

RELAZIONE GEOLOGICA E RELAZIONE GEOTECNICA



Il relatore
Geol. Lilia Viero



Studio : Viale Pecori Giraldi, 18 – 36061 Bassano del Grappa
C.F. VRILLI69B67E970T - mail: liliaviero@gmail.com

Progetto : *PUA Residenziale*
ATO n°13 – Zona C3/107

Ubicazione :
Via delle Pezze

Committenti:
Sigg. Scudiero e Rebellato

Dicembre 2025

INDICE

PREMESSA.....	3
RELAZIONE GEOLOGICA.....	4
1. CARATTERISTICHE IDROGRAFICHE E MORFOLOGICHE	4
<i>ESTRATTO TAVOLA DELLA FRAGILITA' DEL PAT.....</i>	6
2. CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE DELL'AREA IN ESAME	7
<i>ESTRATTO TAVOLA LITOLOGICA DEL PATI.....</i>	8
3. CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE DEL SOTTOSUOLO.....	9
<i>ESTRATTO TAVOLA IDROGEOLOGICA DEL PAT</i>	10
4. PERICOLOSITA' IDRAULICHE NELL' AREA D'INTERVENTO	11
<i>ESTRATTO CARTA DEL RISCHIO IDRAULICO DEL TERRITORIO COMUNALE.....</i>	12
<i>ESTRATTO CARTA DELLA PERICOLOSITA' IDRAULICA – PGRA 2021 2027.....</i>	12
<i>ESTRATTO CARTA DEL RISCHIO IDRAULICO - PGRA 2021 2027.....</i>	13
5. PERICOLOSITA' SISMICA NELL' AREA D'INTERVENTO	13
<i>ESTRATTO MAPPA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DEL VENETO.....</i>	14
<i>ESTRATTO TAVOLA DELLE MICROZONE OMOGENEE IN PROSPETTIVA SISMICA MS 1.....</i>	15
<i>ESTRATTO TAVOLA DELLA MOCROZONAZIONE SISMICA LIVELLO 2 – FA</i>	16
RELAZIONE GEOTECNICA.....	17
1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE.....	17
<i>ALLEGATI: DATI E DIAGRAMMI PROVE PENETROMETRICHE</i>	18
2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMO E DI ESERCIZIO	22
- VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO.....	22
- VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO.....	24
3. VERIFICHE SISMICHE NEL SITO D'INTERVENTO	26
- INTERPRETAZIONE DELLE MISURE ESEGUITE.....	28
- IL MODELLO SISMICO LOCALE	30
4. VERIFICHE ALLA LIQUEFAZIONE	32
<i>ALLEGATI : DIAGRAMMI DI VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE</i>	34
CONCLUSIONI.....	39
<i>DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA PROVE IN SITO.....</i>	41

PREMESSA

La presente indagine geologica e caratterizzazione geotecnica del sottosuolo è stata eseguita in relazione al piano urbanistico attuativo per la *realizzazione di due lotti residenziali*, in Via delle Pezze, nel territorio comunale di Cittadella.

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 esplicativa del 21.01.19 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 in base alle categorie di sottosuolo previste dal D.M. 2018, utilizzando i dati di una prospezione sismica condotta nelle vicinanze, mediante la tecnica HVSR (tromino), per conoscere la *frequenza* propria di risonanza di sito.

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 terreni che vanno a comporre il substrato di fondazione dell'area d'intervento; quindi sulla base dei risultati di alcune *Prove Penetrometriche Dinamiche* e di un paio di *prospezioni sismiche passive* condotte all'interno dei due lotti edificabili, sono stati valutati i parametri geotecnici più significativi del substrato di fondazione dei futuri fabbricati residenziali in progetto.

RELAZIONE GEOLOGICA

1. CARATTERISTICHE IDROGRAFICHE E MORFOLOGICHE

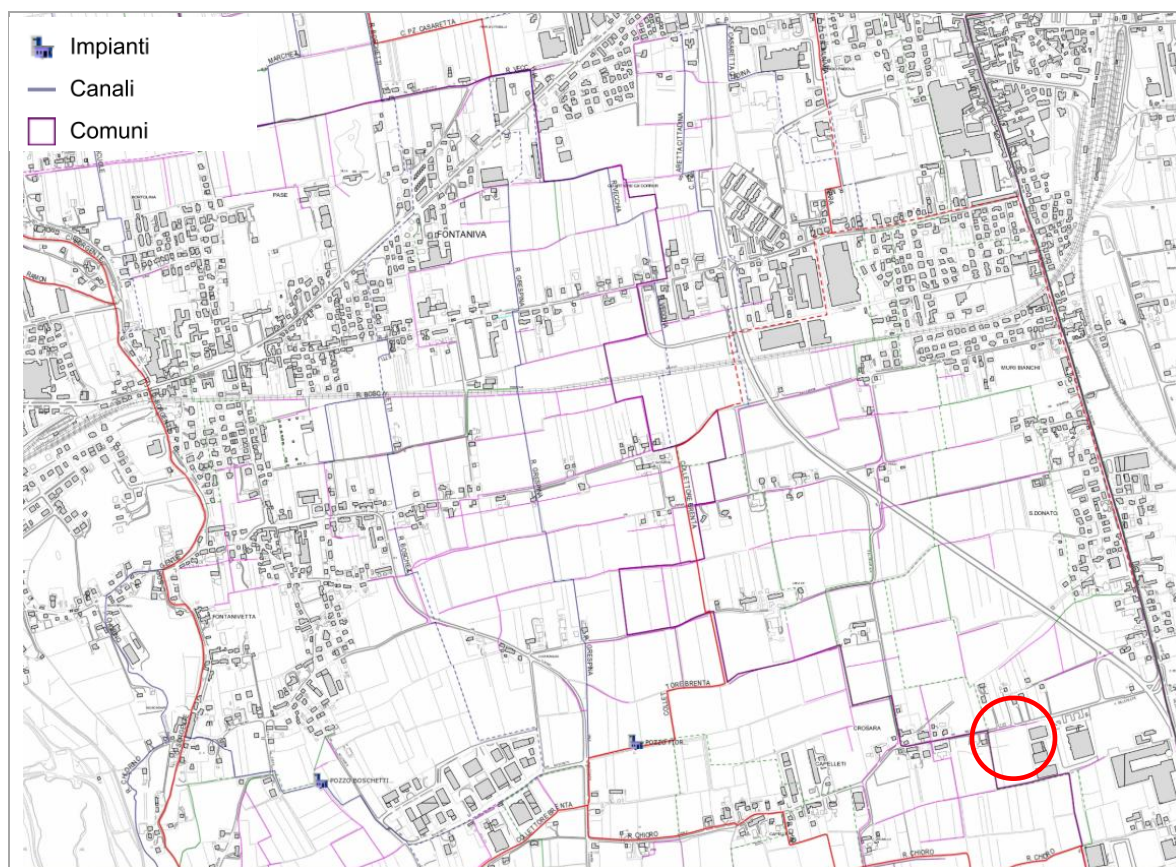
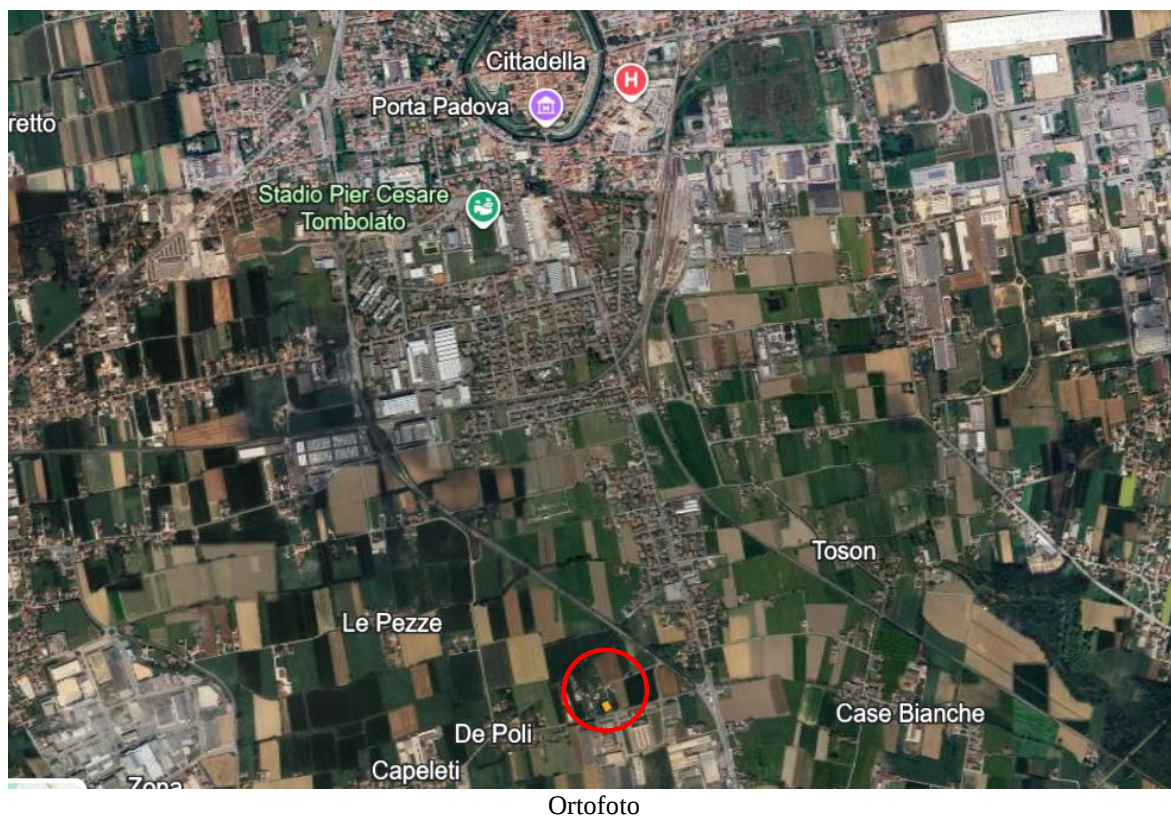
L'area d'intervento si colloca a sud del centro abitato di Cittadella, a qualche chilometro di distanza, nell'ampia pianura alluvionale del fiume Brenta.

Questi scorre attualmente ad una quota inferiore di qualche metro rispetto la pianura circostante ed 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).

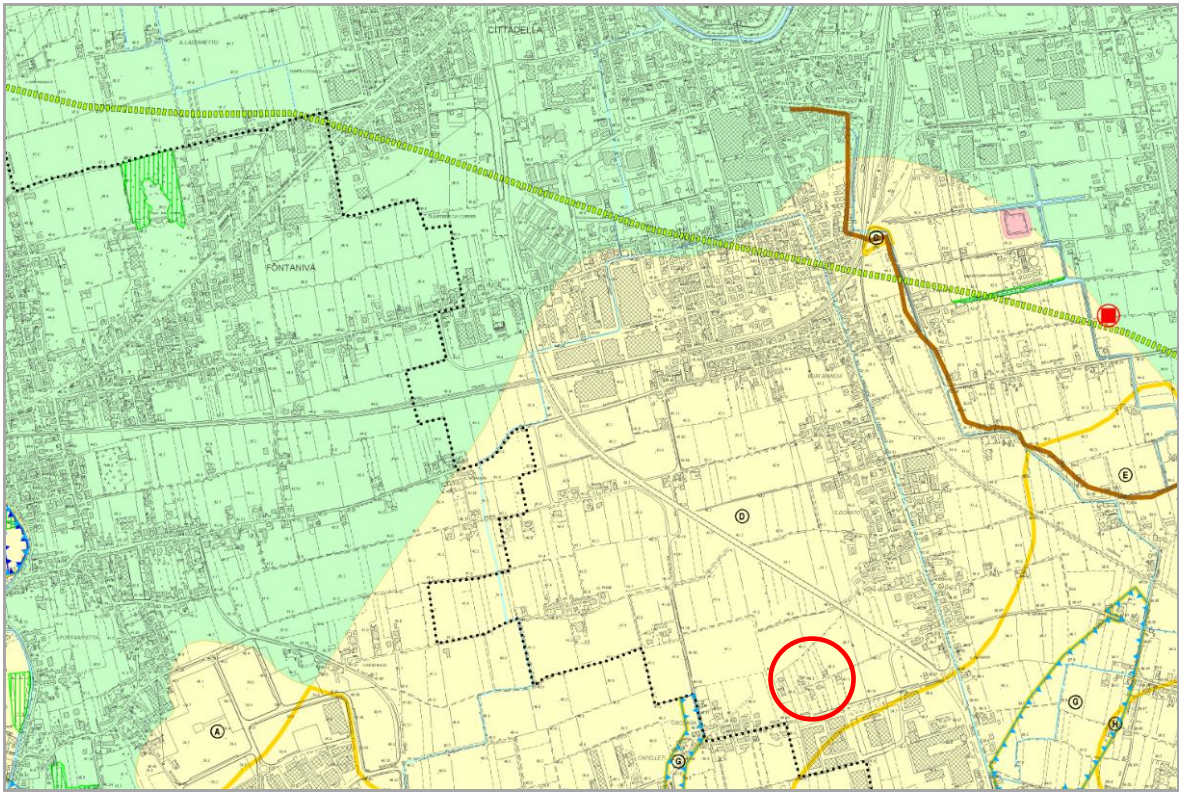
L'ambito del PUA confina verso sud con la strada comunale e verso est con il tracciato di una strada carrabile che conduce ad una proprietà privata già edificata; sul fianco ovest è presente un boschetto mentre perimetralmente ai terreni coltivati sono presenti delle canalizzazioni irrigue di proprietà consortile che, oltre all'irrigazione garantiscono il naturale deflusso delle acque superficiali verso valle.

