

Firmato digitalmente da:

FOGATO MARIO

Firmato il 28/12/2023 19:11

Seriale Certificato: 1158337

Valido dal 09/02/2022 al 09/02/2025

InfoCamere Qualified Electronic Signature CA

Sudio **G**eologia **A**pplicata

Comune di
PORDENONE
Regione Friuli Venezia Giulia

PROGETTO DI ATTUAZIONE
B/RU 45 SAN CARLO

-Badanai P.& E.-
- Fg.21 – map.1154 -

RELAZIONE
GEOLOGICO -TECNICA
- D.M. 2008 – D.M. 2018 -

Relatore : dott. M. FOGATO
Progetto : studio ITALTECNE

PN, 10/11/2023

PREMESSA

La presente relazione è finalizzata alla verifica geoambientale della variante di cui all'oggetto.

Pur in possesso di numerosi dati geotecnici nell'area per precedenti indagini, comunque si è proceduto alla riclassificazione sismica dei terreni presenti in zona, sulla base di una prospezione hvrs e di una trincea spinta a -4,0m, oltre ai numerosi dati di stratigrafie relative a pozzi circostanti.

Tutti i sondaggi al contorno, sia diretti che indiretti, hanno confermato la dominanza per i primi 50m di ghiaie sabbioso-limose alternate a lenti limo-sabbiose.



IL QUADRO NORMATIVO

- D.M. 11.03.88 e Circ. LL.PP. n 30483
- L.R. 09/05/1988, n 27 – attuazione art. 20 della L. 10.12.1981, n 741
- Ord. 20.03.2003
- L.R. 07.11.2003 n. 27 art. 66, Indicazioni generali per uniformare le procedure di deposito dei progetti in zona sismica 2 e nei Comuni o parti del loro territorio interessati da opere di consolidamento degli abitati.
- N.T.A. del PRGC
- D.M. 2008 - Circ.2009 n 617- D.M. 2018

GEOMORFOLOGIA E STRATIGRAFIA

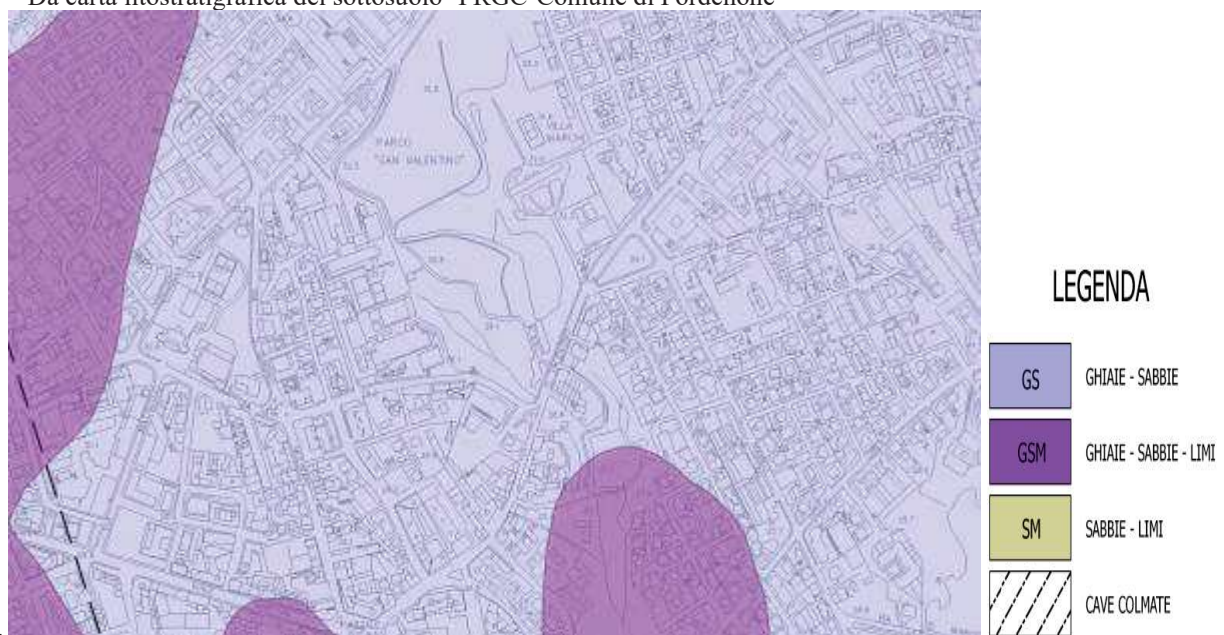
Dal punto di vista geomorfologico l'area è situata al limite SUD della cosiddetta alta pianura. Tutta la pianura pordenonese appartiene all'enorme conoide alluvionale formato dall'intersecazione dei conoidi del torrente Cellina e torrente Meduna ad occidente e da quello del fiume Tagliamento nella parte Est. E' costituita da un imponente materasso alluvionale che si è depositato durante il Würmiano e il Postglaciale. Durante il Würmiano (fase di espansione glaciale) i corsi d'acqua che traevano origine dalla fusione dei ghiacciai deponevano gli abbondanti materiali che trasportavano, costituendo ampie conoidi di deiezione che con l'andar del tempo si sono saldate fra di loro. In prossimità dei rilievi montuosi venivano e vengono depositati sedimenti grossolani che progressivamente, perdendo le acque energia, passano a ghiaino, sabbia e successivamente limi e argille. L'insieme delle informazioni stratigrafiche ottenute dai diversi sondaggi e pozzi effettuati in precedenza integrate dai dati ottenuti con le prospezioni geofisiche, confermano la presenza di una copertura prevalente di terreno sabbioso ghiaioso con lenti a varia densità di limi argilloso-sabbiosi o sabbie limose.

