

COMUNE DI FERRARA

PROVINCIA DI FERRARA

Oggetto

AREA SILLA
PIANO DI INIZIATIVA PRIVATA
PROGRAMMA SPECIALE D'AREA
L.R. 19 agosto 1996 N° 30
"Progetto di valorizzazione del Centro Storico"

Sito

via Bologna, 27 -44122 Ferrara (FE)

UCEU / UCT Foglio 162 Mappale 6, 7, 8, 558, 560, 555, 561, 578, 566

Proprietà

SILLA S.A.S. di A. Mattei & C.

Via Seminario, 2 - 44042 Corporeno di Cento (FE)

Committente

SILLA S.A.S. di A. Mattei & C.

Via Seminario, 2 - 44042 Corporeno di Cento (FE)

Fase

PROGETTO PRELIMINARE

Descrizione

Relazione geologica-geotecnica-sismica

N. Elaborato

Emissione

Data

U03a

R01

26.10.2018

Scala

Emissione

Data

Descrizione

Il Progettista

Dott. Leonardo Calzolari

Cod. Pratica

P17-090

Responsabile di Commessa

Ing. Gessica Grossi

Redatto

Controllato

Approvato

File

P17-090_PR_Cartigli_R01.dwg



ArchLiving
LABORATORIO di PROGETTAZIONE

Via Monsignor Luigi Maverna, 4 - 44122 - Ferrara
Tel. 0532 733683 - Fax. 0532 692608
info@archliving.it - posta@pec.archliving.it
www.archliving.it
p.iva: 01835300383
Capitale sociale: € 10.000,00
Registro Imprese di Ferrara: n. 202136



**OGGETTO : P.U.A. DI AREA POSTA IN VIA BOLOGNA N. 27 NEL
COMUNE DI FERRARA**

COMMITTENTE : SILLA S.A.S. DI A. MATTEI
Via Bologna, 27 – 44124 Ferrara (FE)

**RELAZIONE FATTIBILITÀ GEOLOGICA
RELAZIONE SULLA RISPOSTA SISMICA
RELAZIONE SULLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**

ai sensi del D.M. 14.01.2008

Reg. Int.:
Prt. 1842

Data : **19 Marzo 2018**

Dr. Geologo Leonardo Calzolari
Geologo Specialista
Ordine dei Geologi della Lombardia
N. 1165 Sez. A



SOMMARIO

1.	PREMESSA.....	1
2.	LEGGI E NORME DI RIFERIMENTO.....	2
	RELAZIONE SULLA FATTIBILITÀ GEOLOGICA	
3.	INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA.....	4
4.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	6
4.1.	Lineamenti geologici e geomorfologici.....	6
4.2.	Litologia di superficie.....	7
5.	Assetto idrogeologico del sito – Livello di falda.....	7
6.	PIANO DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	8
6.1.	Prove penetrometriche statiche elettriche con piezocono (CPTU) e piezocono sismico (SCPTU).....	9
7.	MODELLO GEOLOGICO.....	10
	RELAZIONE SULLA RISPOSTA SISMICA	
8.	ANALISI SISMICA DEL SITO.....	14
8.1.	Sismicità del territorio.....	14
8.2.	Modello sismico locale.....	16
8.3.	Spettro di risposta sismica locale.....	18
9.	VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE CON METODO SEMPLIFICATO.....	19
	RELAZIONE SULLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	
10.	MODELLO GEOTECNICO.....	23
11.	CONCLUSIONI: RISCHI GEOLOGICO, IDROGEOLOGICO E SISMICO.....	26

ALLEGATI

DIAGRAMMI DI PROVA

RAPPORTO DI INDAGINE SISMICA

VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

1. PREMESSA

La presente relazione si propone di evidenziare e analizzare gli aspetti e le problematiche di natura geologica, sismica e geotecnica dei terreni individuati al Foglio 162 Particella 6-7-8-555-558-560561-566-578 posti in Via Bologna n. 27 nel territorio comunale di Ferrara (FE), oggetto di Piano Urbanistico Attuativo.

In accordo con i Progettisti è stata predisposta la fase di indagine in sito al fine di ricostruire la successione litologica del sottosuolo investigato, che nel caso in esame è stata effettuata per uno spessore massimo di 29,90 metri dal piano campagna.

Pertanto, la fase di indagine e di analisi dell'assetto idrogeologico, sismico e geotecnico del sito di interesse, sono state condotte sulla base di prove in sito consistite in:

- esecuzione di n. 2 prove penetrometriche statiche elettriche con Piezocono (CPTU), eseguite in data 14 marzo 2018,
- esecuzione di n. 1 prova sismica attiva diretta con Cono Sismico SCPTU, eseguita in data 14 Marzo 2018.

Le indagini penetrometriche sono state eseguite utilizzando sonda cingolata semovente PAGANI TG63-200 conforme alle norme contenute nel testo della Direttiva Macchine, nonché alle Direttive Comunitarie.

La fase di indagine è stata completata con la consultazione di dati presenti nella bibliografia tematica, estesi ad un intorno significativo, con il fine di caratterizzare la geologia dell'area e di individuare locali forme di instabilità e pericolosità geologica.

Nel presente documento, composto di Relazione Geologica, Relazione sulla risposta sismica e Relazione sulla caratterizzazione e analisi geotecnica, verranno sviluppate considerazioni in merito all'assetto geomorfologico ed idrogeologico del comparto in studio, verranno analizzati i risultati delle indagini in sito al fine di fornire un Modello geologico ed un Modello geotecnico di riferimento, verrà effettuata la caratterizzazione sismica del sito e valutata la pericolosità sismica dello stesso, e verranno effettuate le verifiche geotecniche sugli Stati Limite dei terreni di fondazione, relativamente al progetto della struttura, a supporto della fase di progettazione definitiva.

Il presente documento viene redatto applicando i dettami del D.M. 14 Gennaio 2008 "Norme Tecniche per le costruzioni", nonché della normativa sismica vigente, Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 Aprile 2006, che inserisce il Comune di Ferrara (FE) in Zona Sismica 3.

In accordo con i Progettisti ed in considerazione del progetto, la fase di indagine in sito si è resa necessaria al fine di determinare il livello della falda freatica e/o piezometrico, di ricostruire la successione litologica del sottosuolo investigato, che nel caso in esame è stata effettuata per uno spessore di 29,90 metri dal piano campagna, di parametrizzare i sedimenti costituenti il sottosuolo e di fornirne la classificazione sismica ed effettuare la verifica del potenziale di liquefazione.

Nella stesura del presente documento, le valutazioni effettuate fanno riferimento alla quota del piano di campagna, coincidente con il piano dell'area del piazzale interno alla proprietà.

2. LEGGI E NORME DI RIFERIMENTO

La stesura della seguente relazione è stata eseguita in ottemperanza alle disposizioni contenute nelle normative di riferimento elencate di seguito:

Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008

"Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"

Cap. 2 Sicurezza e prestazioni attese

Par. 2.2 Stati Limite

Cap. 3.2 Azione Sismica

Par. 3.2.2 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Cap. 6 Progettazione geotecnica

Par. 6.2.1 Caratterizzazione e modellazione geologica del sito

Par. 6.2.2 Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica

Par. 6.2.3 Verifica delle prestazioni e della sicurezza

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617

"Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"

C2 Sicurezza e prestazioni attese

C2.7 Verifiche alle tensioni ammissibili

C6 Progettazione geotecnica

C6.2.1 Caratterizzazione e modellazione geologica del sito

C6.2.2 Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica

C6.2.3 Verifica delle prestazioni e della sicurezza

Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri, 28 Aprile 2006, n. 3519

"Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".

D.G.R. 2193/2015

"Art. 16 della L.R. n. 20 del 24/03/2000. Approvazione aggiornamento dell'atto di coordinamento tecnico denominato "Indirizzi per gli studi di micro zonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale urbanistica" di cui alla deliberazione dell'assemblea legislativa 2 maggio 2007, n. 112".

Ordinanza del Commissario delegato per la ricostruzione n. 70 del 13 novembre 2012

"Approvazione programma per gli studi di micro zonazione sismica".

Associazione Geotecnica Italiana; giugno 1977

"Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche".

REGIONE EMILIA ROMAGNA

PROVINCIA DI FERRARA

RELAZIONE SULLA FATTIBILITÀ GEOLOGICA

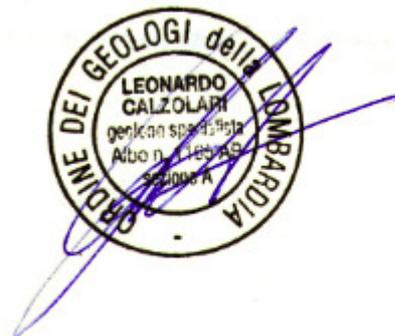
ai sensi del D.M. 14.01.2008

OGGETTO : P.U.A. DI AREA POSTA IN VIA BOLOGNA N. 27 NEL COMUNE DI FERRARA

COMMITTENTE : SILLA S.A.S. di A. MATTEI

Via Bologna, 27 – 44124 Ferrara (FE)

Data : **19 Marzo 2018**



3. INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA

Il comparto territoriale in studio è situato nella porzione settentrionale della Pianura Ferrarese, a Sud del Fiume Po; l'area in oggetto è ubicata nel settore centrale dell'area urbana della città di Ferrara, a nord del Fiume Po di Volano che dista all'incirca 50 metri.

L'altimetria del sito è compresa tra 10,0 ÷ 10,5 metri sul livello del mare, ed un assetto generale del territorio nei dintorni dell'area in argomento, a fisiografia sub-pianeggiante, con debole gradiente negativo sia in direzione sud.

Le coordinate geografiche sono rilevabili nella Tavola 185SE "Ferrara" alla Sezione 185.160 "Ferrara" alla Scala 1:5.000 della Carta Tecnica Regionale; il punto che localizza l'area di intervento presenta queste coordinate nel Sistema UTM 32T: Lat. 4967473 mN Long. 706839 mE.

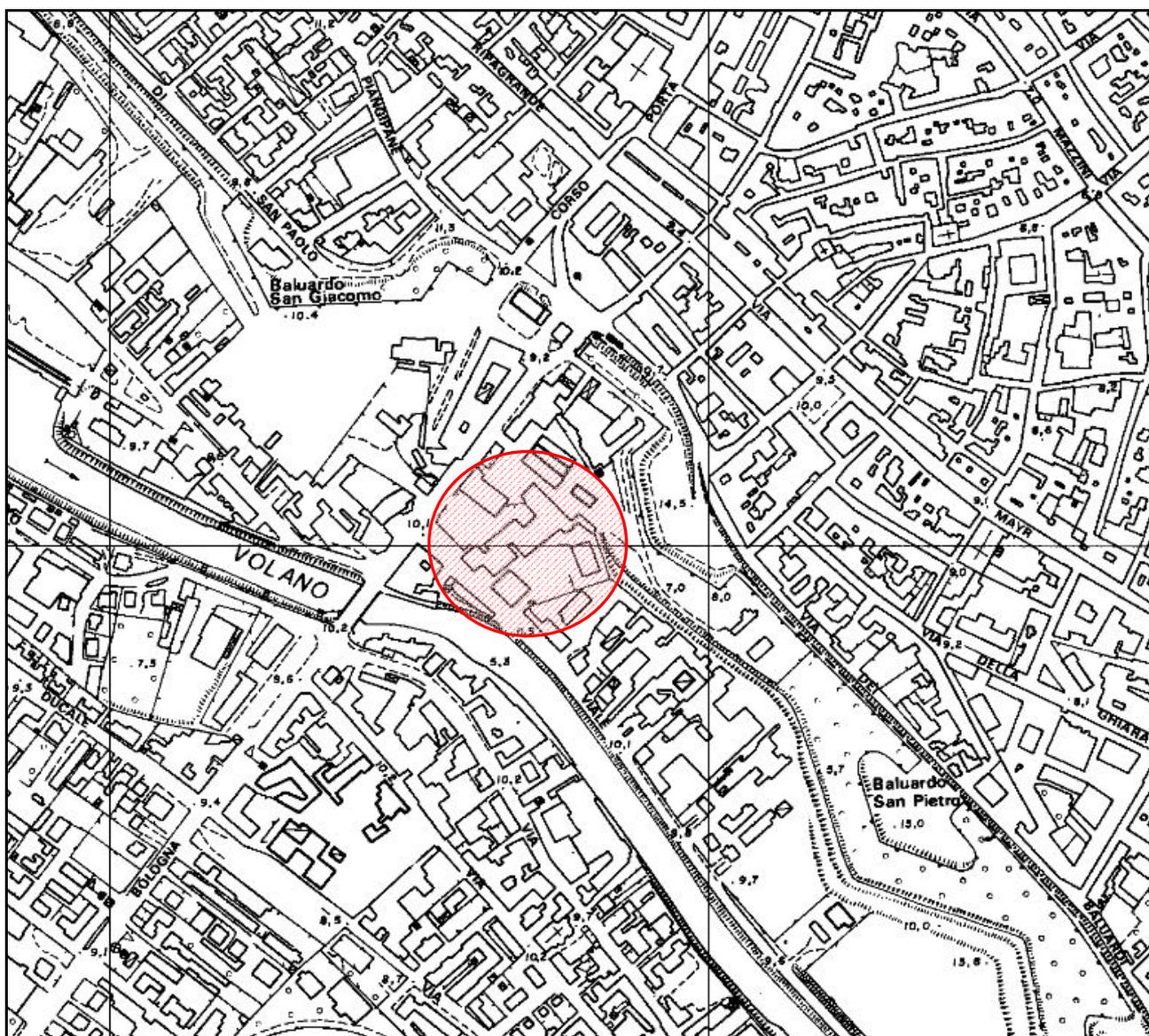


Fig. 1 - Inquadramento corografico - Stralcio C.T.R. Scala 1:5.000 Elemento 185.164

In riferimento al Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.), adottato con Deliberazione del Comitato Istituzionale n. 1 in data 11.05.1999, il Comune di Ferrara è classificato in zona a rischio totale 1 "rischio idraulico ed idrogeologico moderato", in cui la principale tipologia di dissesto componente il rischio è rappresentata dall'evento di *esondazione*.

Con particolare riferimento al "Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico" (P.A.I.), come si può vedere nel Foglio 185 "Ferrara" alla Scala 1:50.000 delle Tavole di delimitazione delle fasce fluviali, il comparto oggetto di intervento edificatorio è collocato al di fuori delle fasce A e B, mentre viene a ricadere all'interno della fascia C, come "Area di inondazione per piena catastrofica".

Relativamente al rischio sismico, dall'analisi della "Carta di Microzonazione sismica – Livello 3", come indicato nella Tav. 6.4a "Carta di analisi pericolosità sismica" del PSC, si rileva che l'area in studio ricade all'interno di "Zone suscettibili di Liquefazione". In particolare viene indicato che per queste aree il Fattore di amplificazione è $F_a = 1.5 \div 1.6$ e l'Indice di Liquefazione viene considerato localmente elevato $IL > 5$. Pertanto nella verifica alla liquefazione verrà tenuto conto del valore massimo di F_a , pari a 1.6 e verificato il valore di IL .

