

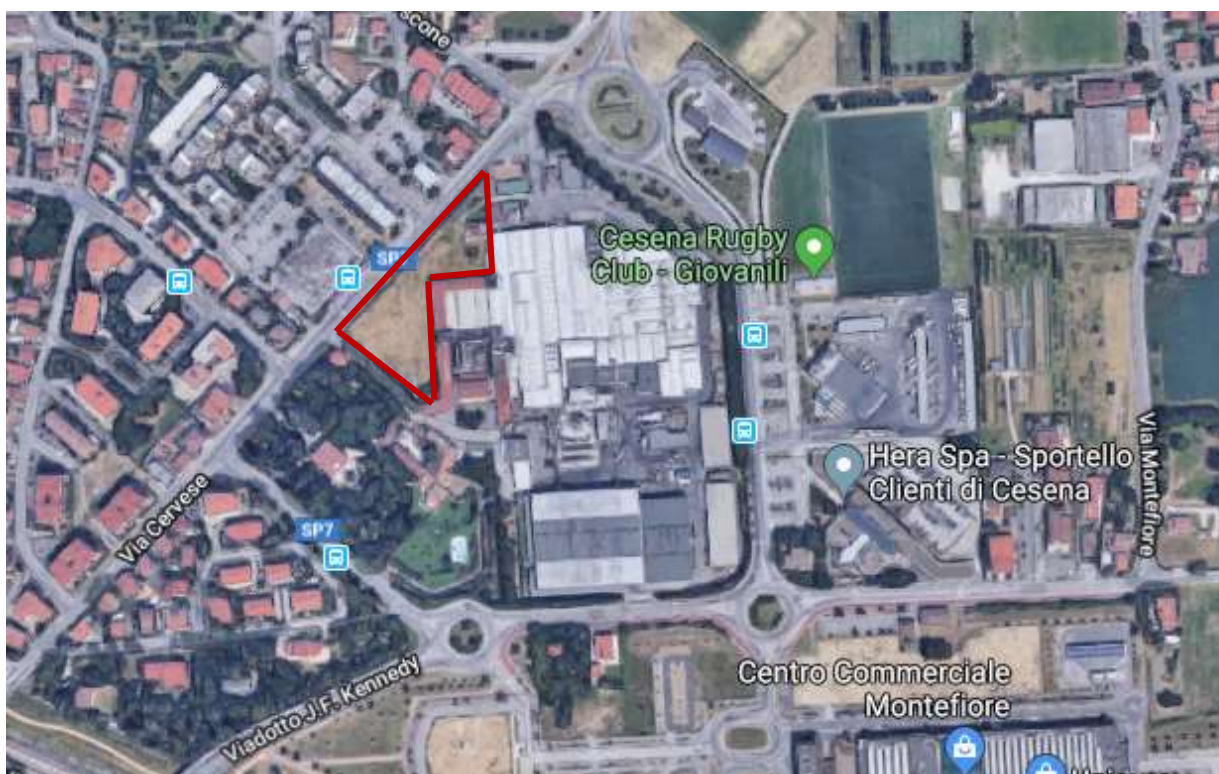
Committente: LA CESENATE S.P.A.

Via Cervese, 364 – 47521 Cesena (FC)

Oggetto

**INDAGINE GEOLOGICO-SISMICA RELATIVA AD AREA IN CUI
E' PREVISTO L'AMPLIAMENTO DI FABBRICATO INDUSTRIALE**

Località: Via Cervese, Cesena



—— Perimetro zona d'indagine

Cesena agosto 2023

Magnani dott. Andrea

INDICE

- 1) Normative di Riferimento*
- 2) Premessa*
- 3) Ubicazione, morfologia, geologia e rischio idrogeologico*
- 4) Indagini eseguite, metodologia e risultati*
- 5) Stratigrafia dei punti sondati*
- 6) Caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti nell'area in esame*
- 7) Considerazioni sismiche*
- 8) Verifica alla liquefazione dei terreni di fondazione*
- 9) Valutazione capacità portante dei terreni di fondazione*
- 10) Cedimenti ipotizzabili per i terreni di fondazione*

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Decreto Ministeriale 17.01.2018: Testo unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M.17.01.2018. Circolare 2.02.2009.

Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale.

Allegato al voto n°36 del 27.07.2007

Eurocodice 8 (1998) – Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture:

Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)

Eurocodice 7.1 (1997): Progettazione geotecnica - Parte I: Regole Generali. – UNI

Eurocodice 7.3 (2002): Progettazione geotecnica – Parte II: progettazione assistita con prove in sito (2002). – UNI

Leggi Regionali in materia di pianificazione e di Vincolo Idrogeologico

PREMESSA

Il progetto prevede l'ampliamento di uno stabilimento industriale esistente, manufatto per il quale si è ipotizzata una classe d'uso (II). La presente relazione è finalizzata alla costruzione del modello geologico necessario alla successiva redazione del modello geotecnico, parte integrante della relazione d'opera geotecnica.

UBICAZIONE E MORFOLOGIA, GEOLOGIA E RISCHIO IDROGEOLOGICO

Ubicazione e morfologia

L'area d'indagine si trova in comune di Cesena, in fregio a via Cervese, in zona di pianura a quote prossime a m 32.00 sul livello del mare.

Geologia

Dal punto di vista geologico il sito è caratterizzata nel primo sottosuolo da una successione, lentiforme di sedimenti, limoso-argillosi e argillosi, raramente sabbiosi, passanti a ghiaie a partire da circa m-20.00 di profondità. Si tratta di depositi di piana alluvionale ascrivibili ai termini della sequenza deposizionale superiore (Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore, SERS), corrispondente alla più recente fase di forte subsidenza bacinale e quiescenza tettonica iniziata all'incirca $0,45 \div 0,35$ milioni di anni fa e tuttora in atto. In particolare, come riportato Carta Geologica del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia Romagna, i terreni interessati dall'opera in progetto appartengono al seguente termine della successione neogenico-quadernaria del margine appenninico padano: AES8 (Subsintema di Ravenna) spessore massimo di circa 28 metri (Pleistocene medio-Olocene).

Rischio idrogeologico

L'area si trova in una zona in cui non è presente alcun tipo di rischio idrogeologico, (vedere carta allegata – Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli).

INDAGINI ESEGUITE, METODOLOGIA E RISULTATI

Le caratteristiche litostratigrafiche e geomeccaniche dei terreni presenti in zona sono state definite realizzando due (2) sondaggi penetrometrici statici (CPT) spinti entrambi alla profondità di m-15.00 dal p.c. attuale, mentre le caratteristiche sismiche dei terreni sono state definite con sia con una prova MASW attiva, realizzata nell'area in una precedente occasione e attualmente mediante una prova sismica a stazione fissa (HVSr - Horizontal to Vertical Spectral Ratio), prove con le quali si è definito il valore V_{s30} (velocità media delle onde sismiche nei primi 30 metri sotto alle fondazioni) e la frequenza naturale (Hz). L'ubicazione di tutte le prove, CPT e sismiche, è rilevabile nella planimetria allegata.

Prova penetrometrica statica (CPT)

La penetrometria statica (CPT) consiste nel rilevare la resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante; $v = 2 \text{ cm/s} \pm 0.5$.

La penetrazione avviene mediante un dispositivo di spinta (martinetto idraulico) ancorato al terreno, che agisce su una doppia batteria di aste (aste esterne cave e aste interne piene e coassiali), alla cui estremità inferiore è collegata la punta.

Lo sforzo necessario all'infissione viene registrato a intervalli di 20 cm da una cella tensiometrica collegata a un trasduttore digitale. La punta conica (telescopica) è dotata di un manicotto sovrastante per la misura dell'attrito laterale locale (Rl) (punta tipo Begemann).

- diametro di base del cono: $\phi = 35.7 \text{ mm}$ - area della punta conica: $A_p = 10 \text{ cm}^2$

- angolo di apertura del cono: $\beta = 60^\circ$ - superficie laterale del manicotto: $A_m = 150 \text{ cm}^2$

I dati elaborati dalle prove sono riportati nelle tabelle allegate:

q_c (kg/cm²) : resistenza statica alla punta - f_s (kg/cm²) : resistenza all'attrito laterale locale

Prova sismica (MASW)

La prova sismica MASW (Multichannell Analysis of Surface Waves) è un metodo sismico mediante il quale è possibile costruire un profilo di velocità delle onde di taglio V_s in relazione alla profondità, attraverso l'analisi delle onde superficiali tipo Rayleigh.

Prova sismica (HVSr)

La prova sismica (HVSr), basata sulla registrazione dei microtremori naturali, è stata realizzata con un tromometro digitale modello "Tromino" al cui interno sono posti tre velocimetri elettrodinamici ortogonali ad alta definizione, con intervallo di frequenza compreso fra 0.1 e 256 Hz. Il rumore sismico è stato registrato nei suoi tre elementi per un intervallo pari a 20 minuti. Per la determinazione della velocità delle onde di taglio e quindi del valore V_{S30} si è utilizzato un codice di calcolo in grado di interpretare i rapporti spettrali (HVSr) basati sulla simulazione del campo di onde superficiali (Rayleigh e Love) in sistemi multistrato a strati piano paralleli (i risultati sono riportati in allegato al capitolo relativo alla caratterizzazione sismica del sito d'indagine)

STRATIGRAFIA DEI PUNTI SONDATI

Elaborando i dati penetrometrici si sono ricostruite le stratigrafie dei due punti sondati, stratigrafie che si configurano come segue:

Penetrometria n°1

Prof. Strato (m)	q_c Media (Mpa)	f_s Media (Mpa)	Gamma Medio (KN/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
0.60	4.3	0.14	20.6	Coesivo	terreno agrario nettamente essiccato
3.20	4.3	0.299	20.6	Coesivo	argille essiccate
3.40	8.6	0.4	21.8	Coesivo	argille sabbiose molto compatte
5.40	4.6	0.321	20.7	Coesivo	argille molto compatte
6.00	2.7	0.162	19.8	Coesivo	argille compatte
6.40	1.6	0.09	18.8	Coesivo	argille di buona consistenza
7.80	1.1	0.072	18.1	Coesivo	argille di media e di modesta consistenza
8.80	1.7	0.104	18.9	Coesivo	argille di buona consistenza
11.60	1.1	0.07	18.0	Coesivo	argille di media e di modesta consistenza
14.20	1.8	0.098	19.0	Coesivo	prevalenti argille di buona consistenza
14.60	7.8	0.107	19.9	Incoerente	sabbie
15.00	3.3	0.044	19.4	Coesivo	argille sabbiose compatte

Penetrometria n°2

Prof. Strato (m)	qc Media (Mpa)	fs Media (Mpa)	Gamma Medio (KN/m³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
0.60	3.8	0.115	20.4	Coesivo	terreno agrario essiccato
4.00	2.3	0.173	19.6	Coesivo	argille compatte
5.00	1.8	0.079	19.1	Coesivo	argille di buona consistenza
5.60	1.3	0.089	18.5	Coesivo	argille di media consistenza
6.00	2.1	0.064	19.3	Coesivo	argille sabbiose
6.20	1.1	0.073	18.2	Coesivo	argille medie
6.60	2.3	0.067	19.5	Coesivo	argille sabbiose
7.60	1.3	0.063	18.5	Coesivo	argille medie
9.00	1.7	0.067	19.0	Coesivo	argille debolmente sabbiose
11.80	1.2	0.063	18.3	Coesivo	argille medie alternate ad argille di modesta consistenza
13.20	3.3	0.093	19.7	Coesivo	argille sabbiose e sabbie argillose
13.80	1.5	0.069	18.6	Coesivo	argille medie
14.00	3.3	0.087	20.1	Coesivo	argille sabbiose
15.00	1.9	0.086	19.0	Coesivo	argille di buona consistenza

Nella zona d'influenza delle fondazioni da realizzare si è in presenza di terreni coesivi e inizialmente sovraconsolidati per prolungato essiccamento e poi normalconsolidati, quindi non particolarmente sensibili alle sollecitazioni di carico che deriveranno dalla realizzazione dei manufatti in progetto. Nei fori di sondaggio è stata rilevata la presenza di falda idrica ad una profondità di m-10.30 dal p.c. attuale.

ALLEGATI

Stralcio di C.T.R.

Stralcio della carta geologica regionale

Stralcio della carta del rischio idrogeologico dell'Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli

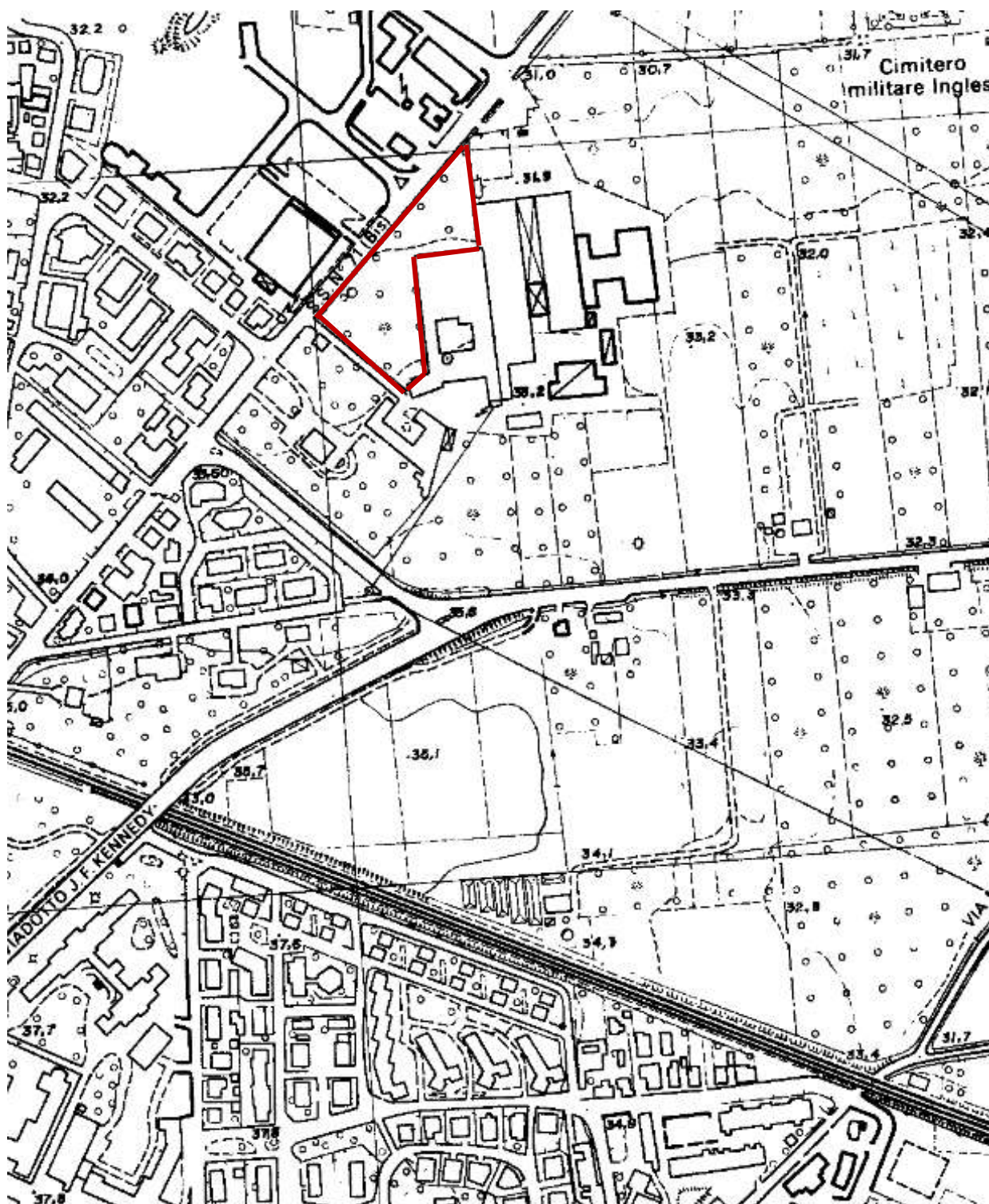
Planimetria con ubicazione prove penetrometriche e prove sismiche

