

INDICE

1.	INTRODUZIONE	pag.	2
2.	RIFERIMENTI NORMATIVI	pag.	2
3.	STRUTTURA GEOLOGICA DEL SITO	pag.	2
4.	PROGETTO DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE	pag.	3
5.	RISULTATI PROVE DI LABORATORIO / IN SITO	pag.	4
6.	MODELLO GEOTECNICO	pag.	6

Allegati:

- 1) profilo geotecnico
- 2) certificati prove di laboratorio



* * * *

RELAZIONE GEOTECNICA

1. INTRODUZIONE

La presente relazione geotecnica è relativa alle opere di fondazione dell'ampliamento di un opificio artigianale denominato “*Edificio A*” che saranno costituite, stante la struttura in c.a.p. ed il modello geologico del sito, da monopali in calcestruzzo armato trivellati e gettati in opera con plinti a bicchiere e travi di collegamento.

Per quanto concerne il dimensionamento e la verifica degli elementi costituenti la sovrastruttura sono state utilizzate le “*Reazioni vincolari base pilastro*”, fornite dalla XXXX in qualità di ditta produttrice delle opere prefabbricate ed a firma dell’Ing. Y. Ww Zzzzzz progettista strutturale, relative alle combinazioni di carico desunte dall’Approccio 1 e dall’Approccio 2; le verifiche geotecniche (GEO) sono state invece condotte utilizzando esclusivamente l’Approccio 2 – combinazione 1.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI

Decreto 14 gennaio 2008

“*Norme tecniche costruzioni*”

- paragrafo 3.2, azione sismica
- paragrafo 6, progettazione geotecnica.

3. STRUTTURA GEOLOGICA DEL SITO

Dalla lettura degli studi geologici risulta che il sito oggetto di intervento ricade all’interno di una piana alluvionale del III° ordine di accumulo posto sulla destra idrografica del fiume Wwww, con quote comprese intorno ai 190 metri sul livello del mare. Su tale ripiano morfologico, limitato verso monte da una scarpata fluvio-denudazionale, risultano diffusamente affioranti terreni alluvionali (sabbie e ghiaie) con un contatto depositi – substrato articolato ricostruito mediante una prospezione sismica del tipo a rifrazione e da n. 2 sondaggi; ciò comporta che gli spessori dei depositi continentali risultano variabili, con un minimo verso sud, dove tendono ad estinguersi in prossimità della scarpata, ed un massimo di 9.1 metri verso il Fiume Wwww e misurati all’incirca al centro del piazzale antistante l’opificio. Occorre inoltre considerare che presso la suddetta scarpata affiorano terreni colluviali a granulometria fine, comunque non interessanti il sito in oggetto, mentre l’intero piazzale risulta essere stato realizzato mediante una colmata di terreni di riporto anch’essi di spessore variabile.

I principali processi morfogenetici riscontrati ed in atto sono rappresentati dall’azione delle acque correnti superficiali, sia diffuse e sia incanalate, mentre per maggiori informazioni si rimanda alla lettura integrale degli studi geologici ed alla sezione stratigrafica seguente riferita ai rilievi indiretti (geologia, geomorfologia, morfometria e sismica) e diretti (perforazione di sondaggi).

