

# COMUNE DI PONTEVICO

Provincia di Brescia

## INDAGINE GEOLOGICA E GEOTECNICA RELATIVA ALLA CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE DELL'INTERVENTO DI SUAP IN VARIANTE AL PGT PER AMPLIAMENTO HOTEL "AL VELIERO" IN VIA VINCENZO FOPPA 29.

### 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:** MESA IMMOBILIARE DI TAGLIAFIERRO & C. SAS

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



**DATA:** GENNAIO 2023

**Studio di Geologia dott. GUIDO TORRESANI**

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

Tel 030 4197172.

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

SOMMARIO:

- Premessa;
- Inquadramento geologico e natura litologica dei terreni di fondazione;
- Piano di imposta e tipo di fondazione;
- Sismicità dell'area;
- Definizione dell'azione sismica;
- Indagini geognostiche;
- Caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica;
- Determinazione della capacità portante;
- 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
- Considerazioni conclusive.

ALLEGATI:

- ❖ Inquadramento corografico (C.T.R. 1:10.000);
- ❖ Planimetria dell'intervento con ubicazione delle indagini eseguite;
- ❖ Tabelle e diagrammi di interpretazione dati penetrometrici (Prove P1 e P2);
- ❖ 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 e litostratigrafico la porzione di area, di proprietà di MESA IMMOBILIARE DI TAGLIAFIERRO & C. SAS, sita in Via Vincenzo Foppa 29 nel Comune di PONTEVICO (BS), interessata dal progetto di SUAP IN VARIANTE AL PGT PER AMPLIAMENTO HOTEL "AL VELIERO".

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 area d'indagine*

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 Ponteviso è stato classificato come ZONA 3**. In riferimento all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20/03/2003, sulla base della litostratigrafia rilevata e in riferimento a indagini sismiche eseguite nelle vicinanze sui medesimi depositi, è possibile attribuire ai terreni indagati il profilo stratigrafico del suolo di fondazione di "tipo C". Tuttavia considerato quanto riportato nello studio geologico del PGT comunale, risultando il fattore di amplificazione calcolato maggiore del valore soglia comunale è necessario utilizzare nei calcoli per la capacità portante del terreno **un suolo di fondazione di tipo D**.

E' necessario quindi prevede 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".

Considerata l'estensione del lotto da indagare, l'entità delle opere di progetto e considerate le caratteristiche geomeccaniche dei terreni della zona, si è proceduto all'esecuzione di **n.2 prove penetrometriche dinamiche CPT (prove P1 e P2)**, tramite la quale si è potuto verificare il comportamento geomeccanico del sottosuolo di fondazione.

Considerata l'omogeneità litostratigrafica e geomeccanica dei terreni presenti nell'ambito della zona indagata e tenuto in considerazione l'estensione del lotto da indagare, 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 indicate nella relazione è il PIANO CAMPAGNA su cui sono state eseguite le indagini.**

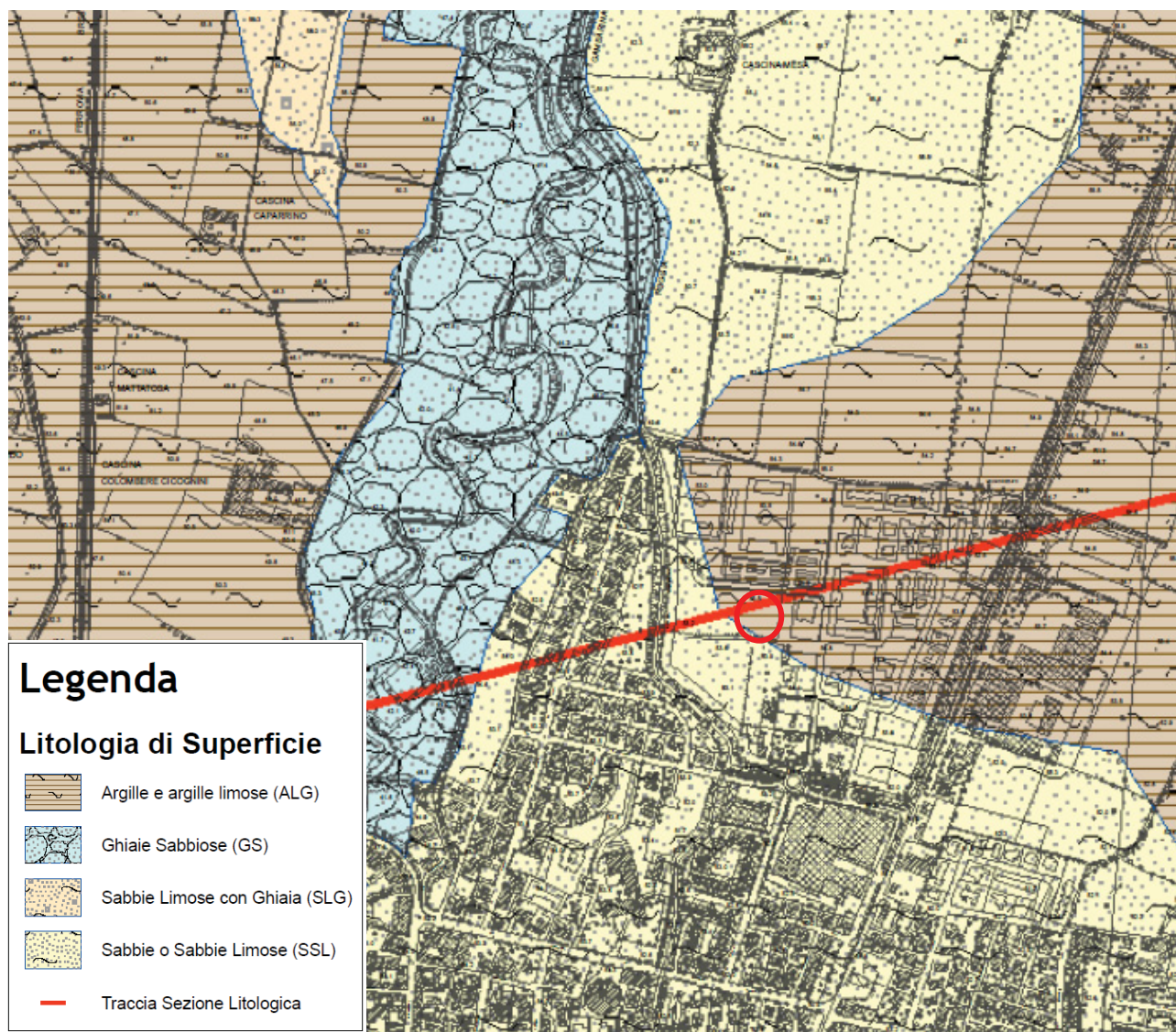
Lo studio è stato condotto in osservanza alle seguenti normative vigenti:

- **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'areale indagato è ubicato a Nord dell'abitato di Pontevico (come evidenziato nella allegata C.T.R. 1:10.000). Il terreno si presenta come una superficie planare ad una quota media di ca. 48 metri s.l.m.

Dal punto di vista geologico l'area indagata appartiene al "Piano Fondamentale della Pianura" costituito da Alluvioni fluviali e fluvio-glaciali prevalentemente sabbiose o sabbioso argillose.



*Fig.2: Estratto carta litologica allegata al PGT comunale*

Sulla base delle conoscenze dei terreni della zona e delle indagini eseguite si prevede una **buona uniformità litostratigrafica dei terreni di fondazione.**

La natura del terreno, dedotta dallo scavo esplorativo di riferimento, mostra una successione litostratigrafica uniforme che può essere schematizzata come di seguito riportato (profondità riferite al p.c.= 0 rif.):

da 0,0 a 7,2	Sabbie omogenee
oltre 7,2	sabbie variamente addensate

**Falda rilevata con le prove alla profondità di circa 7,5 m dal p.c. Tale valore piezometrico può subire tuttavia delle oscillazioni verticali; in particolare durante i mesi di agosto e settembre tale valore può raggiungere i 6,0 m dal p.c.**

L'indagine eseguita supportata dalle conoscenze litostratigrafiche locali, portano a ritenere l'intera area indagata omogenea da un punto di vista litostratigrafico e geomeccanico e costituita esclusivamente da litologie sabbiose omogenee.

## PIANO DI IMPOSTA E TIPO DI FONDAZIONE

Le risultanze delle indagini effettuate, unitamente a quanto riscontrato in precedenti indagini effettuate nelle vicinanze, ha consentito di individuare in superficie la presenza di terreni (**orizzonte A** – vedi di seguito) a natura prevalentemente sabbiosa fino ad una profondità di -7,2 m dal p.c.; oltre tale profondità si rinviene un secondo orizzonte (**orizzonte B**) costituito da un'alternanza di sabbie variamente addensate.