Tabulati con dati penetrometrici

Profili penetrometrici con colonne stratigrafiche

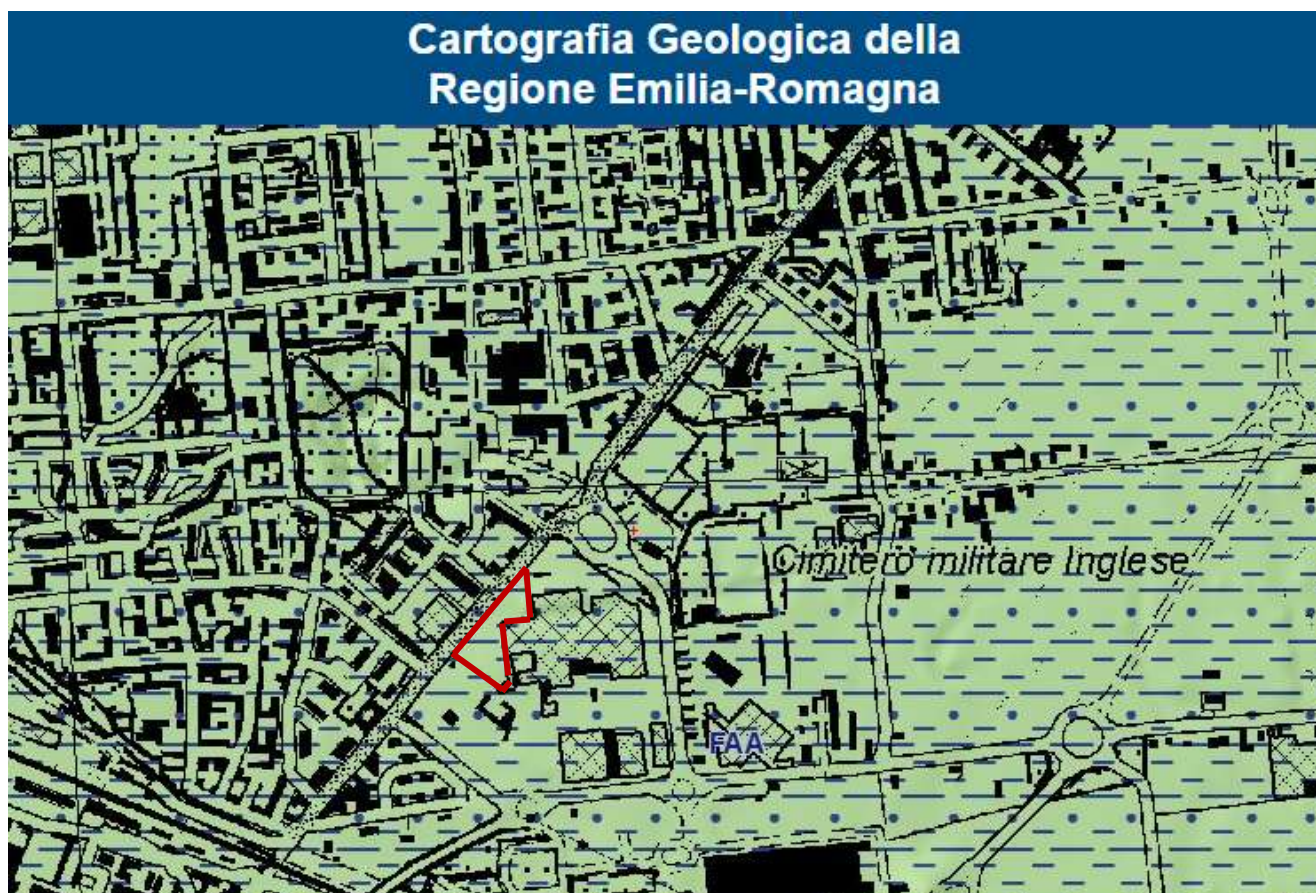
Profili stratigrafici secondo Schmertmann

—— Perimetro zona d'indagine



Stralcio di C.T.R. in scala non definita (da sezione n°255084 in scala 1:5000)

— Perimetro zona d'indagine



LEGENDA

Successione neogenico - quaternaria del margine appenninico padano



AES8 - Subintema di Ravenna

Ghiaie da molto grossolane a fini con matrice sabbiosa, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi, limi e limi sabbiosi, rispettivamente depositi di conoide ghiaiosa, intravallivi terrazzati e di interconoide. Argille, limi ed alternanze limoso-sabbiose di tracimazione fluviale (piana inondabile, argine, e tracimazioni indifferenziate). Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico. A tetto suoli, variabili da non calcarei a calcarei, a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente meno di 150 cm, e a luoghi parziale decarbonatazione; orizzonti superficiali di colore giallobruno. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'alterazione da 0,5 ad 1,5 m, contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a. nel sottosuolo della pianura: depositi argillosi e limosi grigi e grigio scuri, arricchiti in sostanza organica, di piana inondabile non drenata, palude e laguna passanti, verso l'alto, a limi-sabbiosi, limi ed argille bruni e giallastri di piana alluvionale ben drenata con suoli calcarei e non calcarei al tetto; depositi deltizi, litorali e, localmente, marini. I depositi di piana alluvionale includono ghiaie di canale fluviale e geometria nastriforme; lungo la fascia costiera passano con contatto netto ed erosivo a sabbie litorali. Il contatto di base è discontinuo, spesso erosivo e discordante, sugli altri subsistemi e sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità circa 28 metri.

(Pleistocene sup. - Olocene)


Tessiture:



Limo Argilloso Sabbioso



Sabbia Limoso Argillosa

 Zona d'indagine



PERIMETRAZIONE AREE A RISCHIO IDROGEOLOGICO

Titolo II - "Assetto della rete idrografica"



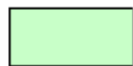
Art. 2 ter - alveo



Art. 3 - aree ad elevata probabilità di esondazione



Art. 4 - aree a moderata probabilità di esondazione



Art. 6 - aree di potenziale allagamento





Art. 10 - distanze di rispetto dai corpi arginali



Ubicazione prove

 Ubicazione sondaggi penetrometrici (CPT)

 Traccia prova sismica (MASW)

 Ubicazione prova sismica a stazione fissa (HVSF)

PROVA PENETROMETRICA STATICA N°1

Caratteristiche Strumentali PAGANI TG 63 (200 kN)

Diametro Punta conica meccanica mm 35.7
Angolo di apertura punta 60°
Area punta cmq 10
Superficie manicotto cmq 150
Passo letture cm 20
Costante di trasformazione Ct 10

Committente: LA CESENATE S.p.a.
Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)
Prova eseguita in data: 21.07.2023
Profondità prova: 15.00 mt
Località: Via Cervese, Cesena

Profondità (m)	Lettura punta (Mpa)	Lettura laterale (Mpa)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0.20	4.30	6.00	4.3	0.147	29.252	3.4
0.40	3.70	5.90	3.7	0.1	37.0	2.7
0.60	4.90	6.40	4.9	0.173	28.324	3.5
0.80	3.20	5.80	3.2	0.187	17.112	5.8
1.00	2.90	5.70	2.9	0.28	10.357	9.7
1.20	3.80	8.00	3.8	0.307	12.378	8.1
1.40	4.20	8.80	4.2	0.32	13.125	7.6
1.60	4.80	9.60	4.8	0.32	15.0	6.7
1.80	4.10	8.90	4.1	0.3	13.667	7.3
2.00	3.60	8.10	3.6	0.28	12.857	7.8
2.20	3.70	7.90	3.7	0.333	11.111	9.0
2.40	3.90	8.90	3.9	0.32	12.188	8.2
2.60	4.40	9.20	4.4	0.287	15.331	6.5
2.80	4.80	9.10	4.8	0.42	11.429	8.8
3.00	5.20	11.50	5.2	0.353	14.731	6.8
3.20	6.80	12.10	6.9	0.18	38.333	2.6
3.40	8.50	11.20	8.6	0.4	21.5	4.7
3.60	5.90	11.90	6.0	0.427	14.052	7.1
3.80	5.40	11.80	5.5	0.36	15.278	6.5
4.00	4.40	9.80	4.5	0.367	12.262	8.2
4.20	4.40	9.90	4.5	0.34	13.235	7.6
4.40	3.80	8.90	3.9	0.347	11.239	8.9
4.60	4.90	10.10	5.0	0.347	14.409	6.9
4.80	4.50	9.70	4.6	0.32	14.375	7.0
5.00	3.80	8.60	3.9	0.22	17.727	5.6
5.20	3.70	7.00	3.8	0.353	10.765	9.3
5.40	4.10	9.40	4.2	0.133	31.579	3.2
5.60	2.10	4.10	2.2	0.193	11.399	8.8
5.80	2.90	5.80	3.0	0.187	16.043	6.2
6.00	2.90	5.70	3.0	0.107	28.037	3.6
6.20	1.50	3.10	1.6	0.08	20.0	5.0
6.40	1.40	2.60	1.5	0.1	15.0	6.7
6.60	1.00	2.50	1.1	0.08	13.75	7.3

6.80	1.20	2.40	1.3	0.06	21.667	4.6
7.00	0.90	1.80	1.0	0.053	18.868	5.3
7.20	0.90	1.70	1.0	0.073	13.699	7.3
7.40	0.90	2.00	1.0	0.06	16.667	6.0
7.60	0.80	1.70	0.9	0.073	12.329	8.1
7.80	1.20	2.30	1.3	0.107	12.15	8.2
8.00	1.50	3.10	1.6	0.1	16.0	6.3
8.20	1.60	3.10	1.7	0.127	13.386	7.5
8.40	1.60	3.50	1.7	0.107	15.888	6.3
8.60	1.60	3.20	1.7	0.093	18.28	5.5
8.80	1.60	3.00	1.7	0.093	18.28	5.5
9.00	1.10	2.50	1.2	0.087	13.793	7.3
9.20	1.00	2.30	1.1	0.073	15.068	6.6
9.40	0.90	2.00	1.0	0.08	12.5	8.0
9.60	0.90	2.10	1.0	0.08	12.5	8.0
9.80	1.20	2.40	1.3	0.06	21.667	4.6
10.00	0.90	1.80	1.0	0.06	16.667	6.0
10.20	0.80	1.70	0.9	0.053	16.981	5.9
10.40	0.80	1.60	0.9	0.06	15.0	6.7
10.60	0.80	1.70	0.9	0.073	12.329	8.1
10.80	1.00	2.10	1.1	0.067	16.418	6.1
11.00	0.90	1.90	1.0	0.06	16.667	6.0
11.20	1.00	1.90	1.2	0.067	17.91	5.6
11.40	1.00	2.00	1.2	0.067	17.91	5.6
11.60	1.20	2.20	1.4	0.087	16.092	6.2
11.80	1.40	2.70	1.6	0.1	16.0	6.3
12.00	1.40	2.90	1.6	0.093	17.204	5.8
12.20	1.20	2.60	1.4	0.107	13.084	7.6
12.40	1.50	3.10	1.7	0.1	17.0	5.9
12.60	1.30	2.80	1.5	0.087	17.241	5.8
12.80	1.50	2.80	1.7	0.113	15.044	6.6
13.00	1.70	3.40	1.9	0.1	19.0	5.3
13.20	1.80	3.30	2.0	0.12	16.667	6.0
13.40	1.60	3.40	1.8	0.1	18.0	5.6
13.60	1.80	3.30	2.0	0.093	21.505	4.7
13.80	2.00	3.40	2.2	0.093	23.656	4.2
14.00	1.30	2.70	1.5	0.053	28.302	3.5
14.20	2.30	3.10	2.5	0.113	22.124	4.5
14.40	8.80	10.50	9.0	0.053	169.811	0.6
14.60	6.30	7.10	6.5	0.16	40.625	2.5
14.80	3.20	5.60	3.4	0.087	39.08	2.6
15.00	2.90	4.20	3.1	0.0	0.0	0.0

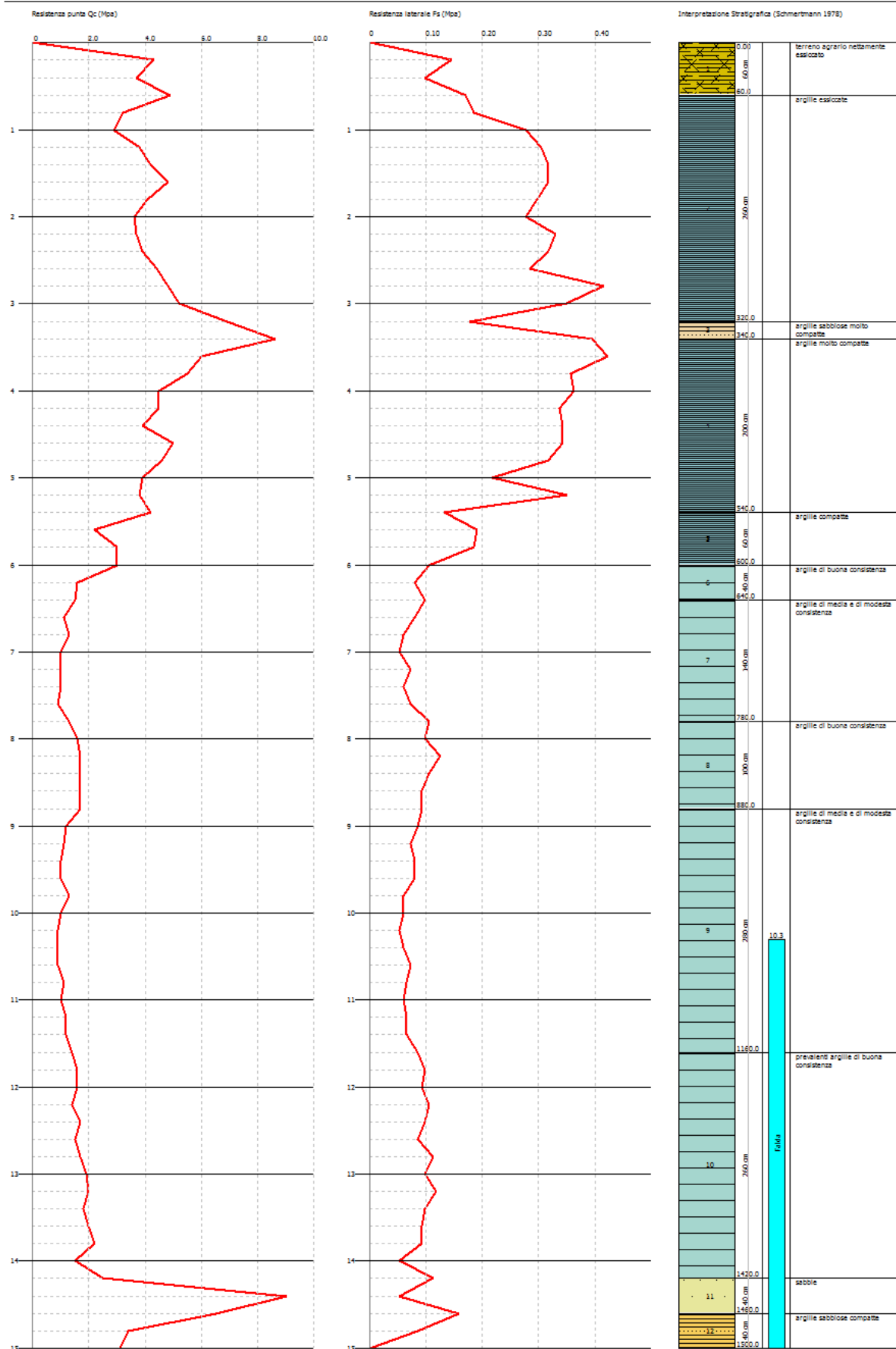
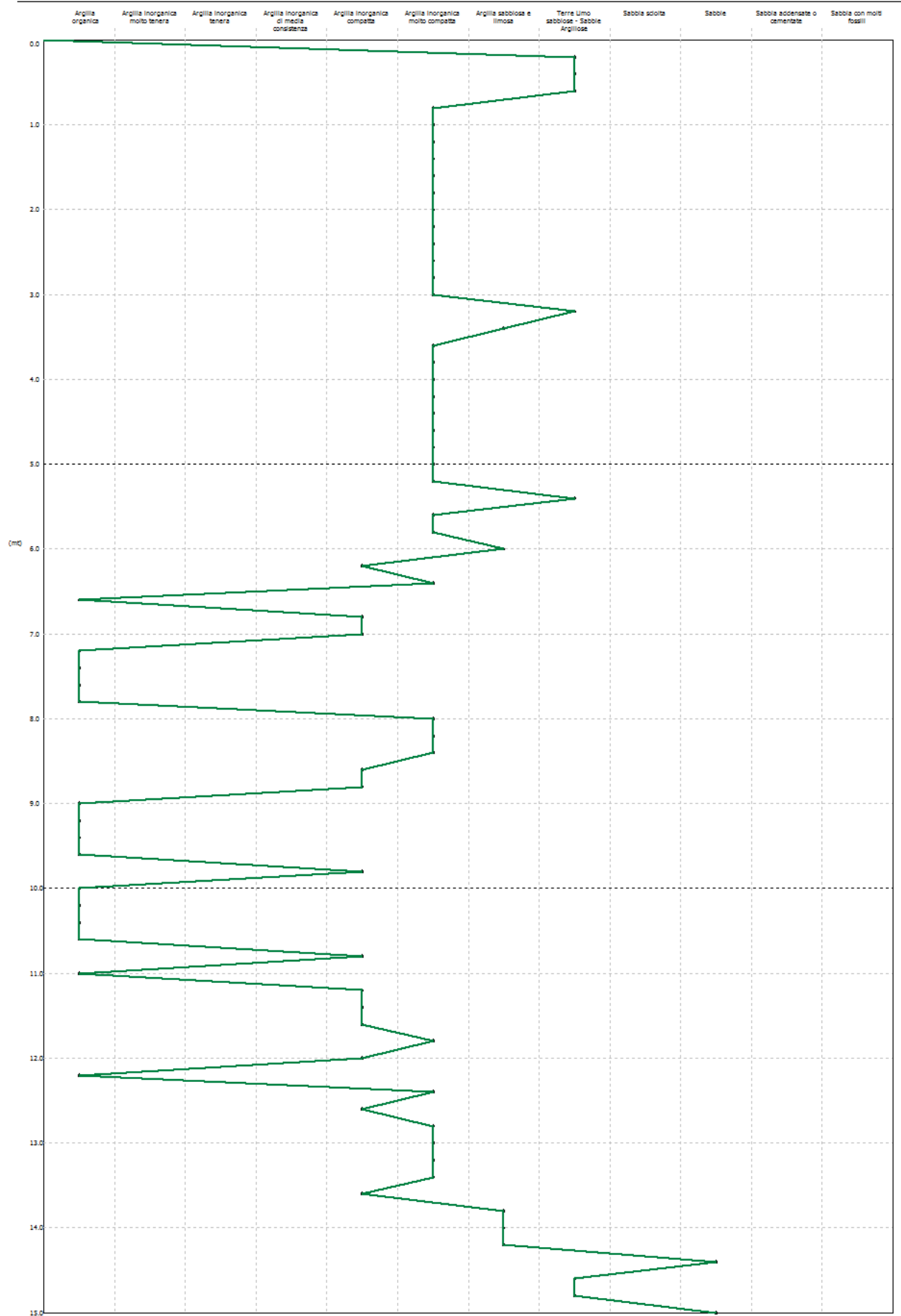


