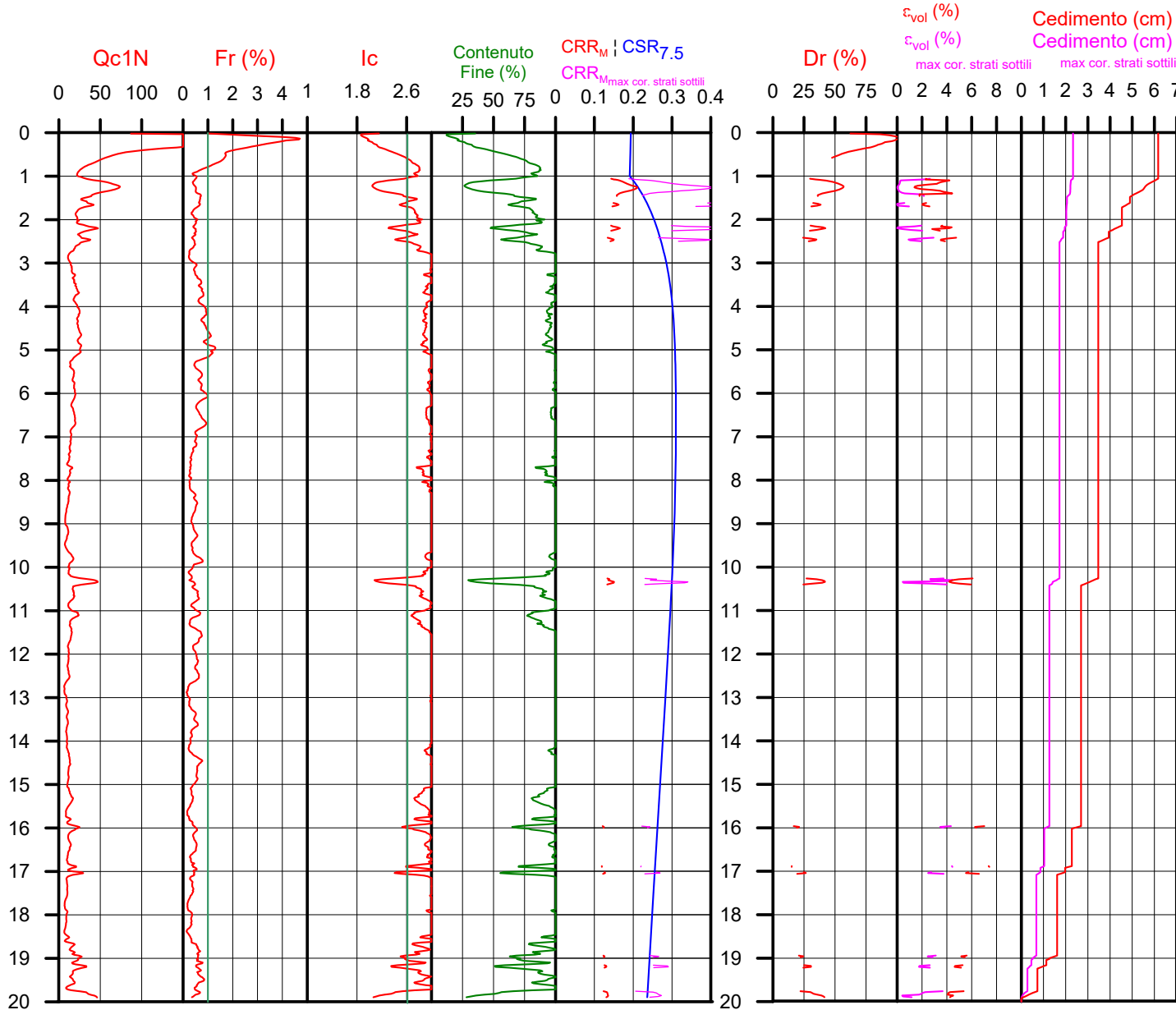
DGR Emilia-Romagna 630 / 2019

latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2)	1.841
longitudine 11.933962°		
Suolo di riferimento	fattore amplificazione	1.500
	Pianura 3	
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2)	2.762
1.000		
	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

VERIFICADI LIQUEFAZIONE SECONDO BOULANGER & IDRISSE 2014

- * 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 magnitudo 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 Kσ secondo Boulanger & Idriss 2014.
- * Applicazione di criteri di esclusione di liquefazione secondo Robertson & Wride 1998:
 - lc > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta.
- * **Fattore di sicurezza per liquefazione: Fslig = CRR6.14 * Ks / CSR7.5**

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	6.2	39
Cedimento totale correzione strati sottili	2.3	5

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

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fslig 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	
	0.1	IL <= 2 BASSA
2.5		2 < IL <= 5 MODERATA
		5 < IL <= 15 ELEVATA
		IL > 15 MOLTO ALTA

PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPbl (FACCIOUSSO & VANNUCCHI 2009)

INDICE PPbl DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)			GIUDIZIO DI PERICOLISITA'
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	
6	2	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 Lugo
Via Via Provinciale Cotignola
Localita' Lugo
Committente Ubuntu S.R.L.
Data 23/10/2018

CPT 1

Falda presunta 1 metri

NTC 2018

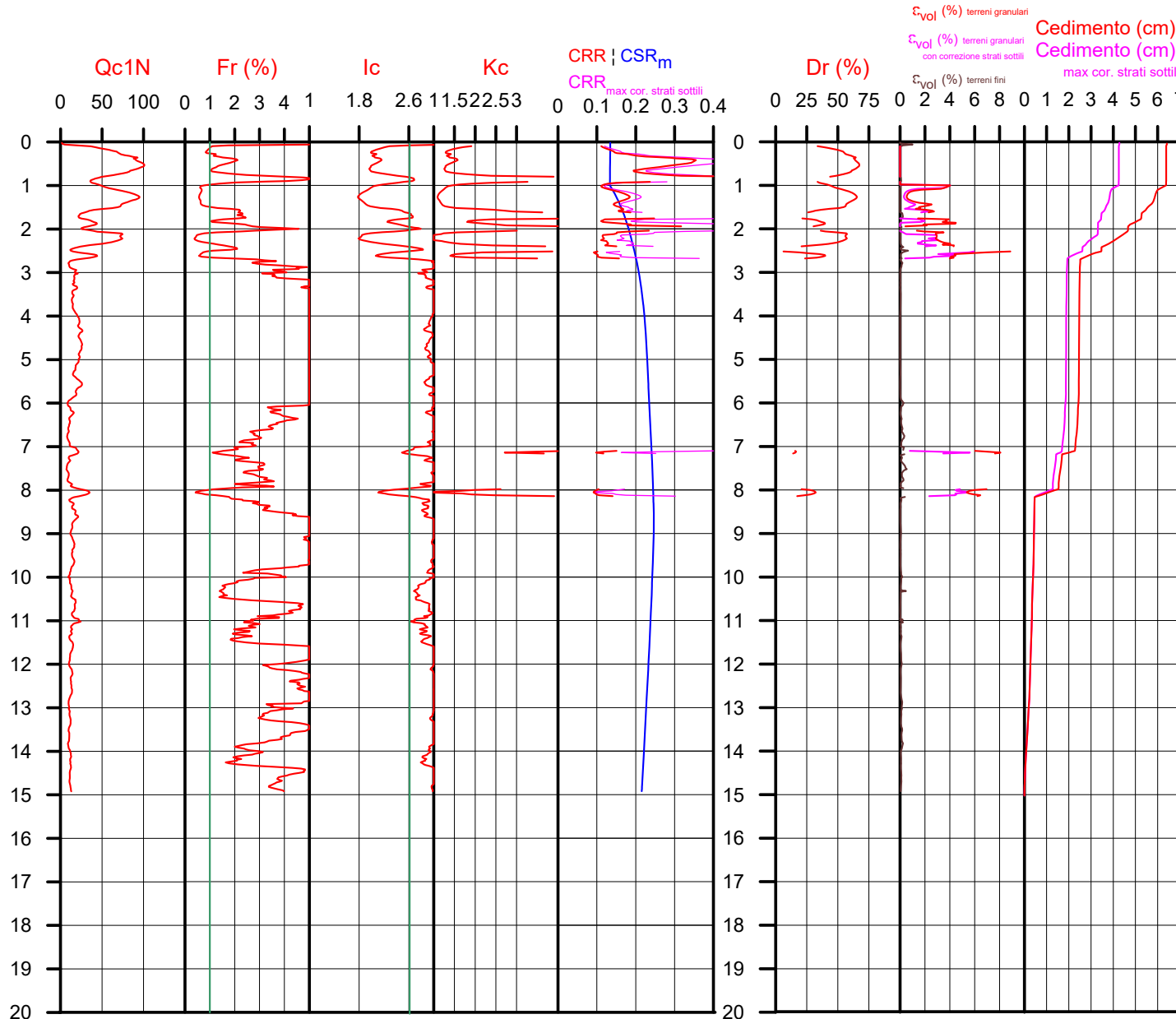
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec ²)	2.132	latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec ²)	1.841
longitudine 11.933962°	fattore amplificazione	1.387	longitudine 11.933962°	fattore amplificazione	1.500
tipo di suolo C	amax al p.c. (m/sec ²)	2.957	Suolo di riferimento Pianura 3	amax al p.c. (m/sec ²)	2.762
amplificazione topografica 1.000	magnitudo	6.140	amplificazione topografica 1.000	magnitudo	6.140
S. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA					

DGR Emilia-Romagna 630 / 2019



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

- * 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 Idriss & Boulanger 2004
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1Ncs per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: $F_{slq} = CRR / CSR$

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	5	47
Cedimento considerando strati sottili	3	17

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	6
Cedimento considerando strati sottili	1	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 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		
	1.0	IL ≤ 2	BASSO
4.8		2 < IL ≤ 5	MODERATO
		5 < IL ≤ 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu S.R.L.
 Data 23-ott-18

CPT 2

Falda presunta 1 metri

NTC 2018

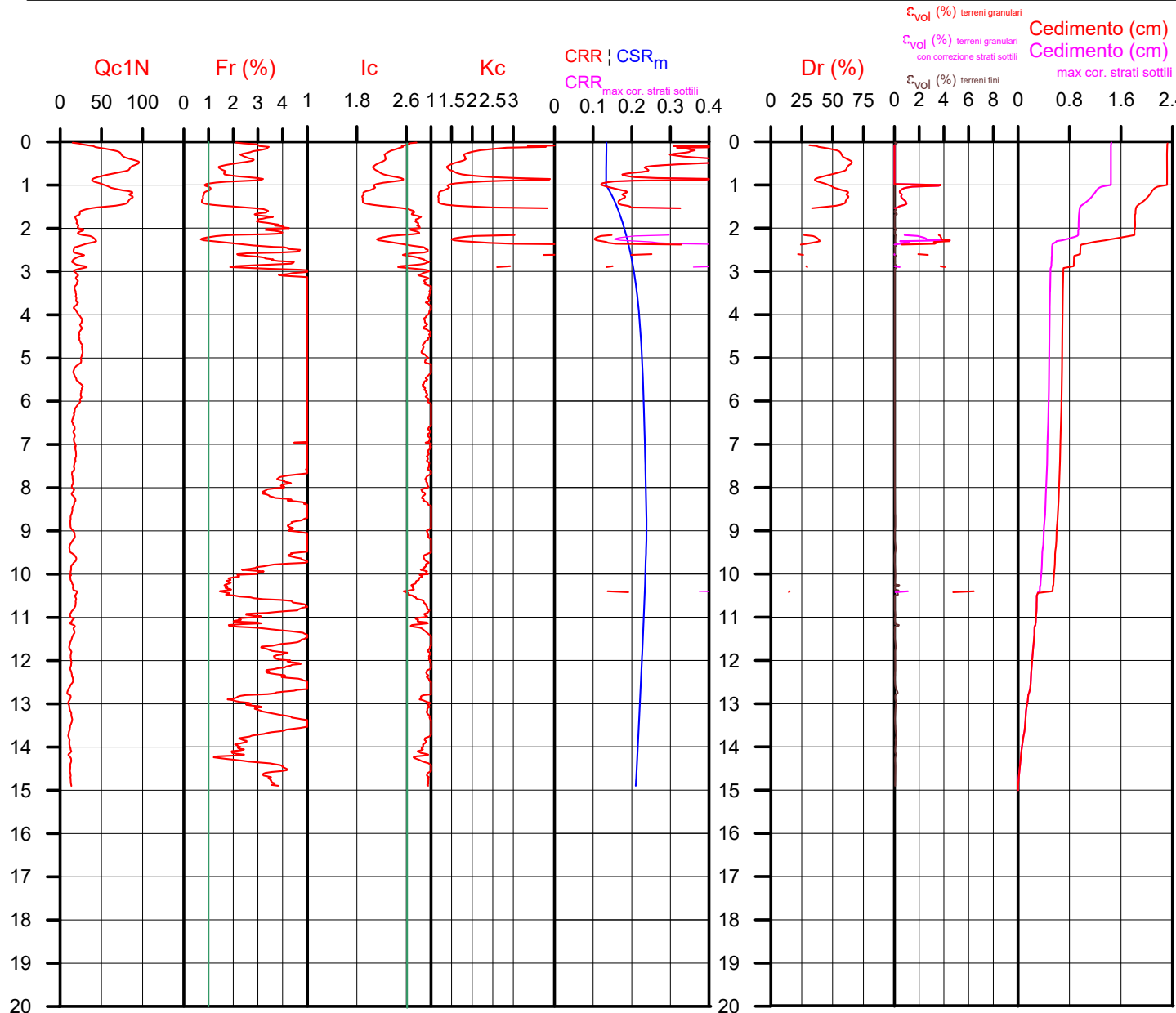
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec ²)	2.132	latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec ²)	1.841
longitudine 11.933962°	fattore amplificazione	1.387	longitudine 11.933962°	fattore amplificazione	1.500
tipo di suolo C	amax al p.c. (m/sec ²)	2.957	Suolo di riferimento Pianura 3	amax al p.c. (m/sec ²)	2.762
amplificazione topografica 1.000	magnitudo	6.140	amplificazione topografica 1.000	magnitudo	6.140

DGR Emilia-Romagna 630 / 2019



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

- * 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 Idriss & Boulanger 2004
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1N_{cs} per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: $F_{slq} = CRR / CSR$

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	2	9
Cedimento considerando strati sottili	1	6

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	2
Cedimento considerando strati sottili	1	1

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 F_{slq} 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		
	0.1	IL ≤ 2	BASSO
2.2		2 < IL ≤ 5	MODERATO
		5 < IL ≤ 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

Comune Lugo
Via Via Provinciale Cotignola
Localita' Lugo
Committente Ubuntu s.r.l.
Data 5-ott-21

CPT 3

Falda presunta 1 metri

NTC 2018

latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 2.132	latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 1.841
longitudine 11.933962°	fattore amplificazione 1.387	longitudine 11.933962°	fattore amplificazione 1.500
tipo di suolo C	amax al p.c. (m/sec2) 2.957	Suolo di riferimento Pianura 3	amax al p.c. (m/sec2) 2.762
amplificazione topografica 1.000	magnitudo 6.140	amplificazione topografica 1.000	magnitudo 6.140
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA			

DGR Emilia-Romagna 630 / 2019

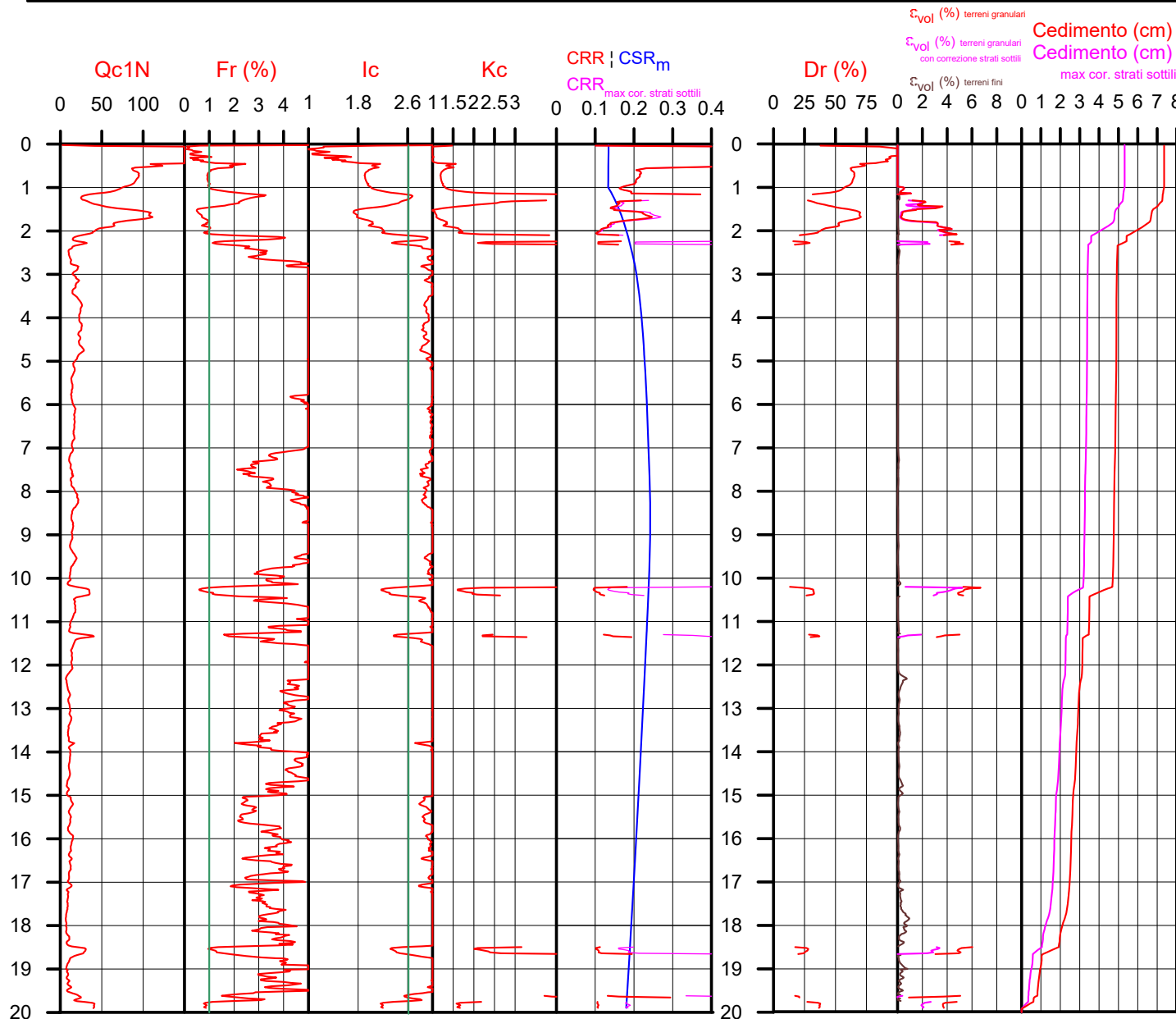


Società di Geologia Territoriale

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

- * 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 Idriss & Boulanger 2004
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1Ncs per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: $F_{slq} = CRR / CSR$

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	6	25
Cedimento considerando strati sottili	4	24

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	2	7
Cedimento considerando strati sottili	2	5

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	IL <= 2	BASSO
2.6	1.1	2 < IL <= 5	MODERATO
		5 < IL <= 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

Comune Lugo
Via Via Provinciale Cotignola
Localita' Lugo
Committente Ubuntu s.r.l.
Data 5-ott-21

CPT 4

Falda presunta 1 metri

NTC 2018

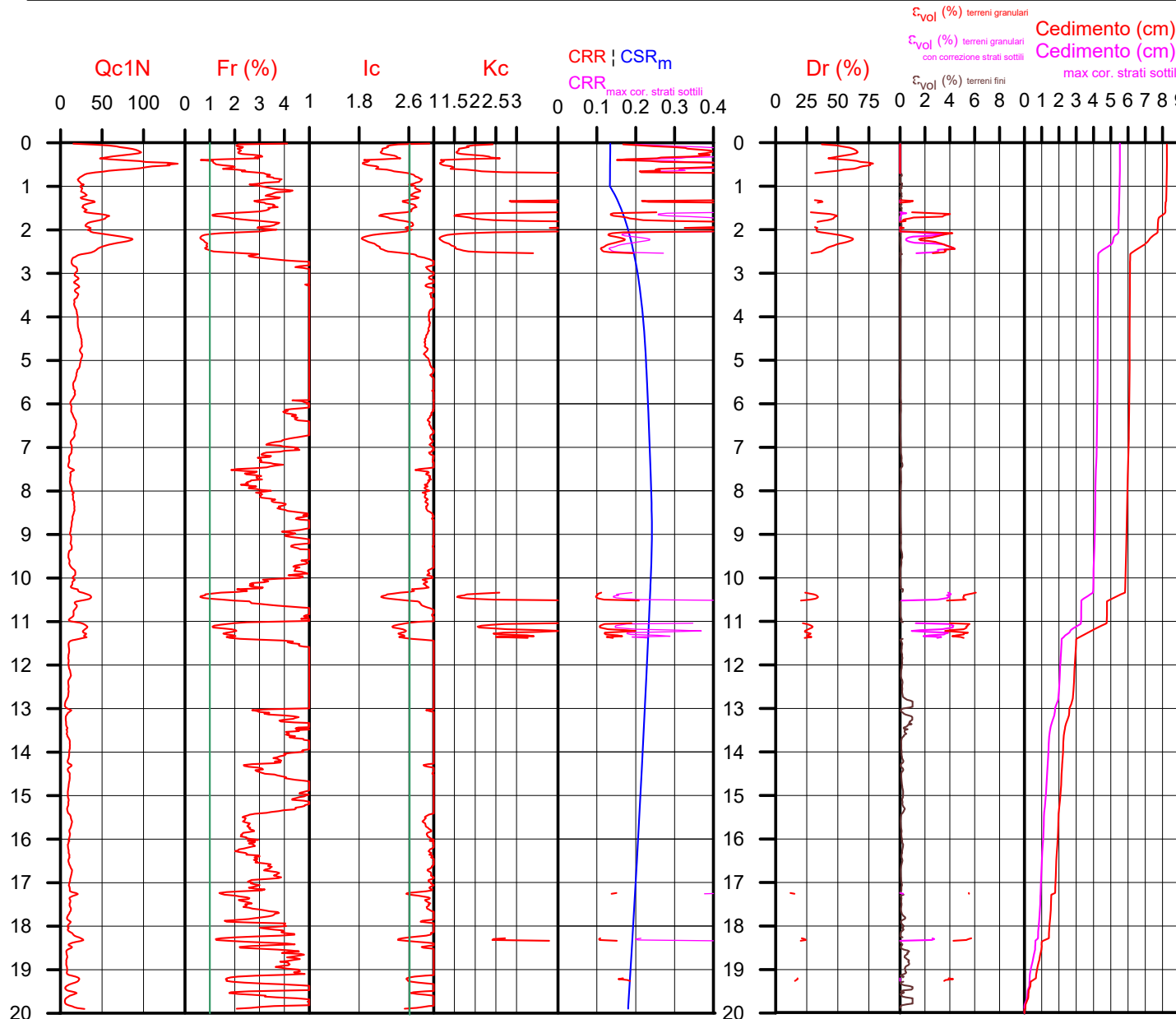
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 2.132	latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 1.841
longitudine 11.933962°	fattore amplificazione 1.387	longitudine 11.933962°	fattore amplificazione 1.500
tipo di suolo C	amax al p.c. (m/sec2) 2.957	Suolo di riferimento Pianura 3	amax al p.c. (m/sec2) 2.762
amplificazione topografica 1.000	magnitudo 6.140	amplificazione topografica 1.000	magnitudo 6.140

DGR Emilia-Romagna 630 / 2019



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

- * 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 Idriss & Boulanger 2004
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1N_{cs} per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: Fsl_{iq} = 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	6	37
Cedimento considerando strati sottili	3	18

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	2	8
Cedimento considerando strati sottili	2	6

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 Fsl_{iq} 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	IL <= 2	BASSO
4.5	1.0	2 < IL <= 5	MODERATO
		5 < IL <= 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 5-ott-21

CPT 5

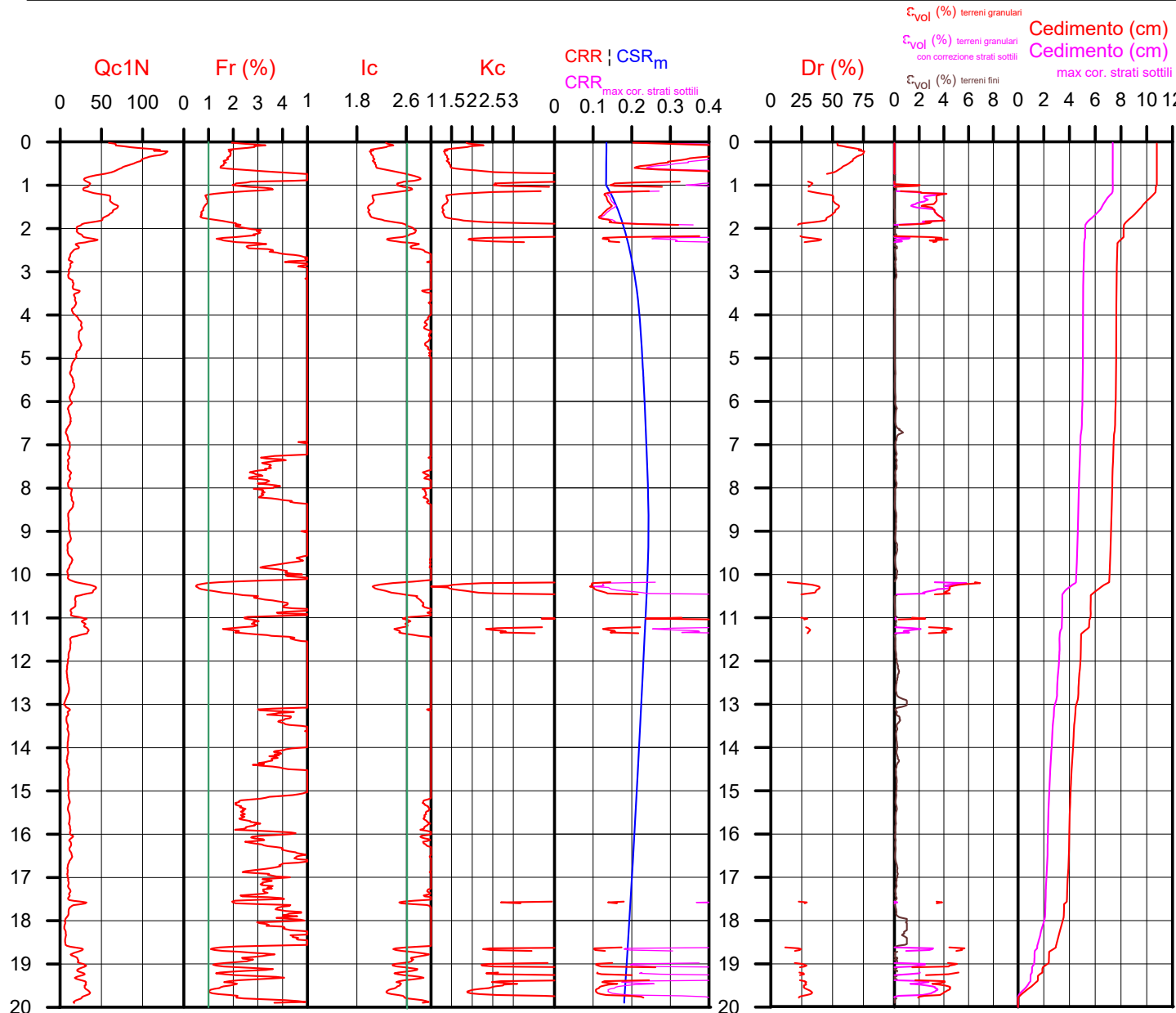
Falda presunta 1 metri

NTC 2018		DGR Emilia-Romagna 630 / 2019	
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 2.132	latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec2) 1.841
longitudine 11.933962°	fattore amplificazione 1.387	longitudine 11.933962°	fattore amplificazione 1.500
tipo di suolo C	amax al p.c. (m/sec2) 2.957	Suolo di riferimento Pianura 3	amax al p.c. (m/sec2) 2.762
amplificazione topografica 1.000	magnitudo 6.140	amplificazione topografica 1.000	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