UBICAZIONE AREA D'INTERVENTO

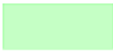
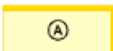
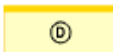


CARTOGRAFIA RETE IDRICA SUPERFICIALE - Fonte Consorzio Bonifica Brenta

ESTRATTO TAVOLA DELLA FRAGILITA' DEL PAT



LEGENDA

Area idonea	
	Buone/ottime caratteristiche geotecniche dei terreni, assenti o assai limitati fenomeni e rischi di esondazione, prof. falda > 3 m
Area idonea a condizione	
	Buone/ottime caratteristiche geotecniche dei terreni, prof. falda < 3 m; assenti fenomeni di esondazione e rischio idraulico
	Medioci caratteristiche geotecniche dei terreni, prof. falda > 3 m; assenti fenomeni di esondazione e rischio idraulico
Area non idonea	
	Terreni medioci, prof. falda > 3 m; fenomeni esondazione assenti
Aree soggette a dissesto idrogeologico	
	Area esondabile o a periodico ristagno idrico
	Area soggetta ad erosione

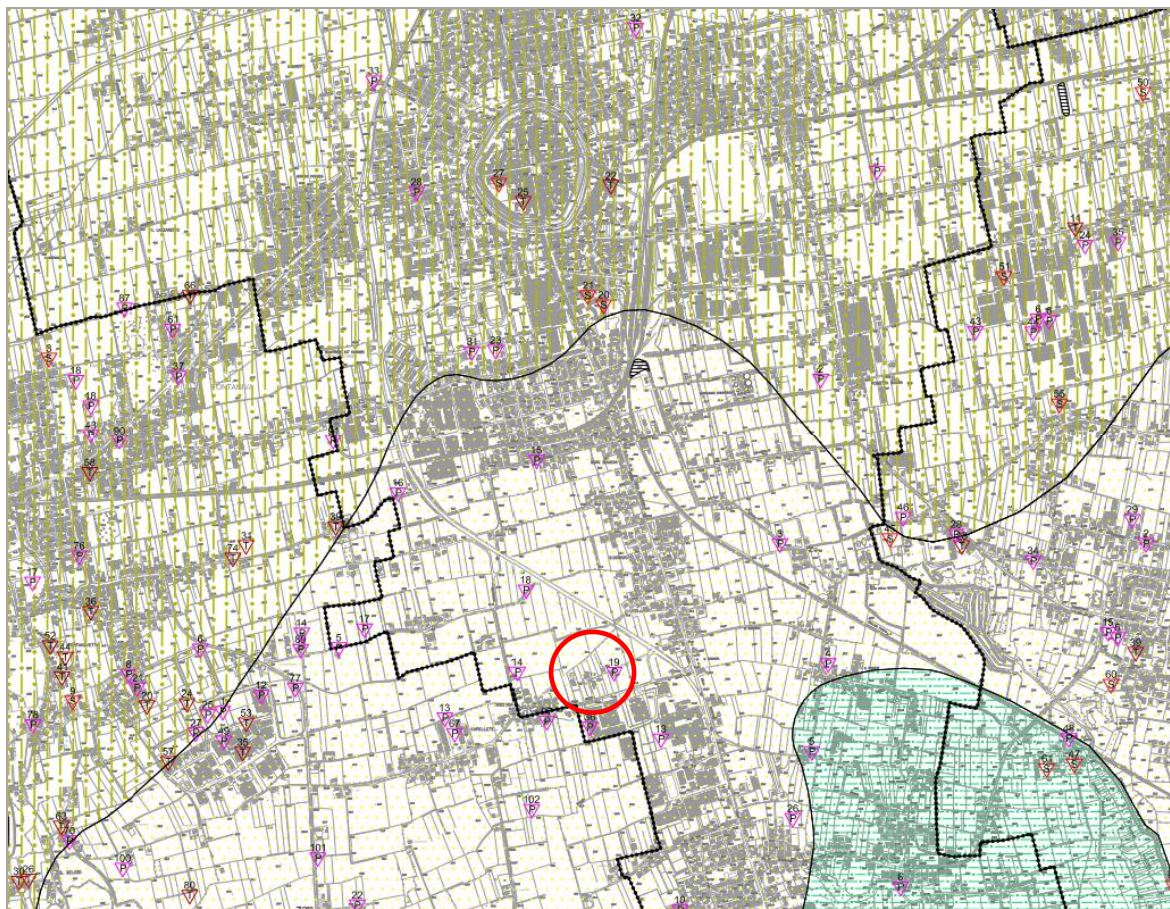
2. CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE DELL'AREA IN ESAME

Il sottosuolo dell'area in esame è contraddistinto da una potente successione di alluvioni, antiche e recenti del fiume Brenta, a caratteristiche granulometriche variabili da medio-grossolane, quali ghiaie e sabbie, a medio fini quali sabbie e limi fino a prevalere in limi-argillosi nella porzione sud-orientale del territorio.

Questo materasso incoerente si diversifica pertanto da nord a sud del territorio comunale dove si assiste al passaggio da un *sistema a falda libera* ad un *sistema a multifalde* fra loro sovrapposte. Data la buona classazione degli elementi grossolani, si possono trovare nella pianura alluvionale circostante e soprattutto in prossimità dell'alveo del fiume Brenta, diversi siti estrattivi in cui sono state coltivate, soprattutto in passato, le ghiaie più pure ad ampio uso commerciale.

Si allega l'estratto della carte *Litologica* del PATI dove sono state evidenziate le diverse aree territoriali in relazione alla granulometria, alla densità e alla permeabilità del sottosuolo.

ESTRATTO TAVOLA LITOLOGICA DEL PATI



LEGENDA

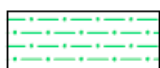
MATERIALI ALLUVIONALI, FLUVIOGLACIALI, LACUSTRI E PALUSTRI :



Materiali granulari fluviali e/o fluvioglaciali antichi a tessitura prevalentemente ghiaiosa e sabbiosa più o meno addensati;
Terreni e depositi altamente permeabili per porosità ($K > 1 \text{ cm/s}$)



Materiali sciolti di deposito recente ed attuale dell'alveo mobile e delle aree di esondazione recente;
Terreni e depositi mediamente permeabili per porosità ($10^{-4} < K < 10^{-1} \text{ cm/s}$)



Materiali alluvionali, fluvio-glaciali, morenici o lacustri a tessitura prevalentemente limo-argillosa; Terreni e depositi poco permeabili
(da $10^{-6} < K < 10^{-4} \text{ cm/s}$); Nel territorio di Campo San Martino:
Terreni e depositi praticamente impermeabili ($K < 10^{-6} \text{ cm/s}$)



Materiali alluvionali, fluvio-glaciali, morenici o lacustri a tessitura prevalentemente sabbiosa; Terreni e depositi da mediamente a poco permeabili per porosità ($10^{-6} < K < 10^{-1} \text{ cm/s}$); Nel territorio di Campo San Martino:
Terreni e depositi poco permeabili per porosità ($10^{-6} < K < 10^{-4} \text{ cm/s}$);



Materiali di riporto con spessore significativo
Terreni e depositi mediamente permeabili per porosità ($10^{-4} < K < 10^{-1} \text{ cm/s}$)

3. CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE DEL SOTTOSUOLO

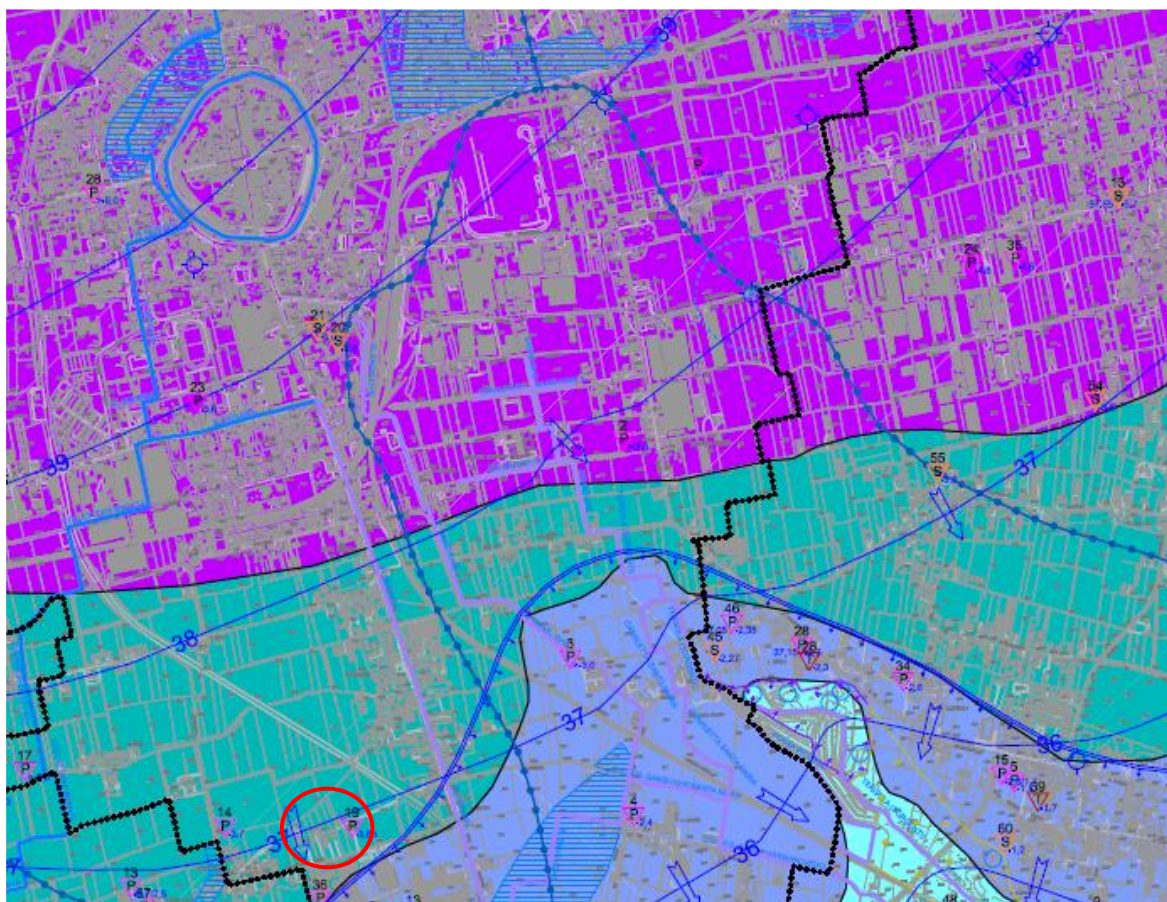
Nel sottosuolo dell'area in esame ha sede una falda acquifera alimentata in gran parte dalle dispersioni in alveo del vicino fiume Brenta e, secondariamente, dagli apporti diretti dovuti sia alle precipitazioni meteoriche sia alle infiltrazioni della rete d'irrigazione superficiale.

La quota di tale superficie freatica, misurata nei pozzi idrici presenti in zona, si colloca a circa 45 m s.l.m. che, rispetto la superficie del piano campagna (50 m s.l.m.) equivale a - 5 m circa di profondità. I depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi raggiungono una potenza complessiva di diverse decine di metri e rappresentano *l'acquifero indifferenziato* sotterraneo contenente un'unica falda freatica principale posta alla profondità sopraindicata.

Come evidenziato nell'allegata *Carta Idrogeologica del territorio comunale* la direzione di deflusso della falda idrica sotterranea avviene partendo da O-NO verso E-SE , in linea con l'andamento delle acque superficiali, con un gradiente medio pari al 3%.

Le sue oscillazioni stagionali dipendono dall'alternarsi delle fasi di piena e di magra del fiume Brenta oltre che dagli eventi pluviometrici a carattere alluvionale con escursioni medie annue di 3 - 4 m circa. Tutti i corsi d'acqua passanti in superficie, quali rogge o canali di derivazione idraulica più importanti, possono condizionare nelle loro più immediate vicinanze tali oscillazioni in quanto essi sono spesso disperdenti sia sui fianchi che sul fondo.

ESTRATTO TAVOLA IDROGEOLOGICA DEL PAT

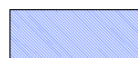


LEGENDA

ACQUE SOTTERRANEE :



Area con profondità falda freatica compresa tra 0 e 1.5 m dal p.c.



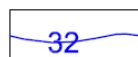
Area con profondità falda freatica compresa tra 1.5 e 3 m dal p.c.



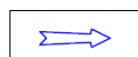
Area con profondità falda freatica compresa tra 3 e 5 m dal p.c.



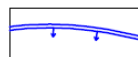
Area con profondità falda freatica > 5 m dal p.c.



Linea Isofreatica e sua quota assoluta (m s.l.m.)