GRAFICO PROFONDITA' / VALUTAZIONI LITOLOGICHE (Schmertmann 1978)
PROVA: Nr.1



PROVA PENETROMETRICA STATICA N°2

Caratteristiche Strumentali PAGANI TG 63 (200 kN)

Diametro Punta conica meccanica mm 35.7
Angolo di apertura punta 60°
Area punta cmq 10
Superficie manicotto cmq 150
Passo letture cm 20
Costante di trasformazione Ct 10

Committente: LA CESENATE S.p.a.
Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)
Prova eseguita in data: 21.07.2023
Profondità prova: 15.00 mt
Località: Via Cervese, Cesena

Profondità (m)	Lettura punta (Mpa)	Lettura laterale (Mpa)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0.20	4.10	5.80	4.1	0.153	26.797	3.7
0.40	3.80	6.10	3.8	0.1	38.0	2.6
0.60	3.60	5.10	3.6	0.093	38.71	2.6
0.80	2.60	4.00	2.6	0.187	13.904	7.2
1.00	2.40	5.20	2.4	0.207	11.594	8.6
1.20	2.70	5.80	2.7	0.227	11.894	8.4
1.40	2.70	6.10	2.7	0.233	11.588	8.6
1.60	3.00	6.50	3.0	0.247	12.146	8.2
1.80	2.30	6.00	2.3	0.267	8.614	11.6
2.00	2.50	6.50	2.5	0.14	17.857	5.6
2.20	1.80	3.90	1.8	0.173	10.405	9.6
2.40	1.90	4.50	1.9	0.187	10.16	9.8
2.60	1.90	4.70	1.9	0.153	12.418	8.1
2.80	2.20	4.50	2.2	0.207	10.628	9.4
3.00	3.40	6.50	3.4	0.107	31.776	3.1
3.20	2.20	3.80	2.3	0.133	17.293	5.8
3.40	2.00	4.00	2.1	0.107	19.626	5.1
3.60	1.90	3.50	2.0	0.107	18.692	5.4
3.80	1.80	3.40	1.9	0.16	11.875	8.4
4.00	1.90	4.30	2.0	0.093	21.505	4.7
4.20	1.60	3.00	1.7	0.087	19.54	5.1
4.40	1.80	3.10	1.9	0.067	28.358	3.5
4.60	1.60	2.60	1.7	0.067	25.373	3.9
4.80	1.80	2.80	1.9	0.1	19.0	5.3
5.00	1.70	3.20	1.8	0.073	24.658	4.1
5.20	1.20	2.30	1.3	0.06	21.667	4.6
5.40	1.20	2.10	1.3	0.06	21.667	4.6
5.60	1.20	2.10	1.3	0.147	8.844	11.3
5.80	1.90	4.10	2.0	0.067	29.851	3.4
6.00	2.00	3.00	2.1	0.06	35.0	2.9
6.20	1.00	1.90	1.1	0.073	15.068	6.6
6.40	2.10	3.20	2.2	0.073	30.137	3.3
6.60	2.20	3.30	2.3	0.06	38.333	2.6

6.80	1.10	2.00	1.2	0.047	25.532	3.9
7.00	1.50	2.20	1.6	0.053	30.189	3.3
7.20	1.30	2.10	1.4	0.047	29.787	3.4
7.40	1.10	1.80	1.2	0.06	20.0	5.0
7.60	1.20	2.10	1.3	0.107	12.15	8.2
7.80	1.50	3.10	1.6	0.04	40.0	2.5
8.00	1.60	2.20	1.7	0.06	28.333	3.5
8.20	1.60	2.50	1.7	0.067	25.373	3.9
8.40	1.70	2.70	1.8	0.067	26.866	3.7
8.60	1.60	2.60	1.7	0.08	21.25	4.7
8.80	1.50	2.70	1.6	0.06	26.667	3.8
9.00	1.80	2.70	1.9	0.093	20.43	4.9
9.20	1.10	2.50	1.2	0.08	15.0	6.7
9.40	1.30	2.50	1.4	0.053	26.415	3.8
9.60	1.20	2.00	1.3	0.06	21.667	4.6
9.80	1.10	2.00	1.2	0.073	16.438	6.1
10.00	0.90	2.00	1.0	0.06	16.667	6.0
10.20	1.10	2.00	1.2	0.06	20.0	5.0
10.40	1.30	2.20	1.4	0.08	17.5	5.7
10.60	1.20	2.40	1.3	0.06	21.667	4.6
10.80	1.30	2.20	1.4	0.047	29.787	3.4
11.00	1.20	1.90	1.3	0.06	21.667	4.6
11.20	0.90	1.80	1.1	0.053	20.755	4.8
11.40	1.00	1.80	1.2	0.067	17.91	5.6
11.60	0.90	1.90	1.1	0.053	20.755	4.8
11.80	1.00	1.80	1.2	0.08	15.0	6.7
12.00	2.00	3.20	2.2	0.087	25.287	4.0
12.20	2.30	3.60	2.5	0.107	23.364	4.3
12.40	4.60	6.20	4.8	0.12	40.0	2.5
12.60	3.10	4.90	3.3	0.107	30.841	3.2
12.80	4.20	5.80	4.4	0.06	73.333	1.4
13.00	2.80	3.70	3.0	0.073	41.096	2.4
13.20	2.50	3.60	2.7	0.1	27.0	3.7
13.40	1.20	2.70	1.4	0.04	35.0	2.9
13.60	1.10	1.70	1.3	0.06	21.667	4.6
13.80	1.50	2.40	1.7	0.107	15.888	6.3
14.00	3.10	4.70	3.3	0.087	37.931	2.6
14.20	1.70	3.00	1.9	0.113	16.814	5.9
14.40	1.70	3.40	1.9	0.113	16.814	5.9
14.60	1.80	3.50	2.0	0.113	17.699	5.7
14.80	1.60	3.30	1.8	0.093	19.355	5.2
15.00	1.70	3.10	1.9	0.0	0.0	0.0

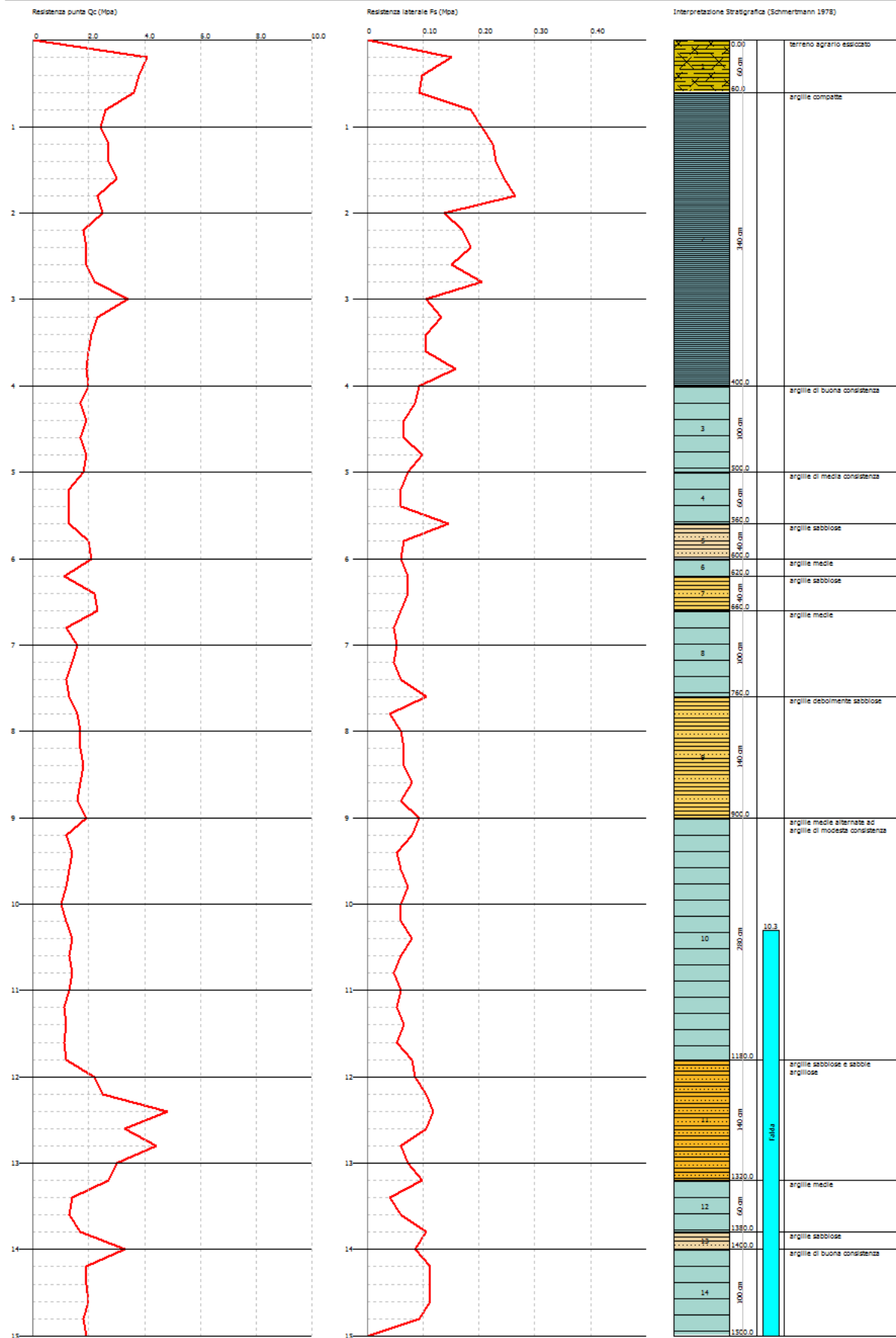
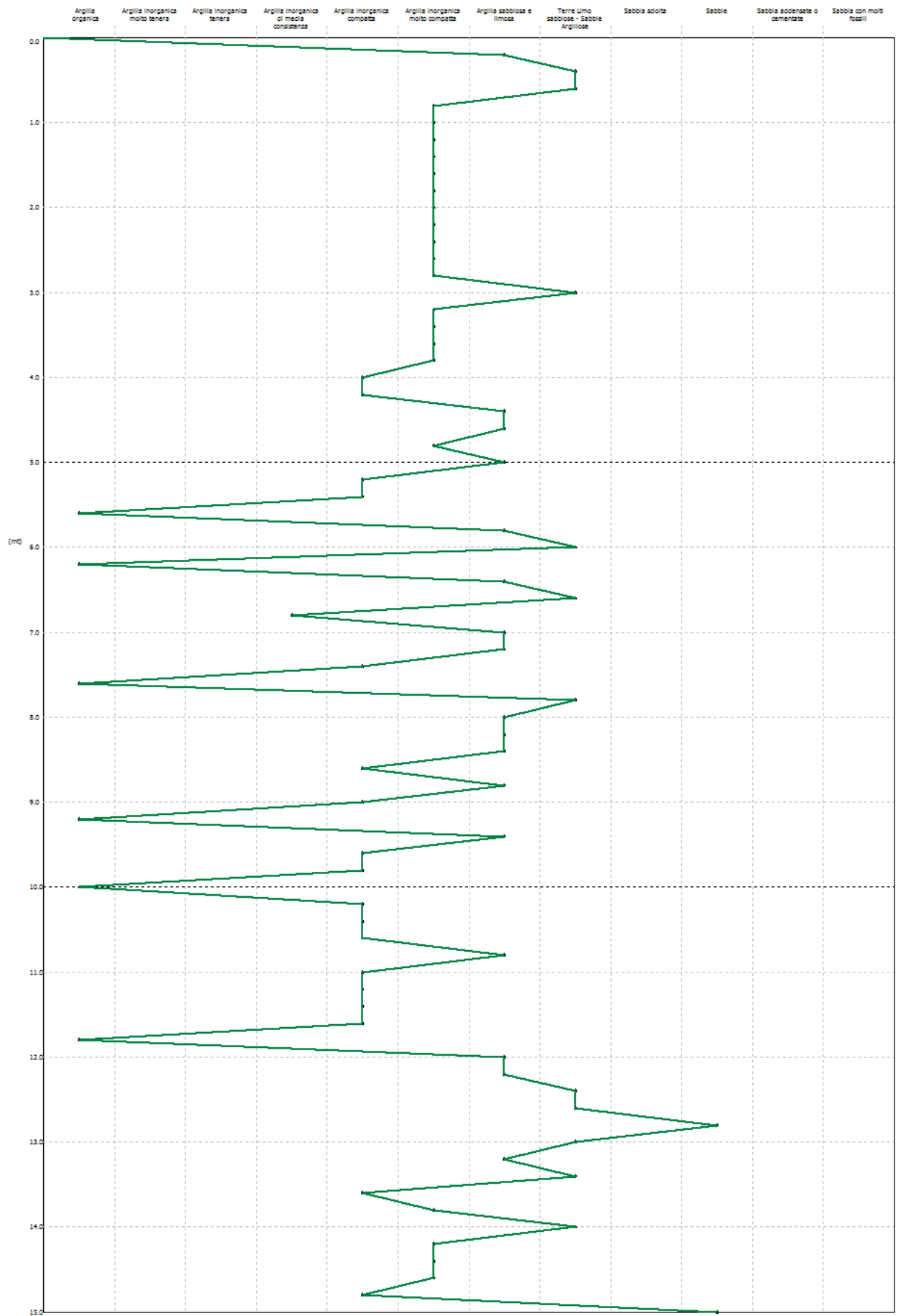


GRAFICO PROFONDITA' / VALUTAZIONI LITOLOGICHE (Schmertmann 1978)
PROVA: Nr.2



CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI PRESENTI NELL'AREA

Per valutare i parametri geotecnici dei terreni sondati si sono utilizzate le seguenti correlazioni empiriche:

Parametri degli strati coesivi

I principali parametri geotecnici calcolabili per terreni coesivi (componente limosa o argillosa dominante) attraverso le correlazioni dirette con i valori di R_p sono i seguenti:

- coesione non drenata C_u - modulo edometrico E_d - rapporto di sovraconsolidazione OCR
- modulo dinamico di taglio G_0 - fattore di compressione C_c - permeabilità

Coesione non drenata (Lunne e Eide)

Il metodo è valido per argille in genere e si basa sulla seguente relazione:

$$c_u (kg/cm^2) = \frac{R_p - \sigma}{20.7 - 0.18IP} \quad \text{dove:}$$

$R_p (kg/cm^2) =$	Resistenza alla punta media dello strato
$IP =$	Indice di plasticità medio dello strato
$\sigma (kg/cm^2) =$	Pressione litostatica efficace a metà strato

Modulo edometrico (Mitchell e Gardner)

Il metodo, valido per argille in genere, si basa sulla seguente relazione: $E_d (kg/cm^2) = \alpha R_p$

dove R_p è la resistenza alla punta media dello strato e α è un coefficiente variabile in funzione del tipo di terreno, secondo la tabella sottoriportata.