Valutate le caratteristiche idrogeologiche, geomeccaniche e litologiche dei terreni indagati, in relazione alle tipologie strutturali previste, è possibile adottare FONDAZIONI SUPERFICIALI. Nel nostro caso specifico saranno verificate delle **FONDAZIONI CONTINUE** impostate a diverse profondità dal p.c.:

- **FONDAZIONI CONTINUE** aventi larghezza  $L=1,2$  m impostate ad una profondità di -0,8 m dal p.c., all'interno dell'orizzonte sabbioso superficiale (orizzonte A).

## 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 **PONTEVICO** 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 3**.

ISTAT	Provincia	Comune	Zona Sismica $A_{gMax}$	$A_{gmax}$
03017149	BS	PONTEVICOI	3	0,11621

Il terreno indagato secondo lo schema presente nell'Ordinanza risulta appartenente alla categoria di **suolo di fondazione tipo "D"**, (*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s.*) 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 <sup>1</sup>	≤ 10
2	<b>Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale</b>	<b>≥ 50</b>
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 II: affollamenti normali.**

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 e possibile, quindi, calcolare il **Periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R$**  come:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni}$$

**Tabella 3 -riassuntiva**

tipo di costruzione	2
vita nominale	≥ 50
classe d'uso	II
coefficiente $C_u$	1
vita di riferimento $V_r = V_n \cdot C_u$	50

## 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 è 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  $ag$  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  $Se(T)$ , 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:

- **ag** accelerazione orizzontale massima al sito;
- **Fo** 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 <sub>s</sub>	C <sub>c</sub>
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	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 * F_0 \text{ ag/g} \leq 1.50$	$1.05 * (T_c) - 0.33$
<b>D</b>	<b><math>0.90 \leq 2.40 - 1.50 * F_0 \text{ ag/g} \leq 1.80</math></b>	<b><math>1.25 * (T_c) - 0.50</math></b>
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.4 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
<b>T1</b>		<b>1.0</b>
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	
(1)* Coordinate WGS84	
Lat. 45.278718°	Long. 10.093205°
(1)* Coordinate ED50	
Lat. 45.279649°	Long. 10.094240°
Classe dell'edificio	
<input type="text" value="II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali..."/>	
Cu = 1	
Vita nominale (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)	

**Parametri sismici**

Categoria sottosuolo: D

Categoria topografica: T1

**Periodo di riferimento per l'azione sismica: 50 anni**

In funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P<sub>VR</sub> vengono calcolati i valori ag, F<sub>0</sub>, T\*C e del periodo di ritorno:

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

Stati limite				
	Classe Edificio			
II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...				
	Vita Nominale	50		
	Interpolazione	Media ponderata		
<b>CU = 1</b>				
Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	Fo	$T_c^*$ [s]
Operatività (SLO)	30	0.034	2.515	0.209
Danno (SLD)	50	0.042	2.527	0.236
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.105	2.484	0.287
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.138	2.454	0.292
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

**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 rigidità 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 rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte di resistenza e rigidità 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 D ▼

 Cat. Topografica T1 ▼

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,80	1,80	1,80	1,80
CC Coeff. funz categoria	2,73	2,57	2,33	2,31
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s<sup>2</sup>]  0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.012	0.015	0.045	0.060
kv	0.006	0.008	0.023	0.030
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0.599	0.739	1.849	2.434
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

## **CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA**

L'elaborazione dei dati desunti dalle indagini eseguite ha permesso di ricostruire l'assetto litostratigrafico del sottosuolo rappresentato graficamente nello schema stratigrafico sotto riportato ritenuto rappresentativa dell'intera zona indagata e, contestualmente, di caratterizzare dal punto di vista geotecnico i terreni interessati dalle fondazioni delle opere in progetto.

### **Modello litostratigrafico del sottosuolo**

Le risultanze delle indagini effettuate, unitamente a quanto riscontrato in precedenti indagini effettuate nelle vicinanze, ha consentito di individuare in superficie la presenza di terreni (**orizzonte A** – vedi di seguito) a natura prevalentemente sabbiosa fino ad una profondità di -7,2 m dal p.c.; oltre tale profondità si rinviene un secondo orizzonte (**orizzonte B**) costituito da un'alternanza di sabbie variamente addensate.

<b>A</b>	(da 0,0 a 7,2 m) Sabbie omogenee
<b>B</b>	(oltre 7,2 m) Sabbie variamente 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.

<b>Orizzonte A – Sabbie omogenee (da 0,0 m a 7,2 m dal piano campagna)</b>			
Parametri	Simbolo	Unità di misura	Valore
Addensamento			Mediamente addensato
Peso di volume	g	t/m <sup>3</sup>	1,8
Angolo di attrito	Ø	°	28
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm <sup>2</sup>	/
Modulo elastico	E	Kg/cm <sup>2</sup>	160
Densità relativa	Dr	%	55

<b>Orizzonte B – Sabbie variamente addensate (oltre 7,2 m dal piano campagna)</b>			
Parametri	Simbolo	Unità di misura	Valore
Addensamento			Variamente addensata
Peso di volume	g	t/m <sup>3</sup>	1,8
Angolo di attrito	Ø	°	26-30
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm <sup>2</sup>	/
Modulo elastico	E	Kg/cm <sup>2</sup>	80-180
Densità relativa	Dr	%	45-60

## DETERMINAZIONE DELLE RESISTENZE (R<sub>d</sub>)

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  $\gamma F$  riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.1.

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  $X_k/\gamma_M$  e dei parametri geometrici di progetto  $a_d$ . Il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$  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  $\gamma_F$  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 $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> 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  $\gamma_{G1}$

### 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  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  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 $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	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  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

**Tab. 6.4.I** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  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 :

$$\begin{aligned} N_c \ N_q \\ N_{\gamma} \end{aligned} = \text{Fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;} \\ \begin{aligned} s_c \ s_q \ s_{\gamma} \end{aligned} = \text{Fattori di forma della fondazione;}$$

- ic iq iy* = Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;  
*bc bq by* = Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base;  
*gc gq gy* = Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del p. c.;  
*zc zq zy* = Fattori correttivi che tengono dell'inerzia dovuta al sisma (solo per condizioni dinamiche)  
*Dc dq* = Fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;  
 $\gamma$  = 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<sub>lim</sub>* = 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<sub>d</sub>*), depurate del fattore di sicurezza a partire dai valori di *Q<sub>lim</sub>*, per le seguenti ipotesi di fondazione:

- **FONDAZIONI CONTINUE** aventi larghezza *L=1,2 m* impostate ad una profondità di *-0,8 m* dal p.c., all'interno dell'orizzonte sabbioso superficiale (orizzonte A).

### FONDAZIONI CONTINUE

Profondità di imposta: **=0,8 m dallo 0 RIF. nell'orizzonte A**  
 Dimensioni fondazione: **LARGHEZZA L=1,2 m**

### CONDIZIONI STATICHE

APPROCCIO	Combinazione	<i>Q<sub>lim</sub></i> (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_R$	<i>R<sub>d</sub></i> (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cedimento(cm) ( <i>Q<sub>SLE</sub></i> = 1,2 Kg/cm <sup>2</sup> )
<b>2</b>	<b>1 (A1+M1+R3)</b>	<b>3,45</b>	<b>2,3</b>	<b>1,5</b>	<b>0,6</b>

Coefficiente di sottofondazione *K* Winkler: 2,0 Kg/cm<sup>3</sup>

### CONDIZIONI SISMICHE\*

APPROCCIO	Combinazione	<i>Q<sub>lim</sub></i> (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_R$	<i>R<sub>d</sub></i> (Kg/cm <sup>2</sup> )
<b>2</b>	<b>1 (A1+M1+R3)</b>	<b>3,22</b>	<b>2,3</b>	<b>1,4</b>

\*i parametri di resistenza sono stati calcolati applicando i fattori correttivi previsti dal metodo Richards et al. (1993).

## 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 nelle combinazioni di carico massimo di esercizio ipotizzati in precedenza nell'ipotesi di fondazione:  $Q_{SLE}$  (1,2 kg/cm<sup>2</sup>).

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

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni B×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  $\mu$  Parametri elastici del terreno.

$I_1$  e  $I_2$  Coefficienti di influenza dipendenti da:  $L'/B'$ , spessore dello strato  $H$ , coefficiente di Poisson  $\mu$ , 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 da FONDAZIONI CONTINUE impostati alle relative profondità dallo 0 RIF. che esercita una sovraccarico pari alla Pressione di Lavoro massima stabilita in precedenza ( $Q_{SLE}$ ).

**Come si può notare i cedimenti sono compatibili con la struttura di progetto.**

## SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La suscettibilità alla liquefazione dei terreni indagati è stata calcolata sulla base delle risultanze delle prove penetrometriche STATICHE eseguite.