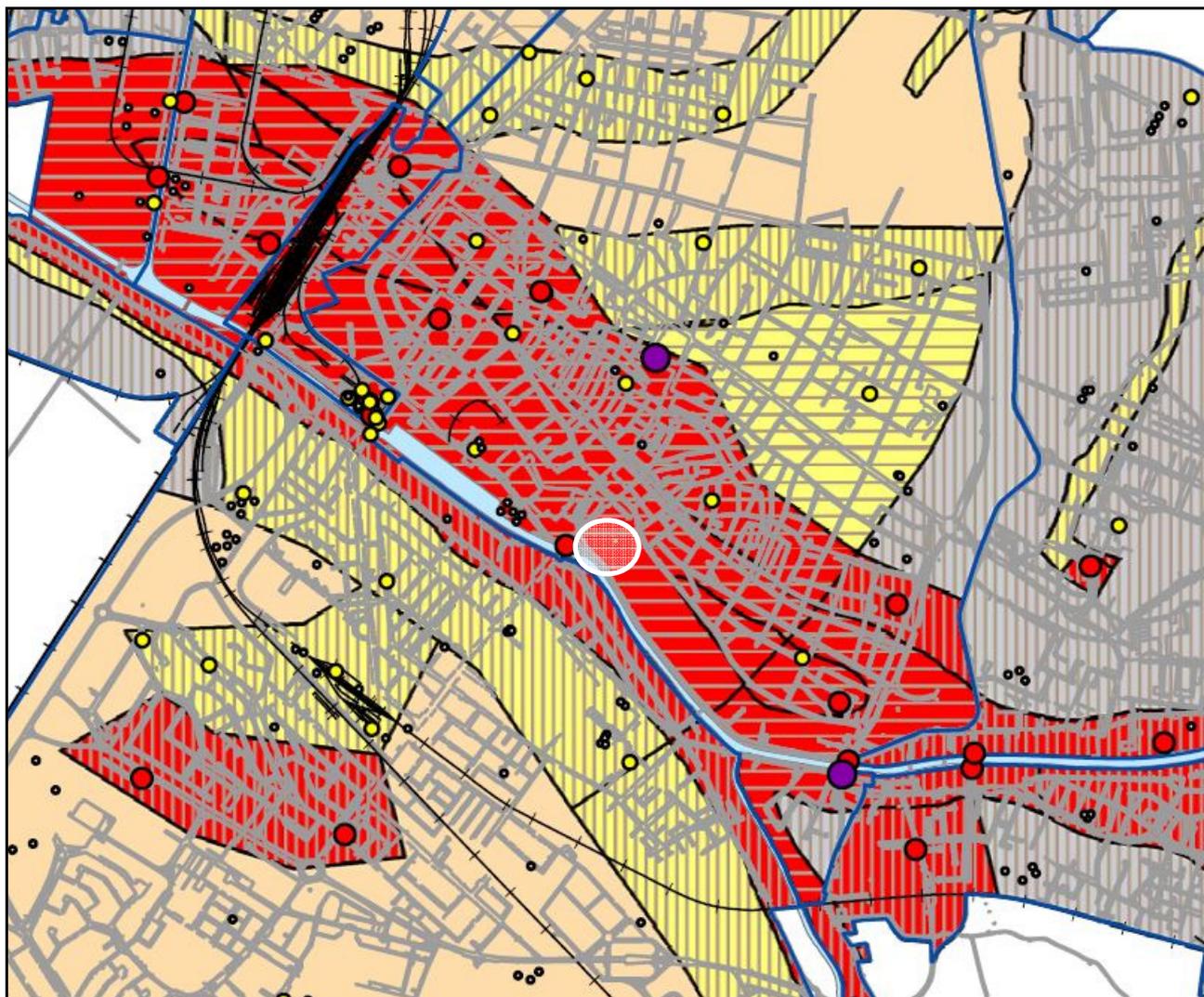


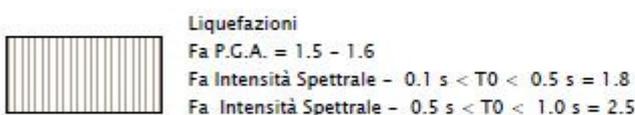
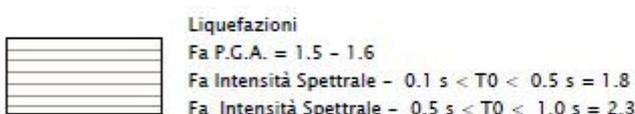
Fig. 2 – Stralcio Carta di Microzonazione sismica dal P.O.C. di Ferrara

Legenda

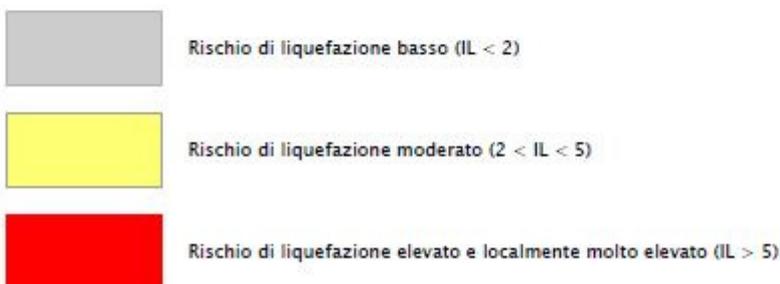
Indice puntuale del potenziale di liquefazione IL da CPT

- Basso ($IL < 2$)
- Moderato ($2 < IL < 5$)
- Elevato ($5 < IL < 15$)
- Molto elevato ($IL > 15$)

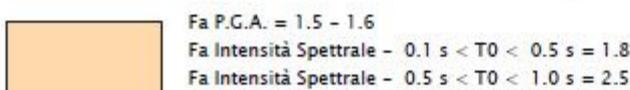
Zone instabili suscettibili di liquefazione: Fa



Zone instabili suscettibili di liquefazione: IL



Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali



4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

4.1. LINEAMENTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI

Il comparto si sviluppa nella fascia centrale della Pianura Padana, in un ambiente di pianure alluvionali inondabili con dinamica prevalentemente deposizionale, costituite da depositi recenti (Olocene Inferiore – Olocene Medio, da 10000 – 2500 anni, Pre-Boreale – Sub-Boreale) o attuali (Olocene Superiore, da 2500 – 0 anni, Cronozona Sub-Atlantico).

L'azione morfogenetica dominante, è imputabile all'evoluzione del reticolo idrografico di superficie, ed in

particolare al Fiume Po, il quale ha interessato l'area durante la sua migrazione verso nord nel Quaternario continentale. Attualmente la morfogenesi prevalente è da relazionarsi all'attività antropica, in particolar modo agli interventi edilizi ed infrastrutturali di rimodellazione della superficie topografica.

Limitatamente al sito in studio, l'assetto topografico è dato da una fascia allungata il cui andamento rispecchia quello del Po di Volano, blandamente rialzata rispetto ai terreni posti a sud di Via Argine Ducale ed a nord di Via Mayr che sono a quote inferiori di circa 1 ÷ 2 metri; i terreni che bordano la fascia rialzata presentano una conformazione pianeggiante con un assetto topografico piuttosto monotono con quote altimetriche comprese tra 7 ÷ 9 metri s.l.m.; dell'analisi del micro rilievo del territorio, dalla cartografia tematica e dai dati di bibliografia si riscontra che l'area è parte della pianura deltizia interna, in ambiente di argine prossimale all'apparato distributore. Si tratta di dossi formati dai rami principali del Po. La morfologia è quella delle aree di tracimazione (overbank) e di rotta (crevasse), dei canali principali del Fiume Po.

Attualmente, nei limiti del territorio, non si osservano processi naturali di tipo alluvionale ancora attivi, poiché i corsi d'acqua che hanno contribuito all'evoluzione geomorfologica del territorio, risultano compresi all'interno di arginature di origine antropica che ne impediscono la naturale esondazione dall'alveo. L'area, dal punto di vista dell'evoluzione geomorfologica, attualmente si presenta conservativa e quiescente.

4.2. LITOLOGIA DI SUPERFICIE

Facendo riferimento al Sistema Cartografico informatizzato della Regione Emilia Romagna; nella cartografia in scala 1:50.000 vengono riportate le delineazioni geomorfologiche ed i vari suoli costituenti. La zona in esame è interessata dalla Delineazione 5411 la quale è presente negli ambienti di piana deltizia in aree di argine naturale prossimale, del quale rappresenta le porzioni di tracimazione e di rotta, ed è interessata dalla consociazione dei suoli VOL1 – Volano franchi e BOC1 – Boccaleone franco limosi.

5. ASSETTO IDROGEOLOGICO DEL SITO – LIVELLO DI FALDA

La situazione idrogeologica del sito è stata determinata mediante misure dirette del livello piezometrico all'interno dei perfori d'indagine penetrometrica e mediante alcune prove di dissipazione nei livelli sabbiosi effettuate durante le prove CPTU.

Dall'esecuzione di n. 4 prove di dissipazione a differenti profondità si è potuto riscontrare la presenza di un unico livello di falda freatica che differisce dal livello piezometrico della falda.

Infatti, dalle misure freaticometriche all'interno dei perfori di indagine si è potuto riscontrare un livello di falda alla profondità di circa -6,20 metri dal piano campagna, mentre dalle prove di dissipazione si è riscontrato la presenza della falda alla profondità di -6,80 ÷ -6,90 metri da quota piano campagna.

Per quanto riguarda il deflusso delle acque meteoriche all'atto del sopralluogo non si sono riscontrati problemi di ristagno idrico, poiché il sito in studio si presenta di forma aperta, rialzato rispetto ai terreni di Via Volano di circa 80 cm e contornato da rete di raccolta fognaria delle acque meteoriche.

Pertanto nel caso di fondazioni superficiali che non superino la profondità di -4,00 metri da piano campagna, si ritiene che non si verificano interferenze con la frangia freatica presente all'interno dei termini limoso argillosi, durante le fasi di scavo per la realizzazione delle opere di fondazione.

Quindi, qualora si volesse stabilire la situazione idrogeologica nel sito al momento dell'inizio lavori, si può prevedere di realizzare uno scavo pilota per la profondità d'imposta delle fondazioni, per verificare l'eventuale insorgere di riflusso idrico all'interno degli scavi. Comunque, si ritiene opportuno che la realizzazione degli scavi sia effettuata in periodi poco piovosi, ed i tempi di apertura degli stessi siano sufficientemente contenuti.

6. PIANO DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE

La campagna di indagine geognostica è stata predisposta con lo scopo di definire l'assetto stratigrafico dei terreni presenti entro l'intervallo di "volume significativo" di sottosuolo, di determinare il livello della falda freatica nel sito e la caratterizzazione sismica dei terreni presenti al disotto del piano di fondazione.

Relativamente all'estensione dei fabbricati da realizzare ed alla loro posizione in pianta, è stata predisposta la campagna di indagine geognostica, che è consistita nella esecuzione di:

- esecuzione di n. 2 prove penetrometriche statiche elettriche con Piezocono (CPTU), spinte alla profondità di 29,90 metri e 20,00 metri da p.c., per la caratterizzazione geotecnica del volume significativo di suolo,
- esecuzione di n. 1 prova sismica attiva diretta con metodologia "down-hole" da prova con cono sismico SCPTU, per la stima della velocità delle onde di taglio V_s nei primi 30,0 metri dal piano campagna, al fine della stima del valore della velocità delle onde di taglio (V_{s30}).

L'ubicazione delle indagini è riportata nella figura seguente, ed è stata approntata in relazione alla possibilità logistica ed alla posizione dell'edificio di nuova realizzazione.

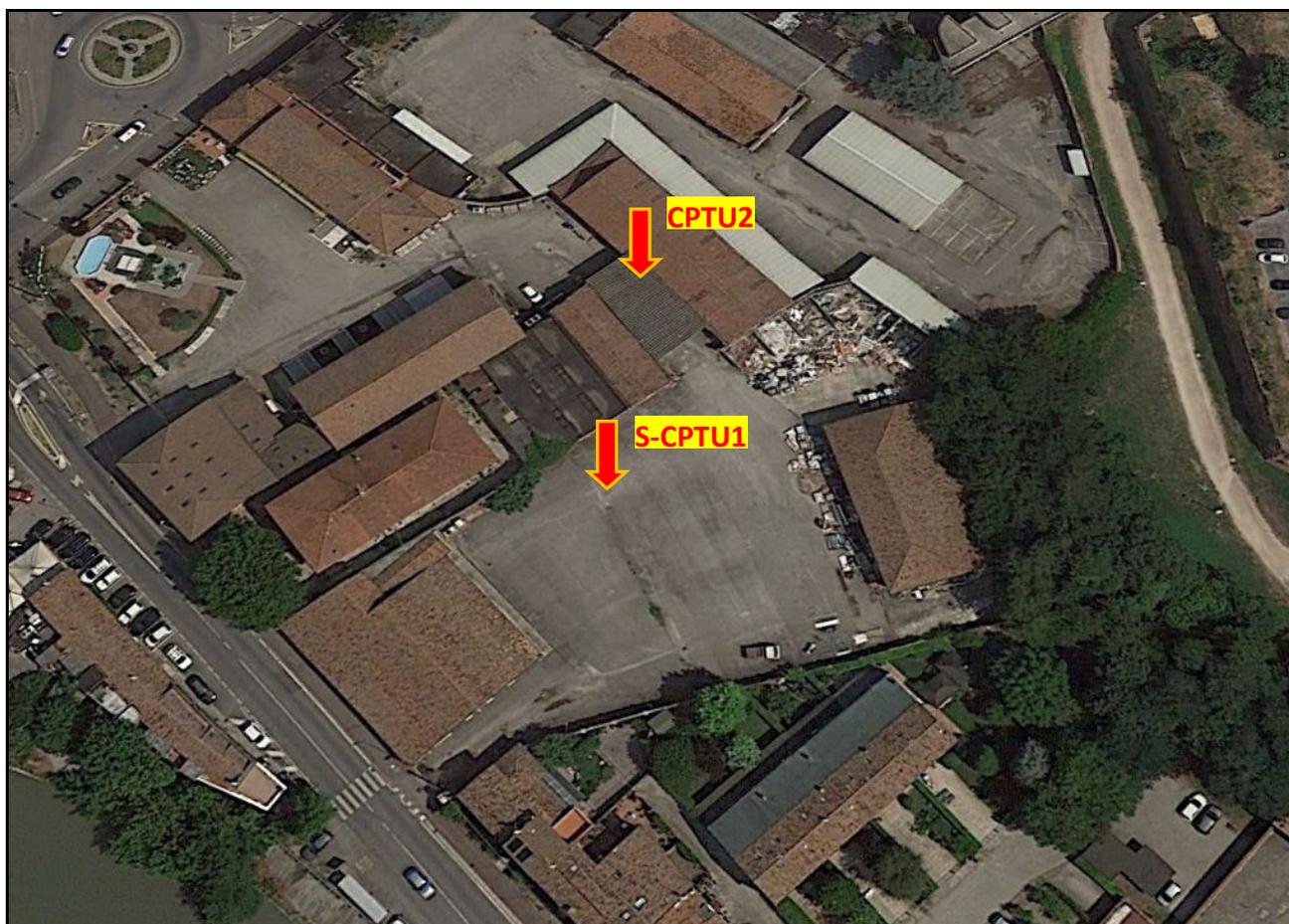


Fig. 3 - Ubicazione indagini geognostiche : CPTU prova penetrometrica statica elettrica e S-CPTU sismica

6.1. PROVE PENETROMETRICHE STATICHE ELETTRICHE CON PIEZOCONO (CPTU) E PIEZOCONO SISMICO (SCPTU)

La prova penetrometrica elettrica e sismica è stata realizzata utilizzando un penetrometro statico Pagani, con spinta massima nominale di 20 ton mediante infissione nel terreno di una punta conica strumentata con sensori elettrici che collegata tramite cavo ad una unità di acquisizione in superficie, permette di ottenere i seguenti parametri:

- Resistenza alla punta (q_c – cone resistance): pressione assiale misurata (Q_c) agente sull'area totale della base del cono (A_c)
- Attrito laterale locale unitario (f_s – local unit side friction): pressione di attrito (sleeve) misurata (Q_s) agente sull'area laterale del manicotto di attrito (A_s)
- Pressione dei pori in penetrazione (u_2 – penetration pore pressure): pressione dei pori misurata durante la penetrazione in corrispondenza della parte cilindrica del cono, appena sopra la parte conica del cono, posizione u_2 .
- Velocità di avanzamento della punta : Speed (cm/sec)
- Deviazione dalla verticale di infissione : Tilt (°)
- Tempi di arrivo delle onde di taglio : Time shift 1 (ms) e Time shift 2 (ms)

Sulla base dei parametri rilevati si possono ricavare tali ulteriori dati:

- Pressione dei pori generata ($\Delta u = u - u_0$ - generated pore pressure): dove u_0 è la pressione nei pori esistente nel terreno alla profondità del cono, pressione idrostatica
- Resistenza alla punta totale corretta (q_t – total corrected cone resistance): $q_t = q_c + u(1-a)$, a = fattore di forma del cono.

