

PROVINCIA DI FERRARA

COMUNE DI VOGHIERA

PERIZIA GEOLOGICO - TECNICA

**RELATIVA ALL' INDAGINE GEOGNOSTICA ESEGUITA PER LA
REALIZZAZIONE DI NUOVA STRUTTURA AD USO SPOIATOIO**

COMMITTENTE: Agriturismo La Sapienza

LOCALITÀ: Voghiera – FE

DATA: 10.03.2025

RIF.: 09/25

I N D I C E

1. Premessa.....	pag.	3
1.1 Riferimenti legislativi e normative attinenti.....	pag.	3
2. Modello geologico.....	pag.	4
2.1 caratteri geologici.....	pag.	4
2.2 caratteri stratigrafici e litologici.....	pag.	6
2.3 caratteri geomorfologici.....	pag.	6
3. Indagine geognostica.....	pag.	7
3.1 prove penetrometriche statiche.....	pag.	7
4. Risultati ottenuti.....	pag.	7
4.1 stratigrafia e idrogeologia.....	pag.	7
4.2 parametri geotecnici.....	pag.	8
4.3 elaborazione dati.....	pag.	8
4.4 modello geotecnico del sottosuolo.....	pag.	8
5. Indicazioni sismiche.....	pag.	9
5.1 parametri sismici del sito.....	pag.	9
5.2 classificazione suolo di fondazione.....	pag.	9
5.3 stabilità alla liquefazione.....	pag.	10
6. cedimenti post-sismici.....	pag.	12
6.1 stima dei cedimenti post-sismici nei terreni coesivi.....	pag.	12
6.2 stima dei cedimenti post-sismici nei terreni granulari saturi.....	pag.	14
6.3 calcolo dei cedimenti post-sismici.....	pag.	14
7. Indicazioni progettuali.....	pag.	15
7.1 verifiche di stabilità e cedimenti.....	pag.	16
8. Conclusioni.....	pag.	19
9. Allegati.....	pag.	21
9.1 area d'indagine e ubicazione prove.....	pag.	22
9.2 elaborazione prova penetrometrica CPT 1.....	pag.	23
9.3 stima categoria del suolo Vse.....	pag.	24
9.4 stima suscettibilità alla liquefazione CPT 1.....	pag.	25
9.5 combinazione delle azioni.....	pag.	27
9.6 stati limite e cedimenti CPT 1.....	pag.	27
9.7 grafico Qc/stratigrafia CPT 1.....	pag.	30
9.8 grafico Vs/profondità.....	pag.	31
9.9 grafico suscettibilità alla liquefazione CPT 1.....	pag.	32
10. Clausola privacy.....	pag.	33

1. PREMESSA

Su richiesta dell'agriturismo *La Sapienza*, si redige lo studio per ricostruire la modellazione geologica e sismica per una struttura uso spogliatoi da realizzare in un'area adiacente alla S.S. 16 in corrispondenza del civico 4 in località Voghiera, Ferrara; riferimenti catastali foglio 1 con mappale 1006 del Comune di Argenta. In figura 1 si riporta l'ubicazione dell'area di intervento.



Figura 1: area di studio - <https://www.google.com/intl/it/earth/about/> (Immagini 2021 CNES, Airbus Maxar Technologies)

1.1 Riferimenti legislativi e normative attinenti

Tale indagine è conforme:

- ✓ D.M. 11 marzo 1988 con Circ. LL. PP. 24 settembre 1988 n. 30483
- ✓ Legge n. 109 del 11 febbraio 1994, art. 16 comma 3 e 4 e ss. mm. ii.
- ✓ A.G.I. raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini giugno 1977
- ✓ UNI EN 1991 (Eurocodice 1): basi di calcolo e azioni sulle strutture
- ✓ UNI EN 1997 (Eurocodice 7): progettazione geotecnica
- ✓ UNI EN 1998 (Eurocodice 8): progettazione delle strutture per la resistenza sismica
- ✓ D.M. del 16 gennaio 2006 Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni
- ✓ D.M. del 14 gennaio 2008 Norme tecniche per le costruzioni
- ✓ Delibera assemblea legislativa n. 112/2007 della regione Emilia – Romagna “Atto di indirizzo e coordinamento tecnico” per gli studi di micronizzazione sismica.
- ✓ D.G.R. n. 2193 del 21 dicembre 2015.
- ✓ D.M. del 17 gennaio 2018 Aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni NTC2018.
- ✓ D.G.R. 1373/11 documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per la denuncia di inizio attività.

2. MODELLO GEOLOGICO

2.1 Caratteri geologici

La Pianura Padana è un'area a basso rilievo morfologico ricoperta da un ingente spessore di sedimenti terrigeni Plio - Pleistocenici. A grande scala, nella Pianura Padana si distinguono a nord le pieghe del Subalpino e, nella parte meridionale, tre strutture principali ad arco, costituite dai thrust più avanzati della catena appenninica. Da ovest a est: l'arco del Monferrato, l'arco Emiliano (Mirandola) e l'arco di Ferrara. Quest'ultimo si può suddividere in tre gruppi minori: le pieghe ferraresi, le pieghe romagnole e più a est le pieghe adriatiche, che costituiscono il vero fronte esterno (sepolto) della catena appenninica. L'arco ferrarese è sepolto al disotto di una sequenza Plio-Pleistocenica terrigena che copre la successione carbonatica mesozoica, che costituisce la vera ossatura dell'Appennino. Nella figura 2 viene riportata la mappa geologico - strutturale, dove si possono notare le principali strutture tettoniche sepolte in Pianura Padana.

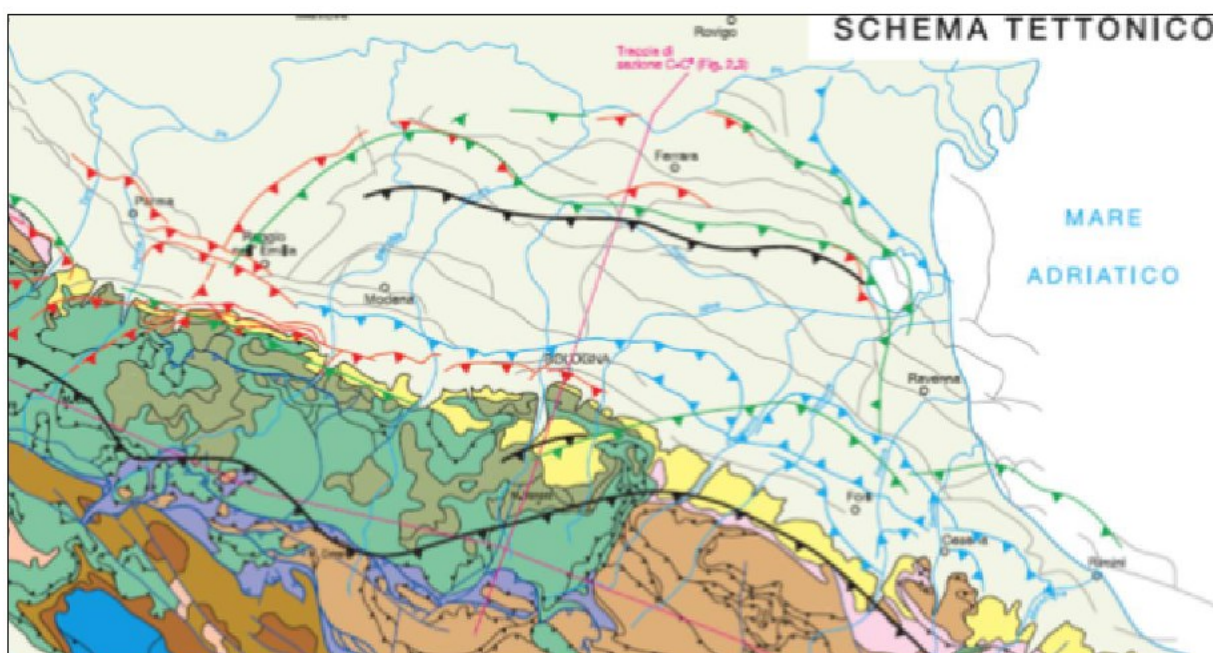


Figura 2: Mappa geologico - strutturale della Pianura Padana

Nella figura 3 si riporta la sezione geologica passante per Occhiobello, Fiume Po, e Poggio Renatico, in cui si possono apprezzare gli spessori dei sedimenti del Quaternario sopra i pliocenici medio superiore, che coincide con il passaggio dai sedimenti sciolti a quelli litificati o pseudolitificati.

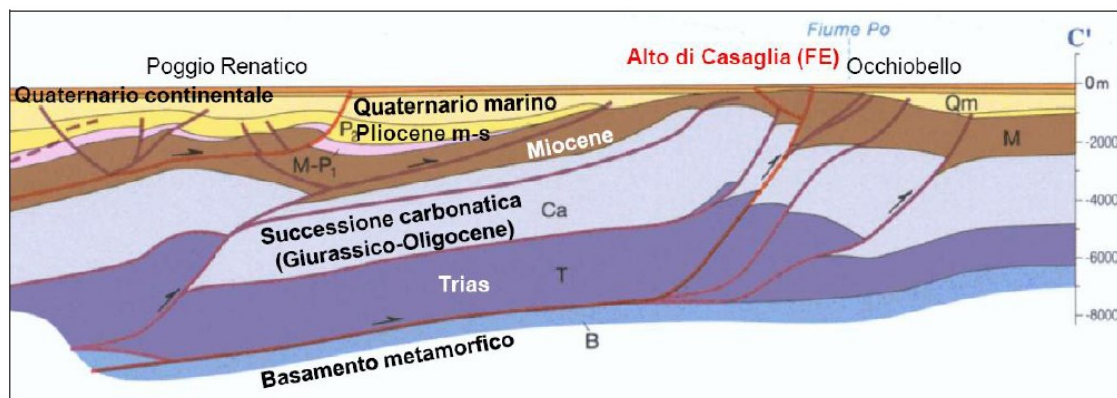


Figura 3: principali strutture del substrato della Padania con sezione della Dorsale Ferrarese

Nella figura 4 viene riportata la Carta Strutturale della Pianura Padana, con le Pieghe Ferraresi dell'Appennino sepolto (Pieri & Groppi, 1981, CNR, 1992) con visibili le varie strutture sepolte e le faglie e sistemi trascorrenti attivi e non attivi, che sono all'origine della nuova attribuzione alla Zona sismica 3, in cui il comune di Ferrara è stato inserito nella OPCM 3274/2003.

Come si può notare a Ferrara, nel substrato roccioso, posto a profondità di poche centinaia di metri, sono presenti sistemi di faglie dovute a sovrascorrimenti e a fronti di accavallamento, classificate come riattivate e come soggette a possibili riattivazioni.

