

**COMUNE DI
ROSSANO
VENETO (VI)**

RELAZIONE GEOLOGICA E RELAZIONE GEOTECNICA

Il relatore

Dott.ssa Lilia Viero



Gennaio '22

Viale Pecori Giraldi, 18 - 36061 Bassano del Grappa(VI)
Tel 338 4840070 - liliaviero@gmail.com

PROGETTO :

Piano di recupero Sandri

UBICAZIONE:

Q.re Generale Giardino

CATASTO :

Fg.3 mapp. 924 - 923

COMMITTENTE :

Sigg. Sandri M. e Trento R.

INDICE

PREMESSA	3
RELAZIONE GEOLOGICA	4
1. CARATTERISTICHE IDROGRAFICHE E MORFOLOGICHE	4
<i>PLANIMETRIA CATASTALE ED ESTRATTO CDEL PIANO DEGLI INTERVENTI.....</i>	<i>5</i>
<i>ESTRATTO CARTA DELLA FRAGILITÀ DEL PAT</i>	<i>6</i>
2. CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE DELL'AREA IN ESAME	7
3. CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE DEL SOTTOSUOLO	7
<i>ESTRATTO CARTA IDROGEOLOGICA DELLA PIANURA VENETA.....</i>	<i>8</i>
4. PERICOLOSITA' IDRAULICA NELL'AREA D'INTERVENTO	9
<i>ESTRATTO CARTOGRAFIA CONSORZIO BRENTA CANALIZZAZIONI SUPERFICIALI</i>	<i>9</i>
<i>ESTRATTO CARTA IDROGEOLOGICA E DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA</i>	<i>10</i>
RELAZIONE GEOTECNICA	11
1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE	11
<i>ALLEGATO : RISULTATI PROVA PENETROMETRICA.....</i>	<i>12</i>
2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO (NTC 2018).....	14
- <i>VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO.....</i>	<i>14</i>
- <i>VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO</i>	<i>16</i>
3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO.....	18
- <i>INTERPRETAZIONE DELLA MISURA ESEGUITA</i>	<i>19</i>
- <i>IL MODELLO SISMICO LOCALE.....</i>	<i>21</i>
CONCLUSIONI.....	23
<i>ALLEGATI : DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA</i>	

PREMESSA

La presente indagine geologica e caratterizzazione geotecnica del sottosuolo è stata eseguita in relazione al progetto per il *piani di recupero* del fabbricato residenziale di proprietà del Sig. Sandri Mirko ubicato in Q.re General giardino nel territorio comunale di Rossano Veneto.

Lo scopo principale dello studio è quello di determinare l'andamento delle caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni di fondazione, in osservanza alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con D.M. 17.01.18 e alla Circolare Ministeriale n°7 del 21.02.19 che riporta le relative istruzioni e applicazioni tecniche. La presente indagine riassume quindi la caratterizzazione sia geologica che geotecnica del sottosuolo dell'area d'intervento in quanto intrinsecamente correlate fra loro e documentate da indagini in sito oltre che dall'esperienza maturata dalla sottoscritta in zona.

Inoltre in materia di **rischio sismico**", si è provveduto a classificare il terreno di fondazione secondo le categorie di Sottosuolo previste dal D.M. 2018 che utilizzano come parametro di riferimento la velocità di propagazione nel sottosuolo delle onde sismiche V_{s30} .

Pertanto, dopo aver consultato gli allegati progettuali, sono state dapprima individuate le caratteristiche morfologiche del territorio in esame, procedendo poi attraverso un'analisi stratigrafica dei depositi alluvionali presenti nel sottosuolo dell'area d'intervento. Quindi sulla base dei risultati ottenuti da una *Prova Penetrometrica Dinamica DPM30* e di una *prospezione sismica* con tecnica HVSR sono stati valutati i parametri geotecnici e sismici più significativi del substrato di fondazione dell'edificio esistente.

RELAZIONE GEOLOGICA

1. CARATTERISTICHE IDROGRAFICHE E MORFOLOGICHE

L'area in esame è ubicata nel centro abitato di Rossano, a nord della SP Castellana che divide in due il paese e si sviluppa nell'ampia pianura alluvionale generata dal vicino fiume Brenta, ma anche da tutti i costi d'acqua pedemontani che in esso vanno poi a confluire.

Il Brenta, che passa verso ovest ad una decina di chilometri distanza, scorre attualmente ad una quota inferiore in quanto il suo alveo mantiene un dislivello di almeno 5 m rispetto la pianura alluvionale circostante. Inoltre il corso d'acqua ha più volte modificato la sede del suo letto fluviale, divagando ora in destra ora in sinistra ed incidendo, quindi, i suoi stessi depositi alluvionali. Sono infatti stati riconosciuti antichi tratti d'alveo abbandonati e successivamente riempiti da materiali sciolti di diversa natura e granulometria.

