



CADF

La Fabbrica dell'Acqua

CADF Spa

Via Alfieri,3 · 44021 Codigoro FE
Tel. 0533-725111 · Fax 0533713617
info@cadf.it
P.E.C.: info@cadf.postecert.it.

COMUNE DI COMACCHIO

LOCALITÀ

DEPURATORE DI COMACCHIO

REALIZZAZIONE QUINTA LINEA DI TRATTAMENTO DA
40.000 A.E.

PROGETTO DEFINITIVO

DATA

20-06-2020

ELABORATO

C.d.C

D180/DF8

RELAZIONE GEOTECNICA

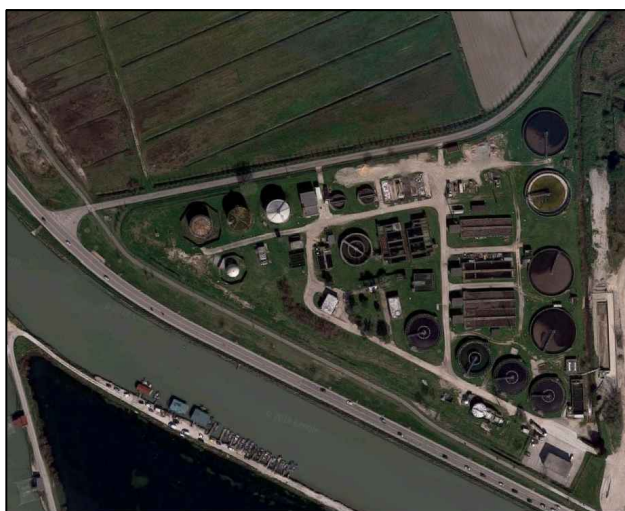
Il Progettista

Ingegneria 2P & associati srl
HMR Ambiente srl
ETC Engineering srl
Dr. Geol. Pier-Andrea Vorlicek

Visto

Il R.U.P.

Ing. Giovanni MARTELLI



ALLEGATO

I

REV. 00

RIF. INT.:

\\Lavori_2019\D180_Comacchio_Linea 40.000\PROGETTO DEFINITIVO

Questo elaborato è di proprietà di CADF spa e non
puo'essere trasmesso a terzi senza autorizzazione

*Il documento è firmato digitalmente ai sensi del D.Lgs. 82/2005 s.m.i.e
norme collegate e sostituisce il documento cartaceo e la firma autografa*



Comune di Comacchio
Realizzazione della quinta linea di trattamento da 40.000 AE del depuratore di Comacchio

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA

Indice

1. PREMESSA	2
2. SINTESI DEI CARATTERI GEOLOGICI DELLA ZONA IN ESAME	2
3. INDAGINI GEOGNOSTICHE E PROVE GEOTECNICHE SVOLTE	3
4. CARATTERIZZAZIONE LITO-STRATIGRAFICA.....	5
4.1 Caratteristiche granulometriche, fisiche e di consistenza da prove di laboratorio	5
4.2 Caratterizzazione lito-stratigrafica da prove SCPT	6
4.3 Permeabilità dei terreni	9
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	10
5.1 Sabbie.....	10
5.1.1. Resistenza meccanica	10
5.1.2 Parametri elastici	11
5.2 Limi argilloso-sabbiosi.....	12
5.2.1 Limi sabbiosi superiori	13
5.2.2 Limi argilloso-sabbiosi inferiori.....	13
6. MODELLO GEOTECNICO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI	13
6.1 Modello geotecnico	13
6.2 Parametri geotecnici caratteristici	13
7. CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI	14
7.1 Capacità portante pali	14
7.1.1 Blocco biologico	15
7.1.2 Sedimentazione secondaria.....	15
7.2 Capacità portante fondazioni dirette	16
7.2.1 Platea 2 (9,95 x 4,90 m)	17
7.2.2 Platea 5 (13,65 x 4,84 m)	17

3. INDAGINI GEOGNOSTICHE E PROVE GEOTECNICHE SVOLTE

Le indagini geognostiche svolte sono state eseguite dalla ditta SILGEO S.a.s di Ferrara (nel periodo 9-17 marzo 2020) e sono consistite in:

- n.8 prospezioni georadar (GPR),
- n.1 prospezione sismica (MASW),
- n.1 prospezione geoelettrica tipo Wenner,
- n.1 prova penetrometrica SCPTU,
- n.3 prove penetrometriche CPTU,
- n.3 sondaggi meccanici, a rotazione a carotaggio continuo, sino a 20 m di profondità,
- numerose prove SPT nel corso di avanzamento delle perforazioni di sondaggio,
- n.8 saggi con escavatore con prelievo di campioni di terreno.

Sono state, inoltre, eseguite alcune prove di permeabilità. Infine, all'interno dei sondaggi geognostici, sono stati prelevati alcuni campioni semidisturbati di terreno, su alcuni dei quali sono state effettuate prove geotecniche di laboratorio, prevalentemente di caratterizzazione fisica e granulometrica.

L'ubicazione delle indagini geognostiche è riportata nelle figure 3.1 e 3.2 seguenti.



Figura 3.1: Stralcio planimetrico con ubicazione sondaggi e prove penetrometriche



Figura 3.2: Stralcio planimetrico con ubicazione prospezioni sismiche e geo-elettriche

Si dispone, inoltre, di altre indagini eseguite nei pressi del depuratore nel 2016, per lo studio dello scolmatore di prima pioggia nel canale Adige, la cui ubicazione è riportata nella figura 3.3 seguente. Anche in tale circostanza furono eseguite due prove penetrometriche SCPT, una delle quali con misura delle pressioni interstiziali (prova SCPTU)