- * 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 Idriss & Boulanger 2004
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1Ncs per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: $F_{slq} = CRR / CSR$

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	8	64
Cedimento considerando strati sottili	5	55

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	3	11
Cedimento considerando strati sottili	3	7

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		
	1.1	IL ≤ 2	BASSO
4.0		2 < IL ≤ 5	MODERATO
		5 < IL ≤ 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

Comune Lugo
Via Via Provinciale Cotignola
Localita' Lugo
Committente Ubuntu s.r.l.
Data 5-ott-21

CPT 6

Falda presunta 1 metri

NTC 2018

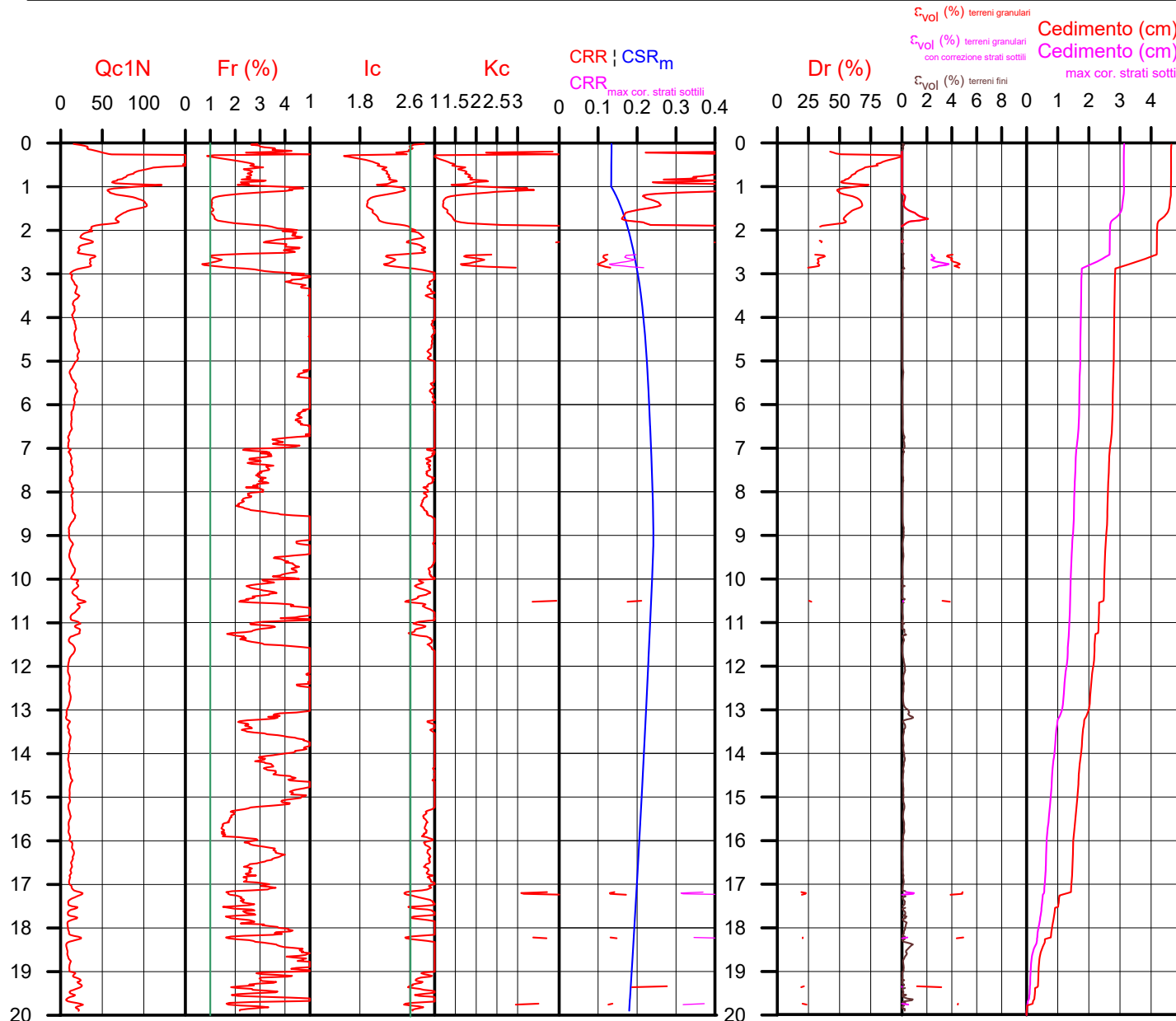
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec ²)	2.132	latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec ²)	1.841
longitudine 11.933962°	fattore amplificazione	1.387	longitudine 11.933962°	fattore amplificazione	1.500
tipo di suolo C	amax al p.c. (m/sec ²)	2.957	Suolo di riferimento Pianura 3	amax al p.c. (m/sec ²)	2.762
amplificazione topografica 1.000	magnitudo	6.140	amplificazione topografica 1.000	magnitudo	6.140
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA					

DGR Emilia-Romagna 630 / 2019



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

- * 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 Idriss & Boulanger 2004
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1N_{cs} 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	5
Cedimento considerando strati sottili	1	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	2	5
Cedimento considerando strati sottili	2	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 F_{slq} 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		
	0.4	IL ≤ 2	BASSO
2.9		2 < IL ≤ 5	MODERATO
		5 < IL ≤ 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 5-ott-21

CPT 7

Falda presunta 1 metri

NTC 2018

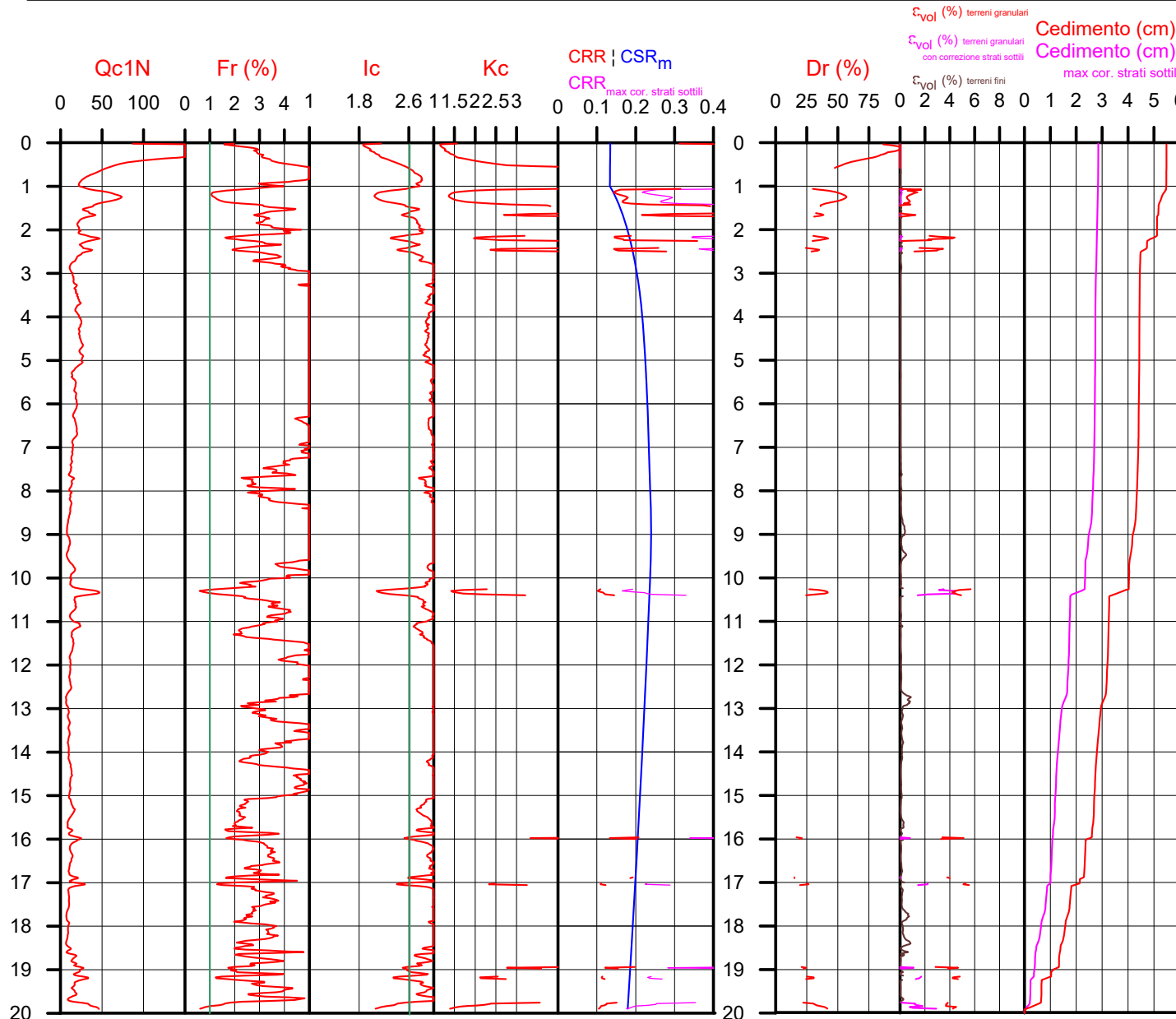
latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec ²)	2.132	latitudine 44.415068°	amax substrato (m/sec ²)	1.841
longitudine 11.933962°	fattore amplificazione	1.387	longitudine 11.933962°	fattore amplificazione	1.500
tipo di suolo C	amax al p.c. (m/sec ²)	2.957	Suolo di riferimento Pianura 3	amax al p.c. (m/sec ²)	2.762
amplificazione topografica 1.000	magnitudo	6.140	amplificazione topografica 1.000	magnitudo	6.140
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA					

DGR Emilia-Romagna 630 / 2019



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

- * 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 Idriss & Boulanger 2004
 - Fattore Kh per la correzione di Qc1Ncs per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- * Fattore di sicurezza per liquefazione: $F_{slq} = CRR / CSR$

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	22
Cedimento considerando strati sottili	1	7

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	2	5
Cedimento considerando strati sottili	2	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		
	0.1	IL ≤ 2	BASSO
2.3		2 < IL ≤ 5	MODERATO
		5 < IL ≤ 15	ELEVATO
		IL > 15	ESTREMAMENTE ELEVATO

Collasso per carico limite dell'insieme “fondazione-terreno” – approccio 2

VALUTAZIONE DELLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) – DEFORMAZIONI IRREVERSIBILI

Fondazione capannone

- a plinti con dimensioni equivalenti
rispettivamente di circa
 - o 4.3x4.3 m,
 - o 3.7x3.7 m,
 - o 2.8x2.8 m,

con incastro terreno-fondazione di almeno 2.0 m;

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.

$N_{lim} = sc * ic * bc * gc * dc * Nc * c_d + sq * iq * bq * gq * dq * Nq * g1' * D + 0.5 * rg * sg * ig * bg * gg * dg * Ng * B * g2'$		=	589 kPa	
in cui:				
Nc	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	5.14	$Nc = (Nq - 1) * \cotan\phi'$
Nq	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	1.00	$Nq = \tan^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \tan\phi')}$
Ng	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	0.00	$Ng = 1.5 * (Nq - 1) * \tan\phi'$
ϕ'_k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	0.0 °	= 0.00 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	=	75 kPa	= 0.75 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	profondita di posa della fondazione	=	2.00 m	
Nk	carico verticale caratteristico	=	1024 kN	= 10.24 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	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	=	4.30 m	
L_R	lunghezza della fondazione	=	4.30 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	4.30 m	$B = B_R - 2 * e_b$
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	4.30 m	$L = L_R - 2 * e_l$
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.16	$1 + (B/L) * (Nq/Nc)$
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.00	$1 + (B/L) * \sin(\phi')$
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.68	$1 - 0.4 * (B/L) \geq 0.6$
θ	inclinazione del carico	=	0.00 °	$\atan(Tk/Nk)$
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	=	0.00	$(1 - \theta / \phi) * 2 : 0 \text{ se } \phi = 0 \text{ o } \phi < \theta$
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	$bq - ((1 - bq) / (Nc * \tan\phi'))$
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	$gq - ((1 - gq) / (Nc * \tan\phi'))$
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	=	1.23	per $D/B \leq 1$; $dc = 1 + 0.4 * (D/B)$
dq	fattore di profondita	=	1.00	per $D/B > 1$; $dc = 1 + 0.4 * \atan(D/B)$
dg	fattore di profondita	=	1.00	per $D/B \leq 1$; $dq = 1 + 2 * \tan^2(1 - \text{sen}\beta) * 2 * (D/B)$
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.94	per $D/B > 1$; $dq = 1 + 2 * \tan^2(1 - \text{sen}\beta) * 2 * (D/B) * \atan(D/B)$ 1.00 per definizione
				1.00 per definizione
				J.E. Bowles, 1988
In caso di un substrato roccioso il valore del carico N_{lim} va ridotto in funzione del RQD:				
N_{lim}'	$N_{lim} * RQD^2$	=	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	$N_{lim} / 2.3$	=	256 kPa	= 2.56 daN/cm ² = 25.6 ton/mq

Controllo della validita dell'eccentricita; e/B o $L \leq 0.16$	
e_b / B	0.00
e_l / L	0.00
	Brinch-Hansen, 1970
	Brinch-Hansen, 1970

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

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

$T_{lim} = ca_d * mc\% + (Nk * \tan(\delta'_d) * mm\%) / A_{FONDAZIONI}$		=	53 kPa	
in cui:				
ca_d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	80 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	=	0.0	$\phi_k * mm$
$\tan(\delta'_d)$	tangente dell'angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.00	J.E. Bowles, 1988
mm%	fattore di riduzione per $\tan(\delta'_d)$	=	67%	
A_{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	18.49 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	$T_{lim} / 1.1$	=	48 kPa	= 0.48 daN/cm ² = 4.8 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'aggiungimento di alcuni fattori correttivi da altre autori.

$N_{lim} = zc \cdot sc \cdot ic \cdot bc \cdot gc \cdot dc \cdot Nc \cdot c_d + zq \cdot sq \cdot iq \cdot bq \cdot gq \cdot dq \cdot Nq \cdot g1' \cdot D + 0.5 \cdot zg \cdot rg \cdot sg \cdot ig \cdot bg \cdot gg \cdot dg \cdot Ng \cdot B \cdot g2'$		=	445 kPa	
in 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 interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	0.0 °	= 0.00 radians
tan(φ' _d)	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	=	75 kPa	= 0.75 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	profondità di posa della fondazione	=	2.00 m	
Nk	carico verticale caratteristico (incluso componente verticale dell'azione sismica E)	=	1024 kN	= 10.24 ton
Tk	carico orizzontale caratteristico (incluso componente orizzontale dell'azione sismica E)	=	205 kN	= 2.05 ton
M _B	momento nella direzione di B (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	1195 kN*m	= 11.95 ton*m
M _L	momento nella direzione di L (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	1195 kN*m	= 11.95 ton*m
e _B	eccentricità in larghezza B	=	0.43	e _B = M _B / N _k , α = 0.1*BR
e _L	eccentricità in lunghezza L	=	0.00	e _L = M _L / N _k , α = 0.1*LR
B _R	larghezza della fondazione reale	=	4.30 m	
L _R	lunghezza della fondazione	=	4.30 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	3.44 m	B = B _R - 2 * e _B
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	4.30 m	L = L _R - 2 * e _L
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.16	1 + (B/L) * (Nq/Nc)
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.00	1 + (B/L) * sin(φ')
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.68	1 - 0.4 * (B/L) >= 0.6
θ	inclinazione del carico	=	9.46 °	atan(Tk/Nk)
ic	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80	(1 - θ / 90) / 2
iq	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80	= 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'))
bq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	exp(-2 * ω * tanφ')
bg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	exp(-2.7 * ω * tanφ')
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'))
gq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	(1 - 0.5 * tanβ) / 5
gg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	gq
dc	fattore di profondità	=	1.23	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 * tanφ' * (1 - senφ') / 2 * (D/B)
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.94	per D/B > 1; dq = 1 + 2 * tanφ' * (1 - senφ') / 2 * (D/B) * atan(D/B)
kh	coefficiente sismico orizzontale per inerzia del terreno	=	0.083	1 - 0.25 * log(B/2) per B >= 2
kv	coefficiente sismico verticale per inerzia del terreno	=	0.041	J.E. Bowles, 1988
zc	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.96	tabella 7.11.1 del D.M. 14-01-2008
zq	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.73	kh / 2
zg	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.53	exp(-4.3 * kh * (1 + XX))

Controllo della validità dell'eccentricità, e / BR o LR <= 0.16	
e _B / BR	0.10
e _L / LR	0.00

Applicando suddetta formula generale di Brinch-Hansen assumendo i fattori riduttivi per l'azione inerziale del terreno in caso di sisma si calcola il carico limite N_{lim} in condizioni sismiche

N_{lim} = 445 kPa

In caso di un substrato roccioso il valore del carico N_{lim} va ridotto in funzione del RQD:

N_{lim}' = N_{lim} * RQD^{0.2} = 0 kPa

in RQD Rock Quality Designation (pezzi > 10cm per metro)

in RQD = 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 una resistenza di progetto

Rd = N_{lim} / 1.8 = 247 kPa = 2.47 daN/cmq = 24.7 ton/mq

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE T_{lim} ORIZZONTALE IN CONDIZIONI SISMICHE 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} = 53 kPa

in cui:

ca _d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	80 kPa	
mc%	fattore di riduzione per ca _d	=	0.66	J.E. Bowles, 1988
N _k statico	carico verticale caratteristico statico	=	1024 kN	
δ' _d	angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.0	φ _k * mm
tan(δ' _d)	tangente dell'angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.00	J.E. Bowles, 1988
mm%	fattore di riduzione per tan(δ' _d)	=	67%	
A _{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	14.79 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 L * B per fondazioni a platea 14.79

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 una resistenza di progetto

Rd = T_{lim} / 1.1 = 48 kPa = 0.48 daN/cmq = 4.8 ton/mq

VERIFICA DI FROHLICH

Si considera l'equazione di Frohlich che valuta il carico critico (Q_{crit}) per cui appaiono le prime zone plastiche.

Q_{crit} = pi.greco * c = 236 kPa (condizioni non drenate)

in cui:

N _{qcrit}	fattore critico dipendente da φ	=	0.00	N _{q crit} = π / (cotg(φ) - ((π/2) - φ))
c	coesione	=	75.00 kPa	(Frohlich)
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	=	2.00 m	

Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1 al carico limite Q_{crit} si ottiene un carico critico di progetto relativo ai primi fenomeni di plasticizzazione di

Q_{crit_d} = Q_{crit} / 1.0 = 236 kPa = 2.356 daN/cmq = 23.56 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.

$N_{lim} = sc * ic * bc * gc * dc * Nc * c_d + sq * iq * bq * gq * dq * Nq * g1' * D + 0.5 * rg * sg * ig * bg * gg * dg * Ng * B * g2'$		=	1513 kPa	
in cui:				
Nc	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	19.32	$Nc = (Nq - 1) * \cotan\phi'$
Nq	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	9.60	$Nq = \tan^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \tan\phi')}$
Ng	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	5.74	$Ng = 1.5 * (Nq - 1) * \tan\phi'$
ϕ'_k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	24.0 °	= 0.42 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	=	25 kPa	= 0.25 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	profondita di posa della fondazione	=	2.00 m	
Nk	carico verticale caratteristico	=	1024 kN	= 10.24 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	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	=	4.30 m	
L_R	lunghezza della fondazione	=	4.30 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	4.30 m	$B = B_R - 2 * e_b$
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	4.30 m	$L = L_R - 2 * e_l$
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.40	$1 + (B/L) * (Nq/Nc)$
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.33	$1 + (B/L) * \sin(\phi')$
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.68	$1 - 0.4 * (B/L) \geq 0.6$
θ	inclinazione del carico	=	0.00 °	$\atan(Tk/Nk)$
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	$bq - ((1 - bq) / (Nc * \tan\phi'))$
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	$gq - ((1 - gq) / (Nc * \tan\phi'))$
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	=	1.23	per $D/B \leq 1$; $dc = 1 + 0.4 * (D/B)$
dq	fattore di profondita	=	1.18	per $D/B > 1$; $dc = 1 + 0.4 * \atan(D/B)$
dg	fattore di profondita	=	1.00	per $D/B \leq 1$; $dq = 1 + 2 * \tan\phi' * (1 - \sin\phi') * 2 * (D/B)$
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.94	per $D/B > 1$; $dq = 1 + 2 * \tan\phi' * (1 - \sin\phi') * 2 * (D/B) * \atan(D/B)$ 1.00 per definizione
				1.00 per definizione
				J.E. Bowles, 1988
In caso di un substrato roccioso il valore del carico N_{lim} va ridotto in funzione del RQD:				
N_{lim}'	$N_{lim} * RQD^2$	=	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	$N_{lim} / 2.3$	=	658 kPa	= 6.58 daN/cm ² = 65.8 ton/mq

Controllo della validita dell'eccentricita; e/B o $L \leq 0.16$	
e_b / B	0.00
e_l / L	0.00
	Brinch-Hansen, 1970
	Brinch-Hansen, 1970

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

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

$T_{lim} = ca_d * mc\% + (Nk * \tan(\delta'_d) * mm\%) / A_{FONDAZIONI}$		=	18 kPa	
in cui:				
ca_d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	27 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	J.E. Bowles, 1988
mm%	fattore di riduzione per $\tan(\delta'_d)$	=	67%	
A_{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	18.49 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	$T_{lim} / 1.1$	=	16 kPa	= 0.162 daN/cm ² = 1.62 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.

$N_{lim} = zc \cdot sc \cdot ic \cdot bc \cdot gc \cdot dc \cdot Nc \cdot c_d + zq \cdot sq \cdot iq \cdot bq \cdot gq \cdot dq \cdot Nq \cdot g1 \cdot D + 0.5 \cdot zg \cdot rg \cdot sg \cdot ig \cdot bg \cdot gg \cdot dg \cdot Ng \cdot B \cdot g2'$		=	883 kPa	
in cui:				
Nc	fattore di capacità portante dipendente dal φ'	=	19.32	Nc = (Nq - 1) * cotanφ'
Nq	fattore di capacità portante dipendente dal φ'	=	9.60	Nq = tan ² (45 + φ/2) * e ^π (pi * tanφ')
Ng	fattore di capacità portante dipendente dal φ'	=	5.74	Ng = 1.5 * (Nq - 1) * tanφ'
φ' _k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	24.0 °	= 0.42 radians
tan(φ' _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	=	25 kPa	= 0.25 daN/cm ²
g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/m ³	= 2.000 ton/m ³
g2'	peso unitario efficace del terreno sotto la fondazione	=	10.00 kN/m ³	= 1.000 ton/m ³
D	profondità di posa della fondazione	=	2.00 m	
Nk	carico verticale caratteristico (incluso componente verticale dell'azione sismica E)	=	1024 kN	= 10.24 ton
Tk	carico orizzontale caratteristico (incluso componente orizzontale dell'azione sismica E)	=	205 kN	= 2.05 ton
M _B	momento nella direzione di B (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	1195 kN*m	= 11.95 ton*m
M _L	momento nella direzione di L (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	1195 kN*m	= 11.95 ton*m
e _B	eccentricità in larghezza B	=	0.43	e _B = M _B / N _k , α = 0.1*BR
e _L	eccentricità in lunghezza L	=	0.00	e _L = M _L / N _k , α = 0.1*LR
B _R	larghezza della fondazione reale	=	4.30 m	
L _R	lunghezza della fondazione	=	4.30 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	3.44 m	B = B _R - 2 * e _B
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	4.30 m	L = L _R - 2 * e _L
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.40	1 + (B/L) * (Nq/Nc)
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.33	1 + (B/L) * sin(φ')
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.68	1 - 0.4 * (B/L) >= 0.6
θ	inclinazione del carico	=	9.46 °	atan(Tk/Nk)
ic	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80	(1 - θ / 90) / 2
iq	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80	= ic
ig	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.37	(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'))
bq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	exp(-2*ω*tanφ')
bg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	exp(-2.7*ω*tanφ')
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'))
gq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	(1 - 0.5 * tanβ) / 5
gg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	gq
dc	fattore di profondità	=	1.23	per D/B <= 1; dc = 1 + 0.4 * (D/B)
dq	fattore di profondità	=	1.18	per D/B > 1; dc = 1 + 0.4 * atan(D/B)
dg	fattore di profondità	=	1.00	per D/B <= 1; dq = 1 + 2 * tanφ' * (1 - senφ') / 2 * (D/B)
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.94	per D/B > 1; dq = 1 + 2 * tanφ' * (1 - senφ') / 2 * (D/B) * atan(D/B)
kh	coefficiente sismico orizzontale per inerzia del terreno	=	0.083	1 - 0.25 * log(B/2) per B >= 2
kv	coefficiente sismico verticale per inerzia del terreno	=	0.041	J.E. Bowles, 1988
zc	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.78	tabella 7.11.1 del D.M. 14-01-2008
zq	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.73	kh / 2
zg	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.53	exp(-4.3*kh*(1+XX))
Applicando suddetta formula generale di Brinch-Hanssen assumendo i fattori riduttivi per l'azioni inerziali del terreno in caso di sisma si calcola il carico limite N _{lim} in condizioni sismiche				
N _{lim} =		=	883 kPa	
In caso di un substrato roccioso il valore del carico N _{lim} va ridotto in funzione del RQD:				
N _{lim} ' = N _{lim} * RQD ^{0.2}		=	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 una resistenza di progetto				
R _d = N _{lim} / 1.8		=	491 kPa	= 4.91 daN/cm ² = 49.1 ton/m ²

Controllo della validità dell'eccentricità, e / BR o LR <= 0.16	
e _B / BR	0.10
e _L / LR	0.00

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

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

$T_{lim} = ca_d \cdot mc\% + (Nk \cdot \tan(\delta'_d) \cdot mm\%) / A_{FONDAZIONI}$		=	28 kPa	
in cui:				
ca _d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	27 kPa	
mc%	fattore di riduzione per ca _d	=	0.66	J.E. Bowles, 1988
N _k statico	carico verticale caratteristico statico	=	1024 kN	
δ' _d	angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	12.1	φ _k * mm
tan(δ' _d)	tangente dell'angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.21	J.E. Bowles, 1988
mm%	fattore di riduzione per tan(δ' _d)	=	67%	
A _{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	14.79 m ²	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
L * B per fondazioni a platea 14.79				

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 una resistenza di progetto

R_d = T_{lim} / 1.1 = **25 kPa** = 0.252 daN/cm² = 2.52 ton/m²

VERIFICA DI FROHLICH

Si considera l'equazione di Frohlich che valuta il carico critico (Q_{crit}) per cui appaiono le prime zone plastiche.

