

# COMUNE DI LAVAGNO

Provincia di Verona



Il Direttore Tecnico  
Ing. Domenico MUZZUPAPPA

COPERTURA PIAZZALE ANTISTANTE LA SEDE  
BANDA COMUNALE PRESSO LA SCUOLA  
SECONDARIA DI 1° GRADO DON LORENZO  
MILANI

## ESECUTIVO

MODIF.	1		PROT. DIS. N°
	2		SOSTITUISCE IL N°
	3		SOSTITUITO DAL N°

OGGETTO DEL DISEGNO:

**RELAZIONE GEOLOGICA**

ALL. N. :

**G07**

SCALA

**VARIE**

IL RUP:  
ARCH. FRANCESCA GRATTONI

VERONA Settembre 2021

# COMUNE DI LAVAGNO

PROVINCIA DI VERONA

## ***Progetto per la realizzazione del Polo Scolastico Primario di Lavagno***

### **RELAZIONE GEOLOGICA con indicazioni di carattere geotecnico**

Dott. Geol.  
Davide Dal Degan



Data  
07 agosto 2015

**DAVIDE DAL DEGAN**  
**GEOLOGO**  
GEOLOGIA – GEOTECNICA – AMBIENTE

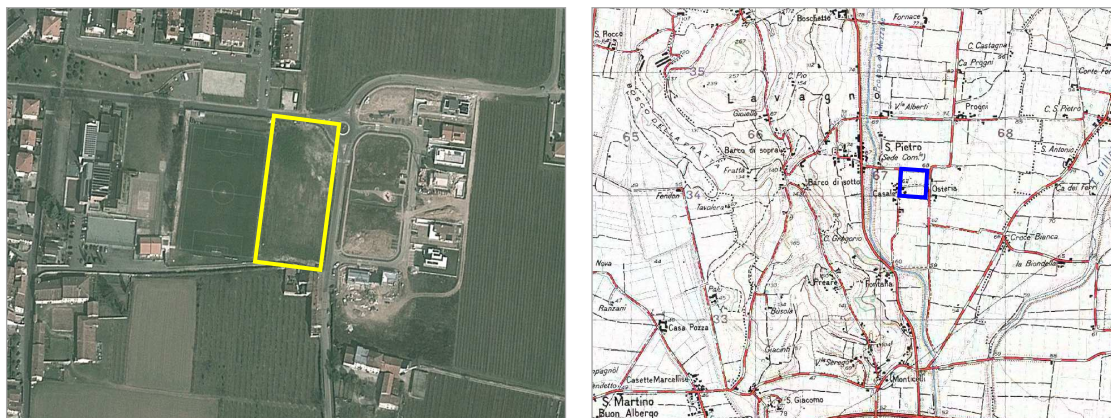
Via Strà n. 116 - 37042 - Caldiero (Verona)  
Tel. Fax. 0457650996 - Cell. 3483680529  
e - mail: [geologo.daldegan@gmail.com](mailto:geologo.daldegan@gmail.com)  
pec: [davidedaldegan@epap.sicurezzapostale.it](mailto:davidedaldegan@epap.sicurezzapostale.it)

## **INDICE**

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>2</b>
<b>2. RELAZIONE GEOLOGICA .....</b>	<b>3</b>
2.1. LINEAMENTI GEOGRAFICI E GEOMORFOLOGICI .....	3
2.2. DESCRIZIONE DELLE INDAGINI .....	4
2.3. MODELLO GEOLOGICO LOCALE.....	4
2.4. PERICOLOSITÀ IDRAULICA E GEOLOGICA.....	6
<b>3. INDICAZIONI DI CARATTERE GEOTECNICO .....</b>	<b>7</b>
3.1. INTERVENTO IN PROGETTO .....	7
3.2. INTERPRETAZIONE DELLE PROVE.....	7
3.3. MODELLO GEOTECNICO LOCALE .....	11
3.4. CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'AREA .....	12
3.5. ANALISI SISMICA LOCALE .....	12
3.6. SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE .....	14
3.7. STIMA DEL CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE – TERRENO (CAPACITÀ PORTANTE - SLU).....	15
3.8. VALUTAZIONE INDICATIVA DEI CEDIMENTI (CARICHI DI ESERCIZIO - SLE) .....	16
3.9. CONSIDERAZIONI SULLA STABILITÀ DEGLI SCAVI .....	18
<b>4. CONSIDERAZIONI FINALI .....</b>	<b>18</b>
<b>5. BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>19</b>
<b>6. CARTOGRAFIA .....</b>	<b>19</b>
<b>7. ALLEGATI .....</b>	<b>19</b>

## 1. PREMESSA

La presente relazione, redatta su incarico dell'**Amministrazione Comunale di Lavagno**, riguarda la caratterizzazione geologica dell'area riportata in Figura 1, in cui è prevista la realizzazione del nuovo Polo Scolastico Primario.



**Figura 1.** A sinistra, immagine estratta da [Google Maps](#) con ubicazione dell'area e, a destra, corografia fuori scala estratta dalla Carta Topografica d'Italia I.G.M.

Lo scopo principale del presente rapporto è di riportare i risultati delle indagini condotte, in modo da fornire gli elementi tecnici utili alla scelta delle soluzioni progettuali ritenute più idonee in rapporto alle caratteristiche geologiche locali.

Tale elaborato è stato svolto in ottemperanza al **D.M. 14 Gennaio 2008 “Norme tecniche per le costruzioni”**, facendo riferimento alla **Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici del 02 Febbraio 2009, n. 617**, contenente le istruzioni per l'applicazione delle NTC.

Lo studio si è articolato nei seguenti punti:

- 1) sopralluogo e raccolta dati;
- 2) esecuzione di n. 1 sondaggio a carotaggio continuo (realizzato il 05.08.15);
- 3) esecuzione di n. 2 prove penetrometriche statiche CPT e di n. 4 prove penetrometriche dinamiche superpesanti DPSH (realizzate il 06.08.15);
- 4) caratterizzazione sismica del sottosuolo attraverso l'esecuzione di n. 2 stendimenti geofisici di sismica passiva (Re.Mi.) e di n. 1 registrazione di rumore sismico ambientale mediante Tromino® (realizzate il 03.08.15);
- 5) stesura della presente relazione tecnica cui sono allegati:

- |   |                |
|---|----------------|
| <input type="checkbox"/> Corografia                                       | Scala 1:5.000  |
| <input type="checkbox"/> Carta Geologica Generale                         | Scala 1:20.000 |
| <input type="checkbox"/> Stratigrafia del sondaggio a carotaggio continuo |                |
| <input type="checkbox"/> Documentazione fotografica del sondaggio         |                |
| <input type="checkbox"/> Restituzione dati delle prove penetrometriche    |                |
| <input type="checkbox"/> Relazione allegata alle indagini geofisiche      |                |



## 2. RELAZIONE GEOLOGICA

### 2.1. Lineamenti geografici e geomorfologici

I terreni in studio sono ubicati tra Via Osteria, Via Brolo Vecchio e Via Palazzina, ai margini orientali di San Pietro di Lavagno, ad una quota compresa tra 65 m s.l.m. e 67 m s.l.m. (cfr. allegato n. 1).

La **morfologia** è quella tipica delle valli lessinee, caratterizzate da dorsali con roccia subaffiorante nella parte sommitale e sui fianchi, che confinano superfici detritiche terrazzate subpianeggianti nella parte basale ed una coltre detritico - alluvionale che colma i fondivalle sui quali si è impostata l'idrografia attuale. Il raccordo tra le piane torrentizie ed i rilievi è pertanto regolato dai rapporti intercorrenti tra le alluvioni che colmano i fondivalle ed i detriti che spesso sono presenti alla base dei versanti. La località in esame è posta sul fondo di una di queste valli, la Valle di Mezzane, su un'area subpianeggiante che, in generale, tende a degradare dolcemente verso Sud.

Dal punto di vista **litologico**, nella zona collinare di Lavagno affiorano i Calcari Eocenici descritti in bibliografia come Calcari Nummulitici, i calcari Cretacici della Scaglia Rossa ed i litotipi vulcanici Paleogenici rappresentati dai Basalti dei camini vulcanici e dei filoni e dalle Piroclastiti ed Epiclastiti basaltiche. Nel fondovalle, in corrispondenza dei luoghi in studio, sono invece presenti depositi alluvionali legati alle varie fasi erosivo - deposizionali che si sono succedute nel Quaternario e dovute, in questo caso, all'attività del Progno di Mezzane; talora, il passaggio dai rilievi alle alluvioni del fondovalle è rappresentato dai depositi derivanti dal disfacimento dei versanti o dalle vallecole tributarie del Mezzane, che fungono da raccordo tra questi ambiti geomorfologici (cfr. allegato n. 2).

Per quanto riguarda **la tettonica**, i principali lineamenti strutturali si presentano all'incirca con direzione N – S. Particolarmente importante è la Faglia di Castelvetro (NNW - SSE) ubicata ad Est, in Val d'Alpone, che divide le aree di affioramento delle rocce prevalentemente calcaree della Lessinia centro - occidentale da quelle principalmente vulcaniche dei rilievi orientali: anche le strutture tettoniche più importanti dell'area hanno circa questa direzione, tra cui la faglia di caratteristiche non precisate su cui sembra essersi impostata la Val d'Illasi. Inoltre, sono segnalate strutture di direzione associabili alla faglia Schio - Vicenza (NW - SE) ed altri lineamenti (ad es. SW – NE) che dislocano e condizionano la continuità delle faglie principali. A questi elementi deve essere aggiunta la presunta faglia di neotettonica che delimita il margine meridionale dei Monti Lessini e si sviluppa da Domegliara, in cui è rappresentata dalla faglia di S. Ambrogio, verso Caldiero e fino S. Bonifacio.

Dal punto di vista **idrografico**, la dorsale collinare posta ad Ovest dell'area funge da spartiacque tra la valle del Progno di Mezzane, ad oriente, e la valle di Marcellise, ad occidente, mentre i rilievi posti a Nord Est, a partire dalla Località Montecurto, separano la valle in esame da quella dell'Illasi. L'idrografia della zona è caratterizzata da un regime torrentizio, con lunghi e prolungati periodi di secca alternati ad episodi di piena coincidenti con eventi piovosi intensi e duraturi; il Mezzane, che passa ad Ovest dell'area, a circa 400 m, ed il Progno d'Illasi, che passa circa 1,4 km ad Est, sono i rappresentanti principali dell'idrografia locale.

Per quanto riguarda **l'idrogeologia**, il fondovalle risulta condizionato dalla permeabilità per porosità che caratterizza, in generale, i materiali costituenti il sottosuolo ed a cui consegue la circolazione sotterranea delle acque: l'alimentazione idrica ipogea deriva principalmente dai Lessini, dalle dispersioni dei progni e dei loro tributari e dalle infiltrazioni dirette provenienti dagli afflussi meteorici.

## 2.2. Descrizione delle indagini

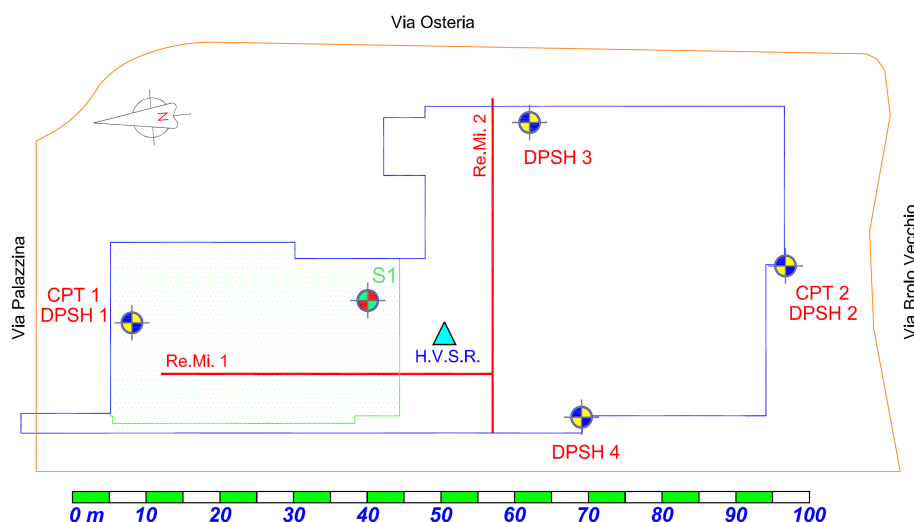
Per la descrizione della geologia è stato realizzato n. 1 sondaggio a carotaggio continuo, spinto fino alla profondità di 15 m (cfr. allegati n. 3a e 3b), n. 2 prove penetrometriche statiche CPT e n. 4 prove penetrometriche dinamiche superpesanti DPSH, spinte fino al raggiungimento del rifiuto strumentale (prof. massima raggiunta 7,8 m - cfr. allegato n. 4); inoltre, si sono considerati i dati ricavati da altri studi condotti dallo scrivente negli immediati dintorni dell'area.

