

COMUNE DI CIVO
Provincia di Sondrio

**STRADE SICURE - REALIZZAZIONE DI PERCORSI
CICLO-PEDONALI CON ILLUMINAZIONE A GARANZIA
DELLA SICUREZZA E INCOLUMITA' PUBBLICA**

PROGETTO ESECUTIVO

TAVOLA 1D	RELAZIONE GEOTECNICA R2	<p>PROGETTAZIONE</p>  <p>Studio Tecnico geometra Daniele Tarca</p>   <p><i>[Signature]</i></p>
scala:	rev.00 ottobre 2020	<p>via Vanoni n.59/a 23017 Morbegno (So) tel. 0342.612371 mail: studiotarca@gmail.com legalmail: danielle.tarca@geopec.it c.f. TRCDNL79A25F712K P.IVA 00792990145</p>



INDICE

1. PREMESSA	2
2. ANALISI ED INDAGINE SISMICA	3
2.1. INQUADRAMENTO SISMICO GENERALE.....	3
2.2. INDAGINE DI SISMICA PASSIVA.....	8
2.3. ANALISI SISMICA DI 2° LIVELLO	12
3. PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI.....	19
4. CALCOLO DELLA CAPACITA` PORTANTE E DEI CEDIMENTI (NTC 2018).....	19
4.1. VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU): CAPACITA` PORTANTE	20
4.2. VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE): CEDIMENTI E DISTORSIONI.....	25
5. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	26



1. PREMESSA

Per conto e su incarico del **COMUNE DI CIVO**, con riferimento al progetto dallo **Studio Tecnico Geom. TARCA DANIELE**, è stato eseguito il presente studio geotecnico a supporto del **PROGETTO DENOMINATO “STRADE SICURE – REALIZZAZIONE DI PERCORSI CICLO-PEDONALI CON ILLUMINAZIONE A GARANZIA DELLA INCOLUMITÀ PUBBLICA”** in Comune di Civo (So).

L'approfondimento di carattere geotecnico e sismico è stato condotto in riferimento alla realizzazione di **nuove opere di fondazione per i setti di sostegno del nuovo tratto di pista ciclo pedonale**.

L'area oggetto di studio è posta alla quota media di circa **710,00 m s.l.m.** in località Vallate in Comune di Civo (So) in fregio alla SP n°10 dei Cech Orientale. Per l'ubicazione geografica si rimanda alla corografia a seguire.

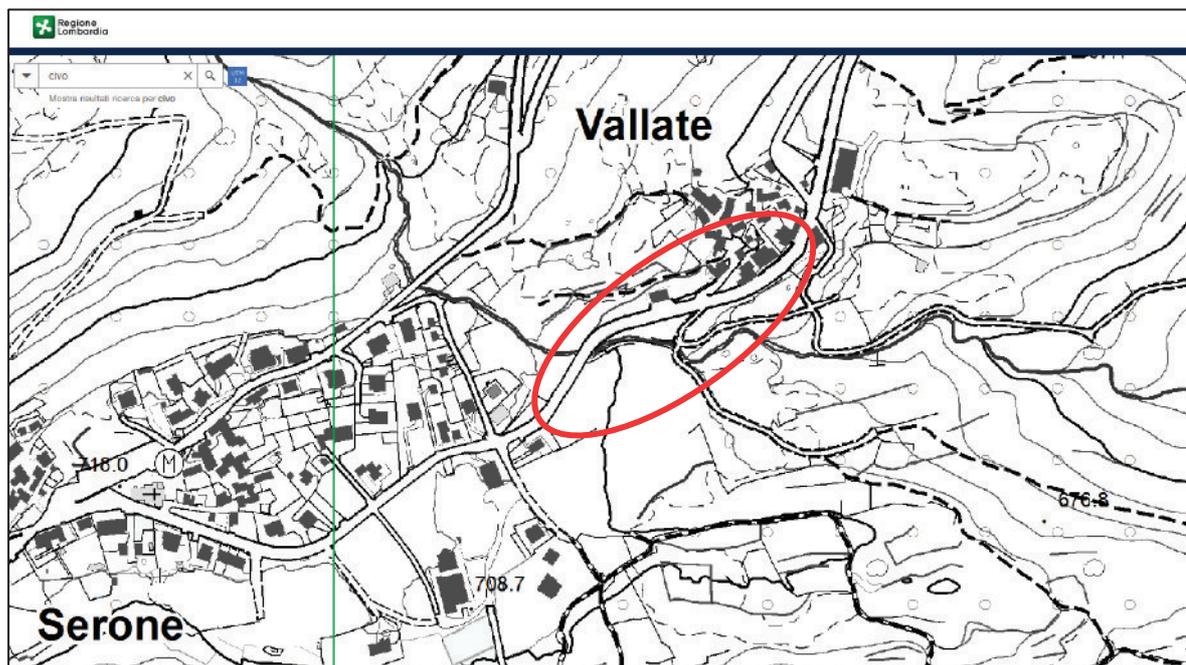


Fig. 1 – Corografia con ubicazione area oggetto di intervento (C.T.R. Sez. C3a2)

RELAZIONE GEOTECNICA - R2 ED ANALISI SISMICA DI 2° LIVELLO

“STRADE SICURE – Realizzazione di percorsi ciclo-pedonali con illuminazione a garanzia della incolumità pubblica”



2. ANALISI ED INDAGINE SISMICA

2.1. INQUADRAMENTO SISMICO GENERALE

Ai fini dell'applicazione della nuova normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica (Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 Marzo 2003, Delibera della Giunta Regionale n° 14964 del 7 novembre 2003) l'intero territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, con grado di pericolosità crescente da 4 a 1 (rif. allegato A della D.G.R. n° 14964/2003: classificazione sismica dei comuni della Regione Lombardia).

Il territorio del Comune di Civo era stato inserito nella zona 4 (livello di pericolosità sismica molto basso); nelle normative precedenti non era stato classificato.

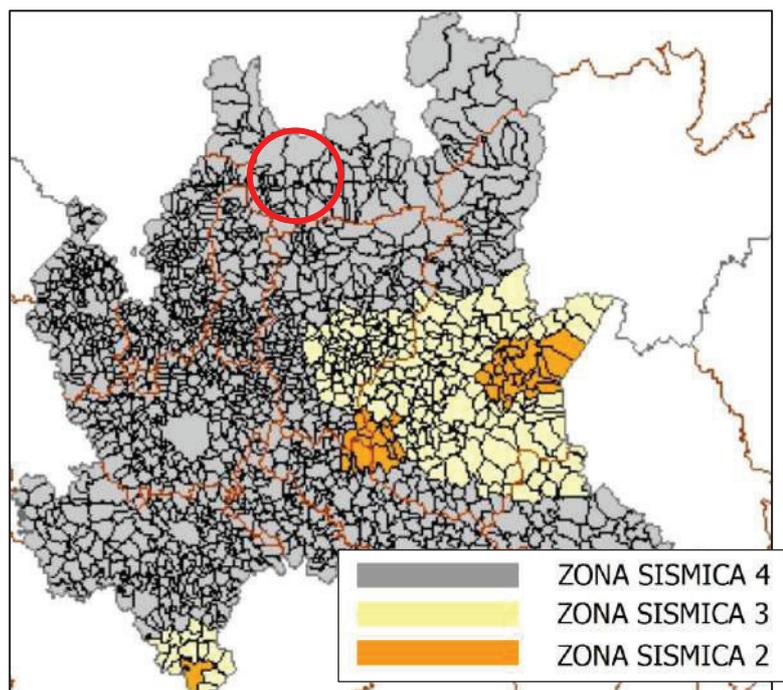


Fig. 2 – Classificazione sismica secondo la D.G.R. N° 14964/2003

Ciascuna zona è classificata in base ai valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo ag/g con probabilità di superamento del 10% in 50 anni secondo lo schema seguente:



Zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento del 10% in 50 anni	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme tecniche)
1	> 0,25 a _g /g	0,35 a _g /g
2	0,15 – 0,25 a _g /g	0,25 a _g /g
3	0,05 – 0,15 a _g /g	0,15 a _g /g
4	< 0,05 a _g /g	0,05 a _g /g

Nel 2014 è stata approvata la D.g.r. 11 luglio 2014 – n. X/2129 che prevede l'aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r.1/2000, art.3, c. 108, lett. d). Tale provvedimento è entrato in vigore il 10 aprile 2016 e ha comportato una riclassificazione sismica dei vari comuni lombardi; in particolare il Comune di Civo è passato da zona sismica 4 a **zona sismica 3 (livello di pericolosità sismica basso)**.

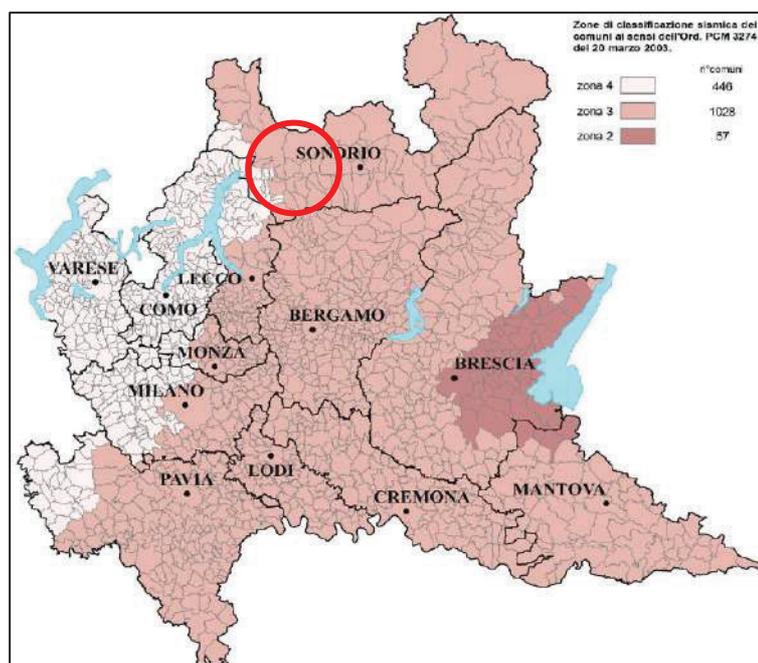


Fig. 3 – Classificazione sismica secondo la nuova normativa

La normativa vigente (rif. allegato 2 dell'Ordinanza del P.C.M. n° 3274/2003: norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici) definisce inoltre le categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le indicazioni si riferiscono ai terreni presunti alla profondità del piano di posa delle fondazioni). La categoria del sottosuolo è stata ricavata sulla base della interpretazione delle indagini svolte in data 21 settembre 2017 a supporto della relazione geologica

RELAZIONE GEOTECNICA - R2 ED ANALISI SISMICA DI 2° LIVELLO

“STRADE SICURE – Realizzazione di percorsi ciclo-pedonali con illuminazione a garanzia della incolumità pubblica”



e geotecnica per il progetto di “Realizzazione autorimessa interrata in località Roncaglia” (prova di sismica passiva con strumentazione TROMINO ®).

L'indagine di sismica passiva ha evidenziato una V_{s30} pari a 657 m/s e una profondità del substrato roccioso di -13,10 m rispetto al piano campagna attuale; pertanto si definisce che i terreni naturali oggetto di studio appartengono alla

Categoria di sottosuolo B.

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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Anmassi 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 2 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

In riferimento alle condizioni topografiche la morfologia dei luoghi può essere ricondotta alla categoria topografica T2.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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 $i > 30^\circ$

Vengono di seguito forniti i valori dei parametri e dei coefficienti sismici per il sito in esame:

RELAZIONE GEOTECNICA - R2 ED ANALISI SISMICA DI 2° LIVELLO

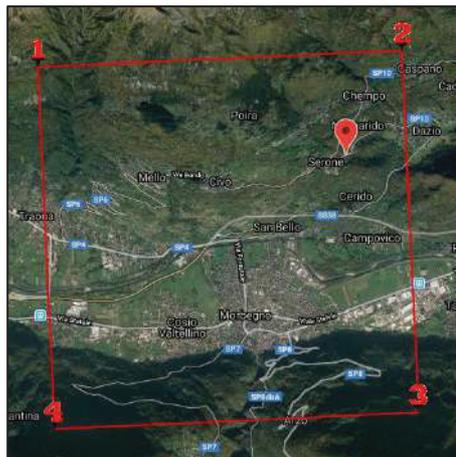


Fig. 4 – Localizzazione del reticolo di riferimento

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii e fondazioni

Sito in esame

Latitudine: 46,158367 [°]

Longitudine: 9,587075 [°]

Classe d'uso: II. Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Vita nominale: 50 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Siti di riferimento

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	9158	46,1706	9,5262	4883,545
Sito 2	9159	46,1729	9,5981	1825,269
Sito 3	9381	46,1230	9,6015	4091,172

RELAZIONE GEOTECNICA - R2 ED ANALISI SISMICA DI 2° LIVELLO

“STRADE SICURE – Realizzazione di percorsi ciclo-pedonali con illuminazione a garanzia della incolumità pubblica”



Sito 4	9380	46,1206	9,5295	6106,019
--------	------	---------	--------	----------

Le coordinate sono espresse in ED50

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B
 Categoria topografica: T2
 Periodo di riferimento: 50 anni
 Coefficiente cu: 1

	Prob. superamento [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	30	0,020	2,637	0,156
Danno (SLD)	63	50	0,026	2,619	0,183
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0,052	2,737	0,274
Prevenzione del collasso (SLC)	5	975	0,062	2,780	0,293

Coefficienti sismici

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [-]	Beta [-]
SLO	1,200	1,600	1,200	0,006	0,003	0,285	0,200
SLD	1,200	1,540	1,200	0,007	0,004	0,361	0,200
SLV	1,200	1,430	1,200	0,015	0,007	0,735	0,200
SLC	1,200	1,410	1,200	0,018	0,009	0,881	0,200

RELAZIONE GEOTECNICA - R2 ED ANALISI SISMICA DI 2° LIVELLO



2.2. INDAGINE DI SISMICA PASSIVA

A seguire si riportano i dati ricavati dall'indagine indiretta di sismica passiva HVSR con strumentazione TROMINO ® effettuata dallo scrivente in data **21 settembre 2017** a supporto della relazione geologica e geotecnica per il progetto di "Realizzazione autorimessa interrata in località Roncaglia" – committente privato. Tenendo presente che l'indagine è stata svolta in un'area limitrofa a quella in esame contraddistinta dalle medesime condizioni geologiche e geotecniche (depositi morenici quaternari), si ritiene che la ricostruzione stratigrafica basata sulla variazione della velocità sismica nel sottosuolo sia valida anche per il terreno oggetto di studio.