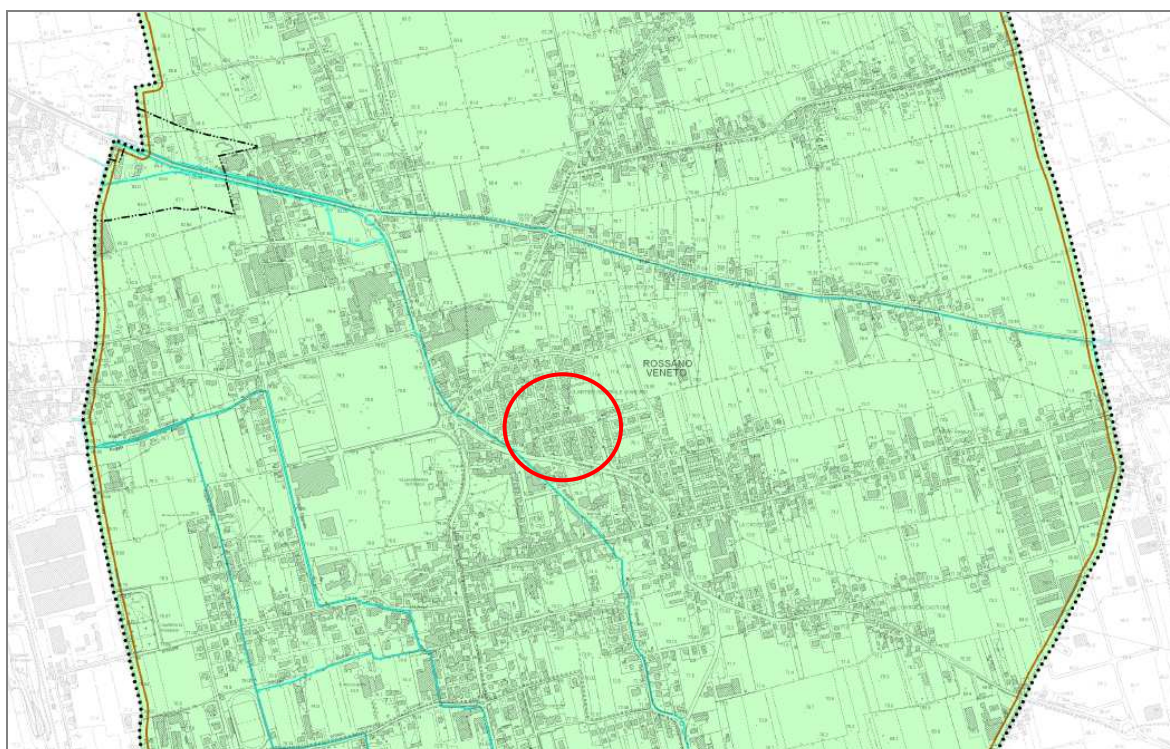
Il territorio anche se pianeggiante presenta una lieve e graduale inclinazione verso S-SO seguendo il naturale deflusso idrico superficiale, mantenendo un dislivello costante di 4-5 m tra la quota dell'alveo attuale del Brenta e quello della pianura circostante. La rete idrica è piuttosto ramificata e vi sono diversi canali, rogge e fossi di proprietà consortile che condizionano, nelle loro più immediate vicinanze, anche le escursioni della falda freatica sotterranea (cfr par.3).

Il fabbricato residenziale del committente s'inserisce in una lottizzazione recente ed è posto in continuità con un lotto di pari dimensioni di altra proprietà; l'intervento prevede una sopra-elevazione del locale posto a sud-est che occupa una superficie coperta di 36 mq allo scopo di ampliare l'abitazione al piano primo. La posa della platea di fondazione si trova a - 0.6 m dalla quota del giardino pertinenziale esterno.

Foglio 3 mpp.923

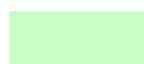
Estratto PI

ESTRATTO CARTA DELLA FRAGILITÀ DEL PAT



LEGENDA

Compatibilità geologica ai fini urbanistici



Area idonea



Area idonea a condizione

Altre componenti



Corsi d'acqua (alvei ed argini)/Zone di tutela di 100 m
ai sensi dell'art. 41 della L.R. 11/2004



Classe rischio sismico (Zona 3)

2. CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE DELL'AREA IN ESAME

Il sottosuolo dell'area in esame è contraddistinto da una potente successione di alluvioni medio-grossolane, antiche e recenti del fiume Brenta, poggianti sul basamento roccioso di età terziaria che è stato individuato ad oltre un centinaio di metri di profondità.

Questo materasso incoerente si compone di "strati" ghiaioso-ciottolosi sciolti in matrice sabbiosa fine che prevale localmente in singoli livelli di spessore decimetrico; data la buona classazione degli elementi grossolani, si possono trovare nella pianura alluvionale circostante e soprattutto in prossimità dell'alveo, numerosi siti estrattivi in cui vengono coltivate le ghiaie più pure ad ampio uso commerciale.

3. CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE DEL SOTTOSUOLO

Nel sottosuolo dell'area in esame ha sede una falda acquifera alimentata in gran parte dalle dispersioni in alveo del vicino fiume Brenta e, secondariamente, dagli apporti diretti dovuti sia alle precipitazioni meteoriche sia alle infiltrazioni della rete d'irrigazione superficiale.

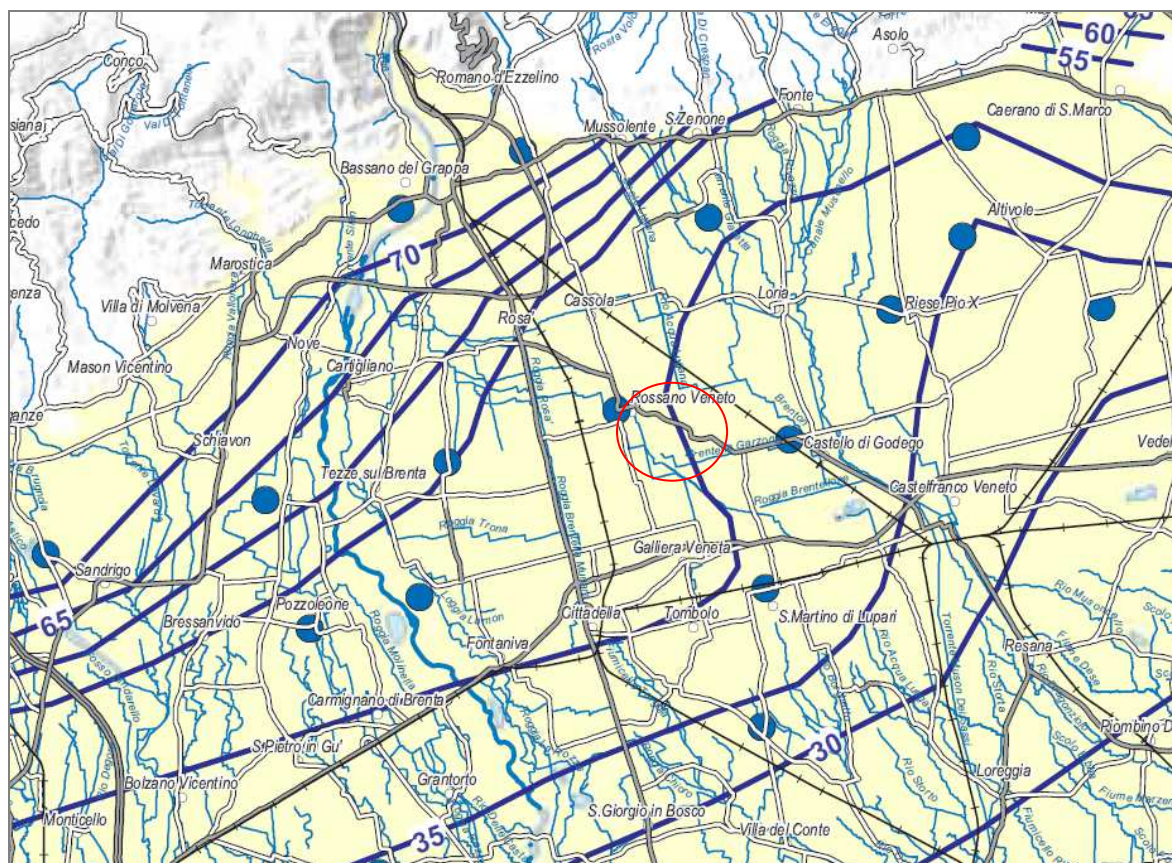
La quota di tale superficie freatica, misurata nei pozzi idrici presenti in zona, corrisponde a 42 - 43 m s.l.m. che, rispetto la superficie del piano campagna si posiziona tra i - 28 / - 30 m circa di profondità. I depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi raggiungono una potenza complessiva di oltre un centinaio di metri e rappresentano *l'acquifero indifferenziato* sotterraneo contenente un'unica falda freatica principale posta alla profondità sopraindicata.

