

COMUNE DI MUSCOLINE

PROVINCIA DI BRESCIA

INDAGINE GEOLOGICA E GEOTECNICA RELATIVA
ALLA CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DEI
TERRENI DELL'INTERVENTO DI REALIZZAZIONE
OPERE DI MIGLIORAMENTO SISMICO SCUOLA
PRIMARIA DI MUSCOLINE.

RELAZIONE GEOLOGICA

Ai sensi del
D.M. 17/01/2018
D.G.R. 2616/2011

RELAZIONE GEOTECNICA

Ai sensi del
D.M. 17/01/2018

RELAZIONE SISMICA

ai sensi del
D.G.R. 11 luglio 2014 - n. X/2129

COMMITTENTE: Comune di Muscoline

GEOLOGO: DOTT. GUIDO TORRESANI
O.G.L. N° 1141



DATA: Gennaio 2020

Studio di Geologia dott. GUIDO TORRESANI

25034 – ORZINUOVI (BS) - Via Giordano Bruno, 44

tel/fax 030 4197172

GEOLOGIA AMBIENTALE, IDROGEOLOGIA, GEOTECNICA, GESTIONE CAVE, AUTORIZZAZIONI POZZI

SOMMARIO

- Premessa;
- Inquadramento geologico e natura litologica dei terreni di fondazione;
- Sismicità dell'area
- Definizione dell'azione sismica - Stima della pericolosità sismica
- Indagini geognostiche
- Caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica
 - Determinazione delle resistenze
 - Calcolo dei cedimenti
- Suscettibilità alla liquefazione dei terreni di fondazione
- Verifica della fattibilità geologica dell'intervento in riferimento ai criteri indicati nella D.G.R. 2616/2011
- Analisi di II livello: amplificazione litologica.
- Conclusioni

ALLEGATI

- Inquadramento corografico (CTR scala 1:10.000);
- Planimetria dell'area dell'intervento con ubicazione delle indagini;
- Tabelle e diagrammi di interpretazione dati penetrometrici (prove P1÷P4);
- Stratigrafia e relativa documentazione fotografica trincea T1
- Tabelle riassuntive calcolo delle resistenze e dei cedimenti;
- Risultati prova sismica masw e HVSr;
- Asseverazione relazione geologica – MODULO 9;
- Asseverazione relazione geotecnica – MODULO 10.

PREMESSA

La presente relazione geologica e geotecnica ha lo scopo di caratterizzare da un punto di vista geomeccanico, litostratigrafico, idrogeologico e sismico la porzione di area, di proprietà del Comune di Muscoline, sita presso Piazza Roma 2 nel Comune stesso, interessata dal progetto di realizzazione opere di miglioramento sismico dell'Scuola Primaria.

L'indagine è stata programmata ed esperita sulla base della normativa ministeriale oggetto del **D.M. 17.01.2018** concernente "aggiornamento delle Norme tecniche sulle costruzioni". Tale caratterizzazione è importante non solo per una corretta scelta e dimensionamento delle strutture di fondazione, ma anche perchè a seguito di detto D.M. è necessario verificare i parametri sismici della zona.



Fig. 1: Ortofoto con ubicazione indagini eseguite

Sulla base del **D.g.r. 11 luglio 2014 - n. X/2129** "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)", **il territorio comunale di Muscoline è stato classificato come ZONA 2**. In riferimento all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20/03/2003, è possibile attribuire ai terreni indagati il profilo stratigrafico del suolo di fondazione di "tipo B". L'assegnazione della categoria di suolo di tipo "B" deriva dalle risultanze dell'analisi sismica masw eseguita dal sottoscritto all'interno dell'area di intervento. Tuttavia, considerato che dall'approfondimento sismico di II livello eseguito risulta che il fattore

di amplificazione F_a è maggiore del valore di soglia regionale, è necessario utilizzare nei calcoli **un suolo di “tipo C”**.

E' necessario quindi prevedere in sede di indagine geologico-tecnica la verifica di alcuni elementi e fattori che influenzano il comportamento delle fondazioni; tra questi la **litologia** dei terreni di substrato, la profondità del piano di imposta, il **carico allo stato limite ultimo**, la suscettibilità alla **liquefazione** dei terreni di fondazione, i possibili **cedimenti** e il livello della **falda** acquifera.

L'indagine ha inoltre lo scopo di verificare la fattibilità geologica dell'intervento in riferimento ai criteri indicati nella **D.G.R. 2616/2011** "Aggiornamento dei criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT".

Considerate le caratteristiche geomeccaniche dei terreni della zona, si è proceduto all'esecuzione **di n.4 prove penetrometriche statiche CPT (prove P1÷P4, di n.1 prova sismica MASW e HVSR e di n.1 scavo esplorativo (Trincea T1)**; che hanno consentito di verificare le caratteristiche litostratigrafiche, geomeccaniche e sismiche dei terreni di fondazione.

Considerate le caratteristiche litostratigrafiche e geomeccanica dei terreni presenti nell'ambito della zona indagata e tenuto in considerazione la limitata estensione dell'area, si ritiene che le indagini eseguite siano sufficienti per poter caratterizzare i terreni in oggetto. Tale scelta è avvalorata dalla conoscenza delle aree circostanti a quella di intervento che in un intorno significativo presentano caratteristiche litostratigrafiche e geomeccaniche simili.

Si tenga presente che la superficie scelta come quota 0 di RIFERIMENTO per tutte le quote riportate nella relazione è il PIANO VIALETTO D'INGRESSO SCUOLA LATO SUD.



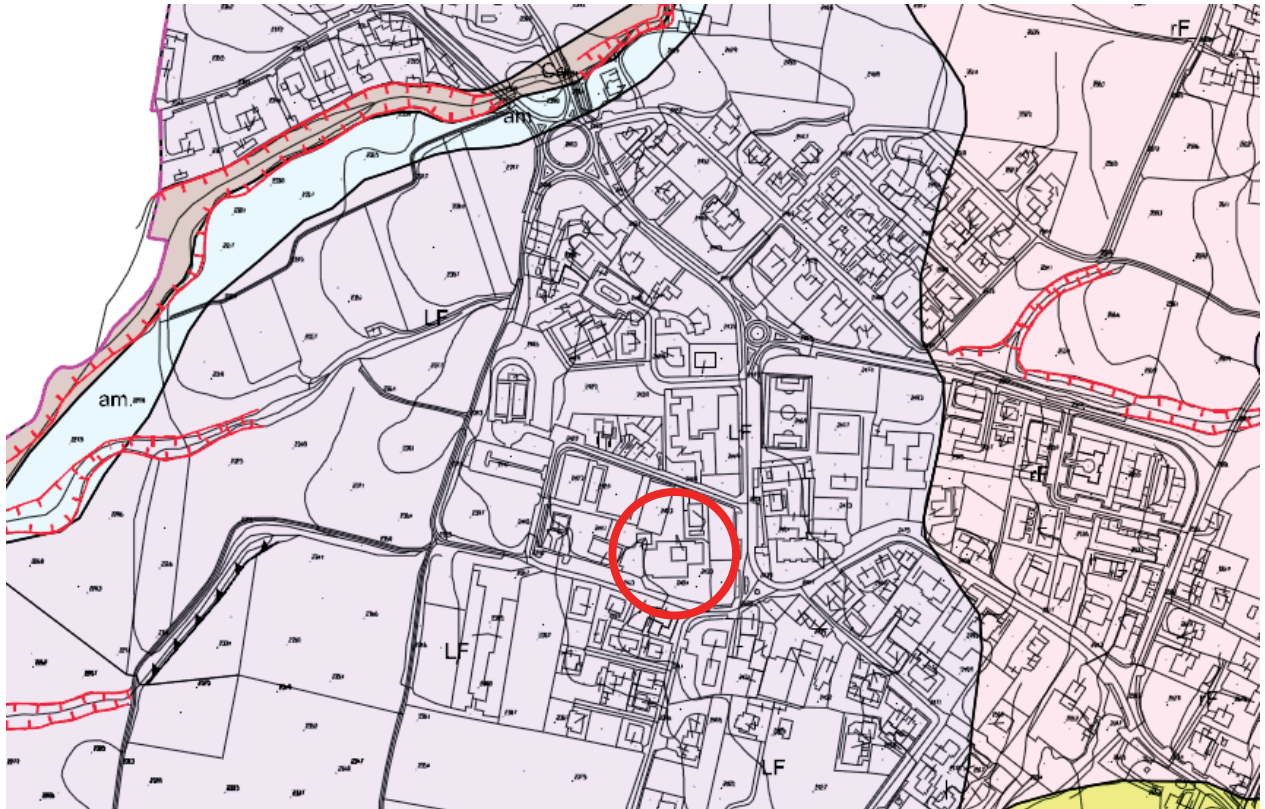
Lo studio è stato condotto in osservanza alle seguenti normative vigenti:

- **Decreto Ministeriale 14.01.2008**
- Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici**
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici**
Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale.
- Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- **Eurocodice 8 (1998)**
- **Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture**
Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- **Eurocodice 7.1 (1997)**
Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali . - UNI
- **Eurocodice 7.2 (2002)**
Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
- **Eurocodice 7.3 (2002)** Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito(2002). UNI
- **D.G.R. n. 2616/11** "Aggiornamento dei criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT".
- **D.G.R. n. 2129/14 Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia**
- **LR 33/15** Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche. Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica
- **D.G.R. n. 5001/16** Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica
- **Decreto Ministeriale 17.01.2018**
Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni

INQUADRAMENTO GEOLOGICO E NATURA LITOLOGICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

L'area oggetto della presente indagine è ubicata nel settore centrale del Comune di Muscoline (come evidenziato nell'allegato aerofotogrammetrico CTR scala 1. 10.000).

L'area indagata appartiene ai depositi della Fase Glaciale del M. Faita in particolare alla Piana di Longavina "Sedimenti fluvioglaciali grossolani molto alterati ricoperti da depositi eolici e/o colluviali con orizzonti superficiali sovraconsolidati a drenaggio difficoltoso".



FASE GLACIALE DEL M. FAITA

Pleistocene inf.-Antico Pleistocene medio

- | | |
|--|--|
| <div style="background-color: #f8d7da; border: 1px solid #c3e6cb; width: 40px; height: 20px; margin-bottom: 5px; display: flex; align-items: center; justify-content: center; font-weight: bold;">mF</div> <div style="background-color: #fff3cd; border: 1px solid #ffeeba; width: 40px; height: 20px; margin-bottom: 5px; display: flex; align-items: center; justify-content: center; font-weight: bold;">rF</div> <div style="background-color: #fff3cd; border: 1px solid #ffeeba; width: 40px; height: 20px; margin-bottom: 5px; display: flex; align-items: center; justify-content: center; font-weight: bold;">LF</div> <div style="background-color: #fff3cd; border: 1px solid #ffeeba; width: 40px; height: 20px; margin-bottom: 5px; display: flex; align-items: center; justify-content: center; font-weight: bold;">fgF</div> | <p>Morena di Monte Faita. Depositi glaciali costituiti da diamicton massivi a supporto di matrice con massi erratici; al tetto di questi depositi si sviluppa uno spesso vetusuolo.</p> <p>Superficie di raccordo con le piane fluvioglaciali. Antichi sedimenti di origine colluviale ed eolica su depositi di origine glaciale e fluvioglaciale molto alterati.</p> <p>Piana di Longavina. Terrazzo costituito da sedimenti fluvioglaciali grossolani molto alterati ricoperti da depositi eolici e/o colluviali con orizzonti superficiali sovraconsolidati a drenaggio difficoltoso.</p> <p>Depositi fluvioglaciali. Alluvioni fluvioglaciali, prevalentemente ghiaiose, localmente sepolte da coperture eoliche e colluviali.</p> |
|--|--|

Fig. 2 estratto della carta geologica allegata al PGT

Sulla base delle conoscenze dei terreni della zona e dell'indagine eseguita è stata osservata una **buona uniformità litostratigrafica e geomeccanica dei terreni di fondazione**.

La natura del terreno, dedotta dalle indagini eseguite, può essere schematizzata come di seguito riportato (le quote si riferiscono allo 0 RIF. = p.c.):

- 0,0 m - 8,6 m Limi sabbiosi
- Oltre 8,6 m Sabbie e ghiaie con ciottoli molto addensate

Falda assente entro le profondità indagate; dalle conoscenze locali la falda superficiale presenta un livello statico ad una profondità >20 m dal p.c.

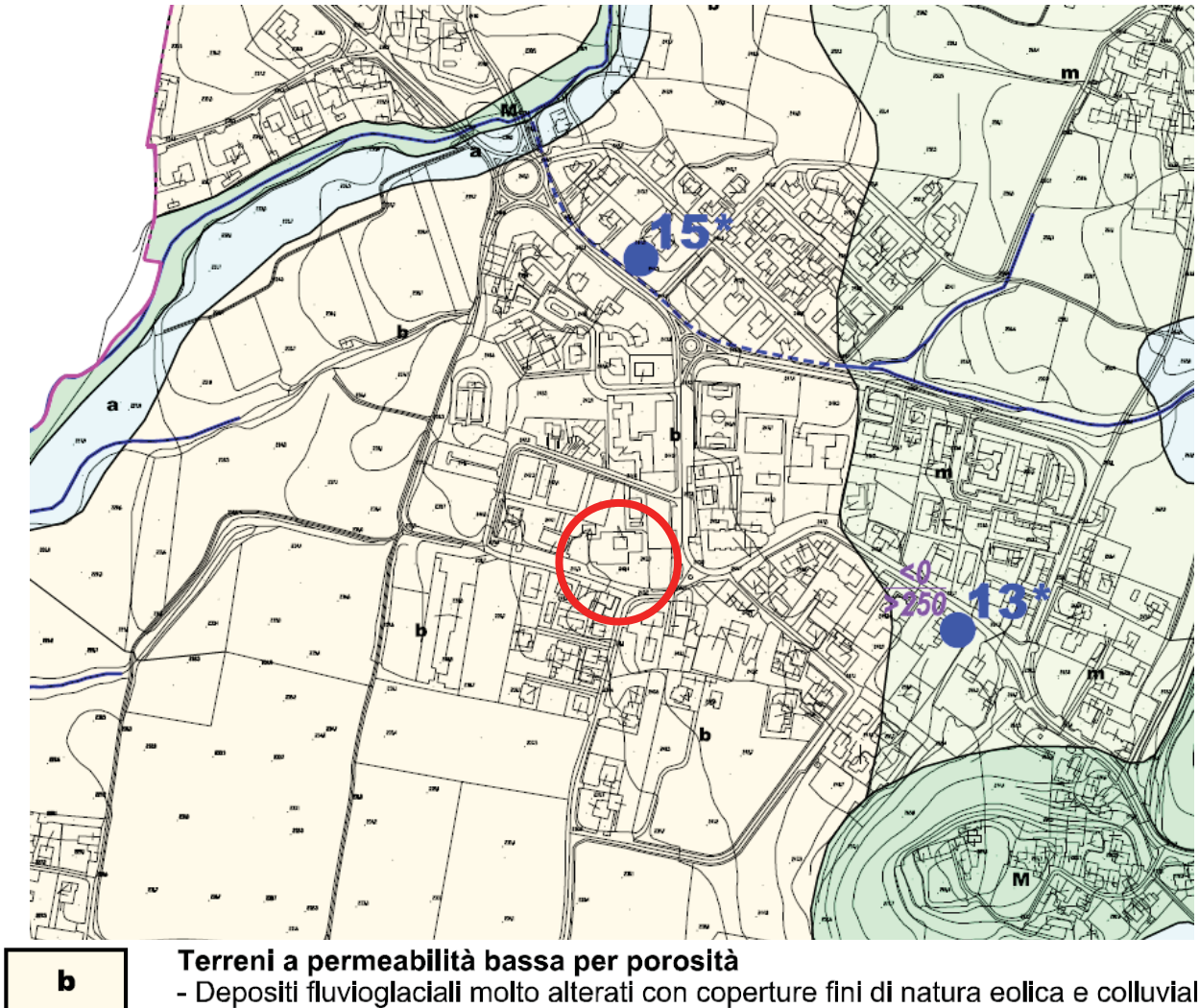


Fig. 3 estratto della carta idrogeologica allegata al PGT

PIANO DI IMPOSTA E TIPO DI FONDAZIONE

Le risultanze dell'indagine supportate dalle conoscenze litostratigrafiche locali, portano a ritenere l'area indagata costituita al di sotto del terreno vegetale da litologie limoso sabbiose omogenee (**orizzonte A**) fino alla profondità di circa 8,6 m. Oltre tale quota si rinvenivano litologie sabbie e ghiaie con ciottoli molto addensate (**orizzonte B**).

L'omogeneità litostratigrafica offerta dai terreni della zona, consente di ritenere geomeccanicamente uniforme l'intera superficie indagata, permettendo quindi di ipotizzare una uniforme distribuzione dei carichi strutturali e di progetto, limitando il pericolo di cedimenti differenziali.

Valutate pertanto le caratteristiche geomeccaniche e litologiche dei terreni indagati, in relazione alle tipologie strutturali esistenti, per il calcolo della capacità portante dei terreni sono state verificate FONDAZIONI SUPERFICIALI tipo FONDAZIONI CONTINUE e PLINTI con dimensioni riferite alle fondazioni esistenti.

In particolare sono state verificate le seguenti dimensioni di fondazione:

EDIFICIO VECCHIO (muratura)

- **FONDAZIONI CONTINUE** con larghezza $L = 0,3$ m con piano di imposta $= 0,5$ m da 0 RIF., **nell'orizzonte "A"** (Limo sabbioso).
- **FONDAZIONI CONTINUE** con larghezza $L = 0,4$ m con piano di imposta $= 0,7$ m da 0 RIF., **nell'orizzonte "A"** (Limo sabbioso).
- **FONDAZIONI CONTINUE** con larghezza $L = 0,5$ m con piano di imposta $= 1,0$ m da 0 RIF., **nell'orizzonte "A"** (Limo sabbioso).

EDIFICIO NUOVO (palestra C.A.)

- **FONDAZIONI CONTINUE** con larghezza $L = 0,7$ m con piano di imposta $\geq 3,0$ m da 0 RIF., **nell'orizzonte "A"** (Limo sabbioso).
- **PLINTI** aventi dimensioni di $1,8$ m x $1,8$ m con piano di imposta $\geq 3,0$ m da 0 RIF., **nell'orizzonte "A"** (Limo sabbioso).
- **PLINTI** aventi dimensioni di $5,0$ m x $1,8$ m con piano di imposta $\geq 3,0$ m da 0 RIF., **nell'orizzonte "A"** (Limo sabbioso).

INDAGINI GEOGNOSTICHE

Allo scopo di ottenere utili informazioni tecniche destinate ad una corretta interpretazione delle caratteristiche geologiche dei terreni di fondazione dell'opera in progetto sono state eseguite le seguenti indagini:

- n.4 prove penetrometriche statiche CPT (prove P1÷P4)
- n.1 scavo esplorativo (Trincea T1)
- n.1 prova sismica masw e HVSr

Si tenga presente che la superficie scelta come quota 0 di RIFERIMENTO per tutte le quote riportate nella relazione è il PIANO VIALETTO D'INGRESSO SCUOLA LATO SUD.

L'ubicazione delle indagini effettuate viene riportata nella planimetria allegata.

Le tabelle e i diagrammi di interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche vengono riportati in allegato.

Prova penetrometrica statica CPT – prova P1÷P4

Le prove statiche (CPT) consistono nell'infiggere nel terreno una punta conica e un manicotto di attrito di dimensioni standard utilizzando un pistone idraulico che esercita una spinta costante (10 t).

La punta e il manicotto di attrito misurano rispettivamente la resistenza alla punta (R_p) e la resistenza laterale (R_l).

L'infissione avviene per tratti consecutivi di 20 cm.

