

SOMMARIO

INQUADRAMENTO TERRITORIALE	2
CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA	3
RELAZIONE GEOTECNICA	4
1.0 PREMESSE.....	4
2.0 INQUADRAMENTO GEOTECNICO	4
3.0 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE.....	8
4.0 CARICO AMMISSIBILE PER LA FONDAZIONE CONTINUA SOTTO L'EDIFICIO IN MURATURA.....	15
5.0 CARICO AMMISSIBILE PER LA PLATEA DELLA VASCA (OPERA DI DERIVAZIONE).....	20
6.0 CARICO AMMISSIBILE PER LA PLATEA SOTTO IL LOCALE IMPIANTI (OPERA DI DERIVAZIONE).....	25
ALLEGATI	30
COROGRAFIA	31
PLANIMETRIA CON UBICAZIONE DEI SONDAGGI	32

INQUADRAMENTO TERRITORIALE

La zona interessata dall'intervento relativo alla costruzione della stazione di pompaggio, occupa un'area di circa 400 m² ed é ubicata fra i centri abitati di Poiana Maggiore ad W e Noventa Vicentina ad E, nel settore meridionale del territorio provinciale di Vicenza. La rete di tubazioni in pressione in progetto si sviluppa, con direzione NW-SE, nella porzione di pianura immediatamente a S dei Monti Berici ed a W dei Colli Euganei, rispettivamente circa a 5 km dai primi e 5,5 km dai secondi.

La zona indagata si sviluppa a quota topografica compresa fra circa 11.00 e circa 15.00 m s.l.m.

CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA

L'area interessata dall'intervento é inserita in un territorio caratterizzato dai depositi alluvionali quaternari che costituiscono la media pianura in sinistra idrografica del F. Adige; detti depositi sono impostati su depositi fluvioglaciali derivati dal parziale smantellamento degli accumuli morenici sul finire delle glaciazioni pleistoceniche.

La **morfologia** del territorio in esame è pianeggiante o lievemente ondulata, digradante dolcemente circa da NNW verso SSE. E' caratterizzata, in superficie sino alla profondità di 10÷12 mt, da sabbie e limi con intercalazioni limo-argillose scarsamente addensate; da questa quota fino alla massima profondità indagata (20 mt) si incontrano sabbie prevalenti ben addensate.

La permeabilità dei depositi superficiali sabbio-limo-argillosi è bassa; una discreta permeabilità caratterizza invece il sottostante strato sabbioso; la superficie freatica è stata misurata nel corso dell'indagine alla quota di -1,2 m circa da p.c. attuale.

RELAZIONE GEOTECNICA

1.0 PREMESSE

Nella presente relazione vengono definite le caratteristiche geotecniche dell'area, sulla base delle indagini svolte.

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione è stata condotta una campagna di indagini comprendente n. 2 prove penetrometriche statiche con piezocono, spinte sino a 20 m di profondità (pag.3-4).

2.0 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Durante l'esecuzione delle prove penetrometriche statiche si sono misurate con continuità la resistenza di punta q_c (MPa) la resistenza di attrito laterale f_s (MPa), il rapporto f_s/q_c (%) indicativo della natura dei terreni, e la sovrappressione neutra u (MPa).

La situazione stratigrafica rilevata dalle prove, di seguito descritta, è caratterizzata da una discreta uniformità stratigrafica.

- Sino ad una profondità di 2.5 m circa dal piano campagna si ha uno strato costituito da terreni di natura prevalentemente limosa argillosa, caratterizzati da valori della resistenza alla punta q_c mediamente variabili da 0.8 MPa a 2 MPa.
- Successivamente e sino ad una profondità di 3.5 m circa dal piano campagna è presente un livello prevalentemente limoso-sabbioso, con grado di addensamento basso: la resistenza alla punta q_c è infatti mediamente pari a 2÷5 MPa.
- Da -5 m sino a circa -12 m dal piano campagna si ha prevalenza di strati sabbiosi limosi con intercalazioni di strati limosi-argillosi. I livelli sabbiosi presentano, in prevalenza, valori di addensamento medio basso (la resistenza alla punta q_c è mediamente pari a 2÷6 MPa), mentre nello strato da 6.5 m a 7.5 m la sabbia si presenta addensata con valori di resistenza q_c di circa 20

MPa. Le intercalazioni coesive, alle profondità di circa 6-6.5m, 8-9 m e 10-11 m presentano valori di resistenza alla punta di circa 1 MPa.

- Successivamente e sino alla massima profondità indagata (20 m), è presente un banco di natura incoerente sabbiosa, di addensamento medio-alto: la resistenza alla punta q_c è variabile mediamente da 10 MPa a 25 MPa. Il livello della falda è stato misurato nel corso delle prove alla profondità di 1.2 m circa dal piano campagna.