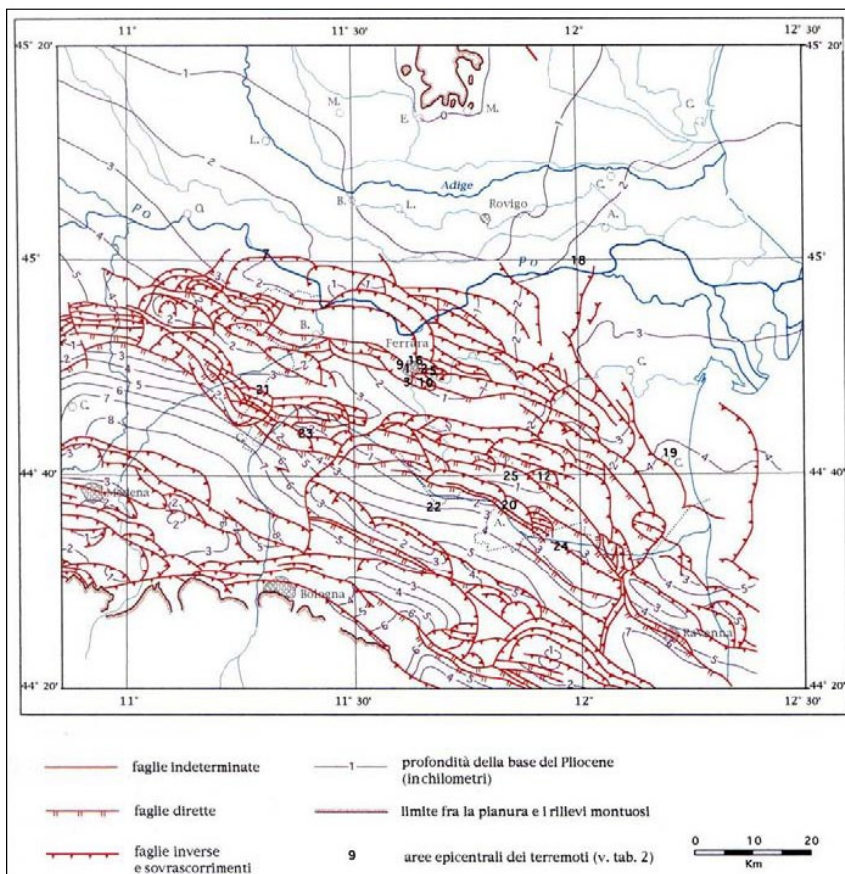


Figura 4: Carta strutturale della Pianura Padana orientale (Pieri e Groppi, 1981, CNR, 1992)

Si fa inoltre presente che tutto il territorio comunale di Ferrara ricade all'interno della zona sismogenetica 912 (figura 5), in particolare sulla Dorsale Ferrarese, dunque è potenzialmente sede epicentrale di eventi sismici. La zonizzazione sismica ZS9 pone come magnitudo attesa massima nella zona sismogenetica 912 il valore di $M = 6,14$.

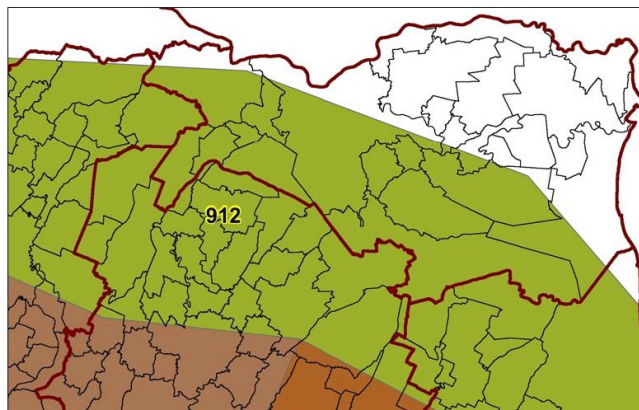


Figura 5: Mappa delle aree sismogenetiche dell'Italia Settentrionale

2.2 Caratteri stratigrafici e litologici

La formazione dell'ambiente, nella sua configurazione attuale, è relativamente recente e consegue a ripetute variazioni dei rapporti di equilibrio tra livello del mare, apporti solidi dei corsi d'acqua, entità di subsidenza e, non ultimo, l'intervento umano. Nell'attuale configurazione fisica del territorio sono riconoscibili le tracce sia della sua evoluzione naturale che quella operata dall'uomo. Tra le più evidenti e più importanti nel disegnare l'assetto morfologico si possono elencare i paleoalvei, i coni di esondazione, i cordoni dunari testimoni della veloce progradazione verso est della linea di costa, ed infine si individuano quelle aree particolarmente depresse che erano sede di bacini palustri. Per ogni struttura geomorfologica corrisponde, in linea di massima, una caratteristica classe litologica; la granulometria e la storia tensionale, strettamente legata alla storia geologica, ne condizionano le caratteristiche meccaniche ed idrauliche. Generalmente i sedimenti che si rilevano in questa zona del comune di Ferrara sono di tipo alluvionale. I depositi possono essere di canale ed argine prossimale con sedimenti ad alta energia idrodinamica e di canale distale con sedimenti a bassa energia idrodinamica.

2.3 Caratteri geomorfologici

La formazione dei terreni su cui sorge il sito è legata generalmente alla presenza di ambienti deposizionali fluviali - distali e palustri al di fuori del dosso fluviale storico del Fiume Po di Ferrara; in questi ambienti di bassa energia idrodinamica, le acque dolci di esondazione fluviale sedimentavano terreni fini quali argille e limi, dove gli allagamenti persistevano, le acque dolci e poco profonde favorivano lo sviluppo di canneti e flora acquatica che depositandosi sul fondo accumulavano spessori sempre maggiori di quelle che poi sarebbero diventate torbe.

Il sito di intervento è circondato dal paleoalveo del Po di Volano a nord mentre a sud si nota un piccolo ramo di paleoalveo minore dovuto a divagazioni secondarie.

Si propone nella figura 6 uno stralcio della Carta geomorfologica di Ferrara, dove si possono notare le forme geomorfologiche sopra citate; si può inoltre notare come l'area allo studio è situata poco più a sud del paleoalveo del fiume Po di Ferrara mostrando dunque una stratigrafia del terreno caratterizzata prevalentemente da sedimenti coesi di bassa energia idrodinamica.

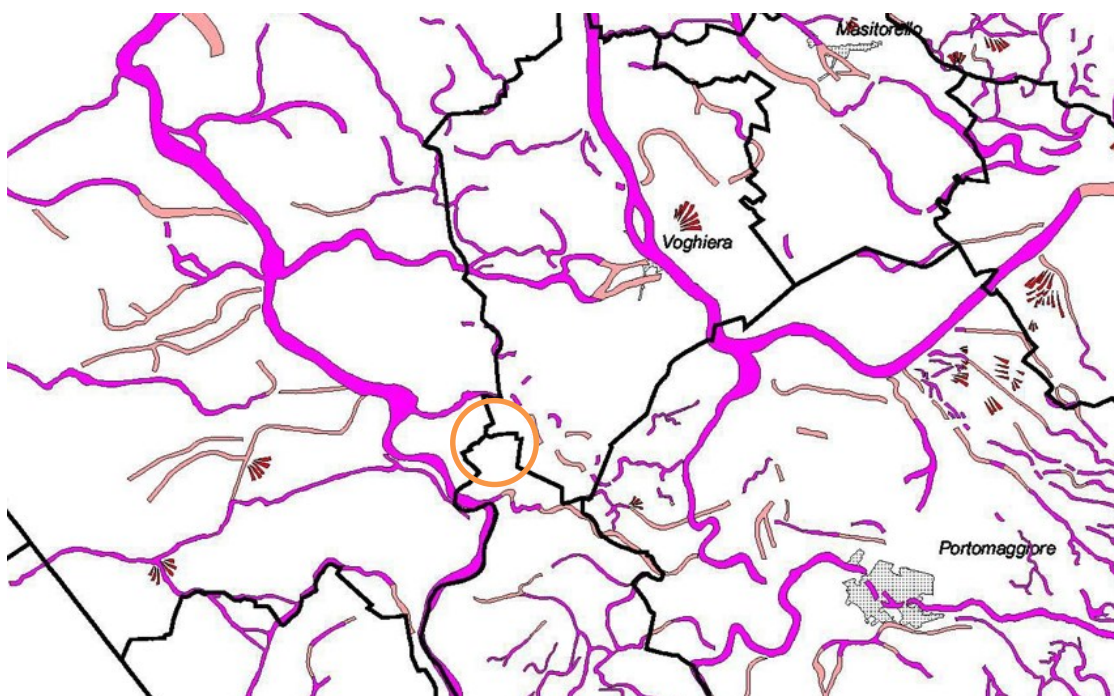


Figura 6: Stralcio dalla cartografia geomorfologica della Provincia di Ferrara

Le litologie presenti non possono essere definite senza un'indagine puntuale, poiché sedimenti generalmente fini di esondazione fluviale, e sedimenti generalmente più grossolani di alveo, sono stati sovrapposti, rendendo possibile la presenza di sabbie, o limi, o argille, o torbe, o miscele binarie e ternarie degli stessi, senza il rispetto di regole fisse sulla loro presenza e sulla loro distribuzione geometrica.

3. INDAGINE GEOGNOSTICA

Per la validazione del modello geologico è stata eseguita una campagna di indagine, per la ricostruzione di un modello tridimensionale del terreno che permetta di definire al meglio la stratigrafia del sottosuolo dell'area in esame, consistente in n. 1 prova penetrometrica statica CPT spinta alla profondità di 20.0 m da p.c. Si riporta nella planimetria allegata.

3.1 prove penetrometriche statiche

La prova penetrometrica statica CPT (*Cone Penetration Test*) viene realizzata infiggendo nel terreno, alla velocità di 2 cm/sec, la punta meccanica Begemann. La punta presenta alla sua estremità inferiore un cono avente un angolo al vertice di 60°, un diametro alla base di 36 mm e quindi un'area di base di 10 cm². Esso supporta lungo il suo stelo un manicotto d'attrito, la cui superficie laterale è di 150 cm². I valori degli sforzi di reazione che il suolo oppone alla penetrazione della punta, allo scorrimento del manicotto laterale e l'avanzamento dell'insieme punta più aste, verranno registrati ogni 20 cm di avanzamento in profondità.

4. RISULTATI OTTENUTI

4.1 stratigrafia e idrogeologia

Dall'esame della colonna stratigrafica ottenuta dalla prova penetrometrica si possono osservare le seguenti litologie:

➤ **CPT 1:**

- da 0.0 m a 0.4 m:
terreno di riporto;
- da 0.4 m a 4.6 m:
argilla da consistente a molto consistente;
- da 4.6 m a 5.4 m:
sabbia e limo poco addensati;
- da 5.4 m a 7.4 m:
argilla sabbiosa consistente con sabbia da sciolta a poco addensata;
- da 7.4 m a 8.4 m:
sabbia da poco addensata a mediamente addensata;
- da 8.4 m a 12.6 m:
argilla da mediamente consistente a consistente;
- da 12.6 m a 13.2 m:
sabbia da poco addensata a mediamente addensata;
- da 13.2 m a 16.2 m:
argilla sabbiosa da mediamente consistente a molto consistente;
- da 16.2 m a 20.0 m (termine della prova):
argilla da consistente a molto consistente.

Il livello dell'acqua misurato nel foro al termine della prova è risultato essere dal piano campagna attuale a profondità di -0.30 m, tale valore non tiene conto delle variazioni stagionali facendo riferimento alla misurazione effettuata il 01 marzo 2025.