Direzione di flusso della falda freatica



Limite superiore della linea delle risorgive

4. PERICOLOSITA' IDRAULICHE NELL'AREA D'INTERVENTO

Nel lotto d'intervento sono stati riscontrati fenomeni di *rallentamento nel deflusso delle acque superficiali* così come problematiche connesse a situazioni di *pericolosità idraulica*.

Infatti la presenza di canalizzazioni di scolo, che normalmente attraversano i terreni agricoli circostanti, presentano sezioni idrauliche idonee a garantire il naturale deflusso delle acque in esse convogliate.

Anche la morfologia del piano campagna favorisce il deflusso verso valle in quanto i mappali posti a nord della strada comunale si trovano a quote superiori rispetto le aree limitrofe, e soprattutto rispetto l'alveo del fiume Brenta, che scorre verso ovest a pochi chilometri di distanza.

Anche con la recente pubblicazione del Piano di Gestione Rischio Alluvioni (2021 - 2027) l'area d'indagine non risulta esposta a suscettibilità idraulica per fenomeni di alluvionamento, come si evince dagli estratti cartografici di seguito riportati.

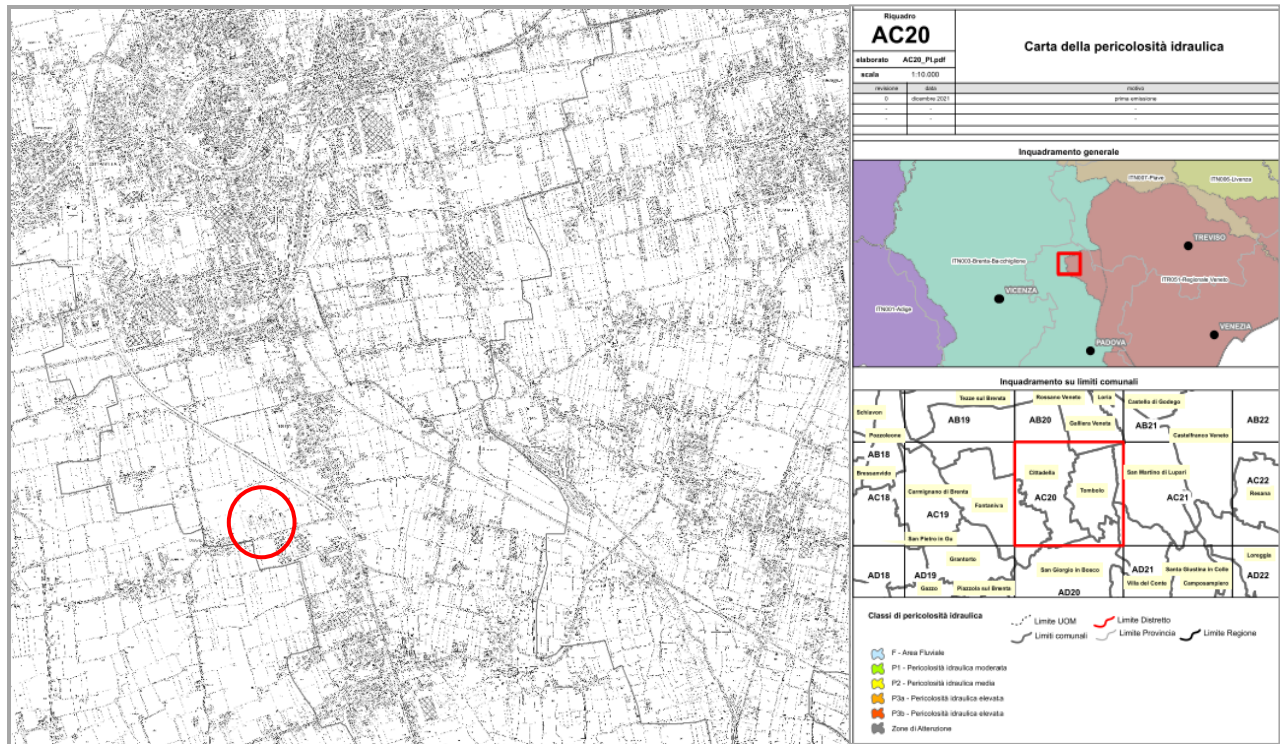
ESTRATTO CARTA DEL RISCHIO IDRAULICO DEL TERRITORIO COMUNALE



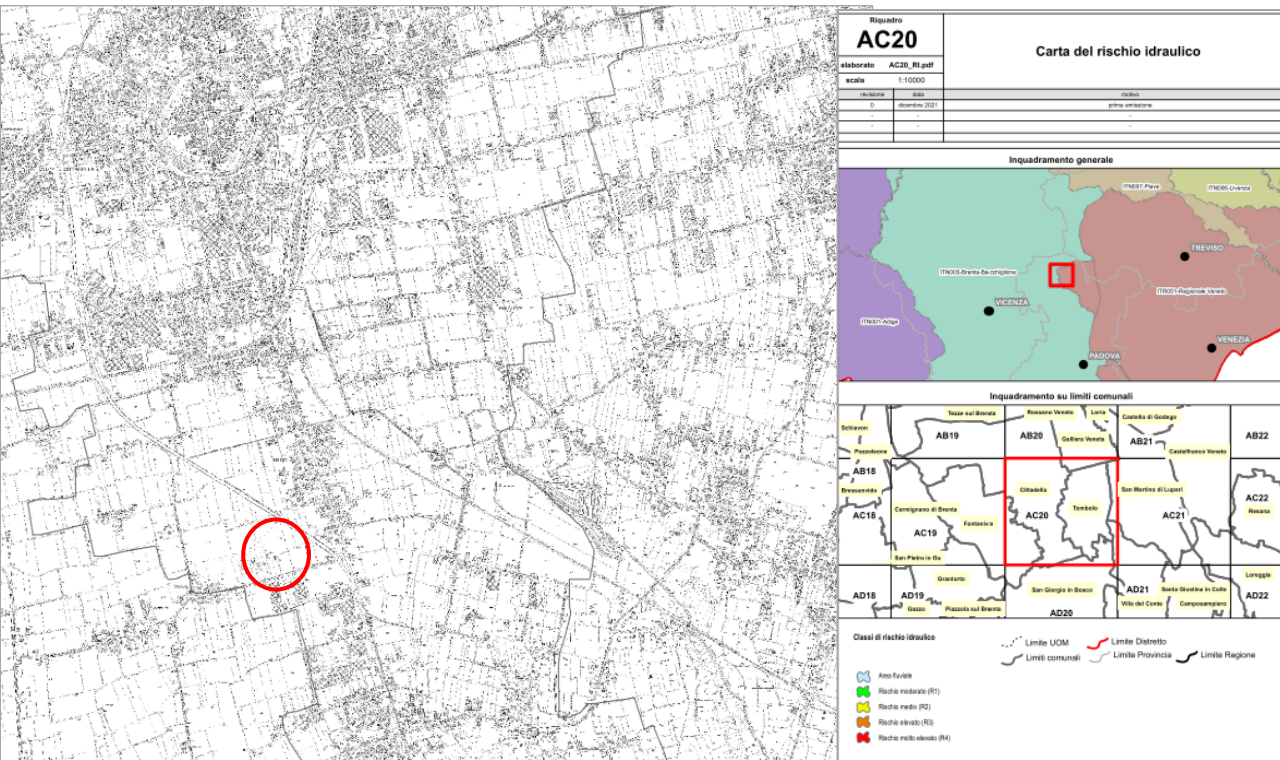
LEGENDA

-  Aree soggette ad allagamenti
-  Aree a MEDIA pericolosità per problemi di rete di bonifica
-  Aree ad ALTA pericolosità per problemi di rete di bonifica
-  Aree a rischio esondazione Fiume Brenta
-  PAI - P1 - Aree a moderata pericolosità
-  PAI - P2 - Aree a media pericolosità
-  PAI - P3 - Aree ad elevata pericolosità
-  PAI - P4 - Aree fluviale del Fiume Brenta
-  Idrografia Principale
-  Idrografia Secondaria

ESTRATTO CARTA DELLA PERICOLOSITA' IDRAULICA - PGRA 2021 2027



ESTRATTO CARTA DEL RISCHIO IDRAULICO - PGRA 2021 2027



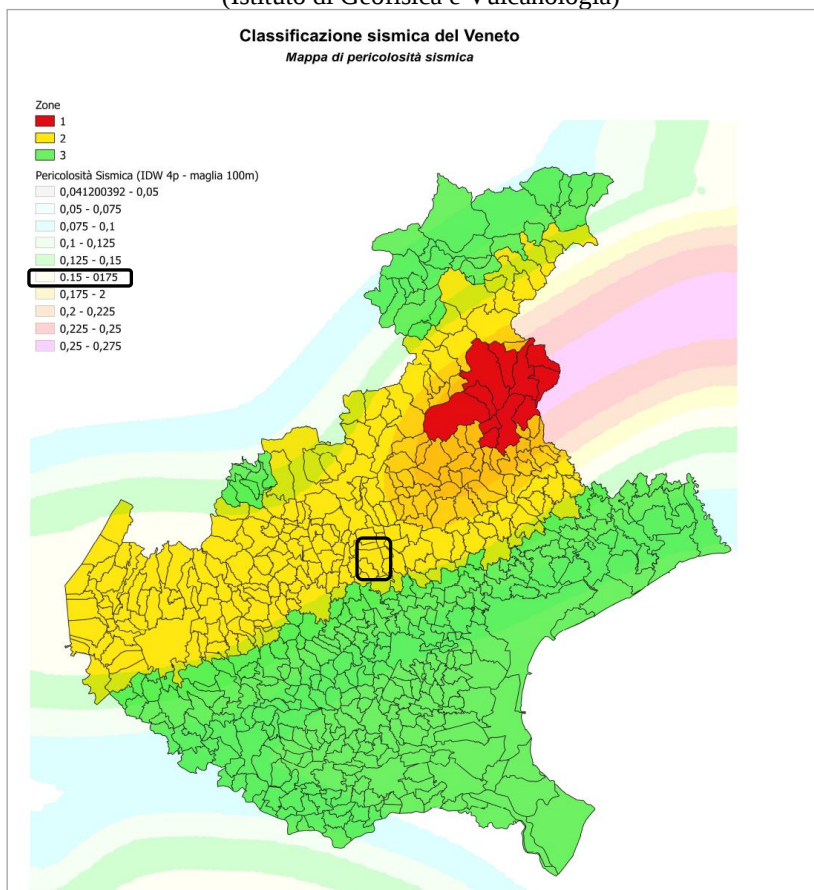
5. PERICOLOSITA' SISMICA NELL'AREA D'INTERVENTO

La Giunta Regionale del Veneto con deliberazione n°244 del 9/3/2021 ha recentemente modificato gli ambiti di *Pericolosità Sismica* del suo territorio che è stato così suddiviso in 3 ambiti a pericolosità sismica decrescente (da 1 a 3). Il comune di Cittadella, come per la maggior parte dei comuni del Veneto, è stato inserito nella **zona sismica 2** che corrisponde ad una *pericolosità sismica* medio-bassa.

Questa zona prevede un'accelerazione orizzontale dello spettro di risposta elastica di picco pari a **0,2 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 **0,175 - 0,2 g** (cfr. allegato).

ESTRATTO MAPPA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DEL VENETO

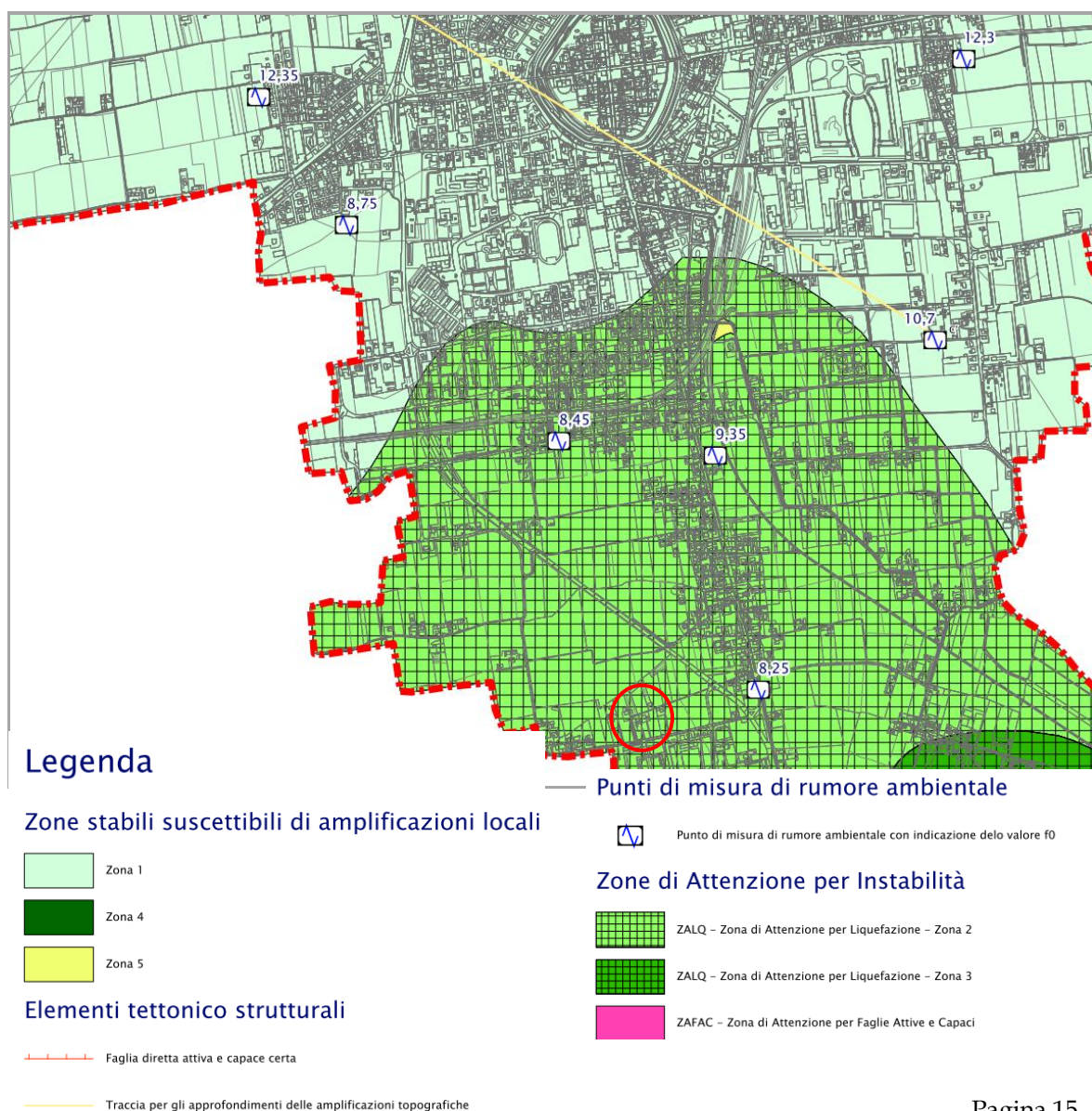
(Istituto di Geofisica e Vulcanologia)