Terreno	α
CL	Per $0.7 > R_p$ $\alpha=5$
	Per $2 > R_p > 0.7$ $\alpha=3.5$
	Per $R_p > 2$ $\alpha=1.7$
ML	Per $2 > R_p$ $\alpha=2$
	Per $2 < R_p$ $\alpha=4.5$
MH-CH	$\alpha=4$
OL-OH	$\alpha=4$

Dove R_p è la resistenza alla punta espressa in Mpa.

Rapporto di sovraconsolidazione (Ladd e Foot)

Si basa sulla seguente relazione: $OCR = \left(\frac{C_u}{\sigma_{KK}} \right)^{1.25}$

C_u	=	coesione non drenata dello strato (Kg/cmq);
σ	=	Pressione efficace a metà strato (Kg/cmq);
KK	=	7- K_p , parametro correttivo in funzione della profondità.

Kp viene calcolato come illustrato dalla seguente tabella:

Profondità media dello strato P(m)	Kp
$h \leq 1$	$Kp = 0.2(h/p)$
$1 < h < 4$	$Kp = (0.2/p) + [0.35(h-1)/p]$
$h > 4$	$Kp = (0.2/p) + (0.35 \cdot 3/p) + [0.5(h-4)/p]$

dove p è il passo di lettura della prova espresso in metri.

Nel caso risultasse $KK < 0.25$ si pone $KK = 0.25$.

Modulo dinamico di taglio (Imai e Tomauchi)

Il metodo, valido per tutti i tipi di terreno, si basa sulla seguente relazione:

$$G_0 (kg/cm^2) = 28Rp^{0.611}$$

dove Rp è la resistenza di punta media nello strato.

Fattore di Compressione (Schmertmann)

Per una stima del parametro C è possibile utilizzare la relazione Schmertmann:

$$Cc = 0.09 - 0.055 \log \left(\frac{2c_u}{\sigma} \right) \text{ dove } c_u \text{ è la coesione non drenata media dello strato e } \sigma \text{ la pressione}$$

litostatica efficace media a metà strato.

Parametri geotecnici per valutazioni in condizioni drenate

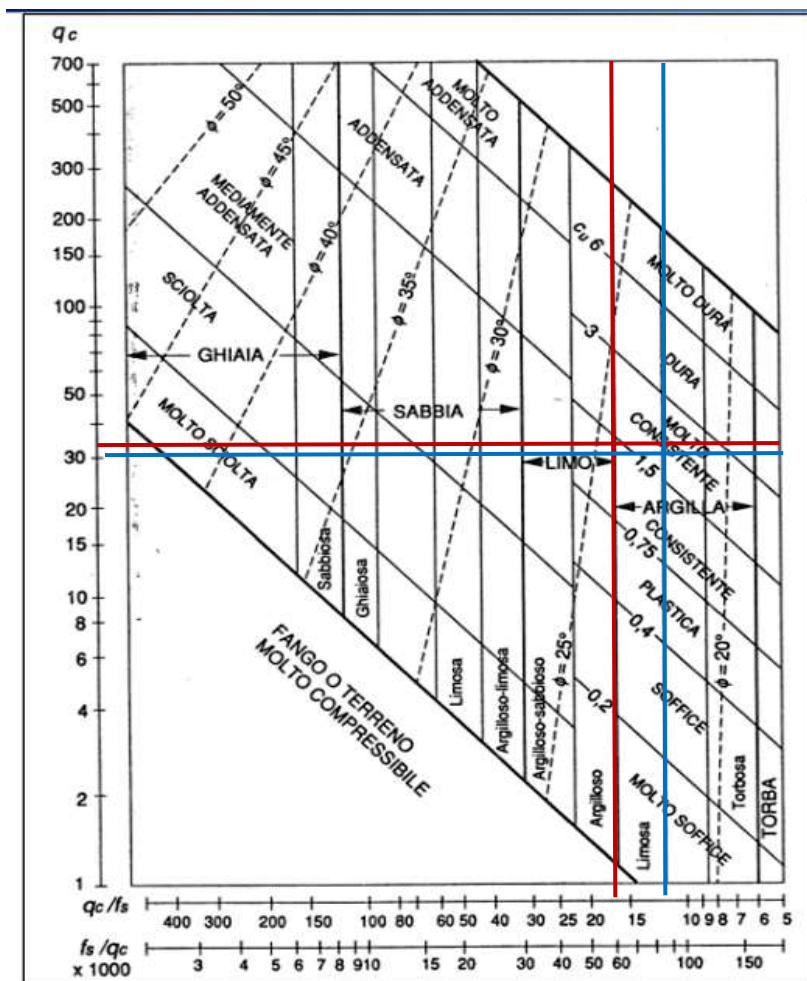
Per quanto riguarda la coesione drenata (c') si consiglia di attenersi ad un valore prudenziale pari a 1/10 del valore della coesione non drenata (c_u) rilevata a m-2.50 dal p.c. (piano di posa ipotizzato per la vasca in progetto).

Con riferimento alla prova CPT n°1, realizzata nell'area in cui è prevista la costruzione di vasche di raccolta, per le quali si sono ipotizzate fondazioni a platea con piano di posa a circa m-0.80 dal p.c. attuale, risulta un valore di coesione non drenata pari a $c_u = 1.65 \text{ kg/cm}^2$, per cui si consiglia di utilizzare una coesione drenata $c' = 0.17 \text{ kg/cm}^2$.

Con riferimento alla prova CPT n°2, realizzata nell'area in cui è prevista la costruzione del nuovo capannone, per il quale si sono ipotizzate fondazioni a plinti isolati, con piano di posa posto a circa m-1.60 dal p.c. attuale, risulta un valore di coesione non drenata pari a $c_u = 1.30 \text{ kg/cm}^2$, per cui si consiglia di utilizzare una coesione drenata $c' = 0.13 \text{ kg/cm}^2$.

Angolo di attrito interno per terreni coesivi ϕ'

Il valore dell'angolo di attrito interno drenato ϕ' dei terreni coesivi è rilevabile per via empirica dal diagramma di Searle riportato nella pagina successiva, in cui sono messi in relazione i valori di q_c con i rapporti f_s/q_c e q_c/f_s



Da cui risulta, per i terreni a m-0.80 dal p.c. (Prova CPT n°1 e piano di posa a m-0.80) un valore di angolo di attrito pari a $\phi' = 24.5$

Da cui risulta, per i terreni a m-1.60 dal p.c. (Prova CPT n°2 e piano di posa a m-1.60) un valore di angolo di attrito pari a $\phi' = 22.5$

Attrito terreno fondazioni

Nel caso di fondazioni in calcestruzzo gettate direttamente a contatto con il terreno il valore dell'angolo di attrito fondazioni/terreno è $\delta = 2/3 \phi'$, nel nostro caso:

Prova n°1 (piano di posa a m-0.80. vasche) $\delta = 16.3^\circ$

Prova n°2 (piano di posa a m-1.60. capannone) $\delta = 15^\circ$

Permeabilità (Piacentini e Righi)

Un'indicazione della permeabilità dello strato può essere ottenuta attraverso la relazione di

$$\text{Piacentini e Righi: } k(m/s) = 10^{-\left(\frac{165}{fr} + \frac{160Rp}{fr^{3.5}}\right)}$$

dove R_p è la resistenza di punta media nello strato in kg/cm^2 e fr è il rapporto R_p/R_l .

Parametri degli strati incoerenti

I principali parametri geotecnici calcolabili per terreni incoerenti (componente sabbiosa o ghiaiosa dominante) attraverso le correlazioni dirette con i valori di R_p sono i seguenti:

- angolo di resistenza al taglio ϕ - densità relativa $Dr(\%)$
- modulo di deformazione (o di Young) - modulo edometrico M_0 (E_{ed})
- modulo dinamico di taglio G_0 - permeabilità.

Angolo di resistenza al taglio efficace ϕ' (Caquot)

Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$\phi = 9.8 + 4.96 \ln \left(\frac{R_p}{\sigma} \right)$ dove σ è la pressione litostatica efficace a metà strato in kg/cm^2 e R_p la resistenza alla punta media misurata nello strato, sempre in kg/cm^2 .

Densità relativa (Schmertmann)

La densità relativa viene valutata attraverso correlazioni applicabili nel caso di terreni di punta media misurata nello strato e si basa sulla relazione: $Dr\% = -97.8 + 36.6 \ln R_p - 26.9 \ln \sigma$

Modulo di Young ($E_{y50} - E_{y25}$) (Schmertmann)

Il metodo è valido per le sabbie in genere normalmente consolidate. La relazione non considera l'influenza della pressione efficace, che porta a parità di R_p ad una diminuzione di E con la profondità: $E(\text{kg/cm}^2) = 2.5 R_p$

Modulo edometrico (Mitchell & Gardner)

Il metodo è valido per le sabbie in genere. Si basa sulla seguente relazione: $M(\text{kg/cm}^2) = 0.03 R_p + 11.7 \sigma + 0.79 Dr\%$

dove σ è la pressione litostatica efficace a metà strato in kg/cm^2 , $R_p(\text{kg/cm}^2)$ la resistenza di punta media misurata nello strato e Dr la densità relativa in percentuale.

Modulo di deformazione di taglio (Imai e Tomauchi)

Il metodo, valido per tutti i tipi di terreno, si basa sulla seguente relazione:

$G_0(\text{kg/cm}^2) = 28 R_p^{0.611}$ dove R_p è la resistenza di punta media nello strato.

Permeabilità (Piacentini e Righi)

Un'indicazione della permeabilità dello strato può essere ottenuta attraverso la relazione

$k(m/s) = 10^{-\left(\frac{165}{f_r} + \frac{160 R_p}{f_r^{3.5}}\right)}$ dove R_p è la resistenza nello strato in kg/cm^2 e f_r è il rapporto

ALLEGATI

Tabulati con parametri geotecnici

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI N°1 (LA CESENATE, vasche)

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Cu (KPa)
Strato 1	0.60	4.3	0.14	6.2	6.2	Lunne & Eide	245.9
Strato 2	3.20	4.3	0.299	39.1	39.1	Lunne & Eide	244.0
Strato 3	3.40	8.6	0.4	68.1	68.1	Lunne & Eide	488.7
Strato 4	5.40	4.6	0.321	91.0	91.0	Lunne & Eide	258.2
Strato 5	6.00	2.7	0.162	117.6	117.6	Lunne & Eide	147.9
Strato 6	6.40	1.6	0.09	127.3	127.3	Lunne & Eide	84.3
Strato 7	7.80	1.1	0.072	143.8	143.8	Lunne & Eide	54.8
Strato 8	8.80	1.7	0.104	165.9	165.9	Lunne & Eide	87.9
Strato 9	11.60	1.1	0.07	200.5	200.5	Lunne & Eide	51.5
Strato 10	14.20	1.8	0.098	250.4	224.9	Lunne & Eide	90.2
Strato 12	15.00	3.3	0.044	287.0	242.8	Lunne & Eide	175.1

Modulo Edometrico

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Eed (Mpa)
Strato 1	0.60	4.3	0.14	6.2	6.2	Mitchell & Gardner (1975)	10.8
Strato 2	3.20	4.3	0.299	39.1	39.1	Mitchell & Gardner (1975)	10.8
Strato 3	3.40	8.6	0.4	68.1	68.1	Mitchell & Gardner (1975)	21.5
Strato 4	5.40	4.6	0.321	91.0	91.0	Mitchell & Gardner (1975)	11.5
Strato 5	6.00	2.7	0.162	117.6	117.6	Mitchell & Gardner (1975)	6.7
Strato 6	6.40	1.6	0.09	127.3	127.3	Mitchell & Gardner (1975)	8.0
Strato 7	7.80	1.1	0.072	143.8	143.8	Mitchell & Gardner (1975)	5.5
Strato 8	8.80	1.7	0.104	165.9	165.9	Mitchell & Gardner (1975)	8.5
Strato 9	11.60	1.1	0.07	200.5	200.5	Mitchell & Gardner (1975)	5.5
Strato 10	14.20	1.8	0.098	250.4	224.9	Mitchell & Gardner (1975)	9.0
Strato 12	15.00	3.3	0.044	287.0	242.8	Mitchell & Gardner (1975)	8.3

Modulo di deformazione non drenato Eu

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Eu (Mpa)
Strato 1	0.60	4.3	0.14	6.2	6.2	Ladd ed Altri 1977 n=30	6.4
Strato 2	3.20	4.3	0.299	39.1	39.1	Ladd ed Altri 1977 n=30	6.4
Strato 3	3.40	8.6	0.4	68.1	68.1	Ladd ed Altri 1977 n=30	12.9
Strato 4	5.40	4.6	0.321	91.0	91.0	Ladd ed Altri 1977 n=30	6.9
Strato 5	6.00	2.7	0.162	117.6	117.6	Ladd ed Altri 1977 n=30	4.1
Strato 6	6.40	1.6	0.09	127.3	127.3	Ladd ed Altri 1977 n=30	2.4
Strato 7	7.80	1.1	0.072	143.8	143.8	Ladd ed Altri 1977 n=30	1.6
Strato 8	8.80	1.7	0.104	165.9	165.9	Ladd ed Altri 1977 n=30	2.6
Strato 9	11.60	1.1	0.07	200.5	200.5	Ladd ed Altri 1977 n=30	1.6
Strato 10	14.20	1.8	0.098	250.4	224.9	Ladd ed Altri 1977 n=30	2.7
Strato 12	15.00	3.3	0.044	287.0	242.8	Ladd ed Altri 1977 n=30	4.9

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Modulo di deformazione a taglio (Mpa)
Strato 1	0.60	4.3	0.14	6.2	6.2	Imai & Tomauchi	27.7
Strato 2	3.20	4.3	0.299	39.1	39.1	Imai & Tomauchi	27.7
Strato 3	3.40	8.6	0.4	68.1	68.1	Imai & Tomauchi	42.3
Strato 4	5.40	4.6	0.321	91.0	91.0	Imai & Tomauchi	28.8
Strato 5	6.00	2.7	0.162	117.6	117.6	Imai & Tomauchi	20.8
Strato 6	6.40	1.6	0.09	127.3	127.3	Imai & Tomauchi	15.1
Strato 7	7.80	1.1	0.072	143.8	143.8	Imai & Tomauchi	12.0
Strato 8	8.80	1.7	0.104	165.9	165.9	Imai & Tomauchi	15.7
Strato 9	11.60	1.1	0.07	200.5	200.5	Imai & Tomauchi	12.0
Strato 10	14.20	1.8	0.098	250.4	224.9	Imai & Tomauchi	16.2
Strato 12	15.00	3.3	0.044	287.0	242.8	Imai & Tomauchi	23.5

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Ocr
Strato 1	0.60	4.3	0.14	6.2	6.2	Schmertmann 1978	OCR > 6
Strato 2	3.20	4.3	0.299	39.1	39.1	Schmertmann 1978	OCR > 6
Strato 3	3.40	8.6	0.4	68.1	68.1	Schmertmann 1978	OCR > 6
Strato 4	5.40	4.6	0.321	91.0	91.0	Schmertmann 1978	OCR = 6
Strato 5	6.00	2.7	0.162	117.6	117.6	Schmertmann 1978	OCR = 6
Strato 6	6.40	1.6	0.09	127.3	127.3	Schmertmann 1978	OCR = 3
Strato 7	7.80	1.1	0.072	143.8	143.8	Schmertmann 1978	OCR = 1-1.5
Strato 8	8.80	1.7	0.104	165.9	165.9	Schmertmann 1978	OCR = 1-1.5
Strato 9	11.60	1.1	0.07	200.5	200.5	Schmertmann 1978	OCR=1
Strato 10	14.20	1.8	0.098	250.4	224.9	Schmertmann 1978	OCR = 1-1.5
Strato 12	15.00	3.3	0.044	287.0	242.8	Schmertmann 1978	OCR = 3