$Q_{crit} = Nq_{crit} \cdot (c \cdot \cotg\phi_k + g1 \cdot D)$		=	276 kPa	(condizioni drenate)
in cui:				
Nq _{crit}	fattore critico dipendente da φ	=	2.87	Nq crit = π / (cotg(φ) - ((π/2) - φ))
c	coesione	=	25.00 kPa	(Frohlich)
φ' _k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	24.0 °	= 0.42 radians
g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/m ³	= 2.000 ton/m ³
D	profondità di posa della fondazione	=	2.00 m	

Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1 al carico limite Q_{crit} si ottiene un carico critico di progetto relativo ai primi fenomeni di plasticizzazione di

Q_{crit_d} = Q_{crit} / 1.0 = **276 kPa** = 2.761 daN/cm² = 27.61 ton/m²

RIEPILOGO CEDIMENTI (calcolati con M secondo Benassi)

Comune	Lugo
Località	Lugo
Committente	Ubuntu s.r.l.
Fondazione rettangolare	4.3 X 4.3 m
Piano di posa	2 -- 2 m
Carico applicato	1.1 daN/cm2

Distanza fondazione tra (m)	spigolo			
	angolo	corto	lungo	centro
angolo		2.15	2.15	3.04
spigolo corto	2.15		3.04	2.15
spigolo lungo	2.15	3.04		2.15
centro	3.04	2.15	2.15	

Distanze tra le prove (m) / Distanza ipotizzata della variabilità litotecnica (m)	Prova	Prova	Prova	Prova
	4	5	6	7
Prova 4		11	11	11
Prova 5	11		11	11
Prova 6	11	11		11
Prova 7	11	11	11	



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

CEDIMENTI EDMETRICI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE POSIZIONE NELLA PIANTA DI FONDAZIONE

PROVA 4	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Pianta rettangolare	
priva rigidità angolo	1.87
priva rigidità spigolo corto	2.75
priva rigidità spigolo lungo	2.75
priva rigidità centro	4.21
rigida	0.00
	3.88

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.88	0.88	2.34
spigolo corto	0.88		0.00	1.46
spigolo lungo	0.88	0.00		1.46
centro	2.34	1.46	1.46	

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.41	0.41	0.77
spigolo corto	0.41		0.00	0.68
spigolo lungo	0.41	0.00		0.68
centro	0.77	0.68	0.68	

Cedimenti differenziali massimi		
cm	%	L / Δ
2.34	0.77	130

PROVA 5	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Pianta rettangolare	
priva rigidità angolo	2.19
priva rigidità spigolo corto	3.29
priva rigidità spigolo lungo	3.29
priva rigidità centro	5.13
rigida	0.00
	4.73

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		1.10	1.10	2.94
spigolo corto	1.10		0.00	1.84
spigolo lungo	1.10	0.00		1.84
centro	2.94	1.84	1.84	

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.51	0.51	0.97
spigolo corto	0.51		0.00	0.86
spigolo lungo	0.51	0.00		0.86
centro	0.97	0.86	0.86	

Cedimenti differenziali massimi		
cm	%	L / Δ
2.94	0.97	104

PROVA 6	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Pianta rettangolare	
priva rigidità angolo	1.96
priva rigidità spigolo corto	2.92
priva rigidità spigolo lungo	2.92
priva rigidità centro	4.53
rigida	0.00
	4.17

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.96	0.96	2.57
spigolo corto	0.96		0.00	1.61
spigolo lungo	0.96	0.00		1.61
centro	2.57	1.61	1.61	

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.45	0.45	0.85
spigolo corto	0.45		0.00	0.75
spigolo lungo	0.45	0.00		0.75
centro	0.85	0.75	0.75	

Cedimenti differenziali massimi		
cm	%	L / Δ
2.57	0.85	118

PROVA 7	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Pianta rettangolare	
priva rigidità angolo	1.88
priva rigidità spigolo corto	2.79
priva rigidità spigolo lungo	2.79
priva rigidità centro	4.31
rigida	0.00
	3.98

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.91	0.91	2.42
spigolo corto	0.91		0.00	1.52
spigolo lungo	0.91	0.00		1.52
centro	2.42	1.52	1.52	

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.42	0.42	0.80
spigolo corto	0.42		0.00	0.70
spigolo lungo	0.42	0.00		0.70
centro	0.80	0.70	0.70	

Cedimenti differenziali massimi		
cm	%	L / Δ
2.42	0.80	126

CEDIMENTI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE PROVE

Pianta rettangolare rigida	Cedimenti cumulativo in cm		
	Elastici	Edometrici	Totale
Prova 4	1.28	3.88	5.17
Prova 5	1.59	4.73	6.31
Prova 6	1.38	4.17	5.55
Prova 7		3.98	

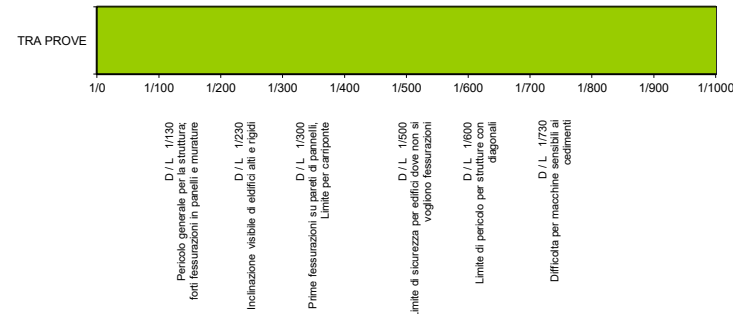
Cedimenti differenziali Edometrici (cm)	Prova 4	Prova 5	Prova 6	Prova 7
Prova 4		0.845	0.288	0.098
Prova 5	0.845		0.557	0.747
Prova 6	0.288	0.557		0.189
Prova 7	0.098	0.747	0.189	

Cedimenti differenziali Edometrici (%)	Prova 4	Prova 5	Prova 6	Prova 7
Prova 4		0.077	0.026	0.009
Prova 5	0.077		0.051	0.068
Prova 6	0.026	0.051		0.017
Prova 7	0.009	0.068	0.017	

Cedimenti differenziali edometrici massimi		
cm	%	L / Δ
0.84	0.08	1302

LIMITE DELLE DISTORSIONI ANGOLARI (BJERRUM 1963)

DISTORSIONE MASSIMA TRA PROVE L / Δ = 1302



LIMITI DEI CEDIMENTI E DISTORSIONI ANGOLARI AMMISSIBILI (WILUN & STARZEWSKI 1975)

Classe edificio e struttura	Tipo di edificio e strutture	Cedimento massimo totale ammissibile (cm)	Deformazione angolare massima ammissibile calcolata per tre punti allineati e connessi della fondazioni di una struttura
1	strutture massicce di notevole rigidità rispetto agli assi orizzontale, con fondazioni massicce in calcestruzzo non armato o fondazioni cellulari o graticci rigidi in calcestruzzo armato.	15 - 20	Le differenze massimi tra i cedimenti dei vari punti della struttura non dovrebbero causare inclinazioni della fondazioni maggiori di 1/100 - 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.	10 - 15	1/100 - 1/200
3	strutture iperstatiche in acciaio e strutture portanti in laterizio con cordoli in cemento armati ad ogni piano, con fondazioni continue in cemento armato e con pareti trasversali con almeno 25 cm di spessore con interassi minori di 6 m e strutture a telaio in calcestruzzo armato con le colonne ad interassi minori di 6 m, con fondazioni continue o a platea.	8 - 10	1/200 - 1/300
4	strutture della classe 3, ma che non soddisfano una delle condizioni imposte e strutture in cemento armato con fondazioni a plinti.	6 - 8	1/300 - 1/500
5	strutture prefabbricate costituite da grandi pareti o elementi a blocchi.	5 - 6	1/500 - 1/700

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola 20/09
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 05/10/2021

VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Modulo Edometrico M secondo Benassi
 Modulo Elastico E secondo Autori Vari



**Società di
 Geologia
 Territoriale**

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

Profondità Z sul sito piano di presa fondazione	Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 4	Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 5	Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 6	Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 7	Rapporto di tensione Ip (Steinbrenner 1934) verticale per una pianta rettangolare di 4.3 x 4.3 metri angolo pianta flessibile centro pianta flessibile pianta rigida	Profondità Z sul sito piano di presa fondazione	Cedimento (cm) CPT 4 con carico effettivo di 0.8 daN/cm ²	Cedimento (cm) CPT 5 con carico effettivo di 0.8 daN/cm ²	Cedimento (cm) CPT 6 con carico effettivo di 0.8 daN/cm ²	Cedimento (cm) CPT 7 con carico effettivo di 0.8 daN/cm ²
	E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kulhawy & Maine	E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kulhawy & Maine	E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kulhawy & Maine	E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kulhawy & Maine			E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kulhawy & Maine	elastico pianta rigida 1.28 cm angolo pianta flessibile 1.96 cm centro pianta flessibile 4.2 cm edometrico pianta rigida 3.88 cm totale pianta rigida (M+E) 5.17 cm	elastico pianta rigida 1.59 cm angolo pianta flessibile 2.19 cm centro pianta flessibile 5.12 cm pianta rigida 4.72 cm totale pianta rigida (M+E) 6.31 cm	elastico pianta rigida 1.38 cm angolo pianta flessibile 1.96 cm centro pianta flessibile 4.53 cm pianta rigida 4.16 cm totale pianta rigida (M+E) 5.55 cm

CALCOLO DEI CEDIMENTI

Larghezza fondazione (b) **4.30 m**
 Lunghezza fondazione (a) **4.30 m**

Carico applicato **1.100 daN/cm²**
 Calcolo fino a profondità massima di **20.00 m** da piano fondazi

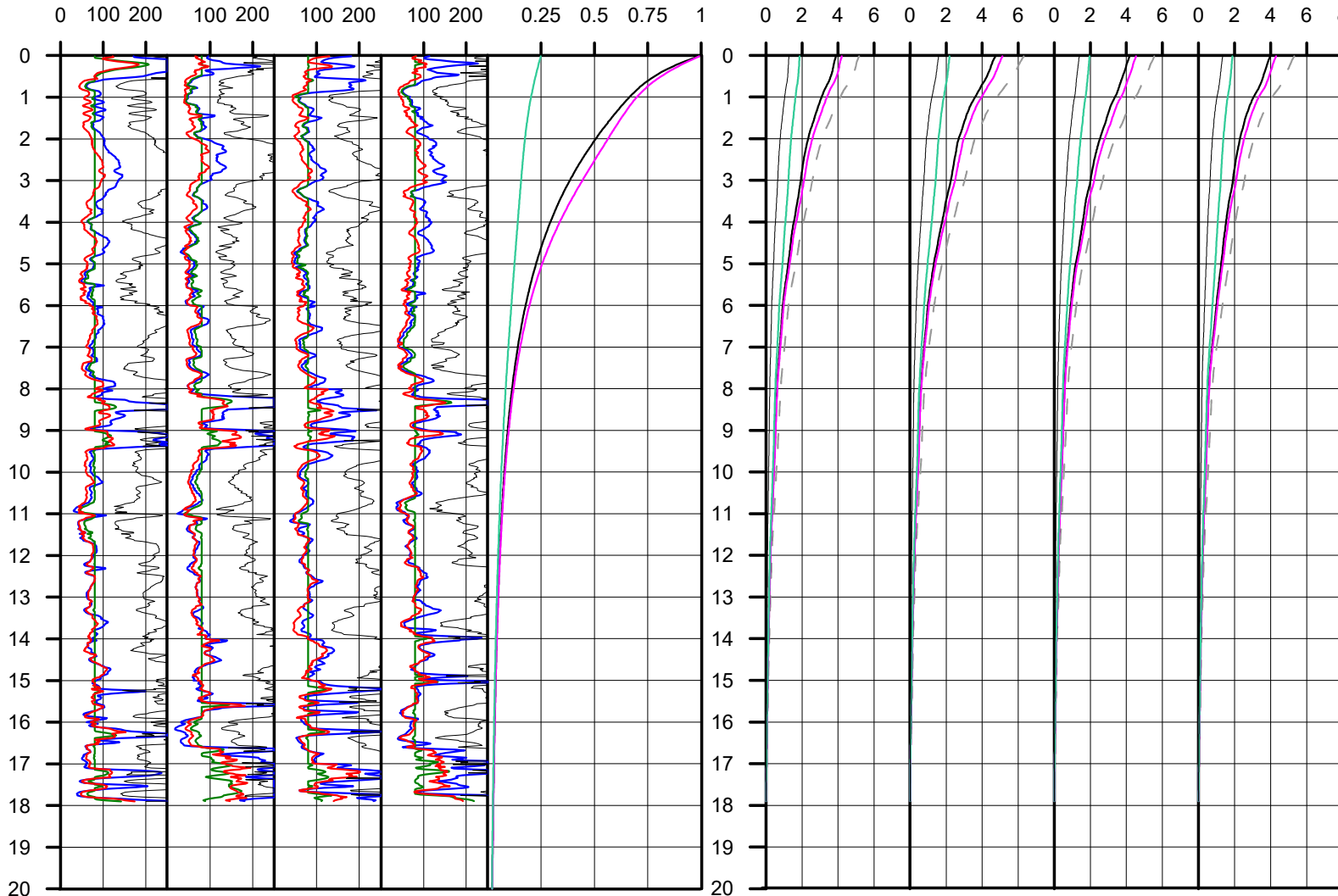
Modulo Edometrico secondo **Benassi**

PROVA A 4
 Profondità fondazione **2.00 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione **0.800 daN/cm²**
 Cedimenti per pianta rigida **Elastici** 1.28 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** 3.88 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** 5.17 cm

PROVA B 5
 Profondità fondazione **2.00 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione **0.800 daN/cm²**
 Cedimenti per pianta rigida **Elastici** 1.59 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** 4.73 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** 6.31 cm

PROVA C 6
 Profondità fondazione **2.00 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione **0.800 daN/cm²**
 Cedimenti per pianta rigida **Elastici** 1.38 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** 4.17 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** 5.55 cm

PROVA D 7
 Profondità fondazione **2.00 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione **0.800 daN/cm²**
 Cedimenti per pianta rigida **Elastici** 1.34 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** 3.98 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** 5.32 cm



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.

$N_{lim} = sc * ic * bc * gc * dc * Nc * c_d + sq * iq * bq * gq * dq * Nq * g1' * D + 0.5 * rg * sg * ig * bg * gg * dg * Ng * B * g2'$		=	606 kPa	
in cui:				
Nc	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	5.14	$Nc = (Nq - 1) * \cotan\phi'$
Nq	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	1.00	$Nq = \tan^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \tan\phi')}$
Ng	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	0.00	$Ng = 1.5 * (Nq - 1) * \tan\phi'$
ϕ'_k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	0.0 °	= 0.00 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	=	75 kPa	= 0.75 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	=	2.00 m	
Nk	carico verticale caratteristico	=	773 kN	= 7.73 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	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	=	3.70 m	
L_R	lunghezza della fondazione	=	3.70 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	3.70 m	$B = B_R - 2 * e_b$
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	3.70 m	$L = L_R - 2 * e_l$
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.16	$1 + (B/L) * (Nq/Nc)$
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.00	$1 + (B/L) * \sin(\phi')$
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.68	$1 - 0.4 * (B/L) \geq 0.6$
θ	inclinazione del carico	=	0.00 °	$\atan(Tk/Nk)$
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	=	0.00	$(1 - \theta / \phi) * 2 : 0 \text{ se } \phi = 0 \text{ o } \phi < \theta$
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	$bq - ((1 - bq) / (Nc * \tan\phi'))$
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	$gq - ((1 - gq) / (Nc * \tan\phi'))$
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	=	1.27	per $D/B \leq 1$; $dc = 1 + 0.4 * (D/B)$
dq	fattore di profondita	=	1.00	per $D/B > 1$; $dc = 1 + 0.4 * \atan(D/B)$
dg	fattore di profondita	=	1.00	per $D/B \leq 1$; $dq = 1 + 2 * \tan^2(1 - \text{sen}\beta) * 2 * (D/B)$
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.96	per $D/B > 1$; $dq = 1 + 2 * \tan^2(1 - \text{sen}\beta) * 2 * (D/B) * \atan(D/B)$ 1.00 per definizione
				J.E. Bowles, 1988
In caso di un substrato roccioso il valore del carico N_{lim} va ridotto in funzione del RQD:				
	$N_{lim}' = N_{lim} * RQD^2$	=	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				
	$Rd = N_{lim} / 2.3$	=	264 kPa	= 2.64 daN/cmq = 26.4 ton/mq

Controllo della validita dell'eccentricita; e/B o $L \leq 0.16$	
e_b / B	0.00
e_l / L	0.00
	Brinch-Hansen, 1970
	Brinch-Hansen, 1970

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

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

$T_{lim} = ca_d * mc\% + (Nk * \tan(\delta'_d) * mm\%) / A_{FONDAZIONI}$		=	53 kPa	
in cui:				
ca_d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	80 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	=	0.0	$\phi_k * mm$
$\tan(\delta'_d)$	tangente dell'angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.00	J.E. Bowles, 1988
$mm\%$	fattore di riduzione per $\tan(\delta'_d)$	=	67%	
A_{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	13.69 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				
	$Rd = T_{lim} / 1.1$	=	48 kPa	= 0.48 daN/cmq = 4.8 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'aggiungo di alcuni fattori correttivi da altre autori.

$N_{lim} = zc \cdot sc \cdot ic \cdot bc \cdot gc \cdot dc \cdot Nc \cdot c_d + zq \cdot sq \cdot iq \cdot bq \cdot gq \cdot dq \cdot Nq \cdot g1' \cdot D + 0.5 \cdot zg \cdot rg \cdot sg \cdot ig \cdot bg \cdot gg \cdot dg \cdot Ng \cdot B \cdot g2'$		=	460 kPa	
in 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 = tan ² (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 interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	0.0 °	= 0.00 radians
tan(φ' _d)	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	=	75 kPa	= 0.75 daN/cm ²
g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/m ³	= 2.000 ton/m ³
g2'	peso unitario efficace del terreno sotto la fondazione	=	10.00 kN/m ³	= 1.000 ton/m ³
D	profondità di posa della fondazione	=	2.00 m	
Nk	carico verticale caratteristico (incluso componente verticale dell'azione sismica E)	=	773 kN	= 7.73 ton
Tk	carico orizzontale caratteristico (incluso componente orizzontale dell'azione sismica E)	=	155 kN	= 1.55 ton
M _B	momento nella direzione di B (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	935 kN*m	= 9.35 ton*m
M _L	momento nella direzione di L (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	935 kN*m	= 9.35 ton*m
e _B	eccentricità in larghezza B	=	0.37	e _B = M _B / N _k , α = 0.1*BR
e _L	eccentricità in lunghezza L	=	0.00	e _L = M _L / N _k , α = 0.1*LR
B _R	larghezza della fondazione reale	=	3.70 m	
L _R	lunghezza della fondazione	=	3.70 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	2.96 m	B = B _R - 2 * e _B
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	3.70 m	L = L _R - 2 * e _L
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.16	1 + (B/L) * (Nq/Nc)
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.00	1 + (B/L) * sin(φ')
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.68	1 - 0.4 * (B/L) >= 0.6
θ	inclinazione del carico	=	9.46 °	= atan(Tk/Nk)
ic	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80	(1 - θ / 90) / 2
iq	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80	= 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'))
bq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	exp(-2*ω*tanφ')
bg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	exp(-2.7*ω*tanφ')
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'))
gq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	(1 - 0.5 * tanβ) / 5
gg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	gq
dc	fattore di profondità	=	1.27	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 * tanφ' * (1 - senφ') / 2 * (D/B)
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.96	per D/B > 1; dq = 1 + 2 * tanφ' * (1 - senφ') / 2 * (D/B) * atan(D/B)
kh	coefficiente sismico orizzontale per inerzia del terreno	=	0.083	1 - 0.25 * log(B/2) per B >= 2
kv	coefficiente sismico verticale per inerzia del terreno	=	0.041	J.E. Bowles, 1988
zc	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.96	tabella 7.11.1 del D.M. 14-01-2008
zq	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.73	kh / 2
zg	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.53	exp(-4.3*kh*(1+XX))
Applicando suddetta formula generale di Brinch-Hansen assumendo i fattori riduttivi per l'azione inerziale del terreno in caso di sisma si calcola il carico limite N _{lim} in condizioni sismiche				
N _{lim}		=	460 kPa	
In caso di un substrato roccioso il valore del carico N _{lim} va ridotto in funzione del RQD:				
N _{lim} '	N _{lim} * RQD ^{0.2}	=	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 una resistenza di progetto				
R _d	N _{lim} / 1.8	=	256 kPa	= 2.56 daN/cm ² = 25.6 ton/m ²

Controllo della validità dell'eccentricità, e / BR o LR <= 0.16	
e _B / BR	0.10
e _L / LR	0.00

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

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

$T_{lim} = ca_d \cdot mc\% + (Nk \cdot \tan(\delta'_d) \cdot mm\%) / A_{FONDAZIONI}$		=	53 kPa	
in cui:				
ca _d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	80 kPa	
mc%	fattore di riduzione per ca _d	=	0.66	J.E. Bowles, 1988
N _k statico	carico verticale caratteristico statico	=	773 kN	
δ' _d	angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.0	φ _k * mm
tan(δ' _d)	tangente dell'angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.00	J.E. Bowles, 1988
mm%	fattore di riduzione per tan(δ' _d)	=	67%	
A _{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	10.95 m ²	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
L * B per fondazioni a platea 10.95				

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 una resistenza di progetto

R_d = T_{lim} / 1.1 = **48 kPa** = 0.48 daN/cm² = 4.8 ton/m²

VERIFICA DI FROHLICH

Si considera l'equazione di Frohlich che valuta il carico critico (Q_{crit}) per cui appaiono le prime zone plastiche.

$Q_{crit} = pi.greco \cdot c$		=	236 kPa	(condizioni non drenate)
in cui:				
N _{q,crit}	fattore critico dipendente da φ	=	0.00	N _{q,crit} = π / (cotg(φ) - ((π/2) - φ))
c	coesione	=	75.00 kPa	(Frohlich)
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/m ³	= 2.000 ton/m ³
D	profondità di posa della fondazione	=	2.00 m	

Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1 al carico limite Q_{crit} si ottiene un carico critico di progetto relativo ai primi fenomeni di plasticizzazione di

Q_{crit,d} = Q_{crit} / 1.0 = **236 kPa** = 2.356 daN/cm² = 23.56 ton/m²

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.

$N_{lim} = sc * ic * bc * gc * dc * Nc * c_d + sq * iq * bq * gq * dq * Nq * g1' * D + 0.5 * rg * sg * ig * bg * gg * dg * Ng * B * g2'$		=	1544 kPa	
in cui:				
Nc	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	19.32	$Nc = (Nq - 1) * \cotan\phi'$
Nq	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	9.60	$Nq = \tan^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \tan\phi')}$
Ng	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	5.74	$Ng = 1.5 * (Nq - 1) * \tan\phi'$
ϕ'_k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	24.0 °	= 0.42 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	=	25 kPa	= 0.25 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	=	2.00 m	
Nk	carico verticale caratteristico	=	773 kN	= 7.73 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	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	=	3.70 m	
L_R	lunghezza della fondazione	=	3.70 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	3.70 m	$B = B_R - 2 * e_b$
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	3.70 m	$L = L_R - 2 * e_l$
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.40	$1 + (B/L) * (Nq/Nc)$
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.33	$1 + (B/L) * \sin(\phi')$
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.68	$1 - 0.4 * (B/L) \geq 0.6$
θ	inclinazione del carico	=	0.00 °	$\atan(Tk/Nk)$
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	$bq - ((1 - bq) / (Nc * \tan\phi'))$
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	$gq - ((1 - gq) / (Nc * \tan\phi'))$
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	=	1.27	per $D/B \leq 1$; $dc = 1 + 0.4 * (D/B)$
dq	fattore di profondita	=	1.21	per $D/B > 1$; $dc = 1 + 0.4 * \atan(D/B)$
dg	fattore di profondita	=	1.00	per $D/B \leq 1$; $dq = 1 + 2 * \tan\beta * (1 - \sin\beta) * 2 * (D/B)$
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.96	per $D/B > 1$; $dq = 1 + 2 * \tan\beta * (1 - \sin\beta) * 2 * (D/B) * \atan(D/B)$ 1.00 per definizione
				1.00 per definizione
				J.E. Bowles, 1988
In caso di un substrato roccioso il valore del carico N_{lim} va ridotto in funzione del RQD:				
N_{lim}'	$N_{lim} * RQD^2$	=	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	$N_{lim} / 2.3$	=	671 kPa	= 6.71 daN/cmq = 67.1 ton/mq

Controllo della validita dell'eccentricita; e/B o $L \leq 0.16$	
e_b / B	0.00
e_l / L	0.00
	Brinch-Hansen, 1970
	Brinch-Hansen, 1970

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

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

$T_{lim} = ca_d * mc\% + (Nk * \tan(\delta'_d) * mm\%) / A_{FONDAZIONI}$		=	18 kPa	
in cui:				
ca_d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	27 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	J.E. Bowles, 1988
mm%	fattore di riduzione per $\tan(\delta'_d)$	=	67%	
A_{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	13.69 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	$T_{lim} / 1.1$	=	16 kPa	= 0.162 daN/cmq = 1.62 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'aggiungo di alcuni fattori correttivi da altre autori.

