

STUDIO DI GEOLOGIA APPLICATA

BORGHI DOTT. MARCO

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

D.G.R. n° 2616/2011 – N.T.C. 2018

PIANO ATTUATIVO Tsm

**DI INIZIATIVA PRIVATA PER LO SVILUPPO DI NUOVI IMPIANTI PER LA
DISTRIBUZIONE DEL CARBURANTE E RELATIVI SERVIZI
VIA SCARLATTI - CESATE (MI)**

Committente: ORCHIDEA srl
COOP LOMBARDIA

Relazione a cura di: Dott. Geologo Marco Borghi



Dicembre 2024

INDICE

PREMESSA

1. RELAZIONE GEOLOGICA ALLEGATO B DELLA D.G. R. IX/2616 DEL 30/11/2011

- 1.1 GEOGRAFIA, GEOMORFOLOGIA E GEOLOGIA DELL'AREA**
- 1.2 CARTA DI FATTIBILITA' GEOLOGICA COMUNALE**
- 1.3 CONSIDERAZIONI IN MERITO ALLE PROBLEMATICHE INDIVIDUATE NELLA CLASSE DI FATTIBILITA'**
- 1.4 PROVA DI PERMEABILITA'**

2. RELAZIONE GEOLOGICA CAP. 6 N.T.C. 2018.

- 2.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE**
- 2.2 SISMICITA' DELL'AREA**
- 2.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO - CATEGORIA TOPOGRAFICA - VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE**
- 2.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO**

3. RELAZIONE GEOTECNICA CAP. 6 N.T.C. 2018.

- 3.1 CALCOLO DEGLI STATI LIMITE**
- 3.2 CALCOLO MODULO DI WINKLER**
- 3.3 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE VALORI DI SLE E SLU**

RIASSUNTO

IN APPENDICE:

tabelle

Grafici prove penetrometriche DPSH

FIG 1 Ubicazione area d'intervento

FIG 2 Ubicazione prove penetrometriche

parametri sismici area

Determinazione della categoria di sottosuolo

PREMESSA

Su incarico della committenza, nel mese di Dicembre 2024 è stata eseguita un'indagine geologica e geotecnica inerente la realizzazione del piano attuativo Tsm – via Scarlatti, Cesate (MI).

La relazione viene redatta ai sensi della D.G.R. n° 2616/2011 ed ai sensi delle Norme tecniche per le costruzioni - Decreto 17 Gennaio 2018.



1. RELAZIONE GEOLOGICA - ALLEGATO B DELLA D.G. R. IX/2616 DEL 30/11/2011

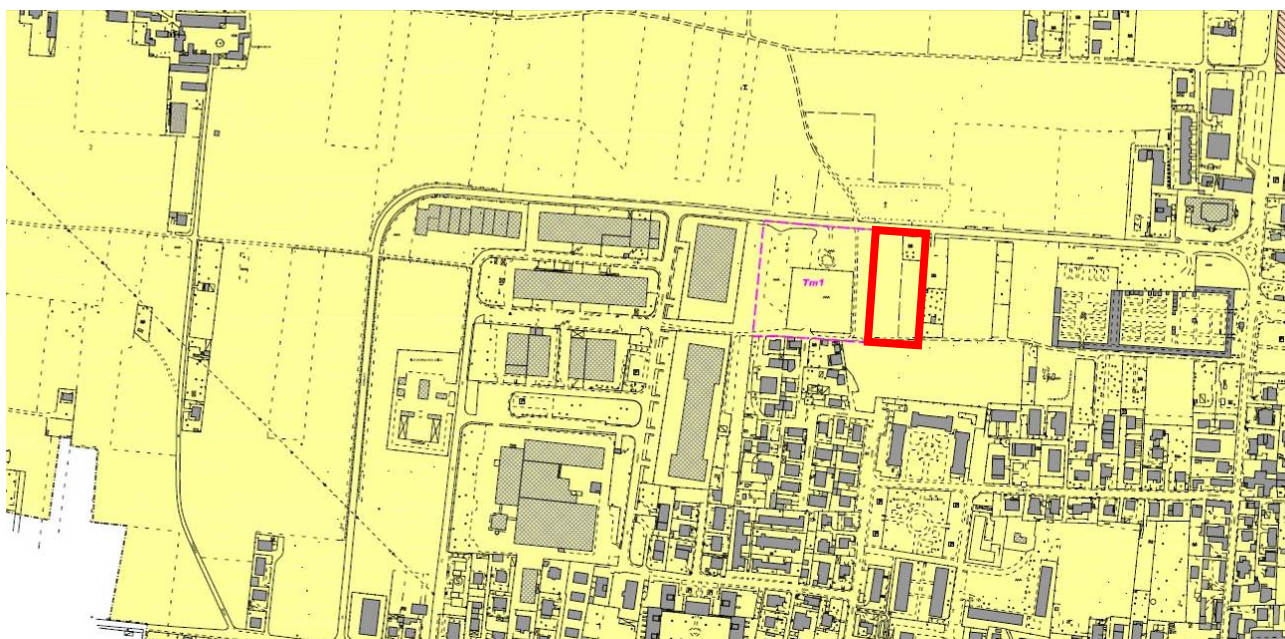
1.1 GEOGRAFIA, GEOMORFOLOGIA E GEOLOGIA DELL'AREA

L'area di indagine è collocata nell'ambito della pianura lombarda ad una quota di circa 200 m s.l.m. La geologia di questo settore della pianura è caratterizzata dalla presenza di depositi fluvioglaciali del Diluvium medio di natura sabbioso-ghiaiosa ammantati da una coltre di alterazione pedologica dello spessore di circa 1-2 metri.

Nei fori di sondaggio non si è rilevata la presenza di acqua di falda freatica sino alla profondità massima investigata (-8 metri da piano campagna). Tale misura non costituisce un valore fisso nel tempo in quanto soggetta ad oscillazioni in dipendenza di fattori esterni quali precipitazioni, irrigazioni, prelievi, ecc.

1.2 CARTA DI FATTIBILITA' GEOLOGICA COMUNALE

l'area ricade totalmente in classe di fattibilità geologica 2 (fattibilità con modeste limitazioni), per limitazioni di carattere geotecnico e di vulnerabilità idrogeologica.



stralcio carta di fattibilità geologica comunale con delimitata in rosso l'area di intervento

Lo scenario di pericolosità sismica individuato risulta essere: Z4a (zona di fondovalle con amplificazioni litologiche e geometriche).

1.3 CONSIDERAZIONI IN MERITO ALLE PROBLEMATICHE INDIVIDUATE NELLA CLASSE DI FATTIBILITA'

Le problematiche di tipo geotecnico, individuate e descritte nelle classi di fattibilità, sono state affrontate mediante l'interpretazione di apposite indagini geotecniche e geofisiche eseguite sull'area in esame – i cui risultati vengono descritti nelle pagine seguenti - che hanno permesso di definire le criticità dell'area e le soluzioni adottate.

Per quanto riguarda invece le problematiche di carattere idrogeologico legati alla vulnerabilità idraulica del primo acquifero si dovrà avere l'accortezza, sia in fase di cantiere che ad opera realizzata, di evitare dispersioni di inquinanti e acque reflue al suolo e nel sottosuolo. Dovranno essere gestite nel pieno rispetto della normativa vigente ed a tutela dell'acquifero.

1.4 PROVA DI PERMEABILITA'

Per la misura della permeabilità naturale del terreno è stata eseguita in data 10/03/2022, sull'area adiacente dove ora sorge la COOP, una prova di permeabilità a carico variabile in pozzetto di lato $a*b = 0,70*1,40$ m, profondità 2,5 metri. Durante lo scavo si è osservata la seguente stratigrafia:

da metri	a metri	stratigrafia
p.c.	0,4	Suolo agrario
0,4	2,0	Limo argilloso e sabbioso, color bruno
2,0	> 2,5	ghiaia sabbiosa e limosa, color marrone

Dalla prova eseguita si ottiene una permeabilità media pari a **1,46E-05 m/sec** (tab.4 in appendice), valore discreto e che riflette la stratigrafia incontrata: sabbie e ghiaie nelle quali è però presente una certa frazione limosa. La frazione limosa diminuisce man mano che si scende in profondità e quindi è da aspettarsi, a profondità maggiori da quelle investigate, un aumento del valore di permeabilità. Questo valore viene utilizzato per il progetto di invarianza idraulica.