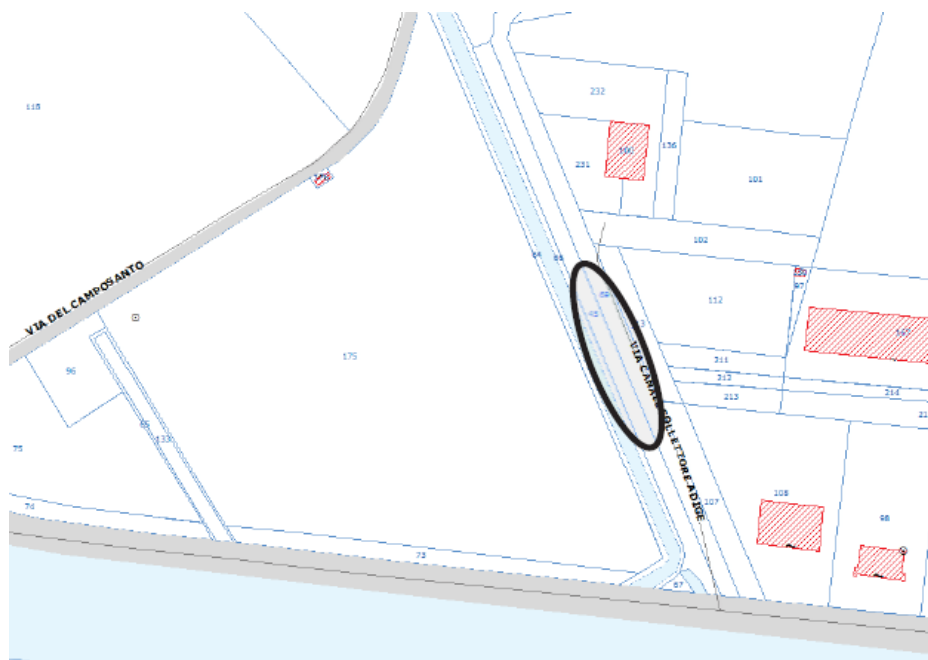


Figura 3.3: Zona delle indagini 2016

4. CARATTERIZZAZIONE LITO-STRATIGRAFICA

La caratterizzazione lito-stratigrafica di dettaglio del sito in esame è riportata nella Relazione geologica a cui si rimanda. Di seguito si riportano i risultati delle prove di riconoscimento effettuate sui campioni dei terreni in esame estratti dalle cassette di sondaggio e la ricostruzione in via indiretta utilizzando i risultati delle prove CPT.

4.1 Caratteristiche granulometriche, fisiche e di consistenza da prove di laboratorio

Le prove geotecniche di laboratorio sono state eseguite su 9 campioni semidisturbati prelevati all'interno dei sondaggi geognostici. I risultati sono raccolti nelle tabelle seguenti.

campione	Profondità	W (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)
S1 C3	2.20-2.60	35	8	57	35
S1 C4	3.00-3.60	37	8	76	16
S2 C5	4.00-4.50	39	5	77	18
S1 C6	7.00-7.50	25	83	17	0
S2 C5	5.50-6.00	19	75	25	0
S2 C6	8.60-9.00	22	78	22	0
S2 C7	11.00-11.50	31	97	3	0

Tabella 1.1: Tabella riassuntiva parametri granulometrici e di contenuto d'acqua

Camp.	Prof.	W (%)	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	LL (%)	LP (%)	PI (%)	Ic
S2 Sh1	16.5-17.0	41	17,11	12,16	49	28	21	0,39
S3 Sh1	3.0-3.6	45	17,15	11,82	51	25	26	0,22

Tabella 2.2: Tabella riassuntiva parametri fisici

I risultati ottenuti confermano quanto emerso dalla lettura delle carote di sondaggio: nella zona in esame è presente un primo strato di terreni a grana fina (limi argilloso sabbiosi), a cui fanno seguito verso il basso dei terreni a grana medio-fine (sabbie e sabbie limose) e quindi nuovamente terreni limoso-argillosi (cfr.fig.4.1).

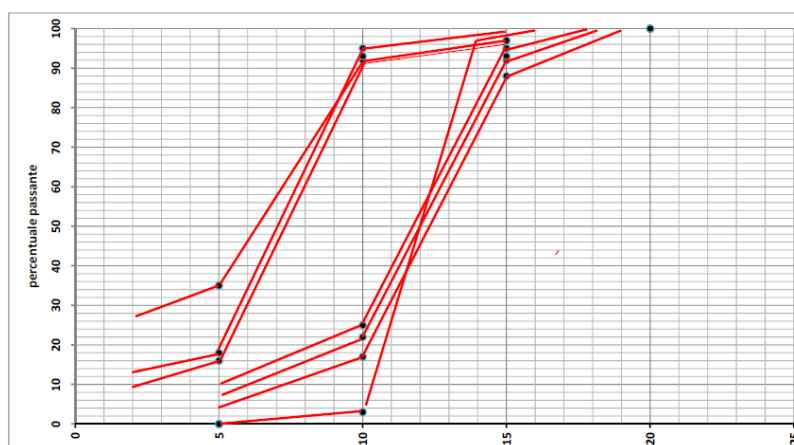


Figura 4.1: Curve granulometriche dei terreni a grana fina e a grana medio-fine
(significato dei simboli: 5=0,002 mm, 10=0,063 mm, 15=0,42 mm, 20=2mm)

I terreni a grana fina ricadono nel campo delle argille e limi inorganici a plasticità medio-alta (cfr.fig.4.2). Inoltre, i bassi valori dell'indice di consistenza mostrano che si è in presenza di terreni a consistenza molle-plastica o, addirittura, fluido-plastici.

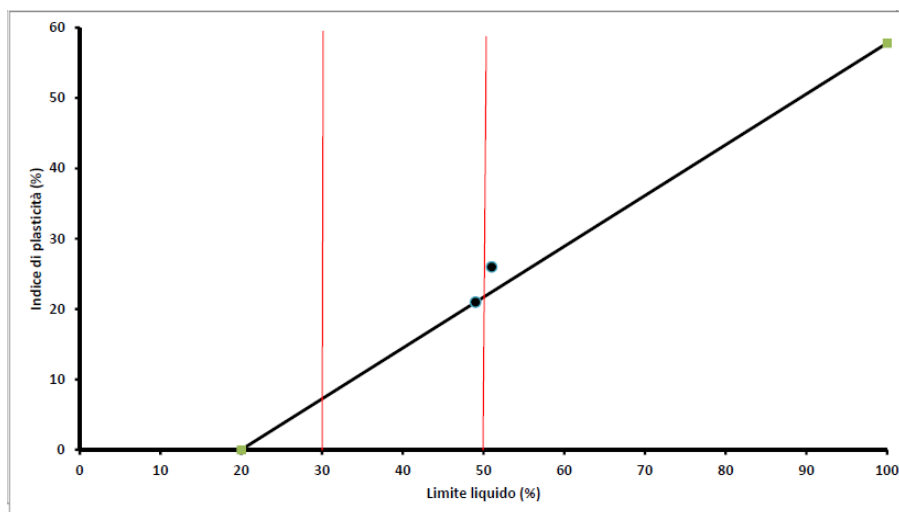


Figura 4.2: Carta di plasticità dei terreni a grana fina

4.2 Caratterizzazione lito-stratigrafica da prove SCPT

Complessivamente sono state eseguite quattro prove penetrometriche SCPT distribuite nella zona occidentale dell'area del depuratore (cfr. fig.3.1). I risultati delle prove sono tra loro molto simili, per cui quanto di seguito riportato e commentato per la prova SCPT1 può estendersi anche alle altre prove.

