

**COMUNE DI
MAROSTICA (VI)**
VIA DELLA LIBERTA'

RELAZIONE GEOLOGICA E RELAZIONE GEOTECNICA

Dott.ssa Lilia Viero

**Progetto : Piano di recupero area residenziale
tra via Martiri delle Foibe
Via Martiri del Grappa e via Libertà
Committente: Immobiliare Giemme Srl**



INDICE

PREMESSA	2
RELAZIONE GEOLOGICA ED IDROGEOLOGICA.....	3
1. CARATTERISTICHE IDROGRAFICHE E MORFOLOGICHE.....	3
<i>UBICAZIONE AREA D'INTERVENTO.....</i>	<i>4</i>
2. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E STRATIGRAFICHE	5
3. CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE ED IDRAULICHE	5
<i>ESTRATTO TAVOLA DELLA PERICOLOSITA' IDRAULICA</i>	<i>6</i>
<i>MISURAZIONI DELLA FALDA FREATICA CONDOTTE DALL'ARPAV.....</i>	<i>7</i>
4. PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA D'INTERVENTO.....	8
<i>ESTRATTO MAPPA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE</i>	<i>8</i>
RELAZIONE GEOTECNICA E VERIFICHE SISMICHE.....	9
1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE	9
<i>ELABORAZIONE DATI PROVE PENETROMETRICHE DPSH</i>	<i>11</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>17</i>
3. VERIFICA DI STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO.....	17
• <i>VERIFICA FATTORE DI SICUREZZA FS - PARETE VERTICALE.....</i>	<i>19</i>
• <i>VERIFICA FATTORE DI SICUREZZA FS - PARETE INCLINATA 45° (ALTO) E 60° (BASSO).....</i>	<i>19</i>
4. VERIFICHE SISMICHE DEL SOTTOSUOLO DELL'AREA D'INTERVENTO.....	20
• <i>INTERPRETAZIONE DELLA MISURA ESEGUITA.....</i>	<i>21</i>
• <i>MODELLO SISMICO LOCALE.....</i>	<i>22</i>
CONCLUSIONI	25
ALLEGATI: DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA.....	27

PREMESSA

La presente indagine geologica e caratterizzazione geotecnica del sottosuolo è stata eseguita in relazione al *piano di recupero* dell'area compresa tra via Libertà e via martiri del Grappa nel centro abitato di Marostica.

Lo scopo principale dello studio è quello di determinare l'andamento delle caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni di fondazione, in osservanza alle Norme Tecniche emanate con D.M. 17.01.18 e alla circolare Ministeriale n°7 del 21.01.19 che riporta le relative prescrizioni 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 facendo riferimento alla medesima normativa (DM 17.01.2018) in materia di **rischio sismico**", si è provveduto a classificare il terreno di fondazione in base alla velocità di propagazione delle onde sismiche $V_{s_{eq}}$ secondo quanto stabilito da tale normativa vigente.

Pertanto, dopo aver consultato gli allegati progettuali, sono state dapprima individuate le caratteristiche idrografiche e morfologiche del territorio in esame, procedendo poi attraverso l'analisi stratigrafica dei terreni presenti nel sito d'intervento; quindi sulla base dei risultati ottenuti dalle *Prove Penetrometriche Dinamiche* e di una *prospezione sismica* condotte nel lotto d'intervento, sono stati stimati i parametri geotecnici e meccanici più significativi del substrato di fondazione del nuovo edificio in progetto e condotte le dovute verifiche agli Stati Limite.

RELAZIONE GEOLOGICA ED IDROGEOLOGICA

1. CARATTERISTICHE IDROGRAFICHE E MORFOLOGICHE

L'area in esame è ubicata a sud rispetto il centro abitato di Marostica, nell'ampia pianura alluvionale antistante, generata dal vicino fiume Brenta e da tutti i corsi d'acqua pedemontani.

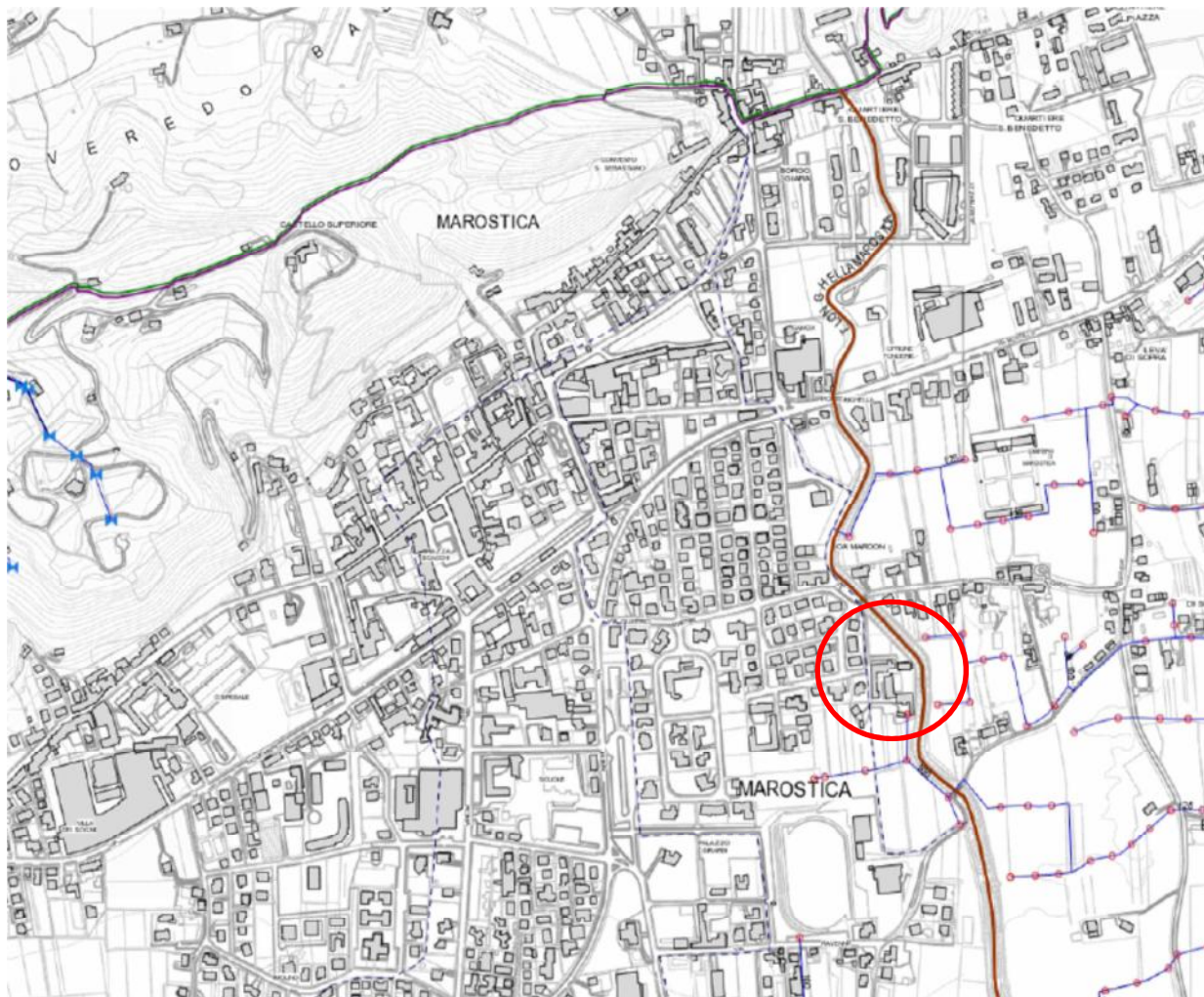
Tra essi di particolare importanza sono i due torrenti *Longhella* e *La Valletta*, quest'ultimo confluyente nel primo, ma entrambi caratterizzati da un bacino idrografico che ha origine intorno agli 800 m s.l.m. e si estende verso sud in tutto il territorio collinare posto a monte del *Castello* di Marostica; qui i due corsi d'acqua si arricchiscono di numerosi affluenti minori che scendono dalle dorsali collinari, portando con se una notevole quantità di depositi alluvionali fino al loro punto di sbocco a valle, che avviene rispettivamente nella zona di Vallonara e quella di Valle San Floriano.

