

RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI PER LA REALIZZAZIONE DI UNA STRUTTURA SCOLASTICA



D.P.R. 380/2001

DECRETO MINISTERIALE 14 GENNAIO 2008

Legge Regionale 30 Ottobre 2008 n. 19 "Norme per la riduzione del rischio sismico"

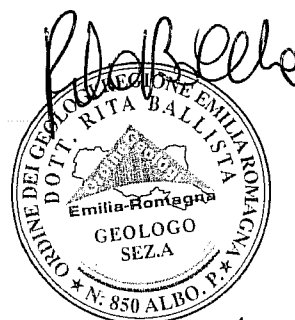
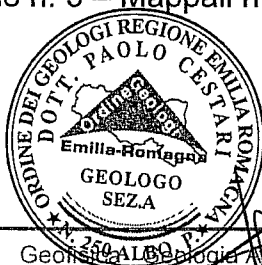
CIRCOLARE 02/02/2009 n. 617

COMMITTENTE: COMUNE DI SAN POSSIDONIO.

CANTIERE : Via Focherini – SAN POSSIDONIO -

UBICAZIONE CATASTALE: Foglio n. 5 – Mappali n. 577 – 575 - 573

DATA: AGOSTO 2012



1.PREMESSA	<u>pag.3</u>
2.RIFERIMENTI NORMATIVI	<u>pag.3</u>
3. LITOSTRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	<u>pag.4</u>
3.1 TECNICHE DI INDAGINE	pag.4
3.2 INTERPRETAZIONE LITOLOGICA	pag.4
3.3 PARAMETRI GEOTECNICI MEDI E CARATTERISTICI	pag.8
4. VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI	<u>pag.10</u>
4.1 TIPOLOGIA DELLE FONDAZIONI E DELLA STRUTTURA	pag.10
4.2 CALCOLO PORTANZA DI FONDAZIONI SUPERFICIALI	pag.11
4.3 RELAZIONE DI CALCOLO	pag.26
4.4 VALUTAZIONE CEDIMENTI	pag.33
5.CONCLUSIONI	<u>pag.35</u>
ALLEGATI	<u>pag.38</u>

1.PREMESSA

Su incarico e per conto del Committente, si produce una caratterizzazione geotecnica dei terreni siti in Via Focherini in Comune di San Possidonio, dove è in progetto la costruzione di una struttura scolastica, si fornisce un'analisi delle resistenze di progetto e una verifica di tipo geotecnico allo Stato Limite Ultimo di tipo geotecnico dell'insieme fondazione-terreno sulla base dei carichi progettuali e della struttura fondale da realizzare.

La sequenza stratigrafica di dettaglio, la definizione dei parametri geotecnici dei livelli litologici superficiali e profondi riscontrati, sono ricavati dai risultati di n.2 prove penetrometriche statiche di tipo meccanico, eseguite in sito in data 04/07/2012 dal Laboratorio di prove geotecniche in sito GEOPROGETTI S.r.l. di Medolla.

Le prove sono state spinte alla profondità variabile da - 20.00 a - 32.00 m per la ricostruzione delle caratteristiche litologiche e stratigrafiche fino a tale quota.

I parametri sismici sono ricavati dall'analisi di pericolosità sismica locale eseguita nel sito di studio per l'edificio in oggetto e riportata nella relazione di analisi sismica.

I rapporti delle prove penetrometriche statiche eseguite in sito e l'ubicazione delle stesse sono allegati alla presente relazione. All. n. 1 e 2 .

2.RIFERIMENTI NORMATIVI

D.P.R. 380/2001

DECRETO MINISTERIALE 14 GENNAIO 2008

Legge Regionale 30 Ottobre 2008 n. 19 "Norme per la riduzione del rischio sismico"

CIRCOLARE 02/02/2009 n. 617

3. LITOSTRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

3.1 TECNICHE DI INDAGINE

Sulla base del contesto geologico dell'area e del tipo di caratterizzazione geotecnica richiesta, la ricostruzione litostratigrafica superficiale e profonda e la definizione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni presenti è stata condotta mediante esecuzione di numero 2 prove penetrometriche statiche.

Le prove sono state realizzate con un penetrometro statico da 300 KN dotato di punta meccanica "jacket friction cone" in cui l'avanzamento automatico è regolato da centraline elettroniche.

La prova penetrometrica statica consiste nell'infiingere a pressione nel terreno una punta conica misurando separatamente ma con continuità lo sforzo necessario per la penetrazione della punta e l'adesione terreno-acciaio di un manicotto posto al di sopra della punta.

L'infissione avviene tramite un pistone idraulico che spinge la batteria di aste su cui è montata la punta a velocità costante di 2 cm/s con una tolleranza di ± 5 mm/s, l'avanzamento è automatico e regolato da centraline elettroniche.

Il penetrometro meccanico possiede il manicotto di attrito che si muove indipendentemente dalla punta secondo il metodo Begemann.

Lo sforzo per l'infissione della punta è misurato mediante manometri collegati al martinetto che esercita la spinta. L'acquisizione dati viene rilevata da manometri meccanici a bagno d'olio con sensibilità minima pari a 0.1 Bar.

Le caratteristiche del penetrometro statico olandese tipo Gouda sono:

- punta conica meccanica $\phi = 35.7$ mm - angolo di apertura $\alpha = 60^\circ$ - area punta $A_p = 10$ cm²
- manicotto laterale di attrito tipo "Begemann" $\phi = 35.7$ mm. – h = 133 mm. – sup.lat. $A_m = 150$ cm²
- le aste sono doppie: una cava $\phi = 36$ mm. e una, il cui diametro è tale da essere contenuta all'interno delle aste cave

Durante l'esecuzione della prova ogni 20 cm vengono lette nei manometri la resistenza all'avanzamento della sola punta L.punta, la resistenza dell'avanzamento della punta e del manicotto L.laterale e la resistenza totale all'avanzamento delle sole aste cave.

Nei diagrammi vengono rappresentati:

- la resistenza alla punta q_c in MPa
- la resistenza laterale locale f_s in MPa
- la linea a destra rappresenta il rapporto q_c/f_s (numero puro).

3.2 INTERPRETAZIONE LITOLOGICA

La natura litologica dei terreni oggetto delle prove penetrometriche è dedotta dall'analisi dei diagrammi penetrometrici mediante "Guide for estimating soil type from dutch friction-cone ratio" (after Schmertmann, 1969), Raccomandazioni A.G.I. 1977.

Le sequenze stratigrafiche desunte dall'analisi delle prove penetrometriche si presentano discretamente omogenee nei due punti di prova con diversi livelli litologici.

Al di sotto del terreno vegetale, si trovano argille compatte sovraconsolidate per essiccamento;

dalla quota variabile da - 6.40 m (prova CPT n. 2) a - 7.20 m (prova CPT n. 1), si trova un livello di sabbie poco addensate fino alla quota di - 9.60;

da - 9.60 m a - 13.80 m sabbie mediamente addensate;

da - 13.80 a - 25.80 m sabbie addensate;

da - 25.80 m a - 32.00 m sabbie molto addensate.

Di seguito si riporta lo schema della sequenza stratigrafica presente nella zona di studio.

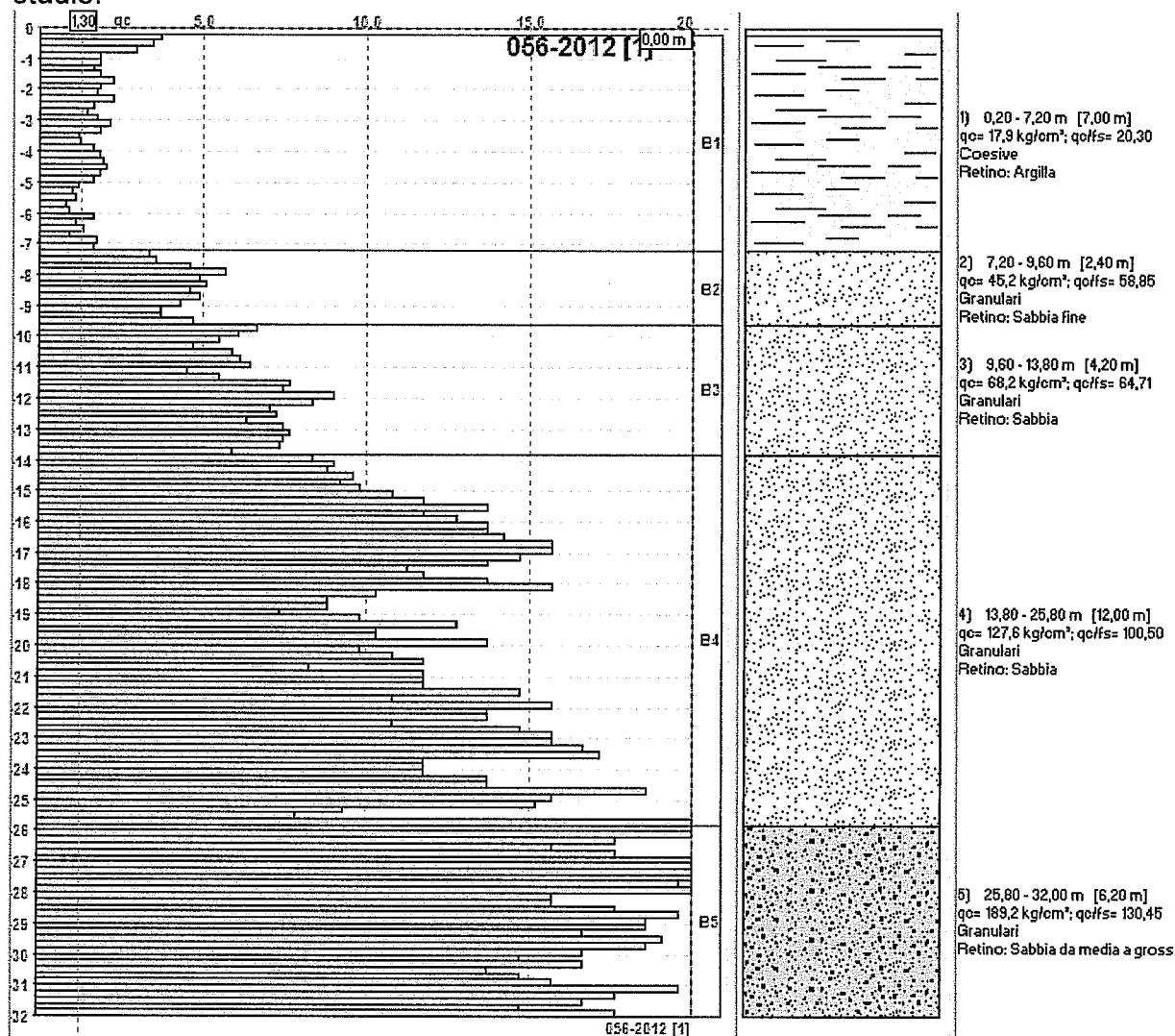


Fig.1: Schema sequenza stratigrafica CPT

Si riportano inoltre di seguito tutti i valori delle letture di campagna delle due prove penetrometriche statiche, ogni 20 cm, i relativi valori della qc (in Kg/cm²), fs (in Kg/cm²), qc/fs (numero puro) e fs/qc%.

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA **LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI**

CPT
riferimento **1**
056-2012

Committente: **COMUNE DI SAN POSSIDONIO**
Cantieri: **SAN POSSIDONIO Via Focherini**
Località: **SAN POSSIDONIO Via Focherini**

U.M.: **MPa** Data esec.: **04/07/2012**
Pagina: **1**
Elaborato: **Falda: -2.60 m 2.60**

H	L1	L2	Lt	qc	fs	H	L1	L2	Lt	qc	fs	H	L1	L2	Lt	qc	fs
m	-	-	-	MPa	kPa	m	-	-	-	MPa	kPa	m	-	-	-	MPa	kPa
0.30	0.0	3.0		2.0	42.00	17.20	160.0	170.0		14.7	100.00						
0.40	36.0	44.0		2.7	72.00	17.40	145.0	155.0		13.7	100.00						
0.50	36.0	45.0		2.4	160.00	17.50	115.0	130.0		11.3	167.00						
0.60	30.0	54.0		2.9	133.00	17.80	120.0	145.0		11.6	133.00						
1.00	15.0	35.0		1.9	153.00	18.00	140.0	160.0		13.7	133.00						
1.20	15.0	42.0		1.9	147.00	18.20	160.0	180.0		13.7	100.00						
1.40	17.0	35.0		1.7	143.00	18.40	165.0	190.0		10.3	133.00						
1.50	15.0	42.0		1.9	147.00	18.60	90.0	110.0		8.6	100.00						
1.60	23.0	45.0		2.3	143.00	18.80	90.0	105.0		8.6	133.00						
2.00	15.0	42.0		1.9	122.00	19.00	75.0	95.0		7.4	100.00						
2.20	15.0	35.0		1.9	67.00	19.20	100.0	115.0		9.6	133.00						
2.40	23.0	35.0		2.3	92.00	19.40	130.0	160.0		12.7	100.00						
2.50	17.0	31.0		1.7	83.00	19.50	105.0	120.0		10.3	100.00						
2.60	15.0	27.0		1.5	62.00	19.60	105.0	120.0		10.3	133.00						
3.00	15.0	30.0		1.8	62.00	20.00	140.0	160.0		13.7	133.00						
3.20	23.0	34.0		2.2	102.00	20.20	105.0	120.0		9.6	133.00						
3.40	15.0	34.0		1.9	67.00	20.40	110.0	130.0		10.6	133.00						
3.50	10.0	25.0		1.2	67.00	20.50	120.0	140.0		11.6	107.00						
3.60	13.0	23.0		1.3	62.00	20.60	84.0	100.0		8.2	133.00						
4.00	17.0	25.0		1.7	67.00	21.00	120.0	140.0		11.6	133.00						
4.20	15.0	32.0		1.9	102.00	21.20	120.0	140.0		11.6	133.00						
4.40	20.0	35.0		2.0	92.00	21.40	120.0	140.0		11.6	100.00						
4.50	21.0	35.0		2.1	92.00	21.50	150.0	165.0		14.7	133.00						
4.60	15.0	32.0		1.9	73.00	21.60	110.0	130.0		10.6	133.00						
5.00	17.0	25.0		1.7	62.00	22.00	160.0	180.0		13.7	100.00						
5.20	10.0	24.0		1.2	67.00	22.20	140.0	155.0		13.7	133.00						
5.40	10.0	20.0		1.0	92.00	22.40	140.0	160.0		13.7	100.00						
5.50	11.0	15.0		1.1	52.00	22.50	110.0	125.0		10.6	133.00						
5.60	5.0	15.0		0.9	52.00	22.60	150.0	170.0		14.7	167.00						
6.00	5.0	17.0		0.9	52.00	23.00	160.0	180.0		15.7	100.00						
6.20	17.0	25.0		1.7	52.00	23.20	160.0	175.0		15.7	167.00						
6.40	11.0	15.0		1.1	67.00	23.40	170.0	190.0		16.7	133.00						
6.50	14.0	24.0		1.4	62.00	23.50	175.0	190.0		17.2	133.00						
6.60	5.0	15.0		0.9	47.00	23.60	120.0	140.0		11.6	167.00						
7.00	16.0	25.0		1.3	47.00	24.00	120.0	140.0		11.6	133.00						
7.20	17.0	24.0		1.7	52.00	24.20	120.0	140.0		11.6	133.00						
7.40	34.0	42.0		2.3	112.00	24.40	140.0	160.0		13.7	133.00						
7.50	36.0	32.0		2.6	67.00	24.50	140.0	160.0		13.7	67.00						
7.60	47.0	62.0		4.5	52.00	24.60	190.0	200.0		18.6	200.00						
8.00	36.0	62.0		2.7	67.00	25.00	160.0	180.0		13.7	167.00						
8.20	50.0	62.0		4.9	72.00	25.20	155.0	180.0		15.2	100.00						
8.40	52.0	62.0		5.1	67.00	25.40	95.0	110.0		9.3	60.00						
8.50	45.0	62.0		4.5	67.00	25.50	80.0	90.0		7.6	200.00						
8.60	50.0	62.0		4.9	52.00	25.60	350.0	280.0		24.5	200.00						
9.00	44.0	55.0		4.3	67.00	26.00	350.0	280.0		24.5	133.00						
9.20	36.0	45.0		3.7	92.00	26.20	360.0	290.0		25.5	133.00						
9.40	36.0	52.0		3.7	67.00	26.40	160.0	200.0		17.6	133.00						
9.50	46.0	55.0		4.7	67.00	26.50	160.0	180.0		15.7	133.00						
9.60	66.0	75.0		5.7	107.00	26.60	160.0	200.0		17.6	133.00						
10.00	60.0	75.0		5.1	62.00	27.00	330.0	250.0		22.5	200.00						
10.20	36.0	65.0		5.5	72.00	27.20	330.0	260.0		22.5	200.00						
10.40	46.0	35.0		4.7	102.00	27.40	330.0	250.0		24.5	133.00						
10.50	60.0	75.0		5.9	112.00	27.60	330.0	280.0		22.5	167.00						
10.60	63.0	65.0		6.2	92.00	27.80	200.0	230.0		19.6	230.00						
11.00	36.0	32.0		4.5	162.00	28.00	240.0	275.0		23.5	100.00						
11.20	46.0	70.0		4.5	92.00	28.20	160.0	175.0		15.7	100.00						
11.40	56.0	70.0		5.5	67.00	28.40	160.0	175.0		15.7	133.00						
11.50	76.0	35.0		7.5	127.00	28.50	160.0	200.0		17.6	133.00						
11.60	76.0	95.0		7.4	67.00	28.60	200.0	220.0		19.6	133.00						
12.00	92.0	105.0		9.0	102.00	29.00	190.0	210.0		18.6	133.00						
12.20	85.0	102.0		8.3	122.00	29.20	190.0	210.0		18.6	167.00						
12.40	70.0	90.0		7.1	107.00	29.40	170.0	190.0		16.7	133.00						
12.50	74.0	90.0		7.3	100.00	29.50	195.0	215.0		19.1	133.00						
12.60	65.0	80.0		6.4	92.00	29.60	190.0	210.0		18.6	167.00						
13.00	76.0	90.0		7.4	112.00	30.00	170.0	190.0		16.7	167.00						
13.20	76.0	95.0		7.6	107.00	30.20	160.0	175.0		14.7	167.00						
13.40	76.0	90.0		7.4	142.00	30.40	170.0	190.0		16.7	133.00						
13.50	72.0	95.0		7.4	132.00	30.50	140.0	160.0		13.7	133.00						
13.60	60.0	80.0		6.9	103.00	30.60	130.0	170.0		14.7	167.00						
14.00	36.0	100.0		2.3	67.00	31.00	160.0	180.0		15.7	133.00						
14.20	90.0	105.0		9.0	102.00	31.20	200.0	220.0		19.6	133.00						
14.40	90.0	105.0		9.3	62.00	31.40	160.0	200.0		17.6	167.00						
14.50	95.0	110.0		9.5	107.00	31.50	170.0	190.0		16.7	100.00						
14.60	94.0	110.0		9.2	132.00	31.60	150.0	165.0		14.7	133.00						
15.00	100.0	120.0		9.8	102.00	32.00	160.0	200.0		17.6							
15.20	110.0	125.0		10.9	132.00												
15.40	120.0	140.0		11.9	102.00												
15.50	140.0	155.0		12.7	167.00												
15.60	120.0	145.0		11.9	132.00												
16.00	130.0	150.0		12.7	132.00												
16.20	140.0	160.0		12.7	132.00												
16.40	140.0	160.0		12.7	132.00												
16.50	140.0	160.0		14.2	132.00												
16.60	150.0	160.0		15.7	132.00												
16.80	150.0	160.0		15.7	132.00												
17.00	150.0	160.0		15.7	132.00												