Fig. 5 – Punto di esecuzione indagine di sismica passiva con strumentazione TROMINO ®

Il tromometro digitale TROMINO ®, prodotto dalla Micromed spa, è uno strumento portatile (10 x 14 x 8 cm e 1,1 kg) basato su un progetto brevettato che ottimizza la misura del microtremore nell'intervallo di frequenze compreso fra 0,1 e 200 Hz. Il dispositivo è dotato di tre canali velocimetrici elettrodinamici ad alta risoluzione per l'acquisizione del microtremore fino a circa \pm



1,5 mm/s, di tre canali velocimetrici per la registrazione delle vibrazioni forti fino a ± 5 cm/s e di tre canali accelerometrici. I sensori sono disposti secondo tre direzioni ortogonali (terna x, y e z) e, smorzati criticamente, trasmettono il segnale ad un sistema di acquisizione digitale a basso rumore con risoluzione non inferiore a 23 bit. Inoltre è presente un canale analogico predisposto per l'acquisizione dati da ricevitore GPS integrato (sistema ricevitore / antenna) ed un modulo radio permette la sincronizzazione tra diverse unità di lavoro ed eventualmente la trasmissione di allarmi. Per quanto attiene alle caratteristiche che interessano le misure di vibrazione, è da rilevare che lo strumento ha una curva di risposta pressoché piatta nella banda di interesse per la norma DIN4150, grazie a sismometri *mid-frequency* la cui risposta viene digitalizzata a 24 bit A/D con una frequenza di campionamento di 512 Hz.

Di seguito si riportano i dati sismici ottenuti con strumentazione TROMINO®.

Strumento: TEN-0043/01-08

Inizio registrazione: 21/09/17 09:45:59

Fine registrazione: 21/09/17 10:06:00

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN; north south; east west; up down

Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h20'00"

Analizzato 82% tracciato (selezione manuale)

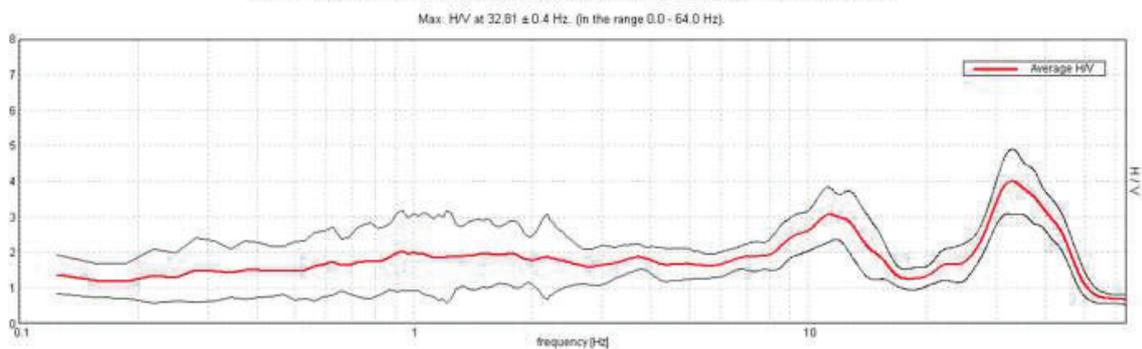
Freq. campionamento: 128 Hz

Lunghezza finestre: 20 s

Tipo di lisciamento: Triangular window

Lisciamento: 10%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

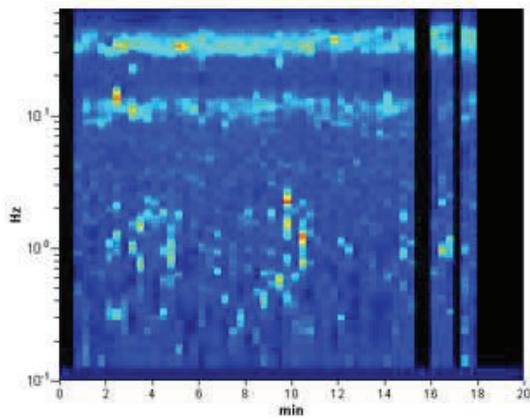


RELAZIONE GEOTECNICA - R2 ED ANALISI SISMICA DI 2° LIVELLO

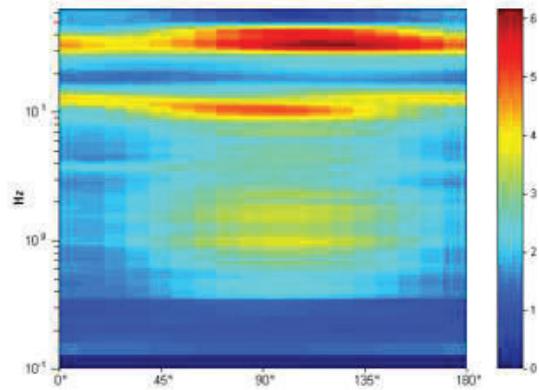
“STRADE SICURE – Realizzazione di percorsi ciclo-pedonali con illuminazione a garanzia della incolumità pubblica”