Dopo la loro confluenza in sinistra idrografica, il torrente *Longhella* prosegue per alcuni chilometri nella pianura alluvionale fino a confluire nei pressi dell'abitato di Nove con il fiume *Brenta*; qui il territorio è completamente pianeggiante, con una moderata pendenza dello 0.3%-0.5% verso S-SE e la campagna circostante è attraversata da canali, fossi e rogge ad uso propriamente irriguo, quali derivazioni idrauliche dei due corsi d'acqua sopracitati e gestiti dal *Consorzio Bonifica Brenta*.

Il deflusso idrico sotterraneo è collegato alla fitta rete irrigua, di proprietà consortile, che segue la direzione di scolo dei corsi d'acqua superficiali, i quali condizionano, nelle loro immediate vicinanze, anche le escursioni stagionali della falda freatica sotterranea (cfr. par. 3).

L'intervento edilizio in progetto riguarda un'area dismessa posta sulla sponda destra del torrente *Longhella* e confinante con una zona residenziale a discreta densità abitativa. L'area misura complessivamente 5.600 mq e comprende un fabbricato di interesse storico, ora fatiscante, con le sue pertinenze, un edificio ad uso laboratorio artigianale già sottoposto a demolizione ed un ampio parco verde di oltre 1.500 mq. Si prevede la ristrutturazione ed il recupero conservativo del fabbricato padronale e delle sue pertinenze e la realizzazione di una zona a parcheggio, sia pubblico che privato, nell'area verde posta a nord; sarà invece riservato al comune l'ampia zona verde posta prossima al confine e confinante con la strada comunale. Verso sud sarà realizzato un edificio plurifamiliare munito di piano interrato e con accessibilità indipendente da sud.

UBICAZIONE AREA D'INTERVENTO



Cartografia scala 1 : 25.000 – fonte Consorzio Bonifica Brenta



Ortofoto area d'intervento

2. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E STRATIGRAFICHE

Il sottosuolo dell'area in esame è contraddistinto da una successione caotica di depositi alluvionali antichi e recenti, rilasciati dal vicino fiume Brenta e da tutti i corsi d'acqua pedemontani proprio a partire da loro punto di sbocco a valle.

Questo materasso di alluvioni è costituito prevalentemente da sabbie e ghiaie a granulometria medio-grossolana, con locali intercalazioni argilloso-limose più abbondanti soprattutto verso la superficie; nel territorio pedecollinare interno sono state individuate delle coltri detritiche argillose, di spessore variabile da alcuni decimetri a 2–3 metri, che vengono spesso ad imprigionare falde acquifere superficiali prossime al piano campagna (cfr. Piana intravalliva del *tor. Longhella* e del *tor. La Valletta*).

3. CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE ED IDRAULICHE

Nel sottosuolo dell'area in esame ha sede una falda idrica alimentata principalmente dagli apporti diretti superficiali e sotterranei che provengono dal territorio collinare posto a monte.

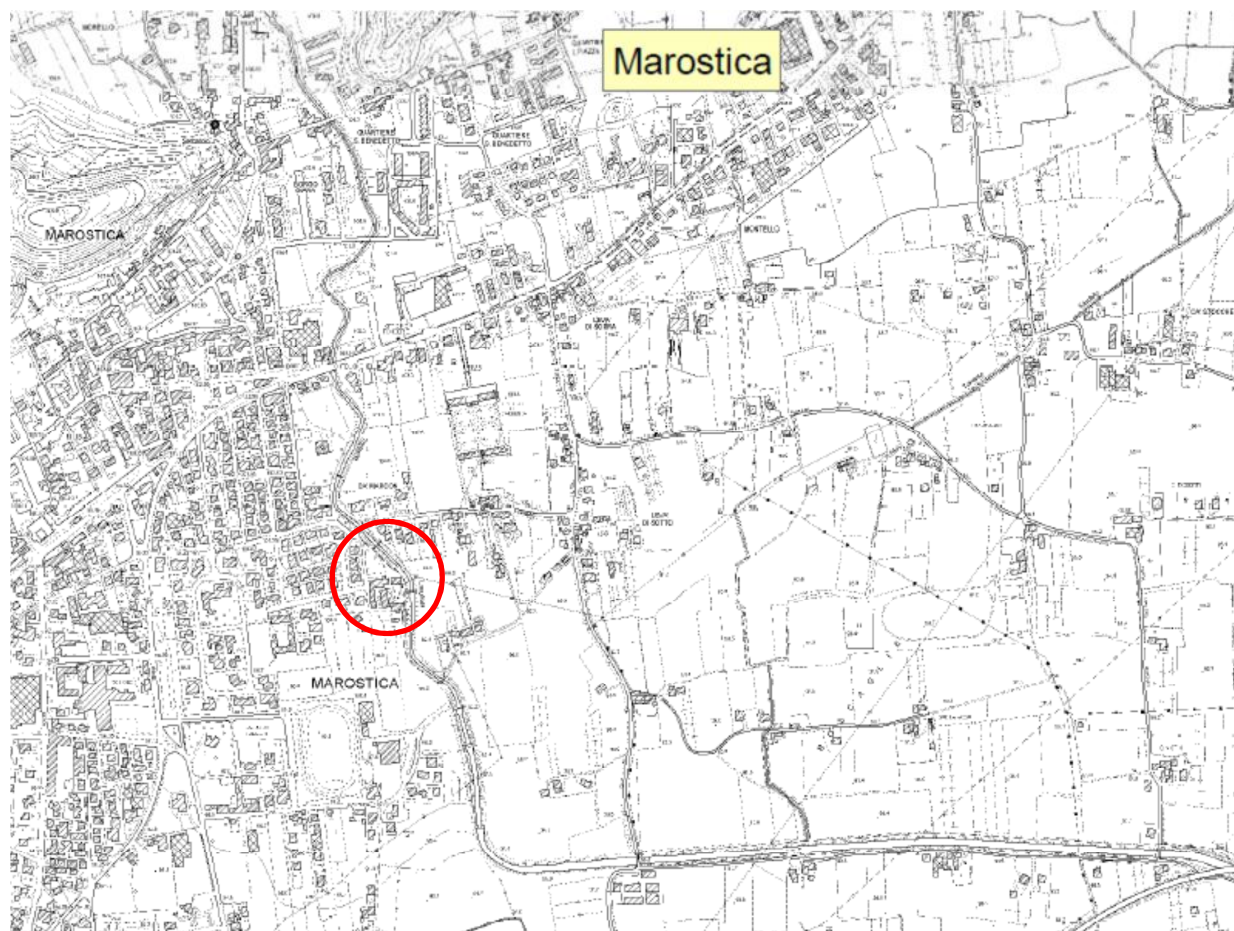
La superficie freatica principale si colloca ad una ventina di metri circa dal p.c. e all'interno dei fori di prova non è stata riscontrata alcuna falda idrica sotterranea così prossima al piano campagna da poter interferire con il piano di fondazione del fabbricato in progetto.

Elevata è quindi la permeabilità dei depositi alluvionali a granulometria medio-grossolana che consentono un facile scolo delle acque meteoriche in profondità senza generare stagnazioni idriche superficiali. Questa circostanza fa sì che tutta la zona pedecollinare rappresenti un importante fascia di “rispetto” ai fini idrogeologici ed idraulici in quanto con le sue infiltrazioni contribuisce alla ricarica dell'*acquifero indifferenziato* dell'alta pianura vicentina.

Si fa presente che nel recente Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del territorio del Veneto, pubblicato dall'Autorità di Bacino del fiume Brenta, il comune di Marostica non rientra tra le “zone di attenzione idraulica” ad esclusione delle aree demaniali del torrente Longhella poste subito a ridosso del territorio collinare.