In figura 4.3 è riportato il risultato della prova SCPTU1. I grafici della resistenza alla punta e della resistenza laterale mostrano che il sottosuolo dell'area in esame può suddividersi in quattro strati:

- strato 1: dello spessore massimo di 2 metri, è rappresentato da terreno consolidato, verosimilmente per essiccazione,
- strato 2: dello spessore di 2-3 m, è costituito da terreni limoso-sabbiosi morbidi,
- strato 3: dello spessore di 14-15 m è costituito da sabbie e sabbie limose,
- strato 4: a partire a 17-18 m dall'attuale piano campagna, costituito da terreni limoso-sabbiosi poco consolidati.

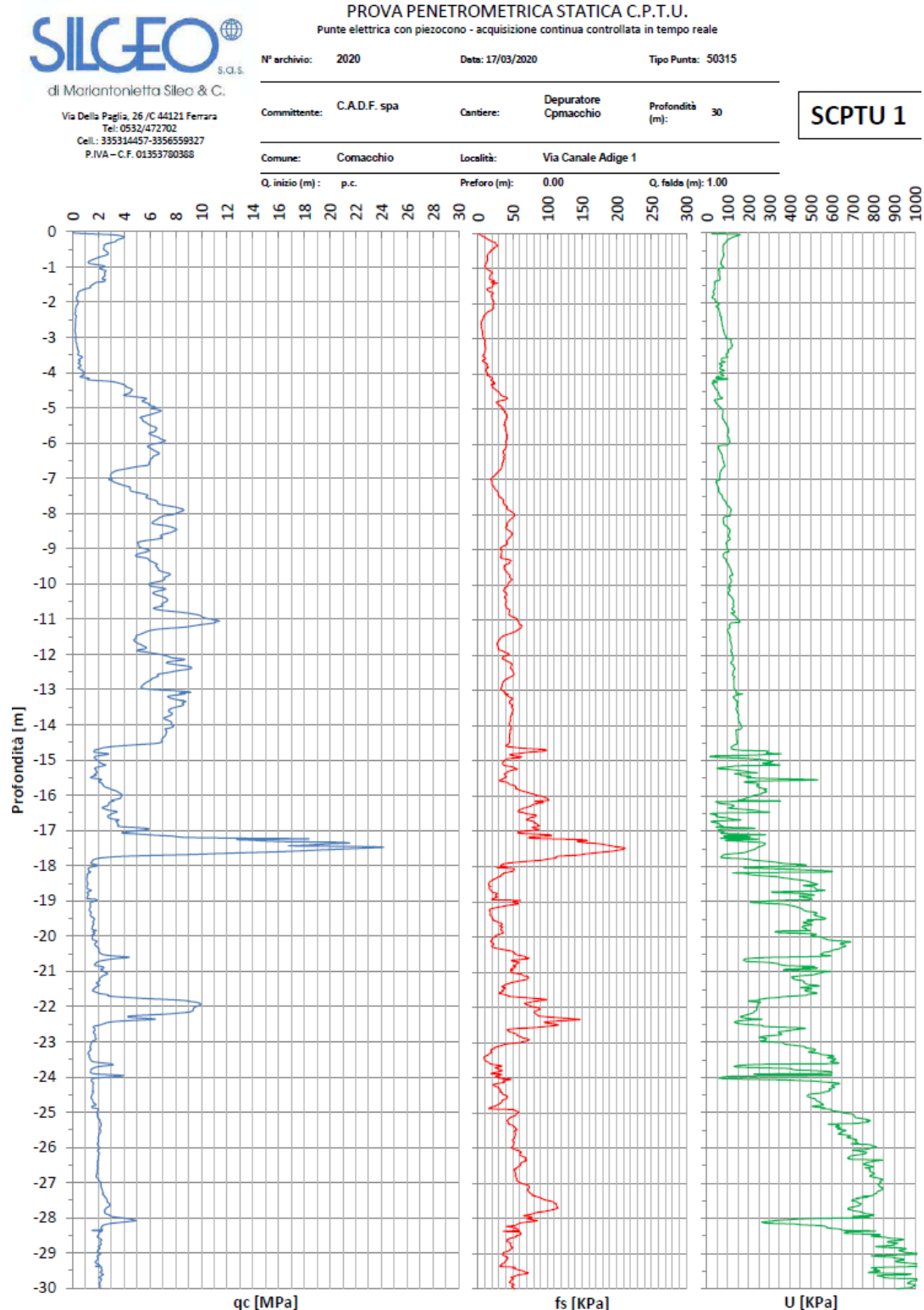


Figura 4.3: Risultati della prova penetrometrica SCPTU1

In figura 4.4 è riportato il risultato della prova CPTU3. Come mostrano i grafici della resistenza alla punta e della resistenza laterale il risultato ottenuto è simile al precedente, con ovvie differenze negli spessori dei quattro strati prima descritti:



Via Della Paglia, 26 /C 44121 Ferrara
Tel: 0532/472702
Cell.: 335314457-3356559327
P.IVA – C.F. 01353780388

PROVA PENETROMETRICA STATICA C.P.T.U.