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Peso unità di volume (KN/m³)
Strato 1	0.60	4.3	0.14	6.2	6.2	Meyerhof	20.6
Strato 2	3.20	4.3	0.299	39.1	39.1	Meyerhof	20.6
Strato 3	3.40	8.6	0.4	68.1	68.1	Meyerhof	21.8
Strato 4	5.40	4.6	0.321	91.0	91.0	Meyerhof	20.7
Strato 5	6.00	2.7	0.162	117.6	117.6	Meyerhof	19.8
Strato 6	6.40	1.6	0.09	127.3	127.3	Meyerhof	18.9
Strato 7	7.80	1.1	0.072	143.8	143.8	Meyerhof	18.2
Strato 8	8.80	1.7	0.104	165.9	165.9	Meyerhof	18.9
Strato 9	11.60	1.1	0.07	200.5	200.5	Meyerhof	18.1
Strato 10	14.20	1.8	0.098	250.4	224.9	Meyerhof	19.0
Strato 12	15.00	3.3	0.044	287.0	242.8	Meyerhof	20.1

Fattori di compressibilità C Crm

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	C	Crm
Strato 1	0.60	4.3	0.14	6.2	6.2	0.10915	0.01419
Strato 2	3.20	4.3	0.299	39.1	39.1	0.10915	0.01419
Strato 3	3.40	8.6	0.4	68.1	68.1	0.09565	0.01243
Strato 4	5.40	4.6	0.321	91.0	91.0	0.10732	0.01395
Strato 5	6.00	2.7	0.162	117.6	117.6	0.11531	0.01499
Strato 6	6.40	1.6	0.09	127.3	127.3	0.14852	0.01931
Strato 7	7.80	1.1	0.072	143.8	143.8	0.18557	0.02412
Strato 8	8.80	1.7	0.104	165.9	165.9	0.14372	0.01868
Strato 9	11.60	1.1	0.07	200.5	200.5	0.18557	0.02412
Strato 10	14.20	1.8	0.098	250.4	224.9	0.13946	0.01813
Strato 12	15.00	3.3	0.044	287.0	242.8	0.11751	0.01528

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (KN/m³)
Strato 1	0.60	4.3	0.14	6.2	6.2	Meyerhof	21.4
Strato 2	3.20	4.3	0.299	39.1	39.1	Meyerhof	21.4
Strato 3	3.40	8.6	0.4	68.1	68.1	Meyerhof	22.6
Strato 4	5.40	4.6	0.321	91.0	91.0	Meyerhof	21.5
Strato 5	6.00	2.7	0.162	117.6	117.6	Meyerhof	20.6
Strato 6	6.40	1.6	0.09	127.3	127.3	Meyerhof	19.7
Strato 7	7.80	1.1	0.072	143.8	143.8	Meyerhof	18.9
Strato 8	8.80	1.7	0.104	165.9	165.9	Meyerhof	19.7
Strato 9	11.60	1.1	0.07	200.5	200.5	Meyerhof	18.8
Strato 10	14.20	1.8	0.098	250.4	224.9	Meyerhof	19.8
Strato 12	15.00	3.3	0.044	287.0	242.8	Meyerhof	20.9

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato 11	14.60	7.8	0.107	279.1	238.9	Schmertmann	38.42

Angolo di resistenza al taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato 11	14.60	7.8	0.107	279.1	238.9	Caquot	27.1

Modulo di Young

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Modulo di Young (Mpa)
Strato 11	14.60	7.8	0.107	279.1	238.9	Schmertmann	19.5

Modulo Edometrico

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Modulo Edometrico (Mpa)
Strato 11	14.60	7.8	0.107	279.1	238.9	Mitchell & Gardner 1975	13.3

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	G (Mpa)
Strato 11	14.60	7.8	0.107	279.1	238.9	Imai & Tomauchi	39.8

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Ocr
Strato 11	14.60	7.8	0.107	279.1	238.9	Piacentini Righi 1978	5.2

Modulo di reazione Ko

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Ko
Strato 11	14.60	7.8	0.107	279.1	238.9	Kulhawy & Mayne (1990)	0.29

Fattori di compressibilità C Crm

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	C	Crm
Strato 11	14.60	7.8	0.107	279.1	238.9	0.09683	0.01259

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Peso unità di volume (KN/m³)
Strato 11	14.60	7.8	0.107	279.1	238.9	Meyerhof	18.6

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (KN/m³)
Strato 11	14.60	7.8	0.107	279.1	238.9	Meyerhof	21.6

Liquefazione - Accelerazione sismica massima (g)=0.275

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Fattore di sicurezza a liquefazione
Strato 11	14.60	7.8	0.107	279.1	238.9	Robertson & Wride 1997	1.554

Permeabilità

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	K (cm/s)
Strato 1	0.60	4.3	0.14	6.2	6.2	Piacentini-Righi 1988	1.55E-06
Strato 2	3.20	4.3	0.299	39.1	39.1	Piacentini-Righi 1988	1.00E-11
Strato 3	3.40	8.6	0.4	68.1	68.1	Piacentini-Righi 1988	1.91E-11
Strato 4	5.40	4.6	0.321	91.0	91.0	Piacentini-Righi 1988	1.00E-11
Strato 5	6.00	2.7	0.162	117.6	117.6	Piacentini-Righi 1988	1.00E-11
Strato 6	6.40	1.6	0.09	127.3	127.3	Piacentini-Righi 1988	4.14E-11
Strato 7	7.80	1.1	0.072	143.8	143.8	Piacentini-Righi 1988	1.00E-11
Strato 8	8.80	1.7	0.104	165.9	165.9	Piacentini-Righi 1988	1.00E-11
Strato 9	11.60	1.1	0.07	200.5	200.5	Piacentini-Righi 1988	1.00E-11
Strato 10	14.20	1.8	0.098	250.4	224.9	Piacentini-Righi 1988	8.14E-11
Strato 11	14.60	7.8	0.107	279.1	238.9	Piacentini-Righi 1988	4.99E-03
Strato 12	15.00	3.3	0.044	287.0	242.8	Piacentini-Righi 1988	6.10E-03

Coefficiente di consolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Coefficiente di consolidazione (cm ² /s)
Strato 1	0.60	4.3	0.14	6.2	6.2	Piacentini-Righi 1988	0.2042124
Strato 2	3.20	4.3	0.299	39.1	39.1	Piacentini-Righi 1988	1.315434E-06
Strato 3	3.40	8.6	0.4	68.1	68.1	Piacentini-Righi 1988	5.021707E-06
Strato 4	5.40	4.6	0.321	91.0	91.0	Piacentini-Righi 1988	1.407208E-06
Strato 5	6.00	2.7	0.162	117.6	117.6	Piacentini-Righi 1988	8.259702E-07
Strato 6	6.40	1.6	0.09	127.3	127.3	Piacentini-Righi 1988	2.025605E-06
Strato 7	7.80	1.1	0.072	143.8	143.8	Piacentini-Righi 1988	3.365063E-07
Strato 8	8.80	1.7	0.104	165.9	165.9	Piacentini-Righi 1988	5.200552E-07
Strato 9	11.60	1.1	0.07	200.5	200.5	Piacentini-Righi 1988	3.365063E-07
Strato 10	14.20	1.8	0.098	250.4	224.9	Piacentini-Righi 1988	4.483898E-06
Strato 11	14.60	7.8	0.107	279.1	238.9	Piacentini-Righi 1988	0
Strato 12	15.00	3.3	0.044	287.0	242.8	Piacentini-Righi 1988	0

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI N°2 (LA CESENATE, capannone)

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Cu (KPa)
Strato 1	0.60	3.8	0.115	6.1	6.1	Lunne & Eide	217.3
Strato 2	4.00	2.3	0.173	45.6	45.6	Lunne & Eide	129.1
Strato 3	5.00	1.8	0.079	88.4	88.4	Lunne & Eide	98.0
Strato 4	5.60	1.3	0.089	103.5	103.5	Lunne & Eide	68.5
Strato 5	6.00	2.1	0.064	112.9	112.9	Lunne & Eide	113.8
Strato 6	6.20	1.1	0.073	118.6	118.6	Lunne & Eide	56.2
Strato 7	6.60	2.3	0.067	124.3	124.3	Lunne & Eide	124.6
Strato 8	7.60	1.3	0.063	137.5	137.5	Lunne & Eide	66.6
Strato 9	9.00	1.7	0.067	160.0	160.0	Lunne & Eide	88.2
Strato 10	11.80	1.2	0.063	199.0	198.0	Lunne & Eide	57.4
Strato 11	13.20	3.3	0.093	238.4	216.8	Lunne & Eide	176.6
Strato 12	13.80	1.5	0.069	257.7	226.4	Lunne & Eide	72.9
Strato 13	14.00	3.3	0.087	265.3	230.0	Lunne & Eide	175.8
Strato 14	15.00	1.9	0.086	276.8	235.7	Lunne & Eide	95.3

Modulo Edometrico

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Eed (Mpa)
Strato 1	0.60	3.8	0.115	6.1	6.1	Mitchell & Gardner (1975)	9.5
Strato 2	4.00	2.3	0.173	45.6	45.6	Mitchell & Gardner (1975)	5.7
Strato 3	5.00	1.8	0.079	88.4	88.4	Mitchell & Gardner (1975)	9.0
Strato 4	5.60	1.3	0.089	103.5	103.5	Mitchell & Gardner (1975)	6.5
Strato 5	6.00	2.1	0.064	112.9	112.9	Mitchell & Gardner (1975)	5.2
Strato 6	6.20	1.1	0.073	118.6	118.6	Mitchell & Gardner (1975)	5.5
Strato 7	6.60	2.3	0.067	124.3	124.3	Mitchell & Gardner (1975)	5.7
Strato 8	7.60	1.3	0.063	137.5	137.5	Mitchell & Gardner (1975)	6.5
Strato 9	9.00	1.7	0.067	160.0	160.0	Mitchell & Gardner (1975)	8.5
Strato 10	11.80	1.2	0.063	199.0	198.0	Mitchell & Gardner (1975)	6.0
Strato 11	13.20	3.3	0.093	238.4	216.8	Mitchell & Gardner (1975)	8.3
Strato 12	13.80	1.5	0.069	257.7	226.4	Mitchell & Gardner (1975)	7.5
Strato 13	14.00	3.3	0.087	265.3	230.0	Mitchell & Gardner (1975)	8.3
Strato 14	15.00	1.9	0.086	276.8	235.7	Mitchell & Gardner (1975)	9.5

Modulo di deformazione non drenato Eu

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Eu (Mpa)
Strato 1	0.60	3.8	0.115	6.1	6.1	Ladd ed Altri 1977 n=30	5.7
Strato 2	4.00	2.3	0.173	45.6	45.6	Ladd ed Altri 1977 n=30	3.4
Strato 3	5.00	1.8	0.079	88.4	88.4	Ladd ed Altri 1977 n=30	2.7
Strato 4	5.60	1.3	0.089	103.5	103.5	Ladd ed Altri 1977 n=30	1.9
Strato 5	6.00	2.1	0.064	112.9	112.9	Ladd ed Altri 1977 n=30	3.1
Strato 6	6.20	1.1	0.073	118.6	118.6	Ladd ed Altri 1977 n=30	1.6
Strato 7	6.60	2.3	0.067	124.3	124.3	Ladd ed Altri 1977 n=30	3.4
Strato 8	7.60	1.3	0.063	137.5	137.5	Ladd ed Altri 1977 n=30	1.9
Strato 9	9.00	1.7	0.067	160.0	160.0	Ladd ed Altri 1977 n=30	2.6
Strato 10	11.80	1.2	0.063	199.0	198.0	Ladd ed Altri 1977 n=30	1.8
Strato 11	13.20	3.3	0.093	238.4	216.8	Ladd ed Altri 1977 n=30	4.9
Strato 12	13.80	1.5	0.069	257.7	226.4	Ladd ed Altri 1977 n=30	2.2
Strato 13	14.00	3.3	0.087	265.3	230.0	Ladd ed Altri 1977 n=30	4.9
Strato 14	15.00	1.9	0.086	276.8	235.7	Ladd ed Altri 1977 n=30	2.9

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Modulo di deformazione a taglio (Mpa)
Strato 1	0.60	3.8	0.115	6.1	6.1	Imai & Tomauchi	25.7
Strato 2	4.00	2.3	0.173	45.6	45.6	Imai & Tomauchi	18.9
Strato 3	5.00	1.8	0.079	88.4	88.4	Imai & Tomauchi	16.2
Strato 4	5.60	1.3	0.089	103.5	103.5	Imai & Tomauchi	13.3
Strato 5	6.00	2.1	0.064	112.9	112.9	Imai & Tomauchi	17.9
Strato 6	6.20	1.1	0.073	118.6	118.6	Imai & Tomauchi	12.0
Strato 7	6.60	2.3	0.067	124.3	124.3	Imai & Tomauchi	18.9
Strato 8	7.60	1.3	0.063	137.5	137.5	Imai & Tomauchi	13.3
Strato 9	9.00	1.7	0.067	160.0	160.0	Imai & Tomauchi	15.7
Strato 10	11.80	1.2	0.063	199.0	198.0	Imai & Tomauchi	12.7
Strato 11	13.20	3.3	0.093	238.4	216.8	Imai & Tomauchi	23.5
Strato 12	13.80	1.5	0.069	257.7	226.4	Imai & Tomauchi	14.5
Strato 13	14.00	3.3	0.087	265.3	230.0	Imai & Tomauchi	23.5
Strato 14	15.00	1.9	0.086	276.8	235.7	Imai & Tomauchi	16.8

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Ocr
Strato 1	0.60	3.8	0.115	6.1	6.1	Schmertmann 1978	OCR > 6
Strato 2	4.00	2.3	0.173	45.6	45.6	Schmertmann 1978	OCR = 6
Strato 3	5.00	1.8	0.079	88.4	88.4	Schmertmann 1978	OCR = 3
Strato 4	5.60	1.3	0.089	103.5	103.5	Schmertmann 1978	OCR = 3
Strato 5	6.00	2.1	0.064	112.9	112.9	Schmertmann 1978	OCR = 3
Strato 6	6.20	1.1	0.073	118.6	118.6	Schmertmann 1978	OCR = 1-1.5
Strato 7	6.60	2.3	0.067	124.3	124.3	Schmertmann 1978	OCR = 3
Strato 8	7.60	1.3	0.063	137.5	137.5	Schmertmann 1978	OCR = 1-1.5
Strato 9	9.00	1.7	0.067	160.0	160.0	Schmertmann 1978	OCR = 1-1.5
Strato 10	11.80	1.2	0.063	199.0	198.0	Schmertmann 1978	OCR=1
Strato 11	13.20	3.3	0.093	238.4	216.8	Schmertmann 1978	OCR = 3
Strato 12	13.80	1.5	0.069	257.7	226.4	Schmertmann 1978	OCR=1
Strato 13	14.00	3.3	0.087	265.3	230.0	Schmertmann 1978	OCR = 3
Strato 14	15.00	1.9	0.086	276.8	235.7	Schmertmann 1978	OCR = 1-1.5

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Peso unità di volume (KN/m³)
Strato 1	0.60	3.8	0.115	6.1	6.1	Meyerhof	20.4
Strato 2	4.00	2.3	0.173	45.6	45.6	Meyerhof	19.6
Strato 3	5.00	1.8	0.079	88.4	88.4	Meyerhof	19.1
Strato 4	5.60	1.3	0.089	103.5	103.5	Meyerhof	18.5
Strato 5	6.00	2.1	0.064	112.9	112.9	Meyerhof	19.4
Strato 6	6.20	1.1	0.073	118.6	118.6	Meyerhof	18.2
Strato 7	6.60	2.3	0.067	124.3	124.3	Meyerhof	19.5
Strato 8	7.60	1.3	0.063	137.5	137.5	Meyerhof	18.5
Strato 9	9.00	1.7	0.067	160.0	160.0	Meyerhof	19.0
Strato 10	11.80	1.2	0.063	199.0	198.0	Meyerhof	18.2
Strato 11	13.20	3.3	0.093	238.4	216.8	Meyerhof	20.1
Strato 12	13.80	1.5	0.069	257.7	226.4	Meyerhof	18.6
Strato 13	14.00	3.3	0.087	265.3	230.0	Meyerhof	20.1
Strato 14	15.00	1.9	0.086	276.8	235.7	Meyerhof	19.1