Le caratteristiche del penetrometro statico Pagani tipo Gouda da 10 t utilizzato, rispondono agli standard europei richiesti per questo tipo di prove e presenta le seguenti specifiche tecniche:

- punta conica con angolo di 60° e superficie di 10 cm^2 ;
- manicotto di frizione con superficie di 150 cm^2 posto sopra la punta;
- le letture dei valori di resistenza alla punta e al manicotto vengono fatte su un manometro.

Nell'esecuzione delle prove non è stata raggiunta la situazione di rifiuto geotecnico ma sono state arrestate ad una profondità ritenuta sufficiente per la comprensione delle problematiche inerenti il sistema terreno-fondazione.

Le tabelle e i diagrammi di interpretazione delle prove penetrometriche vengono riportati in allegato.

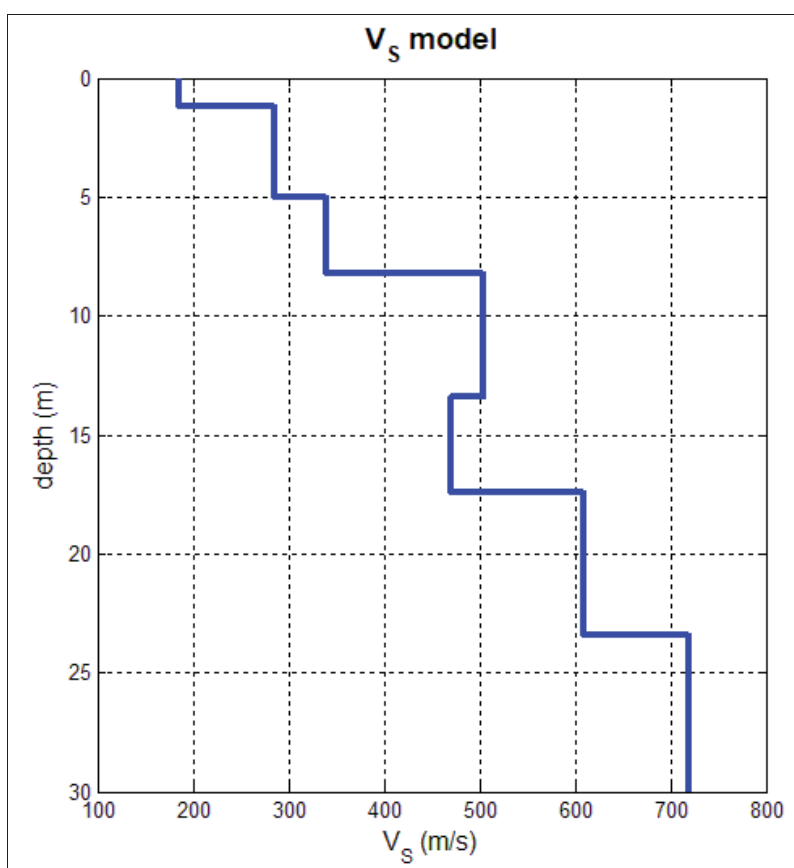
Di seguito si riportano i risultati dell'analisi sismica eseguita (si veda nel dettaglio la relazione tecnica in allegato):

Indagine sismica: prova MASW

MODELLO GEOFISICO MEDIO – Piazza Roma – Muscoline (BS)						
Sismostrato	Vs (m/s)	Spessore (m)	Profondità da p.c. (m)	Stima densità (g/cm³)	Modulo di Poisson	Modulo di Taglio (MPa)
1	185	1,2	-1,2	1,84	0,37	63
2	285	3,8	-5,0	1,93	0,35	157
3	340	3,2	-8,2	1,95	0,32	226
4	505	5,2	-13,4	2,04	0,29	519
5	470	4,0	-17,4	2,02	0,30	447
6	610	6,0	-23,4	2,08	0,29	775
7	720	6,6	-30,0	2,12	0,29	1100

D.M. 17/01/2018	Profondità del bedrock sismico	V _{s,eq} (m/s)	Categoria di sottosuolo	<p>Valore di V_{s,eq} calcolato mediante l'espressione 3.2.1 del D.M. 17/01/2018</p> $V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$ <p>Categoria di sottosuolo assegnata in base a quanto indicato nella Tabella 3.2 II</p>
Calcolo a partire dal ripiano di esecuzione MASW (p.c.)	Oltre 30 m dal p.c.	447	B	
Calcolo a partire da -0,5 m dal p.c.	Oltre 30 m dal p.c.	461,3	B	
Calcolo a partire da -1,0 m dal p.c.	Oltre 30 m dal p.c.	475,9	B	
Calcolo a partire da -1,2 m dal p.c.	Oltre 30 m dal p.c.	482,1	B	
Calcolo a partire da -2,0 m dal p.c.	Oltre 30 m dal p.c.	495,6	B	

Si riporta inoltre la stratigrafia schematica del modello medio fino a -30,0 m dal p.c., ottenuto mediante analisi MASW+HVSr, utilizzato per il calcolo del parametro $V_{s,eq}$ (Fig. 6).



Profilo sismostratigrafico.

SISMICITA' DELL'AREA

Con l'introduzione dell'O.P.C.M. n. 3274 del 20 Marzo 2003 e succ. modif. sono stati rivisti i criteri per l'individuazione delle zone sismiche. Inoltre sono state definite le norme tecniche per la progettazione di nuovi edifici, di nuovi ponti, per le opere di fondazione, per le strutture di sostegno. La suddetta ordinanza riporta, sino alla deliberazione delle regioni (cosa che in Lombardia è avvenuto con la D.g.r. 11 luglio 2014 - n. X/2129), le nuove classificazioni sismiche individuate sulla base del documento "Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale". In particolare, l'intero territorio nazionale è stato suddiviso in quattro zone.

Nello specifico il territorio comunale di **MUSCOLINE** ricade, per quanto indicato in Allegato A della D.g.r. 11 luglio 2014 - n. X/2129 "elenco dei Comuni con indicazione delle relative zone sismiche e dell'accelerazione massima (a_{gmax}) presente all'interno del territorio comunale" in **ZONA 2**.

ISTAT	Provincia	Comune	Zona Sismica Ag_{Max}	Ag_{max}
03017116	BS	MUSCOLINE	2	0,15912

Il terreno indagato secondo lo schema presente nell'Ordinanza risulta appartenente alla categoria di suolo di **fondazione tipo "C"**, "Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza", così come specificato al paragrafo 3.1 del Capitolo 3 "Azione sismica" di dette norme.

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento V_R . In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g** accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0** valore massimo di fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*C** periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per il calcolo dei valori sopra citati sono stati considerati i seguenti parametri in base al tipo di opera in progetto:

- **Vita nominale dell'opera V_N :** intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata

Tabella 1 – Vita nominale v_n per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali -Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

- **Classe d'uso:** classe nella quale sono suddivise le opere, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso

L'opera in progetto appartiene alla Classe d'uso III: Costruzioni il cui uso preveda **“affollamenti significativi”**.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un **periodo di riferimento V_R** che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la **vita nominale N_v** per il **coefficiente d'uso C_u** :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella seguente Tabella:

Tabella n. 2 -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

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni

Dopo aver definito la Vita Nominale e la Classe d'uso è possibile, quindi, calcolare il **Periodo di riferimento per l'azione sismica V_R** come:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,5 = 75 \text{ anni}$$

Tabella 3 -riassuntiva

tipo di costruzione	2
vita nominale	≥ 50
classe d'uso	III
coefficiente C_u	1.5
vita di riferimento $V_r = V_n \times C_u$	75

DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA -STIMA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA

Le *azioni sismiche di progetto* si definiscono a partire dalla **“pericolosità sismica di base”** del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo (“periodo di riferimento” V_R espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità

e denominata “**Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento**” (P_{VR}).

La pericolosità sismica è definita in termini di :

- accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A, ecc.), con superficie topografica orizzontale (categoria T1; ecc.);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

Ai fini delle NTC le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- **a_g** accelerazione orizzontale massima al sito;
- **F_o** valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- **T^*C** periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Le categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Tabella n.4 -Categorie topografiche

Categoria topografica	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 $i \leq 15^\circ \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E il *coefficiente di Amplificazione stratigrafica* (S_s) e il *coefficiente funzione della categoria di sottosuolo* (C_c) possono essere calcolati in funzione dei valori di F_o (Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T_c^* (Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella seguente Tabella, nella quale g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi:

Tabella n. 5 -Espressioni di SS e di CC

CATEGORIA SOTTOSUOLO	S _s	C _c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 * F_0 \text{ ag/g} \leq 1.20$	$1.10 * (T_c) - 0.20$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 * F_0 \text{ ag/g} \leq 1.50$	$1.05 * (T_c) - 0.33$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 * F_0 \text{ ag/g} \leq 1.80$	$1.25 * (T_c) - 0.50$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 * F_0 \text{ ag/g} \leq 1.60$	$1.15 * (T_c) - 0.40$

AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico ST riportati nella seguente Tabella, in funzione delle categorie topografiche definite in Tabella n.1 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tabella n. 6 -Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica ST

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	ST
T1		1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove ST assume valore unitario.

L'elaborazione dei dati è stata effettuata mediante l'utilizzo del programma **GEOSTRU**, da cui sono stati ottenuti i seguenti **parametri sito-specifici**:

Determinazione dei parametri sismici

Coordinate WGS84

Lat. Long.

CLASSE DELL'EDIFICIO

Cu = 1.5

Vita nominale 50

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1


Periodo di riferimento per l'azione sismica: 75 anni

Coefficiente cu: 1,5


In funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} vengono calcolati i valori ag, F₀, T*C e del periodo di ritorno:


Tabella 7 - Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati limite

 Classe Edificio

III. Affollamento significativo...

 Vita Nominale 50

 Interpolazione Media ponderata

CU = 1.5

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	45	0.053	2.518	0.236
Danno (SLD)	75	0.070	2.456	0.253
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.184	2.468	0.273
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.236	2.472	0.282
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

Dove:

SLE = stati limite di esercizio

SLO = stato limite di operatività: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

SLD = stato limite di danno: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.


SLU = stati limite ultimi

SLV = stato limite di salvaguardia della vita: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte di resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

SLC = stato limite di prevenzione del collasso: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli nei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.


Tabella n. 8 - Coefficienti sismici stati limite

Coefficienti sismici



Tipo

Stabilità dei pendii e fondazioni



☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)


↑ ↓

1

us (m)


🔒


0.1



Cat. Sottosuolo


C






Cat. Topografica

T1



	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,43	1,35
CC Coeff. funz categoria	1,69	1,65	1,61	1,59
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]



0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.016	0.021	0.063	0.089
kv	0.008	0.010	0.032	0.045
Amax [m/s ²]	0.779	1.029	2.580	3.128
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA

L'elaborazione dei dati desunti dalle indagini eseguite ha permesso di ricostruire l'assetto litostratigrafico del sottosuolo e, contestualmente, di caratterizzare dal punto di vista geotecnico i terreni interessati dalle fondazioni delle opere in progetto.

Modello litostratigrafico del sottosuolo

Le risultanze dell'indagine supportate dalle conoscenze litostratigrafiche locali, portano a ritenere l'area indagata costituita al di sotto del terreno vegetale da litologie limoso sabbiose omogenee (**orizzonte A**) fino alla profondità di circa 8,6 m. Oltre tale quota si rinvencono litologie sabbie e ghiaie con ciottoli molto addensate (**orizzonte B**).

Quote riferite allo 0 RIF. =p.c.

A	(da 0,0 a 8,6 m) Limo sabbioso
B	(oltre 8,6 m) Sabbie e ghiaie con ciottoli molto addensate

Modello geomeccanico

Nella seguente tabella, viene riportato il profilo geotecnico dei livelli riconosciuti, suddivisi in base delle seguenti caratteristiche: litologia prevalente, stato di addensamento e proprietà fisico-meccaniche; per ciascuna grandezza fisica considerata, è stato riportato un range di valori di riferimento.

Orizzonte A – “Limo sabbioso” (da 0,0 m a 8,6 m da 0 RIF)			
Parametri	Simbolo	Unità di misura	Valore
Addensamento			mediamente costipato
Peso di volume	γ	t/m ³	1,80
Angolo di attrito	ϕ	°	28
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm ²	0,4
Modulo elastico	E	Kg/cm ²	110
Densità relativa	Dr	%	50

Orizzonte B – “Sabbie e ghiaie con ciottoli molto addensate” (oltre 8,6 m da 0 RIF)			
Parametri	Simbolo	Unità di misura	Valore
Addensamento			ben costipata
Peso di volume	γ	t/m ³	2,0
Angolo di attrito	ϕ	°	34
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm ²	/
Modulo elastico	E	Kg/cm ²	200
Densità relativa	Dr	%	55

DETERMINAZIONE DELLE RESISTENZE (R_d) AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stb,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori γF riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.I.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni [6.2.2a] o [6.2.2b]

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione [6.2.3].

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione.

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2a] e [6.2.3] rispettivamente in funzione delle azioni di progetto $\gamma F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e dei parametri geometrici di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con $\gamma_E = \gamma_F$.

la verifica della condizione [6.2.1] deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (**Approccio 1**) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

Azioni

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

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_{Q1}	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}

Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

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
Coesione 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_γ	γ_γ	1,0	1,0

Nelle verifiche di sicurezza per le FONDAZIONI SUPERFICIALI devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR)
- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la **combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

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	$\gamma_R = 1,1$

L'analisi della capacità portante del terreno, ossia la verifica agli SLU di collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno, è stata effettuata con l'ausilio di specifico programma di calcolo "Loadcap" (con licenza concessa da "Geostru S.r.l.").

Il calcolo è stato effettuato con il metodo di **Brinch-Hansen**, ritenuto il più idoneo per il caso in esame:

$$Q_{lim} = 1/2 * B * \gamma * N_{\gamma} * s_{\gamma} * i_{\gamma} * b_{\gamma} * g_{\gamma} * z_{\gamma} + c * N_c * s_c * i_c * b_c * g_c * d_c * z_c + \\ + q * N_q * s_q * i_q * b_q * g_q * d_q * z_q$$

dove :

$N_c N_q$	=	Fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;
N_γ		
$s_c s_q s_\gamma$	=	Fattori di forma della fondazione;
$i_c i_q i_\gamma$	=	Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
$b_c b_q b_\gamma$	=	Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base;
$g_c g_q g_\gamma$	=	Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del p. c.;
$z_c z_q z_\gamma$	=	Fattori correttivi che tengono dell'inerzia dovuta al sisma (solo per condizioni dinamiche)
$D_c d_q$	=	Fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;
γ	=	Peso specifico del terreno sotto il piano di fondazione;
q	=	Carico litostatico presente sopra il piano di fondazione (proporzionale all'altezza del confinamento laterale);
Q_{lim}	=	Capacità portante determinata allo stato limite ultimo

Di seguito vengono riassunti i risultati ottenuti in riferimento alle diverse configurazioni fondazionali considerate ed **utilizzando l'Approccio 2**, come indicato dalla normativa, allo scopo di dare utili indicazioni allo strutturista.

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori calcolati delle Resistenze (R_d), depurate del fattore di sicurezza a partire dai valori di Q_{lim} , per le seguenti ipotesi di fondazione:

EDIFICIO VECCHIO (muratura)

- **FONDAZIONI CONTINUE** con larghezza $L = 0,3$ m con piano di imposta $= 0,5$ m da 0 RIF., **nell'orizzonte "A"** (Limo sabbioso).
- **FONDAZIONI CONTINUE** con larghezza $L = 0,4$ m con piano di imposta $= 0,7$ m da 0 RIF., **nell'orizzonte "A"** (Limo sabbioso).
- **FONDAZIONI CONTINUE** con larghezza $L = 0,5$ m con piano di imposta $= 1,0$ m da 0 RIF., **nell'orizzonte "A"** (Limo sabbioso).

EDIFICIO NUOVO (palestra C.A.)

- **FONDAZIONI CONTINUE** con larghezza $L = 0,7$ m con piano di imposta $\geq 3,0$ m da 0 RIF., **nell'orizzonte "A"** (Limo sabbioso).
- **PLINTI** aventi dimensioni di $1,8$ m x $1,8$ m con piano di imposta $\geq 3,0$ m da 0 RIF., **nell'orizzonte "A"** (Limo sabbioso).
- **PLINTI** aventi dimensioni di $5,0$ m x $1,8$ m con piano di imposta $\geq 3,0$ m da 0 RIF., **nell'orizzonte "A"** (Limo sabbioso).

EDIFICIO VECCHIO (muratura)

Tipologia di fondazione ipotizzata: **FONDAZIONI CONTINUE**
 profondità di imposta = 0,5 m da 0 RIF nell'orizzonte A
 Dimensioni FONDAZIONE: **L = 0,3 m**

CONDIZIONI STATICHE

APPROCIO	Combinazione	Q_{lim} (Kg/cm ²)	γ_R	Rd Kg/cm ²	Cedimento(cm) Q _{SLE} = 0,7 Kg/cm ²
2	1 (A1+M1+R3)	2,16	2,3	0,94	0,3 cm

coefficiente di sottofondazione K Winkler: **0,83 Kg/cm³**

CONDIZIONI SISMICHE

APPROCIO	Combinazione	Q_{lim} (Kg/cm ²)	γ_R	Rd* Kg/cm ²
2	1 (A1+M1+R3)	2,07	2,3	0,90

Tipologia di fondazione ipotizzata: **FONDAZIONI CONTINUE**
 profondità di imposta = 0,7 m da 0 RIF nell'orizzonte A
 Dimensioni FONDAZIONE: **L = 0,4 m**

CONDIZIONI STATICHE

APPROCIO	Combinazione	Q_{lim} (Kg/cm ²)	γ_R	Rd Kg/cm ²	Cedimento(cm) Q _{SLE} = 1,0Kg/cm ²
2	1 (A1+M1+R3)	3,04	2,3	1,32	0,54m

coefficiente di sottofondazione K Winkler: **1,16 Kg/cm³**

CONDIZIONI SISMICHE*

APPROCIO	Combinazione	Q_{lim} (Kg/cm ²)	γ_R	Rd Kg/cm ²
2	1 (A1+M1+R3)	2,92	2,3	1,27

Tipologia di fondazione ipotizzata: **FONDAZIONI CONTINUE**
 profondità di imposta = 1,0 m da 0 RIF nell'orizzonte A
 Dimensioni FONDAZIONE: **L = 0,5 m**

CONDIZIONI STATICHE

APPROCIO	Combinazione	Q_{lim} (Kg/cm ²)	γ_R	Rd Kg/cm ²	Cedimento(cm) $Q_{SLE} = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$
2	1 (A1+M1+R3)	4,32	2,3	1,88	0,9 cm

coefficiente di sottofondazione K Winkler: **1,66 Kg/cm³**

CONDIZIONI SISMICHE

APPROCIO	Combinazione	Q_{lim} (Kg/cm ²)	γ_R	Rd* Kg/cm ²
2	1 (A1+M1+R3)	4,14	2,3	1,80

EDIFICIO NUOVO (palestra C.A.)