La punta elettrica utilizzata Mkj33 presenta le seguenti caratteristiche: diametro della punta $\varnothing = 36,0$ mm, angolo di apertura 60° , area della punta 1000 mm²; manicotto laterale di frizione con diametro $\varnothing = 36,0$ mm, lunghezza $133,7$ mm, area laterale 15000 mm², costante di cono $a = 0,80$.

L'infissione della punta è avvenuta ad una velocità costante di $2,0$ cm/sec e i dati sono stati registrati per ogni 1 cm di avanzamento.

Il piezocono sismico utilizzato è costituito da un piezocono elettrico standard al quale segue un bastone sismico della lunghezza di circa 1 metro nel quale sono alloggiati due gruppi di accelerometri in grado di ricevere il segnale in modo tridimensionale, distanziati tra loro di 50 cm; tali accelerometri permettono la registrazione di segnali sismici generati artificialmente.

La prova SCPTU (S = Seismic; CPT = Cone Penetration Test; U = con misura della pressione neutra U) consiste nell'infissione nel terreno del Piezocono, punta elettrica strumentata di celle di carico, per la misura dei parametri di resistenza di punta (q_c), di resistenza all'attrito laterale (f_s) e delle sovrappressioni interstiziali (u) e delle velocità delle onde di taglio V_s e di compressione V_p .

Relativamente alla determinazione delle velocità delle onde di taglio (V_s), durante l'infissione del Piezocono per la misura delle resistenze, a profondità prestabilite, in questo caso ad ogni 1 metro di avanzamento, viene sospesa l'infissione del piezocono ed a piano campagna, tramite adeguato sistema di energizzazione, che nel caso è consistito in una mazza di battuta da 5 kg e n. 2 piastre in alluminio poste al disotto degli stabilizzatori del penetrometro, separati dal penetrometro da un cuscinetto di gomma dello spessore di 6 cm, al fine di creare una buona adesione con il terreno ed essere svincolati dalla macchina stessa, vengono generate delle onde artificiali nel terreno. Tramite i sensori sismici (accelerometri) presenti

all'interno del bastone sismico è possibile quindi rilevare e registrare tali segnali sismici e di conseguenza determinare i tempi necessari alle onde sismiche per percorrere il tratto da piano campagna fino alla profondità a cui si trovano i sensori (tempi di arrivo). La presenza di due sensori posti a distanza fissa permette di determinare il reale valore delle velocità di taglio V_s .

La registrazione dei valori delle resistenze di punta, dell'attrito laterale, delle sovrappressioni interstiziali e delle velocità delle onde di taglio, avviene mediante unità di acquisizione TGASo8, munito di idonei software di acquisizione, collegato al piezocono con cavo elettrico. I dati delle letture, registrati in tempo reale, vengono visualizzati sullo schermo dell'unità di acquisizione con la possibilità di verificare istantaneamente il comportamento della strumentazione di misura.

7. MODELLO GEOLOGICO

Nel presente lavoro l'interpretazione stratigrafica della sezione di sottosuolo investigata è stata condotta basandosi sull'Indice del Tipo di Comportamento del Suolo (Soil Behaviour Type, SBT, Robertson et al. 1986). Questo parametro è stato correlato ad un Indice di comportamento I_c da Jefferies & Davies (1993) che dipende dai valori normalizzati Q_T , F_r e B_q , funzione della resistenza alla punta q_t , dell'attrito laterale f_s e delle pressioni di poro u_z , normalizzate rispetto alle tensioni geostatiche totali ed efficaci. L'indice I_c è stato successivamente definito da altri autori, sempre in funzione dei parametri normalizzati di Q_{tn} e F_r e dell'esponente n che tiene conto della componente tensionale (Robertson, 2009).

Gli autori definiscono i limiti di 9 zone di comportamento in una carta di classificazione, in cui il valore di I_c definisce il limite di ciascuna zona, alla quale viene associato un litotipo; tali limiti sono stati successivamente modificati da Robertson & Wride (1998) e Jefferies & Been (2006).

Per quanto riguarda l'elaborazione delle prove penetrometriche statiche CPTU, per la definizione dell'indice I_c si è fatto riferimento all'equazione proposta da Robertson (2009) che definisce un indice I_{SBTn} . La suddivisione dei litotipi fa riferimento alla carta di classificazione normalizzata (SBTn) di comportamento del suolo, secondo la suddivisione proposta da Robertson P.K. (2009), che suddivide le zone dei vari litotipi in sottozone, in funzione del valore I_c ricavato dalle seguenti formule:

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q_m)^2 + (\log F + 1.22)^2 \right]^{0.5}$$

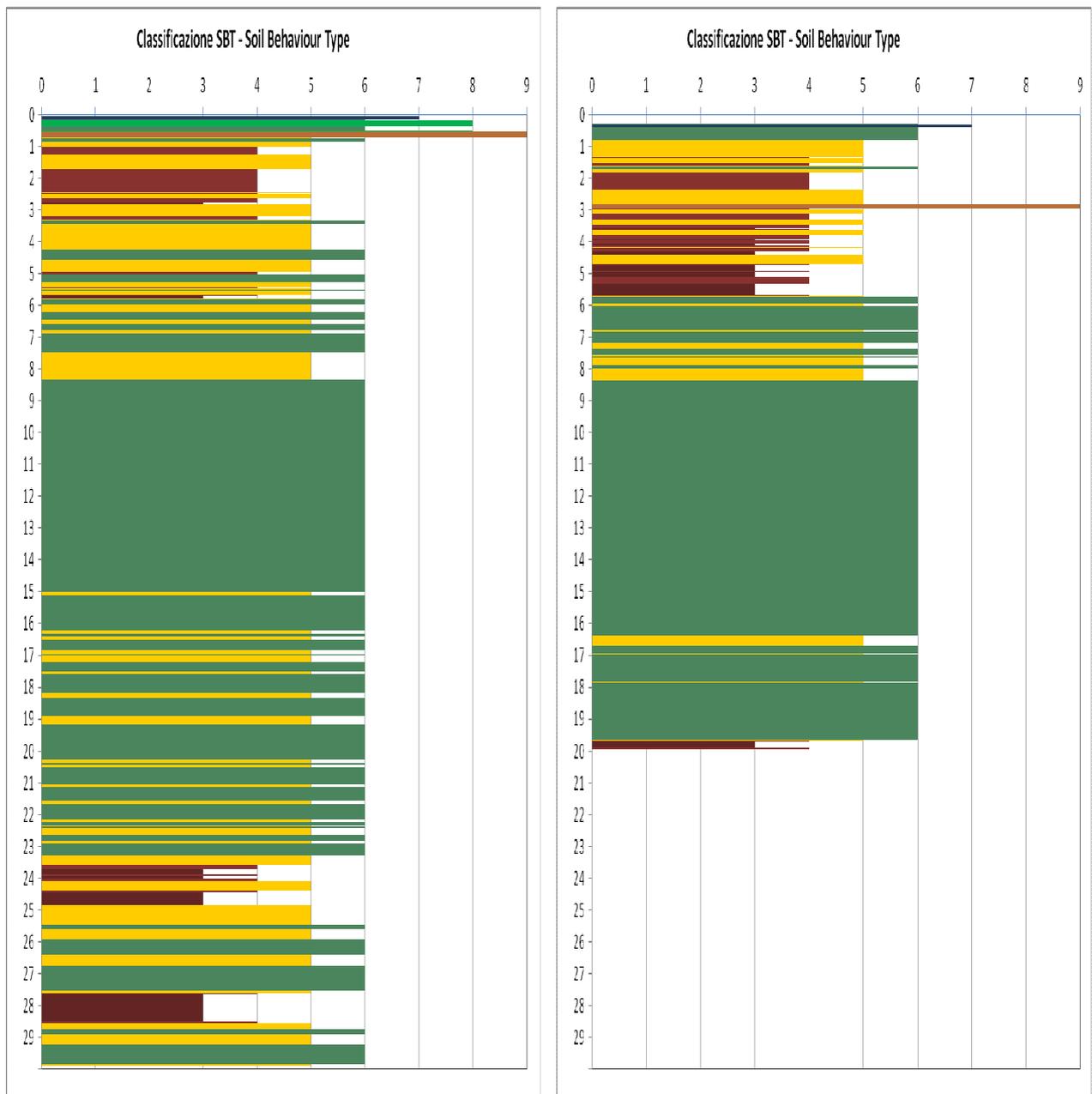
$$Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{P_{a2}} \right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n \quad n = 0.381 (I_c) + 0.05 (\sigma'_{vo}/p_a) - 0.15$$

Ottenuto l'indice I_{SBT} questo può essere collegato all'indice SBT in base ad una carta non normalizzata di classificazione dei litotipi, secondo quanto proposto da Robertson (2009).

In funzione delle indagini e delle elaborazioni effettuate si può indicare il Modello geologico per l'area in esame, come di seguito riportato:

Tabella 1 - Successione litologica del sito

Unità litologica	Profondità strato (in metri da p.c.)		Descrizione Unità
	Testa	Base	
A	0,00	0,50 / 0,80	<u>Sabbia limosa</u> ; è uno strato medio costituito da sedimenti a tessitura media e terreno di riporto
B	0,50 / 0,80	1,60 / 1,80	<u>Limo sabbioso</u> ; è uno strato spesso di sedimenti a tessitura moderatamente fine di natura limoso sabbiosa con strati sottili di limo argilloso
C	1,60 / 1,80	5,70 / 5,80	<u>Limo sabbioso e Limo argilloso</u> ; è uno strato molto spesso costituito da sedimenti a tessitura moderatamente fine di natura limoso sabbiosa e da sedimenti a tessitura fine di natura limoso argillosa alternati in strati medio – sottili; in corrispondenza della prova CPTU1 si ha prevalenza di sedimenti limoso sabbiosi con modeste intercalazioni di strati sottili di limo argilloso, mentre in corrispondenza della prova CPTU2 si ha prevalenza di sedimenti limoso argillosi con modeste intercalazioni di strati sottili limo sabbioso
D	5,70 / 5,80	23,60	<u>Sabbia e Sabbia limosa</u> ; è uno strato molto spesso di sedimenti a tessitura medio-fine di natura sabbiosa, con limitate intercalazioni di strati sottili di limo argilloso
E	23,60	24,80	<u>Argilla limosa</u> ; è uno strato spesso di sedimenti a tessitura fine di natura argillosa con intercalazioni di strati sottili di limo sabbioso
F	24,80	27,60	<u>Sabbia limosa e Sabbia</u> ; è uno strato spesso di sedimenti a tessitura medio-fine di natura sabbiosa
G	27,60	28,60	<u>Argilla limosa</u> ; è uno strato spesso di sedimenti a tessitura fine di natura argillosa
H	28,60	29,90	<u>Sabbia limosa e Sabbia</u> ; è un intervallo di sedimenti a tessitura medio-fine di natura sabbiosa



Prova CPTu 1

Prova CPTU 2

- [1] : Terreni sensitivi a grana fine
- [2] : Argilla - Suoli organici
- [3] : Argilla limose - Argilla
- [4] : Limo argilloso - Argilla limosa
- [5] : Sabbia limosa - Limo sabbioso
- [6] : Sabbia pulita - Sabbia limosa
- [7] : Sabbia ghiaiosa - Sabbia pulita
- [8] : Sabbie, Sabbie argillose molto addensate
- [9] : Terreno a grana fine sovraconsolidato o cementato

Fig. 4 - Successione litologica da prove penetrometriche statiche

REGIONE EMILIA ROMAGNA

PROVINCIA DI FERRARA

RELAZIONE SULLA RISPOSTA SISMICA

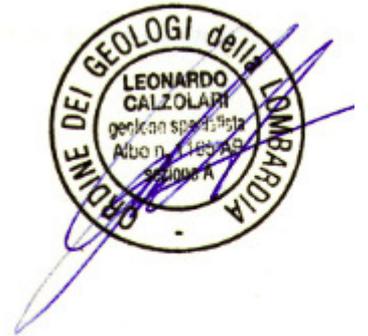
ai sensi del D.M. 14.01.2008

**OGGETTO : P.U.A. DI AREA POSTA IN VIA BOLOGNA N. 27 NEL
COMUNE DI FERRARA**

COMMITTENTE : SILLA S.A.S. di A. MATTEI

Via Bologna, 27 – 44124 Ferrara (FE)

Data : **19 Marzo 2018**



Via Carpi 21 - 42018 San Martino in Rio (RE)

tel. 333.42.73.452 - e.mail geostudiocalzolari@gmail.com

8. ANALISI SISMICA DEL SITO

8.1. SISMICITÀ DEL TERRITORIO

La sismicità che caratterizza un comparto territoriale è strettamente connessa al suo contesto tettonico-strutturale e quindi alla presenza di strutture geologicamente "attive".

Alla base di ogni stima della pericolosità sismica di un territorio vi è dunque l'indispensabile conoscenza della sua storia sismica temporale e della geologia strutturale responsabile della sismicità locale, entrambe strettamente connesse tra loro, che si è venuta a tradurre nella definizione di "zone" o "sorgenti sismogenetiche" presenti in tutto il territorio italiano.

Per l'individuazione delle "sorgenti sismogenetiche" che interessano il territorio è stato fatto riferimento alla nuova zonazione sismogenetica del territorio italiano denominata ZS.9 (2004) prodotta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), che rappresenta il più recente riferimento per gli studi di pericolosità sismica. Questa zonazione è stata elaborata riferendosi anche i più recenti background informativi sui terremoti ed in particolare alle ultime banche dati relative alle sorgenti sismogenetiche italiane DISS 2.0 ed al catalogo CPTI.