Solaro, li 9 Dicembre 2022

Dr. Geol. Marco Borghi





Esecuzione prova di
permeabilità

2. RELAZIONE GEOLOGICA - CAP. 6 N.T.C. 2018.

2.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Sono state eseguite, a partire dal piano campagna esistente, n° 4 prove penetrometriche dinamiche continue (fig. 2). Le prove P1-P2-P3 sono state eseguite a partire dalla stessa quota di piano campagna, sostanzialmente coincidente con la quota di via Monteverdi, mentre la P4 è stata eseguita a partire da una quota di piano campagna superiore e sostanzialmente coincidente con la quota di via Scarlatti.

In linea generale i valori iniziano ad essere “discreti” a partire da circa 2 metri di profondità. Infatti, sino a questa profondità è presente l’orizzonte di copertura eluvio-colluviale (“terra di coltura”), oltre compaiono orizzonti di “mista” con caratteristiche geotecniche decisamente migliori.

In corrispondenza della prova P4 è presente terreno di riporto, sciolto ed assolutamente inadatto a fungere da terreno di fondazione: deve essere prima adeguatamente trattato come indicato al punto 3.1.

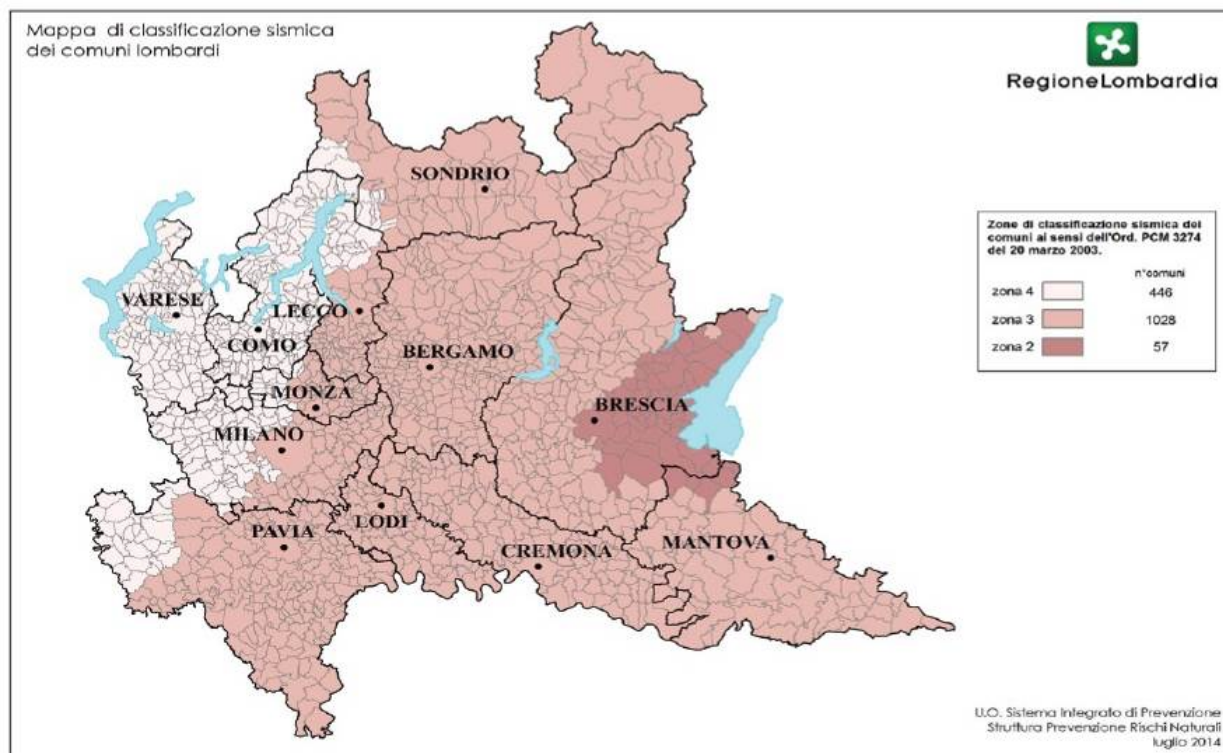
Per la definizione dei parametri geotecnici si è fatto riferimento anche alle indagini eseguite nel lotto adiacente per la realizzazione della COOP.

2.2 SISMICITA' DELL'AREA

Il territorio comunale di Cesate nella nuova classificazione sismica regionale istituita dalla Regione Lombardia con DGR 2129/2014, entrata in vigore il 10 Aprile 2016, ricade in zona sismica 4.

Nella tabella seguente compaiono le varie zone sismiche individuate secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo a_g con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

zona sismica	accelerazione orizzontale del suolo con probabilità di superamento del 10% in 50 anni (a_g/g)	accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (a_g/g)
1	$> 0,25$	0,35
2	0,15 – 0,25	0,25
3	0,05 – 0,15	0,15
4	$< 0,05$	0,05



2.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO - CATEGORIA TOPOGRAFICA - VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Per la misura della V_{seq} e quindi l'individuazione della categoria di sottosuolo è stata eseguita un'indagine geofisica a mezzo di misurazione di microtremori ambientali. La registrazione va considerata valida esclusivamente ai fini della determinazione della V_{seq} . Il valore così ottenuto è pari a 342 m/sec (vedi schede della misura del microtremore sismico ambientale in appendice) permette di classificare il sottosuolo di fondazione, ai sensi delle N.T.C. 2018, in categoria **C**: "depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzate da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi fra 180 m/s e 360 m/s.

I fenomeni di amplificazione sismica di tipo topografico sono stati valutati mediante procedura semplificata; considerato che l'area ha inclinazione media inferiore a 15° , la categoria topografica risulta essere **T1**.

Come consentito dal D.M. 17.01.18, viene omessa la verifica alla liquefazione in quanto gli eventi sismici attesi sull'area sono inferiori a 0,1 g.

In appendice compaiono i parametri sismici dell'area.

2.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

Le prove sono state eseguite a partire dal piano campagna attuale.

Nella tab.1 vengono sintetizzati i parametri caratteristici del modello geotecnico utilizzato per il calcolo della verifica agli stati limite. La valutazione dello stato di addensamento deriva dalle classificazioni AGI (1977).

All'atto dello scavo dovrà essere verificata la corrispondenza del terreno di fondazione con il modello geotecnico illustrato in tab.1, eventuali difformità dovranno essere immediatamente segnalate.

Solaro, li 7 Dicembre 2024



Dr. Geol. Marco Borghi

3. RELAZIONE GEOTECNICA - CAP. 6 N.T.C. 2018.

3.1 CALCOLO DEGLI STATI LIMITE

Il modello geotecnico utilizzato viene sintetizzato in tab.1.

Le fondazioni delle strutture, prive di piano interrato, dovranno essere del tipo a platea ed impostate al di sotto dell'orizzonte agrario. Qualora si volesse, al fine di evitare la risalita capillare, appoggiare la fondazione su di un sottofondo granulare, questi dovrà essere a spigoli vivi ed avere uno spessore ottimale di 50 cm; all'interfaccia sottofondo della fondazione - terreno di fondazione dovrà essere posato, a regola d'arte, un geocomposito e, nella posa del sottofondo, si avrà cura di vibrocompattarlo in strati con spessori massimi di 15 cm. La base del sottofondo dovrà comunque essere appoggiata alle profondità minime dette sopra.

Dove presente terreno di riporto, inadatto a fungere da terreno di fondazione, dovrà essere interamente ripreso per l'intero spessore e steso in strati non superiori a 15 cm, adeguatamente vibrorullati. All'interfaccia riporto/terreno naturale dovrà essere steso un geocomposito. Il riporto è presente per buona parte del settore occidentale del lotto e va da via Scarlatti (dove raggiunge gli spessori maggiori) a via Monteverdi.