Tipologia di fondazione ipotizzata: **FONDAZIONI CONTINUE**
 profondità di imposta = 3,0 m da 0 RIF nell'orizzonte B
 Dimensioni FONDAZIONE: **L=0,7 m**

CONDIZIONI STATICHE

APPROCIO	Combinazione	Q_{lim} (Kg/cm ²)	γ_R	Rd Kg/cm ²	Cedimento(cm) $Q_{SLE} = 1,0 \text{ Kg/cm}^2$
2	1 (A1+M1+R3)	2,85	2,3	1,24	0,35 cm

coefficiente di sottofondazione K Winkler: **1,09 Kg/cm³**

CONDIZIONI SISMICHE*

APPROCIO	Combinazione	Q_{lim} (Kg/cm ²)	γ_R	Rd Kg/cm ²
2	1 (A1+M1+R3)	2,74	2,3	1,19

Tipologia di fondazione ipotizzata: **PLINTI**
 profondità di imposta = 3,0 m da 0 RIF nell'orizzonte A
 Dimensioni FONDAZIONE: **1,8 m x 1,8 m**

CONDIZIONI STATICHE

APPROCIO	Combinazione	Q_{lim} (Kg/cm ²)	γ_R	Rd Kg/cm ²	Cedimento(cm) Q _{SLE} = 1,5 Kg/cm ²
2	1 (A1+M1+R3)	4,21	2,3	1,83	0,9 cm

coefficiente di sottofondazione K Winkler: **1,61 Kg/cm³**

CONDIZIONI SISMICHE

APPROCIO	Combinazione	Q_{lim} (Kg/cm ²)	γ_R	Rd* Kg/cm ²
2	1 (A1+M1+R3)	4,03	2,3	1,75

Tipologia di fondazione ipotizzata: **PLINTI**
 profondità di imposta = 3,0 m da 0 RIF nell'orizzonte A
 Dimensioni FONDAZIONE: **5,0 m x 1,8 m**

CONDIZIONI STATICHE

APPROCIO	Combinazione	Q_{lim} (Kg/cm ²)	γ_R	Rd Kg/cm ²	Cedimento(cm) Q _{SLE} = 1,5Kg/cm ²
2	1 (A1+M1+R3)	4,14	2,3	1,80	1,5 cm

coefficiente di sottofondazione K Winkler: **1,58 Kg/cm³**

CONDIZIONI SISMICHE*

APPROCIO	Combinazione	Q_{lim} (Kg/cm ²)	γ_R	Rd Kg/cm ²
2	1 (A1+M1+R3)	3,96	2,3	1,72

*i parametri di resistenza sono stati calcolati applicando i fattori correttivi previsti dal metodo Paolucci & Pecker (1997)

CALCOLO DEI CEDIMENTI

Nel dimensionamento delle fondazioni è necessario tener conto non solo della resistenza al taglio dei terreni, ma anche dei cedimenti indotti dal carico applicato.

Tali cedimenti dovranno essere ovviamente inferiori ad un valore critico che, se superato, potrebbe generare inconvenienti nella struttura.

E' stata pertanto eseguita una verifica dei cedimenti indotti nel terreno di fondazione utilizzando il carico di esercizio riportato nelle tabelle delle pagine precedenti.

Per il calcolo dei cedimenti è stato adottato il metodo dei cedimenti elastici:

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1 - \mu^2}{E_S} \left(I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 Intensità della pressione di contatto

B' Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ Parametri elastici del terreno.

I_1 Coefficienti di influenza dipendenti da: L/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto L/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1 - \mu^2}{E_S} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

Nella tabella sopraindicata sono stati riassunti i cedimenti indotti dalle fondazioni esistenti, impostate alle relative profondità dal p.c., che esercitano un sovraccarico pari alla Pressione di Lavoro massima stabilita in precedenza (Q_{SLE}).

Nelle ipotesi di carico indicate i cedimenti sono compatibili con le strutture esistenti.

SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Ai sensi della Legge 64/74, del D.M. 19/6/1984 e dell'attuale D.M. 17/01/2018, in aree classificate sismiche deve essere valutata la possibilità che insorgano fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione in seguito alle vibrazioni prodotte dalle scosse telluriche.

I fenomeni di liquefazione possono verificarsi in particolari condizioni, come quelle indotte da un sisma di Magnitudo superiore a 6, in terreni a granulometria fine (sabbioso-limosi), allo stato sciolto o poco addensato, in falda oppure interessati dalla oscillazione della falda stessa.

Al paragrafo 7.11.3.4 del DM 17.01.2018 è ribadito che tali analisi possono essere omesse quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
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 $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

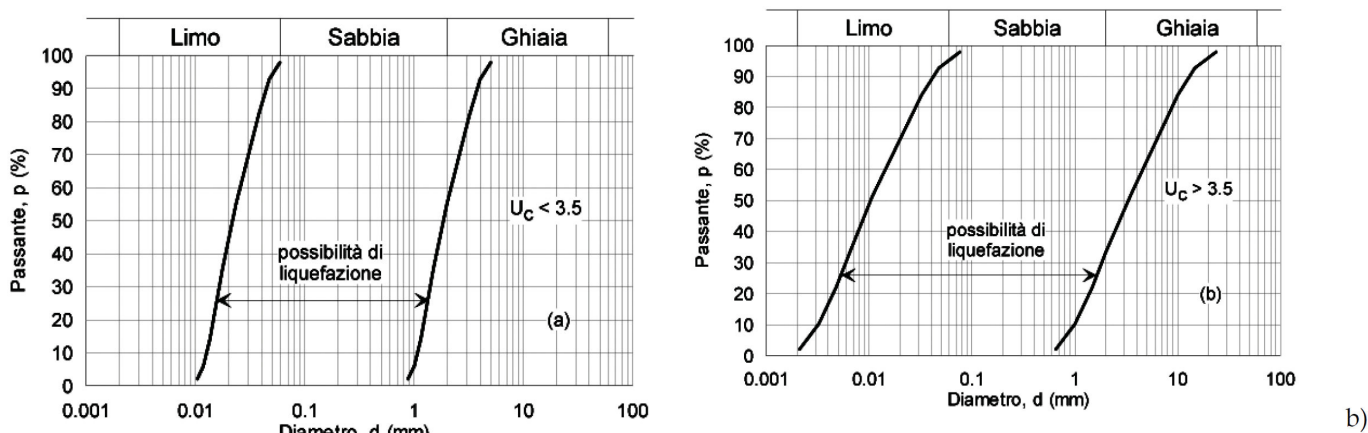


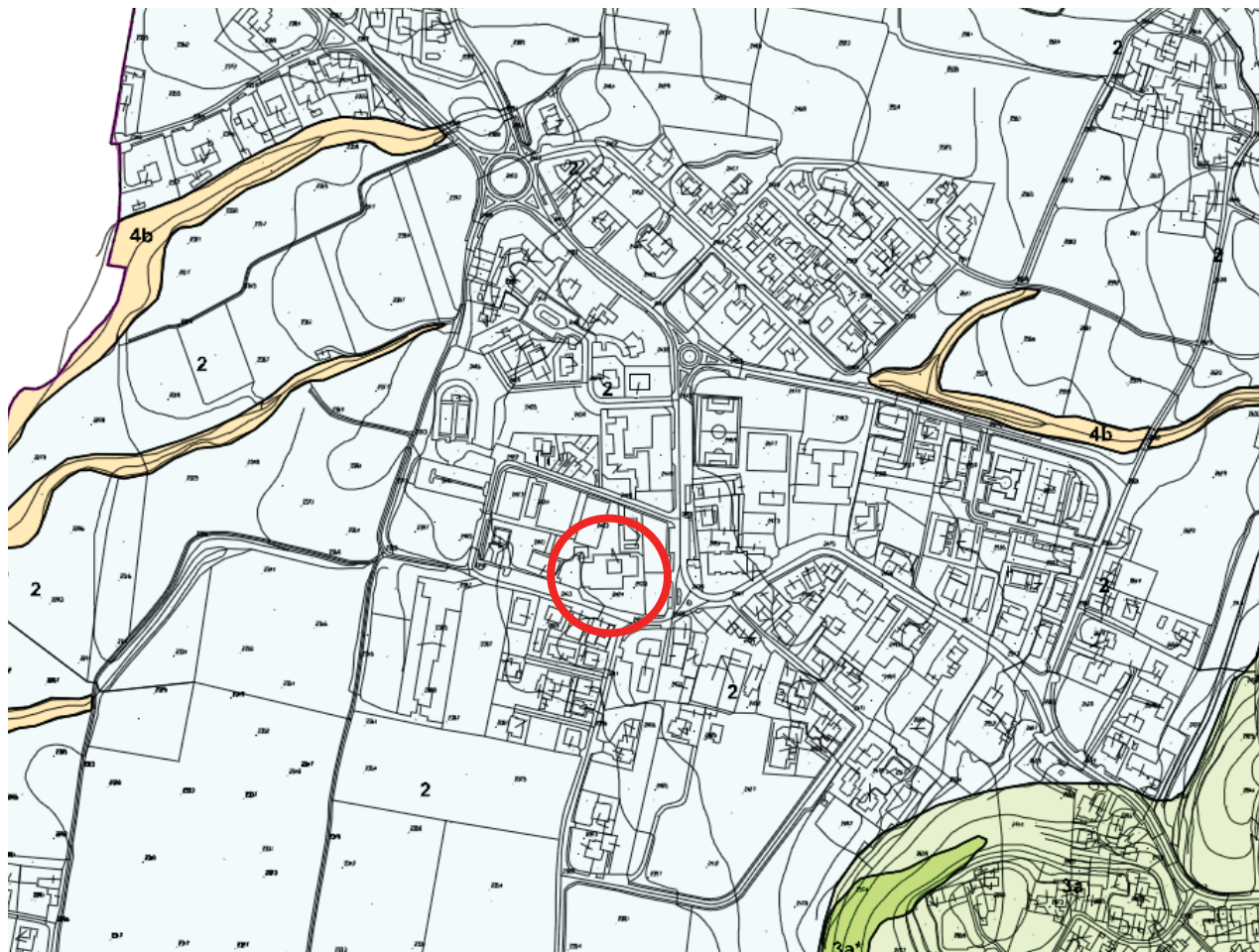
Fig. 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Nel nostro caso è verificata almeno la n.2, quindi l'analisi della liquefazione può essere omessa.

Nell'area indagata il livello statico della falda acquifera è situato ad una profondità media > 20 m dal p.c. Per tale motivo, essendo verificata almeno la condizione n.2, si esclude l'ipotesi che si possano verificare incipienti fenomeni di liquefazione dei terreni oggetto di indagine.

VERIFICA DELLA FATTIBILITÀ GEOLOGICA AI SENSI DELLA D.G.R. 2616/2011

LA CARTA DI FATTIBILITÀ GEOLOGICA allegata al PGT redatta ai sensi della L.R. 12/05 (vedi stralcio allegato), attribuisce all'area in esame una CLASSE 2 – “fattibilità con modeste limitazioni”: Aree collinari e di interesse geomorfologico, paesaggistico e naturalistico.



CLASSE 2 - FATTIBILITÀ CON MODESTE LIMITAZIONI

2

2 - Rilievi collinari e ripiani subpianeggianti con alternanza di prati, seminativi, vigneti e rare zone boscate con evidenti modificazioni prodotte dall'attività antropica. Aree di interesse geomorfologico, paesaggistico e naturalistico.

Fig. 2 Estratto della carta di fattibilità geologica allegata al PGT

Considerati i risultati ottenuti nel corso della presente indagine redatti in prospettiva sismica, non vi sono particolari prescrizioni nell'attuazione delle future strutture di progetto.

Da un punto di vista del rischio idraulico ed idrogeologico locale non si rilevano particolari fattori limitativi o di rischio.

Ai sensi della D.G.R. 2616/2011, si ritiene pertanto fattibile da un punto di vista geologico, idrogeologico e sismico l'intervento prospettato.

ANALISI DI SECONDO LIVELLO AI SENSI DELLA D.G.R. 2616/2011

Per la definizione del modello sismo-stratigrafico sito specifico utile per l'esecuzione dell'analisi di 2° livello, è stata eseguita direttamente un'indagine sismica tipo MASW e HVSR all'interno del lotto oggetto di indagine.

Con l'analisi di 2° livello viene definito il fattore di amplificazione (Fa) sito specifico per l'area di indagine, non caratterizzata nello studio geologico comunale.

Analisi 2° livello

La caratterizzazione semiquantitativa degli effetti di amplificazione sismica è stata eseguita attraverso i risultati ottenuti dalla prova MASW (valore di Vseq).

La correlazione dei risultati ha permesso l'elaborazione di un modello geologico di riferimento e la successiva implementazione dei dati per il calcolo del valore di Fattore di Amplificazione (Fa) con la procedura proposta dalla normativa regionale vigente.

Il passo successivo è rappresentato dall'utilizzo delle schede di valutazione di riferimento proposte dalla normativa in Allegato 5 della L.R. 11/03/05 n. 12 art. 57.

La scheda di valutazione è stata scelta sulla base della litologia prevalente, dell'andamento dei Vs con la profondità e del modello geofisico – geotecnico di riferimento.

Verificata la compatibilità della scheda si è proceduto alla scelta della curva appropriata (indicata con il numero ed il colore di riferimento) per la valutazione del valore di Fa nell'intervallo 0,1 – 0,5s (curva 1, 2 e 3 e relative formule) e nell'intervallo 0,5 – 1,5 s sulla base del periodo proprio di sito T.

L'intervallo tra 0.1 – 0.5s è da ritenersi adeguato a strutture ed a edifici relativamente bassi, regolari e piuttosto rigidi, mentre l'intervallo 0.5 – 1.5s si riferisce a strutture più alte e flessibili.

VERIFICA DEL FATTORE DI AMPLIFICAZIONE (Fa) E RISULTATI RAGGIUNTI

Il fattore di amplificazione Fa è stato calcolato solamente per gli effetti litologici per entrambi gli intervalli di periodo indicati nella scheda di valutazione.

In allegato è visibile il modello geofisico di riferimento relativo ai risultati della prova MASW.

Qui di seguito vengono esposti i risultati raggiunti per il calcolo del valore di Fa ed il relativo confronto con il valore di soglia (considerando una tolleranza/variabilità di +/- 0,1) proprio del Comune di Muscoline.

La scheda di valutazione che da un punto di vista litostratigrafico si ritiene più affine alla realtà dei terreni locali è la “**LIMOSO-SABBIOSA TIPO 2**”.

Il profilo delle Vs rientra perfettamente all'interno del campo di validità della scheda.

La curva utilizzata e la “curva 3” di colore BLU (vedi specifica formula allegato 5 D.G.R. 28 MAGGIO 2008 – N. 8/7374).

Con periodo proprio di sito $T = 0,24$ e suolo **tipo B** (ottenuto dalla prova masw eseguita con le Vs calcolate a partire dal p.c.) si ottiene:

$$\begin{array}{ll} \text{Fa } 0.1 - 0.5s = 1,66 & \text{valore di soglia comunale} = 1,5 \\ \text{Fa } 0.5 - 1.5s = 1,19 & \text{valore di soglia comunale} = 1,7 \end{array}$$

$$\text{Fa } 0.1 - 0.5s = 1,66 > 1,5$$

$$\text{Fa } 0.5 - 1.5s = 1,19 < 1,7$$

Come si può notare il fattore di amplificazione calcolato per il periodo proprio dell'edificio compreso tra 0,1 e 0,5 s risulta $>$ del valore soglia pertanto la normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica.

In fase di progettazione quindi, si utilizzerà lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore: categoria di suolo tipo C.

EFFETTI LITOLOGICI – SCHEDA LITOLOGIA LIMOSO – SABBIOSA TIPO 2

PARAMETRI INDICATIVI

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

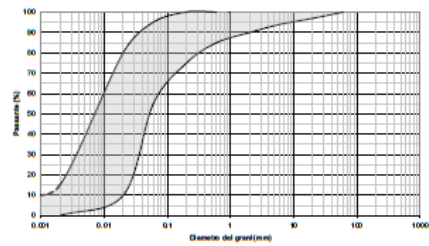
Frazione ghiaiosa fino ad un massimo del 10%

Frazione sabbiosa fino ad un massimo del 45%

Frazione argillosa fino ad un massimo del 15%

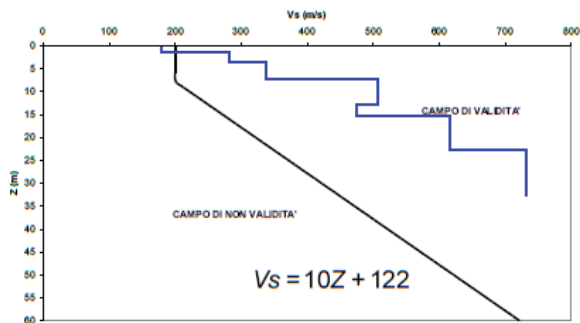
A FIANCO: range di valori per alcuni parametri geotecnici significativi validi per limi sabbiosi debolmente argillosi

FUSO GRANULOMETRICO INDICATIVO



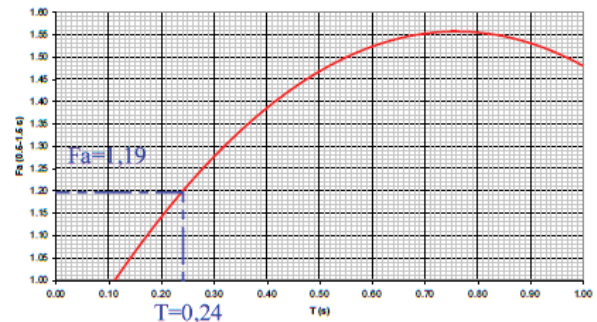
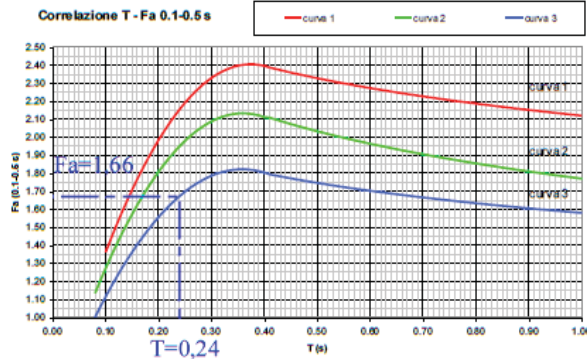
PARAMETRO	INTERVALLO
Peso di volume naturale	γ [kN/m ³] 18.5-19.5
Peso specifico particelle solide	γ_s [kN/m ³] 26.0-27.9
Contenuto d'acqua naturale	w [%] 25-30
Limite di liquidità	w _L [%] 25-35
Limite di plasticità	w _p [%] 15-20
Indice di plasticità	I _p [%] 5-15
Indice dei vuoti	e 0.50-9
Grado di saturazione	S _r [%] 90-100
Coefficiente di spinta a riposo	K ₀ 0.40-5
Indice di compressione	C _c 0.10-0.30
Indice di rigonfiamento	C _s 0.03-0.05
Coefficiente di consolidazione secondaria	C _α 0.002-0.006
Numero colpi prova SPT (nei primi 10 m)	N _{spt} 0-20

ANDAMENTO DEI VALORI DI Vs CON LA PROFONDITÀ



Profondità primo strato (m)		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	20	25	30	35	40	50	60
Velocità primo strato (m/s)	200				1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1							
	250				2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2							
	300				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3							
	350				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3							
	400				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3							
	450				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3							
	500				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3							
	600				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3							
	700				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3							

Correlazione T - Fa 0.5-1.5 s



$$Fa_{0.5-1.5} = -1.33T^2 + 2.02T + 0.79$$

Curva	Tratto polinomiale	Tratto logaritmico
1	$0.10 < T \leq 0.40$	$0.40 < T \leq 1.00$
	$Fa_{0.1-0.5} = -13.9T^2 + 10.4T + 0.46$	$Fa_{0.1-0.5} = 2.12 - 0.30 \ln T$
2	$0.08 < T \leq 0.40$	$0.40 < T \leq 1.00$
	$Fa_{0.1-0.5} = -12.8T^2 + 9.2T + 0.48$	$Fa_{0.1-0.5} = 1.77 - 0.38 \ln T$
3	$0.05 < T \leq 0.40$	$0.40 < T \leq 1.00$
	$Fa_{0.1-0.5} = -10.6T^2 + 7.6T + 0.46$	$Fa_{0.1-0.5} = 1.58 - 0.24 \ln T$

CONCLUSIONI

L'indagine eseguita ha permesso di giungere ad una caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni di fondazione basata sulle caratteristiche delle opere di fondazione esistenti.

