

Committente:

EDILOMBARDA IMMOBILI&COSTRUZIONI SRL
Piazza Repubblica 1/a - Milano

Commessa:

Variante urbanistica parziale del Piano Integrato "Residenza Parco del Convitto"
sito tra via Ottolini e via Marconi in comune di Origgio (VA)

Oggetto dell'elaborato:

RELAZIONE GEOLOGICA, IDROGEOLOGICA E SISMICA
studio geologico della variante
* * *

Relatore
Dott. Geol. Matteo Rota

Direttore Tecnico
Dott. Geol. Luigi Corna



Comm. 015/16
Ed. 2.
Data di stampa 28.01.2020

Gennaio 2020



Indice

1) Premessa.....	3
1.1) Attività svolte.....	3
1.2) Normativa principale di riferimento	3
3) Ubicazione geografica e descrizione del Piano Integrato.....	4
4) Caratteristiche geologiche ed idrogeologiche.....	4
6) Carta della pericolosità sismica locale	6
7) Carta dei vincoli	7
8) Carta di sintesi	7
9) Carta della fattibilità geologica.....	8
10) Conclusioni	8



1) Premessa

La presente relazione è redatta per conto di Edilombarda Immobili & Costruzioni S.r.l., con sede in Piazza della Repubblica 1/A a Milano, a supporto della variante urbanistica parziale del Piano Integrato “Residenza Parco del Convitto” nel comune di Origgio (VA).

Il Piano Integrato “Residenza Parco del Convitto” si sviluppa fra Via Ottolini e Via Marconi a Origgio (VA).

La presente relazione ha lo scopo di definire le caratteristiche geologiche, idrogeologiche e simiche dell’area al fine di valutare la fattibilità geologica, idrogeologica e sismica della variante urbanistica ed è stata redatta conformemente ai “Criteri ed indirizzi per la redazione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell’art. 57 della l.r. 11 marzo 2005, n. 12”, affrontando tutte le tematiche e compilando tutti gli elaborati previsti.

1.1) Attività svolte

Le attività condotte nell’espletamento dell’incarico hanno previsto:

- acquisizione dati disponibili;
- definizione del modello geologico del sottosuolo;
- definizione caratteristiche sismostratigrafiche;
- sviluppo dell’inquadramento geologico, geomorfologico ed idrogeologico del sito;
- definizione della vincolistica e fattibilità - compatibilità “geologica” del progetto;
- redazione della dichiarazione di congruità tra le previsioni urbanistiche ed i contenuti dello “studio geologico della variante”.

1.2) Normativa principale di riferimento

Per quanto riguarda la componente geologica e sismica la presente ha considerato:

- L.R. 11 marzo 2005, n. 12 “Legge per il governo del territorio”
- D.g.r. 30 novembre 2011 n. IX/2616 “Aggiornamento dei Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell’art. 57, comma 1, della l.r. 11 marzo 2005, n. 12”.
- Componente geologica del PGT vigente;



3) Ubicazione geografica e descrizione del Piano Integrato

L'area d'intervento è collocata tra i confini della provincia di Varese con Milano nel settore SE del centro abitato di Origgio, alla quota media di 192 m s.m.

Il Piano Integrato interessa un appezzamento di terreno di forma rettangolare posto tra le Vie Ottolini (a Nord), Via per Lainate (strada provinciale posta a Est), Via G. Marconi (a Ovest).

Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo comparto, con una parte residenziale e una parte adibita a casa di riposo (RSA/RSD), asservito da una nuova strada pubblica con parcheggi a raso dislocati lungo i fronti Nord e Ovest che occuperanno una superficie in prevalenza asfaltata (vedi Figura 1).