Punte elettrica con piezocono - acquisizione continua controllata in tempo reale

N° archivio: 2020 Data: 13/03/2020 Tipo Punta: 50315

Committente: C.A.D.F. spa Cantiere: Depuratore Cpmacchio Profondità (m): 30

CPTU 3

Comune: Comacchio Località: Via Canale Adige 1

Q. inizio (m): p.c. Preforo (m): 0.00 Q. fondo (m): 0.90

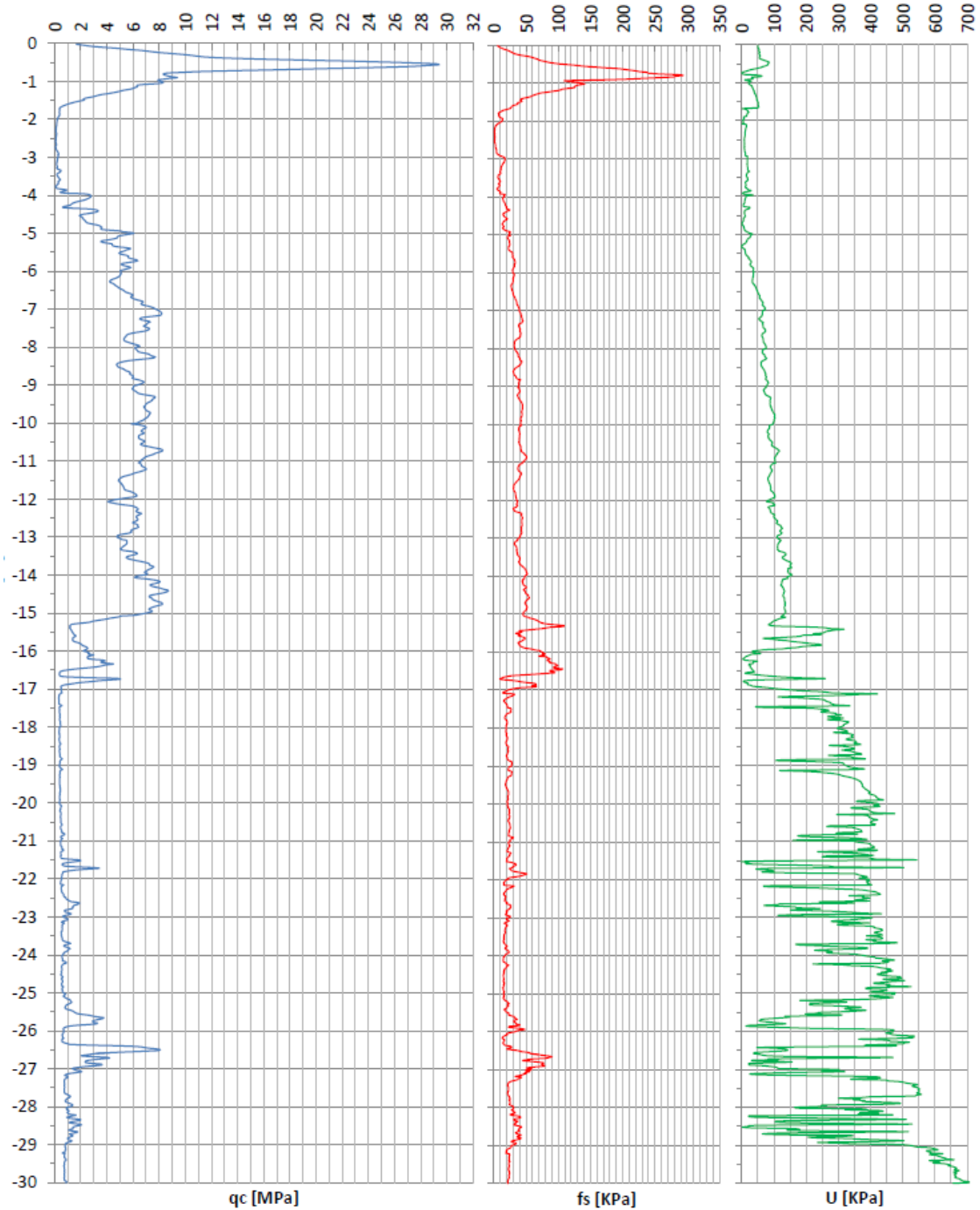


Figura 4.4: Risultati della prova penetrometrica CPTU3

Alle stesse conclusioni (cfr. tabella 1.3) perveniva nel 2016 il consulente geologo che ha eseguito indagini simili in posizione marginale rispetto alla zona del depuratore (cfr. fig.3.3). Si tratta ovviamente di considerazioni di tipo qualitativo, benché suffragate da una grande casistica di prove analoghe, per cui, nota la situazione lito-stratigrafica del sottosuolo è possibile estrapolare dai risultati della prova le caratteristiche litologiche e di consistenza.

**Tabella1.3: Ricostruzione della litologia del sottosuolo dell'area in esame
a partire dai risultati delle prove SCPT (indagini 2016)**

da	a	qcm (MPa)	litologia	Consistenza e addensamento
0.00	1.50	--	Riporto	Riporto
1.50	2.00	1,99	Arg./Riporto	Consistente
2.00	3.40	0,27	Torba	Molle e organica
3.40	4.30	0,64	Arg.limosa/limo-argilloso	Moderatamente consistente
4.30	6.00	4,22	Sabbia	Moderatamente addensata
6.00	8.80	2,45	Sabbia	Poco addensata
8.80	14.1	7,41	Sabbia	Moderatamente addensata
14.1	28.0	1,11	A.I./L.a.	Consistente
28.0	28.7	6,94	Sabbia	Moderatamente addensata
28.7	31.0	1,43	Argilla	consistente

Durante la prova CPTU sono stata anche effettuate prove di dissipazione per la misura delle pressioni interstiziali, ottenendo i seguenti risultati (ordinati per profondità di prova):

Tabella 1.4: Tabella riassuntiva dei risultati delle prove di dissipazione

prova	Profondità prova (m)	Livello falda (m)	Pressione interstiziale (kPa)	Pressione idrostatica (kPa)
CPTU3	-17,10	-0,90	160	162
CPTU2	-18,00	-0,80	170	170
CPTU4	-19,10	-0,90	178	181
CPTU4	-20,40	-0,90	191	194
CPTU2	-20,58	-0,80	194	196
CPTU3	-22,00	-0,90	207	210

4.3 Permeabilità dei terreni

Nel corso della perforazione dei sondaggi sono state eseguite n.3 prove di assorbimento d'acqua del tipo Lefranc a carico variabile. I risultati ottenuti sono riportati nella tabella 2.5 seguente e mostrano che i terreni sottoposti a prova risultano praticamente impermeabili.

Tabella 1.5: Prove di assorbimento

sondaggio	Profondità prova	Permeabilità k (m/s)
S1	3,00-4,00	8,30 E-09
S2	4,00-5,00	1,12 E-08
S3	5,00-6,00	5,94 E-09
media		8,48 E-09

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La caratterizzazione geotecnica si basa sui risultati delle prove geotecniche di laboratorio e delle prove geotecniche in sito.