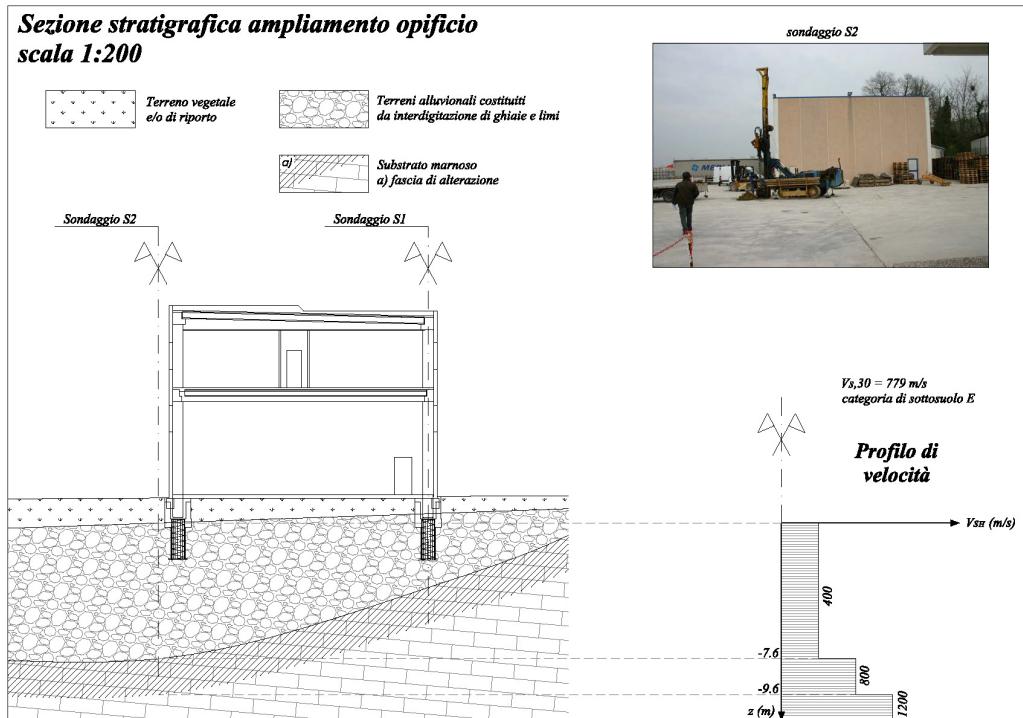


Figura 1: sezione stratigrafica estratta dagli studi geologici

Infine, dalla conoscenza del profilo di velocità ottenuto dalla prospezione sismica energizzata con onde S_H , è stata ricavata la $V_{S,30} = 779 \text{ m/s}$ alla quale corrisponde una categoria di sottosuolo di tipo E, mentre è utile precisare che il substrato roccioso è costituito da argille e limi sovraconsolidati e fessurati del Messiniano ($5.5 \div 5 \text{ MA}$).

4. PROGETTO DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE

La definizione di una corretta progettazione delle indagini geognostiche è il risultato dell’analisi del modello geologico del sottosuolo, con particolare riferimento alla sezione stratigrafica di cui alla figura 1 la cui definizione preliminare è passata attraverso l’integrazione dei rilievi di superficie con l’esecuzione della citata prospezione sismica.

In considerazione dell’articolazione dei contatti alluvioni – substrato roccioso sono stati previsi n. 2 sondaggi svolti secondo le seguenti indicazioni:

1. ubicazione in corrispondenza dei pilastri di monte e di valle dell’ampliamento;
2. perforazione a carotaggio continuo fino ad una profondità tale da intercettare il substrato roccioso integro, ovvero fino ad oltrepassare la fascia di alterazione;
3. esecuzione di prove SPT ogni 2 metri di profondità previa esecuzione di manovra di pulizia del fondo foro;
4. prelievo di n. 1 campione per sondaggio sul substrato roccioso relativamente alla fascia di alterazione ed alla porzione inalterata, con infissione lenta della fustella ed estrazione senza rotazione;
5. esecuzione di prove di laboratorio consistenti nella definizione delle caratteristiche fisiche principali (peso di volume naturale, contenuto d’acqua,

grado di saturazione, granulometria per aerometria e sedimentazione) e di prove triassiali consolidate non drenate al fine di stabilire una connessione tra i parametri di resistenza in condizioni non drenate e drenate.

Infine, occorre anche precisare che non è stata prevista l'installazione di tubi piezometrici all'interno dei sondaggi stante l'assenza di falde desunta dai risultati della prospezione sismica.

5. RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO / IN SITO

I risultati delle prove di laboratorio sono sintetizzati nelle tabelle 1 e 2 (per maggiori informazioni si rimanda ai certificati in allegato) e nel profilo geotecnico di cui alla figura 2.

Tabella 1: principali parametri di resistenza dei terreni del substrato				
N° campione	γ_n (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	s_u (kPa)
C ₁	20.5	13	27	160
C ₂	21.5	22	29	240

Tabella 2: principali parametri di deformabilità dei terreni del substrato				
N° campione	E_u (kPa)	V_u	E' (kPa)	v
C ₁	60.000	0.5	52.000	0.25
C ₂	87.000	0.5	76.000	0.22

