

Dott. Francesco Mortillaro  
Geologo - O.N.G. n. 770

Geotecnica Veneta s.n.c.  
Via Dosa 26 - Tel. 041 / 908.157 - 908.905  
30030 Olmo di Maerne (Mestre-Venezia)

GI. ERRE. EFFE. S.n.c.

Padova

REGIONE DEL VENETO  
GENIO CIVILE - VENEZIA

1788270401

PLANO s.r.l.

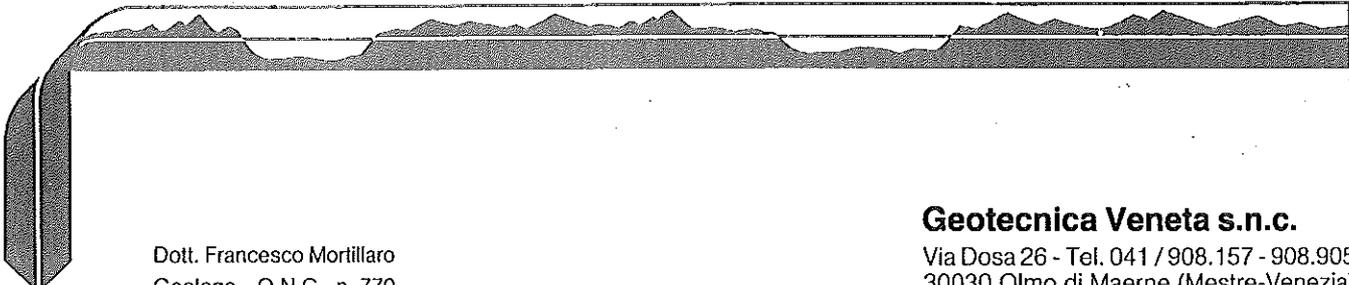
Treviso



Relazione geotecnica  
Indagini geognostiche

Fabbricato ad uso attivita' commerciali  
in via Cavin di Sala  
Mirano - Venezia

Giugno 1989



Dott. Francesco Mortillaro  
Geologo - O.N.G. n. 770

**Geotecnica Veneta s.n.c.**

Via Dosa 26 - Tel. 041 / 908.157 - 908.905  
30030 Olmo di Maerne (Mestre-Venezia)

Spettabile  
GI.ERRE.EFFE. S.n.c.  
Piazzetta Cociapelli n° 17  
35100 - P A D O V A

Oggetto : Cantiere in via Cavin di Sala - Mirano.

PREMESSE

Nella presente relazione vengono presi in esame gli aspetti relativi alla costruzione di un edificio ad uso commerciale di forma quadrata con i lati di circa 58 m.

Le fondazioni previste dal calcolatore delle strutture, Ing. P. Niero, sono a travi continue con sbulbature in corrispondenza dei pilastri; i carichi variano tra 45 t e 260 t con il carico accidentale che incide per circa il 30%.

2.

L'indagine nei terreni sono consistite nell'esecuzione di undici prove penetrometriche statiche spinte alla profondità di 20 ÷ 25 m e due sondaggi nel corso dei quali si sono prelevati alcuni campioni indisturbati sottoposti successivamente a prove di laboratorio per determinare le caratteristiche di resistenza e compressibilità delle varie formazioni.

In allegato sono riportati i risultati delle indagini unitamente alla planimetria con l'ubicazione dei punti di prova.

3.

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

I risultati delle indagini evidenziano una stratigrafia abbastanza uniforme sull'area dell'intervento mentre al di fuori di essa ed in particolare ove sono state eseguite le prove PP2 e PP3 il terreno appare di caratteristiche diverse.

Il sottosuolo può essere schematizzato nelle seguenti tre formazioni:

I° strato : Dal piano campagna e fino alla -6.00 circa, il terreno è costituito da sabbia fine nocciola di media densità con numerose intercalazioni coesive a volte con materiale organico di consistenza da media a compatta. Sono presenti alcune lenti di piccolo spessore di torba granulare compatta.

Le prove di compressione edometrica sui

4.

campioni prelevati sugli strati argillosi e limosi, indicano che si tratta di terreni leggermente sovraconsolidati con indice di compressioni CR pari a  $0.09 \div 0.12$ ; i coefficienti di consolidazione Cv sono variabili tra  $1 \div 2 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$ .

II° strato : Dalla -6.00 e fino alla -13.00 il terreno è costituito da sabbie di elevata densità con lenti coesive dello spessore di  $70 \div 80 \text{ cm}$  particolarmente evidenti nella zona del sondaggio n° 2 e della prova penetrometrica n° 7.

Alle resistenze di punta Rp, rilevate negli strati sabbiosi, si possono associare angoli di resistenza al taglio  $\phi = 38^\circ$  - Fig. n° 1 -.

La consistenza degli strati coesivi è media con resistenze del penetrometro tascabile

5.

comprese tra  $0.4 \div 0.8 \text{ Kg/cm}^2$ .