5.1 Sabbie

Non essendo state effettuate prove geotecniche di laboratorio, per la caratterizzazione meccanica dei terreni di fondazione si è fatto riferimento alle prove geotecniche in sito (prove SPT).

5.1.1. Resistenza meccanica

I risultati delle prove SPT sono riportati nella tabella 2.1 seguente (sono state usate alcune delle correlazioni più utilizzate, valide per qualunque tipo di terreno sabbioso):

Tabella 2.1: Tabella riassuntiva dei risultati delle prove SPT

sondaggio	profondità	Num. colpi	Nspt	Φ' (1)	Φ' (2)	Φ' (3)	Φ' (4)
S1	6.10-6.55	2-3-4	7	25.2	29.1	30.0	
	9.00-9.45	4-5-8	13	29.0	30.9	31.6	
	12.0-12.45	5-6-9	15	30.0	31.5	32.2	
S2	7.00-7.45	4-5-8	13	29.0	30.9	31.6	
	10.0-10.45	5-6-8	14	29.5	31.2	31.9	
	13.5-13.95	4-6-9	15	30.0	31.5	32.2	
S3	7.50-7.95	3-6-7	13	29.0	30.9	31.6	
	10.5-10.95	4-6-8	14	29.5	31.2	31.9	
	14.0-14.45	5-7-9	16	30.5	31.8	32.5	
totale			14,125	29.56	31,24	31,94	31°-33°

- (1) secondo Shioi e Fukuni 1982 (Road Bridge Specification): $\Phi' = 15 + (15Nspt)^{1/2}$
- (2) secondo Shioi e Fukuni 1982 (Japanese National Railway): $\Phi' = 0,3 Nspt + 27$
- (3) secondo Sowers 1981: $\Phi' = 0,28 Nspt + 28$
- (4) Demello 1971 (cfr. grafico fig.5.1)

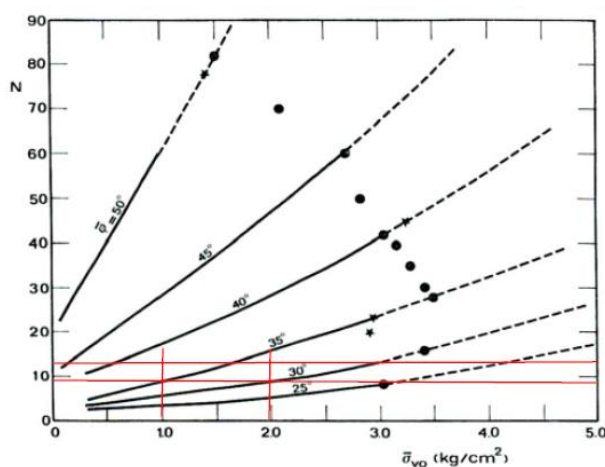


Figura 5.1: Abaco di Demello

Tenuto conto delle approssimazioni insite nella valutazione indiretta delle caratteristiche di resistenza mediante l'uso delle correlazioni su riportate e delle incertezze legate allo stato della attrezzatura utilizzata e delle condizioni di esecuzione delle prove, si ritiene di poter indicare come valore caratteristico di resistenza dei terreni a grana media (sabbie e sabbie limose) il seguente valore dell'angolo di attrito $\Phi' = 30^\circ$.

Per la caratterizzazione meccanica dei terreni sabbiosi si potrebbe anche fare riferimento ai risultati delle prove CPT (cfr. figg.4.3 e 4.4 precedenti), che consentono di ricavare i valori dei parametri di resistenza meccanica ed i parametri elastici mediante formule di correlazione fra q_c e Φ' . Ad esempio, con riferimento alle formule di Durgunouglu e Mitchell (1973-75) (1) o di Caquot (2), la relazione che lega l'angolo di attrito di terreni sabbiosi normalconsolidati alla resistenza alla punta ed alla tensione verticale efficace (in entrambi i casi espresse in kg/mq) è la seguente:

$$\Phi = 14.4 + 4,8 \ln q_c - 4,5 \ln \sigma'_v \quad (1)$$

$$\Phi = 9,8 + 4,96 \ln (q_c / \sigma'_v) \quad (2)$$

Tabella 2.2: Tabella riassuntiva dei risultati delle prove SCPT

Z (m)	σ'_v (kg/m ²)	q_c (Kg/m ²)	Φ (1)	Φ (2)
1	700	200.000	37,8°	43,5°
3	2100	50.000	25,7°	32°
10	7000	600.000	31,9°	36°
16	11200	300.000	26,1°	33°

5.1.2 Parametri elastici

Per quanto riguarda i parametri elastici, utilizzando le relazioni empiriche che correlano detti parametri ai risultati delle prove SPT, poiché il valore medio della resistenza penetrometrica risulta pari a $N_{spt}=14$, si ottiene:

a) Modulo edometrico

Secondo Mezembach e Malcev risulta:

$$M = 3,54 N_{spt} + 38 = 88 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sabbie fini)}$$

$$M = 4,46 N_{spt} + 38 = 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sabbie medie)}$$

Poiché le formulazioni indirette presentano sempre notevoli approssimazioni, per cui i risultati vanno considerati più come ordini di grandezza che come valori assoluti, si assume

$$E_{ed} = M = 100 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ MPa.}$$

b) Modulo elastico

In questo caso si utilizzeranno più correlazioni, essendo disponibili un maggior numero di studi. Tutti fanno riferimento al valore della pressione alla punta che, nel caso in esame, risulta mediamente pari a $q_c = 8$ MPa.