H = profondità
L1 = prima lettura (punta)
L2 = seconda lettura (punta + laterale)
Lt = terza lettura (totale)
C = 10.00 costante di trasformazione

qc = resistenza di punta
fs = resistenza laterale calcolata
0.20 m sopra quota cc

nota:

FCN025

**PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI**

CPT

2

referimento **056-2012**

Committente: COMUNE DI SAN POSSIDONIO
Cantiere: SAN POSSIDONIO Via Focherini
Località: SAN POSSIDONIO Via Focherini

U.M.: MPa Data esec.: 04/07/2012
Pagina: 1
Elaborato: Falda: -2.50 m. 2.63

H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf	H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf
m	-	-	-	MPa	kPa	-	%	m	-	-	-	MPa	kPa	-	%
0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	50.00	0		15.20	120.0	115.0	9.2	100.00	130	1.0	
0.40	20.0	32.0	2.0	57.00	25	4.4		15.40	115.0	130.0	11.3	100.00	116	0.9	
0.60	21.0	34.0	2.1	147.00	14	7.0		15.60	80.0	95.0	7.8	133.00	90	1.7	
0.80	17.0	39.0	1.7	120.00	14	7.1		15.80	120.0	140.0	11.8	133.00	90	1.1	
1.00	15.0	36.0	1.8	147.00	12	8.2		16.00	120.0	140.0	11.8	133.00	90	1.1	
1.20	15.0	40.0	1.8	140.00	13	7.5		16.20	80.0	100.0	7.8	100.00	80	1.3	
1.40	17.0	38.0	1.7	57.00	20	5.1		16.40	115.0	130.0	11.3	187.00	90	1.5	
1.60	13.0	29.0	1.3	93.00	14	7.2		16.60	150.0	175.0	14.7	133.00	113	0.9	
1.80	22.0	38.0	2.2	67.00	35	3.0		16.80	130.0	200.0	17.6	200.00	90	1.1	
2.00	15.0	28.0	1.8	53.00	24	2.9		17.00	250.0	230.0	19.0	200.00	150	1.0	
2.20	17.0	25.0	1.7	50.00	21	4.7		17.20	250.0	280.0	24.6	133.00	188	0.5	
2.40	16.0	29.0	1.6	40.00	40	2.5		17.40	150.0	200.0	17.6	133.00	136	0.7	
2.60	14.0	20.0	1.4	47.00	30	3.4		17.60	150.0	180.0	15.7	133.00	120	0.8	
2.80	14.0	21.0	1.4	60.00	23	4.3		17.80	150.0	180.0	15.7	133.00	120	0.8	
3.00	9.0	18.0	0.9	60.00	15	8.7		18.00	140.0	160.0	13.7	187.00	124	1.2	
3.20	14.0	23.0	1.4	33.00	40	2.4		18.20	170.0	195.0	16.7	187.00	102	1.0	
3.40	19.0	24.0	1.9	67.00	25	3.5		18.40	150.0	185.0	15.7	133.00	120	0.5	
3.60	19.0	29.0	1.9	60.00	32	3.2		18.60	130.0	200.0	17.6	133.00	136	0.7	
3.80	19.0	28.0	1.9	60.00	32	3.2		18.80	150.0	170.0	14.7	187.00	90	1.1	
4.00	21.0	30.0	2.1	67.00	31	3.2		19.00	160.0	185.0	15.7	187.00	90	1.0	
4.20	19.0	29.0	1.9	73.00	26	3.5		19.20	150.0	175.0	14.7	133.00	113	0.9	
4.40	15.0	29.0	1.8	53.00	34	2.9		19.40	170.0	190.0	16.7	187.00	102	1.0	
4.60	17.0	25.0	1.7	53.00	32	3.1		19.60	130.0	185.0	12.7	187.00	76	1.3	
4.80	17.0	25.0	1.7	67.00	25	3.2		19.80	150.0	175.0	14.7	133.00	113	0.9	
5.00	16.0	20.0	1.6	60.00	27	3.5		20.00	140.0	160.0	13.7				
5.20	11.0	11.0	1.1	53.00	21	4.5									
5.40	9.0	18.0	0.9	40.00	20	6.0									
5.60	11.0	17.0	1.1	53.00	21	4.5									
5.80	15.0	23.0	1.5	67.00	22	4.5									
6.00	16.0	26.0	1.6	93.00	17	6.5									
6.20	14.0	28.0	1.4	47.00	30	3.4									
6.40	17.0	24.0	1.7	67.00	25	3.9									
6.60	53.0	80.0	4.0	50.00	23	1.6									
6.80	74.0	88.0	7.3	120.00	22	1.6									
7.00	60.0	78.0	6.0	57.00	29	1.5									
7.20	80.0	73.0	6.0	57.00	29	1.5									
7.40	55.0	92.0	2.3	67.00	127	0.5									
7.60	62.0	72.0	6.1	67.00	93	1.1									
7.80	55.0	105.0	9.3	100.00	25	1.2									
8.00	110.0	125.0	10.8	133.00	25	1.2									
8.20	10.0	130.0	10.8	100.00	110	0.9									
8.40	25.0	100.0	2.3	100.00	25	1.2									
8.60	74.0	89.0	7.3	93.00	20	1.3									
8.80	54.0	92.0	2.2	100.00	24	1.2									
9.00	105.0	120.0	10.3	57.00	121	0.8									
9.20	92.0	105.0	9.0	100.00	92	1.1									
9.40	55.0	100.0	2.3	100.00	25	1.2									
9.60	50.0	105.0	2.6	100.00	90	1.1									
9.80	75.0	90.0	7.4	57.00	26	1.2									
10.00	92.0	105.0	9.0	100.00	92	1.1									
10.20	100.0	115.0	9.8	133.00	75	1.3									
10.40	120.0	140.0	11.8	133.00	90	1.1									
10.60	120.0	140.0	11.8	100.00	120	0.5									
10.80	105.0	120.0	10.3	133.00	79	1.3									
11.00	120.0	140.0	11.8	100.00	120	0.5									
11.20	105.0	120.0	10.3	133.00	79	1.3									
11.40	100.0	120.0	9.8	100.00	100	1.0									
11.60	100.0	115.0	9.8	100.00	100	1.0									
11.80	115.0	130.0	11.3	133.00	26	1.2									
12.00	100.0	120.0	9.8	100.00	100	1.0									
12.20	95.0	110.0	9.3	100.00	25	1.1									
12.40	105.0	120.0	10.3	167.00	23	1.6									
12.60	120.0	145.0	11.8	100.00	120	0.5									
12.80	105.0	120.0	10.3	133.00	79	1.3									
13.00	110.0	130.0	10.8	100.00	110	0.9									
13.20	25.0	100.0	2.3	100.00	25	1.2									
13.40	100.0	115.0	9.8	100.00	100	1.0									
13.60	95.0	110.0	9.3	167.00	27	1.5									
13.80	120.0	145.0	11.8	133.00	20	1.1									
14.00	150.0	170.0	14.7	133.00	113	0.9									
14.20	130.0	160.0	12.7	133.00	95	1.0									
14.40	150.0	180.0	15.7	167.00	26	1.0									
14.60	170.0	185.0	16.7	133.00	125	0.5									
14.80	150.0	180.0	15.7	133.00	120	0.5									
15.00	110.0	130.0	10.8	100.00	110	0.9									

H = profondità
L1 = prima lettura (punta)
L2 = seconda lettura (punta + laterale)
Lt = terza lettura (totale)
C = 10.00 costante di trasformazione

qc = resistenza di punta
fs = resistenza laterale calcolata
0.20 m sopra quota qc
F = rapporto Begemann (col fs)
Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc) * 100

nota:

FCN02E

Tabella1: Dati di campagna e valori trasformati ricavati dalle prove penetrometriche n. 1 e n. 2.

$$L_{1-\alpha}(\bar{Y}, S^2) = \bar{Y} + \frac{S^2}{2} \frac{t_{1-\alpha/2}(n-1)}{\sqrt{n}} * \sqrt{S^2(1 + \frac{S^2}{2})}$$

La formula utilizzata per il calcolo del 5° percentile della distribuzione normale del parametro geotecnico (ϕ) è :

$$\mu = t(n-1) \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right) + \bar{x}$$

I dati immessi nei calcoli sono i valori di c_u e di ϕ derivati dalle correlazioni dei valori di q_c e f_s ricavati direttamente dalle prove penetrometriche mediante le correlazioni standard (Raccomandazioni AGI 1977-Ricceri et Altri 1974 – Marsal et al. 1974/1979).

COESIONE NON DRENATA Terreni COESIVI $C_u = R_p/\beta$			
CORRELAZIONI STANDARD - Raccomandazioni A.G.I. 1977 - Ricceri et altri 1974 - Marsland et al. 1974/1979			
- Argille normalmente consolidate N.C. ($q_c \leq 10 \text{ kg/cm}^2$)	$\beta = 25$	(valore standard: 20)	
- Argille intermedie ($10 < q_c < 30 \text{ kg/cm}^2$)	$\beta =$ valore interpolato		
- Argille sovra consolidate S.C. ($q_c \geq 30 \text{ kg/cm}^2$)	$\beta = 40$	(valore standard: 30)	

Fig.3: Correlazioni per il calcolo di c_u dai valori di q_c e f_s .

I valori immessi nella formula utilizzata per il calcolo del 5° percentile della distribuzione relativi ai parametri geotecnici di interesse sono quelli significativi per i singoli strati indagati.

Lo scopo è fornire un valore di c_u e ϕ che caratterizzi lo strato nel suo complesso. Nei calcoli vengono quindi eliminati, se presenti, i valori di picco di livelli centimetrici non rappresentativi delle caratteristiche litologiche dello strato.

Se si considerano tutti i valori definiti ogni 20 cm dalle prove penetrometriche senza fare un'analisi ragionata delle proprietà litologiche dello strato si rischia di ottenere dei parametri geotecnici che falsano le reali caratteristiche dello strato.

I dati immessi nei calcoli sono i valori di c_u e di ϕ derivati dalle correlazioni dei valori di q_c e f_s ricavati direttamente dalla prova penetrometrica e interpretate e "ragionate" dalla scrivente.

Primo strato, da sotto il terreno vegetale alla quota variabile da - 6.40m a - 7.20 m argille compatte sovraconsolidate per essiccamento: $c_{uk} = 58.00 \text{ kPa}$; Secondo strato da - 6.40/7.20 m a - 9.60 m livello di sabbie poco addensate: $\phi_k = 26.70^\circ$;

Terzo strato da - 9.60 m a - 13.80 m sabbie mediamente addensate: $\phi_k = 27.20^\circ$;

Quarto strato da - 13.80 a - 25.80 m sabbie addensate: $\phi_k = 29.80^\circ$;

Quinto strato da - 25.80 m a - 32.00 m sabbie molto addensate: $\phi_k = 31.70^\circ$.

Sintetizzando nella tabella di seguito si riportano i parametri in termini di resistenza dei terreni indagati ricavati direttamente dall'analisi delle prove penetrometriche come descritto sopra per i parametri in condizioni non

drenate e desunte da analisi di laboratorio eseguite su campioni aventi caratteristiche meccaniche paragonabili a quelli del sito di studio per i parametri in condizioni drenate.

Profondità dal p.c. (m)	Unità Formazionale	γ'_d (kN/m ³)	γ'_w (kN/m ³)	c'_k (kPa)	ϕ'_k (°)	C_{uk} (kPa)
0 – 6.40/7.20	Argille compatte	15	19	4	22	58
6.40/7.20 – 9.60	Sabbie poco addensate	17	20	/	26.70	/
9.60 – 13.80	Sabbie mediamente addensate	18	20	/	27.20	/
13.80 – 25.80	Sabbie addensate	18	20	/	29.80	/
25.80 – 32.00	Sabbie molto addensate	19	21	/	31.70	/

Si riportano inoltre i parametri geotecnici in termini di deformabilità dedotti da prove di laboratorio eseguite su campioni di terreno paragonabili a quelli indagati e da dati di bibliografia.

Profondità dal p.c. (m)	Unità Formazionale	γ'_d (kN/m ³)	γ'_w (kN/m ³)	Coeff. di Poisson (ν)	Modulo elastico E' (kPa)	Modulo Edometrico Ed (kPa)
0 – 6.40/7.20	Argille compatte	15	19	0.42	/	4000
6.40/7.20 – 9.60	Sabbie poco addensate	17	20	0.39	25000	/
9.60 – 13.80	Sabbie mediamente addensate	18	20	0.38	30000	/
13.80 – 25.80	Sabbie addensate	18	20	0.37	40000	/
25.80 – 32.00	Sabbie molto addensate	19	21	0.36	45000	/

4 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI

4.1 TIPOLOGIA DELLE FONDAZIONI E DELLA STRUTTURA

Sulla base del modello geologico tecnico desunto e sulla base delle combinazioni di carico fornite dal progettista strutturale Ing. Piva, considerato l'edificio di progetto che prevede la realizzazione di una struttura scolastica a un piano a pianta irregolare in pannelli leggeri di legno massiccio a strati incrociati tipo X-Lam, si è provveduto, di comune accordo con lo staff di progettazione, di procedere alla realizzazione di fondazioni superficiali lineari continue impostate a – 0.80 m dal piano d'esecuzione prove corrispondente alla quota del terreno attuale.

La profondità del piano di posa deve essere posizionata al di sotto della coltre di terreno vegetale e al di sotto da eventuali riporti, nonché al di sotto dello strato interessato da gelo e sopra le variazioni stagionali del livello della frangia freatica. Da uno studio eseguito sul territorio comunale di cui si parla in dettaglio nella relazione idrogeologica, nel sito di studio la soggiacenza rilevata nel gennaio 2002 si posizionava a – 3.50 m mentre quella rilevata in sito durante l'esecuzione delle prove nel luglio 2012 si posizionava alla profondità di – 2.60 m.

Nell'analisi geotecnica cautelativamente viene considerato il livello di soggiacenza più alto rilevato in sito in data 04/07/2012 pari a – 2.60 m dal piano campagna attuale e quindi a – 4.00 m dal pavimento finito.

4.2 CALCOLO PORTANZA DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Per ogni SLU si deve verificare che l'effetto delle azioni di progetto (E_d = Domanda) sia non superiore alla Resistenza di progetto (R_d = Capacità)

$$E_d \leq R_d$$

dove:

$$E_d = E \left\{ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left\{ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}$$

con l'introduzione dei coefficienti di sicurezza parziali, specializzati e differenziati, nella definizione sia della domanda sia della capacità e rispettivamente:

γ_F : riguardo alle azioni

γ_M : riguardo ai materiali

γ_R : riguardo alla capacità

Gli approcci progettuali da seguire sono i seguenti:

- Approccio 1:

Combinazione 1 – (A1+M1+R1) - STR

Combinazione 2 – (A2+M2+R2) - GEO

- Approccio 2:

Combinazione – (A1+M1+R3) - STR+GEO

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 – (A2+M2+R2) mentre le rimanenti verifiche devono essere effettuate seguendo almeno uno dei due approcci.

Gli stati limiti ultimi nelle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso che mobilitano la resistenza ultima del terreno (GEO) o la resistenza ultima degli elementi strutturali (STR)''

Le verifiche agli stati limiti ultimi nelle fondazioni superficiali devono essere effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

➤ SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Collasso per carico limite terreno-fondazione
- Collasso per slittamento sul piano di posa
- Stabilità globale nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii.

➤ SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza strutturale

I valori di A1, A2, M1, M2, R1, R2 ed R3 si determinano in base alle seguenti tabelle:

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

In conformità con la normativa vigente si è deciso di utilizzare l'Approccio 2 (GEO) combinazione A1+M1+R3. Le verifiche di sicurezza sono state condotte per tutte le tipologie fondazionali con il programma di calcolo "Loadcap 2012 - rel. 610" della ditta GEOSTRU sas, di cui si riporta in allegato la validazione ai sensi del capitolo 10.2 delle NTC08. La verifica sismica in condizioni di S.L.V. considera il taglio sismico fornito dal progettista pari a 5 KN/m poiché la struttura a pareti x-Lam è ancorata alla fondazione con forma scatolare e non produce momenti a terra.