ESTRATTO TAVOLA DELLA PERICOLOSITA' IDRAULICA

TAVOLA 14 – AGGIORNAMENTO FEBBRAIO 20 14



LEGENDA



MISURAZIONI DELLA FALDA FREATICA CONDOTTE DALL'ARPAV

Pubblicate negli Annali Freatimetrici dal 2007 - 2011

Tabella II - Osservazioni freatimetriche

Anno 2011

STAZIONE 1111 - NOVE												
(FR)	Bacino: ALTA PIANURA DEL BRENTA (78,90 m s.l.m.)											
Giorno	GEN	FEB	MAR	APR	MAG	GIU	LUG	AGO	SET	OTT	NOV	DIC
2	<u>70.12</u>	68.87	67.37	67.63	66.93	66.64	67.34	66.67	65.72	64.85	64.72	65.95
5	69.95	68.69	67.16	67.62	66.80	66.57	67.28	66.51	65.60	64.64	64.81	65.91
8	69.80	68.54	66.97	67.61	66.61	66.76	67.19	66.33	65.65	64.44	65.27	65.87
11	69.69	68.38	66.86	67.62	66.49	67.15	67.07	66.26	65.60	64.28	65.89	65.86
14	69.67	68.23	66.71	67.58	66.40	67.37	66.98	66.13	65.47	64.02	66.07	65.55
17	69.58	68.07	66.92	67.50	66.43	67.40	66.90	66.17	65.35	63.74	66.07	65.37
20	69.46	67.97	67.61	67.35	66.53	67.37	66.87	66.08	65.36	63.62	66.06	65.29
23	69.32	67.80	67.69	67.21	66.59	67.37	66.82	66.00	65.44	63.63	66.04	65.19
26	69.18	67.60	67.12	66.55	67.36	66.87	66.87	65.91	65.25	<u>63.52</u>	66.00	65.03
29	69.06		67.63	67.04	66.62	67.35	66.80	65.82	64.99	64.49	65.98	>>
Medie	69.58	68.24	67.26	67.43	66.60	67.13	67.01	66.19	65.44	64.12	65.69	65.56

Tabella III - Escursione, valori medi mensili ed annui dei livelli freatici

Anno 2011

ID	BACINO IDROGEOLOGICO E STAZIONE	Escursione annua (m)	GEN (m)	FEB (m)	MAR (m)	APR (m)	MAG (m)	GIU (m)	LUG (m)	AGO (m)	SET (m)	OTT (m)	NOV (m)	DIC (m)	ANNO (m)
18	ALTA PIANURA DEL BRENTA	2.05	42.61	42.16	41.94	41.67	41.43	41.51	41.52	41.59	41.66	41.35	41.19	40.88	41.62
20	Cittadella	6.50	69.35	67.92	67.06	67.30	66.41	67.20	67.08	66.34	65.65	64.09	66.27	65.66	66.69
44	Crosara di Nove	8.70	71.67	69.68	68.33	68.55	67.08	67.71	67.83	66.86	65.85	64.44	66.33	66.48	67.57
54	Casa Reginato	5.80	68.25	67.07	66.11	66.09	65.51	65.80	65.85	65.19	64.50	63.44	64.52	64.62	65.58
232	Scovazzolo	2.28	107.87	106.86	106.91	106.90	106.50	106.96	106.65	106.62	106.47	106.29	106.98	106.70	106.81
1111	Bassano del Grappa ⁽¹⁾	6.59	69.58	68.24	67.26	67.43	66.60	67.13	67.01	66.19	65.44	64.12	65.69	65.56	66.69
1112	Nove	1.41	57.82	57.35	57.32	57.36	57.56	57.67	57.74	57.54	57.37	56.96	57.24	56.98	57.41
	Scaldaferro														

Si fa notare che l'anno 2011 è stato particolarmente piovoso con una anomalia stagionale in quanto si sono registrate precipitazioni massime durante la stagione invernale (cfr. gennaio) e minime in quella autunnale (cfr. ottobre), con un'escursione media annua di 6,5 ml.

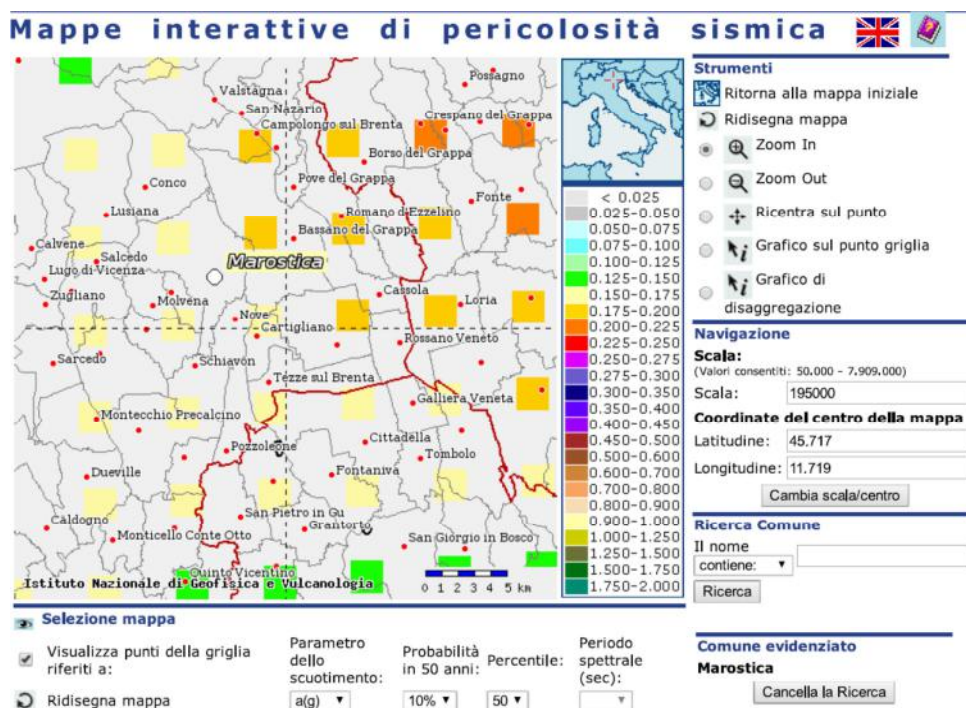
4. PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA D'INTERVENTO

Nell'Ordinanza del Consiglio dei Ministri 3274/2003 l'intero territorio nazionale è stato suddiviso in 4 ambiti a pericolosità sismica decrescente (da 1 a 4). Il comune di Marostica, come per la maggior parte dei comuni del Vicentino, è stato inserito nella **zona 3** che corrisponde ad una **pericolosità sismica** medio- bassa.

Questa zona prevede un'accelerazione orizzontale dello spettro di risposta elastica di picco pari a **0,15 g** rispetto il suolo rigido di riferimento, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni. Più recentemente nella mappa della **pericolosità sismica** elaborata dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia il territorio comunale è compreso entro la fascia di accelerazione massima al suolo **0,15 – 0,175 g** (cfr. allegato).

ESTRATTO MAPPA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE

(Istituto di Geofisica e Vulcanologia)



RELAZIONE GEOTECNICA E VERIFICHE SISMICHE

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Per conoscere la stratigrafia nell'area edificabile e determinare i parametri geotecnici più significativi del terreno di fondazione sono state eseguite n°3 *Prove Penetrometriche Dinamiche DPSH* verificandone poi i risultati anche dall'esame a vista dello scavo del piano interrato già condotto nel sito d'intervento.

Dai risultati ottenuti è emerso che, nei primi 2.0 m di profondità, vi è una successione di depositi sabbioso-limosi più o meno argillosi, contraddistinti da una discreta coesione ma da una moderata capacità portante; più sotto, a partire dai – 2.5 m circa dal p.c. s'individuano i primi livelli in ghiaia e sabbia mista da moderatamente addensata a ben addensata in relazione al contenuto in ghiaia, che aumenta via via in profondità; si può pertanto distinguere a partire dal piano campagna la seguente successione di depositi sciolti:

Si possono infatti distinguere nel sottosuolo i seguenti livelli deposizionali:

- dal p.c. a – 0.2/1.4 m

1. Argilla sabbiosa mediamente addensata

- resistenza dinamica $R_{pd} = 30 - 40 \text{ Kg/cm}^2$
 - peso specifico $\gamma_d = 1,6 \text{ ton/mc}$
 - densità relativa $D_r = 28 \%$
-

- da – 1.4 m a - 2.4 m

2. Sabbia-limosa con ghiaia mediamente consistente

- resistenza dinamica $R_{pd} = 70 - 80 \text{ Kg/cm}^2$
 - peso specifico $\gamma = 1,8 \text{ ton/mc}$
 - densità relativa $D_r = 60 \%$
 - angolo di attrito $\varphi = 30^\circ$
 - prova N_{spt} $N_{spt} = 19$
-

- da – 2.4 m a - 3.0 m

3. Ghiaia medio-fine in matrice sabbiosa addensata

- resistenza dinamica $R_{pd} > 120 \text{ Kg/cm}^2$
- densità relativa $D_r > 65 \%$
- peso specifico $\gamma = 1,8 \text{ ton/mc}$

- angolo di attrito $\varphi > 35^\circ$
 - prova Nspt $N_{spt} > 30$
-

E' stata riscontrata una locale differenza di spessore del terreno sabbioso-limoso più superficiale che tende ad aumentare la sua potenza nel settore settentrionale dell'area d'intervento dove le quote del piano campagna si innalzano di poche decine di centimetri rispetto la zona a sud del lotto.