Dall'osservazione della mappa delle aree sismogenetiche dell'Italia settentrionale si evince che il territorio comunale di Ferrara (FE) è inserito nella **ZS.912** denominata "*Appennino settentrionale – Dorsale emiliano-ferrarese*" che rappresenta la fascia più esterna dell'arco appenninico settentrionale. La sismicità è correlabile alla tettonica attiva del fronte compressivo del margine appenninico sepolto più avanzato che giunge fino all'attuale Po, caratterizzata da meccanismi focali di tipo compressivo e transpressivo, con terremoti poco profondi anche di medio-alta intensità.

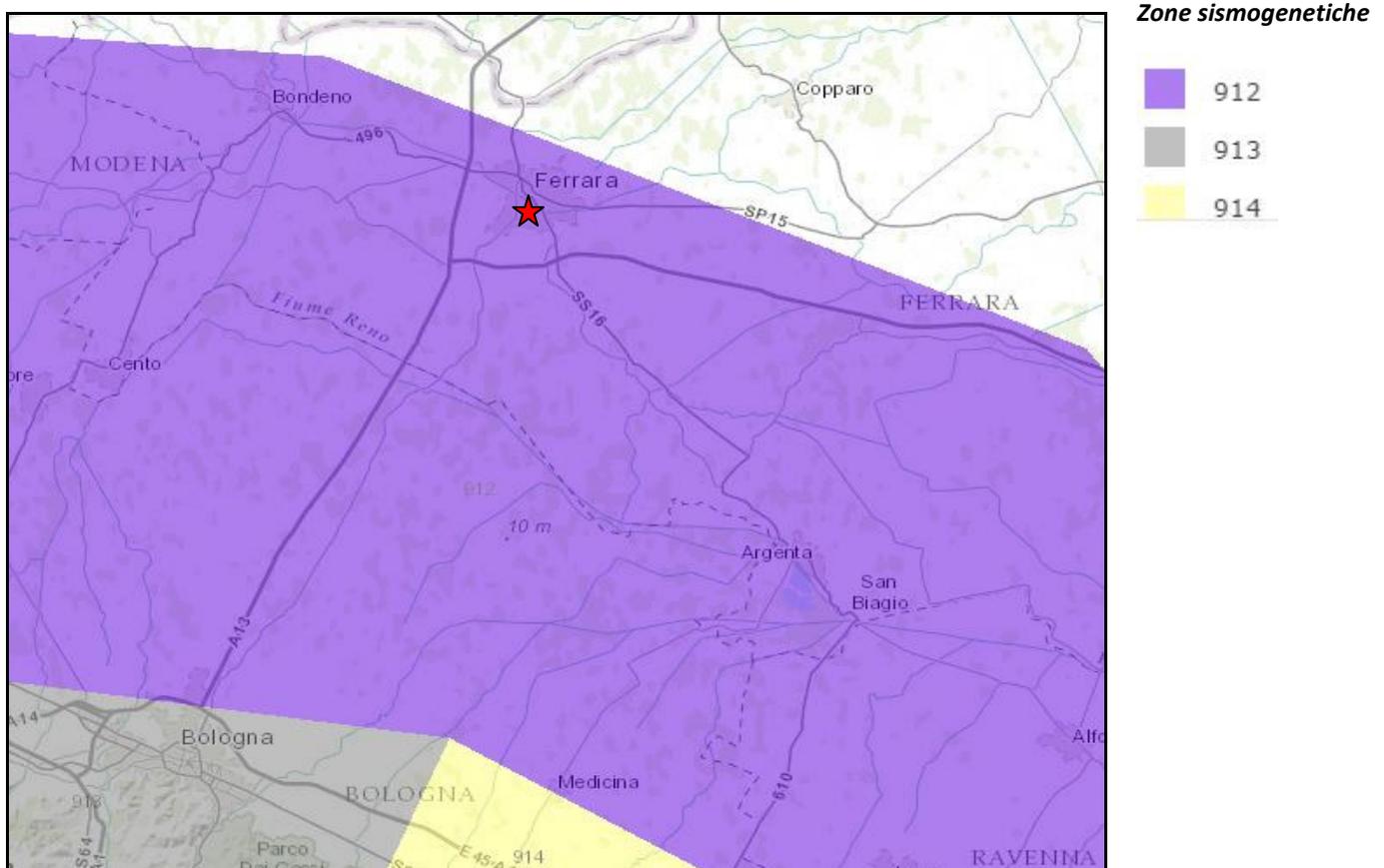


Fig. 5 - Zone sismogenetiche per la mappa di pericolosità sismica di base di riferimento - (Gruppo di lavoro, 2004)

Da recenti ricerche effettuati da Eni (2010) sull'assetto strutturale della Pianura Padana e dalla consultazione della Carta Sismotettonica dell'Emilia Romagna, si deduce che da un punto di vista della tettonica regionale il comparto in esame è interessato da pieghe sepolte con andamento nordovest – sudest facenti parte dell'ampio "Arco delle pieghe ferraresi e romagnole" ubicate nella parte nord-est dell'Appennino emiliano orientale. Tale arco strutturale nella sua porzione più esterna verso nord è delimitato da un gruppo di faglie inverse e sovrascorrimenti che lo separano dalla monoclinale pedealpina così come dall'allineamento Berici-Euganei e dalla monoclinale Adriatica.

All'interno dell'arco ferrarese-romagnolo si distinguono le pieghe ferraresi che sono la parte più esterna, con il nucleo mesozoico molto sollevato e tettonizzato, delimitate frontalmente da fasci di faglie inverse testimoni di fronti compressivi in avanzamento, mentre nelle aree retrostanti sono presenti fasci di faglie dirette a testimoniare un assetto distensivo. L'unità prevalente delle pieghe ferraresi è la Dorsale Ferrarese costituita da pieghe, pieghe-faglie e faglie molto inclinate ad orientamento ovestnordovest-estsudest, vergenti verso nordnordest, la quale già nel Pliocene aveva funzionato da alto strutturale. La Dorsale Ferrarese è localizzata nell'area centro-occidentale della provincia ferrarese, tra Ferrara e le Valli di Comacchio; le sue culminazioni principali sono costituite dalle anticlinali di Ficarolo, di Poggio Rusco, di Mirandola e di Novi-Correggio. La struttura è disposta secondo la direzione ovestnordovest – est-sudest lungo una linea passante per Bondeno e Poggio Rusco, dove la base del Pliocene varia tra le profondità di 400 e 600 metri. Gli assi delle pieghe facenti parte di questo complesso hanno andamento all'incirca ovest-est e si individuano faglie inverse con andamento preferenziale vergente verso nord e perpendicolare agli assi delle pieghe stesse.

Pertanto, questa struttura che interessa principalmente le serie deposizionali marine carbonatiche mesozoiche, che nell'area d'interesse vengono a trovarsi a profondità relativamente modeste. Infatti, l'isobate del substrato del pleistocene medio, che individua la base del Sistema Emiliano - Romagnolo Superiore (SERS) di età compresa tra 0,45 Ma e Presente, rappresentato da depositi del Quaternario continentale di bacino fluviale, sono segnalate a profondità di circa 100 ÷ 150 metri dalla superficie.

Al fine di inquadrare l'assetto sismico del comparto territoriale in esame si è consultato il database più aggiornato e disponibile DISS3.1 che riporta la distribuzione delle sorgenti sismogenetiche; più nel dettaglio la banca dati DISS 3.1 indica che il settore meridionale del territorio di Sermide ricade nella "fascia" sismogenetica ITCS050 "Poggio Rusco - Migliarino"; a questa zona sismogenica viene attribuita una magnitudo massima $M = 5,5$, dunque caratterizzata da terremoti storici che raramente hanno raggiunto elevate intensità. La magnitudo della zona è infatti derivata dalle magnitudo massime attribuite ai terremoti più significativi associati a questa zona.

Secondo le indicazioni fornite dal Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani DMB11, aggiornato al 2006, redatto dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, sono segnalati alcuni eventi sismici per il territorio comunale; infatti, viene riportata una intensità massima che non ha superato, in epoca storica, il valore del VIII° della scala MCS, corrispondente ad una intensità all'epicentro (Ferrara – Lat. 44.836 Long. 11.618) del VIII° MCS e ad una Magnitudo epicentrale di 5.4 Scala Richter. Si può assumere, quale evento sismico di riferimento, l'evento del 20 Maggio 2012 con Intensità sismica di VIII° della scala MCS all'epicentro (Finale Emilia - Lat. 44.876 Long. 11.282) ed una Magnitudo epicentrale di 5.9° secondo la Scala Richter e Magnitudo Momento 5,86°.

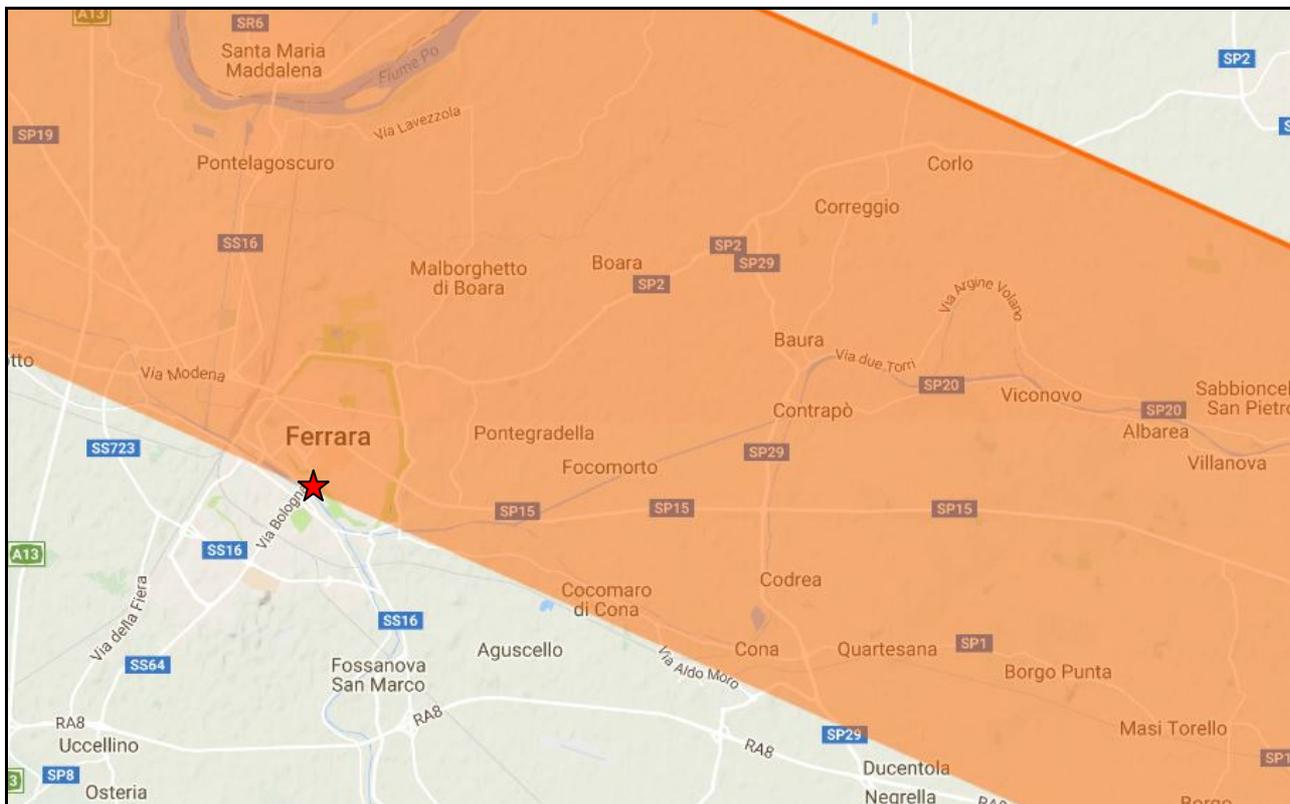


Fig. 6 - Zonazione sismogenetica ZS9 e distribuzione delle sorgenti sismogeniche contenute in DISS 3.2.0; le sigle ITCS corrispondono alle "zone" mentre le sigle ITIS corrispondono a "sorgenti" sismogenetiche della B/D DISS

Un'ulteriore considerazione per la stima della pericolosità sismica riguarda l'accelerazione al suolo. Dalla mappa di Pericolosità Sismica dell'I.N.G.V., di riferimento alla OPCM 3519/06, le massime accelerazioni attese al suolo o P.G.A. (Peak Ground Acceleration), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferite a suoli di categoria A ($V_{S30} > 800$ m/s, punto 3.2.2. del D.M. 14.01.2008), sono comprese tra 0,100 - 0,125g.

8.2. MODELLO SISMICO LOCALE

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (come previsto da art. 3.2 del DM 14.01.08) sono stati esaminati i dati ottenuti dalle prospezioni sismiche di superficie che esprimono in modo diretto le velocità delle onde di taglio, da cui si è potuto ricostruire il profilo delle onde V_s (Fig. 6).

In base a quanto sopra, si può ricavare la classificazione della categoria del sottosuolo di fondazione, come da All. 2 (cfr. Ord. Pres. Consiglio dei Ministri 3274 del 20-3-2003 e art. 3.2.2 DM 14.01.08), in relazione velocità media di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo, V_{S30} , dall'espressione:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S_i}}}$$

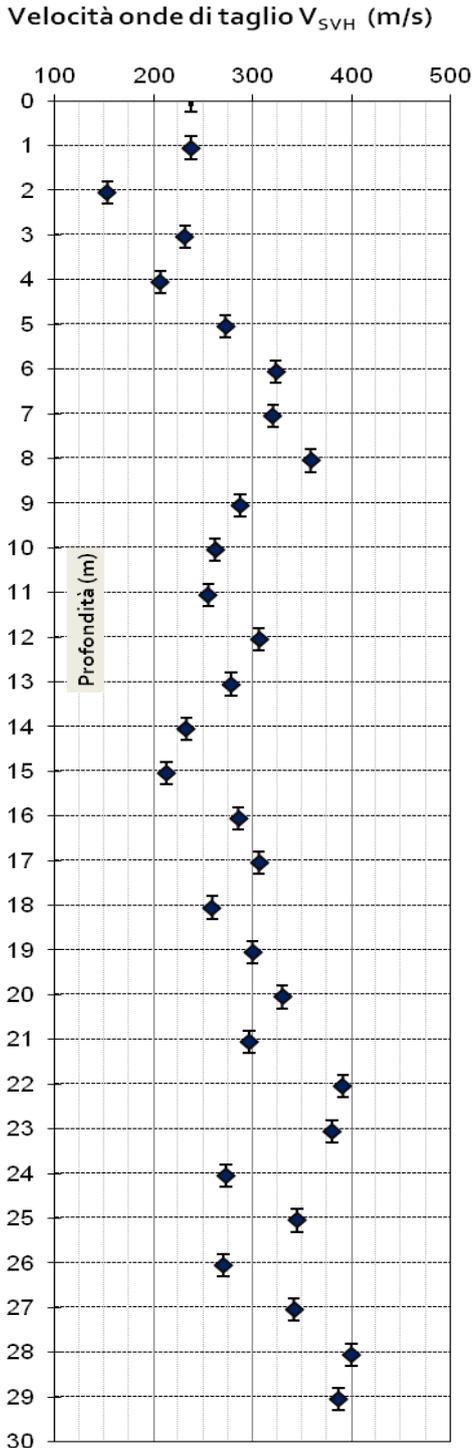
dove : h_i = spessore dello strato i-esimo; V_{S_i} = velocità onde S nello stato i-esimo; N = numero strati considerati.