Si riportano di seguito le principali risultanze dell'indagine condotta:

- **Si tenga presente che la superficie scelta come quota 0 di RIFERIMENTO per tutte le quote riportate nella relazione è il PIANO VIALETTO D'INGRESSO SCUOLA LATO SUD.**
- **Falda assente entro le profondità indagate; dalle conoscenze locali la falda superficiale presenta un livello statico ad una profondità >20 m dal p.c.**
- Tipologie di fondazione esistenti verificate:

EDIFICIO VECCHIO (muratura)

- **FONDAZIONI CONTINUE** con larghezza $L = 0,3$ m con piano di imposta $= 0,5$ m da 0 RIF., **nell'orizzonte "A"** (Limo sabbioso).
- **FONDAZIONI CONTINUE** con larghezza $L = 0,4$ m con piano di imposta $= 0,7$ m da 0 RIF., **nell'orizzonte "A"** (Limo sabbioso).
- **FONDAZIONI CONTINUE** con larghezza $L = 0,5$ m con piano di imposta $= 1,0$ m da 0 RIF., **nell'orizzonte "A"** (Limo sabbioso).

EDIFICIO NUOVO (palestra C.A.)

- **FONDAZIONI CONTINUE** con larghezza $L = 0,7$ m con piano di imposta $\geq 3,0$ m da 0 RIF., **nell'orizzonte "A"** (Limo sabbioso).
 - **PLINTI** aventi dimensioni di $1,8$ m x $1,8$ m con piano di imposta $\geq 3,0$ m da 0 RIF., **nell'orizzonte "A"** (Limo sabbioso).
 - **PLINTI** aventi dimensioni di $5,0$ m x $1,8$ m con piano di imposta $\geq 3,0$ m da 0 RIF., **nell'orizzonte "A"** (Limo sabbioso).
- I valori di resistenza del terreno calcolati sono indicati alle pag. 25-26
 - cedimenti: **accettabili i secondari nelle ipotesi di QSLE indicate**
 - I coefficienti di sottofondazione K Winkler sono indicati alle pag. 25-26.

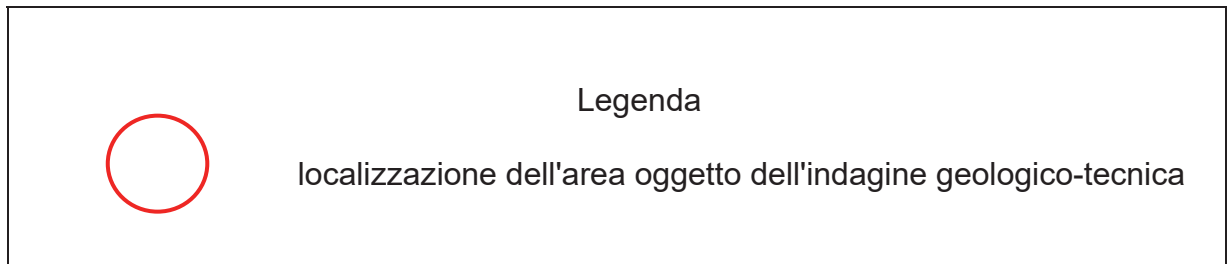
Si rimane a disposizione per ulteriori ed eventuali chiarimenti.

Orzinuovi, 10/01/2020

Geol. Guido Torresani



INQUADRAMENTO COROGRAFICO SU BASE CTR



PLANIMETRIA DELL'AREA DI INTERVENTO CON UBICAZIONE DELLE TRINCEE ESPLORATIVE

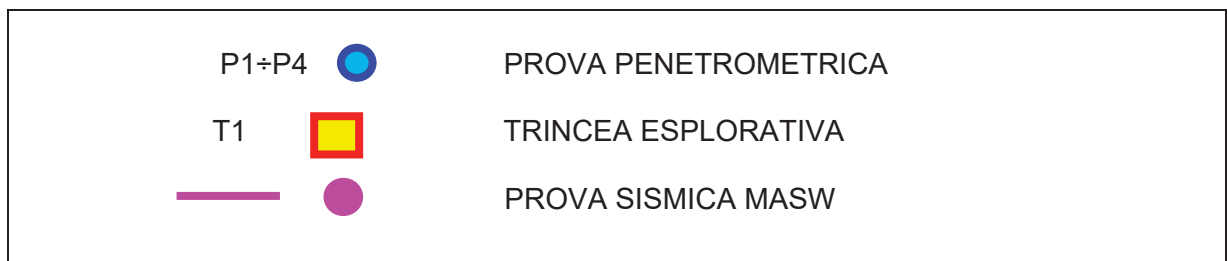


TABELLE E DIAGRAMMI DI INTERPRETAZIONE DEI DATI PENETROMETRICI (PROVE P1÷P4);

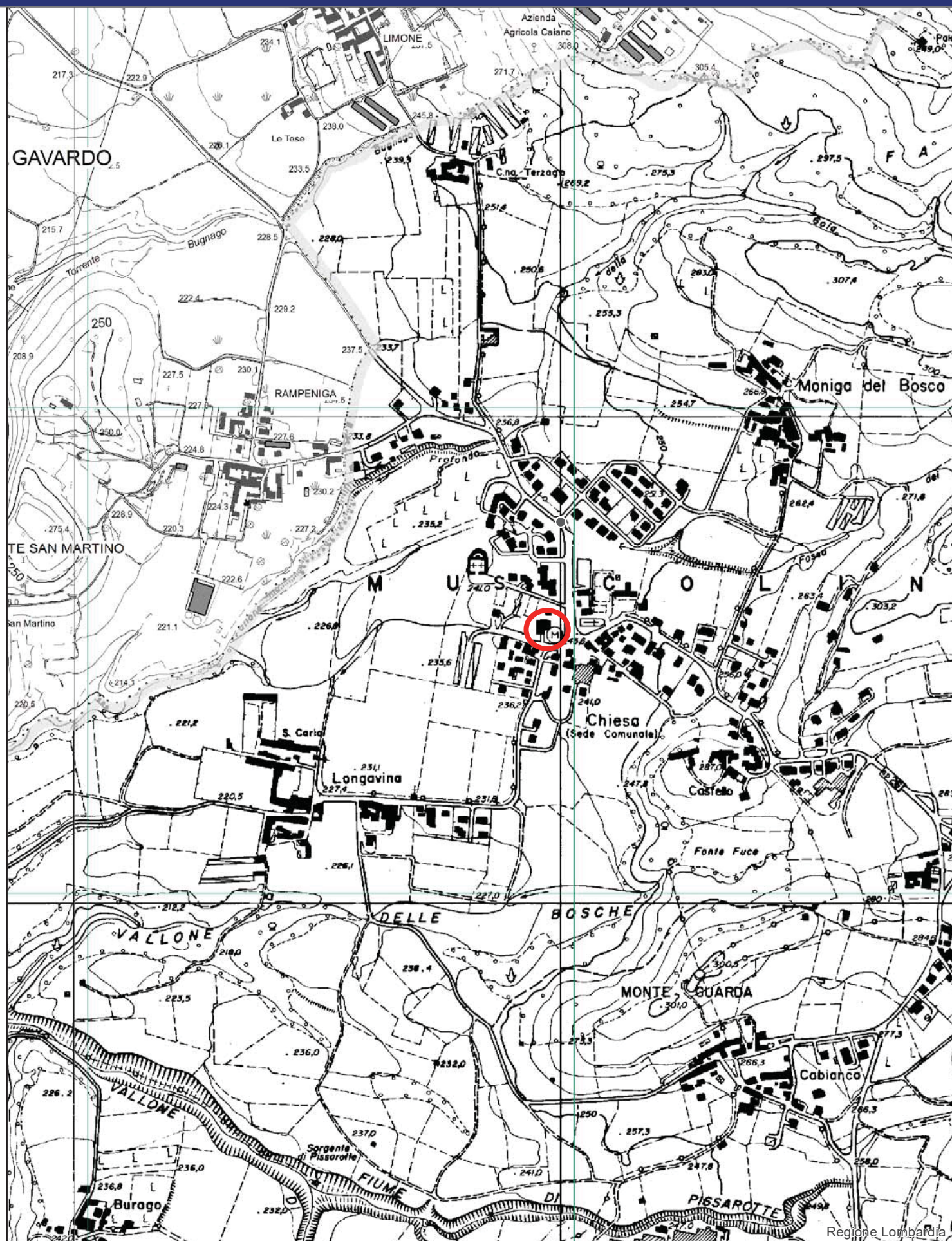
STRATIGRAFIA E RELATIVA DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA TRINCEA T1

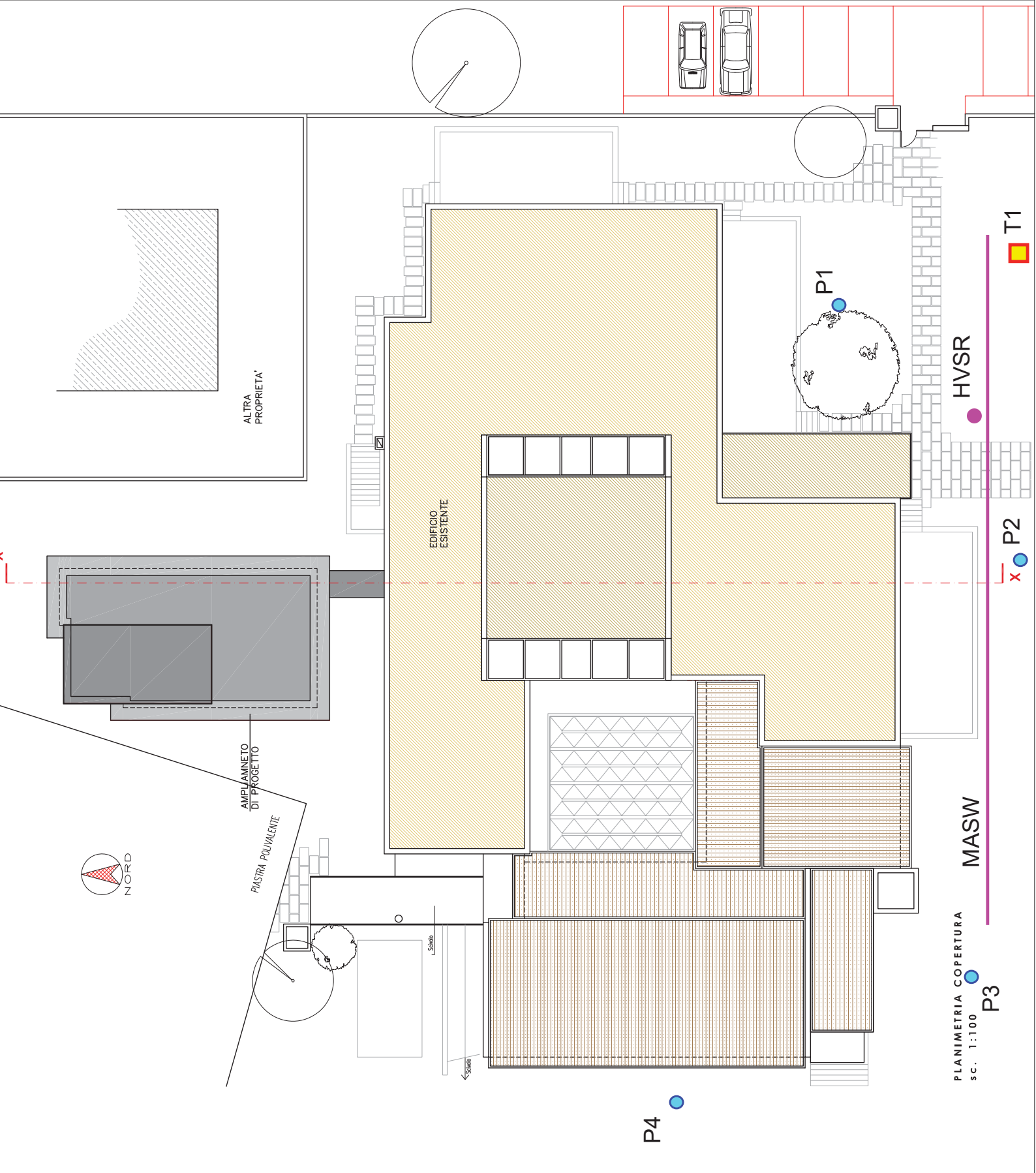
TABELLE RIASSUNTIVE CALCOLO DELLE RESISTENZE E DEI CEDIMENTI

RISULTATI PROVA SISMICA MASW E HVSR

MODULO 9

MODULO 10





PLANIMETRIA COPERTURA
sc. 1:100

P3

MASW

HVSR

x P2

T1

P4

Trincea esplorativa T1 - stratigrafia

Località: Muscoline (BS) - Piazza Roma, 2
Committente: Comune di Muscoline

Scala 1:200	Profondita'	Stratigrafia	Descrizione
<div><div></div><div>0,3</div><div></div><div>0,6</div><div></div><div>0,9</div><div></div><div>1,2</div><div></div><div>1,5</div><div></div><div>1,8</div><div></div><div>2,1</div></div>	<div><div></div><div>2,00</div></div>	<div><div></div></div>	Limi sabbiosi



Trincea esplorativa T1 - ubicazione

Località: Muscoline (BS) - Piazza Roma, 2

Committente: Comune di Muscoline



PROVA PENETROMETRICA STATICA

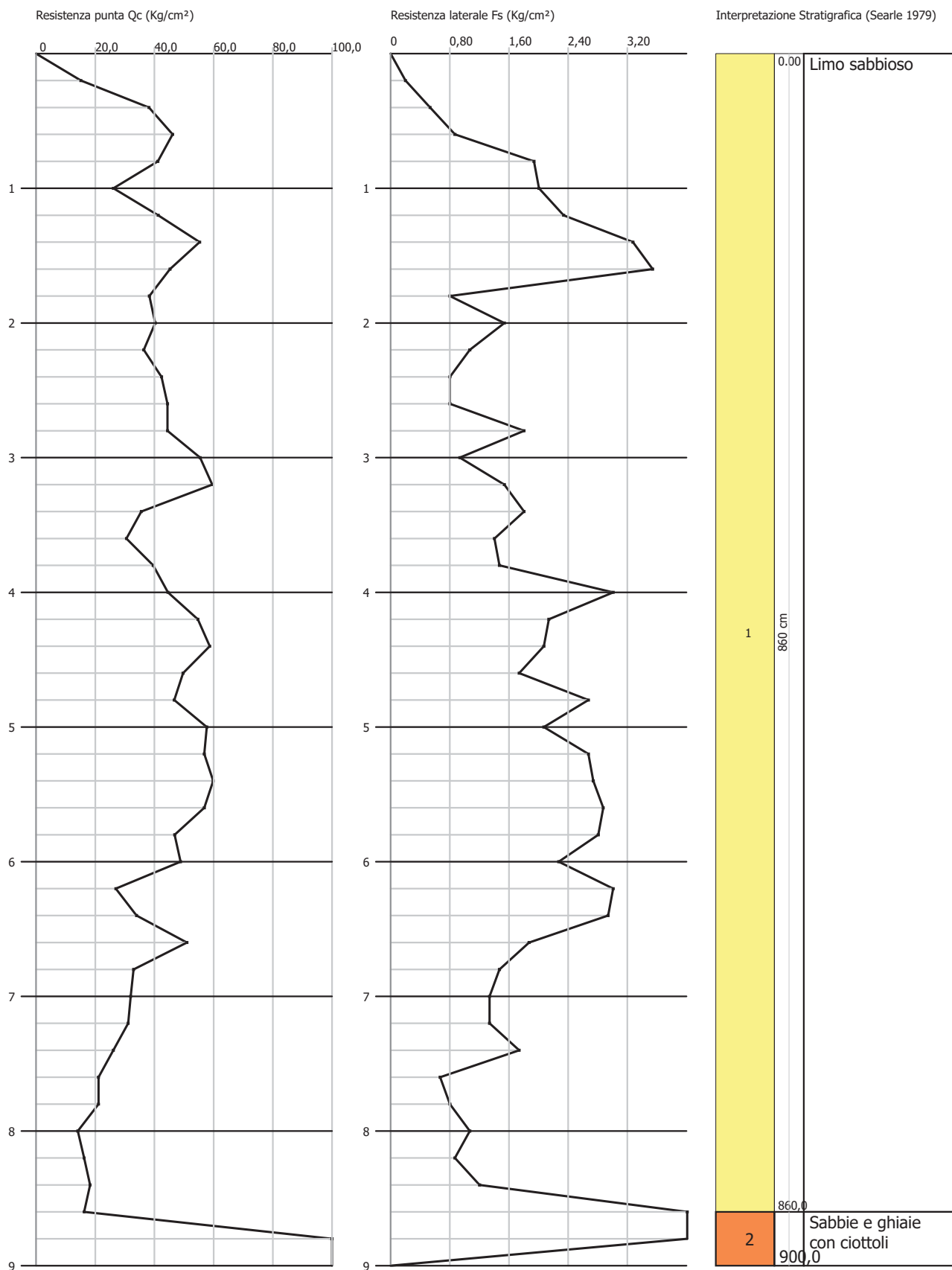
Committente: COMUNE DI MUSCOLINE Cantiere: MIGLIORAMENTO SISMICO SCUOLA PRIMARIA Località: PIAZZA ROMA, 2	
--	--

Caratteristiche Strumentali PAGANI 100 kN

Rif. Norme	ASTM D3441-86
Diametro Punta conica meccanica	35,7
Angolo di apertura punta	60
Area punta	10
Superficie manicotto	150
Passo letture (cm)	20
Costante di trasformazione Ct	10

Committente: COMUNE DI MUSCOLINE
Cantiere: MIGLIORAMENTO SISMICO SCUOLA PRIMARIA
Località: PIAZZA ROMA, 2

Data: 10/01/2020



Prova penetrometrica P1 - ubicazione

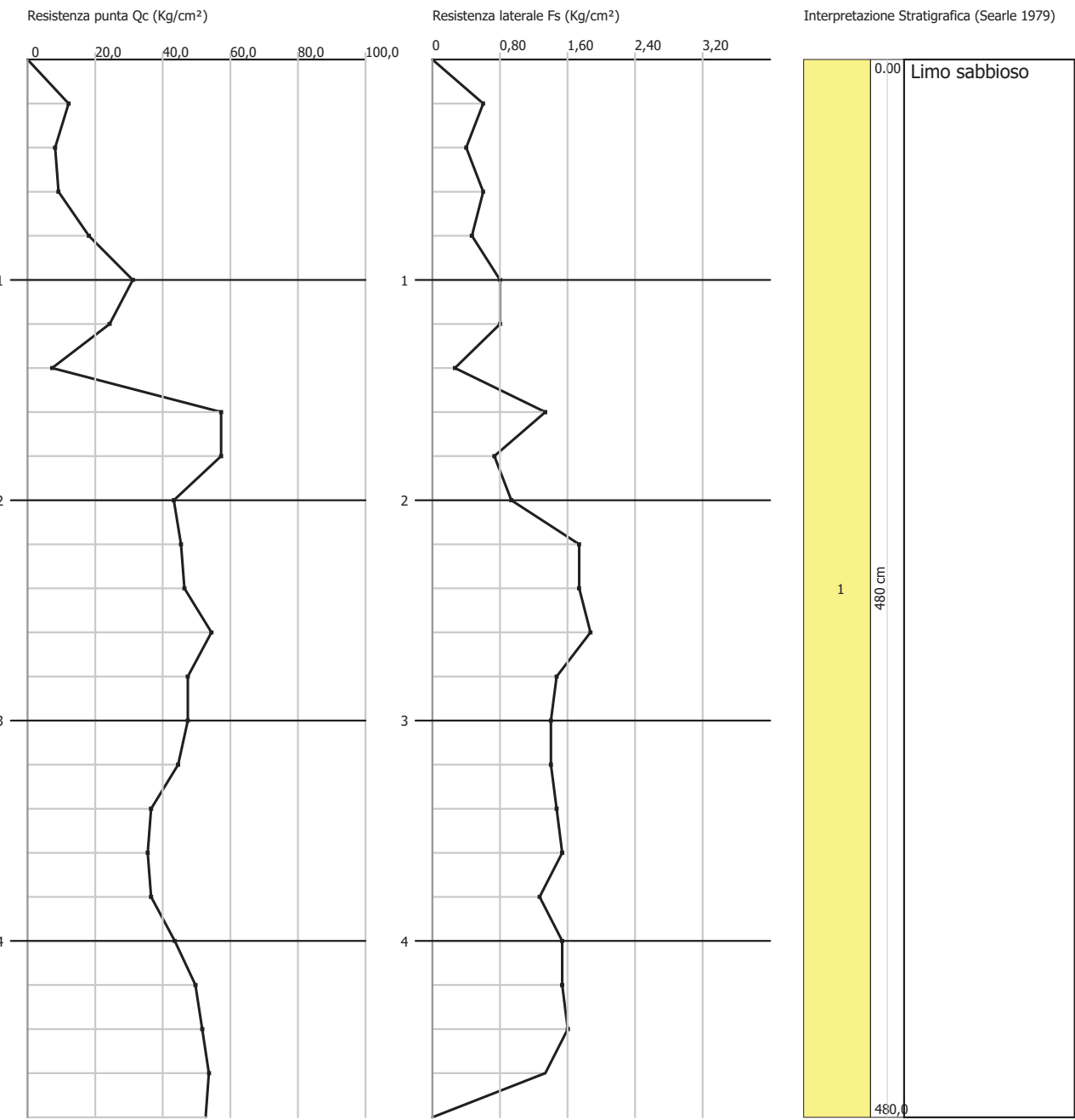
Località: Muscoline (BS) - Piazza Roma, 2