3.1.1 fondazioni dirette: verifica allo stato limite ultimo SLU:

1. **Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno:** determinazione della resistenza ultima di progetto del terreno di fondazione mediante approccio 2 – combinazione 1: A1+M1+R3.

I valori per il calcolo della resistenza di progetto provengono dalla tab.1 corretti, a seconda dell'approccio utilizzato, con i coefficienti parziali illustrati nelle tabelle della normativa (D.M. 17.01.18 - capitolo 6 – progettazione geotecnica, tabella 6.2.II).

La resistenza ultima del terreno di fondazione in condizioni statiche (SLC) è data dalla relazione:

$$R_d = q_{ult} \cdot A'$$

dove: q_{ult} = capacità portante ultima

A' = area effettiva della fondazione

Il calcolo della capacità portante ultima in condizioni statiche è stato eseguito secondo la formula di Hansen (1970).

La formula generale è la seguente:

$$\text{per } \phi = 0: \quad q_{ult} = 5,14 \cdot c_u \cdot (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + \gamma_1 \cdot D_f$$

per $\phi > 0$ (come nel nostro caso):

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

dove:

q_{ult} = capacità portante ultima

c_u = coesione non drenata

c = coesione

ϕ = angolo di resistenza al taglio = $24,8^\circ$

γ_1 = peso di volume sopra il piano di posa = $15,30 \text{ kN/mc}$

γ_2 = peso di volume efficace sotto il piano di posa = $15,30 \text{ kN/mc}$

B = larghezza della fondazione

L = lunghezza della fondazione

D_f = incastro della fondazione = per platea: $0,00$ metri

N_c, N_q, N_γ = fattori di portanza, funzione dell'angolo di attrito del terreno ϕ

s_c, s_q, s_γ = fattori correttivi per la forma della fondazione, dipendono da B, L e ϕ

d_c, d_q, d_γ = fattori correttivi per la profondità di posa, dipendono da B, D e ϕ

i_c, i_q, i_γ = fattori correttivi per l'inclinazione del carico

b_c, b_q, b_γ = fattori correttivi per la base ruotata

g_c, g_q, g_γ = fattori correttivi per fondazioni su pendio

Perché la verifica sia soddisfatta deve essere $E_d \leq R_d / \gamma_r$

Dove: E_d = valore di progetto dell'azione

γ_r = coefficiente parziale di capacità portante, variabile a seconda dell'approccio utilizzato, ed i cui valori compaiono nelle tabelle della normativa (D.M. 17.01.18 - capitolo 6 – progettazione geotecnica, tabella 6.4.I).

Il calcolo della resistenza ultima in condizioni sismiche (SLV) è stato eseguito secondo quanto indicato da Paolucci & Peker (1997), la cui relazione tiene conto delle forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma apportando fattori correttivi al coefficiente N nella formula trinomia del carico limite.

I risultati compaiono nella tabella seguente (tab. 2) dove, noto il rapporto q_{ult}/γ_r , la verifica può essere rapportata dal calcolatore delle strutture ai valori delle azioni E_d , al momento non note.

2. Collasso per scorrimento sul piano di posa

Si è utilizzato l'approccio 2 – combinazione 1: $A1+M1+R3$.

Anche in questo caso la somma delle azioni T_k dovrà essere inferiore o uguale alla somma delle resistenze orizzontali R_h : $T_k \leq R_h$

dove:

$$R_h = (1/\gamma_r) * (N_k (\tan \delta / \gamma_\varphi));$$

N_k viene assunto pari a R_d ;

δ : angolo di attrito all'interfaccia terreno - fondazione in cls;

γ_r e γ_φ : coefficienti i cui valori compaiono nelle tabelle 6.4.I e 6.2.II del D.M. 17.01.18 - capitolo 6 – progettazione geotecnica;

I risultati compaiono nella tabella 2. Vale quanto detto al paragrafo 3.1.1 (condizioni statiche - condizioni sismiche)

3. stabilità globale

Questa verifica viene omessa in quanto la fondazione non risulta essere posizionata su o in prossimità di pendii naturali o artificiali che allo stato attuale manifestano indizi di instabilità.

3.1.2 fondazioni dirette: verifica allo stato limite di esercizio SLE:

La verifica agli stati limite di esercizio è stata condotta attraverso la valutazione dei cedimenti, utilizzando il metodo di Burland & Burbridge (1984), ipotizzando una pressione trasmessa al terreno di fondazione variabile fra 0,50 daN/cm² e 1,50 daN/cm². Vedi tabella. 3.

Per Burland & Burbridge la formula generale è la seguente:

$$s = (s * B * I_c/3 + (q - s) * B * I_c) * f_s * f_t * f_h$$

dove: s = cedimento (cm)

B = larghezza della fondazione (m)

q = carico agente sulla fondazione (kPa)

s = pressione del terreno alla quota d'imposta (kPa)

I_c = fattore di compressibilità

f_s = fattore di forma

f_t = fattore tempo che tiene conto della componente viscosa del cedimento

f_h = fattore correttivo che tiene conto dello spessore dello strato compressibile

Il valore del fattore di compressibilità è pari a: $I_c = \alpha / N$

dove " α " è un valore numerico associato alla probabilità assegnata di sottostimare il cedimento e " N " rappresenta la media statistica dei valori di resistenza alla punta misurati nell'interno di una profondità significativa " z_i " funzione di " B ".

I fattori di correzione valgono rispettivamente:

$$f_s = ((1,25 * L / B) / (L / B + 0,25))$$

dove: L = lunghezza della fondazione

$$f_t = (1 + R_3 + R * \log(t / 3))$$

dove: t = tempo in anni

R e R_3 costanti funzione del tipo di carico trasmesso.

3.2 CALCOLO MODULO DI WINKLER

Sempre in tab. 3 compaiono i valori del coefficiente di sottofondo (Winkler) calcolato secondo le relazioni di:

- a) *TERZAGHI (1955)*. Calcola il valore del coefficiente di sottofondo mediante la seguente

relazione: $K = 2,35 * K_{1s} * C_b$

con:

$$C_b = [(B + 0,3048) / 2B]^2 \text{ (coefficiente che tiene conto della larghezza della fondazione)}$$

B = larghezza della fondazione

K_{1s} = coefficiente sperimentale di Terzaghi, calcolato in funzione del peso di volume del terreno indagato (per terreni incoerenti, ricavato da appositi grafici), nel nostro caso pari a 1,00 kg/cmc.

- b) *VESIC (1961)*. Calcola il valore del coefficiente di sottofondo mediante la seguente relazione,

espressa nella sua forma semplificata: $K = E / (B * (1 - \mu^2))$

Dove: E_y = modulo elastico = 3,86 Mpa per fondazioni superficiali

- c) *BOWLES (1982)*. Calcola il valore del coefficiente di sottofondo mediante la seguente relazione: $K = 40 \text{ (FS) qamm}$

Nella quale qamm (calcolata secondo quanto indicato da Bowles) va espresso in kPa. La formula si ottiene considerando che $qamm = q_{ult}/FS$, dove la resistenza ultima del terreno corrisponde a un cedimento di 2,5 cm, e che K è $q_{ult}/\text{cedimento}$. Il valore 40 è ragionevolmente a favore di sicurezza, ma è sempre possibile utilizzare cedimenti ammissibili minori; FS identifica il fattore sicurezza =3.

- d) *BURLAND & BURBRIDGE (1984)*. In realtà questo metodo viene usato per calcolare i cedimenti attraverso la formula seguente di cui si è già parlato in precedenza:

$$s = (s * B * I_c/3 + (q - s) * B * I_c) * f_s * f_t * f_h$$

Dividendo poi il valore di pressione trasmessa al terreno per il cedimento calcolato, si è ottenuto il valore del coefficiente di reazione del sottofondo.

Come si può osservare dai risultati ottenuti, i valori del coefficiente di reazione del sottofondo variano abbastanza in funzione del metodo utilizzato. Si ritiene che i valori più attendibili siano quelli calcolati col metodo di Burland & Burbridge.