Ai sensi della citata Legge 64/74, del D.M. 19/6/1984 e dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20/03/2003, 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 dalle oscillazioni della falda stessa.

Per liquefazione di un terreno s'intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi.

Se si esprime la resistenza al taglio attraverso la relazione di Coulomb:

$$\tau = c + (\sigma_{v0} - u) \tan \varphi$$

con:

c = coesione del terreno

$\sigma_{v0}$  = pressione litostatica totale agente alla profondità d'indagine

u = pressione interstiziale dell'acqua

$\varphi$  = angolo di resistenza al taglio del terreno,

È evidente che la grandezza  $\langle \tau \rangle$  si può annullare solo nel caso in cui siano verificate le condizioni:

a)  $c = 0$ ;

b)  $(\sigma_{v0} - u) = 0$ ;

(il caso  $\varphi = 0$  non ha importanza pratica, perché può verificarsi solo in terreni coesivi in condizioni non drenate, dove però la condizione  $\langle c=0 \rangle$  non può ovviamente verificarsi).

La condizione a) vieta che il fenomeno della liquefazione possa verificarsi in terreni coesivi o incoerenti ma con una significativa frazione argillosa o limosa plastica.

La condizione b) si verifica, quando la pressione interstiziale uguaglia la pressione totale esercitata ad una data profondità dalla colonna di terreno sovrastante e dagli eventuali sovraccarichi presenti in superficie ( $\sigma_{v0} = u$ ).

In definitiva il fenomeno della liquefazione si può manifestare preferibilmente in depositi sciolti non coesivi posti sotto falda, in seguito ad eventi che producano un forte aumento della pressione interstiziale dell'acqua.

Per il caso specifico il calcolo della suscettibilità alla liquefazione è stato effettuato utilizzando il **metodo semplificato di Robertson e Wride (1997)** che si basa su dati provenienti da prove penetrometriche statiche (valori di  $Q_c$  e  $F_s$ ).

Al contrario della maggior parte dei metodi empirici, quelli semplificati richiedono che venga definito un sisma di progetto, attraverso l'introduzione **dell'accelerazione sismica orizzontale massima in superficie** e della **magnitudo di riferimento**.

Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la resistenza al taglio mobilitabile nello strato (  $R$  ) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma (  $T$  ). Cioè in pratica si avrà:

$$F_s = \frac{R}{T}.$$

Un deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione, se il coefficiente di sicurezza sarà minore di 1.

La grandezza  $T$  dipende dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto).  $R$  è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento, e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche dinamiche, statiche o con i valori delle velocità delle onde  $S$  ricavati da stendimenti di sismica a rifrazione.

Il metodo di Robertson e Wride permette di correlare la resistenza al taglio mobilitata nel terreno con i risultati della prova penetrometrica statica (CPT). La procedura di calcolo si basa sulle due seguenti equazioni:

$$R = 0.883 \left[ \frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \text{ per } (q_{c1n})_{cs} < 50 \text{ e}$$

$$R = 93 \left[ \frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \text{ per } 50 \leq (q_{c1n})_{cs} < 160.$$

La grandezza  $(q_{c1n})_{cs}$  rappresenta la resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente.

Il calcolo di  $(q_{c1n})_{cs}$  avviene attraverso i seguenti passaggi.

- Si calcola la resistenza alla punta e l'attrito laterale specifici normalizzati con le relazioni:

$$Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} \text{ e } F = 100 \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}}$$

dove:

- $q_c$  (kg/cmq) = resistenza alla punta misurata;
- $f_s$  (kg/cmq) = attrito laterale specifico misurato;
- $\sigma_{v0}$  (kg/cm q) = pressione verticale totale;
- $\sigma_{v0}'$  (kg/cm q) = pressione verticale efficace.

- Si calcola l'indice di tipo dello strato sabbioso con la formula:

$$I_c = \sqrt{(\text{Log}_{10} F + 1.22)^2 + (\text{Log}_{10} Q - 3.47)^2}$$

- Si applica una correzione che tenga conto dell'approfondimento della prova:

$$q_{c1n} = C_Q q_c \text{ dove } C_Q = \left( \frac{1}{\sigma_{v0'}} \right)^n$$

L'esponente  $n$  viene valutato come segue:

- se  $I_c > 2.6$  allora  $n=1$ ;
- se  $I_c \leq 2.6$  si calcola un primo valore di  $q_{c1n}$ , utilizzando  $n=0.5$ ; quindi si ricalcola  $I_c$  con la relazione:

$$I_c = \sqrt{(\text{Log}_{10} F + 1.22)^2 + (\text{Log}_{10} q_{c1n} - 3.47)^2}$$

se il nuovo valore di  $I_c$  è ancora minore di 2.6 si conferma il valore  $n=0.5$ , altrimenti si ricalcola  $q_{c1n}$ , utilizzando  $n=0.75$ ;

- se  $q_{c1n} > 2q_c$  si pone  $q_{c1n} = 2q_c$ .
- Si introduce la correzione dovuta alla presenza di fine nel livello sabbioso:

$$(q_{c1n})_{cs} = K_c q_{c1n},$$

dove  $K_c$  è uguale a 1, se  $I_c \leq 1.64$ , ed è fornito dalla relazione:

$$K_c = -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88$$

in caso contrario.

### **Viene considerato non liquefacibile un deposito in cui sia $F_s > 1$ .**

Questa procedura è raccomandata dal National Center for Earthquake Research (NCEER).

I valori di  $q_c$  e  $f_s$  sono stati desunti dalle prove penetrometriche statiche realizzate.

L'analisi è stata effettuata con il software Liquef ver.2.3 della Programgeo.

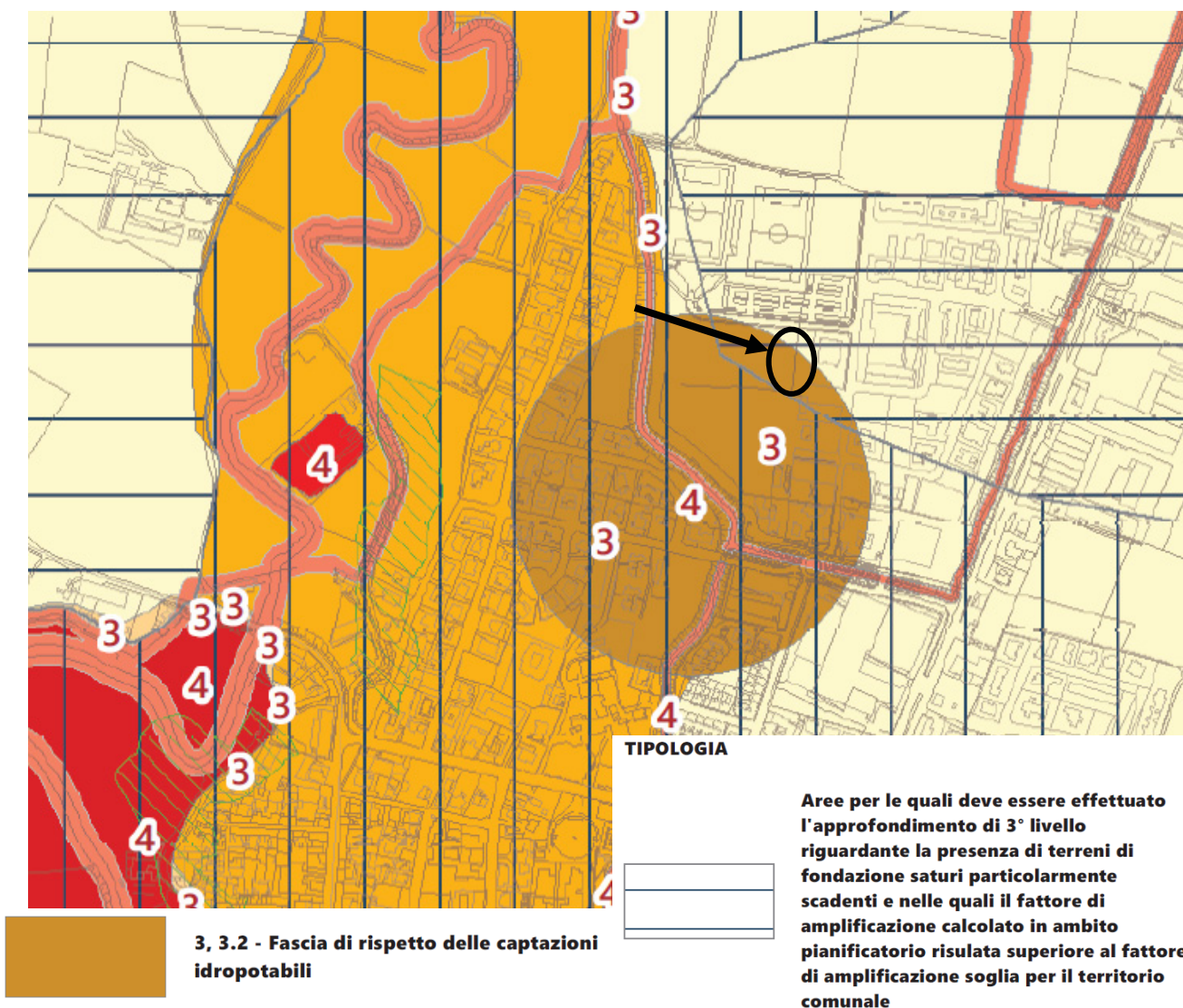
**L'analisi è stata effettuata per ogni singolo livello (orizzonte litotecnico) individuato in precedenza.**

Il programma fornisce la stima dell'indice di liquefazione che nel caso specifico risulta pari a zero, indicando pertanto un **“rischio molto basso”**.