Allegati : Ubicazione prove penetrometriche dinamiche



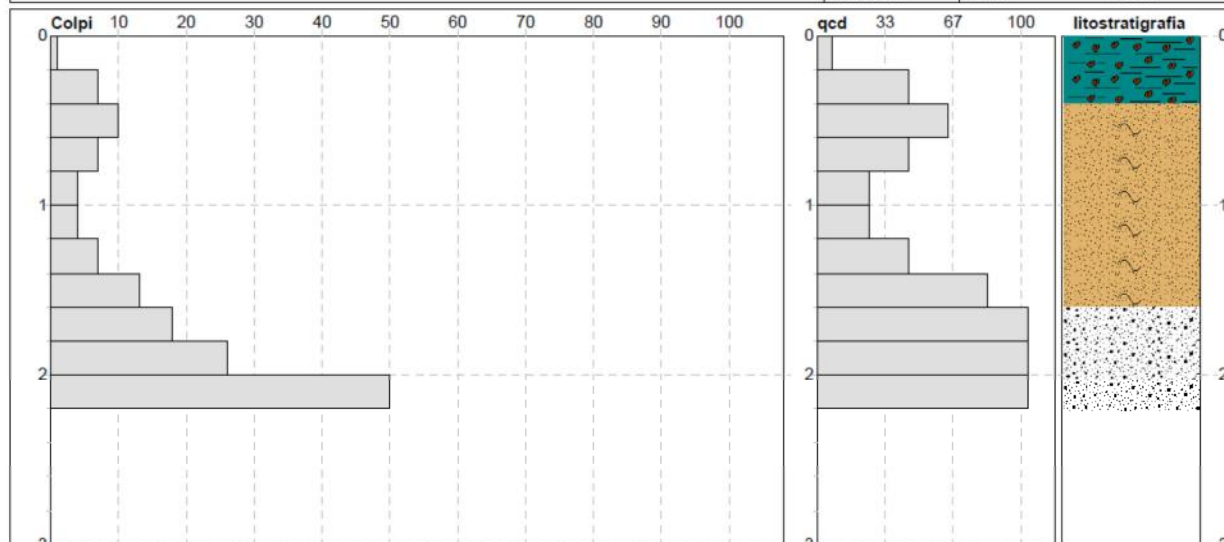
ELABORAZIONE DATI PROVE PENETROMETRICHE DPSH

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA				DIN	1
SUDDIVISIONE GEOTECNICA				Riferimento	008-2020
Committente	Immobiliare GM Srl			U.M.: kg/cm²	Data exec. 17/07/2020
Cantiere	Via Libertà			Pagina 1	Falda Assente
Località	Marostica			Elaborato	

PARAMETRI GENERALI												
n°	profondità m	statistica	VCA colpi	β -	Nspt colpi	qcd kg/cm²	qc kg/cm²	Vs m/sec	G kg/cm²	Q kg/cm²	natura	descrizione
1	0,00 : 0,20	Media	1	1,52	2	7	5	23	49	0,37	Coesiva	Argilla con resti organici
2	0,20 : 0,40	Media	4	1,52	6	26	21	49	74	1,31	Coesiva	Argilla con resti organici
3	0,40 : 1,60	Media	8	1,52	11	48	52	113	82	2,41	Granulare	Sabbia deb. limosa, color nocciola
4	1,60 : 2,20	Media	31	1,52	48	202	216	180	266	10,08	Granulare	Sabbia e Ghiaia

				NATURA COESIVA					NATURA GRANULARE					
n°	profondità m	Nspt colpi	Cu kg/cm²	Ysat t/m²	W %	e -	Mo kg/cm²	Dr %	ϕ °	E' kg/cm²	Ysat t/m²	Yd t/m²	Mo kg/cm²	Liq. -
1	0,00 : 0,20	2	0,13	1,75	46,91	1,27	25	---	---	---	---	---	---	---
2	0,20 : 0,40	6	0,38	1,85	37,04	1,00	36	---	---	---	---	---	---	---
3	0,40 : 1,60	11	---	---	---	---	---	37	30	276	1,94	1,51	196	---
4	1,60 : 2,20	48	---	---	---	---	---	83	46	561	2,14	1,83	531	---

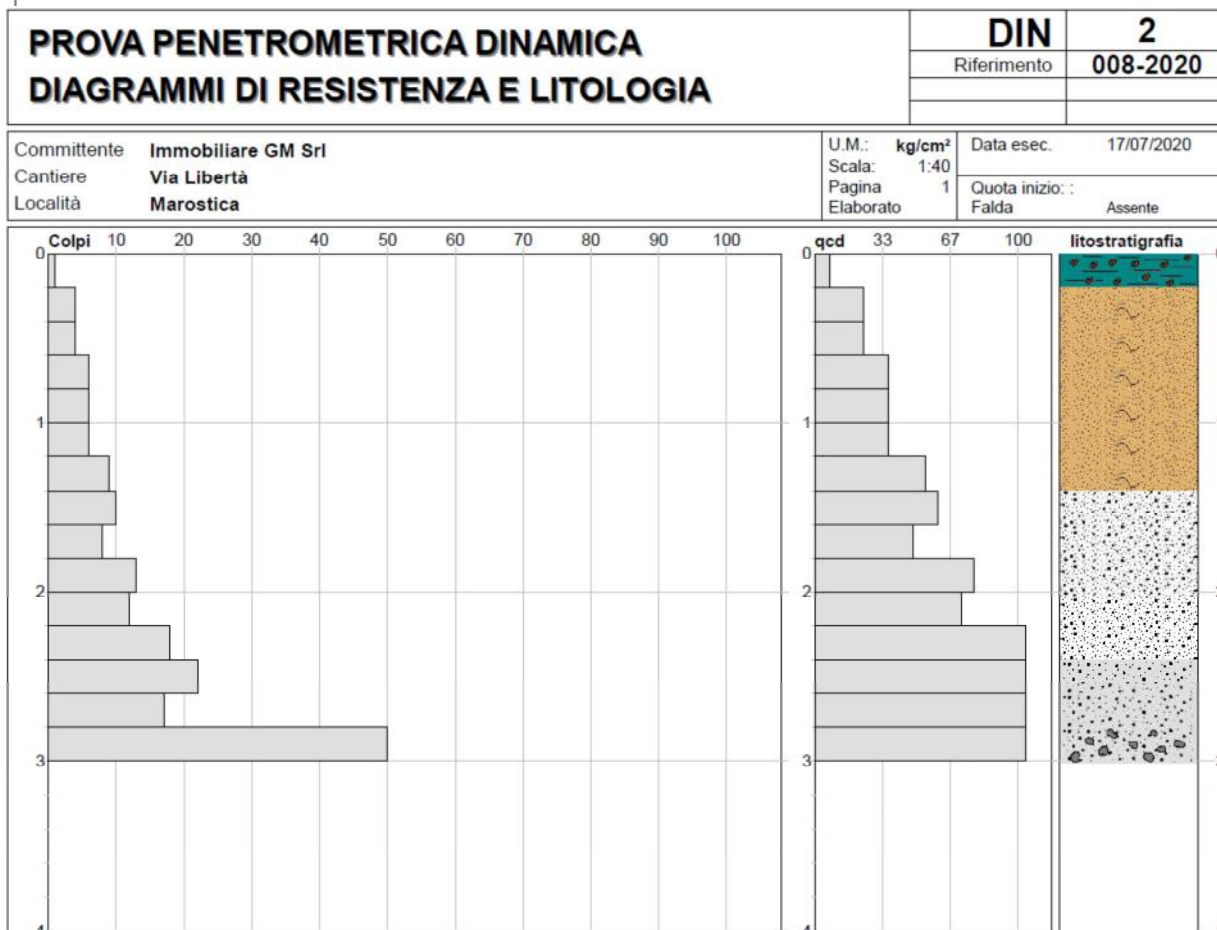
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA				DIN	1
DIAGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA				Riferimento	008-2020
Committente	Immobiliare GM Srl			U.M.: kg/cm²	Data exec. 17/07/2020
Cantiere	Via Libertà			Scala: 1:40	Quota inizio: : Falda Assente
Località	Marostica			Pagina 1	
				Elaborato	