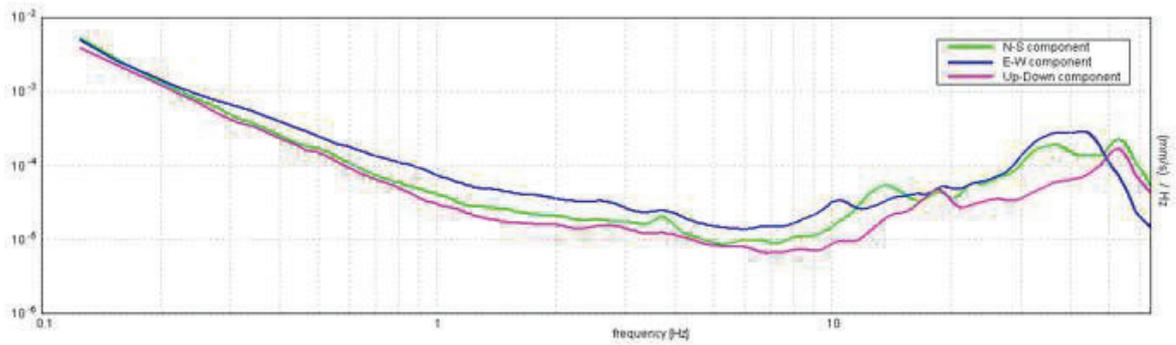
SERIE TEMPORALE HV



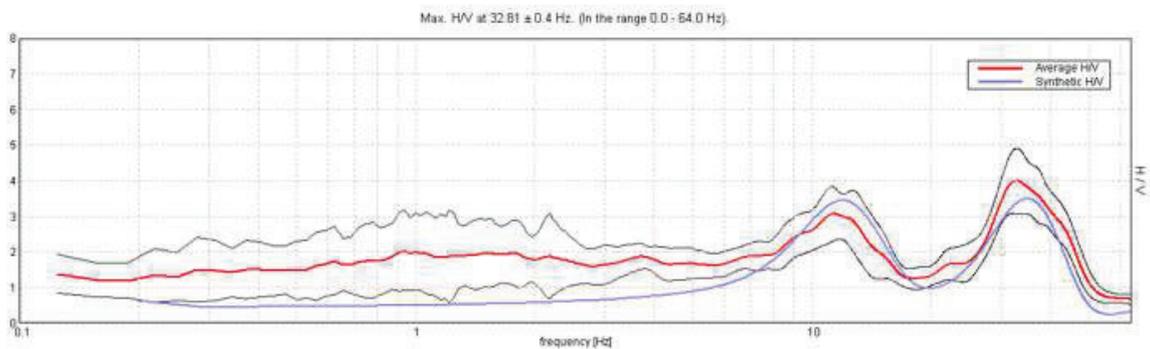
DIREZIONALITA' HV



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



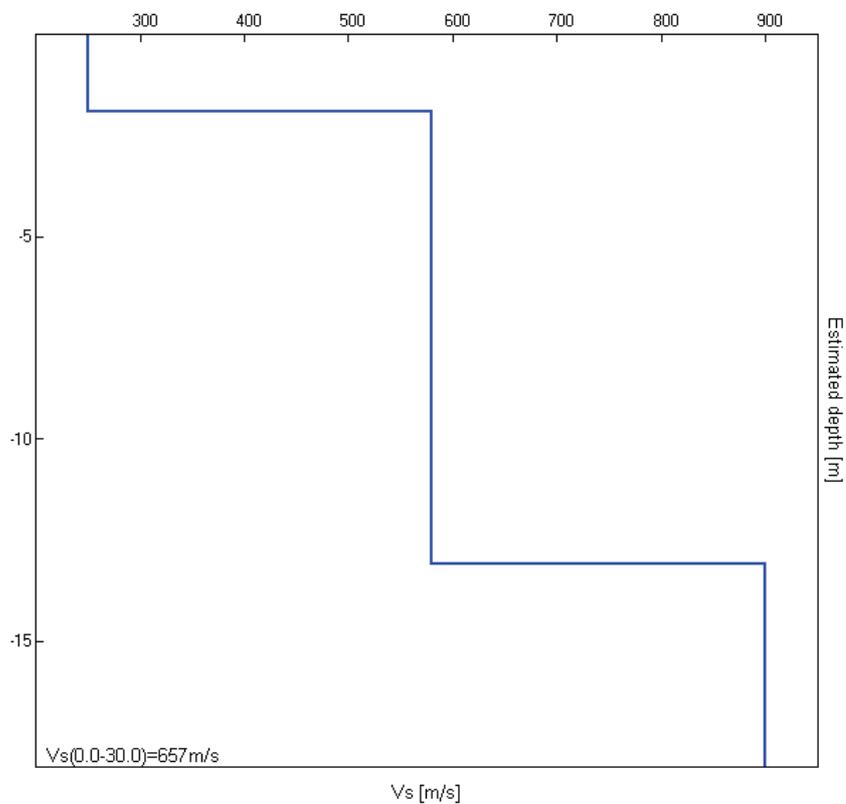
RELAZIONE GEOTECNICA - R2 ED ANALISI SISMICA DI 2° LIVELLO

“STRADE SICURE – Realizzazione di percorsi ciclo-pedonali con illuminazione a garanzia della incolumità pubblica”



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
1,90	1,90	250	0,42
13,10	11,20	580	0,42
inf.	inf.	900	0,40

Vs (0,0-30,0) = 657 m/s



Picco H/V a 32.81 ± 0.4 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	32.81 > 0.50	OK	
------------------	--------------	-----------	--

RELAZIONE GEOTECNICA - R2 ED ANALISI SISMICA DI 2° LIVELLO

“STRADE SICURE – Realizzazione di percorsi ciclo-pedonali con illuminazione a garanzia della incolumità pubblica”



$n_c(f_0) > 200$	$32156.3 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 1524	OK	
Criteria per un picco H/V chiaro [Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]			
Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	26.344 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	46.219 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$3.99 > 2$	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.01225 < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.40191 < 1.64063$	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.9165 < 1.58$	OK	

L_w	lunghezza della finestra
n_w	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
f	frequenza attuale
f_0	frequenza del picco H/V
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$					
Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

2.3. ANALISI SISMICA DI 2° LIVELLO

A seguire si riporta l'analisi sismica di 2° livello per l'intervento in progetto posto in **zona sismica 3** con una $A_{g_{\max}}$ pari a **0,056749 m/s²** secondo la nuova D.g.r. 11 luglio 2014 – n. X/2129 che prevede l'aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r.1/2000, art.3, c. 108, lett. d).

Secondo lo studio geologico – idrogeologico e sismico del P.G.T. l'area in esame è inserita in parte in **zona Z4b** ed in parte in **zona Z4c** della carta di classificazione della pericolosità sismica locale.

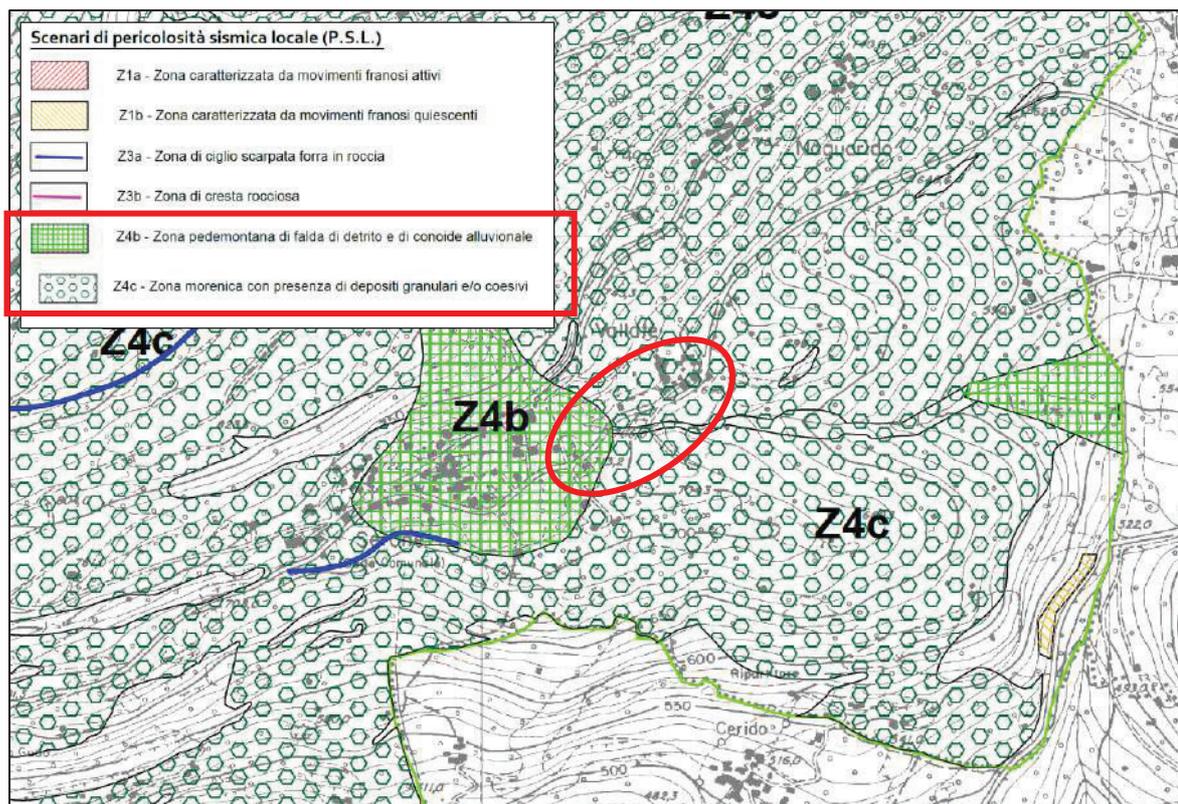


Fig. 6 - Stralcio carta di pericolosità sismica locale del P.G.T. del Comune di Civo e relativa legenda