I risultati ottenuti confermano che la verifica alla liquefazione risulta soddisfatta (valore di  $F_s > 1.3$  per tutti i livelli discretizzati), pertanto il terreno di sottofondazione può essere ritenuto **NON LIQUEFACIBILE**.

## 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 3 – “fattibilità con consistenti limitazioni”: aree ricadenti nelle fasce di rispetto delle captazioni ad uso idropotabile.



*Fig. 3: estratto carta di fattibilità geologica*

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.**

## CONCLUSIONI

L'indagine eseguita ha consentito di giungere ad una caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, consentendo di verificare la fattibilità dell'intero progetto. Dal punto di vista geologico tecnico nulla osta all'esecuzione dei lavori, purché siano rispettate le prescrizioni riportate in precedenza e qui riassunte:

- **Si tenga presente che la superficie scelta come quota 0 di RIFERIMENTO per tutte le quote indicate nella relazione è il PIANO CAMPAGNA su cui sono state eseguite le indagini.**
- **Falda rilevata con le prove ad alla profondità di circa 7,5 m dal p.c. Tale valore piezometrico può subire tuttavia delle oscillazioni verticali; in particolare durante i mesi di agosto e settembre tale valore può raggiungere i 6,0 m dal p.c.**
- Categoria sismica di suolo: **tipo "D"**.
- Tipologia di fondazione ipotizzati nei calcoli dell'Rd (si veda pag. 18):
  - **FONDAZIONI CONTINUE** aventi larghezza  $L=1,2$  m impostate ad una profondità di  $-0,8$  m dal p.c., all'interno dell'orizzonte sabbioso superficiale (orizzonte A).
- cedimenti: accettabili i secondari.

Spetta alla Direzione Lavori verificare che il piano di posa delle fondazioni sia solido e non costituito da materiale alterato; in particolare la D.L. dovrà verificare che l'imposta della fondazione ricada su materiali omogenei.

Si rimane comunque a disposizione per ulteriori ed eventuali approfondimenti di indagine o sopralluoghi richiesti dalla DL, qualora in fase di inizio dei lavori si presentasse una situazione anomala o diversa da quella prospettata.

Orzinuovi, 20/01/2023

Geol. Guido Torresani



– INQUADRAMENTO COROGRAFICO su base CTR  
Scala 1: 10.000



localizzazione dell'area oggetto dell'indagine geologico-tecnica

PLANIMETRIA DELL'AREA DI INTERVENTO  
CON UBICAZIONE DELLE PROVE

P1

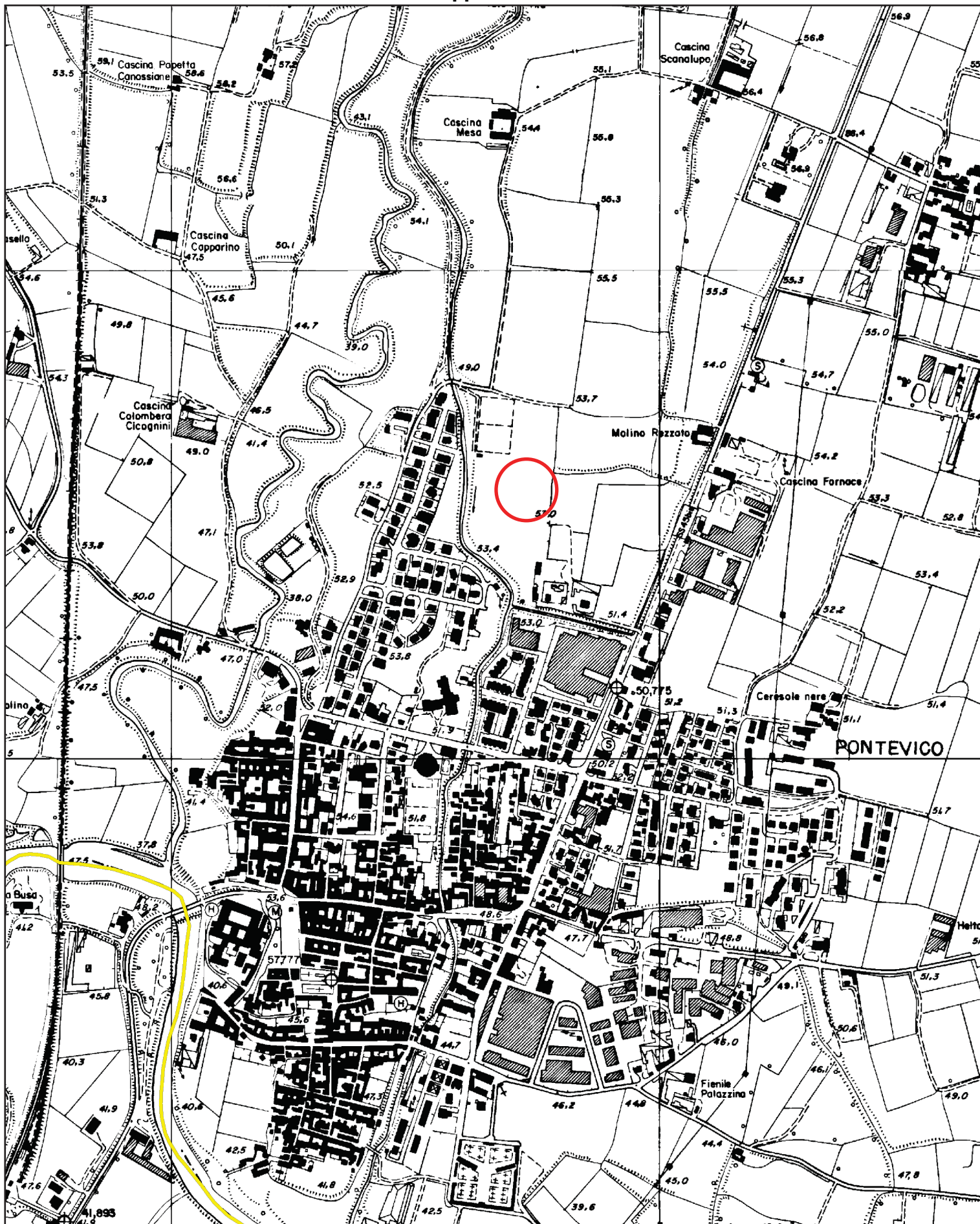


Prove penetrometriche

ASSEVERAZIONE RELAZIONE GEOLOGICA – MODULO 9

ASSEVERAZIONE RELAZIONE GEOTECNICA – MODULO 10

## Mappa di Base





80 m

P1

P2

Google Earth

---

# PROVA PENETROMETRICA STATICA

Committente: RISTORANTE PIZZERIA AL VELIERO Cantiere: Località: PONTEVICO - VIA FOPPA	
--	--