$N_{lim} = zc \cdot sc \cdot ic \cdot bc \cdot gc \cdot dc \cdot Nc \cdot c_d + zq \cdot sq \cdot iq \cdot bq \cdot gq \cdot dq \cdot Nq \cdot g1 \cdot D + 0.5 \cdot zg \cdot rg \cdot sg \cdot ig \cdot bg \cdot gg \cdot dg \cdot Ng \cdot B \cdot g2'$		=	912 kPa	
in cui:				
Nc	fattore di capacità portante dipendente dal ϕ'	=	19.32	$Nc = (Nq - 1) \cdot \cotan\phi'$
Nq	fattore di capacità portante dipendente dal ϕ'	=	9.60	$Nq = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{\phi'(\pi \cdot \tan\phi')}$
Ng	fattore di capacità portante dipendente dal ϕ'	=	5.74	$Ng = 1.5 \cdot (Nq - 1) \cdot \tan\phi'$
ϕ'_k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	24.0 °	= 0.42 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	=	25 kPa	= 0.25 daN/cm ²
$g1'$	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/m ³	= 2.000 ton/m ³
$g2'$	peso unitario efficace del terreno sotto la fondazione	=	10.00 kN/m ³	= 1.000 ton/m ³
D	profondità di posa della fondazione	=	2.00 m	
Nk	carico verticale caratteristico (incluso componente verticale dell'azione sismica E)	=	773 kN	= 7.73 ton
Tk	carico orizzontale caratteristico (incluso componente orizzontale dell'azione sismica E)	=	155 kN	= 1.55 ton
M_b	momento nella direzione di B (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	935 kN*m	= 9.35 ton*m
M_l	momento nella direzione di L (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	935 kN*m	= 9.35 ton*m
e_b	eccentricità in larghezza B	=	0.37	$e_b = M_b / N_k$, $\alpha = 0.1 \cdot BR$
e_l	eccentricità in lunghezza L	=	0.00	$e_l = M_l / N_k$, $\alpha = 0.1 \cdot LR$
B_R	larghezza della fondazione reale	=	3.70 m	
L_R	lunghezza della fondazione	=	3.70 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	2.96 m	$B = B_R - 2 \cdot e_b$
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	3.70 m	$L = L_R - 2 \cdot e_l$
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.40	$1 + (B/L) \cdot (Nq/Nc)$
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.33	$1 + (B/L) \cdot \sin(\phi')$
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.68	$1 - 0.4 \cdot (B/L) \geq 0.6$
θ	inclinazione del carico	=	9.46 °	$\arctan(Tk/Nk)$
ic	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80	$(1 - \theta / 90) / 2$
iq	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80	= ic
ig	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.37	$(1 - \theta / \phi') / 2$; 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	$bq - ((1 - bq) / (Nc \cdot \tan\phi'))$
bq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	$\exp(-2 \cdot \omega \cdot \tan\phi')$
bg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	$\exp(-2.7 \cdot \omega \cdot \tan\phi')$
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	$gq - ((1 - gq) / (Nc \cdot \tan\phi'))$
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 profondità	=	1.27	per $D/B \leq 1$; $dc = 1 + 0.4 \cdot (D/B)$ per $D/B > 1$; $dc = 1 + 0.4 \cdot \arctan(D/B)$
dq	fattore di profondità	=	1.21	per $D/B \leq 1$; $dq = 1 + 2 \cdot \tan\phi' \cdot (1 - \sin\phi') / 2 \cdot (D/B)$ per $D/B > 1$; $dq = 1 + 2 \cdot \tan\phi' \cdot (1 - \sin\phi') / 2 \cdot (D/B) \cdot \arctan(D/B)$
dg	fattore di profondità	=	1.00	1.00 per definizione
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.96	$1 - 0.25 \cdot \log(B/2)$ per $B \geq 2$ J.E. Bowles, 1988
kh	coefficiente sismico orizzontale per inerzia del terreno	=	0.083	tabella 7.11.1 del D.M. 14-01-2008
kv	coefficiente sismico verticale per inerzia del terreno	=	0.041	$kh / 2$
zc	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.79	$\exp(-4.3 \cdot kh \cdot (1 + XX))$
zq	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.73	$(1 - Kv) \cdot \exp(-5.3 \cdot kh \cdot 1.2) / (1 - Kv)$
zg	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.53	$(1 - 2/3 \cdot Kv) \cdot \exp(-9 \cdot kh \cdot 1.1) / (1 - Kv)$

Controllo della validità dell'eccentricità, e / BR o LR <= 0.16	
e_b / BR	0.10
e_l / LR	0.00

Applicando suddetta formula generale di Brinch-Hansen assumendo i fattori riduttivi per l'azione inerziale del terreno in caso di sisma si calcola il carico limite N_{lim} in condizioni sismiche

$$N_{lim} = \mathbf{912 \text{ kPa}}$$

In caso di un substrato roccioso il valore del carico N_{lim} va ridotto in funzione del RQD:

$$N_{lim}' = N_{lim} \cdot RQD^{0.2} = \mathbf{0 \text{ kPa}}$$

in RQD Rock Quality Designation (pezzi > 10cm per metro)

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 una resistenza di progetto

$$R_d = N_{lim} / 1.8 = \mathbf{507 \text{ kPa}} = \mathbf{5.07 \text{ daN/cm}^2} = \mathbf{50.7 \text{ ton/m}^2}$$

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

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

$$T_{lim} = ca_d \cdot mc\% + (Nk \cdot \tan(\delta'_d) \cdot mm\%) / A_{FONDAZIONI} = \mathbf{28 \text{ kPa}}$$

in cui:

ca_d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	27 kPa	
$mc\%$	fattore di riduzione per ca_d	=	0.66	J.E. Bowles, 1988
N_k statico	carico verticale caratteristico statico	=	773 kN	
δ'_d	angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	12.1	$\phi'_k \cdot mm$ J.E. Bowles, 1988
$\tan(\delta'_d)$	tangente dell'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	=	10.95 m ²	$L \cdot B$ per fondazioni a platea 10.95

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 una resistenza di progetto

$$R_d = T_{lim} / 1.1 = \mathbf{25 \text{ kPa}} = \mathbf{0.253 \text{ daN/cm}^2} = \mathbf{2.53 \text{ ton/m}^2}$$

VERIFICA DI FROHLICH

Si considera l'equazione di Frohlich che valuta il carico critico (Q_{crit}) per cui appaiono le prime zone plastiche.

$$Q_{crit} = Nq_{crit} \cdot (c \cdot \cot\phi_k + g1' \cdot D) = \mathbf{276 \text{ kPa}} \quad (\text{condizioni drenate})$$

in cui:

Nq_{crit}	fattore critico dipendente da ϕ	=	2.87	$Nq_{crit} = \pi / (\cot\phi - ((\pi/2) - \phi))$ (Frohlich)
c	coesione	=	25.00 kPa	
ϕ'_k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	24.0 °	= 0.42 radians
$g1'$	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/m ³	= 2.000 ton/m ³
D	profondità di posa della fondazione	=	2.00 m	

Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1 al carico limite Q_{crit} si ottiene un carico critico di progetto relativo ai primi fenomeni di plasticizzazione di

$$Q_{crit_d} = Q_{crit} / 1.0 = \mathbf{276 \text{ kPa}} = \mathbf{2.761 \text{ daN/cm}^2} = \mathbf{27.61 \text{ ton/m}^2}$$

RIEPILOGO CEDIMENTI (calcolati con M secondo Benassi)

Comune	Lugo
Località	Lugo
Committente	Ubuntu s.r.l.
Fondazione rettangolare	3.7 X 3.7 m
Piano di posa	2 - 2 m
Carico applicato	1.1 daN/cm2

Distanza fondazione tra (m)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
	1.85	2.62	1.85	1.85
	1.85	2.62	1.85	2.62
	2.62	1.85	1.85	1.85
	2.62	1.85	1.85	1.85

Distanze tra le prove (m) / Distanza ipotizzata della variabilità litotecnica (m)	Prova 4	Prova 5	Prova 6	Prova 7
	4	5	6	7
	Prova 4	11	11	11
	Prova 5	11	11	11
	Prova 6	11	11	11
	Prova 7	11	11	11
	Prova 7	11	11	11



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

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

PROVA 4	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Pianta rettangolare	
priva rigidità angolo	1.67
priva rigidità spigolo corto	2.42
priva rigidità spigolo lungo	2.42
priva rigidità centro	3.67
rigida	0.00
	3.39

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
	0.41	0.41	0.41	0.77
	0.41	0.00	0.00	0.68
	0.41	0.00	0.00	0.68
	0.77	0.68	0.68	0.68

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
	0.41	0.41	0.41	0.77
	0.41	0.00	0.00	0.68
	0.41	0.00	0.00	0.68
	0.77	0.68	0.68	0.68

Cedimenti differenziali massimi	cm	%	L / Δ
	2.01	0.77	130

PROVA 5	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Pianta rettangolare	
priva rigidità angolo	1.97
priva rigidità spigolo corto	2.92
priva rigidità spigolo lungo	2.92
priva rigidità centro	4.50
rigida	0.00
	4.16

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
	0.95	0.95	0.95	2.53
	0.95	0.00	0.00	1.58
	0.95	0.00	0.00	1.58
	2.53	1.58	1.58	1.58

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
	0.51	0.51	0.51	0.97
	0.51	0.00	0.00	0.86
	0.51	0.00	0.00	0.86
	0.97	0.86	0.86	0.86

Cedimenti differenziali massimi	cm	%	L / Δ
	2.53	0.97	103

PROVA 6	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Pianta rettangolare	
priva rigidità angolo	1.78
priva rigidità spigolo corto	2.59
priva rigidità spigolo lungo	2.59
priva rigidità centro	3.97
rigida	0.00
	3.65

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
	0.83	0.83	0.83	2.21
	0.83	0.00	0.00	1.38
	0.83	0.00	0.00	1.38
	2.21	1.38	1.38	1.38

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
	0.45	0.45	0.45	0.84
	0.45	0.00	0.00	0.75
	0.45	0.00	0.00	0.75
	0.84	0.75	0.75	0.75

Cedimenti differenziali massimi	cm	%	L / Δ
	2.21	0.84	118

PROVA 7	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Pianta rettangolare	
priva rigidità angolo	1.69
priva rigidità spigolo corto	2.47
priva rigidità spigolo lungo	2.47
priva rigidità centro	3.77
rigida	0.00
	3.49

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
	0.78	0.78	0.78	2.09
	0.78	0.00	0.00	1.31
	0.78	0.00	0.00	1.31
	2.09	1.31	1.31	1.31

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
	0.42	0.42	0.42	0.80
	0.42	0.00	0.00	0.71
	0.42	0.00	0.00	0.71
	0.80	0.71	0.71	0.71

Cedimenti differenziali massimi	cm	%	L / Δ
	2.09	0.80	125

CEDIMENTI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE PROVE

Pianta rettangolare rigida	Cedimenti cumulativo in cm			
	Elastici	Edometrici	Totale	
	Prova 4	1.12	3.39	4.51
	Prova 5	1.39	4.16	5.55
	Prova 6	1.21	3.65	4.86
Prova 7		3.49		

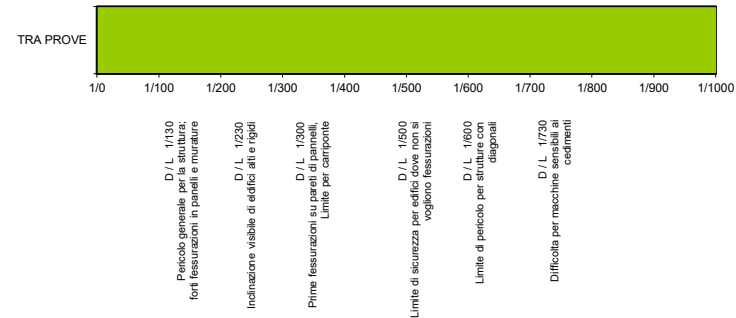
Cedimenti differenziali Edometrici (cm)	Prova 4	Prova 5	Prova 6	Prova 7
	0.769	0.263	0.102	
	0.769	0.507	0.668	
	0.263	0.507	0.161	
	0.102	0.668	0.161	
	0.102	0.668	0.161	
	0.102	0.668	0.161	

Cedimenti differenziali Edometrici (%)	Prova 4	Prova 5	Prova 6	Prova 7
	0.070	0.070	0.024	0.009
	0.070	0.046	0.046	0.061
	0.024	0.046	0.015	0.015
	0.009	0.061	0.015	0.015
	0.009	0.061	0.015	0.015
	0.009	0.061	0.015	0.015

Cedimenti differenziali edometrici massimi	cm	%	L / Δ
	0.77	0.07	1430

LIMITE DELLE DISTORSIONI ANGOLARI (BJERRUM 1963)

DISTORSIONE MASSIMA TRA PROVE L / Δ = 1430



LIMITI DEI CEDIMENTI E DISTORSIONI ANGOLARI AMMISSIBILE (WILUN & STARZEWSKI 1975)

Classe edificio e struttura	Tipo di edificio e strutture	Cedimento massimo totale ammissibile (cm)	Deformazione angolare massima ammissibile calcolata per tre punti allineati e connessi della fondazione di una struttura
1	strutture massicce di notevole rigidità rispetto agli assi orizzontale, con fondazioni massicce in calcestruzzo non armato o fondazioni cellulari o graticci rigidi in calcestruzzo armato.	15 - 20	Le differenze massimi tra i cedimenti dei vari punti della struttura non dovrebbero causare inclinazioni della fondazioni maggiori di 1/100 - 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.	10 - 15	1/100 - 1/200
3	strutture iperstatiche in acciaio e strutture portanti in laterizio con cordoli in cemento armati ad ogni piano, con fondazioni continue in cemento armato e con pareti trasversali con almeno 25 cm di spessore con interessi minori di 6 m e strutture a telaio in calcestruzzo armato con le colonne ad interessi minori di 6 m, con fondazioni continue o a platea.	8 - 10	1/200 - 1/300
4	strutture della classe 3, ma che non soddisfano una della condizioni imposte e strutture in cemento armato con fondazioni a plinti.	6 - 8	1/300 - 1/500
5	strutture prefabbricate costituite da grandi pareti o elementi a blocchi.	5 - 6	1/500 - 1/700

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola 20/09
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 05/10/2021

VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Modulo Edometrico M secondo Benassi
 Modulo Elastico E secondo Autori Vari



**Società di
 Geologia
 Territoriale**

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

Profondità Z sul sito piano di presa fondazione	Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 4	Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 5	Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 6	Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 7	Rapporto di tensione Ip (Steinbrenner 1934) verticale per una pianta rettangolare di 3.7 x 3.7 metri angolo pianta flessibile centro pianta flessibile pianta rigida	Profondità Z sul sito piano di presa fondazione	Cedimento (cm) CPT 4 con carico effettivo di 0.8 daN/cm ²	Cedimento (cm) CPT 5 con carico effettivo di 0.8 daN/cm ²	Cedimento (cm) CPT 6 con carico effettivo di 0.8 daN/cm ²	Cedimento (cm) CPT 7 con carico effettivo di 0.8 daN/cm ²
	E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kulhawy & Maine	E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kulhawy & Maine	E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kulhawy & Maine	E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kulhawy & Maine			E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kulhawy & Maine	elastico pianta rigida 1.12 cm angolo pianta flessibile 1.66 cm centro pianta flessibile 3.67 cm edometrico pianta rigida 3.39 cm totale pianta rigida (M+E) 4.51 cm	elastico pianta rigida 1.39 cm angolo pianta flessibile 1.97 cm centro pianta flessibile 4.5 cm pianta rigida 4.15 cm totale pianta rigida (M+E) 5.55 cm	elastico pianta rigida 1.21 cm angolo pianta flessibile 1.76 cm centro pianta flessibile 3.96 cm pianta rigida 3.65 cm totale pianta rigida (M+E) 4.86 cm

CALCOLO DEI CEDIMENTI

Larghezza fondazione (b) **3.70 m**
 Lunghezza fondazione (a) **3.70 m**

Carico applicato **1.100 daN/cm²**
 Calcolo fino a profondità massima di **20.00 m** da piano fondazioni

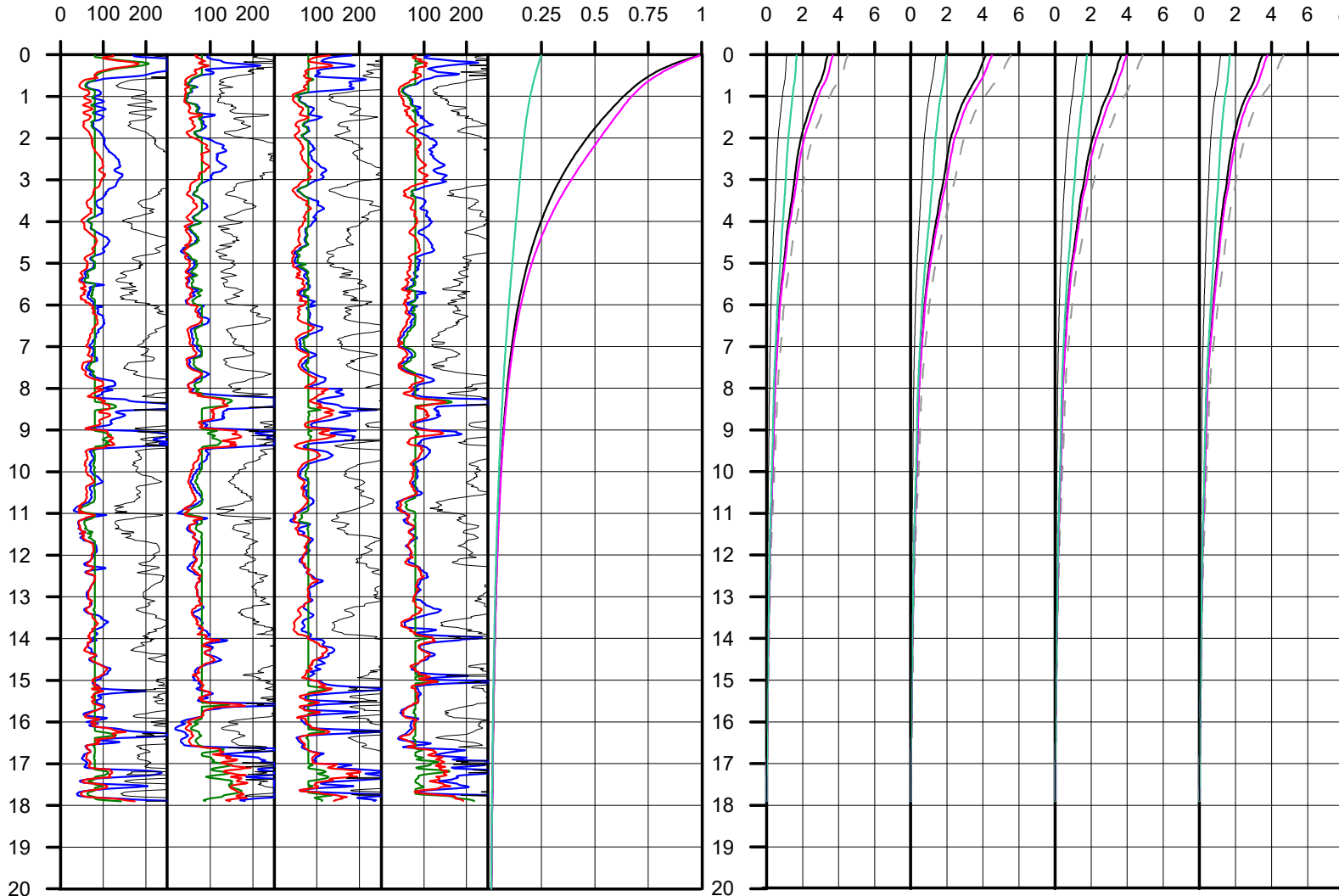
Modulo Edometrico secondo **Benassi**

PROVA A 4
 Profondità fondazione **2.00 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione **0.800 daN/cm²**
 Cedimenti per pianta rigida **Elastici** 1.12 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** 3.39 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** 4.51 cm

PROVA B 5
 Profondità fondazione **2.00 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione **0.800 daN/cm²**
 Cedimenti per pianta rigida **Elastici** 1.39 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** 4.16 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** 5.55 cm

PROVA C 6
 Profondità fondazione **2.00 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione **0.800 daN/cm²**
 Cedimenti per pianta rigida **Elastici** 1.21 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** 3.65 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** 4.86 cm

PROVA D 7
 Profondità fondazione **2.00 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione **0.800 daN/cm²**
 Cedimenti per pianta rigida **Elastici** 1.17 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** 3.49 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** 4.67 cm



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.

$N_{lim} = sc * ic * bc * gc * dc * Nc * c_d + sq * iq * bq * gq * dq * Nq * g1' * D + 0.5 * rg * sg * ig * bg * gg * dg * Ng * B * g2'$		=	645 kPa	
in cui:				
Nc	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	5.14	$Nc = (Nq - 1) * \cotan\phi'$
Nq	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	1.00	$Nq = \tan^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \tan\phi')}$
Ng	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	0.00	$Ng = 1.5 * (Nq - 1) * \tan\phi'$
ϕ'_k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	0.0 °	= 0.00 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	=	75 kPa	= 0.75 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	=	2.00 m	
Nk	carico verticale caratteristico	=	463 kN	= 4.63 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	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	=	2.80 m	
L_R	lunghezza della fondazione	=	2.80 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	2.80 m	$B = B_R - 2 * e_b$
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	2.80 m	$L = L_R - 2 * e_l$
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.16	$1 + (B/L) * (Nq/Nc)$
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.00	$1 + (B/L) * \sin(\phi')$
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.68	$1 - 0.4 * (B/L) \geq 0.6$
θ	inclinazione del carico	=	0.00 °	$\atan(Tk/Nk)$
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	=	0.00	$(1 - \theta / \phi') * 2 : 0 \text{ se } \phi = 0 \text{ o } \phi < \theta$
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	$bq - ((1 - bq) / (Nc * \tan\phi'))$
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	$gq - ((1 - gq) / (Nc * \tan\phi'))$
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	=	1.36	per $D/B \leq 1$; $dc = 1 + 0.4 * (D/B)$
dq	fattore di profondita	=	1.00	per $D/B > 1$; $dc = 1 + 0.4 * \atan(D/B)$
dg	fattore di profondita	=	1.00	per $D/B \leq 1$; $dq = 1 + 2 * \tan^2(1 - \text{sen}\beta) * 2 * (D/B)$
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.99	per $D/B > 1$; $dq = 1 + 2 * \tan^2(1 - \text{sen}\beta) * 2 * (D/B) * \atan(D/B)$ 1.00 per definizione
				J.E. Bowles, 1988
In caso di un substrato roccioso il valore del carico N_{lim} va ridotto in funzione del RQD:				
	$N_{lim}' = N_{lim} * RQD^2$	=	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				
	$Rd = N_{lim} / 2.3$	=	280 kPa = 2.80 daN/cmq = 28.0 ton/mq	

Controllo della validita dell'eccentricita; e/B o $L \leq 0.16$	
e_b / B	0.00
e_l / L	0.00
	Brinch-Hansen, 1970
	Brinch-Hansen, 1970

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

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

$T_{lim} = ca_d * mc\% + (Nk * \tan(\delta'_d) * mm\%) / A_{FONDAZIONI}$		=	53 kPa	
in cui:				
ca_d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	80 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	=	0.0	$\phi_k * mm$
$\tan(\delta'_d)$	tangente dell'angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.00	
$mm\%$	fattore di riduzione per $\tan(\delta'_d)$	=	67%	
A_{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	7.84 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				
	$Rd = T_{lim} / 1.1$	=	48 kPa = 0.48 daN/cmq = 4.8 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'aggiungo di alcuni fattori correttivi da altre autori.

$N_{lim} = zc \cdot sc \cdot ic \cdot bc \cdot gc \cdot dc \cdot Nc \cdot c_d + zq \cdot sq \cdot iq \cdot bq \cdot gq \cdot dq \cdot Nq \cdot g1' \cdot D + 0.5 \cdot zg \cdot rg \cdot sg \cdot ig \cdot bg \cdot gg \cdot dg \cdot Ng \cdot B \cdot g2'$		=	495 kPa	
in 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 = tan ² (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 interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	0.0 °	= 0.00 radians
tan(φ' _d)	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	=	75 kPa	= 0.75 daN/cm ²
g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/m ³	= 2.000 ton/m ³
g2'	peso unitario efficace del terreno sotto la fondazione	=	10.00 kN/m ³	= 1.000 ton/m ³
D	profondità di posa della fondazione	=	2.00 m	
Nk	carico verticale caratteristico (incluso componente verticale dell'azione sismica E)	=	463 kN	= 4.63 ton
Tk	carico orizzontale caratteristico (incluso componente orizzontale dell'azione sismica E)	=	93 kN	= 0.93 ton
M _B	momento nella direzione di B (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	602 kN*m	= 6.02 ton*m
M _L	momento nella direzione di L (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	602 kN*m	= 6.02 ton*m
e _B	eccentricità in larghezza B	=	0.28	e _B = M _B / N _k , α = 0.1*BR
e _L	eccentricità in lunghezza L	=	0.00	e _L = M _L / N _k , α = 0.1*LR
B _R	larghezza della fondazione reale	=	2.80 m	
L _R	lunghezza della fondazione	=	2.80 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	2.24 m	B = B _R - 2 * e _B
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	2.80 m	L = L _R - 2 * e _L
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.16	1 + (B/L) * (Nq/Nc)
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.00	1 + (B/L) * sin(φ')
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.68	1 - 0.4 * (B/L) >= 0.6
θ	inclinazione del carico	=	9.46 °	= atan(Tk/Nk)
ic	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80	(1 - θ / 90) / 2
iq	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80	= 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'))
bq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	exp(-2.7 * ω * tanφ')
bg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	exp(-2.7 * ω * tanφ')
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'))
gq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	(1 - 0.5 * tanβ) / 5
gg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	gq
dc	fattore di profondità	=	1.36	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 * tanφ' * (1 - senφ') / 2 * (D/B)
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.99	per D/B > 1; dq = 1 + 2 * tanφ' * (1 - senφ') / 2 * (D/B) * atan(D/B)
kh	coefficiente sismico orizzontale per inerzia del terreno	=	0.083	1 - 0.25 * log(B/2) per B >= 2
kv	coefficiente sismico verticale per inerzia del terreno	=	0.041	J.E. Bowles, 1988
zc	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.97	tabella 7.11.1 del D.M. 14-01-2008
zq	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.73	kh / 2
zg	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.53	exp(-4.3 * kh * (1 + XX))

Controllo della validità dell'eccentricità, e / BR o LR <= 0.16	
e _B / BR	0.10
e _L / LR	0.00

Applicando suddetta formula generale di Brinch-Hansen assumendo i fattori riduttivi per l'azione inerziale del terreno in caso di sisma si calcola il carico limite N_{lim} in condizioni sismiche

N_{lim} = 495 kPa

In caso di un substrato roccioso il valore del carico N_{lim} va ridotto in funzione del RQD:

N_{lim}' = N_{lim} * RQD^{0.2} = 0 kPa

in RQD Rock Quality Designation (pezzi > 10cm per metro)

in RQD = 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 una resistenza di progetto

Rd = N_{lim} / 1.8 = 275 kPa = 2.75 daN/cm² = 27.5 ton/m²

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE T_{lim} ORIZZONTALE IN CONDIZIONI SISMICHE 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} = 53 kPa

in cui:

ca _d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	80 kPa	
mc%	fattore di riduzione per ca _d	=	0.66	J.E. Bowles, 1988
N _k statico	carico verticale caratteristico statico	=	463 kN	
δ' _d	angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.0	φ _d * mm
tan(δ' _d)	tangente dell'angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.00	J.E. Bowles, 1988
mm%	fattore di riduzione per tan(δ' _d)	=	67%	
A _{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	6.27 m ²	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 L * B per fondazioni a platea 6.27

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 una resistenza di progetto

Rd = T_{lim} / 1.1 = 48 kPa = 0.48 daN/cm² = 4.8 ton/m²

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 = 236 kPa (condizioni non drenate)

in cui:

N _{qcrit}	fattore critico dipendente da φ	=	0.00	Nq crit = π / (cotg(φ) - ((π/2) - φ))
c	coesione	=	75.00 kPa	(Frohlich)
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/m ³	= 2.000 ton/m ³
D	profondità di posa della fondazione	=	2.00 m	

Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1 al carico limite Qcrit si ottiene un carico critico di progetto relativo ai primi fenomeni di plasticizzazione di

Qcrit_d = Qcrit / 1.0 = 236 kPa = 2.356 daN/cm² = 23.56 ton/m²

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.