PROVA PENETROMETRICA STATICA

secondo Raccomandazioni AGI (1977)

Data	23/03/04	Certificato N°	COMM.	012cm04	PAG.	1	DI	3
------	----------	----------------	-------	---------	------	---	----	---

Il Responsabile	Dott. P. Pasqualetto	Il Direttore	Dott. V. Vicenzetto
-----------------	----------------------	--------------	---------------------

COMMITTENTE: CONSORZIO DI BONIFICA EUGANEO

CANTIERE: IMPIANTO DI POIANA MAGGIORE

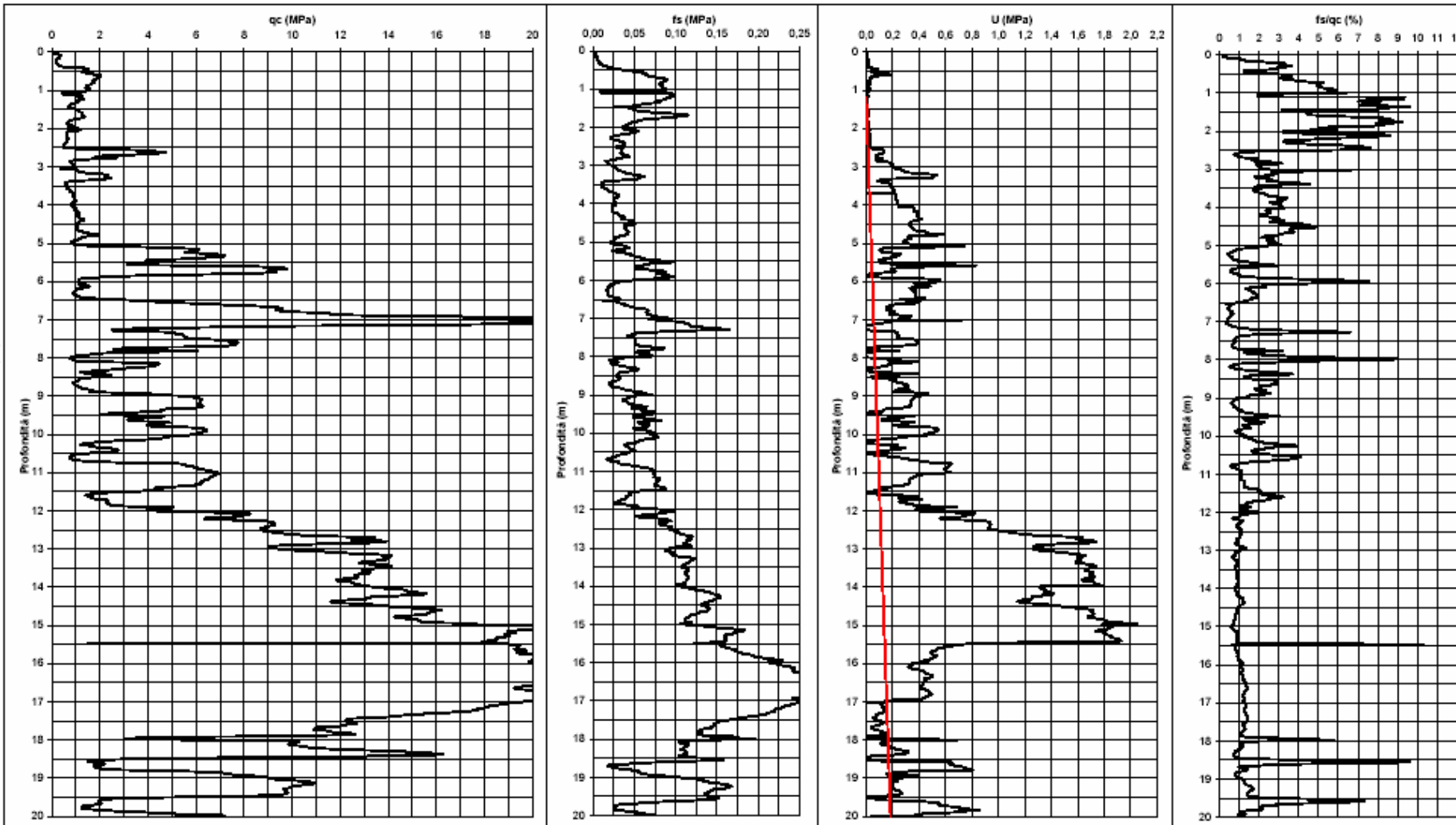
PROVA N°: CPTU1 DATA PROVA 22/03/2004 Operatore P. E. CALORE

Punta	19905	Quota p.c.:	m.s.l.m.	Coordinate X	0,00	Y	0,00
-------	-------	-------------	----------	--------------	------	---	------