Le prove CPT si sono interrotte superficialmente in entrambi i punti testati (CPT 1 tra 2,7 m e 3 m e CPT 2 a 1,6 m), per cui esse sono state approfondite con la realizzazione di prove penetrometriche dinamiche superpesanti DPSH, che sono state condotte lungo la stessa verticale partendo dal fondo delle CPT stesse.

Per tale motivo, le CPT non sono state considerate nel presente studio, anche se le porzioni superficiali delle verticali DPSH 1 e DPSH 2 sono state interpretate sulla base delle prove statiche (cfr. paragrafo 3.2).

Inoltre, per la caratterizzazione sismica del sito sono stati eseguiti n. 2 stendimenti geofisici di sismica passiva (Re.Mi.) e n. 1 registrazione di rumore sismico ambientale H.V.S.R. mediante Tromino® (cfr. allegato n. 5).

Le indagini sono state ubicate come riportato nella seguente Figura 2.



**Figura 2.** Ubicazione delle indagini eseguite.  
In blu lo sviluppo dell'intervento e, in verde, la porzione di struttura con interrato

## 2.3. Modello Geologico Locale

Dal punto di vista geomorfologico, l'area si sviluppa ai margini orientali del centro di San Pietro di Lavagno, in un territorio generalmente subpianeggiante che tende a degradare dolcemente verso meridione, in un contesto disturbato principalmente dalle attività colturali e da un modesto grado di urbanizzazione; dall'analisi cartografica, confrontata con lo stato dei luoghi, non è da escludere l'avvenuto rimodellamento del lotto attraverso il riporto di materiale, prevalentemente a Sud.

Dal punto di vista litologico, il **sondaggio** ha evidenziato un'alternanza di terreni prevalentemente grossolani ed a granulometria fine lungo tutta la verticale indagata (15 m): in particolare, al di sotto del terreno vegetale spesso circa 1,3 m, è stato intercettato un livello ghiaioso fino a circa 1,9 m dal piano campagna ed un orizzonte prevalentemente argilloso fino a 3,5 m. A seguire, sono presenti terreni prevalentemente incoerenti (ghiaie con sabbie limose, sabbie e sabbie fini, sabbie fini debolmente limose / talora argillose) continuamente intercalate da limi argilloso sabbiosi e subordinatamente, a partire da 11,5 m, da argille limose / limi argillosi.

In aggiunta, le **prove penetrometriche** permettono di ipotizzare una distribuzione disomogenea dei terreni superficiali; la DPSH 2 e la DPSH 3 risultano ben correlabili tra di loro dalla profondità di circa 2 m, mentre la DPSH 1 ha restituito informazioni differenti, mancando il livello scadente prossimo al piano campagna. La DPSH 4, ripetuta in due punti, è stata interrotta a 2,1 m e permette di essere correlata alle porzioni superficiali del sondaggio a carotaggio continuo.

La continuità verticale delle alluvioni è desumibile dall'analisi di alcune stratigrafie di pozzi per acqua come, ad esempio, quella contenuta nel sito web dell'ISPRA e posizionata a Nord Est, ad una distanza di circa 550 m, che conferma la presenza di terreni alluvionali fino ad almeno 90 m dal piano campagna, evidenziando litologie prevalentemente ghiaiose dalla profondità di 13 m, poste al di sotto di "colluvium detritico in abbondante matrice argillosa" (Cod. ISPRA 162108).

Anche il profilo verticale della velocità delle onde di taglio  $V_s$  ( $V_s$ ), ricostruito con l'indagine geofisica e riportato a pag. 13, ha permesso di ricostruire indicativamente lo spessore delle alluvioni, evidenziando una copertura poco addensata e caratterizzata da una  $V_s$  di circa 190 m/s fino a circa 2,5 ÷ 3 m dal p.c. Per profondità maggiori e fino a circa 18 m dal p.c., si osserva un aumento del grado di rigidità del sottosuolo, in quanto le  $V_s$  si stabilizzano tra circa 280 m/s e 350 m/s. A seguire, si segnala un deciso aumento della velocità delle onde  $S$ , che raggiungono un valore di 500 m/s. Infine, il *bedrock geofisico* ( $V_s \approx 930 \div 950$  m/s), inteso come quel materiale che presenta una velocità  $V_s \geq 800$  m/s e che potrebbe rappresentare il substrato roccioso, è stato individuato a circa 100 m dal p.c.

In merito alle proprietà **idrogeologiche** del sottosuolo, le indagini hanno permesso di accertare che i terreni locali sono afferenti all'Acquifero alluvionale di fondovalle, a permeabilità per porosità generalmente medio bassa; nelle porzioni superficiali dell'acquifero si è constatata, a seguito dell'esecuzione delle prove, l'assenza di falda idrica attiva, in conformità con i dati desunti dalla bibliografia e da altri studi condotti dallo scrivente nell'area, che riportano la superficie piezometrica ad una profondità pari o superiore a circa 20 m dal piano campagna. Infatti, il quadro conoscitivo del P.A.T.I. riporta la misura della falda in un pozzo vicino al confine Sud Est ad una profondità di 20 m; in agosto 2015, il livello della falda non è stato intercettato e tale pozzo risultava asciutto fino ad almeno 20 m.

I risultati del sondaggio a carotaggio continuo e delle prove penetrometriche, permettono quindi di riassumere schematicamente il modello geologico locale come indicato nella seguente Tab. 1.

STRATO	Prof. dal piano campagna (m)	Litologia
<b>A</b>	0,0 – (1,3 ÷ 1,6)	Terreno vegetale, rimaneggiato superficialmente, costituito da limi sabbiosi con raro ghiaietto, localmente coperto da riporto
<b>B</b>	(1,3 ÷ 1,6) – 1,9	Ghiaie con sabbie limose e ciottoli, di colore biancastro, localmente assenti
<b>C</b>	1,9 – 3,5	Argille limose / limi argillosi, con raro ghiaietto incluso, limi argilloso sabbiosi e sabbie argilloso limose, di colore giallastro. Localmente assenti
<b>D</b>	3,5 – 5,0	Sabbie fini e sabbie medie, debolmente limose, di color nocciola, intercalate da lenti ghiaiose o prevalentemente argillose
<b>E</b>	5,0 – 8,9	Ghiaie con sabbie e ciottoli, ghiaie con sabbie limose e ciottoli, di colore biancastro e nocciola, intercalate da orizzonti lentiformi di terreni fini tra 5 m e 7 m
<b>F</b>	8,9 – 14,8	Alternanza di limi sabbioso argillosi e sabbie fini debolmente limose, intercalate da ghiaie con sabbie e ciottoli tra 12,6 m e 14 m
<b>G</b>	14,8 – 15,0	Ghiaie con sabbie e ciottoli

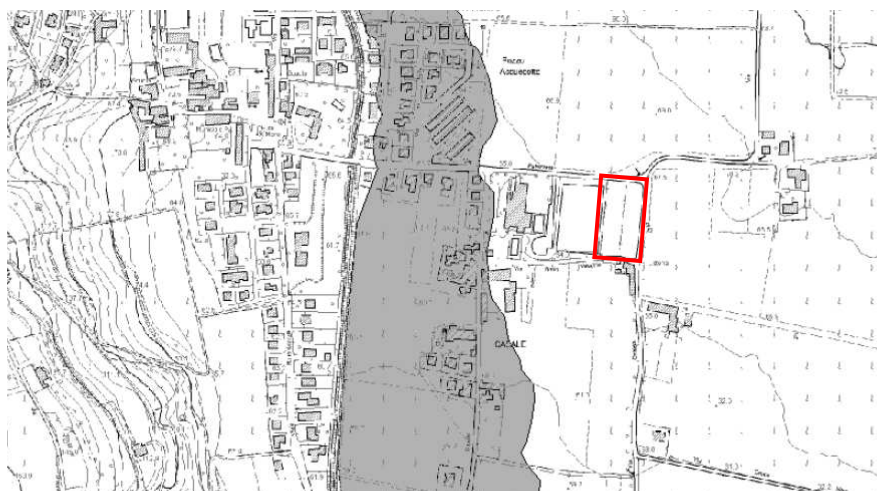
**Tab. 1. Stratigrafia schematica dell'area esaminata**

## 2.4. Pericolosità idraulica e geologica

Come detto in precedenza, il Prognò di Mezzane, che scorre arginato artificialmente ad Ovest dell'area e che all'atto delle indagini risultava secco, è il rappresentante principale dell'idrografia locale; inoltre, si segnala la presenza del Fosso S. Ambrogio, che scorre intubato lungo il lato monte della Strada Provinciale n. 16, ad Ovest.

Ad ogni modo, dall'analisi delle tavole A.4.37/II e A.4.40 aggiornate a Gennaio 2015 (Perimetrazione delle aree a diverso grado di pericolosità idraulica) del "Piano stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico" del Bacino dell'Adige, si evince che l'area di intervento non ricade all'interno delle zone segnalate nella perimetrazione della pericolosità idraulica.

Le nuove "Zone di attenzione" (*Porzioni di territorio ove vi sono informazioni di possibili condizioni di pericolo cui non è stata associata alcuna classe di pericolosità*) sono riportate più ad Ovest, in direzione del Prognò di Mezzane (indicate in grigio nell'immagine sottostante, estratta dalle tavole di cui sopra).

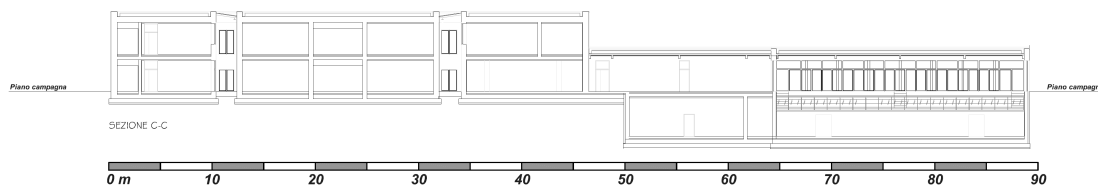


La "Carta delle Fragilità" allegata al Piano Territoriale Provinciale di Verona (P.T.P. - Foglio 124 so - scala 1:20.000) non riporta "pericolosità idrauliche" per la zona di intervento, se non per quanto riguarda le indicazioni legate alla tutela delle acque. Invece, l'area posta ad Ovest degli impianti sportivi è inserita tra gli "ambiti di attenzione idraulica" (Art. 11) ovvero tra le zone che "... comprendono aree soggette a fenomeni di sifonamento e aree situate in corrispondenza di particolari depressioni topografiche, paleoalvei e zone vallive, soggette a sommersione per innalzamento della falda o ristagno idrico superficiale per difficoltà di drenaggio".

### 3. INDICAZIONI DI CARATTERE GEOTECNICO

#### 3.1. Intervento in progetto

Il progetto prevede la realizzazione del Nuovo Polo Scolastico che si svilupperà su una superficie complessivamente pari a circa 3.200 mq ed avrà lo sviluppo planimetrico riprodotto in Figura 2; la porzione Sud dell'edificio sarà realizzata su due piani fuori terra (senza interrati), mentre la porzione Nord della struttura si svilupperà prevalentemente su un unico piano, parzialmente interrato (palestra) ed in parte su un piano interrato ed un piano fuori terra (cfr. sezione sottostante).



#### 3.2. Interpretazione delle prove

La parametrizzazione geotecnica dei terreni è stata fatta sulla base dei risultati delle prove S.P.T. eseguite, a varie profondità, all'interno del foro di sondaggio, delle prove speditive realizzate sulle carote estratte mediante scissometro e penetrometro tascabili e sulla base dell'interpretazione delle prove penetrometriche.

##### SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO

Per eseguire il sondaggio a carotaggio continuo è stata impiegata una sonda a rotazione "Fraste FS 200" montata su camion e dotata di una torre di spinta alta 6 m.