Committente: Comune di Muscoline



Committente: COMUNE DI MUSCOLINE
Cantiere: MIGLIORAMENTO SISMICO SCUOLA PRIMARIA
Località: PIAZZA ROMA, 2

Data: 10/01/2020



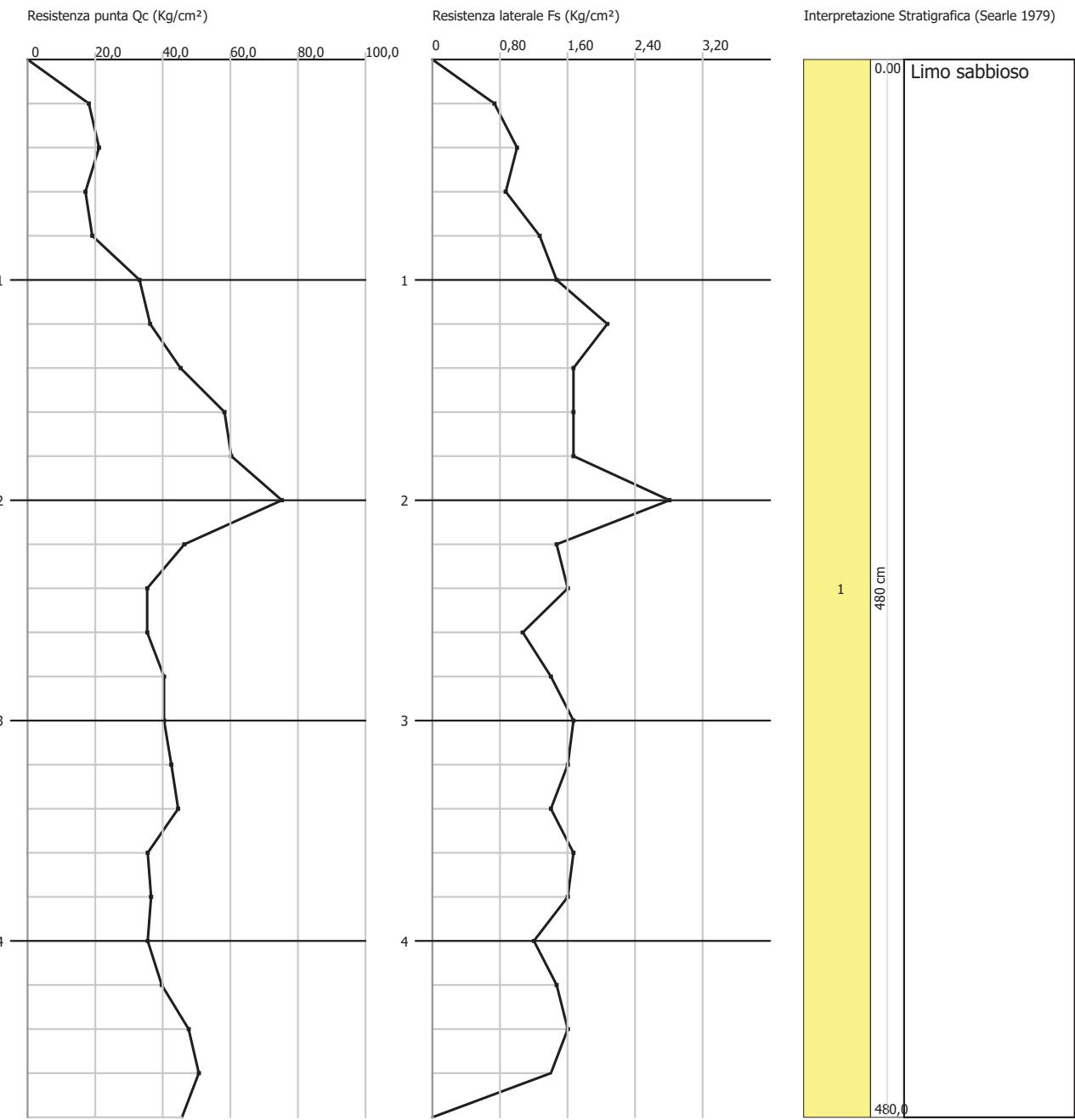
Prova penetrometrica P2 - ubicazione

Località: Muscoline (BS) - Piazza Roma, 2
Committente: Comune di Muscoline



Committente: COMUNE DI MUSCOLINE
Cantiere: MIGLIORAMENTO SISMICO SCUOLA PRIMARIA
Località: PIAZZA ROMA, 2

Data: 10/01/2020



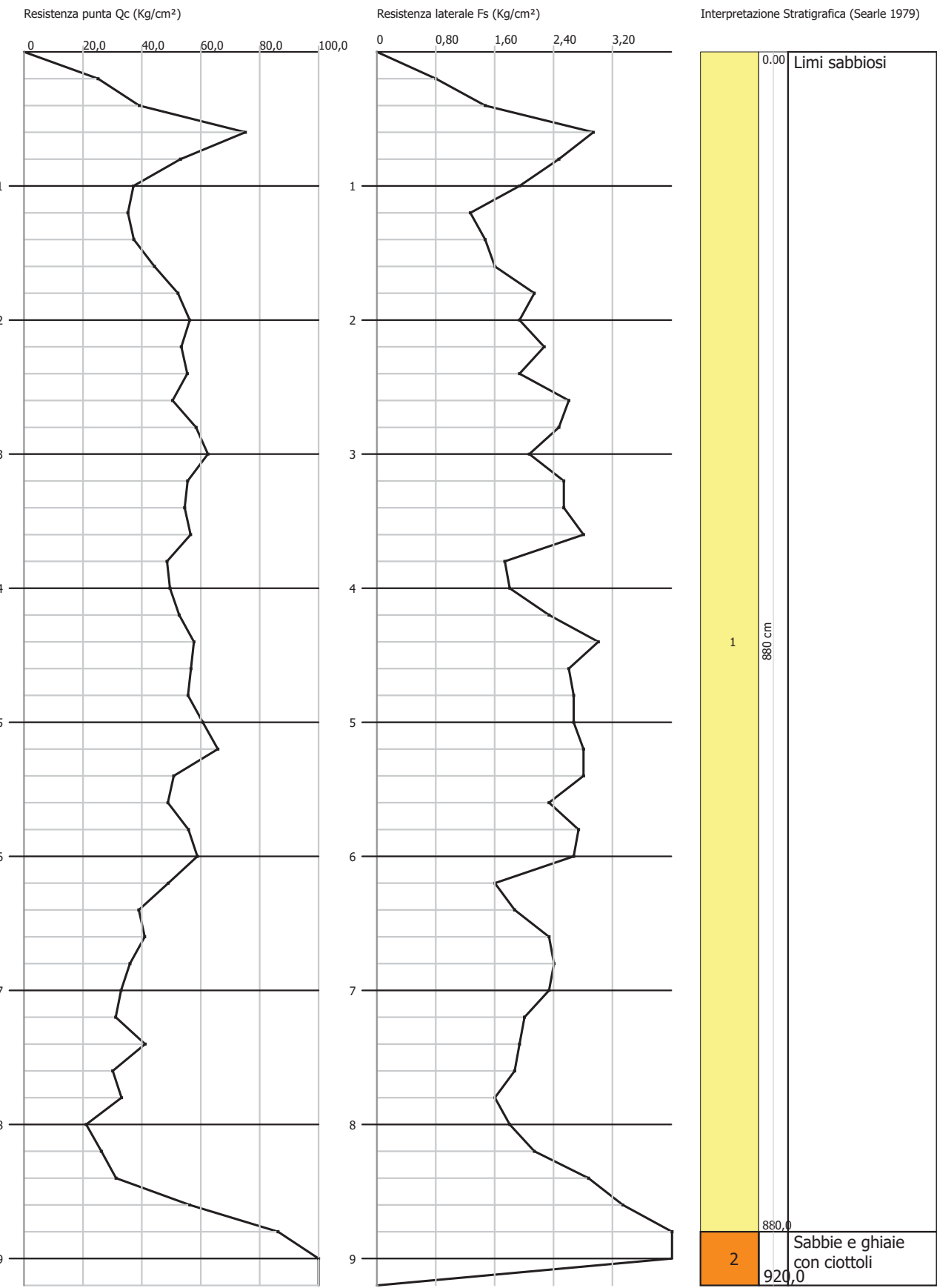
Prova penetrometrica P3 - ubicazione

Località: Muscoline (BS) - Piazza Roma, 2
Committente: Comune di Muscoline



Committente: COMUNE DI MUSCOLINE
Cantiere: MIGLIORAMENTO SISMICO SCUOLA PRIMARIA
Località: PIAZZA ROMA, 2

Data: 10/01/2020



Prova penetrometrica P4 - ubicazione

Località: Muscoline (BS) - Piazza Roma, 2
Committente: Comune di Muscoline



PROVA ... Nr.1

Committente: COMUNE DI MUSCOLINE

Strumento utilizzato: PAGANI 100 kN

Prova eseguita in data: 10/01/2020

Profondità prova: 9,00 mt

Località: PIAZZA ROMA, 2

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	15,00	32,0	15,138	0,2	75,69	1,3
0,40	38,00	41,0	38,138	0,533	71,553	1,4
0,60	46,00	54,0	46,138	0,867	53,216	1,9
0,80	41,00	54,0	41,138	1,933	21,282	4,7
1,00	26,00	55,0	26,138	2,0	13,069	7,7
1,20	41,00	71,0	41,276	2,333	17,692	5,7
1,40	55,00	90,0	55,276	3,267	16,919	5,9
1,60	45,00	94,0	45,276	3,533	12,815	7,8
1,80	38,00	91,0	38,276	0,8	47,845	2,1
2,00	40,00	52,0	40,276	1,533	26,273	3,8
2,20	36,00	59,0	36,414	1,067	34,127	2,9
2,40	42,00	58,0	42,414	0,8	53,018	1,9
2,60	44,00	56,0	44,414	0,8	55,518	1,8
2,80	44,00	56,0	44,414	1,8	24,674	4,1
3,00	55,00	82,0	55,414	0,933	59,393	1,7
3,20	59,00	73,0	59,552	1,533	38,847	2,6
3,40	35,00	58,0	35,552	1,8	19,751	5,1
3,60	30,00	57,0	30,552	1,4	21,823	4,6
3,80	39,00	60,0	39,552	1,467	26,961	3,7
4,00	44,00	66,0	44,552	3,0	14,851	6,7
4,20	54,00	99,0	54,69	2,133	25,64	3,9
4,40	58,00	90,0	58,69	2,067	28,394	3,5
4,60	49,00	80,0	49,69	1,733	28,673	3,5
4,80	46,00	72,0	46,69	2,667	17,507	5,7
5,00	57,00	97,0	57,69	2,067	27,91	3,6
5,20	56,00	87,0	56,828	2,667	21,308	4,7
5,40	59,00	99,0	59,828	2,733	21,891	4,6
5,60	56,00	97,0	56,828	2,867	19,821	5,0
5,80	46,00	89,0	46,828	2,8	16,724	6,0
6,00	48,00	90,0	48,828	2,267	21,539	4,6
6,20	26,00	60,0	26,966	3,0	8,989	11,1
6,40	33,00	78,0	33,966	2,933	11,581	8,6
6,60	50,00	94,0	50,966	1,867	27,298	3,7
6,80	32,00	60,0	32,966	1,467	22,472	4,5
7,00	31,00	53,0	31,966	1,333	23,98	4,2
7,20	30,00	50,0	31,104	1,333	23,334	4,3
7,40	25,00	45,0	26,104	1,733	15,063	6,6
7,60	20,00	46,0	21,104	0,667	31,64	3,2
7,80	20,00	30,0	21,104	0,8	26,38	3,8
8,00	13,00	25,0	14,104	1,067	13,218	7,6
8,20	15,00	31,0	16,242	0,867	18,734	5,3
8,40	17,00	30,0	18,242	1,2	15,202	6,6
8,60	15,00	33,0	16,242	7,867	2,065	48,4
8,80	159,00	277,0	160,242	8,0	20,03	5,0
9,00	480,00	600,0	481,242	0,0		0,0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
8,60	39,478	1,901	1,9	Incoerente-Coesivo	Limo sabbioso
9,00	320,742	4,0	1,9	Incoerente	Sabbie e ghiaie con ciottoli

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Prof. Strato	qc	fs	Tensione	Tensione	Correlazione	Cu
--------------	----	----	----------	----------	--------------	----

	(m)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	litostatica totale (Kg/cm ²)	litostatica efficace (Kg/cm ²)		(Kg/cm ²)
Strato 1	8,60	39,478	1,901	0,8	0,8	De Beer	0,4

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 1	8,60	39,478	1,901	0,8	0,8	Meyerhof	1,8

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 1	8,60	39,478	1,901	0,8	0,8	Meyerhof	2,0

TERRENI INCOERENT I

Densità relativa

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato 1	8,60	39,478	1,901	0,8	0,8	Baldi 1978 - Schmertmann 1976	51,2
Strato 2	9,00	320,742	4,0	1,7	1,7	Baldi 1978 - Schmertmann 1976	58

Angolo di resistenza al taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato 1	8,60	39,478	1,901	0,8	0,8	De Beer	28
Strato 2	9,00	320,742	4,0	1,7	1,7	De Beer	34

Modulo di Young

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato 1	8,60	39,478	1,901	0,8	0,8	Schmertmann	110
Strato 2	9,00	320,742	4,0	1,7	1,7	Schmertmann	202

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 1	8,60	39,478	1,901	0,8	0,8	Meyerhof	1,8
Strato 2	9,00	320,742	4,0	1,7	1,7	Meyerhof	2,0

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 1	8,60	39,478	1,901	0,8	0,8	Meyerhof	2,0
Strato 2	9,00	320,742	4,0	1,7	1,7	Meyerhof	2,2

PROVA ... Nr.2

Committente: COMUNE DI MUSCOLINE
Strumento utilizzato: PAGANI 100 kN
Prova eseguita in data: 10/01/2020
Profondità prova: 4,80 mt
Località: PIAZZA ROMA, 2

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertman n)
0,20	12,00	26,0	12,138	0,6	20,23	4,9
0,40	8,00	17,0	8,138	0,4	20,345	4,9
0,60	9,00	15,0	9,138	0,6	15,23	6,6
0,80	18,00	27,0	18,138	0,467	38,839	2,6
1,00	31,00	38,0	31,138	0,8	38,923	2,6
1,20	24,00	36,0	24,276	0,8	30,345	3,3
1,40	7,00	19,0	7,276	0,267	27,251	3,7
1,60	57,00	61,0	57,276	1,333	42,968	2,3
1,80	57,00	77,0	57,276	0,733	78,139	1,3
2,00	43,00	54,0	43,276	0,933	46,384	2,2
2,20	45,00	59,0	45,414	1,733	26,205	3,8
2,40	46,00	72,0	46,414	1,733	26,782	3,7
2,60	54,00	80,0	54,414	1,867	29,145	3,4
2,80	47,00	75,0	47,414	1,467	32,32	3,1
3,00	47,00	69,0	47,414	1,4	33,867	3,0
3,20	44,00	65,0	44,552	1,4	31,823	3,1
3,40	36,00	57,0	36,552	1,467	24,916	4,0
3,60	35,00	57,0	35,552	1,533	23,191	4,3
3,80	36,00	59,0	36,552	1,267	28,849	3,5
4,00	43,00	62,0	43,552	1,533	28,41	3,5
4,20	49,00	72,0	49,69	1,533	32,414	3,1
4,40	51,00	74,0	51,69	1,6	32,306	3,1
4,60	53,00	77,0	53,69	1,333	40,278	2,5
4,80	52,00	72,0	52,69	0,0		0,0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
4,80	38,069	1,117	1,9	Incoerente- Coesivo	Limo sabbioso

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Sezione non armata							
	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazion e	Cu (Kg/cm ²)
Strato 1	4.80	38.069	1.117	0.5	0.5	De Beer	0.4

Peso unità di volume

ES0 unità di volume								
	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	Correlazion e	Peso unità di volume (t/m³)	
	Strato 1	4.80	38,069	1,117	0.5	0.5	Meyerhof	1.8

Peso unità di volume saturo

Prof. Strato	qc	fs	Tensione	Tensione	Correlazion	Peso unità
--------------	----	----	----------	----------	-------------	------------

	(m)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	litostatica totale (Kg/cm ²)	litostatica efficace (Kg/cm ²)	e	di volume saturato (t/m ³)
Strato 1	4,80	38,069	1,117	0,5	0,5	Meyerhof	2,0

TERRENI INCOERENT I

Densità relativa

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazion e	Densità relativa (%)
Strato 1	4,80	38,069	1,117	0,5	0,5	Baldi 1978 - Schmertma nn 1976	50,1

Angolo di resistenza al taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazion e	Angolo d'attrito (°)
Strato 1	4,80	38,069	1,117	0,5	0,5	De Beer	28,0

Modulo di Young

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazion e	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato 1	4,80	38,069	1,117	0,5	0,5	Schmertma nn	113,4

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazion e	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 1	4,80	38,069	1,117	0,5	0,5	Meyerhof	1,8

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazion e	Peso unità di volume saturato (t/m ³)
Strato 1	4,80	38,069	1,117	0,5	0,5	Meyerhof	2,0

PROVA ... Nr.3

Committente: COMUNE DI MUSCOLINE
Strumento utilizzato: PAGANI 100 kN
Prova eseguita in data: 10/01/2020
Profondità prova: 4,80 mt
Località: PIAZZA ROMA, 2

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertman n)
0,20	18,00	27,0	18,138	0,733	24,745	4,0
0,40	21,00	32,0	21,138	1,0	21,138	4,7
0,60	17,00	32,0	17,138	0,867	19,767	5,1
0,80	19,00	32,0	19,138	1,267	15,105	6,6
1,00	33,00	52,0	33,138	1,467	22,589	4,4
1,20	36,00	58,0	36,276	2,067	17,55	5,7
1,40	45,00	76,0	45,276	1,667	27,16	3,7
1,60	58,00	83,0	58,276	1,667	34,959	2,9
1,80	60,00	85,0	60,276	1,667	36,158	2,8
2,00	75,00	100,0	75,276	2,8	26,884	3,7
2,20	46,00	88,0	46,414	1,467	31,639	3,2
2,40	35,00	57,0	35,414	1,6	22,134	4,5
2,60	35,00	59,0	35,414	1,067	33,19	3,0
2,80	40,00	56,0	40,414	1,4	28,867	3,5
3,00	40,00	61,0	40,414	1,667	24,244	4,1
3,20	42,00	67,0	42,552	1,6	26,595	3,8
3,40	44,00	68,0	44,552	1,4	31,823	3,1
3,60	35,00	56,0	35,552	1,667	21,327	4,7
3,80	36,00	61,0	36,552	1,6	22,845	4,4
4,00	35,00	59,0	35,552	1,2	29,627	3,4
4,20	39,00	57,0	39,69	1,467	27,055	3,7
4,40	47,00	69,0	47,69	1,6	29,806	3,4
4,60	50,00	74,0	50,69	1,4	36,207	2,8
4,80	45,00	66,0	45,69	0,0		0,0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
4,80	40,028	1,431	2,0	Incoerente- Coesivo	Limo sabbioso