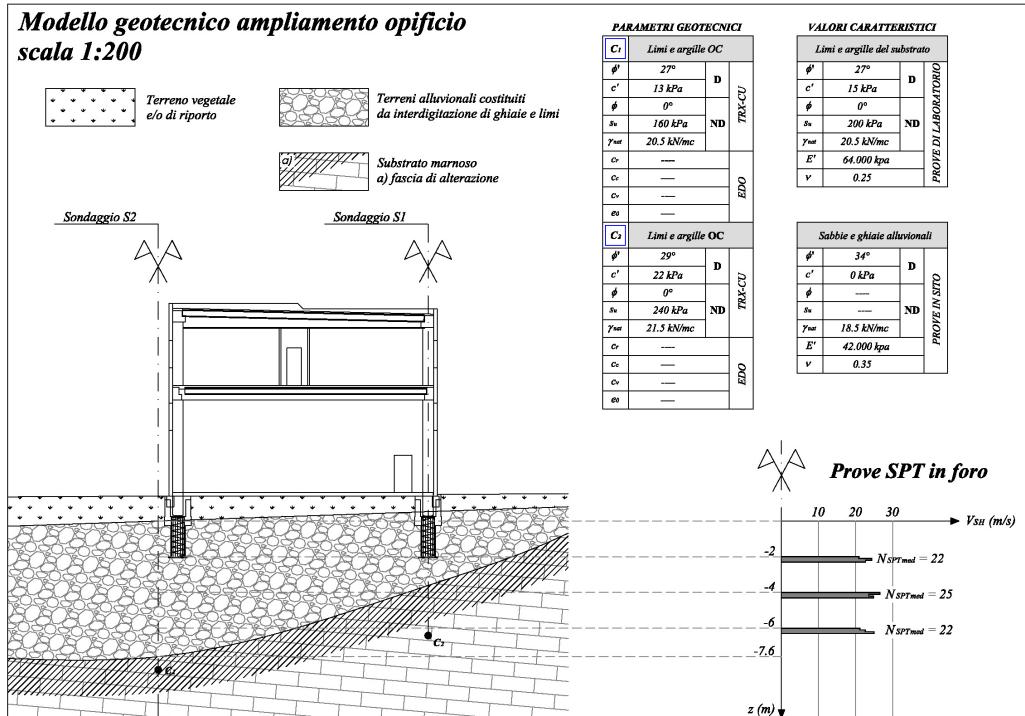


Figura 2: profilo geotecnico del sito

Per la determinazione dei parametri di resistenza e di deformabilità del substrato sono stati utilizzati i tabulati di analisi forniti dal laboratorio geotecnico unitamente all'analisi delle curve sforzi-deformazioni; quindi, evidenziando che il campione C_1 proviene dal substrato alterato ed il C_2 da quello inalterato, è risultato che:

1. entrambi i campioni hanno manifestato una risposta tipica delle argille sovraconsolidate (OC), con curve sforzi-deformazioni elastoplastiche non lineari a comportamento rammollente, per le quali si assiste alla formazione di una shear band in condizioni di picco ed alla quale segue la caduta del deviatore con l'incremento delle deformazioni;
2. il valore della resistenza al taglio in condizioni non drenate (coesione non drenata – s_u) è stato ricavato quale valore operativo stante la tensione geostatica agente in sito;
3. il valore del modulo elastico in condizioni non drenate (E_u) è stato ricavato dalle curve sforzi – deformazioni per un livello tensionale pari a quello geostatico;
4. il valore del modulo elastico in condizioni drenate (E') è stato ricavato da analisi statistiche che individuano la relazione: $E' \approx E_u / 1.15$;
5. il coefficiente di Poisson in condizioni non drenate è sempre $\nu_v = 0.5$, stante l'assenza di variazioni di volume compensate da distorsioni interne dei provini;
6. il coefficiente di Poisson in condizioni drenate (ν) è stato ricavato da dati bibliografici per terreni appartenenti ad argille ad elevata rigidezza.

Per quanto concerne, invece, la definizione del comportamento meccanico delle sabbie e ghiaie alluvionali sono stati utilizzati i risultati delle prove SPT in foro, dalle quali è emerso un comportamento sufficientemente omogeneo di tali litotipi con un valore medio del numero dei colpi:

$$- N_{SPT,med} = 23$$

Di conseguenza è stato possibile applicare la relazione della Japan Road Association (1990):

$$\phi' = 15 + \sqrt{15 \cdot N_{SPT,med}} \quad (1)$$

e quella di D'Apollonia et al. (1970):

$$E' = 25.000 + 800 \cdot N_{SPT,med} \quad (2)$$

ricavata dal grafico originale proposto dagli Autori per le sabbie e ghiaie, pervenendo ai risultati sintetizzati nelle tabelle 3 e 4.