Il carotaggio è stato eseguito con carotiere semplice avente diametro  $\varnothing = 101$  mm, mentre il sostegno delle pareti dei fori di sondaggio è stato realizzato allestendo tubazioni metalliche di rivestimento con  $\varnothing = 127$  mm e procedendo poi con il carotiere a diametro inferiore.

Nel corso del sondaggio sono state eseguite n. 6 prove S.P.T. (**Standard Penetration Test**) a profondità variabili, per determinare le qualità delle litologie costituenti il sottosuolo locale.

##### METODI DI INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN FORO

La prova S.P.T. è, allo stato attuale, la più conosciuta e la più praticata al mondo e, pertanto, ha trovato un vastissimo campo di applicazione in geotecnica. Il numero di colpi ottenuto per infiggere il campionatore ( $N_{spt}$ ) permette di valutare lo stato di addensamento e/o la consistenza dei terreni e, mediante alcune correlazioni bibliografiche, permette di caratterizzare geotecnicamente gli stessi.

La S.P.T. standardizzata si effettua facendo penetrare nel terreno, a percussione, attraverso una massa battente di peso e altezza di caduta standard, una punta aperta (Raymond) montata all'estremità di una batteria di aste cave: viste le litologie locali, che non permetterebbero sempre l'uso della punta Raymond, le prove sono state eseguite utilizzando anche la punta conica chiusa.

Si ricorda comunque che l'esecuzione della prova S.P.T. secondo le modalità classiche (campionatore Raymond – punta aperta) sarebbe sempre da preferire rispetto all'utilizzo della punta chiusa, come evidenziano alcune procedure che non consentono tale sostituzione.

La prova S.P.T. consiste nel rilevare il numero di colpi (rispettivamente  $N_1$ ,  $N_2$  ed  $N_3$ ) necessari per infiggere la punta per tre tratti successivi di 15 cm ciascuno. La resistenza alla penetrazione è caratterizzata dal numero di colpi richiesti per l'attraversamento degli ultimi due tratti, per complessivi 30 cm ( $N_{spt} = N_2 + N_3$ ).

È da rilevare che la prova penetrometrica dinamica S.P.T. viene interrotta, secondo le raccomandazioni A.G.I. (1977), in presenza di una delle seguenti condizioni (rifiuto):

$$N_1 > 50 \text{ colpi}$$

$$N_2 + N_3 > 100 \text{ colpi}$$

Il numero di colpi utilizzato per la stima dei parametri è stato affinato normalizzando i risultati della prova con l'introduzione di alcuni fattori correttivi (Skempton, 1986) che tengono conto del dispositivo utilizzato e del suo rendimento, delle caratteristiche del foro e del campionatore, della pressione efficace del terreno sovrastante e della profondità di prova (normalizzando secondo Jamiolkowski et al., 1985).

L'insieme di questi fattori concorre a determinare, inoltre, il valore dell'effettiva energia trasmessa dal maglio al campionatore e, pertanto, l'esito della prova stessa; assumendo un rendimento energetico medio  $E_{ri}$  dei macchinari pari al 60% e normalizzando i dati ottenuti ad un rapporto energetico standard del 60%, si ricavano i valori denominati  $N'_{spt 60}$ .

La normalizzazione delle S.P.T. di cui sopra ed i parametri geotecnici dei terreni testati sono stati ottenuti mediante l'utilizzo di un foglio di calcolo predisposto dallo scrivente, considerando per la parametrizzazione i metodi di seguito esposti; i risultati sono stati riportati in Tab. 2, dove si evidenziano il numero di colpi effettivamente misurato  $N_{spt}$  ed il numero di colpi  $N'_{spt 60}$ .

#### Angolo di resistenza al taglio $\Phi$

Per ottenere l'angolo di resistenza al taglio  $\Phi$  dalla prova S.P.T. in foro, si sono utilizzate più teorie di correlazione, anche attraverso le formule riportate in alcuni software specifici, confrontando i risultati con quelli di altri metodi esistenti in letteratura (ad es. De Mello, Peck – Hanson & Thornburn). Tali metodologie di calcolo sono state predisposte per le sabbie in genere ma, viste le modalità di penetrazione della punta (**avanzamento regolare**), si ritengono indicativamente valide anche per gli orizzonti prevalentemente ghiaiosi testati in questo studio che non hanno raggiunto il rifiuto strumentale. Per l'utilizzo di queste formule si è adottato il valore di  $N'_{spt 60}$ .

#### Coesione non drenata $C_u$

Nei terreni a prevalente comportamento coesivo, gli  $N_{spt}$  normalizzati sono stati utilizzati per estrapolare il valore della coesione non drenata  $c_u$ , applicando le correlazioni proposte da Terzaghi e Peck (1948) confrontate con altri metodi. Si fa comunque presente che, come riporta la letteratura specifica, i risultati delle prove S.P.T. nei terreni coesivi hanno un valore puramente indicativo (Cestari, 1990).

#### Densità relativa $D_r$ - Stato di addensamento $S$ – Stato di consistenza $C$

In funzione del numero di colpi è possibile risalire allo stato di addensamento  $S$  dei terreni incoerenti o di consistenza  $C$  di quelli coesivi, come indicato nelle figure della pagina seguente che riportano, per i terreni incoerenti, la tabella per la stima della densità relativa secondo la classificazione di Terzaghi e Peck e Skempton e, per i terreni coesivi, quella per la definizione dello stato di consistenza e della coesione non drenata.

Per la valutazione della  $D_r$  e dello stato di addensamento dei terreni si sono utilizzati i valori di  $N'_{spt 60}$ , riportando in Tab. 2 la definizione di  $S$  o  $C$  secondo le raccomandazioni A.G.I. del 1977.

#### Modulo edometrico $M$

Il modulo edometrico è stato ricavato con le formule di Stroud & Butler per i terreni coesivi e di Farrent per i terreni incoerenti.

$D_r$ %	0	15	35	50	65	85	100
<b>S</b>	molto sciolta	sciolta	media	addensata	molto addensa		
$N'_{(60)}$	0	3	8	15	25	42	58

Parametri geotecnici dei terreni coerenti			
Stato di consistenza	Numero dei colpi	Indice di consistenza	Coesione non drenata
Molto soffice	$N_{SPT} < 2$	$I_c$ circa 0	$C_u < 0.1$
Soffice	2-4	0-0.25	0.1-0.25
Plastico	4-8	0.25-0.5	0.25-0.5
Compatto	8-15	0.5-0.75	0.5-1.0
Molto compatto	15-30	0.75-1.0	1.0-2.0
Estrem. compatto	>30	>1.0	>2.0

I dati ottenuti dall'interpretazione delle prove S.P.T. sono, quindi, i seguenti:

Sondaggio	Prof. (m)	Comportamento prevalente	Punta	$N_{SPT}$	$N'_{SPT 60}$	$\phi$ (°)	$D_r$ (%)	$C_u$ (kPa)	M (MPa)	S / C
<b>S1</b>  Falda assente	3,0	Coesivo	Aperta	4	4 *	-	-	30	2	Moderatamente consistente
	6,0	Incoerente	Chiusa	Rif.	Rif.	-	-	-	-	-
	7,5	Incoerente	Chiusa	55	46,4	33	> 85	-	33	Addensato
	9,0	Coesivo	Aperta	5	3,8	-	-	30	2	Molle
	12,0	Incoerente	Aperta	19	13	29	45	-	9	Moderatamente addensato
	15,0	Incoerente	Chiusa	Rif.	Rif.	-	-	-	-	-

**Tab. 2. Parametri geotecnici ricavati dalle prove S.P.T. in foro**

$\phi$  = angolo di resistenza al taglio,  $D_r$  = densità relativa,  $C_u$  = coesione non drenata,  $M$  = modulo edometrico,  $S$  = stato di addensamento,  $C$  = stato di consistenza, \* = correzioni non applicate, Rif. = rifiuto all'avanzamento

#### PROVE SPEDITIVE

Come detto nelle note precedenti, le porzioni di carotaggio prevalentemente coesive sono state testate anche con prove speditive mediante scissometro e penetrometro tascabili, che hanno permesso di stimare indicativamente la coesione non drenata  $c_u$  e la resistenza alla compressione semplice  $q_u$ , come riportato nell'allegato.

#### PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SUPERPESANTI DPSH

Le prove penetrometriche dinamiche DPSH, eseguite in questo caso con penetrometro PAGANI TG 73 - 200, consistono nell'infiggere verticalmente nel terreno, per tratti successivi di 30 cm, una punta conica metallica posta all'estremità di una batteria d'aste di acciaio.

L'infissione avviene per battitura, facendo cadere da un'altezza costante (75 cm) un maglio di dato peso (73 kg) e contando i colpi necessari all'avanzamento della punta.

Per interpretare i risultati ottenuti e correlarli con le formule per la parametrizzazione geotecnica dei terreni, il numero di colpi ottenuto ( $N_p$ ) è stato convertito nel numero di colpi ottenibile con la prova SPT in foro ( $N_{SPT}$ ), applicando un coefficiente di trasformazione legato alle caratteristiche del penetrometro, seguendo le indicazioni della ditta Pagani e le correlazioni sperimentali esistenti in letteratura (Cestari, 1990).

Inoltre, il valore di  $N_{SPT}$  è stato normalizzato tenendo conto delle modalità di interpretazione delle prove SPT in foro.

Per ricavare il valore di angolo di resistenza al taglio  $\phi$  dei livelli incoerenti si sono confrontate tra loro varie formule desunte dalla bibliografia geotecnica.



Invece, come riporta la letteratura, le correlazioni basate sui risultati di tali prove in terreni prevalentemente coesivi hanno un valore puramente indicativo (Cestari, 1990), generalmente sottostimato: pertanto, la coesione non drenata  $c_u$  degli orizzonti interpretati come coesivi è stata ottenuta confrontando una serie di formule esistenti in letteratura (*Terzaghi e Peck – Sanglerat – DM 7*).

Il modulo edometrico è stato ricavato inizialmente con le formule di Stroud & Butler per i terreni coesivi e di Farrent per i terreni incoerenti.

I dati riepilogati in Tab. 3 rappresentano il valore **medio** dei parametri di ciascuno degli strati individuati e si rimanda all'allegato n. 4 per prendere visione dei grafici delle prove e dei risultati completi.

Si ricorda che le porzioni più superficiali della DPSH 1 e della DPSH 2 sono state interpretate sulla base delle prove penetrometriche statiche, per cui non è stato riportato il valore del numero di colpi misurato. Le prove CPT sono state riportate in allegato a fine testo, ma non sono state descritte in relazione vista la scarsa profondità indagata.

Lo spessore del livello definito come “riporto + vegetale” è stato interpretato osservando l'andamento della resistenza alla punta confrontato con l'esito del sondaggio a carotaggio continuo e deve essere verificato puntualmente all'apertura degli scavi, visto il possibile rimodellamento eseguito nel lotto. Il range dei moduli edometrici  $M$  deriva dall'incertezza nella modalità interpretativa della DPSH.

	Profondità (m)	Comportamento geotecnico presunto	$N_{pm}$	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$M$ (kg/cm <sup>2</sup> )
<b>DPSH 1</b> Falda assente	0,0 – 1,6	riporto + vegetale	-	-	-	-	-
	1,6 – 2,8	incoerente	-	18,0	-	30	75
	2,8 – 3,6	incoerente	57,0	19,0	-	33	470 - 600
	3,6 – 4,2	incoerente	15,0	18,0	-	30	125 - 150
	4,2 – 4,8	incoerente	64,0	19,0	-	34	525 - 600
<b>DPSH 2</b> Falda assente	0,0 – 1,6	riporto + vegetale	-	-	-	-	-
	1,6 – 1,8	incoerente	8,0	18,0	-	28	46 - 60
	1,8 – 4,5	coesivo	3,6	17,0	35	-	20 - 27
	4,5 – 5,1	incoerente	15,0	18,0	-	30	123 - 150
	5,1 – 6,6	coesivo	6,2	17,0	55	-	31 - 41
	6,6 – 7,2	incoerente	13,5	18,0	-	29	81 - 120
	7,2 – 7,8	incoerente	30,0	19,0	-	32	200 - 250
<b>DPSH 3</b> Falda assente	0,0 – 0,6	riporto + vegetale	11,0	17,0	-	-	-
	0,6 – 2,1	coesivo	5,8	17,0	55	-	33 - 43
	2,1 – 3,9	coesivo	2,8	17,0	30	-	16 - 21
	3,9 – 4,5	coesivo	6,5	17,0	65	-	37 - 49
	4,5 – 5,7	incoerente	22,8	18,0	-	31	169 - 230
	5,7 – 6,6	coesivo	7,3	17,0	60	-	36 - 56
	6,6 – 7,5	incoerente	39,5	19,0	-	33	267 - 350
<b>DPSH 4</b> Falda assente	0,0 – 1,5	riporto + vegetale	11,8	17,0	-	-	-
	1,5 – 2,1	incoerente	60,0	19,0	-	34	500 - 600

**Tab. 3. Parametri geotecnici ricavati dalle prove DPSH**

$N_{pm}$  = Numero di colpi medio –  $N_p$  misurati ogni 30 cm,  $\gamma_{nat}$  = Peso di volume naturale del terreno,  
 $c_u$  = Coesione non drenata,  $\phi$  = Angolo di resistenza al taglio,  $M$  = Modulo edometrico  
*In rosso le interpretazioni derivate dalle CPT*



### 3.3. Modello Geotecnico Locale

Sulla base dei dati finora esposti, si è fornito un modello geotecnico del sottosuolo descrivendo strati aventi caratteristiche granulometriche all'incirca omogenee, trascurando la copertura vegetale / riportata, interpretata fino alla profondità di 1,6 m, ma che potrebbe essere localmente superiore, presumibilmente nella porzione meridionale del lotto.