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

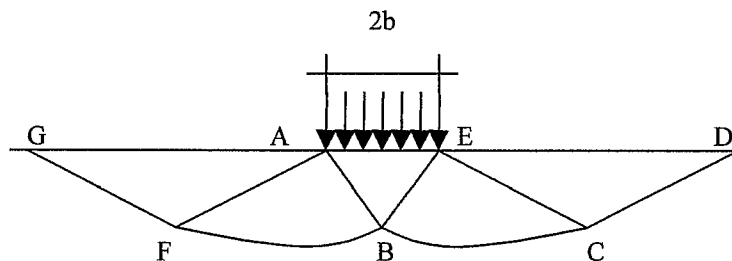
Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie $GFBCD$.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi / 2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche. I poli di queste sono i punti A ed E . Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi / 2)$ rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\frac{\pi \tan \varphi}{2} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)} - 1 \right]$$

Per $\varphi = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\varphi=0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: γ diverso da 0, $\varphi = 0$, $c=0$

e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma_1 + B \times c$$

che è sicuramente è un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno. Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito

dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

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

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

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

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

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

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

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

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

$$tg\phi_{rid} = 2/3 \times tg\phi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

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

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

dove:

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

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

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

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

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma. Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_j per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\begin{aligned} \text{Carico verticale} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \\ \text{Carico inclinato} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \end{aligned}$$

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

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*, le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d' _c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$$b_q = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\varphi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

Q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ Per fondazioni quadrate o circolari.

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .
 $i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \tan \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 (B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_{\text{蛸}} = 1 - H / (V + A' c' \cot \text{蛸})$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi)]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi)]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0,5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

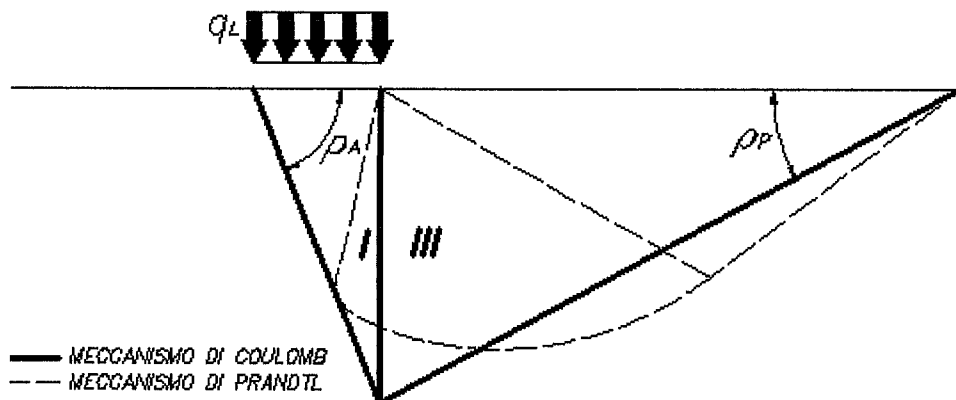
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (q_L)

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno φ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} - \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} + \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\varphi=0.5\delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un'analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni k_h g e k_v

g, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_a e ρ_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

— $\phi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	Nq	N _γ	Nc
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per $\phi=30^\circ$

Verifica a slittamento

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente. La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

Fattori correttivi sismici: Paolucci e Pecker

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z :

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg\phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove K_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta X(a_{max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 K_h$$

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$a_{max} = S_S S_T a_g$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

T1 ($S_T = 1.0$) T2 ($S_T = 1.20$) T3 ($S_T = 1.20$) T4 ($S_T = 1.40$).

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Cedimenti elastici

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_1 = Coefficienti di influenza dipendenti da: L/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto L/B' ed H/B , utilizzando $B' = B/2$ e $L' = L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B' = B$ e $L' = L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di Fox (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a 5B, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

4.3 RELAZIONE DI CALCOLO

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	1.0 m
Lunghezza fondazione	45.0 m
Profondità piano di posa	0.75 m
Profondità falda	2.5

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.264
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	2
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.141
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0634
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.3208

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
Classe d'uso: Classe IV
Vita nominale: 50.0 [anni]
Vita di riferimento: 100.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60.0	0.5	2.51	0.27
S.L.D.	101.0	0.66	2.49	0.28
S.L.V.	949.0	1.83	2.54	0.28
S.L.C.	1950.0	2.43	2.47	0.29

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.75	0.2	0.0153	0.0076
S.L.D.	0.99	0.2	0.0202	0.0101
S.L.V.	2.5905	0.24	0.0634	0.0317
S.L.C.	3.2386	0.28	0.0925	0.0462

Stratigrafia terreno

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/m ²]	c Corr. [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
6.4	15.0	19.0	22.0	22	4.0	4.0	58.0	0.0	4000.0	0.42	0.007	0.0
3.2	17.0	20.0	26.7	26.7	0.0	0.0	0.0	25000.0	0.0	0.39	0.0	0.0
4.2	18.0	20.0	27.2	27.2	0.0	0.0	0.0	30000.0	0.0	0.38	0.0	0.0
12.0	18.0	20.0	29.8	29.8	0.0	0.0	0.0	40000.0	0.0	0.37	0.0	0.0
6.2	19.0	21.0	31.7	31.7	0.0	0.0	0.0	45000.0	0.0	0.36	0.0	0.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	0.00	61.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	0.00	47.00	0.00	0.00	6.00	6.00	Progetto
3	S.L.E.	60.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	60.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

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

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: MEYERHOF (1963)

Carico limite [Qult]	140.47 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	61.07 kN/m ²
Tensione [Ed]	1.04 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	134.49
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 5618.7 kN/m³

A1+M1+R3 SLU

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7.82
Fattore [Nc]	16.88
Fattore [Ng]	4.13
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.3
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.01
Fattore profondità [Dq]	1.24
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	228.34 kN/m ²
Resistenza di progetto	99.28 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.19
Fattore [Nc]	20.27
Fattore [Ng]	6.61
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	234.08 kN/m ²
Resistenza di progetto	101.77 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7.82
Fattore [Nc]	16.88
Fattore [Ng]	4.07
Fattore forma [Sc]	1.01
Fattore profondità [Dc]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.11
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.11
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	215.66 kN/m ²
Resistenza di progetto	93.76 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7.82
Fattore [Nc]	16.88
Fattore [Ng]	7.13
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.3
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.01
Fattore profondità [Dq]	1.24
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	250.6 kN/m ²
Resistenza di progetto	108.95 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7.82
Fattore [Nc]	16.88
Fattore [Ng]	4.13
Fattore forma [Sc]	1.01
Fattore profondità [Dc]	1.3
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.01
Fattore profondità [Dq]	1.24
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	229.18 kN/m ²
Resistenza di progetto	99.64 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

A1+M1+R3 SLV

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7.82
Fattore [Nc]	16.88
Fattore [Ng]	4.13
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.3
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.95
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.24
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.96
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.88
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.93
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	212.95 kN/m ²
Resistenza di progetto	92.59 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	9.19
Fattore [Nc]	20.27
Fattore [Ng]	6.61
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.26
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	197.36 kN/m ²
Resistenza di progetto	85.81 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	7.82
Fattore [Nc]	16.88
Fattore [Ng]	4.07
Fattore forma [Sc]	1.01
Fattore profondità [Dc]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.79
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.11
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.79
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.11
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.3
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.93
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	140.47 kN/m ²
Resistenza di progetto	61.07 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	7.82
Fattore [Nc]	16.88
Fattore [Ng]	7.13
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.3
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.96
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.24
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.97
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0

Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.95
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.93
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	236.56 kN/m ²
Resistenza di progetto	102.85 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7.82
Fattore [Nc]	16.88
Fattore [Ng]	4.13
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.3
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.96
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.24
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.96
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.95
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.93
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	216.4 kN/m ²
Resistenza di progetto	94.09 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

VERIFICA A SCORRIMENTO (Sisma)

Adesione terreno fondazione	2 kN/m ²
Angolo di attrito terreno fondazione	14 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	92.47 kN
Sollecitazione di progetto	8.49 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

4.4 VALUTAZIONE CEDIMENTI

Il calcolo di previsione dei cedimenti è stato eseguito con cedimento edometrico calcolato con metodo di consolidazione monodimensionale di Terzaghi prendendo a riferimento le caratteristiche geomeccaniche degli strati caratterizzati e i parametri geotecnici derivati direttamente dalle prove dalle prove penetrometriche.

Nei calcoli si sono considerate fondazioni lineari continue superficiale di larghezza alla base pari a 100 cm per la tensione di esercizio effettivamente trasmessa, fornita dal progettista pari a 0.60 kg/cm^2 (58.80 kPa).

I cedimenti ottenuti sono:

CEDIMENTI PER OGNI STRATO - SLE

Pressione normale di progetto 60.0 kN/m^2

Cedimento dopo T anni 10.0

Cedimento totale 0.73 cm

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

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m^2)	Dp (kN/m^2)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	3.575	47.382	5.159	Edometrico	0.73	--	0.73
2	8	0	0	Schmertmann	0	--	0
3	11.7	0	0	Schmertmann	0	--	0
4	19.8	0	0	Schmertmann	0	--	0
5	28.9	0	0	Schmertmann	0	--	0

Decorso cedimenti nel tempo Strato..1 Wt=0.73 cm

Cedimento [cm]	% Ced	Tempo giorni
0.073	10	5.214815
0.146	20	21.26561
0.219	30	47.88148
0.292	40	85.33334
0.365	50	132.7407
0.438	60	193.6931
0.511	70	272.9312
0.584	80	384.0
0.657	90	574.3069
0.73	100	677.2487

CEDIMENTI PER OGNI STRATO - SLD

Pressione normale di progetto 60.0 kN/m^2

Cedimento dopo T anni 10.0

Cedimento totale 0.91 cm

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

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	3.575	47.382	6.447	Edometrico	0.91	---	0.91
2	8	0	0	Schmertmann	0	---	0
3	11.7	0	0	Schmertmann	0	---	0
4	19.8	0	0	Schmertmann	0	---	0
5	28.9	0	0	Schmertmann	0	---	0

Decorso cedimenti nel tempo Strato..1 Wt=0.91 cm

Cedimento [cm]	% Ced	Tempo giorni
0.091	10	5.214815
0.182	20	21.26561
0.273	30	47.88148
0.364	40	85.33334
0.455	50	132.7407
0.546	60	193.6931
0.637	70	272.9312
0.728	80	384.0
0.819	90	574.3069
0.91	100	677.2487

PROVE PENETROMETRICHE MECCANICHE CAPACITA' PORTANTE E CEDIMENTI (NTC 2008)		CPT																						
		riferimento	056-2012																					
Committente: COMUNE DI SAN POSSIDONIO Cantiere: SAN POSSIDONIO Via Focherini Località: SAN POSSIDONIO Via Focherini		U.M.: MPa Pagina: 1 Elaborato:	Data esec.: 04/07/2012 Falda:																					
<p>[1] Approccio 2</p> <table border="0"> <tr> <td>- Tipo verifica: NON DRENATA</td> <td>- Fondazione: TRAVE</td> <td>- Falda: -2,60 m</td> </tr> <tr> <td>- Coesione: (cuk) 56,84 kPa</td> <td>- Larghezza: (B) 1,00 m</td> <td>- Peso secco: (Gs) 1,85 t/m³</td> </tr> <tr> <td>- Coef.parz.: (γcu) 1,00</td> <td>- Lunghezza: (L) continua</td> <td>- Peso saturo: (Gw) 0,93 t/m³</td> </tr> <tr> <td>- Coesione: (cud) 56,84 kPa</td> <td>- Piano posa: (D) -0,80 m</td> <td></td> </tr> </table> <hr/> <table border="0"> <tr> <td>- Resistenza ammissibile :</td> <td>- CPT : 1 cedimento (S) :</td> <td>1,89 cm</td> </tr> <tr> <td>58,80 kPa</td> <td>- CPT : 2 cedimento (S) :</td> <td>1,89 cm</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>differenziale (S) : 0,00 cm</td> </tr> </table>				- Tipo verifica: NON DRENATA	- Fondazione: TRAVE	- Falda: -2,60 m	- Coesione: (cuk) 56,84 kPa	- Larghezza: (B) 1,00 m	- Peso secco: (Gs) 1,85 t/m ³	- Coef.parz.: (γcu) 1,00	- Lunghezza: (L) continua	- Peso saturo: (Gw) 0,93 t/m ³	- Coesione: (cud) 56,84 kPa	- Piano posa: (D) -0,80 m		- Resistenza ammissibile :	- CPT : 1 cedimento (S) :	1,89 cm	58,80 kPa	- CPT : 2 cedimento (S) :	1,89 cm			differenziale (S) : 0,00 cm
- Tipo verifica: NON DRENATA	- Fondazione: TRAVE	- Falda: -2,60 m																						
- Coesione: (cuk) 56,84 kPa	- Larghezza: (B) 1,00 m	- Peso secco: (Gs) 1,85 t/m ³																						
- Coef.parz.: (γcu) 1,00	- Lunghezza: (L) continua	- Peso saturo: (Gw) 0,93 t/m ³																						
- Coesione: (cud) 56,84 kPa	- Piano posa: (D) -0,80 m																							
- Resistenza ammissibile :	- CPT : 1 cedimento (S) :	1,89 cm																						
58,80 kPa	- CPT : 2 cedimento (S) :	1,89 cm																						
		differenziale (S) : 0,00 cm																						

I cedimenti assoluti permanenti calcolati sono compatibili con l'opera di progetto e variano da un minimo di 0.70 cm a un massimo di 1.89 cm .

5. CONCLUSIONI

Su incarico e per conto del Committente si è prodotta una caratterizzazione geotecnica dei terreni siti in Via Focherini in Comune di San Possidonio, dove è in progetto la costruzione di una struttura scolastica, si è fornita un'analisi delle resistenze di progetto e una verifica di tipo geotecnico allo Stato Limite Ultimo di tipo geotecnico dell'insieme fondazione-terreno sulla base dei carichi progettuali e della struttura fondale da realizzare.

La sequenza stratigrafica di dettaglio, la definizione dei parametri geotecnici dei livelli litologici superficiali e profondi riscontrati, sono ricavati dai risultati di n.2 prove penetrometriche statiche di tipo meccanico, eseguite in sito in data 04/07/2012 dal Laboratorio di prove geotecniche in sito GEOPROGETTI S.r.l. di Medolla.

Le prove sono state spinte alla profondità variabile da – 20.00 a – 32.00 m per la ricostruzione delle caratteristiche litologiche e stratigrafiche fino a tale quota.

I parametri sismici sono ricavati dall'analisi di pericolosità sismica locale eseguita nel sito di studio per l'edificio in oggetto e riportata nella relazione di analisi sismica.

La litologia profonda riscontrata nell'area presenta diversi livelli litologici.

Al di sotto del terreno vegetale, si trovano argille compatte sovraconsolidate per essiccamento;

dalla quota variabile da – 6.40 m (prova CPT n. 2) a – 7.20 m (prova CPT n. 1), si trova un livello di sabbie poco addensate fino alla quota di – 9.60;

da – 9.60 m a – 13.80 m sabbie mediamente addensate;

da – 13.80 a – 25.80 m sabbie addensate;

da – 25.80 m a – 32.00 m sabbie molto addensate.

I parametri geotecnici caratteristici per i vari strati riscontrati nella sequenza litologica sono derivati dalle correlazioni dei valori di q_c e f_s ricavati direttamente dalle prove penetrometriche e interpretate e "ragionate" dallo scrivente. I parametri caratteristici c_{uk} per gli strati coesivi e ϕ_k per i terreni sciolti sono:

Primo strato, da sotto il terreno vegetale alla quota variabile da – 6.40m a – 7.20 m argille compatte sovraconsolidate per essiccamento: $c_{uk} = 58.00$ kPa;

Secondo strato da – 6.40/7.20 m a – 9.60 m livello di sabbie poco addensate: $\phi_k = 26.70^\circ$;

Terzo strato da – 9.60 m a – 13.80 m sabbie mediamente addensate: $\phi_k = 27.20^\circ$;

Quarto strato da – 13.80 a – 25.80 m sabbie addensate: $\phi_k = 29.80^\circ$;

Quinto strato da – 25.80 m a – 32.00 m sabbie molto addensate: $\phi_k = 31.70^\circ$.

Sintetizzando nella tabella di seguito si riportano i parametri in termini di resistenza dei terreni indagati ricavati direttamente dall'analisi delle prove penetrometriche come descritto sopra per i parametri in condizioni non drenate e desunte da analisi di laboratorio eseguite su campioni aventi caratteristiche meccaniche paragonabili a quelli del sito di studio per i parametri in condizioni drenate.

Profondità dal p.c. (m)	Unità Formazionale	γ'_d (kN/m ³)	γ'_w (KN/m ³)	c'_{ik} (kPa)	ϕ'_{ik} (°)	C_{uk} (kPa)
0 – 6.40/7.20	Argille compatte	15	19	4	22	58
6.40/7.20 – 9.60	Sabbie poco addensate	17	20	/	26.70	/
9.60 – 13.80	Sabbie mediamente addensate	18	20	/	27.20	/
13.80 – 25.80	Sabbie addensate	18	20	/	29.80	/
25.80 – 32.00	Sabbie molto addensate	19	21	/	31.70	/

Si riportano inoltre i parametri geotecnici in termini di deformabilità dedotti da prove di laboratorio eseguite su campioni di terreno paragonabili a quelli indagati e da dati di bibliografia.

Profondità dal p.c. (m)	Unità Formazionale	γ'_d (kN/m ³)	γ'_w (KN/m ³)	Coeff. di Poisson (ν)	Modulo elastico E' (kPa)	Modulo Edometrico Ed (kPa)
0 – 6.40/7.20	Argille compatte	15	19	0.42	/	4000
6.40/7.20 – 9.60	Sabbie poco addensate	17	20	0.39	25000	/
9.60 – 13.80	Sabbie mediamente addensate	18	20	0.38	30000	/
13.80 – 25.80	Sabbie addensate	18	20	0.37	40000	/
25.80 – 32.00	Sabbie molto addensate	19	21	0.36	45000	/

Sulla base del modello geologico tecnico desunto e sulla base delle combinazioni di carico fornite dal progettista strutturale Ing. Piva, considerata la struttura dell'edificio che prevede la realizzazione di un edificio scolastico a un piano a pianta irregolare in pannelli leggeri di legno massiccio a strati incrociati tipo X-Lam, si è provveduto, di comune accordo con lo staff di progettazione, di procedere alla realizzazione di fondazioni superficiali lineari continue impostate a – 0.80 m dal piano d'esecuzione prove corrispondente alla quota del terreno attuale.