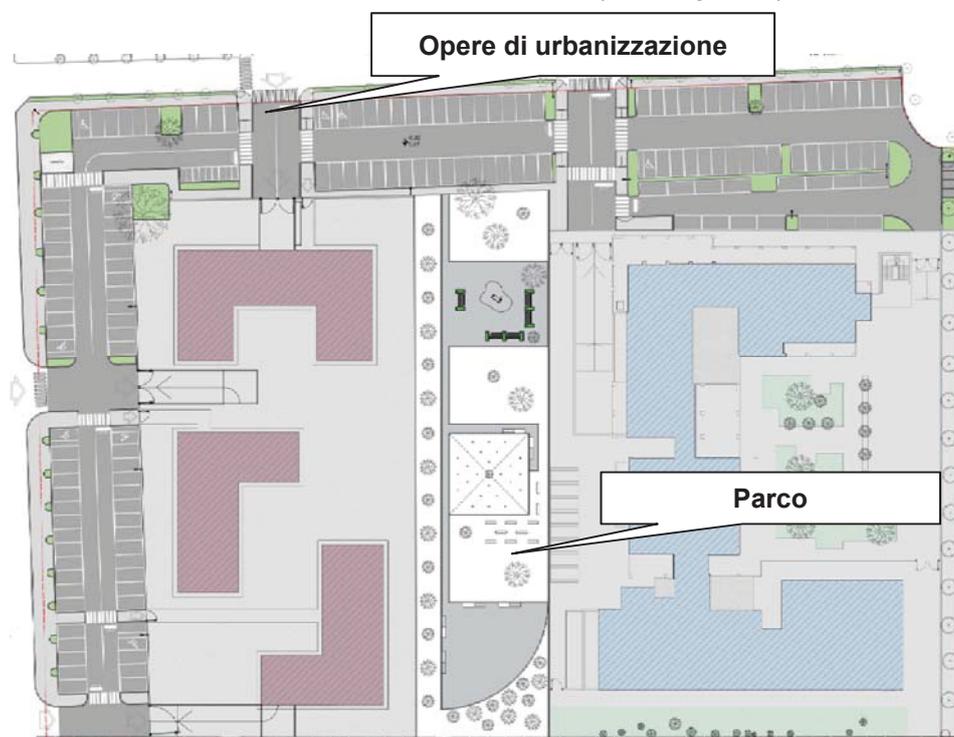


Figura 1: estratto della planimetria del Piano Integrato.

4) Caratteristiche geologiche ed idrogeologiche

Nell'area in studio, dai dati noti provenienti dalla "carta geologica" del PGT di Origgio, affiorano depositi riferibili all'"Allogruppo di Besnate indifferenziato (Be)" (Pleistocene medio – superiore).

Si tratta di depositi fluvio-glaciali costituiti da ghiaie medio grossolane e sabbie a supporto clastico o di matrice prevalentemente sabbiosa (livello fondamentale della pianura).



In particolare nell'area affiorano entrambe le litozone rispettivamente definite come litozona con sedimenti superficiali argilloso – limoso e litozona con sedimenti superficiali sabbioso – limosi (vedi Figura 2).

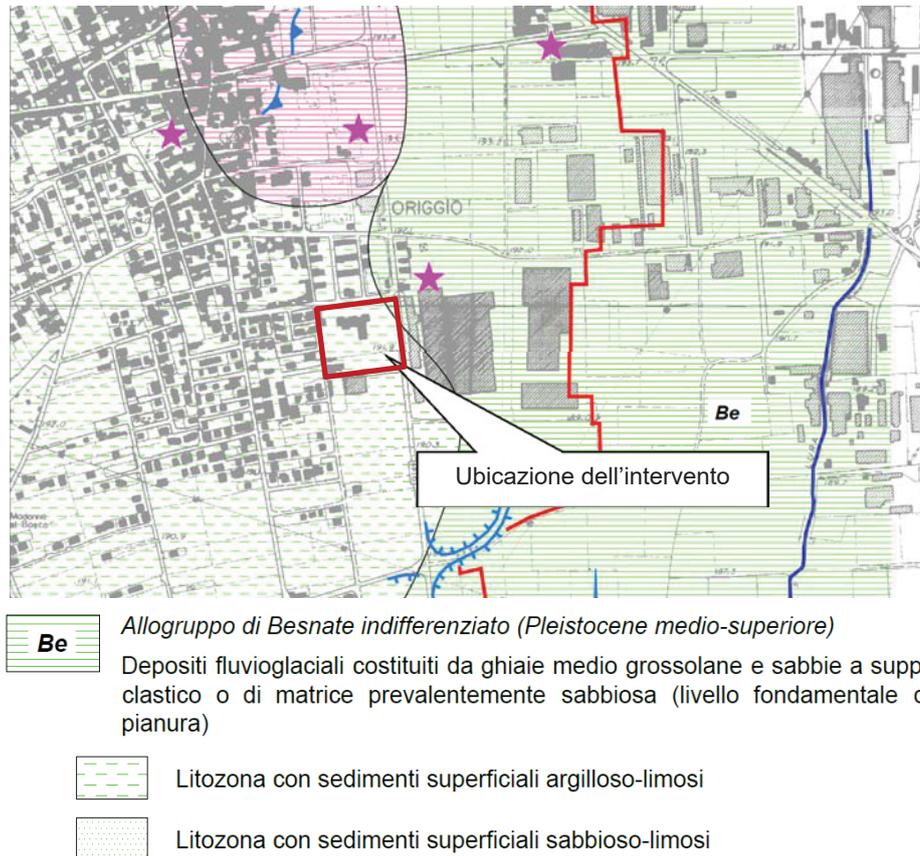


Figura 2: Estratto della “Carta Geologica” del PGT di Origgio.

Nella zona d'intervento non sono presenti corsi d'acqua, il corso d'acqua principale nella zona dista dall'area d'interesse ad oltre 1 km.

Il PGT comunale segnala la presenza della falda freatica a circa 30 m dal piano campagna, con escursioni stagionali di pochi metri e con direzione del flusso idrico circa Nord Ovest – Sud Est.

Questo risulta confermato anche dalle indagini geologiche di dettaglio riportate nella allegata relazione, redatta dalla ditta FUSINA s.r.l. e ricevuta dagli scriventi dalla Edilombarda immobili&costruzione s.r.l. con lettera di trasmissione del 18.02.2016. (allegato n.1)



6) Carta della pericolosità sismica locale

La carta della pericolosità sismica locale, per quanto concerne il primo livello di approfondimento, rappresenta la perimetrazione areale delle diverse situazioni tipo riportate in tabella 1 all. 5 DGR 2616/2011.