In base ai dati sopra esposti ed a quanto previsto da art. 3.2.2 NTC08, "Per le fondazioni superficiali tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse,..", quindi considerando alcune possibilità del piano di posa fondale, si ha:

- da 0,0 a -30,0 m da p.c.: $V_{s30} = 282,59 \text{ m/sec}$
- da 3,0 a -33,0 m da p.c.: $V_{s30} = 291,37 \text{ m/sec}$

Da cui si evince che il valore ottenuto, corrisponde alla **categoria del sottosuolo di fondazione di tipo C** (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s*).

Per le caratteristiche topografiche e geomorfologiche l'area rientra nella **Categoria Topografica T1**.



Prof. misura		Prof. Riferim.	Velocità
m		m	m/s
		0.00	
0.8	1.3	1.05	237.41
1.8	2.3	2.05	153.04
2.8	3.3	3.05	231.30
3.8	4.3	4.05	206.76
4.8	5.3	5.05	272.42
5.8	6.3	6.05	323.23
6.8	7.3	7.05	320.25
7.8	8.3	8.05	358.81
8.8	9.3	9.05	287.03
9.8	10.3	10.05	261.72
10.8	11.3	11.05	255.11
11.8	12.3	12.05	306.55
12.8	13.3	13.05	278.21
13.8	14.3	14.05	232.76
14.8	15.3	15.05	212.66
15.8	16.3	16.05	285.60
16.8	17.3	17.05	306.50
17.8	18.3	18.05	258.83
18.8	19.3	19.05	299.89
19.8	20.3	20.05	329.92
20.8	21.3	21.05	296.15
21.8	22.3	22.05	391.16
22.8	23.3	23.05	380.20
23.8	24.3	24.05	272.76
24.8	25.3	25.05	344.80
25.8	26.3	26.05	270.42
26.8	27.3	27.05	341.54
27.8	28.3	28.05	399.75
28.8	29.3	29.05	386.85

Fig. 6 – Profilo della velocità delle onde di taglio V_s

8.3. SPETTRO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

Per la valutazione della pericolosità derivante dalla sollecitazione sismica, vengono analizzati i parametri distintivi del sito in studio legati alla sua sismicità, oltre che all'identificazione di eventuali situazioni di pericolosità indotte dai fattori locali quali quelli geologici, geomorfologici e strutturali.

La valutazione degli Stati Limite in condizioni dinamiche (SLV e SLD) si basa sulla determinazione dell'azione sismica di progetto, la quale viene definita partendo dalla "pericolosità di base" secondo l'approccio "sito dipendente"; la pericolosità sismica del sito è funzione delle caratteristiche proprie del comparto in cui esso si inserisce e della struttura in progetto, pertanto occorre determinare i parametri sismici del sito, e conoscere la funzionalità e la tipologia della struttura.

La pericolosità sismica è relazionata alla accelerazione orizzontale massima **ag** in condizioni di campo libero su suolo rigido di categoria A ($V_{s_{30}} > 800$ m/s), con superficie topografica orizzontale, nonché in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente **Se(T)**, con riferimento a prefissate probabilità che si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore determinato, per uno specifico periodo di riferimento **P_{VR}**.

Le N.T.C. 2008 indicano che le forme spettrali vengano definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento **P_{VR}**, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- ag : accelerazione orizzontale massima al sito
- Fo : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_c* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per l'individuazione delle coordinate geografiche del sito utili per la determinazione dei parametri spettrali (ag, Fo, T_c*), si è fatto uso dell'applicazione Google Earth trasformando le coordinate in da WGS84 in ED50:

Comune di Ferrara (FE) – Via Bologna 27

Sistema geodetico WGS84 : Latitudine : 44.830673 Longitudine : 11.616642

Sistema geodetico ED50 : Latitudine : 44.831603 Longitudine : 11.617634

Con le assunzioni sul Tipo di costruzione e sulla Classe d'uso, si procede con l'indicazione di questi fattori fondamentali per il calcolo dei coefficienti sismici, che riguardano le specificità delle opere da realizzare, come indicati nelle tabelle sottostanti:

Tipo di costruzione	Classe d'Uso	Vita Nominale (V _N)	Coefficiente d'Uso (cu)	Vita di Riferimento V _R = V _N * cu
2	II	50	1.0	50

In funzione della struttura, vengono considerati i dati relativi alle caratteristiche della costruzione, ed utilizzando il foglio di calcolo "SPETTRI-NTC" ver. 1.0.3, si ottengono i valori dei parametri ag, F_o e T_c*, per i periodi di ritorno Tr associati allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e allo Stato Limite di Danno (SLD), in considerazione di una categoria di sottosuolo C e di una categoria Topografica T1:

Stato Limite	SLD	SLV
Tr (anni)	50	475
Ag (g)	0.047	0.136
F₀	2.499	2.595
Tc* (sec)	0.275	0.273
S_s	1.630	1.489
S_T	1.000	1.000

Perciò, la definizione della accelerazione sismica in superficie è effettuata considerando il $F_a = 1.6$, da cui:

Stato Limite	SLD	SLV
a_{gmax} (m/sec²)	0.07	0.22

9. VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE CON METODO SEMPLIFICATO

Per quanto indicato nel D.M. 14.01.2008 e nella O.P.C.M. 3519/06, nonché nell'Ordinanza 70/2012, è necessario effettuare la verifica della suscettibilità alla liquefazione, qualora non sussistano le condizioni indicate al paragrafo 7.11.3.4.2. "Esclusione dalla verifica a liquefazione" delle NTC 2008. Siccome non sussiste nessuna delle condizioni escludenti si è proceduto alla verifica del potenziale di liquefazione con metodologia semplificata.

Per quanto sopra, nonché delle accelerazioni sismiche massime attese al sito, come definite al paragrafo 8.3, si procede alla verifica della suscettibilità alla liquefazione, facendo riferimento alle indicazioni fornite al Capitolo 2.7 del Volume 1 – Parte I e II "Indirizzi e criteri per la Microzonazione Sismica" del Gruppo di Lavoro *Indirizzi e criteri generali per la micro zonazione sismica*, (Protezione Civile, 2004).

Da ciò, si è proceduto sviluppando il procedimento per la determinazione dello sforzo di deformazione indotto dal sisma CSR (Cyclic Stress Ratio) sulla relazione di *Seed & Idriss (1971)*, mentre per la determinazione della capacità di resistenza del terreno alla liquefazione CRR (Cyclic Resistance Ratio), riferita ad un sisma di magnitudo $M_w = 7.5$, si fa riferimento alla procedura di *Idriss & Boulanger (20014)*, come indicata nella D.G.R. 2193/2015, sia per quanto riguarda i valori del fattore di scala MSF che del fattore di riduzione r_d .

Alla procedura di *Idriss & Boulanger (2015)*, sono state applicate le indicazioni di *Ahmadi & Robertson (2005)*, per i quali i dati ottenuti dalle CPTU nelle fasce di transizione tra due tipi di suoli differenti (e.i.: argille – sabbie) con differenze significative di rigidità, dovrebbero essere non considerati, perchè danno risultati eccessivamente conservativi (Seismic (Cyclic) Liquefaction, Robertson, Mantova 2015 - Atti del Convegno).

La verifica a liquefazione è condotta in condizioni di free-field, cioè di piano campagna orizzontale ed in assenza di sforzi di taglio antecedenti il sisma.

I metodi di verifica semplificata permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione degli intervalli litologici riscontrati attraverso il confronto tra le caratteristiche granulometriche e di addensamento dei materiali, espresse dai valori della resistenza penetrometrica q_c normalizzati, con lo sforzo tagliante indotto dal sisma (CRR e CSR); i valori vengono ottenuti mediante le seguenti relazioni:

$$CSR = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot r_d = \text{Rapporto di Tensione Ciclica (Cyclic Stress Ratio) Seed \& Idriss (1971)}$$

Relazione per CRR utilizzata nel metodo Idriss & Boulanger (2015)

$$CRR = \exp \left[\frac{q_{c1Nes}}{113} + \left(\frac{q_{c1Nes}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1Nes}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1Nes}}{137} \right)^4 - 2.80 \right]$$

il terreno è non liquefacibile (NL)

per $FC > 35\%$ e $q_{c1N} > 95$

il terreno è non liquefacibile (NL)

per $FC < 5\%$ e $q_{c1N} > 160$

dove: Q_{tn} = resistenza penetrometrica normalizzata secondo il metodo iterativo (Robertson, 2009)

$(q_{c1N})_{CS} = K_c \cdot q_{c1N}$, dove K_c è fattore di correzione del contenuto di fine, la cui stima è dipendente dal valore dell'indice I_c

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

g = accelerazione di gravità

σ_{v0} = pressione litostatica totale

σ'_{v0} = pressione litostatica efficace

r_d = fattore di riduzione della rigidità con la profondità.

Il valore di $CSR_{7.5}$ così ottenuto si riferisce ad eventi sismici di magnitudo M pari a 7,5; diversi studio hanno portato ad un fattore di scala per la magnitudo sismica, denominato MSF, calcolato secondo la seguente relazione:

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

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{180} \right)^3 \leq 2.2$$

Il potenziale di liquefazione si ottiene eseguendo il calcolo del fattore di sicurezza Pertanto si è potuto verificare il fattore di sicurezza del potenziale alla liquefazione con la relazione:

$$FS_L = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} * MSF * K_\sigma$$

Con riferimento a quanto riportato nella Relazione sulla pericolosità sismica ed alle indicazioni riportate nel Volume 1 della Microzonazione Sismica, per verificare se i livelli sabbiosi, o granulari che siano, riscontrati nella colonna stratigrafica abbiano siano potenzialmente a rischio relativamente al fenomeno della "liquefazione" o "mobilità ciclica", si ritiene di dover assumere la magnitudo di riferimento della zona sismogenetica ZSg12, cioè la magnitudo di $M_w = 6.14$, mentre per il valore dell'accelerazione di superficie a_{max} si assume il valore di $a_{max} = 0,22g$.

La Circolare n. 617/2009 indica che la sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista; a differenza della precedente O.P.C.M. n.3274/2003, in cui veniva espressamente indicato un fattore di sicurezza pari a 1.25 per i fenomeni di liquefazione, la normativa vigente non obbliga all'assunzione di un determinato coefficiente di sicurezza. Nelle valutazioni qui condotte, si è scelto un valore limite del fattore di sicurezza pari ad 1, che costituisce la soglia al di sotto del quale il fenomeno accade, senza applicare ulteriori margini di sicurezza.

Al fine di verificare la potenzialità alla liquefazione per il sito si fa riferimento al metodo di Iwasaki et al. (1982), sulla base dell'indice del potenziale di liquefazione (LPI) definito dalla seguente relazione:

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

in cui: z profondità dal piano campagna in metri

$$w(z) = 200/z_{crit} * (1 - z/z_{crit})$$

La variabile F(z) è definita nel modo seguente:

F(z) = 0	per	FSL ≥ 1.2
F(z) = 2 * 10 ⁶ * exp(-18.427 * F _L)	per	0.95 < FSL < 1.2
F(z) = 1 - FSL	per	FSL < 0.95

Le classi del Potenziale di Liquefazione sono assunte secondo la definizione di Sonmez (2003):

LPI = 0	Non Liquefacibile
0 < LPI < 2	Basso
2 < LPI < 5	Moderato
5 < LPI < 15	Alto
15 < LPI	Molto Alto

Nelle valutazioni qui condotte, si è scelto un valore limite del fattore di sicurezza pari ad 1, che costituisce la soglia al di sotto del quale il fenomeno accade, senza applicare ulteriori margini di sicurezza.

Pertanto, considerando il valore della accelerazione attesa in superficie pari a **a_{gmax} = 0,22g**, una Magnitudo **M_w = 6.14**, ed un livello di falda ipotetico a **-5,00 metri da piano campagna**, ne consegue che dalle verifiche effettuate per le condizioni di pericolosità sismica assunte si hanno situazioni in cui il fattore di sicurezza F_L inferiore ad 1, ad indicare la tendenza alla liquefazione, intesa come mobilità ciclica, alla profondità tra 6,0 ÷ 12,0 metri e tra 15,0 ÷ 19,0 metri, che portano ad un valore **dell'Indice del Potenziale di Liquefazione di 2,55 ÷ 2,18 corrispondente ad un Potenziale Moderato**.

Dall'analisi sito specifica risulta un valore di IL < 5 e pertanto di categoria inferiore a quella indicata nella Carta di Microzonazione sismica.

Dalla verifica condotta si può indicare che per l'accelerazione attesa, il sito non ha condizioni predisponenti la liquefazione e la definizione dell'azione sismica viene eseguita tramite l'approccio semplificato descritto al punto 3.2.2. delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

In funzione del potenziale di liquefazione stimato si può adottare una categoria sismica del sottosuolo di fondazione di tipo C.

REGIONE EMILIA ROMAGNA

PROVINCIA DI FERRARA

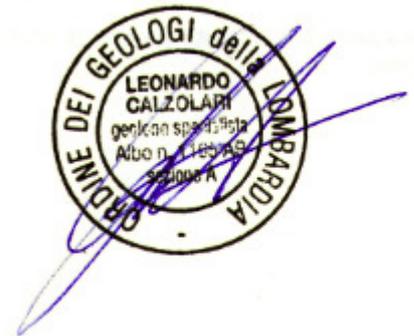
RELAZIONE SULLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

ai sensi del D.M. 14.01.2008

**OGGETTO : P.U.A. DI AREA POSTA IN VIA BOLOGNA N. 27 NEL
COMUNE DI FERRARA**

COMMITTENTE : SILLA S.A.S. di A. MATTEI
Via Bologna, 27 – 44124 Ferrara (FE)

Data : 19 Marzo 2018



10. MODELLO GEOTECNICO

Nella presente relazione viene estrapolato il Modello Geotecnico del sottosuolo, sulla base del Modello geologico che si è individuato e riportato nella Relazione Geologica al paragrafo 8.

Per la definizione del Modello geotecnico si è ritenuto di effettuare una suddivisione di dettaglio delle Unità litologiche individuate con il Modello Geologico, riportando i livelli litotecnici che presentano caratteristiche geotecniche differenti anche all'interno di una singola unità litologica.

Nel presente documento si è scelto di riportare per ciascuna verticale di indagine il Modello Geotecnico per i parametri geotecnici assunti di riferimento, espressi sia come valori medi (Tabella 3 e 4).

L'individuazione dei diversi strati geotecnici ha tenuto conto di quanto indicato in Campanella & Howie (2008), cioè che gli strati devono avere uno spessore di almeno $0,35d$, dove d è l'area di punta strumentale.