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA										DIN		2	
SUDDIVISIONE GEOTECNICA										Riferimento		008-2020	
Committente Immobiliare GM Srl										U.M.: kg/cm²		Data esec. 17/07/2020	
Cantiere Via Libertà										Pagina 1			
Località Marostica										Elaborato		Falda Assente	

PARAMETRI GENERALI												
n°	profondità m	statistica	VCA colpi	β -	Nspt colpi	qcd kg/cm²	qc kg/cm²	Vs m/sec	G kg/cm²	Q kg/cm²	natura	descrizione
1	0,00 : 0,20	Media	1	1,52	2	7	5	23	49	0,37	Coesiva	Argilla con resti organici
2	0,20 : 1,40	Media	5	1,52	8	31	38	102	63	1,56	Granulare	Sabbia deb. limosa, color nocciola
3	1,40 : 2,40	Media	12	1,52	19	74	84	140	127	3,67	Granulare	Sabbia e Ghiaia
4	2,40 : 2,80	Media	20	1,52	30	118	126	176	182	5,87	Granulare	Ghiaia
5	2,80 : 3,00	Media	50	1,52	76	301	322	211	384	15,06	Granulare	Ghiaia e Ciottoli

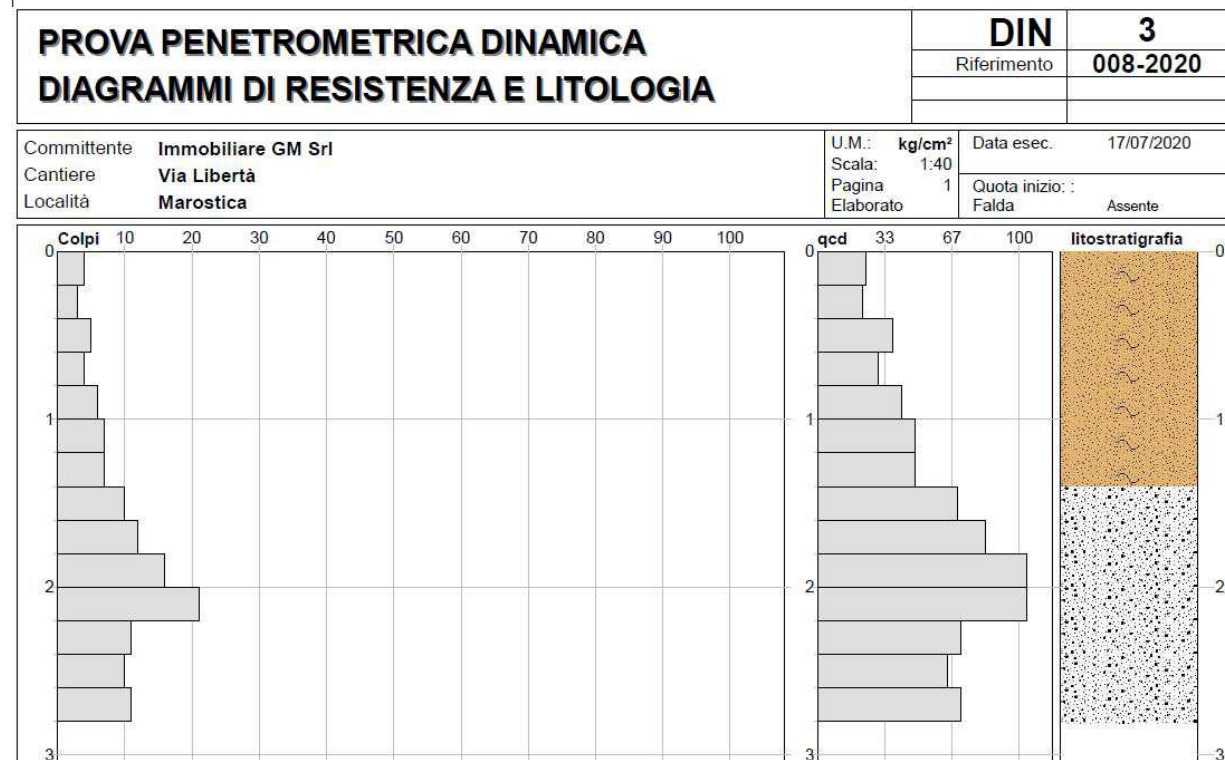
NATURA COESIVA								NATURA GRANULARE						
n°	profondità m	Nspt colpi	Cu kg/cm²	Ysat t/m²	W %	e -	Mo kg/cm²	Dr %	ø °	E' kg/cm²	Ysat t/m²	Yd t/m²	Mo kg/cm²	Liq. -
1	0,00 : 0,20	2	0,13	1,75	46,91	1,27	25	---	---	---	---	---	---	---
2	0,20 : 1,40	8	---	---	---	---	---	28	28	253	1,91	1,46	161	---
3	1,40 : 2,40	19	---	---	---	---	---	49	34	338	1,98	1,58	284	---
4	2,40 : 2,80	30	---	---	---	---	---	65	40	423	2,05	1,69	377	---
5	2,80 : 3,00	76	---	---	---	---	---	95	54	777	2,21	1,94	770	---



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUDDIVISIONE GEOTECNICA										DIN		3	
										Riferimento		008-2020	
Committente Immobiliare GM Srl										U.M.: kg/cm²		Data eseg. 17/07/2020	
Cantiere Via Libertà										Pagina 1			
Località Marostica										Elaborato		Falda Assente	

PARAMETRI GENERALI												
n°	profondità m	statistica	VCA colpi	β -	Nspt colpi	qcd kg/cm²	qc kg/cm²	Vs m/sec	G kg/cm²	Q kg/cm²	natura	descrizione
1	0,00 : 1,40	Media	5	1,52	8	36	38	100	63	1,80	Granulare	Sabbia deb.limosa, color nocciola
2	1,40 : 2,80	Media	13	1,52	20	85	84	158	132	4,26	Granulare	Sabbia e Ghiaia

			NATURA COESIVA					NATURA GRANULARE						
n°	profondità m	Nspt colpi	Cu kg/cm²	Ysat t/m²	W %	e -	Mo kg/cm²	Dr %	ø °	E' kg/cm²	Ysat t/m²	Yd t/m²	Mo kg/cm²	Liq. -
1	0,00 : 1,40	8	---	---	---	---	---	28	28	253	1,91	1,46	161	---
2	1,40 : 2,80	20	---	---	---	---	---	50	35	345	1,99	1,59	292	---



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

In ottemperanza a quanto previsto dal nuovo DM 17/01/2018 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 strutturali previste dal tecnico progettista dell'opera al fine di produrre un *modello geotecnico* oltre che *geologico* compatibile con i requisiti e le prestazioni attese dalle strutture da realizzare.

Pertanto nel caso dell'intervento edilizio in progetto, che si svilupperà parte fuoriterra (edificio padronale) e parte in interrato (parcheggio e altro edificio plurifamiliare) si prevede di adottare una *fondazione continua* spinta, nel primo caso, a – 0.8 m e, nel secondo caso, a – 3.0 m dal p.c. attuale rispetto le quali saranno qui di seguito riportate le dovute verifiche SLU e SLE.

– VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

La verifica *SLU* verrà eseguita secondo l'*approccio 2* previsto dalla normativa vigente, con un'unica combinazione dei coefficienti (A1-M1-R3) ; tale approccio risulta più severo per il dimensionamento strutturale e pertanto la verifica SLU diventa significativa solo se sono noti i carichi permanenti e variabili di progetto. **Si rimanda comunque 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 :

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

e ponendo $c = 0$ t/mq sia per i terreni sabbiosi più superficiali che per quelli ghiaiosi più profondi

utilizzando nel primo caso un peso di volume $\gamma = 1,7 \text{ t/mc}$ e nel secondo $\gamma = 1,9 \text{ t/mc}$; se lo spessore della fondazione $D = 0,6 \text{ m}$ e le sue dimensioni laterali $B \ll L$ (fondazione continua) i fattori correttivi di forma assumono i seguenti valori: $S_q = 1$ $S_c = 1$ ed $S_\gamma = (1 - 0,2 * B/L) = 1 - (0,2 * 0,1) = 0,8$

Mancano ora i coefficienti N_c , N_q , N_γ desumibili dall'abaco di Terzaghi in funzione dell'angolo di attrito φ che nel primo caso ($- 0,8 \text{ m}$) vale $\varphi' = 27^\circ$ nel secondo caso ($- 3,0 \text{ m}$) $\varphi' = 35^\circ$; il calcolo del Q ammissibile viene eseguito per metro quadrato di fondazione "continua".

CASO 1: fondazione continua impostata a $- 0,8 \text{ m}$ dal p.c.

SLU	
DATI DI INPUT	
cu	0 kPa
γ (per D)=	17 kN/mc
γ (per B')=	17 kN/mc
D =	0,6 m
B=	1 m
Nq =	15,9
Nc =	29,2
N γ =	13,15 (Terzaghi 1948)

FATTORI DI FORMA	
s _q =	1
s _{γ} =	0,8
s _c =	1
FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO	

i _q =	1
i _{γ} =	1
i _c =	1

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE COND. SISMICHE (MAUGERI E NOVITA')	
h _q =	1
h _{γ} =	1
h _c =	1

RISULTATI	
VERIFICA CAPACITA' PORTANTE - NTC 2018	
coefficiente di capacità portante - approccio 2	
γ_R =	2,3
R _d =	109,39 kPa

CASO 2: fondazione continua impostata a – 3.0 m dal p.c.

SLU

DATI DI INPUT

cu	0 kPa
γ (per D)=	18 kN/mc
γ (per B')=	19 kN/mc
D =	0,6 m
B=	1 m
Nq =	33,3
Nc =	46,12
N γ =	33,92 (Terzaghin 1948)

FATTORI DI FORMA

sq =	1
s γ =	0,8
sc =	1

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO

iq =	1
i γ =	1
ic =	1

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE COND. SISMICHE

(MAUGERI E NOVITA')

hq =	1
h γ =	1
hc =	1

RISULTATI

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE - NTC 2018

coefficiente di capacità portante - approccio 2

γ_R =	2,3
Rd =	268,45 kPa

Non essendo attualmente noti i carichi “permanenti” “variabili” e/ o “accidentali” previsti per i due fabbricati e per il parcheggio interrato in progetto, si rimanda al progettista delle opere strutturali la verifica SLU corretta, valorizzando ciascun tipo di sovraccarico per i dovuti coefficienti previsti dall'approccio 2.

— 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 dalla prova penetrometrica dinamica 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).

La profondità complessiva del terreno analizzato è quella raggiunta dalla prova n° 2 ovvero la più profonda che ha raggiunto i – 3.0 m dal p.c. La stima dei cedimenti di consolidazione si effettua applicando la teoria monodimensionale di Terzaghi, trascurando gli strati a medio alta densità, con la formula:

$$\Delta H = H \cdot CR \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta p}{\sigma'_{vo}}\right)$$

Nel caso di appoggio su terreni granulari a medio alto addensamento presenti oltre la – 3.00 m dal piano campagna, **non sono previsti cedimenti di consolidazione**. Eventuali cedimenti di natura elastica sono stimabili sulla base delle resistenze di punta con l'equazione:

$$\Delta H = \frac{H * \Delta P}{\alpha * R_p}$$

e sono quantificabili nell'ordine del centimetro. Essi andranno esaurendosi presumibilmente al completamento del carico. Sarà cura dell'Ing. Calcolatore, alla luce della reale struttura di progetto e della stima dei cedimenti, verificare che agli SLE $\rightarrow C_d \geq E_d$

Si consiglia in ogni caso di prevedere una platea sufficientemente rigida da trasmettere un carico pressochè uniforme su tutta l'impronta dell'edificio ed indipendente dalle strutture adiacenti e a diretto contatto laterale.

3. VERIFICA DI STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO

Considerato che per la realizzazione del parcheggio interrato in progetto l'altezza del fronte di scavo sarà di circa 3.0 m e che i terreni attraversati sono costituiti da depositi limoso-argillosi fino a – 1.5 m dalla quota attuale del piano campagna e, più sotto, da depositi sabbiosi con ghiaia a differente stato di addensamento, verranno qui di seguito analizzate le *altezze critiche* oltre le quali non è assicurata la stabilità di tali fronti.

Dai risultati ottenuti dalle prove penetrometriche, il sottosuolo del sito d'intervento può essere infatti suddiviso in due porzioni principali : una porzione più superficiale composta da sabbia-limosa, intercettata fino ad una profondità massima di – 1.5 m, e da un sottostante deposito in sabbia e ghiaia sciolta che raggiunge i – 3.0 m dalla quota dell'area esterna pertinenziale.

Il calcolo dell'angolo di equilibrio limite verrà eseguito suddividendo la scarpata di scavo in queste due porzioni, contraddistinte dai seguenti parametri geotecnici significativi:

parametri	Sabbia limosa	Ghiaia e sabbia sciolta
angolo attrito efficace	$\phi' = 27^\circ$	$\phi' = 35^\circ$
Peso di volume	$\gamma = 1,8 \text{ t/mc}$	$\gamma = 1,9 \text{ t/mc}$
Coesione	$C = 10 \text{ t/mq}$	$C = 10 \text{ t/mq}$
Spessore	1.5 m	1.5 m

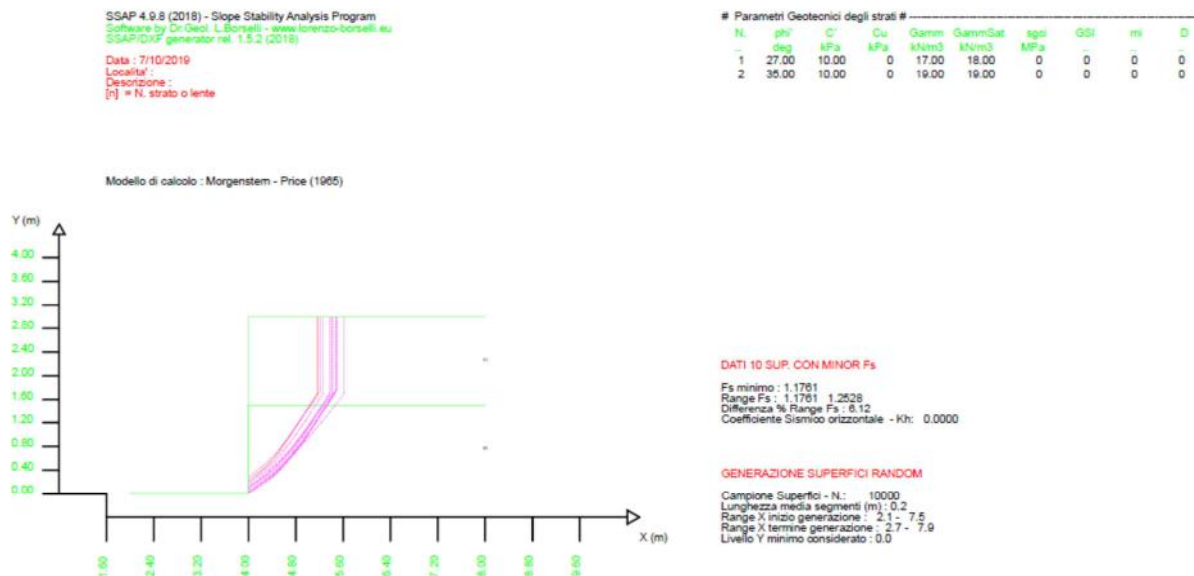
E' stata quindi eseguita una verifica della stabilità grafica del fronte di scavo, utilizzando un nuovo programma di calcolo creato dal Prof. Borselli, ricercatore del CNR_IRPI di Firenze, ora docente all'Università di San Luis Potosi in Mexico, che ha elaborato un codice di calcolo avanzato ed innovativo basato sul *metodo di calcolo dell'equilibrio limite (LEM)*. Il programma può in realtà utilizzare 7 differenti metodi rigorosi, a partire dal metodo di Morgentset & Price del 1965 al più recente metodo del Prof. Borselli datato 2016, **ed ha lo scopo di individuare le aree del pendio in cui il fattore F_s assume un valore minimo.**