4.2 parametri geotecnici

Le caratteristiche geotecniche dei terreni ricavate dai risultati delle penetrometrie statiche sono riportate nelle tabelle allegate distinguendo i terreni coesivi dai terreni incoerenti. Nelle tabelle vengono riportati, per ogni strato, i valori del contenuto coesione non drenata C_u (Kg/cm²), modulo edometrico (Kg/cm²), grado di consolidazione OCR (-), peso di volume γ (t/m³), peso di volume saturo γ_{sat} (t/m³), densità relativa D_r (%), angolo di resistenza al taglio ϕ (°), modulo di Young (Kg/cm²), modulo di resistenza K_o (-).

4.3 elaborazione dati

I risultati ottenuti dalla elaborazione dei dati ricavati dalle prove penetrometriche sono riportati nelle tavole allegate dove vengono rappresentati in diagrammi e tabelle. Nei diagrammi sono rappresentati graficamente i valori di resistenza all'infissione della punta del penetrometro Q_c in Kg/cm² ed i valori di resistenza di attrito laterale F_s in Kg/cm². Nelle tabelle vengono riportati, per ogni 20 cm di profondità, i valori numerici di resistenza all'infissione della punta del penetrometro Q_c (Kg/cm²), di resistenza di attrito laterale F_s (Kg/cm²) e del rapporto R_f tra Q_c/F_s , L valutazioni litologiche basate sul rapporto Q_c/F_s secondo Schmertmann (1976), DH spessore dello strato, G_{am} peso unità di volume, G_{ms} peso unità di volume saturo, F_i angolo di attrito, F_{icorr} angolo di attrito corretto secondo Terzaghi, c coesione, c_{corr} coesione corretta secondo Terzaghi, E_y modulo elastico, E_d modulo edometrico, N_i Poisson, C_v coefficiente di consolidazione primaria, C_s coefficiente consolidazione secondaria e c_u coesione non drenata.

4.4 modello geotecnico del sottosuolo

Le caratteristiche geotecniche del terreno ricavate dai risultati della prova penetrometrica statica sono riportate nella tabella sotto riportata.

CPT 1												
Prof.	Litologia	Tipo	C_u	E_u	M_o	G	OCR	P_{uv}	P_{uvS}	D_r	F_i	E_y
0.40	Terreno di riporto	Parametri non significativi										
4.60	Argilla	C	0.9	561.7	76.2	147.9	1.37	1.9	2.0	--	--	--
5.40	Sabbia e limo	I	--	--	37.1	198.9	1.17	1.8	2.1	36.3	33.01	61.9
7.40	Argilla sabbiosa e limo	CI	1.1	696.7	96.0	170.3	0.72	2.0	2.0	25.8	30.73	48.0
8.40	Sabbia	I	--	--	47.1	276.4	1.3	1.9	2.2	45.4	33.63	106.0
12.60	Argilla	C	0.5	341.8	50.5	115.0	<0.5	1.8	1.9	--	--	--
13.20	Sabbia	I	--	--	40.9	266.7	0.79	1.9	2.2	37.4	31.34	100.0
16.20	Argilla sabbiosa	CI	1.3	866.5	61.2	197.5	<0.5	2.0	2.1	21.5	28.36	61.2
20.00	Argilla	C	1.0	647.3	94.7	168.9	<0.5	1.9	2.0	--	--	--

Prof:	Profondità strato (m)	Tipo:	C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente
C_u :	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	E_u :	Modulo di deformazione non drenato (Kg/cm ²)
M_o :	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	G :	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm ²)
OCR:	Grado di sovraconsolidazione	P_{uv} :	Peso unità di volume (t/m ³)
P_{uvS} :	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	D_r :	Densità relativa (%)
F_i :	Angolo di resistenza al taglio (°)	E_y :	Modulo di Young (Kg/cm ²)

5. INDICAZIONI SISMICHE

5.1 parametri sismici del sito

Di seguito vengono riportati i parametri sismici caratteristici dell'area interessata dai lavori in oggetto. Tali informazioni sono state ricavate per via informatica.

Parametri sismici su sito di riferimento (da Spettri - NTC ver.1.0.3)				
S.L.	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30	0.041	2.529	0.259
S.L.D.	50	0.053	2.462	0.272
S.L.V.	475	0.151	2.589	0.272
S.L.C.	975	0.203	2.536	0.279

Coefficienti sismici orizzontali e verticali (da Geostru software - www.geostru.com)				
S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.595	0.200	0.012	0.006
S.L.D.	0.776	0.200	0.016	0.008
S.L.V.	2.178	0.240	0.053	0.027
S.L.C.	2.764	0.280	0.079	0.039

5.2 classificazione del suolo di fondazione

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni sono chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, per cui si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s .

I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_s per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo. I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche. La classificazione del sottosuolo, effettuata sulla base delle NTC 2018, prevede la determinazione della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (m/s), secondo la seguente formulazione:

$$V_{s30} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

h_i spessore dell'i-esimo strato;

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N numero di strati;

H è la profondità del substrato (*bedrock*), definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da valori di $V_s \geq 800$ m/s.

Tuttavia, i valori $V_{s,30}$ e $V_{s,eq}$ risultano coincidenti, poiché non è stato riscontrato alcun sismostrato avente una $V_s \geq 800$ m/s entro i primi 30 m di profondità.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite nella tabella sotto riportata.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C e D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Il valore di $V_{S,eq}$ calcolato in base all'elaborazione di una prova penetrometrica a 30.0 m eseguita precedentemente dallo scrivente con il software Static Probing 2025 che ne valuta la velocità sismica. In allegato i grafici e le velocità delle onde:

$$V_{S,eq} = 188 \text{ m/sec}$$

e quindi la categoria di suolo è C ovvero "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s". Tale valore va assunto con uno scarto di $\pm 10\%$, come per tutti i metodi di acquisizione di tale parametro. In accordo al decreto NTC 2018 viene determinato, per il sito in oggetto avente latitudine $44^{\circ},72$ e longitudine $11^{\circ},70$ (ED50), la categoria sottosuolo: C, categoria topografica: T1, vita nominale della costruzione (V_n): 50 anni, coefficiente d'uso per la costruzione (C_u): 1.0 e periodo di riferimento per la costruzione (V_r): 50 anni. In allegato vengono riportate le tabelle riassuntive dei valori calcolati e il grafico di riferimento.

5.3 stabilità alla liquefazione

L'obiettivo della riduzione del rischio sismico passa anche per l'analisi delle componenti territoriali che possono innescare fenomeni negativamente impattanti con le strutture antropiche e la loro sicurezza. Vale comunque la pena evidenziare che laddove sono presenti i caratteri predisponenti, non è detto che si possano realizzare le condizioni di cause scatenanti; ovvero un terreno sabbioso può avere tutti i requisiti granulometrici e di addensamento per liquefarsi, ma nell'area non si verificherà un sisma con energia sufficiente ad indurre liquefazione.

In particolare vengono ritenuti motivi di esclusione dalla verifica a liquefazione, la verifica di almeno una di queste circostanze:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo di momento M_w inferiore a 5 e durata inferiore a 15 sec. ("La Liquefazione del terreno in condizioni sismiche" – Crespellani, Nardi, Simoncini – Zanichelli 1988).
2. Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni *free-field* minori di 0,1g;
3. Accelerazioni massime al piano campagna in condizioni *free-field* minori di 0,15g e terreni con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:
 - ✓ frazione di fine, FC, superiore al 20%, con indice di plasticità $PI > 10$;
 - ✓ $FC \geq 35\%$ e resistenza $(N1)_{60} > 20$;
 - ✓ $FC \leq 35\%$ e resistenza $(N1)_{60} > 25$

Dove $(N1)_{60}$ è il valore normalizzato della resistenza penetrometrica della prova SPT.

4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura 9 da distinguere i materiali in funzione del coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ o $U_c > 3,5$.

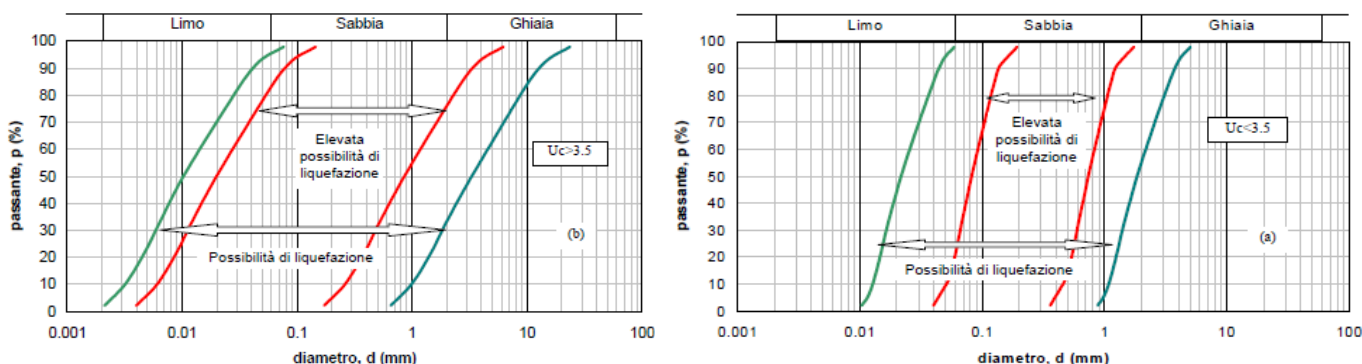


Figura 9: Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno

5. Profondità media stagionale della falda superiore ai 15 m dal piano campagna.
6. Copertura di strati superficiali non liquefacibili con spessore $\geq$ di 3 m, oppure con spessore $\geq$ di 5 m per magnitudo maggiori di $M > 7$.
7. Un ulteriore motivo di esclusione dalla verifica di liquefazione è dato dal valore della densità relativa D_r del deposito. Gibbs ha eseguito diversi studi su risultati di vari autori stabilendo che una densità relativa pari a 70% è valore limite tra terreni liquefacibili e non liquefacibili (Manuale di geotecnica per l'ingegneria civile" di Nunziante Marino, Maggioli Editore, 2006), di conseguenza tutti i terreni con $D_r > 70\%$ vengono automaticamente esclusi dalla verifica alla liquefazione.

L'indice del potenziale di liquefazione IPL è una misura degli effetti della liquefazione basata sulla larghezza e profondità delle zone liquefacibili e su casi storici di liquefazione. Il metodo implementato in Liquiter per il calcolo del potenziale di liquefazione IPL utilizzato è quello di Sonmez (2003). Il calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione è definito da:

$$IPL = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

dove:

$$F_{(0)} = 0 \text{ se } FSL \geq 1.2$$

$$F_{(z)} = 2 \cdot 10^6 \cdot e^{(-18.427 \cdot FSL)} \text{ se } 1.2 > FSL > 0.95$$

$$F_{(z)} = 1 - FSL \text{ se } FSL \leq 0.95$$

si indica con z_{crit} la profondità massima alla quale strati liquefatti producono effetti in superficie:

$$\text{se } z_{crit} = 20 \text{ m} \rightarrow w_{(z)} = 10 - 0.5 \cdot z$$

$$\text{se } z_{crit} = 10 \text{ m} \rightarrow w_{(z)} = 20 - 2 \cdot z$$

Tradizionalmente la profondità critica è assunta pari a 20 m, ma recentemente Ozocak e Sert (2010), sulla base di evidenze sperimentali successive ai terremoti di Adapazari (Turchia) del 1999 e sulla base delle curve limite per manifestazioni di liquefazioni in superficie di Ishihara (1985), hanno proposto di assumere per terremoti di magnitudo "usuale" la profondità critica di 10 m.