L'approfondimento di 2° livello consiste in un approccio di tipo semiquantitativo e fornisce la stima quantitativa della risposta sismica dei terreni in termini di valore di Fattore di amplificazione (Fa); gli studi sono condotti con metodi quantitativi semplificati, validi per la valutazione delle amplificazioni litologiche e morfologiche e sono utilizzati per zonare l'area di studio in funzione del valore di Fa.

Il Valore di Fa si riferisce agli intervalli di periodo tra 0,1 - 0,5 s e 0,5 - 1,5 s: i due intervalli di periodo nei quali viene calcolato il valore di Fa sono stati scelti in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie presenti più frequentemente nel territorio; in particolare l'intervallo tra 0,1-0,5 s si riferisce a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide, mentre l'intervallo tra 0,5 e 1,5 s si riferisce a strutture più alte e più flessibili.

La procedura di 2° livello fornisce, per gli effetti litologici, valori di Fa per entrambi gli intervalli di periodo considerati, mentre per gli effetti morfologici solo per l'intervallo 0,1 - 0,5 s: questa limitazione è causata dall'impiego, per la messa a punto della scheda di valutazione, di codici di

RELAZIONE GEOTECNICA - R2 ED ANALISI SISMICA DI 2° LIVELLO

“STRADE SICURE – Realizzazione di percorsi ciclo-pedonali con illuminazione a garanzia della incolumità pubblica”



calcolo di tipo bidimensionale ad elementi di contorno che sono risultati più sensibili all'influenza del moto di input nell'intervallo di periodo 0,5 – 1,5 s.

L'analisi sismica di 2° livello è stata condotta secondo i criteri proposti nella D.G.R. 30 novembre 2011 – n. IX / 2616. Nello specifico è stata condotta la verifica relativa agli effetti litologici di cui cap. 2.2.2 – Effetti litologici dell'Allegato 5. Nel caso in esame è stata valutata l'amplificazione litologica rientrando l'area oggetto di studio in parte in **zona Z4b** (Zona pedemontana di falda di detrito e conoide alluvionale) ed in parte in **zona Z4c** (Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi).

Effetti litologici: la procedura semplificata richiede la conoscenza dei seguenti parametri:

- litologia prevalente dei terreni presenti in sito;
- stratigrafia del sito;
- andamento della Vs con la profondità fino a valori pari o superiori a 800 m/s;
- spessore velocità di ciascun strato;
- sezioni geologiche, conseguente modello geofisico- geotecnico.

Sulla base delle conoscenze bibliografiche dei terreni in oggetto si individuano le litologie prevalenti e per esse si scelgono le schede che più si avvicinano alla granulometria dei depositi in loco.

Attualmente la Regione fornisce sei schede:

- una scheda per le litologie prevalentemente ghiaiose;
- due schede per le litologie prevalentemente limoso-argillose (tipo 1 e tipo 2);
- due schede per le litologie prevalentemente limoso-sabbiose (tipo 1 e tipo 2) (**scheda applicata nel caso in esame**);
- una scheda per litologie prevalentemente sabbiose.

Una volta individuata la scheda di riferimento in base alla granulometria dei depositi in posto è necessario verificarne la validità in base all'andamento dei valori di Vs con la profondità; in particolare si dovrà verificare l'andamento delle Vs con la profondità partendo dalla scheda tipo 1, nel caso in cui non fosse verificata la validità per valori di Vs inferiori a 600 m/s si passerà all'utilizzo della scheda tipo 2.



In presenza di una litologia non contemplata dalle schede di valutazione si potrà utilizzare la scheda di valutazione che presenta l'andamento delle Vs con la profondità più simile a quella riscontrata nell'indagine.

Nel caso esista la scheda di valutazione per la litologia esaminata ma l'andamento delle Vs con la profondità non ricade nel campo di validità della scheda, potrà esser scelta un'altra scheda che presenti l'andamento della Vs con la profondità più simile a quella riscontrata nell'indagine.

Nel caso di presenza di alternanze litologiche, che non presentano inversioni di velocità con la profondità, si potranno utilizzare le schede a disposizione solo se l'andamento dei valori di Vs con la profondità, nel caso da esaminare, risulta compatibile con le schede proposte.

In presenza di alternanze litologiche con inversioni simili di velocità con la profondità si potrà utilizzare la scheda di valutazione che presenta l'andamento delle Vs con la profondità più simile a quella riscontrata nell'indagine e si accerteranno anche i casi in cui i valori di Vs escano dal campo di validità solo a causa dell'inversione.

Si riporta la scheda litologica LIMOSA – SABBIOSA TIPO 1 - Estratto scheda litologica dell'Allegato 5 DGR n. IX/2616.