Vista la variabilità riscontrata, è stato ricostruito un modello geotecnico cautelativo derivante dal confronto tra il sondaggio S1 e le prove penetrometriche DPSH 2 e DPSH 3, più profonde.

Le caratteristiche meccaniche del sottosuolo sono state quindi schematizzate come nella tabella seguente, dove sono riportati i parametri geotecnici  $x_d$  di progetto secondo le due modellazioni M1 ed M2 previste dal D.M. 14 Gennaio 2008.

I valori di progetto  $x_d$  derivano dai valori caratteristici  $x_k$  stabiliti sulla base dell'interpretazione delle prove esposte in precedenza ed ottenuti da una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro stesso, stabilito sulla base dei tipi di verifica da eseguire.

	Strato	Prof. (m)	Comportamento meccanico prevalente	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_u$ (kPa)	$\phi_d$ (°)
<b>M1</b>	<b>A</b>	0,0 – 1,6	vegetale + riporto	17	-	-
	<b>B</b>	1,6 – 2,0	incoerente	18	-	28
	<b>C</b>	2,0 – 4,5	coesivo	17	30	-
	<b>D</b>	4,5 – 5,0	incoerente	18	-	30
	<b>E</b>	5,0 – 7,0	coesivo	17	50	-
	<b>F</b>	7,0 – 8,9	incoerente	19	-	33
	<b>G</b>	8,9 – 10,9	coesivo	17	30	-
	<b>H</b>	10,9 – 11,5	incoerente	18	-	29
	<b>I</b>	11,5 – 12,0	coesivo	17	50	-
	<b>L</b>	12,0 – 12,6	incoerente	18	-	29
	<b>M</b>	12,6 – 14,0	incoerente	19	-	33
	<b>N</b>	14,0 – 14,8	coesivo	17	40	-
	<b>O</b>	14,8 – 15,0	incoerente	19	-	33
<b>M2</b>	<b>A</b>	0,0 – 1,6	vegetale + riporto	17	-	-
	<b>B</b>	1,6 – 2,0	incoerente	19	-	23,0
	<b>C</b>	2,0 – 4,5	coesivo	17	21,4	-
	<b>D</b>	4,5 – 5,0	incoerente	19	-	24,8
	<b>E</b>	5,0 – 7,0	coesivo	17	35,7	-
	<b>F</b>	7,0 – 8,9	incoerente	19	-	27,5
	<b>G</b>	8,9 – 10,9	coesivo	17	21,4	-
	<b>H</b>	10,9 – 11,5	incoerente	18	-	23,9
	<b>I</b>	11,5 – 12,0	coesivo	17	35,7	-
	<b>L</b>	12,0 – 12,6	incoerente	18	-	23,9
	<b>M</b>	12,6 – 14,0	incoerente	19	-	27,5
	<b>N</b>	14,0 – 14,8	coesivo	17	28,6	-
	<b>O</b>	14,8 – 15,0	incoerente	19	-	27,5

**Tab. 4. Parametri geotecnici di progetto**

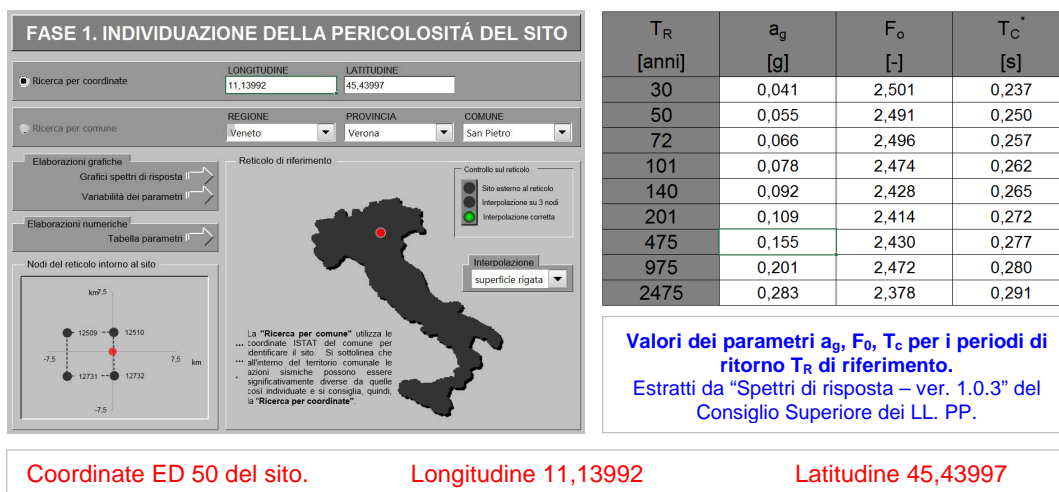
$\gamma_{nat}$  = Peso di volume del terreno,  $c_u$  = coesione non drenata,  
 $\phi_d$  = Angolo di resistenza al taglio di progetto

### 3.4. Classificazione sismica dell'area

Secondo l'O.P.C.M. n. 3519 del 28 Aprile 2006, la cui applicazione è stata definita dalla Regione Veneto con D.G.R.V. n. 71 del 22 Gennaio 2008 e considerata nell'emanazione del D.M. 14 Gennaio 2008, l'area è inseribile nella fascia distinta da un valore di accelerazione sismica orizzontale  $a_g$  riferito a suoli rigidi subpianeggianti caratterizzati da  $V_{s,30} > 800$  m/s compreso tra **0,150g** e **0,175g**, (valori riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni – mappa 50° percentile).

Infatti, per quanto riguarda la **pericolosità di base**, in riferimento ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni ( $T_r = 475$  anni), il calcolo eseguito con il programma “Spettri di risposta – ver. 1.0.3” del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici mediante interpolazione per superficie rigata, individua la pericolosità sismica del sito di intervento con un valore di  $a_g$  riferito a suoli rigidi subpianeggianti caratterizzati da  $V_{s,30} > 800$  m/s pari a **0,155g** (cfr. figura seguente).

Le coordinate locali sono state acquisite con sistema GPS Garmin Geko 301 (Datum WGS 84) e successivamente corrette e convertite nel Datum ED 50, come riportato nella figura sotto, per l'individuazione della pericolosità del sito con l'utilizzo del software “Spettri di risposta – ver. 1.0.3” del Consiglio Superiore dei LL. PP.



I valori base di accelerazione  $a_g$  ed i parametri sismici da utilizzare nei calcoli dovranno essere successivamente stabiliti sulla base della “Strategia di Progettazione” che sarà adottata dal Progettista, una volta assegnate all’opera la Vita nominale, la Classe d’uso ed il Periodo di riferimento (cfr. NTC).

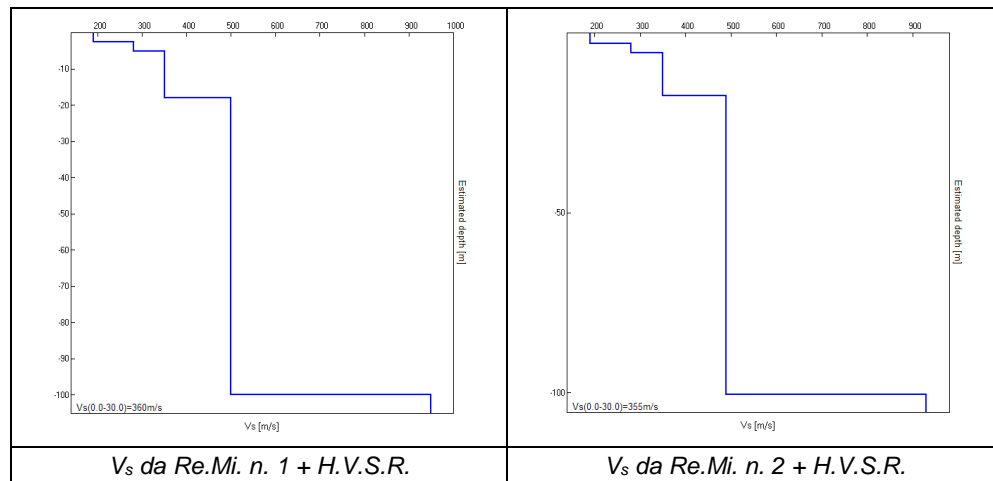
### 3.5. Analisi sismica locale

#### CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E FREQUENZA FONDAMENTALE DI RISONANZA

Ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l’effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi o in rapporto ad un approccio semplificato che si basa sull’individuazione di Categorie di Sottosuolo.

Per definire tali Categorie, il D.M. 14/01/08 prevede il calcolo del parametro  $V_{s,30}$ , ovvero della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  entro 30 m di profondità dal piano di posa di fondazioni superficiali, dalla testa dei pali per eventuali fondazioni indirette, dal piano di imposta delle fondazioni per muri di sostegno di terrapieni o dalla testa delle opere di sostegno di terreni naturali.

La Categoria di Sottosuolo è stata quindi ottenuta mediante un’indagine di sismica passiva (n. 2 Re.Mi. + n. 1 H.V.S.R.), sintetizzate nella pagina seguente e di cui si allega la relazione esplicativa a fine testo: per tarare tali prove, di tipo indiretto, esse sono state confrontate con l’esito di altre indagini geofisiche di tipo sismico (Re.Mi. ed H.V.S.R.) eseguite dallo scrivente nello stesso ambito, negli immediati dintorni.

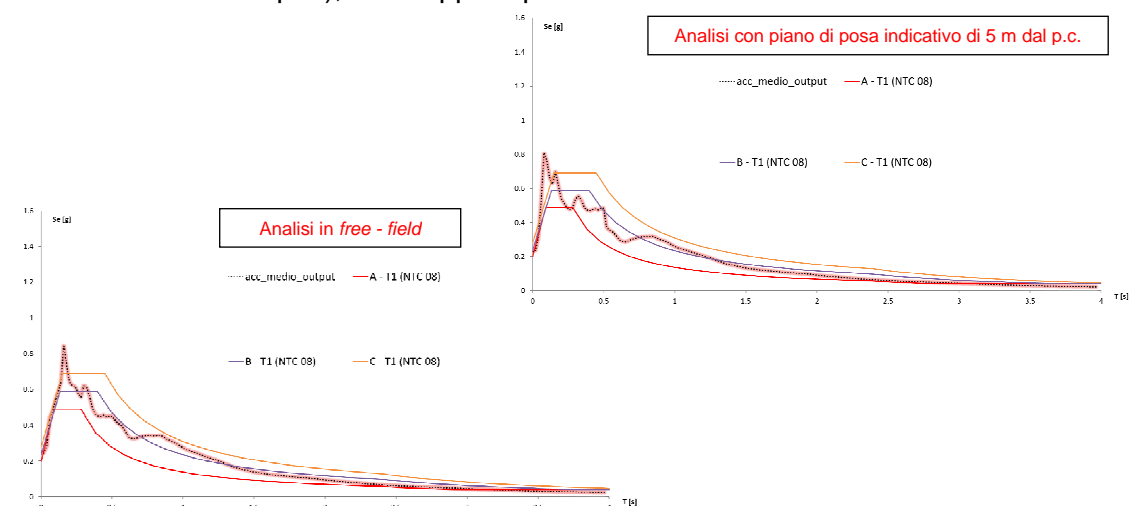


Come detto in precedenza, l'indagine geofisica ha evidenziato una copertura poco addensata e caratterizzata da una  $V_s$  di circa 190 m/s fino a circa  $2,5 \div 3$  m dal p.c. mentre, per profondità maggiori e fino a circa 18 m dal p.c., si osserva un aumento del grado di rigidità del sottosuolo, in quanto le  $V_s$  si stabilizzano tra circa 280 m/s e 350 m/s. A seguire, si segnala un deciso aumento della velocità delle onde S, che raggiungono un valore di 500 m/s. Infine, il *bedrock geofisico* ( $V_s \approx 930 \div 950$  m/s), inteso come quel materiale che presenta una velocità  $V_s \geq 800$  m/s, è stato individuato a circa 100 m dal p.c.