L'elaborazione dei parametri geotecnici è stata condotta sulla base delle seguenti correlazioni presenti in letteratura geotecnica:

Tabella 2 - Derivazione parametri geotecnici da prove CPTU

Yi F. (2010)	FC	$l_c < 1.31 - FC = 0$ $l_c < 2.325 - FC = 43.67 * l_c - 57.2 + 10 * \text{sen}((l_c - 2.325)/1.015) * \pi$ $l_c < 3.2 - FC = 63.62 * l_c - 103.59$ $l_c > 3.2 - FC = 100$
Robertson & Cabal (2010)	γ_t	$\gamma_t = (0.27 * \log(R_f) + 0.36 * \log(Q_t / \sigma_{pa}) + 1.236) * 9.81$
Mayne et al. (2014)	ϕ'	$\phi = \text{ARCTAN}[(\log(Q_{t1}) - 2 * l_c + 6) / (9.6 - 2.3 * l_c)] - \Delta\phi$
Jamiolkowski et al (2001)	Dr	$Dr \% = 0.268 * \ln(q_{t1}) - 0.675$
Lambe & Withman (1979)	Ey	$E_y = (G_o / 3) * 2 * (1 + \mu)$; $G_o = V_s^2 * (\gamma_t / 9.81)$
Lambe & Withman (1979)	Eu	$E_u = M_o * / 1.17$
Giretti et al. (2007)	Vs	$V_s = A * (q_c / p_a)^\alpha * (f_s / p_a)^\beta$
Robertson (2010)	Su	$SBT \leq 3 - S_u = (q_t - \sigma_{vo}) / (15.5 + 7 * \log(F_r))$ $SBT = 4 - S_u = (q_t - \sigma_{vo}) / (21.5 + 7 * \log(F_r))$
Mayne (2009)	OCR	$OCR = (0.161 * G_o^{0.474} * \sigma'_{vo}{}^{0.42}) / \sigma'_{vo}$
Togliani (2012)	Mo	$SBT < 4 - M = (SBT + 1.3) * q_t * OCR^{0.7}$ $SBT = 4 - M = SBT * q_t * OCR^{0.2}$ $SBT \geq 5 - M = (SBT - 1) * q_t$

Per il Coefficiente di Poisson, lo scrivente propone le seguenti correlazioni, derivate dal confronto con dati ottenuti da prove di laboratorio e dai valori di riferimento presenti in letteratura:

Calzolari (2014)	μ	$SBT \leq 4 - \mu = 0.148 * \ln(D_r) - 0.02$ $SBT > 4 - \mu = 0.0055 * D_r + 0.08$
-------------------------	-------------------------	---

Legenda	Dr Densità relativa	Ey Modulo di Young
FC Contenuto di fine in percentuale	φ' Resistenza drenata o angolo di attrito	Eu Modulo elastico non drenato
yt Peso dell'unità di volume totale	OCR Grado di sovraconsolidazione	μ Coefficiente di Poisson
su Resistenza o Coesione non drenata	Mo Modulo edometrico	

Tabella 3- Modello geotecnico del sottosuolo

Prova CPTU 1	Quota base strato da p.c.	Resistenza alla punta	Resistenza di attrito laterale	Yi F. (2010)	Robertson & Cabal (2009) mod.	Robertson (2010)	Mayne et al (2014)	Jamiolkowski et al (2001)	Mayne et al (1998)	Togliani (2012)	Lambe & Withman (1983) - Gmax	Eu = Mo / 1.17	μ
Litotipo - Robertson (2009)	Z (cm)	qc (MPa)	fs (kPa)	FC%	yt (kN/m ³)	su (kPa)	φ' (°)	Dr (%)	OCR	Mo (MPa)	Ey (MPa)	Eu (MPa)	
Sabbia pulita - Sabbia limosa	52	8.48	115.65	12	19.8	-	35	90	-	50.4	122.9	43.0	0.45
Limo argilloso - Limo sabbioso	124	2.11	75.30	49	18.5	30	32	35	4.9	27.5	38.1	23.5	0.38
Sabbia limosa - Limo sabbioso	168	1.43	30.72	51	18.0	-	32	21	-	5.7	27.0	4.9	0.21
Limo argilloso - Argilla limosa	282	1.30	51.77	70	17.3	39	26	-	2.3	10.8	25.2	9.3	0.40
Sabbia limosa - Limo sabbioso	318	3.85	70.14	39	19.2	-	35	37	-	15.4	58.8	13.2	0.26
Limo argilloso - Argilla limosa	328	1.23	39.72	73	16.8	47	24	-	1.8	10.1	23.4	8.6	0.42
Sabbia limosa - Limo sabbioso	564	4.61	60.61	38	19.0	-	34	35	2.6	21.0	67.3	17.9	0.27
Argilla limosa - Argilla	578	1.40	80.02	90	17.6	57	24	-	1.7	9.4	39.6	8.0	0.40
Sabbia limosa - Limo sabbioso	832	4.97	27.88	29	17.8	-	34	33	-	22.7	70.2	19.4	0.25
Sabbia pulita - Sabbia limosa	2356	11.32	57.25	18	18.9	-	36	49	-	55.2	136.0	47.2	0.31
Argilla limosa - Argilla	2404	2.10	52.53	89	17.3	79	23	-	1.1	11.4	54.1	9.8	0.40
Sabbia limosa - Limo sabbioso	2444	4.64	50.43	60	18.3	-	30	22	-	20.8	68.0	17.8	0.28
Argilla limosa - Argilla	2484	2.01	57.79	92	17.4	85	23	-	1.2	10.0	59.5	8.6	0.40
Sabbia limosa - Limo sabbioso	2762	11.36	39.90	27	18.5	-	35	43	-	52.9	135.6	45.2	0.29
Argilla limosa - Argilla	2856	2.10	70.26	93	17.5	88	24	-	1.1	10.8	63.9	9.2	0.40
Sabbia pulita - Sabbia limosa	2992	12.41	44.05	25	18.7	-	36	45	-	57.7	145.6	49.3	0.30

Tabella 4- Modello geotecnico del sottosuolo

Prova CPTU 2	Quota base strato da p.c.	Resistenza alla punta	Resistenza di attrito laterale	Yi F. (2010)	Robertson & Cabal (2009) mod.	Robertson (2010)	Mayne et al (2014)	Jamiolkowski et al (2001)	Mayne et al (1998)	Togliani (2012)	Lambe & Withman (1983) - Gmax	Eu = Mo / 1.17	μ
Litotipo - Robertson (2009)	Z (cm)	qc (MPa)	fs (kPa)	FC%	γ_t (kN/m ³)	su (kPa)	ϕ' (°)	Dr (%)	OCR	Mo (MPa)	Ey (MPa)	Eu (MPa)	
Sabbia pulita - Sabbia limosa	78	3.68	31.70	13	18.2	-	37	60	-	19.0	61.6	16.2	0.33
Limo sabbioso	180	2.17	57.78	45	18.6	8	33	34	-	10.5	37.8	9.0	0.28
Limo argilloso - Argilla limosa	236	1.32	70.12	73	17.5	48	25	-	2.4	13.1	24.3	11.2	0.43
Sabbia limosa - Limo sabbioso	282	3.70	115.24	49	19.6	-	33	36	-	15.4	56.1	13.2	0.27
Limo argilloso - Argilla limosa	328	3.50	189.84	63	19.7	76	31	-	2.8	39.2	55.2	33.5	0.40
Sabbia limosa - Limo sabbioso	346	4.39	145.84	49	20.2	-	34	40	-	17.7	65.0	15.1	0.27
Limo argilloso - Argilla limosa	440	1.57	70.65	79	17.6	50	25	-	2.0	11.5	35.5	9.8	0.39
Sabbia limosa - Limo sabbioso	468	3.35	72.32	51	19.2	-	33	29	-	13.5	52.3	11.5	0.23
Argilla limosa - Argilla	570	1.07	38.59	87	16.7	46	23	-	1.6	7.0	30.4	6.0	0.39
Sabbia pulita - Sabbia limosa	836	5.49	25.81	22	17.8	-	35	37	-	25.7	76.7	22.0	0.26
Sabbia pulita - Sabbia limosa	1968	12.09	55.22	13	18.9	-	36	52	-	60.2	144.4	51.4	0.32
Argilla limosa - Argilla	1996	2.38	87.22	87	17.7	98	24	-	1.3	14.2	65.5	12.2	0.42

11. CONCLUSIONI: RISCHI GEOLOGICO, IDROGEOLOGICO E SISMICO

Le indagini ed i rilievi effettuati hanno permesso di determinare il tipo di comportamento dei terreni presenti in sito compreso nel volume significativo di sottosuolo. L'intervallo interessa sedimenti a tessitura fine di natura limosa argillosa e moderatamente fine di natura limoso sabbiosa.

I sedimenti a tessitura fine presentano rischi naturali legati alla compressibilità da sovraccarichi applicati, che può portare a cedimenti, in relazione all'entità del carico applicato, non ammissibili dalle strutture interagenti con il suolo. Mentre i sedimenti a tessitura granulare presentano rischi naturali legati alla suscettibilità alla liquefazione nel caso di eventi sismici.

Un altro fattore di rischio può essere ritenuto l'accumulo eccessivo delle acque meteoriche, che può portare ad un decadimento delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni, diminuendone la capacità portante ed aumentandone la compressibilità.

L'area di intervento risulta essere rialzata di circa 80 cm rispetto ai terreni di Viale Volano, il che favorisce il naturale allontanamento delle acque meteoriche ed il drenaggio superficiale; l'area risulta comunque interessata da una rete di raccolta fognaria delle acque superficiali.

Relativamente a garantire l'invarianza idraulica si fa presente che nel sito in oggetto la superficie risulta totalmente impermeabilizzata da copertura bituminosa; la realizzazione di aree verdi andrà a fungere da miglioramento in tal senso.

Per quanto riguarda la presenza della falda nei terreni superficiali, il rilievo effettuato al momento delle indagini ha permesso di stabilire un livello di falda a -6,80 ÷ -6,90 metri da piano piazzale.

Per quanto concerne la pericolosità sismica del sito si è potuto stabilire che l'area è interessata da una fascia sismogenica con magnitudo di riferimento di $M_w = 6.14^\circ$ della scala Richter.

Dalle analisi della risposta sismica di sito si è trovato che il sito presenta un Fattore di Amplificazione sismica **F.a. = 1,6** in relazione alla classe d'uso dei fabbricati, che porta ad una accelerazione massima in superficie di $a_{gmax} = 0.22g$ per gli SLV, su accelerazione di riferimento al suolo rigido di 0.136g.

Dalle verifiche del potenziale alla liquefazione mediante procedure semplificate per prove penetrometriche CPTU, si è stimato che con i parametri della sismicità di riferimento, l'Indice del Potenziale di Liquefazione indica un "Potenziale da moderato a Basso", con livelli sabbiosi posti alle profondità tra 6,0 ÷ 12,0 metri e tra 15,0 ÷ 19,0 metri, potenzialmente liquefacibili, che portano ad un valore dell'Indice del Potenziale di Liquefazione Moderato di 2,55 ÷ 2,18.

Dalla prova sismica effettuata ed in funzione del potenziale di liquefazione si è stabilito che la successione lito-stratigrafica dei primi 30 metri sotto il piano di fondazione rientra nella **Categoria C**, definita come "*Depositi di sabbie mediamente addensate ed argille di media rigidezza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/sec*".

Le caratteristiche morfologiche - topografiche permettono di attribuire il sito in **Categoria topografica T1**.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- A.G.I. (1977);** "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche".
- A.G.I. (2005);** "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica – Linee Guida", Bologna.
- Bowles J.E. (1998);** "Fondazioni". McGraw-Hill.
- Brinch Hansen J. (1970);** "A revised and extended formula for bearing capacity". Bull. N. 28, Danish Geotechnical Institute.
- Cestari F. (1996);** "Prove Geotecniche in sito" ed. Geo-Graph.
- Colombi A., Roversi M. (2010);** Alcune considerazioni sulla valutazione degli effetti sismici locali da prove penetrometriche statiche. Ingegneri Ferraresi
- Colombo P., Colleselli F. (1996);** "Elementi di Geotecnica" ed. Zanichelli.
- Mayne P.H. & Kulhawy F.H. (1990);** "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design". EPRI, EI6800.
- Mulargia F. e Castellaro S. (2009) – Seism. Res. Lett.**
- Robertson, P.K. (1990);** "Soil classification using the cone penetration test". Canadian Geotechnical Journal.
- Robertson P.K e Wride, C.E. (1998);** "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test". Canadian Geotechnical Journal.
- Robertson P.K (2009);** "Soil Behaviour Type from the CPT: an update".
- Schmertmann J.H., (1978);** "Guidelines for Cone Penetration Test Performance and Design". Report U.S. Dept. of Transportation; FHWA-TS-78-209; Federal Highway Adm., Washington D.C.
- Basili R., G. Valensise, P. Vannoli, P. Burrato, U. Fracassi, S. Mariano, M.M. Tiberti, E. Boschi (2008),** The Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), version 3: summarizing 20 years of research on Italy's earthquake geology, *Tectonophysics*.
- Carta della pericolosità sismica del territorio nazionale - Progetto DPC – INGV - S1**
- Database macrosismico Italiano 2004 – Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia**
- Indirizzi e criteri per la micro zonazione sismica - Gruppo di lavoro MS, 2008, Conferenza delle Regioni e delle Provincie Autonome – Dipartimento della protezione civile, Vol. III**
- Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia I.N.G.V. – Database Macrosismico Italiano 2004**
- Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia I.N.G.V. – Gruppo di lavoro per la redazione della Mappa di Pericolosità Sismica, (Marzo 2004); "Zonazione Sismogenetica ZSg – App. 2 al Rapporto Conclusivo", a cura di C. Meletti e G. Valensise**

ALLEGATI

DIAGRAMMI DI PROVA

RAPPORTO DI INDAGINE SISMICA

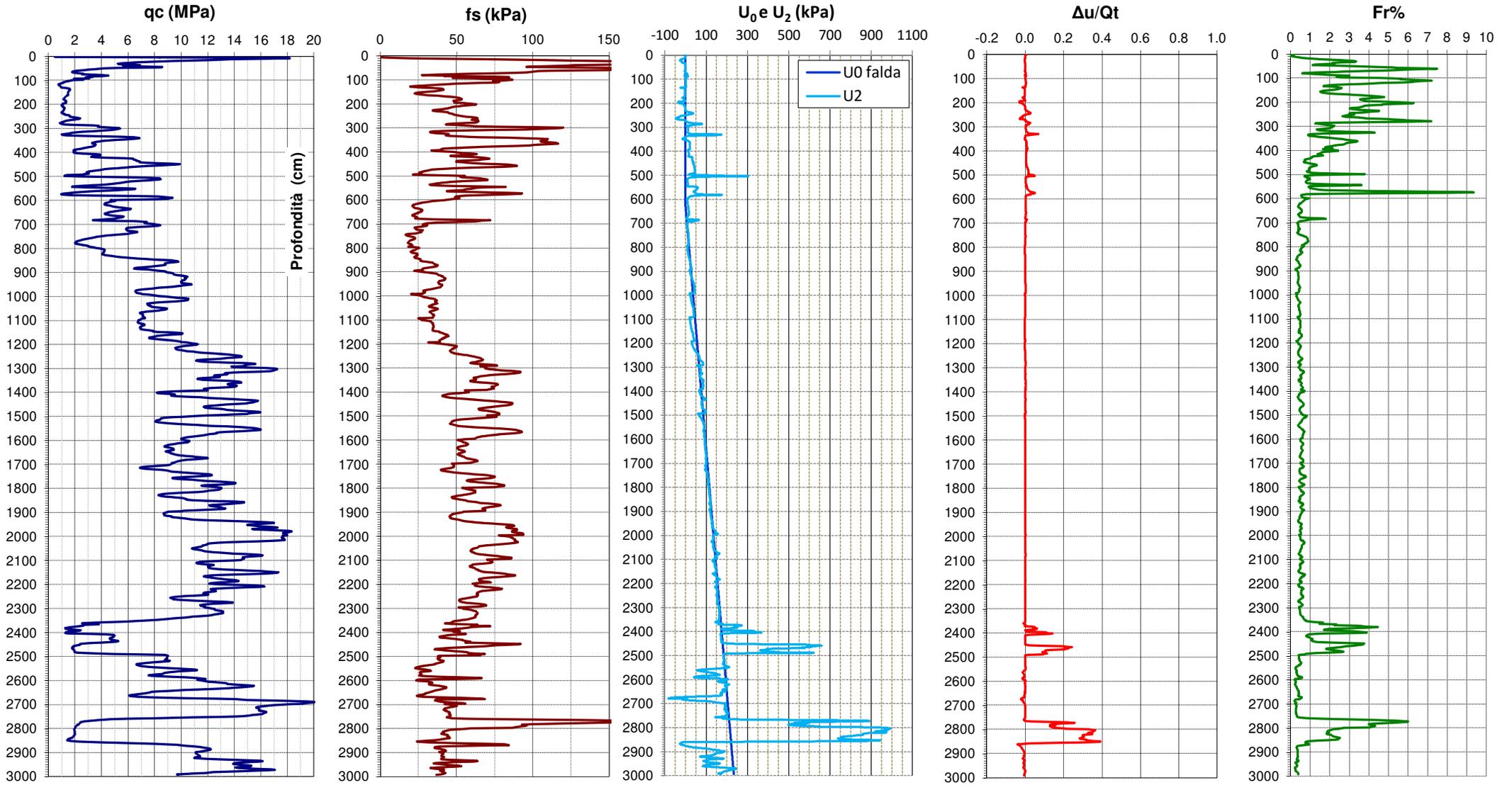
DIAGRAMMI VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