Preforo	0,00 m	Livello acqua	1,20 m da p.c.	Profondità finale	2082,00 m da p.c.
---------	--------	---------------	----------------	-------------------	-------------------

NOTE

VICENZETTO S.r.l. 35040 VILLA ESTENSE (PD) VIA MUNIFICION° 18 TEL. 0429/91786 FAX 042/9191200





PROVA PENETROMETRICA STATICA

secondo Raccomandazioni AGI (1977)

Data 23/03/04 Certificato N° COMM. 012cm04 PAG. 1 DI 3

Il Responsabile Dott. P. Pasqualetto Il Direttore Dott. V. Vicenzetto

COMMITTENTE: CONSORZIO DI BONIFICA EUGANEO

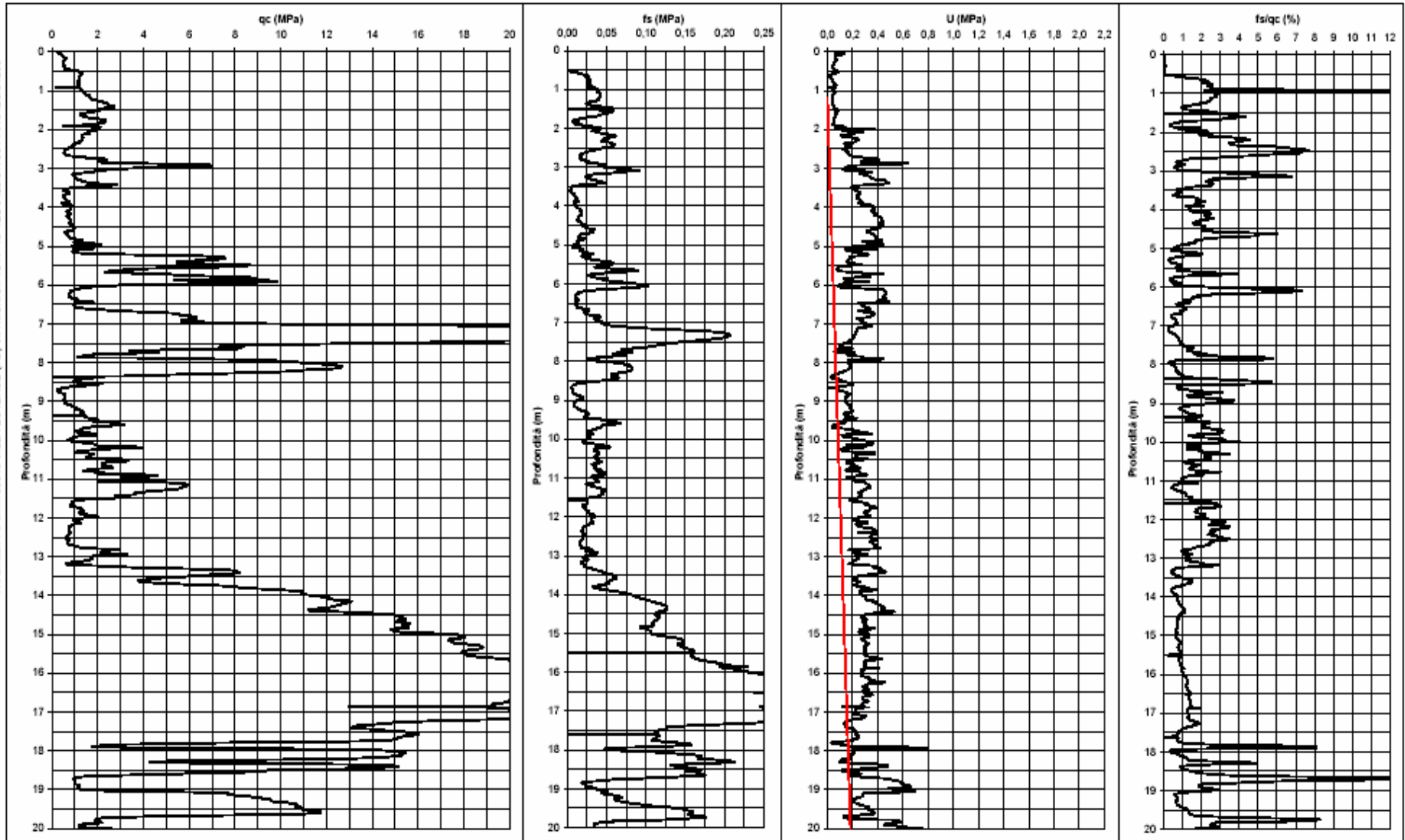
CANTIERE: IMPIANTO DI POIANA MAGGIORE

PROVA N°: CPTU2 DATA PROVA 22/03/2004 Operatore P.I. E. CALORE

Punta 19905 Quota p.c.: m.s.l.m. Coordinate X 0,00 Y 0,00
Preforo 0,00 m Livello acqua 1,20 m da p.c. Profondità finale 2082,00 m da p.c.