La profondità del piano di posa deve essere posizionata al di sotto della coltre di terreno vegetale e al di sotto da eventuali riporti, nonché al di sotto dello strato interessato da gelo e sopra le variazioni stagionali del livello della frangia freatica.

Da uno studio eseguito sul territorio comunale di cui si parla in dettaglio nella relazione idrogeologica, nel sito di studio la soggiacenza rilevata nel gennaio 2002 si posizionava a – 3.50 m mentre quella rilevata in sito durante l'esecuzione delle prove nel luglio 2012 si posizionava alla profondità di – 2.60 m.

Nell'analisi geotecnica cautelativamente viene considerato il livello di soggiacenza più alto rilevato in sito in data 04/07/2012 pari a – 2.60 m dal piano campagna attuale e quindi a – 4.00 m dal pavimento finito.

In conformità con la normativa vigente la verifica geotecnica si è deciso di utilizzare l'Approccio 2 (GEO) combinazione A1+M1+R3. Le verifiche di sicurezza sono state condotte per tutte le tipologie fondazionali con il programma di calcolo "Loadcap 2012 - rel. 610" della ditta GEOSTRU sas, di cui si riporta in allegato la validazione ai sensi del capitolo 10.2 delle NTC08. La verifica sismica in condizioni di S.L.V. considera il taglio sismico fornito dal progettista pari a 5 KN/m poiché la struttura a pareti x-Lam è ancorata alla fondazione con forma scatolare e non produce momenti a terra.

Riassumendo i valori delle resistenze di progetto sono:

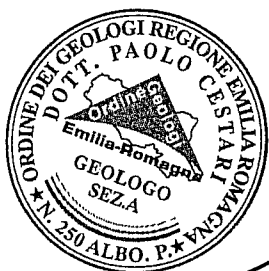
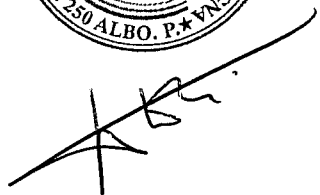
Resistenze di progetto - Rd (SLU) - Approccio 2

Autore	Approccio 2
	Comb - A1+M1+R3 (kN/m ²)
Hansen	99.28
Terzaghi	101.77
Meyerhof	93.76
Vesic	108.95
Brich - Hansen	99.64

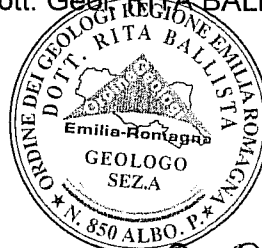
Le fondazioni di progetto sono state verificate secondo la normativa vigente.

Il calcolo di previsione dei cedimenti è stato eseguito con cedimento edometrico calcolato con metodo di consolidazione monodimensionale di Terzaghi prendendo a riferimento le caratteristiche geomeccaniche degli strati caratterizzati e i parametri geotecnici derivati direttamente dalle prove dalle prove penetrometriche. I cedimenti assoluti permanenti calcolati sono compatibili con l'opera di progetto e variano da un minimo di 0.70 cm a un massimo di 1.89 cm .

Dott. Geol. CESTARI PAOLO

Dott. Geol. RITA BALLISTA



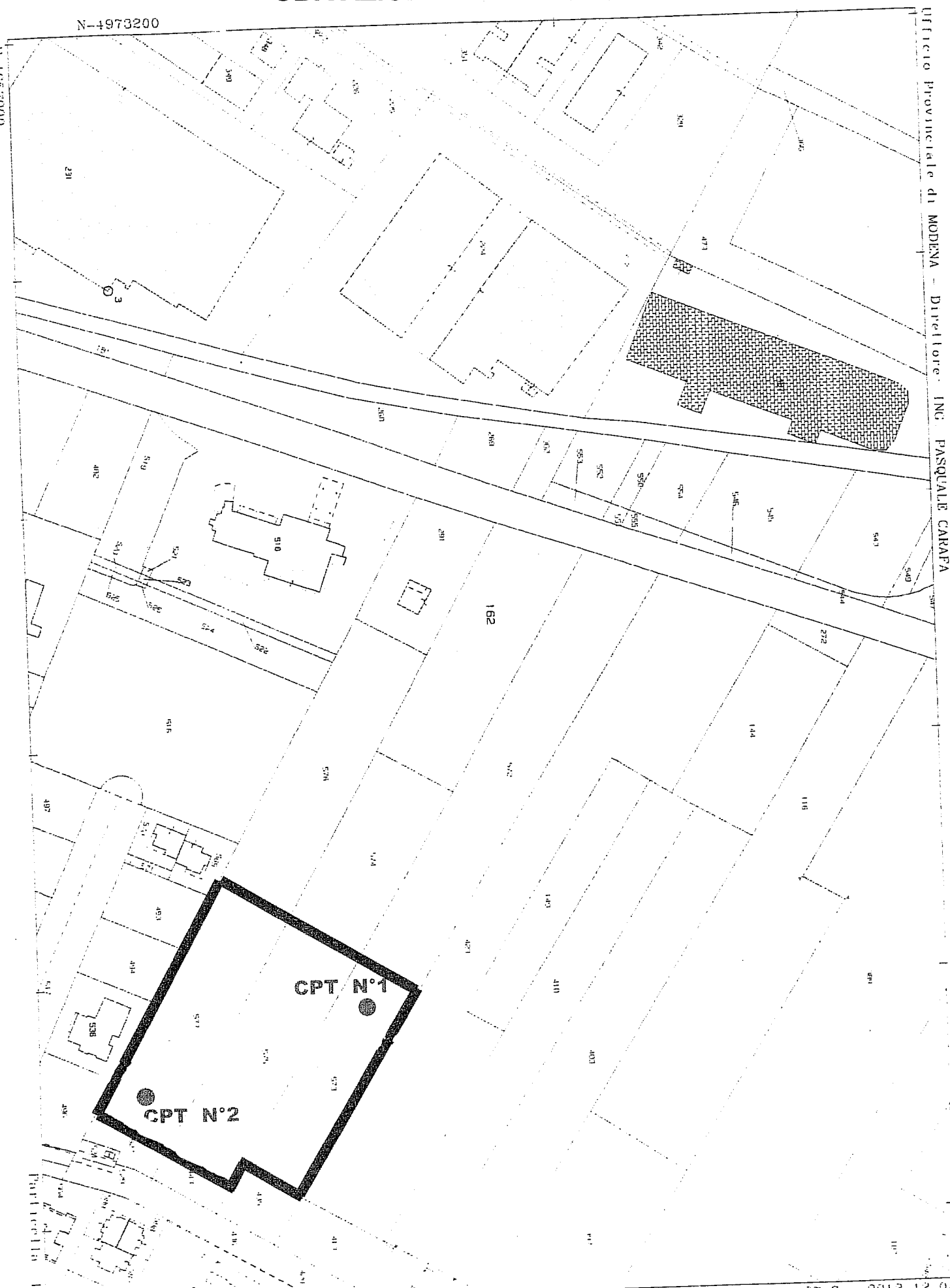

ALLEGATI

- 1) UBICAZIONE INDAGINI ESEGUITE
- 2) DIAGRAMMI PROVE PENETROMETRICHE
- 3) DIAGRAMMI VALUTAZIONI LITOLOGICHE
- 4) PARAMETRI GEOTECNICI
- 5) DICHIARAZIONE SECONDO N.T.C. 2008 (PUNTO 10.2)
- 6) VALIDAZIONE CODICE DI CALCOLO

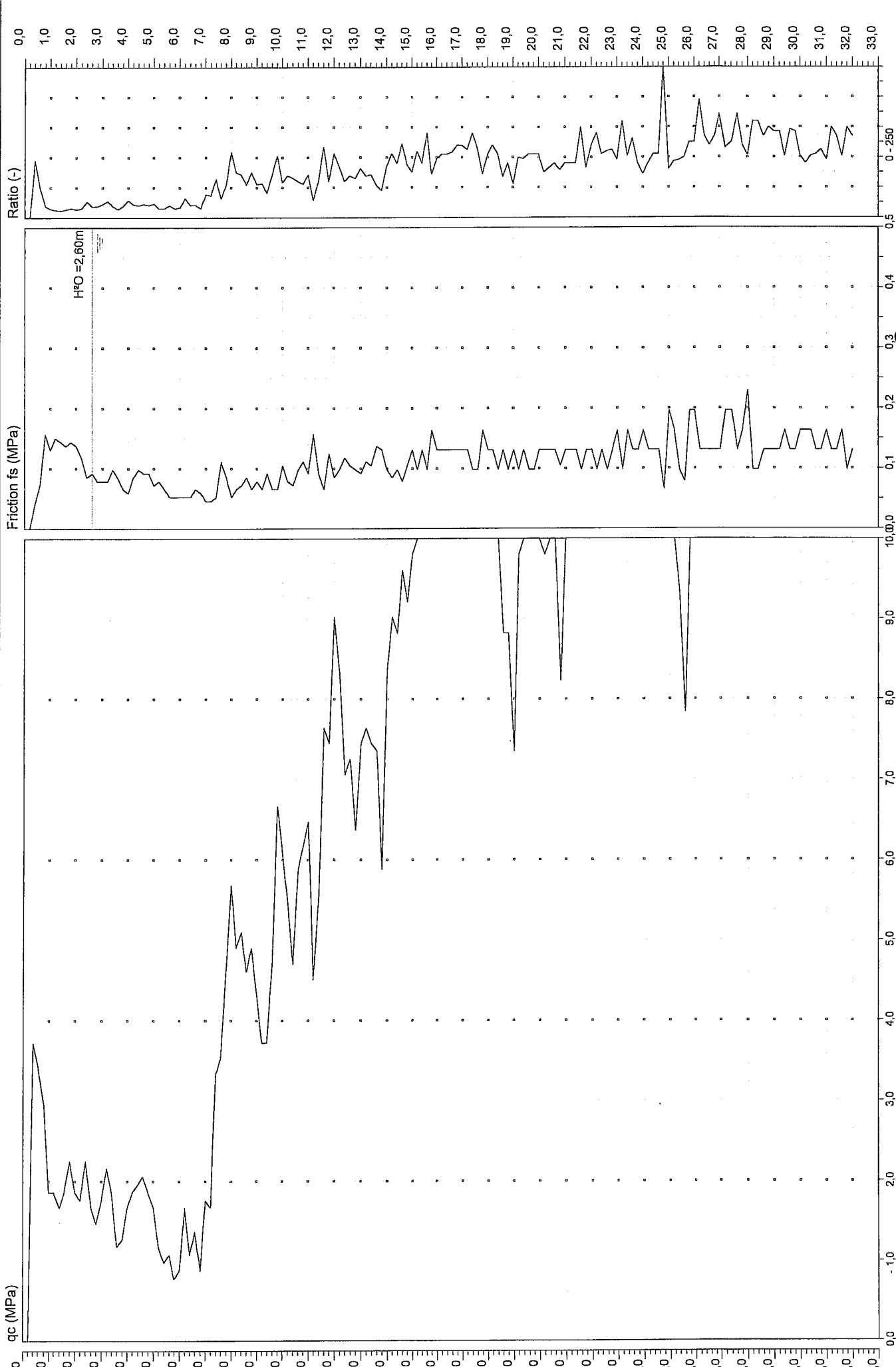
UBICAZIONE AREA D'INDAGINE

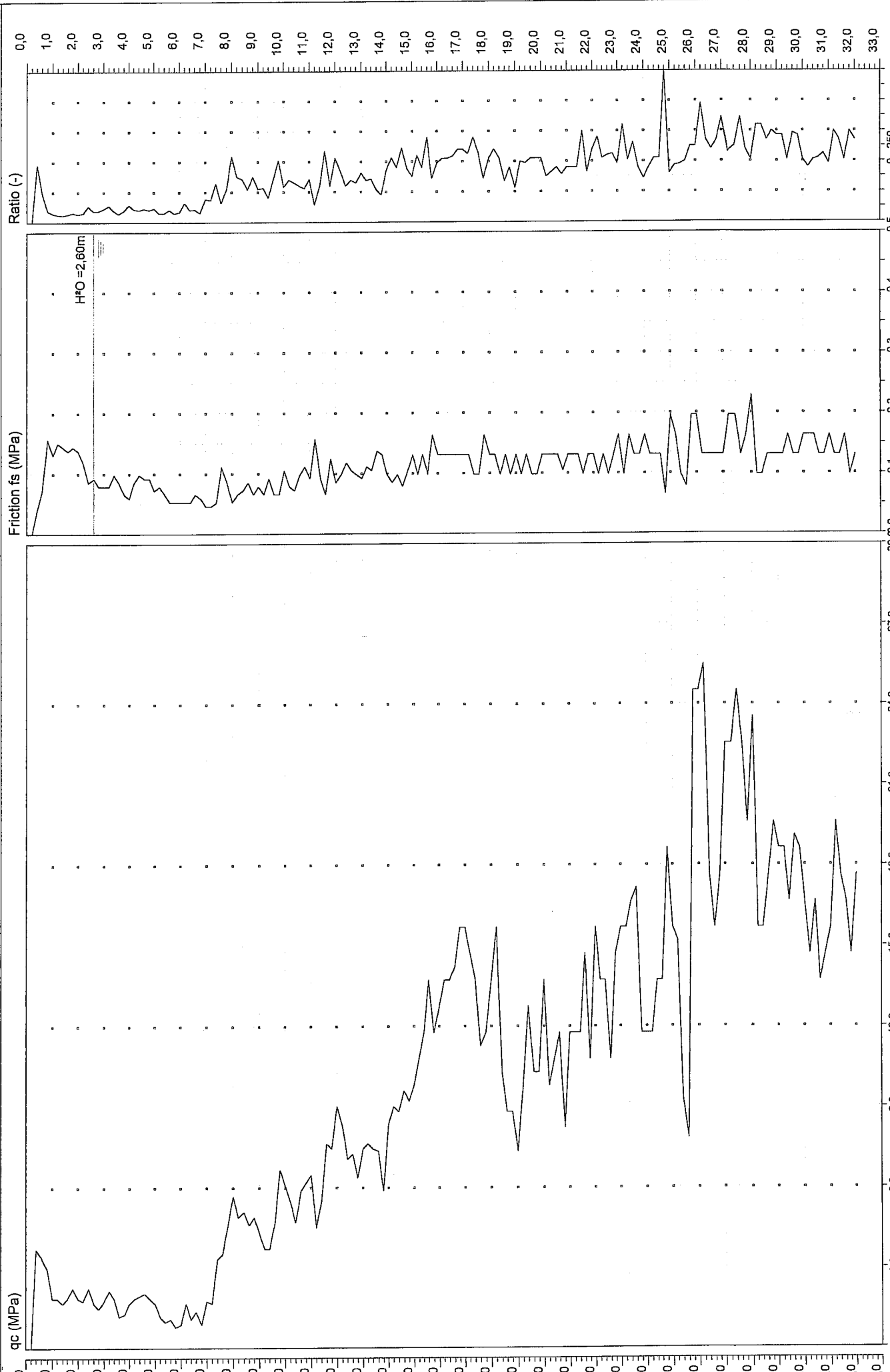
N-4973200

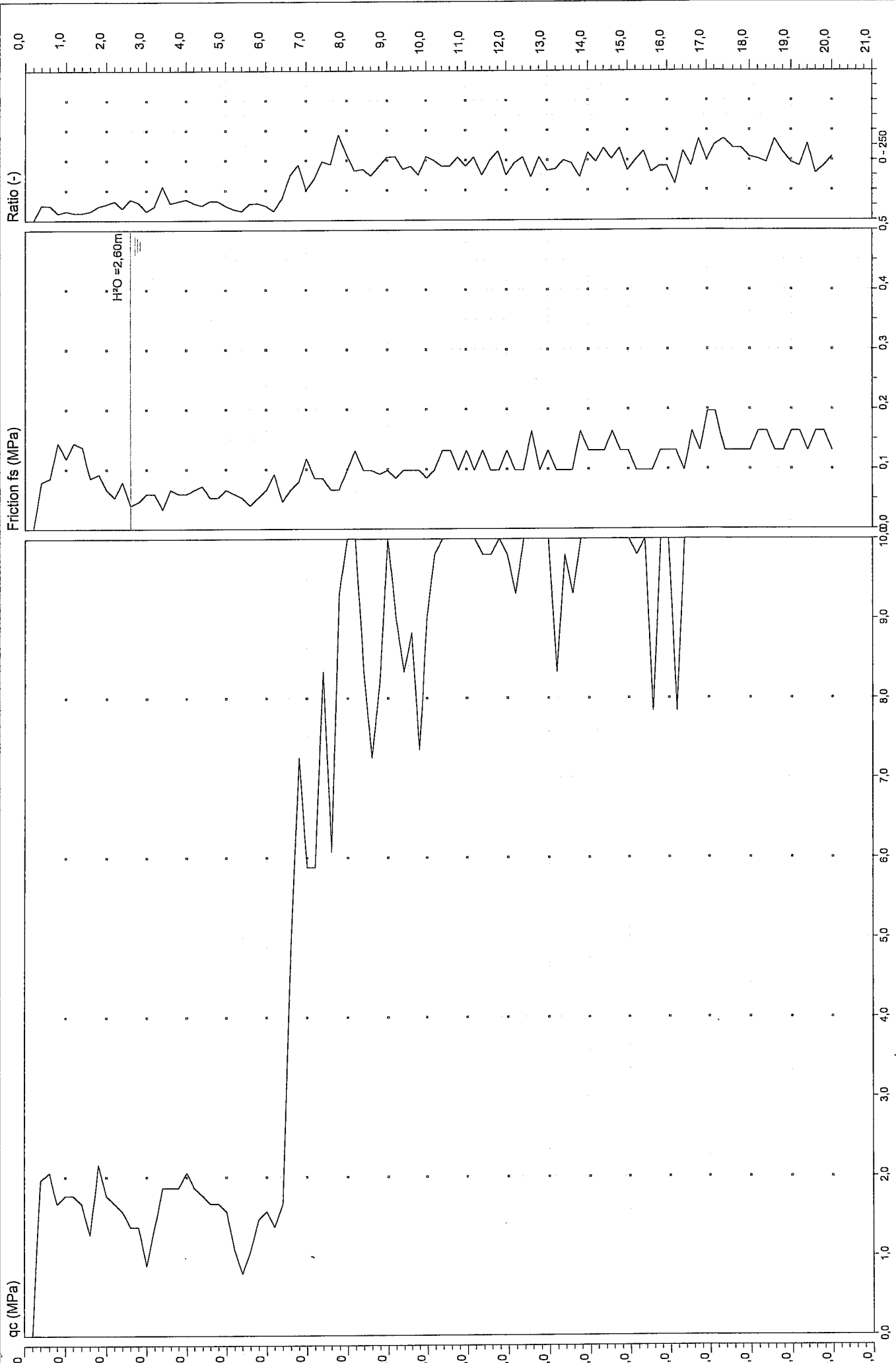
Ufficio Provinciale di MODENA - Direttore: ING. PASQUALE CARAFA