La direzione di sviluppo della superficie piezometrica avviene da NNO e SSE e sue escursioni stagionali dipendono dall'alternarsi delle fasi di piena e di magra del fiume Brenta oltre che dagli eventi pluviometrici di carattere

alluvionale; tutti i corsi d'acqua passanti in superficie, quali rogge di derivazione idraulica e fossi condizionano nelle loro più immediate vicinanze le oscillazioni della falda freatica poiché essi sono disperdenti sia sui fianchi che sul fondo come il fiume stesso.

Nei fori di prova e nei saggi esplorativi condotti nel sottosuolo **non è stata intercettata alcuna falda freatica sotterranea prossima al piano campagna tale da interferire con il piano di fondazione del fabbricato in progetto.**

ESTRATTO CARTA IDROGEOLOGICA DELLA PIANURA VENETA



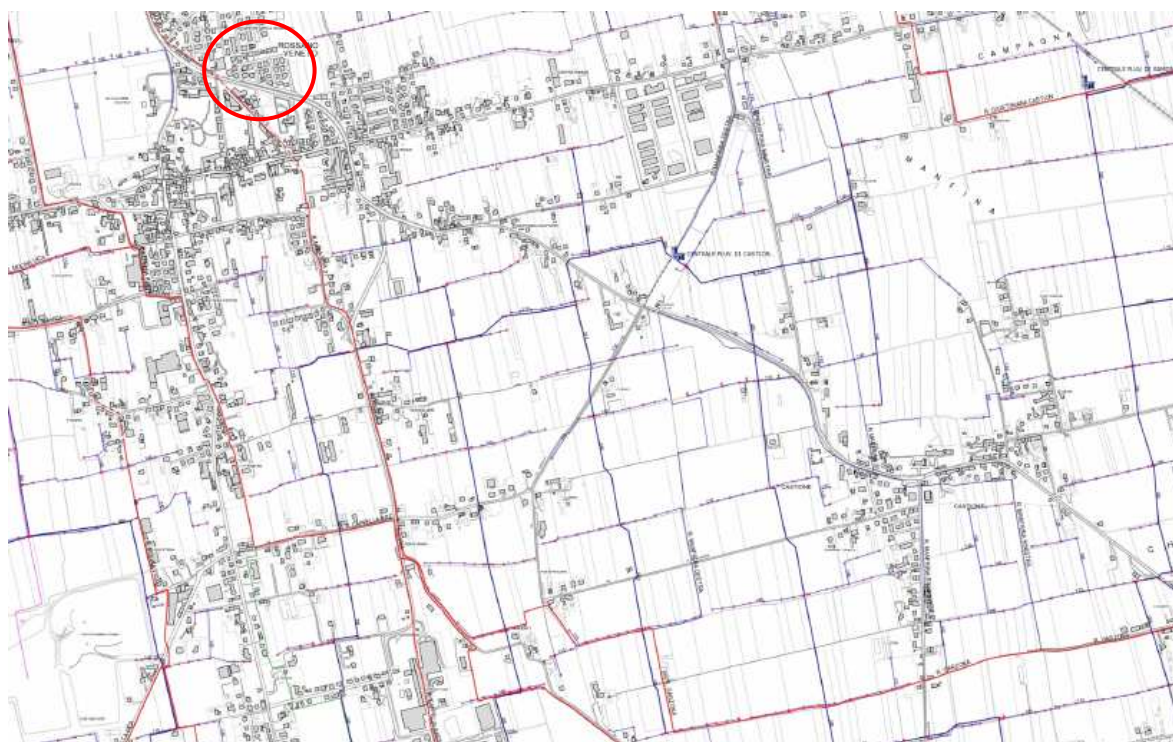
LEGENDA

-  Isofreatiche
-  Pozzi
-  Area di pianura
-  Corsi d'acqua superficiali
-  Corpi d'acqua

4. PERICOLOSITA' IDRAULICA NELL'AREA D'INTERVENTO

Il territorio comunale di Rossano è attraversato da due importanti canalizzazioni consortili, la *Roggia Cappella* e la *Roggia Manfrina*. Mentre quest'ultima attraversa la zona più orientale del paese, a confine con il comune limitrofo, la *Roggia Cappella* proviene da ovest e nel suo percorso si arricchisce di diverse canalizzazioni secondarie.