NOTE

VICENZETTO S.r.l. 35040 VILLA ESTENSE (PD) VIA MUNICIPIO N° 18 TEL. 0429/91786 FAX 042/91200



3.0 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

Metodo di verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la risultante dei carichi trasmessi dalla struttura sul terreno di fondazione deve essere superiore al coefficiente di sicurezza $\eta=3$. Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante dei carichi in fondazione, deve risultare:

$$\frac{Q_u}{R} \geq 3$$

Le espressioni di Brinch-Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + qN_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0.5B'_\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = 5.14 c s_c d_c i_c b_c g_c + q$$

in cui d_c, d_q, d_γ , sono i fattori di profondità; s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma; i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico; b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; i fattori g_c, g_q, g_γ sono i fattori d'inclinazione del pendio.

I fattori N_c, N_q, N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \text{tg} \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \text{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \text{tg} \phi$$

Vediamo ora come si esprimono i vari fattori che compaiono nella espressione del carico ultimo.

Fattori di forma

$$\text{per } \phi=0 \quad s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$$

$$s_y = s_q = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

Si definisce il parametro k come

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

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

I vari coefficienti si esprimono come

$$d_q = 1 + 2 \text{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 k$$

$$\text{per } \phi=0 \quad d_c = 1 + 0.4k$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi}$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Definito il parametro

$$m = \frac{2+B/L}{1+B/L}$$

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = 1 - \frac{mH}{A_f C_a N_c}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_c \tan \phi}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f C_a \text{ctg} \phi}\right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f C_a \text{ctg} \phi}\right)^{m+1}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\text{per } \phi = 0 \quad b_c = 1 - \frac{2 \eta}{2 + \pi}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi}$$

$$b_q = (1 - \eta \tan \phi)^2$$

$$b_\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del pendio

$$\text{per } \phi = 0 \quad g_c = 1 - \frac{2 \beta}{2 + \pi}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi}$$

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2$$

$$g_\gamma = 1$$

Nel caso di analisi svolta in condizioni non drenate al capacità portante va aggiunto il contributo:

$$0.5\gamma B(1 - 0.4B/L)(-2\beta).$$

Per poter applicare la formula di Brinch - Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < V \tan \delta + A_r C_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

Nella formula di Brinch - Hansen e nel caso della formula generale i fattori si forma, s_i e quelli di inclinazione del carico, i_i , non devono essere usati insieme.

Caso di terreno stratificato

Le formule riportate precedentemente sono valide nel caso di terreno omogeneo con la profondità. Nel caso di terreno stratificato occorre mediare le caratteristiche che intervengono nelle suddette formule (angolo di attrito, coesione, peso di volume, ecc).suddetta operazione di media entrano in gioco solo gli strati interessati dal potenziale cuneo di rottura che si sviluppa al di sotto della fondazione.

Caso di terreno con falda

Nel caso sia presente la falda, se la quota è tale da interessare il cuneo di rottura, le formule della capacità portante vanno modificate.

Viene eseguito il calcolo della capacità portante del terreno (q_{ult}) ipotizzando un'altezza del cuneo di rottura fino a giungere alla quota della falda, con inclinazione delle linee di rottura fissate da questa altezza.

A questo punto si ipotizza una seconda ipotesi di cuneo con rottura per punzonamento, secondo la superficie di rottura limitata dal perimetro della base.

L'espressione del carico ultimo è:

$$q_{ult}' = q_{ult}'' + \frac{p P_v K_v \tan \varphi + p d_1 c}{A_f}$$

dove q_{ult}'' è la capacità portante dello strato sotto falda calcolato con una delle formule della capacità portante ma utilizzando la larghezza della fondazione **B**, il contributo del sovraccarico $q_s = \gamma d_1$, la coesione **c** e l'angolo di attrito φ dello strato sotto falda; **p** è il perimetro della superficie di punzonamento; **P_v** è la spinta verticale totale dalla base della fondazione allo strato sotto falda.

K_s è il coefficiente di spinta laterale del terreno compreso tra $\tan^2 (45^\circ - \varphi/2)$ e $\tan^2 (45^\circ + \varphi/2)$ oppure preso pari a **K₀**; φ è l'angolo di attrito lungo la superficie perimetrale della zona punzonata; $p d_1 c$ è la risultante degli sforzi legati alla coesione agente sulla superficie perimetrale dell'area punzonata; **d₁** è la distanza tra la base della fondazione e la quota dello strato sotto falda; **A_f** è l'area della fondazione.