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Sezione non armata							
	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazion e	Cu (Kg/cm ²)
Strato 1	4.80	40.028	1.431	0.5	0.5	De Beer	0.4

Peso unità di volume

ES0 unità di volume								
	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm²)	Correlazion e	Peso unità di volume (t/m³)	
	Strato 1	4.80	40.028	1.431	0.5	0.5	Meyerhof	1.8

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazion e	Peso unità di volume saturato (t/m ³)
Strato 1	4,80	40,028	1,431	0,5	0,5	Meyerhof	2,0

TERRENI INCOERENT I

Densità relativa

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazion e	Densità relativa (%)
Strato 1	4,80	40,028	1,431	0,5	0,5	Baldi 1978 - Schmertma nn 1976	50,3

Angolo di resistenza al taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazion e	Angolo d'attrito (°)
Strato 1	4,80	40,028	1,431	0,5	0,5	De Beer	28,0

Modulo di Young

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazion e	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato 1	4,80	40,028	1,431	0,5	0,5	Schmertma nn	109

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazion e	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 1	4,80	40,028	1,431	0,5	0,5	Meyerhof	1,8

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazion e	Peso unità di volume saturato (t/m ³)
Strato 1	4,80	40,028	1,431	0,5	0,5	Meyerhof	2,0

PROVA ... Nr.4

Committente: COMUNE DI MUSCOLINE

Strumento utilizzato: PAGANI 100 kN

Prova eseguita in data: 10/01/2020

Profondità prova: 9,20 mt

Località: PIAZZA ROMA, 2

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	25,00	41,0	25,138	0,8	31,423	3,2
0,40	39,00	51,0	39,138	1,467	26,679	3,7
0,60	75,00	97,0	75,138	2,933	25,618	3,9
0,80	53,00	97,0	53,138	2,467	21,54	4,6
1,00	37,00	74,0	37,138	1,933	19,213	5,2
1,20	35,00	64,0	35,276	1,267	27,842	3,6
1,40	37,00	56,0	37,276	1,467	25,41	3,9
1,60	44,00	66,0	44,276	1,6	27,673	3,6
1,80	52,00	76,0	52,276	2,133	24,508	4,1
2,00	56,00	88,0	56,276	1,933	29,113	3,4
2,20	53,00	82,0	53,414	2,267	23,562	4,2
2,40	55,00	89,0	55,414	1,933	28,667	3,5
2,60	50,00	79,0	50,414	2,6	19,39	5,2
2,80	58,00	97,0	58,414	2,467	23,678	4,2
3,00	62,00	99,0	62,414	2,067	30,195	3,3
3,20	55,00	86,0	55,552	2,533	21,931	4,6
3,40	54,00	92,0	54,552	2,533	21,537	4,6
3,60	56,00	94,0	56,552	2,8	20,197	5,0
3,80	48,00	90,0	48,552	1,733	28,016	3,6
4,00	49,00	75,0	49,552	1,8	27,529	3,6
4,20	52,00	79,0	52,69	2,333	22,585	4,4
4,40	57,00	92,0	57,69	3,0	19,23	5,2
4,60	56,00	101,0	56,69	2,6	21,804	4,6
4,80	55,00	94,0	55,69	2,667	20,881	4,8
5,00	60,00	100,0	60,69	2,667	22,756	4,4
5,20	65,00	105,0	65,828	2,8	23,51	4,3
5,40	50,00	92,0	50,828	2,8	18,153	5,5
5,60	48,00	90,0	48,828	2,333	20,929	4,8
5,80	55,00	90,0	55,828	2,733	20,427	4,9
6,00	58,00	99,0	58,828	2,667	22,058	4,5
6,20	48,00	88,0	48,966	1,6	30,604	3,3
6,40	38,00	62,0	38,966	1,867	20,871	4,8
6,60	40,00	68,0	40,966	2,333	17,559	5,7
6,80	35,00	70,0	35,966	2,4	14,986	6,7
7,00	32,00	68,0	32,966	2,333	14,13	7,1
7,20	30,00	65,0	31,104	2,0	15,552	6,4
7,40	40,00	70,0	41,104	1,933	21,264	4,7
7,60	29,00	58,0	30,104	1,867	16,124	6,2
7,80	32,00	60,0	33,104	1,6	20,69	4,8
8,00	20,00	44,0	21,104	1,8	11,724	8,5
8,20	25,00	52,0	26,242	2,133	12,303	8,1
8,40	30,00	62,0	31,242	2,867	10,897	9,2
8,60	55,00	98,0	56,242	3,333	16,874	5,9
8,80	85,00	135,0	86,242	4,0	21,561	4,6
9,00	115,00	175,0	116,242	7,333	15,852	6,3
9,20	250,00	360,0	251,38	0,0		0,0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
8,80	48,132	2,259	2,0	Incoerente- Coesivo	Limi sabbiosi

9,20	183,811	3,667	2,0	Incoerente	Sabbie e ghiaie con ciottoli
------	---------	-------	-----	------------	---------------------------------

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

TERRENI COESIVI I

Coesione non drenata

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
Strato 1	8,80	48,132	2,259	0,9	0,9	De Beer	0,4

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 1	8,80	48,132	2,259	0,9	0,9	Meyerhof	1,8

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 1	8,80	48,132	2,259	0,9	0,9	Meyerhof	2,0

TERRENI INCOERENTI I

Densità relativa

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato 1	8,80	48,132	2,259	0,9	0,9	Baldi 1978 - Schmertmann 1976	51
Strato 2	9,20	183,811	3,667	1,8	1,8	Baldi 1978 - Schmertmann 1976	56

Angolo di resistenza al taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato 1	8,80	48,132	2,259	0,9	0,9	De Beer	28,0
Strato 2	9,20	183,811	3,667	1,8	1,8	De Beer	34

Modulo di Young

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato 1	8,80	48,132	2,259	0,9	0,9	Schmertmann	120,3
Strato 2	9,20	183,811	3,667	1,8	1,8	Schmertmann	220

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
--	---------------------	-----------------------------	-----------------------------	--	--	--------------	--

Strato 1	8,80	48,132	2,259	0,9	0,9	Meyerhof	1,8
Strato 2	9,20	183,811	3,667	1,8	1,8	Meyerhof	2,0

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 1	8,80	48,132	2,259	0,9	0,9	Meyerhof	2,0
Strato 2	9,20	183,811	3,667	1,8	1,8	Meyerhof	2,0



Viale Michelangelo, 40 – 25015 Desenzano del Garda (BS)

Cell: 347 9428449 – 349 2936733

P.IVA/C.F. 03632850982

mail: info@crestanasrls.com

www.crestanasrls.com

ESECUZIONE DI UNA PROSPEZIONE SISMICA M.A.S.W
E DI UNA MISURA DI MICROTREMORE SISMICO H.V.S.R.,
CON ANALISI CONGIUNTA DEI DATI,
IN PIAZZA ROMA, NEL COMUNE DI MUSCOLINE (BS)

Committente: *Dott. Geol. Guido Torresani*

RAPPORTO TECNICO

Data
Dicembre 2019



CRESTANA S.r.l.s.

INDAGINI GEOGNOSTICHE, GEOFISICHE ED AMBIENTALI

Viale Michelangelo, 40 – 25015 Desenzano del Garda (BS)

Cell: 347 9428449 – 349 2936733

mail: info@crestanasrls.com

www.crestanasrls.com

INDICE

1 - PREMESSA	3
2 - ANALISI HVSR	3
2.1 - Cenni sulla metodologia HVSR	3
2.2 - Acquisizione dei dati	4
2.3 - Analisi ed elaborazione dei segnali acquisiti	4
2.4 - Descrizione dei risultati	6
3 - INDAGINE SISMICA MASW	7
3.1 - Cenni sulla metodologia MASW	7
3.2 - Acquisizione dei dati	8
3.3 - Analisi ed elaborazione dei segnali acquisiti	8
4 - PROFILO SISMOSTRATIGRAFICO	11

1 - PREMESSA

Su incarico conferito dal *Dott. Geol. Guido Torresani* alla ditta *Crestana S.r.l.s.* è stata eseguita, in data 19 Ottobre 2019, una prospezione geofisica finalizzata alla ricostruzione stratigrafica e sismica dei terreni, nell'ambito di uno Studio Geologico eseguito in Piazza Roma, nel Comune di Muscoline (BS).

Le indagini in sito sono consistite nell'esecuzione di **n° 1 profilo di sismica multicanale** con acquisizione delle onde di superficie ed elaborazione dati **mediante metodologia MASW e n° 1 indagine sismica passiva con metodo HVSR**.

Mediante tali metodologie è stato possibile ricostruire l'**andamento medio delle onde Vs** in profondità ed eseguire la valutazione del parametro **Vs_{eq}** di sito, al fine di classificare il terreno di fondazione secondo il *D.M. 17/01/2018*, misurando eventualmente il periodo proprio di vibrazione di sito.

2 - ANALISI HVSR

Allo scopo di migliorare la definizione del profilo verticale Vs nelle porzioni più profonde e di calcolare la possibile frequenza di risonanza di sito, si è scelto di eseguire, in corrispondenza dello stendimento sismico MASW, una misurazione dei microtremori sismici ambientali per la definizione e l'analisi del rapporto spettrale H/V.

2.1 - Cenni sulla metodologia HVSR

La tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è basata sulla misura dei rapporti medi fra le ampiezze spettrali delle componenti orizzontali e verticale del rumore sismico ambientale. La prova a stazione singola, consiste nella valutazione sperimentale dei rapporti di ampiezza spettrale fra le componenti orizzontali (H) e la componente verticale (V) delle vibrazioni ambientali sulla superficie del terreno misurati in un punto con un apposito sismometro a tre componenti. Il risultato di questa prova è una curva sperimentale, che rappresenta il valore del rapporto fra le ampiezze spettrali medie delle vibrazioni in funzione della frequenza di vibrazione. Le frequenze alla quali la curva H/V mostra dei massimi, sono legate alle frequenze di risonanza del terreno al di sotto del punto di misura. L'ampiezza di questi massimi è proporzionale (anche se non linearmente) all'entità del contrasto di impedenza sismica esistente alla base della copertura.

In particolare, in presenza di forti variazioni nel profilo di velocità delle onde S nel sottosuolo (legate per esempio alla transizione fra sedimenti soffici e basamento rigido), la funzione H/V mostra dei massimi marcati in corrispondenza della frequenza di risonanza *fr* relativa alla configurazione stratigrafica del sito (con *fr* circa uguale al rapporto fra la velocità media delle onde S fino alla profondità del salto di velocità e il quadruplo di questa profondità). Pertanto, questa prova ha lo scopo principale di mettere in luce la presenza di fenomeni di risonanza sismica e consentire una stima delle frequenze alle quali il moto del terreno può risultare amplificato a causa di questi fenomeni.

2.2 - Acquisizione dei dati

Nell'area d'indagine è stata eseguita, mediante stazione singola o tromometro, una misura di rumore sismico ambientale per un tempo di registrazione massimo di 15 minuti.

La strumentazione utilizzata si compone nello specifico di:

- un sistema di ricezione costituito da un tromometro CGE a 3 componenti geofoniche con frequenza propria di 2 Hz per acquisizioni del microtremore lungo la direzione verticale e le due direzioni orizzontali ortogonali.
- un sistema di acquisizione e memorizzazione costituito da un sismografo modulare in grado di registrare in modo digitale le forme d'onda generate (*Geode Geometrics Mod. 3-1000*); il sismografo A/D è in grado di campionare segnali tra 0.025 ms e 16 ms (campionamento eseguito a 4 ms). Il sistema di acquisizione è completato da un computer per l'analisi e la memorizzazione del segnale e appositi cavi di collegamento.

2.3 - Analisi ed elaborazione dei segnali acquisiti

I risultati delle analisi presentati in questo lavoro sono stati ottenuti con il software *winMASW* versione *Acd 7.2*, che permette di determinare i rapporti medi fra le componenti spettrali del rumore, misurate sul piano orizzontale e verticale. A questo scopo, l'acquisizione del rumore ambientale è stata suddivisa in una serie di finestre temporali di uguale durata (finestre di 20 ms), per ciascuna delle quali è stato determinato lo spettro del moto.

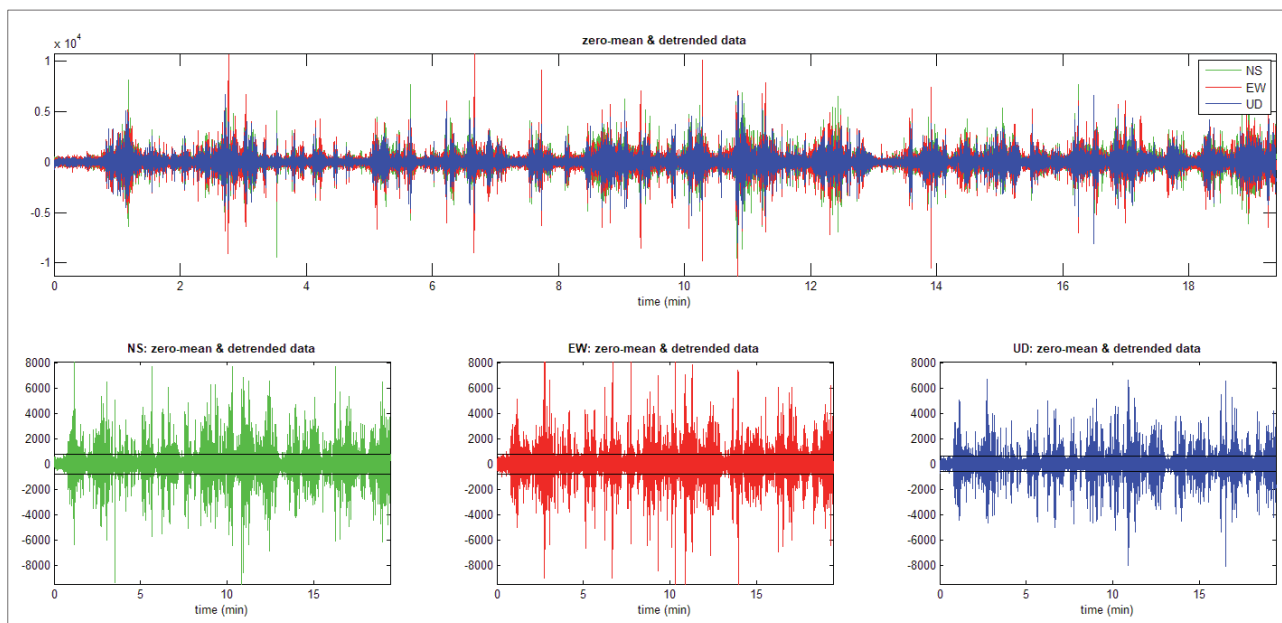


Fig. 1 - Visualizzazione dei dati dopo la rimozione di eventi transienti.

La determinazione della curva HVSR ha previsto in sintesi i seguenti steps:

- 1) Eliminazione manuale da parte dell'utente delle parti di segnale costituite dal disturbo arrecato da eventi non conformi al rumore ambientale (transienti). Questa operazione produce una diminuzione della lunghezza del segnale analizzato (vedi figura precedente).
- 2) Definizione della lunghezza degli intervalli entro cui calcolare le curve HVSR (20 ms).
- 3) Calcolo delle trasformate di Fourier delle tre componenti x, y, z del moto.
- 4) Operazione di smoothing degli spettri di Fourier.
- 5) Somma delle due componenti orizzontali x e y.
- 6) Calcolo delle curve HVSR come rapporto spettrale tra la componente orizzontale H e la componente verticale V negli N intervalli temporali stazionari.
- 7) Calcolo della curva HVSR media tra le n curve HVSR.

I risultati parziali ottenuti, durante le fasi di elaborazione delle curve H/V, sono stati iterativamente controllati andando a valutare la direttività e la stabilità nel tempo della curva HVSR.

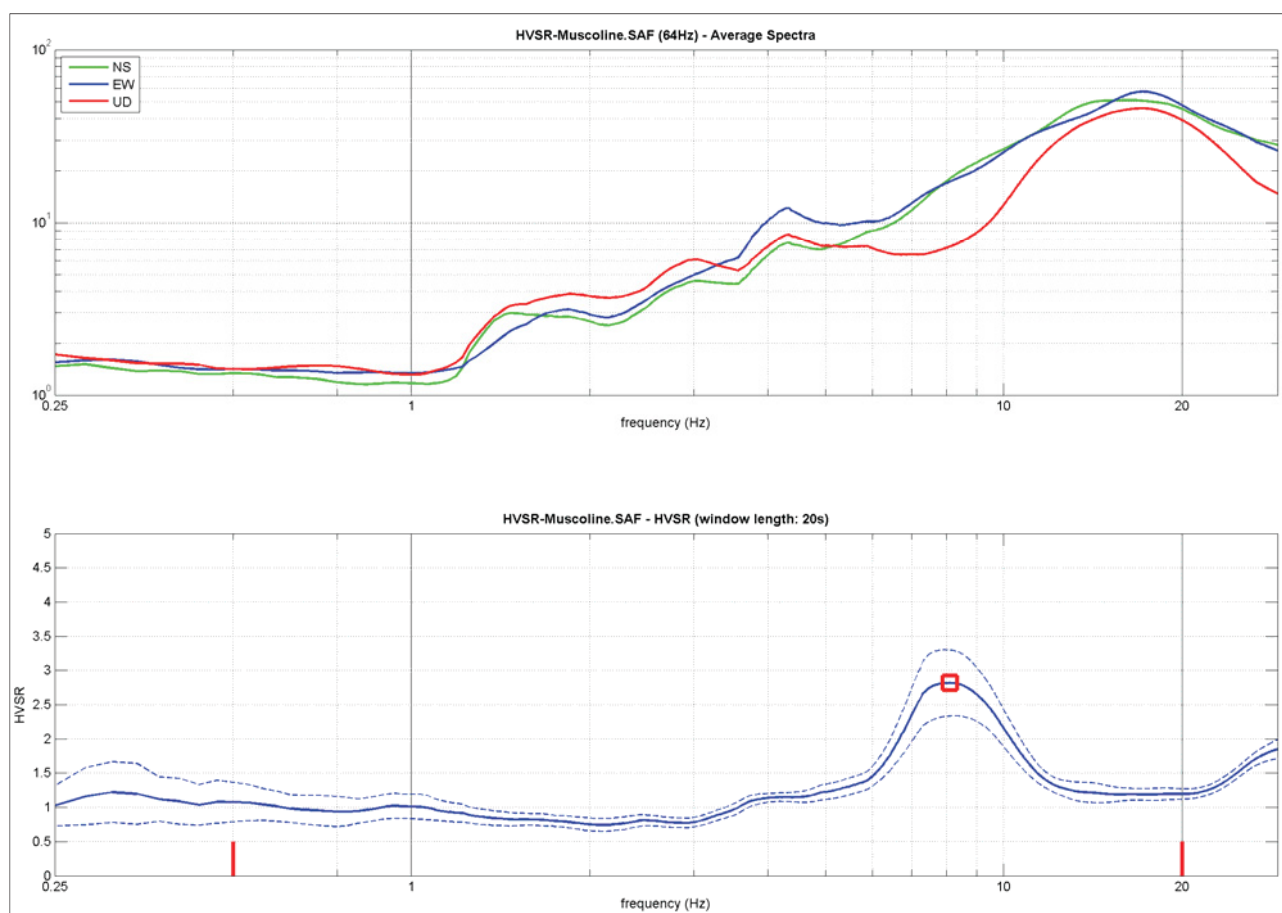


Fig. 2 - Visualizzazione HVSR e spettro medio di ampiezza del sito indagato.