Per quanto concerne la componente sismica, l'area non rientra in nessuno scenario ed è definita come "aree prive di amplificazione sismica significativa" (vedi Figura 2).

Il comune di Origgio non ha eseguito approfondimenti sismici di secondo livello.

Essendo classificato il territorio comunale di Origgio in zona sismica 4, come definito dalla DGR 2616/2011 al cap. 1.4.3 non risulta obbligatorio gli approfondimenti di secondo livello.

Secondo lo studio geologico idrogeologico e sismico del PGT di Origgio i terreni in studio sono definiti come categoria di suolo C "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s".

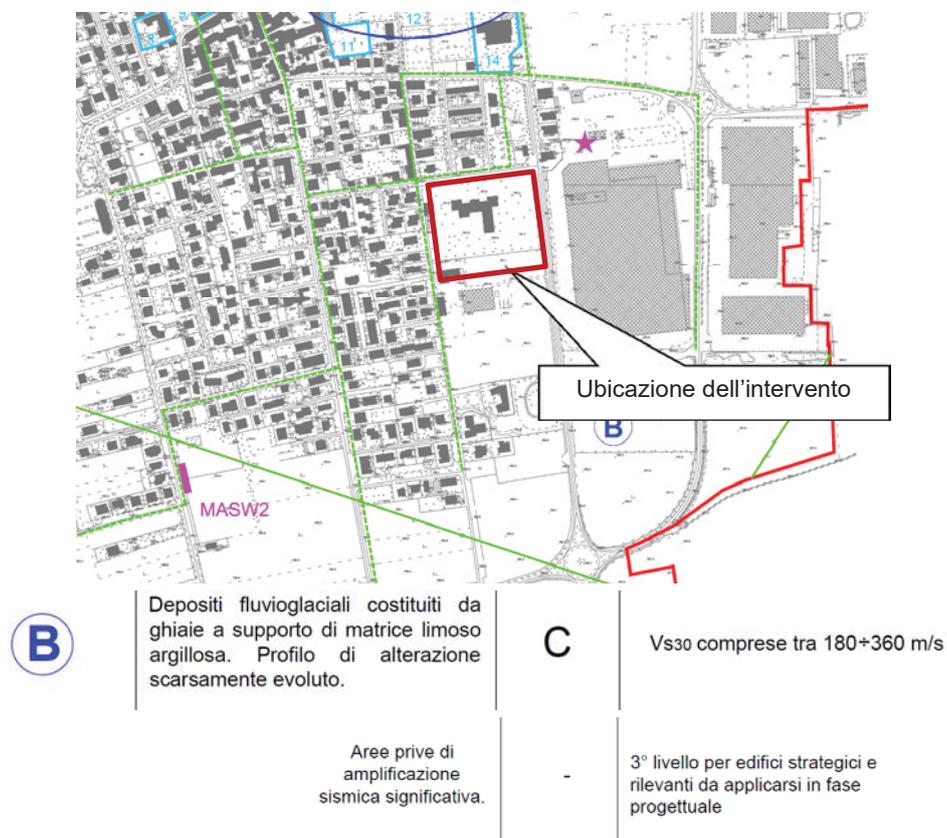


Figura 3: estratto della carta della PLS del PGT del comune di Origgio.



7) Carta dei vincoli

La carta dei vincoli rappresenta le limitazioni d'uso del territorio derivanti da normative e piani sovraordinati in vigore di contenuto prettamente geologico.

Secondo quanto riportato dal PGT di Origgio, e in particolare nella carta dei vincoli, l'area non rientra in nessun vincolo geologico.

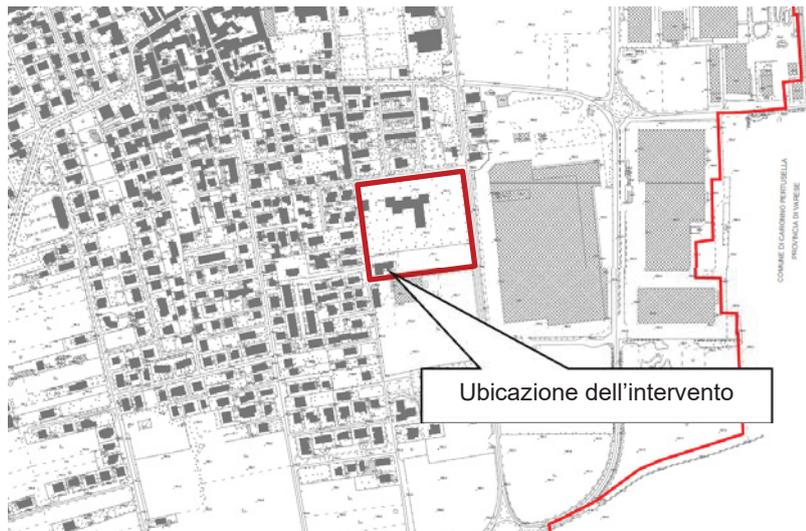


Figura 4: estratto della carta dei vincoli del PGT di Origgio

8) Carta di sintesi

La carta di sintesi rappresenta le aree omogenee dal punto di vista della pericolosità/vulnerabilità riferita allo specifico fenomeno che la genera.