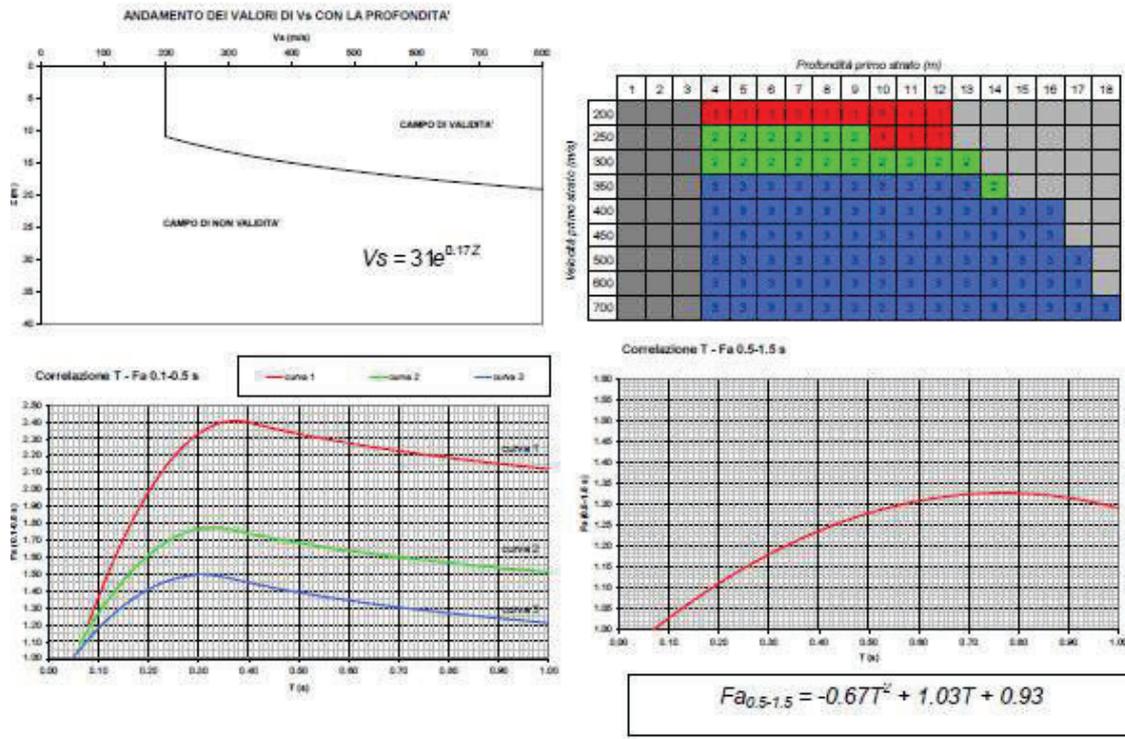
EFFETTI LITOLOGICI – SCHEDA LITOLOGIA LIMOSO – SABBIOSA TIPO 1

GRANULOMETRIA:
Da limi con sabbie debolmente ghiaiose a limi debolmente sabbioso-argillosi passando per limi con sabbie, limi debolmente argillosi, limi debolmente sabbiosi, limi debolmente ghiaiosi e sabbie con limi debolmente argillosi

NOTE:
Comportamento coesivo
Frazione limosa ad un massimo del 95%
Presenza di clasti immersi con $D_{max} < 2-3$ cm
Frazione ghiaiosa fino ad un massimo del 10%
Frazione sabbiosa fino ad un massimo del 45%
Frazione argillosa fino ad un massimo del 15%
A FIANCO: range di valori per alcuni parametri geotecnici significativi validi per limi sabbiosi debolmente argillosi

PARAMETRI INDICATIVI

GRUPPO GRANULOMETRICO INDICATIVO



Curva	Tratto polinomiale	Tratto logaritmico
1	$0.08 < T \leq 0.40$ $Fa_{0.1-0.5} = -13.9T^2 + 10.4T + 0.46$	$0.40 < T \leq 1.00$ $Fa_{0.1-0.5} = 2.12 - 0.30LnT$
2	$0.06 < T \leq 0.35$ $Fa_{0.1-0.5} = -9.5T^2 + 6.3T + 0.73$	$0.35 < T \leq 1.00$ $Fa_{0.1-0.5} = 1.51 - 0.25LnT$
3	$0.05 < T \leq 0.35$ $Fa_{0.1-0.5} = -7.3T^2 + 4.5T + 0.80$	$0.35 < T \leq 1.00$ $Fa_{0.1-0.5} = 1.21 - 0.26LnT$

RELAZIONE GEOTECNICA - R2 ED ANALISI SISMICA DI 2° LIVELLO



All'interno della scheda di valutazione si sceglie, in funzione della profondità e della V_s dello strato superficiale, utilizzando la matrice della scheda di valutazione, la curva più appropriata (indicata con il numero e il colore di riferimento).

Nel caso in esame, considerando che il piano di posa delle fondazioni in progetto sarà impostato ad una profondità di circa -1,00 m rispetto al punto di esecuzione del rilievo di sismica passiva HVSR, nell'analisi sismica non si è tenuto conto della porzione sommitale dello STRATO SISMICO 1 per uno spessore complessivo di 1,00 m di terreno esaminato. Ne consegue che il primo sismostrato considerato sia la porzione basale dello STRATO SISMICO 1 contraddistinto da uno spessore di 0,90 m e da una V_s pari a 250 m/s. Data la potenza poco significativa dello strato si è definito uno strato superficiale equivalente di spessore 4,00 m e V_s pari a 506 m/s, con il conseguente utilizzo per la valutazione del F_a della curva 3 – blu.

Definita la curva da applicare, per la valutazione del valore di F_a nell'intervallo 0,1 - 0,5 s e nell'intervallo 0,5 - 1,5 s, si ricava il valore del periodo proprio del sito definito T .

Il periodo proprio del sito T necessario per l'utilizzo della scheda di valutazione è calcolato considerando tutta la stratigrafia fino alla profondità in cui il valore della V_s è uguale o superiore a 800 m/s ed utilizzando la seguente equazione:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^n h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^n V_{s_i} \times h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \right)}$$

ove h_i e V_{s_i} sono lo spessore e la velocità dello strato i -esimo del modello.

T ottenuto è pari a **0,09**.

Il valore di F_a individuato dovrà essere approssimato alla prima cifra decimale e dovrà essere utilizzato per valutare il grado di protezione raggiunto dal sito dall'applicazione della normativa sismica vigente.



La valutazione è effettuata in termini di contenuti energetici, confrontando il Fa ottenuto dalle schede di valutazione con un parametro di analogo significato calcolato per ciascun comune e per le diverse categorie di suolo (NTC) soggette ad amplificazioni litologiche (B, C, D, E) e per i due intervalli 0,1 - 0,5 s e 0,5 - 1,5 s.

Il parametro calcolato per ciascun Comune e fornito dalla Regione Lombardia (consultabile in un database online), rappresenta il valore soglia oltre il quale lo spettro proposto dalla normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione presente nel sito.

La procedura prevede pertanto di valutare il valore di Fa con le schede di valutazione e di confrontarlo con il corrispondente valore di soglia, considerando una variabilità di +0,1 che tiene in conto la variabilità del fattore di Fa ottenuto.

Si possono quindi presentare due situazioni:

- il valore di Fa è inferiore al valore soglia corrispondente: la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito e quindi si applica lo spettro previsto per normativa;
- il valore di Fa è superiore al valore di soglia corrispondente: la normativa è insufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica e quindi è necessario, in fase di progettazione edilizia, o effettuare analisi più approfondite (3° livello) o utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore, con il seguente schema:

- anziché lo spettro della categoria di suolo B si utilizzerà quello della categoria di suolo C; nel caso in cui la soglia non fosse ancora sufficiente si utilizzerà lo spettro della categoria di suolo D;
- anziché lo spettro della categoria di suolo C si utilizzerà quello della categoria di suolo D;
- anziché lo spettro della categoria di suolo E si utilizzerà quello della categoria di suolo D.

Vista la struttura dell'opera in progetto, si ritiene a ragione che il Fattore di amplificazione che meglio approssima le condizioni di rischio sismico locali sia quello calcolato per un breve periodo (valore di Fa 0,1 – 0,5 s) pari a 1,15.

Tale valore risulta inferiore ai valori soglia forniti da Regione Lombardia (1,50 per la categoria di sottosuolo B) pertanto la normativa è da considerarsi SUFFICIENTE anche per eventuali fenomeni di amplificazione litologica; si conferma quindi la



Categoria di sottosuolo B.

3. PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Al fine del dimensionamento delle opere in progetto i parametri geotecnici caratteristici sono stati definiti sulla base delle conoscenze dello scrivente in riferimento ad interventi già eseguiti nel medesimo contesto geologico ed alla caratterizzazione geologica e litologica relativa alle evidenze di superficie rilevate in fase di ricognizione.