3.3 CONSIDERAZIONI IN MERITO AI VALORI DI SLE E SLU OTTENUTI

I valori delle resistenze allo SLU sono esposti in tab.2 e si può vedere come siano pari, per platea di fondazione impostata a non meno di 0,30 metri di profondità rispetto al piano campagna attuale, a **1,35 daN/cm²** in condizioni statiche (SLC) e pari a **1,27 daN/cm²** in condizioni sismiche (SLV).

Per quanto riguarda invece i valori delle resistenze allo SLE, queste sono desumibili dalla tab.3 come segue: equiparando al valore di resistenza del terreno di fondazione, in condizioni di SLE, quella pressione che causa un cedimento immediato medio all'interfaccia struttura-terreno intorno ad 2,5 cm (valore arbitrario: a giudizio del progettista strutturale potrebbe anche essere superiore o inferiore, in relazione alla vulnerabilità della struttura), come si può notare in tab.3, risulta essere possibile assumere come valore di resistenza del terreno di fondazione allo SLE un valore pari a **0,50 daN/cm²**.

Solaro, li 7 Dicembre 2024

Dr. Geol. Marco Borghi



RIASSUNTO

Su incarico della committenza, nel mese di Dicembre 2024 è stata eseguita un'indagine geologica e geotecnica inerente la realizzazione del piano attuativo Tsm – via Scarlatti, Cesate (MI).

La relazione viene redatta ai sensi della D.G.R. n° 2616/2011 ed ai sensi delle Norme tecniche per le costruzioni - Decreto 17 Gennaio 2018.

L'area di indagine è collocata nell'ambito dell'alta pianura lombarda ad una quota di circa 200 m s.l.m. Così come illustrato nel foglio 45 MILANO della Carta Geologica d'Italia, la geologia di questo settore è caratterizzata dalla presenza di depositi fluvio-glaciali ghiaioso-sabbiosi del Diluvium medio di natura sabbioso-ghiaiosa ammantati da una coltre di alterazione pedologica dello spessore di circa 1-2 metri. Nei fori di sondaggio non si è rilevata la presenza di acqua di falda sino alla massima profondità investigata (8 metri).

Sono state eseguite, a partire dal piano campagna esistente, n° 4 prove penetrometriche dinamiche continue (fig. 2). Le prove P1-P2-P3 sono state eseguite a partire dalla stessa quota di piano campagna, sostanzialmente coincidente con la quota di via Monteverdi, mentre la P4 è stata eseguita a partire da una quota di piano campagna superiore e sostanzialmente coincidente con la quota di via Scarlatti. In corrispondenza della prova P4 è presente terreno di riporto, sciolto ed assolutamente inadatto a fungere da terreno di fondazione: deve essere prima adeguatamente trattato.

Le fondazioni delle strutture, prive di piano interrato, dovranno essere del tipo a platea ed impostate al di sotto dell'orizzonte agrario. Qualora si volesse, al fine di evitare la risalita capillare, appoggiare la fondazione su di un sottofondo granulare, questi dovrà essere a spigoli vivi ed avere uno spessore ottimale di 50 cm; all'interfaccia sottofondo della fondazione - terreno di fondazione dovrà essere posato, a regola d'arte, un geocomposito e, nella posa del sottofondo, si avrà cura di vibrocompattarlo in strati con spessori massimi di 15 cm. La base del sottofondo dovrà comunque essere appoggiata alle profondità minime dette sopra.

Dove presente terreno di riporto, inadatto a fungere da terreno di fondazione, dovrà essere interamente ripreso per l'intero spessore e steso in strati non superiori a 15 cm, adeguatamente vibrorullati. All'interfaccia riporto/terreno naturale dovrà essere steso un geocomposito.

Nella tab.1 vengono sintetizzati i parametri caratteristici del modello geotecnico utilizzato per il calcolo della verifica agli stati limite ultimi e di esercizio riportati nella tab.2 e nella tab.3.

L'indagine geofisica eseguita ai fini della determinazione della V_{seq} ha permesso di classificare il sottosuolo di fondazione in categoria C.

In conclusione si può affermare che gli approfondimenti eseguiti sull'area in esame non hanno evidenziato controindicazioni, dal punto di vista geologico e fatte salve le indicazioni contenute nella presente relazione, alla modifica della destinazione d'uso dei terreni. Pertanto si dichiara che l'intervento è compatibile con la situazione geologica presente.

Solaro, li 7 Dicembre 2024

Dr. Geol. Marco Borghi



PARAMETRI CARATTERISTICI DEL MODELLO GEOTECNICO:

Stratigrafia ipotizzata ⁽¹⁾	da	a	Nspt	spessore	cu kPa	adesione kPa	ϕ (°)	δ (°)	DR (%)	Ey (Mpa)	G (Mpa)	μ	Ed (Mpa)	γ (kN/mc)	γ sat (kN/mc)	k_0
	(m)	(m)	medio	metri												
orizzonte di copertura eluvio-colluviate ("terra di coltura"), molle	p.c.	2	2	2	12	7,2	24,80	12	30	3,86	12,04	0,35	5,81	15,30	18,13	0,5
mista in prevalenza poco addensata	2,0	6,5	6,8	4,5			29,04	15	50	14,00	38,66	0,34	10,96	15,80	18,61	0,5
mista in prevalenza moderatamente addensata	6,5	> 10	9,2	> 3,5			29,75	15	55	17,99	51,23	0,32	13,48	16,70	18,77	0,5

dove:																	tab. 1
rapporto Nspt/Nscpt	:		1,14														
cu	:		coesione non drenata							fonte:	Terzaghi & Peck, 1948						
adesione	:		coesione non drenata all'interfaccia terreno - calcestruzzo							fonte:	Bowles, 1988						
ϕ	:		angolo di attrito							fonte:	J.N.R. - Meyerhof						
δ	:		angolo di attrito all'interfaccia terreno - calcestruzzo							fonte:	Bowles, 1988						
Dr	:		densità relativa							fonte:	Meyerhof, 1957						
E	:		modulo edometrico							fonte:	Menzenback & Malcev						
G	:		modulo di taglio							fonte:	Ohsaki & Iwasaki, 1973						
Ey	:		modulo di elasticità o di Young							fonte:	Schmertmann, 1978						
Ed	:		modulo edometrico							fonte:	Menzenback & Malcev, 1979						
μ	:		rapporto di poisson							fonte:	A.G.I.						
γ	:		peso di volume							fonte:	Meyerhof, 1951 - Terzaghi & Peck, 1948-1967						
γ sat	:		peso di volume saturo							fonte:	Meyerhof, 1951 - Terzaghi & Peck, 1948-1967						
k_0	:		rapporto fra tensione geostatica orizzontale e verticale														

(1): siccome le prove penetrometriche forniscono solo dati sulla resistenza all'avanzamento di una punta, e nulla dicono a proposito della stratigrafia dei terreni investigati, nelle tabelle interpretative dei dati misurati, la stratigrafia viene ipotizzata.

CALCOLO STATI LIMITE ULTIMI - SLU:

profondità di posa fondazioni da piano campagna originario	tipologia fondazione	dimensioni fondazione	sisma	approccio 2 combinazione 1 (A1+M1+R3) resistenza unitaria ultima (qultima)	coefficiente parziale (R3) di capacità portante γ_r	approccio 2 combinazione 1 (A1+M1+R3) rapporto qultima/ γ_r	approccio 2 combinazione 1 (A1+M1+R3) resistenza unitaria ultima allo scorrimento laterale	coefficiente parziale (R3) di scorrimento laterale γ_r	approccio 2 combinazione 1 (A1+M1+R3) rapporto resistenza unitaria ultima/ γ_r
circa metri		lato B metri		daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²		daN/cm ²
0,30	platea	platea	NO	3,11	2,30	1,35	0,66	2,10	0,32