Per quanto riguarda la carta di sintesi, nell'area d'interesse non è stata espressa nessuna indicazione (vedi Figura 5).

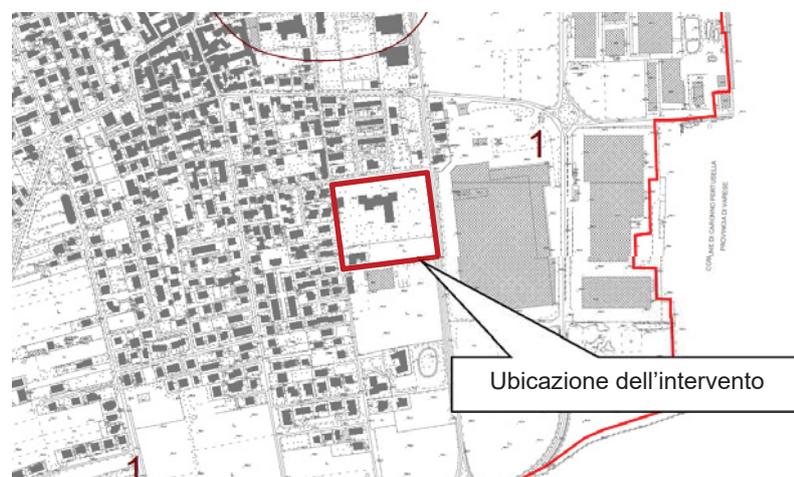


Figura 5: estratto della carta di sintesi del PGT di Origgio.



9) Carta della fattibilità geologica

La carta della fattibilità geologica rappresenta una carta di pericolosità che fornisce le indicazioni in ordine alle limitazioni e destinazioni d'uso del territorio.

L'area d'intervento rientra nella classe di fattibilità 2a, definita come Fattibilità con modeste limitazioni – “aree appartenenti al livello fondamentale della pianura”.

Le limitazioni alla modifica della destinazione d'uso sono determinate dal:

- possibile innesto di cedimenti differenziali dei terreni di fondazione;
- grado di vulnerabilità intrinseca dell'acquifero superficiale.

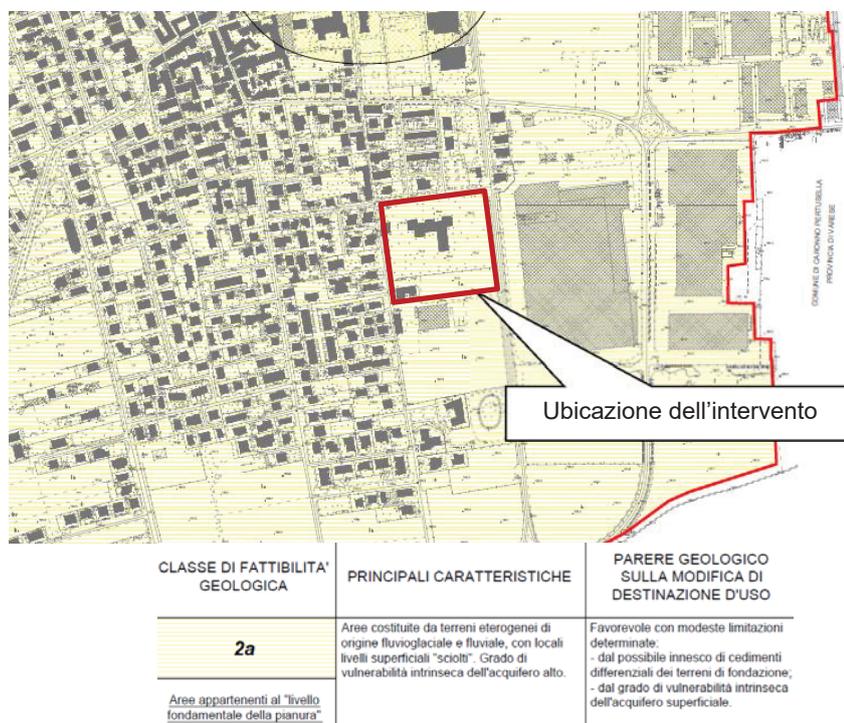


Figura 6: estratto della carta di fattibilità geologica del PGT di Origgio

10) Conclusioni

La “componente geologica ed idrogeologica e sismica” delle previsioni edilizie del Piano Integrato, è stata sviluppata secondo il grado di approfondimento previsto dalle normative, sulla scorta delle indagini e valutazioni geologiche contenute nello studio geologico comunale e “Conferma le classificazioni della componente geologica del PGT vigente”.

I progetti delle opere saranno puntualmente corredati da specifiche relazioni geologica e geotecnica redatte secondo la normativa nazionale e regionale sulle costruzioni, le NTC e la componente geologica del PGT vigente.

Gennaio 2020

**Relazione con indagini geologiche di dettaglio ricevuta dagli
scriventi dalla Edilombarda immobili&costruzione s.r.l.
con lettera di trasmissione del 18.02.2016.
(allegato n.1)**

EDILOMBARDA IMMOBILI & COSTRUZIONI S.R.L.