## 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

PROVA ... Nr.1

Committente: RISTORANTE PIZZERIA AL VELIERO

Strumento utilizzato: PAGANI 100 kN

Prova eseguita in data: 20/01/2023

Profondità prova: 10,00 mt

Località: PONTEVICO - VIA FOPPA

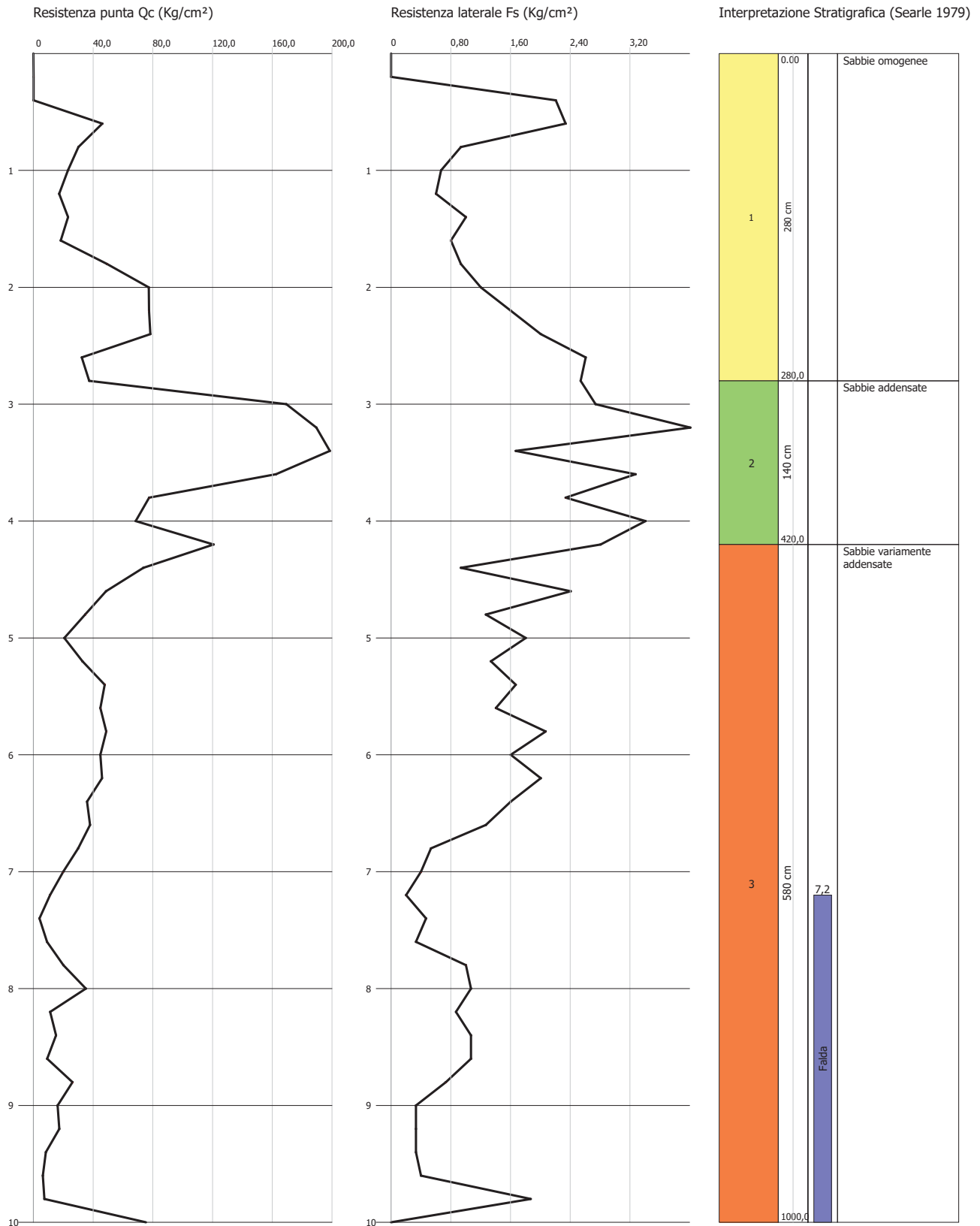
Profondità (m)	Letture punta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Letture laterale (Kg/cm <sup>2</sup> )	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	0,00	0,0	0,138	0,0		0,0
0,40	0,00	0,0	0,138	2,2	0,063	1594,2
0,60	46,00	79,0	46,138	2,333	19,776	5,1
0,80	30,00	65,0	30,138	0,933	32,302	3,1
1,00	23,00	37,0	23,138	0,667	34,69	2,9
1,20	17,00	27,0	17,276	0,6	28,793	3,5
1,40	23,00	32,0	23,276	1,0	23,276	4,3
1,60	18,00	33,0	18,276	0,8	22,845	4,4
1,80	49,00	61,0	49,276	0,933	52,815	1,9
2,00	77,00	91,0	77,276	1,2	64,397	1,6
2,20	77,00	95,0	77,414	1,6	48,384	2,1
2,40	78,00	102,0	78,414	2,0	39,207	2,6
2,60	32,00	62,0	32,414	2,6	12,467	8,0
2,80	37,00	76,0	37,414	2,533	14,771	6,8
3,00	169,00	207,0	169,414	2,733	61,988	1,6
3,20	189,00	230,0	189,552	4,067	46,607	2,1
3,40	198,00	259,0	198,552	1,667	119,107	0,8
3,60	162,00	187,0	162,552	3,267	49,756	2,0
3,80	77,00	126,0	77,552	2,333	33,241	3,0
4,00	68,00	103,0	68,552	3,4	20,162	5,0
4,20	120,00	171,0	120,69	2,8	43,104	2,3
4,40	73,00	115,0	73,69	0,933	78,982	1,3
4,60	48,00	62,0	48,69	2,4	20,288	4,9
4,80	34,00	70,0	34,69	1,267	27,38	3,7
5,00	20,00	39,0	20,69	1,8	11,494	8,7
5,20	32,00	59,0	32,828	1,333	24,627	4,1
5,40	47,00	67,0	47,828	1,667	28,691	3,5
5,60	44,00	69,0	44,828	1,4	32,02	3,1
5,80	48,00	69,0	48,828	2,067	23,623	4,2
6,00	44,00	75,0	44,828	1,6	28,018	3,6
6,20	45,00	69,0	45,966	2,0	22,983	4,4
6,40	35,00	65,0	35,966	1,6	22,479	4,4
6,60	37,00	61,0	37,966	1,267	29,965	3,3
6,80	29,00	48,0	29,966	0,533	56,221	1,8
7,00	19,00	27,0	19,966	0,4	49,915	2,0
7,20	10,00	16,0	11,104	0,2	55,52	1,8
7,40	3,00	6,0	4,104	0,467	8,788	11,4
7,60	8,00	15,0	9,104	0,333	27,339	3,7
7,80	19,00	24,0	20,104	1,0	20,104	5,0
8,00	34,00	49,0	35,104	1,067	32,9	3,0
8,20	10,00	26,0	11,242	0,867	12,967	7,7
8,40	14,00	27,0	15,242	1,067	14,285	7,0
8,60	8,00	24,0	9,242	1,067	8,662	11,5
8,80	25,00	41,0	26,242	0,733	35,801	2,8
9,00	15,00	26,0	16,242	0,333	48,775	2,1
9,20	16,00	21,0	17,38	0,333	52,192	1,9
9,40	7,00	12,0	8,38	0,333	25,165	4,0
9,60	5,00	10,0	6,38	0,4	15,95	6,3
9,80	6,00	12,0	7,38	1,867	3,953	25,3
10,00	74,00	102,0	75,38	0,0		0,0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs Media (Kg/cm <sup>2</sup> )	Gamma Medio (t/m <sup>3</sup> )	Comp. Geotecnico	Descrizione
2,80	36,48	1,386	1,3	Incoerente	Sabbie omogenee
4,20	140,981	2,895	1,1	Incoerente	Sabbie addensate
10,00	28,943	1,046	1,1	Incoerente	Sabbie variamente addensate

Probe CPT - Cone Penetration Nr.1  
 Strumento utilizzato PAGANI 100 kN

Committente: RISTORANTE PIZZERIA AL VELIERO  
 Cantiere: PONTEVICO - VIA FOPPA  
 Località:

Data: 20/01/2023



## Prova P1 - ubicazione

Località: Pontevico (BS) - Via Vincenzo Foppa 29  
Committente: Ristorante Pizzeria "Al Veliero"