Le classi di potenziale di liquefazione, secondo la proposta di Sonmez (2003), sono i seguenti:

LPI	Potenziale di liquefazione
0	Non liquefacibile
$0 < LPI \leq 2$	Basso
$2 < LPI \leq 5$	Moderato
$5 < LPI \leq 15$	Alto
$LPI > 15$	Molto alto

Per poter valutare la severità degli effetti viene proposta la scala della tabella 1. Per questo sito si è considerata una magnitudo di 6.14, un fattore di amplificazione F_0 di 2.589 e una PGA (Peak Ground Acceleration) di 0.225. Nel caso in esame si è ottenuto un indice di pericolosità alla liquefazione pari a 3.23 con conseguente effetto di sito moderato. In allegato vengono riportate le tabelle riassuntive dei valori calcolati.

6. CEDIMENTI POST-SISMICI

Nel presente capitolo viene fatta una stima dei cosiddetti cedimenti post-sismici, ossia dei cedimenti permanenti di riconsolidazione conseguenti ad un terremoto.

Un'azione dinamica, quale quella dovuta a un evento sismico, può produrre in terreni molli (terreni coesivi) o poco addensati (terreni granulari) un riordino dello scheletro solido che si traduce in un addensamento e quindi in una consolidazione, determinando così un cedimento, denominato appunto "cedimento post-sismico".

Il cedimento post-sismico:

- è conseguente alla dissipazione delle pressioni interstiziali (pressioni neutre) che si possono accumulare durante un terremoto (la dissipazione di tali pressioni neutre può generare dei cedimenti permanenti anche se non si raggiunge la condizione di liquefazione);
- può verificarsi sia in terreni granulari poco addensati e in presenza di falda ad una certa profondità dal piano campagna (generalmente a quote inferiori ai 15 metri da p.c.), sia in terreni coesivi soffici.

La stima viene effettuata con riferimento a disposizioni normative e a metodi proposti da vari autori della letteratura scientifica che hanno analizzato il fenomeno.

A livello normativo la D.A.L. 112/2007 della Regione Emilia Romagna all'Allegato 3 fornisce le "Procedure di riferimento per le analisi di terzo livello di approfondimento"; la delibera stabilisce i criteri per una caratterizzazione sismica piuttosto spinta, quali la stima del potenziale di liquefazione, i cedimenti post-sismici in terreni granulari (saturi e non) e coesivi, l'identificazione dei pendii potenzialmente instabili.

Le procedure indicate dalla D.A.L. 112/2007 sono sostanzialmente identiche a quelle indicate nel documento "Indirizzi e criteri per la MICROZONAZIONE SISMICA – Parte I e Parte II" della Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento della Protezione Civile (settembre 2008).

Nello studio in questione la stima dei cedimenti post-sismici è stata condotta con riferimento:

- alla procedura di cui all'Allegato 3 della D.A.L. 112/2007 della Regione Emilia Romagna per i terreni coesivi;
- al metodo di Tokimatsu e Seed (1987) per gli strati di terreno granulari saturi.

6.1 Stima dei cedimenti post-sismici nei terreni coesivi

Il cedimento post-sismico viene valutato in depositi coesivi molto soffici ($C_u \leq 70$ kPa) e plastici ($I_p \geq 30\%$) in cui si prevede un incremento di pressioni interstiziali $\frac{\Delta u}{\sigma'_0} \geq 0.3$ durante il terremoto di riferimento.

L'entità dei cedimenti di riconsolidazione (cedimenti post-sismici) può essere valutata con l'espressione:

$$\Delta H = \varepsilon_{vr} \cdot H$$

dove H è l'altezza dello spessore dello strato ed ε_{vr} è la deformazione volumetrica post-ciclica data dalla seguente espressione:

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

- α = costante sperimentale compresa tra 1 a 1,5;
- e_0 = indice dei vuoti iniziale;
- C_r = indice di riconsolidazione post-ciclica ricavabile in prima approssimazione dalla relazione: $C_r = 0.225 \cdot C_c$ dove C_c è l'indice di compressione;
- $\frac{\Delta u}{\sigma'_0}$ = incremento delle pressioni interstiziali durante il sisma

In prima approssimazione C_c può essere stimato con la relazione empirica $C_c = 0.0348 + 0.0162 \cdot I_p$

Dalla bibliografia risulta che tale parametro può essere anche stimato tramite la relazione:

$$C_c = \frac{(1 + e_0) \cdot \sigma_{va}}{0.435 \cdot M_0}$$

dove

M_0 = modulo di deformazione edometrico

σ_{va} = carico verticale efficace

Il rapporto di pressione interstiziale $\frac{\Delta u}{\sigma'_0}$ può essere valutato con l'abaco (figura 10) dell'Allegato A3 della delibera assemblea legislativa n. 112/2007 in funzione dell'ampiezza della deformazione di taglio massima $\gamma_{max} = 0.65 \cdot \frac{a_{max,s}}{g} \cdot \sigma_v \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$ indotta dal terremoto.

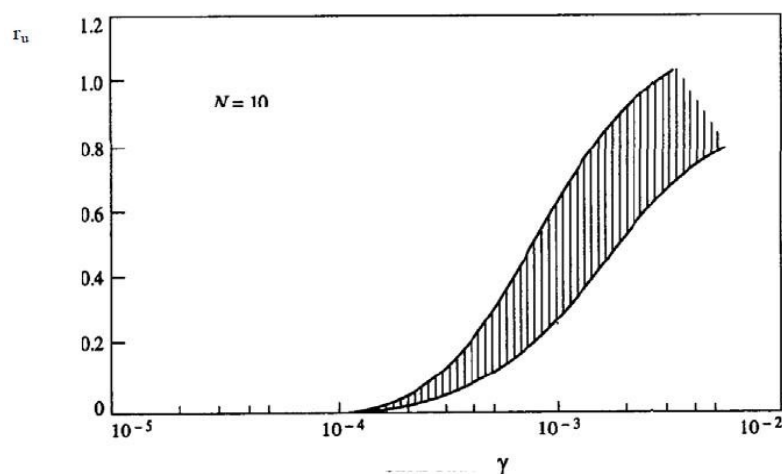


Figura 10: Valore del rapporto di pressione interstiziale $r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_0}$ in funzione della deformazione di taglio massima indotta dal terremoto γ_{max}

6.2 Stima dei cedimenti post-sismici nei terreni granulari saturi

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

$$\Delta H = \varepsilon_v \cdot H_0$$

in cui H_0 è la potenza dello strato deformabile e ε_v è la deformazione volumetrica unitaria.

I cedimenti indotti dipendono dallo stato di addensamento, dall'entità della deformazione di taglio e dell'incremento delle pressioni neutre Δu indotte dal sisma.

La deformazione volumetrica ε_v viene stimata attraverso un abaco proposto dai citati Tokimatsu e Seed (1987), ricavato per sabbie pulite (figura 11).

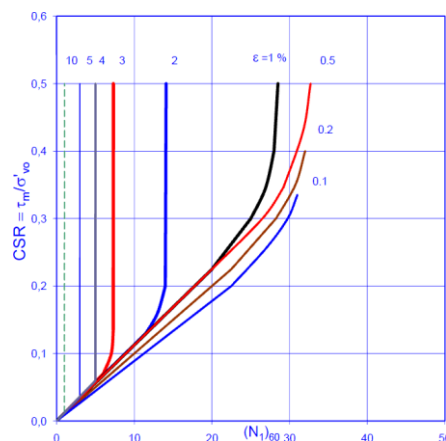


Figura 11: Abaco di Tokimatsu e Seed (1987): Relazione tra CSR, $(N_1)_{60}$ per sabbie sature e pulite e per un terremoto di magnitudo $M = 7,5$

Per la stima della deformazione volumetrica ε_v tramite l'abaco occorre conoscere il valore dei parametri:

- $CSR_{M=7,5}$ la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma, normalizzata per terremoti di magnitudo $M=7,5$;
- $(N_1)_{60}$ = numero di colpi N_{SPT} corretto.

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

6.3 Calcolo dei cedimenti post-sismici

Dalle indagini svolte risulta la presenza, a partire da piano campagna, di uno strato di terreno di argilla di spessore di circa 4.0 metri alla quota di 8.4 m da p.c. con un valore di $C_u \leq 70$ kPa.

Inoltre sono presenti diversi livelli di sabbia e sabbia limosa con indice di liquefazione moderato sulla scala di Sonmez. Ai fini della stima dei cedimenti post-sismici sono state assunte condizioni cautelative sia riguardo alle potenze degli strati sia riguardo ai valori dei parametri sismici e geotecnici adottati.

Così come previsto dalla D.A.L. 112/2007 il calcolo dei cedimenti post sismici è stato effettuato sia sul livello coesivo con $C_u < 70$ kPa che sui livelli incoerenti liquefacibili.

Per semplicità e con approssimazione accettabile, per la stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica si fa riferimento alle condizioni edometriche. Il cedimento permanente indotto dall'azione sismica in corrispondenza di una verticale di esplorazione si ottiene dalla somma dei contributi al

cedimento stimati per i diversi strati del sottosuolo. Il cedimento post-sismico è stimato con l'equazione:

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

In cui ε_{vi} è la deformazione volumetrica dello strato i-esimo e Δz_i il suo spessore. Di seguito sono riportati i parametri assunti:

- ✓ $\alpha = 1.0$ valore medio fra 1.0 e 1.5;
- ✓ $e_0 = 1.5$ - l'indice dei vuoti e_0 , in base ai dati di letteratura, viene assunto, in via cautelativa, pari a 1,5 con $C_u > 50$ kPa e pari a 2,0 per depositi più soffici, con $C_u \leq 50$ kPa;
- ✓ $M_0 = 50.5 \text{ kg/cm}^2$ - valore desunto dalla media delle prove effettuate;
- ✓ $C_c = 0.073$ - valore stimato con la relazione $C_c = \frac{(1+e_0) \cdot \sigma_{va}}{0.435 \cdot M_0}$ (Lambe e Whitman, 1969);
- ✓ $C_r = 0.016$ - valore stimato con la relazione ($C_r = 0.225 \cdot C_c$);
- ✓ $\gamma_{max} = 8.6 \cdot 10^{-4}$ - valore ricavato dalla formula $\gamma_{max} = 0.65 \frac{a_{max,s}}{g} \cdot \sigma_v \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$
 - $a_{max,s} = 0.151g$ - valore ricavato dalla formula $a_{max,s} = a_g \cdot S$;
 - $\sigma_v = 1.094 \text{ kg/cm}^2$ - tensione verticale nella sezione media dello strato ($\sigma_v = \gamma_t \cdot z$ assumendo $\gamma_t \cong 1800 \text{ kg/m}^3$ e $z = 12.4 \text{ m}$);
 - $r_{dc} = 0.814$ - valore determinato alla quota media dello strato ($r_d = 1 - 0.015 z$ alla quota $z = 12.4 \text{ m}$);
 - $G = 104 \text{ kg/cm}^2$ - valore stimato in base alla Tabella 3 dell'Allegato 3 della D.A.L. 112/2007; $G / G_0 = 0,64$ con $G_0 = 163 \text{ kg/cm}^2$ desunto dalle prove penetrometriche;
- ✓ $r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_0} \cong 0.3$ (valore ricavato dall'abaco di figura 12 in base al valore di γ_{max})