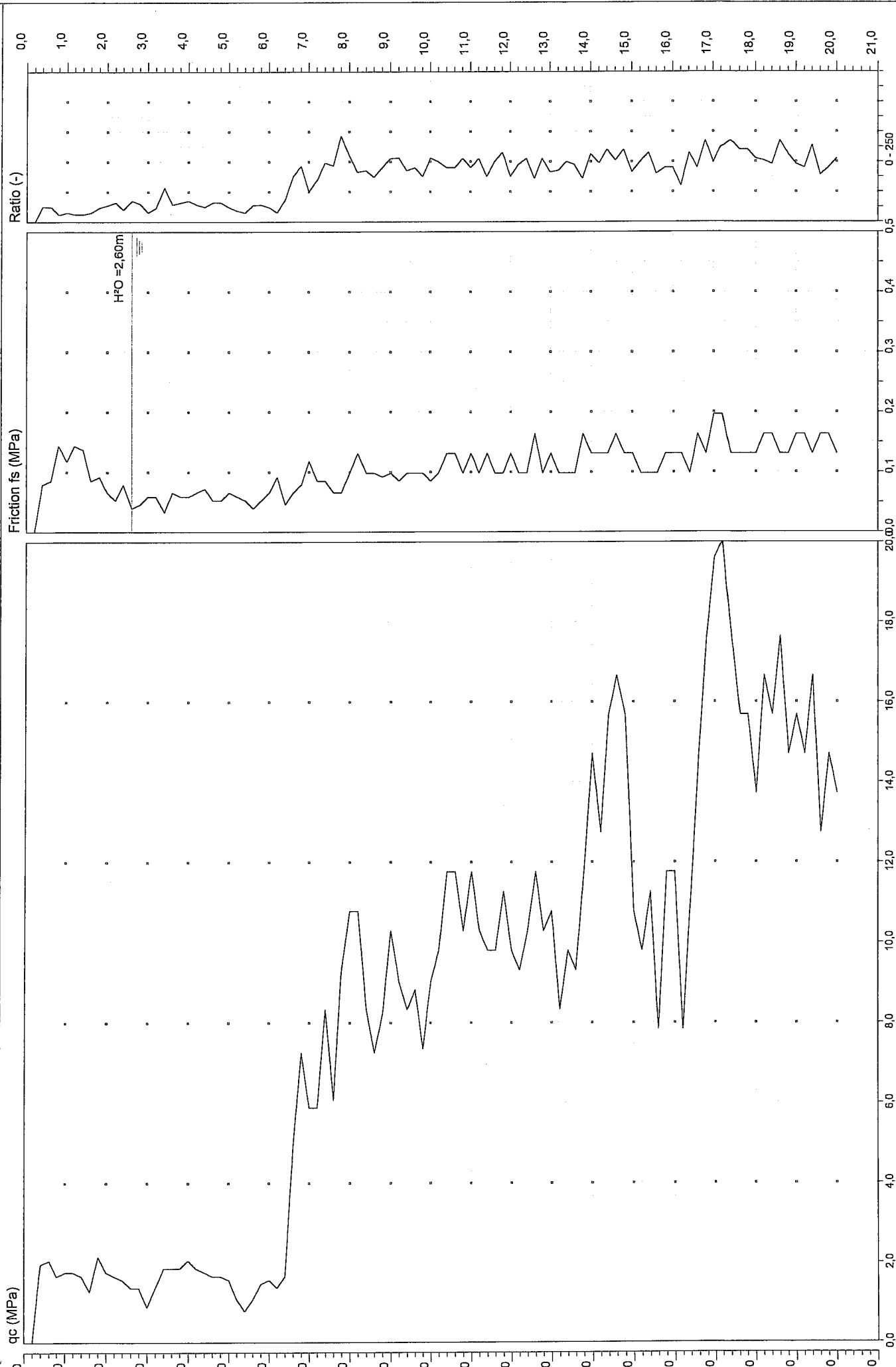


DIAGRAMMI PROVE PENETROMETRICHE









LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE CORRELAZIONI GENERALI

Valutazioni in base al rapporto: $F = (q_c / f_s)$

Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977

Valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

$F = q_c / f_s$	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
$F \leq 1470 \text{ kPa}$	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
$1470 \text{ kPa} < F \leq 2940 \text{ kPa}$	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
$2940 \text{ kPa} < F \leq 5880 \text{ kPa}$	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
$F > 5880 \text{ kPa}$	SABBIE E SABBIE CON GHIAIA	GRANULARI

Vengono inoltre riportate le valutazioni stratigrafiche fornite da Schmertmann (1978),
ricavabili in base ai valori di q_c e di $FR = (f_s / q_c) \%$:

- AO	= argilla organica e terreni misti
- Att	= argilla (inorganica) molto tenera
- At	= argilla (inorganica) tenera
- Am	= argilla (inorganica) di media consistenza
- Ac	= argilla (inorganica) consistente
- Acc	= argilla (inorganica) molto consistente
- ASL	= argilla sabbiosa e limosa
- SAL	= sabbia e limo / sabbia e limo argilloso
- Ss	= sabbia sciolta
- Sm	= sabbia mediamente addensata
- Sd	= sabbia densa o cementata
- SC	= sabbia con molti fossili, calcareniti

Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi, dovrebbe essere pari a:

- $1/3 \pm 1/2$ di quello misurato , per depositi sabbiosi
- quello misurato (inalterato) , per depositi coesivi.

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

DIAGRAMMI LITOLOGIA

CPT

riferimento

1**056-2012**

Committente: **COMUNE DI SAN POSSIDONIO**
Cantiere: **SAN POSSIDONIO Via Focherini**
Località: **SAN POSSIDONIO Via Focherini**

U.M.:

MPa

Scala:

1:160

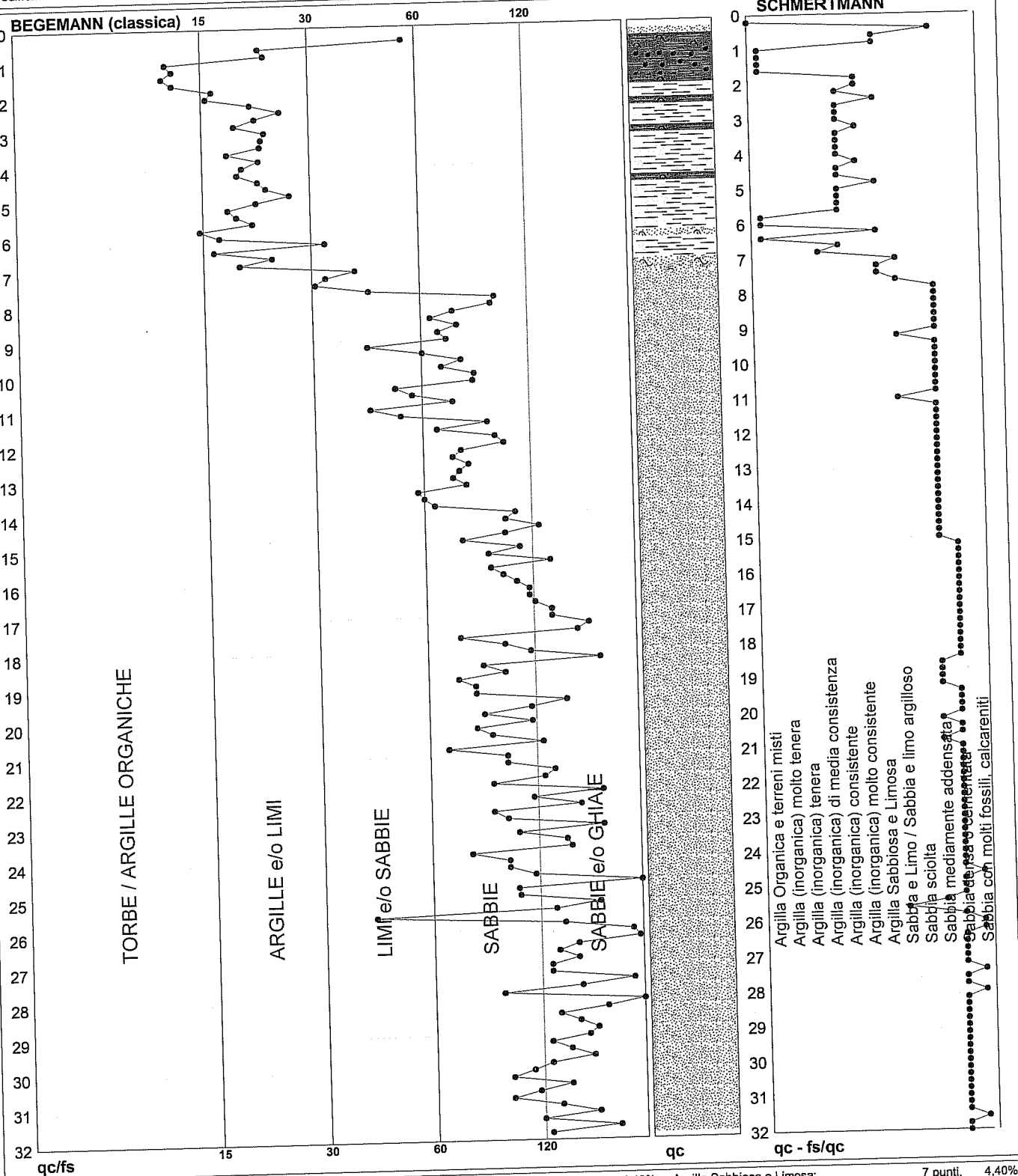
Pagina:

1

Elaborato:

Data esec.: 04/07/2012

Falda: -2,60 m 2.60



Torbe / Argille org. : 5 punti, 3,14%
Argille e/o Limi : 27 punti, 16,98%
Limi e/o Sabbie : 17 punti, 10,69%
Sabbie: 77 punti, 48,43%
Sabbie e/o Ghiaie : 33 punti, 20,75%

Argilla Organica e terreni misti:
Argilla (inorganica) media consist.:
Argilla (inorganica) consistente:
Argilla (inorganica) molto consist.:

7 punti, 4,40%
1 punti, 0,63%
15 punti, 9,43%
4 punti, 2,52%

Argilla Sabbiosa e Limosa:
Sabbia e Limo / Sabbia e limo arg.:
Sabbia mediamente addensata:
Sabbia densa o cementata:
Sabbia con molti fossili, calcareniti:

7 punti, 4,40%
5 punti, 3,14%
43 punti, 27,04%
70 punti, 44,03%
6 punti, 3,77%

nota:

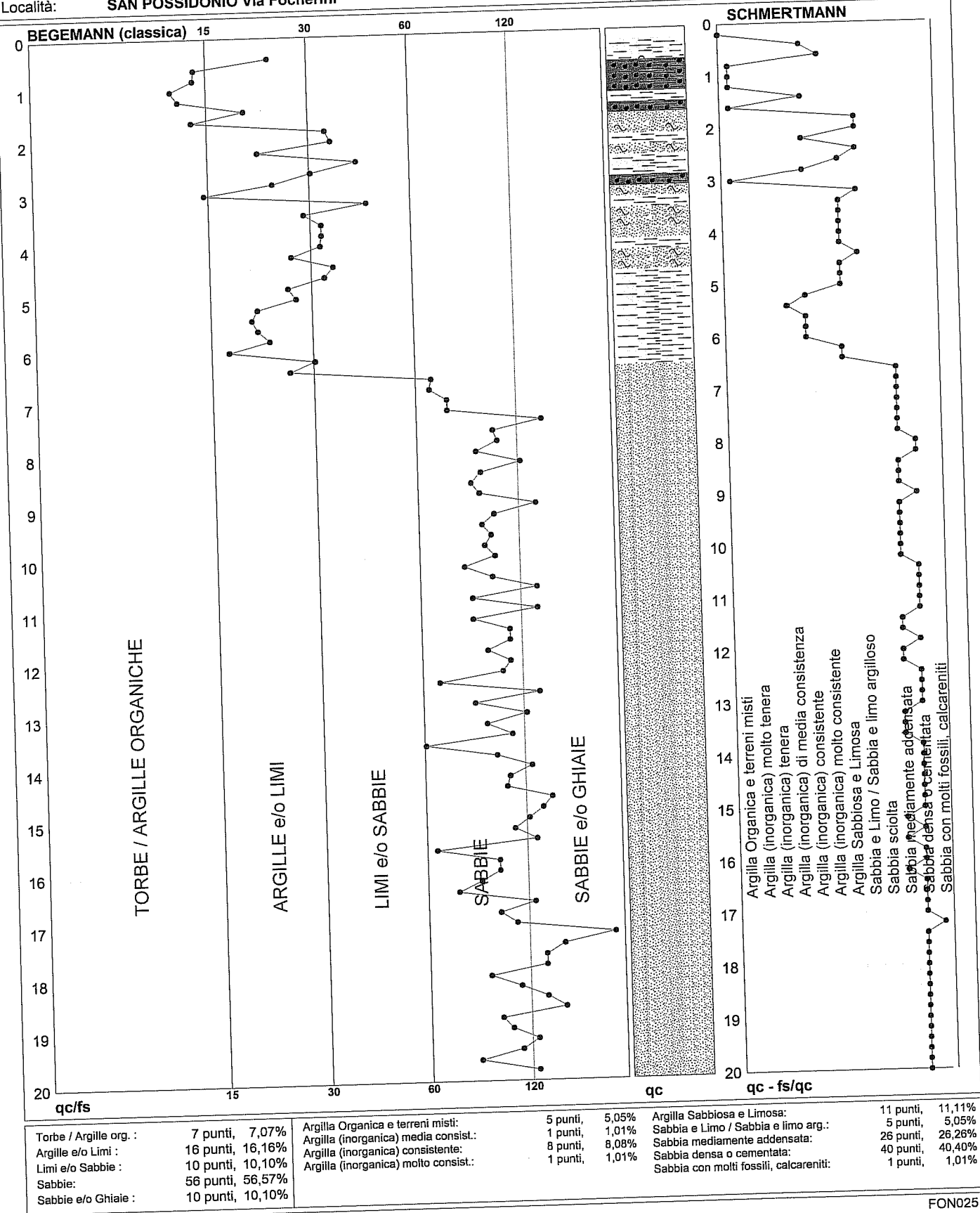
FON025

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
DIAGRAMMI LITOLOGIA

CPT	2
riferimento	056-2012

Committente: COMUNE DI SAN POSSIDONIO
Cantiere: SAN POSSIDONIO Via Focherini
Località: SAN POSSIDONIO Via Focherini

U.M.: MPa	Data esec.: 04/07/2012
Scala: 1:100	
Pagina: 1	
Elaborato:	Falda: -2,60 m 2.60



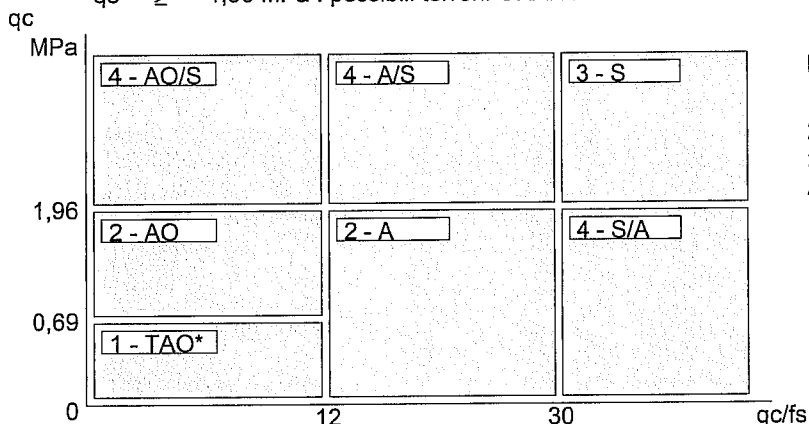
nota:

LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI SPECIFICHE TECNICHE

Le scelte litologiche vengono effettuate in base al rapporto q_c / f_s (Begemann 1965 - A.G.I. 1977) prevedendo altresì la possibilità di casi dubbi :

$q_c \leq 1,96 \text{ MPa}$: possibili terreni COESIVI
 $q_c \geq 1,96 \text{ MPa}$: possibili terreni GRANULARI

anche se $(q_c / f_s) > 30$
 anche se $(q_c / f_s) < 30$



NATURA LITOLOGICA

- 1 - COESIVA (TORBOSA) ALTA COMPRIM.
- 2 - COESIVA IN GENERE
- 3 - GRANULARE
- 4 - COESIVA / GRANULARE

PARAMETRI GEOTECNICI (validità orientativa) - simboli - correlazioni - bibliografia

