

STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA
geologia – geofisica – geotecnica – idrogeologia
DOTT. MARIA LUISA PICCINATO

REGIONE FRIULI VENEZIA GIULIA

Provincia di PORDENONE

Comune di PORDENONE

**RISTRUTTURAZIONE EDILIZIA CON SOPRAELEVAZIONE
IN VIALE DANTE ALIGHIERI**

RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA



Via Giuseppe Mazzini n° 45 – 33170 PORDENONE

Cell. 348-0851408

web: www.geologiapiccinato.it E-mail: info@geologiapiccinato.it

C.F. PCC MLS 61D41 G994M P.I. 01121520934

PREMESSA

È stata effettuata una indagine geologica e geotecnica per la Ristrutturazione edilizia con sopraelevazione in Viale Dante Alighieri.

Lo scopo è quello di ricostruire i caratteri geomorfologici, litologici, stratigrafici, idrogeologici e sismici dell'area. Lo scopo è anche quello di valutare le caratteristiche meccaniche dei terreni per verificare la stabilità del complesso terreno - opere di fondazione.

Per l'acquisizione della stratigrafia e delle caratteristiche geotecniche dei terreni è stata eseguita una prova penetrometrica dinamica spinta fino a – 15 m dal p.c. Si è fatto inoltre riferimento ad indagini geognostiche eseguite al contorno.

Per la caratterizzazione sismica dei terreni è stata effettuata una prova HVSR.

INFORMAZIONI SUL SITO E DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Il sito è ubicato in comune di Pordenone.

L'area ha le seguenti coordinate geografiche (WGS84):

45.958320 N, 12.664160 E

Il progetto prevede la demolizione degli edifici esistenti e la costruzione di un edificio con piano interrato, piano terra e sette piani.

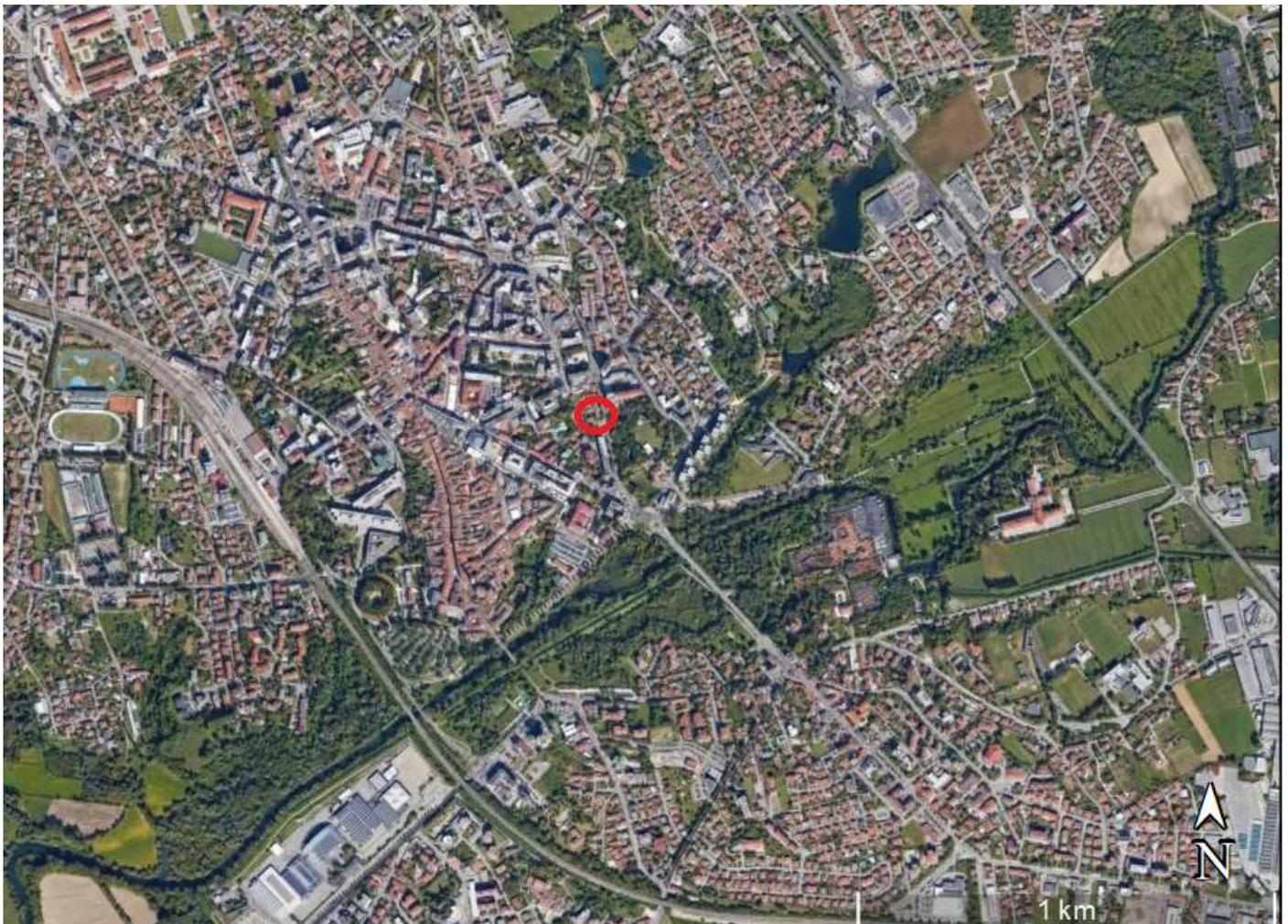


Figura 1. Immagine Google. Il sito è indicato con un cerchio rosso.



Figura 2. Immagine Google. L'area è perimetrata in rosso.

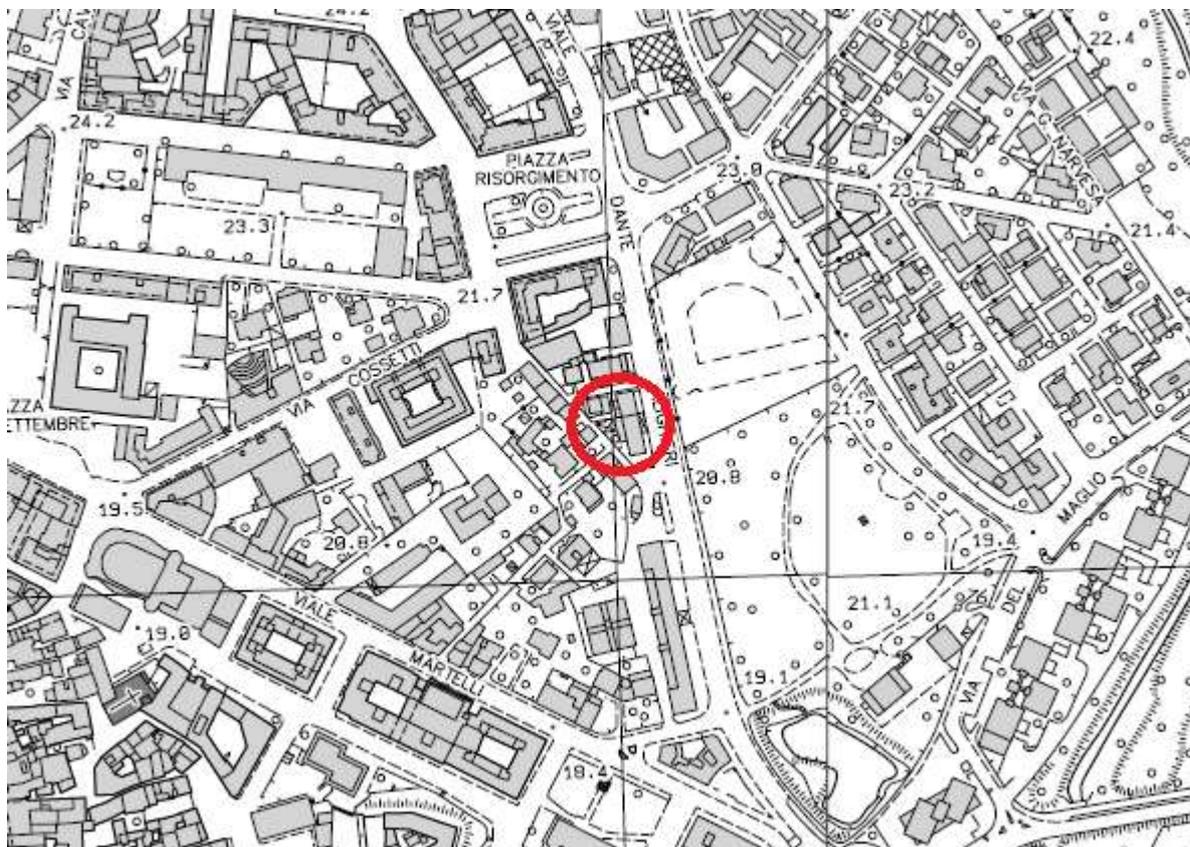


Figura 3. Estratto CTR. Il sito è indicato con un cerchio rosso.

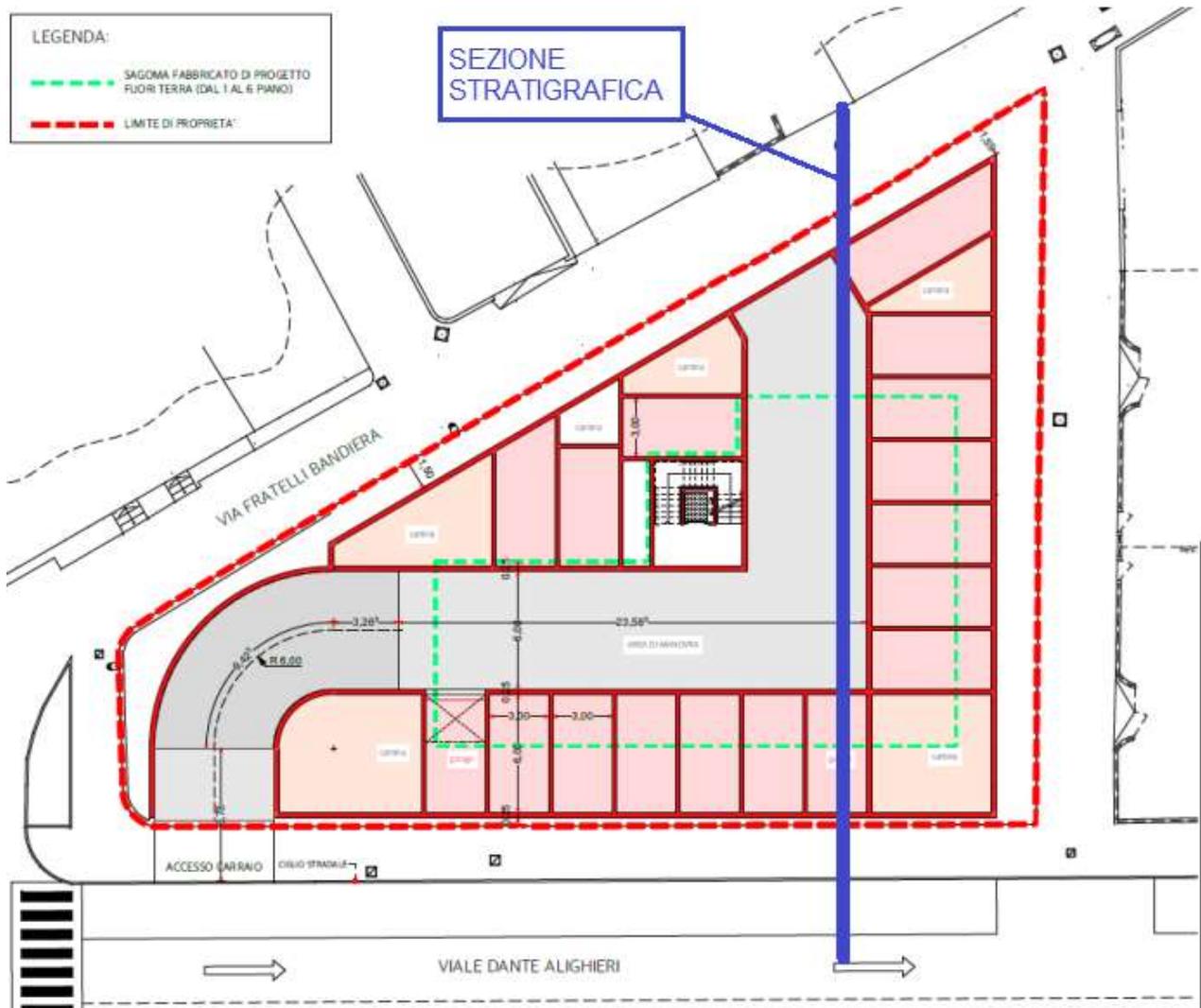


Figura 4. Planimetria di progetto. Piano interrato, sagoma edificio fuori terra (piano terra e sette piani) e traccia in azzurro della sezione stratigrafica.



Figura 5. Sezione di progetto

Il sito si posiziona tra quota 22,3 m s.l.m. ad est (Via F.lli Bandiera) a quota 20,8 m s.l.m. a sud e quota 21,6 m s.l.m. ad ovest (Viale Dante Alighieri).

Dal punto di vista geomorfologico il territorio è posto nella pianura alluvionale dove il sottosuolo è formato da strati sabbiosi e ghiaioso sabbiosi alternati a livelli argillosi.

Secondo la “Carta geologico formazionale” e la “Carta geologico – tecnica” l’immediato sottosuolo del sito è costituito da un deposito antropico (materiali rimaneggiati e terreni di riporto).

Le carte geolitologiche, tratte dal PRG, evidenziano SMG (sabbie limi e ghiaie) in superficie e GSM (ghiaie, sabbie e limi) in profondità.

Secondo la “Carta idrogeologica con elementi di morfologia” il sito ricade in un’area con falda tra 0 e – 2 m dal p.c..

Il territorio è solcato da numerose rogge, alcune tombate, e dal Fiume Noncello che scorre a sud del sito ad una distanza di circa 300 m.

L’area non è soggetta a pericolosità idraulica.

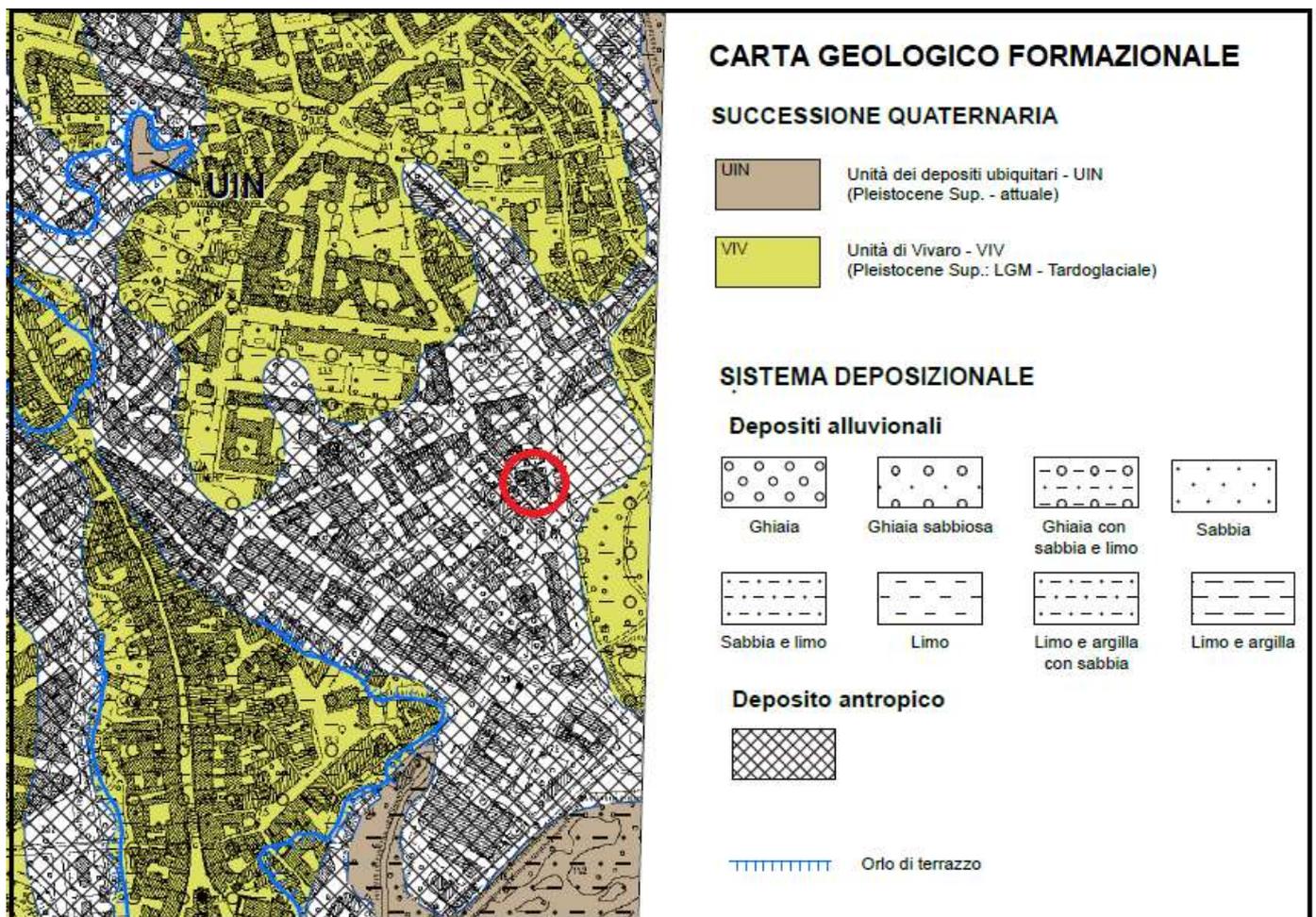


Figura 6. Carta geologico formazionale – Progetto Geo-Cgt. Edito da Regione Autonoma F.V.G. – Direzione centrale ambiente ed energia – Area tutela Geologico-Idrico-Ambientale – Servizio Geologico. Dipartimento di Geoscienze Università degli Studi di Padova (Luglio 2019). Il sito è indicato con un cerchio rosso.