PROVA ... Nr.2

Committente: RISTORANTE PIZZERIA AL VELIERO

Strumento utilizzato: PAGANI 100 kN

Prova eseguita in data: 20/01/2023

Profondità prova: 10,00 mt

Località: PONTEVICO - VIA FOPPA

Profondità (m)	Letture punta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Letture laterale (Kg/cm <sup>2</sup> )	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertman n)
0,20	0,00	0,0	0,138	0,0		0,0
0,40	0,00	0,0	0,138	1,4	0,099	1014,5
0,60	35,00	56,0	35,138	0,733	47,937	2,1
0,80	32,00	43,0	32,138	1,0	32,138	3,1
1,00	26,00	41,0	26,138	0,6	43,563	2,3
1,20	30,00	39,0	30,276	0,667	45,391	2,2
1,40	24,00	34,0	24,276	0,6	40,46	2,5
1,60	23,00	32,0	23,276	0,667	34,897	2,9
1,80	22,00	32,0	22,276	0,933	23,876	4,2
2,00	28,00	42,0	28,276	0,8	35,345	2,8
2,20	44,00	56,0	44,414	1,067	41,625	2,4
2,40	50,00	66,0	50,414	1,2	42,012	2,4
2,60	58,00	76,0	58,414	1,0	58,414	1,7
2,80	77,00	92,0	77,414	1,933	40,049	2,5
3,00	32,00	61,0	32,414	2,667	12,154	8,2
3,20	31,00	71,0	31,552	1,733	18,207	5,5
3,40	43,00	69,0	43,552	1,533	28,41	3,5
3,60	52,00	75,0	52,552	1,933	27,187	3,7
3,80	42,00	71,0	42,552	1,267	33,585	3,0
4,00	59,00	78,0	59,552	1,2	49,627	2,0
4,20	45,00	63,0	45,69	1,2	38,075	2,6
4,40	25,00	43,0	25,69	1,8	14,272	7,0
4,60	38,00	65,0	38,69	1,6	24,181	4,1
4,80	54,00	78,0	54,69	1,2	45,575	2,2
5,00	40,00	58,0	40,69	2,533	16,064	6,2
5,20	56,00	94,0	56,828	1,733	32,792	3,0
5,40	47,00	73,0	47,828	1,667	28,691	3,5
5,60	51,00	76,0	51,828	1,933	26,812	3,7
5,80	56,00	85,0	56,828	3,4	16,714	6,0
6,00	41,00	92,0	41,828	2,067	20,236	4,9
6,20	51,00	82,0	51,966	2,0	25,983	3,8
6,40	45,00	75,0	45,966	1,8	25,537	3,9
6,60	48,00	75,0	48,966	2,467	19,848	5,0
6,80	46,00	83,0	46,966	1,867	25,156	4,0
7,00	47,00	75,0	47,966	2,467	19,443	5,1
7,20	29,00	66,0	30,104	1,067	28,214	3,5
7,40	81,00	97,0	82,104	3,2	25,658	3,9
7,60	115,00	163,0	116,104	2,867	40,497	2,5
7,80	93,00	136,0	94,104	2,133	44,118	2,3
8,00	100,00	132,0	101,104	2,933	34,471	2,9
8,20	90,00	134,0	91,242	2,867	31,825	3,1
8,40	70,00	113,0	71,242	2,267	31,426	3,2
8,60	72,00	106,0	73,242	1,933	37,89	2,6
8,80	89,00	118,0	90,242	1,467	61,515	1,6
9,00	93,00	115,0	94,242	1,867	50,478	2,0
9,20	65,00	93,0	66,38	1,667	39,82	2,5
9,40	63,00	88,0	64,38	1,6	40,238	2,5
9,60	53,00	77,0	54,38	1,6	33,988	2,9
9,80	58,00	82,0	59,38	1,467	40,477	2,5
10,00	52,00	74,0	53,38	0,0		0,0

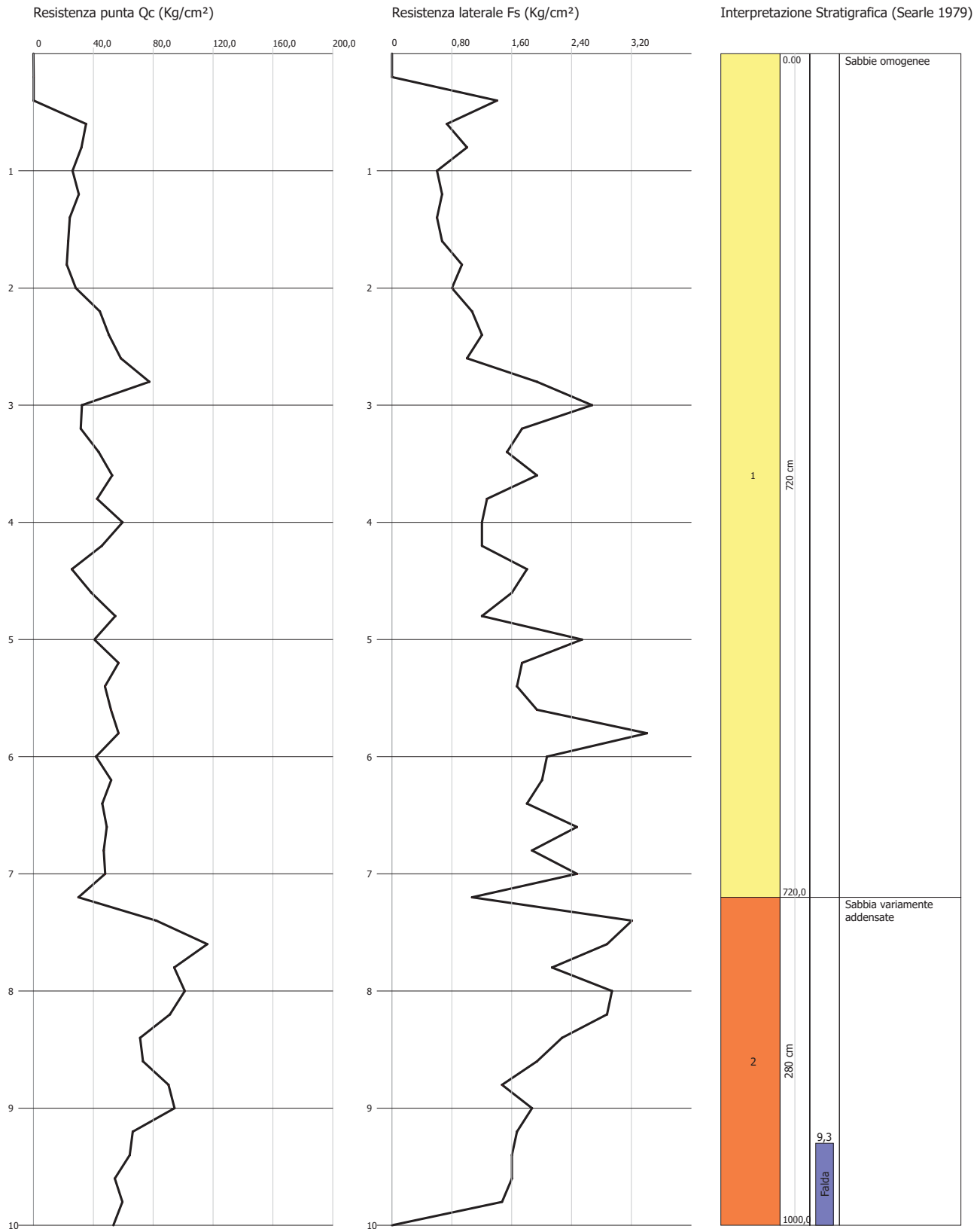
---

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs Media (Kg/cm <sup>2</sup> )	Gamma Medio (t/m <sup>3</sup> )	Comp. Geotecnico	Descrizione
7,20	40,206	1,493	1,1	Incoerente	Sabbie omogenee
10,00	79,395	1,991	1,1	Incoerente	Sabbia variamente addensate

Probe CPT - Cone Penetration Nr.2  
Strumento utilizzato PAGANI 100 kN

Committente: RISTORANTE PIZZERIA AL VELIERO  
Cantiere: PONTEVICO - VIA FOPPA  
Località:

Data: 20/01/2023



## Prova P2 - ubicazione

Località: Pontevico (BS) - Via Vincenzo Foppa 29

Committente: Ristorante Pizzeria "Al Veliero"



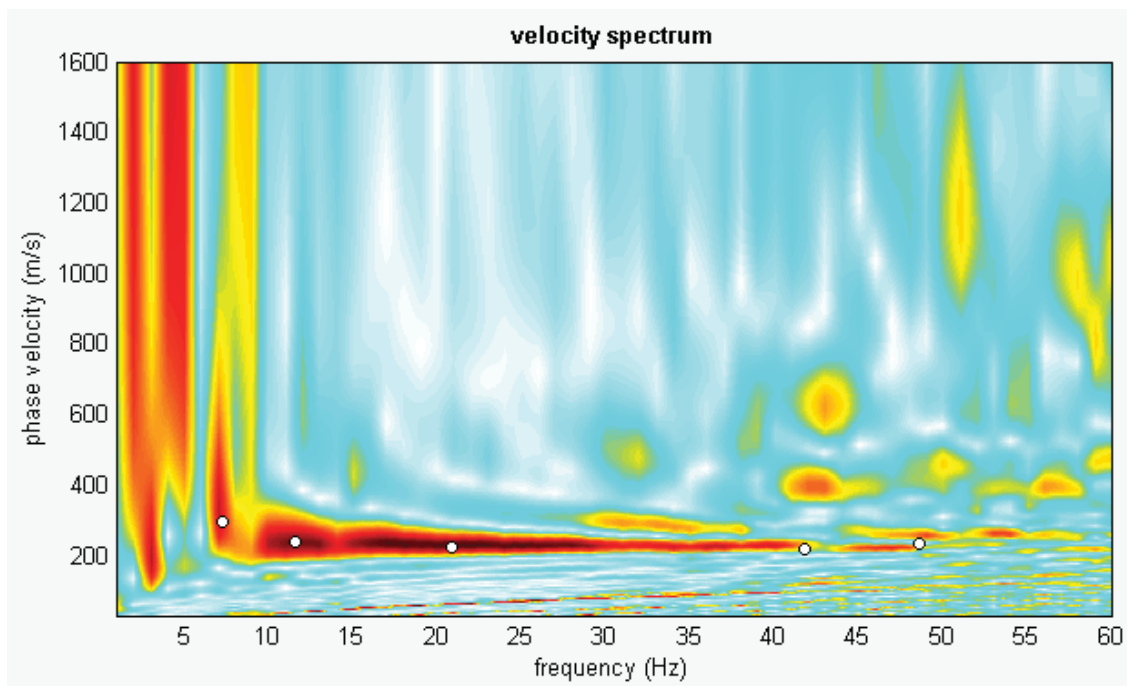
## 4.2 MASW 2: Piazza Mazzini

La figura di seguito riportata mostra l'ubicazione della sezione MASW



La figura successiva mostra l'immagine di dispersione della sezione MASW acquisita in campagna, ossia lo spettro delle velocità di fase calcolato sull'insieme di tutte le tracce registrate dai geofoni posizionati lungo lo stendimento. Sovrapposto alla medesima immagine è presente anche il picking dei diversi modi che sono stati identificati (curve di dispersione dei modi).