Secondo Jamiolkoski (1987), per sabbie NC, la relazione che lega il modulo di elasticità alla resistenza alla punta è:

$$E = \alpha q_c \quad \text{con } 2,5 < \alpha < 4 \quad E = \alpha q_c = 3,25 \times 8 = 26 \text{ MPa}$$

Secondo Schmertmann (1978), si ha una relazione analoga, che viene tuttavia ritenuta essere meno affidabile di altre:

$$E = 2,5 q_c = 2,5 \times 8 = 20 \text{ MPa}$$

Infine, secondo Debeer (1965), la relazione che lega modulo di elasticità e resistenza alla punta è:

$$E = \beta q_c$$

con $\beta = 1.5$ per sabbia limosa, $\beta = 2$ per sabbia medio densa e $\beta = 3$ per sabbia densa;

nel caso in esame, si può assumere:

$$E = 2 q_c = 2 \times 8 = 16 \text{ MPa}.$$

Mediando fra i valori ottenuti, sempre a livello di ordine di grandezza, è possibile assumere il seguente valore del modulo elastico:

$$E = 20 \text{ MPa} = 200 \text{ kg/cm}^2.$$

5.2 Limi argilloso-sabbiosi

Per la caratterizzazione meccanica dei terreni a grana fina (strati limoso-sabbioso superiore e strato limoso argilloso inferiore), si è fatto riferimento ai risultati delle prove CPT (cfr. figg.4.3 e 4.4 precedenti), che consentono di ricavare i valori dei parametri di resistenza meccanica ed i parametri elastici mediante formule di correlazione con q_c .

Ad esempio, per quanto riguarda la resistenza meccanica, si può fare riferimento alla relazione di Levadoux e Baligh (1980)

$$s_u = (q_c - \sigma_{vo}) / N_c \quad \text{con } N_c = 14 \text{ per le argille tenere}$$

mentre per quanto riguarda il modulo edometrico ed il modulo di elasticità si possono utilizzare rispettivamente le seguenti relazioni:

$$\text{Mitchell e Gardner (1975): } M = \alpha_m q_c, \quad \text{con } 3 < \alpha_m < 8 \text{ per } q_c < 0,7 \text{ MPa}$$

Schmertmann (1978) : $E = 2,5 q_c$

5.2.1 Limi sabbiosi superiori

Per essi risulta, mediamente, $q_c = 0,5 \text{ MPa}$; segue:

$$s_u = (q_c - \sigma_{vo}) / N_c = (50 - 3) / 14 = 3,45 \text{ t/m}^2 = 0,35 \text{ kg/cm}^2 = 35 \text{ kPa}.$$

$$M = \alpha_m q_c = 3 \times 0,5 = 1,5 \text{ MPa}$$

$$E = 2,5 q_c = 2,5 \times 0,5 = 1,25 \text{ MPa}.$$

5.2.2 Limi argilloso-sabbiosi inferiori

Per essi risulta, mediamente, $q_c = 1-2 \text{ MPa}$; segue:

$$s_u = (q_c - \sigma_{vo}) / N_c = (150 - 20 \times 1,7) / 14 = 7,07 \text{ t/m}^2 = 0,70 \text{ kg/cm}^2 = 70 \text{ kPa}.$$

$$M = \alpha_m q_c = 3,5 \times 1,5 = 5,25 \text{ MPa} \quad (\text{essendo } 2 < \alpha_m < 5 \text{ per } 0,7 < q_c < 2 \text{ MPa})$$

$$E = 2,5 q_c = 2,5 \times 1,5 = 3,75 \text{ MPa}.$$

6. MODELLO GEOTECNICO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

6.1 Modello geotecnico

Sulla scorta dei risultati delle indagini geognostiche e delle prove geotecniche svolte è possibile individuare il seguente modello geotecnico del sottosuolo:

strato 1+2: terreni di copertura prevalentemente limoso-sabbiosi poco consistenti di spessore 4 m ca.;

strato 3: terreni sabbiosi o sabbioso-limosi mediamente consistenti dello spessore di 10-12 m;

strato 4: terreni limoso-argillosi di base.

La falda acquifera si rinviene a circa un metro dal piano campagna.

6.2 Parametri geotecnici caratteristici

Per quanto riguarda i valori caratteristici dei parametri geotecnici, le norme, nel caso di grande volume significativo interessato dai carichi, suggeriscono di assumere i valori medi (in assenza di una valutazione statistica). E' proprio il caso in questione in quanto le strutture previste presentano uno zatterone di base (platea) fondato su micropali.

Le prove CPT mostrano uno strato di sabbia di discreta qualità da 4 a 15 m da p.c. (cfr. grafici relativi a dette prove), per cui i micropali saranno ammorsati in detto strato.

Per quanto riguarda l'angolo di attrito da attribuire alle sabbie, tenuto conto che esso è stato ricavato con valutazioni indirette (quali le prove SPT e CPT) e che detto tipo di prove portano ad una sovrastima di detto parametro, si ritiene opportuno applicare un fattore di sicurezza 1,2 ai valori calcolati, per cui il valore medio dell'angolo di attrito si riduce da 30° a 26°, valore consono ai terreni alluvionali della bassa padana. Pertanto i valori caratteristici da utilizzare nei calcoli geotecnici sono i seguenti:

strato	litologia	profondità da p.c. (m)	γ_t kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	Φ'	c'	cu kPa	Eed MPa	Eelast MPa
1	T.V.	2	17	17	--	--	--	--	--
2	Limo s.	4	17	17	(12°)	0	35	1,5	1,25
3	Sabbia	18	17	17	26°	0	--	10	20
4	Limo a.	30	18	18	(12°)	--	70	5,25	3,75

Per quanto riguarda il k di Winkler, nelle ipotesi suddette (platea di grandi dimensioni) assimilando la platea circolare ad una platea quadrata di lato 10 m circa, utilizzando la formula seguente di Terzaghi, risulta (assunto B=L=10 m e z=5 m):

$$K_b = 2,35 K_1 ((B+0,3048)/2B)^2 \times ((L+0,5B)/1,5 L) \times (1+ 2z/B) =$$

$$= 2,35 \times 2,5 \times 0,2655 \times 1 \times 3 = 3 \text{ kg/cm}^3$$

detto valore è in linea con quanto indicato dalla letteratura per terreni sabbiosi deboli ($K_v=2-4 \text{ kg/cm}^3$).

Per quanto riguarda il valore di K_s (laterale), la letteratura indica $K_s = 0,98-8,16 \text{ kg/cm}^3$, intervallo molto ampio. Si ritiene di poter assumere un valore di $K_s \leq 5$.

7. CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI

7.1 Capacità portante pali

Le platee di fondazione delle strutture in cls saranno fondate su pali di medio diametro. Si adotteranno pali in calcestruzzo del tipo CFA, immorsati nello strato sabbioso intermedio.