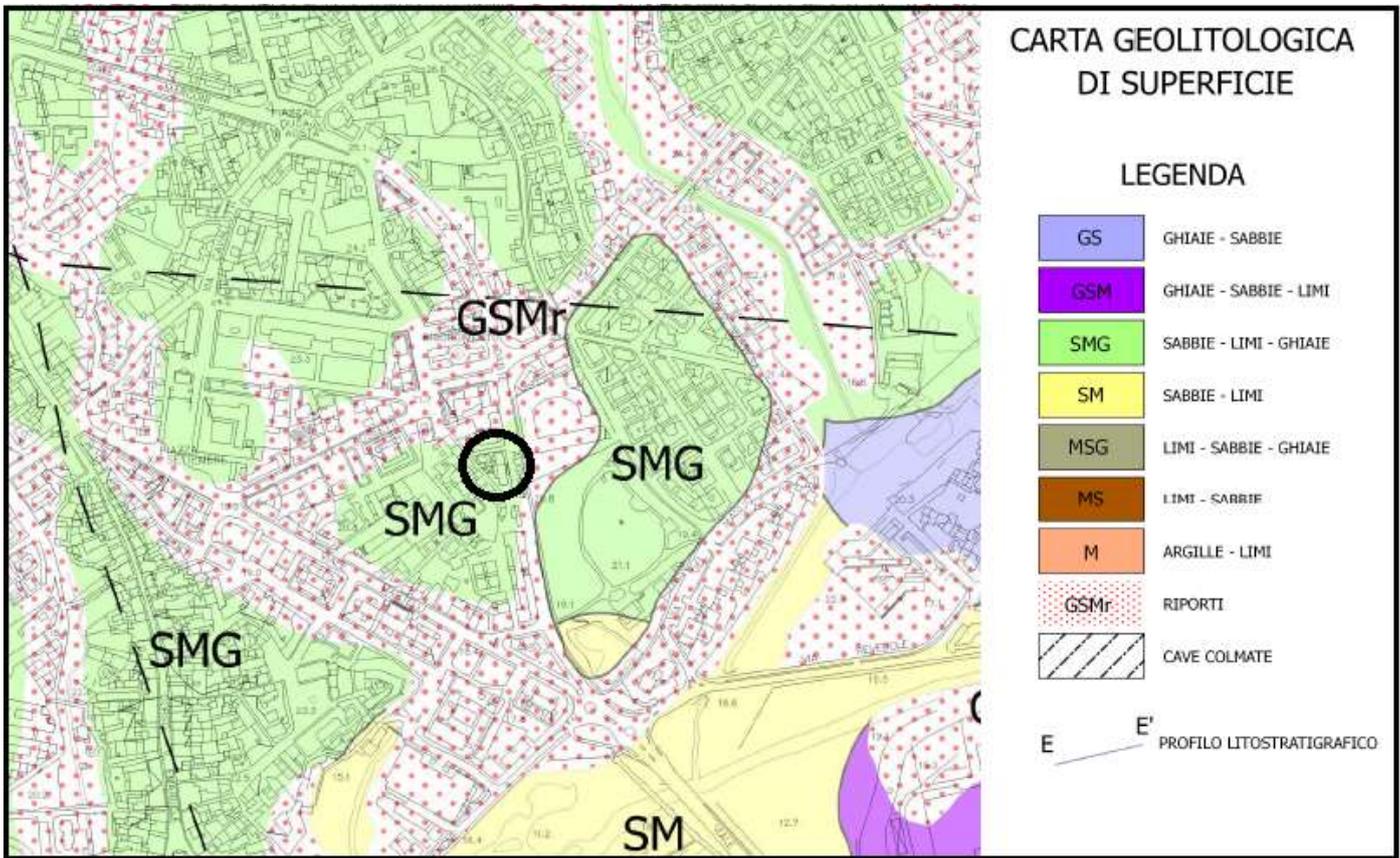


Figura 7. Carta geolitologica di superficie. Tratta dal P.R.G.. Il sito è indicato con un cerchio nero.

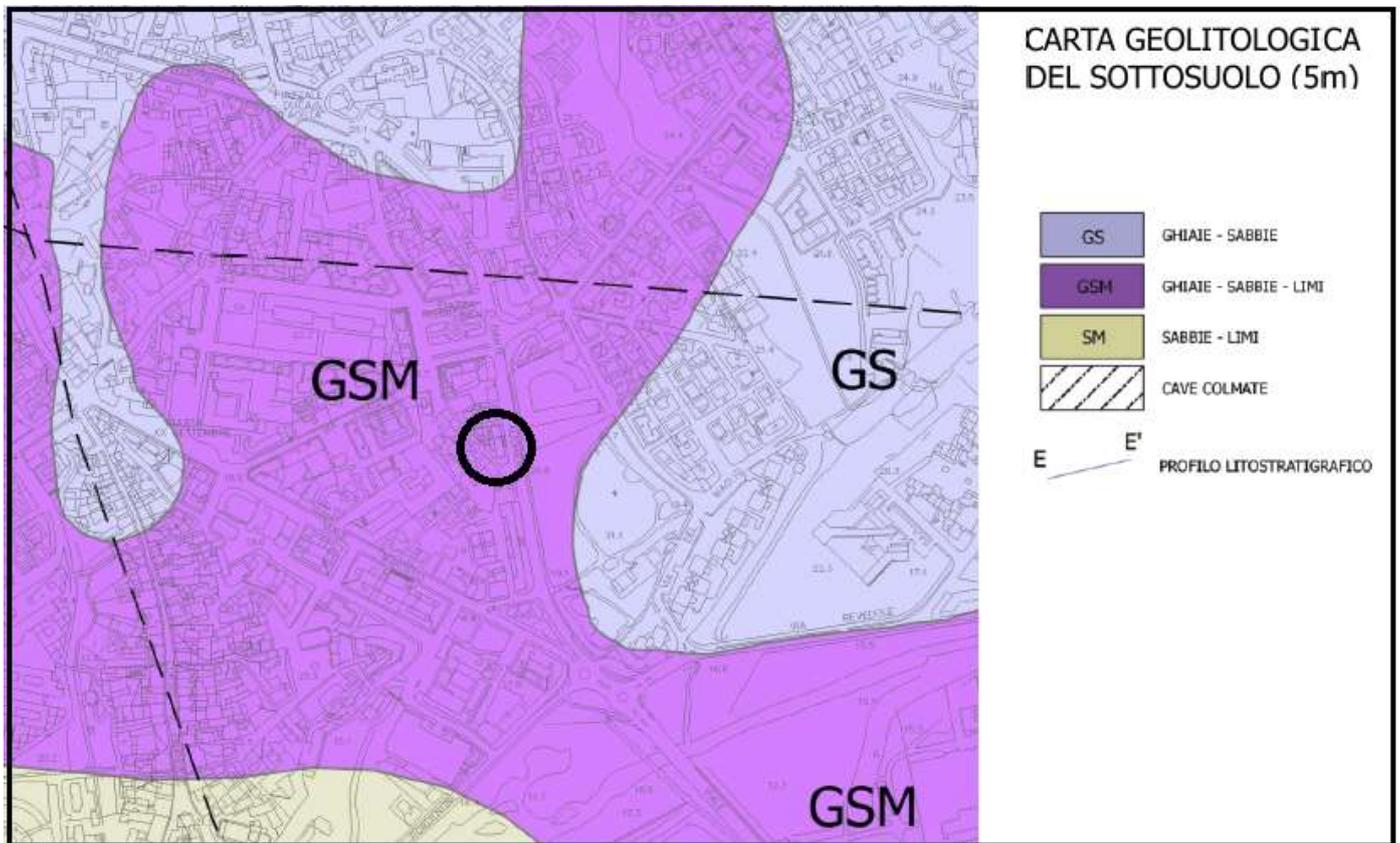


Figura 8. Carta geolitologica del sottosuolo. Tratta dal P.R.G.. Il sito è indicato con un cerchio nero.

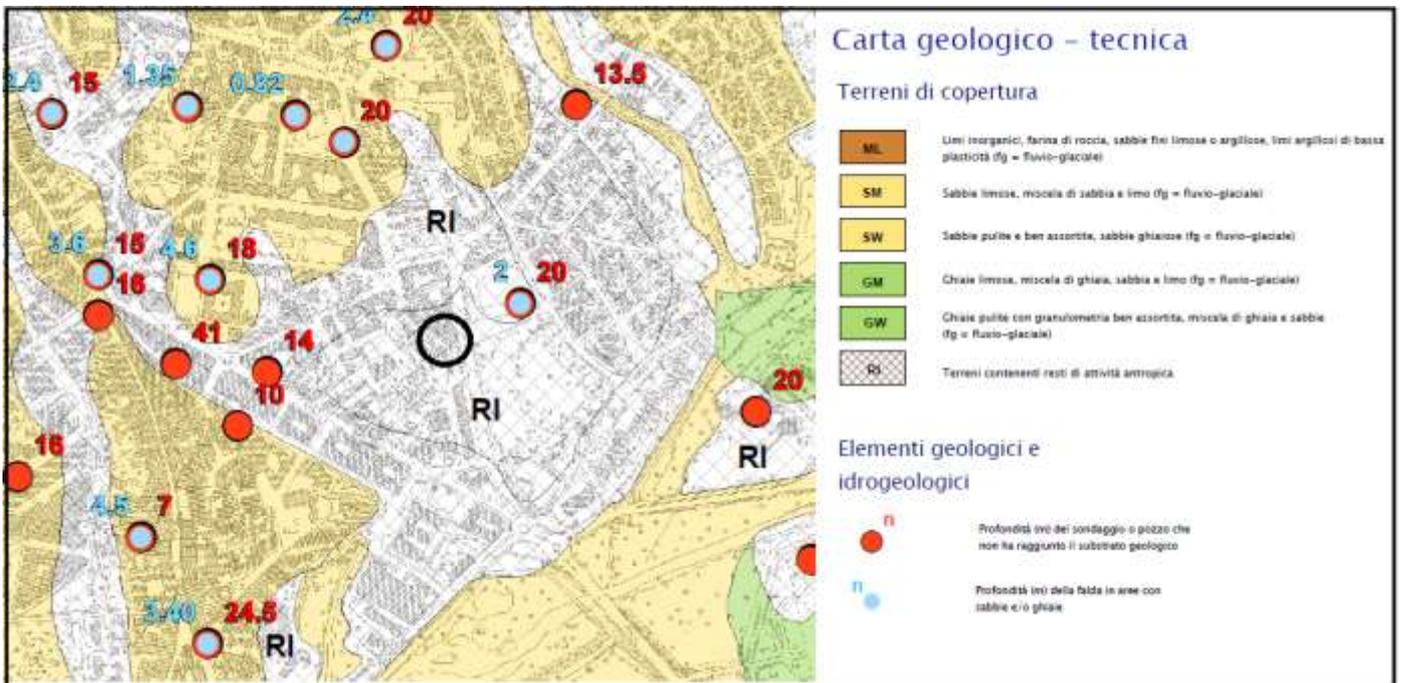


Figura 9. Carta geologico - tecnica. Tratta dalla Microzonazione sismica di 1 Livello. Il sito è indicato con un cerchio nero.

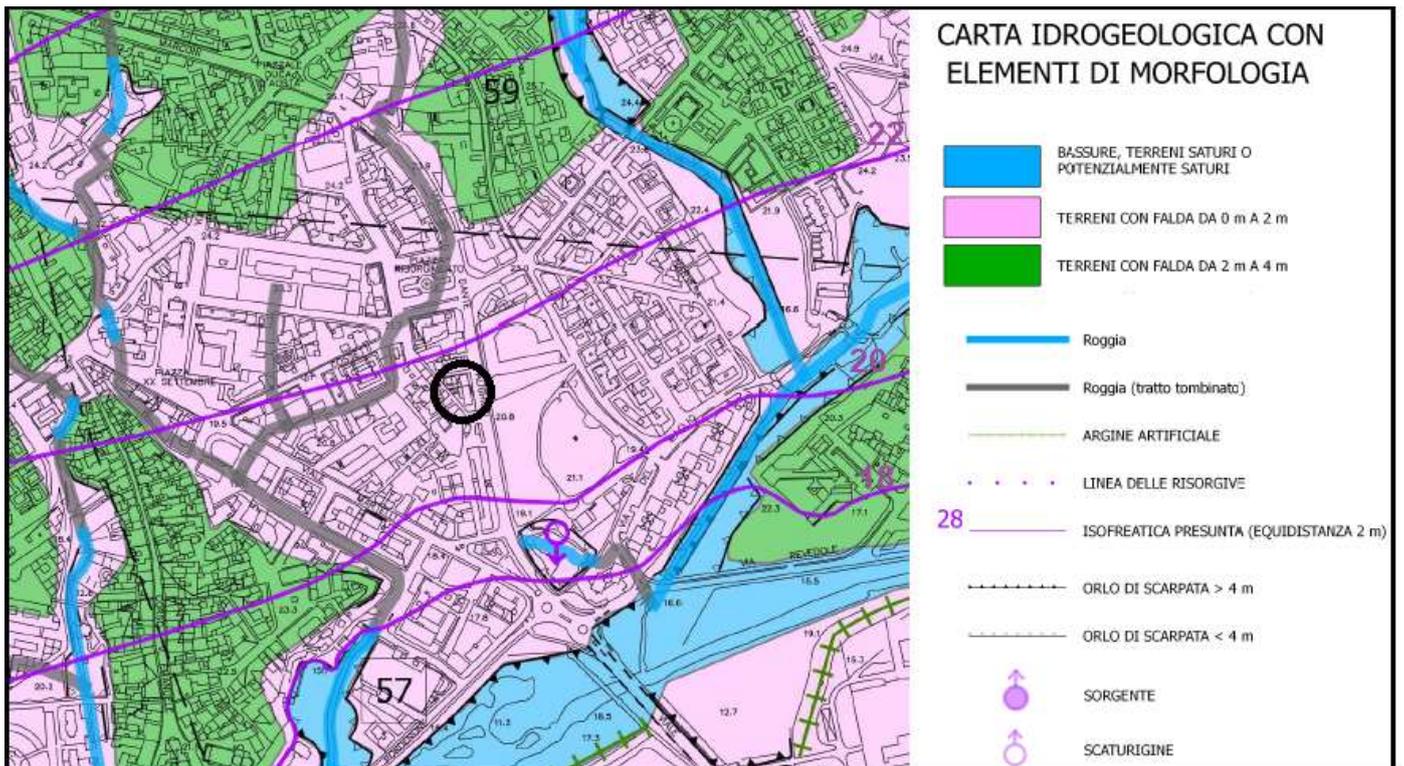


Figura 10. Carta idrogeologica con elementi di morfologia. Tratta dal P.R.G.. Il sito è indicato con un cerchio nero.