ESTRATTO CARTOGRAFIA CONSORZIO BRENTA CANALIZZAZIONI SUPERFICIALI



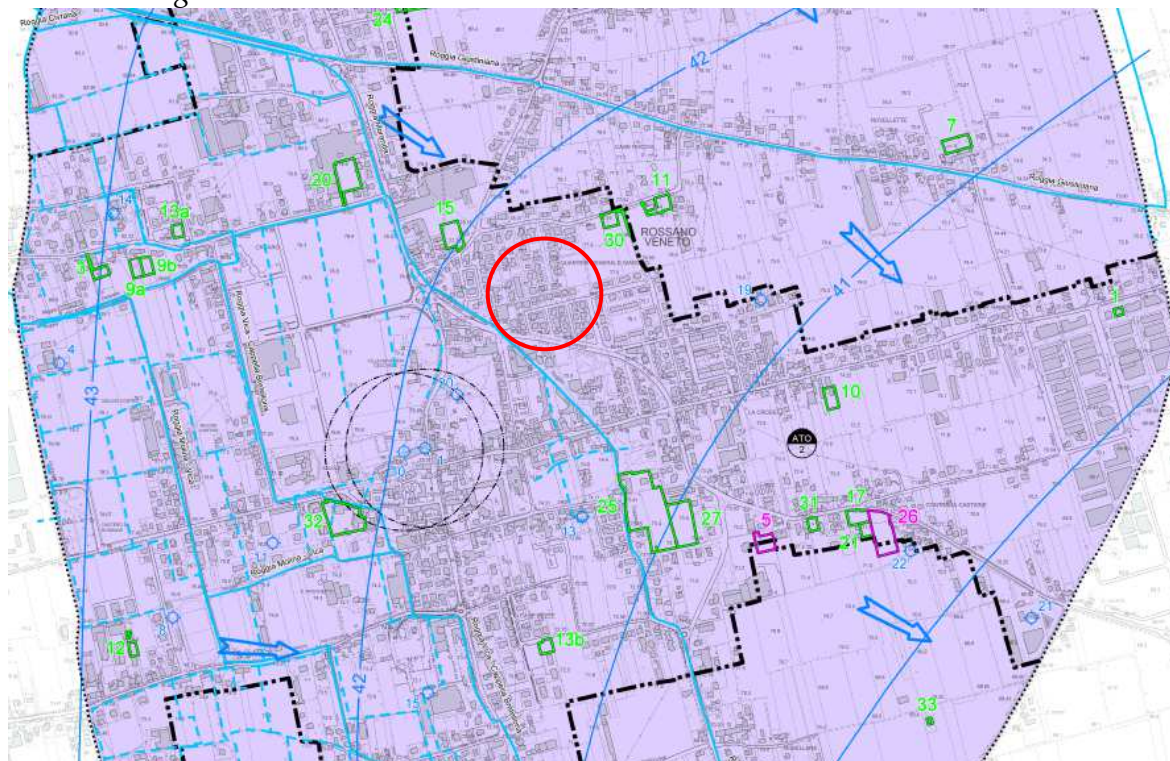
Oltre a favorire il deflusso delle acque meteoriche superficiali queste canalizzazioni consortili hanno soprattutto la funzione di garantire l'irrigazione dei terreni agricoli confinanti.

Il loro tracciato è pertanto considerato come *zona di rispetto idraulico* così come individuato nella cartografia del Pat (cfr. allegato pg.6) e talvolta, dato il ridotto dislivello esistente tra la quota del piano campagna circostante ed il fondo

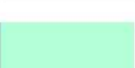
del loro alveo, si possono verificare anche fenomeni di alluvionamento. Ciò nonostante la zona d'intervento non è considerata tra le aree a pericolosità idraulica così definite dal PAI.

ESTRATTO CARTA IDROGEOLOGICA E DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA

Dal Piano degli Interventi del comune di Rossano Veneto



LEGENDA

	Confine comunale		Limiti degli Ambiti Territoriali Omogenei di P.A.T. con relativa numerazione
	Corso d'acqua permanente		Corso d'acqua temporaneo
	Area con profondità falda freatica compresa tra 5 e 10 m dal p.c.		Area con profondità falda freatica > 10 m dal p.c.
	Linea isofreatica e sua quota assoluta		Direzione di flusso della falda freatica
	Pozzo freatico		Pozzo freatico utilizzato come acquedotto pubblico e relativa fascia di rispetto

RELAZIONE GEOTECNICA

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Per verificare la successione stratigrafica nel sito d'intervento e risalire così ai parametri geotecnici più significativi del substrato di fondazione, è stata condotta una *prova penetrometrica dinamica DPM30* ed uno scavo esplorativo nel sottosuolo del giardino in corrispondenza del locale da sopra-elevare.

Dai risultati ottenuti, confrontati con altre prove penetrometriche condotte in zona, è emersa una buona continuità spaziale delle alluvioni direttamente investigate, in quanto i singoli livelli deposizionali si mantengono stratigraficamente costanti sia nello spessore che in profondità per centinaia di metri nel sottosuolo; lievi differenze sono state riscontrate solo nei materiali detritici superficiali a maggior frazione argilloso-limosa fine e a carattere tipicamente lenticolare. Si può infatti distinguere nel sottosuolo la seguente successione di depositi :

Si possono pertanto distinguere nel sottosuolo i seguenti livelli deposizionali:

- dal p.c. a - 0.4 m

1. Terreno agrario limoso-argilloso coesivo

- resistenza alla penetrazione $R_{pd} = 20 - 50 \text{ Kg/cm}^2$

.....