III° strato : Dalla -13.00 e fino alla profondità massima esplorata il terreno è costituito da fitte alternanze di sabbie e sabbie-limose con argille e limi argillosi di consistenza da media a compatta caratterizzati da resistenze del penetrometro tascabile comprese tra  $0.6 \div 2.2 \text{ Kg/cm}^2$ ;

L'acqua di falda alla data dei sondaggi si è stabilizzata alla profondità di  $1.1 \div 1.3 \text{ m}$  dal piano campagna attuale.

FONDAZIONI

Il calcolo della pressione ammissibile per le fondazioni progettate può essere svolto con l'espressione

$$Q_{am} = \frac{1}{3} \frac{(B + 1.15d)}{B} (C N_c + \gamma D) \quad (1)$$

dove:

B = larghezza della fondazione;

d = distanza della fondazione dagli strati coesivi;

C = resistenza al taglio non drenata assunta pari a 3  
t/m<sup>2</sup>;

N<sub>c</sub> = 5,7 fattore di capacità portante;

γ = peso di volume del terreno;

D = profondità degli strati argillosi dal piano  
campagna.

7.

Sviluppando la (1) per fondazioni della larghezza di 1.0 m e 2.2 m ed impostati a 2.0 m dal piano campagna si ottiene:

$$B = 1.00 \text{ m}$$

$$Q_{am} = \frac{1}{3} \frac{(1 + 1.15 \times 1)}{1.00} (3 \times 5.7 + 1.8 \times 2) = 14 \text{ t/m}^2$$

$$B = 2.20 \text{ m}$$

$$Q_{am} = \frac{1}{3} \frac{(2.20 + 1.15 \times 1)}{2.20} (3 \times 5.7 + 1.8 \times 2) = 10 \text{ t/m}^2$$

Il calcolo dei cedimenti medi di consolidazione può essere condotto con l'espressione:

$$\Delta H = \Sigma H_i \Delta \epsilon_v \quad (2)$$

8.

dove :

 $\Sigma H_i$  = spessore degli strati che cedono; $\Delta \epsilon_v$  = deformazione verticale prodotta dalla variazione delle pressioni verticali efficaci.

Nelle tabelle I e II sono raccolti gli elementi dei calcoli svolti per fondazioni in corrispondenza dei sondaggi 1 e 2 con pressioni media di contatto di  $10 \text{ t/m}^2$ .

TABELLA I Sondaggio 1

Strato	Profondità	H	$\Delta \epsilon_v \%$	$\Delta H$
1	3.10 ÷ 3.40	30	6	2.0
2	3.40 ÷ 4.40	100	2.5	2.5
				4.5cm

TABELLA II Sondaggio 2

Strato	Profondità	H	$\Delta \epsilon$ v%	$\Delta H$
1	3.10 ÷ 3.40	30	6	2.00
2	3.40 ÷ 3.80	40	2	0.80
3	8.50 ÷ 9.30	80	1	0.80
				3.6cm

I cedimenti calcolati matureranno praticamente durante la costruzione dell'opera considerando che il tempo necessario per il 90% della consolidazione è pari a circa 60 giorni.

$$t = \frac{0.85 \times 80^2}{1 \times 10^{-3}} / 86400 = 60 \text{ giorni}$$

In alternativa alla soluzione esaminata, qualora i cedimenti calcolati non fossero compatibili con le caratteristiche dell'opera, si propone il ricorso a

10.

fondazioni su pali prefabbricati ed infissi della lunghezza di 8 e 10 m per la zona in corrispondenza della prova penetrometrica n° 7.

Facendo riferimento a pali troncoconici con punta di 30 cm la portata ammissibile può essere valutata con la:

$$Q_{am} = \frac{1}{2.5} (R_{pm} A_p + \sum \tau_i A_{li}) \quad (3)$$

dove :

$R_{pm}$  = resistenza del penetrometro alla punta del palo;

$A_p, A_{li}$  = area di punta e laterale;

$\sum \tau_i$  = resistenza laterale lungo il fusto.

Sviluppando la (3) si ottiene:

$$L = 8 \text{ m}$$

11.

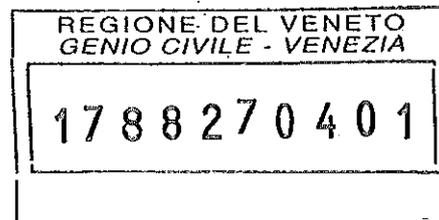
$$Q_{am} = \frac{1}{2.5} \left( 800 \times \frac{0.3^2}{4} \times 3.14 + 0.30 \times 3.14 \times 3 \times 10 \right) = 35 \text{ t}$$

L = 10 m

$$Q_{am} = \frac{1}{2.5} \left( 400 \times \frac{0.3^2}{4} \times 3.14 + 0.35 \times 3.14 \times 8 \times 7 \right) = 35 \text{ t}$$

I cedimenti delle fondazioni risultano in questo caso praticamente trascurabili.

Olmo di Martellago, giugno 1989



Dott. Prof. Ing.

A. MAZZUCATO

(Consulente)

Dott.

FRANCESCO MORTILLARO

(Geologo)