Dalle misurazioni effettuate in zona e come confermato anche dallo Studio di Microzonazione sismica condotto dal comune, il sottosuolo del sito d'intervento è composto da depositi sabbioso-ghiaiosi prevalenti anche se **non va trascurata la presenza di sabbie fini superficiali in falda che, in occasione di scuotimenti sismici di particolare intensità, possono determinare fenomeni di Liquefazione con collasso delle opere di strutturali.**

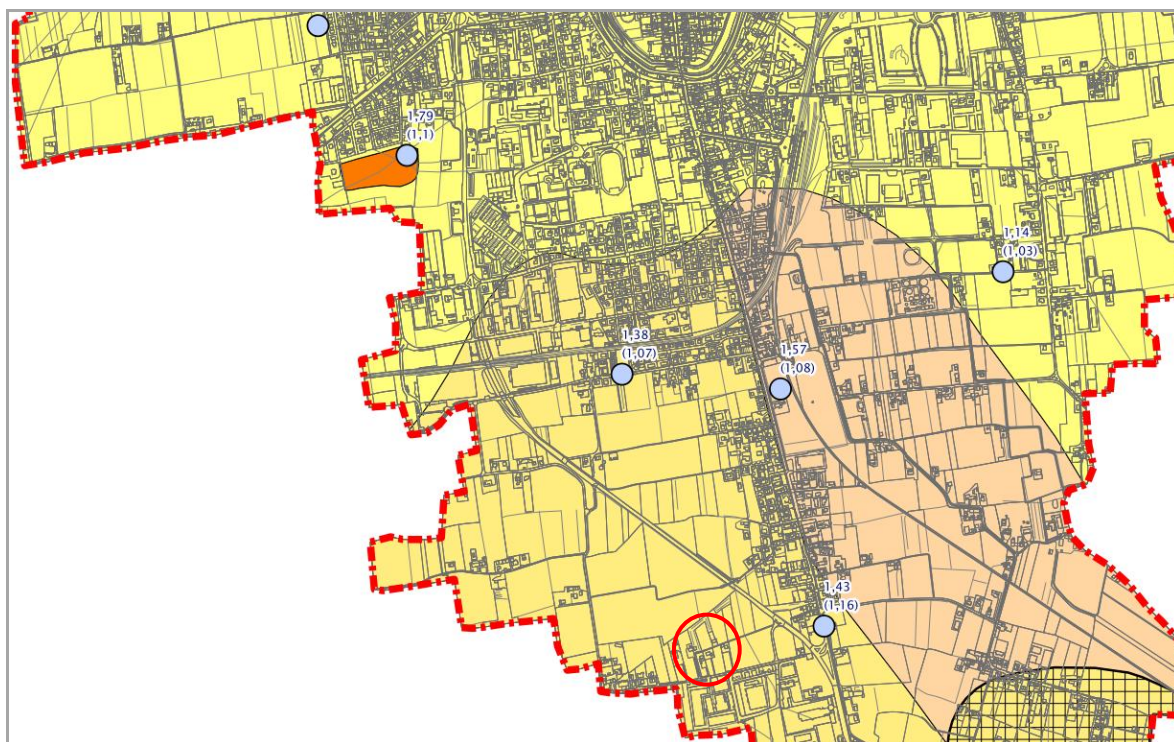
Nella cartografia della *Microzonazione Sismica di 1° livello* redatta dal comune di Cittadella il sottosuolo del sito d'intervento era stato incluso tra le *zone di Attenzione per instabilità dovuta alla Liquefazione.*

ESTRATTO TAVOLA DELLE MICROZONE OMOGENEE IN PROSPETTIVA SISMICA MS LIVELLO 1



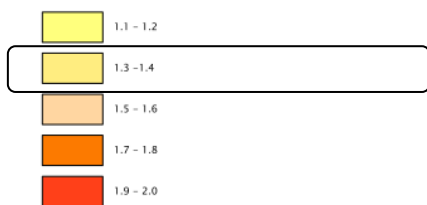
Con gli approfondimenti prodotti nello studio di Microzonazione Sismica di Secondo e Terzo livello l'area d'indagine rientra tra le **Zone Stabili suscettibili di amplificazioni locali** per la presenza di depositi fini verso la superficie del piano campagna. Tali amplificazioni si mantengono comunque intorno a valori medio-bassi in quanto il fattore di "amplificazione" $F_a = 1.3 - 1.4$

ESTRATTO TAVOLA DELLA MICROZONAZIONE SISMICA LIVELLO 2 - FA



Legenda

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali



Zone di Attenzione per Instabilità (Livello 2)



FA
(F_{av}) Fattore di amplificazione

RELAZIONE GEOTECNICA

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Per verificare la successione stratigrafica nel sito d'intervento sono state eseguite un paio di *prove penetrometriche dinamiche* con penetrometro dinamico pesante DPH a massa battente 63,5 Kg ed un paio di *prospezioni sismiche* con tecnica Re.Mi ed HVSR (cfr. paragrafo 3).

Dai risultati ottenuti è emersa una buona continuità spaziale dei depositi alluvionali direttamente investigati, anche se vi possono essere lievi differenze negli spessori dei depositi sciolti più superficiali, a caratteristiche tipicamente lentiformi. **Il substrato ghiaioso ben addensato è stato individuato a - 5.0 m dalla quota attuale del piano campagna** mentre più in superficie il terreno campionato di natura sabbiosa prevalente denota una minor stato di addensamento opponendo una moderata resistenza alla penetrazione dello strumento utilizzato. **E' stata inoltre appurata la presenza di una superficie idrica sotterranea alla profondità di - 3,0 m dalla quota del p.c. attuale che individua il primo livello acquifero nel sottosuolo.**

Si riportano qui di seguito i risultati ottenuti dalle due prove penetrometriche dinamiche condotte nei due lotti del Piano:

– dal p.c. a - 1.4/2.0 m

1. Terreno limoso-sabbioso fine

- | | |
|------------------------|-------------------------------|
| – resistenza dinamica | Rpd = 23 - 33 Kg/cmq |
| – densità relativa | Dr = 18 % |
| – peso unità di volume | $\gamma = 1,7 \text{ ton/mc}$ |
| – prova Nspt | Nspt = 4 / 5 |

.....
– da - 1.4 / 2.0 m a - 3.4 / 5.0 m

2. Banco limoso-sabbioso poco addensato in falda

- | | |
|----------------------------------|-----------------------|
| – resistenza dinamica | Rpd = 90 - 100 Kg/cmq |
| – densità relativa | Dr = 40 % |
| – angolo di resistenza al taglio | $\phi' = 33^\circ$ |

- peso unità di volume $\gamma = 1,8 \text{ ton/mc}$
- prova Nspt $N_{spt} = 12 / 16$

.....
- da - 3.4/5.0 m a - 4.8 /6.0 m

3. Banco limoso-sabbioso poco addensato in falda

- resistenza dinamica $R_{pd} = 38 - 35 \text{ Kg/cm}^2$
- densità relativa $D_r = 25 \%$
- angolo di resistenza al taglio $\phi' = 27^\circ$
- peso unità di volume $\gamma = 1,8 \text{ ton/mc}$
- prova Nspt $N_{spt} = 5 / 7$

.....
- da - 4.8 /6.0 m a - 8.2 /8.6 m

4. Ghiaia in matrice sabbiosa moderatamente addensata

- resistenza dinamica $R_{pd} = 83 - 88 \text{ Kg/cm}^2$
- densità relativa $D_r = 46 - 48 \%$
- peso unità di volume $\gamma = 1,9 \text{ ton/mc}$
- angolo di resistenza al taglio $\phi' = 34^\circ$
- prova Nspt $N_{spt} = 17 / 18$

.....
- da -8.2 /8.6 m a - 9.2 /9.6 m

5. Ghiaia in scarsa matrice sabbiosa ben addensata

- resistenza dinamica $R_{pd} > 190 \text{ Kg/cm}^2$
- densità relativa $D_r > 70 \%$
- peso unità di volume $\gamma = 1,9 \text{ ton/mc}$
- angolo di resistenza al taglio $\phi' = 44^\circ$
- prova Nspt $N_{spt} = 43$

.....
Si riportano in allegato i risultati della due prove e la loro ubicazione all'interno dei due lotti del piano di lottizzazione.

ALLEGATI: DATI E DIAGRAMMI PROVE PENETROMETRICHE

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUDDIVISIONE GEOTECNICA											DIN		1	
											Riferimento		059-2025	
Committente Arch.tto Nicola Valotto											U.M.: kg/cm²		Data eseg. 18/11/2025	
Cantiere PUA residenziale											Pagina 1			
Località Via delle Pezze Cittadella											Elaborato		Falda -2,80 m da quota inizio	
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	3	1,51	5	23	33	92	43	1,16	Coes./Gran.	Limo sabbioso		
2	1,40 : 5,00	Media	8	1,51	12	69	76	143	88	3,46	Granulare	Sabbia e Ghiaia		
3	5,00 : 6,20	Media	3	1,51	5	27	24	137	43	1,33	Coes./Gran.	Limo sabbioso		
4	6,20 : 8,60	Media	12	1,51	18	88	88	181	121	4,39	Granulare	Sabbia e Ghiaia		
5	8,60 : 9,60	Media	29	1,51	43	193	191	239	243	9,64	Granulare	Ghiaia e Ciottoli		
NATURA COESIVA														
n°	profondità m	Nspt colpi	Cu kg/cm²	Ysat t/m³	W %	e -	Mo kg/cm²	Dr %	ø °	E' kg/cm²	Ysat t/m³	Yd t/m³	Mo kg/cm²	Liq. -
1	0,00 : 1,40	5	0,31	1,83	39,28	1,06	33	18	25	230	1,88	1,41	127	---
2	1,40 : 5,00	12	---	---	---	---	---	38	30	284	1,94	1,52	207	---
3	5,00 : 6,20	5	0,31	1,83	39,28	1,06	33	18	25	230	1,88	1,41	127	---
4	6,20 : 8,60	18	---	---	---	---	---	47	34	330	1,98	1,57	275	---
5	8,60 : 9,60	43	---	---	---	---	---	78	44	523	2,11	1,79	488	---