Di questi due valori di portanza calcolati si assume il minimo.

4.0 CARICO AMMISSIBILE PER LA FONDAZIONE CONTINUA SOTTO L'EDIFICIO IN MURATURA

Si valuta in questo paragrafo la capacità portante delle fondazioni dirette, relative all'edificio fuori terra, realizzato in blocchi forati di laterizio. Il piano di posa delle fondazioni deve essere impostato ad una profondità non minore a 1 m, considerati i bassi valori riscontrati nelle caratteristiche geotecniche del terreno.

Geometria fondazione e carichi

Fondazione nastriforme

Base fondazione	[m]	0.60
Profondità piano di posa	[m]	1.00
Piano di posa orizzontale		
Pendio orizzontale		

Caratteristiche di aderenza terreno-fondazione

Angolo di attrito terreno-fondazione	[°]	18
Adesione terreno-fondazione	[kg/cm ²]	0.00

Descrizione strati terreno e falda

I valori attribuiti alle caratteristiche geotecniche sono desunti dalle prove penetrometriche in sito e da tabelle reperibili in letteratura.

Simbologia adottata

Nr. numero d'ordine dello strato a partire dal piano campagna

γ peso di volume del terreno espresso in kg/m³

γ_w peso di volume saturo del terreno espresso in kg/m³

ϕ angolo d'attrito interno del terreno espresso in °

c coesione del terreno espressa in kg/cm²

S spessore dello strato espresso in m

Nr.	Descrizione	γ	γ_w	ϕ	c	S
1	T. limoso-argilloso	1850	1900	26	0,00	2,50

2	T. limoso-sabbioso	1900	1950	28	0,00	1,00
3	T. limoso argilloso	1850	1900	26	0,00	1,50
4	T. sabbioso-limoso	1900	1950	30	0,00	7,00
5	sabbia	1900	2000	35	0,00	10,00

falda presente

Profondità della falda rispetto al p.c. (m) 1.20

Analisi della portanza

Il calcolo della portanza è stato eseguito col metodo di Brinch - Hansen

La relazione adottata è la seguente :

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + qN_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

dove i vari coefficienti sono stati definiti precedentemente.

Il calcolo è stato eseguito tenendo conto dei seguenti parametri :

Fondazione nastriforme

Larghezza fondazione	B = 0,60	[m]
Larghezza ridotta $B' = B - 2e = 0,60$	[m]	
Profondità piano di posa	D = 1,00	[m]
Coefficiente di profondità (arctan(D/B))	k = 1.03	
Peso di volume	$\gamma = 1850$	[kg/mc]
Angolo d'attrito	$\phi = 26,00$	[°]
Coesione	c = 0,00	[kg/cm ²]
Pressione geostatica sul piano di posa	q = 0,18	[kg/cm ²]
Coefficiente di spinta passiva	$K_p = 2.56$	

I fattori calcolati sono i seguenti :

$N_c = 22.254$	$N_q = 11.854$	$N_\gamma = 12.539$
$s_c = 1.000$	$s_q = 1.000$	$s_\gamma = 1.000$

$d_c = 1.346$	$d_q = 1.317$	$d_\gamma = 1.000$
$b_c = 1.000$	$b_q = 1.000$	$b_\gamma = 1.000$
$g_c = 1.000$	$g_q = 1.000$	$g_\gamma = 1.000$

Pertanto il valore della capacità portante è dato da

$$q_u = 0,00 + 2,89 + 0,70 = 3,58 \text{ kg/cmq}$$

Applicando il coefficiente di sicurezza, $\eta=3.00$, otteniamo per la tensione ammissibile il seguente valore

$$q_{amm} = 3,58/3,00 = 1,19 \text{ kg/cmq}$$

La tensione in esercizio è pari a 0.98 kg/cmq, inferiore a quella ammissibile.

Il carico ultimo della fondazione si ottiene moltiplicando la capacità portante, q_u , per l'area ridotta.

Se indichiamo con B ed L la larghezza e la lunghezza della fondazione e con e_b ed e_l l'eccentricità nella direzione di B ed L , le dimensioni ridotte sono espresse come $B' = B - 2e_b$ ed $L' = L - 2e_l$.