- da - 0.4 m a - 1.2 m

2. Sabbia da sciolta a poco addensata

- resistenza dinamica $R_{pd} = 54 - 89 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito $\phi = 27^\circ$
- peso di volume $\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$
- prova N_{spt} $N_{spt} = 10$

-
- da - 1.2 m a - 2.0 m

3. Sabbia e ghiaia mediamente addensata

- resistenza dinamica $R_{pd} = 125 - 160 \text{ Kg/cm}^2$
 - angolo di attrito $\phi = 30^\circ$
 - peso di volume $\gamma = 1,9 \text{ t/mc}$
 - prova Nspt $N_{spt} = 24$
-

- da - 2.0 m a - 3.0 m

4. Ghiaia addensata

- resistenza dinamica $R_{pd} = 120 - 256 \text{ Kg/cm}^2$
 - densità relativa $D_r = 71\%$
 - angolo di attrito $\phi = 35^\circ$
 - peso di volume $\gamma_d = 2,0 \text{ t/mc}$
 - prova Nspt $N_{spt} = 36$
-

- da - 3.0 m a - 3.4 m

5. Ghiaia molto addensata

- resistenza dinamica $R_{pd} > 288 \text{ Kg/cm}^2$
 - densità relativa $D_r > 80\%$
 - angolo di attrito $\phi > 36^\circ$
 - peso di volume $\gamma_d = 2,0 \text{ t/mc}$
 - prova Nspt $N_{spt} = 54$
-

ALLEGATO : RISULTATI PROVA PENETROMETRICA

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

n° 1

- indagine : Ampliamento fabbricato residenziale
- cantiere : Sandri Mirko
- località : q.re General Giardino - Rossano Veneto
- note : prova a sud

- data : 18/01/2022
- quota inizio : piano campagna
- prof. falda : falda non rilevata
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s	M+s			
1	0,00 0,40	N	4,5	4	5	4,3	----	----	----	4	1,49	6
		Rpd	45,3	40	50	42,7	----	----	----	40		
2	0,40 1,20	N	7,3	6	10	6,6	----	----	----	7	1,49	10
		Rpd	64,6	54	89	59,0	----	----	----	62		
3	1,20 2,00	N	16,3	14	18	15,1	----	----	----	16	1,49	24
		Rpd	144,8	125	160	134,8	----	----	----	142		
4	2,00 3,00	N	24,4	15	32	19,7	----	----	----	24	1,49	36
		Rpd	195,2	120	256	157,6	----	----	----	192		
5	3,00 3,40	N	43,0	36	50	39,5	----	----	----	43	1,49	64
		Rpd	344,0	288	400	316,0	----	----	----	344		

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio

N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)

β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1,49$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 20$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00 0.40	suolo agrario argilloso	6	21.7	28.4	238	1.89	1.43	0.38	1.85	37	1.000
2	0.40 1.20	sabbia sciolta	10	35.0	30.0	268	1.93	1.50	0.63	1.90	33	0.892
3	1.20 2.00	sabbia e ghiaia poco addensata	24	56.0	34.2	376	2.01	1.63	1.50	2.07	22	0.591
4	2.00 3.00	ghiaia e sabbia mediam.adden	36	71.0	38.2	469	2.08	1.74	----	----	----	----
5	3.00 3.40	ghiaia sabbia e ciottoli addens	64	90.3	46.0	685	2.18	1.90	----	----	----	----

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace

E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato

W% = contenuto d'acqua

e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata

Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO (NTC 2018)

In ottemperanza a quanto previsto dal nuovo DM 17/01/2018, che ha solo in parte aggiornato il precedente DM 14/01/2008, le **verifiche geotecniche** necessarie ai fini di un corretto dimensionamento delle strutture da realizzare, sia per le opere di fondazione che in elevazione, riguardano:

- Lo stato limite ultimo (SLU) , che equivale alla verifica geotecnica della capacità portante del sottosuolo (Q_{amm}); il collasso della struttura si ha infatti per raggiungimento del carico limite (Q_{lim}) quale valore di progetto della resistenza del *sistema geotecnico*.
- Lo stato limite di esercizio (SLE), che equivale al calcolo dei cedimenti sotto il piano di posa delle fondazioni. La verifica si basa sulle deformazioni del terreno compatibili e non rispetto al valore di progetto delle azioni.

In pratica è essenziale conoscere già a priori le scelte progettuali previste dal tecnico (progettista) al fine di produrre un *modello geotecnico* oltre che *geologico* compatibile con i requisiti e le prestazioni attese dalle strutture da realizzare.

Nell'intervento edilizio in progetto è stata realizzata una platea di fondazione, spinta ad una profondità di - 0.6 m rispetto la quota attuale del p.c.; saranno qui di seguito verificate le condizioni di capacità portante del sottosuolo per siffatta tipologia di fondazione, considerando come dimensioni areali $A = 1$ mq (valore unitario) di platea.

- VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

La verifica *SLU* verrà eseguita secondo l'*approccio 2* previsto dalla normativa vigente, con un'unica combinazione di coefficienti introdotti da tale normativa (A1-M1-R3) in quanto più severa per il calcolo strutturale; tale verifica diventa quindi significativa solo se sono noti i carichi permanenti e variabili di

progetto e pertanto si rimanda al progettista il calcolo appropriato con questa combinazione di coefficienti (A1-M1-R3) .

Quindi procedendo con il calcolo della Capacità Portante limite (Q_{lim}) del terreno al di sotto del piano di posa della fondazione mediante la formula di Terzaghi :

$$Q_{lim} = A * (c * N_c + q * N_q * S_q + 1/2 B * \gamma' * N_{\gamma} * S_{\gamma})$$

e ponendo $c = 0$ (deposito granulare sciolto) e $q = D * \gamma$ dove, con $D = 0,5$ m quale spessore della platea di fondazione e $\gamma = 1,9$ t/mc quale peso di volume del deposito ghiaioso-sabbioso campionato. Se le dimensioni areali della fondazione $A = 1$ mq, i coefficienti S_q, S_{γ} che rappresentano dei fattori correttivi “di forma” per una fondazione a platea si assumono i seguenti valori: $S_q = 1,0$ ed $S_{\gamma} = (1 - 0,2 * B/L) = 1 - (0,2 * 1) \approx 0,8$.

Mancano ora i coefficienti N_q, N_{γ} desumibili dall’abaco di Terzaghi in funzione dell’angolo di attrito ϕ che nel caso specifico, con $Z = 0.6$ m $\phi' = 27^{\circ}$.