Nel caso in esame la verifica di stabilità del pendio è stata condotta considerando una scarpata di scavo "verticale" di altezza massima 3.0 m composta da terreni sabbioso-limosi superficiali ed un sottostante strato in ghiaia e sabbia di pari spessore, contraddistinti da parametri geotecnici indicati in tabella (cfr. pagina precedente). In tale verifica emerge che **lo strato più superficiale (livello A) è quello più a rischio di cedimento** in quanto è attraversato interamente dal "cerchio di rottura" critico, il cui **valore minimo $F_s = 1.1$ ovvero pari limite "di sicurezza" previsto dalla normativa vigente.**

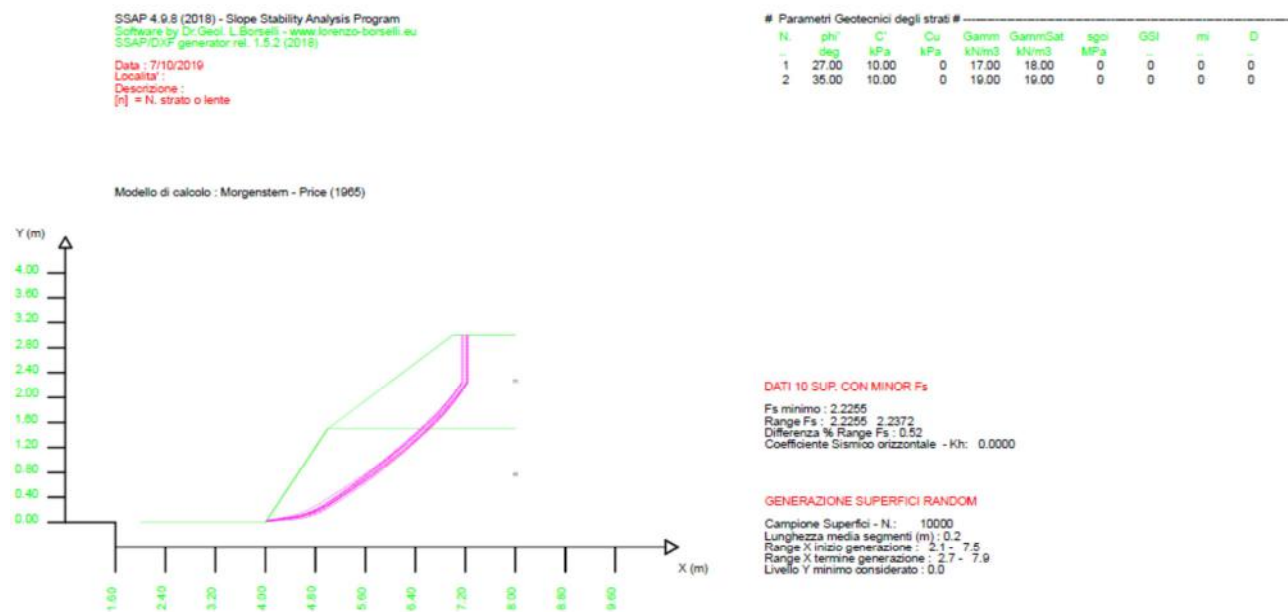
La seconda verifica è stata eseguita considerando un'inclinazione della scarpata $\alpha = 60^\circ$ per la porzione inferiore e $\alpha = 45^\circ$ per quella superiore, da cui si evince **un rapido incremento del fattore di sicurezza F_s che assume un valore minimo $F_s = 2.2 > 1.1$ (figura 2).**

In definitiva è chiaro che non è possibile mantenere un fronte verticalizzato ma si dovrà provvedere a ridurre la sua pendenza di un valore massimo $\alpha = 60^\circ$ per la porzione inferiore e minimo $\alpha = 45^\circ$ per la porzione superiore; considerato il sovraccarico dell'edificio sul ciglio scavo, **si chiede di inserire delle opere provvisorie atte a sostenere la scarpata e a contenere qualsiasi fenomeno di cedimento/allentamento del terreno sottostante.**

VERIFICA FATTORE DI SICUREZZA FS - PARETE VERTICALE



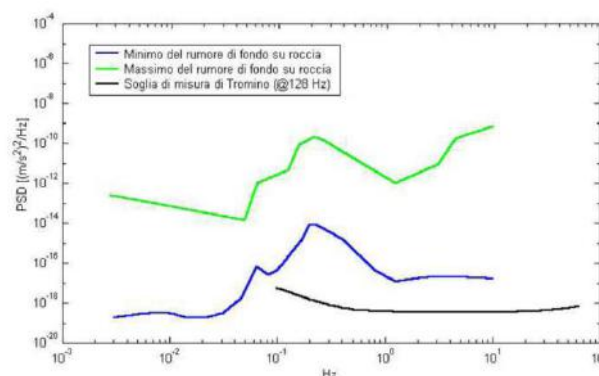
VERIFICA FATTORE DI SICUREZZA FS - PARETE INCLINATA 45° (ALTO) E 60° (BASSO)



4. VERIFICHE SISMICHE DEL SOTTOSUOLO DELL'AREA D'INTERVENTO

Per l'acquisizione dei dati sismici del sottosuolo è stato utilizzato un tromometro digitale della ditta Micromed s.r.l. modello "Tromino" che rappresenta la nuova generazione di strumenti ultra-leggeri e ultra-compatti in alta risoluzione adatti a tali misurazioni.

Lo strumento racchiude al suo interno tre velocimetri elettrodinamici ortogonali tra loro ad alta definizione 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 Vs.

- **INTERPRETAZIONE DELLA MISURA ESEGUITA**

Nel caso specifico del sito in esame si è cercato di correlare il valore di picco dello spettro di risposta HVSR con la frequenza propria di risonanza di sito. Si è inoltre individuata una corrispondenza tra i valori di frequenza di origine naturale e i cambi litologici presenti nel sottosuolo.



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.

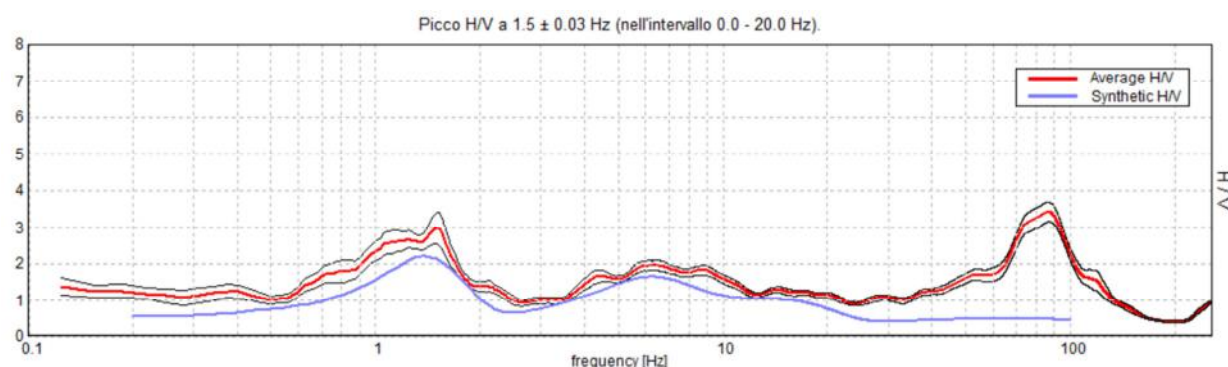
Sapendo che ad ogni picco in frequenza corrisponde una profondità [m] dell'orizzonte che genera il contrasto d'impedenza e utilizzando le stratigrafie ricavate dalle prove penetrometriche effettuate nell'area d'indagine si è estrapolata una stratigrafia geofisica del sottosuolo.