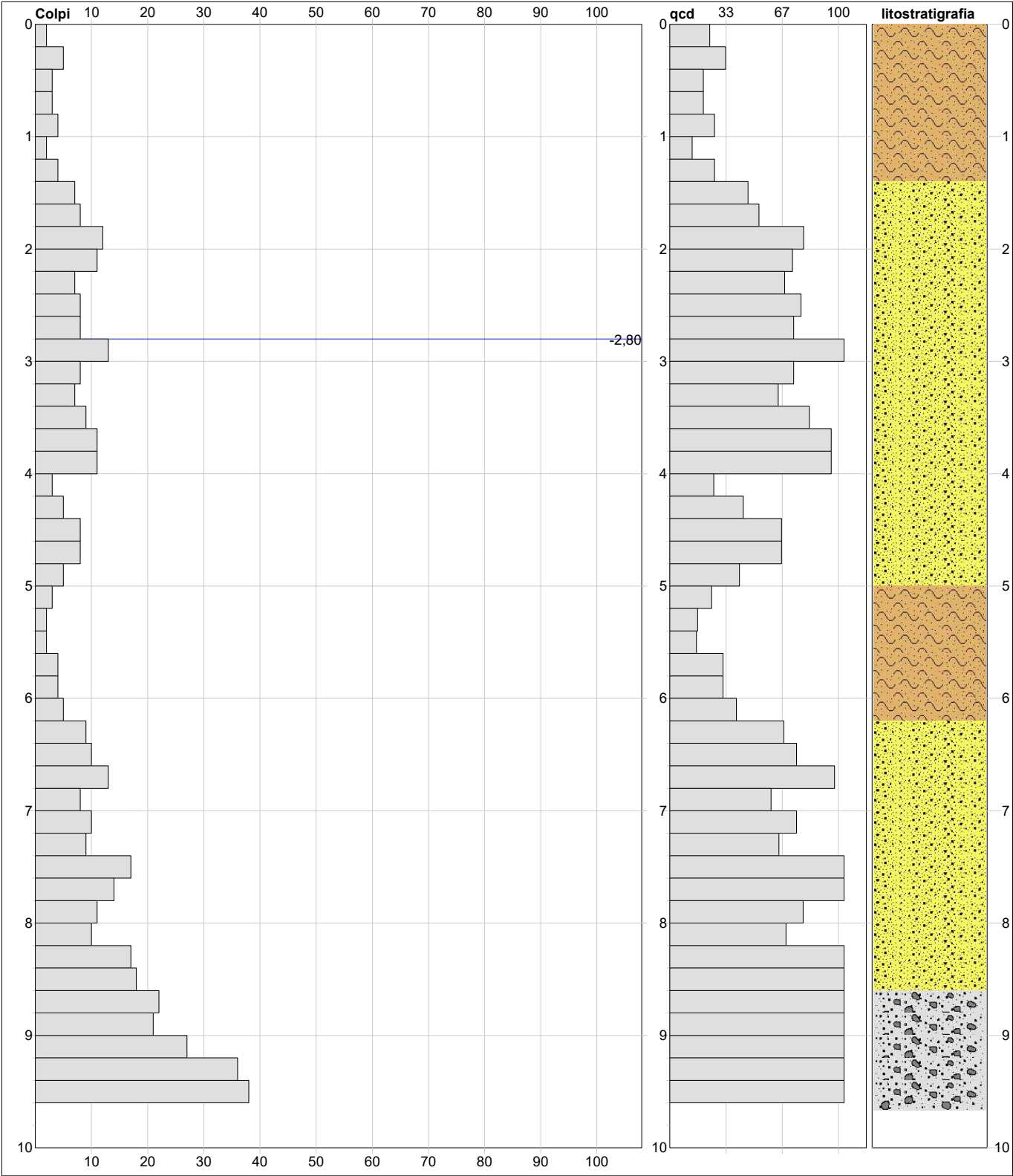
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUDDIVISIONE GEOTECNICA											DIN		2	
											Riferimento		059-2025	
Committente Arch.tto Nicola Valotto											U.M.: kg/cm²		Data eseg. 18/11/2025	
Cantiere PUA residenziale											Pagina 1			
Località Via delle Pezze Cittadella											Elaborato		Falda -3,00 m da quota inizio	
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 : 2,00	Media	3	1,51	4	29	26	95	36	1,47	Coes./Gran.	Limo sabbioso		
2	2,00 : 3,40	Media	10	1,51	16	99	101	146	110	4,93	Granulare	Sabbia e Ghiaia		
3	3,40 : 4,80	Media	4	1,51	7	38	35	137	57	1,91	Coes./Gran.	Limo sabbioso		
4	4,80 : 8,20	Media	11	1,51	17	83	83	175	116	4,15	Granulare	Sabbia e Ghiaia		
5	8,20 : 9,20	Media	29	1,51	43	196	199	237	243	9,82	Granulare	Ghiaia e Ciottoli		
NATURA COESIVA														
n°	profondità m	Nspt colpi	Cu kg/cm²	Ysat t/m³	W %	e -	Mo kg/cm²	Dr %	ø °	E' kg/cm²	Ysat t/m³	Yd t/m³	Mo kg/cm²	Liq. -
1	0,00 : 2,00	4	0,25	1,80	41,67	1,13	30	15	24	222	1,87	1,39	116	---
2	2,00 : 3,40	16	---	---	---	---	---	44	33	315	1,97	1,55	252	---
3	3,40 : 4,80	7	0,44	1,86	36,00	0,97	39	25	27	245	1,90	1,45	150	---
4	4,80 : 8,20	17	---	---	---	---	---	46	33	322	1,97	1,56	264	---
5	8,20 : 9,20	43	---	---	---	---	---	78	44	523	2,11	1,79	488	---

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento δ = 30 cm)

DR % = densità relativa σ' (°) = 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

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA	DIN	1
	Riferimento	059-2025

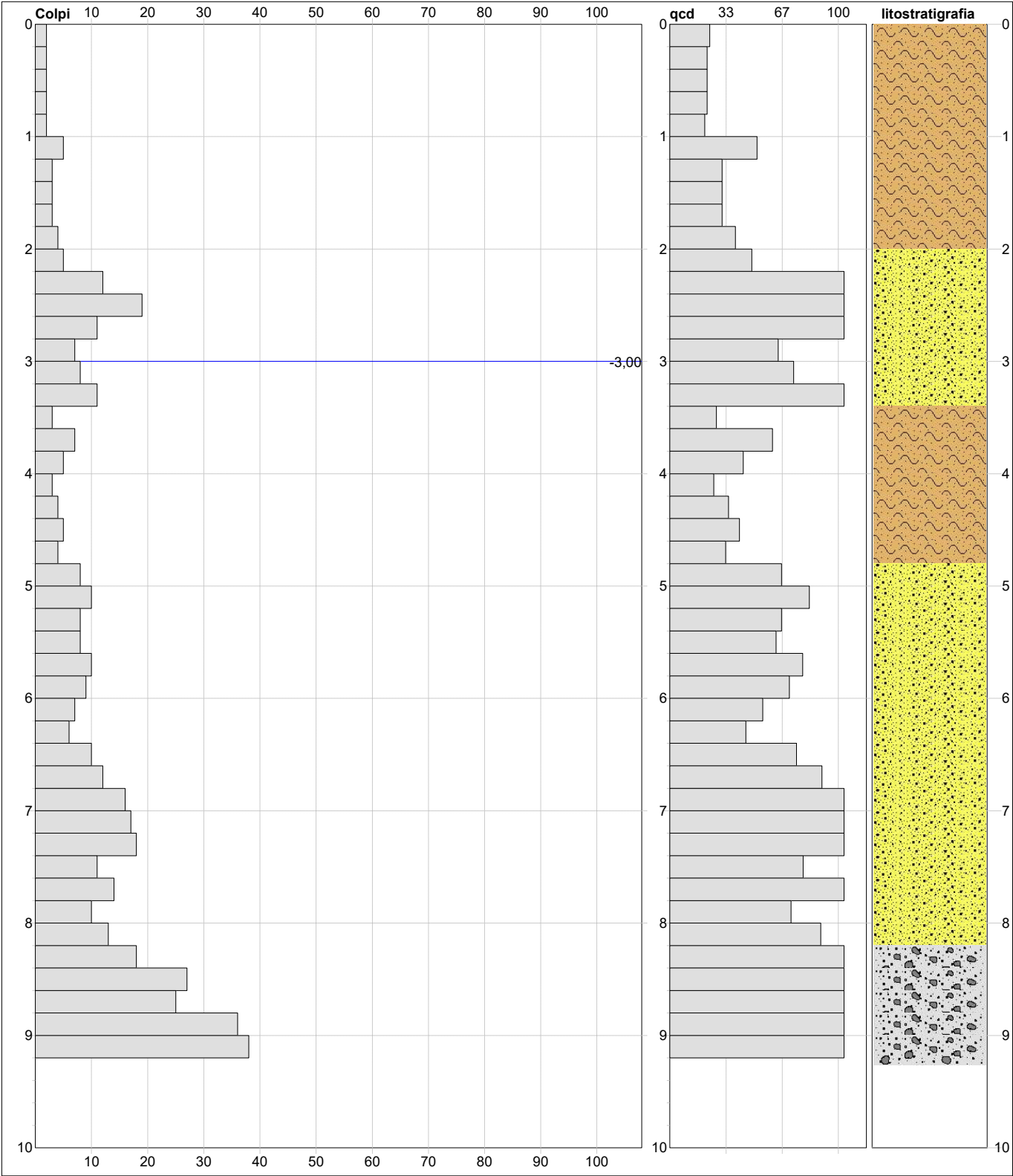
Committente	Arch.tto Nicola Valotto	U.M.: kg/cm²	Data exec.	18/11/2025
Cantiere	PUA residenziale	Scala: 1:50		
Località	Via delle Pezze Cittadella	Pagina 1		
		Elaborato	Quota inizio: : Falda -2,80 m da quota inizio	



Penetrometro: TG63-200Din 63,00 kg 0,75 m 0,20 m	sist.litologico: Personalizzata Responsabile:: Assistente::	preforo m Corr.astine: : kg/ml Cod.ISTAT: 0
--	--	--

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA	DIN	2
	Riferimento	059-2025

Committente	Arch.tto Nicola Valotto	U.M.:	kg/cm²	Data eseg.	18/11/2025
Cantiere	PUA residenziale	Scala:	1:50	Quota inizio: : Falda -3,00 m da quota inizio	
Località	Via delle Pezze Cittadella	Pagina	1		
		Elaborato			



Penetrometro: TG63-200Din 63,00 kg 0,75 m 0,20 m	sist.litologico: Personalizzata Responsabile:: Assistente::	preforo m Corr.astine: : kg/ml Cod.ISTAT: 0
--	--	--

2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMO E DI ESERCIZIO

In ottemperanza a quanto previsto dal nuovo DM 17/1/2018 e successive integrazioni, 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.

Nel caso dell'intervento urbanistico in progetto, sono previsti edifici ad uno o due piani fuoriterra, mentre saranno esclusi piani interrati; pertanto l'imposta delle opere di fondazione verrà spinta a - 0,8 m dalla quota del p.c. attuale, a contatto con i terreni limosi superficiali. Verrà qui di seguito calcolata la capacità portante ed i cedimenti attesi per tale tipologia strutturale .

- VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

La verifica *SLU* verrà eseguita secondo l'*approccio 2* il solo previsto dalla normativa vigente, in quanto più severo per il calcolo delle strutture da realizzare; tale verifica diventa significativa solo se sono noti i carichi permanenti e variabili di progetto e pertanto si rimanda al progettista il calcolo appropriato con la giusta

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 :

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

e ponendo $c = 3 \text{ t/mq}$ (terreni coesivi) e $Z = 0,8 \text{ m}$ quale profondità di posa della fondazione, in presenza di terreno coesivo caratterizzato da un peso di volume $\gamma = 1,7 \text{ t/mc.}$; se la larghezza B e la lunghezza L della fondazione sono molto diverse fra loro in quanto $L = 2 * B$ i coefficienti S_q, S_γ che rappresentano dei fattori correttivi "di forma" di tale fondazione "a platea" assumono i seguenti valori : $S_q = 1,0$ ed $S_\gamma = (1 - 0,2 * B/L) = 1 - (0,2 * 0,5) = 0,9$.

Mancano ora i coefficienti N_c, N_q, N_γ desumibili dall'abaco di Terzaghi in funzione dell'angolo di attrito ϕ che nel caso specifico per $Z = 0,8$ $\phi' = 0^\circ$ valgono:
 $N_q = 1$ $N_c = 5,7$:

SLU	
DATI DI INPUT	
c	30 kPa
γ (per D)	17 kN/mc
γ (per B)	17 kN/mc
D =	1 m
B=	1 m
$N_q =$	1
$N_c =$	5,7
$N_\gamma =$	0 (Terzaghi 1948)

FATTORI DI FORMA

$S_q =$	1
$S_\gamma =$	0,9
$S_c =$	1

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO

$i_q =$	1
$i_\gamma =$	1
$i_c =$	1

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE COND. SISMICHE

(MAUGERI E NOVITA')

hq =	1
h _γ =	1
hc =	1

RISULTATI

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE - APPROCCIO 2 NTC 2018

coefficiente di capacità portante NTC 2018

γ_R = 2,3
R_d = 81,74 kPa

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

- 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 DPH. 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 la profondità complessiva del terreno sul quale verrà calcolato il “cedimento” è quella raggiunta dalla prova penetrometrica più profonda, ovvero pari a circa 9,6 m. Verrà quindi considerato il cedimento *di consolidazione* previsto, al di sotto del piano di fondazione tra i - 0,8 m ed i - 9,6 m dal p.c. attuale.

La stima dei cedimenti di consolidazione si effettua applicando la teoria monodimensionale di Terzaghi, trascurando gli strati a medio alta densità, con la formula:

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

dove CR = rapporto di compressione e p'o è il carico o resistenza media ottenuto

dalla prova penetrometrica (R_d) mentre ΔP l'incremento di carico nello strato considerato per l'inserimento della platea di fondazione (E_d).

In accordo con il Progettista la stima dei cedimenti di consolidazione si effettua a titolo esemplificativo considerando che vengano trasmesse alla base della fondazione le seguenti pressioni uniformi:

$$E_d = 80 \text{ KPa} < R_d$$

strato	top	bot	Z	H	CR	qc	DP	DH
	(-m)	(-m)	(-m)	(-cm)		(kg/cmq)	(kg/cmq)	(cm)
1	0,8	1,4	1,1	60	0,8	23	0,8	0,71
2	1,4	5,0	3,2	360	0,8	69	0,8	1,44
3	5,0	6,2	5,6	120	1,8	27	0,8	2,74
4	6,2	8,6	7,4	240	2,8	88	0,8	2,64
5	8,6	9,6	9,1	100	3,8	193	0,8	0,68
totale								8,22

Il cedimento di consolidazione sopra calcolato fino alla profondità di - 9,6 m è stato stimato nell'ordine degli 8 cm con un sovraccarico $q = 80 \text{ Kpa} \approx R_d$. Va quindi confrontato con lo stato di sollecitazione ammissibile per le strutture in progetto e con le prestazioni attese dalle stesse.