0,30	platea	platea	NO	2,93	2,30	1,27	0,62	2,10	0,30
------	--------	--------	----	------	------	------	------	------	------

tab. 2

CALCOLO STATI LIMITE DI ESERCIZIO SOPRALZO - SLE:

profondità di posa fondazioni da piano campagna originario	dimensioni fondazione a trave	cedimento immediato medio in conseguenza di una pressione di 0,50 daN/cm ^q trasmessa dalla fondazione al piano di appoggio (B & B -1984)	cedimento immediato medio in conseguenza di una pressione di 0,75 daN/cm ^q trasmessa dalla fondazione al piano di appoggio (B & B -1984)	cedimento immediato medio in conseguenza di una pressione di 1,00 daN/cm ^q trasmessa dalla fondazione al piano di appoggio (B & B -1984)	cedimento immediato medio in conseguenza di una pressione di 1,25 daN/cm ^q trasmessa dalla fondazione al piano di appoggio (B & B -1984)	cedimento immediato medio in conseguenza di una pressione di 1,50 daN/cm ^q trasmessa dalla fondazione al piano di appoggio (B & B -1984)	cedimento immediato medio in conseguenza di una pressione di 1,75 daN/cm ^q trasmessa dalla fondazione al piano di appoggio (B & B -1984)	cedimento immediato medio in conseguenza di una pressione di 2,00 daN/cm ^q trasmessa dalla fondazione al piano di appoggio (B & B -1984)	K Winkler kg/cmc (Terzaghi 1955)	K Winkler kg/cmc (Vesic 1961)	K Winkler kg/cmc (Bowles 1982)	K Winkler kg/cmc (Burland & Burbridge 1984)
circa metri	larghezza minima B metri	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	kg/cmc	kg/cmc	kg/cmc	kg/cmc
0,30	platea	2,5	3,8	5,0	6,3	7,5			0,28	0,10	0,36	0,20

tab, 3

CALCOLO SPEDITIVO DELLA PERMEABILITA' DI UN POZZETTO
BASE QUADRATA - LEFRANC

inizio prova: h 14 del 10-03-2022
località: Cesate - TM1

CARATTERISTICHE POZZETTO:

lato medio b = 1,05 m
profondità prova = 2,5 m

tempo secondi:	t1	t2	t3	t4	t5	t6	t7	t8	t9	t10	t11	t12	t13	t14	t15	t16	t17	t18
	60	120	240	420	600	750	900	1050	1200	1500	1650	1800	2100	2400	2700	3000	3300	3600
abbassamento m:	h1	h2	h3	h4	h5	h6	h7	h8	h9	h10	h11	h12	h13	h14	h15	h16	h17	h18
	0,84	0,82	0,8	0,76	0,74	0,71	0,69	0,67	0,65	0,61	0,6	0,58	0,56	0,54	0,51	0,49	0,47	0,45
h2-h1		0,02	0,02	0,04	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02	0,04	0,01	0,02	0,02	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02
t2-t1		60	120	180	180	150	150	150	150	300	150	150	300	300	300	300	300	300
		0,00033	0,00017	0,00022	0,00011	0,0002	0,00013	0,00013	0,00013	0,00013	6,7E-05	0,00013	6,7E-05	6,7E-05	0,0001	6,7E-05	6,7E-05	6,7E-05
		2,58095	2,54286	2,48571	2,42857	2,38095	2,33333	2,29524	2,25714	2,2	2,15238	2,12381	2,08571	2,04762	2	1,95238	1,91429	1,87619
		24,3429	23,8286	23,0571	22,2857	21,6429	21	20,4857	19,9714	19,2	18,5571	18,1714	17,6571	17,1429	16,5	15,8571	15,3429	14,8286
K m/sec:		3,53E-05	1,78E-05	2,40E-05	1,21E-05	2,20E-05	1,48E-05	1,49E-05	1,51E-05	1,53E-05	7,73E-06	1,56E-05	7,87E-06	7,96E-06	1,21E-05	8,21E-06	8,32E-06	8,44E-06

STATISTICA:

tab. 5

numero campioni: 17
considerati

valore massimo 3,53E-05
valore minimo 7,73E-06
media 1,46E-05
mediana 1,48E-05
dev standard 7,30E-06
coeff di variazione % 48,61
cov 0,50

DATI MISURATI E INTERPRETAZIONE STRATIGRAFICA

[illegible]

interpretazione stratigrafica:

	riporto superficiale, sciolto
	orizzonte di copertura eluvio-colluviale poco consistente ("terra di coltura") capacità portante mediocre
	"mista" poco addensata, capacità portante medio-bassa
	"mista" moderatamente addensata, capacità portante medio-alta

CARATTERISTICHE TECNICHE PENETROMETRO PAGANI TG 63-200 MAC:

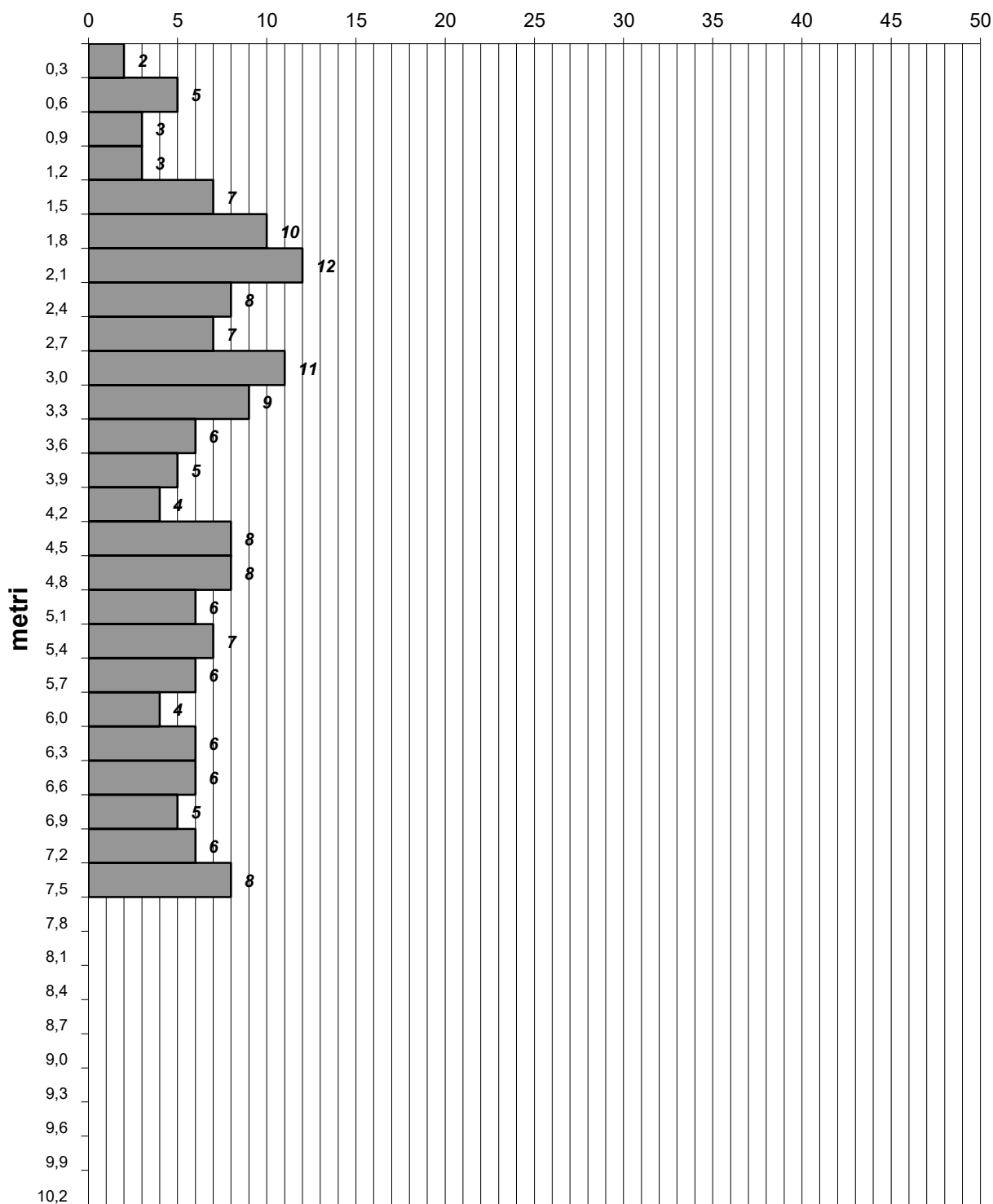
PESO MAZZA BATTENTE	M	=	73	kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H	=	0,75	metri
PESO SISTEMA DI BATTUTA	Ms	=	0,63	kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D	=	51	mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A	=	20,4	cmq
ANGOLO APERTURA PUNTA	a	=	60	gradi
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La	=	0,9	metri
PESO ASTE PER METRO	Ma	=	6,31	kg
AVANZAMENTO PUNTA	d	=	0,3	metri