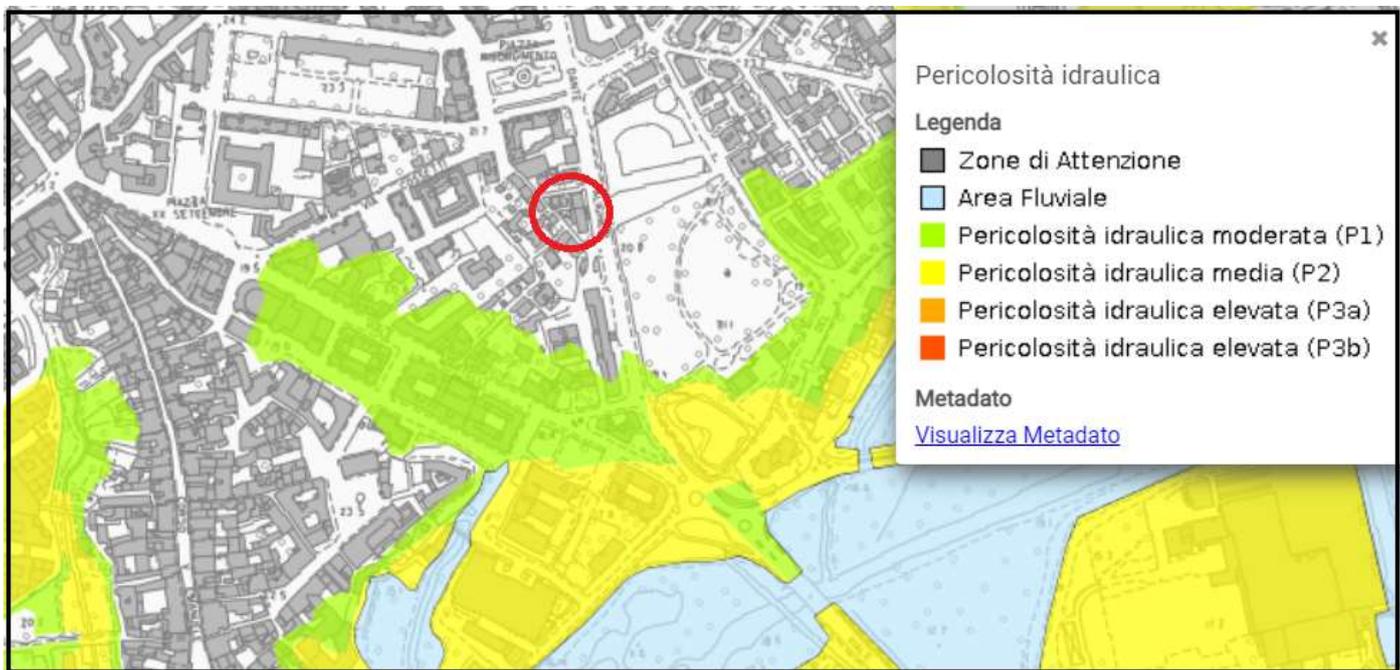


Figura 11. Carta della Pericolosità idraulica. Tratta da PGRA. Il sito è indicato con un cerchio rosso.

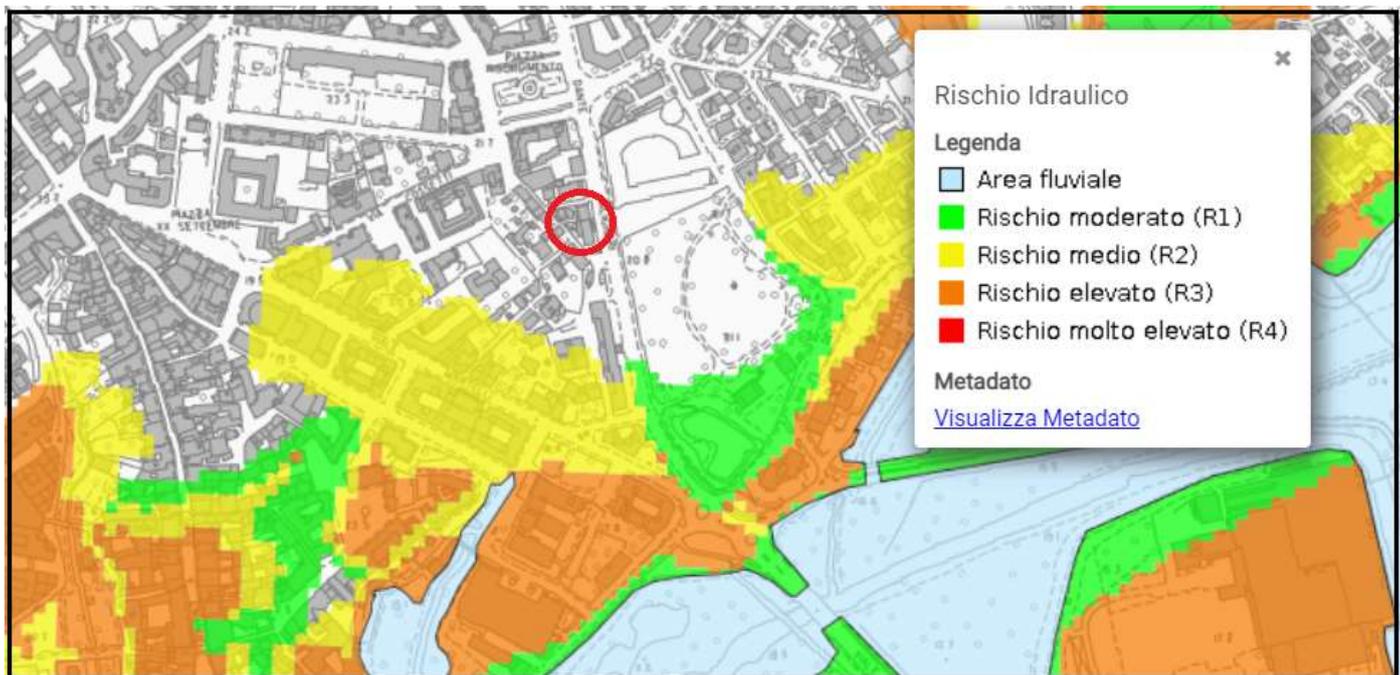


Figura 12. Carta del Rischio idraulico. Tratta da PGRA. Il sito è indicato con un cerchio rosso

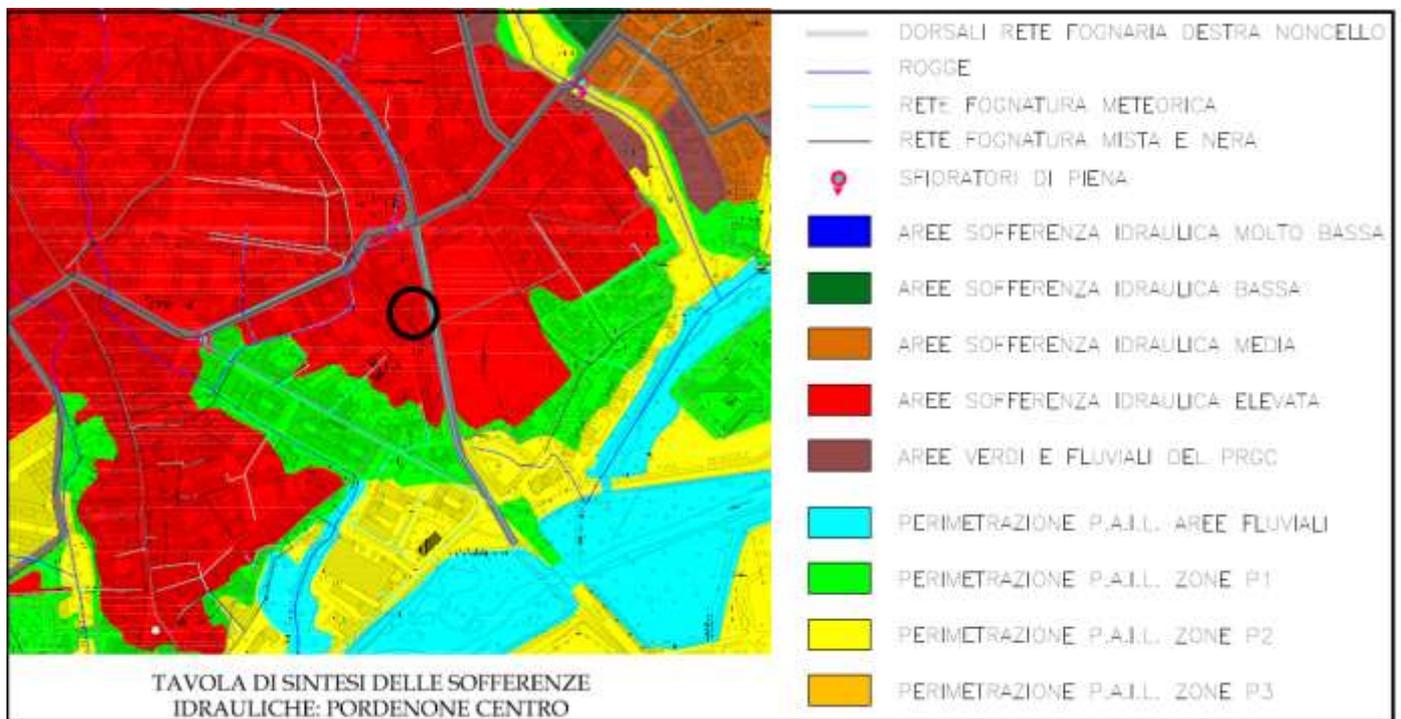


Figura 13. Tavola di sintesi delle sofferenze idrauliche: Pordenone Centro. Tratta dal PRG. Il sito è indicato con un cerchio nero

CARATTERISTICHE SISMICHE

Il comune di Pordenone è stato classificato sismico e rientra nella Zona 2

L'area indagata non è posta nelle vicinanze di faglie tettoniche riconosciute sismicamente attive in documenti ufficiali pubblicati dalle autorità nazionali competenti.

Pericolosità sismica

Per quanto riguarda la pericolosità sismica si può fare riferimento alle mappe elaborate dall'INGV (Mappe interattive di pericolosità sismica) che indicano il valore dello scuotimento (PGA = Peak Ground Acceleration; accelerazione di picco del suolo, espressa in termini di g, accelerazione di gravità corrispondente a $9,8 \text{ m/sec}^2$) atteso con una probabilità di eccedenza pari al 10% in 50 anni su suolo rigido (classe a, $V_s > 800 \text{ m/s}$) e pianeggiante. (Figura 14)

Le coordinate geografiche selezionate indicano un nodo della griglia e per esso sono disponibili numerosi parametri che descrivono la pericolosità sismica, riferita a diversi periodi di ritorno e diverse accelerazioni spettrali.

Si riportano il grafico e la tabella con i valori dello scuotimento PGA per diverse frequenze annuali di eccedenza (valore inverso del periodo di ritorno). (Figura 15)

Gli spettri a pericolosità uniforme indicano i valori di scuotimento calcolati per 11 periodi spettrali, compresi tra 0 e 2 secondi. La PGA corrisponde al periodo pari a 0 secondi. Il grafico è relativo alle stime mediane (50mo percentile) proposte dai modelli di pericolosità. I diversi spettri nel grafico sono relativi a diverse probabilità di eccedenza (PoE) in 50 anni. (Figura 16)

La disaggregazione della pericolosità sismica è un'operazione di tipo statistico che consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità del sito. La forma più comune di disaggregazione è quella bidimensionale in magnitudo e distanza ($M - R$) che permette di definire il contributo di sorgenti sismogenetiche a distanza R capaci di generare terremoti di Magnitudo M per una probabilità di eccedenza del 10 % in 50 anni. (Figura 17).