$N_{lim} = sc * ic * bc * gc * dc * Nc * c_d + sq * iq * bq * gq * dq * Nq * g1' * D + 0.5 * rg * sg * ig * bg * gg * dg * Ng * B * g2'$		=	1622 kPa	
in cui:				
Nc	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	19.32	$Nc = (Nq - 1) * \cotan\phi'$
Nq	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	9.60	$Nq = \tan^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \tan\phi')}$
Ng	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	5.74	$Ng = 1.5 * (Nq - 1) * \tan\phi'$
ϕ'_k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	24.0 °	= 0.42 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	=	25 kPa	= 0.25 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	profondita di posa della fondazione	=	2.00 m	
Nk	carico verticale caratteristico	=	463 kN	= 4.63 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	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	=	2.80 m	
L_R	lunghezza della fondazione	=	2.80 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	2.80 m	$B = B_R - 2 * e_b$
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	2.80 m	$L = L_R - 2 * e_l$
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.40	$1 + (B/L) * (Nq/Nc)$
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.33	$1 + (B/L) * \sin(\phi')$
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.68	$1 - 0.4 * (B/L) \geq 0.6$
θ	inclinazione del carico	=	0.00 °	$\atan(Tk/Nk)$
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	$bq - ((1 - bq) / (Nc * \tan\phi'))$
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	$gq - ((1 - gq) / (Nc * \tan\phi'))$
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	=	1.36	per $D/B \leq 1$; $dc = 1 + 0.4 * (D/B)$
dq	fattore di profondita	=	1.28	per $D/B > 1$; $dc = 1 + 0.4 * \atan(D/B)$
dg	fattore di profondita	=	1.00	per $D/B \leq 1$; $dq = 1 + 2 * \tan\beta * (1 - \sin\beta) * 2 * (D/B)$
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.99	per $D/B > 1$; $dq = 1 + 2 * \tan\beta * (1 - \sin\beta) * 2 * (D/B) * \atan(D/B)$ 1.00 per definizione
				1.00 per definizione
				J.E. Bowles, 1988
In caso di un substrato roccioso il valore del carico Nlim 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 Nlim, come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto				
	$Rd = N_{lim} / 2.3$	=	705 kPa = 7.05 daN/cm ² = 70.5 ton/mq	

Controllo della validita dell'eccentricita; e/B o $L \leq 0.16$	
e_b / B	0.00
e_l / L	0.00
	Brinch-Hansen, 1970
	Brinch-Hansen, 1970

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

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

$T_{lim} = ca_d * mc\% + (Nk * \tan(\delta'_d) * mm\%) / A_{FONDAZIONI}$		=	18 kPa	
in cui:				
ca_d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	27 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%	J.E. Bowles, 1988
A_{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	7.84 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 Tlim, come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto				
	$Rd = T_{lim} / 1.1$	=	16 kPa = 0.162 daN/cm ² = 1.62 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.

$N_{lim} = zc \cdot sc \cdot ic \cdot bc \cdot gc \cdot dc \cdot Nc \cdot c_d + zq \cdot sq \cdot iq \cdot bq \cdot gq \cdot dq \cdot Nq \cdot g1 \cdot D + 0.5 \cdot zg \cdot rg \cdot sg \cdot ig \cdot bg \cdot gg \cdot dg \cdot Ng \cdot B \cdot g2'$		=	979 kPa	
in cui:				
Nc	fattore di capacità portante dipendente dal φ'	=	19.32	Nc = (Nq - 1) * cotanφ'
Nq	fattore di capacità portante dipendente dal φ'	=	9.60	Nq = tan²(45 + φ/2) * e^(pi * tanφ')
Ng	fattore di capacità portante dipendente dal φ'	=	5.74	Ng = 1.5 * (Nq - 1) * tanφ'
φ' _k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	24.0 °	= 0.42 radians
tan(φ' _d)	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	=	25 kPa	= 0.25 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	profondità di posa della fondazione	=	2.00 m	
Nk	carico verticale caratteristico (incluso componente verticale dell'azione sismica E)	=	463 kN	= 4.63 ton
Tk	carico orizzontale caratteristico (incluso componente orizzontale dell'azione sismica E)	=	93 kN	= 0.93 ton
M _B	momento nella direzione di B (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	602 kN*m	= 6.02 ton*m
M _L	momento nella direzione di L (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	602 kN*m	= 6.02 ton*m
e _B	eccentricità in larghezza B	=	0.28	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	=	2.80 m	
L _R	lunghezza della fondazione	=	2.80 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	2.24 m	B = B _R - 2 * e _B
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	2.80 m	L = L _R - 2 * e _L
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.40	1 + (B/L) * (Nq/Nc)
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.33	1 + (B/L) * sin(φ')
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.68	1 - 0.4 * (B/L) >= 0.6
θ	inclinazione del carico	=	9.46 °	atan(Tk/Nk)
ic	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80	(1 - θ / 90) / 2
iq	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80	= ic
ig	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.37	(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'))
bq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	exp(-2.7 * ω * tanφ')
bg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	exp(-2.7 * ω * tanφ')
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'))
gq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	(1 - 0.5 * tanβ) / 5
gg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	gq
dc	fattore di profondità	=	1.36	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	=	1.28	per D/B <= 1; dq = 1 + 2 * tanφ' * (1 - senφ') / 2 * (D/B) per D/B > 1; dq = 1 + 2 * tanφ' * (1 - senφ') / 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	=	0.99	1 - 0.25 * log(B/2) per B >= 2
kh	coefficiente sismico orizzontale per inerzia del terreno	=	0.083	tabella 7.11.1 del D.M. 14-01-2008
kv	coefficiente sismico verticale per inerzia del terreno	=	0.041	kh / 2
zc	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.81	exp(-4.3 * kh * (1 + XX))
zq	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.73	(1 - Kv) * exp(-5.3 * kh * 1.2) / (1 - Kv)
zg	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.53	(1 - 2/3 * Kv) * exp(-9 * kh * 1.1) / (1 - Kv)

Controllo della validità dell'eccentricità, e / BR o LR <= 0.16	
e _B / BR	0.10
e _L / LR	0.00

Applicando suddetta formula generale di Brinch-Hansen assumendo i fattori riduttivi per l'azione inerziale del terreno in caso di sisma si calcola il carico limite N_{lim} in condizioni sismiche

N_{lim} = 979 kPa

In caso di un substrato roccioso il valore del carico N_{lim} va ridotto in funzione del RQD:

N_{lim}' = N_{lim} * RQD^0.2 = 0 kPa

in RQD Rock Quality Designation (pezzi > 10cm per metro)

in RQD = 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 una resistenza di progetto

Rd = N_{lim} / 1.8 = 544 kPa = 5.44 daN/cmq = 54.4 ton/mq

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE T_{lim} ORIZZONTALE IN CONDIZIONI SISMICHE 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} = 28 kPa

in cui:

ca _d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	27 kPa	
mc%	fattore di riduzione per ca _d	=	0.66	J.E. Bowles, 1988
N _k statico	carico verticale caratteristico statico	=	463 kN	
δ' _d	angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	12.1	φ _k * mm
tan(δ' _d)	tangente dell'angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.21	J.E. Bowles, 1988
mm%	fattore di riduzione per tan(δ' _d)	=	67%	
A _{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	6.27 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 L * B per fondazioni a platea 6.27

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 una resistenza di progetto

Rd = T_{lim} / 1.1 = 26 kPa = 0.258 daN/cmq = 2.58 ton/mq

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 * cotgφk + g1' * D) = 276 kPa (condizioni drenate)

in cui:

Nqcrit	fattore critico dipendente da φ	=	2.87	Nq crit = π / (cotg φ - ((π/2) - φ))
c	coesione	=	25.00 kPa	(Frohlich)
φ' _k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	24.0 °	= 0.42 radians
g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/mc	= 2.000 ton/mc
D	profondità di posa della fondazione	=	2.00 m	

Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1 al carico limite Qcrit si ottiene un carico critico di progetto relativo ai primi fenomeni di plasticizzazione di

Qcrit_d = Qcrit / 1.0 = 276 kPa = 2.761 daN/cmq = 27.61 ton/mq

RIEPILOGO CEDIMENTI (calcolati con M secondo Benassi)

Comune	Lugo
Localita'	Lugo
Committente	Ubuntu s.r.l.
Fondazione rettangolare	2.8 X 2.8 m
Plano di posa	2 -- 2 m
Carico applicato	1.1 daN/cm2

Distanza fondazione tra (m)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		1.40	1.40	1.98
spigolo corto	1.40		1.98	1.40
spigolo lungo	1.40	1.98		1.40
centro	1.98	1.40	1.40	

Distanze tra le prove (m) / Distanza ipotizzata della variabilità litotecnica (m)	Prova 4	Prova 5	Prova 6	Prova 7
Prova 4	4	11	11	11
Prova 5	11		11	11
Prova 6	11	11		11
Prova 7	11	11	11	



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

CEDIMENTI EDMETRICI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE POSIZIONE NELLA PIANTA DI FONDAZIONE

PROVA 4	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Pianta rettangolare	
priva rigidezza angolo	1.33
priva rigidezza spigolo corto	1.89
priva rigidezza spigolo lungo	1.89
priva rigidezza centro	2.83
rigida	0.00
	2.62

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.56	0.56	1.50
spigolo corto	0.56		0.00	0.94
spigolo lungo	0.56	0.00		0.94
centro	1.50	0.94	0.94	

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.40	0.40	0.76
spigolo corto	0.40		0.00	0.67
spigolo lungo	0.40	0.00		0.67
centro	0.76	0.67	0.67	

Cedimenti differenziali massimi	cm	%	L / Δ
	1.50	0.76	132

PROVA 5	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Pianta rettangolare	
priva rigidezza angolo	1.59
priva rigidezza spigolo corto	2.31
priva rigidezza spigolo lungo	2.31
priva rigidezza centro	3.52
rigida	0.00
	3.25

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.72	0.72	1.92
spigolo corto	0.72		0.00	1.20
spigolo lungo	0.72	0.00		1.20
centro	1.92	1.20	1.20	

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.51	0.51	0.97
spigolo corto	0.51		0.00	0.86
spigolo lungo	0.51	0.00		0.86
centro	0.97	0.86	0.86	

Cedimenti differenziali massimi	cm	%	L / Δ
	1.92	0.97	103

PROVA 6	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Pianta rettangolare	
priva rigidezza angolo	1.42
priva rigidezza spigolo corto	2.04
priva rigidezza spigolo lungo	2.04
priva rigidezza centro	3.07
rigida	0.00
	2.83

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.62	0.62	1.65
spigolo corto	0.62		0.00	1.03
spigolo lungo	0.62	0.00		1.03
centro	1.65	1.03	1.03	

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.44	0.44	0.83
spigolo corto	0.44		0.00	0.74
spigolo lungo	0.44	0.00		0.74
centro	0.83	0.74	0.74	

Cedimenti differenziali massimi	cm	%	L / Δ
	1.65	0.83	120

PROVA 7	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Pianta rettangolare	
priva rigidezza angolo	1.35
priva rigidezza spigolo corto	1.94
priva rigidezza spigolo lungo	1.94
priva rigidezza centro	2.94
rigida	0.00
	2.72

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.59	0.59	1.59
spigolo corto	0.59		0.00	1.00
spigolo lungo	0.59	0.00		1.00
centro	1.59	1.00	1.00	

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.42	0.42	0.80
spigolo corto	0.42		0.00	0.71
spigolo lungo	0.42	0.00		0.71
centro	0.80	0.71	0.71	

Cedimenti differenziali massimi	cm	%	L / Δ
	1.59	0.80	125

CEDIMENTI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE PROVE

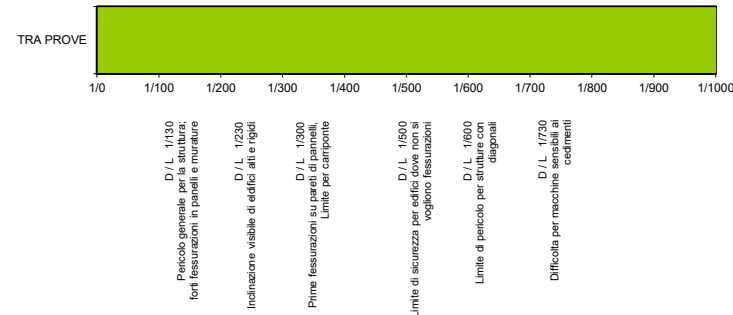
Pianta rettangolare rigida	Cedimenti cumulativo in cm		
	Elastici	Edometrici	Totale
Prova 4	0.86	2.62	3.48
Prova 5	1.09	3.25	4.34
Prova 6	0.94	2.83	3.76
Prova 7		2.72	

Cedimenti differenziali Edometrici (cm)	Prova 4	Prova 5	Prova 6	Prova 7
Prova 4		0.639	0.213	0.106
Prova 5	0.639		0.426	0.534
Prova 6	0.213	0.426		0.107
Prova 7	0.106	0.534	0.107	

Cedimenti differenziali Edometrici (%)	Prova 4	Prova 5	Prova 6	Prova 7
Prova 4		0.058	0.019	0.010
Prova 5	0.058		0.039	0.049
Prova 6	0.019	0.039		0.010
Prova 7	0.010	0.049	0.010	

Cedimenti differenziali edometrici massimi	cm	%	L / Δ
	0.64	0.06	1721

LIMITE DELLE DISTORSIONI ANGOLARI (BJERRUM 1963)
DISTORSIONE MASSIMA TRA PROVE L / Δ = 1721



LIMITI DEI CEDIMENTI E DISTORSIONI ANGOLARI AMMISSIBILE (WILUN & STARZEWSKI 1975)

Classe edificio e struttura	Tipo di edificio e strutture	Cedimento massimo totale ammissibile (cm)	Deformazione angolare massima ammissibile calcolata per tre punti allineati e connessi della fondazioni di una struttura
1	strutture massicce di notevole rigidezza rispetto agli assi orizzontale, con fondazioni massicce in calcestruzzo non armato o fondazioni cellulari o graticci rigidi in calcestruzzo armato.	15 - 20	Le differenze massimi tra i cedimenti dei vari punti della struttura non dovrebbero causare inclinazioni della fondazioni maggiori di 1/100 - 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.	10 - 15	1/100 - 1/200
3	strutture iperstatiche in acciaio e strutture portanti in laterizio con cordoli in cementi armati ad ogni piano, con fondazioni continue in cemento armato e con pareti trasversali con almeno 25 cm di spessore con interassi minori di 6 m e strutture a telaio in calcestruzzo armato con le colonne ad interassi minori di 6 m, con fondazioni continue o a platea.	8 - 10	1/200 - 1/300
4	strutture della classe 3, ma che non soddisfano una della condizioni imposte e strutture in cemento armato con fondazioni a plinti.	6 - 8	1/300 - 1/500
5	strutture prefabbricate costituite da grandi pareti o elementi a blocchi.	5 - 6	1/500 - 1/700

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola 20/09
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 05/10/2021

VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Modulo Edometrico M secondo Benassi
 Modulo Elastico E secondo Autori Vari



**Società di
 Geologia
 Territoriale**

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

Profondità Z sul sito piano di posa fondazione	Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 4	Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 5	Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 6	Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 7	Rapporto di tensione Ip (Steinbrenner 1934) verticale per una pianta rettangolare di 2.8 x 2.8 metri	Profondità Z sul sito piano di posa fondazione	Cedimento (cm) CPT 4 con carico effettivo di 0.8 daN/cm ²	Cedimento (cm) CPT 5 con carico effettivo di 0.8 daN/cm ²	Cedimento (cm) CPT 6 con carico effettivo di 0.8 daN/cm ²	Cedimento (cm) CPT 7 con carico effettivo di 0.8 daN/cm ²			
	E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kulhawy & Maine	E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kulhawy & Maine	E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kulhawy & Maine	E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kulhawy & Maine	angolo pianta flessibile centro pianta flessibile pianta rigida		0.86 cm 1.32 cm 2.82 cm 2.61 cm	0.86 cm 1.09 cm 1.59 cm 3.51 cm 3.25 cm	0.94 cm 1.41 cm 3.06 cm 2.82 cm	0.92 cm 1.34 cm 2.93 cm 2.72 cm	0.92 cm 1.34 cm 2.93 cm 2.72 cm	totale pianta rigida (M+E) 3.48 cm	totale pianta rigida (M+E) 4.34 cm

CALCOLO DEI CEDIMENTI

Larghezza fondazione (b) **2.80 m**
 Lunghezza fondazione (a) **2.80 m**

Carico applicato **1.100 daN/cm²**

Calcolo fino a profondità massima di **20.00 m** da piano fondazioni

Modulo Edometrico secondo **Benassi**

PROVA A 4

Profondità fondazione **2.00 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione **0.800 daN/cm²**

Cedimenti per pianta rigida **Elastici** 0.86 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** 2.62 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** 3.48 cm

PROVA B 5

Profondità fondazione **2.00 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione **0.800 daN/cm²**

Cedimenti per pianta rigida **Elastici** 1.09 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** 3.25 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** 4.34 cm

PROVA C 6

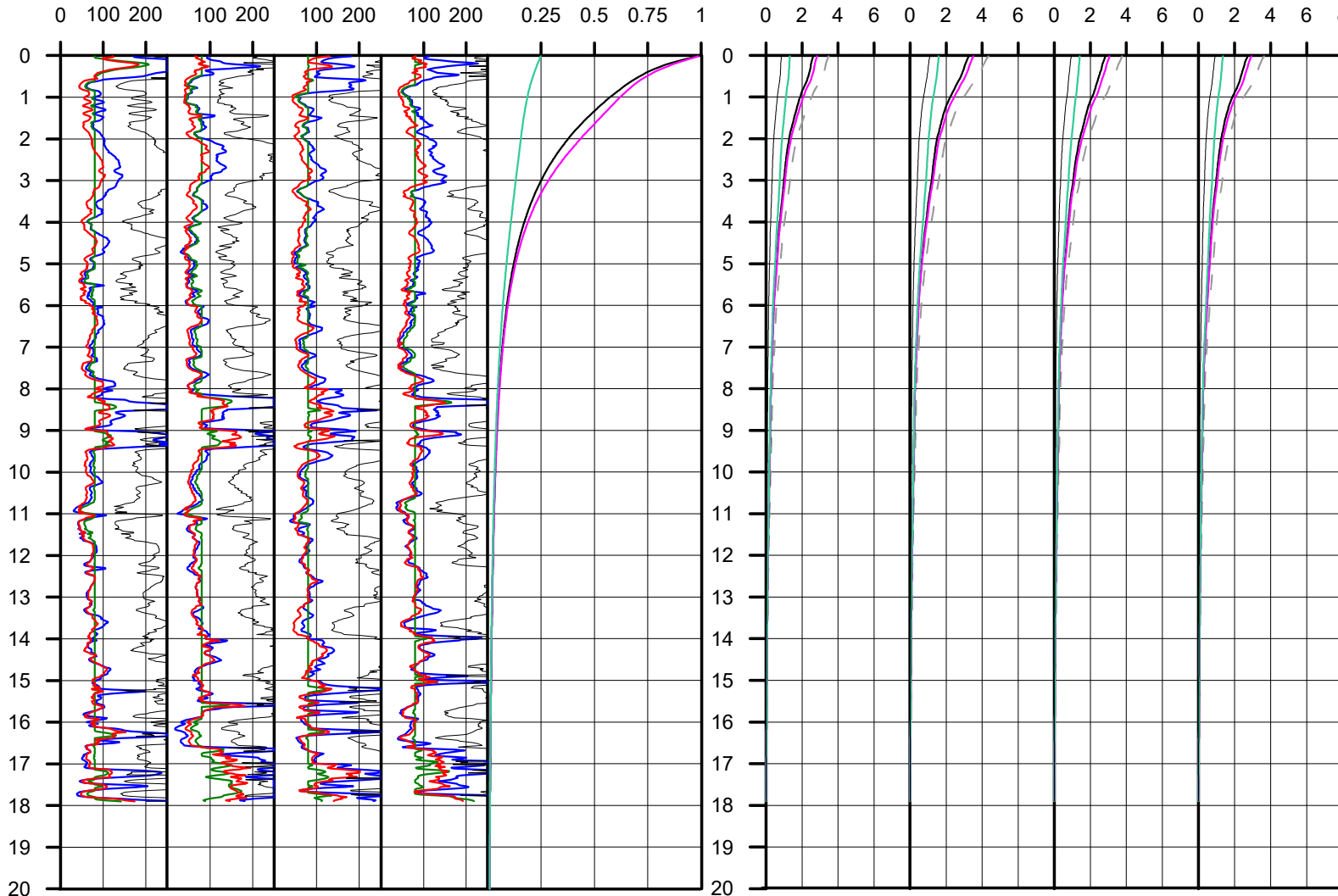
Profondità fondazione **2.00 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione **0.800 daN/cm²**

Cedimenti per pianta rigida **Elastici** 0.94 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** 2.83 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** 3.76 cm

PROVA D 7

Profondità fondazione **2.00 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione **0.800 daN/cm²**

Cedimenti per pianta rigida **Elastici** 0.92 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** 2.72 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** 3.64 cm



Collasso per carico limite dell'insieme
“fondazione-terreno” – approccio 2

VALUTAZIONE DELLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) – DEFORMAZIONI IRREVERSIBILI

Fondazione palazzina – edificio B

- fondazioni nastriformi con dimensioni equivalenti di 4.5x54 m, con incastro terreno fondazione di almeno 2.4 m.

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.

$N_{lim} = sc * ic * bc * gc * dc * Nc * c_d + sq * iq * bq * gq * dq * Nq * g1' * D + 0.5 * rg * sg * ig * bg * gg * dg * Ng * B * g2'$		=	510 kPa	
in cui:				
Nc	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	5.14	$Nc = (Nq - 1) * \cotan\phi'$
Nq	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	1.00	$Nq = \tan^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \tan\phi')}$
Ng	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	0.00	$Ng = 1.5 * (Nq - 1) * \tan\phi'$
ϕ'_k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	0.0 °	= 0.00 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	=	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	=	2.40 m	
Nk	carico verticale caratteristico	=	11987 kN	= 119.87 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	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	=	4.50 m	
L_R	lunghezza della fondazione	=	54.00 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	4.50 m	$B = B_R - 2 * e_b$
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	54.00 m	$L = L_R - 2 * e_l$
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.01	$1 + (B/L) * (Nq/Nc)$
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.00	$1 + (B/L) * \sin(\phi')$
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.97	$1 - 0.4 * (B/L) \geq 0.6$
θ	inclinazione del carico	=	0.00 °	$\atan(Tk/Nk)$
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	=	0.00	$(1 - \theta / \phi') * 2 : 0 \text{ se } \phi = 0 \text{ o } \phi < \theta$
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	$bq - ((1 - bq) / (Nc * \tan\phi'))$
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	$gq - ((1 - gq) / (Nc * \tan\phi'))$
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	=	1.27	per $D/B \leq 1$; $dc = 1 + 0.4 * (D/B)$
dq	fattore di profondita	=	1.00	per $D/B > 1$; $dc = 1 + 0.4 * \atan(D/B)$
dg	fattore di profondita	=	1.00	per $D/B \leq 1$; $dq = 1 + 2 * \tan^2(1 - \text{sen}\beta) * 2 * (D/B)$
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.94	per $D/B > 1$; $dq = 1 + 2 * \tan^2(1 - \text{sen}\beta) * 2 * (D/B) * \atan(D/B)$ 1.00 per definizione
				J.E. Bowles, 1988
In caso di un substrato roccioso il valore del carico N_{lim} va ridotto in funzione del RQD:				
	$N_{lim}' = N_{lim} * RQD^2$	=	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				
	$Rd = N_{lim} / 2.3$	=	222 kPa	= 2.22 daN/cmq = 22.2 ton/mq

Controllo della validita dell'eccentricita; e / B o $L \leq 0.16$	
e_b / B	0.00
e_l / L	0.00

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

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

$T_{lim} = ca_d * mc\% + (Nk * \tan(\delta'_d) * mm\%) / A_{FONDAZIONI}$		=	53 kPa	
in cui:				
ca_d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	80 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	=	0.0	$\phi_k * mm$
$\tan(\delta'_d)$	tangente dell'angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.00	J.E. Bowles, 1988
$mm\%$	fattore di riduzione per $\tan(\delta'_d)$	=	67%	
A_{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	243.00 mq	$mm = 0.67$ a favore della sicurezza, ma potrebbero essere assunto $mm = 1$ poiche 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				
	$Rd = T_{lim} / 1.1$	=	48 kPa	= 0.48 daN/cmq = 4.8 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.

$N_{lim} = zc \cdot sc \cdot ic \cdot bc \cdot gc \cdot dc \cdot Nc \cdot c_d + zq \cdot sq \cdot iq \cdot bq \cdot gg \cdot dq \cdot Nq \cdot g1 \cdot D + 0.5 \cdot zg \cdot rg \cdot sg \cdot ig \cdot bg \cdot gg \cdot dg \cdot Ng \cdot B \cdot g2'$		=	376 kPa	
in 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 interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	0.0 °	= 0.00 radians
tan(φ) _d	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	=	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	profondità di posa della fondazione	=	2.40 m	
Nk	carico verticale caratteristico (incluso componente verticale dell'azione sismica E)	=	11987 kN	= 119.87 ton
Tk	carico orizzontale caratteristico (incluso componente orizzontale dell'azione sismica E)	=	2397 kN	= 23.97 ton
M _b	momento nella direzione di B (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	30660 kN*m	= 306.60 ton*m
M _l	momento nella direzione di L (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	21185 kN*m	= 211.85 ton*m
e _B	eccentricità in larghezza B	=	0.45	e _B = M _b / N _k , α = 0.1*BR
e _L	eccentricità in lunghezza L	=	0.00	e _L = M _l / N _k , α = 0.1*LR
B _R	larghezza della fondazione reale	=	4.50 m	
L _R	lunghezza della fondazione	=	54.00 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	3.60 m	B = B _R - 2 * e _B
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	54.00 m	L = L _R - 2 * e _L
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.01	1 + (B/L) * (Nq/Nc)
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.00	1 + (B/L) * sin(φ)
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.97	1 - 0.4 * (B/L) >= 0.6
θ	inclinazione del carico	=	9.46 °	atan(Tk/Nk)
ic	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80	(1 - θ / 90) / 2
iq	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80	= 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'))
bq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	exp(-2*ω*tanφ')
bg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	exp(-2.7*ω*tanφ')
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'))
gq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	(1 - 0.5 * tanβ) / 5
gg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	gq
dc	fattore di profondità	=	1.27	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 * tanφ' * (1 - senφ) / 2 * (D/B)
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.94	per D/B > 1; dq = 1 + 2 * tanφ' * (1 - senφ) / 2 * (D/B) * atan(D/B)
kh	coefficiente sismico orizzontale per inerzia del terreno	=	0.083	1 - 0.25 * log(B/2) per B >= 2
kv	coefficiente sismico verticale per inerzia del terreno	=	0.041	J.E. Bowles, 1988
zc	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.94	tabella 7.11.1 del D.M. 14-01-2008
zq	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.73	kh / 2
zg	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.53	exp(-4.3*kh*(1+XX))
Applicando suddetta formula generale di Brinch-Hanssen assumendo i fattori riduttivi per l'azione inerziale del terreno in caso di sisma si calcola il carico limite N _{lim} in condizioni sismiche				
N _{lim}		=	376 kPa	
In caso di un substrato roccioso il valore del carico N _{lim} va ridotto in funzione del RQD:				
N _{lim'}	N _{lim} * RQD ^{0.2}	=	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 una resistenza di progetto				
R _d	N _{lim} / 1.8	=	209 kPa	= 2.09 daN/cmq = 20.9 ton/mq

Controllo della validità dell'eccentricità, e / BR o LR <= 0.16	
e _B / BR	0.10
e _L / LR	0.00

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

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

$T_{lim} = ca_d \cdot mc\% + (Nk \cdot \tan(\delta')_d \cdot mm\%) / A_{FONDAZIONI}$		=	53 kPa	
in cui:				
ca _d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	80 kPa	
mc%	fattore di riduzione per ca _d	=	0.66	J.E. Bowles, 1988
N _k statico	carico verticale caratteristico statico	=	11987 kN	
δ' _d	angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.0	φ _k * mm
tan(δ') _d	tangente dell'angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.00	J.E. Bowles, 1988
mm%	fattore di riduzione per tan(δ' _d)	=	67%	
A _{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	194.40 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 L * B per fondazioni a platea 194.4

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 una resistenza di progetto

R_d = T_{lim} / 1.1 = 48 kPa = 0.48 daN/cmq = 4.8 ton/mq

VERIFICA DI FROHLICH

Si considera l'equazione di Frohlich che valuta il carico critico (Q_{crit}) per cui appaiono le prime zone plastiche.