DIAGRAMMI DI RESISTENZA e CLASSIFICAZIONE

Comm.: SILLA s.a.s. di A. MATTEI
Località: Ferrara (FE)
Indirizzo: Via Bologna 27

Prova: CPTu 1
Livello piezometrico: 6.20 metri da p.c.
Data di indagine: 14 marzo 2018

Latitudine: 0
Longitudine: 0



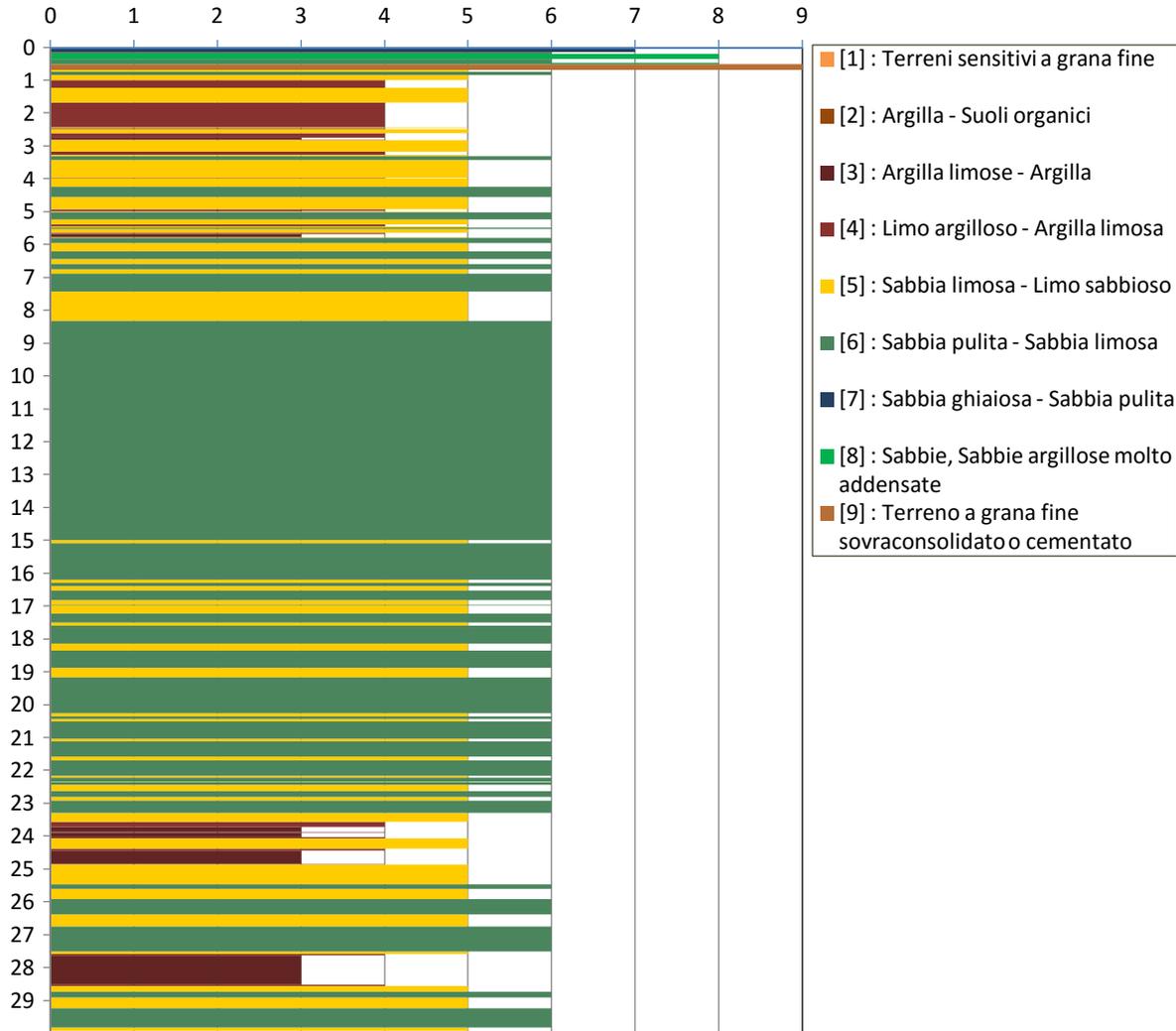
DIAGRAMMI DI CLASSIFICAZIONE LITOLOGICA

Comm.: SILLA s.a.s. di A. MATTEI
Località: Ferrara (FE)
Indirizzo: Via Bologna 27

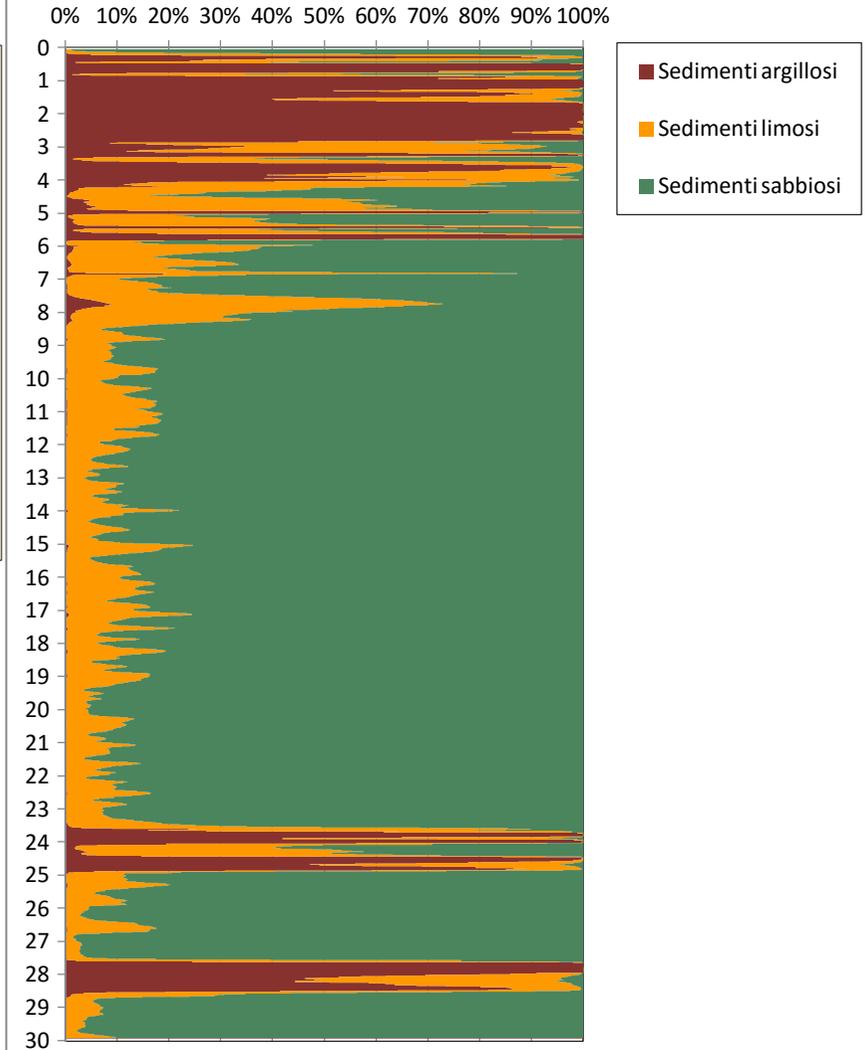
Prova: CPTu 1
Data di indagine: 14 marzo 2018
Livello piezometrico: 6.20 metri da p.c.

Latitudine: 0
Longitudine: 0

Classificazione SBT - Soil Behaviour Type



Fuzzy Classification Method

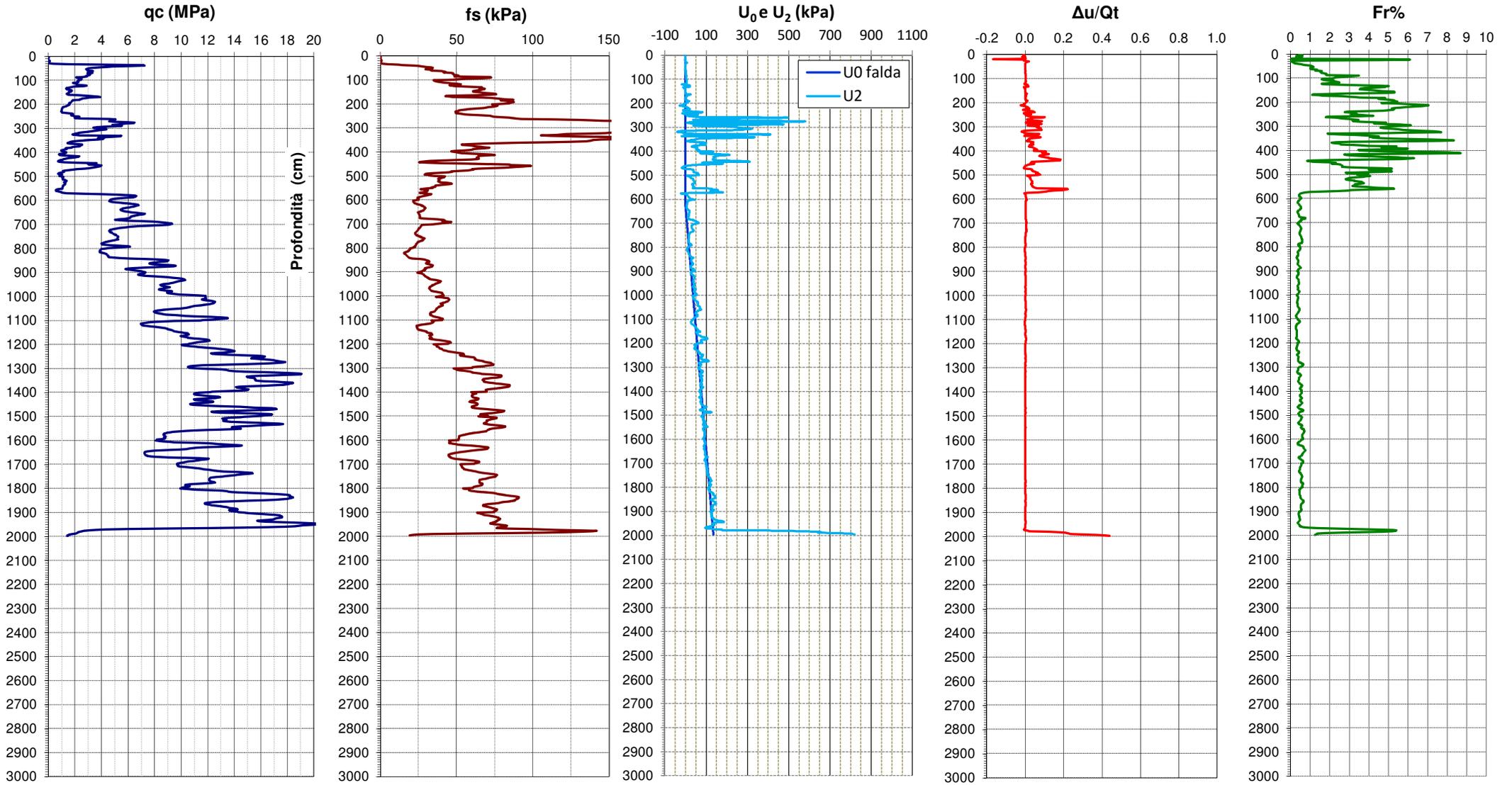


DIAGRAMMI DI RESISTENZA e CLASSIFICAZIONE

Comm.: SILLA s.a.s. di A. MATTEI
Località: Ferrara (FE)
Indirizzo: Via Bologna 27

Prova: CPTu 2
Livello piezometrico: 6.20 metri da p.c.
Data di indagine: 14 marzo 2018

Latitudine: 0
Longitudine: 0



DIAGRAMMI DI CLASSIFICAZIONE LITOLOGICA

Comm.: SILLA s.a.s. di A. MATTEI
Località: Ferrara (FE)
Indirizzo: Via Bologna 27

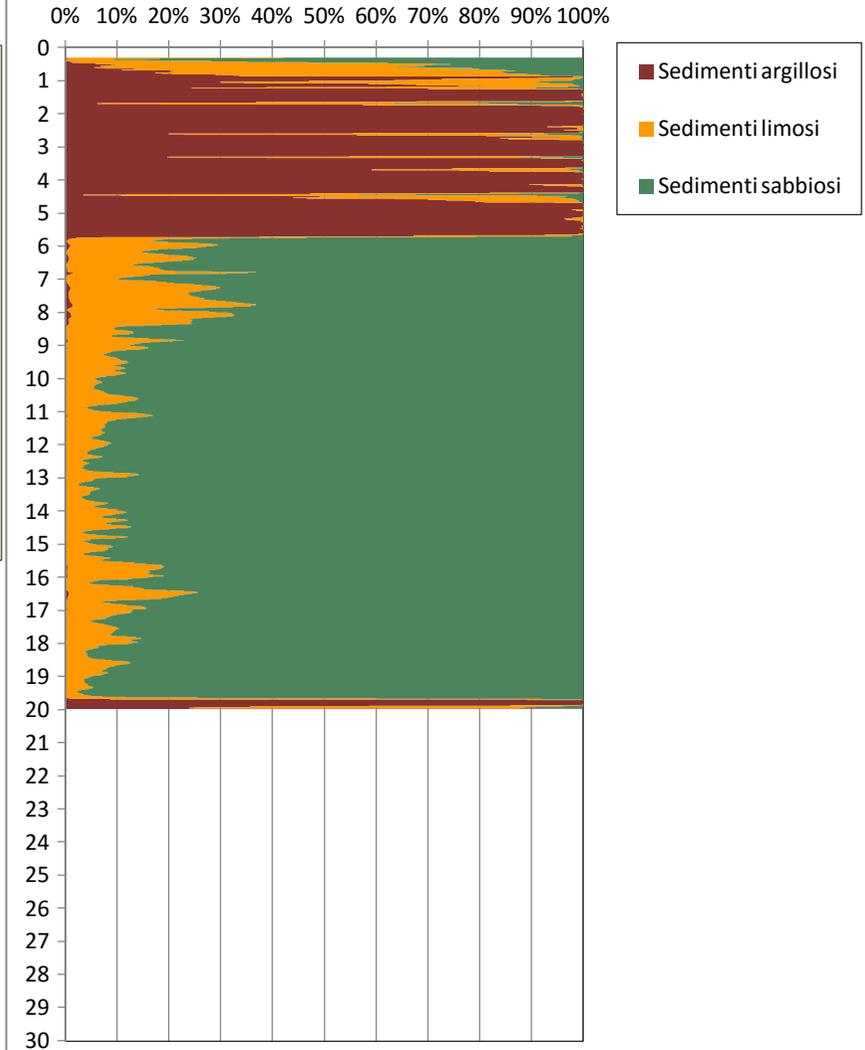
Prova: CPTu 2
Data di indagine: 14 marzo 2018
Livello piezometrico: 6.20 metri da p.c.