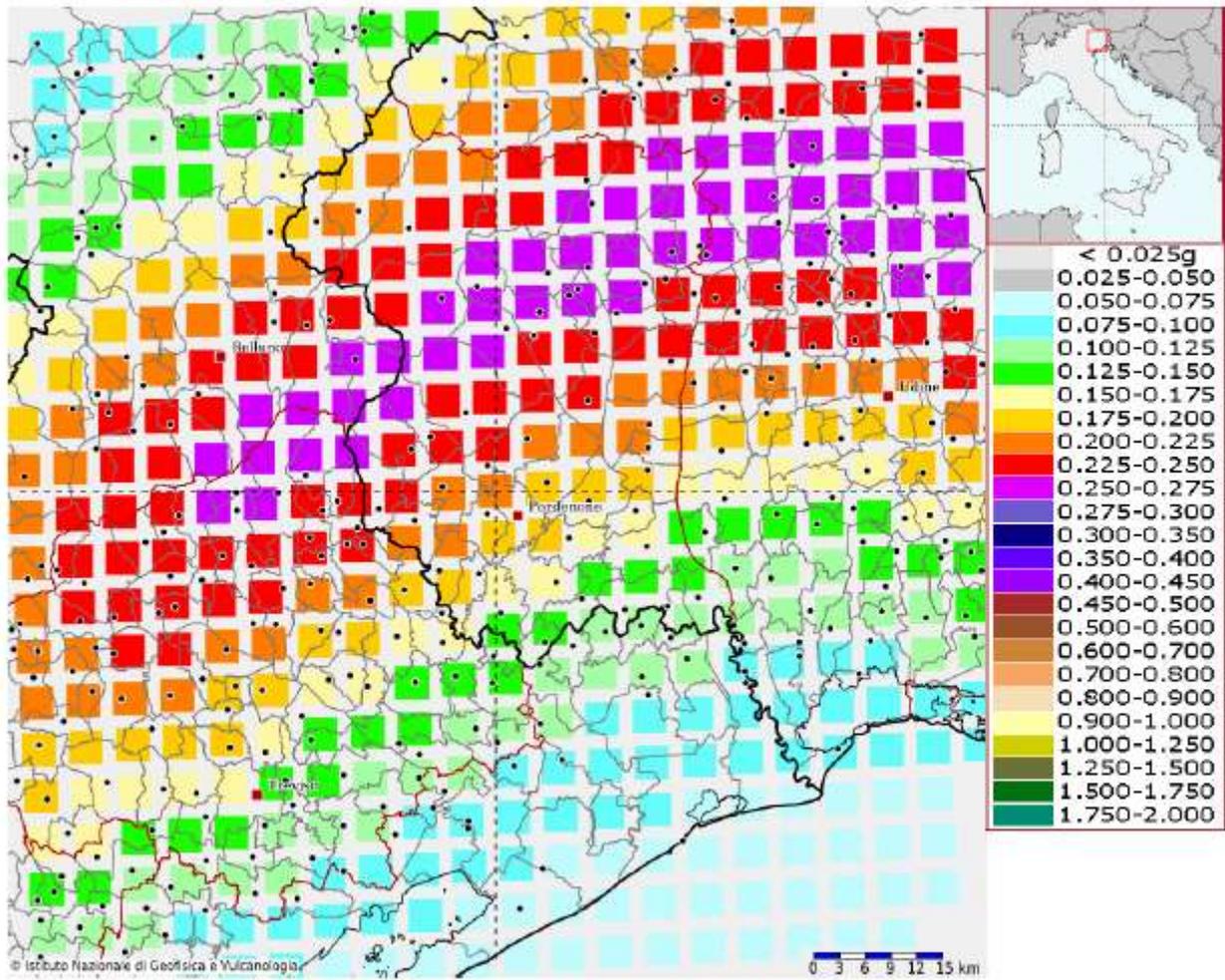
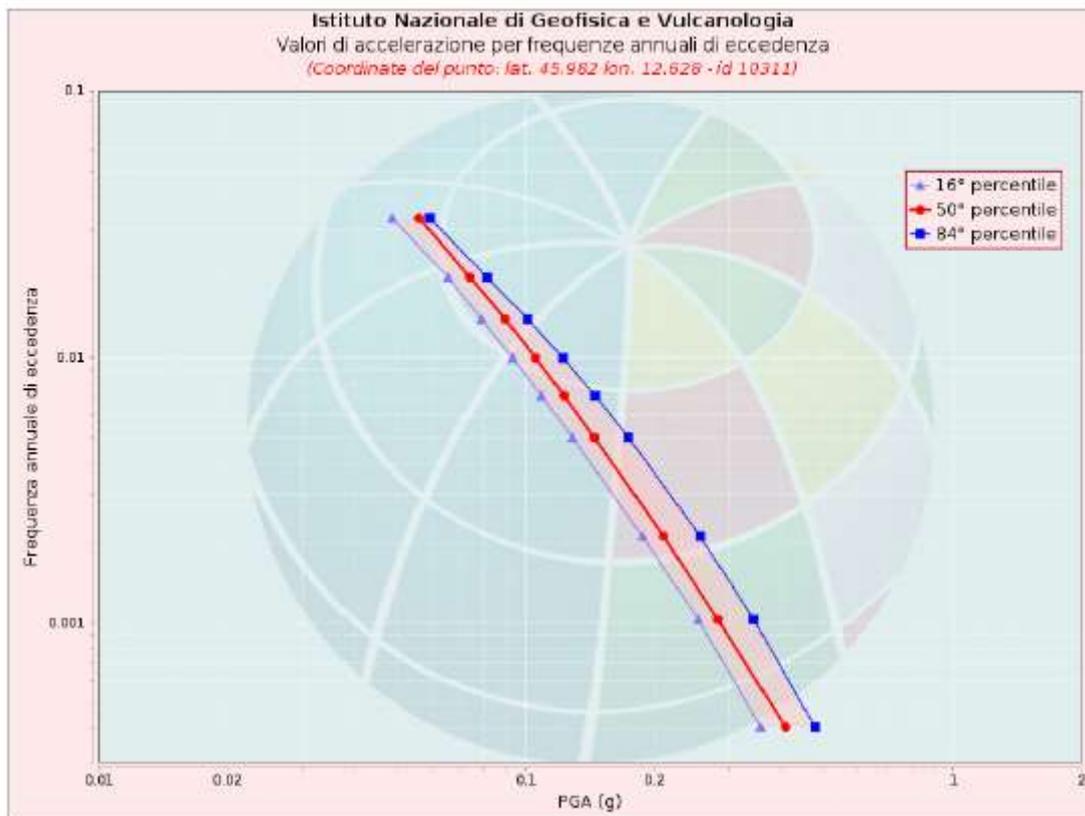
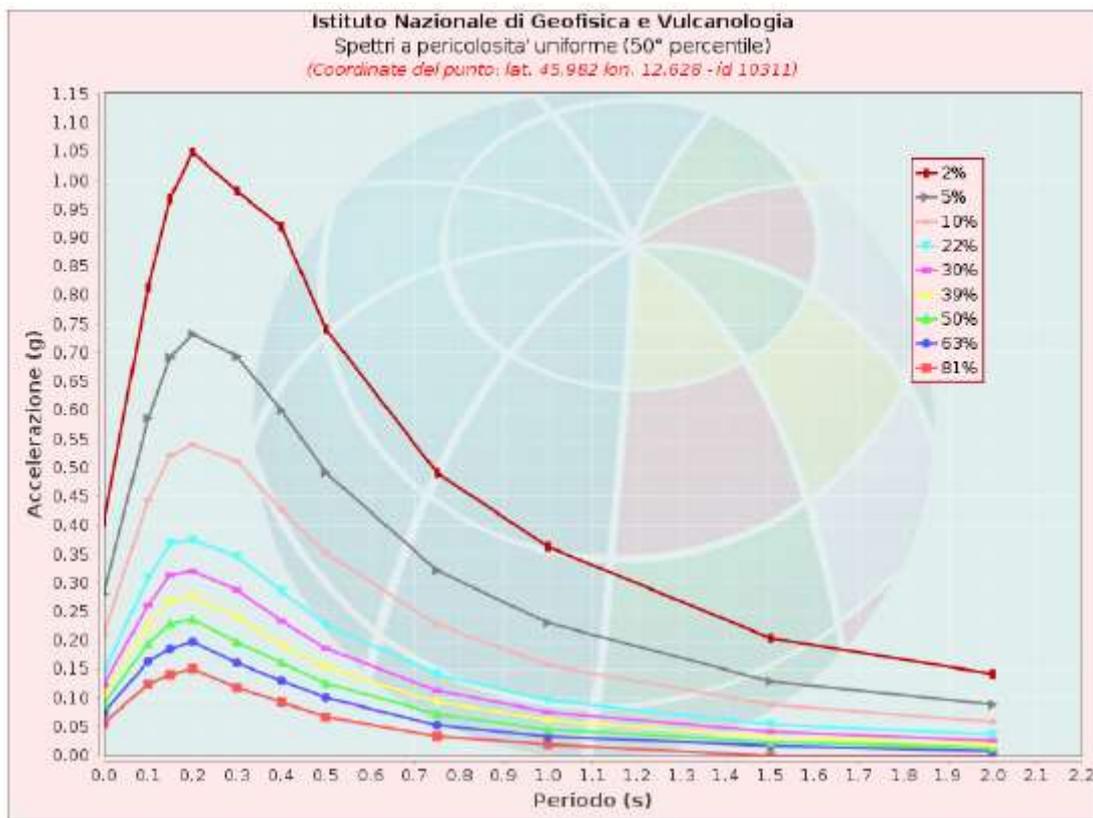


Figura 14. Mappe interattive di pericolosità sismica



Valori di accelerazione per frequenze annuali di eccedenza			
Frequenza annuale di ecc.	PGA (g)		
	16° percentile	50° percentile	84° percentile
0.0004	0.355	0.406	0.476
0.0010	0.254	0.282	0.342
0.0021	0.188	0.211	0.256
0.0050	0.129	0.145	0.174
0.0071	0.109	0.123	0.146
0.0099	0.093	0.106	0.122
0.0139	0.079	0.090	0.101
0.0199	0.066	0.074	0.081
0.0332	0.049	0.056	0.060

Figura 15. Grafico e tabella con i valori di accelerazione per frequenze annuali di eccedenza



Spettri a pericolosità uniforme (50° percentile)

PoE in 50 anni	Accelerazione (g)										
	Periodo (s)										
	0.0	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
2%	0.406	0.814	0.968	1.049	0.981	0.919	0.742	0.492	0.363	0.204	0.142
5%	0.282	0.586	0.692	0.733	0.694	0.600	0.492	0.322	0.231	0.129	0.089
10%	0.211	0.444	0.521	0.541	0.512	0.427	0.352	0.228	0.157	0.089	0.059
22%	0.145	0.309	0.369	0.374	0.346	0.286	0.226	0.142	0.096	0.054	0.037
30%	0.123	0.262	0.314	0.321	0.288	0.234	0.186	0.113	0.076	0.041	0.026
39%	0.106	0.226	0.270	0.276	0.240	0.194	0.154	0.093	0.062	0.032	0.019
50%	0.090	0.195	0.229	0.237	0.197	0.161	0.126	0.072	0.045	0.024	0.015
63%	0.074	0.164	0.186	0.198	0.161	0.130	0.101	0.053	0.033	0.017	0.008
81%	0.056	0.124	0.141	0.151	0.118	0.093	0.068	0.033	0.019	0.000	0.000

Figura 16. Grafico e tabella Spettri a pericolosità uniforme

Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni											
Distanza in Km	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.0000	9.9100	22.0000	16.1000	9.9900	5.3400	0.6750	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	1.2000	4.9700	6.8200	7.0000	5.7400	0.9250	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	0.0000	0.1870	1.1900	2.2200	2.7000	0.5400	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.0000	0.0000	0.0640	0.5560	1.0500	0.2500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0518	0.2810	0.0816	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0006	0.0782	0.0335	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0102	0.0098	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0014	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi: magnitudo = 5.3 ; distanza = 9.65 ; epsilon = 0.864

Figura 17. Tabella - Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10 % in 50 anni

Categoria sottosuolo e condizioni topografiche

Categoria di suolo

Per la classificazione del sottosuolo si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_S (in m/s) intesa come velocità equivalente ($V_{S,eq}$) secondo la seguente espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove h_i e $V_{S,i}$ indicano rispettivamente lo spessore e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo per un totale di N strati e H la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzato da V_S non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro V_{S30} , ottenuto ponendo $H=30$ m e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

La misura di velocità di propagazione delle onde di taglio Vs è stata eseguita con una prova HVSR

La prova H/V o prova HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è una tecnica di sismica passiva che si basa sulla misura dei microtremori (vento, onde marine, traffico veicolare, ecc.) che sono sempre presenti nella superficie terrestre. La prova è finalizzata alla determinazione delle caratteristiche del sottosuolo al di sotto del punto di misura. Infatti, dato che le vibrazioni ambientali sono costituite da onde che hanno attraversato porzioni significative del sottosuolo, la struttura del segnale registrato in superficie è potenzialmente in grado di fornire informazioni sul mezzo attraversato dalle onde. La prova permette di individuare situazioni sismostratigrafiche potenzialmente responsabili di fenomeni di risonanza sismica, valutandone qualitativamente l'entità e la determinazione dei periodi di risonanza delle coperture sedimentarie.

Il metodo consiste nella valutazione dei rapporti di ampiezza spettrale fra le componenti orizzontali (H) e la componente verticale (V). L'esito di questa prova è una curva sperimentale che rappresenta il valore del rapporto fra le ampiezze spettrali medie delle vibrazioni ambientali in funzione della frequenza di vibrazione. Le frequenze alle quali la curva H/V mostra dei massimi sono legate alla frequenza di risonanza del terreno al di sotto del punto di misura.

La prova HVSR a stazione singola è stata eseguita con un apparecchio portatile compatto (Sara electronic instruments Srl) costituito da tre sensori elettrodinamici ortogonali (velocimetri).

Per il punto di misura si è acquisita una registrazione della durata di 20 minuti, campionata ad una frequenza di 100 Hz. Il software usato per la elaborazione è il GeoExplorer Hvsr della Sara srl.

Per l'elaborazione dei dati HVSR è stata adottata la procedura proposta nell'ambito del progetto SESAME (Site Effects Assessment Using Ambient Excitations). Preliminarmente alla procedura di analisi dei rapporti spettrali, la traccia sismica registrata è stata verificata eliminando i disturbi transienti e quelle parti di registrazioni non adatte all'analisi. Una volta selezionata la parte di segnale stabile sono state calcolate, per ognuna delle tre componenti del moto, le ampiezze spettrali.

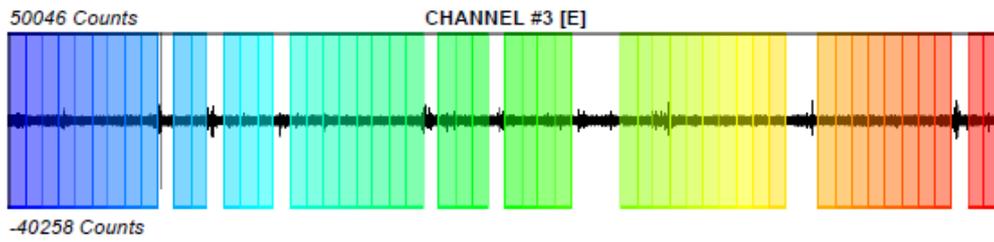
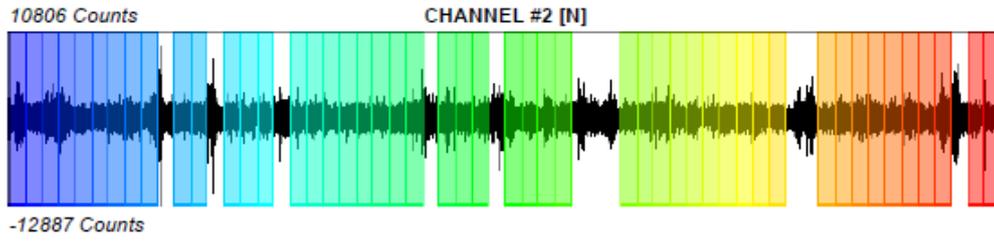
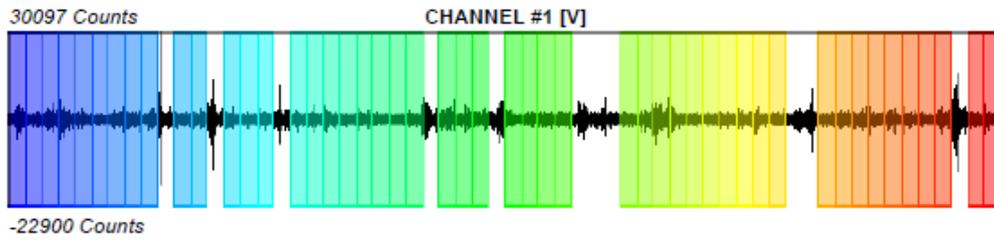
Prova HVSR

Signal and Windowing

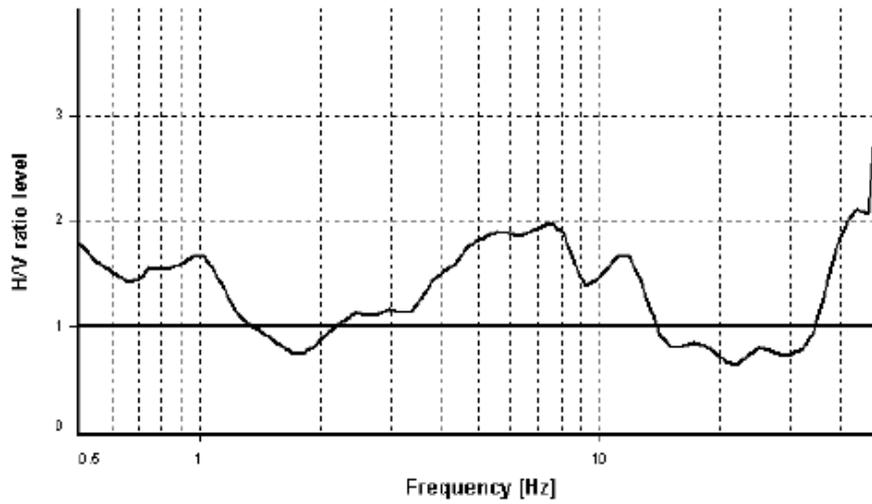
Sampling frequency:	100 Hz
Recording start time:	15/05/2023 11:40:47
Recording length:	20 min
Windows count:	49
Average windows length:	20
Signal coverage:	81,67 %

HVSR Analysis

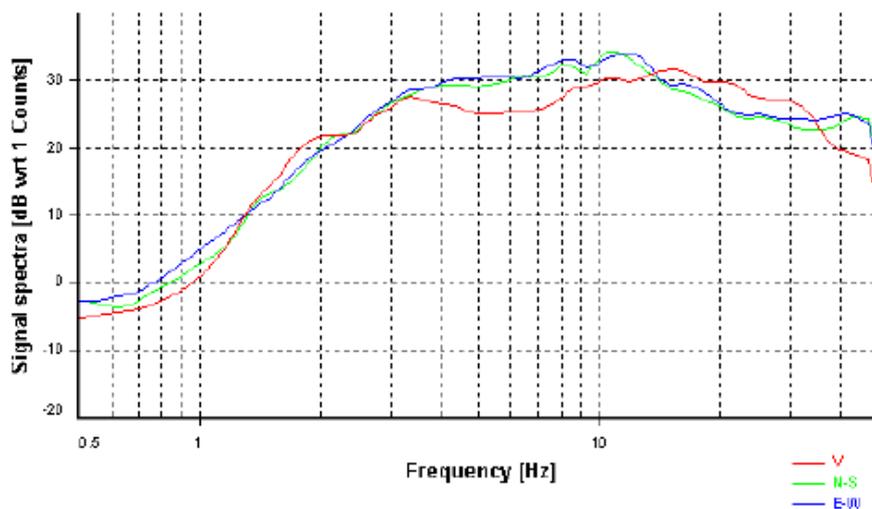
Tapering: Enabled (bandwidth = 5%)
Smoothing: Proportional triangular (bandwidth coefficient = 10)
Instrumental correction: Disabled