L'area si posiziona a quota 25m s.l.m. con la falda mediamente a quota 22m s.l.m.

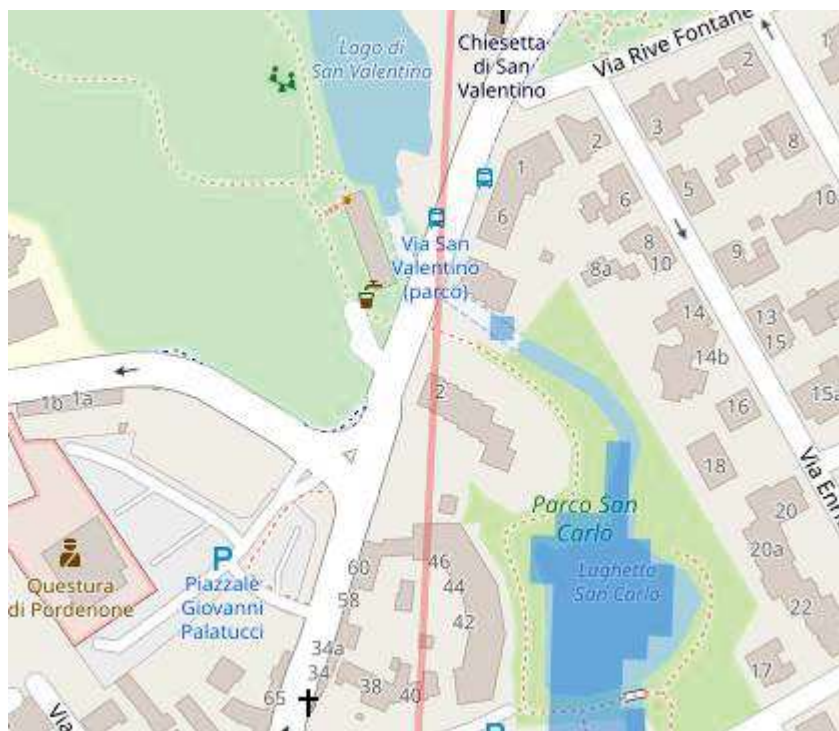
Da carta litostratigrafica di superficie-prgc- comune di Pordenone