Nel caso presente otteniamo $B' = 0,60$ m ed $L' = 1,00$ m. Pertanto risulta:

$$Q_u = 21505 \text{ kg}$$

Valori della portanza in funzione del rapporto D/B

Simbologia adottata

Q_u pressione limite espressa in kg/cmq

B base della fondazione espressa in m

D quota piano di posa espressa in [m]

Q_u	B	D
3,58	0,60	1,00
3,61	0,64	1,00
3,64	0,69	1,00
3,68	0,73	1,00
3,71	0,78	1,00
3,74	0,82	1,00
3,78	0,87	1,00
3,81	0,91	1,00
3,85	0,96	1,00
3,88	1,00	1,00
3,95	0,60	1,25
3,95	0,64	1,25
3,96	0,69	1,25
3,96	0,73	1,25
3,96	0,78	1,25
3,97	0,82	1,25
3,97	0,87	1,25
3,98	0,91	1,25
3,98	0,96	1,25
3,99	1,00	1,25
4,37	0,60	1,50
4,37	0,64	1,50
4,38	0,69	1,50
4,38	0,73	1,50
4,38	0,78	1,50

4,39	0,82	1,50
4,39	0,87	1,50
4,40	0,91	1,50
4,40	0,96	1,50
4,41	1,00	1,50
4,79	0,60	1,75
4,79	0,64	1,75
4,79	0,69	1,75
4,79	0,73	1,75
4,80	0,78	1,75
4,80	0,82	1,75
4,81	0,87	1,75
4,81	0,91	1,75
4,83	0,96	1,75
4,89	1,00	1,75
5,20	0,60	2,00
5,22	0,64	2,00
5,31	0,69	2,00
5,37	0,73	2,00
5,45	0,78	2,00
5,50	0,82	2,00
5,55	0,87	2,00
5,61	0,91	2,00
5,65	0,96	2,00
5,70	1,00	2,00

5.0 CARICO AMMISSIBILE PER LA PLATEA DELLA VASCA (OPERA DI DERIVAZIONE)

Nel presente paragrafo si valuta la capacità portante della platea in corrispondenza della vasca dell'opera di derivazione. La fondazione della vasca posa a una profondità di 4.20 m rispetto al piano campagna.

Geometria fondazione e carichi

Fondazione rettangolare

Base fondazione	[m]	9.80
Lunghezza fondazione	[m]	16.20
Profondità piano di posa	[m]	4.20

Piano di posa orizzontale

Pendio orizzontale

Caratteristiche di aderenza terreno-fondazione

Angolo di attrito terreno-fondazione [°]	20
Adesione terreno-fondazione [kg/cmq]	0.00

Descrizione strati terreno e falda

I valori attribuiti alle caratteristiche geotecniche sono desunti dalle prove penetrometriche in sito e da tabelle reperibili in letteratura.

Simbologia adottata

- Nr. numero d'ordine dello strato a partire dal piano campagna
 γ peso di volume del terreno espresso in kg/mc
 γ_w peso di volume saturo del terreno espresso in kg/mc
 ϕ angolo d'attrito interno del terreno espresso in °
c coesione del terreno espressa in kg/cmq
S spessore dello strato espresso in m

Nr.	Descrizione	γ	γ_w	ϕ	c	S
1	T. limoso-argilloso	1850	1900	26	0,00	2,50
2	T. limoso-sabbioso	1900	1950	28	0,00	1,00

3	T. limoso argilloso	1850	1900	26	0,00	1,50
4	T. sabbioso-limoso	1900	1950	30	0,00	7,00
5	sabbia	1900	2000	35	0,00	10,00

falda presente

Profondità della falda rispetto al p.c. (m) 1.20

Analisi della portanza

Il calcolo della portanza è stato eseguito col metodo di Brinch - Hansen

La relazione adottata è la seguente :

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + qN_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma r_\gamma$$

dove i vari coefficienti sono stati definiti precedentemente.

Il calcolo è stato eseguito tenendo conto dei seguenti parametri :

Larghezza fondazione	B = 9,80	[m]
Lunghezza fondazione	L = 16,20	[m]
Larghezza ridotta	B' = B - 2e _b = 9,80	[m]
Lunghezza ridotta	L' = L - 2e _l = 16,20	[m]
Profondità piano di posa	D = 4,20	[m]
Coefficiente di profondità (D/B)	k = 0.43	
Peso di volume	γ = 950	[kg/mc]
Angolo d'attrito	φ = 30,05	[°]
Coesione	c = 0,00	[kg/cm ²]
Pressione geostatica sul piano di posa	q = 0,50	[kg/cm ²]
Coefficiente di spinta passiva	K _p = 3.01	
Fattore di comportamento a piastra	r _γ = 0.83	

I fattori calcolati sono i seguenti :

N _c = 30.265	N _q = 18.511	N _γ = 22.576
s _c = 1.363	s _q = 1.182	s _γ = 1.182
d _c = 1.131	d _q = 1.124	d _γ = 1.000

$$b_c = 1.000$$

$$b_q = 1.000$$

$$b_\gamma = 1.000$$

$$g_c = 1.000$$

$$g_q = 1.000$$

$$g_\gamma = 1.000$$

Pertanto il valore della capacità portante è dato da

$$q_u = 0,00 + 12,26 + 10,27 = 22,54 \text{ kg/cmq}$$

Applicando il coefficiente di sicurezza, $\eta=3.00$, otteniamo per la tensione ammissibile il seguente valore

$$q_{amm} = 22,54/3,00 = 7,51 \text{ kg/cmq}$$

Il carico ultimo della fondazione si ottiene moltiplicando la capacità portante, q_u , per l'area ridotta.