La capacità portante di un palo isolato in sabbia è pari a:

$$Q_{tot} = Q_p + Q_L$$

$$Q_L = q_L \times A_L = (\sigma'_{ho} \tan \Phi)(\pi D L) = (K \sigma'_{vo} \tan \Phi)(\pi D L)$$

$$Q_p = q_p A_p = (\sigma'_{vo} N_q^*)(\pi D^2/4)$$

Vista la tipologia di palo, il fattore $K = 0,7-0,9$ e $\tan \delta = \tan \Phi$.

7.1.1 Blocco biologico

La struttura in questione è poggiata alla profondità di 4 m circa dal piano campagna, direttamente sulla bancata sabbiosa. Si adottano pali D800 mm di lunghezza pari a 14 m in modo da rimanere all'interno della bancata stessa. Utilizzando per K il valore intermedio fra quelli su indicati, risulta:

$$Q_L = (K \sigma'_{vo} \tan \Phi)(\pi DL) = 0,8 \times 0,5 (3,80+13,60) \times 0,4877 \times 3,1415 \times 0,80 \times 14,00 = 120 \text{ t ca.}$$

$$Q_p = (\sigma'_{vo} N_q^*)(\pi D^2/4) = (1,00 \times 1,70 + 17,00 \times 0,70) \times 6 \times 3,1415 \times 0,80^2 / 4 = 40 \text{ t ca.}$$

Applicando ai valori ottenuti i coefficienti parziali previsti dalle NTC 2018 (R3 laterale = 1,15, R3 di base = 1,30, nonché il coefficiente riduttivo $\xi_3=1,45$), considerando, inoltre, una percentuale di resistenza alla punta mobilizzata inferiore al 100%, risulta:

$$Q'_L = 120/1,15 = 104 \text{ t ca.}$$

$$Q'_p = 0,75 (40/1,30) = 23 \text{ t ca.}$$

$$Q_{tot} = 104 + 23 = 127$$

$$Q_{amm} = 127/1,45 = 88 \text{ t} > 66 \text{ t} \quad \text{verificato.}$$

7.1.2 Sedimentazione secondaria

La struttura in questione è poggiata a profondità variabile da 1,80 a 3,90 m circa dal piano campagna (mediamente 2,70 m), poggiando pertanto in parte sullo strato limoso-sabbioso sovrastante la bancata sabbiosa. Si adottano pali D800 mm di lunghezza pari a 14 m in modo da rimanere all'interno della bancata stessa. Utilizzando per K il valore intermedio fra quelli su indicati, risulta:

$$Q_L = (K \sigma'_{vo} \tan \Phi)(\pi DL) = 0,8 \times 0,5 (2,75+13,60) \times 0,4877 \times 3,1415 \times 0,80 \times 15,50 = 124 \text{ t ca.}$$

$$Q_p = (\sigma'_{vo} N_q^*)(\pi D^2/4) = (1,00 \times 1,70 + 17,00 \times 0,70) \times 6 \times 3,1415 \times 0,80^2 / 4 = 40 \text{ t ca.}$$

Applicando ai valori ottenuti i coefficienti parziali previsti dalle NTC 2018 (R3 laterale = 1,15, R3 di base = 1,30, nonché il coefficiente riduttivo $\xi_3=1,45$), considerando, inoltre, una percentuale di resistenza alla punta mobilizzata inferiore al 100%, risulta:

$$Q'_L = 124/1,15 = 108 \text{ t ca.}$$

$$Q'_p = 0,75 (40/1,30) = 23 \text{ t ca.}$$

$$Q_{tot} = 108 + 23 = 131$$

$$Q_{amm} = 131/1,45 = 90 \text{ t} > 75 \text{ t} \quad \text{verificato.}$$

7.2 Capacità portante fondazioni dirette

Come è noto la vigente normativa prevede che sia verificata la relazione $R_d > E_d$ con ovvio significato dei termini. Il valore di E_d riviene dai calcoli strutturali relativi alla condizione SLU, così come esposti nella Relazione di calcolo delle strutture. Per quanto riguarda, invece, R_d si può fare ricorso alle classiche formule della geotecnica per la valutazione del carico limite. Nel caso specifico si utilizza la formula di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + (\gamma D) N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

con ovvio significato dei simboli, che nel caso in esame (tenuto conto del fatto che il piano di posa delle fondazioni è orizzontale, il piano campagna è orizzontale ed si trascura, a vantaggio di sicurezza, il contributo della coesione) si semplifica in:

$$q_{lim} = \gamma D N_q s_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma$$

ove i fattori correttivi assumono i valori di seguito esposti:

$$N_q = e^{\pi \tan \Phi} \tan^2(45 + \Phi/2)$$

$$N_\gamma = 1.5 \times (N_q - 1) \times \tan \Phi$$

$$s_q = 1 + (B'/L') \times \tan \Phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \times (B'/L').$$

Poichè alla fondazione sono applicati dei momenti, il carico non risulta più centrato, ma eccentrico. Se con N si indica il valore del carico applicato alla fondazione e con M_b e M_l i momenti agenti rispettivamente lungo il lato corto e lungo della fondazione, l'eccentricità del carico sarà data da:

$$e_b = M_b/N \quad e_l = M_l/N;$$

con

e_b = eccentricità lungo il lato corto della fondazione;

e_l = eccentricità lungo il lato lungo della fondazione.

Il calcolo della capacità portante in questo caso andrà eseguito, utilizzando le stesse formule su riportate, inserendo però nel calcolo, come suggerito da Meyerhof, i valori di B e L corretti come segue:

$$B' = B - 2 \times e_b \quad L' = L - 2 \times e_l.$$

Poichè nel caso in questione al di sotto del piano di fondazione (posto alla quota -2 m da p.c.) è presente un primo strato di terreno limoso dello spessore di 2 m circa e successivamente un secondo strato sabbioso di grande spessore e poichè il terreno superiore ha caratteristiche geotecniche più scadenti del terreno inferiore,

per tenere conto del contributo alla capacità portante di entrambi i terreni, viene di seguito determinata una resistenza di attrito equivalente (Vannucchi, Madiati, Facciorusso: Dispense di geotecnica, cap.15 Fondazioni superficiali):

$$\Phi_{eq} = (d_1 \Phi_1 + (H-d_1) \Phi_2) / H$$

essendo d_1 lo spessore dello strato superiore H pari a:

$$H = 0,5 \operatorname{tg} (45 + \Phi_1/2) B = 3,025$$

per entrambe le strutture in esame (essendo in un caso $B=4,84$ m e nell'altro $B=4,90$ m).