SLU	
DATI DI INPUT	
cu	0 kPa
γ (per D)=	17 kN/mc
γ (per B')=	18 kN/mc
D =	0,6 m
B=	1 m
Nq =	15,9
Nc =	29,2
N γ =	13,15 (Terzaghi 1948)
FATTORI DI FORMA	
sq =	1
s γ =	0,8
sc =	1
FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO	
iq =	1
i γ =	1

$i_c =$	1
---------	---

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE COND. SISMICHE

(MAUGERI E NOVITA')

$h_q =$	1
---------	---

$h_\gamma =$	1
--------------	---

$h_c =$	1
---------	---

RISULTATI

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE - NTC 2018

coefficiente di capacità portante - approccio 2

$\gamma_R =$ 2,3

$R_d =$ 111,68 kPa

Se ipotizziamo che il carico strutturale E_d per metro quadrato di platea di fondazione sia composto da un carico permanente $G_K = 6 \text{ t/mq}$ e da un carico variabile $Q_K = 1 \text{ t/mq}$, introducendo i coefficienti correttivi previsti per l'approccio 2 (A1 - M1 - R3) che valgono rispettivamente 1,3 ed 1,5 si ottiene :

$$E_d = G'_K + Q'_K = 6 \text{ t/mq} * 1,3 + 1 \text{ t/mq} * 1,5 = 9,3 \text{ t/mq} < 11,16 \text{ t/mq}$$

Quindi anche in questo caso è verificata la condizione $E_d < Q_{amm}$

Si rimanda comunque al progettista delle opere strutturali la dovuta verifica SLU con i carichi effettivi di progetto attualmente non noti e solo ipotizzati.

- VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

La seconda verifica SLE riguarda il calcolo dei cedimenti in condizioni statiche, al di sotto del piano di posa della fondazione, per la cui determinazione si utilizzeranno i dati riportati nella tabella precedente desunti dalle prove penetrometriche dinamiche SPT. Tali parametri rimangono infatti invariati in quanto il coefficiente di sicurezza parziale introdotto dalla normativa (γ_M) è unitario, così come quello riferito alle azioni di progetto (γ_F).

Nel caso in esame, considerato che sono stati intercettati depositi in ghiaia e

sabbia ben costipati fra loro, **non suscettibili di cedimento** la profondità complessiva del terreno sul quale verrà calcolato il “cedimento” è quella raggiunta dalla prova penetrometrica, ovvero fino a $H_0 = 3,4$ ml. Verrà quindi considerato il cedimento previsto, al di sotto del piano di fondazione da - 0.6 m di profondità, utilizzando la relazione di Taylor :

$$\Delta H = H \cdot \Delta p \cdot mv$$

in cui il *coefficiente di compressibilità* $mv = 1/E$ dipende dalla Resistenza alla penetrazione R_p (vedi prove penetrometriche) e dal parametro α che varia invece in base alle caratteristiche granulometriche del sottosuolo ($\alpha = 2$ Sabbie sciolte / $5 < \alpha < 10$ Argille molli); pertanto considerato un sovraccarico $\Delta p = 1.0$ Kg/cmq ($< Q_{amm}$) si ottiene:

- dai - 0,6 m ai - 1,2 m di profondità avente spessore $H = 60$ cm, ed $E' = 268$ Kg/cmq $\Rightarrow mv = 1/ (268) = 0.0025$ cmq/Kg

$$\Delta H_1 = 60 \cdot 1.0 \cdot 0.0025 = 0,15 \text{ cm}$$

- dai - 1,2 m ai - 2,0 m di profondità avente spessore $H = 80$ ed $E' = 376$ Kg/cmq $\Rightarrow mv = 1/ (376) = 0.0026$ cmq/Kg

$$\Delta H_2 = 80 \cdot 1.0 \cdot 0.0026 = 0,21 \text{ cm}$$

- dai - 2,0 m ai - 3,0 m di profondità avente spessore $H = 100$ cm, ed $E' = 469$ Kg/cmq con $\Rightarrow mv = 1/ (469) = 0.0021$ cmq/Kg

$$\Delta H_3 = 100 \cdot 1.0 \cdot 0.0021 = 0,21 \text{ cm}$$

- dai - 3,0 m ai - 3,4 m di profondità, avente spessore $H = 40$ cm, ed $R_{pd} = 500$ Kg/cmq $\Rightarrow mv = 1/ (500) = 0.002$ cmq/Kg

$$\Delta H_4 = 40 \cdot 1.0 \cdot 0.002 = 0,08 \text{ cm}$$

$$\Delta H_{tot} = \Delta H_1 + \Delta H_2 + \Delta H_3 + \Delta H_4 = 0,64 \text{ cm}$$

Trattandosi di terreni granulari, il cedimento sopra calcolato deve essere valutato come un valore “a breve termine” vale a dire un puro “assestamento” del

sottosuolo generato dalla semplice sovra-imposizione del carico strutturale sul terreno medesimo. Va quindi confrontato con lo stato di sollecitazione ammissibile per la struttura in progetto e con le prestazioni attese dalla stessa.

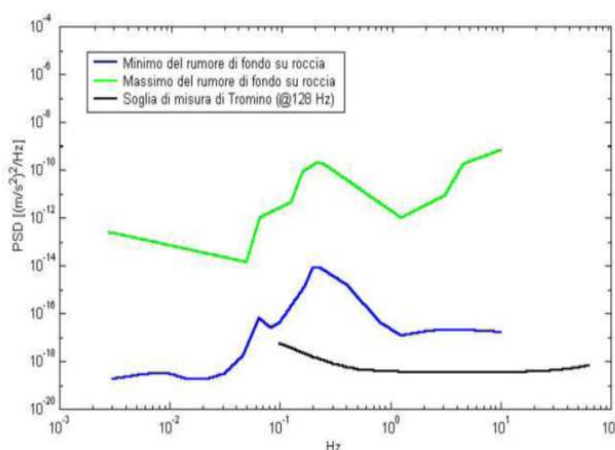
3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO

Al fine di caratterizzare, dal punto di vista sismico, il sottosuolo dell'area d'intervento è stata eseguita una prospezione sismica:

- **n°1 registrazione di rumore sismico ambientale a stazione singola con elaborazione H.V.S.R. (Horizontal to Vertical Spectral Ratio)** per individuare le frequenze di risonanza del terreno al fine di eseguire una corretta progettazione sismica delle strutture.