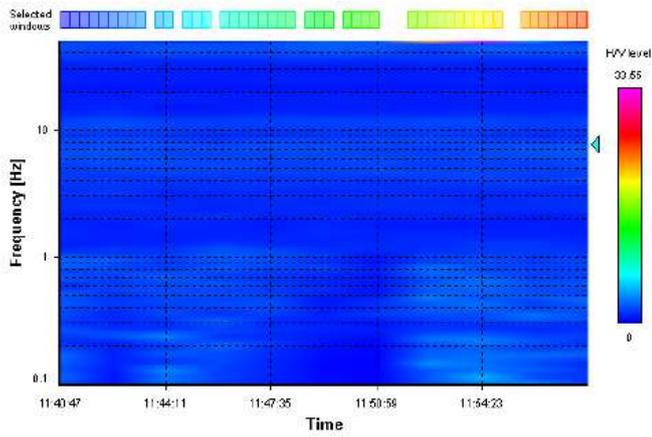
HVSR average



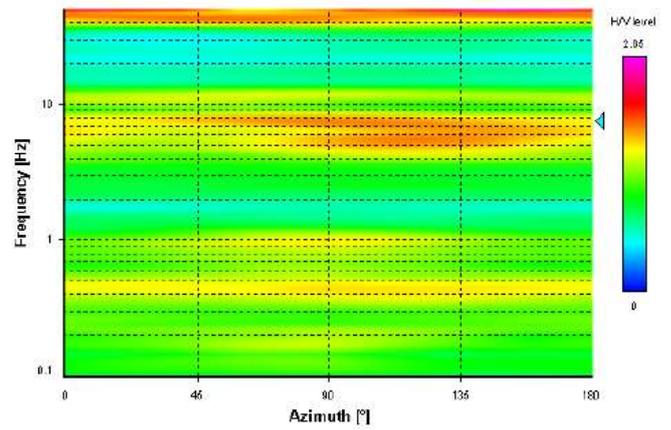
Signal spectra average



HVSR time-frequency analysis (102 seconds windows)



HVSR directional analysis

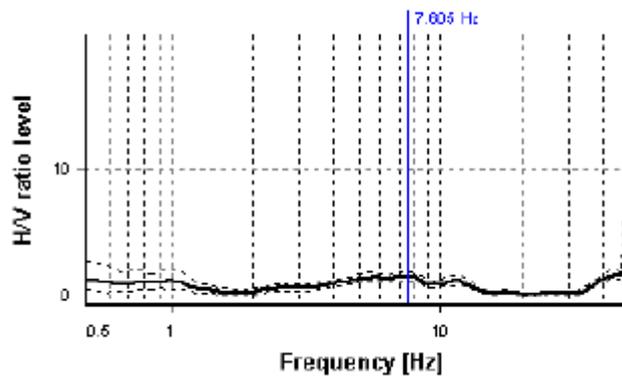


Selected f_0 frequency

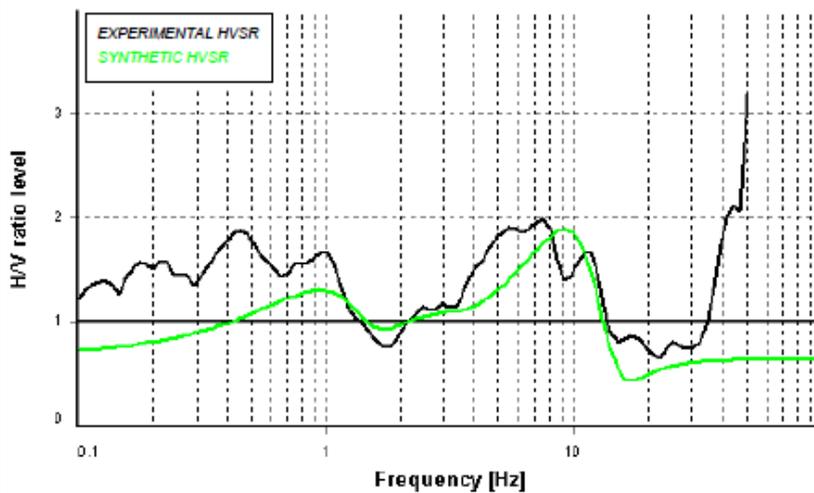
7.605 Hz

A_0 amplitude = 1.977

Average $f_0 = 7.054 \pm 1.385$

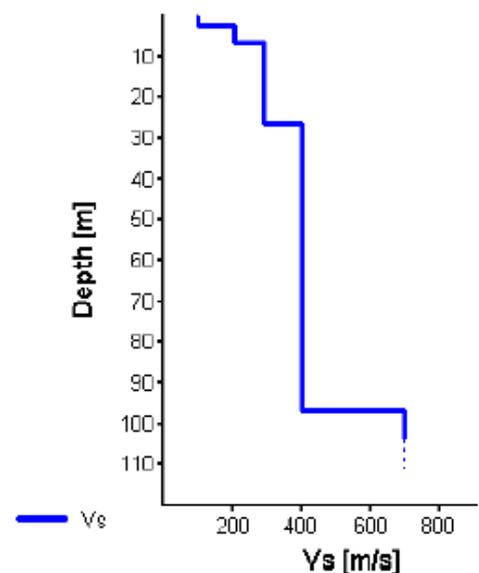


Synthetic HVSR modelling



$V_{seq\ 30} = 246$ m/s (Offset = 0 m)

H [m]	D [m]	Vp [m/s]	Vs [m/s]	ρ [kg/m ³]
2.3	2.3	202	97	1800
4.2	6.5	427	205	2000
20	26.5	604	290	2100
70	96.5	833	400	2150
-	> 96.5	1457	700	2180



L'indagine ha determinato una $V_{seq} = 246$ m/s e pertanto il suolo rientra nella categoria C secondo la seguente tabella:

Categoria sottosuolo

Categoria	Caratteristiche del suolo
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

Categoria topografica

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

L'azione sismica, per lo stato limite ultimo, viene calcolata con lo spettro di risposta elastica proposto dalle NTC 2018.

Si considera pari a 50 anni la vita nominale dell'opera oggetto della relazione (tipo di costruzione 2) da cui:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1 = 50 \text{ (periodo di riferimento per l'azione sismica)}$$

Dove C_U è il coefficiente d'uso pari a 1 (classe d'uso II)

Si può quindi definire il periodo di ritorno T_R :

$$T_R = -V_R / [\ln(1-P_{vr})] = -50 / [\ln(1-0,1)] = 475 \text{ anni}$$

Dove P_{vr} è la probabilità di superamento, nel periodo di riferimento V_R , dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV) pari al 10%.

Si vanno ad individuare i valori di a_g , F_o e T^*c per un periodo di ritorno di 475 anni.

Con le coordinate del sito si ottengono i seguenti valori:

$$a_g/g = 0,194$$

$$F_o = 2,444$$

$$T^*c = 0,333 \text{ s}$$

Si possono quindi calcolare il coefficiente S ed i periodi T_B , T_C e T_D che definiscono lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali:

$$S = S_S \times S_T$$

Dove : S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente di amplificazione topografica

Amplificazione stratigrafica

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Amplificazione topografica

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Pertanto:

$$S_s = 1,7 - 0,6 \times F_o \times a_g/g = 1,416 \text{ (categoria suolo C)}$$

$$S_T = 1$$

$$S = 1,416$$

$$T_c = C_c \times T^*c \text{ dove : } C_c = 1,05 \times (T^*c)^{-0,33} = 1,509$$

$$T_c = 0,503 \text{ s}$$

$$T_B = T_c / 3 = 0,168 \text{ s}$$

$$T_D = 4 \times a_g/g + 1,6 = 2,375 \text{ s}$$

Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

$$a_{gv}/g = 0,115$$

Si possono quindi calcolare il coefficiente S ed i periodi T_B , T_c e T_D che definiscono lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali:

$$S = S_s \times S_T$$

Dove : S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente di amplificazione topografica

$$S_s = 1$$

$$S_T = 1$$

$$T_c = 0,150 \text{ s}$$

$$T_B = 0,050 \text{ s}$$

$$T_D = 1,000 \text{ s}$$

$$S = 1$$

$$F_v = 1,35 F_o (a_g/g)^{0,5} = 1,452$$

Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale:

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

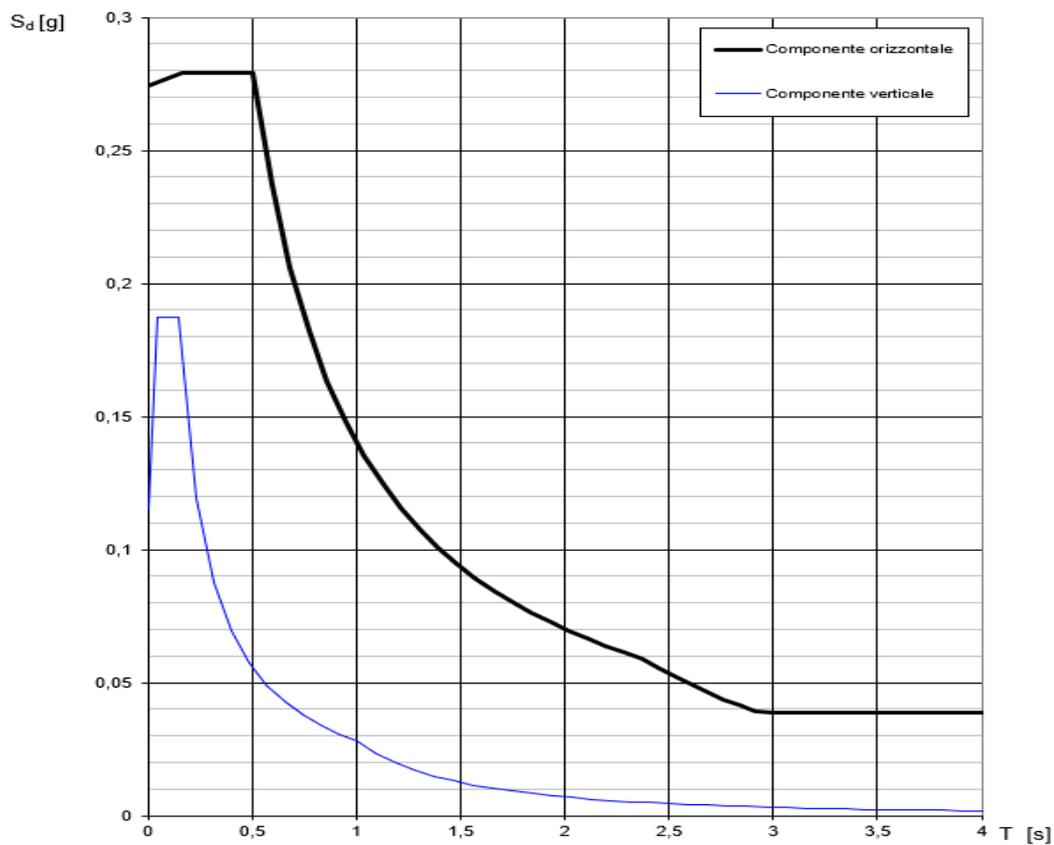


Figura 18. Spettri di risposta delle componenti orizzontali e verticali per lo stato limite SLV

Spostamento orizzontale e velocità orizzontale del terreno

I valori dello spostamento orizzontale d_g e della velocità orizzontale v_g massimi sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 a_g S T_C T_D$$

$$v_g = 0,16 a_g S T_C$$

e quindi:

$$d_g = 0,0082 \text{ m}$$

$$v_g = 0,0221 \text{ m/s}$$

Accelerazione orizzontale massima

L'accelerazione orizzontale massima al sito è di:

$$a_{\max} = S \times a_g/g = 0,27 \text{ g}$$

Liquefazione dei terreni in condizioni sismiche

Si possono ritenere potenzialmente liquefacibili quei depositi sciolti che presentano le seguenti caratteristiche:

- granulometricamente sono sabbie da fini a medie con contenuto in fine variabile generalmente da 0 al 25%;
- si trovano sotto falda;
- sono da poco a mediamente addensati;
- si trovano a profondità relativamente basse (di solito inferiori ai 15 metri).

Per valutare il potenziale di liquefazione viene utilizzato un metodo semplificato che permette di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la resistenza al taglio mobilabile nello strato (CRR) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma (CSR). Cioè in pratica si ha:

$$F_s = \frac{\text{CRR}}{\text{CSR}}$$

Un deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione, se il coefficiente di sicurezza sarà minore di 1 (di 1.25 secondo l'Eurocodice 8). La grandezza CSR dipende dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto). CRR è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche dinamiche e statiche o con i valori delle velocità delle onde S ricavati da indagine geofisica.

Il rischio di liquefazione può anche essere espresso attraverso la Probabilità di liquefazione (PL) data da (Juang, 2012):

$$PL\% = 100 / \{1 + \exp[7.545(F_s - 0.952)]\}$$

Solitamente il valore critico di PL è posto intorno al 15%. Valori superiori indicano strati con rischio di liquefazione non accettabile.

Calcolo dello sforzo di taglio indotto dal sisma (CSR)

La grandezza CSR viene ricavata dalla relazione:

$$T = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \frac{1}{MSF};$$

dove:

a_{max}	= accelerazione sismica massima;
g	= accelerazione di gravità = 980.7 cm/s ² ;
σ_{v0}	= pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;
σ'_{v0}	= pressione verticale efficace alla profondità z dal p.c.;
r_d	= coefficiente funzione della profondità dal p.c.;
MSF	= coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma.

La grandezza r_d può essere valutata attraverso alcune correlazioni empiriche note in letteratura. In particolare per r_d si è fatto riferimento alla correlazione di Boulanger & Idriss (2014) secondo la quale:

$$r_d = \exp(\alpha + \beta)$$

$$\alpha = -1.012 - 1.126 \operatorname{sen} \left(\frac{h_{media}}{11.73} + 5.133 \right)$$

$$\beta = M_w \left[0.106 + 0.118 \operatorname{sen} \left(\frac{h_{media}}{11.28} + 5.142 \right) \right]$$

in cui M_w è la magnitudo momento del sisma di riferimento

Il parametro correttivo MSF può essere ricavato, nel caso di metodi empirici basati su prove SPT e CPT, usando la relazione di Boulanger & Idriss (2014):

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \left(8.64 \exp \left(\frac{-M}{4} \right) - 1.325 \right)$$

dove:

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{q_{c1Ncr}}{180} \right)^3 \leq 2.2$$

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{(N_1)_{60cr}}{31.5} \right)^2 \leq 2.2$$

In alternativa può essere utilizzato il metodo di Idriss (1995):

$$MSF = \left[\frac{M}{7.5} \right]^{-3.3} \quad \text{se } M \leq 7.5$$

o con la formula

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.58}} \quad \text{se } M > 7.5$$

La stima della magnitudo di riferimento pari a $M = 5,3$ ad una distanza di 9,65 km è stata desunta dalla Mappa di Pericolosità Sismica realizzata dall'INGV che descrive la pericolosità sismica attraverso il parametro dell'accelerazione massima attesa con una probabilità di eccedenza del 10 % in 50 anni su suolo rigido e pianeggiante definendo il terremoto detto "di scenario" o evento sismico dominante.

Calcolo della resistenza al taglio mobilità (CRR)

Da prove penetrometriche dinamiche – metodo di Boulanger e Idriss (2014)

In questo metodo il parametro CRR (resistenza alla liquefazione) viene calcolato con la seguente espressione:

$$CRR = \exp \left[\frac{N_{1,60cr}}{14.1} + \sqrt{\frac{N_{1,60cr}}{126}} - \left(\frac{N_{1,60cr}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{N_{1,60cr}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]$$

La grandezza $N_{1,60cr}$ si ottiene con la seguente relazione:

$$N_{1,60cr} = N_{1,60} + \exp \left(1.63 + \frac{9.7}{FC} - \sqrt{\frac{15.7}{FC}} \right)$$

In cui FC è la percentuale di fine.

