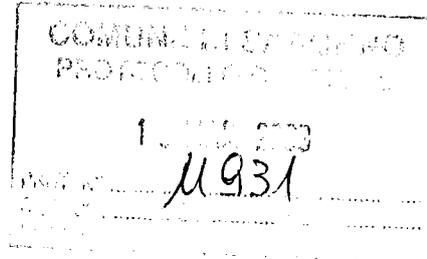


Milano, 21/12/2007

Spett.le LESKA S.r.l.

Via Archimede, 709

21042 – CARONNO PERTUSELLA (VA)



Oggetto: indagine geotecnica nel terreno in Comune di CARONNO PERTUSELLA (VA)

## INTRODUZIONE

Nell'area in oggetto sono state eseguite n° 3 prove penetrometriche dinamiche continue a punta conica  $\phi$  51 mm. – angolo  $60^\circ$  - con asta isolata da terreno circostante mediante tubi di rivestimento  $\phi$  48 mm., mazza battente di 72,5 kg., con altezza di caduta di 75 cm. I risultati delle prove sono tutti riportati sotto forma di diagrammi qui allegati.

La quota zero di inizio indagine, che sarà assunta come riferimento, corrisponde al piano campagna.

## CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

I terreni dell'area in esame sono costituiti da strati con caratteristiche meccaniche differenti. Il primo strato è costituito da materiali detritici di granulometria medio fine, presumibilmente sabbie con ghiaia in matrice limosa, con stati di addensamento sciolti estesi fino a profondità variabile da - 3,30 a - 6,00 mt. Il secondo ed ultimo strato, esteso fino alla massima profondità di indagine, è presumibilmente costituito da sabbie e ghiaie addensate.

Non è stata rilevata presenza di acqua di falda.

I valori qui riportati sono da considerare in ogni caso cautelativi. Dalla visione dei grafici delle prove penetrometriche, con riferimento alla prova più sfavorevole, il sottosuolo dell'area può essere schematizzato ai fini geotecnici come di seguito indicato:

### PROVA N° 5

Da 0,00 a -4,50 mt.

N = 4-6 colpi/piede

assumiamo.

$$\phi = 27^\circ$$

da -4,50 a -6,00 mt.

N = 8 colpi/piede

assumiamo:

$$\phi = 31^\circ$$

da -6,00 a -8,40 mt.

N = 20-22 colpi/piede

assumiamo:

$$\phi = 35^\circ$$

dove:

$\phi$  = angolo d'attrito del terreno.

## CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO

Si considera l'appoggio delle fondazioni è previsto a circa - 2,00 mt.

La capacità portante dei terreni incoerenti può essere stabilita dai dati delle prove applicando le relazioni di diversi autori quali *Meyerhof*, *Hansen*, *Terzaghi*, *Prakash* e *Saran*, *De Beer*, *Caquot* e *Kerisel*.

Applicando ad esempio la teoria di *Meyerhof* si ha:

$$Q_{lim} = c \lambda_{cs} \lambda_{cd} \lambda_{ci} N_c + q \lambda_{qs} \lambda_{qd} \lambda_{qi} N_q + 0,5 B \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} \lambda_{\gamma i} N_\gamma$$

Dove:

$Q_{lim}$  = carico di rottura del terreno.

$\gamma$  = peso specifico del terreno = 1,8 t/m<sup>3</sup>

$q$  = pressione del terreno (valutata in funzione del peso specifico del terreno e della profondità delle fondazioni).

$B$  = larghezza ipotizzata della fondazione.

$c$  = coesione.

# visconti

$N_q, N_\gamma, N_c$  = coefficienti di capacità portante dipendenti dalla coesione e dall'angolo d'attrito del terreno dove:

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

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

$$N_\gamma = (N_q + 1) \tan (1,4 \phi).$$

$\lambda_{cs}, \lambda_{qs}, \lambda_{\gamma s}$  = fattori di forma; ipotizzando fondazioni quadrate:

$$\lambda_{cs} = 1 + N_q/N_c$$

$$\lambda_{qs} = 1 + \tan \phi$$

$$\lambda_{\gamma s} = 0,6$$

$\lambda_{cd}, \lambda_{qd}, \lambda_{\gamma d}$  = fattori di profondità:

ipotizzando  $D_f/b < 1$  (dove  $D_f$  è la profondità della fondazione)

$$\lambda_{cd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 (D_f/B)$$

$$\lambda_{qd} = \lambda_{qd} - (1 - \lambda_{qd}) / (N_q \tan \phi)$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1$$

$\lambda_{ci}, \lambda_{qi}, \lambda_{\gamma i}$  = fattori di inclinazione (dovuti ad eventuali carichi inclinati):

$$\lambda_{ci} = (1 - \alpha^\circ/90^\circ)^2$$

$$\lambda_{qi} = (1 - \alpha^\circ/90^\circ)^2$$

$$\lambda_{\gamma i} = (1 - \alpha^\circ/\phi^\circ)^2$$

dove  $\alpha^\circ$  è l'inclinazione del carico rispetto alla verticale.