- γ' = peso dell' unità di volume (efficace) del terreno [correlazioni : $\gamma' - q_c$ - natura]
 (Terzaghi & Peck 1967 - Bowles 1982)
- σ'_{vo} = tensione verticale geostatica (efficace) del terreno (valutata in base ai valori di γ')
- C_u = coesione non drenata (terreni coesivi) [correlazioni : $C_u - q_c$]
- OCR = grado di sovra consolidazione (terreni coesivi) [correlazioni : OCR - $C_u - \sigma'_{vo}$]
 (Ladd et al. 1972 / 1974 / 1977 - Lancellotta 1983)
- E_u = modulo di deformazione non drenato (terreni coesivi) [correl. : $E_u - C_u - OCR - I_p$ I_p = ind.plast.]
 $E_{u50} - E_{u25}$ corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (Duncan & Buchigani 1976)
- E' = modulo di deformazione drenato (terreni granulari) [correlazioni : $E' - q_c$]
 $E'_{50} - E'_{25}$ corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (coeff. di sicurezza $F = 2 - 4$ rispettivamente)
 Schmertmann 1970 / 1978 - Jamiolkowski ed altri 1983)
- M_o = modulo di deformazione edometrico (terreni coesivi e granulari) [correl. : $M_o - q_c$ - natura]
 Sanglerat 1972 - Mitchell & Gardner 1975 - Ricceri et al. 1974 - Holden 1973)
- D_r = densità relativa (terreni granulari N. C. - normalmente consolidati)
 [correlazioni : $D_r - R_p - \sigma'_{vo}$ (Schmertmann 1976)]
- \emptyset' = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari N.C.) [correl. : $\emptyset' - D_r - q_c - \sigma'_{vo}$]
 $\emptyset'_{Ca} - Caquot$ (1948) $\emptyset'_{Ko} - Koppejan$ (1948)
 $\emptyset'_{DB} - De Beer$ (1965) $\emptyset'_{Sc} - Schmertmann$ (1978)
 $\emptyset'_{DM} - Durgunoglu \& Mitchell$ (1975) (sabbie N.C.) $\emptyset'_{Me} - Meyerhof$ (1956 / 1976) (sabbie limose)
- F.L. = accelerazione al suolo che può causare liquefazione (terreni granulari)
 (g = accelerazione gravità) (Seed & Idriss 1971 - Sirio 1976) [correlazioni : $(A_{max}/g) - D_r$]
- V_s = velocità di propagazione delle onde sismiche (Burrow e Stokoe 1983)

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

PARAMETRI GEOTECNICI

CPT

riferimento

1**056-2012**

Committente: **COMUNE DI SAN POSSIDONIO**
Cantiere: **SAN POSSIDONIO Via Focherini**
Località: **SAN POSSIDONIO Via Focherini**

U.M.: **MPa**Data esec.: **04/07/2012**Pagina: **1**

Elaborato:

Falda: **-2.60 m 2.60**

NATURA COESIVA													NATURA GRANULARE										
Prof. m	qc U.M.	qc/fs	zone	γ' t/m ³	σ'_{vo} kPa	Vs m/s	Cu kPa	OCR %	Eu50 U.M.	Eu25 U.M.	Mo U.M.	Dr %	ϕ_{Sc} (°)	ϕ_{Ca} (°)	ϕ_{Ko} (°)	ϕ_{DB} (°)	ϕ_{DM} (°)	ϕ_{Me} (°)	F.L.	E'50 U.M.	E'25 U.M.	Mo U.M.	
0.20	—	—		1.85	3.6	154	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
0.40	3.7	52.1		1.85	7.3	178	—	—	—	—	—	100	43	41	38	36	44	30	2.00	6.2	9.3	11.2	
0.60	3.4	21.9		1.85	10.9	176	114.3	99.9	19.4	29.2	10.3	90	42	38	36	33	42	29	—	5.7	8.6	10.3	
0.80	2.9	22.6		1.85	14.5	173	98.0	68.4	16.7	25.0	8.8	77	41	36	33	31	40	29	—	4.9	7.4	8.8	
1.00	1.9	12.4		1.85	18.1	166	76.0	37.7	12.9	19.4	5.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
1.20	1.9	12.9		1.85	21.8	166	76.0	30.0	12.9	19.4	5.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
1.40	1.7	12.1		1.85	25.4	165	70.9	22.7	12.1	18.1	5.3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
1.60	1.9	12.9		1.85	29.0	166	76.0	20.9	12.9	19.4	5.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
1.80	2.3	16.4		1.85	32.6	169	85.1	20.8	14.5	21.7	6.8	48	37	31	28	26	35	28	—	3.8	5.6	6.8	
2.00	1.9	15.8		1.85	36.3	166	76.0	15.8	12.9	19.4	5.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
2.20	1.8	20.7		1.85	39.9	166	73.5	13.5	12.5	18.7	5.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
2.40	2.3	24.7		1.85	43.5	169	85.1	14.5	14.5	21.7	6.8	41	36	29	26	25	33	28	—	3.8	5.6	6.8	
2.60	1.7	21.3		0.97	45.4	165	70.9	11.0	12.1	18.1	5.3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
2.80	1.5	18.8		0.95	47.3	164	65.3	9.4	11.3	17.0	4.9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
3.00	1.8	22.5		0.98	49.2	166	73.5	10.4	12.5	18.7	5.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
3.20	2.2	22.0		0.93	51.0	168	82.9	11.5	14.1	21.1	6.5	36	36	28	25	24	32	28	—	3.6	5.4	6.5	
3.40	1.9	21.8		0.99	53.0	166	76.0	9.9	12.9	19.4	5.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
3.60	1.2	17.9		0.92	54.8	162	56.0	6.5	14.2	21.2	4.4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
3.80	1.3	21.7		0.93	56.6	162	59.3	6.6	14.5	21.7	4.6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
4.00	1.7	19.5		0.97	58.5	165	70.9	8.0	14.1	21.1	5.3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
4.20	1.9	19.0		0.99	60.4	166	76.0	8.4	14.4	21.6	5.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
4.40	2.0	21.5		0.93	62.2	167	78.4	8.4	14.8	22.2	5.9	28	35	27	24	22	31	27	—	3.3	4.9	5.9	
4.60	2.1	22.6		0.93	64.1	167	80.7	8.4	15.2	22.9	6.2	29	35	27	24	22	31	27	—	3.4	5.1	6.2	
4.80	1.9	26.0		0.99	66.0	166	76.0	7.5	16.2	24.3	5.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
5.00	1.7	21.3		0.97	67.9	165	70.9	6.6	17.4	26.1	5.3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
5.20	1.2	17.9		0.92	69.7	162	56.0	4.8	19.4	29.0	4.4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
5.40	1.0	18.9		0.90	71.5	160	49.0	3.9	20.0	30.1	3.9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
5.60	1.1	20.8		0.91	73.3	161	52.6	4.1	20.5	30.7	4.2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
5.80	0.8	15.1		0.86	75.0	159	39.2	2.8	20.0	30.0	3.4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
6.00	0.9	17.0		0.88	76.7	160	44.1	3.1	21.2	31.9	3.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
6.20	1.7	32.1		0.91	78.4	165	70.9	5.5	21.2	31.8	5.3	17	33	25	22	20	28	27	—	2.8	4.2	5.0	
6.40	1.1	16.4		0.91	80.2	161	52.6	3.7	22.6	34.0	4.2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
6.60	1.4	23.3		0.94	82.1	163	62.4	4.5	22.9	34.4	4.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
6.80	0.9	19.1		0.88	83.8	160	44.1	2.8	22.4	33.6	3.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
7.00	1.8	38.3		0.91	85.6	166	73.5	5.2	23.5	35.2	5.5	16	33	25	22	20	28	27	—	2.9	4.4	5.3	
7.20	1.7	32.1		0.91	87.4	165	70.9	4.8	24.2	36.3	5.3	14	33	24	21	20	28	27	—	2.8	4.2	5.0	
7.40	3.3	30.1	△	0.89	89.1	176	—	—	—	—	—	37	36	28	25	23	31	29	1.23	5.6	8.3	10.0	
7.60	3.5	41.4	△	0.89	90.8	177	—	—	—	—	—	39	36	28	25	23	32	30	1.22	5.9	8.8	10.6	
7.80	4.6	88.7		0.91	92.6	184	—	—	—	—	—	47	37	29	26	24	33	31	1.29	7.7	11.5	13.8	
8.00	5.7	86.6		0.93	94.5	191	—	—	—	—	—	54	38	30	27	25	34	31	1.45	9.5	14.2	17.1	
8.20	4.9	68.5		0.92	96.2	186	—	—	—	—	—	49	37	29	26	25	33	31	1.30	8.2	12.3	14.7	
8.40	5.1	59.8		0.92	98.0	187	—	—	—	—	—	50	37	29	26	25	33	31	1.31	8.5	12.7	15.3	
8.60	4.6	70.1	△	0.91	99.8	184	—	—	—	—	—	46	37	29	26	24	33	31	1.23	7.7	11.5	13.8	
8.80	4.9	62.5		0.92	101.6	186	—	—	—	—	—	47	37	29	26	24	33	31	1.25	8.2	12.3	14.7	
9.00	4.3	65.7	△	0.91	103.4	182	—	—	—	—	—	42	36	28	25	24	32	31	1.18	7.2	10.8	12.9	
9.20	3.7	40.9	△	0.90	105.2	178	—	—	—	—	—	37	36	27	24	23	31	30	1.16	6.2	9.3	11.2	
9.40	3.7	56.7	△	0.90	106.9	178	—	—	—	—	—	37	36	27	24	23	31	30	1.16	6.2	9.3	11.2	
9.60	4.7	71.6	△	0.91	108.7	185	—	—	—	—	—	44	37	28	25	24	32	31	1.19	7.8	11.8	14.1	
9.80	6.7	63.6		0.95	110.6	198	—	—	—	—	—	56	38	30	27	25	34	32	1.45	11.1	16.7	20.0	
10.00	6.1	77.5		0.94	112.4	194	—	—	—	—	—	52	38	30	27	25	34	32	1.34	10.1	15.2	18.2	
10.20	5.5	76.7	△	0.93	114.2	190	—	—	—	—	—	48	37	29	26	24	33	31	1.24	9.1	13.7	16.5	
10.40	4.7	48.0	△	0.91	116.0	185	—	—	—	—	—	43	36	28	25	24	32	31	1.15	7.8	11.8	14.1	
10.60	5.9	53.1		0.93	117.8	192	—	—	—	—	—	50	37	29	26	25	33	32	1.27	9.8	14.7	17.6	
10.80	6.2	67.7		0.94	119.7	194	—	—	—	—	—	51	37	29	26	25	33	32	1.30	10.3	15.4	18.5	
11.00	6.5	41.3		0.94	121.5	196	—	—	—	—	—	52	38	30	26	25	33	32	1.33	10.8	16.2	19.4	
11.20	4.5	49.5	△	0.91	123.3	183	—	—	—	—	—	40	36	28	25	23	31	31	1.12	7.5	11.3	13.5	
11.40	5.5	83.6	△	0.93	125.1	190	—	—	—	—	—	46	37	29	25	24	32	31	1.18	9.1	13.7	16.5	
11.60	7.6	61.4		0.96	127.0	204	—	—	—	—	—	57	38	30	27	25	34	33	1.46	12.7	19.1	22.9	
11.80	7.4	87.4		0.96	128.9	203	—	—	—	—	—	56	38	30	27	25							

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA PARAMETRI GEOTECNICI	CPT	1
	riferimento	056-2012

Committente:	COMUNE DI SAN POSSIDONIO	U.M.:	MPa	Data esec.:	04/07/2012
Cantiere:	SAN POSSIDONIO Via Focherini	Pagina:	2		
Località:	SAN POSSIDONIO Via Focherini	Elaborato:		Falda:	-2.60 m 2.60

							NATURA COESIVA					NATURA GRANULARE										
Prof. m	qc U.M.	qc/fs	zone	γ' t/m³	σ'_{vo} kPa	Vs m/s	Cu kPa	OCR %	Eu50 U.M.	Eu25 U.M.	Mo U.M.	Dr %	σ_{Sc} (°)	σ_{Ca} (°)	σ_{Ko} (°)	σ_{DB} (°)	σ_{DM} (°)	σ_{Me} (°)	F.L.	E'50 U.M.	E'25 U.M.	Mo U.M.
20.00	13.7	105.3		1.06	212.2	244	--	--	--	--	--	65	39	30	27	26	35	36	1.72	22.9	34.3	41.2
20.20	9.8	75.2		1.00	214.2	218	--	--	--	--	--	53	38	29	26	24	33	34	1.30	16.3	24.5	29.4
20.40	10.8	82.7		1.02	216.2	224	--	--	--	--	--	56	38	29	26	25	33	34	1.40	18.0	27.0	32.3
20.60	11.8	112.1		1.03	218.2	231	--	--	--	--	--	59	38	30	27	25	34	35	1.49	19.6	29.4	35.3
20.80	8.2	63.2	Δ	0.97	220.1	208	--	--	--	--	--	46	37	28	25	23	31	33	1.14	13.7	20.6	24.7
21.00	11.8	90.2		1.03	222.1	231	--	--	--	--	--	58	38	29	26	25	33	35	1.48	19.6	29.4	35.3
21.20	11.8	90.2		1.03	224.2	231	--	--	--	--	--	58	38	29	26	25	33	35	1.47	19.6	29.4	35.3
21.40	11.8	120.0		1.03	226.2	231	--	--	--	--	--	58	38	29	26	25	33	35	1.46	19.6	29.4	35.3
21.60	14.7	112.8		1.08	228.3	250	--	--	--	--	--	65	39	30	27	26	35	36	1.74	24.5	36.8	44.1
21.80	10.8	82.7		1.02	230.3	224	--	--	--	--	--	54	38	29	26	24	33	34	1.35	18.0	27.0	32.3
22.00	15.7	160.0		1.09	232.4	256	--	--	--	--	--	67	39	31	28	26	35	36	1.82	26.1	39.2	47.0
22.20	13.7	105.3		1.06	234.5	244	--	--	--	--	--	62	39	30	27	25	34	36	1.62	22.9	34.3	41.2
22.40	13.7	140.0		1.06	236.6	244	--	--	--	--	--	62	39	30	27	25	34	36	1.62	22.9	34.3	41.2
22.60	10.8	82.7		1.02	238.6	224	--	--	--	--	--	54	38	29	26	24	33	34	1.32	18.0	27.0	32.3
22.80	14.7	89.8		1.08	240.7	250	--	--	--	--	--	64	39	30	27	25	34	36	1.69	24.5	36.8	44.1
23.00	15.7	160.0		1.09	242.8	256	--	--	--	--	--	66	39	30	27	26	35	36	1.77	26.1	39.2	47.0
23.20	15.7	95.8		1.09	244.9	256	--	--	--	--	--	66	39	30	27	26	34	36	1.77	26.1	39.2	47.0
23.40	16.7	127.8		1.11	247.1	263	--	--	--	--	--	68	39	31	28	26	35	37	1.85	27.8	41.7	50.0
23.60	17.2	131.6		1.11	249.3	266	--	--	--	--	--	68	39	31	28	26	35	37	1.89	28.6	42.9	51.5
23.80	11.8	71.9		1.03	251.3	231	--	--	--	--	--	55	38	29	26	24	33	35	1.38	19.6	29.4	35.3
24.00	11.8	90.2		1.03	253.3	231	--	--	--	--	--	55	38	29	26	24	33	35	1.37	19.6	29.4	35.3
24.20	11.8	90.2		1.03	255.3	231	--	--	--	--	--	55	38	29	26	24	33	35	1.37	19.6	29.4	35.3
24.40	13.7	105.3		1.06	257.4	244	--	--	--	--	--	60	38	30	26	25	33	36	1.54	22.9	34.3	41.2
24.60	13.7	209.0		1.06	259.5	244	--	--	--	--	--	60	38	29	26	25	33	36	1.54	22.9	34.3	41.2
24.80	18.6	95.0		1.14	261.7	276	--	--	--	--	--	70	40	31	28	26	35	37	1.99	31.0	46.6	55.9
25.00	15.7	95.8		1.09	263.9	256	--	--	--	--	--	64	39	30	27	25	34	36	1.69	26.1	39.2	47.0
25.20	15.2	155.0		1.08	266.0	253	--	--	--	--	--	63	39	30	27	25	34	36	1.64	25.3	38.0	45.6
25.40	9.3	118.8	Δ	0.99	267.9	215	--	--	--	--	--	46	37	27	24	23	31	34	1.13	15.5	23.3	27.9
25.60	7.8	40.0	Δ	0.97	269.8	205	--	--	--	--	--	40	36	27	23	22	30	33	1.04	13.1	19.6	23.5
25.80	24.5	125.0		1.15	272.1	314	--	--	--	--	--	79	41	32	29	27	36	39	>2.00	40.8	61.3	73.5
26.00	24.5	188.0		1.15	274.3	314	--	--	--	--	--	78	41	32	29	27	36	39	>2.00	40.8	61.3	73.5
26.20	25.5	195.5		1.15	276.6	320	--	--	--	--	--	80	41	32	29	27	37	40	>2.00	42.5	63.7	76.4
26.40	17.6	135.3		1.12	278.8	269	--	--	--	--	--	67	39	30	27	26	34	37	1.81	29.4	44.1	52.9
26.60	15.7	120.3		1.09	280.9	256	--	--	--	--	--	62	39	30	27	25	34	36	1.64	26.1	39.2	47.0
26.80	17.6	135.3		1.12	283.1	269	--	--	--	--	--	66	39	30	27	26	34	37	1.80	29.4	44.1	52.9
27.00	22.5	115.0		1.15	285.3	301	--	--	--	--	--	75	40	31	29	27	36	39	>2.00	37.6	56.4	67.6
27.20	22.5	115.0		1.15	287.6	301	--	--	--	--	--	74	40	31	28	27	36	39	>2.00	37.6	56.4	67.6
27.40	24.5	188.0		1.15	289.9	314	--	--	--	--	--	77	40	32	29	27	36	39	>2.00	40.8	61.3	73.5
27.60	22.5	137.7		1.15	292.1	301	--	--	--	--	--	74	40	31	28	27	36	39	>2.00	37.6	56.4	67.6
27.80	19.6	85.8		1.15	294.4	282	--	--	--	--	--	69	40	31	28	26	35	38	1.94	32.7	49.0	58.8
28.00	23.5	240.0		1.15	296.6	308	--	--	--	--	--	75	40	31	29	27	36	39	>2.00	39.2	58.8	70.6
28.20	15.7	160.0		1.09	298.8	256	--	--	--	--	--	61	39	29	26	25	33	36	1.59	26.1	39.2	47.0
28.40	15.7	120.3		1.09	300.9	256	--	--	--	--	--	61	39	29	26	25	33	36	1.58	26.1	39.2	47.0
28.60	17.6	135.3		1.12	303.1	269	--	--	--	--	--	65	39	30	27	25	34	37	1.73	29.4	44.1	52.9
28.80	19.6	150.4		1.15	305.3	282	--	--	--	--	--	68	39	30	27	26	35	38	1.89	32.7	49.0	58.8
29.00	18.6	142.9		1.14	307.6	276	--	--	--	--	--	66	39	30	27	25	34	37	1.80	31.0	46.6	55.9
29.20	18.6	113.8		1.14	309.8	276	--	--	--	--	--	66	39	30	27	25	34	37	1.80	31.0	46.6	55.9
29.40	16.7	127.8		1.11	312.0	263	--	--	--	--	--	62	39	30	26	25	33	37	1.64	27.8	41.7	50.0
29.60	19.1	146.6		1.14	314.2	279	--	--	--	--	--	67	39	30	27	25	34	38	1.84	31.9	47.8	57.3
29.80	18.6	113.8		1.14	316.4	276	--	--	--	--	--	65	39	30	27	25	34	37	1.80	31.0	46.6	55.9
30.00	16.7	101.8		1.11	318.6	263	--	--	--	--	--	61	39	29	26	25	33	37	1.64	27.8	41.7	50.0
30.20	14.7	89.8		1.08	320.7	250	--	--	--	--	--	57	38	29	26	24	33	36	1.48	24.5	36.8	44.1
30.40	16.7	127.8		1.11	322.9	263	--	--	--	--	--	61	39	29	26	25	33	37	1.64	27.8	41.7	50.0
30.60	13.7	105.3		1.06	324.9	244	--	--	--	--	--	54	38	28	25	24	32	36	1.40	22.9	34.3	41.2
30.80	14.7	89.8		1.08	327.0	250	--	--	--	--	--	57	38	29	26	24	33	36	1.48	24.5	36.8	44.1
31.00	15.7	120.3		1.09	329.2	256	--	--	--	--	--	59	38	29	26	24	33	36	1.56	26.1	39.2	47.0
31.20	19.6	150.4		1.15	331.4	282	--	--	--	--	--	66	39	30	27	25	34	38	1.88	32.7	49.0	58.8
31.40	17.6	107.8		1.12	333.6	269	--	--	--	--	--	62	39	29	26	25	33	37	1.72	29.4	44.1	52.9
31.60	16.7	170.0		1.11	335.8	263	--	--	--	--	--	60	38	29	26	24	33	37	1.64	27.8	41.7	50.0
31.80	14.7	112.8		1.08	337.9	250	--	--	--	--	--	56	38	29	25	24	32	36	1.48	24.5	36.8	44.1
32.00	17.6	--		1.12	340.1	269	--	--	--	--	--	62	39	29	26	25	33	37	1.72	29.4	44.1	52.9