$Q_{crit} = pi \cdot greco \cdot c$		=	220 kPa	(condizioni non drenate)
in cui:				
N _{q,crit}	fattore critico dipendente da φ	=	0.00	N _{q,crit} = π / (cotg(φ) - ((π/2) - φ))
c	coesione	=	70.00 kPa	(Frohlich)
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	=	2.40 m	

Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1 al carico limite Q_{crit} si ottiene un carico critico di progetto relativo ai primi fenomeni di plasticizzazione di

Q_{crit,d} = Q_{crit} / 1.0 = 220 kPa = 2.199 daN/cmq = 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.

$N_{lim} = sc * ic * bc * gc * dc * Nc * c_d + sq * iq * bq * gq * dq * Nq * g1' * D + 0.5 * rg * sg * ig * bg * gg * dg * Ng * B * g2'$		=	1102 kPa	
in cui:				
Nc	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	16.88	$Nc = (Nq - 1) * \cotan\phi'$
Nq	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	7.82	$Nq = \tan^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \tan\phi')}$
Ng	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	4.13	$Ng = 1.5 * (Nq - 1) * \tan\phi'$
ϕ'_k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	22.0 °	= 0.38 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	=	25 kPa	= 0.25 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	profondita di posa della fondazione	=	2.40 m	
Nk	carico verticale caratteristico	=	11987 kN	= 119.87 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	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	=	4.50 m	
L_R	lunghezza della fondazione	=	54.00 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	4.50 m	$B = B_R - 2 * e_b$
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	54.00 m	$L = L_R - 2 * e_l$
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.03	$1 + (B/L) * (Nq/Nc)$
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.02	$1 + (B/L) * \sin\phi'$
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.97	$1 - 0.4 * (B/L) \geq 0.6$
θ	inclinazione del carico	=	0.00 °	$\atan(Tk/Nk)$
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	$bq - ((1 - bq) / (Nc * \tan\phi'))$
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	$gq - ((1 - gq) / (Nc * \tan\phi'))$
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	=	1.27	per D/B <= 1; $dc = 1 + 0.4 * (D/B)$
dq	fattore di profondita	=	1.21	per D/B > 1; $dc = 1 + 0.4 * \atan(D/B)$
dg	fattore di profondita	=	1.00	per D/B <= 1; $dq = 1 + 2 * \tan\beta * (1 - \sin\beta) * 2 * (D/B)$
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.94	per D/B > 1; $dq = 1 + 2 * \tan\beta * (1 - \sin\beta) * 2 * (D/B) * \atan(D/B)$ 1.00 per definizione
				1.00 per definizione
				J.E. Bowles, 1988
In caso di un substrato roccioso il valore del carico Nlim 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 Nlim, come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto				
	$Rd = N_{lim} / 2.3$	=	479 kPa	= 4.79 daN/cm ² = 47.9 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	

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

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

$T_{lim} = ca_d * mc\% + (Nk * \tan(\delta'_d) * mm\%) / A_{FONDAZIONI}$		=	18 kPa	
in cui:				
ca_d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	27 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	J.E. Bowles, 1988
mm%	fattore di riduzione per $\tan(\delta'_d)$	=	67%	
A_{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	243.00 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 Tlim, come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto				
	$Rd = T_{lim} / 1.1$	=	16 kPa	= 0.162 daN/cm ² = 1.62 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.

$N_{lim} = zc \cdot sc \cdot ic \cdot bc \cdot gc \cdot dc \cdot Nc \cdot c_d + zq \cdot sq \cdot iq \cdot bq \cdot gq \cdot dq \cdot Nq \cdot g1 \cdot D + 0.5 \cdot zg \cdot rg \cdot sg \cdot ig \cdot bg \cdot gg \cdot dg \cdot Ng \cdot B \cdot g2'$		=	627 kPa	
in cui:				
Nc	fattore di capacità portante dipendente dal φ'	=	16.88	Nc = (Nq - 1) * cotanφ'
Nq	fattore di capacità portante dipendente dal φ'	=	7.82	Nq = tan ² (45 + φ/2) * e ^φ (pi * tanφ')
Ng	fattore di capacità portante dipendente dal φ'	=	4.13	Ng = 1.5 * (Nq - 1) * tanφ'
φ' _k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	22.0 °	= 0.38 radians
tan(φ' _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	=	25 kPa	= 0.25 daN/cm ²
g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/m ³	= 2.000 ton/m ³
g2'	peso unitario efficace del terreno sotto la fondazione	=	10.00 kN/m ³	= 1.000 ton/m ³
D	profondità di posa della fondazione	=	2.40 m	
Nk	carico verticale caratteristico (incluso componente verticale dell'azione sismica E)	=	11987 kN	= 119.87 ton
Tk	carico orizzontale caratteristico (incluso componente orizzontale dell'azione sismica E)	=	2397 kN	= 23.97 ton
M _B	momento nella direzione di B (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	30660 kN*m	= 306.60 ton*m
M _L	momento nella direzione di L (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	21185 kN*m	= 211.85 ton*m
e _B	eccentricità in larghezza B	=	0.45	e _B = M _B / N _k , α = 0.1*BR
e _L	eccentricità in lunghezza L	=	0.00	e _L = M _L / N _k , α = 0.1*LR
B _R	larghezza della fondazione reale	=	4.50 m	
L _R	lunghezza della fondazione	=	54.00 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	3.60 m	B = B _R - 2 * e _B
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	54.00 m	L = L _R - 2 * e _L
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.03	1 + (B/L) * (Nq/Nc)
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.02	1 + (B/L) * sin(φ')
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.97	1 - 0.4 * (B/L) >= 0.6
θ	inclinazione del carico	=	9.46 °	atan(Tk/Nk)
ic	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80	(1 - θ / 90) / 2
iq	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80	= ic
ig	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.32	(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'))
bq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	exp(-2*ω*tanφ')
bg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	exp(-2.7*ω*tanφ')
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'))
gq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	(1 - 0.5 * tanβ) / 5
gg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	gq
dc	fattore di profondità	=	1.27	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	=	1.21	per D/B <= 1; dq = 1 + 2 * tanφ' * (1 - senφ') / 2 * (D/B) per D/B > 1; dq = 1 + 2 * tanφ' * (1 - senφ') / 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	=	0.94	1 - 0.25 * log(B/2) per B >= 2
kh	coefficiente sismico orizzontale per inerzia del terreno	=	0.083	tabella 7.11.1 del D.M. 14-01-2008
kv	coefficiente sismico verticale per inerzia del terreno	=	0.041	kh / 2
zc	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.78	exp(-4.3*kh*(1+XX))
zq	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.73	(1-Kv)*exp(-5.3*kh*1.2)/(1-Kv)
zg	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.53	(1-2/3*Kv)*exp(-9*kh*1.1)/(1-Kv)

Controllo della validità dell'eccentricità, e / BR o LR <= 0.16	
e _B / BR	0.10
e _L / LR	0.00

Applicando suddetta formula generale di Brinch-Hansen assumendo i fattori riduttivi per l'azione inerziale del terreno in caso di sisma si calcola il carico limite N_{lim} in condizioni sismiche

N_{lim} = 627 kPa

In caso di un substrato roccioso il valore del carico N_{lim} va ridotto in funzione del RQD:

N_{lim}' = N_{lim} * RQD^{0.2} = **0 kPa**

in RQD Rock Quality Designation (pezzi > 10cm per metro)

in RQD = **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 una resistenza di progetto

Rd = N_{lim} / 1.8 = 348 kPa = 3.48 daN/cm² = 34.8 ton/m²

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

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

$$T_{lim} = ca_d \cdot mc\% + (Nk \cdot \tan(\delta'_d) \cdot mm\%) / A_{FONDAZIONI}$$

in cui:				
ca _d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	27 kPa	
mc%	fattore di riduzione per ca _d	=	0.66	J.E. Bowles, 1988
N _k statico	carico verticale caratteristico statico	=	11987 kN	
δ' _d	angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	12.1	φ _k * mm
tan(δ' _d)	tangente dell'angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.21	J.E. Bowles, 1988
mm%	fattore di riduzione per tan(δ' _d)	=	67%	
A _{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	194.40 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 L * B per fondazioni a platea 194.4

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 una resistenza di progetto

Rd = T_{lim} / 1.1 = 24 kPa = 0.24 daN/cm² = 2.42 ton/m²

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 * cotgφk + g1' * D) = 268 kPa (condizioni drenate)

in cui:				
Nqcrit	fattore critico dipendente da φ	=	2.44	Nq crit = π / (cotg φ - ((π/2)-φ)) (Frohlich)
c	coesione	=	25.00 kPa	
φ' _k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	22.0 °	= 0.38 radians
g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/m ³	= 2.000 ton/m ³
D	profondità di posa della fondazione	=	2.40 m	

Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1 al carico limite Qcrit si ottiene un carico critico di progetto relativo ai primi fenomeni di plasticizzazione di

Qcrit_d = Qcrit / 1.0 = 268 kPa = 2.679 daN/cm² = 26.79 ton/m²

RIEPILOGO CEDIMENTI (calcolati con M secondo Benassi)

Comune	Lugo
Localita'	Lugo
Committente	Ubuntu s.r.l.
Fondazione rettangolare	4.5 X 5.4 m
Plano di posa	2.4 -- 2.4 m
Carico applicato	0.8 daN/cm2

Distanza fondazione tra (m)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo	2.25	27.00	27.09	27.09
spigolo corto	2.25	27.09	27.00	27.00
spigolo lungo	27.00	27.09	2.25	2.25
centro	27.09	27.00	2.25	2.25

Distanze tra le prove (m) / Distanza ipotizzata della variabilità litotecnica (m)	Prova 4	Prova 5	Prova 6	Prova 7
Prova 4	4	5	6	7
Prova 5	11	11	11	11
Prova 6	11	11	11	11
Prova 7	11	11	11	11



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

CEDIMENTI EDMETRICI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE POSIZIONE NELLA PIANTA DI FONDAZIONE

PROVA 4	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Planta rettangolare	
priva rigidità angolo	1.44
priva rigidità spigolo corto	2.05
priva rigidità spigolo lungo	2.86
priva rigidità centro	4.08
rigida	0.00
	3.89

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo	0.61	1.42	2.64	2.64
spigolo corto	0.61	0.81	2.03	2.03
spigolo lungo	1.42	0.81	1.22	1.22
centro	2.64	2.03	1.22	1.22

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo	0.27	0.05	0.10	0.10
spigolo corto	0.27	0.03	0.08	0.08
spigolo lungo	0.05	0.03	0.54	0.54
centro	0.10	0.08	0.54	0.54

Cedimenti differenziali massimi	cm	%	L / Δ
	2.64	0.54	185

PROVA 5	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Planta rettangolare	
priva rigidità angolo	1.62
priva rigidità spigolo corto	2.34
priva rigidità spigolo lungo	3.21
priva rigidità centro	4.67
rigida	0.00
	4.45

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo	0.73	1.60	3.05	3.05
spigolo corto	0.73	0.87	2.32	2.32
spigolo lungo	1.60	0.87	1.45	1.45
centro	3.05	2.32	1.45	1.45

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo	0.32	0.06	0.11	0.11
spigolo corto	0.32	0.03	0.09	0.09
spigolo lungo	0.06	0.03	0.65	0.65
centro	0.11	0.09	0.65	0.65

Cedimenti differenziali massimi	cm	%	L / Δ
	3.05	0.65	155

PROVA 6	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Planta rettangolare	
priva rigidità angolo	1.47
priva rigidità spigolo corto	2.11
priva rigidità spigolo lungo	2.92
priva rigidità centro	4.21
rigida	0.00
	4.02

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo	0.64	1.45	2.74	2.74
spigolo corto	0.64	0.81	2.10	2.10
spigolo lungo	1.45	0.81	1.29	1.29
centro	2.74	2.10	1.29	1.29

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo	0.29	0.05	0.10	0.10
spigolo corto	0.29	0.03	0.08	0.08
spigolo lungo	0.05	0.03	0.57	0.57
centro	0.10	0.08	0.57	0.57

Cedimenti differenziali massimi	cm	%	L / Δ
	2.74	0.57	174

PROVA 7	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Planta rettangolare	
priva rigidità angolo	1.42
priva rigidità spigolo corto	2.03
priva rigidità spigolo lungo	2.82
priva rigidità centro	4.04
rigida	0.00
	3.85

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo	0.61	1.40	2.62	2.62
spigolo corto	0.61	0.79	2.01	2.01
spigolo lungo	1.40	0.79	1.22	1.22
centro	2.62	2.01	1.22	1.22

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo	0.27	0.05	0.10	0.10
spigolo corto	0.27	0.03	0.07	0.07
spigolo lungo	0.05	0.03	0.54	0.54
centro	0.10	0.07	0.54	0.54

Cedimenti differenziali massimi	cm	%	L / Δ
	2.62	0.54	185

CEDIMENTI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE PROVE

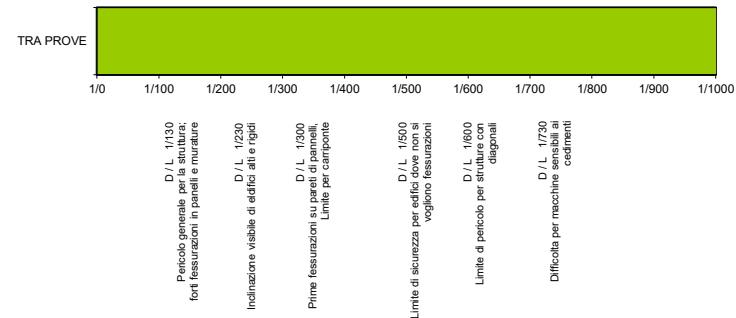
Planta rettangolare rigida	Cedimenti cumulativo in cm		
	Elastici	Edometrici	Totale
Prova 4	1.31	3.89	5.20
Prova 5	1.51	4.45	5.96
Prova 6	1.33	4.02	5.35
Prova 7		3.85	

Cedimenti differenziali Edometrici (cm)	Prova 4	Prova 5	Prova 6	Prova 7
Prova 4	0.559	0.124	0.041	
Prova 5	0.559	0.436	0.600	
Prova 6	0.124	0.436	0.165	
Prova 7	0.041	0.600	0.165	

Cedimenti differenziali Edometrici (%)	Prova 4	Prova 5	Prova 6	Prova 7
Prova 4	0.051	0.011	0.004	
Prova 5	0.051	0.040	0.055	
Prova 6	0.011	0.040	0.015	
Prova 7	0.004	0.055	0.015	

Cedimenti differenziali edometrici massimi	cm	%	L / Δ
	0.60	0.05	1832

LIMITE DELLE DISTORSIONI ANGOLARI (BJERRUM 1963)
DISTORSIONE MASSIMA TRA PROVE L / Δ = 1832



LIMITI DEI CEDIMENTI E DISTORSIONI ANGOLARI AMMISSIBILE (WILUN & STARZEWSKI 1975)

Classe edificio e struttura	Tipo di edificio e strutture	Cedimento massimo totale ammissibile (cm)	Deformazione angolare massima ammissibile calcolata per tre punti allineati e connessi della fondazioni di una struttura
1	strutture massicce di notevole rigidità rispetto agli assi orizzontale, con fondazioni massicce in calcestruzzo non armato o fondazioni cellulari o graticci rigidi in calcestruzzo armato.	15 - 20	Le differenze massimi tra i cedimenti dei vari punti della struttura non dovrebbero causare inclinazioni della fondazioni maggiori di 1/100 - 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.	10 - 15	1/100 - 1/200
3	strutture iperstatiche in acciaio e strutture portanti in laterizio con cordoli in cementi armati ad ogni piano, con fondazioni continue in cemento armato e con pareti trasversali con almeno 25 cm di spessore con interassi minori di 6 m e strutture a telaio in calcestruzzo armato con le colonne ad interassi minori di 6 m, con fondazioni continue o a platea.	8 - 10	1/200 - 1/300
4	strutture della classe 3, ma che non soddisfano una delle condizioni imposte e strutture in cemento armato con fondazioni a plinti.	6 - 8	1/300 - 1/500
5	strutture prefabbricate costituite da grandi pareti o elementi a blocchi.	5 - 6	1/500 - 1/700

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola 20/09
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu s.r.l.
 Data 05/10/2021

VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Modulo Edometrico M secondo Benassi
 Modulo Elastico E secondo Autori Vari



**Società di
 Geologia
 Territoriale**

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

Profondità Z sul sito piano di posa fondazione	Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 4	Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 5	Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 6	Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 7	Rapporto di tensione Ip (Steinbrenner 1934) verticale per una pianta rettangolare di 4,5 x 54 metri	Profondità Z sul sito piano di posa fondazione	Cedimento (cm) CPT 4 con carico effettivo di 0,44 daN/cm ²	Cedimento (cm) CPT 5 con carico effettivo di 0,44 daN/cm ²	Cedimento (cm) CPT 6 con carico effettivo di 0,44 daN/cm ²	Cedimento (cm) CPT 7 con carico effettivo di 0,44 daN/cm ²
	E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kulhawy & Maine	E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kulhawy & Maine	E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kulhawy & Maine	E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kulhawy & Maine	angolo pianta flessibile centro pianta flessibile pianta rigida		elastico pianta rigida 1,31 cm angolo pianta flessibile 1,44 cm centro pianta flessibile 4,08 cm edometrico pianta rigida 3,89 cm totale pianta rigida (M+E) 5,20 cm	elastico pianta rigida 1,51 cm angolo pianta flessibile 1,61 cm centro pianta flessibile 4,66 cm pianta rigida 4,45 cm totale pianta rigida (M+E) 5,96 cm	elastico pianta rigida 1,33 cm angolo pianta flessibile 1,47 cm centro pianta flessibile 4,21 cm pianta rigida 4,01 cm totale pianta rigida (M+E) 5,35 cm	elastico pianta rigida 1,30 cm angolo pianta flessibile 1,41 cm centro pianta flessibile 4,03 cm pianta rigida 3,85 cm totale pianta rigida (M+E) 5,15 cm

CALCOLO DEI CEDIMENTI

Larghezza fondazione (b) **4.50 m**
 Lunghezza fondazione (a) **54.00 m**

Carico applicato **0.800 daN/cm²**

Calcolo fino a profondità massima di **20.00 m** da piano fondazioni

Modulo Edometrico secondo **Benassi**

PROVA A **4**

Profondità fondazione **2.40 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione **0.440 daN/cm²**

Cedimenti per pianta rigida **Elastici** 1,31 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** 3,89 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** 5,20 cm

PROVA B **5**

Profondità fondazione **2.40 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione **0.440 daN/cm²**

Cedimenti per pianta rigida **Elastici** 1,51 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** 4,45 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** 5,96 cm

PROVA C **6**

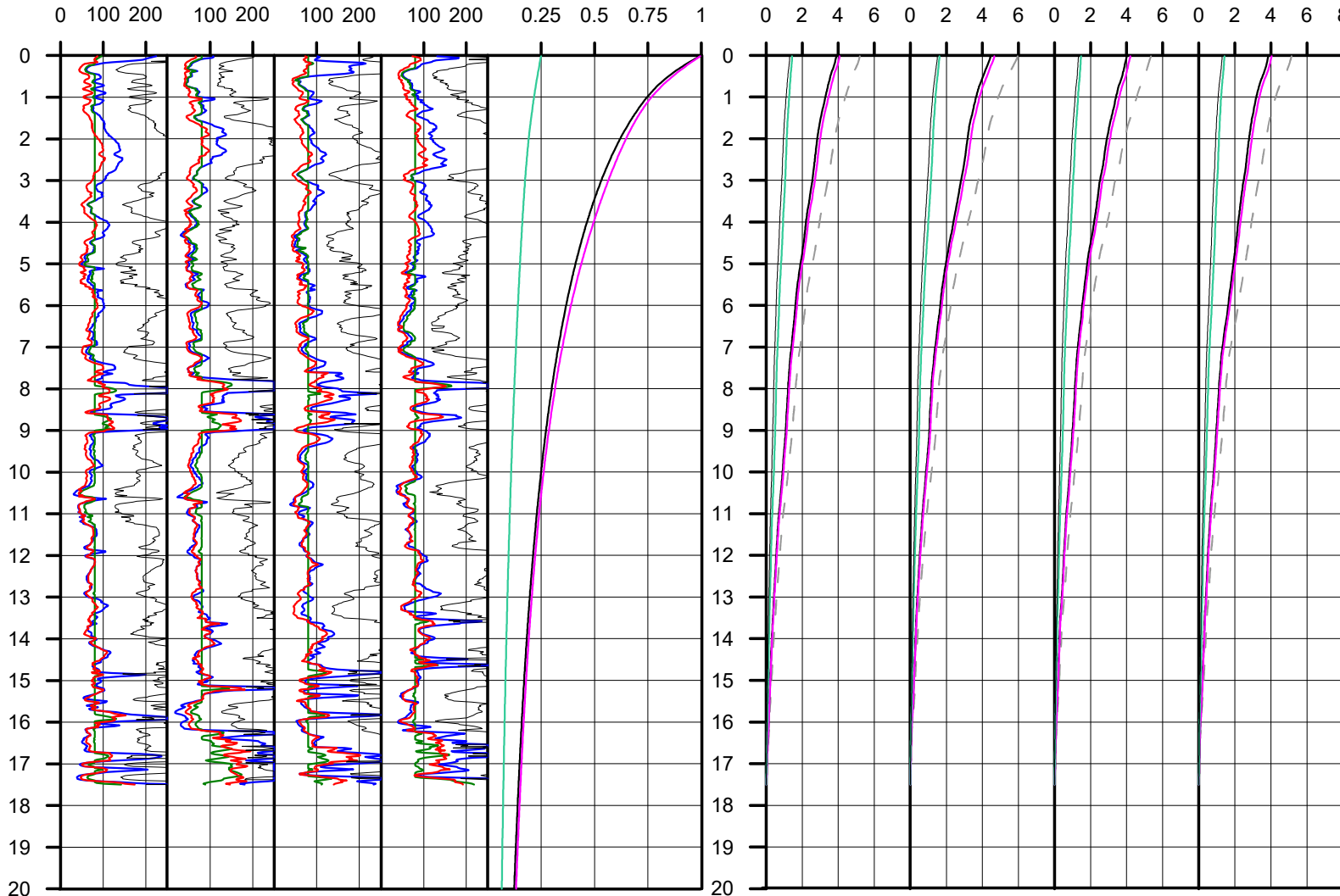
Profondità fondazione **2.40 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione **0.440 daN/cm²**

Cedimenti per pianta rigida **Elastici** 1,33 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** 4,02 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** 5,35 cm

PROVA D **7**

Profondità fondazione **2.40 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione **0.440 daN/cm²**

Cedimenti per pianta rigida **Elastici** 1,30 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** 3,85 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** 5,15 cm



Collasso per carico limite dell'insieme
“fondazione-terreno” – approccio 2

VALUTAZIONE DELLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) – DEFORMAZIONI IRREVERSIBILI

Fondazione edificio A – centro servizi

- fondazioni a platea con dimensioni equivalenti di 25x85 m posta alla profondità di circa 0.6 m

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.

$N_{lim} = sc * ic * bc * gc * dc * Nc * c_d + sq * iq * bq * gq * dq * Nq * g1' * D + 0.5 * rg * sg * ig * bg * gg * dg * Ng * B * g2'$		=	447 kPa	
in cui:				
N_c	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	5.14	$N_c = (Nq - 1) * \cotan\phi'$
N_q	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	1.00	$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \tan\phi')}$
N_g	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	0.00	$N_g = 1.5 * (Nq - 1) * \tan\phi'$
ϕ'_k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	0.0 °	= 0.00 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	=	80 kPa	= 0.80 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	=	0.60 m	
N_k	carico verticale caratteristico	=	105007 kN	= 1050.07 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
M_l	momento nella direzione di L (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	=	25.00 m	
L_R	lunghezza della fondazione	=	86.00 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	25.00 m	$B = B_R - 2 * e_b$
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	86.00 m	$L = L_R - 2 * e_l$
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.05	$1 + (B/L) * (Nq/Nc)$
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.00	$1 + (B/L) * \sin(\phi')$
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.91	$1 - 0.4 * (B/L) \geq 0.6$
θ	inclinazione del carico	=	0.00 °	$\atan(T_k/N_k)$
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	=	0.00	$(1 - \theta / \phi) * 2 : 0 \text{ se } \phi = 0 \text{ o } \phi < \theta$
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	$bq - ((1 - bq) / (Nc * \tan\phi'))$
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	$gq - ((1 - gq) / (Nc * \tan\phi'))$
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	=	1.01	per $D/B \leq 1$; $dc = 1 + 0.4 * (D/B)$
dq	fattore di profondita	=	1.00	per $D/B > 1$; $dc = 1 + 0.4 * \atan(D/B)$
dg	fattore di profondita	=	1.00	per $D/B \leq 1$; $dq = 1 + 2 * \tan^2(1 - \text{senf}) * 2 * (D/B)$
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.75	per $D/B > 1$; $dq = 1 + 2 * \tan^2(1 - \text{senf}) * 2 * (D/B) * \atan(D/B)$ 1.00 per definizione
				1.00 per definizione
				J.E. Bowles, 1988
In caso di un substrato roccioso il valore del carico N_{lim} va ridotto in funzione del RQD:				
	$N_{lim}' = N_{lim} * RQD^2$	=	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				
	$Rd = N_{lim} / 2.3$	=	194 kPa	= 1.94 daN/cmq = 19.4 ton/mq

Controllo della validita dell'eccentricita; e / B o $L \leq 0.16$	
e_b / B	0.00
e_l / L	0.00

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

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

$T_{lim} = ca_d * mc\% + (N_k * \tan(\delta'_d) * mm\%) / A_{FONDAZIONI}$		=	50 kPa	
in cui:				
ca_d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	75 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	=	0.0	$\phi_k * mm$
$\tan(\delta'_d)$	tangente dell'angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.00	J.E. Bowles, 1988
$mm\%$	fattore di riduzione per $\tan(\delta'_d)$	=	67%	
A_{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	2150.00 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				
	$Rd = T_{lim} / 1.1$	=	45 kPa	= 0.45 daN/cmq = 4.5 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'aggiungo di alcuni fattori correttivi da altre autori.