La modellazione diretta sulla base dello spettro di velocità e/o il processo di inversione di tali curve porta all'ottenimento della curva di dispersione interpretata e da questa al più probabile profilo verticale delle onde di taglio  $V_s$ , da cui si ricava infine il parametro  $V_{s30}$ , come richiesto dalla normativa.

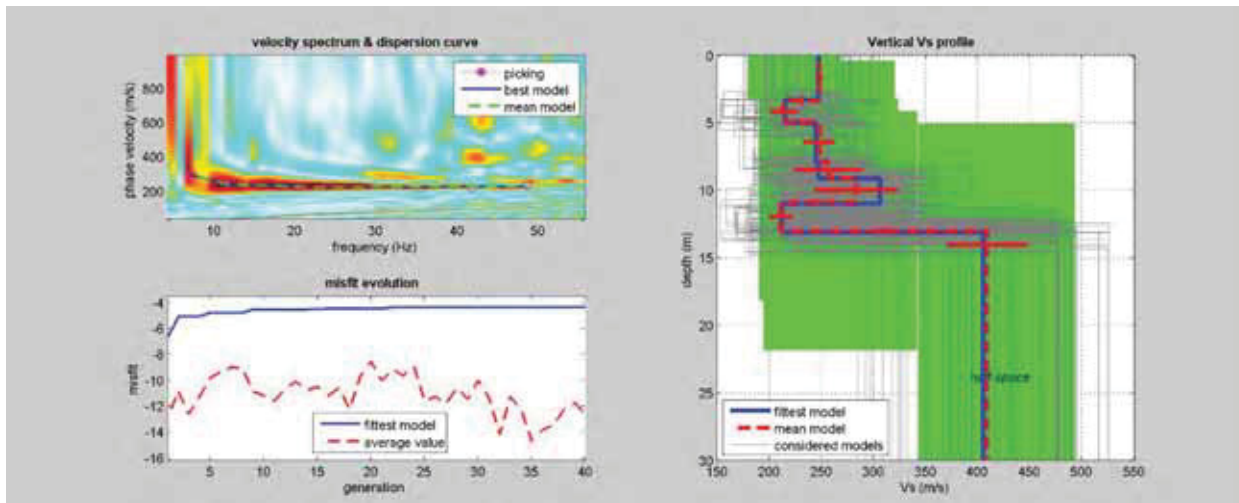


*Spettro delle velocità di fase e picking dei modi*

E' sempre bene tenere in considerazione che differenti modelli di velocità delle onde di taglio possono portare al medesimo risultato del parametro  $V_{s30}$ ; ciò significa che senza un'adeguata disponibilità di dati stratigrafici attendibili

il parametro di legge calcolato risulta significativo, mentre l'esatta distribuzione delle velocità in funzione della profondità è da considerarsi in qualche modo indicativa.

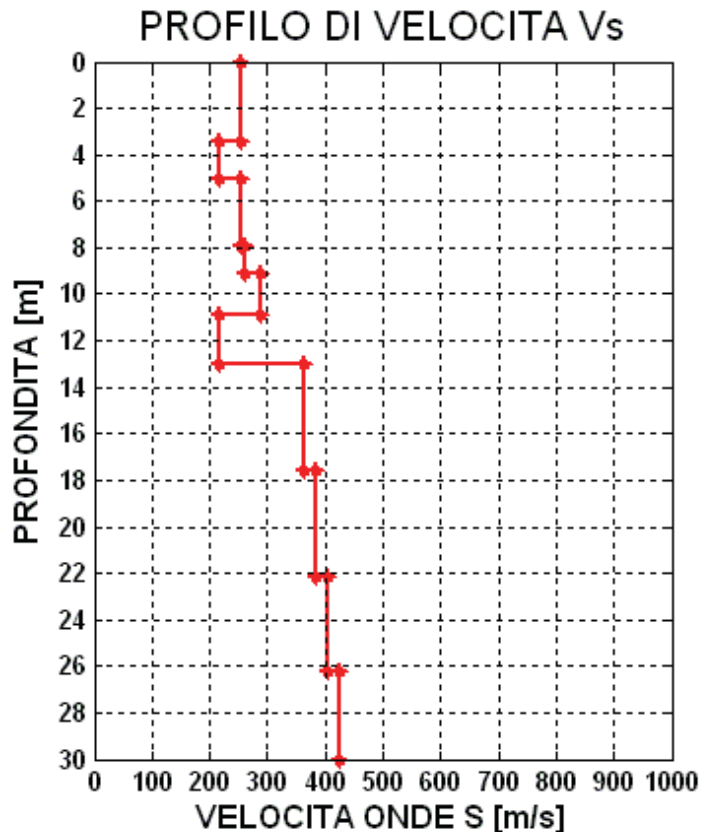
Si mostra, nella figura che segue, la convergenza del 'Misfit' verso un valore minimo, al progredire del calcolo di inversione:



Andamento del **Misfit** durante il processo di inversione delle curve di picking e risultati finali

Nel grafico successivo viene presentato il profilo delle velocità di taglio Vs in funzione della profondità. Esso è prodotto al termine del calcolo di inversione delle curve di picking per il caso con sorgente esterna posizionata a **10 m** dall'ultimo geofono. Il calcolo viene effettuato sfruttando un algoritmo genetico.

Prova MASW - valore di Vs30 calcolato pari a 312 m/s:



Profilo finale delle velocità di taglio Vs

I valori numerici stimati per strato per il modello medio sono i seguenti:

Strato	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Vs (m/s)	253.0	218.3	253.0	262.1	288.7	215.2	363.7	384.3	404.9	425.5
Spessore (m)	3.4	1.6	2.9	1.2	1.8	2.1	4.6	4.6	4.1	3.7
MTaglio (MPa)	117.0	85.0	116.0	125.0	156.0	83.0	277.7	304.8	321.7	338.6

## 5 CALCOLO DEL FATTORE DI AMPLIFICAZIONE

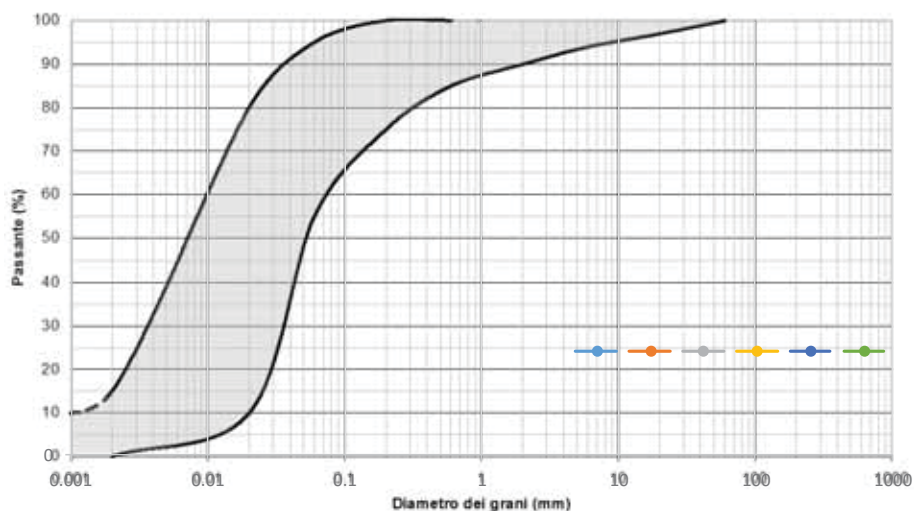
Il periodo proprio del sito T necessario per l'utilizzo della scheda di valutazione è calcolato considerando tutta la stratigrafia fino alla profondità in cui il valore della velocità Vs è uguale o superiore a 800 m/s ed utilizzando la seguente equazione:

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

dove hi e Vsi sono lo spessore e la velocità dello strato i-esimo del modello.