- Da carta litostratigrafica del sottosuolo -PRGC-Comune di Pordenone



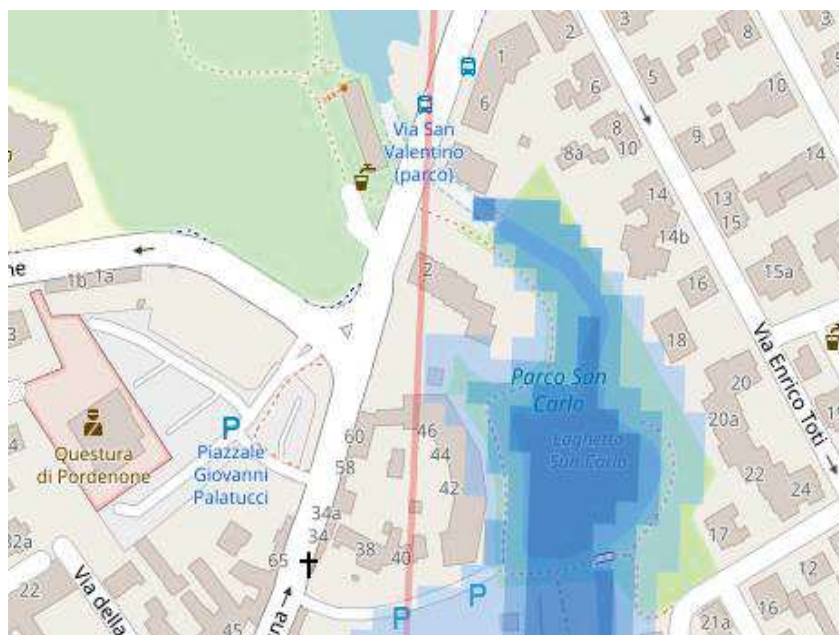
DISTRETTO ALPI ORIENTALI - pericolosità idraulica -



Tiranti HPH TR 30

Legenda

- 0 - 50 cm
- 50 - 100 cm



Tiranti MPH TR 100

Legenda

- 0 - 50 cm
- 50 - 100 cm
- 100 - 150 cm
- 150 - 200 cm

PARAMETRI SISMICI

Secondo la zonazione sismica del territorio nazionale (OPCM 3519 del 28 aprile 2006), recepita dalla Regione Friuli Venezia Giulia con la Deliberazione della Giunta Regionale

n. 845 del 6 maggio 2010 (BUR n. 20 del 19 maggio 2010), il Comune di *ricade* nella seguente zona sismica:

“**zona sismica2**”, con *ag* compreso tra 0,175 e 0,25

**Zona con pericolosità sismica media dove
possono verificarsi terremoti abbastanza forti.**

Coordinate ED50

Latitudine 45,964111 Longitudine 12,664515

RISPOSTA SISMICA LOCALE

Metodologia adottata e strumentazione utilizzata

La metodologia HVSR, adottata nel presente lavoro, è una tecnica di tipo passivo dal momento che sfrutta il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, generato da fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento...), dall'attività dinamica terrestre e dall'attività antropica (microtremori).

Ad ogni frequenza di risonanza rilevata corrisponde una variazione apprezzabile dei parametri elastici del sottosuolo e quindi ciò permette di discriminare, in un sistema stratificato, la presenza dei diversi orizzonti. Lo spessore (*h*) di tali orizzonti è poi ricavabile grazie alla relazione semplificata che lega la frequenza di risonanza (*fr*) alla velocità delle onde di taglio (*Vs*):

$$fr = Vs / 4h \quad (1)$$

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromografo digitale modello “*Tromino*”. Lo strumento racchiude al suo interno tre velocimetri elettrodinamici, ortogonali tra loro, con intervallo di frequenza compreso tra 0.1 e 256 Hz. I dati vengono memorizzati in una scheda di memoria interna, evitando così la presenza di qualsiasi cavo che possa introdurre rumore meccanico ed elettronico.

Risultati del rilievo tromografico

<i>Frequenza fondamentale di risonanza di sito: 3.8 Hz</i>
--

La curva HVSR evidenzia una frequenza caratteristica di risonanza del sito a circa 3.8 Hz (fig. 1); sebbene tale picco non verifichi le condizioni di “chiarezza” della curva (si veda più avanti “Verifica di attendibilità del dato acquisito secondo le LINEE GUIDA SESAME”) si ritiene opportuno indicare la frequenza come quella fondamentale del sito.

Si nota una sostanziale omogeneità del sottosuolo in termini sismici con una costante crescita delle velocità di propagazione delle onde di taglio. Lo spettro sismico si stabilizza costantemente su di un

rapporto spettrale H/V>1 (fig. 1). Sono riconoscibili disturbi antropici.