1822_13

**PROGETTO DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE
A ORIGGIO (VA), IN VIA OTTOLINI
- RELAZIONE GEOLOGICO – TECNICA -**

MONZA, 12 DICEMBRE 2013

1.	PREMESSA.....	2
2.	RIFERIMENTI	2
3.	METODOLOGIA DI ESECUZIONE DELLE INDAGINI	3
4.	DESCRIZIONE DEL CANTIERE	4
5.	CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE.....	4
6.	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO – TECNICA DEI TERRENI	4
7.	PROGETTO	6
8.	CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO	7
9.	CALCOLO DEI CEDIMENTI.....	8
10.	COEFFICIENTE DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO DI WINKLER.....	10
11.	ANALISI DELLE AZIONI SISMICHE.....	10
	ALLEGATI.....	12

1. PREMESSA

La società Edilombarda Immobili & Costruzioni s.r.l. ci ha affidato l'incarico per l'esecuzione di un'indagine geognostica in supporto al progetto di un complesso residenziale a Origgio (VA), in via Ottolini.

Il programma delle indagini ha previsto l'esecuzione di sei prove penetrometriche dinamiche continue SCPT, svolte il 7 ottobre 2013.

L'indagine, svolta in ottemperanza a quanto previsto dalla normativa del D.M. 14/01/2008, è stata finalizzata principalmente alla definizione delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche e sismiche dei terreni di fondazione; l'obiettivo è stato quello di verificare la relazione $R_d > E_d$, come indicato nelle NTC2008 2.3, allo scopo di ottenere la corretta scelta, impostazione e dimensionamento delle opere fondazionali.

Fanno parte della seguente relazione tecnica i seguenti allegati:

- ubicazione delle indagini
- grafici delle prove penetrometriche

2. RIFERIMENTI

Normative e raccomandazioni

Norme Tecniche per le Costruzioni - 14 Gennaio 2008.

Circolare LL.PP. 617 - 2009

Riferimenti bibliografici

- Skempton A.W. (1986). *"Standard Penetration Test Procedures and Effects in Situ Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation"* Géotechnique 36, n°2.
- Cestelli Guidi C. (1980). *"Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni"*. Settima Edizione, Hoepli. Vol. 2, pp. 144-188.
- Cestari F. (1990). *"Prove Geotecniche in Sito"*. Geo-Graph. Pp. 207-284.
- R. Lancellotta (1993). *"Geotecnica"*. Zanichelli.

3. METODOLOGIA DI ESECUZIONE DELLE INDAGINI

Prove penetrometriche dinamiche continue (SCPT)

La prova penetrometrica standard (Standard Cone Penetration Test) consiste nel misurare il numero di colpi necessario ad infiggere per 30 cm nel terreno una punta conica collegata alla superficie da una batteria di aste.

Le misure vengono fatte senza soluzione di continuità a partire da piano campagna: ogni 30 cm di profondità si rileva perciò un valore del numero di colpi necessario all'infissione.

Caratteristiche tecniche:

- altezza di caduta della mazza: 75 cm;
- peso della mazza: 73 kg;
- punta conica: conicità 60°, $\phi = 51$ mm;
- aste: $\phi = 34$ mm.

Il risultato viene dato in forma di grafico, con una linea rappresentante la resistenza che il terreno ha opposto alla penetrazione alla punta (RP).



Esecuzione della prova P1.

4. DESCRIZIONE DEL CANTIERE

Il piano di inizio delle indagini coincide con il piano stradale di via Ottolini.

Le prove penetrometriche sono state spinte fino a 10,5 metri di profondità dal piano di inizio indagini, sufficienti alle esigenze di progetto.

Le quote sui grafici di penetrazione sono riferite al piano di inizio delle indagini e non allo "zero" di progetto.

5. CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE

Mediante i lavori di Indagine geotecnica oggetto della presente relazione e quelli relativi all'indagine ambientale preliminare in contraddittorio con Arpa, eseguiti dalla scrivente società, non è stato possibile rilevare la presenza del livello di falda.

Tuttavia, dai dati ricavati dalla relazione "*Componente geologica, idrogeologica e sismica*" allegata al P.G.T. comunale, nonché dai dati ottenuti da precedenti indagini geotecniche in aree circostanti, eseguite dalla scrivente società, si afferma che in concomitanza di periodi con intense precipitazioni è possibile la formazione di falde sospese a partire da circa - 4 metri dal piano stradale.

6. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO – TECNICA DEI TERRENI

Le prove effettuate hanno rilevato un andamento confrontabile: dal piano di inizio indagini a circa - 3,5 metri, il terreno è costituito da limo sabbioso con ghiaia, aventi grado di addensamento scarso; da tale profondità a circa - 6,5 metri, vi è uno strato di sabbia ghiaiosa con grado di addensamento da scarso a medio; da circa - 6,5 metri al termine delle prove (- 10,5 metri), il terreno passa a ghiaia sabbiosa mediamente addensata.

I parametri geotecnici indicati nel seguito sono stati ottenuti indirettamente, mediante correlazioni empiriche, a partire dai risultati delle prove penetrometriche.