La misurazione a stazione singola HVSR avviene con uno strumento denominato Tromino, quale *tromometro digitale* che racchiude al suo interno tre velocimetri elettrodinamici ortogonali tra loro ad alta definizione e con intervallo di frequenza compreso tra 0.1 e 256 Hz. I dati vengono memorizzati in una scheda di memoria interna da 512 Mb, evitando così la presenza di qualsiasi cavo che possa introdurre rumore meccanico ed elettronico.

Nella figura a fianco si riporta la curva di rumore di "Tromino" a confronto con i modelli standard di rumore sismico massimo (in verde) e minimo (in blu) per la Terra. Gli spettri di potenza sono espressi in termini di accelerazione e sono relativi alla componente verticale del moto.



I dati sono stati convertiti in file ASCII mediante il software “Grilla”, fornito a supporto dello strumento utilizzato, quindi elaborati per ottenere spettri di velocità in funzione della frequenza. Per evitare di introdurre basse frequenze spurie i dati sono stati corretti per offset e trend ma non filtrati così come raccomandato dalla norma DIN 4150-3.

Per la determinazione delle velocità delle onde di taglio si utilizza un codice di calcolo appositamente creato per interpretare i rapporti spettrali (HVSR) basati sulla simulazione del campo di onde di superficie (Rayleigh e Love) in sistemi multistrato a strati piani e paralleli secondo la teoria descritta in AKI (1964) e Ben-Menahem e Singh (1981). Il codice può elaborare modelli con qualsiasi numero di strati (limitati a 50 nella tabella d’input), in qualsiasi intervallo di frequenze e in un qualsiasi numero di modi (fondamentale e superiori). Operativamente si costruisce un modello teorico HVSR avente tante discontinuità sismiche quante sono le discontinuità evidenziate dalla registrazione eseguita. Successivamente, tramite uno specifico algoritmo, si cercherà di adattare la curva teorica a quella sperimentale; in questo modo si otterranno gli spessori dei sismostrati con la relativa velocità delle onde V_s .

INTERPRETAZIONE DELLA MISURA ESEGUITA

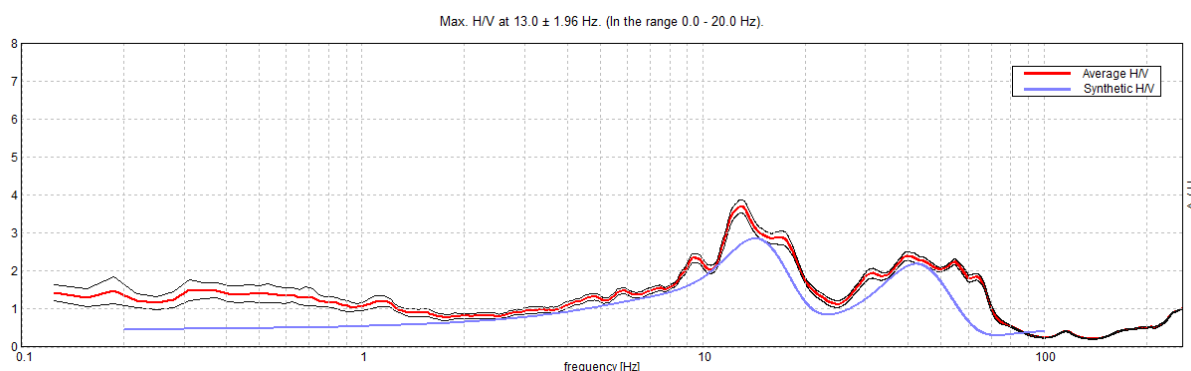
Nel caso specifico del sito in esame, si è cercato di correlare i valori di picco dello spettro di risposta H.V.S.R. con le frequenze fondamentali di risonanza di sito. Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del modo fondamentale dell’onda di Rayleigh e i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, si sono potute ricavare le frequenze relative ad ogni discontinuità sismica.

È ormai consolidata, sia a livello accademico sia professionale, l’ipotesi che le strutture subiscono le sollecitazioni sismiche maggiori quando c’è coincidenza tra la frequenza di vibrazione naturale del terreno investito da un’onda sismica e quella naturale dell’edificio.

La frequenza fondamentale di risonanza di sito, generata dalla discontinuità sismica a più elevato rapporto spettrale ($H/V \approx 3,2$) nell'intervallo di interesse ingegneristico-strutturale (0,0 - 20,0 Hz), è di circa 13 Hz.

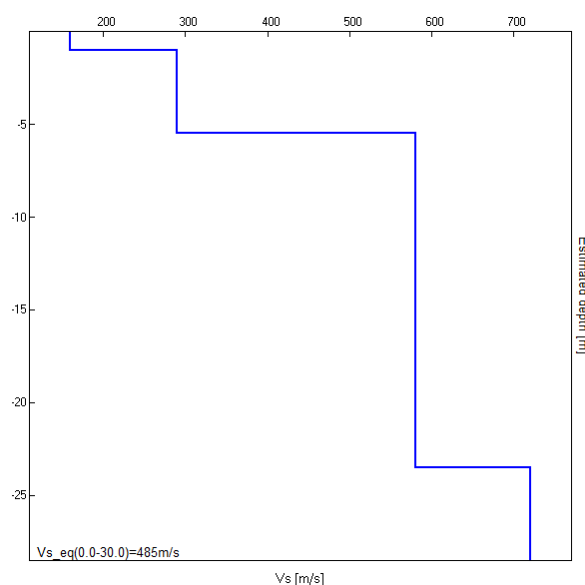
Frequenza fondamentale di risonanza
$13 \pm 1,96$ Hz

Si ricorda che, in base al progetto [SESAME](#) che di fatto fornisce le linee guida per misure sismiche HVSR, il rapporto sotto il quale non si devono considerare le amplificazioni sismiche dovute ad effetti locali è fissato a 2 (linea tratteggiata nel grafico sotto riportato). Si dovrà quindi porre estrema attenzione nell'edificare strutture aventi lo stesso periodo di vibrazione del terreno, poiché il rapporto H/V calcolato è tale da ipotizzare un fattore di amplificazione del moto sismico in superficie.