Tabella 3: principali parametri di resistenza dei terreni alluvionali				
<i>Litotipo</i>	γ_n (kN/m^3)	c' (kPa)	ϕ' ($^\circ$)	s_u (kPa)
Sabbie e ghiaie	18.5	0	34	---

Tabella 4: principali parametri di deformabilità dei terreni alluvionali				
<i>Litotipo</i>	E_u (kPa)	ν_u	E' (kPa)	ν
Sabbie e ghiaie	----	----	43.400	0.35

Anche in questo caso, alla stregua di quanto visto con le prove di laboratorio, valgono le seguenti considerazioni:

- 1) il peso di volume è stato determinato su basi statistiche fissate le sabbie e ghiaie;
- 2) il coefficiente di Poisson è stato ricavato da dati bibliografici.

Concludendo, occorre anche considerare che i coefficienti di Poisson sono stati indicati per completezza di informazione, pur non entrando nei modelli di calcolo geotecnico per i quali si rimanda alla “Relazione sulle fondazioni su pali”.

6. MODELLO GEOTECNICO

Al fine di ottemperare alle nuove NTC, e con lo scopo di poter correttamente eseguire le verifiche geotecniche secondo il solo Approccio 2 – combinazione 1 per analisi di tipo GEO, vengono individuati i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei terreni di fondazione (tabelle 5 e 6):

Tabella 5: valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza				
<i>Litotipo</i>	γ_n (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	s_u (kPa)
Terreni alluvionali	18.5	0	34	---
Substrato	20.5	15	27	200

Tabella 6: valori caratteristici dei parametri geotecnici di deformabilità		
<i>Litotipo</i>	E' (kpa)	ν
Terreni alluvionali	42.000	0.35
Substrato	64.000	0.25

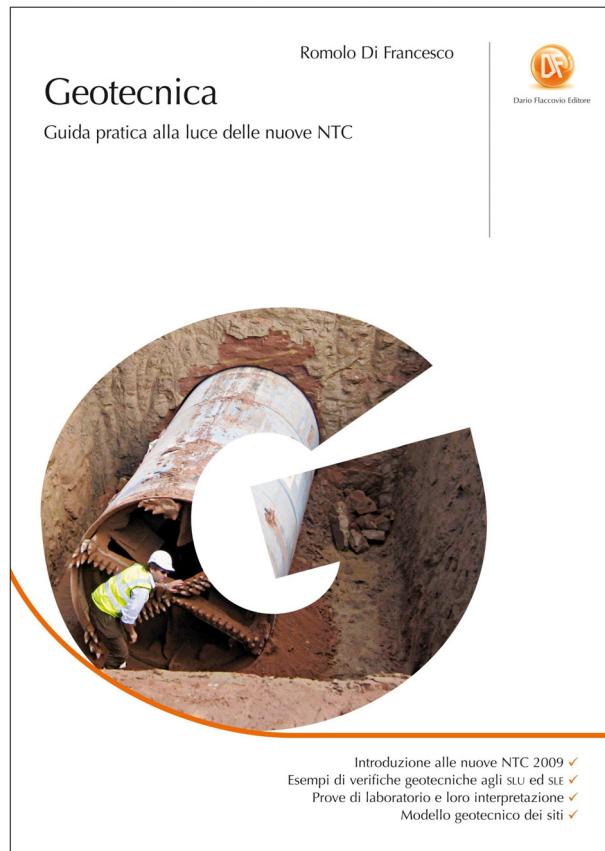
Tali valori sono stati ottenuti attraverso le seguenti procedure:

- ⌚ il modulo elastico delle ghiaie è stato leggermente ridotto per tenere conto della, seppur modesta, variabilità del numero dei colpi ottenuti dalle prove in foro;
- ⌚ il substrato alterato e quello integro sono stati accorpati in un unico litotipo, omogeneizzato mediante media aritmetica dei relativi valori adottando, nel contempo, il coefficiente di Poisson maggiore.

L'utilizzo della media deriva da quanto stabilito dalle nuove NTC, le quali lo prevedono quando “*nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidezza sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.*”. Considerata, quindi, l'adozione di pali di fondazione che, per i massimi spessori delle alluvioni prossime agli 8 metri al di sotto del sondaggio S2, possono essere considerati rigidi, risulta plausibile l'utilizzo della procedura descritta.

Non ultimo occorre anche evidenziare il modesto spessore della fascia di alterazione del substrato tale che, applicando la media aritmetica, si agisce a favore della sicurezza.

* * * * *



* * * * *