Sulla base dei risultati delle prove e delle modalità esecutive dell'intervento, **sarebbe possibile** inserire l'area nella **Categoria di Sottosuolo B**, al limite con la **Categoria di Sottosuolo C** per i piani di posa superficiali: **invece**, vista l'importanza dell'opera in progetto e visto che essa si sviluppa all'interno di una vallata, è stato eseguito uno Studio di Risposta Sismica Locale mediante modellazione numerica avanzata, per definire con maggior dettaglio l'amplificazione sismica attesa.

La severità dell'azione sismica è stata valutata per un tipo di costruzione 2, con una vita nominale della costruzione ( $V_n$ ) di 50 anni, una Classe d'uso IV con coefficiente d'uso ( $C_u$ ) pari a 2 e quindi una vita di riferimento  $V_r = 100$  anni. A partire da queste indicazioni, si è determinato un periodo di ritorno dell'azione sismica di 949 anni, corrispondenti allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV).

I grafici sotto, che sintetizzano i risultati dello studio, evidenziano che il sito si colloca, dal punto di vista normativo (NTC – 08), a cavallo tra la Categoria di Sottosuolo B e la Categoria di Sottosuolo C (linea rosa puntinata). In particolare, la Categoria C riesce a modellizzare abbastanza bene la risposta sismica locale ad eccezione dei bassi periodi (circa 0,16 s in free - field e 0,08 s con piano di posa fondazioni indicativo di 5 m dal p.c.), dove appare penalizzante nei confronti della sicurezza.



Pertanto, visto lo studio eseguito, si ritiene corretto inserire l'area nella **Categoria di Sottosuolo C**, indipendentemente dalla quota di posa delle fondazioni:

**Categoria C** – *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{spt,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina) – cfr. Tabella 3.2.II al paragrafo 3.2.2 del D.M. 14.01.2008.*

Si rimanda all'allegato per la lettura completa degli esiti delle analisi eseguite, dove è indicata anche la **frequenza caratteristica di risonanza di sito** che, nell'intervallo di normale interesse ingegneristico – strutturale (0,1 ÷ 20 Hz), è risultata di circa **1,2 Hz**.

Inoltre, l'allegato conclude affermando che “... si ritiene importante, vista l'ampiezza del picco spettrale registrato, considerare l'intervallo frequenziale compreso tra circa 1,0 – 1,6 Hz come range di possibili valori di vibrazione del terreno in caso di evento sismico di magnitudo rilevante ...” e che si “... dovrà quindi porre estrema attenzione nell'edificare strutture aventi lo stesso periodo di vibrazione del terreno, poiché il rapporto H/V calcolato è tale da ipotizzare un elevato fattore di amplificazione del moto sismico in superficie”.

#### **CATEGORIA TOPOGRAFICA E COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA $S_T$**

Il sito è modellizzabile nella **Categoria T1** (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$  - cfr. Tabella 3.2.IV del par. 3.2.2 delle NTC), per cui il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  si potrà assumere pari ad **1,0** come indicato nella Tabella 3.2.VI del par. 3.2.3.2.1 delle NTC.

### **3.6. Suscettibilità alla liquefazione**

Il fenomeno della “liquefazione” dei terreni durante i terremoti interessa in genere i depositi sabbiosi e/o sabbioso limosi sciolti sotto falda, a granulometria uniforme, normalmente consolidati e saturi. Durante lo scuotimento sismico, le sollecitazioni indotte nel terreno possono determinare un aumento delle pressioni interstiziali fino ad eguagliare la pressione litostatica e la tensione di confinamento, annullando la resistenza al taglio e inducendo fenomeni di fluidificazione.

La liquefazione deve essere verificata quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limoso argillosa. In particolare, secondo le NTC, la verifica può essere omessa quando si manifesta **almeno una** delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al p.c. in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal p.c., per piano campagna suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1n} > 180$ , dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove S.P.T. normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa, e  $q_{c1n}$  è il valore della resistenza determinata in prove CPT e normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) delle NTC nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  ed in Fig. 7.11.1(b) delle NTC nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

**Nel caso in studio, secondo i dati raccolti, la profondità media stagionale della falda è superiore a 15 m dal p.c., il piano campagna è suborizzontale e la struttura prevede fondazioni superficiali, per cui la verifica alla liquefazione può essere omessa.**

### 3.7. Stima del carico limite dell'insieme fondazione – terreno (capacità portante - SLU)

Il progetto prevede di impostare le fondazioni a profondità variabili, più superficiali per la struttura meridionale senza interrati e più profonde per la porzione settentrionale con interrato.

L'esito delle prove evidenzia la necessità di superare i terreni di copertura superficiale (vegetale e/o riporto), individuati con uno spessore massimo di circa 1,6 m e, quindi, di impostare le fondazioni ad una profondità di circa 1,6 m dal p.c. nell'edificio Sud senza interrato (da verificare all'inizio dei lavori, visto il possibile rimodellamento del lotto) ed a circa 5,5 ÷ 6,0 m dal p.c. nell'edificio Nord con interrato.

Il quadro descritto in precedenza indica che i piani di posa delle fondazioni si svilupperanno in corrispondenza od immediatamente al di sopra di terreni prevalentemente coesivi di qualità scadente, ma potrebbero interessare contemporaneamente anche litologie incoerenti con addensamenti variabili.

Per tale motivo, **si consiglia di realizzare una platea di fondazione**, distribuendo il più uniformemente possibile i carichi.

In ogni caso, anche sulla scorta dei colloqui intercorsi col Progettista, per la verifica preliminare della capacità portante è stata ipotizzata una **distribuzione nastriforme dei carichi**, interessante un'impronta avente una larghezza di 1 m ed 1,5 m.

Per la verifica della sicurezza degli Stati Limite Ultimi (SLU), il D.M. 14 Gennaio 2008 prevede, al par 2.3., che sia rispettata la condizione  $R_d \geq E_d$ , dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico ed  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione (cfr. par. 6.2.3.1).

La verifica della condizione di cui sopra può essere effettuata utilizzando due approcci progettuali differenti che combinano tra loro una serie di coefficienti parziali e tabellati dalle NTC per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici già definiti in precedenza (M1 ed M2) e per le resistenze (R1, R2, R3).

In mancanza dei dati a riguardo dei carichi (azioni, effetto delle azioni) che andranno a sollecitare le fondazioni, per orientare il Progettista nel dimensionamento di queste strutture si è eseguito il calcolo della capacità portante **in condizioni statiche**, ipotizzando le tipologie fondazionali sopra menzionate. In ogni caso, sono stati considerati carichi verticali baricentrici, piano di posa e piano campagna orizzontali.

Non essendo a conoscenza dell'Approccio di calcolo scelto dal Progettista, di cui al paragrafo 6.4.2.1, sono state eseguite le verifiche delle resistenze di progetto  $R_d$  (capacità portante) come segue:

**Approccio 1 – Combinazione 2 = (A2 + M2 + R2)** con  $R2 = 1,8$

**Approccio 2 = (A1 + M1 + R3)** con  $R3 = 2,3$

Infatti, nelle verifiche di sicurezza rispetto agli Stati Limite Ultimi (SLU) può essere utilizzato l'Approccio 1 o l'Approccio 2. Nell'ambito dell'Approccio 1, la Combinazione 1 è generalmente dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli SLU di tipo strutturale (STR – *raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione*), mentre la Combinazione 2 risulta in genere dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli SLU di tipo geotecnico (GEO – *raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno - struttura*).

Sono state, quindi, omesse le verifiche con l'Approccio 1 - Combinazione 1 e si sono riportati i risultati dell'Approccio 1 - Combinazione 2 e dell'Approccio 2.

Per determinare la capacità portante sono state scelte le formule generali di Brinch – Hansen dell'EC 7, **mediandole** con quelle di Brinch – Hansen riportate nei testi di geotecnica più diffusi (ad es. Bowles, 1991); nei calcoli sono state considerate le caratteristiche geotecniche dello Strato C riportate in Tab. 4 ed è stato assunto cautelativamente un valore dell'incastro pari all'altezza ipotizzata della fondazione.

I risultati ottenuti considerando gli opportuni coefficienti di sicurezza, assunte le debite approssimazioni ed espressi in termini di pressioni, sono i seguenti:

DISTRIBUZIONE NASTRIFORME DEI CARICHI		APPROCCIO 1 - Combinazione 2 M2/R2	APPROCCIO 2 M1/R3
CONDIZIONI STATICHE			
Incastro D (m)	Lato B (m)	R <sub>d</sub> (kPa)	R <sub>d</sub> (kPa)
0,5	1,0 ÷ 1,5	70	80

Per quanto riguarda la **porzione interrata**, la posa delle fondazioni (prevista alla profondità di 5,5 ÷ 6 m) interesserà terreni di caratteristiche migliori e, assumendo le stesse geometrie di cui sopra, si otterrebbero valori di carico pari a circa **100 kPa**: si fa presente che, dalla profondità di 8,9 m, sono stati rinvenuti ancora terreni di caratteristiche scadenti.

Tali valori dovranno essere ricalcolati e convertiti in resistenze di progetto R<sub>d</sub>, sulla base delle effettive scelte progettuali, una volta nota l'entità e l'eccentricità dei carichi: essi dovranno tener conto ed essere confrontati con le Azioni di progetto E<sub>d</sub> debitamente corrette in funzione dei coefficienti parziali A1 e A2 previsti dalle NTC.

I carichi di esercizio (SLE) dovranno successivamente essere stabiliti compatibilmente con i cedimenti accettabili per le strutture in progetto (dei quali si riporta una stima preliminare nel seguente paragrafo) **e potrebbero, quindi, risultare inferiori rispetto ai valori di carico ottenuti in questa fase**: resta comunque di stretta competenza del Progettista la scelta definitiva ed esecutiva della tipologia e del dimensionamento delle fondazioni da adottare, che sarà subordinata all'individuazione dei parametri progettuali definitivi.

**Le verifiche di capacità portante in CONDIZIONI SISMICHE e le verifiche allo scorrimento sul piano di posa dovranno essere eseguite una volta individuate la strategia di progettazione, le caratteristiche dei carichi e della struttura e considerando i parametri geotecnici, la Categoria di Sottosuolo ed il Coefficiente di amplificazione topografica S<sub>t</sub> precedentemente esposti.**

### 3.8. Valutazione indicativa dei cedimenti (Carichi di esercizio - SLE)

Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa. Le componenti verticali degli spostamenti (cedimenti) sono quindi riconducibili ad una variazione di volume che il mezzo "terreno" subisce ad opera dell'applicazione dell'incremento di tensioni ( $\Delta P$ ) dato dalla differenza tra il carico trasmesso dalle fondazioni (carico lordo applicato) ed il carico litostatico originario.

Viste le litologie locali, la stima dei cedimenti è stata eseguita applicando la teoria di Terzaghi (utilizzando in questo caso i moduli edometrici riportati in Tab. 3) che, secondo alcuni autori (Bowles, 1991), può essere impiegata sia per terreni argillosi che per sabbie di gradazione da fine a media.

La stima dei cedimenti è stata fatta per le verticali di indagine DPSH 1, DPSH 2 e DPSH 3, assumendo che i terreni più profondi della DPSH 1 coinvolti dalle tensioni indotte in modo secondario e non testati, siano analoghi alle litologie della DPSH 3.