La curva spettrale rossa rappresenta l'andamento sismico registrato in campagna mentre quella blu è la curva sintetica generata dal codice di calcolo

La ricostruzione sismo-stratigrafica di sito ha evidenziato la presenza di un materiale poco addensato fino a - 1.0 m di profondità dal p.c. locale caratterizzato da una Vs di circa 160 m/s mentre per valori di profondità maggiori il grado di rigidità diventa più elevato con Vs di 290 m/s. Un ulteriore incremento della rigidità



del terreno si è riscontrato sia a - 6 m di profondità dal p.c. locale, con valori di V_s che raggiungono gli 580 m/s, sia - 24 m con valori di 720 m/s.

MODELLO SISMOSTRATIGRAFICO INTERPRETATIVO

H.V.S.R.	Velocità onde di taglio [m/s]	Spessori [m]	Profondità [m]
I SISMOSTRATO	160	1,0	0,0 - 1,0
II SISMOSTRATO	280	4,5	1,0 - 5,5
III SISMOSTRATO	580	18	5,5 - ≈24
IV SISMOSTRATO	720	Semisp.	≈24 - Semisp.

Pertanto, come espressamente richiesto dalla normativa vigente (*Norme Tecniche sulle Costruzioni - D.M. 17/01/2018*), si è calcolata la velocità media di propagazione delle onde di taglio fino a 15 m dal piano di posa delle fondazioni ($V_{s,eq}$), in quanto a tale profondità è stato intercettato il substrato di riferimento ad elevata densità (*bedrock sismico*).

IL MODELLO SISMICO LOCALE

La stima del parametro V_s , è stata calcolata come esplicitamente richiesto dalle N.T.C. del 17 gennaio 2018 per l'assegnazione della categoria di sottosuolo. Dall'indagine sismica effettuata e dal modello sismico ricavato è stato possibile calcolare la velocità di propagazione delle onde di taglio fino alla profondità di - 30 m dal piano di posa delle fondazioni. A seguire si riportano i valori di $V_{s,eq}$ ipotizzando diverse profondità di posa delle fondazioni:

Profondità piano di posa delle fondazioni	$V_{s,eq}$
0 m dal p.c.	$V_s (0 - 30) \approx 485$ m/s
1 m dal p.c.	$V_s (1 - 31) \approx 527$ m/s
2 m dal p.c.	$V_s (2 - 32) \approx 546$ m/s
3 m dal p.c.	$V_s (3 - 33) \approx 568$ m/s

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di fondazione (D.M. 17/01/2018):

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>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 miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Dalla ricostruzione del quadro geologico e geofisico emerso dal seguente studio, si ritiene opportuno inserire il sito in oggetto di studio nella **Categoria di Sottosuolo B** (*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti*) caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{seq} compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

CONCLUSIONI

Il sito d'intervento è ubicato nel centro abitato di Rossano Veneto, che si sviluppa nella pianura alluvionale del fiume Brenta, ed in particolare nel quartiere a nord della SP per Castelfranco V.to.

La zona è attraversata da due importanti canalizzazioni idrauliche, la *Roggia Cappella* e la *Roggia Moranda* che passano il centro abitato e proseguono poi verso sud, garantendo lo scolo delle acque superficiali oltre che l'irrigazione dei terreni agricoli confinanti.

Per ricostruire la stratigrafia del sottosuolo nell'area edificabile è stata eseguita un'unica prova penetrometrica dinamica ed una prospezione sismica, confrontando poi i dati con altre prove condotte in zona. Dai risultati ottenuti è stata appurata la presenza di un buon substrato in ghiaia e sabbia mediamente addensato, già alla profondità di - 1.2 m ca dal p.c. attuale; al di sopra i depositi sabbioso-argillosi campionati presentano caratteristiche geotecniche discretamente buone, che migliorano comunque progressivamente verso il basso con l'aumentare della frazione in ghiaia a spese di quella limosa fine.

L'edificio residenziale oggetto d'intervento edilizio è impostato su una tipologia di fondazione a "platea" spinta a - 0.6 m dalla quota del giardino pertinenziale. Il **carico massimo ammissibile per metro quadrato di platea di fondazione** $Q_{amm} = 11 \text{ t/mq}$ ed il dato ottenuto dovrà essere confrontato con le azioni di progetto Ed , vale a dire con i carichi strutturali permanenti e variabili previsti dal progettista delle opere, attualmente non noti. Per quanto riguarda invece i cedimenti attesi, data la natura granulare del sottosuolo, saranno dell'ordine del centimetro ed andranno via via annullandosi una volta sovrimposto il carico del fabbricato sul terreno medesimo.

Dal punto di vista sismico la misura eseguita in sito con tecnica HVSR ha evidenziato una *frequenza caratteristica di risonanza di* Hz e la presenza di depositi ghiaiosi addensati i cui valori di $V_s > 360 \text{ m/s}$ e $< 800 \text{ m/s}$. **Si prevede quindi per il sito d'intervento la Categoria di Sottosuolo B definite dalle NTC2018.**

Dal punto di vista idrogeologico, la buona permeabilità del materasso ghiaioso-sabbioso presente in zona consentirà alle acque meteoriche di percolare rapidamente nel sottosuolo garantendo un facile smaltimento anche degli afflussi idrici più critici. L'acqua proveniente dalla copertura e dall'area esterna pavimentata, verrà smaltita al suolo a mezzo pozzo perdente, già presente all'interno della proprietà, senza gravare sulla rete idrica circostante.

Bassano li, 28.01.22

Dr. Geol. Lilia Viero



ALLEGATI: DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