Segue:

$$\Phi_{eq} = (d_1 \Phi_1 + (H-d_1) \Phi_2) / H = (2 \times 12^\circ + (3,025-2) \times 26^\circ) / 3,025 = 16,74^\circ.$$

$$N_q = 4,66 \quad N_c = 12,17 \quad N_\gamma = 1,65$$

7.2.1 Platea 2 (9,95 x 4,90 m)

Risulta, essendo la fondazione posta alla profondità di 2 m dal piano campagna:

$$B'/L' = 0,45 \text{ ca.} \quad s_q = 1,13 \quad s_\gamma = 0,82$$

$$q_{lim} = \gamma D N_q s_q + 0,5 \gamma B N_\gamma s_\gamma = (1,7+0,7) \times 4,66 \times 1,13 + 0,5 \times 0,7 \times 4,90 \times 1,65 \times 0,82 =$$

$$12,64 + 2,32 = 14,96 \text{ t/m}^2 = 150 \text{ kPa}$$

$$q_{lim} / 2,3 = 6,50 \text{ t/m}^2 = 65 \text{ kPa} \quad \text{verificata}$$

7.2.2 Platea 5 (13,65 x 4,84 m)

Risulta, essendo la fondazione posta alla profondità di 2 m dal piano campagna:

$$B'/L' = 0,33 \text{ ca.} \quad s_q = 1,10 \quad s_\gamma = 0,87$$

$$q_{lim} = \gamma D N_q s_q + 0,5 \gamma B N_\gamma s_\gamma = (1,7+0,7) \times 4,66 \times 1,10 + 0,5 \times 0,7 \times 4,84 \times 1,65 \times 0,87 =$$

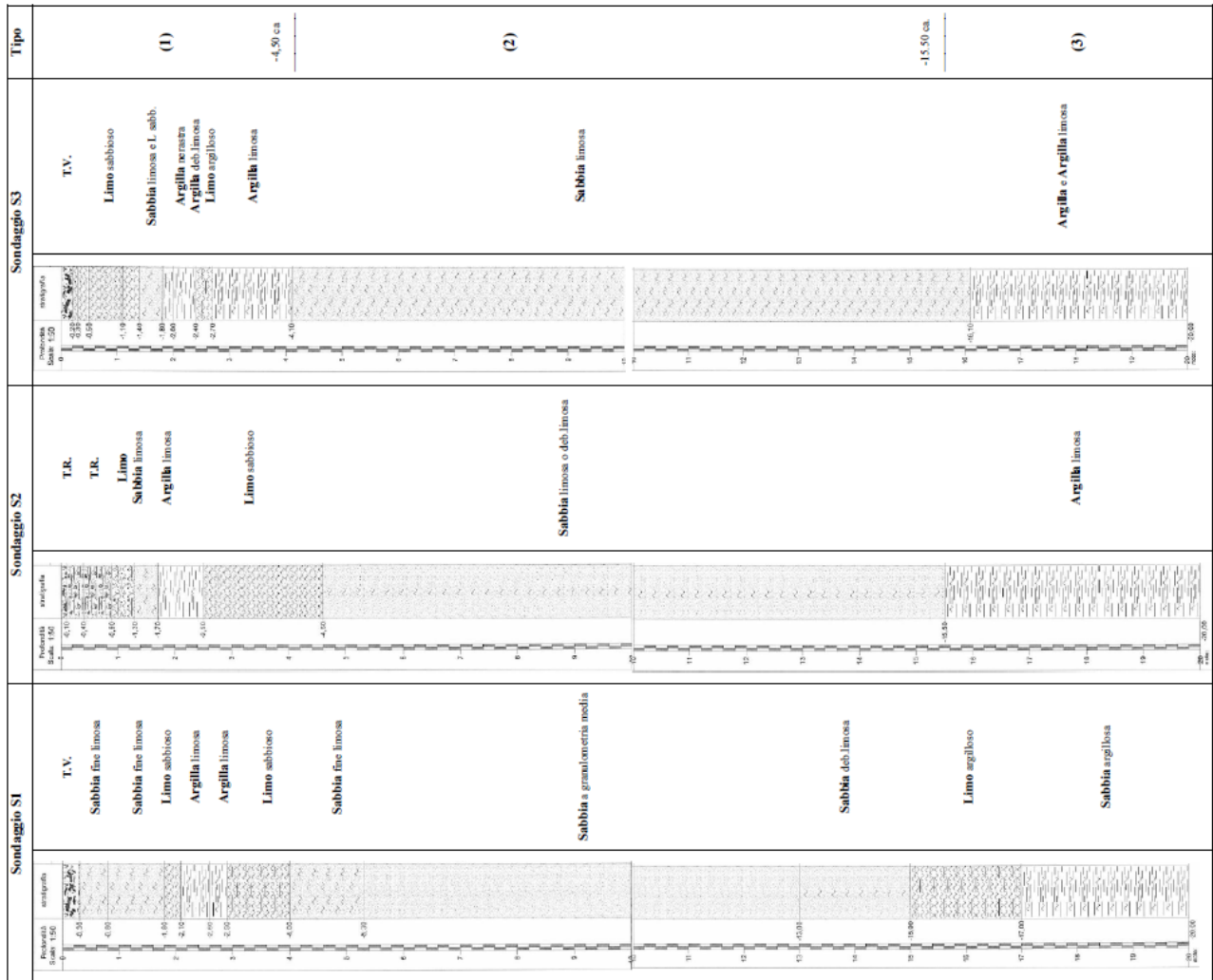
$$12,30 + 2,43 = 14,73 \text{ t/m}^2 = 147 \text{ kPa}$$

$$q_{lim} / 2,3 = 6,40 \text{ t/m}^2 = 64 \text{ kPa} \quad \text{verificata.}$$

APPENDICE 1

Stratigrafie sondaggi meccanici

Stratigrafie dei sondaggi geognostici effettuati all'interno della zona del depuratore (indagini 2019)



Legenda: T.V.= Terreno vegetale; T.R.: terreno di riporto; (1) Strato di copertura costituito da terreno vegetale e/o di riporto e da litotipi limoso-argillosi, (2) Strato costituito da litotipi prevalentemente sabbiosi, a grana media o fine, talora più o meno limoso; (3) Argilla e limo di base