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA						CPT	2
PARAMETRI GEOTECNICI						riferimento	056-2012

Committente:	COMUNE DI SAN POSSIDONIO	U.M.:	MPa	Data esec.:	04/07/2012
Cantiere:	SAN POSSIDONIO Via Focherini	Pagina:	1		
Località:	SAN POSSIDONIO Via Focherini	Elaborato:		Falda:	-2.60 m 2.60

NATURA COESIVA												NATURA GRANULARE											
Prof. m	qc U.M.	qc/fs	zone	γ' t/m³	σ'_{vo} kPa	Vs m/s	Cu kPa	OCR %	Eu50 U.M.	Eu25 U.M.	Mo U.M.	Dr %	σ_{Sc} (°)	σ_{Ca} (°)	σ_{Ko} (°)	σ_{DB} (°)	σ_{DM} (°)	σ_{Me} (°)	F.L.	E'50 U.M.	E'25 U.M.	Mo U.M.	
0.20	—	—		1.85	3.6	154	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
0.40	2.0	23.0		1.85	7.3	167	78.4	99.9	13.3	20.0	5.9	80	41	38	35	33	41	27	—	3.3	4.9	5.9	
0.60	2.1	14.3		1.85	10.9	167	80.7	76.9	13.7	20.6	6.2	72	40	36	33	31	40	27	—	3.4	5.1	6.2	
0.80	1.7	14.2		1.85	14.5	165	70.9	45.6	12.1	18.1	5.3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
1.00	1.8	12.2		1.85	18.1	166	73.5	36.1	12.5	18.7	5.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
1.20	1.8	12.9		1.85	21.8	166	73.5	28.8	12.5	18.7	5.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
1.40	1.7	19.5		1.85	25.4	165	70.9	22.7	12.1	18.1	5.3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
1.60	1.3	14.0		1.85	29.0	162	59.3	15.3	10.1	15.1	4.6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
1.80	2.2	32.8		1.85	32.6	168	—	—	—	—	—	47	37	31	28	26	35	28	2.00	3.6	5.4	6.5	
2.00	1.8	34.0		1.85	36.3	166	73.5	15.2	12.5	18.7	5.5	37	36	29	26	24	33	27	—	2.9	4.4	5.3	
2.20	1.7	21.3		1.85	39.9	165	70.9	12.9	12.1	18.1	5.3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
2.40	1.6	40.0		1.85	43.5	164	68.2	11.0	11.6	17.4	5.1	29	35	28	24	23	31	27	—	2.6	3.9	4.7	
2.60	1.4	29.8		0.94	45.4	163	62.4	9.3	10.8	16.2	4.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
2.80	1.4	23.3		0.94	47.2	163	62.4	8.9	11.2	16.8	4.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
3.00	0.9	15.0		0.88	48.9	160	44.1	5.5	13.2	19.9	3.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
3.20	1.4	42.4		0.89	50.7	163	62.4	8.1	12.1	18.2	4.7	21	34	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
3.40	1.9	28.4		0.99	52.6	166	76.0	9.9	12.9	19.4	5.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
3.60	1.9	31.7		0.92	54.4	166	76.0	9.5	13.1	19.6	5.7	29	35	27	24	23	31	27	—	3.1	4.7	5.6	
3.80	1.9	31.7		0.92	56.2	166	76.0	9.2	13.4	20.0	5.7	28	35	27	24	23	31	27	—	3.1	4.7	5.6	
4.00	2.1	31.3		0.85	57.9	167	—	—	—	—	—	31	35	28	24	23	31	27	1.62	3.4	5.1	6.2	
4.20	1.9	26.0		0.99	59.8	166	76.0	8.5	14.2	21.3	5.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
4.40	1.8	34.0		0.91	61.6	166	73.5	7.8	14.9	22.3	5.5	24	34	26	23	22	30	27	—	2.9	4.4	5.3	
4.60	1.7	32.1		0.91	63.4	165	70.9	7.2	15.7	23.6	5.3	22	34	26	23	21	30	27	—	2.8	4.2	5.0	
4.80	1.7	25.4		0.97	65.3	165	70.9	7.0	16.4	24.6	5.3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
5.00	1.6	26.7		0.96	67.2	164	68.2	6.4	17.4	26.1	5.1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
5.20	1.1	20.8		0.91	69.0	161	52.6	4.5	19.2	28.9	4.2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
5.40	0.8	20.0		0.86	70.6	159	39.2	3.0	19.3	29.0	3.4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
5.60	1.1	20.8		0.91	72.4	161	52.6	4.2	20.2	30.3	4.2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
5.80	1.5	22.4		0.95	74.3	164	65.3	5.3	20.3	30.4	4.9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
6.00	1.6	17.2		0.96	76.2	164	68.2	5.5	20.7	31.0	5.1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
6.20	1.4	29.8		0.94	78.0	163	62.4	4.7	21.7	32.5	4.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
6.40	1.7	25.4		0.97	79.9	165	70.9	5.4	21.7	32.6	5.3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
6.60	4.9	62.5		0.92	81.7	186	—	—	—	—	—	53	38	30	27	25	34	31	1.47	8.2	12.3	14.7	
6.80	7.3	61.7		0.96	83.6	201	—	—	—	—	—	66	39	32	29	27	36	32	1.96	12.1	18.1	21.8	
7.00	5.9	69.0		0.93	85.4	192	—	—	—	—	—	58	38	31	28	26	35	32	1.62	9.8	14.7	17.6	
7.20	5.9	69.0		0.93	87.2	192	—	—	—	—	—	57	38	31	28	26	35	32	1.59	9.8	14.7	17.6	
7.40	8.3	126.9		0.98	89.2	208	—	—	—	—	—	69	39	32	29	27	37	33	>2.00	13.9	20.8	25.0	
7.60	6.1	92.5		0.94	91.0	194	—	—	—	—	—	57	38	31	28	26	35	32	1.58	10.1	15.2	18.2	
7.80	9.3	95.0		0.99	92.9	215	—	—	—	—	—	72	40	33	30	28	37	34	>2.00	15.5	23.3	27.9	
8.00	10.8	82.7		1.02	94.9	224	—	—	—	—	—	76	40	33	30	28	38	34	>2.00	18.0	27.0	32.3	
8.20	10.8	110.0		1.02	96.9	224	—	—	—	—	—	76	40	33	30	28	38	34	>2.00	18.0	27.0	32.3	
8.40	8.3	85.0		0.98	98.8	208	—	—	—	—	—	66	39	32	29	27	36	33	1.91	13.9	20.8	25.0	
8.60	7.3	79.6		0.96	100.7	201	—	—	—	—	—	61	39	31	28	26	35	32	1.68	12.1	18.1	21.8	
8.80	8.2	84.0		0.97	102.6	208	—	—	—	—	—	65	39	32	29	27	36	33	1.84	13.7	20.6	24.7	
9.00	10.3	120.7		1.01	104.6	221	—	—	—	—	—	72	40	33	30	28	37	34	>2.00	17.2	25.7	30.9	
9.20	9.0	92.0		0.99	106.5	213	—	—	—	—	—	67	39	32	29	27	36	33	1.92	15.0	22.5	27.0	
9.40	8.3	85.0		0.98	108.4	208	—	—	—	—	—	64	39	31	28	27	36	33	1.78	13.9	20.8	25.0	
9.60	8.8	90.0		0.98	110.3	212	—	—	—	—	—	65	39	32	29	27	36	33	1.84	14.7	22.1	26.5	
9.80	7.4	86.2		0.96	112.2	202	—	—	—	—	—	59	38	31	28	26	35	32	1.57	12.3	18.4	22.1	
10.00	9.0	92.0		0.99	114.2	213	—	—	—	—	—	65	39	31	29	27	36	33	1.83	15.0	22.5	27.0	
10.20	9.8	75.2		1.00	116.1	218	—	—	—	—	—	68	39	32	29	27	36	34	1.93	16.3	24.5	29.4	
10.40	11.8	90.2		1.03	118.1	231	—	—	—	—	—	74	40	33	30	28	37	35	>2.00	19.6	29.4	35.3	
10.60	11.8	120.0		1.03	120.2	231	—	—	—	—	—	73	40	33	30	28	37	35	>2.00	19.6	29.4	35.3	
10.80	10.3	78.9		1.01	122.1	221	—	—	—	—	—	68	39	32	29	27	36	34	1.94	17.2	25.7	30.9	
11.00	11.8	120.0		1.03	124.2	231	—	—	—	—	—	72	40	32	29	28	37	35	>2.00	19.6	29.4	35.3	
11.20	10.3	78.9		1.01	126.1	221	—	—	—	—	—	68	39	32	29	27	36	34	1.90	17.2	25.7	30.9	
11.40	9.8	100.0		1.00	128.1	218	—	—	—	—	—	65	39	31	28	27	35	34	1.81	16.3	24.5	29.4	
11.60	9.8	100.0		1.00	130.1	218	—	—	—	—	—	65	39	31	28	26	35	34	1.79	16.3	24.5	29.4	
11.80	11.3	86.5		1.02	132.1	228	—	—	—	—</													

DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2008 (PUNTO 10.2)

L'analisi geotecnica è stata condotta con l'ausilio di un codice di calcolo automatico.

Il calcolo geotecnico delle fondazioni viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo delle sollecitazioni che la struttura in elevazione trasmette sulla fondazione (valori di N, M e H desunti dall'analisi strutturale);
- Verifica geotecnica a scorrimento della fondazione sul piano di posa;
- Verifica geotecnica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite);
- Verifica geotecnica dei cedimenti.

L'analisi geotecnica sotto le azioni sismiche è condotta secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo: LOADCAP - Versione 2012.xxx

Produttore: Geostru Software, Bianco (RC)

Utente: Dott. Geol. Rita Ballista

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Geostru software ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e con opere di fondazioni superficiali analoghe già progettate.

Validazione del codice di calcolo

Informativa sull'affidabilità dei codici di calcolo D.M. 14-01-2008 paragrafo 10.2.

Le fasi di progettazione e sviluppo dei software **GeoStru** sono sottoposti al controllo gestione di qualità aziendale ISO (*International Organization for Standardization*) 9001:2000 certificato da CVI ITALIA srl - *Certificato nr. 7007 1 04*.

Sono stati forniti degli esempi di calcolo, in allegato a questo documento, al fine di verificare la validità delle procedure di calcolo ed effettuare le procedure di controllo con altri strumenti di calcolo.

I software **GeoStru** sono dotati di sistemi di controllo dei dati di input e di output molto sofisticati i quali sono in grado di rilevare errori gravi tali da non consentire le corrette elaborazioni.

Bianco 15/09/2010

GeoStru Software

Web: www.geostru.com Email: geostru@geostru.com

Skype Nick: [geostru_support_it-eng-spa](#)



LOADCAP

Versione: 2011.8 Rev. 428

Premessa	3
1 – Individuazione dei campi di impiego del programma.	3
2 – Descrizioni delle basi teoriche e sperimentazione del programma.	3
2.1 – Carico limite.	3
2.1.1 – Metodo di Terzaghi.....	4
2.1.2 – Metodo di Meyerhof.....	5
2.1.3 – Metodo di Hansen	6
2.1.4 – Metodo di Vesic	9
Esempio 4.7 – Fondazioni (Joseph E. Bowles) [FILE: EX4.7Bowles.fon]	10
2.2 – Cedimenti elastici	11
Esempio 5.6 – Fondazioni (Joseph E. Bowles) [FILE: EX5.6 - Bowles]	12
2.3 – Cedimenti edometrici.....	13
2.3.1 – Cedimenti secondari	14
Esempio 5.7 – Fondazioni (Renato Lancellotta – Josè Calavera) [FILE: EX5.7 - LancellottaCalavera.FON]	15
2.4 – Cedimenti di Schmertmann	15
Esempio 5.9 – Fondazioni (Renato Lancellotta – Josè Calavera) [FILE: EX5.9 - LancellottaCalavera.fon]	17
2.5 – Cedimenti di Burland e Burbidge	17
Esempio 5.8 – Fondazioni (Renato Lancellotta – Josè Calavera)[FILE: EX5.8 - LancellottaCalavera.fon]	18
Conclusioni	19

Premessa

Alla luce di quanto prescritto dalla norma **D.M. 14 gennaio 2008**, al punto 10.2, il presente report di validazione vuole dimostrare la affidabilità del programma **LoadCap**. La norma sopra citata richiede esplicitamente che siano discussi i seguenti punti:

- 1 Individuazione dei campi di impiego del programma;
- 2 Descrizione delle basi teoriche;
- 3 Sperimentazione del programma attraverso l'ausilio di casi di prova completamente risolti e commentati.

1 – Individuazione dei campi di impiego del programma.

Il programma **LoadCap** esegue il calcolo del carico limite delle fondazioni su terreni sciolti secondo *Terzaghi*, *Meyerhof*, *Hansen*, *Vesic*, *Brich-Hansen* e di fondazioni su roccia con i metodi di *Terzaghi* e *Zienkiewicz*. Il programma esegue altresì il calcolo dei cedimenti elastici (*Timoshenko* e *Goodier*), di *Schmertmann*, *Burland* e *Burbidge* ed edometrici con il loro decorso nel tempo. Per ogni metodo di calcolo il programma permette di eseguire l'analisi in condizioni drenate e non drenate (fondazioni su terreni sciolti). Per l'analisi in condizioni sismiche sono proposte le correzioni sismiche inerziali e viene eseguita la verifica a liquefazione, secondo le direttive dell'Eurocodice e della normativa italiana.

2 – Descrizioni delle basi teoriche e sperimentazione del programma.

2.1 – Carico limite.

Prima di procedere con la descrizione dei vari approcci per il calcolo del carico limite, è bene sottolineare che allo stato attuale non c'è alcun metodo che permette di determinare in modo molto preciso il carico limite di una fondazione, mentre vari sono i metodi che permettono di stimare in modo approssimato, ma qualitativamente corretto, il carico limite. I metodi utilizzati nel programma **LoadCap** sono quelli elencati al punto 1. Tutti i metodi descritti nel seguito si riferiscono al seguente schema geometrico, che di volta in volta sarà modificato per allinearsi alle ipotesi dei vari autori:

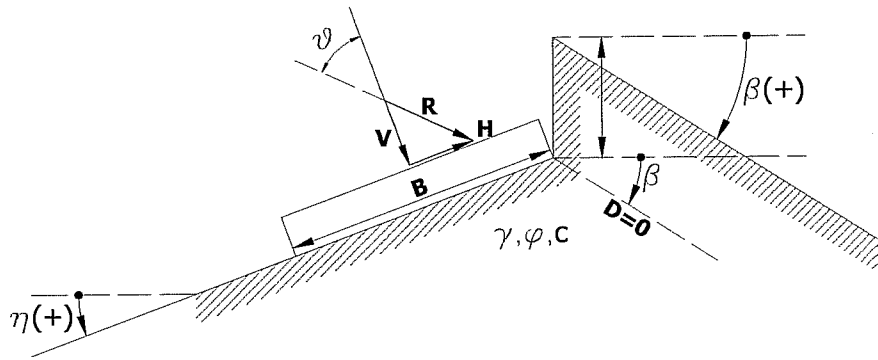


Figura 1: schema per il calcolo del carico limite

2.1.1 – Metodo di Terzaghi

La formula di Terzaghi (proposta nel 1943) assume le seguenti ipotesi:

- Fondazione nastriforme, in modo che si possa parlare di problema piano nelle deformazioni;
- Carico applicato alla fondazione baricentrico e centrato;
- Piano di posa della fondazione e piano campagna completamente orizzontali;
- Ipotesi sulla forma della superficie di scorrimento (superficie di rottura a spirale sotto la fondazione).