Depositi morenici quaternari e materiali di riporto grossolani aridi

- ✓ PESO NATURALE TERRENO (γt) 1,80 – 1,90 (t/m^3);
- ✓ PESO NATURALE TERRENO IMMERSO (γt) 0,90 – 1,00 (t/m^3);
- ✓ ANGOLO DI ATTRITO (φ) $32^\circ \pm 1$;
- ✓ COESIONE (C_u) 0,00 – 0,10 (kg/cm^2);
- ✓ MODULO ELASTICO (E) 125 - 175 (kg/cm^2);
- ✓ COEFF. DI REAZIONI [per fondazione larga 0,3 m] (K_w) 5 – 7 (kg/cm^3).

SUBSTRATO ROCCIOSO (porzione non alterata):

- ✓ PESO DI VOLUME ROCCIA (γt) min. 2,20 (t/m^3);
- ✓ ANGOLO DI ATTRITO (φ) min. 35° ;
- ✓ COESIONE 30 - 35 (t/m^2);
- ✓ COSTANTE DI SOTTOFONDO (coeff. di Winkler K_w) 40 (kg/cm^3).
- ✓ RESISTENZA ALLA COMPRESSIONE MONOASSIALE 70 - 80 (Mpa).

4. CALCOLO DELLA CAPACITA` PORTANTE E DEI CEDIMENTI (NTC 2018)

Le opere in progetto si possono assimilare al tipo 2 con vita nominale $V_n \geq 50$ anni (tabella 2.4.1 articolo 2.4 comma 2.4.1 del D.M. 17.01.2018) e in classe d'uso II (art 2.4 comma 2.4.2 del D.M. 17.01.2018).

Come definito nell'inquadramento sismico, si ipotizza che i terreni oggetto di studio appartengano alla categoria topografica T1 ed alla categoria di sottosuolo B.



Nel calcolo della capacità portante e dei cedimenti si è fatto riferimento agli elaborati progettuali in possesso che prevedono il **piano di posa delle fondazioni ad una profondità di circa -1,00 m dal piano campagna attuale** impostato nei depositi morenici moderatamente addensati / addensati. I parametri geotecnici considerati nel calcolo sono quelli riportati al paragrafo precedente.

Il calcolo è stato effettuato considerando **fondazioni dirette, tipo trave plinto rettangolare, con lunghezza di 3,00 m, larghezza B di 0,70 m e rinterro minimo di 0,50 m**.

4.1. VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU): CAPACITÀ PORTANTE

Le verifiche seguenti vengono effettuate secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018, **con riferimento alla realizzazione di nuove fondazioni per il sostegno dei setti della nuova pista ciclopedonale**, applicando il metodo agli stati limite ultimi mediante l'utilizzo di coefficienti di sicurezza parziali nel rispetto della condizione:

$$Ed \leq Rd$$

Dove **Ed** è il valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni e **Rd** è il valore di progetto delle resistenze del sistema geotecnico.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Approccio 1

Combinazione 1 A1+M1+R1

Combinazione 2 A2+M2+R2

Approccio 2

A1+M1+R3

Con:



- A** gruppi coefficienti di sicurezza parziali per le azioni,
- M** gruppi coefficienti di sicurezza parziali per i parametri geotecnici del terreno,
- R** gruppi coefficienti di sicurezza parziali per le resistenze.

Nell'approccio progettuale 1, la prima combinazione di gruppi di coefficienti è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nell'approccio progettuale 2 è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che nelle verifiche geotecniche.

La verifica delle strutture è stata condotta secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3).

Coefficienti A

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Coefficienti M

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_v	γ_γ	1,0	1,0

Coefficienti R

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$



I valori delle resistenze sono stati valutati secondo le relazioni di Terzaghi, Meyerhof, Brinch & Hansen sulla base dei parametri geotecnici riportati precedentemente (in modo indicativo vista l'assenza di indagini dirette). Inoltre le resistenze sono state valutate anche in condizioni di sismicità dalle quali si rileva una riduzione minima delle medesime.

Le verifiche sono state effettuate applicando nelle formule i parametri di resistenza ridotti mediante i coefficienti parziali M. Partendo dai valori medi (f_m) dei parametri si ricava il valore caratteristico (f_k) equivalente al quinto percentile, che rappresenta la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove (assimilabile al valore minimo). Il valore di progetto (f_d) del parametro si ottiene riducendo il valore caratteristico mediante il coefficiente M. I risultati sono stati ottenuti servendosi del software **LOAD CAP di GEOSTRU**, del quale lo studio scrivente è titolare di regolare licenza.

Fondazioni TIPO PLINTO RETTANGOLARE 3,0 x 0,7m

Metodologia	Qul	Rd
Teoria di Terzaghi (kg/cmq)	6,52	2,83
Teoria di Meyerhof (kg/cmq)	7,52	3,27
Teoria di Brinch – Hansen (kg/cmq)	7,55	3,28

Metodologia (in condizioni di sismicità)	Qul	Rd
Teoria di Terzaghi (kg/cmq)	6,21	2,70
Teoria di Meyerhof (kg/cmq)	7,10	3,09
Teoria di Brinch – Hansen (kg/cmq)	7,19	3,12

RELAZIONE GEOTECNICA - R2 ED ANALISI SISMICA DI 2° LIVELLO



NOTA: in grassetto è indicato il valore di resistenza più cautelativo.

Le relazioni proposte dagli autori di cui sopra sono tutte composte da tre termini che rappresentano rispettivamente il contributo dovuto alla coesione, all'angolo di attrito interno e al sovraccarico dello strato di terreno sopra il piano fondale.

Terzaghi (1943). Individua tre zone a comportamento meccanico e reologico differente:

I) zona geometricamente assimilabile ad un cuneo, in cui il terreno mantiene un comportamento elastico e tende a penetrare negli strati sottostanti, solidalmente con la fondazione; questo cuneo forma un angolo uguale a φ secondo Terzaghi e uguale a $45^\circ + \varphi/2$ secondo Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen (con φ = angolo di resistenza al taglio del terreno su cui poggia la fondazione);

II) zona di scorrimento radiale, rappresentabile graficamente da una serie di archi di spirale logaritmica per $\varphi > 0$ o di cerchio per $\varphi = 0$, dove avviene la trasmissione dello sforzo applicato dal cuneo di materiale che costituisce la zona I alla zona III;

III) zona che si oppone alla penetrazione del cuneo della zona I nel terreno; si assume teoricamente che prenda la forma di un triangolo isoscele con un'inclinazione dei due lati uguali rispetto all'orizzontale di $45^\circ - \varphi/2$; sulla superficie di questa zona agisce, con effetto stabilizzante, il peso del terreno sopra il piano di posa della fondazione ed altri eventuali sovraccarichi.

Si ha la rottura del terreno di fondazione quando il carico applicato dal cuneo della zona I supera la resistenza passiva della zona III. In questo caso la zona I penetrerà nel terreno di fondazione, che tenderà a rifluire lateralmente lungo la zona di scorrimento plastico, dando luogo a rigonfiamenti superficiali.