I valori adottati come rappresentativi delle caratteristiche geotecniche dei terreni investigati sono quelli consigliati da diversi Autori (Peck, Hanson e Thornburn, 1953; K. Terzaghi e R.B. Peck, 1976; G. Sanglerat, 1979; J.E. Bowles, 1982) e sono stati definiti in modo moderatamente cautelativo.

I valori delle resistenze all'avanzamento delle prove penetrometriche dinamiche sono stati correlati ai valori di N_{SPT} , utilizzati per la valutazione dei parametri di resistenza e deformabilità, mediante la seguente relazione:

$$N_{spt} = 1,5 \times N_{scpt}$$

I valori di resistenza alla penetrazione dinamica ricavati dalle prove in sito sono stati normalizzati in funzione della profondità, del tipo di attrezzatura utilizzata e delle caratteristiche granulometriche generali dei terreni, secondo la seguente equazione:

$$N'(60) = N_{SPT} \times 1.08 \times Cr \times Cd \times Cn$$

dove: **N'(60)** = valore di resistenza normalizzato

Cr = fattore di correzione funzione della profondità

Cd = fattore di correzione funzione del diametro del foro

Cn = fattore di correzione funzione della granulometria del terreno

1.08 = valore di correzione funzione dell'energia sviluppata dall'attrezzatura

La stima del valore della densità relativa (D_r) è stata eseguita secondo le equazioni proposte da Skempton (1986):

$$D_r \cong \sqrt{N_{60}/60}$$

La valutazione del valore dell'angolo d'attrito mobilizzabile, in termini di sforzi efficaci, è stata effettuata sulla base delle correlazioni proposte da Shmertmann, 1977.

Sono state quindi riconosciute tre unità geotecniche, suddivise per spessore e aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

- **Dal piano di inizio prove a circa – 3,5 metri**

$$N_{SPT} = 4$$

$$\Phi = 26^\circ$$

$$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$D_r = 18 \%$$

- **Da circa – 3,5 metri a – 6,5 metri**

$$N_{SPT} = 7$$

$$\Phi = 28^\circ$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$D_r = 25 \%$$

- Da circa – 6,5 metri a – 10,5 metri

$$N_{SPT} = 16$$

$$\Phi = 32^\circ$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$D_r = 50 \%$$

N.B.: N_{SPT} = numero colpi/30 cm;

Φ = angolo di attrito del materiale;

γ = peso di volume

D_r = densità relativa

Secondo quanto disposto dalle Norme Tecniche, tali parametri meccanici devono essere trattati in maniera statistica, adottando valori a cui sia associata una probabilità di superamento non superiore a 5% (2.3 – NTC2008), ottenendo parametri definiti “caratteristici”. Nel nostro caso appare giustificato il riferimento a valori medi, vista la confrontabilità delle prove.

profondità	Φ nominale (da prove)	Φ_k (caratteristico)
0 m – 3,5 m	26°	26°
3,5 m – 6,5 m	28°	28°
6,5 m – 10,5 m	32°	32°

7. PROGETTO

L'intervento prevede la realizzazione di un complesso residenziale con edifici costituiti da un piano interrato e quattro/cinque piani fuori terra.

La quota di imposta delle fondazioni, considerate dirette continue, risulterà a – 3,5 metri dal piano di inizio prove e i carichi, allo stato limite ultimo, saranno compresi tra 20 e 30 tonnellate a metro lineare.

8. CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO

Per il calcolo della resistenza di progetto R_d , la normativa impone l'utilizzo di coefficienti parziali riduttivi, da applicare ai valori caratteristici dei parametri meccanici del terreno, secondo due approcci (6.4.2.1 – NTC2008).

Le verifiche devono essere effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e SLU di tipo strutturale (STR), accertando che la condizione $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'azione e R_d è il valore di progetto di della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Si è scelto di utilizzare l'approccio 2, dove è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Approccio 2: (azioni A1 + materiali M1 + resistenze R3)

I coefficienti parziali dei parametri di resistenza del terreno (M) sono unitari e la resistenza globale del sistema (R) è ridotta tramite il coefficiente del gruppo R3, pari a 2,3.

Una volta conosciuti ed elaborati i parametri geotecnici, calcoliamo la resistenza di progetto; la valutazione è eseguita sulla base dell'equazione proposta da Brinch-Hansen (1970); l'equazione adottata, nella sua forma più generale, è la seguente:

$$R_k = 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma + c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q$$

dove:

R_k	[kPa]	= resistenza allo stato limite ultimo;
γ	[kN/mc]	= peso di volume;
B	[m]	= larghezza della fondazione;
c	[kPa]	= coesione;

q	[kPa]	= $\gamma \times D$ = sovraccarico dovuto al rinterro;
D	[m]	= profondità di incasso della fondazione;
N_γ, N_c, N_q	[-]	= fattori di capacità portante;
S_γ, s_c, s_q	[-]	= fattori forma;
d_γ, d_c, d_q	[-]	= fattori profondità.