In base alle considerazioni e alle elaborazioni risulta:

$$\varepsilon_{vr} = \frac{\alpha \cdot C_r}{1+e_0} \log \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_0}} \right) = \frac{1.25 \cdot 0.015}{1+1.5} \log \left(\frac{1}{1-0.6} \right) = 0.0021$$

pertanto si stima un cedimento post-sismico pari a:

$$\Delta H = \varepsilon_{vr} \cdot H = 0.0021 \cdot 2000 = 4.2 \text{ cm}$$

Pur trattandosi di deformazioni apprezzabili in valore assoluto, occorre precisare che le stesse hanno carattere areale. Pertanto, considerando che nel caso in esame non vi sono eteropie geologiche molto rilevanti e che le strutture previste sono dimensionalmente contenute, tali cedimenti non dovrebbero provocare danneggiamenti importanti. I valori che si sono ottenuti applicando le procedure utilizzate devono intendersi solo orientativi in quanto la stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica è affetta da notevoli incertezze.

7. INDICAZIONI PROGETTUALI

Nell'area in esame è prevista la realizzazione di una struttura uso spogliatoio per la quale, in base a specifici dati di progetto, si ipotizzano fondazioni a platea quadrata con lato 14.0 m e un piano di posa a 0.70 m. Sono stati utilizzati i seguenti valori:

- carico permanente strutturale G1: 158489.52 kg
- carico permanente non strutturale G2: 70150.36 kg

- carico variabile principale Qk1: 55961.92 kg
- carico variabile Qkj: 15989.68 kg

Per la verifica, in corrispondenza delle prove eseguite, si esaminano il carico limite, la resistenza di progetto e i cedimenti in base alla normativa vigente NTC 2018. In allegato è riportato lo schema con i risultati del calcolo delle azioni con i carichi ipotizzati.

7.1 verifiche di stabilità e cedimenti

La verifica a stabilità del sistema terreno - opera di fondazione è stata eseguita in riferimento agli stati limite: Stato Limite Ultimo (SLU) e Stato Limite di Esercizio (SLE). SLU è definito come lo stato al superamento del quale si hanno fenomeni che mettono fuori servizio in modo irreversibile la struttura mentre SLE è definito come lo stato al superamento dal quale corrisponde la perdita di una particolare funzionalità che condiziona o limita la prestazione dell'opera.

Verificare la potenziale stabilità del terreno di fondazione richiede la conoscenza del tipo di fondazione; nel presente lavoro le geometrie delle opere di fondazione che saranno realizzate sono state definite, nei calcoli successivi è stato indicato, a titolo orientativo e qualitativo, l'utilizzo di fondazioni a platea come da oggetto di studio. Nella presente relazione è stato definito il valore di progetto della resistenza R_d , mediante la formula di Terzaghi, che ha apportato alcune modifiche nello studio di Caquot per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto Terzaghi assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \cdot \gamma_1 \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito; b è la semi larghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, Terzaghi passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da Terzaghi sull' effettivo comportamento del terreno. Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, Terzaghi invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{rid} = \frac{2}{3} \tan \varphi \text{ e } c_{rid} = \frac{2}{3} c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Di seguito viene riportata tabella riassuntiva dei valori calcolati con l'approccio n. 2 come da NTC 2018 per le fondazioni:

Fondazione a platea					
Prova CPT	Carico limite Q_{ult} (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto R_d (Kg/cm ²)	Tensione E_d (Kg/cm ²)	$E_d \leq R_d$	Costante di Winkler (Kg/cm ³)
1	3.12	1.36	0.21	verificato	1.25

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia, la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

1. il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
2. la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

e si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione s'_p ($s'_{v0} + \Delta s_v < s'_p$). Se invece il terreno è normalconsolidato ($s'_{v0} = s'_p$), le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR: rapporto di ricompressione;

CR: rapporto di compressione;

H₀: spessore iniziale dello strato;

s'_{v0}: tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;

Δs_v: incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($s'_{v0} + \Delta s_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- ✓ la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore;
- ✓ la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- ✓ il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Si usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove penetrometriche statiche. La pressione normale di progetto viene considerata uguale alla resistenza di progetto. Di seguito viene riportata tabella riassuntiva dei valori calcolati.

Cedimenti fondazione platea		
CPT	SLE (Kg/cm ²)	Cedimento (cm)
1	0.131	0.154

8. CONCLUSIONI

In conclusione si può riassumere:

- ✓ Il sito in oggetto ha latitudine $44^{\circ},72$ e longitudine $11^{\circ},70$ (ED50), la categoria sottosuolo in base alla V_{se} (188 m/sec) è di tipo C, categoria topografica: T1, vita nominale della costruzione (V_n): 50 anni, coefficiente d'uso per la costruzione (C_u): 1.0 e periodo di riferimento per la costruzione (V_r): 50 anni. L'opera rientra nel punto "2: ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale" con classe d'uso II: "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente senza funzioni pubbliche e sociali essenziali".
- ✓ Da un punto di vista stratigrafico si può ipotizzare una sezione costituita dai seguenti orizzonti:
 - 1° orizzonte, materiale coesivo, argilla, profondità circa 4.5 m da p.c.;
 - 2° orizzonte, materiale misto, sabbia e argilla sabbiosa, profondità circa 8.0 m da p.c.;
 - 3° orizzonte, materiale coesivo, argilla, profondità circa 12.5 m da p.c.;
 - 4° orizzonte, materiale incoerente, sabbia, profondità circa 13.0 m da p.c.;
 - ultimo orizzonte, materiale coesivo, argilla fino al termine della perforazione.I parametri geotecnici sono riportati in tabella, per facilitarne la lettura, al paragrafo 4.4 a pagina 8.
- ✓ Il livello dell'acqua misurato nel foro al termine della prova è risultato essere dal piano campagna attuale a profondità di -0.30 m, tale valore non tiene conto delle variazioni stagionali facendo riferimento alla misurazione effettuata il 01 marzo 2025.
- ✓ Per la verifica della liquefazione delle sabbie è stato utilizzato un software di calcolo che ha analizzato ogni strato di 20 cm individuato dalle prove eseguite e ne ha verificata potenzialità. Per questo sito si è considerata una magnitudo di 6.14, un fattore di amplificazione F_0 di 2.589 e una PGA di 0.225. Nel caso in esame si è ottenuto un rischio di liquefazione moderato (Indice di Pericolosità alla Liquefazione = 3.23).
- ✓ Il cedimento post-sismico è stato stimato in 4.22 cm, pur trattandosi di deformazioni apprezzabili in valore assoluto, occorre precisare che le stesse hanno carattere areale. Pertanto, considerando che nel caso in esame non vi sono eteropie geologiche molto rilevanti e che la struttura prevista è dimensionalmente contenuta, nonostante il rischio liquefazione sia moderato, tali cedimenti non dovrebbero provocare danneggiamenti importanti.
- ✓ Dalla elaborazione dei dati rilevati dalle prove penetrometriche per la fondazione a platea si sono ottenuti un carico limite $[Q_{ult}]$ di 3.12 Kg/cm² e una resistenza di progetto $[R_d]$ pari a 1.36 Kg/cm². Come da normativa vigente, dal confronto della tensione $[E_d]$ di 0.21 Kg/cm² con la resistenza di progetto $[R_d]$ di 1.36 Kg/cm² si evince che la condizione $E_d \leq R_d$ è verificata.
- ✓ Per la verifica agli stati limite di esercizio si è proceduto all'analisi del problema di interazione terreno – struttura, al termine della costruzione e nel tempo. I cedimenti calcolati relativamente allo SLE immediato sono rispettivamente risultati di 0.15 cm: i cedimenti assoluti sono al di sotto dei valori ammissibili.
- ✓ Si consiglia di monitorare il livello freatico in quanto, almeno alla data della misurazione, è molto vicino al piano di posa della fondazione e di tenerne conto nel caso si debba avere un piano di posa al di sotto di tale livello, questo per evitare eventuali infiltrazioni di acqua.

- ✓ Alla luce dell'analisi dei risultati ottenuti dall'indagine in sito oltre all'esame delle carte geologiche e geomorfologiche, non risultano elementi ostativi alla realizzazione della struttura in esame. Qualsiasi variazione al progetto dovrà essere comunicata al progettista ed invalida i risultati ottenuti ed esposti in questa relazione.

Ferrara, 10 marzo 2025.

Dott. geol. Mastellari Matteo

9. ALLEGATI

Committente: Agriturismo La Sapienza
Cantiere: nuova costruzione
Località: Voghiera – Fe

Codice commessa: 09/25
Numero certificati allegati: 11

Caratteristiche Strumentali DEEP DRILL

Rif. Norme	ASTM D3441-86; AGI 1977
Punta	conica meccanica
Diametro Punta	35,7
Angolo di apertura punta	60
Area punta	10
Superficie manicotto	150
Passo letture (cm)	20
Costante di trasformazione Ct	20

Software utilizzati

Casa costruttrice	Geostru S.r.l.
Elaborazione prove CPT	Static Probing 2025
Elaborazione suscettibilità liquefazione	Liquiter 2025
Elaborazione stati limite	Load Cap 2025

9.1 Area d'indagine e ubicazione della prova



Figura 10: ubicazione prova - <https://www.google.com/intl/it/earth/about/> (Immagini 2021 CNES, Airbus Maxar Technologies)

9.2 ELABORAZIONE PROVA CPT Nr.1

Committente:	Agriturismo La Sapienza
Strumento utilizzato:	Deep Drill
Prova eseguita in data:	01.03.2025
Profondità prova:	20.00 mt
Località:	Voghiera – Fe