$N_{lim} = zc \cdot sc \cdot ic \cdot bc \cdot gc \cdot dc \cdot Nc \cdot c_d + zq \cdot sq \cdot iq \cdot bq \cdot gq \cdot dq \cdot Nq \cdot g1' \cdot D + 0.5 \cdot zg \cdot rg \cdot sg \cdot ig \cdot bg \cdot gg \cdot dg \cdot Ng \cdot B \cdot g2'$		=	298 kPa	
in 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 interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	0.0 °	= 0.00 radians
tan(φ' _d)	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	=	80 kPa	= 0.80 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	profondità di posa della fondazione	=	0.60 m	
Nk	carico verticale caratteristico (incluso componente verticale dell'azione sismica E)	=	105007 kN	= 1050.07 ton
Tk	carico orizzontale caratteristico (incluso componente orizzontale dell'azione sismica E)	=	21001 kN	= 210.01 ton
M _b	momento nella direzione di B (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	80475 kN*m	= 804.75 ton*m
M _l	momento nella direzione di L (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	76662 kN*m	= 766.62 ton*m
e _B	eccentricità in larghezza B	=	2.50	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	=	25.00 m	
L _R	lunghezza della fondazione	=	86.00 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	20.00 m	B = B _R - 2 * e _B
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	86.00 m	L = L _R - 2 * e _L
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.05	1 + (B/L) * (Nq/Nc)
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.00	1 + (B/L) * sin(φ')
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.91	1 - 0.4 * (B/L) >= 0.6
θ	inclinazione del carico	=	9.46 °	atan(Tk/Nk)
ic	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80	(1 - θ / 90) / 2
iq	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80	= ic
ig	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.00	(1 - θ / φ) / 2 : 0 se φ - θ > 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'))
bq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	exp(-2*ω*tanφ')
bg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	exp(-2.7*ω*tanφ')
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'))
gq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	(1 - 0.5 + tanβ) / 5
gg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	gq
dc	fattore di profondità	=	1.01	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 * tanφ' * (1 - senφ) / 2 * (D/B) per D/B > 1; dq = 1 + 2 * tanφ' * (1 - senφ) / 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	=	0.75	1 - 0.25 * log(B/2) per B >= 2
kh	coefficiente sismico orizzontale per inerzia del terreno	=	0.083	tabella 7.11.1 del D.M. 14-01-2008
kv	coefficiente sismico verticale per inerzia del terreno	=	0.041	kh / 2
zc	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.83	exp(-4.3*kh*(1+XX))
zq	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.73	(1-Kv)*exp(-5.3*kh*1.2)/(1-Kv)
zg	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.53	(1-2/3*Kv)*exp(-9*kh*1.1)/(1-Kv)

Controllo della validità dell'eccentricità, e / BR o LR <= 0.16	
e _B / BR	0.10
e _L / LR	0.00

Applicando suddetta formula generale di Brinch-Hanssen assumendo i fattori riduttivi per l'azione inerziale del terreno in caso di sisma si calcola il carico limite N_{lim} in condizioni sismiche

N_{lim} = 298 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)

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 una resistenza di progetto

Rd = N_{lim} / 1.8 = 165 kPa = 1.65 daN/cmq = 16.5 ton/mq

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE T_{lim} ORIZZONTALE IN CONDIZIONI SISMICHE 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} = 50 kPa

in cui:				
ca _d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	75 kPa	
mc%	fattore di riduzione per ca _d	=	0.66	J.E. Bowles, 1988
N _k statico	carico verticale caratteristico statico	=	105007 kN	
δ' _d	angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.0	φ _k * mm
tan(δ' _d)	tangente dell'angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.00	J.E. Bowles, 1988
mm%	fattore di riduzione per tan(δ' _d)	=	67%	
A _{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	1720.00 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 L * B per fondazioni a platea 1720

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 una resistenza di progetto

Rd = T_{lim} / 1.1 = 45 kPa = 0.45 daN/cmq = 4.5 ton/mq

VERIFICA DI FROHLICH

Si considera l'equazione di Frohlich che valuta il carico critico (Q_{crit}) per cui appaiono le prime zone plastiche.

Q_{crit} = pi.greco * c = 251 kPa (condizioni non drenate)

in cui:				
N _{qcrit}	fattore critico dipendente da φ	=	0.00	Nq crit = π / (cotg(φ) - ((π/2)-φ)) (Frohlich)
c	coesione	=	80.00 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	=	0.60 m	

Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1 al carico limite Q_{crit} si ottiene un carico critico di progetto relativo ai primi fenomeni di plasticizzazione di

Q_{crit_d} = Q_{crit} / 1.0 = 251 kPa = 2.513 daN/cmq = 25.13 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.

$N_{lim} = sc * ic * bc * gc * dc * Nc * c_d + sq * iq * bq * gq * dq * Nq * g1' * D + 0.5 * rg * sg * ig * bg * gg * dg * Ng * B * g2'$		=	1128 kPa	
in cui:				
N_c	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	25.80	$N_c = (Nq - 1) * \cotan\phi'$
N_q	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	14.72	$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \tan\phi')}$
N_g	fattore di capacita portante dipendente dal ϕ'	=	10.94	$N_g = 1.5 * (Nq - 1) * \tan\phi'$
ϕ'_k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	28.0 °	= 0.49 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	=	0 kPa	= 0.00 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	=	0.60 m	
N_k	carico verticale caratteristico	=	105007 kN	= 1050.07 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
M_l	momento nella direzione di L (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	=	25.00 m	
L_R	lunghezza della fondazione	=	86.00 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	25.00 m	$B = B_R - 2 * e_b$
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico	=	86.00 m	$L = L_R - 2 * e_l$
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.13	$1 + (B/L) * (Nq/Nc)$
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.11	$1 + (B/L) * \sin(\phi')$
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.91	$1 - 0.4 * (B/L) \geq 0.6$
θ	inclinazione del carico	=	0.00 °	$\atan(T_k/N_k)$
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	$bq - ((1 - bq) / (Nc * \tan\phi'))$
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	$gq - ((1 - gq) / (Nc * \tan\phi'))$
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	=	1.01	per $D/B \leq 1$; $dc = 1 + 0.4 * (D/B)$
dq	fattore di profondita	=	1.01	per $D/B > 1$; $dc = 1 + 0.4 * \atan(D/B)$
dg	fattore di profondita	=	1.00	per $D/B \leq 1$; $dq = 1 + 2 * \tan\beta * (1 - \sin\beta) * 2 * (D/B)$
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.75	per $D/B > 1$; $dq = 1 + 2 * \tan\beta * (1 - \sin\beta) * 2 * (D/B) * \atan(D/B)$ 1.00 per definizione
				1.00 per definizione
				J.E. Bowles, 1988
In caso di un substrato roccioso il valore del carico N_{lim} va ridotto in funzione del RQD:				
N_{lim}'	$N_{lim} * RQD^2$	=	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	$N_{lim} / 2.3$	=	490 kPa	= 4.90 daN/cmq = 49.0 ton/mq

Controllo della validita dell'eccentricita; e/B o $L \leq 0.16$	
e_b / B	0.00
e_l / L	0.00

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

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

$T_{lim} = ca_d * mc\% + (N_k * \tan(\delta'_d) * mm\%) / A_{FONDAZIONI}$		=	26 kPa	
in cui:				
ca_d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	40 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	=	16.1	$\phi_k * mm$
$\tan(\delta'_d)$	tangente dell'angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.29	J.E. Bowles, 1988
$mm\%$	fattore di riduzione per $\tan(\delta'_d)$	=	67%	
A_{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	2150.00 mq	$mm = 0.67$ a favore della sicurezza, ma potrebbero essere assunto $mm = 1$ poiche 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	$T_{lim} / 1.1$	=	24 kPa	= 0.24 daN/cmq = 2.4 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.

$N_{lim} = zc \cdot sc \cdot ic \cdot bc \cdot gc \cdot dc \cdot Nc \cdot c_d + zq \cdot sq \cdot iq \cdot bq \cdot gq \cdot dq \cdot Nq \cdot g1 \cdot D + 0.5 \cdot zg \cdot rg \cdot sg \cdot ig \cdot bg \cdot gg \cdot dg \cdot Ng \cdot B \cdot g2'$		=	288 kPa	
in cui:				
Nc	fattore di capacità portante dipendente dal φ'	=	25.80	Nc = (Nq - 1) * cotanφ'
Nq	fattore di capacità portante dipendente dal φ'	=	14.72	Nq = tan ² (45 + φ/2) * e ^φ (pi * tanφ')
Ng	fattore di capacità portante dipendente dal φ'	=	10.94	Ng = 1.5 * (Nq - 1) * tanφ'
φ' _k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	28.0 °	= 0.49 radians
tan(φ' _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	=	0.00 kPa	= 0.00 daN/cm ²
g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/m ³	= 2.000 ton/m ³
g2'	peso unitario efficace del terreno sotto la fondazione	=	10.00 kN/m ³	= 1.000 ton/m ³
D	profondità di posa della fondazione	=	0.60 m	
Nk	carico verticale caratteristico (incluso componente verticale dell'azione sismica E)	=	105007 kN	= 1050.07 ton
Tk	carico orizzontale caratteristico (incluso componente orizzontale dell'azione sismica E)	=	21001 kN	= 210.01 ton
M _b	momento nella direzione di B (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	80475 kN*m	= 804.75 ton*m
M _l	momento nella direzione di L (Componente orizzontale del carico Tk per altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	76662 kN*m	= 766.62 ton*m
e _B	eccentricità in larghezza B	=	2.50	e _B = M _b / N _k , α = 0.1*BR
e _L	eccentricità in lunghezza L	=	0.00	e _L = M _l / N _k , α = 0.1*LR
B _R	larghezza della fondazione reale	=	25.00 m	
L _R	lunghezza della fondazione	=	86.00 m	
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	20.00 m	B = B _R - 2 * e _B
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	86.00 m	L = L _R - 2 * e _L
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.13	1 + (B/L) * (Nq/Nc)
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.11	1 + (B/L) * sin(φ')
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.91	1 - 0.4 * (B/L) >= 0.6
θ	inclinazione del carico	=	9.46 °	= atan(Tk/Nk)
ic	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80	(1 - θ / 90) / 2
iq	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80	= ic
ig	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.44	(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'))
bq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	exp(-2*ω*tanφ')
bg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00	exp(-2.7*ω*tanφ')
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'))
gq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	(1 - 0.5 + tanβ) / 5
gg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00	gq
dc	fattore di profondità	=	1.01	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	=	1.01	per D/B <= 1; dq = 1 + 2 * tanφ' * (1 - senφ') / 2 * (D/B) per D/B > 1; dq = 1 + 2 * tanφ' * (1 - senφ') / 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	=	0.75	1 - 0.25 * log(B/2) per B >= 2
kh	coefficiente sismico orizzontale per inerzia del terreno	=	0.083	tabella 7.11.1 del D.M. 14-01-2008
kv	coefficiente sismico verticale per inerzia del terreno	=	0.041	kh / 2
zc	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.70	exp(-4.3*kh*(1+XX))
zq	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.73	(1-Kv)*exp(-5.3*kh*1.2)/(1-Kv)
zg	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.53	(1-2/3*Kv)*exp(-9*kh*1.1)/(1-Kv)

Controllo della validità dell'eccentricità, e / BR o LR <= 0.16	
e _B / BR	0.10
e _L / LR	0.00

Applicando suddetta formula generale di Brinch-Hansen assumendo i fattori riduttivi per l'azione inerziale del terreno in caso di sisma si calcola il carico limite N_{lim} in condizioni sismiche

N_{lim} = 288 kPa

In caso di un substrato roccioso il valore del carico N_{lim} va ridotto in funzione del RQD:

N_{lim}' = N_{lim} * RQD^{0.2} = **0 kPa**

in RQD Rock Quality Designation (pezzi > 10cm per metro)

in RQD = **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 una resistenza di progetto

Rd = N_{lim} / 1.8 = 160 kPa = 1.60 daN/cm² = 16.0 ton/m²

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE T_{lim} ORIZZONTALE IN CONDIZIONI SISMICHE 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} = 38 kPa

in cui:

ca _d	coesione di progetto fondazione-terreno	=	40 kPa	
mc%	fattore di riduzione per ca _d	=	0.66	J.E. Bowles, 1988
N _k statico	carico verticale caratteristico statico	=	105007 kN	
δ' _d	angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	16.1	φ _k * mm
tan(δ' _d)	tangente dell'angolo di attrito di progetto terreno-fondazione	=	0.29	J.E. Bowles, 1988
mm%	fattore di riduzione per tan(δ' _d)	=	67%	
A _{FOND}	superficie effettiva delle fondazioni	=	1720.00 m ²	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 L * B per fondazioni a platea 1720

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 una resistenza di progetto

Rd = T_{lim} / 1.1 = 35 kPa = 0.347 daN/cm² = 3.47 ton/m²

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 * cotgφk + g1' * D) = 47 kPa (condizioni drenate)

in cui:

Nqcrit	fattore critico dipendente da φ	=	3.93	Nq crit = π / (cotg φ - ((π/2)-φ))	(Frohlich)
c	coesione	=	0.00 kPa		
φ' _k	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	28.0 °	= 0.49 radians	
g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/m ³	= 2.000 ton/m ³	
D	profondità di posa della fondazione	=	0.60 m		

Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1 al carico limite Qcrit si ottiene un carico critico di progetto relativo ai primi fenomeni di plasticizzazione di

Qcrit_d = Qcrit / 1.0 = 47 kPa = 0.472 daN/cm² = 4.72 ton/m²

RIEPILOGO CEDIMENTI (calcolati con M secondo Benassi)

Comune	Lugo
Localita'	Lugo
Committente	Ubuntu S.R.L.
Fondazione rettangolare	25 X 86 m
Piano di posa	0.6 - 0.6 m
Carico applicato	0.4 daN/cm2

Distanza fondazione tra (m)	spigolo			
	angolo	corto	lungo	centro
angolo	12.50	43.00	44.78	44.78
spigolo corto	12.50		44.78	43.00
spigolo lungo	43.00	44.78		12.50
centro	44.78	43.00	12.50	

Distanze tra le prove (m) / Distanza ipotizzata della variabilità litotecnica (m)	Prova	Prova	Prova	
	1	2	3	
Prova 1	11	11	11	11
Prova 2	11		11	11
Prova 3	11	11		11
	11	11	11	



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

CEDIMENTI EDMETRICI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE POSIZIONE NELLA PIANTA DI FONDAZIONE

PROVA 1	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Pianta rettangolare	
priva rigidezza angolo	1.41
priva rigidezza spigolo corto	2.50
priva rigidezza spigolo lungo	2.77
priva rigidezza centro	4.97
rigida	0.00
	4.79

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		1.10	1.36	3.56
spigolo corto	1.10		0.26	2.47
spigolo lungo	1.36	0.26		2.20
centro	3.56	2.47	2.20	

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.09	0.03	0.08
spigolo corto	0.09		0.01	0.06
spigolo lungo	0.03	0.01		0.18
centro	0.08	0.06	0.18	

Cedimenti differenziali massimi		
cm	%	L / Δ
3.56	0.18	567

PROVA 2	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Pianta rettangolare	
priva rigidezza angolo	1.16
priva rigidezza spigolo corto	2.06
priva rigidezza spigolo lungo	2.28
priva rigidezza centro	4.10
rigida	0.00
	3.95

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.90	1.12	2.94
spigolo corto	0.90		0.22	2.04
spigolo lungo	1.12	0.22		1.82
centro	2.94	2.04	1.82	

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.07	0.03	0.07
spigolo corto	0.07		0.00	0.05
spigolo lungo	0.03	0.00		0.15
centro	0.07	0.05	0.15	

Cedimenti differenziali massimi		
cm	%	L / Δ
2.94	0.15	687

PROVA 3	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi
Pianta rettangolare	
priva rigidezza angolo	1.35
priva rigidezza spigolo corto	2.40
priva rigidezza spigolo lungo	2.65
priva rigidezza centro	4.76
rigida	0.00
	4.58

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		1.05	1.30	3.41
spigolo corto	1.05		0.26	2.36
spigolo lungo	1.30	0.26		2.11
centro	3.41	2.36	2.11	

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo		0.08	0.03	0.08
spigolo corto	0.08		0.01	0.05
spigolo lungo	0.03	0.01		0.17
centro	0.08	0.05	0.17	

Cedimenti differenziali massimi		
cm	%	L / Δ
3.41	0.17	593

Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi	
Pianta rettangolare	
priva rigidezza angolo	
priva rigidezza spigolo corto	
priva rigidezza spigolo lungo	
priva rigidezza centro	
rigida	0.00

Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo				
spigolo corto				
spigolo lungo				
centro				

Cedimenti differenziali (%)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
angolo				
spigolo corto				
spigolo lungo				
centro				

Cedimenti differenziali massimi		
cm	%	L / Δ

CEDIMENTI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE PROVE

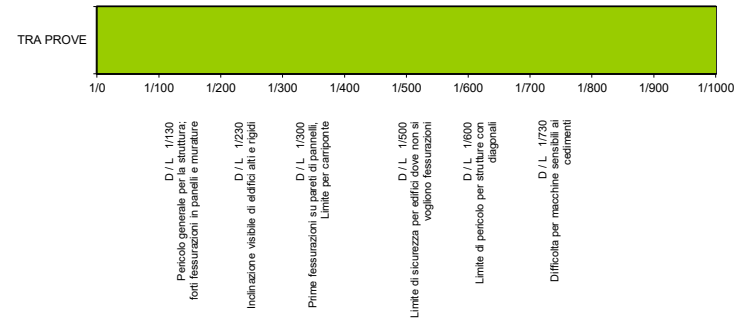
Pianta rettangolare rigida	Cedimenti cumulativo in cm		
	Elastici	Edometrici	Totale
Prova 1	1.57	4.79	6.36
Prova 2	1.31	3.95	5.26
Prova 3	1.52	4.58	6.11

Cedimenti differenziali Edometrici (cm)	Prova 1	Prova 2	Prova 3
Prova 1		0.841	0.209
Prova 2	0.841		0.632
Prova 3	0.209	0.632	

Cedimenti differenziali Edometrici (%)	Prova 1	Prova 2	Prova 3
Prova 1		0.076	0.019
Prova 2	0.076		0.057
Prova 3	0.019	0.057	

Cedimenti differenziali edometrici massimi		
cm	%	L / Δ
0.84	0.08	1308

LIMITE DELLE DISTORSIONI ANGOLARI (BJERRUM 1963)
DISTORSIONE MASSIMA TRA PROVE L / Δ = 1308



LIMITI DEI CEDIMENTI E DISTORSIONI ANGOLARI AMMISSIBILE (WILUN & STARZEWSKI 1975)

Classe edificio e struttura	Tipo di edificio e strutture	Cedimento massimo totale ammissibile (cm)	Deformazione angolare massima ammissibile calcolata per tre punti allineati e connessi della fondazioni di una struttura
1	strutture massicce di notevole rigidezza rispetto agli assi orizzontale, con fondazioni massicce in calcestruzzo non armato o fondazioni cellulari o graticci rigidi in calcestruzzo armato.	15 - 20	Le differenze massimi tra i cedimenti dei vari punti della struttura non dovrebbero causare inclinazioni della fondazioni maggiori di 1/100 - 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.	10 - 15	1/100 - 1/200
3	strutture iperstatiche in acciaio e strutture portanti in laterizio con cordoli in cemento armato ad ogni piano, con fondazioni continue in cemento armato e con pareti trasversali con almeno 25 cm di spessore con interassi minori di 6 m e strutture a telaio in calcestruzzo armato con le colonne ad interassi minori di 6 m, con fondazioni continue o a platea.	8 - 10	1/200 - 1/300
4	strutture della classe 3, ma che non soddisfano una della condizioni imposte e strutture in cemento armato con fondazioni a plinti.	6 - 8	1/300 - 1/500
5	strutture prefabbricate costituite da grandi pareti o elementi a blocchi.	5 - 6	1/500 - 1/700

Comune Lugo
 Via Via Provinciale Cotignola
 Localita' Lugo
 Committente Ubuntu S.R.L.
 Data 23/10/2018

VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Modulo Edometrico M secondo Benassi
 Modulo Elastico E secondo Autori Vari



**Società di
 Geologia
 Territoriale**

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

Profondità Z sul sito
 piano di posa fondazione

Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 1	Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 2	Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 3
E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kulhawy & Maine	E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kulhawy & Maine	E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kulhawy & Maine

Rapporto di tensione I_p (Steinbrenner 1934)
 verticale per una pianta
 rettangolare di 25 x 86 metri

angolo pianta flessibile
 centro pianta flessibile
 pianta rigida

Profondità Z sul sito
 piano di posa fondazione

Cedimento (cm) CPT 1 con carico effettivo di 0.31 daN/cm ²	Cedimento (cm) CPT 2 con carico effettivo di 0.31 daN/cm ²	Cedimento (cm) CPT 3 con carico effettivo di 0.31 daN/cm ²
elastico pianta rigida 1.57 cm angolo pianta flessibile 1.4 cm centro pianta flessibile 4.97 cm edometrico pianta rigida 4.79 cm totale pianta rigida (M+E) 6.36 cm	elastico pianta rigida 1.31 cm angolo pianta flessibile 1.15 cm centro pianta flessibile 4.09 cm pianta rigida 3.95 cm totale pianta rigida (M+E) 5.26 cm	elastico pianta rigida 1.52 cm angolo pianta flessibile 1.34 cm centro pianta flessibile 4.76 cm pianta rigida 4.58 cm totale pianta rigida (M+E) 6.11 cm

CALCOLO DEI CEDIMENTI

Larghezza fondazione (b) **25.00 m**
 Lunghezza fondazione (a) **86.00 m**

Carico applicato **0.400 daN/cm²**

Calcolo fino a profondità massima di **15.00 m** da piano fondazi

Modulo Edometrico secondo **Benassi**

PROVA A 1

Profondità fondazione **0.60 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione 0.310 daN/cm²

Cedimenti per pianta rigida **Elastici** 1.57 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** 4.79 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** 6.36 cm

PROVA B 2

Profondità fondazione **0.60 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione 0.310 daN/cm²

Cedimenti per pianta rigida **Elastici** 1.31 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** 3.95 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** 5.26 cm

PROVA C 3

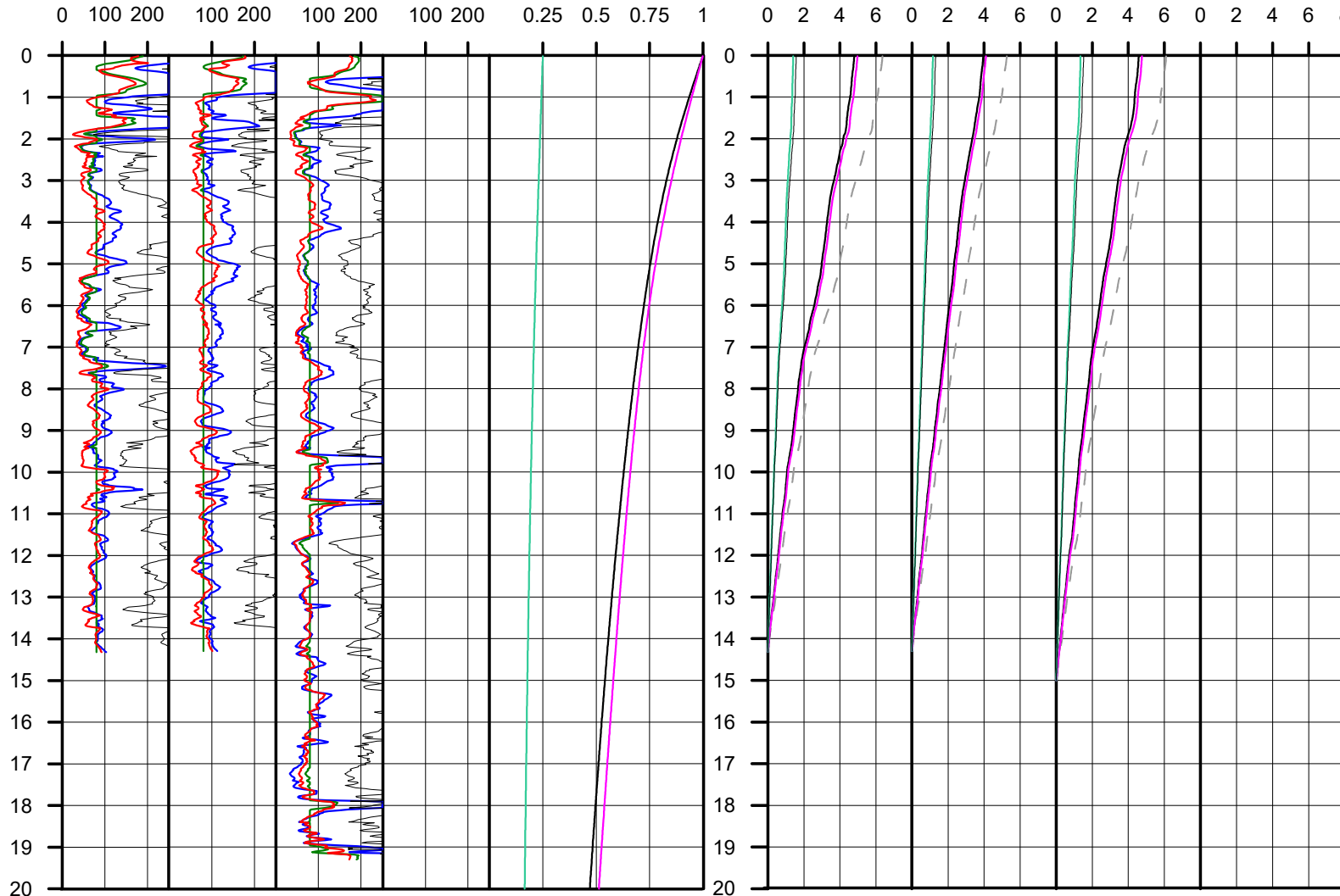
Profondità fondazione **0.60 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione 0.310 daN/cm²

Cedimenti per pianta rigida **Elastici** 1.52 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** 4.58 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** 6.11 cm