Si consiglia di realizzare una fondazione sufficiente mente rigida in grado di rispondere in modo "solidale" ai possibili cedimenti differenziali del terreno sotto il piano di fondazione ed assorbire meglio le disomogeneità stratigrafiche del sottosuolo.

3. VERIFICHE SISMICHE NEL SITO D'INTERVENTO

Al fine di caratterizzare, dal punto di vista sismico, il sottosuolo dell'area d'intervento sono state eseguite le seguenti prospezioni sismiche:

- **n°1 prospezione sismica con tecnica passiva Re.Mi. (Refraction Microtremor)** sviluppata in *array* lineare con n°16 geofoni a 4,5 Hz ad asse verticale per la ricostruzione sismo - stratigrafica del sottosuolo e per l'assegnazione della Categoria del sottosuolo di fondazione ($V_{s,eq}$) come espressamente richiesto dalla normativa vigente (*Norme Tecniche sulle Costruzioni* – D.M. 17/01/2018);
- **n°1 registrazioni 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.

Si tratta in entrambi i casi di tecniche di acquisizione “*di tipo passivo*” in quanto consentono di ottenere un modello verticale delle onde Vs, a partire dalle modalità di propagazione delle onde di superficie, in particolare le onde di Rayleigh, prodotte dal *rumore ambientale* che si registra in natura. Il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre. Si chiama anche *microtremore* poiché riguarda oscillazioni molto piccole, molto più piccole di quelle indotte dai terremoti.

I tempi di registrazione dei microtremori sono decisamente più elevati rispetto alle indagini di tipo attivo. La registrazione sarà analizzata in finestre temporali che variano dai 10 ai 30 secondi. Nel caso della Re.Mi. sono da considerare la lunghezza dello stendimento L e la distanza intergeofonica Δx . Quest'ultima agisce sul segnale come una specie di filtro in frequenza. Supponendo, infatti, che il segnale arrivi da tutte le direzioni, maggiore è la spaziatura, minore sarà la frequenza del segnale utile campionabile e viceversa. Se la frequenza è più bassa aumenta la profondità d'indagine.

L'HVSR è un metodo molto più veloce e semplice in fase di acquisizione, in quanto a stazione singola, e permette di raggiungere una buona profondità e risoluzione d'indagine ma soprattutto permette di ottenere migliori risultati in ambienti particolarmente urbanizzati. 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.

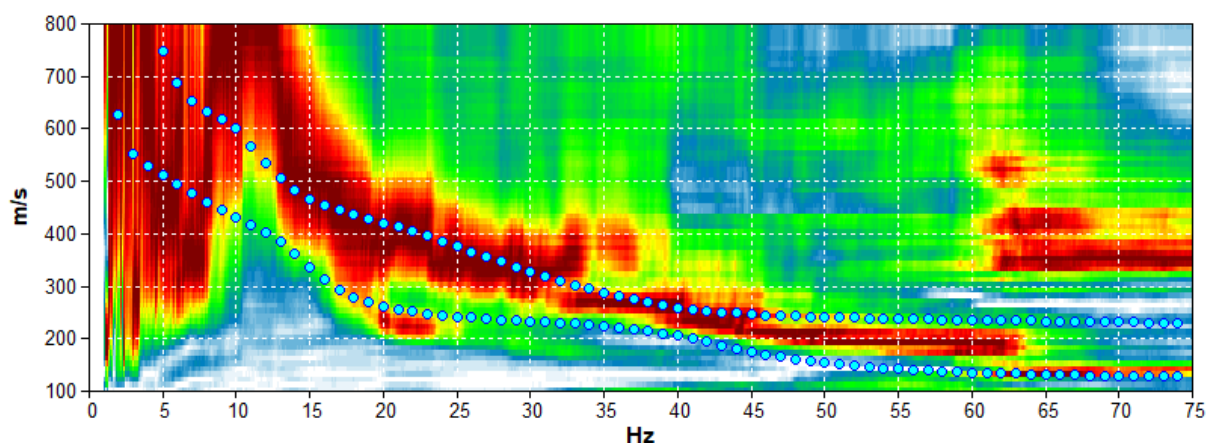
In via puramente indicativa, al fine di correlare le velocità delle onde di taglio ad un tipo di suolo, si riportano i valori tabulati da Borchardt (1992; 1994) assieme a quelli ottenuti sperimentalmente in diversi ambienti sedimentari da altri autori (Budny, 1984; Ibs von Seht e Wohlenberg, 1999; Delgado et al., 2000 a, b; Parolai et al., 2002; Scherbaum et al., 2003; D'Amico et al., 2004, 2006; Hinzen et al., 2004).

TIPO DI SUOLO	Vs min [m/s]	Vs media [m/s]	Vs max [m/s]
ROCCE MOLTO DURE (es. rocce metamorfiche molto - poco fratturate)	1400	1620	-
ROCCE DURE (es. graniti, rocce ignee, conglomerati, arenarie e argilliti, da mediamente a poco fratturate)	700	1050	1400
SUOLI GHIAIOSI e ROCCE DA TENERE A DURE (es. rocce sedimentarie ignee tenere, arenarie, argilliti, ghiaie e suoli con > 20% di ghiaia)	375	540	700
ARGILLE COMPATTE e SUOLI SABBIOSI - GHIAIOSI (es. ghiaie e suoli con < 20% di ghiaia, sabbie da sciolte a molto compatte, limi e argille sabbiose, argille da medie a compatte e argille limose)	200	290	375
TERRENI TENERI (es. terreni di riempimento sotto falda, argille da tenere a molto tenere)	100	150	200

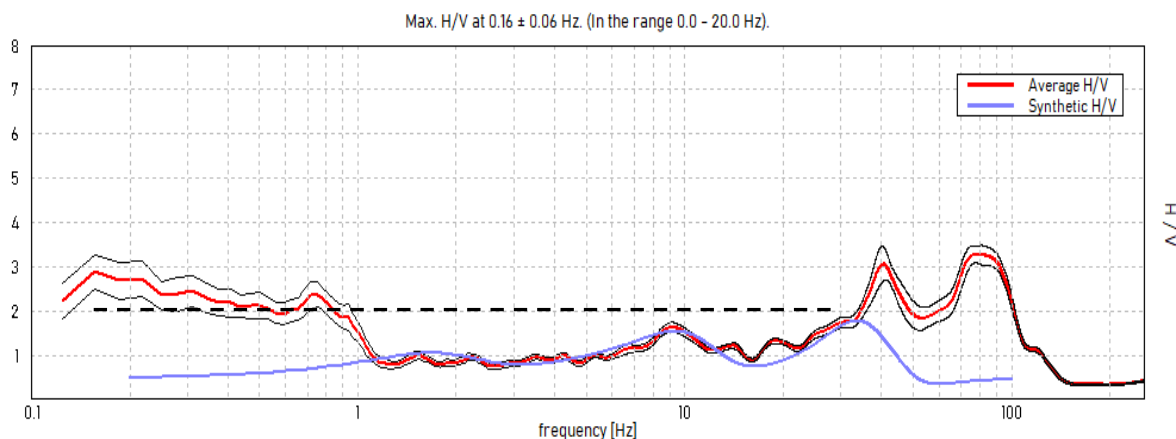
– INTERPRETAZIONE DELLE MISURE ESEGUITE

L'utilizzo incrociato delle due tecniche sismiche ha permesso di ottenere un modello sismo - stratigrafico del sottosuolo robusto e affidabile in corrispondenza della zona d'interesse. L'indagine Re.Mi. ha individuato le discontinuità sismiche superficiali e stimato le velocità di propagazione delle onde S mentre la prospezione passiva a stazione singola (H.V.S.R.), ha stimato il grado di rigidità delle coperture profonde del substrato di riferimento. Inoltre, la misura H.V.S.R. ha determinato le frequenze di risonanza di sito cioè i valori di frequenza attesi in superficie in occasione di evento sismico.

INDAGINE SISMICA PASSIVA IN ARRAY (RE.MI.) CON INVERSIONE CONGIUNTA



In blu le curve sintetiche create da una modellizzazione diretta delle onde S.



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

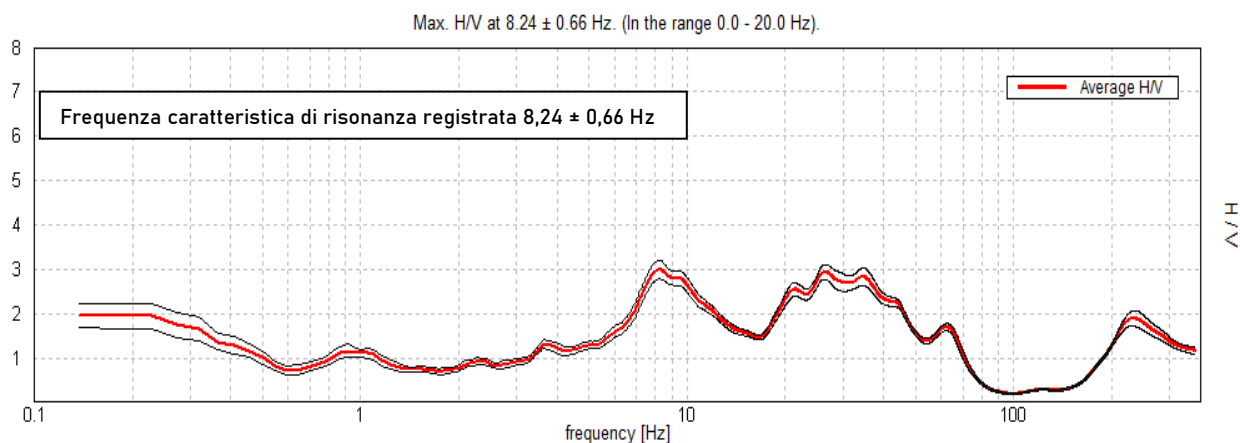
Nel caso specifico del sito in esame, si è cercato di correlare i valori di picco dello spettro di risposta H.V.S.R. con le frequenze fondamentali di risonanza di sito. Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del modo fondamentale dell'onda di Rayleigh e i picchi delle componenti 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 ($H/V \approx 3$) nell'intervallo di interesse ingegneristico-strutturale (0,0 - 20,0 Hz), è di 8,24 Hz.

Frequenza fondamentale di risonanza
8,24 ± 0,66 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 modesto fattore di amplificazione del moto sismico in superficie.



La ricostruzione sismo-stratigrafica di sito ha evidenziato la presenza di un materiale scarsamente addensato ($V_s \approx 130$ m/s) fino a circa 1.3 m di profondità dal p.c. locale, mentre per profondità maggiori le V_s tendono ad aumentare progressivamente raggiungendo valori di 270 m/s fino a 8.0 m di profondità e 500 m/s fino a - 28 m da p.c.; un ulteriore incremento è stato registrato a - 28 m dove le $V_s = 600$ m/s. Il *substrato* molto addensato, inteso come quel mezzo caratterizzato da valori di $V_s > 800$ m/s, è stato riconosciuto a circa 138 m di profondità dal p.c. locale.

Il rilievo nello specifico ha fornito i seguenti dati sismici (*modello sismo - stratigrafico interpretativo*):

MODELLO SISMOSTRATIGRAFICO INTERPRETATIVO

H.V.S.R.	Velocità onde di taglio [m/s]	Spessori [m]	Profondità [m]
I SISMOSTRATO	130	1,3	0,0 - 1,3
II SISMOSTRATO	270	6,5	1,3 - $\approx$ 8,0
III SISMOSTRATO	500	20	$\approx$ 8,0 - $\approx$ 28
IV SISMOSTRATO	600	110	$\approx$ 28 - $\approx$ 138
V SISMOSTRATO	870	Semisp.	$\approx$ 138 - 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 V_s fino al substrato di riferimento 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	Vs, 30	Categoria di sottosuolo
0 m dal p.c.	Vs (0 - 30) $\approx$ 386 m/s	Categoria B
1 m dal p.c.	Vs (1 - 31) $\approx$ 418 m/s	Categoria B
2 m dal p.c.	Vs (2 - 32) $\approx$ 438 m/s	Categoria B
3 m dal p.c.	Vs (3 - 33) $\approx$ 452 m/s	Categoria B

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.

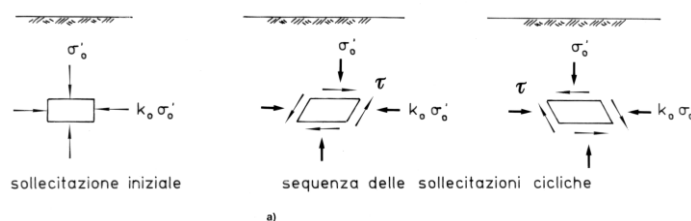
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari 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.

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 Vseq compresi tra 360 m/s e 800 m/s).