La frequenza fondamentale di sito può comportare criticità per strutture con periodo proprio pari a circa 0.26 secondi.

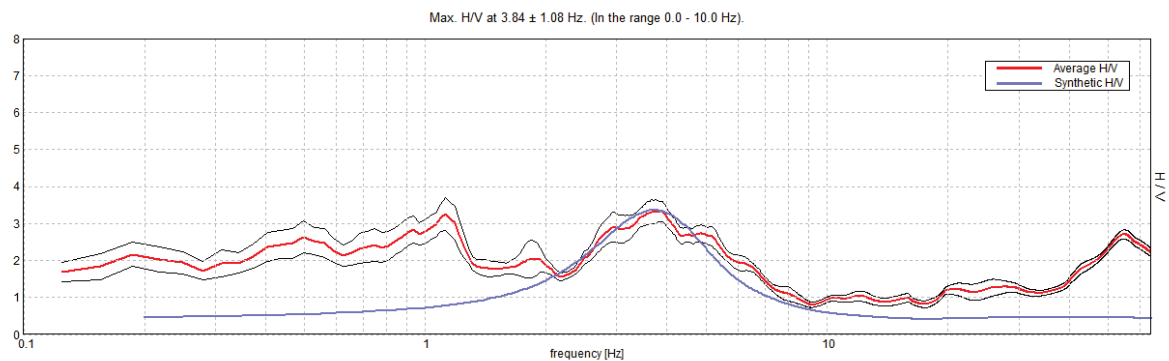


Fig. 1 Rapporto spettrale H/V misurato. Con la linea rossa l'H/V medio, l'intervallo di confidenza al 95%, con linea blu la curva sintetica

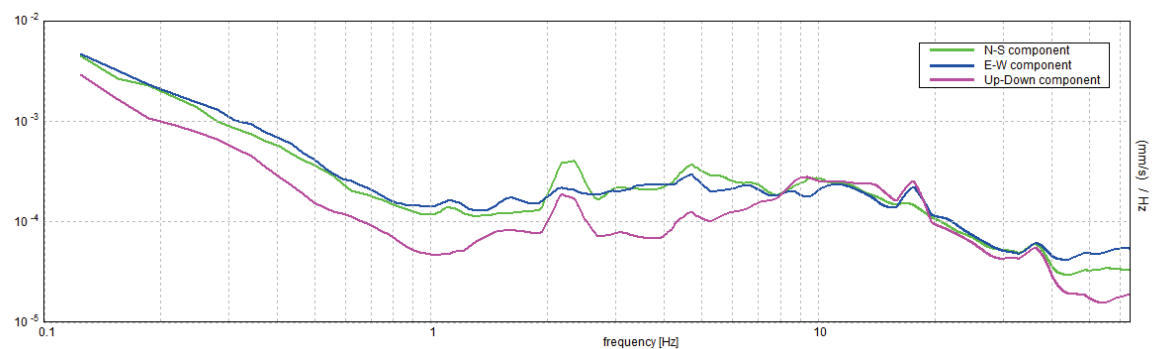


Fig. 2 Analisi spettrale delle tre componenti del moto

Il modello di inversione consente di definire la seguente sismostratigrafia in termini di onde di taglio (fig. 3):

sismostrato	Vs (m/s)	Spessore (m)
1	200	5
2	300	8
3	440	14
4	>560	Inf.
V _{s30} =338 m/s (relativo a piano campagna)		

La velocità equivalente delle onde di taglio **V_s**, calcolata a partire dal piano campagna, è pari a circa **340 m/s**, che riconduce il tipo di suolo nella categoria **C**.