PROVA D

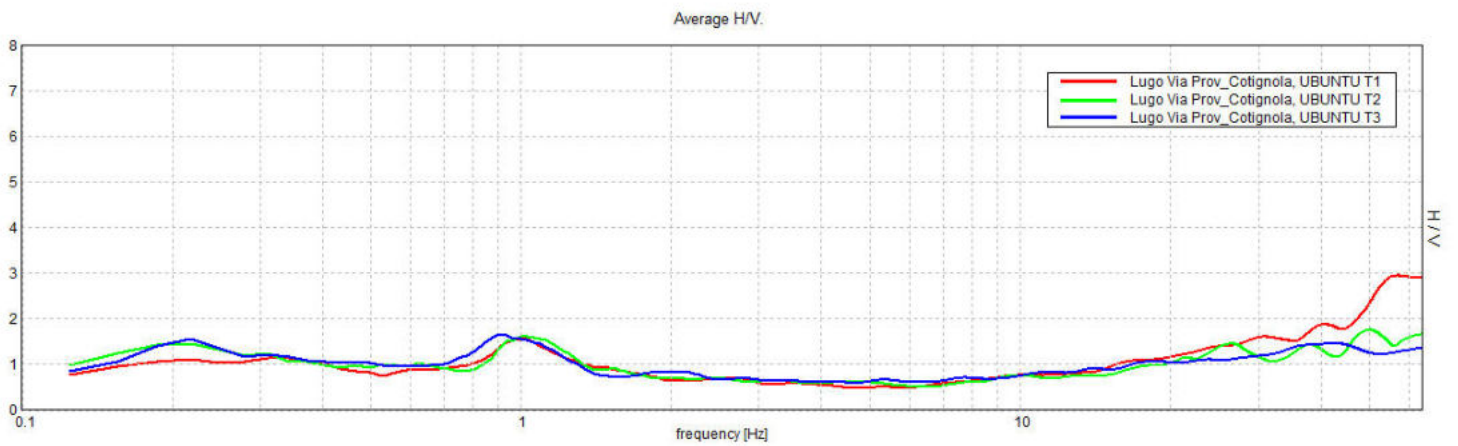
Profondità fondazione **0.60 m**
 Densità terreno sopra la fondazione **1500 daN/mc**
 Applicare detrazione per terreno asportato **si**
 Carico effettivo sulle fondazione 0.310 daN/cm²

Cedimenti per pianta rigida **Elastici** 0.00 cm
 Cedimenti per pianta rigida **Edometrici** cm
 Cedimenti per pianta rigida **Totale** #VALORE! cm



Misure HVSR

- Tromino 1 (T1)
- Tromino 2 (T2)
- Tromino 3 (T3)

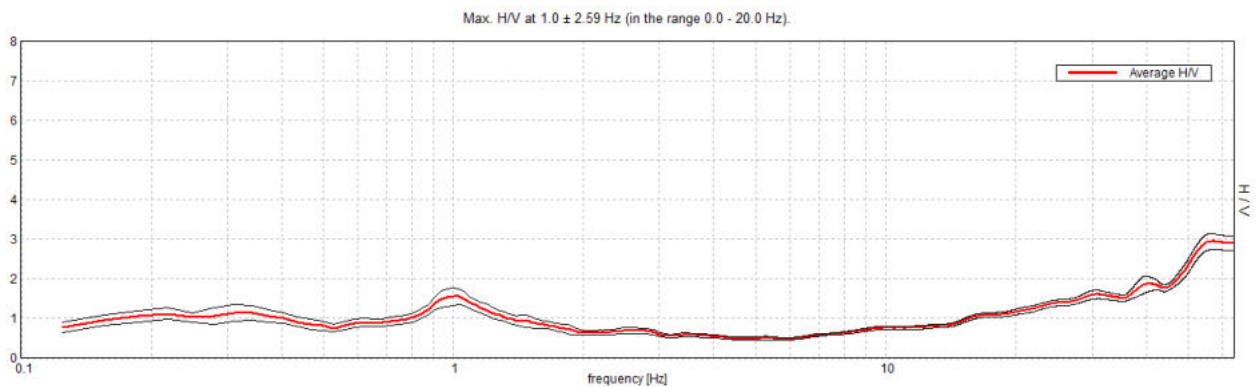


LUGO VIA PROV_COTIGNOLA, UBUNTU T1

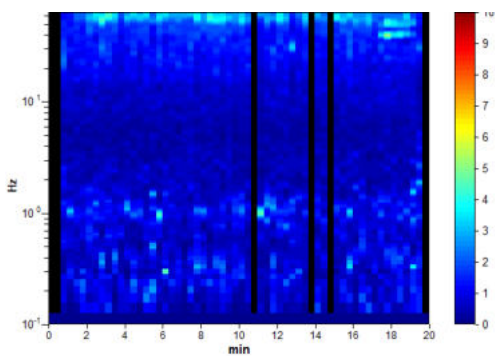
Instrument: TEN-0017/01-07
 Data format: 16 byte
 Full scale [mV]: n.a.
 Start recording: 23/10/18 09:28:19 End recording: 23/10/18 09:48:20
 Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
 GPS data not available

Trace length: 0h20'00". Analyzed 90% trace (manual window selection)
 Sampling rate: 128 Hz
 Window size: 20 s
 Smoothing type: Triangular window
 Smoothing: 10%

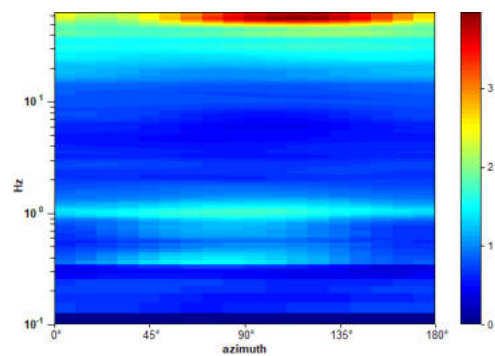
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



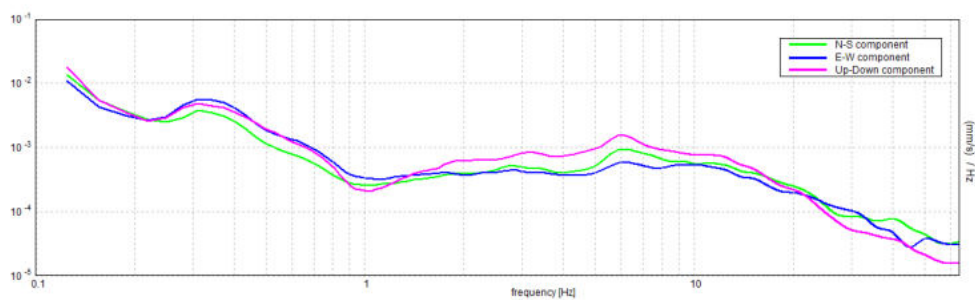
H/V TIME HISTORY



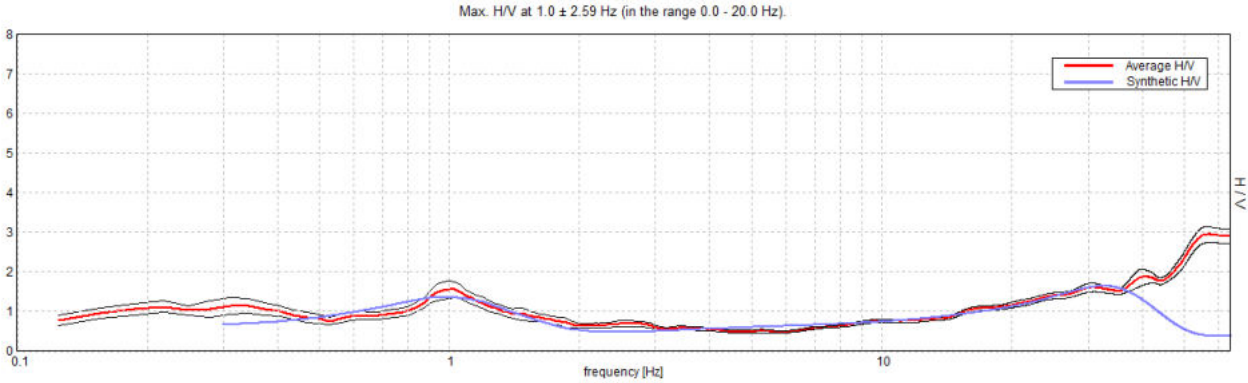
DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA

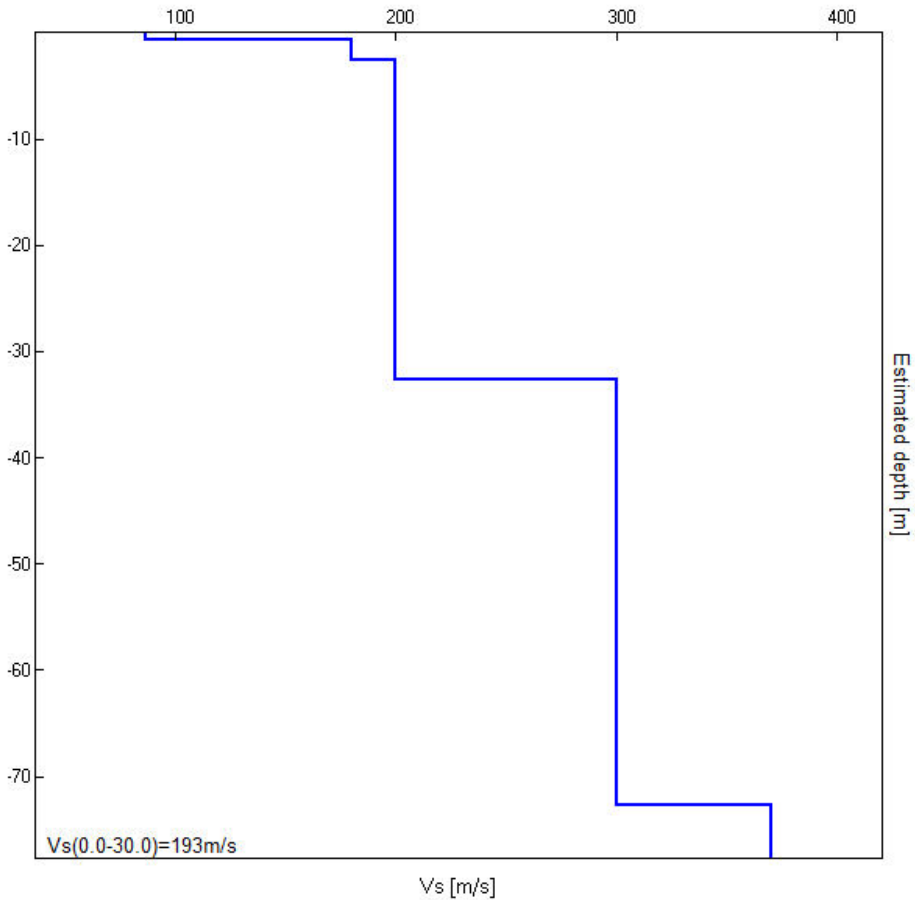


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.63	0.63	87	0.35
2.63	2.00	180	0.35
32.63	30.00	200	0.40
72.63	40.00	300	0.40
inf.	inf.	370	0.35

Vs(0.0-30.0)=193m/s



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

Max. H/V at 1.0 ± 2.59 Hz (in the range 0.0 - 20.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve
[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$1.00 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$1080.0 > 200$	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 49 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak
[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	0.531 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.75 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$1.55 > 2$		NO
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 2.58573 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$2.58573 < 0.1$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.2176 < 1.78$	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 $\sigma_A(f_0)$

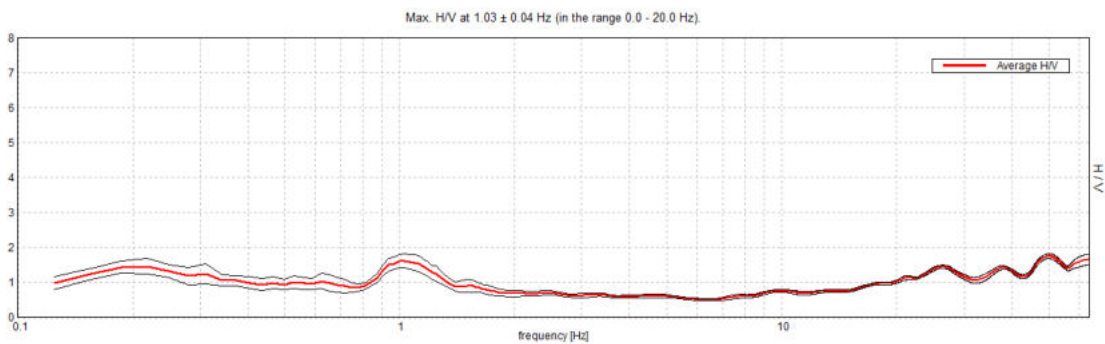
Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

LUGO VIA PROV_COTIGNOLA, UBUNTU T2

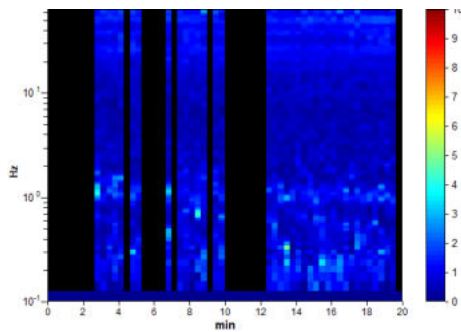
Instrument: TEN-0017/01-07
Data format: 16 byte
Full scale [mV]: n.a.
Start recording: 23/10/18 10:42:26 End recording: 23/10/18 11:02:27
Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
GPS data not available

Trace length: 0h20'00". Analyzed 62% trace (manual window selection)
Sampling rate: 128 Hz
Window size: 20 s
Smoothing type: Triangular window
Smoothing: 10%

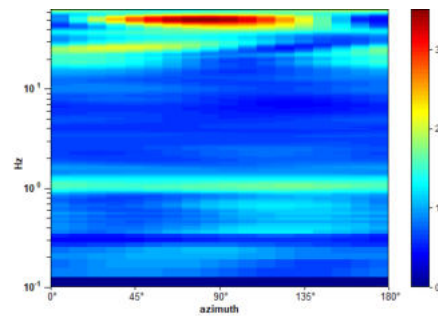
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



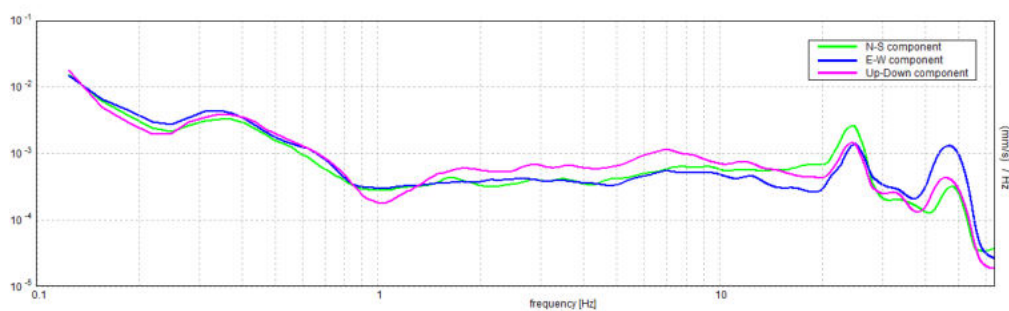
H/V TIME HISTORY



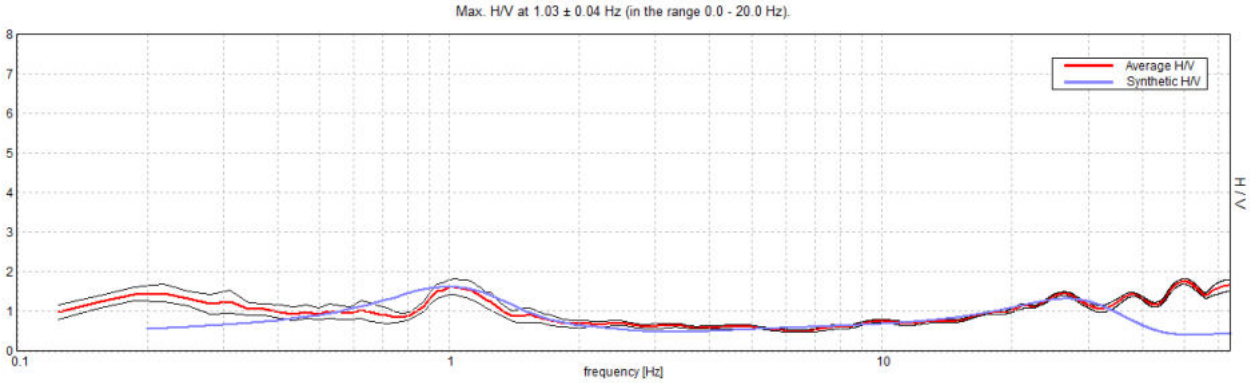
DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA

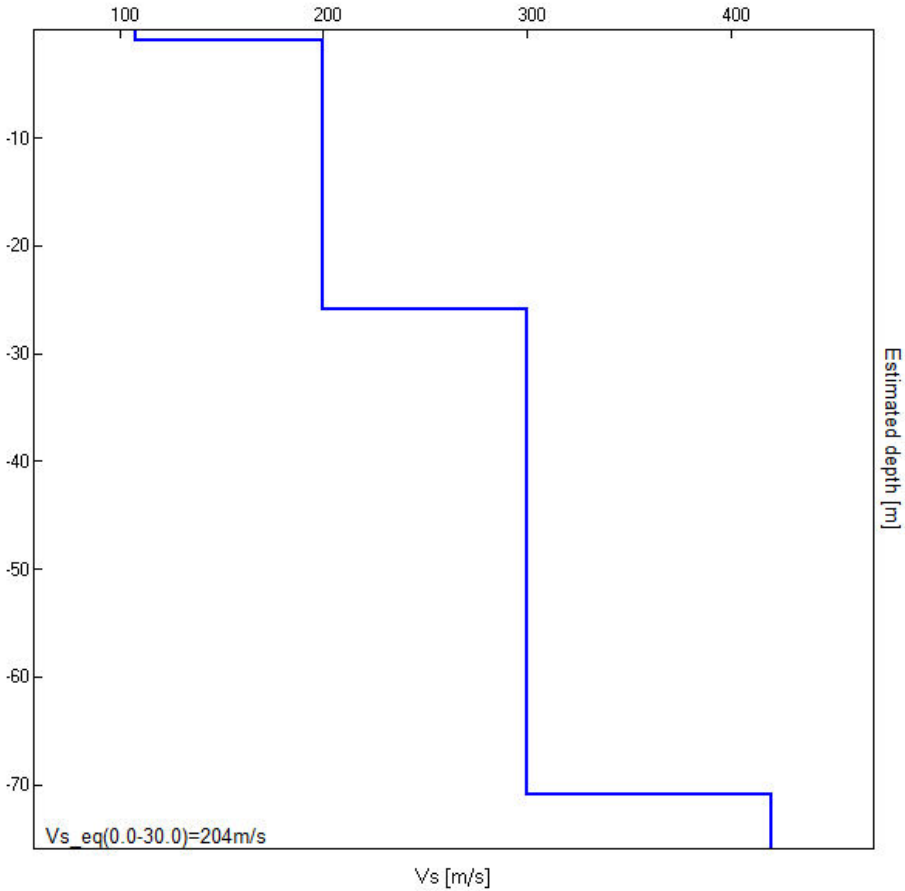


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.90	0.90	108	0.35
25.90	25.00	200	0.42
70.90	45.00	300	0.42
inf.	inf.	420	0.42

Vs_eq(0.0-30.0)=204m/s



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

Max. H/V at 1.03 ± 0.04 Hz (in the range 0.0 - 20.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	1.03 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	763.1 > 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 50 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.688 Hz	OK	
$A_0 > 2$	1.62 > 2		NO
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.03695 < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	0.0381 < 0.10313	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.1924 < 1.78	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 $\sigma_A(f_0)$

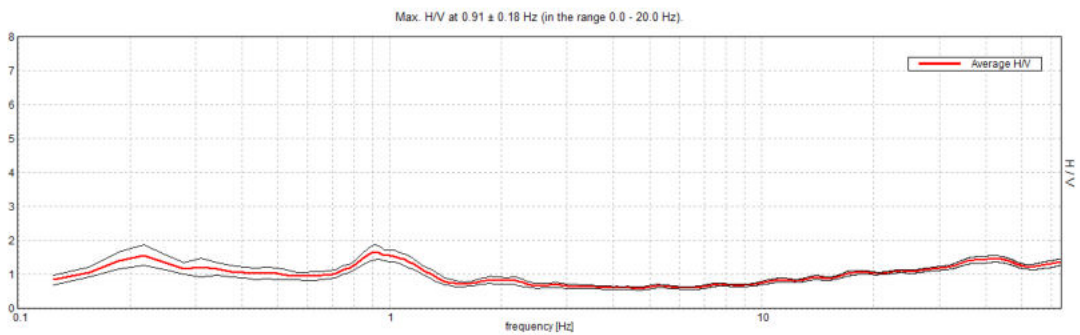
Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 f_0	0.2 f_0	0.15 f_0	0.10 f_0	0.05 f_0
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

LUGO VIA PROV_COTIGNOLA, UBUNTU T3

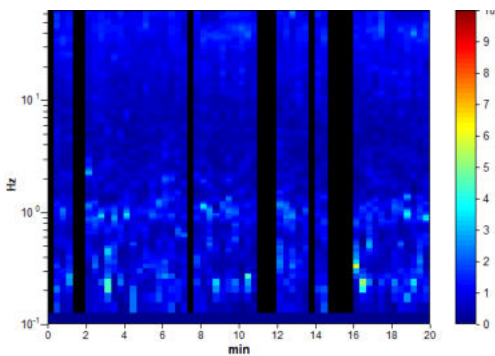
Instrument: TEN-0017/01-07
Data format: 16 byte
Full scale [mV]: 51
Start recording: 05/10/21 12:04:00 End recording: 05/10/21 12:24:01
Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
GPS data not available

Trace length: 0h20'00". Analyzed 80% trace (manual window selection)
Sampling rate: 128 Hz
Window size: 20 s
Smoothing type: Triangular window
Smoothing: 10%

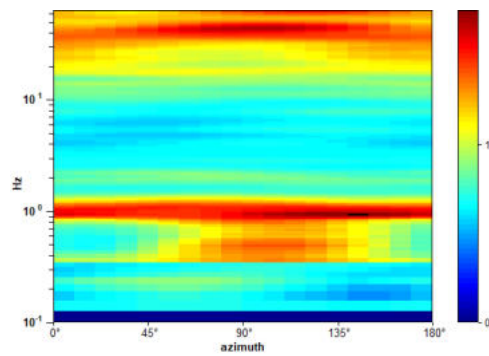
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



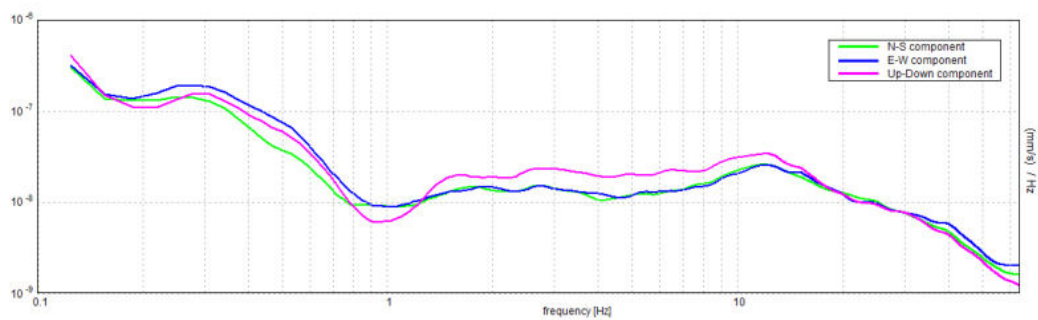
H/V TIME HISTORY



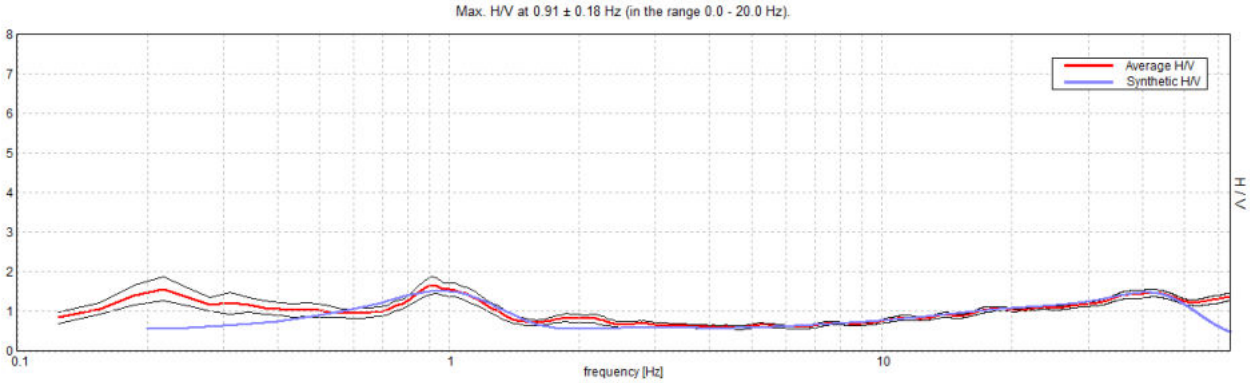
DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA

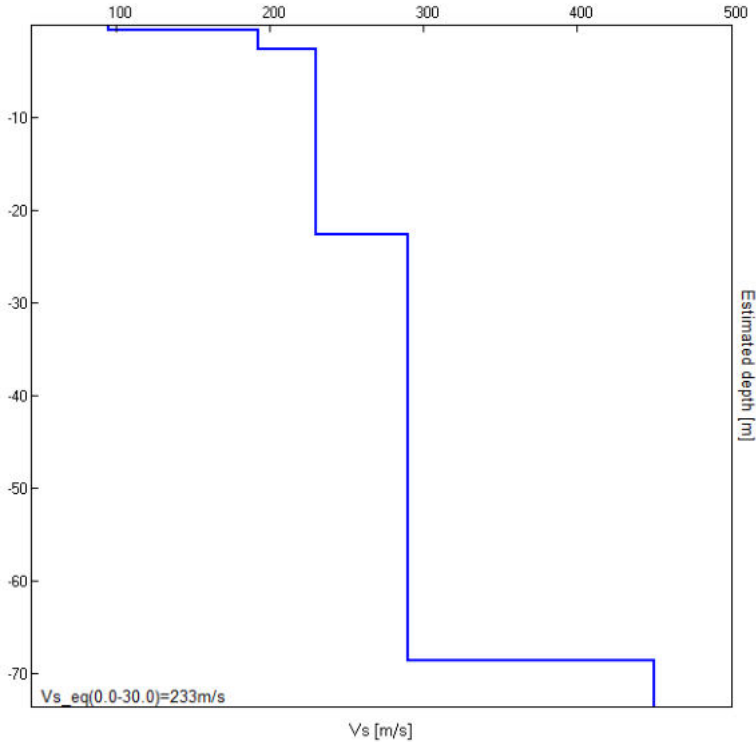


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.55	0.55	95	0.35
2.55	2.00	192	0.45
22.55	20.00	230	0.42
68.55	46.00	290	0.42
inf.	inf.	450	0.42

$Vs_{eq}(0.0-30.0)=233m/s$



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

Max. H/V at 0.91 ± 0.18 Hz (in the range 0.0 - 20.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	0.91 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	870.0 > 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 44 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.406 Hz	OK	
$A_0 > 2$	1.65 > 2		NO
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.19424 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	0.17603 < 0.13594		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.2233 < 2.0	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