Latitudine: 0
Longitudine: 0

Classificazione SBT - Soil Behaviour Type



Fuzzy Classification Method



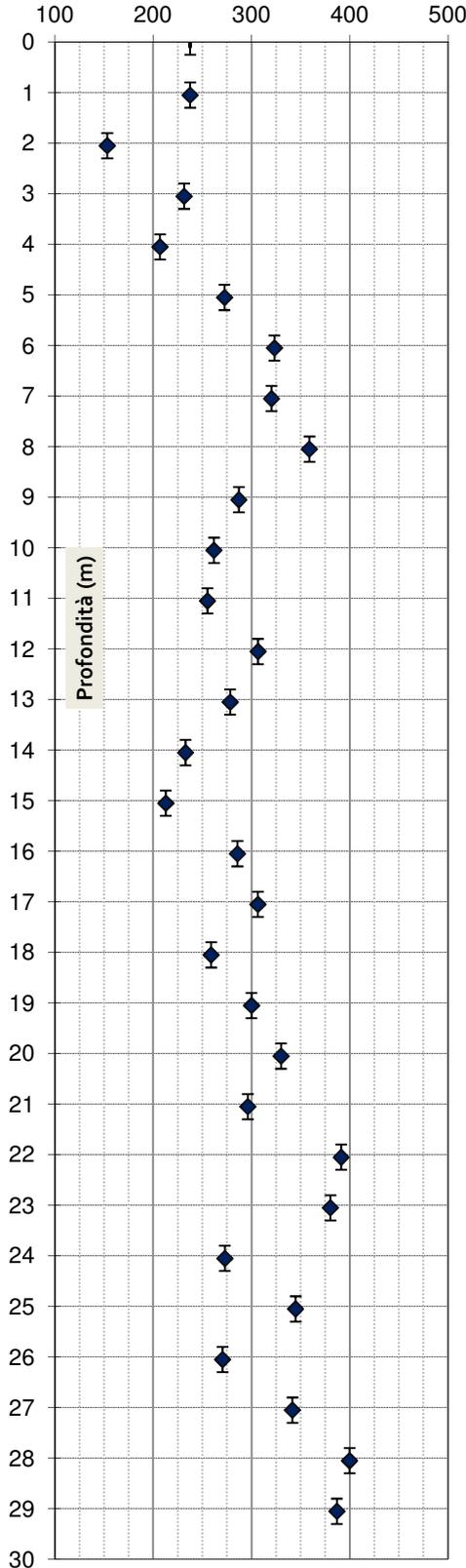
PROVA SCPTu

doc.	data emiss.	sperimentatore	responsabile
1	19/03/2018	Calzolari	Calzolari

Committente:	SILLA S.A.S.
Cantiere:	Via Volano 27 - Ferrara (FE)
Prova:	S-CPTU
Data prova:	14 marzo 2018

Distanza sorgente da verticale misura:	0.50 metri
Profondità sorgente da piano campagna:	0.00 metri

Velocità onde di taglio V_{SVH} (m/s)



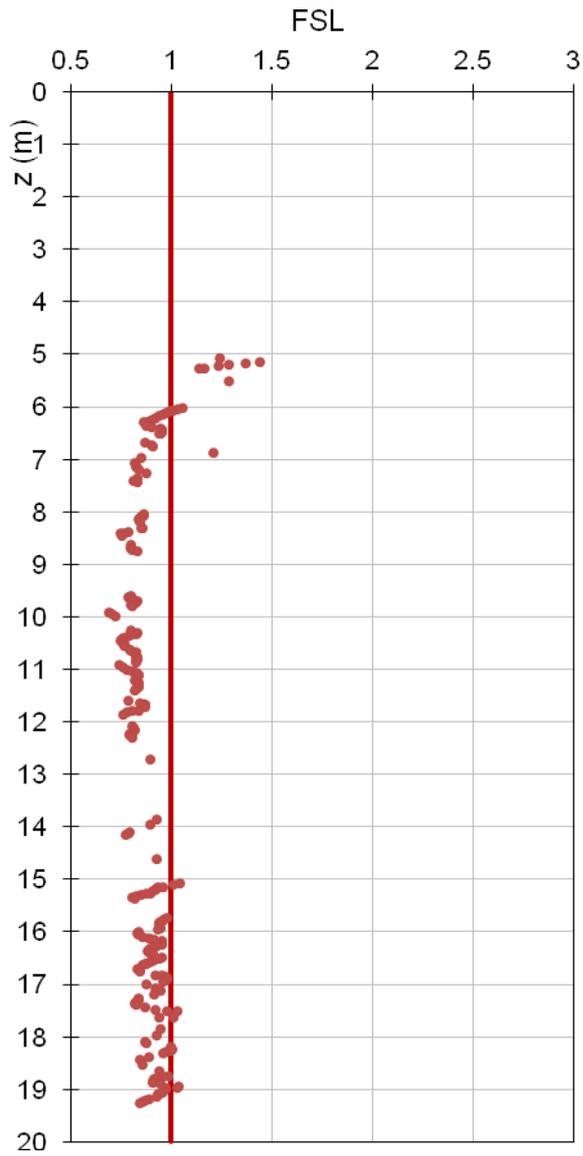
Prof. misura da	Prof. dato a	Prof. dato m	Velocità m/s	Time Shift msec	Accuratezza
0.8	1.3	1.05	237.41	3.480	0.964
1.8	2.3	2.05	153.04	3.230	0.970
2.8	3.3	3.05	231.30	2.148	0.984
3.8	4.3	4.05	206.76	2.430	0.959
4.8	5.3	5.05	272.42	1.845	0.959
5.8	6.3	6.05	323.23	1.582	0.978
6.8	7.3	7.05	320.25	1.563	0.975
7.8	8.3	8.05	358.81	1.415	0.972
8.8	9.3	9.05	287.03	1.747	0.968
9.8	10.3	10.05	261.72	1.915	0.979
10.8	11.3	11.05	255.11	1.963	0.980
11.8	12.3	12.05	306.55	1.650	0.993
12.8	13.3	13.05	278.21	1.797	0.970
13.8	14.3	14.05	232.76	2.150	0.989
14.8	15.3	15.05	212.66	2.350	0.973
15.8	16.3	16.05	285.60	1.750	0.994
16.8	17.3	17.05	306.50	1.633	0.984
17.8	18.3	18.05	258.83	1.933	0.988
18.8	19.3	19.05	299.89	1.667	0.986
19.8	20.3	20.05	329.92	1.517	0.966
20.8	21.3	21.05	296.15	1.730	0.977
21.8	22.3	22.05	391.16	1.283	0.945
22.8	23.3	23.05	380.20	1.317	0.945
23.8	24.3	24.05	272.76	1.833	0.961
24.8	25.3	25.05	344.80	1.450	0.990
25.8	26.3	26.05	270.42	1.850	0.963
26.8	27.3	27.05	341.54	1.500	0.961
27.8	28.3	28.05	399.75	1.265	0.923
28.8	29.3	29.05	386.85	1.300	0.741

V_{S30} calcolata in base all'art. 3.2.2. del NTC08

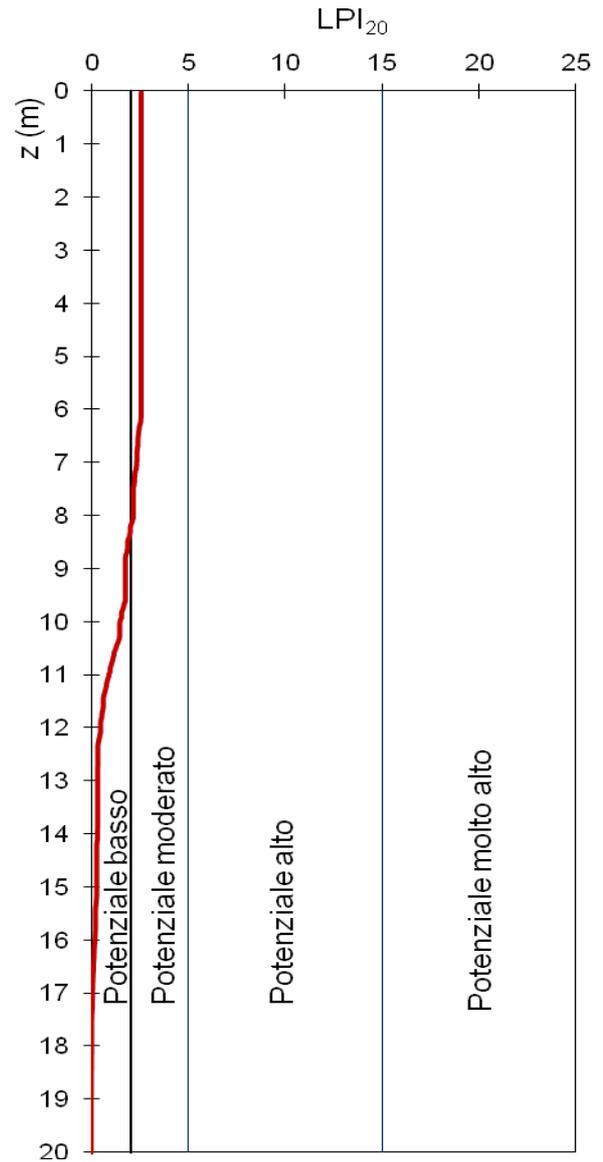
Profondità posa fondazione in metri da p.c. : **0.0**

$V_{S30} \quad 0.0 \quad / \quad 30.0 \quad = \quad 282.59 \quad m/s$

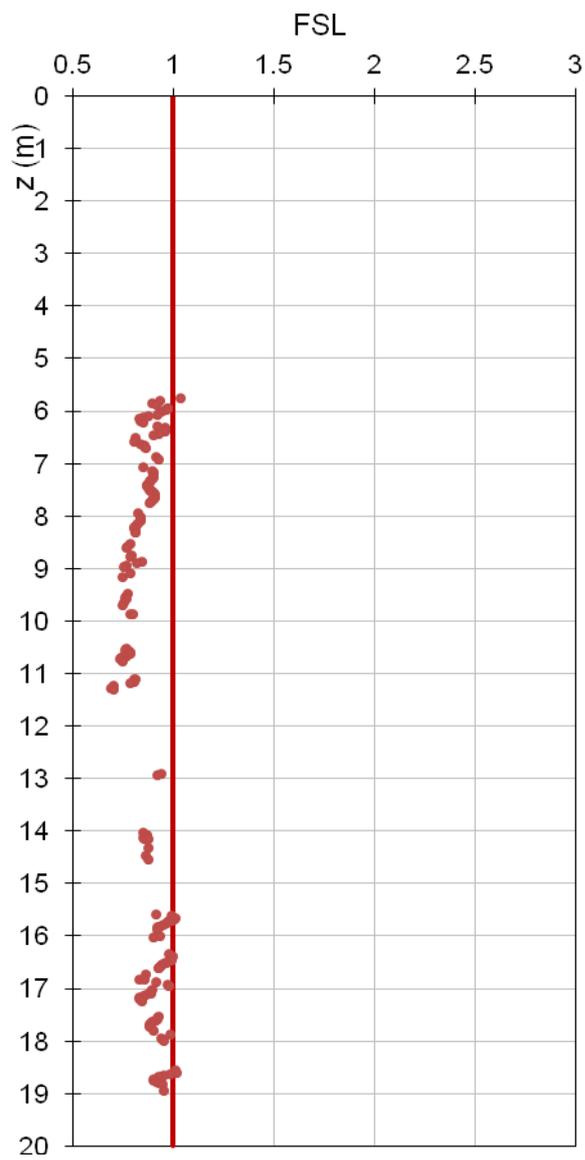
DIAGRAMMI VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE



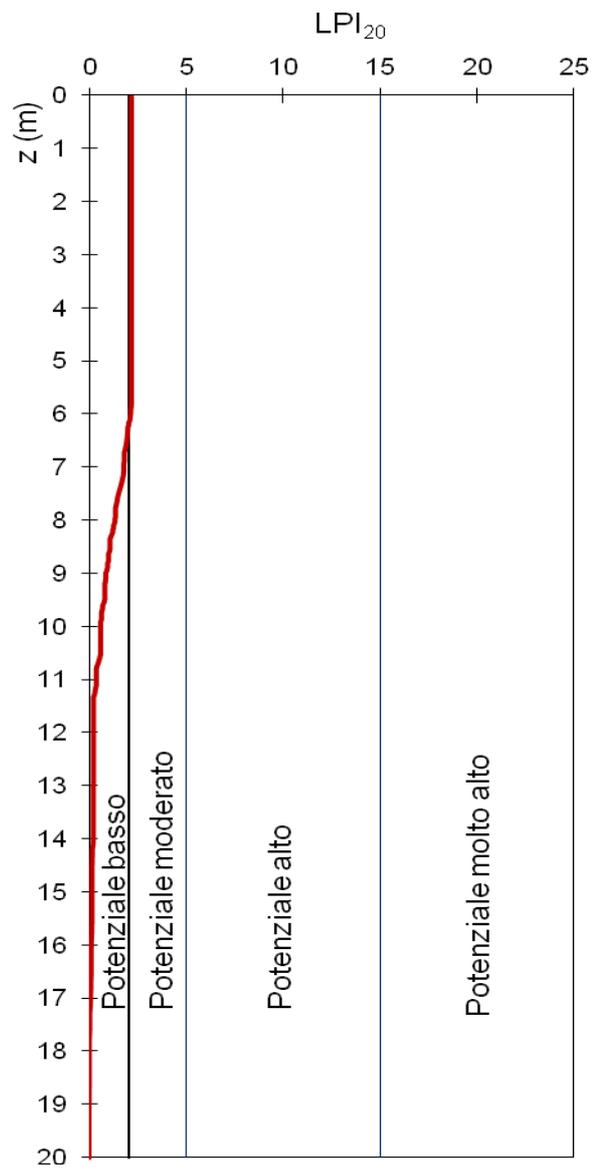
Fattore di Sicurezza alla Liquefazione CPTU1



Indice del Potenziale di Liquefazione CPTU1



Fattore di Sicurezza alla Liquefazione CPTU2



Indice del Potenziale di Liquefazione CPTU2