prova P1

eseguita a partire da quota di piano campagna attuale

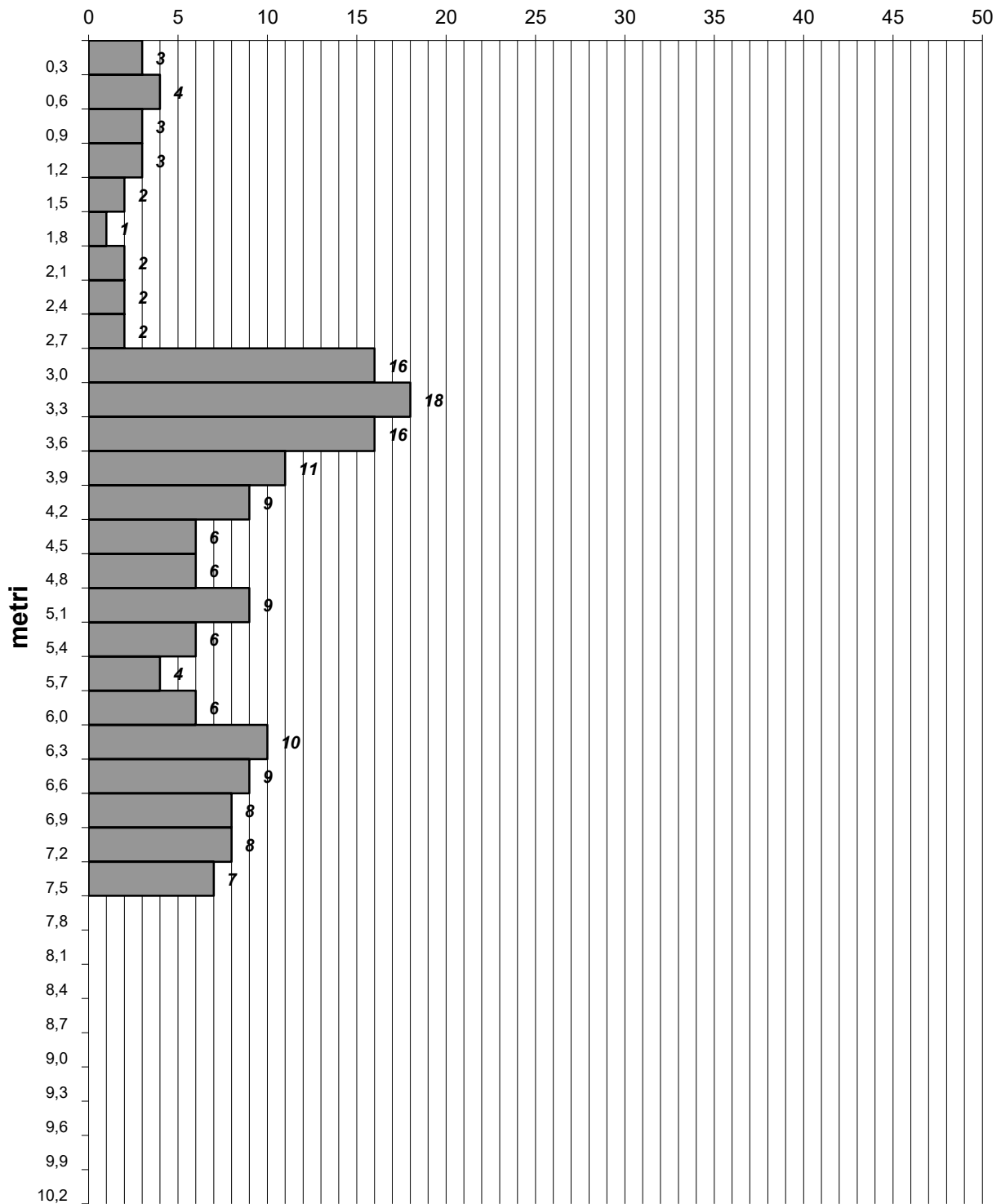
**N(30) numero di colpi penetrazione punta
avanzamento d = 30 cm**



prova P2

eseguita a partire da quota di piano campagna attuale

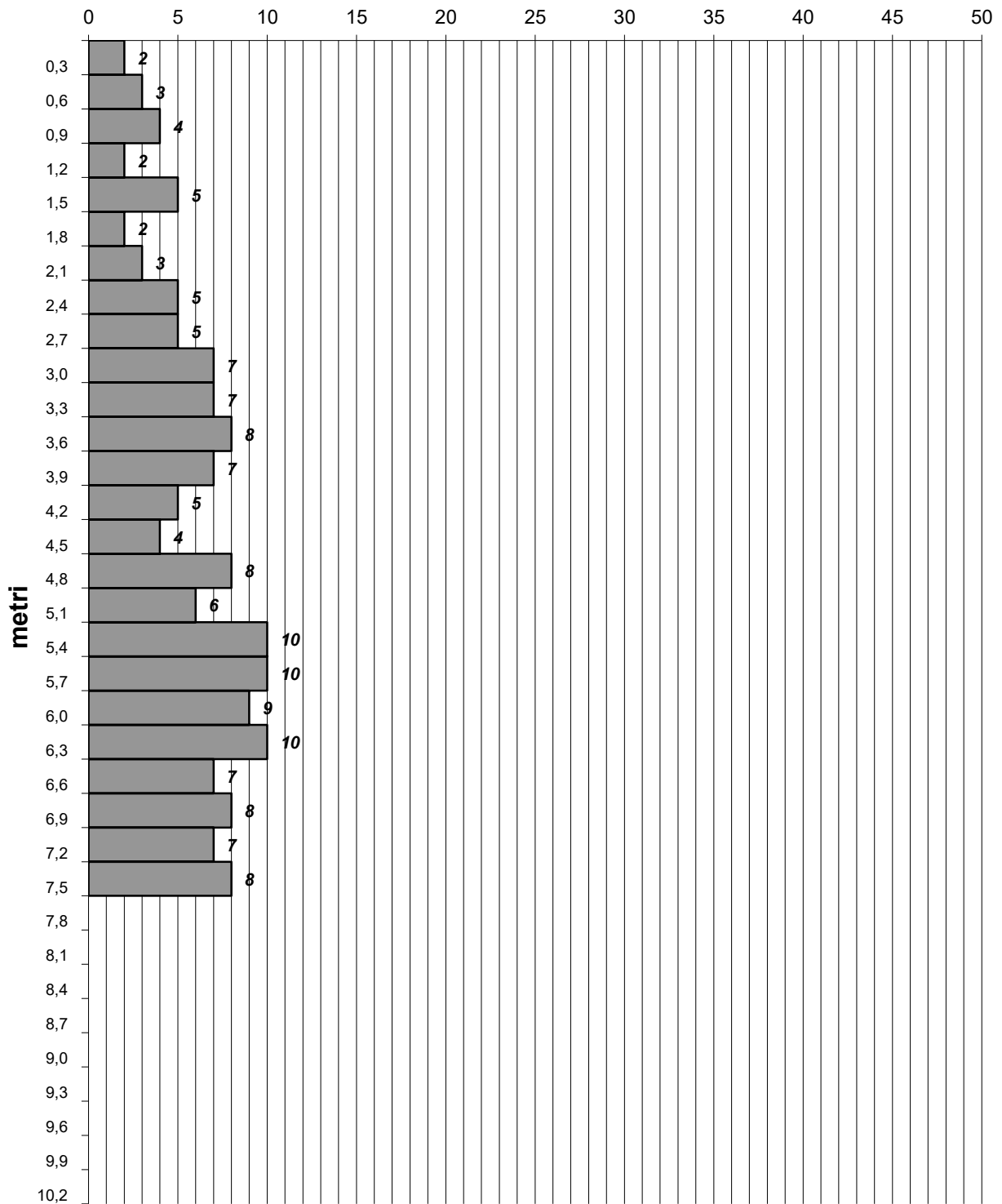
**N(30) numero di colpi penetrazione punta
avanzamento d = 30 cm**