I cedimenti **in condizioni statiche** sono stati quindi valutati considerando che il volume di terreno significativo si sviluppi fino alla profondità entro la quale l'aumento della tensione verticale è superiore al 10% del carico litostatico efficace calcolato alla stessa quota, facendo riferimento alle applicazioni specifiche della teoria di Boussinesq per il calcolo delle tensioni indotte nel sottosuolo.

In mancanza degli effettivi carichi di esercizio, la verifica è stata effettuata in via preliminare e del tutto indicativa per una distribuzione nastriforme dei carichi su impronte larghe 1 m ed 1,5 m, **assumendo le fondazioni impostate alla profondità di circa 1,6 m dal p.c. riferito alle prove**; nella stima sono stati applicati i carichi lordi ottenuti in precedenza, depurati del carico litostatico originario e considerando un peso di volume del terreno sovrastante  $\gamma_{nat}$  pari a 17 kN/m<sup>3</sup>.

Il risultato ottenuto ed aumentato del 10% per tener conto dei cedimenti immediati (Colombo e Colleselli, 1974) è stato riportato nella tabella sottostante, secondo un range legato all'incertezza del metodo ed alle modalità di stima dei moduli edometrici, che potrebbero risultare inferiori rispetto a quelli di Tab. 3.

Larghezza B (m)	Carico lordo applicato (kPa)	Cedimento (cm)		
		DPSH 1	DPSH 2	DPSH 3
1,0	50	0,4 – 0,5	1,2 – 1,6	1,4 – 1,8
	70	0,8 – 1,0	2,5 – 3,3	2,7 – 3,6
	80	1,0 – 1,2	3,2 – 4,1	3,4 – 4,4
1,5	50	0,5 – 0,6	1,8 – 2,3	1,9 – 2,5
	70	1,1 – 1,3	3,5 – 4,6	3,7 – 4,8
	80	1,4 – 1,6	4,5 – 5,9	4,6 – 6,1

*In assenza di indagini di laboratorio, i cedimenti stimati sono da ritenersi puramente indicativi e, in ogni caso, dovranno essere ricalcolati sulla base degli effettivi carichi trasmessi al terreno dalla struttura e, quindi, della geometria delle fondazioni progettate, dell'esatta profondità del piano di posa delle fondazioni rispetto al piano campagna attuale e del modello di distribuzione dei carichi stessi.*

I terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni potrebbero avere un comportamento condizionabile dalla presenza d'acqua negli scavi, per cui le eventuali acque meteoriche dovranno essere allontanate dagli stessi.

In ogni caso, per limitare i cedimenti immediati, dovrà essere preparato il piano di posa a regola d'arte, prevedendo che il terreno di fondazione non subisca rimaneggiamenti e deterioramenti. Esso dovrà essere regolarizzato e protetto con conglomerato magro: le fondazioni dovranno svilupparsi sempre al di sotto dei terreni rimaneggiati e/o riportati, della coltre vegetale e dello strato potenzialmente interessato da problemi derivanti da variazioni di volume per cambiamenti di umidità stagionali, per essiccazione e per effetto del gelo.

Per quanto riguarda la porzione dell'edificio scolastico comprensiva del piano interrato, non si prevedono cedimenti di entità sensibile. Infatti, essendo previsto uno scavo in terreni naturali avente un'altezza compresa tra 5,5 m e 6 m, il fabbricato in oggetto può ritenersi praticamente compensato; a tali profondità, la pressione verticale efficace sarebbe pari a circa  $90 \div 100$  kPa, pari o di poco inferiore rispetto alla capacità portante (SLU) calcolata per l'edificio interrato.

Ad ogni modo, visto che parte dell'edificio sarà realizzata esclusivamente fuori terra e che le fondazioni si svilupperanno, quindi, a profondità differenti rispetto alla porzione più settentrionale, si dovrà porre particolare attenzione nella scelta e nel dimensionamento delle varie strutture fondazionali, per evitare l'instaurarsi di cedimenti differenziali.

### **3.9. Considerazioni sulla stabilità degli scavi**

I fronti degli scavi, considerati di un'altezza pari a **5,5 ÷ 6 m** dal piano campagna attuale, potranno essere realizzati nei terreni naturali con un angolo di scarpa pari a **50°** rispetto all'orizzontale; invece, in corrispondenza di depositi rimaneggiati e/o riportati, l'inclinazione dovrà essere inferiore e stabilita compatibilmente con il comportamento che tali materiali dimostreranno in fase di scavo.

Le eventuali verifiche di stabilità saranno eseguite successivamente, una volta realizzate le trincee di campionamento ed osservato direttamente il comportamento dei terreni.

I fronti dovranno rimanere aperti il tempo strettamente necessario alla realizzazione delle opere di contenimento, al fine di evitare periodi d'esposizione agli agenti atmosferici che, oltre al dilavamento delle scarpate, comporterebbero il decadimento delle caratteristiche geotecniche dei terreni, compromettendo la stabilità degli scavi.

In tal senso, le scarpate dovranno essere protette mediante l'applicazione di teli plastici: gli eventuali ciottoli di grosse dimensioni in condizioni di stabilità precaria dovranno essere rimossi per evitarne la caduta verso l'area di lavoro e, in ogni caso, non dovranno essere presenti carichi, sia permanenti che temporanei, agenti sul ciglio dello scavo.

Per mantenere forzosamente la verticalità delle pareti sarà necessaria l'adozione di opportune opere di sostegno, capaci di garantire in ogni momento la sicurezza alle maestranze.

Lo sbancamento del fronte meridionale della porzione di edificio con interrato dovrà essere eseguito con tecniche in grado di permettere la posa delle fondazioni della parte di fabbricato aderente a Sud (senza interrato) sui terreni in giacitura naturale (ad es. con opere speciali per il sostegno verticale dello scavo).

### **4. CONSIDERAZIONI FINALI**

Il quadro geologico risultante conferma la fattibilità delle opere in progetto, fatti salvi eventuali vincoli di carattere pianificatorio ed il rispetto di quanto indicato in relazione.

Vista la distribuzione disomogenea dei terreni superficiali e la presenza di terreni riportati / rimaneggiati, si raccomanda alla Direzione Lavori che all'apertura degli scavi venga controllata la situazione locale, in modo da verificare le notizie raccolte in questa fase, individuare correttamente il piano di posa e, quindi, mantenere valide o meno le considerazioni espresse circa le condizioni del sottosuolo e le verifiche eseguite.

Per quanto riguarda la realizzazione dei locali interrati, anche se il sondaggio e le informazioni raccolte riportano la falda ad una profondità elevata, non è da escludere che in occasione di eventi meteorici di particolare intensità e durata si possano formare locali falde temporanee sospese, per cui tale fatto dovrà essere considerato nella progettazione dell'intervento.



## 5. BIBLIOGRAFIA

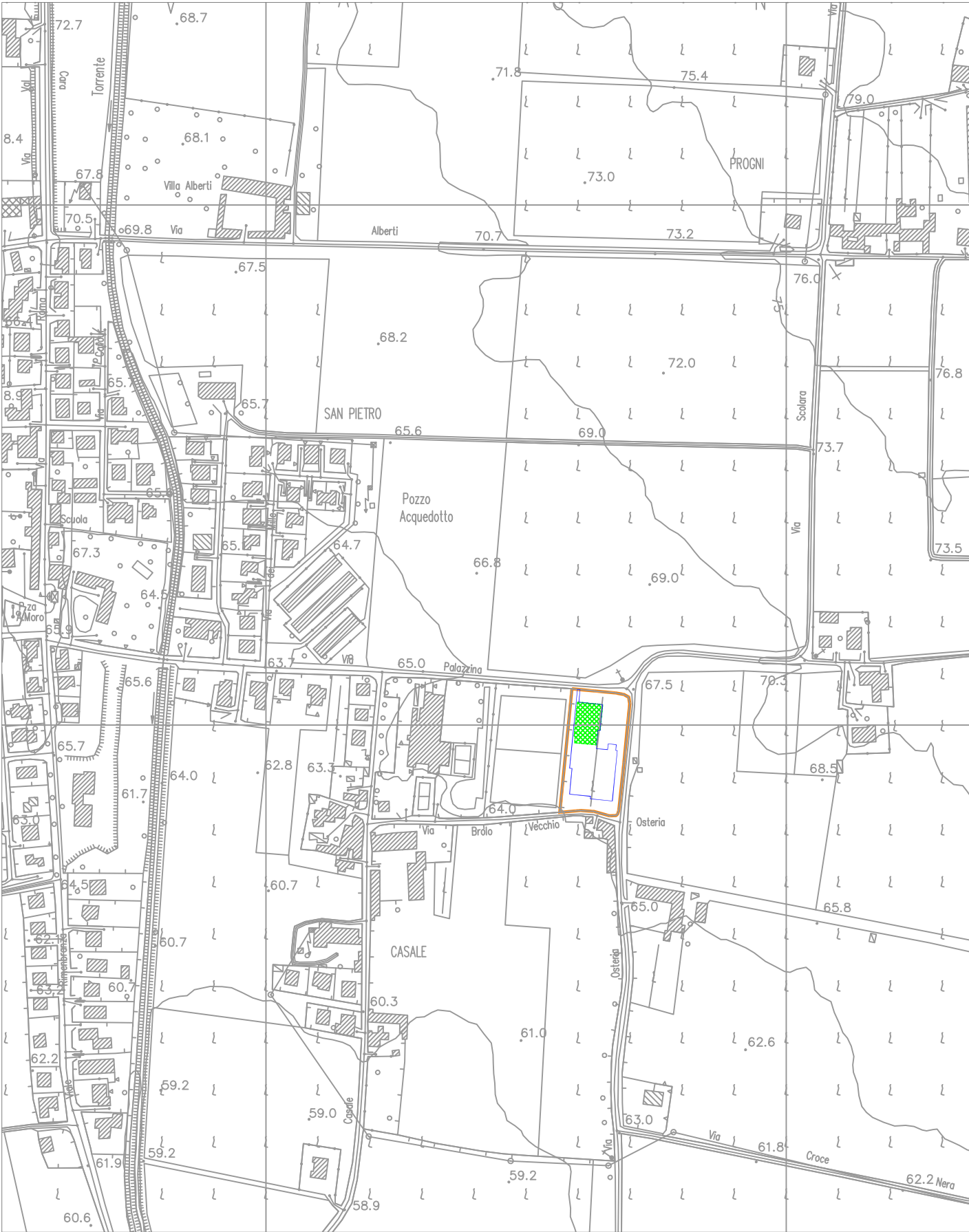
- ✚ A.G.I. (1977) – Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- ✚ Autorità di Bacino Nazionale dell'Adige – Piano stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico. Bacino dell'Adige. Regione Veneto. Adottato con delibera del comitato istituzionale n. 1/2005 del 15 Febbraio 2005. Approvato con D.P.C.M. 27 Aprile 2006.
- ✚ Autorità di Bacino Nazionale dell'Adige – Progetto di 2^ Variante al piano stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico del Fiume Adige approvato con D.P.C.M. 27 aprile 2006. Misure di salvaguardia e prescrizioni a regime.
- ✚ Bowles J. E. (1991) – Fondazioni. Progetto e analisi. McGraw – Hill Ed.
- ✚ CERI Centro di ricerca "Previsione, Prevenzione e Controllo dei Rischi Geologici" (2004) – La microzonazione sismica. Metodi, esperienze e normativa.
- ✚ Cestari F. (1990) – Prove geotecniche in sito. Ed. Geo - graph, Segrate.
- ✚ Cestelli Guidi C. – Geotecnica e tecnica delle fondazioni. Hoepli Ed.
- ✚ Colombo P., Colleselli F. (1974) – Elementi di Geotecnica. Zanichelli Ed.
- ✚ Dal Prà (1982) – Studio delle risorse idriche sotterranee nei bacini dell'Illasi e del Tramigna nei Lessini. Consorzio di Bonifica Zerpano – Adige - Guà
- ✚ Di Girolamo M., Filippucci G. (1996) - Il progetto delle fondazioni. NIS Ed.
- ✚ Fabiani R. (1913) - I bacini dell'Alpone, del Tramigna e del Progno d'Illasi nei Lessini medi: geologia, morfologia, idrografia e carta della permeabilità delle rocce", Venezia Premiate Officine Grafiche di Carlo Ferrari.
- ✚ Gruppo di lavoro MPS (2004) – Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'OPCM 3274 del 20 Marzo 2003. Rapporto conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano – Roma.
- ✚ Lancellotta R. (1987) - Geotecnica. Zanichelli Ed.
- ✚ Lanzo G., Silvestri F. (1999) – Risposta sismica locale – Teoria ed esperienze. Hevelius Ed.
- ✚ Marsan P., Romeo R. (1992) - La relazione geologica e geotecnica. NIS Ed.
- ✚ Panizza M., Slejko D. et al. (1981) - Modello sismotettonico dell'area fra il Lago di Garda e il Monte Grappa.
- ✚ Peli G. (2007) - Geotecnica pratica delle fondazioni dirette. Pitagora Editrice Bologna.
- ✚ Slejko D. et al (1987) – Modello sismotettonico dell'Italia Nord – Orientale. CNR.
- ✚ Sorbini et al (1993) – Geologia, idrogeologia e qualità dei principali acquiferi veronesi.
- ✚ Viggiani C. - Fondazioni. Hevelius Ed.