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (KN/m³)
Strato 1	0.60	3.8	0.115	6.1	6.1	Meyerhof	21.2
Strato 2	4.00	2.3	0.173	45.6	45.6	Meyerhof	20.4
Strato 3	5.00	1.8	0.079	88.4	88.4	Meyerhof	19.9
Strato 4	5.60	1.3	0.089	103.5	103.5	Meyerhof	19.3
Strato 5	6.00	2.1	0.064	112.9	112.9	Meyerhof	20.2
Strato 6	6.20	1.1	0.073	118.6	118.6	Meyerhof	19.0
Strato 7	6.60	2.3	0.067	124.3	124.3	Meyerhof	20.3
Strato 8	7.60	1.3	0.063	137.5	137.5	Meyerhof	19.3
Strato 9	9.00	1.7	0.067	160.0	160.0	Meyerhof	19.7
Strato 10	11.80	1.2	0.063	199.0	198.0	Meyerhof	19.0
Strato 11	13.20	3.3	0.093	238.4	216.8	Meyerhof	20.9
Strato 12	13.80	1.5	0.069	257.7	226.4	Meyerhof	19.4
Strato 13	14.00	3.3	0.087	265.3	230.0	Meyerhof	20.9
Strato 14	15.00	1.9	0.086	276.8	235.7	Meyerhof	19.9

Permeabilità

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	K (cm/s)
Strato 1	0.60	3.8	0.115	6.1	6.1	Piacentini-Righi 1988	5.10E-06
Strato 2	4.00	2.3	0.173	45.6	45.6	Piacentini-Righi 1988	1.00E-11
Strato 3	5.00	1.8	0.079	88.4	88.4	Piacentini-Righi 1988	1.73E-08
Strato 4	5.60	1.3	0.089	103.5	103.5	Piacentini-Righi 1988	1.00E-11
Strato 5	6.00	2.1	0.064	112.9	112.9	Piacentini-Righi 1988	6.34E-06
Strato 6	6.20	1.1	0.073	118.6	118.6	Piacentini-Righi 1988	1.00E-11
Strato 7	6.60	2.3	0.067	124.3	124.3	Piacentini-Righi 1988	1.08E-05
Strato 8	7.60	1.3	0.063	137.5	137.5	Piacentini-Righi 1988	2.97E-09
Strato 9	9.00	1.7	0.067	160.0	160.0	Piacentini-Righi 1988	1.45E-07
Strato 10	11.80	1.2	0.063	199.0	198.0	Piacentini-Righi 1988	4.88E-10
Strato 11	13.20	3.3	0.093	238.4	216.8	Piacentini-Righi 1988	1.41E-05
Strato 12	13.80	1.5	0.069	257.7	226.4	Piacentini-Righi 1988	7.93E-09
Strato 13	14.00	3.3	0.087	265.3	230.0	Piacentini-Righi 1988	3.09E-05
Strato 14	15.00	1.9	0.086	276.8	235.7	Piacentini-Righi 1988	8.32E-09

Coefficiente di consolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	Tensione litostatica totale (KPa)	Tensione litostatica efficace (KPa)	Correlazione	Coefficiente di consolidazione (cm²/s)
Strato 1	0.60	3.8	0.115	6.1	6.1	Piacentini-Righi 1988	0.5929585
Strato 2	4.00	2.3	0.173	45.6	45.6	Piacentini-Righi 1988	7.036041E-07
Strato 3	5.00	1.8	0.079	88.4	88.4	Piacentini-Righi 1988	9.529605E-04
Strato 4	5.60	1.3	0.089	103.5	103.5	Piacentini-Righi 1988	3.976893E-07
Strato 5	6.00	2.1	0.064	112.9	112.9	Piacentini-Righi 1988	0.4073231
Strato 6	6.20	1.1	0.073	118.6	118.6	Piacentini-Righi 1988	3.365063E-07
Strato 7	6.60	2.3	0.067	124.3	124.3	Piacentini-Righi 1988	0.7629296
Strato 8	7.60	1.3	0.063	137.5	137.5	Piacentini-Righi 1988	1.180255E-04
Strato 9	9.00	1.7	0.067	160.0	160.0	Piacentini-Righi 1988	7.516643E-03
Strato 10	11.80	1.2	0.063	199.0	198.0	Piacentini-Righi 1988	1.791192E-05
Strato 11	13.20	3.3	0.093	238.4	216.8	Piacentini-Righi 1988	1.418438
Strato 12	13.80	1.5	0.069	257.7	226.4	Piacentini-Righi 1988	3.637335E-04
Strato 13	14.00	3.3	0.087	265.3	230.0	Piacentini-Righi 1988	3.118357
Strato 14	15.00	1.9	0.086	276.8	235.7	Piacentini-Righi 1988	4.834414E-04

CONSIDERAZIONI SISMICHE

Nel territorio del comune di Cesena è prevista una magnitudo di riferimento $M_w = 6.14$ (da relazione consigliata dal G.N.D.T., $M = \frac{I+1.93}{1.78}$, con $I = 9$). In particolare per l'area in esame

l'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dello stato limite preso in considerazione (SLV) è stata definita partendo dalla pericolosità sismica di base del sito (lat.44°,14627 - long. 12°,25883 E) in cui risulta una accelerazione di sito **$a_g = 0.194 \text{ g}$**

Determinazione della categoria del suolo di fondazione in base ad una prova sismica attiva (MASW) e una prova sismica a stazione fissa (HVSr) con le quali si è valutata la velocità equivalente di propagazione (V_{s30}) delle onde di taglio e la frequenza naturale del terreno (H_z)

Vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E ad ognuna delle quali è associato uno spettro di risposta elastico. Lo schema per la determinazione della classe del sito è il seguente:

Categoria del suolo in base velocità equivalente di propagazione (V_{s30}) delle onde di taglio

Classe	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> , 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 3 metri.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi fra 360 m/s e 800 m/s
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi fra 180 m/s e 360 m/s
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi fra 100 m/s e 180 m/s
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiori a 30 m

Dalle prove sismiche realizzate sono risultati i seguenti valori di velocità sismica:

Prova MASW - **$V_{s30} = 265 \text{ m/s}$**

Prova HVSr - **$V_{s30} = 263 \text{ m/s}$**

Valori peraltro non molto dissimili da cui risulta una categoria sismica di suolo **C**.

Dall'indagine sismica HVSR realizzata si è rilevata una frequenza naturale di picco del terreno prossima a 0.31 ± 0.12 Hz .

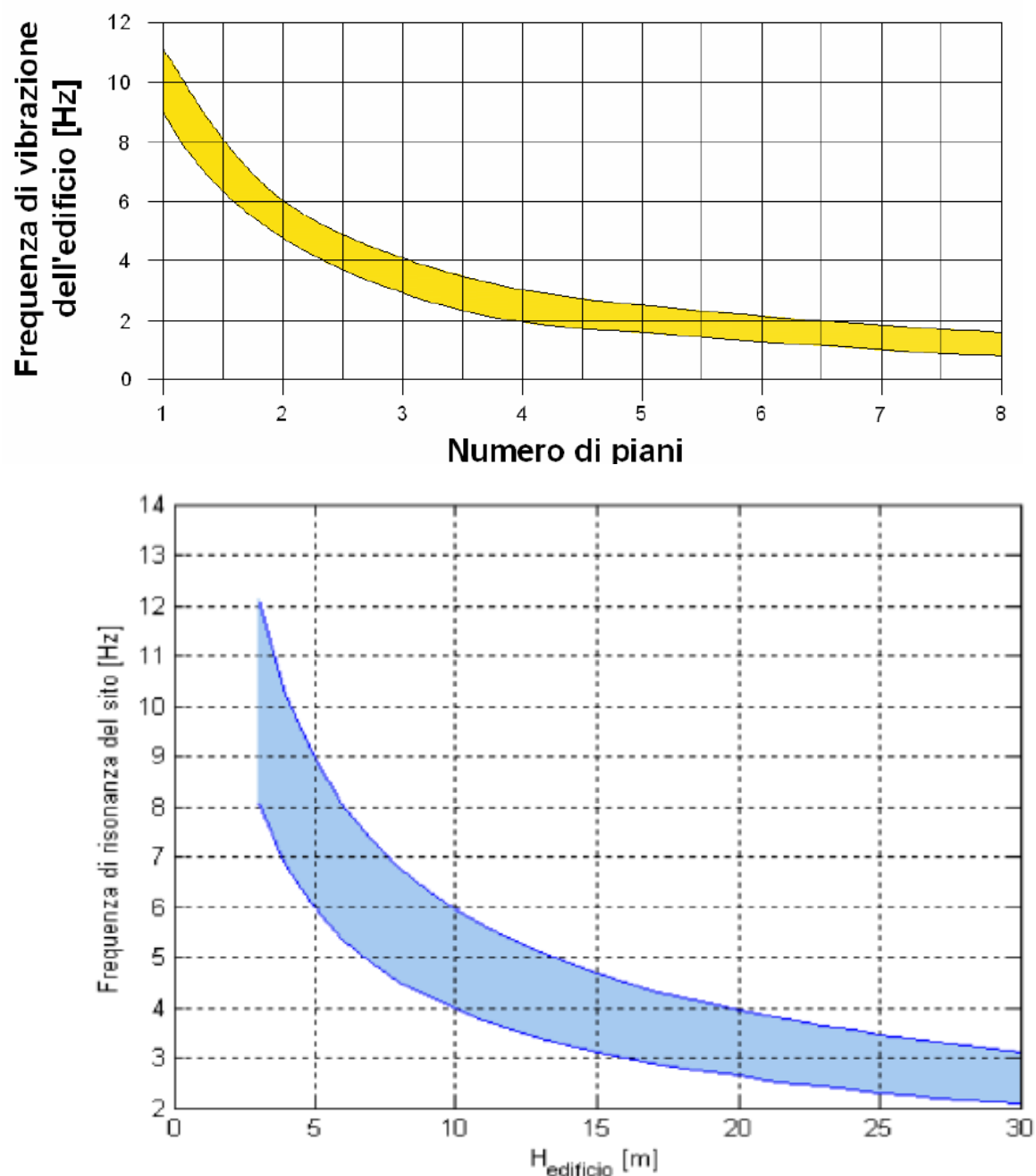


Figura 17: Relazione tra altezza di un edificio in c.a. e frequenza di risonanza del sito investigato: la zona in blu indica l'area più vulnerabile dal punto di vista dei fenomeni di doppia risonanza.

ALLEGATI

Elaborati relativi alla prova sismica MASW e alla prova HVSR

COMUNE DI CESENA

PROVINCIA DI FORLÌ CESENA

***Determinazione della categoria di suolo di fondazione
eseguita sulla base della velocità media equivalente di
propagazione delle onde di taglio S entro 30 m di
profondità (V_{s30}) dei terreni costituenti l'area sita in
via Cervese nel comune di Cesena (FC)***



**I.G.B. Snc
Via della Tecnica 57/A4
40068 San Lazzaro di Savena (BO)
Tel 0516255377 – Cell 349 7846581
Fax 0514998378
E-mail igbsnc@gmail.com
P.I. e C.F.: 02689571202**

Committente: ROSA SRL

Luglio 2010

METODOLOGIA D'INDAGINE

Indagine geofisica effettuata mediante tecnica MASW attiva per la determinazione della categoria di suolo di fondazione dell'area sita in via Cervese nel comune di Cesena (FC).

RISULTATI

L'analisi del modello sismico ottenuto per il profilo effettuato evidenzia la presenza di 7 (sette) sismostrati. Nella sottostante tabella sono riportate le profondità e ed i valori di Vs dei sismostrati individuati

STENDIMENTO SISMICO "VIA Cervese"

Sismostrato Profondità (m) Vs (m/s)

STENDIMENTO SISMICO "VIA Cervese"		
Sismostrato	Profondità (m)	Vs (m/s)
1	0.00-3.00	250
2	3.00-5.00	177
3	5.00-8.00	262
4	8.00-13.00	200
5	13.00-19.00	256
6	19.00-26.00	355
7	26.00-35.00	394
8	> 35.00	431

Sulla base di quanto riportato in tabella, la velocità media equivalente delle onde di taglio S nei primi 30 m di profondità (Vs30), con riferimento alla quota del piano campagna su cui è stato eseguito il profilo, risulta pari a **265 m/s**. Pertanto, unicamente in riferimento ai valori riportati e al valore di Vs30 ottenuto dal profilo sismico, è possibile collocare il sottosuolo in classe **C**.

La categoria di suolo così determinata dovrà essere valutata e verificata con i dati e le informazioni di carattere lito-stratigrafico ottenute mediante l'esecuzione di opportune indagini geognostiche.

In fase di progettazione il valore di Vs30 dovrà essere calcolato da piano di posa delle fondazioni. La quota raggiunta pari a -35.00 m (sismostrato n°8 in tabella) dal p.c. indica l'interfaccia nella quale è stata individuata l'ultima variazione di velocità delle onde di taglio S. Il valore di VS30 ottenuto è da riferirsi alla verticale di terreno posta in corrispondenza del punto mediano dell'allineamento sismico effettuato.

Committente: LA CESENATE Conserve Alimentari S.p.A.
Lavoro: Ampliamento di stabilimento industriale
Località: Via Cervese, Cesena

Strumento: TRZ-0112/01-10

Formato dati: 16 byte

Fondo scala [mV]: n.a.

Inizio registrazione: 21/07/23 14:15:47 Fine registrazione: 21/07/23 14:35:48

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h20'00".

Analisi effettuata sull'intera traccia.

Freq. campionamento: 128 Hz

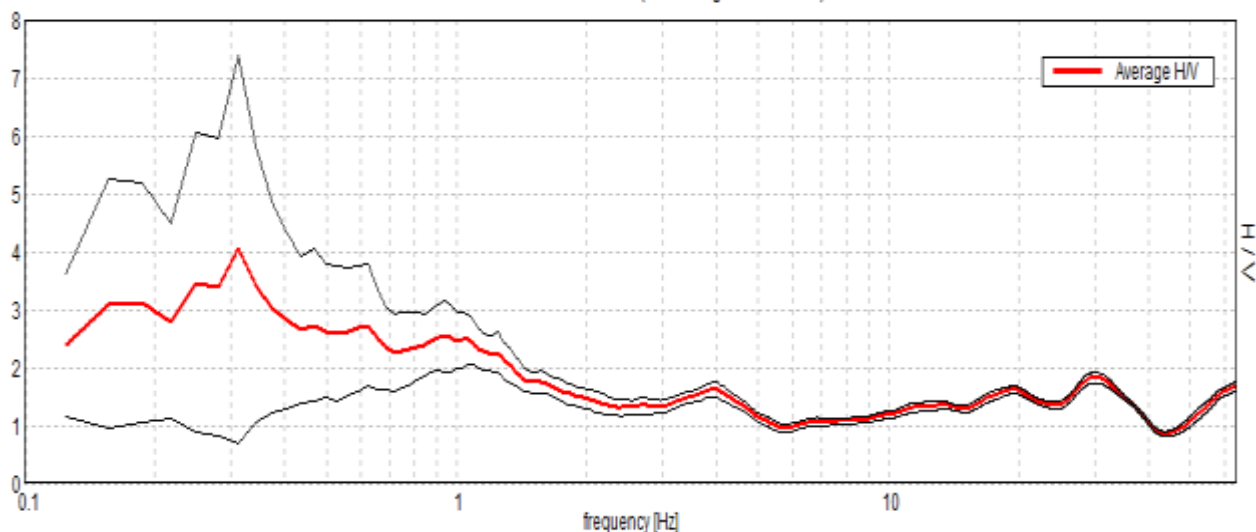
Lunghezza finestre: 20 s

Tipo di lisciamento: Triangular window

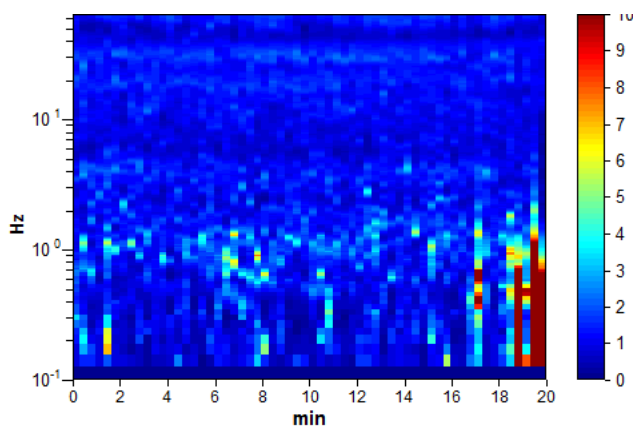
Lisciamento: 10%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

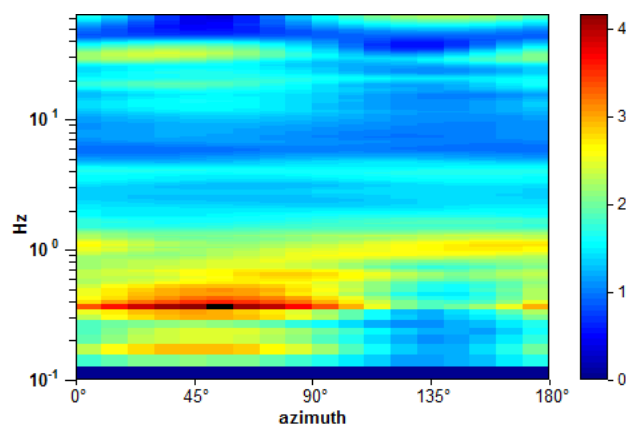
Max. H/V at 0.31 ± 0.12 Hz. (In the range 0.0 - 0.4 Hz).