Profondità (m)	qc (kg/cm²)	fs (kg/cm²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0.20	9.00	0.87	10.38	9.6
0.40	9.00	0.80	11.25	8.9
0.60	14.00	0.47	30.00	3.3
0.80	13.00	0.67	19.50	5.1
1.00	14.00	0.53	26.25	3.8
1.20	12.00	0.60	20.00	5.0
1.40	15.00	0.73	20.45	4.9
1.60	13.00	0.47	27.86	3.6
1.80	17.00	0.93	18.21	5.5
2.00	20.00	0.93	21.43	4.7
2.20	16.00	0.87	18.46	5.4
2.40	15.00	0.67	22.50	4.4
2.60	15.00	0.67	22.50	4.4
2.80	16.00	0.87	18.46	5.4
3.00	17.00	0.80	21.25	4.7
3.20	14.00	0.87	16.15	6.2
3.40	14.00	0.67	21.00	4.8
3.60	18.00	0.80	22.50	4.4
3.80	10.00	0.67	15.00	6.7
4.00	26.00	0.67	39.00	2.6
4.20	13.00	0.53	24.37	4.1
4.40	18.00	0.67	27.00	3.7
4.60	10.00	0.40	25.00	4.0
4.80	30.00	0.40	75.00	1.3
5.00	32.00	0.40	80.00	1.3
5.20	26.00	0.73	35.45	2.8
5.40	11.00	0.27	41.25	2.4
5.60	14.00	0.53	26.25	3.8
5.80	12.00	0.53	22.50	4.4
6.00	14.00	0.33	42.00	2.4
6.20	10.00	0.67	15.00	6.7
6.40	28.00	0.67	42.00	2.4
6.60	20.00	0.67	30.00	3.3
6.80	30.00	0.93	32.14	3.1
7.00	32.00	0.67	48.00	2.1
7.20	22.00	0.93	23.57	4.2
7.40	10.00	0.67	15.00	6.7
7.60	36.00	0.67	54.00	1.9
7.80	46.00	0.80	57.50	1.7
8.00	52.00	0.67	78.00	1.3
8.20	42.00	0.40	105.00	1.0
8.40	36.00	0.27	135.00	0.7
8.60	10.00	0.80	12.50	8.0
8.80	6.00	0.27	22.50	4.4
9.00	10.00	0.33	30.00	3.3
9.20	9.00	0.40	22.50	4.4
9.40	11.00	0.40	27.50	3.6
9.60	10.00	0.47	21.43	4.7
9.80	9.00	0.53	16.87	5.9
10.00	13.00	0.53	24.37	4.1
10.20	12.00	0.40	30.00	3.3
10.40	10.00	0.40	25.00	4.0
10.60	8.00	0.40	20.00	5.0
10.80	8.00	0.47	17.14	5.8
11.00	13.00	0.53	24.37	4.1
11.20	12.00	0.53	22.50	4.4
11.40	10.00	0.40	25.00	4.0
11.60	10.00	0.40	25.00	4.0
11.80	8.00	0.40	20.00	5.0
12.00	12.00	0.27	45.00	2.2
12.20	10.00	0.47	21.43	4.7
12.40	9.00	0.93	9.64	10.4
12.60	12.00	0.80	15.00	6.7
12.80	34.00	0.53	63.75	1.6
13.00	62.00	0.67	93.00	1.1
13.20	24.00	0.67	36.00	2.8
13.40	20.00	0.80	25.00	4.0
13.60	22.00	0.93	23.57	4.2
13.80	28.00	0.93	30.00	3.3
14.00	28.00	1.07	26.25	3.8
14.20	24.00	1.07	22.50	4.4

14.40	24.00	1.07	22.50	4.4
14.60	26.00	1.20	21.67	4.6
14.80	26.00	1.20	21.67	4.6
15.00	26.00	1.20	21.67	4.6
15.20	24.00	0.67	36.00	2.8
15.40	8.00	0.80	10.00	10.0
15.60	14.00	0.60	23.33	4.3
15.80	27.00	1.07	25.31	4.0
16.00	36.00	1.33	27.00	3.7
16.20	34.00	1.60	21.25	4.7
16.40	32.00	1.80	17.78	5.6
16.60	26.00	1.40	18.57	5.4
16.80	21.00	1.07	19.69	5.1
17.00	28.00	0.80	35.00	2.9
17.20	14.00	0.80	17.50	5.7
17.40	12.00	0.53	22.50	4.4
17.60	18.00	0.60	30.00	3.3
17.80	19.00	0.87	21.92	4.6
18.00	16.00	0.80	20.00	5.0
18.20	11.00	0.80	13.75	7.3
18.40	12.00	0.60	20.00	5.0
18.60	16.00	0.67	24.00	4.2
18.80	11.00	0.60	18.33	5.5
19.00	12.00	0.60	20.00	5.0
19.20	11.00	0.53	20.62	4.8
19.40	26.00	0.93	27.86	3.6
19.60	28.00	1.00	28.00	3.6
19.80	25.00	1.47	17.05	5.9
20.00	22.00	1.29	17.05	5.9

Prof. Strato (m)	qc Media (kg/cm ²)	fs Media (kg/cm ²)	Peso unità di volume Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
0.40	9.00	0.83	1.9	Coesivo	riporto
4.60	15.24	0.69	1.9	Coesivo	argilla
5.40	24.75	0.45	1.9	Incoerente	sabbia e limo
7.40	19.20	0.66	1.9	Incoerente-Coesivo	argilla sabbiosa e limo
8.40	42.40	0.56	1.9	Incoerente	sabbia
12.60	10.10	0.48	1.8	Coesivo	argilla
13.20	40.00	0.62	1.9	Incoerente	sabbia
16.20	24.47	1.04	2.0	Incoerente-Coesivo	argilla sabbiosa
20.00	18.95	0.90	1.9	Coesivo	argilla

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

Nr:	Numero progressivo strato
Prof:	Profondità strato (m)
Tipo:	C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente
Cu:	Coesione non drenata (kg/cm ²)
Eu:	Modulo di deformazione non drenato (kg/cm ²)
Mo:	Modulo Edometrico (kg/cm ²)
G:	Modulo di deformazione a taglio (kg/cm ²)
OCR:	Grado di sovraconsolidazione
Puv:	Peso unità di volume (t/m ³)
PuvS:	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Dr:	Densità relativa (%)
Fi:	Angolo di resistenza al taglio (°)
Ey:	Modulo di Young (kg/cm ²)

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey
1	0.40	C	0.5	336.1	45.0	107.2	5.56	1.8	1.9	--	--	--
2	4.60	C	0.9	561.7	76.2	147.9	1.37	1.9	2.0	--	--	--
3	5.40	I	--	--	37.1	198.9	1.17	1.8	2.1	36.3	33.01	61.9
4	7.40	CI	1.1	696.7	96.0	170.3	0.72	2.0	2.0	25.8	30.73	48.0
5	8.40	I	--	--	47.1	276.4	1.3	1.9	2.2	45.4	33.63	106.0
6	12.60	C	0.5	341.8	50.5	115.0	<0.5	1.8	1.9	--	--	--
7	13.20	I	--	--	40.9	266.7	0.79	1.9	2.2	37.4	31.34	100.0
8	16.20	CI	1.3	866.5	61.2	197.5	<0.5	2.0	2.1	21.5	28.36	61.2
9	20.00	C	1.0	647.3	94.7	168.9	<0.5	1.9	2.0	--	--	--

9.3 STIMA CATEGORIA DEL SUOLO VSE

Profondità (m)	Spessore (m)	Vis (m/s)	Vis/Spessore
1.0	1.0	164.85	0.006066
2.0	1.0	113.65	0.008799
3.0	1.0	111.34	0.008981
4.0	1.0	100.34	0.009966
5.0	1.0	212.07	0.004715
6.0	1.0	223.89	0.004466
7.0	1.0	114.56	0.008729
8.0	1.0	197.65	0.005059

9.0	1.0	180.77	0.005532
10.0	1.0	159.87	0.006255
11.0	1.0	163.29	0.006124
12.0	1.0	198.88	0.005028
13.0	1.0	115.35	0.008669
14.0	1.0	142.78	0.007004
15.0	1.0	113.74	0.008792
16.0	1.0	158.59	0.006306
17.0	1.0	215.11	0.004649
18.0	1.0	215.36	0.004643
19.0	1.0	206.40	0.004845
20.0	1.0	234.39	0.004266
21.0	1.0	266.87	0.003747
22.0	1.0	268.26	0.003728
23.0	1.0	217.88	0.004590
24.0	1.0	222.43	0.004496
25.0	1.0	202.51	0.004938
26.0	1.0	294.12	0.003400
27.0	1.0	320.59	0.003119
28.0	1.0	355.36	0.002814
29.0	1.0	372.05	0.002688
30.0	1.0	353.36	0.002830
		Σ	0.15918
		Vs30	188.47
Categoria del suolo			C

9.4 STIMA SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE – CPT 1

ATI GENERALI

PROGETTO E LOCALIZZAZIONE

Titolo lavoro: nuova costruzione

Codice identificativo 09/25

Cliente: Agriturismo La sapienza

Indirizzo, Coordinate: Strada Statale Adriatica 16 n. 4

Data 02/03/2025

Normativa: Norme Tecniche Costruzioni 2018, Decreto 17 gen. 2018

Fattore sicurezza normativa 1.25

Profondità falda idrica 0.3 m

Accelerazione Bedrock 0.15

Fattore amplificazione 2.589

Tipo Suolo: C-Sabbie, ghiaie mediamente addensate, argille di media consistenza Vs30=180-360

Morfologia: T1-Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

Coefficiente amplificazione stratigrafica (SS) 1.5

Coefficiente amplificazione topografica (ST) 1

Magnitudo momento sismico (Mw) 6.14

Peak ground acceleration (PGA) 0.225

PARAMETRI GEOTECNICI

Strato Nr	Descrizione	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	Peso unità volume (KN/mc)	Peso unità volume saturo (KN/mc)	Resistenza qc (KPa)	Resistenza attrito laterale fs (KPa)
1	riporto	0	0.4	18.03	18.81	882.6	81.72
2	argilla	0.4	4.6	18.87	19.66	1494.35	67.56
3	sabbia e limo	4.6	5.4	17.65	20.59	2427.15	44.13
4	argilla sabbiosa e limo	5.4	7.4	19.23	20.01	1882.88	64.72
5	sabbia	7.4	8.4	18.63	21.57	4158.02	54.92
6	argilla	8.4	12.6	18.05	18.84	990.01	47.32
7	sabbia	12.6	13.2	18.63	21.57	3922.66	61.02
8	argilla sabbiosa	13.2	16.2	19.59	20.37	2399.36	101.55
9	argilla	16.2	20	19.11	19.89	1858.1	88.55

Robertson Wride, 1998

Correzione per la magnitudo (MSF) 1.32

Nr.	Profondità dal p.c. (m)	Pressione litostatica totale (KPa)	Pressione verticale effettiva (KPa)	Resistenza alla punta normalizzata Q	Attrito laterale normalizzato F(%)	Indice di comportamento Ic	Correzione per la pressione litostatica efficace CQ	Resistenza alla punta corretta qc1 (KPa)	Coefficiente riduttivo (rd)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normalizzato (CSR)	Coefficiente di sicurezza a Fs	Suscettibilità di liquefazione	Indice di liquefazione
1	0.50	9.256	7.295									0	NL	0
2	0.70	13.188	9.265									0	NL	0
3	0.90	17.120	11.236									0	NL	0
4	1.10	21.052	13.207									0	NL	0
5	1.30	24.984	15.177									0	NL	0
6	1.50	28.916	17.148									0	NL	0
7	1.70	32.848	19.119									0	NL	0