prova P3

eseguita a partire da quota di piano campagna attuale

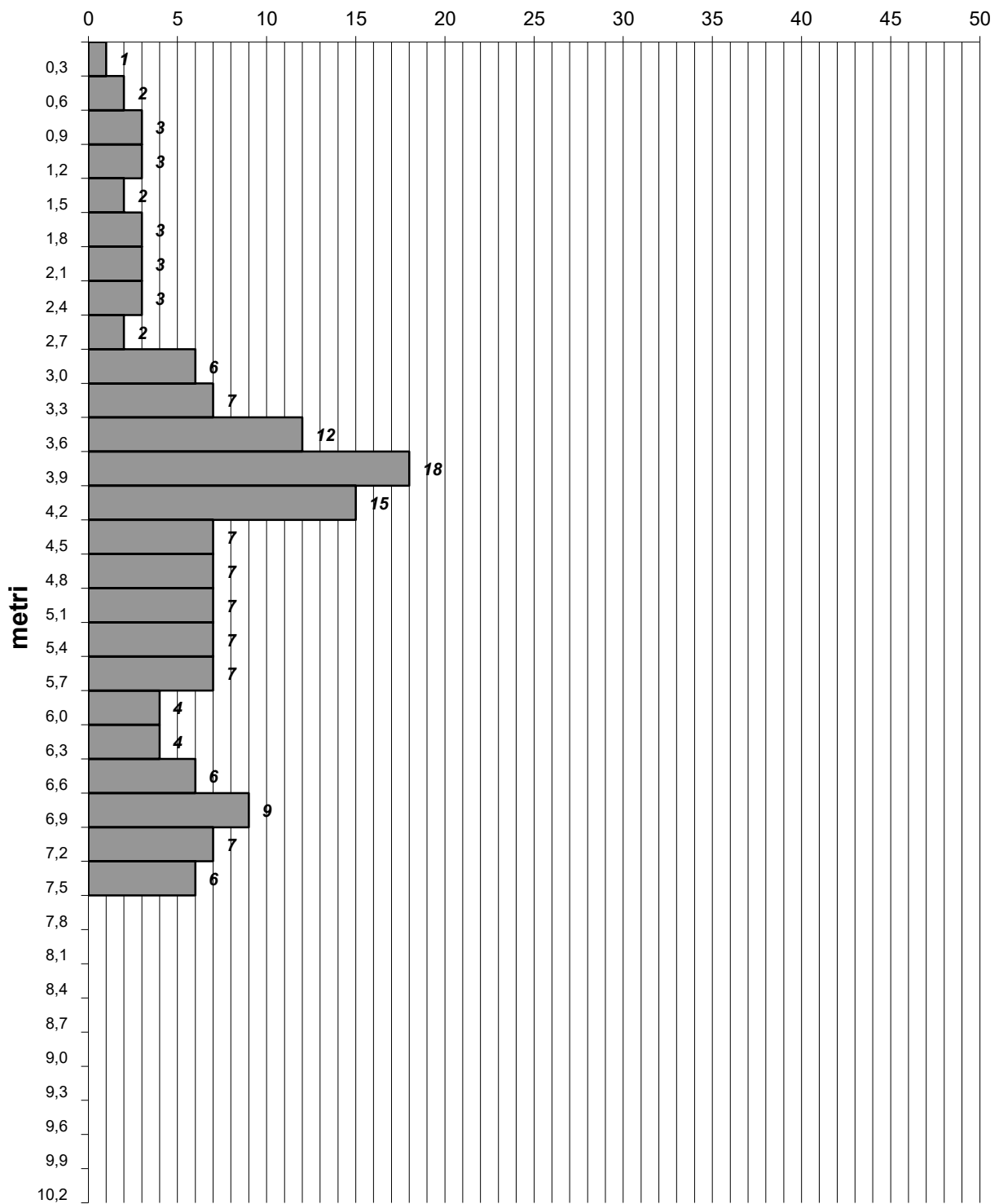
**N(30) numero di colpi penetrazione punta
avanzamento d = 30 cm**



prova P4

eseguita a partire da quota di piano campagna attuale

**N(30) numero di colpi penetrazione punta
avanzamento d = 30 cm**





estratto immagine satellitare



ubicazione area

FIG.1

DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO



MISURA CON TROMINO

CESATE, VIA TREBBIA

Strumento: TEP-0146/01-11

Formato dati: 16 bit

Fondo scala [mV]: 51

Inizio registrazione: 04/12/2024 18:54:07 Fine registrazione: 04/12/2024 19:06:07

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

Dato GPS non disponibile

Trace length: 0h12'00". Analysis performed on the entire trace.

Sampling rate: 128 Hz

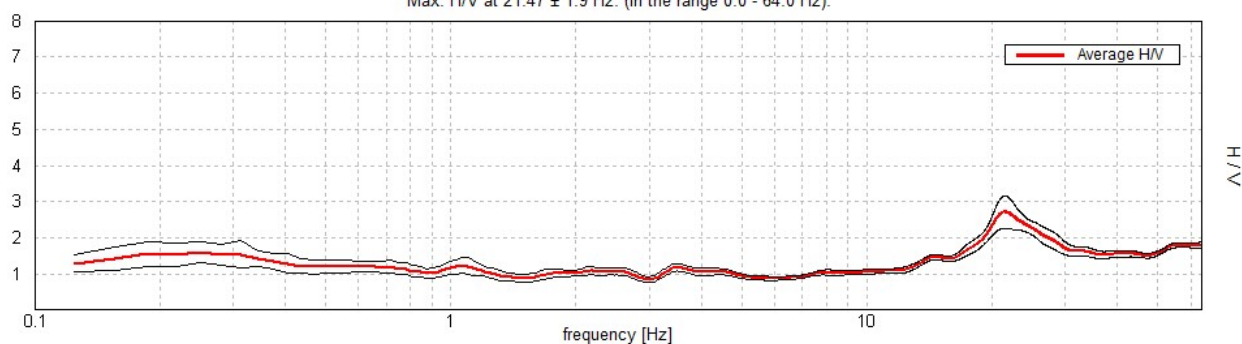
Window size: 20 s

Smoothing type: Triangular window

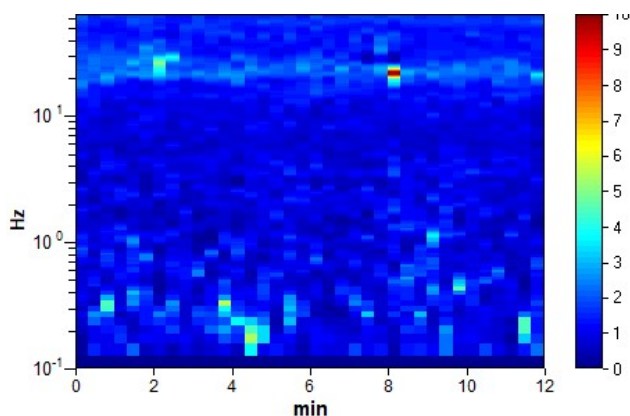
Smoothing: 10%

HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

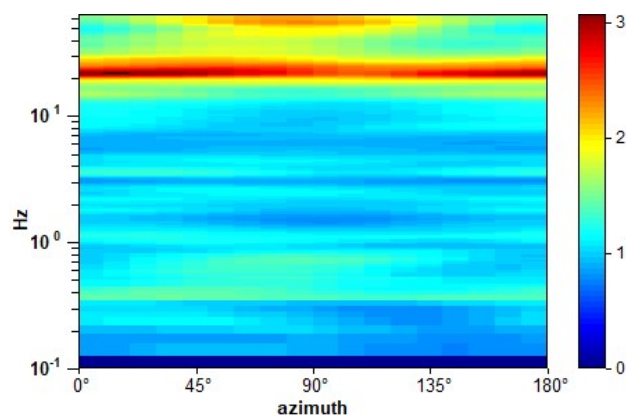
Max. H/V at 21.47 ± 1.9 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