Se indichiamo con B ed L la larghezza e la lunghezza della fondazione e con e_b ed e_l l'eccentricità nella direzione di B ed L , le dimensioni ridotte sono espresse come $B' = B - 2e_b$ ed $L' = L - 2e_l$.

Nel caso presente otteniamo $B' = 9,80$ m ed $L' = 16,20$ m. Risulta:

$$Q_u = 35822618 \text{ kg}$$

Valori della portanza in funzione del rapporto L/B

Simbologia adottata

Q_u pressione limite espressa in kg/cmq

B base della fondazione espressa in m

L/B rapporto lunghezza - base fondazione

Q_u	B	L/B
22,89	9,80	1,50
29,35	12,40	1,50
35,44	15,00	1,50
41,24	17,60	1,50
46,80	20,20	1,50
22,80	9,80	1,54
29,23	12,40	1,54
35,29	15,00	1,54
41,05	17,60	1,54
46,60	20,20	1,54
22,71	9,80	1,58
29,11	12,40	1,58
35,14	15,00	1,58
40,88	17,60	1,58
46,40	20,20	1,58
22,63	9,80	1,61
29,00	12,40	1,61
35,00	15,00	1,61
40,72	17,60	1,61
46,21	20,20	1,61
22,55	9,80	1,65
28,89	12,40	1,65
34,87	15,00	1,65
40,56	17,60	1,65
46,03	20,20	1,65

Valori della portanza in funzione del rapporto D/B

Simbologia adottata

Q_u pressione limite espressa in kg/cmq

B base della fondazione espressa in m

D quota piano di posa espressa in [m]

Q_u	B	D
22,54	9,80	4,20
28,87	12,40	4,20
34,85	15,00	4,20
40,54	17,60	4,20
46,00	20,20	4,20
25,82	9,80	4,70
32,25	12,40	4,70
38,28	15,00	4,70
43,99	17,60	4,70
49,46	20,20	4,70
29,04	9,80	5,20
35,52	12,40	5,20
41,55	15,00	5,20
47,27	17,60	5,20
52,74	20,20	5,20
31,96	9,80	5,70
38,48	12,40	5,70
44,51	15,00	5,70
50,21	17,60	5,70
55,67	20,20	5,70
35,10	9,80	6,20
41,59	12,40	6,20
47,59	15,00	6,20
53,27	17,60	6,20
58,71	20,20	6,20

6.0 CARICO AMMISSIBILE PER LA PLATEA SOTTO IL LOCALE IMPIANTI (OPERA DI DERIVAZIONE)

Nel presente paragrafo si valuta la capacità portante della platea in corrispondenza dell'edificio interrato contenente gli impianti idraulici dell'opera di derivazione. Il piano di posa della fondazione si trova a una profondità di 5.20 rispetto al piano campagna.

Geometria fondazione e carichi

Fondazione rettangolare

Base fondazione	[m]	11.40
Lunghezza fondazione	[m]	17.20
Profondità piano di posa	[m]	5.20
Piano di posa orizzontale		
Pendio orizzontale		

Caratteristiche di aderenza terreno-fondazione

Angolo di attrito terreno-fondazione	[°]	20
Adesione terreno-fondazione	[kg/cm ²]	0.00

Descrizione strati terreno e falda

I valori attribuiti alle caratteristiche geotecniche sono desunti dalle prove penetrometriche in sito e da tabelle reperibili in letteratura.

Simbologia adottata

- Nr. numero d'ordine dello strato a partire dal piano campagna
 γ peso di volume del terreno espresso in kg/mc
 γ_w peso di volume saturo del terreno espresso in kg/mc
 ϕ angolo d'attrito interno del terreno espresso in °
c coesione del terreno espressa in kg/cm²
S spessore dello strato espresso in m

Nr.	Descrizione	γ	γ_w	ϕ	c	S
1	T. limoso-argilloso	1850	1900	26	0,00	2,50

2	T. limoso-sabbioso	1900	1950	28	0,00	1,00
3	T. limoso argilloso	1850	1900	26	0,00	1,50
4	T. sabbioso-limoso	1900	1950	30	0,00	7,00
5	sabbia	1900	2000	35	0,00	10,00

falda presente

Profondità della falda rispetto al p.c. (m) 1.20

Analisi della portanza

Il calcolo della portanza è stato eseguito col metodo di Brinch - Hansen

La relazione adottata è la seguente :

$$q_u = cN_{cs}d_{cs}i_{cs}b_{cs}g_c + qN_{qs}d_{qs}i_{qs}b_{qs}g_q + 0.5B\gamma N_{\gamma s}d_{\gamma s}i_{\gamma s}b_{\gamma s}g_{\gamma r}$$

dove i vari coefficienti sono stati definiti precedentemente.