8	1.90	36.780	21.089									0	NL	0
9	2.10	40.712	23.060									0	NL	0
10	2.30	44.644	25.031									0	NL	0
11	2.50	48.576	27.001									0	NL	0
12	2.70	52.508	28.972									0	NL	0
13	2.90	56.440	30.943									0	NL	0
14	3.10	60.372	32.913									0	NL	0
15	3.30	64.304	34.884									0	NL	0
16	3.50	68.236	36.855									0	NL	0
17	3.70	72.168	38.825									0	NL	0
18	3.90	76.100	40.796									0	NL	0
19	4.10	80.032	42.767									0	NL	0
20	4.30	83.964	44.737									0	NL	0
21	4.50	87.896	46.708									0	NL	0
22	4.70	91.921	48.772	34.755	2.318	2.497	1.431911	95.640	0.964	0.161	0.201	0.802	L	8.23
23	4.90	96.039	50.928	34.011	2.322	2.504	1.401264	94.927	0.963	0.160	0.201	0.793	L	8.88
24	5.10	100.157	53.085	33.313	2.326	2.512	1.372504	94.257	0.961	0.158	0.201	0.786	L	9.53
25	5.30	104.275	55.242	32.656	2.330	2.519	1.345446	93.624	0.959	0.156	0.201	0.779	L	10.16
26	5.50	108.335	57.340									0	NL	0
27	5.70	112.337	59.381									0	NL	0
28	5.90	116.339	61.422									0	NL	0
29	6.10	120.341	63.462									0	NL	0
30	6.30	124.343	65.503									0	NL	0
31	6.50	128.345	67.544									0	NL	0
32	6.70	132.347	69.584									0	NL	0
33	6.90	136.349	71.625									0	NL	0
34	7.10	140.351	73.666									0	NL	0
35	7.30	144.353	75.706									0	NL	0
36	7.50	148.511	77.903	47.110	1.619	2.296	1.132981	91.204	0.943	0.151	0.199	0.756	L	14.86
37	7.70	152.825	80.256	46.414	1.621	2.301	1.116251	90.652	0.941	0.149	0.199	0.752	L	15.43
38	7.90	157.139	82.608	45.748	1.623	2.307	1.100241	90.124	0.940	0.148	0.198	0.748	L	15.99
39	8.10	161.453	84.961	45.110	1.624	2.312	1.0849	89.620	0.938	0.147	0.197	0.744	L	16.54
40	8.30	165.767	87.314	44.498	1.626	2.317	1.070184	89.137	0.937	0.146	0.197	0.740	L	17.07
41	8.50	169.808	89.393									0	NL	0
42	8.70	173.576	91.200									0	NL	0
43	8.90	177.344	93.007									0	NL	0
44	9.10	181.112	94.813									0	NL	0
45	9.30	184.880	96.620									0	NL	0
46	9.50	188.648	98.427									0	NL	0
47	9.70	192.416	100.234									0	NL	0
48	9.90	196.184	102.040									0	NL	0
49	10.10	199.952	103.847									0	NL	0
50	10.30	203.720	105.654									0	NL	0
51	10.50	207.488	107.460									0	NL	0
52	10.70	211.256	109.267									0	NL	0
53	10.90	215.024	111.074									0	NL	0
54	11.10	218.792	112.880									0	NL	0
55	11.30	222.560	114.687									0	NL	0
56	11.50	226.328	116.494									0	NL	0
57	11.70	230.096	118.300									0	NL	0
58	11.90	233.864	120.107									0	NL	0
59	12.10	237.632	121.914									0	NL	0
60	12.30	241.400	123.720									0	NL	0
61	12.50	245.168	125.527									0	NL	0
62	12.70	249.209	127.607	34.725	1.933	2.448	0.885245	87.434	0.835	0.142	0.181	0.787	L	18.47
63	12.90	253.523	129.959	34.409	1.936	2.451	0.8771957	87.178	0.830	0.142	0.179	0.790	L	18.37
64	13.10	257.837	132.312	34.102	1.938	2.455	0.8693618	86.929	0.824	0.141	0.178	0.793	L	18.25
65	13.30	262.031	134.545									0	NL	0
66	13.50	266.105	136.657									0	NL	0
67	13.70	270.179	138.770									0	NL	0
68	13.90	274.253	140.883									0	NL	0
69	14.10	278.327	142.995									0	NL	0
70	14.30	282.401	145.108									0	NL	0
71	14.50	286.475	147.221									0	NL	0
72	14.70	290.549	149.333									0	NL	0
73	14.90	294.623	151.446									0	NL	0
74	15.10	298.697	153.559									0	NL	0
75	15.30	302.771	155.671									0	NL	0
76	15.50	306.845	157.784									0	NL	0
77	15.70	310.919	159.897									0	NL	0
78	15.90	314.993	162.009									0	NL	0
79	16.10	319.067	164.122									0	NL	0
80	16.30	323.093	166.187									0	NL	0
81	16.50	327.071	168.203									0	NL	0
82	16.70	331.049	170.220									0	NL	0
83	16.90	335.027	172.237									0	NL	0
84	17.10	339.005	174.253									0	NL	0
85	17.30	342.983	176.270									0	NL	0
86	17.50	346.961	178.287									0	NL	0

87	17.70	350.939	180.303									0	NL	0
88	17.90	354.917	182.320									0	NL	0
89	18.10	358.895	184.337									0	NL	0
90	18.30	362.873	186.353									0	NL	0
91	18.50	366.851	188.370									0	NL	0
92	18.70	370.829	190.387									0	NL	0
93	18.90	374.807	192.403									0	NL	0
94	19.10	378.785	194.420									0	NL	0
95	19.30	382.763	196.437									0	NL	0
96	19.50	386.741	198.453									0	NL	0
97	19.70	390.719	200.470									0	NL	0

IPL (Sonmez)=3.23 Zcrit=20 m Rischio=Moderato

9.5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI**Combinazione delle azioni**

Unità di misura utilizzata: Kg

Carichi	Valore	Effetto	γ STR	γ GEO	γ EQU	γ UPL	γ HYD
G1: Permanenti	158490.00	Sfavorevole	1.30	1.00	1.10	1.10	1.30
G2: Permanenti non strutturali non compiute definite	70150.00	Sfavorevole	1.50	1.30	1.50	1.50	1.50
Qk1: az. variabile princ.	55961.00	Sfavorevole	1.50	1.30	1.50	1.50	1.50
Qk2	15989.00	Sfavorevole	1.50	1.30	1.50	1.50	1.50

Carichi	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Qk1 - Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0.70	0.50	0.30
Qk2 - Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.50	0.20	0.00

Stato limite	k _v	E
Operativo	0.01	246900.87
Danno	0.01	247391.73
Vita	0.03	252054.86
Collasso	0.04	255000.00

Combinazione fondamentale statica SLU (STR)	407195.25
Combinazione quasi permanente SLE (cedimenti a lungo termine)	245428.30
Combinazione frequente SLE (cedimenti immediati)	256620.50
Combinazione rara SLE	292595.50
Combinazione fondamentale statica SLU (GEO)	332827.15
Combinazione fondamentale statica SLU corpo rigido (EQU)	375497.25
Combinazione fondamentale statica SLU sollevamento (UPL)	375497.25
Combinazione fondamentale statica SLU sifonamento (HYD)	407195.25
Combinazione sismica SLO	246900.87
Combinazione sismica SLD	247391.73
Combinazione sismica SLV	252054.86
Combinazione sismica SLC	255000.00

9.6 STATI LIMITE E CEDIMENTI – CPT 1**DATI GENERALI**

Normativa	NTC_2018
Lat./ Long. [WGS84]	44.7273178100586/11.7067003250122
Larghezza fondazione	14.0 m
Lunghezza fondazione	14.0 m
Profondità piano di posa	0.7 m
Altezza di incastro	1.0 m
Profondità falda	0.8
Correzione parametri	

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.221
Effetto sismico secondo	NTC 2018

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]

Vita di riferimento: 50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento
Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [s]
S.L.O.	30.0	0.392	2.529	0.259
S.L.D.	50.0	0.52	2.462	0.272
S.L.V.	475.0	1.481	2.589	0.272
S.L.C.	975.0	1.991	2.536	0.279

Coefficienti sismici orizzontali e verticali
Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [-]
S.L.O.	0.588	0.2	0.012	0.006
S.L.D.	0.78	0.2	0.0159	0.008
S.L.V.	2.1702	0.24	0.0531	0.0266
S.L.C.	2.7696	0.28	0.0791	0.0395

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione non drenata [Kg/cm²]	Modulo Elastico [Kg/cm²]	Modulo Edometrico [Kg/cm²]	Descrizione
0.4	1838.15	1918.15	0.0	0.5133	0.0	45.0	riporto
4.2	1924.43	2004.43	0.0	0.8579	0.0	76.19	argilla
0.8	1800.0	2100.0	33.01	0.0	61.88	37.13	sabbia e limo
2.0	1960.62	2040.62	30.73	1.0641	48.0	96.0	argilla sabbiosa e limo
1.0	1900.0	2200.0	33.63	0.0	106.0	47.1	sabbia
4.2	1840.99	1920.99	0.0	0.5221	0.0	50.48	argilla
0.6	1900.0	2200.0	31.34	0.0	100.0	40.86	sabbia
3.0	1997.25	2077.25	28.36	1.3234	61.17	61.17	argilla sabbiosa
3.8	1948.25	2028.25	0.0	0.9886	0.0	94.74	argilla

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	S.L.U.	0.21	407195.30	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	S.L.V. sisma	0.13	252054.90	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	0.13	256620.50	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...S.L.U.

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult] 3.12 Kg/cm²
Resistenza di progetto[Rd] 1.36 Kg/cm²
Tensione [Ed] 0.21 Kg/cm²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 14.99
Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
Costante di Winkler 1.25 Kg/cm³

S.L.U.