Si può giungere alla rottura del terreno attraverso tre modalità differenti:

a) rottura di tipo generalizzato: in terreni addensati e/o consolidati la resistenza al taglio mobilitata aumenta rapidamente per piccoli incrementi di deformazione; al superamento della portanza limite il terreno si rompe e subisce grosse deformazioni; riportando in grafico gli sforzi applicati e le deformazioni relative risulta facilmente identificabile il valore della resistenza al taglio massima;

b) rottura di tipo locale: in terreni sciolti e/o scarsamente consolidati la resistenza al taglio mobilitata aumenta gradualmente in relazione a significativi incrementi di deformazione; risulta difficile individuare in questo caso la resistenza al taglio massima, superata la quale si ha la rottura del terreno, in quanto qui il fenomeno avviene con maggiore gradualità;

c) rottura di tipo intermedio: presenta caratteristiche intermedie fra la rottura di tipo generalizzato e locale.

$$Q_{lim} = c N_c s_c + \gamma_1 D N_q + 0,5 \gamma_2 B N_\gamma s_\gamma;$$

in cui:

RELAZIONE GEOTECNICA - R2 ED ANALISI SISMICA DI 2° LIVELLO



N_c, N_q, N_γ = fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo di attrito interno;

c = coesione del terreno;

γ_1 = peso di volume medio del terreno sopra il piano di posa;

γ_2 = peso di volume sotto il piano di posa;

B = larghezza della fondazione (dimensione del lato corto);

D = profondità di posa della fondazione;

s_c, s_γ = fattori di forma.

La formula di Terzaghi fornisce generalmente valori di portanza sovrastimati tranne nel caso di terreni coesivi sovraconsolidati; deve essere utilizzata solo per fondazioni molto superficiali, dove cioè sia verificata la disuguaglianza: $D < B$.

Meyerhof (1951). Meyerhof modificò l'equazione di Terzaghi inserendo il fattore di forma s_q legato al fattore di portanza N_q , tre fattori legati all'approfondimento del piano di posa della fondazione e tre fattori correttivi per carichi inclinati.

$$Q_{lim} = c N_c s_c d_c + \gamma_1 D N_q s_q d_q + 0,5 \gamma_2 B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

(fattore di moltiplicazione i_c se carico inclinato);

in cui:

N_c, N_q, N_γ = fattori adimensionali di portanza;

s_c, s_q, s_γ = fattori di forma;

d_c, d_q, d_γ = fattori correttivi per l'approfondimento;

i_c, i_q, i_γ = fattori correttivi per l'inclinazione dei carichi.

A differenza della formula di Terzaghi, la relazione di Meyerhof può essere impiegata per qualunque tipo di terreno e per profondità di posa fino a $D = 4 \times B$. Non può essere utilizzata per fondazioni su pendio o per fondazioni con base ruotata.

Brinch - Hansen (1970) e Vesic (1973). Hansen propose una formula di uso generale rappresentante un ulteriore sviluppo della relazione indicata da Meyerhof, introducendo un fattore correttivo che tenesse conto della possibile inclinazione del piano di posa sull'orizzontale (b_i) ed un fattore correttivo che tenesse conto della possibile inclinazione del piano campagna (g_i). La formula di Vesic poco si discosta da quella di Hansen, salvo per l'uso di fattori di capacità portante leggermente diversi (valore del coefficiente $N_\gamma = 1,5 (N_q + 1) \tan \phi$).

$$Q_{lim} = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D N_q d_q s_q i_q g_q b_q + 0,5 \gamma_2 B N_\gamma d_\gamma s_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

con:

RELAZIONE GEOTECNICA - R2 ED ANALISI SISMICA DI 2° LIVELLO



N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante (in funzione dell'angolo d'attrito del terreno);

S_c, s_γ ; = coefficienti di forma;

D = profondità d'incastro fondazione;

B = larghezza fondazione;

c = coesione del terreno;

γ_1 = peso di volume terreno sopra il piano di posa;

γ_2 = peso di volume terreno sotto il piano di posa.

4.2. VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE): CEDIMENTI E DISTORSIONI

Tali verifiche prevedono la valutazione dei valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura, nel rispetto della condizione:

$$Ed \leq Cd$$

Dove Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e Cd è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo è stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

I valori delle proprietà meccaniche da adoperare nell'analisi sono quelli caratteristici (f_k) e i coefficienti parziali sui parametri di resistenza R sono sempre unitari. I valori caratteristici da utilizzare per il calcolo delle distorsioni tengono conto della mediana dei valori, non del quinto percentile come nel caso delle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU).

I cedimenti sono stati determinati **per fondazione tipo plinto rettangolare con dimensioni 3,0 x 0,7m**, utilizzando i metodi dell'elasticità di Terzaghi Semplificato e di Burland & Burbidge ed applicando, in riferimento all'AZIONI di PROGETTO fornite dallo strutturista, un

CARICO DI ESERCIZIO agli SLE pari a 1,10 kg/cmq.

Fondazioni TIPO PLINTO RETTANGOLARE 3,0 x 0,7m



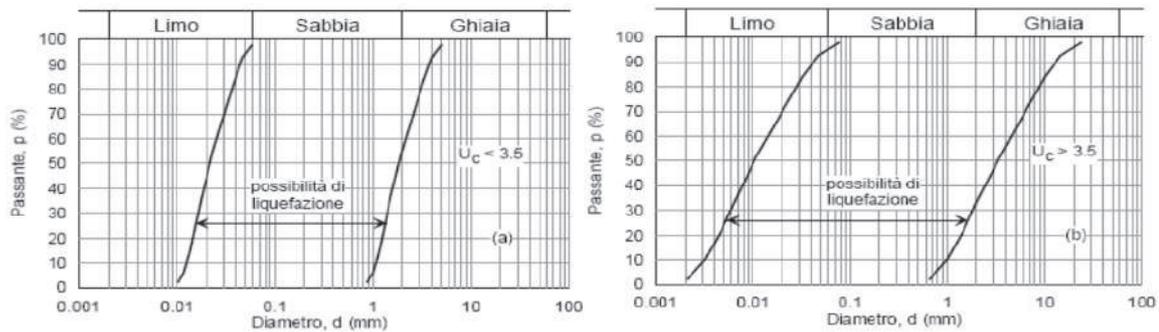
Metodologia	Cedimento totale (mm)
Teoria di Terzaghi	5
Teoria di Burland & Burbridge	10

Occorre precisare che la stima dei cedimenti è da ritenersi indicativa, data l'approssimazione del calcolo delle tensioni in un mezzo eterogeneo ed anisotropo (delle variabili legate alla storia tensionale del terreno e della tipologia delle strutture in progetto). In pratica, si applicano modelli semplificati o empirici finalizzati alla stima dei cedimenti stessi, i quali sono soggetti ad un certo margine d'errore (comunque inferiore ad 1 cm). Risultati differenti (ma minimi) sono da attribuirsi al diverso approccio teorico delle varie relazioni.

5. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

La verifica alla liquefazione può essere omessa in conseguenza della soddisfazione di almeno una delle condizioni di cui a seguire:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1 g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (*Standard Penetration Test*) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinato in prove penetrometriche statiche (*Cone Penetration Test*) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura sottostante nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ (grafico a sinistra) e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ (grafico a destra).



Per quello che riguarda la condizione 1, tenendo conto dei parametri e dei coefficienti sismici ricavati per il sito in esame (riferimento *Cap. 5.1. Inquadramento sismico generale*) risulta che per tutti gli stati limite (SLO, SLD, SLV, SLC) si abbia un valore di $a_{g,max}$ (accelerazione orizzontale massima attesa al sito) inferiore a 0,1 g.

Pertanto, poiché la condizione 1 è soddisfatta, si può omettere la verifica alla stabilità nei confronti della liquefazione per i terreni di sedime.