# visconti

Ipotizzando diverse dimensioni di plinto ad una quota di imposta fondazione di  $-2,00$  mt., ed adottando un coefficiente di sicurezza pari a 3, si ottiene un carico ammissibile ( $\sigma_{amm}$ ) di:

$$1,50 \times 1,50 \text{ mt.} \quad \sigma_{amm} = 1,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$2,00 \times 2,00 \text{ mt.} \quad \sigma_{amm} = 1,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$2,50 \times 2,50 \text{ mt.} \quad \sigma_{amm} = 1,20 \text{ kg/cm}^2$$

## STIMA DEI CEDIMENTI

I calcoli dei cedimenti nel suolo sono soltanto la miglior stima delle deformazioni da attendersi quando i carichi verranno applicati. Durante la fase di cedimento il terreno subisce una transizione dallo stato di sforzo corrente (dovuto allo sforzo di volume, ovvero al peso proprio) ad un nuovo stato, sotto il carico addizionale applicato. Questa variazione di carico ( $\Delta q$ ) provoca rottura, variazione degli indici dei vuoti, scorrimento relativo e deformazione elastica delle particelle al di sotto dell'area caricata. L'accumulazione statistica di questi movimenti sarà definito cedimento ( $\Delta_{H}$ ).

Solo una piccolissima frazione di  $\Delta_{H}$  proviene dalla deformazione elastica dei granuli del terreno; pertanto solo una piccolissima parte del cedimento verrebbe recuperata se il carico applicato venisse rimosso. E' comunque conveniente considerare il terreno come materiale "pseudoelastico" utilizzando parametri elastici per il calcolo dei cedimenti.

I cedimenti vengono considerati come :

- **Immediati** ( $\Delta_{HI}$ ) cioè quelli che si sviluppano non appena il carico viene applicato.
- **Di consolidazione** ( $\Delta_{HC}$ ) cioè quelli che si sviluppano nel tempo e possono richiedere mesi o anni prima di esaurirsi.

### 1) Cedimenti immediati

Il calcolo dei cedimenti immediati dovuti a carichi verticali di una fondazione rettangolare superficiale posta su un semispazio elastico può essere verificato tramite la seguente espressione proposta da *Bowles*:

$$\Delta_{HI} = q_0 B \frac{(1 - \mu^2)}{E_m} I_S I_F$$

Dove:

$q_0$  = pressione di contatto.

$B$  = larghezza area di carico

$\mu$  = coefficiente di *Poisson* = 0,3

$E_m$  = modulo di elasticità medio del terreno per una profondità di  $z = 3B$  al di sotto della fondazione.

$I_F, I_S$  = coefficienti di influenza dipendenti da  $\mu$ , dal rapporto  $L/B$ , dalla profondità del piano di posa rispettivamente secondo le equazioni di *Fox* e di *Steinbrenner*.

## - Cedimenti di consolidazione

Alcuni autori, per il calcolo dei cedimenti di consolidazione tanto nelle argille quanto nelle sabbie di gradazione da fine a media, usano la seguente espressione:

$$\Delta_{HC} = m_v \Delta q_i H_i$$

Dove:

$m_v$  = modulo di compressibilità volumetrica

$\Delta q$  = incremento medio di pressione nello strato di spessore  $H_i$

$H_i$  = strati di altezza non superiore a 1 mt. estesi fino ad una profondità  $z = 2B$

Considerando una fondazione di 2,00 mt. posta ad una quota di imposta fondazione di - 2,00 mt. otterremo i valori riportati nelle seguenti tabelle:

B	$E_M$	$\mu$	$q_o$	$I_F$	$I_s$	$\Delta_{HI}$
200	133,75	0,30	1,10	0,65	0,43	<b>0,84</b>

z	$I_\sigma$	E	$\Delta q$	$m_v$	$\Delta_{HC}$
100	0,701	120	0,77	0,008333	<b>0,64</b>
200	0,336	120	0,37	0,008333	<b>0,31</b>
300	0,179	140	0,20	0,007143	<b>0,13</b>
400	0,108	155	0,1	0,006452	<b>0,07</b>

Da cui avremo rispettivamente:

$$(- 1,00 \text{ mt.}) \Delta_{\text{Tot}} = \Delta_{\text{HC}} + \Delta_{\text{HI}} = 1,15 + 0,84 = 1,99 \text{ cm.}$$

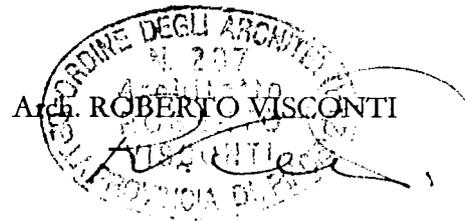
I valori riportati sono comunque da ritenere una stima, seppur accettabile, dovendo richiedere per la loro esatta quantificazione delle prove di laboratorio. Essendo il terreno preso in esame di natura prevalentemente incoerente, i cedimenti si otterranno in tempi brevi.

## CONSIDERAZIONI FINALI

Si raccomanda comunque la visione critica dei materiali presenti all'imposta di fondazione.

In fase di scavo si consiglia di eseguire una scarpata con un angolo di 45°.