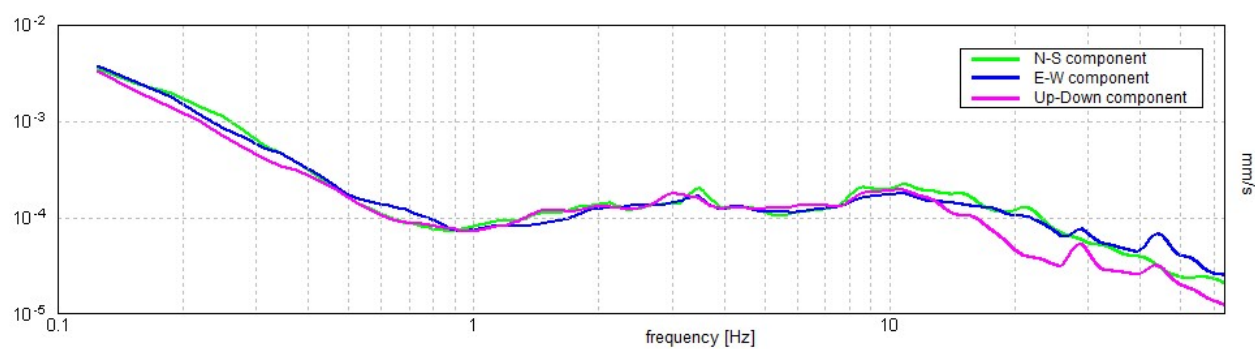
H/V TIME HISTORY



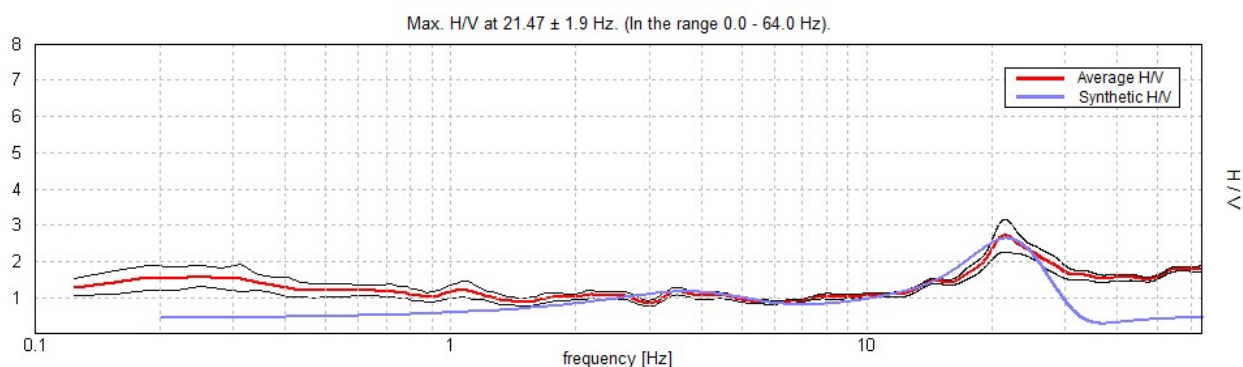
DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA

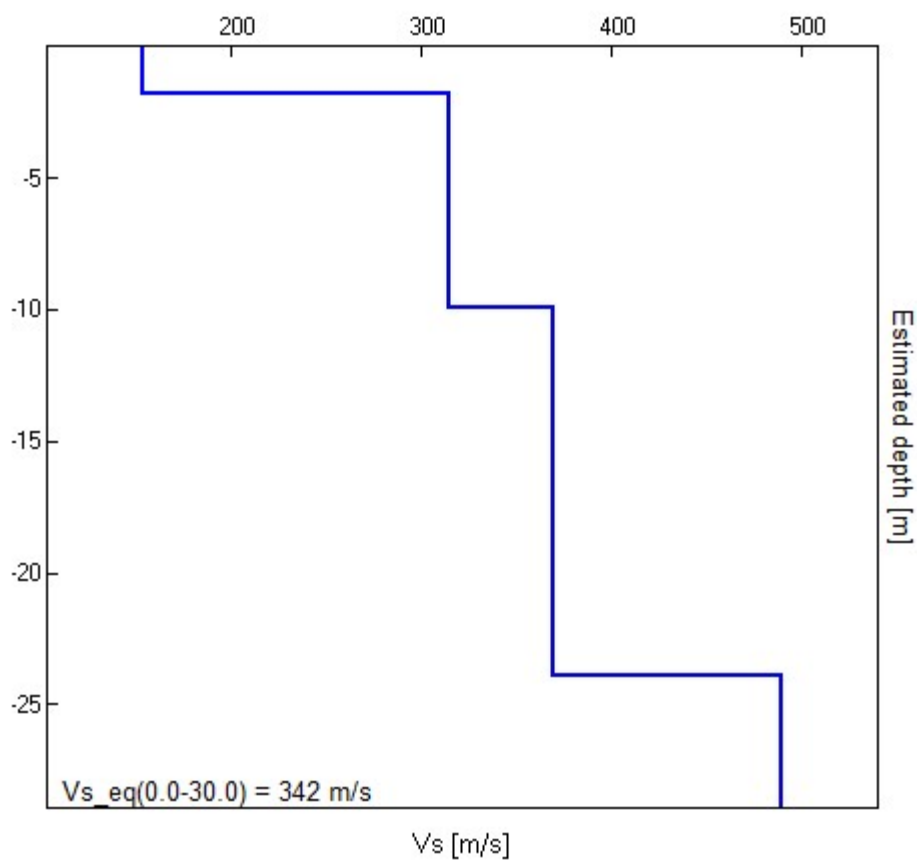


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
1.80	1.80	153	0.42
9.90	8.10	315	0.42
23.90	14.00	370	0.45
inf.	inf.	490	0.45

$$V_{s_eq}(0.0-30.0) = 342 \text{ m/s}$$



[According to the SESAME, 2005 guidelines. **Please read carefully the *Grilla* manual before interpreting the following tables.**]

Max. H/V at 21.47 ± 1.9 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$21.47 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$15457.5 > 200$	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 1031 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	13.688 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$			NO
$A_0 > 2$	$2.71 > 2$	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.08837 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$1.89726 < 1.07344$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.4553 < 1.58$	OK	

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	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
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	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	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: fondazioni
Muro rigido: 0

Sito in esame.

latitudine: 45,603126
longitudine: 9,073482
Classe: 3
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 11593	Lat: 45,6040	Lon: 9,0640	Distanza:
741,262				
Sito 2	ID: 11594	Lat: 45,6066	Lon: 9,1353	Distanza:
4823,402				
Sito 3	ID: 11816	Lat: 45,5566	Lon: 9,1390	Distanza:
7261,036				
Sito 4	ID: 11815	Lat: 45,5541	Lon: 9,0678	Distanza:
5475,144				

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 75anni
Coefficiente cu: 1,5

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 45 [anni]
ag: 0,020 g
Fo: 2,537
Tc*: 0,182 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 75 [anni]
ag: 0,025 g
Fo: 2,586
Tc*: 0,195 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 712 [anni]
ag: 0,048 g
Fo: 2,690
Tc*: 0,294 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 1462 [anni]
ag: 0,057 g
Fo: 2,756
Tc*: 0,312 [s]

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

SL0:

Ss: 1,500
Cc: 1,840
St: 1,000
Kh: 0,006
Kv: 0,003
Amax: 0,295
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,500
Cc: 1,800
St: 1,000
Kh: 0,007
Kv: 0,004
Amax: 0,367
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,500
Cc: 1,570
St: 1,000
Kh: 0,014
Kv: 0,007
Amax: 0,703
Beta: 0,200

SLC:

Ss: 1,500
Cc: 1,540
St: 1,000
Kh: 0,017
Kv: 0,009
Amax: 0,838
Beta: 0,200

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50
Geostru

Coordinate WGS84

latitudine: 45.602194

longitudine: 9.072417