Alla quota di imposta considerata, ossia – 3,5 metri dal piano di inizio prove, i risultati ottenuti sono

Approccio 2: $R_k = 434$ kPa;

Per il calcolo del valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, l'approccio impone il coefficiente parziale $R_3 = 2,3$.

Ne consegue che la resistenza di progetto R_d che non deve essere superata dalle azioni di progetto E_d è:

Approccio 2: $R_d = 189$ kPa ($>E_d$);

Per il calcolo dei cedimenti, prendiamo in considerazione il carico di esercizio (Stato Limite di Esercizio), ovvero considerando le azioni non amplificate dai coefficienti A_1 . Dividiamo quindi il valore di progetto R_d per il valore medio dei coefficienti di amplificazione delle azioni (A_1), che, nel caso dell'approccio considerato, possiamo quantificare in **1,4**. Verificheremo quindi i cedimenti per una pressione sul terreno da parte delle fondazioni pari a circa **135 kPa (=SLE)**.

9. CALCOLO DEI CEDIMENTI

Per il calcolo dei cedimenti utilizziamo il metodo di Burland & Burbidge, basato su un'analisi statistica di oltre 200 casi reali, comprendenti fondazioni di dimensioni variabili tra 0.8 e 135 m. L'espressione per il calcolo dei cedimenti è la seguente:

$$s = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{vo} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_C}{3} + (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right],$$

dove: q' = pressione efficace lorda (kPa),
 σ'_{vo} = tensione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione (kPa),
 B = larghezza della fondazione (m),

I_c = indice di compressibilità,

f_s, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, della spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti.

I valori dei cedimenti forniti dall'equazione sopra esposta sono espressi in mm.

Il valore medio di I_c è dato da:

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

dove N_{AV} rappresenta la media dei valori N_{SPT} all'interno di una profondità significativa, z_i , deducibile da dati tabulati da Burland & Burbidge (1984) e reperibili in letteratura tecnica.

Se lo strato compressibile ha uno spessore H inferiore ai valori di z_i , nell'equazione per il calcolo del cedimento se ne tiene conto tramite il fattore f_H dalla seguente relazione:

$$f_H = \frac{H}{z_i} \cdot \left(2 - \frac{H}{z_i} \right).$$

Il fattore di forma f_s è dato da:

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2.$$

Infine, il fattore correttivo f_t , è dato da:

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right),$$

in cui t = tempo espresso in anni (≥ 3);

R_3 = costante pari a 0,3 nel caso di carichi statici.

Calcolo dei cedimenti - Burland & Burbidge (1984)		
	<i>Tempo, 0 sec</i>	<i>Tempo, 10 anni</i>
Pressione: 135 kPa (SLE), Quota di imposta: - 3,5 m, Carico = 30 t/ml	$s_i = 15$ mm	$s_i = 23$ mm
Pressione: 135 kPa (SLE), Quota di imposta: - 3,5 m, Carico = 20 t/ml	$s_i = 10$ mm	$s_i = 15$ mm

10. COEFFICIENTE DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO DI WINKLER

Il valore del coefficiente di Winkler è il parametro che permette di determinare la rigidità di una fondazione; viene calcolato con il metodo di Vesic che lega il coefficiente ai cedimenti (immediati) della fondazione ed al carico allo SLU.

L'espressione generale adottata per il calcolo è la seguente:

$$K_w = R_d \times C$$

Dove C è un coefficiente adimensionale inversamente proporzionale al valore di cedimento.

CARICO (t/ml)	PRESSIONE (kPa)	CEDIMENTI (mm)	COEFF. DI WINKLER (kN/m ³)
30	189	15/23	13230
20	189	10/15	19845

11. ANALISI DELLE AZIONI SISMICHE

Il Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" impone la verifica delle azioni sismiche sulle nuove costruzioni.

Come prima fase si determinano i parametri delle azioni sismiche di progetto proprie del sito oggetto di intervento; il territorio comunale di Origgio è collocato in zona sismica 4, con parametri sismici per periodi di ritorno di riferimento T_r , riportati nella seguente tabella:

Stato Limite	T_r [anni]	$a_g/g[-]$	$F_o[-]$	$T^*_c[s]$
Operatività	30	0.016	2.556	0.160
Danno	50	0.020	2.532	0.183
Salvaguardia Vita	475	0.041	2.662	0.286
Prevenzione Collasso	975	0.050	2.717	0.306

Dove A_g = accelerazione orizzontale massima al sito,

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

T_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per la scelta dei parametri progettuali, vista l'importanza dell'opera, abbiamo assegnato al manufatto una vita nominale V_n (2.4.1 - NTC2008) maggiore di 50 anni e una classe d'uso "II" (2.4.2 - NTC2008). Ne consegue che il periodo di riferimento V_r per le azioni sismiche è pari a $V_n \times C_u$ (coefficiente d'uso = 1 per classe d'uso II) = 50 anni.

L'azione sismica di progetto tiene inoltre conto della categoria di sottosuolo di riferimento (3.2.2 - NTC2008); sono previste cinque classi di terreni, identificabili sulla base delle caratteristiche stratigrafiche e delle proprietà geotecniche rilevate nei primi 30 metri, e definite dai seguenti parametri: velocità delle onde S, numero colpi SPT e/o coesione non drenata.