Lo schema geometrico cui fare riferimento per la soluzione di Terzaghi è il seguente:

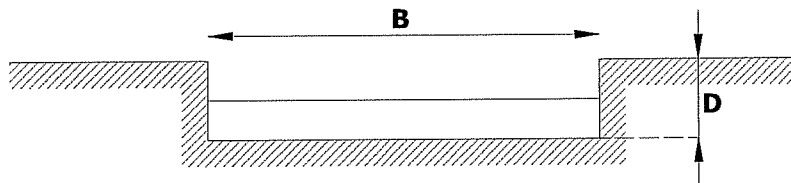


Figura 2:schema assunto nella soluzione di Terzaghi

La struttura della formula di Terzaghi è la seguente:

$$q_c = cN_c s_c + \bar{q}N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma B N_\gamma s_\gamma$$

Dove i vari coefficienti che compaiono assumono i seguenti valori:

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

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

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

$$N_\gamma = \frac{\tan(\phi)}{2} \cdot \left(\frac{k_{py}}{\cos^2(\phi)} - 1 \right)$$

I fattori s sono dei coefficienti che tengono conto della forma della fondazione e valgono:

Fattore	Fond. Nastriforme	Fond. Circolare	Fond. Quadrate
Sc	1.0	1.3	1.3
Sg	1.0	0.6	0.8

2.1.2 – Metodo di Meyerhof

La formula proposta da Meyerhof non è molto diversa dalla formula di Terzaghi. Le sostanziali differenze stanno nel fatto che Meyerhof introdusse un fattore di forma s_q nel termine che tiene conto della profondità N_q . Inoltre egli introdusse dei fattori di profondità (d_i), e di pendenza (i_i) per il caso in cui il carico trasmesso dalla fondazione è inclinato sulla verticale.

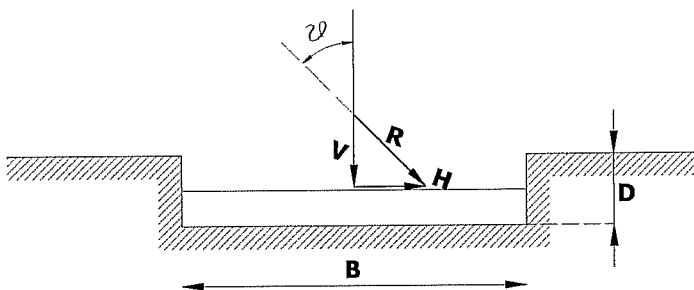


Figura 3:schema assunto nella soluzione di Meyerhof

La forma generale della formula di Meyerhof cambia a seconda che il carico sia considerato perfettamente verticale o inclinato :

$$q_c = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad [\text{carico verticale}]$$

$$q_c = cN_c d_c i_c + \bar{q}N_q d_q i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad [\text{carico inclinato}]$$

Dove i vari coefficienti assumono i seguenti valori:

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

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

Mentre:

Fattori di forma:

Sc:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L} \quad [\forall \phi]$$

Sq = Sγ:

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{se } \phi > 10^\circ;$$

$$s_q = s_\gamma = 1 \quad \text{se } \phi = 0^\circ$$

Fattori di profondità:

dc:

$$d_c = 1 + 0.2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B} \quad [\forall \phi]$$

dq=dg:

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B} \quad \text{se } \phi > 10^\circ$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{se } \phi = 0^\circ$$

Fattori di inclinazione del carico:

ic=iq:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right)^2 \quad [\forall \phi]$$

ig:

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 \quad \text{se } \phi > 0^\circ$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{se } \phi = 0^\circ$$

2.1.3 – Metodo di Hansen

Il metodo di Hansen è valido nel caso più generale rappresentato schematicamente nella figura (1)

La struttura della formula utilizzata da Hansen per calcolare il carico limite nel caso generale è la seguente:

$$q_c = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q} N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad \text{se } \phi > 0^\circ$$

$$q_c = 5.14 s_u (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + \bar{q} \quad \text{se } \phi = 0^\circ$$

Dove i fattori N_i di capacità portante assumono i seguenti valori:

$$N_q = e^{\pi \tan(\phi)} \tan^2(45 + \phi/2) \quad [\text{vedi Meyerhof}]$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\phi) \quad [\text{vedi Meyerhof}]$$

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

I fattori correttivi invece assumono il seguente valore:



Fattori di forma:**Sc:**

$$s_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L} \text{ se } \phi = 0^\circ$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L} \text{ se } \phi > 0^\circ \text{ con fondazioni non nastriformi}$$

$$s_c = 1 \text{ per fondazioni nastriformi}$$

Sq:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan(\phi) \quad [\forall \phi]$$

Sg:

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad [\forall \phi]$$

Fattori di profondità:**dc:**

$$d_c = 0.4k \text{ se } \phi = 0^\circ$$

$$d_c = 1 + 0.4k \text{ se } \phi > 0^\circ$$

dq:

$$d_q = 1 + 2 \tan(\phi)(1 - \sin(\phi))k \quad [\forall \phi]$$

dg:

$$d_\gamma = 1 \quad [\forall \phi]$$

Fattori di inclinazione del carico:**ic:**

$$i_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \text{ se } \phi = 0^\circ$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \text{ se } \phi > 0^\circ$$

iq:

$$i_q = 1 - \left(\frac{0.5H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot(\phi)} \right)^5 \quad [\forall \phi]$$

ig:

$$i_\gamma = 1 - \left(\frac{0.7H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot(\phi)} \right)^5 \text{ se } \eta = 0$$

$$i_\gamma = 1 - \left(\frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot(\phi)} \right)^5 \text{ se } \eta > 0$$

Fattori di inclinazione del terreno:

gc:

$$g_c = \frac{\beta}{147^\circ} \text{ se } \phi = 0^\circ$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147^\circ} \text{ se } \phi > 0^\circ$$

gq=gg:

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan(\beta))^5$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan(\beta))^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione:

bc:

$$b_c = \frac{\eta}{147^\circ} \text{ se } \phi = 0^\circ$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta}{147^\circ} \text{ se } \phi > 0^\circ$$

bg:

$$b_q = \exp(-2\eta \tan(\phi))$$

bg:

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan(\phi))$$

Nelle precedenti formule i simboli non specificati assumono il seguente valore:

$$k = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1}\left(\frac{D}{B}\right) \text{ se } \frac{D}{B} > 1 [\text{rad}]$$

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \text{ se } H \text{ è parallelo } B$$

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \text{ se } H \text{ è parallelo } L$$

2.1.4 –Metodo di Vesic

Le formule di Vesic coincidono praticamente con le formule di Hansen se non per delle piccole modifiche applicate ad un coefficiente di capacità portante e ad alcuni coefficienti di correzione. Nel seguito saranno elencate solo le modifiche rispetto al caso di Hansen:

Fattori di capacità portante:

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan(\phi) \text{ se } \phi > 0^{\circ}$$

$$N_{\gamma} = -2 \sin(\beta) \text{ se } \phi = 0^{\circ}$$

Fattori di inclinazione del carico:

ic:

$$i_c = 1 - \frac{mH}{A_f c_a N_c} \text{ se } \phi = 0^{\circ}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \text{ se } \phi > 0^{\circ}$$

iq:

$$i_q = 1 - \left(\frac{0.5H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot(\phi)} \right)^m$$

ig:

$$i_{\gamma} = 1 - \left(\frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot(\phi)} \right)^{m+1}$$

Fattori di inclinazione del terreno:

gc:

$$g_c = \frac{\beta}{147^{\circ}} \text{ se } \phi = 0^{\circ}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147^{\circ}} \text{ se } \phi > 0^{\circ}$$

gq=gg:

$$g_q = g_{\gamma} = (1 - \tan \beta)^2$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione:

bq=bg:

$$b_q = b_{\gamma} = (1 - \eta \tan(\phi))^2$$

Esempio 4.7 – Fondazioni (Joseph E. Bowles) [FILE: EX4.7Bowles.fon]

Si deve realizzare una fondazione quadrata su terreno incoerente, soggetta a carico verticale centrato. La geometria e i dati del problema sono mostrati nella seguente figura:

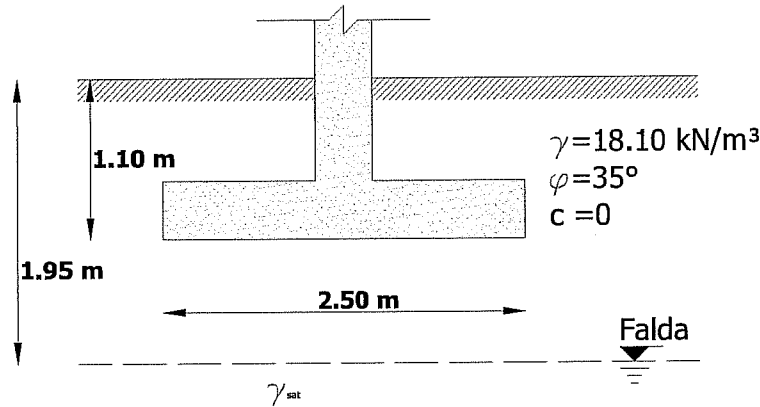


Figura 4: Dati dell'esempio 4.7

Determinare la capacità portante della fondazione utilizzando la formula di Hansen . I risultati, in termini di carico limite al netto del fattore di sicurezza, sono:

$$Q_{\text{lim_LoadCap}} = 1631,20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{\text{lim_Testo}} = 1619 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{Q_{\text{lim_LoadCap}} - Q_{\text{lim_Testo}}}{Q_{\text{lim_Testo}}} \% = 0.75\%$$

2.2 – Cedimenti elastici

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni BxL posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F$$

dove:

- q_0 = Intensità della pressione netta di contatto
- B' = Minima dimensione dell'area reagente,
- E e μ = Parametri elastici del terreno.
- I_i = Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H, coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di Fox (1948), che tengono conto del fatto che il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione dei cedimenti si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo. Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

Esempio 5.6 – Fondazioni (Joseph E. Bowles) [FILE: EX5.6 - Bowles]

Stimare il cedimento della fondazione a “zattera” riportata da Kay e Cavagnaro per l’edificio della “Savings Bank” (Cassa di risparmio utilizzando il procedimento dell’autore). I dati sono i seguenti:

$$Q_0 = 134 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Fondazione rettangolare $B=33.5 \text{ m}$; $L=39.5 \text{ m}$

Cedimento misurato circa 18 mm

- Il suolo è costituito, dalla superficie del terreno fino ad un substrato roccioso di arenaria collocato a profondità di 14 m, da argilla stratificata con un giunto di sabbia.
- Il piano di posa della fondazione giace a 3 m sotto la superficie.
- Il modulo elastico E_s del terreno vale 42.5 MPa da 3 a 6 m di profondità, 60 MPa da 6 a 14 m di profondità mentre quello dell’arenaria risulta $\geq 500 \text{ MPa}$.

Il risultato in termini di cedimento al centro della fondazione è il seguente:

$$\Delta H_{\text{LoadCap}} = 15.35 \text{ mm}$$

$$\Delta H_{\text{Testo}} = 16.5 \text{ mm}$$

$$\frac{\Delta H_{\text{LoadCap}} - \Delta H_{\text{Testo}}}{\Delta H_{\text{Testo}}} \% = 6.96\% **$$

La differenza riscontrata nel risultato è giustificata dalla seguente considerazione:

**** *Il calcolo dei coefficienti I_1 , I_2 e I_f è eseguito in maniera analitica dal programma LoadCap, mentre nel libro di testo utilizzato per il confronto il calcolo dei coefficienti viene eseguito per interpolazione su valori tabellari.***

2.3 – Cedimenti edometrici

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

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

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

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

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

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

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

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

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta \sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

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

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- La suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- La stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- Il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

2.3.1 – Cedimenti secondari

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva cedimento-logaritmo tempo;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

Esempio 5.7 – Fondazioni (Renato Lancellotta – Josè Calavera) [FILE: EX5.7 - LancellottaCalavera.FON]

Si vuole determinare il cedimento di una fondazione circolare flessibile, posta a 3.00 m dal piano campagna, nell'ipotesi che essa trasmetta al terreno un carico unitario di 170 kPa. Il livello della falda nello strato argilloso superiore è a quota -1.50 m, e nello strato di sabbia inferiore è a quota 0.00m.

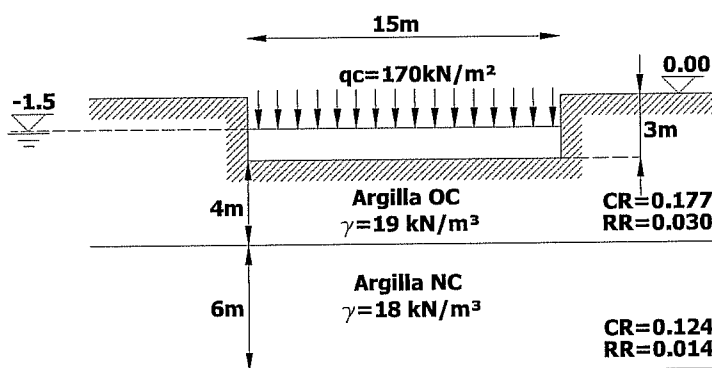


Figura 5: Dati dell'esempio 5.7

Il risultato in termini di cedimento immediato è il seguente:

$$\Delta H_{_LoadCap} = 26.59cm$$

$$\Delta H_{_Testo} = 27cm$$

$$\frac{\Delta H_{_LoadCap} - \Delta H_{_Testo}}{\Delta H_{_Testo}} \% = -1.51\%$$

2.4 – Cedimenti di Schmertmann

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a 4B, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a 2B per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

I_z è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di $2B$, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità $4B$, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

$B/2$ per fondazione circolare o quadrata

B per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.

E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i -esimo considerato nel calcolo;

D_{zi} rappresenta lo spessore dello strato i -esimo;

C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

Esempio 5.9 – Fondazioni (Renato Lancellotta – Josè Calavera) [FILE: EX5.9 - LancellottaCalavera.fon]

Calcolare il cedimento della fondazione dell'esercizio 5.8(successivo) nell'ipotesi che si disponga dei risultati di prove penetrometriche statiche.

I risultati, in termini di cedimento immediato e di cedimento dopo 30 anni è il seguente:

$$\begin{aligned}\Delta H_{_LoadCap} &= 22.7 \text{ mm} \\ \Delta H_{_Testo} &= 22.6 \text{ mm} && [\text{Cedimento immediato}] \\ \frac{\Delta H_{_LoadCap} - \Delta H_{_Testo}}{\Delta H_{_Testo}} \% &= 0.44\%\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta H_{_LoadCap} &= 33.70 \text{ mm} \\ \Delta H_{_Testo} &= 33.78 \text{ mm} && [\text{Cedimento dopo 30 anni}] \\ \frac{\Delta H_{_LoadCap} - \Delta H_{_Testo}}{\Delta H_{_Testo}} \% &= -0.23\%\end{aligned}$$

2.5 – Cedimenti di Burland e Burbidge

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_c / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_s, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S , f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$
$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$
$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

Esempio 5.8 – Fondazioni (Renato Lancellotta – Josè Calavera)[FILE: EX5.8 -

LancellottaCalavera.fon]

Con riferimento alla seguente figura calcolare il cedimento del plinto quadrato nell'ipotesi che il carico unitario trasmesso al terreno sia pari a 250 kPa.

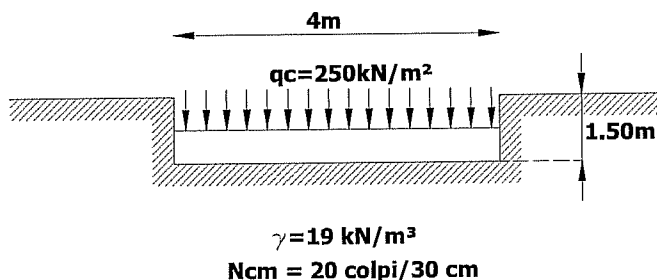


Figura 6: Dati dell'esempio 5.8

I risultati, in termini di cedimento immediato e di cedimento dopo 30 anni sono stati ottenuti applicando il metodo di Burland e Burbidge:

$$\begin{aligned}
 \Delta H_{_LoadCap} &= 15.689 \text{ mm} \\
 \Delta H_{_Testo} &= 15.87 \text{ mm} && [\text{Cedimento immediato}] \\
 \frac{\Delta H_{_LoadCap} - \Delta H_{_Testo}}{\Delta H_{_Testo}} \% &= 1.14\%
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta H_{_LoadCap} &= 23.533 \text{ mm} \\
 \Delta H_{_Testo} &= 23.81 \text{ mm} && [\text{Cedimento dopo 30 anni}] \\
 \frac{\Delta H_{_LoadCap} - \Delta H_{_Testo}}{\Delta H_{_Testo}} \% &= 1.16\%
 \end{aligned}$$

Conclusioni

Si evidenzia dai test effettuati l'affidabilità del software in oggetto. Il massimo scarto riscontrato nei risultati (**) è attribuibile all'impiego di abachi e tabelle nei testi della bibliografia di riferimento e quindi connesso all'interpretazione dell'autore.