4. VERIFICHE ALLA LIQUEFAZIONE

Il fenomeno della liquefazione interessa quei depositi sabbiosi saturi che, nel corso di un terremoto o più genericamente durante e immediatamente dopo una sollecitazione di tipo ciclico, subiscono una drastica riduzione della resistenza al taglio andando così a perdere la loro consistenza.

La causa principale della liquefazione dei terreni non coesivi saturi, che si verifica nel corso dei terremoti, è il sorgere di un eccesso delle pressioni interstiziali indotte dalle sollecitazioni di taglio cicliche che sono attribuite alla propagazione nel terreno delle onde di taglio Vs



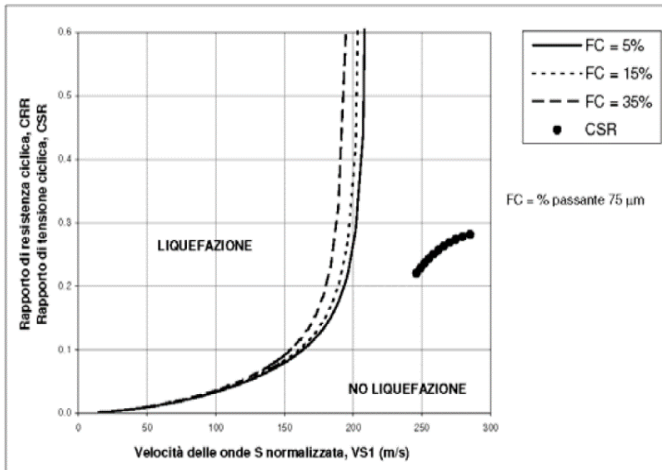
La verifica viene effettuata alla procedura proposta da Robertson & Wride (1997). Con riferimento all'allegato 2, il fattore di sicurezza FSL risulta:

$$FSL = \frac{CRR_{7.5}}{CSR_{7.5}}$$

dove al numeratore vi è la *resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico* e al denominatore la *sollecitazione massima indotta dal sisma*. A questo proposito è stato verificato che il fenomeno della liquefazione si può originare solo se in presenza delle seguenti condizioni geologiche, geotecniche ed idrogeologiche:

- Presenza di terreni sabbiosi fini saturi a profondità < 15-20 m dal p.c.
- Presenza di una falda sotterranea a profondità < 15 m dal p.c.
- Terremoto a Magnitudo > 5.5 e accelerazione massima al suolo as > 0.15 g

Recentemente sono state sviluppati degli approcci geofisici che consentono di ricavare il potenziale di liquefazione attraverso relazioni empiriche a partire da una stima di V_{s1} . Le prime relazioni tra valori di V_{s1} e potenziale di liquefazione dei sottosuoli descritte in letteratura erano basate su misure di laboratorio o in foro.



Tentativi più recenti, come il citato Kayen et al. (2013), hanno introdotto le stime di V_{s1} da analisi spettrali di onde di superficie (SASW) per il calcolo della capacità di resistenza del sottosuolo alla sollecitazione ciclica indotta da un terremoto

(denominata V_{s1}).

Tale valore, insieme alla quantificazione della domanda sismica corretta per la durata dello scuotimento (cyclic stress ratio, CSR^*), costituisce il parametro di ingresso in grafici come quello riportato accanto, in cui lo spazio è separato in aree di liquefazione e non liquefazione da curve che rappresentano diversi livelli di probabilità.

La stima dei parametri suddetti avviene attraverso le seguenti relazioni empiriche:

- Stima della V_{s1} :

$$V_{s1} = C_v \cdot V_s = V_s \cdot (p_a / \sigma'_{v0})^{0.25}$$

- Stima del rapporto tensionale ciclico:

$$CSR = \tau_{media} / \sigma' = 0.65 \cdot (a_{max} / g) \cdot (\sigma_v / \sigma'_v)^{0.5} \cdot r_d$$

- Stima del rapporto di resistenza ciclica (riferita a $M=7.5$):

$$CRR_{7.5} = 0.022 \cdot (V_{s1} / 100)^2 + 2.8 \cdot (1 / (V_{s1}^* - V_{s1}) - 1 / V_{s1}^*)$$

- Stima del Fattore di Sicurezza:

$$F_s = CRR_{7.5} / CSR_{7.5}$$

dove $a_{\max}$ è l'accelerazione di picco al piano campagna, g è l'accelerazione di gravità e σ_v e σ_v' sono le tensioni totali ed efficaci nel sottosuolo.

Il calcolo del coefficiente di sicurezza F_s individua con $F_s < 1,0$ la possibilità che avvenga la liquefazione, mentre $F_s > 1,0$ esclude la possibilità del fenomeno.

Nel caso specifico la verifica alla liquefazione è stata effettuata sui livelli totalmente o parzialmente incoerenti intercettati fino ad un massimo di 25 m (solitamente più suscettibili a fenomeni di liquefazione), considerando un livello di falda, durante l'evento sismico, prossimo al piano campagna locale (- 3,0 m).

Per quanto riguarda i dati sismici di *input*, oltre al valore della magnitudo massima attesa propria della zona sismogenetica in cui ricade il comune di Cittadella (**M_w paria 6,6**), è stato assegnato il valore di a_g (PGA) calcolato tramite la risposta sismica locale condotta con approccio semplificato (categorie di sottosuolo).

Dalla verifica condotta non sono emerse suscettibilità al fenomeno della liquefazione durante un evento sismico di magnitudo rilevante poiché il Fattore di Sicurezza F_s è risultato sempre superiore al valore unitario.

ALLEGATI : DIAGRAMMI DI VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Verifica a liquefazione

Velocità onde di taglio

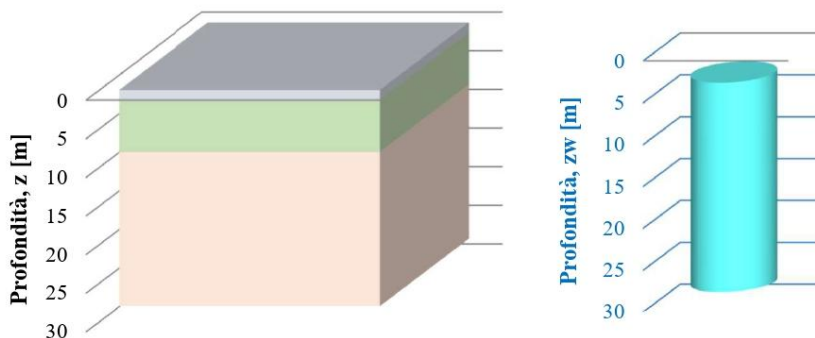
- **Dati sismici del sito:** $M_w = 6,60$ [-] $a_{max} = 0,2000$ [g]
- **Fattore da normativa:** $FS = 1,25$
- **Parametri geotecnici:** $z_w = 3,00$ [m] da p.c.

Strato [N.]	H [m]	Z [m]	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	FC [%]	V_s [m/s]	V_{s1} [m/s]
1	1,30	1,30	17,00	18,00	60,00	130,00	222,56
2	6,70	8,00	18,00	19,00	30,00	270,00	332,38
3	20,00	28,00	19,00	19,00	20,00	500,00	473,19
4							
5							
6							
7							

- **Fattore di correzione per siti non pianeggianti:** $K_o = 0,10$ [-]
- **Algoritmi di calcolo:**

r_d : Idriss (1999)
 MSF : Idriss, 1999; Idriss e Boulanger (2010)
 $(V_{s1})_{CS}$: Boulanger e Idriss (2004)

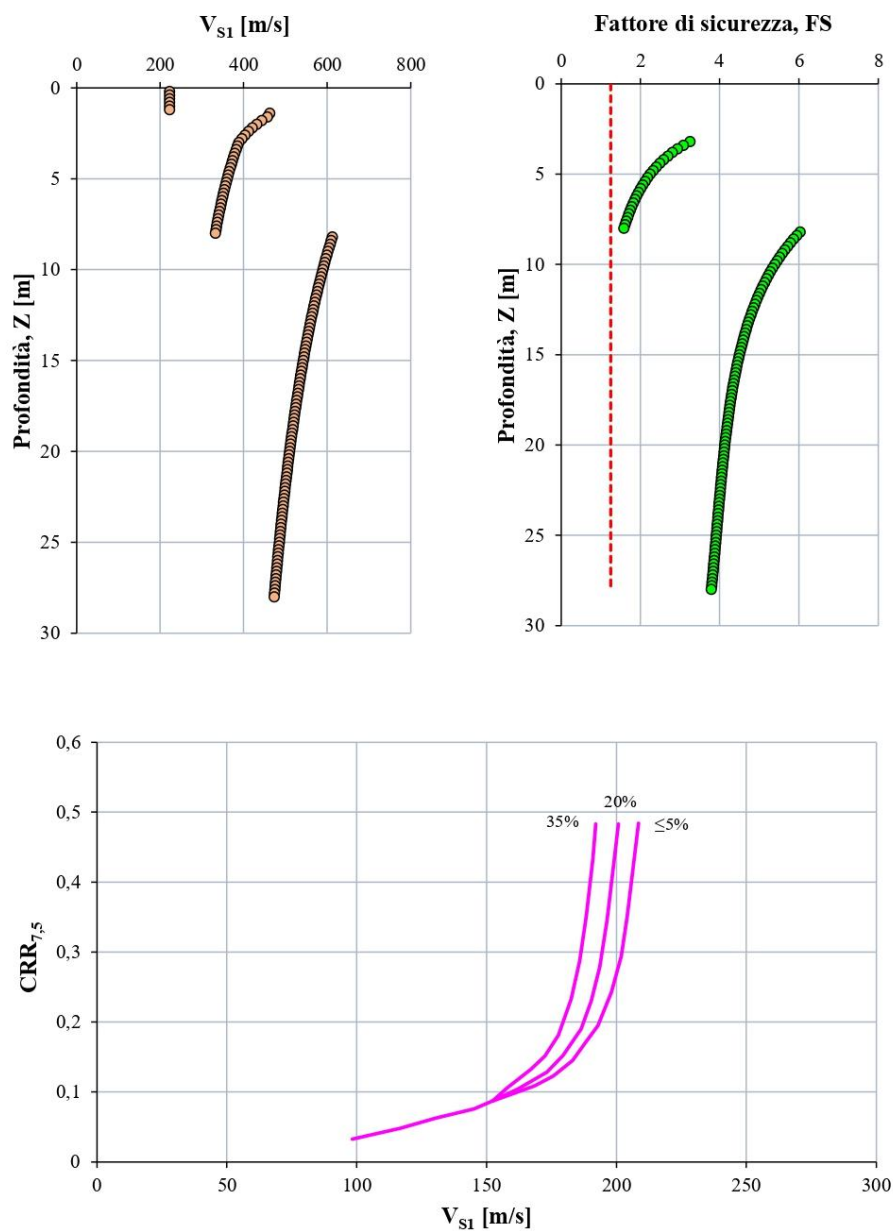
$MSF = 1,267$ [-]



M_w = magnitudo di momento
 a_{max} = acceleraziome massima al suolo
 z_w = profondità media della falda
 B e L = base e lunghezza
 H = spessore degli strati
 Z = profondità degli strati

γ = peso di volume naturale
 γ_{sat} = peso di volume saturo
 FC = percentuale del contenuto in fine
 V_s = velocità onde di taglio
 V_{s1} = velocità di taglio normalizzata
 r_d , MSF = Fattori di correzione