Le NTC2008 raccomandano fortemente la misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio VS, ma in questo caso tale classe è stata definita mediante l'esecuzione di prove penetrometriche, come concesso nelle norme.

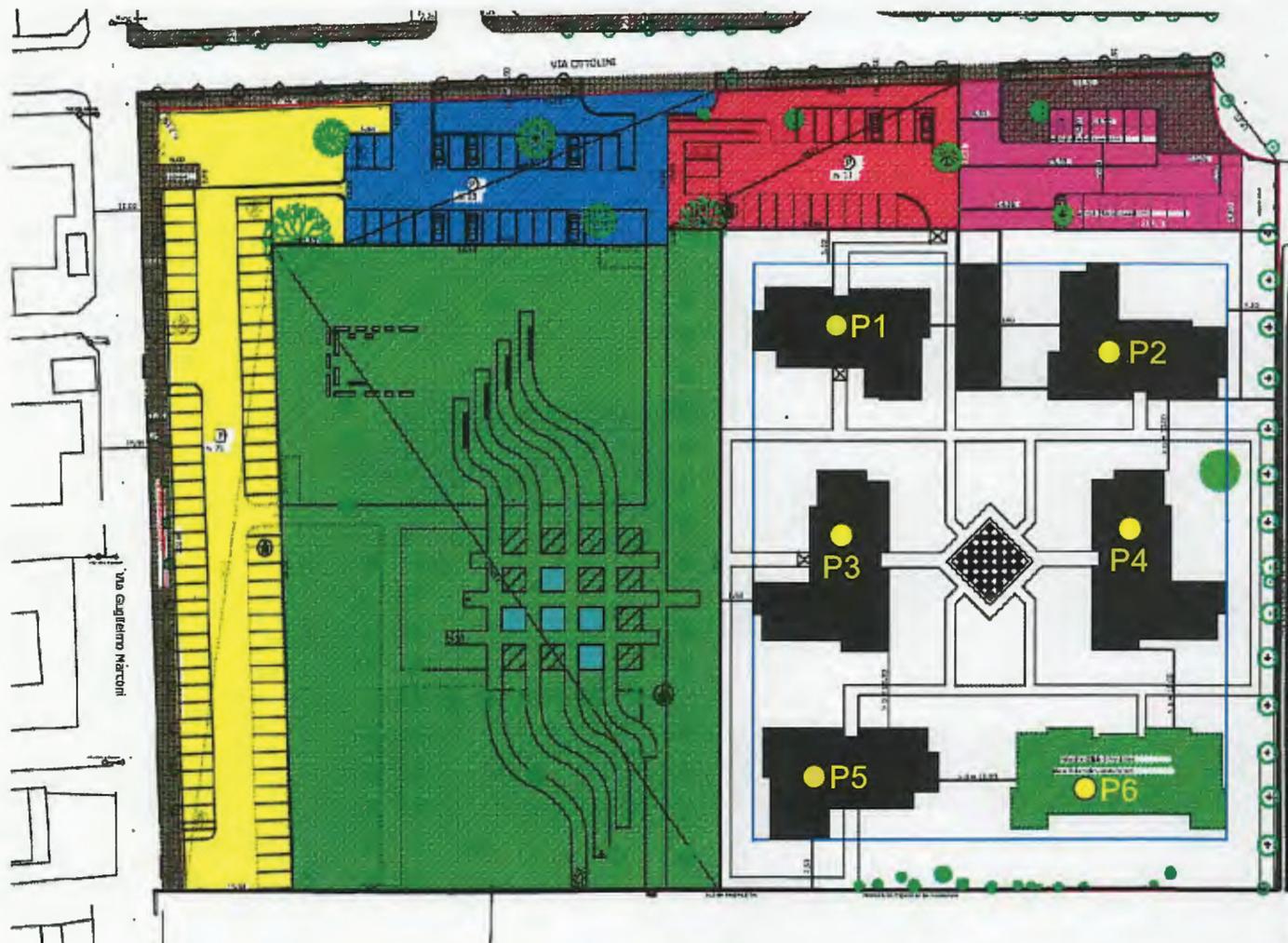
L'area oggetto di indagine presenta quindi terreni rientranti nella **categoria C**, definiti nel DM come "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s ($15 < N_{spt} < 50$)*".

Come condizione topografica al contorno, dovrà essere considerata la categoria T1, propria dei terreni pianeggianti.


Dott. Geol. Fabio Fusina



ALLEGATI



● PROVE PENETROMETRICHE

<p>FUSINA S.R.L. Via Bocconi, 6 - 20900 Monza Tel. 039/2028619 - Fax 039/2230311 - Cell. 348/7213807 E-mail info@fusinasrl.it</p>
<p>COMMITTENTE: EDILOMBARDA IMMOBILI & COSTRUZIONE SRL</p>
<p>CANTIERE: ORGGIO (VA) - VIA OTTOLINI</p>
<p>TITOLO: UBICAZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE</p>
<p>DATA ESECUZIONE INDAGINI: 7 OTTOBRE 2013</p>