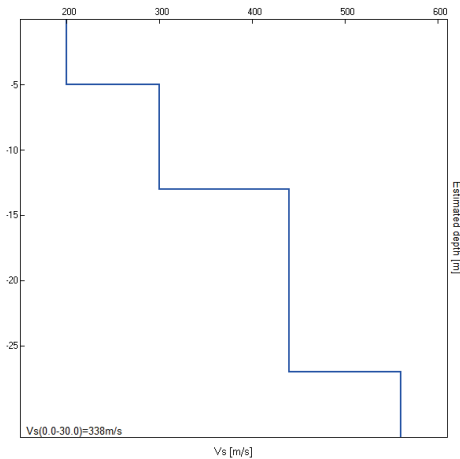


Fig. 3 Modello delle onde di taglio e spessori dei sismostrati

Verifica di attendibilità del dato acquisito secondo le LINEE GUIDA SESAME (2005)

Picco H/V a 3.84 ± 1.08 Hz (nell'intervallo 0.0 - 10.0 Hz).

Criteri basilari per la definizione dell'affidabilità della curva HVSR e il loro esito positivo è condizione necessaria per estrarre qualsiasi informazione o interpretazione del dato ¹				
$f_0 > 10 / L_w$		3.84 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$		2152.5 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$		Exceeded 0 out of 186 times	OK	
Chiarezza del picco ²				
Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$		2.281 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$		6.781 Hz	OK	
$A_0 > 2$		3.33 > 2	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$		$ 0.28185 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$		1.08337 < 0.19219		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$		0.2813 < 1.58	OK	
L_w n_w $n_c = L_w n_w f_0$ f f_0 σ_f $\varepsilon(f_0)$ A_0 $A_{H/V}(f)$ f^- f^+ $\sigma_A(f)$ $\sigma_{\log H/V}(f)$ $\theta(f_0)$	window length number of windows used in the analysis number of significant cycles current frequency H/V peak frequency standard deviation of H/V peak frequency threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$ H/V peak amplitude at frequency f_0 H/V curve amplitude at frequency f frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$ frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$ standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$			
Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$				
Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 f_0	0.2 f_0	0.15 f_0	0.10 f_0
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78
$\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25
				0.20

¹ Tutte e tre le verifiche devono essere soddisfatte.

² Il soddisfacimento di almeno cinque delle sei verifiche conferma la presenza di un "chiaro singolo picco" della curva HVSR; il concetto di "chiarezza" del picco è legato all'ampiezza del picco H/V e al suo valore relativo rispetto al valore H/V in altri intervalli di frequenza. Il concetto di "singolo" si riferisce al fatto che in nessun altro intervallo di frequenze l'ampiezza H/V mostri un altro picco chiaro che soddisfi gli stessi criteri.

EFFETTI CINEMATICI SUL TERRENO DI FONDAZIONE

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 riferimento.

Lo spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali è:

Categoria suolo	Categoria suolo			
	S	T_B	T_C	T_D
A	1.0	0.15	0.40	2.0
B - C - E	1.25	0.15	0.50	2.0
D	1.35	0.15	0.80	2.0

Lo spettro di risposta elastico delle componenti verticali è:

Categoria suolo	Categoria suolo			
	S	T_B	T_C	T_D
A - B - C - D - E	1.0	0.05	0.15	1.0

Tabella C24. L. - Intervalli di valori attribuiti a V_N al variare di V_N e C_u

VITA NOMINALE V_N	VALORI DI V_R			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

Un approccio suggerito da alcuni autori è caratterizzato dall'applicazione di coefficienti riduttivi ai fattori di portanza N_q , N_c e N_γ . Paolucci e Pecker, introducono i seguenti fattori

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_{hk}}{tg\varphi}\right)^{0.35} \quad z_c = 1 - 0.32k_{hk} \quad \text{dove } k_{hk} \text{ è il coefficiente sismico orizzontale}$$

riferito al piano di posa delle fondazioni. Per quanto riguarda la stima di k_{hk} , si riporta di seguito quanto previsto dalle NTC2018. Il valore a_g (accelerazione massima orizzontale al piano di posa

delle fondazioni), si ricava dalla seguente relazione: $a_g = S_s S_t a_{bedrock}$

dove $a_{bedrock}$ è l'accelerazione sismica orizzontale al bedrock che va ricavato direttamente dall'allegato relativo alla pericolosità sismica del decreto. Questi valori devono essere moltiplicati per un fattore correttivo S_s (amplificazione stratigrafica) e per un fattore S_t (amplificazione topografica). Per il calcolo del fattore S_s vengono identificate 5 classi, A, B, C, D e E. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito, secondo le NTC2018, è il seguente:

Classe	Descrizione	S_s
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{seq} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 3 m.	1.00
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{seq} , compresi fra 360 m/s e 800 m/s	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 F_0 a_{bedrock} \leq 1.20$
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{seq} compresi fra 180 e 360 m/s	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_0 a_{bedrock} \leq 1.50$
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{seq} < 180$ m/s	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_0 a_{bedrock} \leq 1.80$
E	Terreni di tipo C o D per spessore non superiore a 30 m, giacenti su un substrato di riferimento ($V_{seq} > 800$ m/s).	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_0 a_{bedrock} \leq 1.60$

Il fattore di amplificazione topografica, con il D.M.17/01/2018, S_t si ottiene dal seguente schema:

- ☐ $S_t \geq 1.2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;
- ☐ $S_t \geq 1.4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $>30^\circ$;
- ☐ $S_t \geq 1.2$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $\leq 30^\circ$.

Con il D.M.17/01/2018 S_t si ricava dalla seguente tabella:

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell'opera	S_t
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.	-	1.00
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.	Sommità del pendio	1.20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.	Cresta del rilievo	1.20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.	Cresta del rilievo	1.40

Il coefficiente sismico orizzontale si ottiene infine moltiplicando il valore di

ag per un fattore correttivo β : $k_{hk} = \beta a_g$ Il parametro β va ricavato dalla seguente tabella:

	Categoria del sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β	β
$0.2 < a_g \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g \leq 0.1$	0.20	0.20

Un modo più corretto di valutare l'inclinazione del carico dovuta al sisma è quello che passa per la stima dello spettro di progetto dell'opera, calcolando o misurando il periodo di vibrazione fondamentale della struttura, quindi entrando nello spettro di progetto orizzontale, leggendo sull'asse delle ordinate il valore di k_{hi} che corrisponde al periodo T1 lungo l'asse delle ascisse.

L'inclinazione del carico dovuto al sisma è dato, in questo caso, dalla relazione: $\theta = \arctg(k_{hi})$

Eccentricità della componente verticale del carico.

Va infine considerata nel calcolo anche l'eccentricità del carico dovuta alla presenza dei momenti indotti dal sisma lungo il lato B e lungo il lato L della fondazione. L'eccentricità si calcola con la

$$e = \frac{M}{N}$$

relazione:

dove M è il momento e N la componente verticale del carico applicato sulla fondazione.

Verifica allo slittamento (scorrimento)

In generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$H \leq S + E$$

dove H è la forza orizzontale esterna applicata, S è resistenza di taglio mobilitata lungo la base della fondazione ed E è la forza corrispondente alla spinta passiva che agisce sul lato a valle, rispetto al verso di applicazione di H, della fondazione stessa. Normalmente E viene trascurata, perché le deformazioni necessarie per la sua mobilitazione sono spesso incompatibili con l'integrità dell'opera.

Per la determinazione di S si distinguono due casi.

- 1) Condizioni drenate ($\varphi > 0$):

$$S = V \tan \delta$$

in cui V è la risultante dei carichi verticali esterni agenti sulla fondazione il valore di δ può essere ricavato sulla base del seguente schema:

Tipologia	Valore di δ
Fondazioni di calcestruzzo gettato in opera	$\delta=\varphi$
Fondazioni prefabbricate di calcestruzzo	$\delta=2/3 \varphi$

Il parametro δ rappresenta l'angolo di resistenza al taglio dello strato di terreno di appoggio della fondazione. La coesione drenata, se presente, deve essere trascurata.

Nel caso di carichi orizzontali dovuti esclusivamente al sisma, la forza H agente

sulla fondazione è data da:

$$H = V k_{hi}$$

dove k_{hi} è il coefficiente sismico orizzontale della struttura. In terreni incoerenti quindi il coefficiente di sicurezza allo slittamento si ricava semplicemente dalla

$$F_s = \frac{S}{H} = \frac{tg\delta}{k_{hi}}$$

relazione

2) Condizioni non drenate ($\varphi=0$): $S = A c_u$

dove c_u è la coesione non drenata dello strato di appoggio e A è la superficie efficace della base della fondazione data da:

$$A = BL \cos \omega \quad \text{con } \omega = \text{inclinazione della base rispetto all'orizzontale.}$$