Grafici dei risultati della verifica



Tabulati dei risultati della verifica

z m	σ_{vo} kPa	σ'_{vo} kPa	r_d -	CRS -	V_{s1} [m/s]	$(V_{s1})_{cs}$ [m/s]	CRR -	FS -
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,20	56,60	54,64	0,965	0,130	385,29	202,50	0,385	3,249
3,40	60,40	56,48	0,962	0,134	382,12	202,50	0,378	3,084
3,60	64,20	58,31	0,959	0,137	379,07	202,50	0,371	2,938
3,80	68,00	60,15	0,956	0,140	376,14	202,50	0,365	2,807
4,00	71,80	61,99	0,952	0,143	373,32	202,50	0,358	2,690
4,20	75,60	63,83	0,949	0,146	370,61	202,50	0,352	2,584
4,40	79,40	65,67	0,946	0,149	367,98	202,50	0,346	2,489
4,60	83,20	67,50	0,942	0,151	365,45	202,50	0,341	2,401
4,80	87,00	69,34	0,939	0,153	363,01	202,50	0,335	2,321
5,00	90,80	71,18	0,935	0,155	360,64	202,50	0,330	2,247
5,20	94,60	73,02	0,932	0,157	358,35	202,50	0,325	2,180
5,40	98,40	74,86	0,928	0,159	356,13	202,50	0,321	2,117
5,60	102,20	76,69	0,924	0,160	353,98	202,50	0,316	2,059
5,80	106,00	78,53	0,921	0,162	351,89	202,50	0,311	2,004
6,00	109,80	80,37	0,917	0,163	349,86	202,50	0,307	1,954
6,20	113,60	82,21	0,913	0,164	347,88	202,50	0,303	1,906
6,40	117,40	84,05	0,909	0,165	345,97	202,50	0,299	1,862
6,60	121,20	85,88	0,905	0,166	344,10	202,50	0,295	1,820
6,80	125,00	87,72	0,902	0,167	342,28	202,50	0,291	1,781
7,00	128,80	89,56	0,898	0,168	340,51	202,50	0,287	1,744
7,20	132,60	91,40	0,894	0,169	338,79	202,50	0,283	1,709
7,40	136,40	93,24	0,890	0,169	337,11	202,50	0,280	1,676
7,60	140,20	95,07	0,886	0,170	335,47	202,50	0,276	1,644
7,80	144,00	96,91	0,882	0,170	333,86	202,50	0,273	1,614
8,00	147,80	98,75	0,878	0,171	332,30	202,50	0,270	1,586
8,20	151,60	100,59	0,874	0,171	612,54	207,50	1,031	6,032
8,40	155,40	102,43	0,870	0,172	609,77	207,50	1,022	5,946
8,60	159,20	104,26	0,866	0,172	607,07	207,50	1,013	5,864
8,80	163,00	106,10	0,862	0,172	604,42	207,50	1,004	5,787
9,00	166,80	107,94	0,857	0,172	601,83	207,50	0,995	5,712

z m	σ_v kPa	σ'_{v0} kPa	r_d -	CRS -	V_{s1} [m/s]	$(V_{s1})_{cs}$ [m/s]	CRR -	FS -
9,2	170,60	109,78	0,853	0,172	599,30	207,50	0,986	5,642
9,4	174,40	111,62	0,849	0,172	596,81	207,50	0,978	5,575
9,6	178,20	113,45	0,845	0,173	594,38	207,50	0,970	5,511
9,8	182,00	115,29	0,841	0,173	592,00	207,50	0,962	5,449
10	185,80	117,13	0,837	0,173	589,66	207,50	0,954	5,391
10,2	189,60	118,97	0,832	0,172	587,37	207,50	0,946	5,335
10,4	193,40	120,81	0,828	0,172	585,12	207,50	0,939	5,281
10,6	197,20	122,64	0,824	0,172	582,92	207,50	0,932	5,230
10,8	201,00	124,48	0,820	0,172	580,76	207,50	0,925	5,181
11	204,80	126,32	0,816	0,172	578,63	207,50	0,918	5,134
11,2	208,60	128,16	0,812	0,172	576,55	207,50	0,911	5,089
11,4	212,40	130,00	0,807	0,171	574,50	207,50	0,904	5,046
11,6	216,20	131,83	0,803	0,171	572,48	207,50	0,898	5,005
11,8	220,00	133,67	0,799	0,171	570,51	207,50	0,891	4,965
12	223,80	135,51	0,795	0,171	568,56	207,50	0,885	4,927
12,2	227,60	137,35	0,791	0,170	566,65	207,50	0,879	4,890
12,4	231,40	139,19	0,786	0,170	564,77	207,50	0,873	4,855
12,6	235,20	141,02	0,782	0,170	562,92	207,50	0,867	4,821
12,8	239,00	142,86	0,778	0,169	561,10	207,50	0,861	4,788
13	242,80	144,70	0,774	0,169	559,31	207,50	0,856	4,757

13,2	246,60	146,54	0,770	0,168	557,55	207,50	0,850	4,727
13,4	250,40	148,38	0,766	0,168	555,81	207,50	0,845	4,698
13,6	254,20	150,21	0,761	0,168	554,11	207,50	0,839	4,670
13,8	258,00	152,05	0,757	0,167	552,42	207,50	0,834	4,643
14	261,80	153,89	0,753	0,167	550,77	207,50	0,829	4,617
14,2	265,60	155,73	0,749	0,166	549,13	207,50	0,824	4,591
14,4	269,40	157,57	0,745	0,166	547,53	207,50	0,819	4,567
14,6	273,20	159,40	0,741	0,165	545,94	207,50	0,814	4,544
14,8	277,00	161,24	0,737	0,165	544,38	207,50	0,809	4,521
15	280,80	163,08	0,733	0,164	542,84	207,50	0,804	4,500
15,2	284,60	164,92	0,729	0,164	541,32	207,50	0,800	4,479
15,4	288,40	166,76	0,725	0,163	539,82	207,50	0,795	4,458
15,6	292,20	168,59	0,721	0,162	538,34	207,50	0,791	4,439
15,8	296,00	170,43	0,717	0,162	536,89	207,50	0,786	4,420
16	299,80	172,27	0,713	0,161	535,45	207,50	0,782	4,402
16,2	303,60	174,11	0,709	0,161	534,03	207,50	0,778	4,384
16,4	307,40	175,95	0,705	0,160	532,63	207,50	0,773	4,367
16,6	311,20	177,78	0,701	0,160	531,25	207,50	0,769	4,350
16,8	315,00	179,62	0,698	0,159	529,88	207,50	0,765	4,334
17	318,80	181,46	0,694	0,158	528,54	207,50	0,761	4,318
17,2	322,60	183,30	0,690	0,158	527,21	207,50	0,757	4,303
17,4	326,40	185,14	0,686	0,157	525,89	207,50	0,753	4,289
17,6	330,20	186,97	0,683	0,157	524,60	207,50	0,749	4,274
17,8	334,00	188,81	0,679	0,156	523,31	207,50	0,745	4,261
18	337,80	190,65	0,675	0,156	522,05	207,50	0,742	4,247
18,2	341,60	192,49	0,672	0,155	520,80	207,50	0,738	4,234
18,4	345,40	194,33	0,668	0,154	519,56	207,50	0,734	4,222

z m	σ_{vo} kPa	σ'_{vo} kPa	r_d -	CRS -	V_{s1} [m/s]	$(V_{s1})_{cs}$ [m/s]	CRR -	FS -
18,6	349,20	196,16	0,664	0,154	518,34	207,50	0,731	4,209
18,8	353,00	198,00	0,661	0,153	517,13	207,50	0,727	4,197
19	356,80	199,84	0,657	0,153	515,94	207,50	0,724	4,186
19,2	360,60	201,68	0,654	0,152	514,76	207,50	0,720	4,174
19,4	364,40	203,52	0,651	0,151	513,59	207,50	0,717	4,163
19,6	368,20	205,35	0,647	0,151	512,44	207,50	0,713	4,152
19,8	372,00	207,19	0,644	0,150	511,30	207,50	0,710	4,142
20	375,80	209,03	0,640	0,150	510,17	207,50	0,707	4,131
20,2	379,60	210,87	0,637	0,149	509,06	207,50	0,704	4,121
20,4	383,40	212,71	0,634	0,149	507,96	207,50	0,700	4,111
20,6	387,20	214,54	0,631	0,148	506,86	207,50	0,697	4,102
20,8	391,00	216,38	0,627	0,147	505,78	207,50	0,694	4,092
21	394,80	218,22	0,624	0,147	504,72	207,50	0,691	4,083
21,2	398,60	220,06	0,621	0,146	503,66	207,50	0,688	4,074
21,4	402,40	221,90	0,618	0,146	502,61	207,50	0,685	4,065
21,6	406,20	223,73	0,615	0,145	501,58	207,50	0,682	4,056
21,8	410,00	225,57	0,612	0,145	500,55	207,50	0,679	4,047
22	413,80	227,41	0,609	0,144	499,54	207,50	0,676	4,038
22,2	417,60	229,25	0,606	0,144	498,53	207,50	0,674	4,030
22,4	421,40	231,09	0,603	0,143	497,54	207,50	0,671	4,021
22,6	425,20	232,92	0,600	0,142	496,55	207,50	0,668	4,013
22,8	429,00	234,76	0,598	0,142	495,58	207,50	0,665	4,005
23	432,80	236,60	0,595	0,141	494,61	207,50	0,662	3,996
23,2	436,60	238,44	0,592	0,141	493,66	207,50	0,660	3,988
23,4	440,40	240,28	0,589	0,140	492,71	207,50	0,657	3,980
23,6	444,20	242,11	0,587	0,140	491,77	207,50	0,654	3,972
23,8	448,00	243,95	0,584	0,139	490,84	207,50	0,652	3,964
24	451,80	245,79	0,582	0,139	489,92	207,50	0,649	3,956
24,2	455,60	247,63	0,579	0,139	489,01	207,50	0,647	3,948
24,4	459,40	249,47	0,577	0,138	488,11	207,50	0,644	3,940
24,6	463,20	251,30	0,574	0,138	487,21	207,50	0,642	3,932
24,8	467,00	253,14	0,572	0,137	486,33	207,50	0,639	3,924
25	470,80	254,98	0,569	0,137	485,45	207,50	0,637	3,916
25,2	474,60	256,82	0,567	0,136	484,58	207,50	0,634	3,908

z = profondità incrementale da 0,20 m

σ_{vo} = tensione verticale

σ'_{vo} = tensione efficace

r_d = fattore di riduzione

CSR = rapporto di stress ciclico

V_{s1} = velocità normalizzata

$(V_{s1})_{cs}$ = velocità corretta

CRR = rapporto di resistenza ciclica

FS = fattore di sicurezza

CONCLUSIONI

L'ambito del Piano di lottizzazione oggetto d'indagine è ubicato a sud del centro abitato di Cittadella, nell'ampia pianura alluvionale del fiume Brenta, il cui alveo passa verso ovest a pochi chilometri di distanza. L'intervento urbanistico prevede di realizzare due ampi lotti edificabili con una viabilità di accesso che andrà a sovrapporsi ad una carrareccia esistente.

Qui il sottosuolo dell'area in esame è contraddistinto da una potente successione di alluvioni medio-grossolane, antiche e recenti del fiume Brenta, localmente sovrapposte da livelli in sabbia limosa poco addensata. Questo materasso di alluvioni sciolte rappresenta *l'acquifero indifferenziato* dell'alta pianura veneta nel quale è presente un'unica falda di tipo freatico che, nell'area in esame, si posiziona intono ai - 3 m di profondità. La zona si pone infatti in prossimità del limite settentrionale della *fascia delle risorgive* oltre il quale l'acquifero sotterranea si suddivide in un sistema a *multifalde sovrapposte* separate fra loro da livelli argillosi impermeabili.

Il deflusso della falda idrica sotterranea avviene secondo la direzione O-NO /E-SE , in linea con l'andamento delle acque superficiali, con un gradiente medio pari al 2%. In superficie invece vi è una fitta rete di canalizzazioni consortili, atte a garantire l'irrigazione dei campi circostanti, che possono però causare locali fenomeni di stagnazione idrica superficiale da attribuire, in parte, alla ridotta sezione idraulica dei canali di scolo stessi, dall'altra, alla morfologia del piano campagna; nel sito d'intervento non sono stati riscontrati fenomeni di deflusso difficoltoso delle acque superficiali, così come suscettibilità all'alluvionamento in quanto le quote del piano campagna sono più elevate rispetto a quelle dei principali corsi d'acqua più prossimi (cfr alveo Fiume Brenta).

Sulla base delle informazioni raccolte in sito mediante un paio di *prove penetrometriche dinamiche* e due *prospezioni sismiche* condotte in corrispondenza dell'area del piano è emersa la presenza di terreno limoso sciolto fino alla profondità di - 2,0 m dalla quota del p.c. attuale. Più sotto è stato intercettato il

substrato in ghiaia e sabbia mista da moderatamente addensata (fino ai - 5.0 m) a ben addensata (oltre i 5.0 m). Un ulteriore livello limoso fine è presente tra i - 3,5 e i - 5,0 m di profondità le cui caratteristiche geotecniche sono molto simili al banco superficiale posto al tetto del livello acquifero sotterraneo. **E' stata infatti appurata la presenza di un livello acquifero sotterraneo posizionato intorno ai - 3,0 m di profondità rispetto la quota attuale del p.c.**

Pertanto ipotizzando che il piano di posa dei futuri fabbricati residenziali in progetto venga spinto ad una profondità massima di - 0,8 m rispetto la quota del piano campagna attuale, le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio previste dal D.M. 2018 sono state effettuate per mq di **platea di fondazione**, ottenendo un **carico massimo ammissibile $Q_{amm} = 8,1 \text{ t /mq}$** . Tale valore confrontato con le azioni di progetto *Ed* vale a dire con i carichi strutturali, permanenti e variabili, previsti dal progettista dell'opera attualmente non noti. In merito ai **cedimenti di consolidazione attesi** nel sottosuolo al di sotto del piano di posa, considerata la presenza di sabbie e ghiaie in falda con livelli limosi fini il valore atteso è dell'ordine **degli 8 cm** (con sovraccarico $q = 0,8 \text{ Kg/cm}^2$).

La prospezione sismica condotta nel sottosuolo ha rilevato un elevata densità dei depositi in ghiaia che caratterizzano il materasso alluvionale presente in zona e pertanto anche le V_s misurate in sito mediante la tecnica HVSR denotano valori progressivamente sempre più elevati; le V_s nel tratto di sottosuolo compreso tra il piano campagna ed i - 30 m di profondità risultano superiori ai 360 m/s ma inferiori agli 800 m/s rientrando così nella **Categoria B** dei depositi granulari molto addensati.

Infine per quanto riguarda il *fenomeno della Liquefazione* dei terreni campionati, in caso di scuotimento sismico di particolare intensità ($M_w = 6,6$) la verifica condotta utilizzando i dati della V_s rilevate in sito non ha evidenziato suscettibilità a tale fenomeno in quanto il coefficiente di sicurezza di mantiene sempre al di sopra del valore unitario.

Bassano lì, 22.12.25

Dr. Geol. Lilia Viero



DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA PROVE IN SITO



Ubicazione prove in sito