Il calcolo è stato eseguito tenendo conto dei seguenti parametri :

Larghezza fondazione	$B = 11,40$	[m]
Lunghezza fondazione	$L = 17,20$	[m]
Larghezza ridotta	$B' = B - 2e_b = 11,40$	[m]
Lunghezza ridotta	$L' = L - 2e_l = 17,20$	[m]
Profondità piano di posa	$D = 5,20$	[m]
Coefficiente di profondità (D/B)	$k = 0.46$	
Peso di volume	$\gamma = 967$	[kg/mc]
Angolo d'attrito	$\phi = 31,68$	[°]
Coesione	$c = 0,00$	[kg/cm ²]
Pressione geostatica sul piano di posa	$q = 0,59$	[kg/cm ²]
Coefficiente di spinta passiva	$K_p = 3.21$	
Fattore di comportamento a piastra	$r_{\gamma} = 0.81$	

I fattori calcolati sono i seguenti :

$N_c = 34.553$	$N_q = 22.324$	$N_\gamma = 28.787$
$s_c = 1.426$	$s_q = 1.213$	$s_\gamma = 1.213$
$d_c = 1.133$	$d_q = 1.127$	$d_\gamma = 1.000$
$b_c = 1.000$	$b_q = 1.000$	$b_\gamma = 1.000$
$g_c = 1.000$	$g_q = 1.000$	$g_\gamma = 1.000$

Pertanto il valore della capacità portante è dato da

$$q_u = 0,00 + 18,01 + 15,60 = 33,61 \text{ kg/cm}^2$$

Applicando il coefficiente di sicurezza, $\eta=3.00$, otteniamo per la tensione ammissibile il seguente valore

$$q_{amm} = 33,61/3,00 = 11,20 \text{ kg/cm}^2$$

Il carico ultimo della fondazione si ottiene moltiplicando la capacità portante, q_u , per l'area ridotta.

Se indichiamo con B ed L la larghezza e la lunghezza della fondazione e con e_b ed e_l l'eccentricità nella direzione di B ed L , le dimensioni ridotte sono espresse come $B' = B - 2e_b$ ed $L' = L - 2e_l$.

Nel caso presente otteniamo $B' = 11,40 \text{ m}$ ed $L' = 17,20 \text{ m}$

$$Q_u = 65907062 \text{ kg}$$

Valori della portanza in funzione del rapporto L/B

Simbologia adottata

Q_u pressione limite espressa in kg/cmq

B base della fondazione espressa in m

L/B rapporto lunghezza - base fondazione

Q_u	B	L/B
28,45	9,40	1,50
35,39	12,10	1,50
41,81	14,80	1,50
47,88	17,50	1,50
53,67	20,20	1,50
27,97	9,40	1,66
34,77	12,10	1,66
41,07	14,80	1,66
47,02	17,50	1,66
52,70	20,20	1,66
27,58	9,40	1,83
34,27	12,10	1,83
40,46	14,80	1,83
46,31	17,50	1,83
51,90	20,20	1,83
27,25	9,40	1,99
33,85	12,10	1,99
39,95	14,80	1,99
45,72	17,50	1,99
51,23	20,20	1,99
26,97	9,40	2,15
33,49	12,10	2,15
39,52	14,80	2,15
45,22	17,50	2,15
50,66	20,20	2,15

Valori della portanza in funzione del rapporto D/B

Simbologia adottata

Q_u pressione limite espressa in kg/cmq

B base della fondazione espressa in m

D quota piano di posa espressa in [m]

Q_u	B	D
21,84	9,40	4,20
28,60	12,10	4,20
34,95	14,80	4,20
40,97	17,50	4,20
46,75	20,20	4,20
25,16	9,40	4,70
32,03	12,10	4,70
38,44	14,80	4,70
44,48	17,50	4,70
50,28	20,20	4,70
28,42	9,40	5,20
35,35	12,10	5,20
41,76	14,80	5,20
47,83	17,50	5,20
53,61	20,20	5,20
31,38	9,40	5,70
38,36	12,10	5,70
44,78	14,80	5,70
50,82	17,50	5,70
56,60	20,20	5,70
34,58	9,40	6,20
41,53	12,10	6,20
47,92	14,80	6,20
53,94	17,50	6,20
59,69	20,20	6,20

ALLEGATI

COROGRAFIA

PLANIMETRIA CON UBICAZIONE DEI SONDAGGI