## 6. CARTOGRAFIA

- ✚ C.T.R. della Regione Veneto alla Scala 1:5.000 – Elemento n. 124141 "Lavagno"
- ✚ Carta Geologica d'Italia alla Scala 1:100.000 – Foglio n. 49 "Verona"
- ✚ Zampieri e Zorzin (1993) – Carta geologica dei Lessini Centro Occidentali tra la Valpantena e la Val d'Illasi (Prealpi venete), Scala 1:40.000

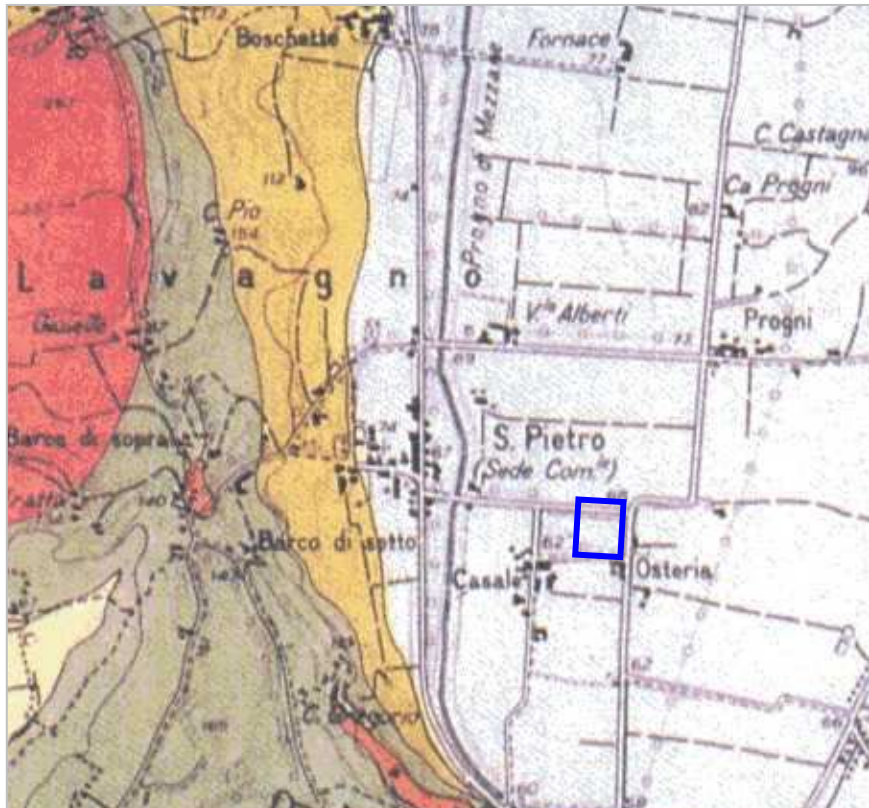
## 7. ALLEGATI

- ✚ Allegato n. 1 – Corografia Scala 1:5.000
- ✚ Allegato n. 2 – Carta Geologica Generale Scala 1:20.000
- ✚ Allegato n. 3a – Stratigrafia del sondaggio a carotaggio continuo
- ✚ Allegato n. 3b – Documentazione fotografica del sondaggio
- ✚ Allegato n. 4 – Restituzione dati delle prove penetrometriche
- ✚ Allegato n. 5 – Relazione allegata alle indagini geofisiche





## CARTA GEOLOGICA GENERALE - Scala 1:20.000


Estratta dalla Carta Geologica dei Lessini Centro Occidentali (Zampieri – Zorzin)  
Scala 1:40.000





 Alluvioni di fondovalle.  
ATTUALE - PLEISTOCENE


 Depositi colluviali delle vallette laterali e delle fasce pedecollinari.  
ATTUALE - PLEISTOCENE

 Calcari Nummulitici, calcareniti ad alghe e molluschi, di colore bianco – giallastro, in genere ben stratificati; calcari recifali a coralli.  
EOCENE MEDIO – EOCENE INFERIORE

 SCAGLIA ROSSA. Calcari argillosi e marne di colore biancastro fogliettati; *hard ground* ad ossidi polimetallici, calcari debolmente argillosi a stratificazione centimetrica piano parallela, di colore rossastro o rosato, con rari noduli di selce.  
EOCENE INFERIORE – CRETACEO SUPERIORE

 Piroclastiti ed epiclastiti basaltiche a grana prevalentemente fine, fittamente stratificate, talora fossilifere.  
PALEOGENE


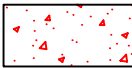
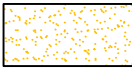
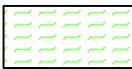




 Basalti compatti, molto spesso alterati, dei camini vulcanici e dei filoni.  
PALEOGENE

 Area in esame




# STRATIGRAFIA DEL SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO

**TABELLA A - TIPI DI TERRENO**

<u>DEFINIZIONE</u>	<u>DIAM. GRANI (mm)</u>	<u>CRITERI DI IDENTIFICAZIONE</u>
 <div> <b>Blocchi</b>  <b>Ciottoli</b> </div>	<div>&gt; 200</div> <div>200 - 60</div>	<div>Visibili ad occhio nudo</div>
 <div> <b>Ghiaia</b> </div>	<div>grossa 60 - 20</div> <div>media 20 - 6</div> <div>fine 6 - 2</div>	
 <div> <b>Sabbia</b> </div>	<div>grossa 2 - 0,6</div> <div>media 0,6 - 0,2</div> <div>fine 0,2 - 0,06</div>	
 <div> <b>Limo</b> </div>	<div>0,06 - 0,002</div>	
 <div> <b>Argilla</b> </div>	<div>&lt; 0,002</div>	<div>Solo se grossolano è visibile a occhio nudo poco plastico, dilatante, lievemente granulare al tatto; si disgrega velocemente in acqua si essicca velocemente; possiede coesione ma può essere polverizzato tra le dita</div> <div>I frammenti asciutti possono essere rotti, ma non polverizzati tra le dita; si disgrega in acqua lentamente - liscia al tatto - plastica - non dilatante; appiccica alle dita - asciuga lentamente - si ritira durante l'essiccazione</div>
 <div> <b>Terreno organico o vegetale</b> </div>		<div>Contiene una rilevante percentuale di sostanze organiche vegetali</div>
 <div> <b>Torba</b> </div>		<div>Predominano resti lignei non mineralizzati, colore scuro, bassa densità</div>
 <div> <b>Riporto / Rimaneggiamento</b> </div>		<div>Materiale estraneo al terreno naturale (terreno da scavo, macerie, scarti da cava, ecc..) o rimaneggiamento di terreni di derivazione locale</div>

**TABELLA B - ARROTONDAMENTO DEI CLASTI**

<u>FORMA</u>	<u>DEFINIZIONE</u>	<u>ARROTONDAMENTO</u>	<u>DESCRIZIONE</u>
	Angolare	0,00 - 0,15	Nessun smussamento
	Sub - angolare	0,15 - 0,25	Mantiene forma originale con evidenze di smussamento
	Sub - arrotondata	0,25 - 0,40	Smussamento considerevole e riduzione dell'area di superficie del clasto
	Arrotondata	0,40 - 0,60	Rimozione delle superfici originali, con qualche superficie piatta
	Ben arrotondata	0,60 - 1,00	Superficie interamente compresa da curve ben arrotondate

Committente: COMUNE DI LAVAGNO				Cantiere: Nuovo Polo Scolastico Località: San Pietro di Lavagno (VR) Altitudine: circa 67 m s.l.m.				Sondaggio: S1 Profondità: 15 m Pagina: 1 / 2									
Data: 05 agosto 2015				Supervisore / Assistente: Dott. Geol. Davide Dal Degan				Sondatore: Pergeo perforazioni S.r.l.				Sonda: Carrata "Fraste FS 200"					
PROFONDITA' DA BOCCA FORO dal piano campagna (m)	CAMPIONI			PERCENTUALE CAROTTAGGIO	PROFONDITA' (m)	COLONNA STRATIGRAFICA	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	S.P.T.			POCKET PENETROMETER TEST (daN/cm²) ogni 15 cm	SCISSOMETRO TASCABILE (daN/cm²)	TIPO E DIAMETRO DI PERFORAZIONE	TIPO E DIAMETRO DI RIVESTIMENTO	LIVELLO FALDA DAL P.C. (m)	PIEZOMETRO	NOTE
	TIPO	NUMERO	PROF. (m)					Punta aperta Punta chiusa	PROF. (m)	N. COLPI ogni 15 cm							
1				90	1,30		Terreno vegetale, rimaneggiato superficialmente, costituito da limi sabbiosi con raro ghiaietto, di colore bruno, con poca ghiaia da 0,8 m	da	3,00	1	1,00	0,5					
2				90	1,90		Ghiaie con sabbie limose e ciottoli, di colore biancastro				1,00	0,6					
3				90	3,10		Argille limose / limi argillosi, con raro ghiaietto incluso, sabbiose fino a 2,5 m, di color bruno	da	3,00	1	1,00	0,6					
4				90	3,50		Limi argilloso sabbiosi / sabbie argilloso limose, di color nocciola	a	3,45	2	0,75	0,3					
5				90	4,10		Sabbie fini debolmente limose, di color nocciola				1,00	0,4					
6				90	4,70		Ghiaie con sabbie limose e ciottoli, di colore biancastro	da	6,00	Rif							
7				90	5,40		Sabbie fini e sabbie medie, debolmente limose fino a 5 m, di color nocciola				1,00	0,4					
8				90	6,20		Ghiaie con sabbie limose e ciottoli, di colore biancastro	a	6,45								
9				90	6,60		Ghiaie e sabbie con ciottoli, di color nocciola										
10				90	7,00		Alternanza centimetrica di sabbie argilloso limose / argille limoso sabbiose / sabbie fini limose, di color nocciola	da	7,50								
8				80	8,90		Ghiaie con sabbie e ciottoli, di color nocciola	a	7,95								
9				80			Limi argilloso sabbiosi, di color nocciola	da	9,00								
10					10,00												

Dott. Geol. Davide Dal Degan  
Via Strà n. 116 - Caldiero (VR)

Committente: COMUNE DI LAVAGNO	Cantiere: Nuovo Polo Scolastico Località: San Pietro di Lavagno (VR) Altitudine: circa 67 m s.l.m.	Sondaggio: S1 Profondità: 15 m Pagina: 2 / 2
Data: 05 agosto 2015		

Supervisore / Assistente: Dott. Geol. Davide Dal Degan	Sondatore: Pergeo perforazioni S.r.l.	Sonda: Carrata "Fraste FS 200"
--	---------------------------------------	--------------------------------

PROFONDITA' - DA BOCCA FORO = dal piano campagna (m)	CAMPIONI			PERCENTUALE CAROTTAGGIO	PROFONDITA' (m)	COLONNA STRATIGRAFICA	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	S.P.T.			POCKET PENETROMETER TEST (daN/cm²)	SCISSOMETRO TASCABILE (daN/cm²)	TIPO E DIAMETRO DI PERFORAZIONE	TIPO E DIAMETRO DI RIVESTIMENTO	LIVELLO FALDA DAL P.C. (m)	PIEZOMETRO	NOTE	
	TIPO	NUMERO	PROF. (m)					Punta aperta Punta chiusa	N. COLPI ogni 15 cm									
11				80			Limi argilloso sabbiosi, di color nocciola											
				80	10,90		Sabbie fini debolmente limose, argillose da 11,4 m, molto umide, di color nocciola											
				90	11,50		Argille limose / limi argillosi, con ghiaia da 11,9 m, di color bruno	da			1,00 1,00 1,00 1,00	0,5 0,5 0,6 0,5						
	12			80	12,00		Sabbie fini debolmente limose, umide, di color nocciola	12,00	10									
					80	12,60			a	11								
	13						Ghiaie con sabbie e ciottoli, di colore biancastro fino a 13,6 m e, a seguire, di color nocciola	12,45	8									
		14			80			Ghiaie con sabbie e ciottoli, di colore biancastro										
15				80			Sabbie fini debolmente limose, di color nocciola, umide fino a 14,2 m											
				90	14,00		Argille limose / limi argillosi, di color nocciola fino a 14,3 m e, a seguire, di color bruno, con ghiaia da 14,6 m				0,75 0,75 0,75	0,4 0,4 0,4						
				90	14,20													
			80	14,80			Ghiaie con sabbie e ciottoli, di colore biancastro	da										
								15,00	Rif.									