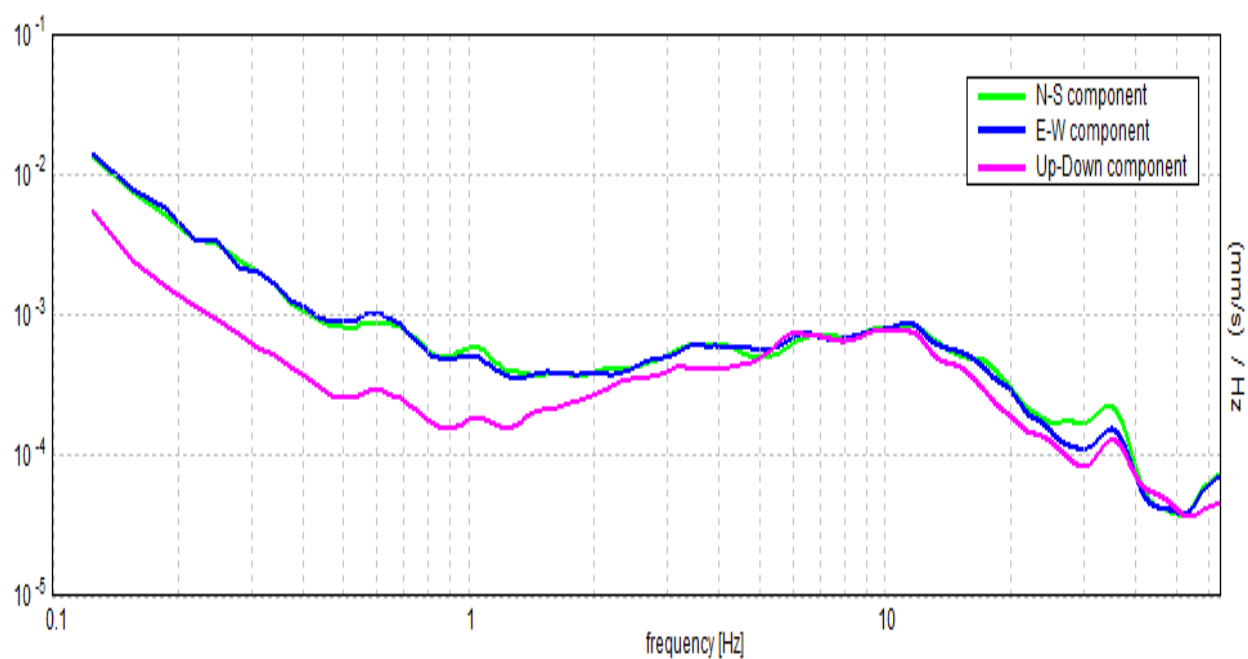
SERIE TEMPORALE H/V



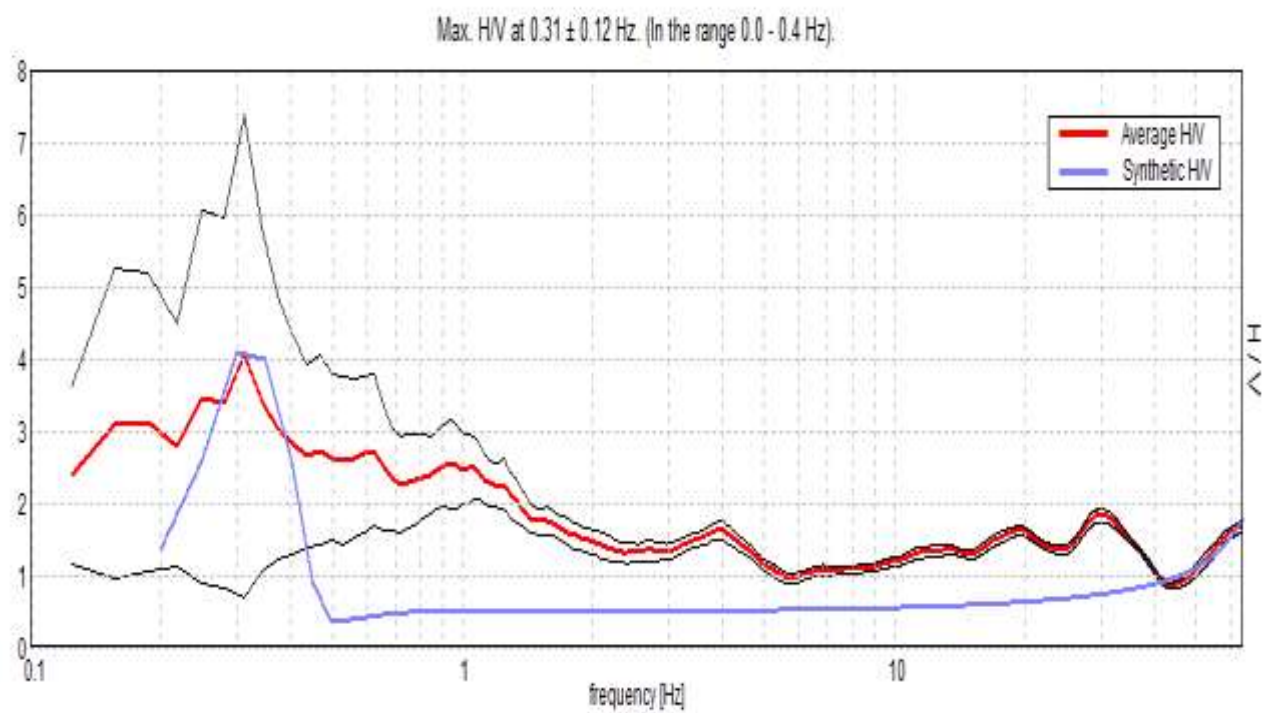
DIREZIONALITA' H/V



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI

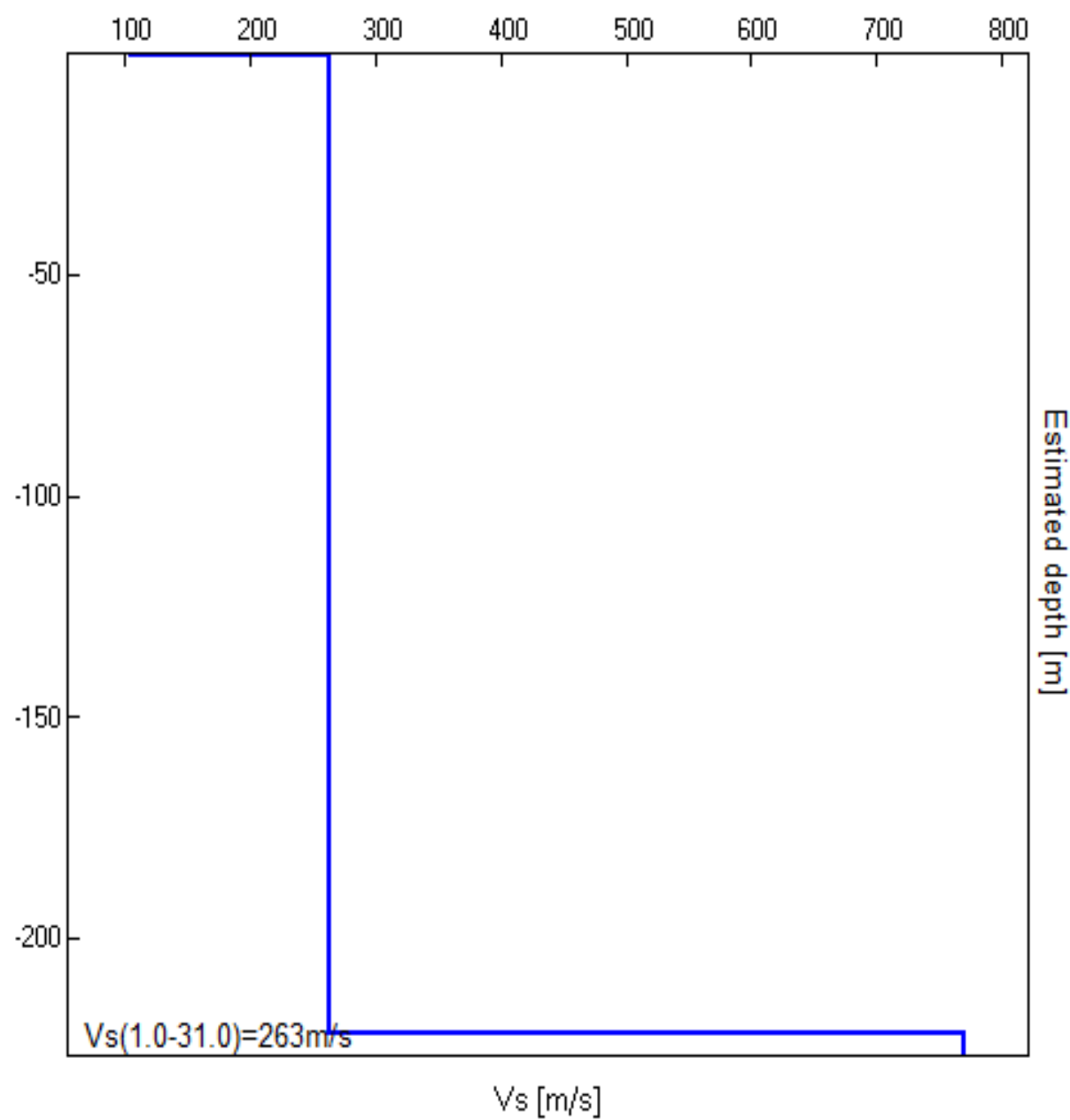


H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.30	0.30	105	0.35
221.30	221.00	263	0.30
inf.	inf.	770	0.25

Vs(1.0-31.0)=263m/s



Secondo le linee guida SESAME, 2005

Picco H/V a 0.31 ± 0.12 Hz (nell'intervallo 0.0 - 0.4 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.31 > 0.50$		NO
$n_c(f_0) > 200$	$375.0 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 16	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

[Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	0.094 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$			NO
$A_0 > 2$	$4.04 > 2$	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.03732 < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.04665 < 0.0625$	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$2.3435 < 2.5$	OK	

L_w	lunghezza della finestra
n_w	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
f	frequenza attuale
f_0	frequenza del picco H/V
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$

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

Stima della pericolosità sismica del sito in esame

Nel D.M. 17 gennaio 2018 è previsto uno spettro di risposta elastico dell'accelerazione, per la componente orizzontale del moto, caratterizzato dal seguente andamento:

$$a(g) = a_g S \eta F_0 \left[\frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_b} \right) \right] \text{ per } 0 \leq T < T_b; \quad a(g) = a_g S \eta F_0 \text{ per } T_b \leq T < T_c$$

$$a(g) = a_g S \eta F_0 \left(\frac{T_c}{T} \right) \text{ per } T_c \leq T < T_d; \quad a(g) = a_g S \eta F_0 \left(\frac{T_c T_d}{T^2} \right) \text{ per } T_d \leq T.$$

La grandezza a_g esprime l'accelerazione di picco nel bedrock in g, ottenute dalle apposite tabelle regionali. Il parametro η è il fattore di correzione per lo smorzamento viscoso:

$$\eta = \left[\frac{10}{5 + \xi} \right]^{0.5} \geq 0.55.$$

S è una grandezza data dal prodotto: $S = S_s \cdot S_t$

dove S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_t il coefficiente di amplificazione topografico, ricavabili dalle tabelle che seguono:

Categoria sottosuolo		S_s	
A		1,00	
B		1,00 ≤ 1,40 - 0,40 $F_0 a_g$ ≤ 1,20	
C		1,00 ≤ 1,70 - 0,60 $F_0 a_g$ ≤ 1,50 (caso in esame)	
D		0,90 ≤ 2,40 - 1,50 $F_0 a_g$ ≤ 1,80	
E		1,00 ≤ 2,00 - 1,10 $F_0 a_g$ ≤ 1,60	
Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell'opera	S_t
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.	-	1,00 (caso in esame)
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.	Sommità del pendio	1,20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.	Cresta del rilievo	1,20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.	Cresta del rilievo	1,40

F_0 è l'amplificazione spettrale massima, su bedrock orizzontale e si ricava, come a_g , dalla tabella allegata al D.M. F_0 nel nostro è pari a **2.416**

T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_c = C_c T_c^*$, in cui T_c^* è un parametro sempre fornito nell'allegato B del D.M. e per il sito in esame vale **0.312 s**, mentre C_c si ottiene in base alla categoria del sottosuolo:

Categoria sottosuolo	C_c
A	1,00
B	$1,10(T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,05(T_c^*)^{-0,33}$ (valore utilizzato)
D	$1,25(T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,15(T_c^*)^{-0,40}$

Per cui risulta un valore **$T_c = 0,482$ s**. I parametri T_b e T_d sono correlati a T_c attraverso le seguenti relazioni: $T_b = \frac{T_c}{3}$; $T_d = 4,0a_g + 1,6$. Dallo spettro di risposta elastico dell'accelerazione si ricava lo spettro di risposta dello spostamento, applicando, per ogni

periodo T , la relazione: $u = a(g)g\left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$ dove g è l'accelerazione di gravità (981 cm/s^2).

Lo spettro di risposta elastico verticale si ottiene con le stesse relazioni viste per quello orizzontale, sostituendo il parametro F_0 con la grandezza F_v , data da: $F_v = 1,35F_0a_g^{0,5}$.

I parametri a_g , F_0 e T_c^* sono ricavati dall'allegato B del D.M. in funzione del tempo di ritorno (Tr) preso in considerazione. Il parametro Tr viene ricavato dalla seguente relazione:

$Tr(anni) = -\frac{Vr}{\ln(1 - P_{Vr})}$; in cui Vr è la vita di riferimento dell'opera e P_{Vr} la probabilità di

superamento legata allo stato limite di calcolo. La vita di riferimento (Vr) dell'opera si ottiene con la formula: $Vr(anni) = C_u V_n$, dove V_n è la vita nominale dell'opera (Tabella I) e C_u un fattore funzione della classe d'uso della struttura (Tabella III).

Tabella I

TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale V_N (in anni)
Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	$\square=10$
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza	≥ 50
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella II

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

Tabella 3

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0,7	1,0	1,5	2,0

Il parametro P_{Vr} è invece funzione dello stato limite considerato, secondo la tabella:

Stati Limite	P_{Vr}
Stato Limite di Operatività (SLO):	0,81
Stato Limite di Danno (SLD):	0,63
Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):	0,10
Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):	0,05

Accelerazione massima (a_{max}) di sito

L'accelerazione massima è data da: $a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$ dove:

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica che nel nostro caso vale 1.419

S_T = coefficiente di amplificazione topografica che vale 1.00

per cui risulta una accelerazione $a_{max} = 0.275$ g per (SLV) pari a **2.70 m/s²**

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Introduzione

Per liquefazione di un terreno s'intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi.

Se si esprime la resistenza al taglio attraverso la relazione di Coulomb: $\tau = c + (\sigma_{v0} - u) \tan \varphi$ -

c = coesione del terreno

σ_{v0} = pressione litostatica totale agente alla profondità d'indagine

u = pressione interstiziale dell'acqua

φ = angolo di resistenza al taglio del terreno,

È evidente che la grandezza $\langle \tau \rangle$ si può annullare solo nel caso in cui siano verificate le condizioni: a) $c = 0$; b) $(\sigma_{v0} - u) = 0$;

(il caso $\varphi = 0$ non ha importanza pratica, perché può verificarsi solo in terreni coesivi in condizioni non drenate, dove però la condizione $\langle c=0 \rangle$ non può ovviamente verificarsi).