Il parametro $N_{1,60}$ è il valore di Nspt normalizzato ed è determinato con la seguente espressione:

$$N_{1,60} = N_{spt} \times C_N \times C_E \times C_R \times C_S \times C_B$$

Dove:

- C_E = fattore correttivo per l'efficienza dell'infissione = ER/60 con ER l'efficienza del sistema d'infissione usato;
- C_b = fattore correttivo collegato al diametro del foro di sondaggio;
questi i valori consigliati:
da 65 a 115 mm $C_b=1.0$
da 115 a 150 mm $C_b=1.05$
da 150 a 200 mm $C_b=1.15$
- C_r = fattore correttivo collegato alla lunghezza delle aste;
questi i valori consigliati:
da 3 a 4 m $C_r=0.75$
da 4 a 6 m $C_r=0.85$
da 6 a 10 m $C_r=0.95$
da 10 a 30 m $C_r=1.0$
>30 m $C_r>1.0$
- C_s = fattore correttivo collegato al tipo di campionatore;
questi i valori consigliati:
campionatore standard $C_s=1.0$
campionatore senza astuccio C. da 1.1 a 1.3

Il parametro C_N va stimato in maniera iterativa. Si procede secondo il seguente schema:

1. Si calcola inizialmente $N_{1,60}$, ponendo $C_N = \sqrt{\frac{98.1}{\sigma'}}$, con σ' (kPa) = pressione litostatica verticale efficace ;
 2. Si ricalcola C_N con la seguente espressione: $C_N = \left(\frac{98.1}{\sigma'}\right)^\alpha$ con
 $\alpha = 0.784 - 0.0768\sqrt{N_{1,60}}$
 3. Si stima $N_{1,60}$ con il nuovo valore di C_N .
 4. Si ripetono i passi 2 e 3 fino a quando la differenza fra valori di C_N calcolati in due cicli successivi non è inferiore a un certo valore (per es. 0.001).
- Anche in questo caso, se il valore di C_N è maggiore di 1.7, si pone $C_N=1.7$.

Calcolo dell'indice di liquefacibilità.

Una stima del rischio di liquefazione complessivo lungo una verticale di calcolo viene fornita dal parametro indice di liquefazione (IL). Tale indice viene definito dalla seguente relazione:

$$IL = \sum_{i=1}^n FW(z)\Delta z$$

dove:

n = numero degli intervalli di calcolo di F_s lungo la verticale;

$F = 0$ per $F_s \geq F_s$ di riferimento

$F = 2000000e^{-18.427F_s}$ per F_s di riferimento > $F_s \geq 0.95$

$F = 1-F_s$ per $F_s < 0.95$

Δz = spessore dell'intervallo di calcolo;

$W(z) = 10 - 0,5z$ con z = profondità di calcolo (massimo 20 m).

In base al valore di IL ottenuto è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione attraverso la seguente tabella:

IL	Rischio di liquefazione
IL=0	Molto basso
0<IL≤2	Basso
2<IL≤5	Moderato
5<IL≤15	Alto
15<IL	Molto alto

La valutazioni del potenziale di liquefazione dei terreni è stata effettuata utilizzando i dati ricavati dalla prove penetrometrica dinamica.

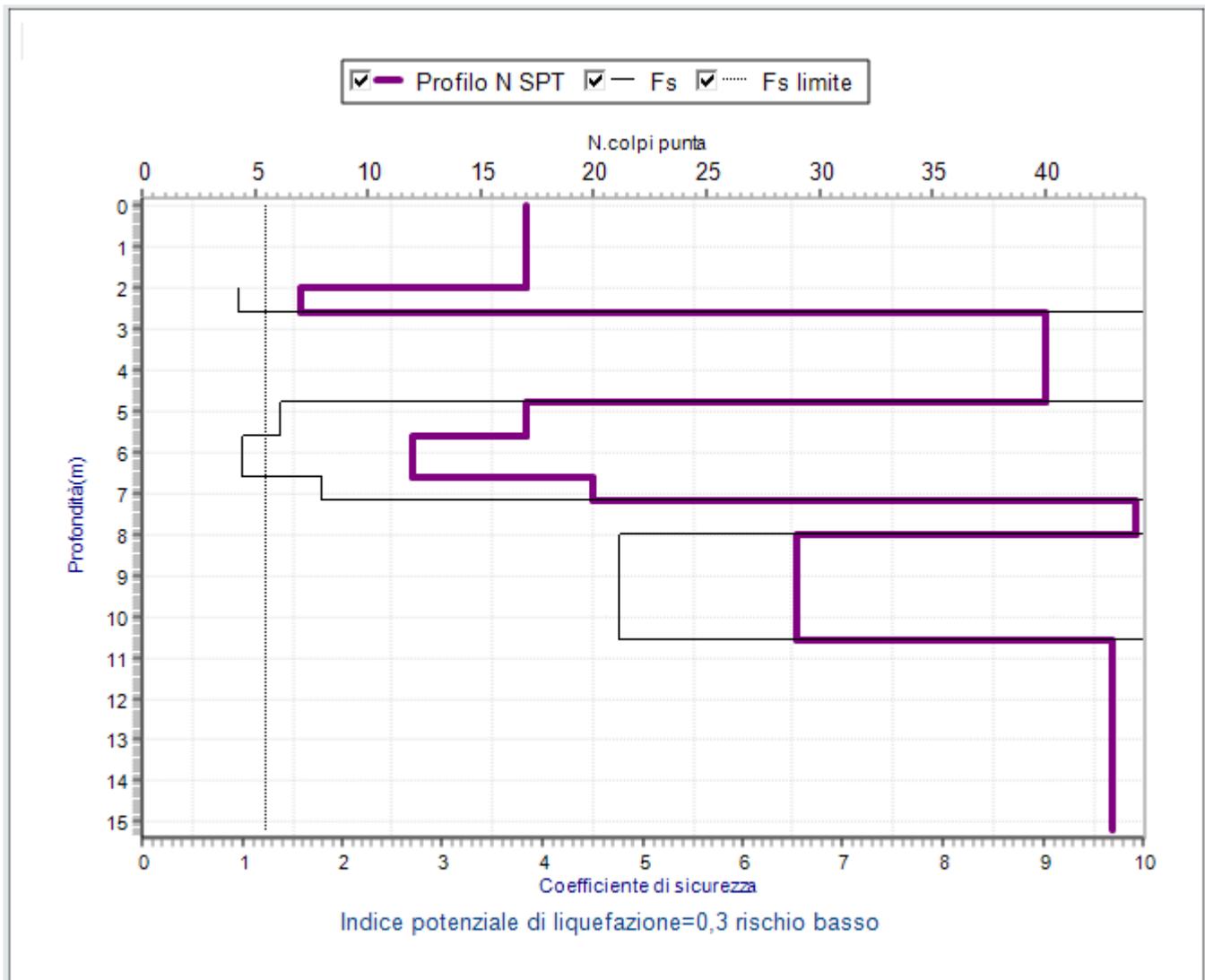
Per la valutazione è stata ipotizzata la presenza di falda a - 2 m dal p.c..

La verifica ha messo in evidenza coefficienti di sicurezza riguardo alla liquefazione sempre superiori a $F_s > 1$ ad eccezione dello strato posto tra - 2,0 e - 2,6 m..

L'indice potenziale di liquefazione = 0,3 definisce un Rischio Basso.

Di seguito si riportano i risultati della valutazione.

da (m)	a (m)	Nspt	%fine	Gamma(kN/mc)	CSR	CRR	Fs	PL %	ced(mm)
0,00	2,00	17	5,0	18,30	0,173				
2,00	2,60	7	30,0	19,00	0,196	0,191	0,972	46,17	0,21
2,60	4,80	40	5,0	20,75	0,24	3,205	13,354	0,0	1,25
4,80	5,60	17	20,0	19,35	0,249	0,344	1,383	3,72	0,85
5,60	6,60	12	30,0	19,10	0,258	0,261	1,011	39,01	1,77
6,60	7,20	20	20,0	19,50	0,261	0,472	1,809	0,15	1,41
7,20	8,00	44	5,0	21,25	0,263	21,107	80,255	0,0	2,17
8,00	10,60	29	30,0	19,95	0,262	1,249	4,769	0,0	8,67
10,60	15,20	43	5,0	21,10	0,229	4,44	19,387	0,0	17,94



Microzonazione sismica di 1° Livello

Secondo la “Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica” il sito ricade in Zona stabile suscettibile di amplificazione locale e ricade in Zona di Attenzione per Liquefazione.

Per il sito in esame sono stati valutati i fenomeni di amplificazione sismica di tipo stratigrafico mediante una procedura semplificata basata sulla definizione della categoria di sottosuolo. La verifica è stata effettuata con una prova di sismica passiva HVSR mediante la quale è stata determinata una velocità $V_{s,eq} = 246$ m/s e pertanto il suolo rientra nella categoria di sottosuolo C.

L'area è quindi soggetta ad amplificazione sismica di tipo stratigrafico.

L'area non è soggetta ad amplificazione sismica di tipo topografico perché il territorio è pianeggiante ($T1 = 1$).

Le valutazioni del potenziale di liquefazione dei terreni sono state eseguite utilizzando i dati della prova penetrometrica dinamica. L'analisi ha valutato un indice potenziale di liquefazione di 0,3 che corrisponde ad un Rischio Basso.

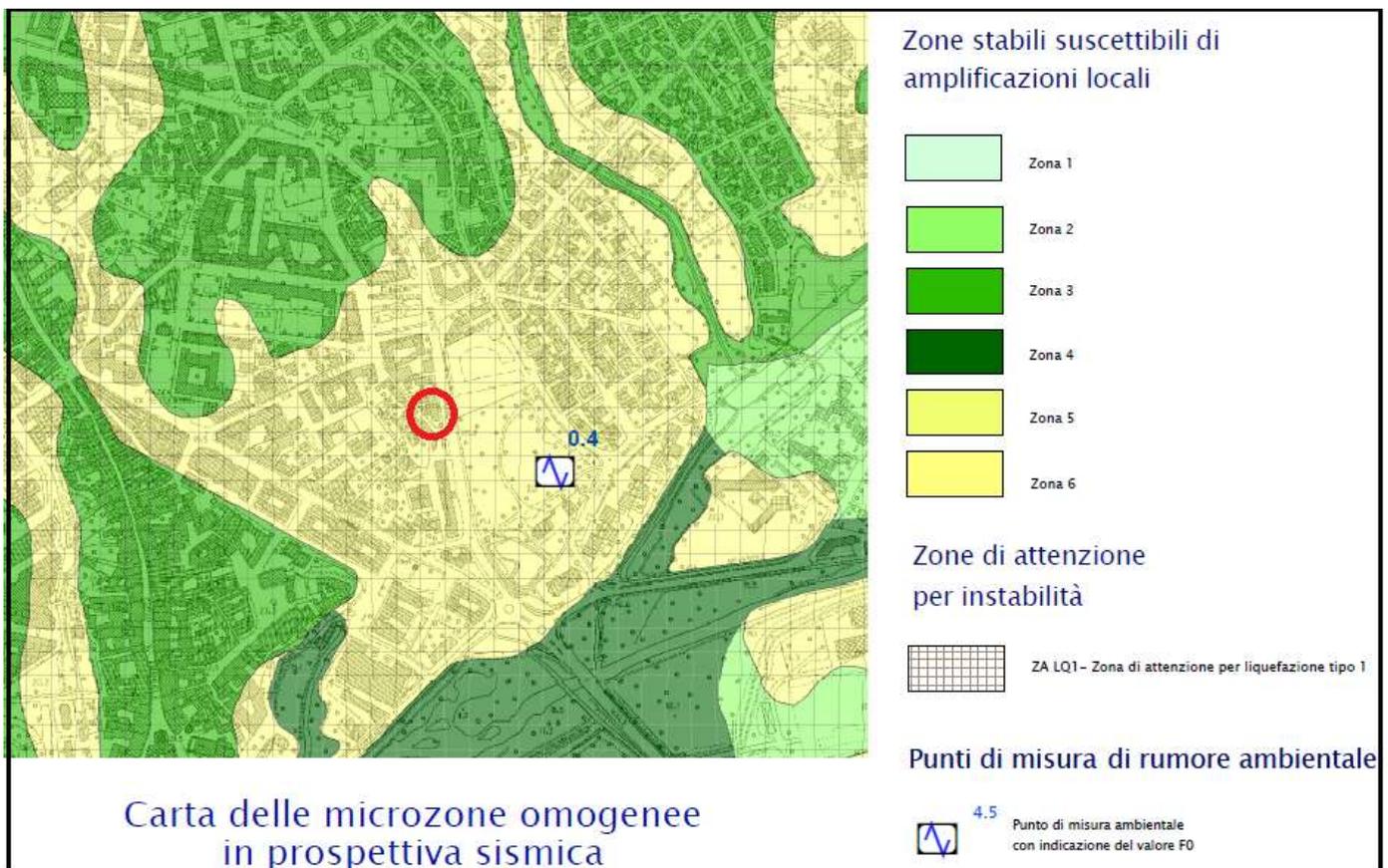


Figura 19. Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica. Tratta dalla Microzonazione di 1 Livello. Il sito è indicato con un cerchio rosso.

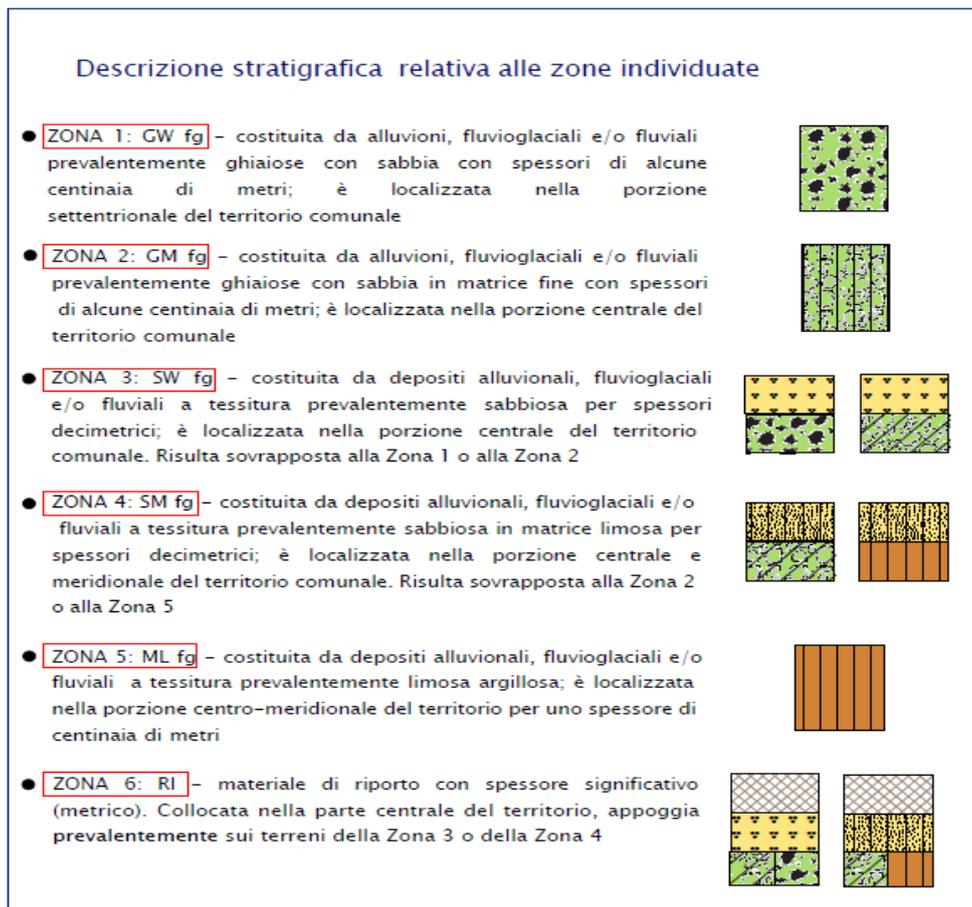


Figura 20. Legenda della Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica. Tratta dalla Microzonazione di 1 Livello.

STRATIGRAFIA E CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI TERRENI

La stratigrafia e le caratteristiche meccaniche dei terreni sono state valutate con l'esecuzione di una prova penetrometrica dinamica

La prova consiste nel misurare il numero di colpi (di una massa battente di 63,5 kg con una volata di 75 cm) necessari per infiggere di 20 cm nel terreno una punta conica di diametro 5,046 cm.