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 1919.5 Kg/m³
Peso unità di volume saturo 2034.07 Kg/m³
Angolo di attrito 0.0 °
Coesione 0.782 Kg/cm²

Fattore [Nq] 1.0
Fattore [Nc] 5.7

Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	3.12 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.36 Kg/cm ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

S.L.V. sisma

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1919.5 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2034.07 Kg/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione 0.782	Kg/cm ²
=====	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.7
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	3.12 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.73 Kg/cm ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

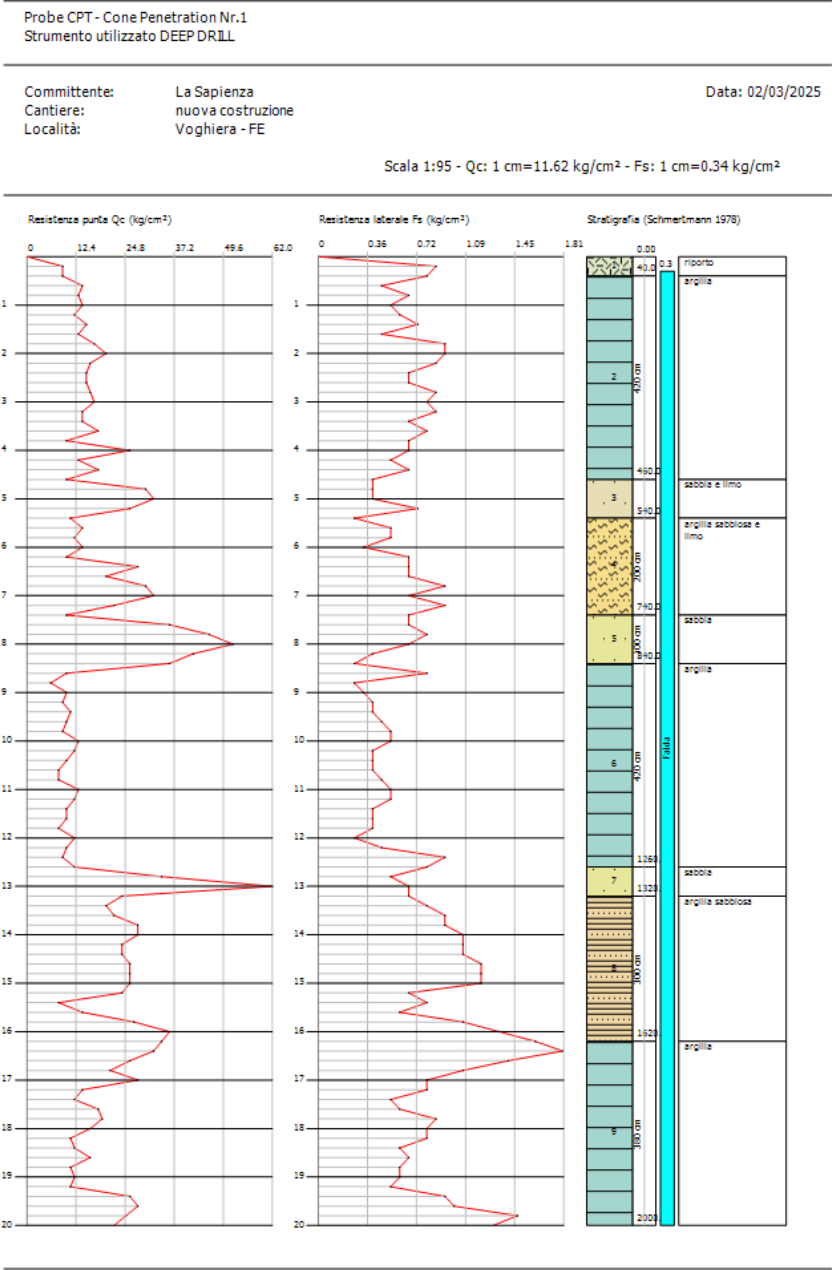
CEDIMENTI PER OGNI STRATO

Pressione normale di progetto	0.131 Kg/cm ²
Cedimento dopo T anni	10.0
Cedimento totale	0.154 cm

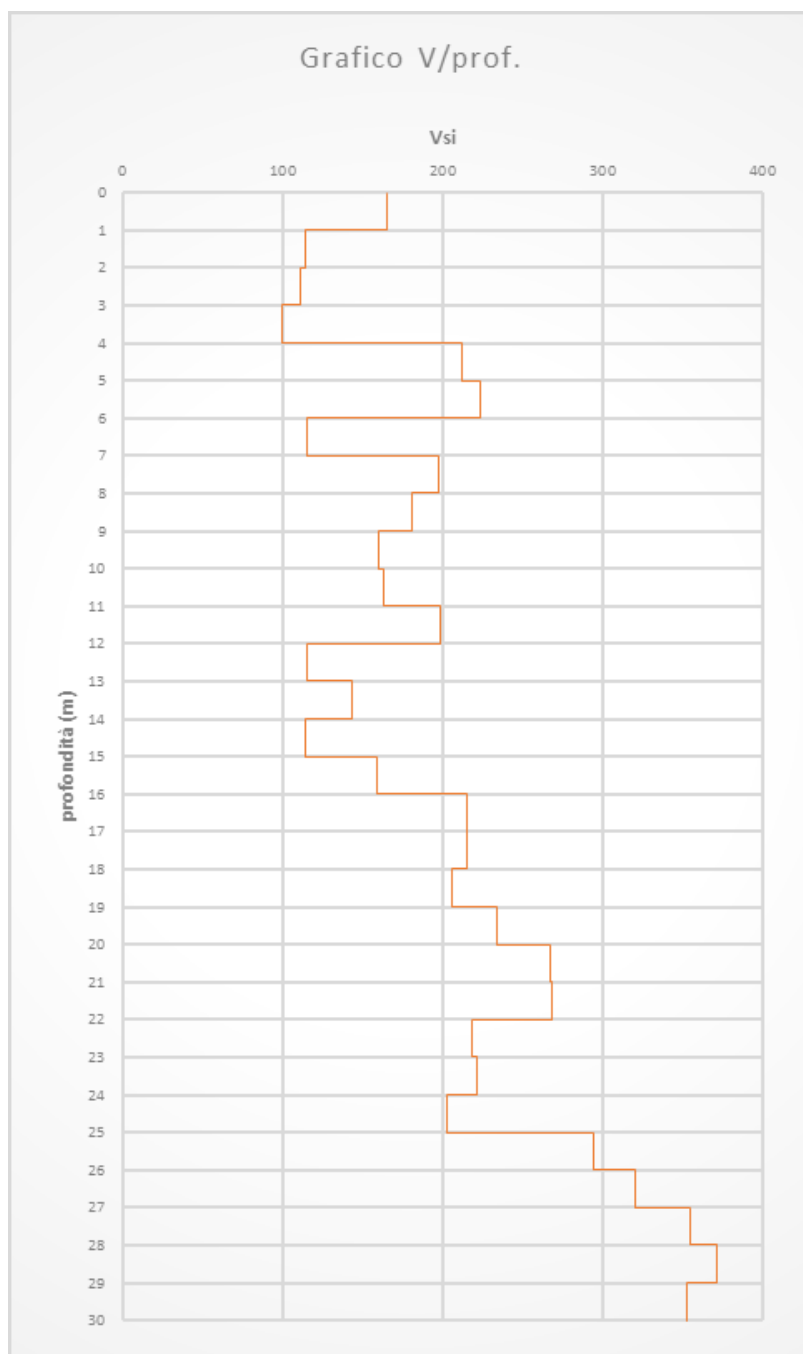
Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	2.65	0.336	0.009	Edometrico	0.04	--	0.04
3	5	0.576	0.008	Edometrico	0.02	--	0.02
4	6.4	0.724	0.007	Edometrico	0.01	--	0.01
5	7.9	0.888	0.006	Edometrico	0.01	--	0.01
6	10.5	1.142	0.005	Edometrico	0.04	--	0.04
7	12.9	1.371	0.004	Edometrico	0.01	--	0.01
8	14.7	1.569	0.003	Edometrico	0.01	--	0.01
9	18.1	1.926	0.002	Edometrico	0.01	--	0.01

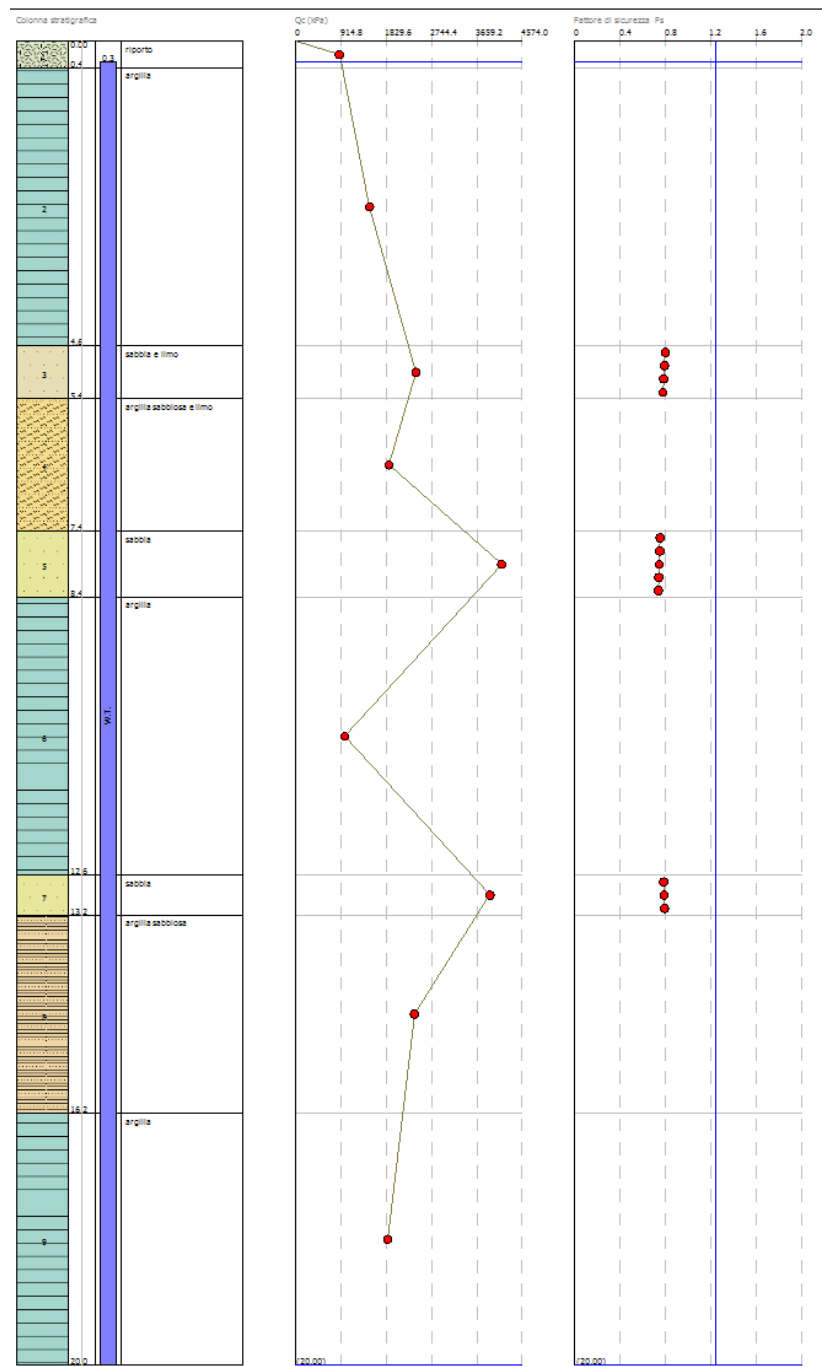
9.7 GRAFICO QC/STRATIGRAFIA – CPT 1



9.8 GRAFICO VS/PROFONDITÀ



9.9 GRAFICO SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE – CPT 1



10. CLAUSOLA "PRIVACY"

Ai sensi e per gli effetti della Legge 30.06.2003 n. 196 le parti dichiarano di essersi reciprocamente informate e di acconsentire che i dati personali raccolti siano oggetto di trattamento nell'archivio clienti/fornitori per gli adempimenti di natura civilistica e fiscale e per finalità gestionali, statistiche, commerciali e di marketing. Le parti, titolari dei rispettivi dati, dichiarano espressamente di essere a conoscenza del contenuto dell'art. 23 della Legge 196/03.