La condizione a) vieta che il fenomeno della liquefazione possa verificarsi in terreni coesivi o incoerenti ma con una significativa frazione argillosa o limosa plastica.

La condizione b) si verifica, quando la pressione interstiziale uguaglia la pressione totale esercitata ad una data profondità dalla colonna di terreno sovrastante e dagli eventuali sovraccarichi presenti in superficie ($\sigma_{v0} = u$). In definitiva il fenomeno della liquefazione si può manifestare preferibilmente in depositi sciolti non coesivi posti sotto falda, in seguito ad eventi che producano un forte aumento della pressione interstiziale dell'acqua.

In sostanza si possono ritenere potenzialmente liquefacibili quei depositi sciolti che presentano le seguenti caratteristiche:

- granulometricamente sono sabbie da fini a medie con contenuto in fine variabile generalmente dallo 0 al 25%;
- si trovano sotto falda;
- sono da poco a mediamente addensati.
- si trovano a profondità relativamente basse (di solito inferiori ai 15 metri)

Le attuali normative (DM14/01/08) indicano che il fenomeno della liquefazione non è da prevedersi se si verifica almeno una delle seguenti condizioni :

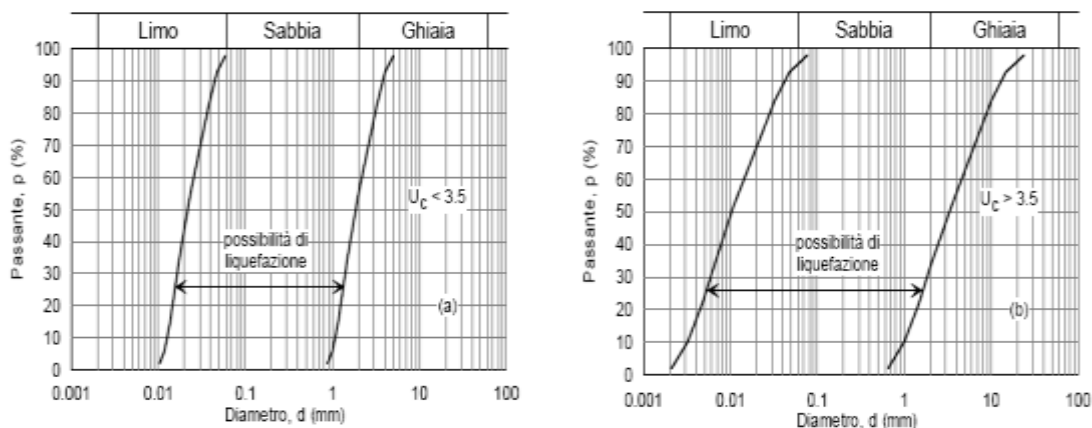
- 1) Eventi sismici attesi di magnitudo inferiore a 5
- 2) Accelerazione massima attesa in superficie in condizioni free-field (campo libero) inferiore a 0.10 g. Accelerazione massima minore di 0.15 g e terreni con:
 - I) Frazione di fine (FC) superiore al 20%, con indice di plasticità $P_I > 10$
 - II) $FC > 35\%$ e resistenza $(N_1)_{60} > 20$ - III) $FC < 5\%$ e resistenza $(N_1)_{60} > 25$.

4) Profondità media della falda idrica inferiore a 15 metri dal p.c.

5) Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate dai fusi di liquefazione indicati nei grafici riportati nella pagina successiva (il primo grafico è relativo a terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ e il secondo relativo ai terreni con $U_c > 3.5$), dove $U = D_{60}/D_{10}$

D_{60} = diametro delle particelle corrispondenti ad un passante pari al 60%

D_{10} = diametro delle particelle corrispondenti ad un passante pari al 10%



Verifica della suscettibilità alla liquefazione per i terreni indagati

Nel sito in esame, come evidenziato nella colonna stratigrafica allegata, fino alla profondità indagata (m-15.00) oltre la quale le pressioni di confinamento assumono valori tali da impedire la liquefazione, non sono presenti livelli incoerenti con fattore di liquefazione $F_L \leq 1.25$ e quindi si esclude il rischio della liquefazione dei terreni di fondazione in caso di sisma.

VALUTAZIONE CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Si è valutata la portanza dei terreni di fondazione secondo quanto disposto dal testo unico DM 17/01/2018 e cioè sulla base della verifica agli stati limite ultimi.

Verifica agli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione $E_d < R_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza.

La verifica di questa condizione deve essere fatta impiegando combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A_1 e A_2), per i parametri geotecnici (M_1 e M_2) e per le resistenze (R_1 , R_2 e R_3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali, per quanto disposto nelle attuali Norme Tecniche di Costruzione, sono stati scelti nell'ambito della combinazione prevista per fondazioni superficiali, ($A_1 + M_1 + R_3$).

Per la scelta dei coefficienti parziali si sono utilizzate le tabelle presenti nel DM e si sono

considerati terreni pianeggianti in condizioni non drenate (verifica a breve termine) e fondazioni con piano di posa orizzontale e carichi permanenti assiali.

I coefficienti parziali utilizzati nella presente indagine sono:

Coefficiente parziale per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza utilizzata	Coefficiente parziale	M ₁
Resistenza non drenata	c _{uk}	γ _{cu}	1.0

Coefficienti parziali per capacità portante

Verifica	Coefficiente parziale	R ₃
Capacità portante	γ _R	2.3

Valutazione del carico di progetto (q_d)

Per definire il carico di progetto compatibile con il terreno presente nel sito in esame si è proceduto utilizzando un approccio di tipo semiprobabilistico, sulla base degli *stati limite limite ultimi (SLU)*, usando la formula di Brinch-Hansen per terreni coesivi (la zona del cuneo di influenza si trova in terreni argilloso-limosi): $q_d = [c_{ud}N_c(1+s_c'+d_c') + qN_q]/\gamma$

dove:

c_{ud} = coesione non drenata di progetto

N_c = coefficiente di coesione che per φ uguale a zero gradi vale 5.14

N_q = coefficiente di portata che per φ uguale a zero gradi vale 1.00

q = γD - pressione litostatica totale che al livello piano di posa delle fondazione

s_c' = 0.2(B/L) - fattore di forma della fondazione

d_c' = 0.4·k con k = tg⁻¹(D/B) - fattore di profondità

Per valutare la coesione non drenata di progetto (c_{ud}) si è dapprima calcolato il suo **valore caratteristico (c_{uk})** al quale è associata una probabilità di non superamento del 5%:

$$c_{uk} = c_{um}(1 + \chi V_{cu})$$

c_{um} = valore medio della coesione non drenata per lo strato influenzato dalle tensioni generate dalle fondazioni, con lo spessore dello strato dato da: $H = 0.5B \tan(45^\circ + \phi/2)$

χ = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità di non superamento che nel nostro caso vale χ = -1.645.

V_{cu} = coefficiente di variazione di c_u, definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio (deviazione standard) e la media dei valori di coesione non drenata.

Si è ottenuta una coesione caratteristica c_{uk} = 0.54 kg/cm² e quindi con M₁ = 1 si ha una coesione non drenata di progetto c_{ud} di pari valore.

Area vasche definita dalla prova CPT n°1

Si è ipotizzata una platea di fondazione costituita da piastre rigide a pianta quadrata con lati di base da m 2.50 x m 2.50 e piano di posa posto a m-0.80 dall'attuale p.c., per le quali si hanno i

seguenti parametri:

Pressione litostatica: $q = 0.15 \text{ kg/cm}^2$

Fattore di forma fondazioni: $s_e' = 0.2$

Fattore di profondità: $d_e' = 0.04$

Spessore dello strato influenzato dalle fondazioni: $H \approx m \text{ 1.60}$

Valore medio della coesione non drenata per lo strato di terreno di spessore pari a m 1.60 sotto alle fondazioni: $c_{um} = 2.22 \text{ kg/cm}^2$

Valore caratteristico della coesione non drenata media: $c_{uk} = 1.15 \text{ kg/cm}^2$

Coesione non drenata media di progetto: $c_{ud} = 1.15 \text{ kg/cm}^2$

Da cui risulta un carico di progetto $q_d = 3.25 \text{ kg/cm}^2$. Peraltro, a favore di sicurezza, si consiglia di considerare un carico di esercizio non superiore a **1.30 kg/cm²**

Area capannone definita dalla prova CPT n°2

Si sono ipotizzati plinti di fondazione a pianta quadrata con lati di base da m 2.00 x m 2.00 e piano di posa posto a m-1.60 dall'attuale p.c., per i quali si hanno i seguenti parametri:

Pressione litostatica: $q = 0.29 \text{ kg/cm}^2$

Fattore di forma fondazioni: $s_e' = 0.2$

Fattore di profondità: $d_e' = 0.10$

Spessore dello strato influenzato dalle fondazioni: $H \approx m \text{ 1.20}$

Valore medio della coesione non drenata per lo strato di terreno di spessore pari a m 1.20 sotto alle fondazioni: $c_{um} = 1.18 \text{ kg/cm}^2$

Valore caratteristico della coesione non drenata media: $c_{uk} = 0.90 \text{ kg/cm}^2$

Coesione non drenata media di progetto: $c_{ud} = 0.90 \text{ kg/cm}^2$

Da cui risulta un carico di progetto $q_d = 2.38 \text{ kg/cm}^2$. Peraltro, a favore di sicurezza, si consiglia di considerare un carico di esercizio non superiore a **1.50 kg/cm²**

Coefficiente di sottofondo (modulo di reazione di Winkler)

Il coefficiente di sottofondo k_w , espresso in kg/cm^3 , dipende oltre che dal tipo di terreno, dal carico esercitato, dai cedimenti e dal tipo e dalla forma delle fondazioni e pertanto andrà definito dal progettista delle strutture. Per una valutazione attendibile di k_w si suggerisce di utilizzare la relazione semplificata di Vesic: $K_w = Et/B(1 - \mu^2)]$ dove :

B = larghezza fondazioni;

μ = coefficiente di Poisson del terreno. Bowles nel caso di argille sature consiglia circa a 0.4

E_t = modulo di elasticità del terreno (valore medio drenato e ponderato) valutato nell'ambito della profondità $2B$ sotto le fondazioni e ricavato dai valori del modulo edometrico M_o , in base alla seguente espressione teorica: $E_t = 2/3 M_o$.

Con M_o = modulo edometrico medio dello strato di terreno di spessore pari a $2B$.

Con piano di posa a m-0.80 e $2B = m\ 5.00$ (vasche) risulta un modulo edometrico di valore $Mo_{medio} = 180\text{ kg/cm}^2$ da cui si ottiene un modulo elastico del terreno **$Et = 120\text{ kg/cm}^2$** .

Con piano di posa a m-1.60 e $2B = m\ 4.00$ (capannone) risulta un modulo edometrico di valore $Mo_{medio} = 80\text{ kg/cm}^2$ da cui si ottiene un modulo elastico del terreno **$Et = 53\text{ kg/cm}^2$**

CEDIMENTI DEI TERRENI DI FONDAZIONE

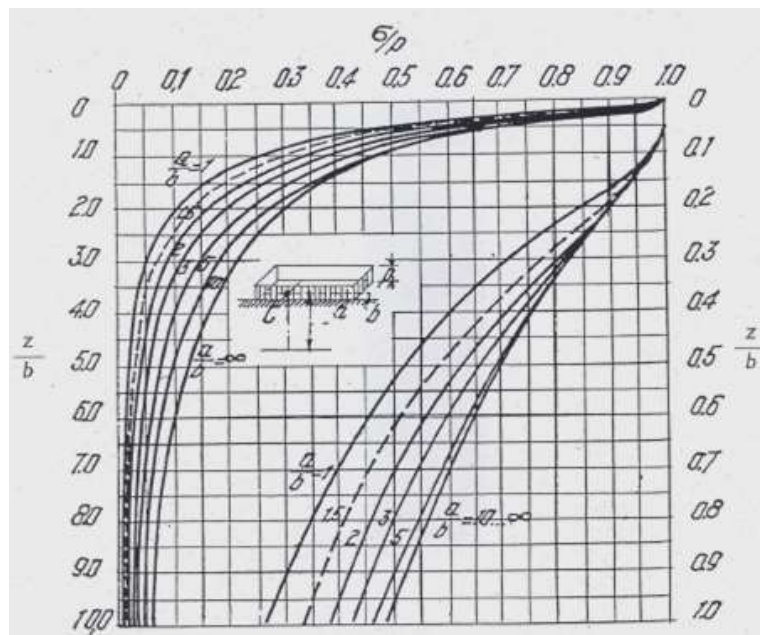
Con i piani di posa indicati e per i carichi di esercizio consigliati, depurati del peso del terreno asportato si hanno i seguenti carichi effettivi sui piani di fondazione:

Vasche, con terreno asportato pari a 0.15 kg/cm^2 - carico effettivo pari **1.15 kg/cm^2**

Capannone, con terreno asportato pari a 0.29 kg/cm^2 - carico effettivo pari **1.21 kg/cm^2**

I possibili cedimenti dei terreni di fondazione, relativamente ai due punti sondato, sono stati valutati in base ai seguenti assunti :

- Consolidazione monodimensionale (schema edometrico)
- Tensioni verticali nel sottosuolo secondo la teoria della elasticità, per il calcolo è stato utilizzato il diagramma di Jelinek sottoriportato (da “Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni” C. Cestelli Guidi edizione Hoepli).



- Valutazione dei cedimenti nell'ambito della profondità H_c del banco comprimibile, il cui spessore equivale allo strato di terreno alla base del quale la sovrappressione residua risulta inferiore a 15% del carico litostatico.

- Modulo edometrico $Mo = \alpha R_p$ con α valutato in base alla litologia.

Il calcolo dei cedimenti è stato condotto per strati successivi omogenei valutando per ciascuno strato la tensione verticale σ_v (al centro della superficie di carico) e il valore del modulo edometrico Mo (ottenuto dalla elaborazione dei dati penetrometrici), in base alla espressione:

$$\text{cedimento } S = n \sum (h \cdot \sigma_v / Mo)$$

CPT N°1

Cedimenti (S) per piastra rigida da m 2.50 x m 2.50 e sovraccarico netto di 1.15 kg/cm²

Profondità strato	Spessore strato (m)	Tensione(σ_v) (kg/cm ²)	Modulo edom. (kg/cm ²)	Cedimento strato (cm)
Da m-0.80 a m-1.20	0.40	1.13	136	0.33
Da m-1.20 a m-1.80	0.60	0.84	176	0.29
Da m-1.80 a m-2.40	0.60	0.58	148	0.24
Da m-2.40 a m-2.80	0.40	0.44	184	0.10
Da m-2.80 a m-3.40	0.60	0.33	276	0.07
Da m-3.40 a m-3.80	0.40	0.28	232	0.05
Da m-3.80 a m-4.80	1.00	0.20	180	0.11
Da m-4.80 a m-5.20	0.40	0.15	156	0.04

Cedimento S = cm 1.23

CPTN°2

Cedimenti (S) per plinto isolato da m 2.00 x m 2.00 e sovraccarico netto di 1.21 kg/cm²

Profondità strato	Spessore strato (m)	Tensione(σ_v) (kg/cm ²)	Modulo edom. (kg/cm ²)	Cedimento strato (cm)
Da m-1.60 a m-2.00	0.40	1.00	96	0.42
Da m-2.00 a m-2.80	0.80	0.73	80	0.73
Da m-2.80 a m-3.00	0.20	0.52	136	0.08
Da m-3.00 a m-3.40	0.40	0.42	88	0.19
Da m-3.40 a m-4.00	0.60	0.30	80	0.23
Da m-4.00 a m-5.00	1.00	0.20	108	0.19
Da m-5.00 a m-5.60	0.60	0.15	78	0.12

Cedimento S = cm 1.96

Secondo Skempton e McDonald i massimi cedimenti consigliabili sono :

Assoluti : per travi continue, plinti : S_{max} - cm 3.5 (in sabbie) - cm 6.0 (in argille)

per platea rigida : S_{max} - cm 3.5-6.0 (in sabbie) – cm 3.5-10.0 (in argille)

Si fa presente che le sopra riportate valutazioni sui carichi e i conseguenti cedimenti hanno solo valore indicativo, in quanto la scelta dei parametri più idonei da utilizzare è di esclusiva competenza del progettista strutturale.

Cesena agosto 2023

Magnani dott. Andrea