L'interpretazione dei dati è stata eseguita correlando il Numero di colpi della prova al Numero di colpi della prova Panetrometrica SPT ($N_{spt\ eq}$).

La prova ha individuato terreni sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi fino alle profondità indagate.

Durante l'esecuzione della prova penetrometrica dinamica (15.05.2023) la falda è stata intercettata a – 3,8 m dal p.c. Dall'analisi delle cartografie e delle indagini eseguite al contorno si può affermare che la falda possa risalire a – 2 m dal p.c. in occasione di eventi di piena.

Si riportano i seguenti tabulati e grafici:

- la tabella dati con il numero di colpi e il grafico della prova
- la stratigrafia con il grafico N_{spt}
- il modello geologico e geotecnico

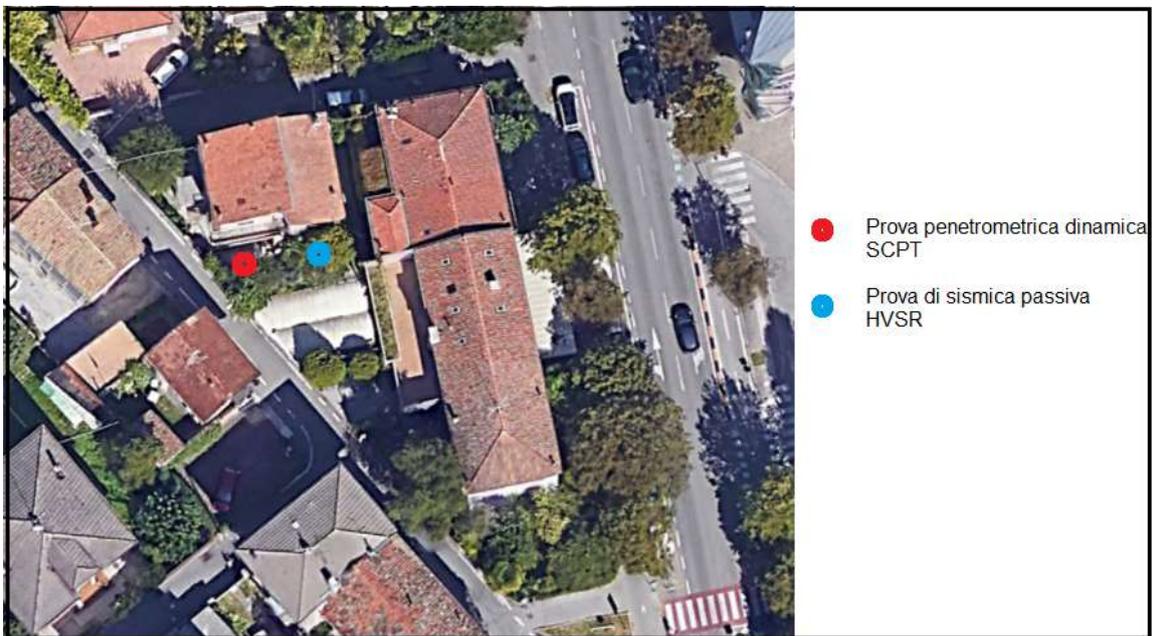
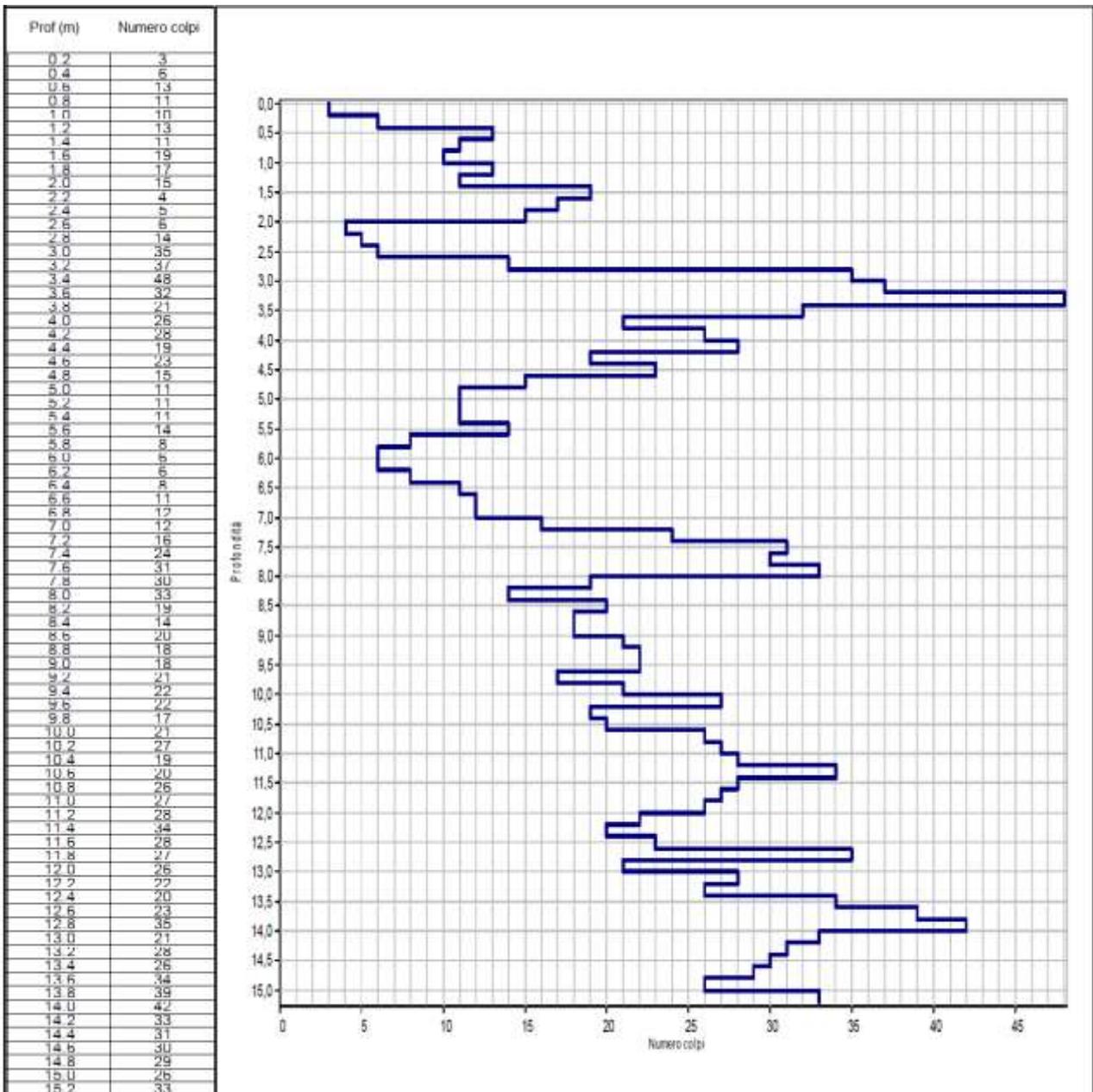
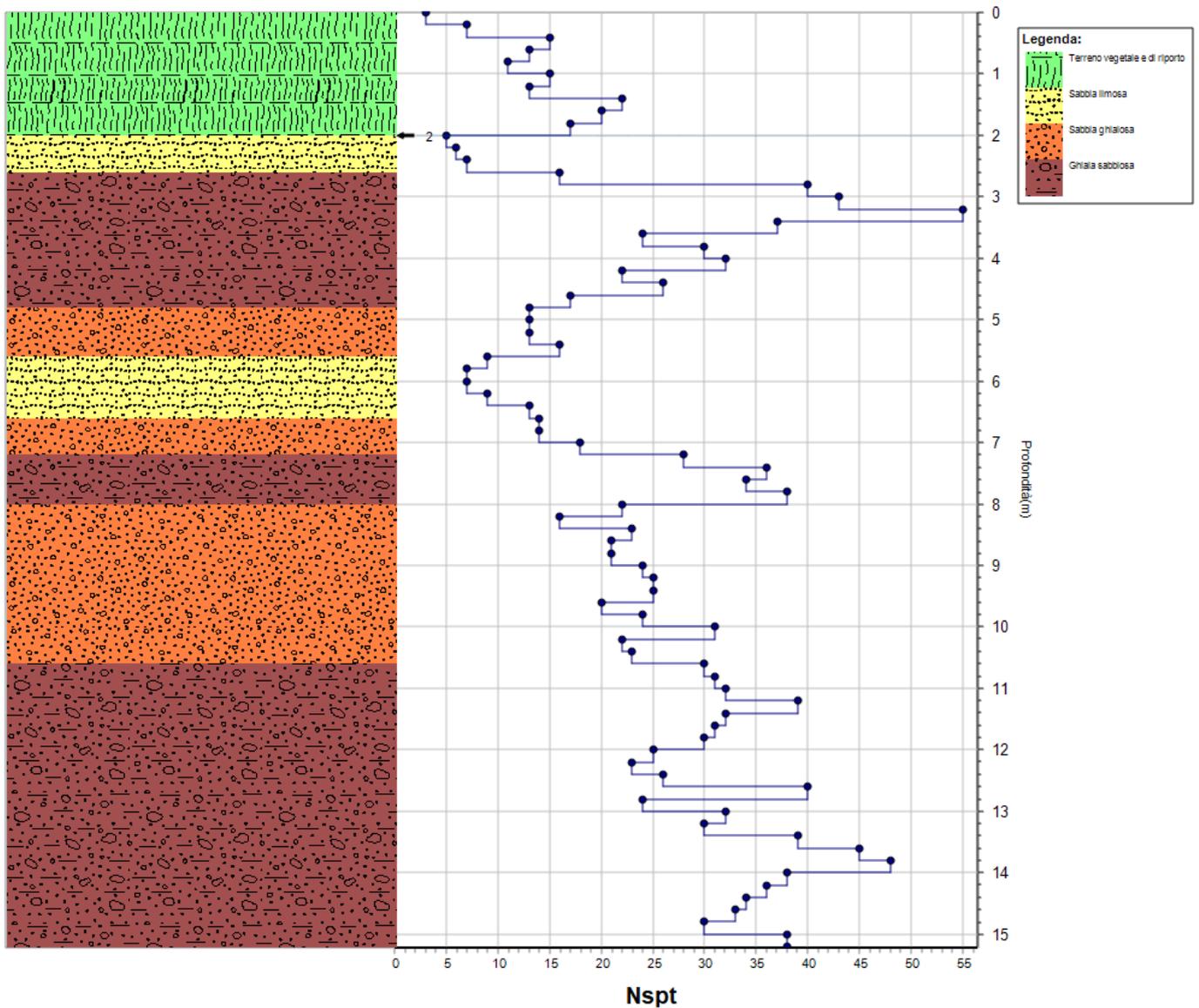


Figura 21. Ubicazione indagini geognostiche

TABELLA DATI E GRAFICO DELLA PROVA



STRATIGRAFIA



MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Prof.(m)	Nspt eq.	Descrizione	Phi picco(°)	Phi c.v.(°)	Gamma(kg/mc)	Dr %	Cu(kg/cm ²)	EY(kg/cm ²)	Eed.(kg/cm ²)
2,0	17	Terrano vegetale e di riporto	31,0	27,1	1835,0	46,0		584,48	
2,6	7	Sabbia limosa	25,2	24,9	1900,0	25,0		164,93	
4,8	40	Ghiaia sabbiosa	39,5	32,9	2075,0	75,0		2052,02	
5,6	17	Sabbia ghiaiosa	31,0	28,6	1935,0	46,0		584,48	
6,6	12	Sabbia limosa	28,4	27,1	1910,0	38,0		350,81	
7,2	20	Sabbia ghiaiosa	32,3	29,7	1950,0	50,0		744,35	
8,0	44	Ghiaia sabbiosa	40,7	34,8	2125,0	79,0		2336,82	
10,6	29	Sabbia ghiaiosa	35,9	32,2	1995,0	64,0		1293,22	
15,2	43	Ghiaia sabbiosa	40,4	35,7	2112,5	78,0		2265,62	

Dove:

Prof. = profondità in metri dal p.c.

Nspt eq = numero di colpi equivalenti della prova SPT

phi picco = angolo di resistenza al taglio di picco

Dr = densità relativa

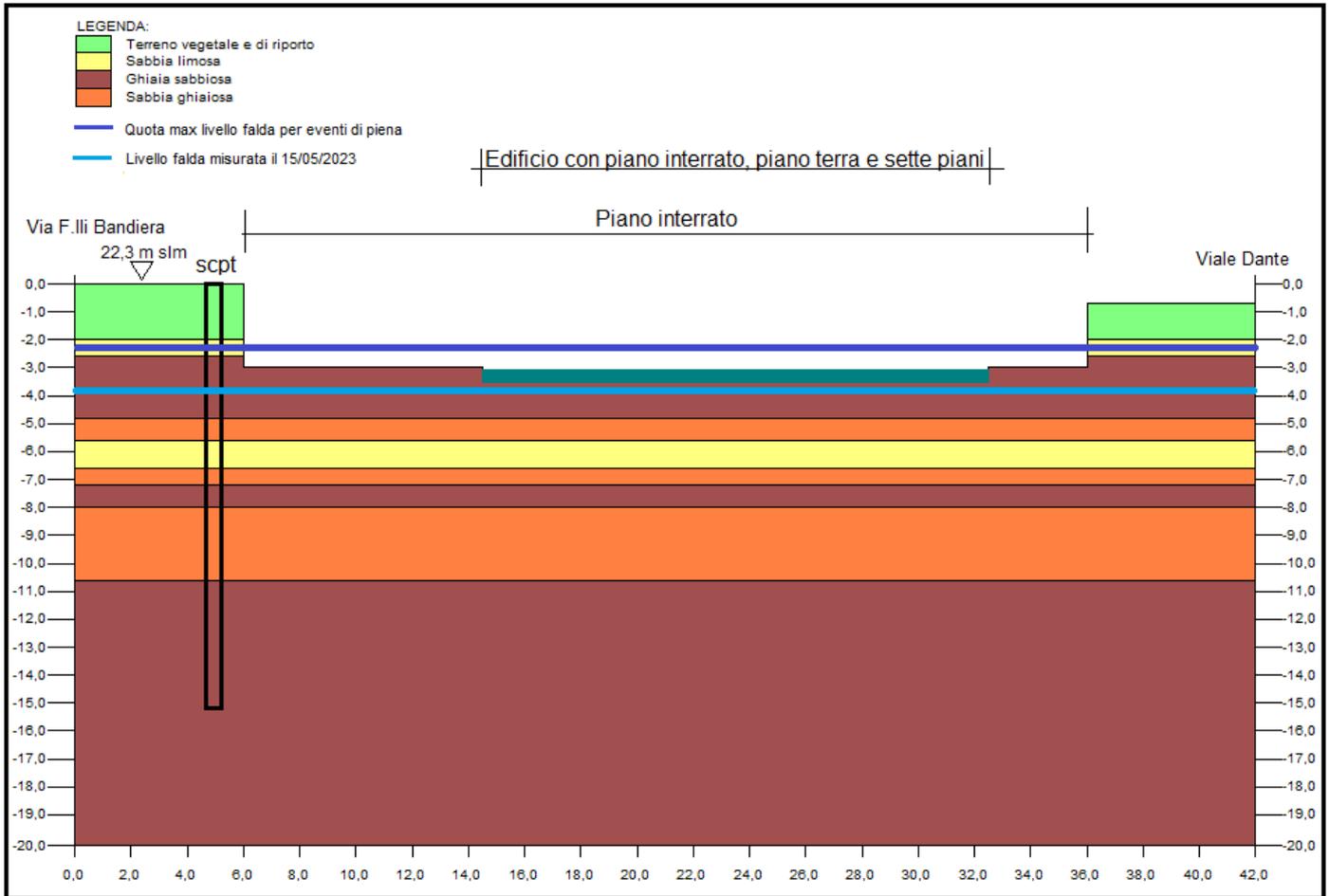
cu = coesione

Gamma = peso di volume naturale

EY = modulo di Young

Eed = modulo edometrico

SEZIONE STRATIGRAFICA



CAPACITÀ PORTANTE E CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI

Per la determinazione della capacità portante del terreno è stata utilizzata l'espressione sviluppata da Brinch-Hansen (1970) che assume la forma: 1) per terreni incoerenti; 2) per terreni coesivi:

$$1) Q = c * N_c * Sc * Dc * Ic * Bc * Gc + Y' * D * Nq * Sq * Dq * Iq * Bq * Gq + \frac{1}{2} * B * Y * Ny * Sy * Dy * Iy * By * Gy$$

$$2) Q = c * Nc * (1 + Sc + Dc - Ic - Bc - Gc) + Y' * D$$

dove:

c coesione

Y' peso di volume del terreno sopra il piano di posa

Y peso di volume del terreno sotto il piano di posa

B larghezza della fondazione

D profondità di posa della fondazione

Nc, Nq, Ny fattori di capacità portante

Sc, Sq, Sy fattori di forma della fondazione

Dc, Dq, Dy fattori di profondità della fondazione

Ic, Iq, Iy fattori di inclinazione del carico

Bc, Bq, By fattori di inclinazione della fondazione

Gc, Gq, Gy fattori di inclinazione del piano campagna.