La curva HVSR calcolata, indica un picco principale a circa 8,1 Hz; la sua validità viene verificata, mediante software *winMASW*, secondo i criteri di ammissibilità del progetto *SESAME* (che definiscono la robustezza statistica della curva HVSR e degli eventuali picchi presenti).

Criteria for a reliable H/V curve (Criteri per una curva affidabile)

- #1. $[f_0 > 10/L_w]$: $8.102 > 0.5$ (OK)
 - #2. $[n_c > 200]$: $18310 > 200$ (OK)
 - #3. $[f_0 > 0.5\text{Hz}; \sigma_A(f) < 2 \text{ for } 0.5f_0 < f < 2f_0]$ (OK)
-

Criteria for a clear H/V peak (Criteri per un picco H/V chiaro)

- #1. [exists f- in the range $[f_0/4, f_0]$ | $AH/V(f_-) < A_0/2$]: yes, at frequency 2.1Hz (OK)
- #2. [exists f+ in the range $[f_0, 4f_0]$ | $AH/V(f_+) < A_0/2$]: yes, at frequency 11.8Hz (OK)
- #3. $[A_0 > 2]$: $2.8 > 2$ (OK)
- #4. $[f_{\text{peak}}[A_h/v(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%]$: (OK)
- #5. $[\sigma_A < \epsilon(f_0)]$: $2.655 > 0.405$ (NO)
- #6. $[\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)]$: $0.483 < 1.58$ (OK)

2.4 - Descrizione dei risultati

Il picco a 8,1 Hz con ampiezza pari 2,8 rispetta tutti i criteri *SESAME* per una curva affidabile; è inoltre rispettata la condizione che prevede la verifica di un minimo di 5 criteri su 6 per un picco chiaro. Il criterio #5 è spesso tra i più restrittivi; al di là della sua rigorosa formulazione, si è valutato il dato con buon senso e si è scelto di non andare a modificare i parametri di elaborazione affinché esso fosse verificato.

Dall'analisi della curva HVSR, eseguita tra 0,5 Hz e 20 Hz (frequenze di interesse ingegneristico) è quindi risultata una possibile frequenza principale di risonanza attorno a 8,1 Hz.

Il picco di risonanza principale del sito indagato, è ritenuto di origine stratigrafica e attribuibile ad un contrasto di impedenza sismica, presente a circa -7,0/-8,0 m dal p.c., tra i depositi superficiali eluvio-colluviali e sottostanti orizzonti di origine alluvionale/fluvioglaciale, maggiormente addensati, e/o alla presenza di uno o più livelli di natura conglomeratica.

Il picco individuato dall'analisi *H/V* e il suo relativo tratto di curva sono stati quindi utilizzati, tramite modellazione diretta, nell'analisi congiunta *MASW+HVSR*, per trarre informazioni sismo-stratigrafiche utili da integrare all'analisi *MASW*.

3 - INDAGINE SISMICA MASW

3.1 - Cenni sulla metodologia MASW

Con una prospezione sismica *MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves)* si analizza il fenomeno della dispersione che le onde di superficie subiscono in un mezzo stratificato. La velocità di propagazione per una certa lunghezza d'onda (λ), quindi frequenza è, infatti, influenzata dalle proprietà che il sottosuolo attraversato possiede ed è detta *velocità di fase*.

Le *MASW* attive sono realizzate tramite analisi delle onde di Rayleigh o di Love oppure, congiuntamente Rayleigh + Love. Queste rappresentano le onde di superficie prodotte dall'interazione delle onde di corpo (P e S) con una superficie di discontinuità fisica. Le onde di Rayleigh, e più precisamente le loro componenti verticali, vengono registrate tramite i comuni geofoni verticali a bassa frequenza e generate da una sorgente ad impatto verticale, la classica martellata. Le onde di Love invece vengono acquisite mediante geofoni a componente orizzontale e generate applicando una sorgente di taglio al terreno, questo perché le loro componenti si muovono solamente sul piano orizzontale, con oscillazione perpendicolare rispetto alla direzione di propagazione dell'onda. Durante l'indagine in oggetto sono state registrate sia la componente verticale delle onde di Rayleigh sia le onde di Love.

Il principio della tecnica *MASW* prevede che, poiché la dispersione delle onde di superficie dipende dalle caratteristiche del sottosuolo e dalle sue variazioni verticali, dalla determinazione delle curve di dispersione del segnale è possibile ricavare le caratteristiche fondamentali del mezzo quali ad esempio la velocità delle onde di taglio V_s e lo spessore degli strati. La velocità delle onde di Rayleigh (V_R) infatti è correlabile alla V_s , essendo pari a circa il 90% della velocità delle onde di taglio. L'analisi del fenomeno della dispersione, che avviene attraverso la *curva di dispersione*, permette quindi di determinare le caratteristiche del sottosuolo. La curva di dispersione del *dataset* è ottenuta mediante il passaggio dal dominio *spazio-tempo* (sismogramma) al dominio *velocità di fase/frequenza* (spettro di velocità) effettuato mediante specifica operazione con software dedicato.

Tenuto conto di quanto richiesto per l'applicazione della normativa relativa alla progettazione geotecnica, si ritiene che la metodologia di analisi *MASW*, risulti idonea alla definizione dei dati richiesti. Tale scelta risulta avvalorata dalle seguenti considerazioni:

1. La percentuale di energia convertita in onde Rayleigh o di Love è di gran lunga predominante (67%) rispetto a quella coinvolta nella generazione e propagazione delle onde P (7%) ed S (26%).
2. La propagazione e dispersione delle onde di Rayleigh o di Love si verifica senza problemi anche in caso di inversioni di velocità. Rispetto alla sismica a rifrazione, infatti, il metodo *MASW* non presenta problemi legati alla presenza di strati soffici compresi tra strati più rigidi.
3. La propagazione delle onde di Rayleigh, anche se influenzata dalla V_p e dalla densità, è funzione innanzitutto della V_s , parametro di fondamentale importanza nella caratterizzazione geotecnica di un sito (categoria di suolo in base al Testo Unico).

3.2 - Acquisizione dei dati

L'ubicazione e la lunghezza dello stendimento sono state scelte in funzione della logistica dei luoghi e dell'ingombro dell'edificio esistente. L'allineamento sismico ha previsto una distanza tra i geofoni pari a 1,0 m ed una serie di scoppi esterni e coniugati rispetto all'ultimo geofono con offset variabili (2-4-6-8-10 m) a diversa intensità di energizzazione. Per l'acquisizione delle onde di Love lo stendimento sismico ha previsto invece una distanza intergeofonica pari a 1,0 m ed una serie di scoppi esterni con offset di 4 m dall'ultimo geofono.

L'acquisizione della componente verticale delle onde di Rayleigh, è avvenuta mediante registrazione della propagazione del segnale sismico generato da una sorgente ad impatto verticale (martellata), tramite uno stendimento sismico di 24 geofoni a componente verticale.

L'acquisizione delle onde di Love è avvenuta invece mediante uno stendimento sismico di 20 geofoni a componente orizzontale posti trasversalmente all'allungamento dello stendimento, generando un'onda sismica di taglio mediante martellata orizzontale su piastra posta verticalmente nel terreno. La strumentazione utilizzata si compone nello specifico di:

- una sorgente meccanica in grado di generare onde elastiche direzionali e ricche di energia realizzata mediante la battuta verticale e orizzontale di una mazza battente di 10 kg su piastra;
- un sistema di ricezione costituito alternativamente da uno stendimento di 24 geofoni (onde di Rayleigh) a movimento verticale (*Geospace GS11D*) e da uno stendimento di 24 geofoni (onde di Love) a movimento orizzontale (Senshe con livello a bolla), entrambi a frequenza di 4,5 Hz e puntale da 3", collegati mediante un cavo multielettrodo;
- un sistema di acquisizione e memorizzazione costituito da un sismografo modulare in grado di registrare in modo digitale le forme d'onda generate (*Geode Geometrics Mod. 3-1000*); il sismografo A/D è in grado di campionare segnali tra 0.025 ms e 16 ms. Il sistema di acquisizione è completato da dispositivo di *trigger*, computer per l'analisi e la memorizzazione del segnale e appositi cavi di collegamento.

3.3 - Analisi ed elaborazione dei segnali acquisiti

Determinazione degli spettri di velocità ed individuazione delle curve di dispersione

La stima dell'andamento in profondità delle velocità V_s , mediante acquisizione sismica multicanale è ottenuta tramite l'analisi del segnale nel dominio frequenza/velocità di fase.

Viene utilizzato lo spettro di velocità in quanto è il dominio dove è chiaramente più immediato e naturale comprendere le proprietà dispersive del mezzo attraversato, determinando con precisione la velocità di ciascuna componente del segnale registrato.

Dopo aver scelto quindi i sismogrammi più idonei, quelli solitamente con il miglior rapporto *segnale/rumore*, si esegue una trasformata dal dominio *spazio/tempo* al dominio *frequenza/velocità* (**Fig. 3**).

Particolare attenzione nell'interpretazione delle curve di dispersione è posta in considerazione del fatto che le vibrazioni indotte dalle onde di superficie sono correlabili a diversi *modi*, che possono sovrapporsi all'interno degli spettri di velocità.

Se tale sovrapposizione avviene, può generarsi una curva di dispersione apparente, che può risultare fuorviante in fase di interpretazione. Al fine di individuare i modi corretti e correlabili alla reale successione stratigrafica è stato scelto di eseguire un'analisi congiunta delle onde di Rayleigh e delle onde Love.

L'interpretazione dello spettro è consistita quindi nel confrontare le distribuzioni di energia tra i vari modi. Dato che la distribuzione dell'energia nelle due componenti Love e Rayleigh è risultata a tratti differente, l'analisi congiunta è risultata indispensabile al riconoscimento del reale andamento dei modi, portando all'elaborazione di un modello maggiormente vincolato e preciso.

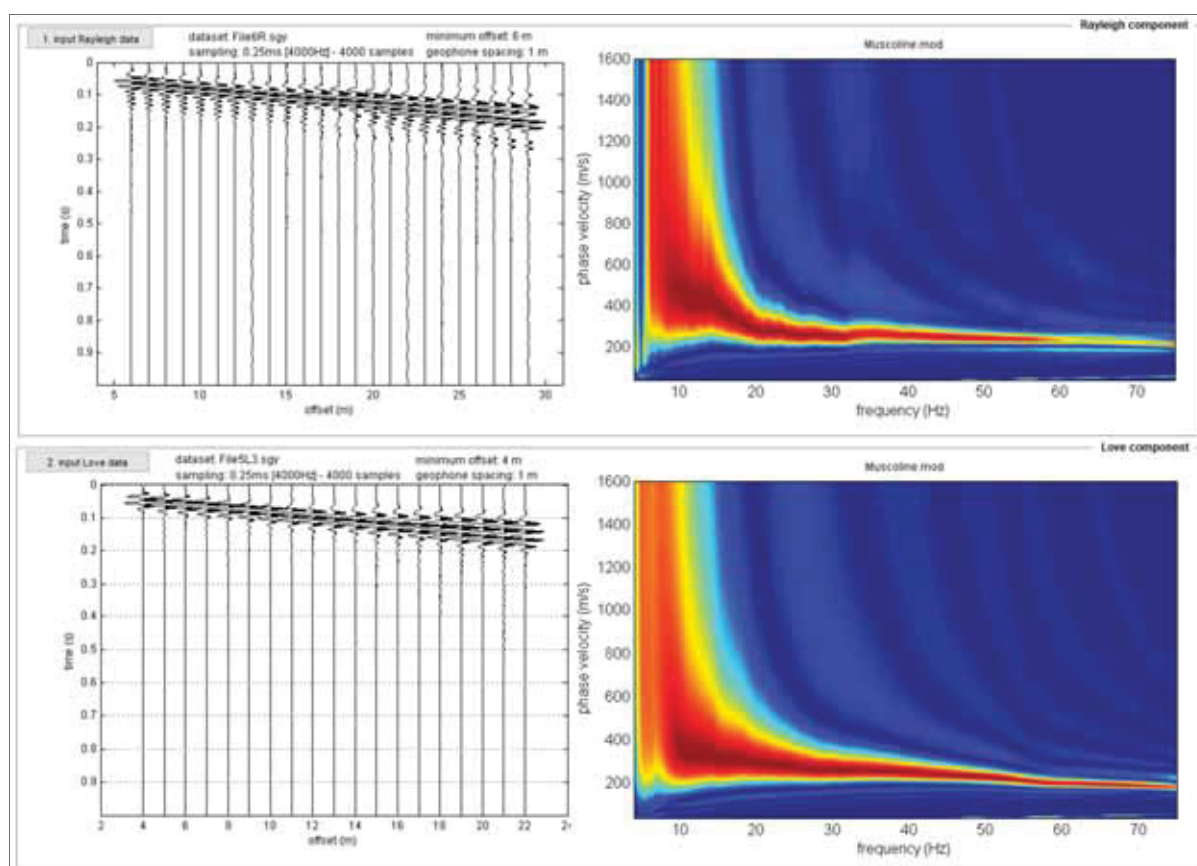


Fig. 3 - Sismogrammi acquisiti (sx) e relativi spettri di dispersione (dx) della componente verticale delle onde di Rayleigh (in alto) e delle onde di Love (in basso).

Si riassumono di seguito i dati relativi ai parametri di acquisizione utilizzati per i dataset prescelti per l'elaborazione:

ONDE DI RAYLEIGH	ONDE DI LOVE
Dati relativi allo shot 4 – File6R.sgy	Dati relativi allo shot 1 – File5L3.sgy
offset minimo: 6 m	offset minimo: 4 m
distanza intergeofonica: 1,0 m	distanza intergeofonica: 1,0 m
Intervallo di campionamento: 0,25 ms	Intervallo di campionamento: 0,25 ms
Tempo di acquisizione: 1 s	Tempo di acquisizione: 1 s

Procedure di modellazione diretta e analisi congiunta Rayleigh+Love+HVSr

Analizzati i sismogrammi e i rispettivi spettri di velocità si è proceduto alla ricostruzione della distribuzione verticale delle Vs. Partendo dalle curve di dispersione delle onde di Rayleigh e di Love è stato ricostruito il modello che è responsabile di quelle curve, effettuando quindi un'inversione, vale a dire che si è ricavato il modello di sottosuolo che ha determinato il dato di campagna. Gli spettri di velocità di fase sono stati interpretati identificando le curve modali, mediante modellazione diretta, studiando l'andamento dei vari modi in funzione del modello atteso (**Fig. 4**). Questo è stato iterativamente modificato fino ad ottenere una buona sovrapposizione degli andamenti delle curve di dispersione sui vari modi riconosciuti, contemporaneamente in entrambi gli spettri, al fine di ottenere un solo modello di velocità.

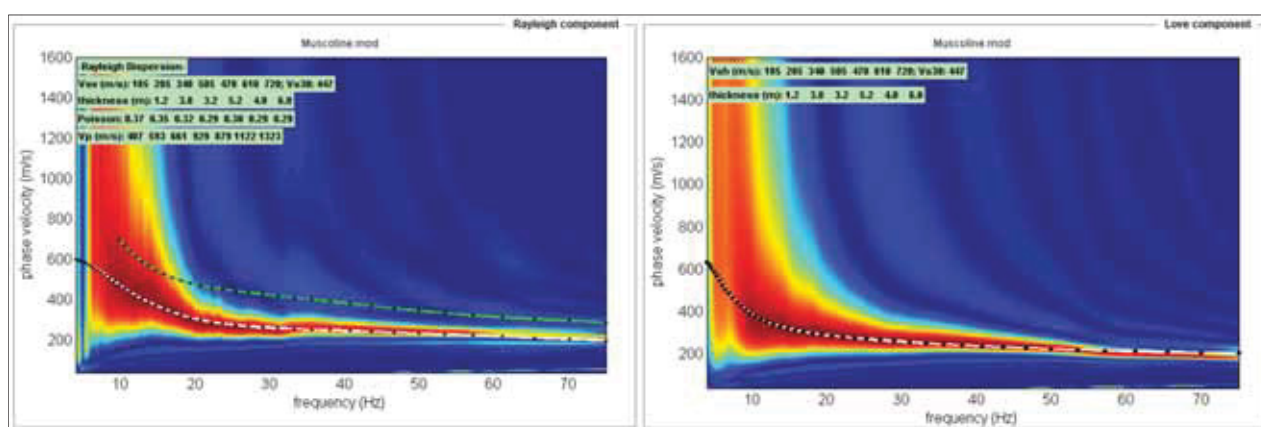


Fig. 4 - Risultati dell'analisi congiunta Rayleigh+Love: modellazione diretta mediante individuazione del modo fondamentale e di porzioni del primo modo superiore che compongono lo spettro di velocità delle onde di Rayleigh (sx) e congiuntamente quello delle onde di Love (dx).

Inoltre, per l'interpretazione dello spettro di velocità nella sua parte a medio-alta frequenza (<11 Hz), è stata considerata la curva HV ottenuta dall'indagine sismica HVSr (**Fig. 5**). In particolare, è stata eseguita un'analisi congiunta tra lo spettro di dispersione ottenuto con indagine MASW e la curva H/V misurata, al fine di ottenere un solo modello di velocità.

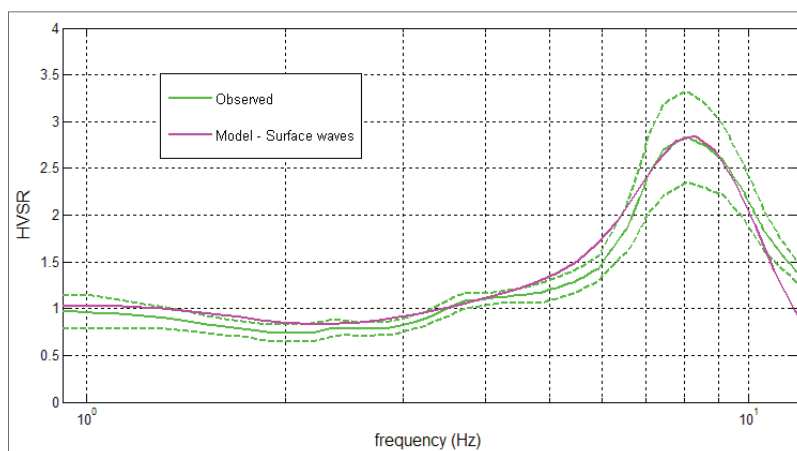


Fig. 5 - Confronto tra H/V sperimentale (verde) e teorico (viola), ottenuto per lo stesso modello di velocità considerato nell'analisi MASW.

4 - PROFILO SISMOSTRATIGRAFICO

Per l'elaborazione e l'interpretazione dei dati, si è tenuto conto delle evidenze del segnale acquisito, e delle stratigrafie di alcuni pozzi terebrati in aree limitrofe a quella oggetto di studio. Nella seguente tabella sono riportati i valori delle velocità medie e gli spessori di ciascun sismostrato, in modo da definire un **modello geofisico medio**, ottenuto mediante analisi MASW in onde di Rayleigh+Love ed in modo congiunto con l'analisi HVSR.

Si riportano anche, in maniera indicativa, le stime dei valori della densità e del modulo di Poisson eseguite contestualmente all'elaborazione e mediante correlazioni di letteratura. Poiché la dispersione delle onde di superficie dipende essenzialmente dalla Vs e degli spessori degli strati, tali valori devono essere considerati solamente come stime largamente approssimative. Viene riportato, inoltre, il valore del modulo di taglio che tra i moduli elastici è l'unico che non dipende da Vp, ma solamente da Vs e densità e quindi la sua stima risulta più attendibile.