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.

La **frequenza caratteristica di risonanza di sito**, nell'intervallo di normale interesse ingegneristico strutturale (0.1 – 20 Hz) è risultata di **1.4 / 1.5 Hz**

Frequenza caratteristica di risonanza registrata
1,4 / 1.5 ± 0,03 Hz

Si dovrà quindi porre estrema attenzione nell'edificare strutture aventi lo stesso periodo di vibrazione del terreno poiché il rapporto H7V è tale da ipotizzare un rilevante fattore di amplificazione del moto sismico di superficie.



nota: 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 può essere schematizzata in un sismo strato moderatamente addensato ($V_s \approx 200$ m/s) fino alla profondità di $-3,0$ m dal p.c. locale, mentre per valori di profondità maggiori le velocità di propagazione delle onde aumentano dapprima a 340 m/s e poi fino a 420 m/s. A circa 18 m dal p.c. attuale si registra un ulteriore incremento di rigidità nel sottosuolo che porta le V_s a raggiungere i 530 m/s. Il *bedrock geofisico* è stato individuato ad una profondità di circa 93 m dal p.c. locale, come riportato nel modello sismo-stratigrafico interpretativo qui di seguito allegato:

Modello sismo stratigrafico interpretativo

H.V.S.R.	Velocità onde di taglio [m/s]	Spessori [m]	Profondità [m]
I SISMOSTRATO	190 -200	3.0	0.0 – 3.0
II SISMOSTRATO	330 - 340	7.0	3.0 – 9 /10
III SISMOSTRATO	420	8.0 – 9.0	9/10 - ≈ 18
IV SISMOSTRATO	530	75.0	≈ 18 – ≈ 93
V SISMOSTRATO	870 - 880	Semisp.	≈ 93 – Semisp.

Nella tabella seguente, s'illustra la qualità del segnale acquisito in base al progetto [SESAME](#) (*Linee guida 2005*). Per l'affidabilità della curva HVSR devono essere positivi i primi tre parametri mentre per avere un chiaro e pulito segnale del picco massimo devono essere soddisfatti almeno cinque dei sei criteri successivi. Si osserva quindi che il picco a 0,94 Hz soddisfa tutti i criteri e può pertanto essere assunto come frequenza fondamentale di risonanza del sito.

• MODELLO SISMICO LOCALE

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi o in rapporto ad un approccio semplificato che si basa

sull'individuazione di Categorie di Sottosuolo di riferimento.

Per definire le Categorie, il D.M. 17 gennaio 2018 prevede il calcolo del parametro $V_{s,eq}$, ovvero della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio V_s dei terreni posti al di sopra del substrato di riferimento ($V_{s,30}$ per depositi con profondità del substrato superiore a 30 m). La profondità del substrato è riferita al piano di posa delle fondazioni superficiali, alla testa dei pali per fondazioni indirette, al piano di imposta delle fondazioni per muri di sostegno di terrapieni o alla testa delle opere di sostegno di terreni naturali.

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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	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.
B	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.
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 miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	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.
E	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.

Dall'assetto sismostratigrafico desunto dalle indagini sismiche effettuate, è possibile constatare la presenza del *bedrock* geofisico (substrato di riferimento) a profondità superiori a 30 m.

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 30 m dal piano di posa delle fondazioni ($V_{s,30}$), a partire da varie profondità dal piano campagna:

Profondità piano di posa delle fondazioni	HVSR 1 - $V_{s,30}$	HVSR 2 - $V_{s,30}$
0 m dal p.c.	$V_s (0 - 30) \approx 388$ m/s	$V_s (0 - 30) \approx 395$ m/s
1 m dal p.c.	$V_s (1 - 31) \approx 405$ m/s	$V_s (1 - 31) \approx 414$ m/s
2 m dal p.c.	$V_s (2 - 32) \approx 422$ m/s	$V_s (2 - 32) \approx 434$ m/s
3 m dal p.c.	$V_s (3 - 33) \approx 441$ m/s	$V_s (3 - 33) \approx 444$ m/s

Dalla ricostruzione del quadro geologico e geofisico emerso dal seguente studio, si prevede l'inserimento del sito d'indagine nelle **Categorie di Sottosuolo B** così definita :

Categoria B - 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.

Si ricorda che qualunque tecnica di geofisica applicata ha un margine di errore intrinseco variabile in funzione del tipo di tecnica usata, di strumentazione utilizzata e di problematiche incontrate durante la fase di acquisizione. Infine, i profili di Vs ricavati con questa metodologia, come tutti i metodi indiretti, non presentano una soluzione univoca e quindi più modelli possono fornire curve sintetiche simili tra loro.

CONCLUSIONI

Dall'indagine geognostica svolta è emersa una discreta continuità spaziale dei terreni direttamente investigati in quanto mantengono le stesse caratteristiche granulometriche e deposizionali per un ampio tratto di questa fascia di territorio pianeggiante più prossimo alle colline di Marostica.

Tralasciando i primi 0.5-0.6 m di terreno agrario rimaneggiato, i singoli livelli alluvionali denotano parametri geotecnici via via più elevati passando da sabbie-limose, fino ai – 1.4 m dal p.c. attuale, a ghiaia e sabbia mista sempre più addensata dai – 1.4 / 2.5 m dal p.c. a ghiaia e ciottoli ben addensata (da – 3.0 m).

In relazione all'intervento edilizio in progetto, che prevede la ristrutturazione dei fabbricati padronali esistenti e la nuova costruzione di un parcheggio con piano interrato, subito a nord, oltre che di un edificio plurifamiliare, posto a sud del lotto, le opere di fondazione verranno collocate sia a – 0.8 m che a - 3.0 m dal p.c. attuale. Le verifiche agli Stati Limite effettuate hanno permesso di definire il carico massimo ammissibile che nel primo caso vale $Q_{amm}=109$ KPa e nel secondo caso $Q_{amm}=268$ KPa per metro quadrato di **siffatta tipologia di fondazione**; non essendo però noti i carichi strutturali di progetto, **si rimanda al tecnico progettista delle opere strutturali la dovuta verifica SLU ai ss. del D.M. 17/01/2018**. *Si consiglia in ogni caso di prevedere sotto-fondazioni continue o platea sufficientemente rigida da trasmettere un carico pressochè uniforme su tutta l'impronta dell'edificio ed indipendente dalle strutture adiacenti e a diretto contatto laterale.*

Per quanto riguarda i cedimenti attesi, nel caso di appoggio su terreni granulari a medio alto addensamento presenti oltre i – 3.00 m dal piano campagna, **non sono previsti cedimenti di consolidazione**. Eventuali cedimenti/assestamenti saranno di natura elastica, stimabili sulla base delle resistenze di punta nell'ordine di 1 cm massimo, e andranno esaurendosi una volta sovrimposto il carico del fabbricato.

La *verifica di stabilità del fronte di scavo* ha evidenziato che non è consigliabile mantenere un fronte verticalizzato in quanto i terreni alluvionali campionati sono altamente suscettibili di cedimento; è opportuno pertanto inclinare il fronte di almento 60° (45° per la porzione più superficiale) ed intervenire lungo il lato ovest, a ridosso dell'edificio esistente, con delle *opere provvisoriali* in grado di contenere qualsiasi cedimento o allentamento del terreno posto al di sotto del ciglio scavo.

La *prospezione sismica* condotta in sito mediante la tecnica HVSR ha permesso di individuare la frequenza di risonanza del sito d'intervento oltre la misura delle onde Vs equivalenti come previsto dalla

normativa vigente (NTC2018). Dalla ricostruzione del quadro geologico e geofisico emerso dall'indagine, si prevede l'inserimento del sito d'intervento nella **Categoria di Sottosuolo B** dei terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti contraddistinta da $V_{seq} > 360 \text{ m/s}$ e $< 800 \text{ m/s}$ e caratterizzati da un miglioramento della proprietà meccaniche in profondità.

Bassano, 04.08.2020

Dott.ssa Lilia Viero



ALLEGATI: DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

DPSH 1



DPSH 2



DPSH 3



HVSR 1