I cedimenti delle fondazioni sono stati calcolati con la Teoria dell'elasticità.

Le sollecitazioni indotte sono state determinate con il metodo di Boussinesq.

Il calcolo della capacità portante è stato effettuato applicando le NTC 2018 per fondazione a platea di dimensione 18 x 16 m, posizionata a - 3,5 m rispetto la quota piè elevata del p.c. del sito.

La verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) è stata effettuata utilizzando l'Approccio 2 secondo il quale la capacità portante è pari a:

A1 + M1 + R3

A1 + M1 = 3,54 kg/cm² Con A1 = 1

Quindi

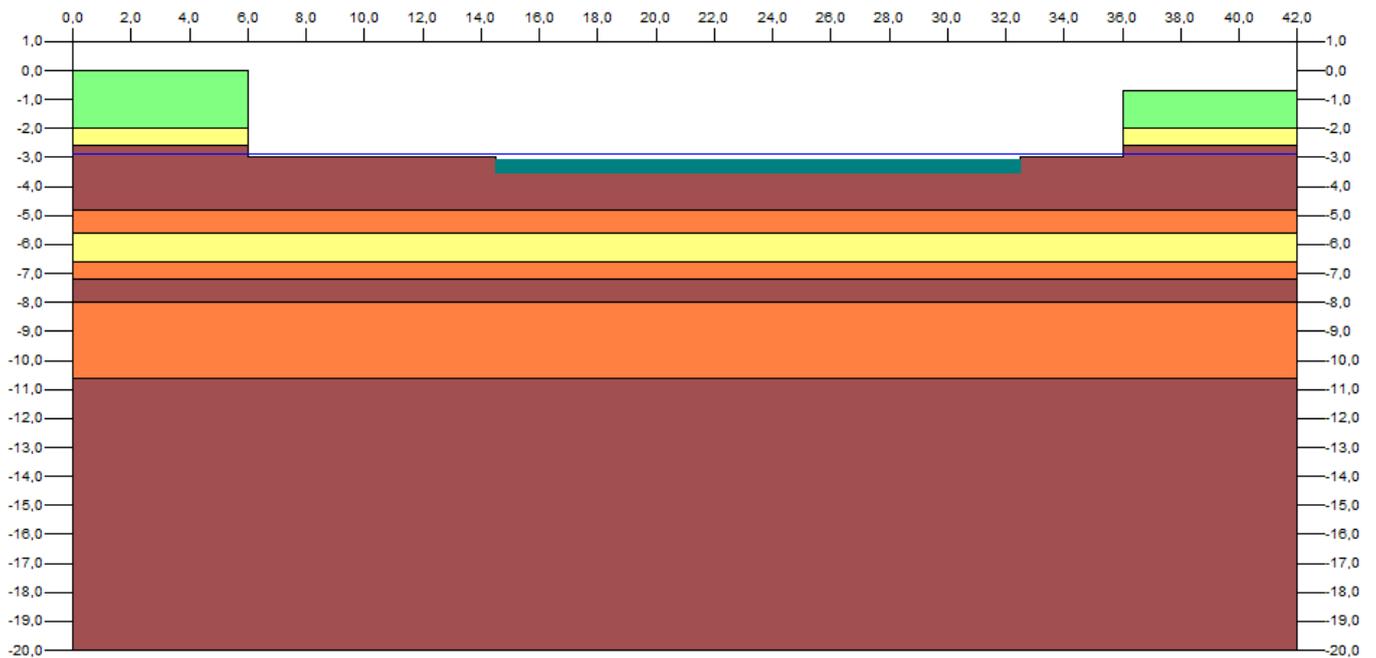
A1+ M1 + R3 = **1,54 kg/cm²** Con R3 = 2,3

Per questi carichi si sono stimati cedimenti di 3,1 cm.

STRATIGRAFIA

LEGENDA:

- Terreno vegetale e di riporto
- Sabbia limosa
- Ghiala sabbiosa
- Sabbia ghiaiosa



Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni

Secondo NTC2008/NTC2018 App.II Combinazione: fondamentale

Fondazione n.	1
Larghezza della fondazione (m):	18
Lunghezza della fondazione (m):	16
Profondità di posa lato destro (m):	0,5
Profondità di posa lato sinistro (m):	0,5

Metodo di calcolo:	Brinch Hansen stato limite ultimo
--------------------	-----------------------------------

Fattori di forma

Sc:	1,97	Sq:	1,96	Sy:	0,55
-----	------	-----	------	-----	------

Fattori di profondità

Dc:	1,01	Dq:	1,01	Dy:	1
-----	------	-----	------	-----	---

Fattori inclinazione carico

Ic:	1	Iq:	1	Iy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori inclinazione pendio

Gc:	1	Gq:	1	Gy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori inclinazione base

Bc:	1	Bq:	1	By:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori correttivi per gli effetti cinematicidel sisma

Zc:	1	Zq:	1	Zy:	1
-----	---	-----	---	-----	---

RISULTATO

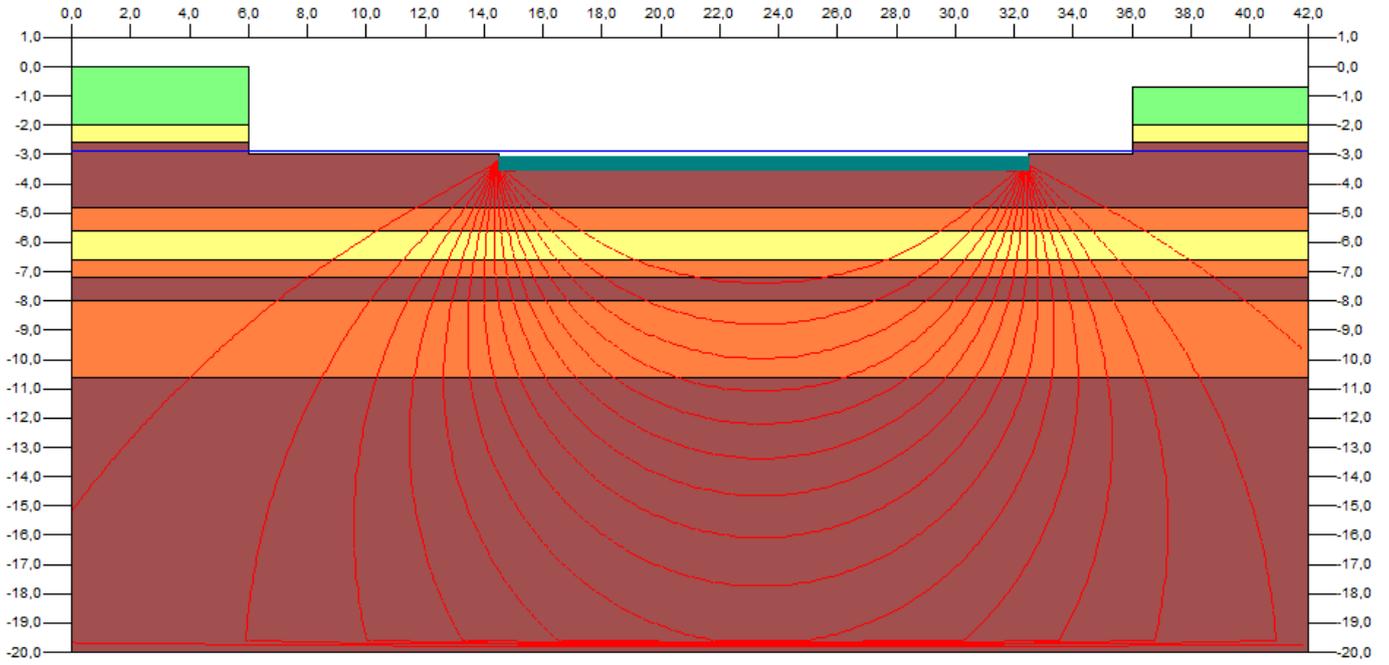
Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:	1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:	1
Coefficiente di sicurezza globale:.....	2,3
Correzione di Terzaghi:	non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):	1,54
Profondità del cuneo efficace (m):	19,08

BULBO DI PRESSIONE

LEGENDA:

- Terreno vegetale e di riporto
- Sabbia limosa
- Ghiaia sabbiosa
- Sabbia ghiaiosa

— Bulbo di pressione: equidistanza 0,1kg/cmq/ 0,01MPa



RIASSUNTO DEL CALCOLO DEI CEDIMENTI

Fondazione n.

Verifica allo Stato Limite d'Esercizio

Larghezza della fondazione (m):	<input type="text" value="18"/>
Lunghezza della fondazione (m):	<input type="text" value="16"/>
Carico applicato sulla fondazione (kg/cmq):	<input type="text" value="1,54"/>

Livelli incoerenti

Metodo di calcolo dei cedimenti nei livelli incoerenti:	<input type="text" value="Teoria dell'elasticità"/>
Tempo di calcolo dei cedimenti secondari (anni):	<input type="text" value="30"/>
Carico statico o pulsante (Burland e Burbridge):	<input type="text" value="n.c."/>
Nspt crescente o decrescente (Burland e Burbridge):	<input type="text" value="n.c."/>

	Vertice sinistro	Punto centrale	Vertice destro
Cedimento immediato (mm):	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="30,8"/>	<input type="text" value="0"/>
Cedimento secondario (mm):	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>
Somma ced. incoerenti (mm):	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="30,8"/>	<input type="text" value="0"/>

Livelli coesivi

Metodo di calcolo dei cedimenti nei livelli coesivi:	<input type="text" value="Teoria dell'elasticità"/>
Tempo di calcolo cedimenti di consolidazione(anni):	<input type="text" value="20"/>

	Vertice sinistro	Punto centrale	Vertice destro
Ced.di consolidazione (mm):	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>
Cedimento secondario (mm):	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>
Somma ced. coesivi (mm):	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

Cedimenti complessivi (incoerenti+coesivi)

	Vertice sinistro	Punto centrale	Vertice destro
Cedimento complessivo (mm):	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="30,8"/>	<input type="text" value="0"/>
Max cedim. differenziale(mm):	<input type="text" value="0"/>		
Massima distorsione (%):	<input type="text" value="0"/>		
Fondazione rigida o flessibile:		<input type="text" value="Fondazione rigida"/>	

CARTA DI SINTESI DEL SOTTOTUOLO

Secondo la Carta di sintesi del sottosuolo il sito ricade in un'area con falda posizionata tra 0 e 2 m e ricade nella classe omogenea Classe III.

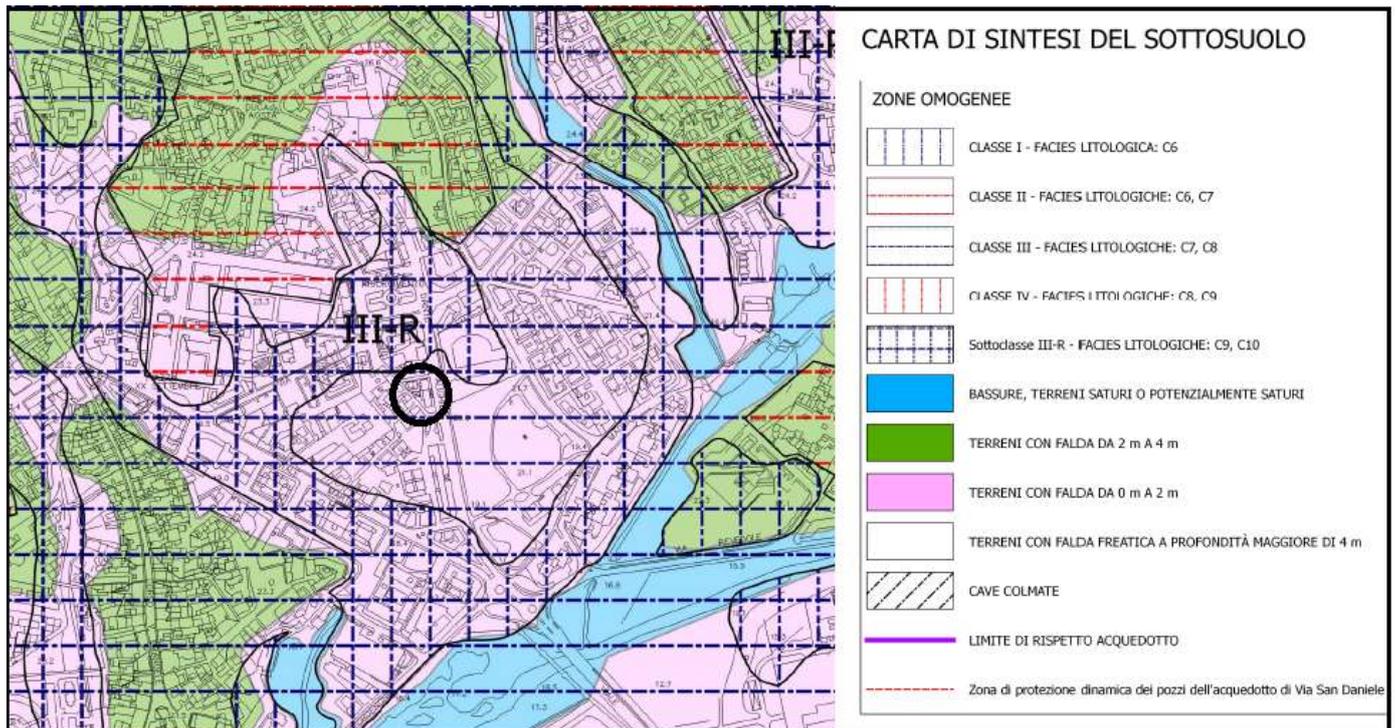


Figura 22. Estratto della "Carta di sintesi del Sottosuolo - Tratta dal P.R.G.C. Il sito è indicato con un cerchio nero.

CONCLUSIONI

Sulla base dei dati ottenuti dall'indagine geologica e geotecnica si fanno le seguenti considerazioni:

- Il sito è formato da uno strato di spessore variabile tra 2 e 0,5 m di terreni di riporto. Al di sotto si intercettano sabbie e ghiaie.
- La falda, in data 15/05/2023, è stata intercettata a quota – 3,8 m rispetto la quota più elevata del sito. In concomitanza di eventi di piena la falda può risalire a – 2 m. Per questo motivo si ritiene necessario che il vano interrato sia reso impermeabile per impedire infiltrazioni d'acqua entro lo stesso.
- Qualora durante le operazioni di scavo dell'interrato si riscontrasse la presenza della falda si dovrebbe procedere con l'emungimento dell'acqua mediante pompe o well point.

Le pareti di scavo dovranno essere sostenute con sostegni provvisori.

- Ai sensi dello NTC 2018 il terreno è stato classificato nella Categoria di suolo C e nella Categoria topografica T1
- Il sito non è soggetto a rischio geologico.

- Il sito non è soggetto a pericolosità idraulica.

Alla luce delle considerazioni sopra esposte si ritiene che il progetto in esame sia fattibile sotto il profilo geologico, geomorfologico, idrogeologico, geotecnico e sismico.

Pordenone (PN), 19.05.2023

Dott. Maria Luisa Piccinato





Strumento di misura
Prova penetrometrica dinamica (SCPT)



Strumento di misura
Prova di sismica passiva (HVSR)