Se si dovesse incontrare in fase di scavo lenti di terreno particolarmente molli, diversi da quelli ipotizzati, si consiglia di provvedere all'asportazione di questo e successiva sostituzione con calcestruzzo magro (ad esempio  $R'_{ck} = 150 \text{ kg/cm}^2$ ) in strati con uno spessore variabile da 30 a 50 cm. al di sotto dei plinti di fondazione.



## BIBLIOGRAFIA

- 
- Meyerhof G. G.: "The ultimate Bearing Capacity of Foundations", Geotechnique vol. 2
  - Newmark N. M.: "Simplified Computation of Vertical Pressures in Elastic Foundations" Univ. Of Illinois Eng. Experiment Sta. Cir. No. 24
  - Steinbrenner W.: "Tafeln zur Setzungsberechnung" Die Strasse vol. 1
  - Fox E.N.: "The Mean Elastic Settlement of a Uniformly Loaded Area at a Depth Below the Ground Surface" 2d ICSMFE vol.1
-

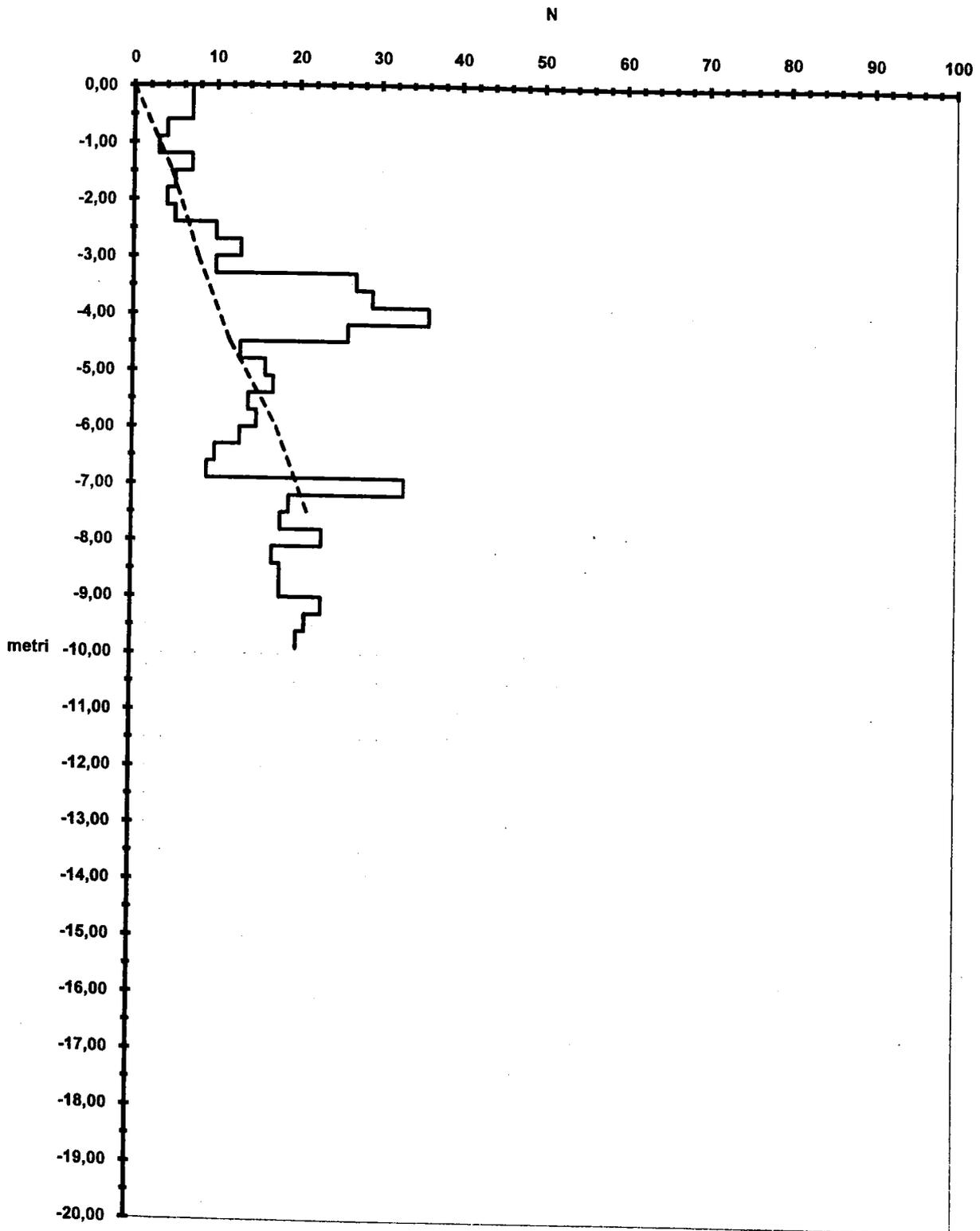
Capannone esistente

● 2

● 3

● 1

Località: Caronno Pertusella  
Prova Penetrometrica dinamica n° 2



Località: Caronno Pertusella  
Prova Penetrometrica dinamica n° 3