MODELLO GEOFISICO MEDIO – Piazza Roma – Muscoline (BS)						
Sismostrato	Vs (m/s)	Spessore (m)	Profondità da p.c. (m)	Stima densità (g/cm ³)	Modulo di Poisson	Modulo di Taglio (MPa)
1	185	1,2	-1,2	1,84	0,37	63
2	285	3,8	-5,0	1,93	0,35	157
3	340	3,2	-8,2	1,95	0,32	226
4	505	5,2	-13,4	2,04	0,29	519
5	470	4,0	-17,4	2,02	0,30	447
6	610	6,0	-23,4	2,08	0,29	775
7	720	6,6	-30,0	2,12	0,29	1100

Il valore del modulo dinamico di taglio, dipendente da Vs e densità si riferisce a condizioni di bassa deformazione. Per deformazioni significativamente superiori, come di norma nei calcoli geotecnici, i valori dovranno essere idoneamente corretti e utilizzati solo nei modi e nei casi appropriati.

D.M. 17/01/2018	Profondità del bedrock sismico	V _{s,eq} (m/s)	Categoria di sottosuolo	Valore di V _{s,eq} calcolato mediante l'espressione 3.2.1 del D.M. 17/01/2018
Calcolo a partire dal ripiano di esecuzione MASW (p.c.)	Oltre 30 m dal p.c.	447	B	$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$ <p>Categoria di sottosuolo assegnata in base a quanto indicato nella Tabella 3.2 II</p>

Si sottolinea come la Categoria di Sottosuolo di Progetto, stimata in base a quanto previsto dal D.M. 17/01/2018, deve essere definita dal Geologo o dal progettista anche in funzione dei dati progettuali.

Si riporta inoltre la stratigrafia schematica del modello medio fino a -30,0 m dal p.c., ottenuto mediante analisi MASW+HVSr, utilizzato per il calcolo del parametro $V_{s,eq}$ (**Fig. 6**).

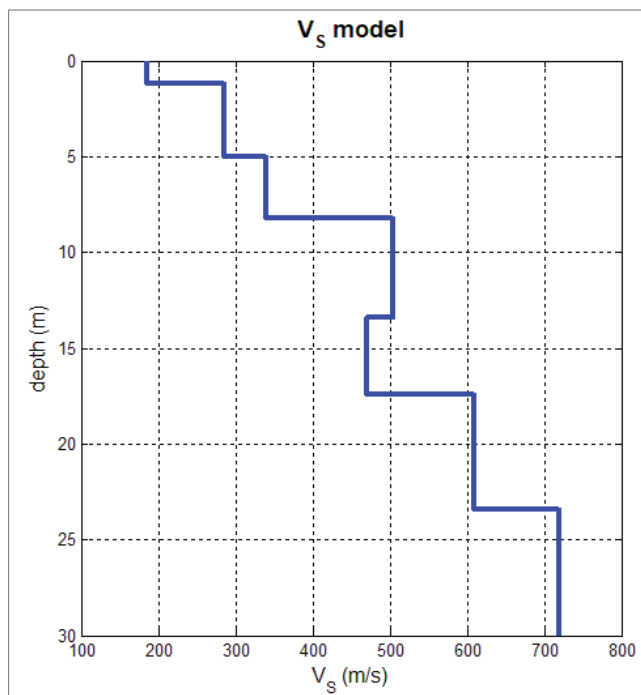


Fig. 6 - Profilo sismostratigrafico.

In base ai dati sismostratigrafici ottenuti, si rileva un primo strato di terreno vegetale e/o di rimaneggiamento superficiale, di spessore medio pari a 1,2 m, con velocità di propagazione delle onde di taglio (onde S) pari a 185 m/s.

Da -1,2 m a -8,2 m dal p.c., si riscontrano valori di velocità delle onde S compresi tra 285 e 340 m/s, propri di terreni moderatamente addensati e/o consistenti ove maggiormente coesivi, afferenti alla copertura eluvio-colluviale che caratterizza superficialmente il territorio in cui ricade l'area in esame.

Oltre -8,2 m dal p.c., in accordo con la modellazione diretta della curva HVSr, si riscontra un aumento dei valori di velocità delle onde S, compresi tra 505 e 720 m/s, correlabile alla presenza di orizzonti di origine fluvioglaciale, maggiormente addensati, e/o alla presenza di uno o più livelli di natura conglomeratica.

Inversioni dei valori di velocità (V_s pari 470 m/s), come quella riscontrata da -13,4 a -17,4 m dal p.c., sono imputabili alla presenza di uno o più livelli a minor grado di addensamento, all'interno della medesima sequenza fluvioglaciale.

Desenzano del Garda, 21/12/2019


Il Tecnico

UBICAZIONE DELLE PROSPEZIONI SISMICHE

(Piazza Roma – Muscoline - BS)



Legenda:

-  Stendimento sismico con acquisizione ed elaborazione dei dati mediante metodologia MASW in onde di Rayleigh e di Love
-  Misura di microtremore sismico, con stazione singola, mediante tecnica HVSr

ALLEGATO FOTOGRAFICO



*Acquisizione dei segnali sismici
mediante sismografo Geometrics
Mod. Geode 3-1000*



*Misura del microtremore sismico
mediante tecnica H.V.S.R.*



Stendimento sismico M.A.S.W.



*Shot sismico verticale per la
generazione delle onde di Rayleigh*

EFFETTI LITOLGICI – SCHEDA LITOLOGIA LIMOSO – SABBIOSA TIPO 2

PARAMETRI INDICATIVI

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%

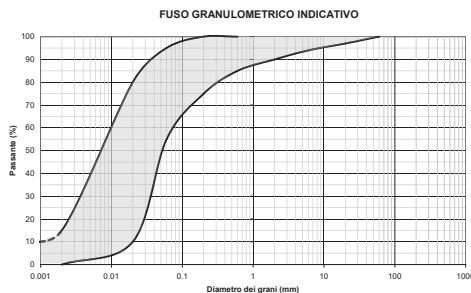
Presenza di clasti immersi con $D_{max} < 2-3$ cm

Frazione ghiaiosa fino ad un massimo del 10%

Frazione sabbiosa fino ad un massimo del 45%

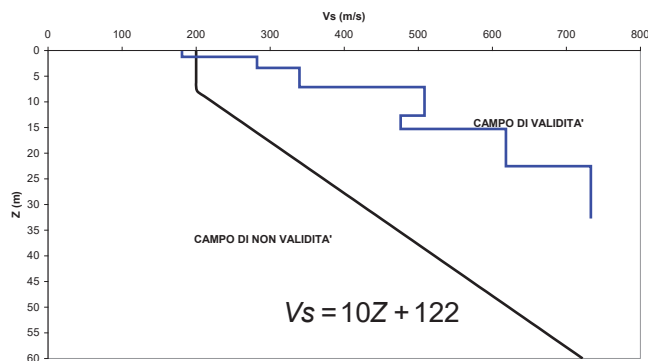
Frazione argillosa fino ad un massimo del 15%

A FIANCO: range di valori per alcuni parametri geotecnici significativi validi per limi sabbiosi debolmente argillosi



PARAMETRO		INTERVALLO
Peso di volume naturale	γ [kN/m ³]	18.5-19.5
Peso specifico particelle solide	γ_s [kN/m ³]	26.0-27.9
Contenuto d'acqua naturale	w [%]	25-30
Limite di liquidità	w _L [%]	25-35
Limite di plasticità	w _p [%]	15-20
Indice di plasticità	I _p [%]	5-15
Indice dei vuoti	e	0.6-0.9
Grado di saturazione	S _r [%]	90-100
Coefficiente di spinta a riposo	K ₀	0.4-0.5
Indice di compressione	C _c	0.10-0.30
Indice di rigonfiamento	C _s	0.03-0.05
Coefficiente di consolidazione secondaria	C _α	0.002-0.006
Numero colpi prova SPT (nei primi 10 m)	N _{spt}	0-20

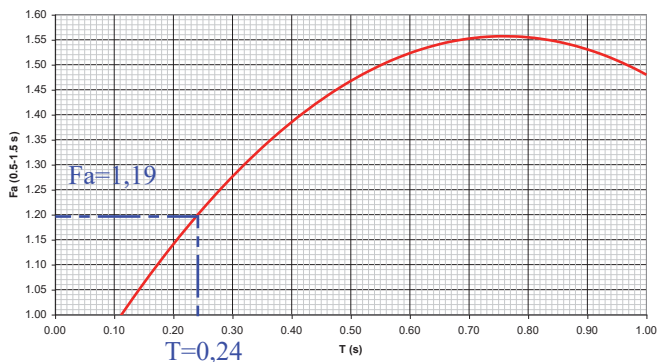
ANDAMENTO DEI VALORI DI Vs CON LA PROFONDITA'



Profondità primo strato (m)

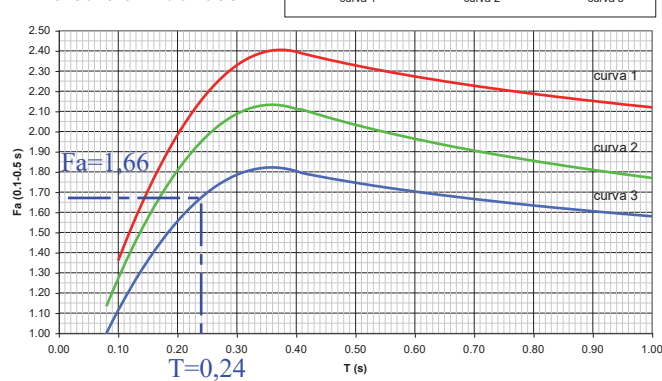
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	20	25	30	35	40	50	60
200				1	1	1	1	1	1	1												
250				2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1							
300				3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2							
350				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3						
400				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3					
450				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3				
500				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3			
600				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3		
700				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3

Correlazione T - Fa 0.5-1.5 s



$$Fa_{0.5-1.5} = -1.33T^2 + 2.02T + 0.79$$

Correlazione T - Fa 0.1-0.5 s



Curva	Tratto polinomiale	Tratto logaritmico
1	$0.10 < T \leq 0.40$ $Fa_{0.1-0.5} = -13.9T^2 + 10.4T + 0.46$	$0.40 < T \leq 1.00$ $Fa_{0.1-0.5} = 2.12 - 0.30\ln T$
2	$0.08 < T \leq 0.40$ $Fa_{0.1-0.5} = -12.8T^2 + 9.2T + 0.48$	$0.40 < T \leq 1.00$ $Fa_{0.1-0.5} = 1.77 - 0.38\ln T$
3	$0.05 < T \leq 0.40$ $Fa_{0.1-0.5} = -10.6T^2 + 7.6T + 0.46$	$0.40 < T \leq 1.00$ $Fa_{0.1-0.5} = 1.58 - 0.24\ln T$

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	0,3 m
Lunghezza fondazione	5,0 m
Profondità piano di posa	0,5 m
Altezza di incastro	0,5 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,262
Effetto sismico secondo	Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0,0629

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm²]	Coesione non drenata [Kg/cm²]	Modulo Elastico [Kg/cm²]	Modulo Edometrico [Kg/cm²]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
8,6	1800,0	2000,0	28,0	0,0	0,4	110,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
0,6	2000,0	2200,0	34,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [Kg/cm²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	2,08 Kg/cm²
Resistenza di progetto [Rd]	0,9 Kg/cm²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	--

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	0,83 Kg/cm³
---------------------	-------------

A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	14,59
Fattore forma [Sc]	1,03
Fattore profondità [Dc]	1,33
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,03
Fattore profondità [Dq]	1,31
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	2,17 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	0,94 Kg/cm ²

SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	14,59
Fattore forma [Sc]	1,03
Fattore profondità [Dc]	1,33
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,03
Fattore profondità [Dq]	1,31
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,96
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,96
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,98
Carico limite	2,08 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	0,9 Kg/cm ²

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	0,7 Kg/cm ²
Spessore strato	50,0 m
Profondità substrato roccioso	30,0 m
Modulo Elastico	110,0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,25
Coefficiente di influenza I1	1,38
Coefficiente di influenza I2	0,01
Coefficiente di influenza Is	1,39
Cedimento al centro della fondazione	3,0 mm
Coefficiente di influenza I1	1,33
Coefficiente di influenza I2	0,03
Coefficiente di influenza Is	1,35
Cedimento al bordo	1,45 mm

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	0,4 m
Lunghezza fondazione	5,0 m
Profondità piano di posa	0,7 m
Altezza di incastro	0,7 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,262
Effetto sismico secondo	Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0,0629

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm²]	Coesione non drenata [Kg/cm²]	Modulo Elastico [Kg/cm²]	Modulo Edometrico [Kg/cm²]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
8,6	1800,0	2000,0	28,0	0,0	0,4	110,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
0,6	2000,0	2200,0	34,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [Kg/cm²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	2,91 Kg/cm²
Resistenza di progetto [Rd]	1,27 Kg/cm²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	--

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	1,16 Kg/cm³
---------------------	-------------

A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	14,59
Fattore forma [Sc]	1,04
Fattore profondità [Dc]	1,34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,04
Fattore profondità [Dq]	1,31
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	3,04 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,32 Kg/cm ²

SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	14,59
Fattore forma [Sc]	1,04
Fattore profondità [Dc]	1,34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,04
Fattore profondità [Dq]	1,31
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,96
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,96
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,98
Carico limite	2,91 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,27 Kg/cm ²

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1,0 Kg/cm ²
Spessore strato	50,0 m
Profondità substrato roccioso	30,0 m
Modulo Elastico	110,0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,25

Coefficiente di influenza I1	1,29
Coefficiente di influenza I2	0,01
Coefficiente di influenza Is	1,3

Cedimento al centro della fondazione	5,4 mm
--------------------------------------	--------

Coefficiente di influenza I1	1,24
Coefficiente di influenza I2	0,03
Coefficiente di influenza Is	1,25
Cedimento al bordo	2,61 mm

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	0,5 m
Lunghezza fondazione	5,0 m
Profondità piano di posa	1,0 m
Altezza di incastro	1,0 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,262
Effetto sismico secondo	Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0,0629

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm²]	Coesione non drenata [Kg/cm²]	Modulo Elastico [Kg/cm²]	Modulo Edometrico [Kg/cm²]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
8,6	1800,0	2000,0	28,0	0,0	0,4	110,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
0,6	2000,0	2200,0	34,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	4,14 Kg/cm²
Resistenza di progetto [Rd]	1,8 Kg/cm²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	--

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	1,66 Kg/cm³
---------------------	-------------

A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	14,59
Fattore forma [Sc]	1,05
Fattore profondità [Dc]	1,36
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,05
Fattore profondità [Dq]	1,33
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,97
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	4,33 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,88 Kg/cm ²

SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	14,59
Fattore forma [Sc]	1,05
Fattore profondità [Dc]	1,36
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,05
Fattore profondità [Dq]	1,33
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,97
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,96
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,96
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,98
Carico limite	4,14 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,8 Kg/cm ²

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1,5 Kg/cm ²
Spessore strato	50,0 m
Profondità substrato roccioso	30,0 m
Modulo Elastico	110,0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,25
Coefficiente di influenza I1	1,22
Coefficiente di influenza I2	0,01
Coefficiente di influenza Is	1,23
Cedimento al centro della fondazione	9,34 mm
Coefficiente di influenza I1	1,16
Coefficiente di influenza I2	0,03
Coefficiente di influenza Is	1,18
Cedimento al bordo	4,5 mm

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	0,7 m
Lunghezza fondazione	5,0 m
Profondità piano di posa	3,0 m
Altezza di incastro	0,5 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,262
Effetto sismico secondo	Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0,0629

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm²]	Coesione non drenata [Kg/cm²]	Modulo Elastico [Kg/cm²]	Modulo Edometrico [Kg/cm²]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
8,6	1800,0	2000,0	28,0	0,0	0,4	110,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
0,6	2000,0	2200,0	34,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [Kg/cm²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	2,74 Kg/cm²
Resistenza di progetto [Rd]	1,19 Kg/cm²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	--

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	1,09 Kg/cm³
---------------------	-------------

A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	14,59
Fattore forma [Sc]	1,07
Fattore profondità [Dc]	1,43
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,07
Fattore profondità [Dq]	1,4
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,96
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	2,86 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,24 Kg/cm ²

SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	14,59
Fattore forma [Sc]	1,07
Fattore profondità [Dc]	1,43
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,07
Fattore profondità [Dq]	1,4
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,96
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,96
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,96
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,98
Carico limite	2,74 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,19 Kg/cm ²

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1,0 Kg/cm ²
Spessore strato	50,0 m
Profondità substrato roccioso	30,0 m
Modulo Elastico	110,0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,25
Coefficiente di influenza I1	1,11
Coefficiente di influenza I2	0,01
Coefficiente di influenza Is	1,12
Cedimento al centro della fondazione	3,51 mm
Coefficiente di influenza I1	1,05
Coefficiente di influenza I2	0,03
Coefficiente di influenza Is	1,07
Cedimento al bordo	1,68 mm

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	1,8 m
Lunghezza fondazione	1,8 m
Profondità piano di posa	3,0 m
Altezza di incastro	0,5 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,262
Effetto sismico secondo	Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0,0629

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm²]	Coesione non drenata [Kg/cm²]	Modulo Elastico [Kg/cm²]	Modulo Edometrico [Kg/cm²]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
8,6	1800,0	2000,0	28,0	0,0	0,4	110,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
0,6	2000,0	2200,0	34,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	4,02 Kg/cm²
Resistenza di progetto [Rd]	1,75 Kg/cm²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	--

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	1,61 Kg/cm³
---------------------	-------------

A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	14,59
Fattore forma [Sc]	1,5
Fattore profondità [Dc]	1,33
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,47
Fattore profondità [Dq]	1,31
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	4,2 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,83 Kg/cm ²

SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	14,59
Fattore forma [Sc]	1,5
Fattore profondità [Dc]	1,33
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,47
Fattore profondità [Dq]	1,31
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,96
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,96
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,98
Carico limite	4,02 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,75 Kg/cm ²

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1,5 Kg/cm ²
Spessore strato	50,0 m
Profondità substrato roccioso	30,0 m
Modulo Elastico	110,0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,25

Coefficiente di influenza I1	0,54
Coefficiente di influenza I2	0,01
Coefficiente di influenza Is	0,54

Cedimento al centro della fondazione	9,14 mm
--------------------------------------	---------

Coefficiente di influenza I1	0,52
Coefficiente di influenza I2	0,01
Coefficiente di influenza Is	0,53
Cedimento al bordo	4,42 mm

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	1,8 m
Lunghezza fondazione	5,0 m
Profondità piano di posa	3,0 m
Altezza di incastro	0,5 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,262
Effetto sismico secondo	Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0,0629

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm²]	Coesione non drenata [Kg/cm²]	Modulo Elastico [Kg/cm²]	Modulo Edometrico [Kg/cm²]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
8,6	1800,0	2000,0	28,0	0,0	0,4	110,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
0,6	2000,0	2200,0	34,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	3,96 Kg/cm²
Resistenza di progetto [Rd]	1,72 Kg/cm²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	--

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	1,58 Kg/cm³
---------------------	-------------

A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	14,59
Fattore forma [Sc]	1,18
Fattore profondità [Dc]	1,33
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,17
Fattore profondità [Dq]	1,31
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,89
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	4,13 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,8 Kg/cm ²

SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	14,59
Fattore forma [Sc]	1,18
Fattore profondità [Dc]	1,33
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,17
Fattore profondità [Dq]	1,31
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,89
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,96
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,96
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,98
Carico limite	3,96 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,72 Kg/cm ²

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1,5 Kg/cm ²
Spessore strato	50,0 m
Profondità substrato roccioso	30,0 m
Modulo Elastico	110,0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,25

Coefficiente di influenza I1	0,81
Coefficiente di influenza I2	0,01
Coefficiente di influenza Is	0,82

Cedimento al centro della fondazione	15,05 mm
--------------------------------------	----------

Coefficiente di influenza I1	0,75
Coefficiente di influenza I2	0,03
Coefficiente di influenza Is	0,77
Cedimento al bordo	7,08 mm