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{VR} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere. Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = - V_R / \ln(1 - P_{VR}) = - C_U V_N / \ln(1 - P_{VR})$$

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLLI

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale (γ_R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

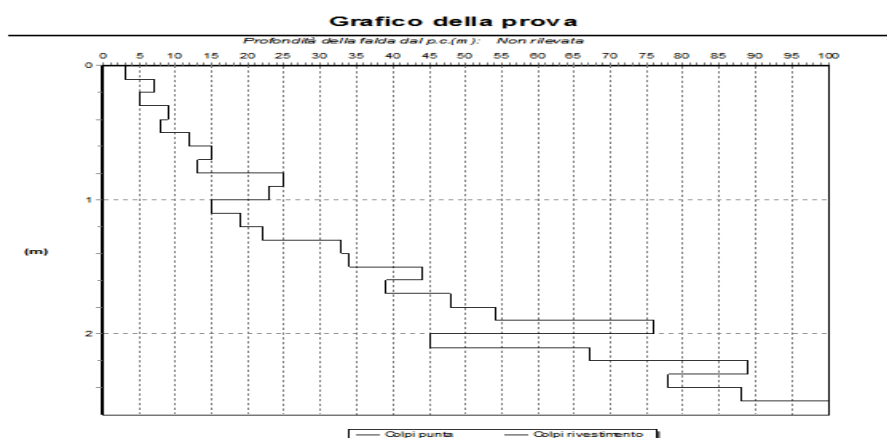
Tab. 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

MODELLO STRATIGRAFICO DELL'AREA

Le caratteristiche meccaniche dei terreni visualizzati con le indagini, integrate con i dati al contorno ricavati in precedenza, hanno permesso di ricostruire un modello geomeccanico del sottosuolo, dove al primo strato prevalentemente sabbioso-limoso con ghiaia, seguono ghiaie sabbiose limose che passa gradatamente a ghiaia con sabbia. La prima falda si posiziona mediamente a -3,0m dal p.c. Possono formarsi falde sospese saltuarie in occasione di forti piovvaschi.

Le caratteristiche meccaniche dei primi metri del sottosuolo, interagenti con le fondazioni, sono ricavate da una prova SCPT effettuata in precedenza, di seguito riportata.



Profondità (m)	N _{spt} eq.	Descrizione litologica	IN1	Angolo d'attrito(°)	Peso di volume secco(t/mc)	Peso di volume saturo(t/mc)	Densità relativa (%)	Modulo di Young(kg/cmq)	Modulo dinamico di taglio(kg/cmq)	Modulo edometrico incoerenti(kg/cmq)
0,5	6	Terreno rimaggiato	7	24	1,89	2,36	67	134	237	43
0,8	11	Sabbia limo ghiaiosa	12	28	1,92	2,37	71	310	909	78
1	24	Sabbia ghiaia limo	27	34	2,05	2,42	85	977	1670	170
1,4	18	Sabbia limo-ghiaiosa	20	31	1,97	2,39	78	636	1334	128
2,4	57	Ghiaie e sabbie	64	44	2,05	2,42	85	3230	3279	405
2,5	90	Ghiaie molto dense	94	45	2,05	2,42	85	4480	1242	639
2,6	100	Ghiaie leggermente cementate	102	45	2,05	2,42	85	4318	1324	710

CONSIDERAZIONI FINALI

I terreni si presentano con caratteristiche geotecniche medio alte.

Sulla base dei dati geologici e geotecnici acquisiti e disponibili si dichiara che l'area in oggetto è compatibile con le previsioni progettuali in quanto non esistono controindicazioni di carattere geologico e sismico alla realizzazione del progetto.

Il fenomeno della liquefazione è da escludersi.

I terreni sono sovraconsolidati, per cui i cedimenti differenziali per pressioni indotte dalle fondazioni saranno inferiori a 1cm.

La falda in condizioni medie si posiziona a quota inferiore ai 22m s.l.m..

Dall'analisi delle cartografie del DISTRETTO ALPI ORIENTALI risulta che l'area verso il laghetto potrebbe essere lambita dall'innalzarsi delle acque per una piccola parte, problematica facilmente risolvibile con il livellamento a quota strada.