La tipologia geologicamente più consona per il territorio in esame è costituita dalla limoso-sabbiosa tipo 2.

### EFFETTI LITOLOGICI – SCHEDA LITOLOGIA LIMOSO – SABBIOSA TIPO 2 FUSO GRANULOMETRICO INDICATIVO

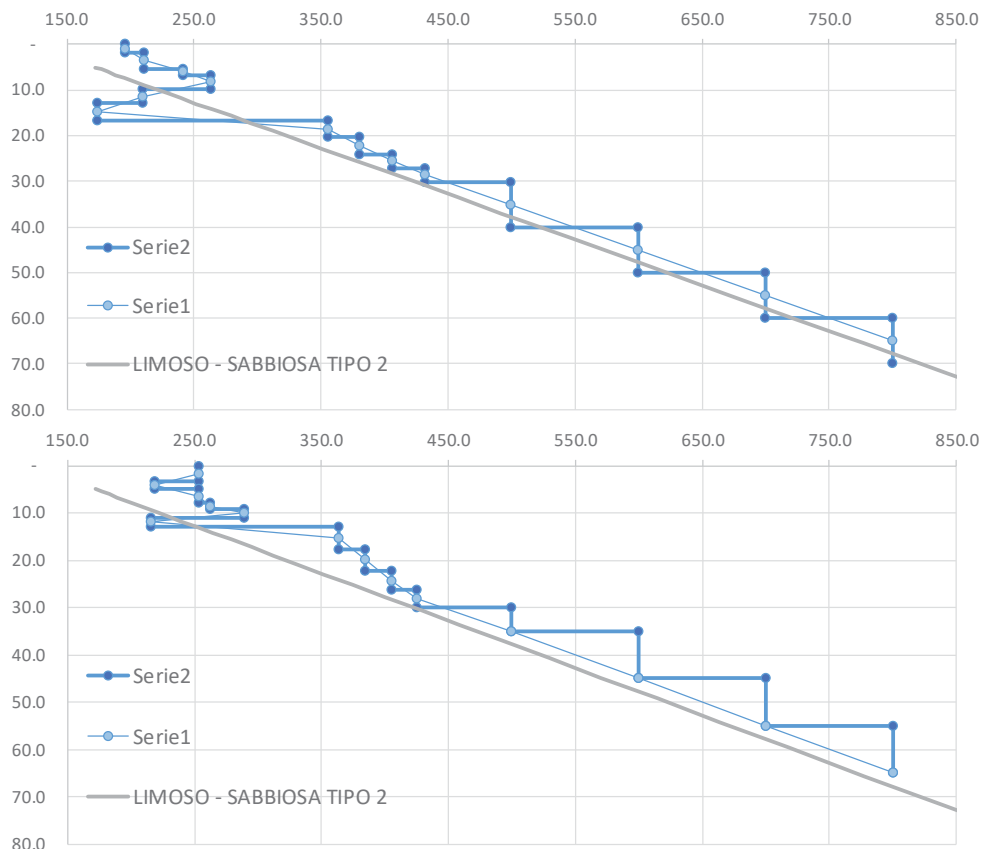


Il profilo di velocità sperimentale viene confrontato con quello associato alla litologia individuata. In mancanza del raggiungimento del bedrock ( $Vs \geq 800$  m/s) con le indagini è possibile ipotizzare un opportuno gradiente di Vs con la profondità sulla base dei dati ottenuti dall'indagine, tale da raggiungere il valore di 800 m/s. Il valore che si ottiene è di seguito riportato.

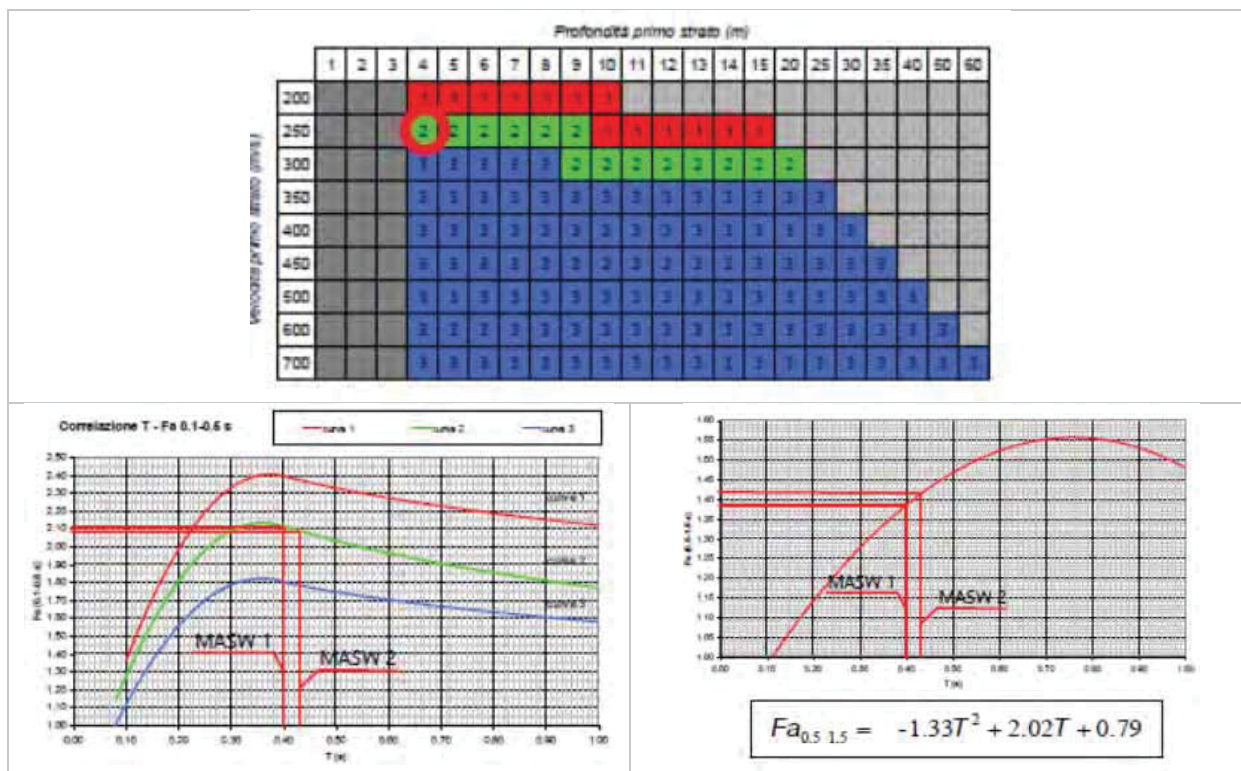
Il profilo di velocità delle onde di taglio con la profondità del terreno è compatibile con l'andamento della curva proposta nell'Allegato 5 alla DGR 2616/11 per la litologia di riferimento evidenziata nel grafico seguente.

Analisi della risposta sismica locale

Comune di Ponteviso (BS)



Il valore di Vs per il primo sismostrato (4 m equivalenti) è compreso tra 200 m/s e 250 m/s, pertanto secondo il grafico di seguito riportato, il Fattore di amplificazione va calcolato utilizzando la curva indicata.



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

Si ottengono i seguenti valori del fattore di amplificazione per i due siti, che di seguito vengono messi a confronto con i fattori di amplificazione soglia per il territorio comunale.

COMUNE	INTERVALLO	MASW 1		MASW 2		Valori soglia			
		T	Valori calcolati	T	Valori calcolati	B	C	D	E
PONTEVICO	0.1 - 0.5	0.430	2.1	0.396	2.1	1.4	1.8	2.2	1.9
	0.5 - 1.5		1.4		1.4	1.7	2.4	4.1	3.0

## 6 CONCLUSIONI E CONSIDERAZIONI

L’analisi delle onde di Rayleigh a partire dai dati di sismica attiva (MASW) ha consentito di determinare il profilo verticale delle velocità Vs e, di conseguenza, del parametro Vs30, che risulta pari a circa 262 – 312 m/s rispettivamente per la masw 1 e 2 (considerando come riferimento il piano di campagna).

Rispetto alle norme tecniche per le costruzioni (DM 14 gennaio 2008, ex DM 14 settembre 2005) le masw rientrano nella categoria C “Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT30 < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < cu30 < 250$  kPa nei terreni a grana fina).”

In entrambi i casi il fattore di amplificazione calcolato (FAC) è superiore al fattore di amplificazione Soglia per il territorio Comunale.

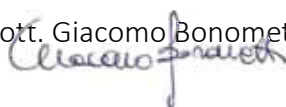
$$FAC > FAS$$

Pertanto, in sede progettuale, si dovrà procedere alle indagini ed agli approfondimenti di 3° livello o, in alternativa, utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria D.

Brescia, lì 18/03/2019

GEOLAB SRL

Elaborazione dati: Dott. Giacomo Bonometti



Tecnico Responsabile