15,00

FINE SONDAGGIO

a  
- 15,45

Coordinate WGS 84 del sondaggio		Coordinate ED 50 del sondaggio	
Latitudine	Longitudine	Latitudine	Longitudine
45,43911	11,13896	45,44003	11,13997

MISURA DEL LIVELLO DELLA FALDA	
Livello statico L.S. in metri dal piano campagna	
Data misura	L.S.
05 agosto 2015	Assente

Dott. Geol. Davide Dal Degan  
Via Strà n. 116 - Caldiero (VR)



Committente. COMUNE DI LAVAGNO	Data.	SONDAGGIO S1
Cantiere. Nuovo Polo Scolastico San Pietro di Lavagno	05/08/15	

**CASSETTA 1 – Profondità da 0 m a 5 m**



**CASSETTA 2 – Profondità da 5 m a 10 m**





Committente. COMUNE DI LAVAGNO	Data.	<b>SONDAGGIO S1</b>
Cantiere. Nuovo Polo Scolastico San Pietro di Lavagno	05/08/15	

**CASSETTA 3 – Profondità da 10 m a 15 m**



**UBICAZIONE DEL SONDAGGIO**





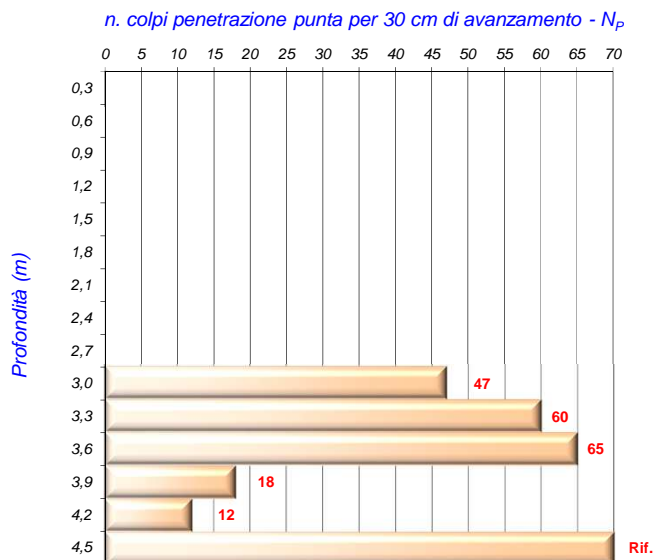
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA - DIAGRAMMA NUMERO DI COLPI / PROFONDITA'**

Committente. COMUNE DI LAVAGNO	Località. SAN PIETRO. NUOVO POLO SCOLASTICO Comune. LAVAGNO	Data. 06 agosto 2015
-----------------------------------	--	-------------------------

**DPSH 1**

**Falda ASSENTE**

Prof. (m)	n. colpi punta $N_p$
0,3	VEDI CPT 1
0,6	
0,9	
1,2	
1,5	
1,8	
2,1	
2,4	
2,7	
3,0	47
3,3	60
3,6	65
3,9	18
4,2	12
4,5	RIFIUTO



**UBICAZIONE DELLA PROVA**



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA - DIAGRAMMA NUMERO DI COLPI / PROFONDITA'**

Committente.  
COMUNE DI LAVAGNO

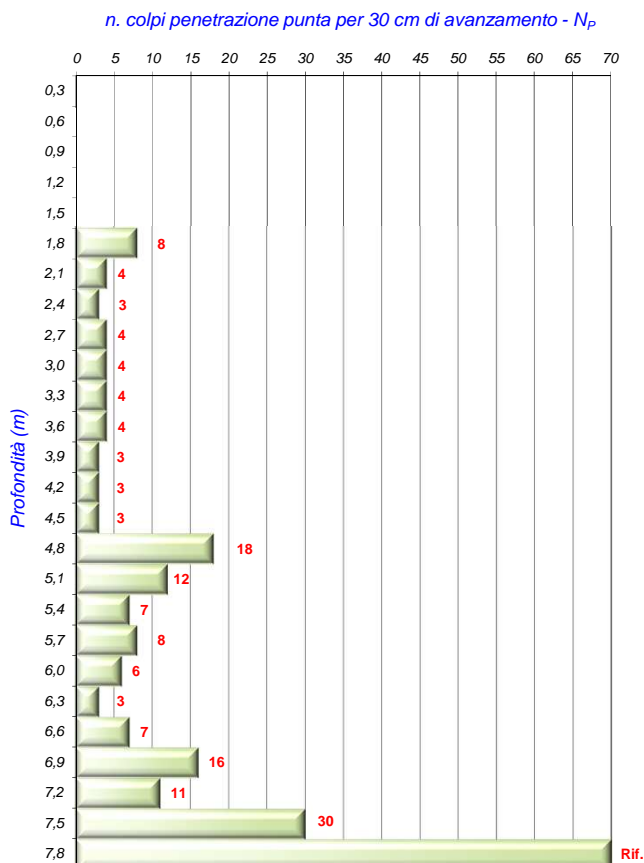
Località. SAN PIETRO. NUOVO POLO SCOLASTICO  
Comune. LAVAGNO

Data.  
06 agosto 2015

**DPSH 2**

Falda **ASSENTE**

Prof. (m)	n. colpi punta $N_p$
0,3	<b>VEDI CPT 2</b>
0,6	
0,9	
1,2	
1,5	
1,8	8
2,1	4
2,4	3
2,7	4
3,0	4
3,3	4
3,6	4
3,9	3
4,2	3
4,5	3
4,8	18
5,1	12
5,4	7
5,7	8
6,0	6
6,3	3
6,6	7
6,9	16
7,2	11
7,5	30
7,8	RIFIUTO



**UBICAZIONE DELLA PROVA**



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA - DIAGRAMMA NUMERO DI COLPI / PROFONDITA'**

Committente.  
COMUNE DI LAVAGNO

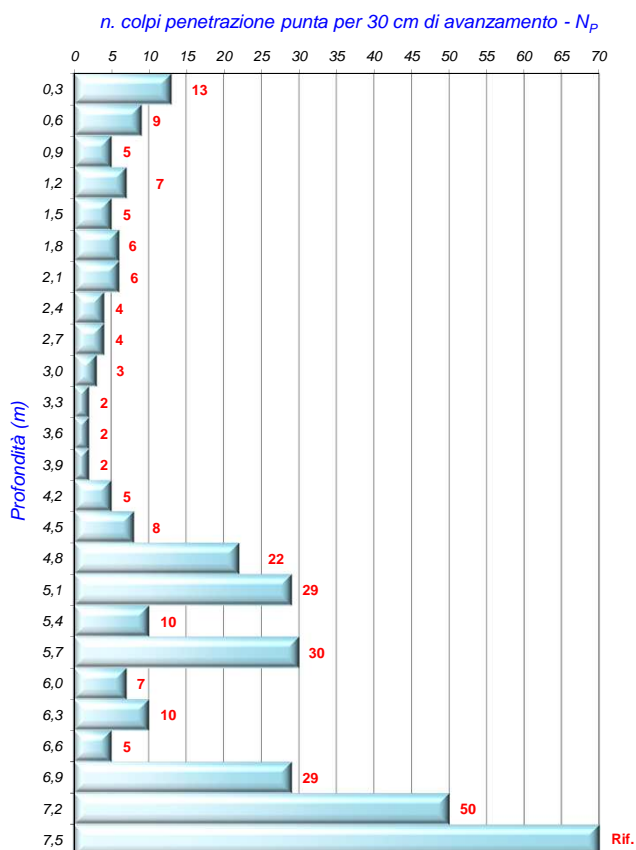
Località. SAN PIETRO. NUOVO POLO SCOLASTICO  
Comune. LAVAGNO

Data.  
06 agosto 2015

**DPSH 3**

**Falda ASSENTE**

Prof. (m)	n. colpi punta $N_p$
0,3	13
0,6	9
0,9	5
1,2	7
1,5	5
1,8	6
2,1	6
2,4	4
2,7	4
3,0	3
3,3	2
3,6	2
3,9	2
4,2	5
4,5	8
4,8	22
5,1	29
5,4	10
5,7	30
6,0	7
6,3	10
6,6	5
6,9	29
7,2	50
7,5	RIFIUTO



**UBICAZIONE DELLA PROVA**





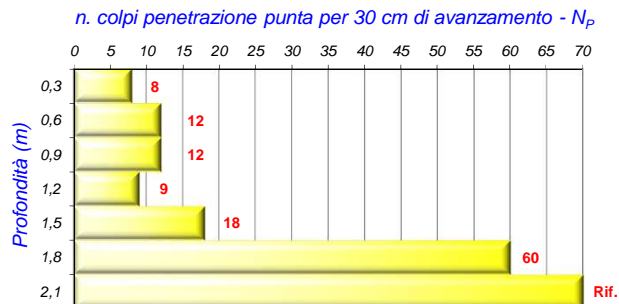
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA - DIAGRAMMA NUMERO DI COLPI / PROFONDITA'**

Committente. COMUNE DI LAVAGNO	Località. SAN PIETRO. NUOVO POLO SCOLASTICO Comune. LAVAGNO	Data. 06 agosto 2015
-----------------------------------	--	-------------------------

**DPSH 4**

**Falda ASSENTE**

Prof. (m)	n. colpi punta $N_p$
0,3	8
0,6	12
0,9	12
1,2	9
1,5	18
1,8	60
2,1	RIFIUTO



**UBICAZIONE DELLA PROVA**



# PROVA PENETROMETRICA STATICA (CPT)

*Penetrometro statico/dinamico Pagani TG 73/200 da 200kN - punta meccanica modello Begemann; diametro del cono di punta 35.7 mm; area della punta conica 10 cmq; angolo di apertura del cono 60°; area laterale del manicotto 150 cmq; velocità di avanzamento della punta 2 cm/s*

## ELENCO DEGLI ELABORATI

- Stima litologica

## GRANDEZZE

Rp	= Resistenza alla punta	kg/cmq
RI	= Resistenza unitaria di attrito laterale locale	kg/cmq
Rf	= Rapporto delle resistenze RI / Rp (Friction Ratio)	%
L	= Classificazione dei terreni (Schmertmann, 1978; Begemann - A.G.I.)	
F	= Indice granulometrico (rapporto Rp / RI)(Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I.1977)	
T - Ao	= Torbe ed argille organiche ( $F \leq 15$ )	
L - A	= Limi ed argille ( $15 < F \leq 30$ )	
Ls - SI	= Limi sabbiosi e sabbie limose ( $30 < F \leq 60$ )	
S - SG	= Sabbie e sabbie con ghiaia ( $F > 60$ )	
A0	= argille organiche e terreni misti	
A1	= argille inorganiche - consistenza molto bassa	
A2	= argille inorganiche - consistenza bassa	
A3	= argille inorganiche - media	
A4	= argille inorganiche - compatte	
A5	= argille inorganiche - molto compatte	
ASL	= argille sabbiose e limose	
SAL	= sabbie argillose e limi	
LS	= limi e sabbie	
S0	= sabbia sciolta	
S1	= sabbia mediamente addensata	
S2	= sabbia addensata o cementata	
SG	= sabbie fossilifere - sabbie e ghiaie	

COMMITTENTE. COMUNE DI LAVAGNO	COMUNE. Lavagno (VR)	Prof. testa prova (m): piano campagna p.c.
CANTIERE. NUOVO POLO SCOLASTICO SAN PIETRO	DATA. 06 agosto 2015	Prof. finale (m) : 3,00 dal p.c.
<b>CPT 1</b>	Penetrometro statico 200 kN Punta meccanica Begemann	Prof. falda (m) : assente

Prof. (m)	Rp (kg/cm <sup>2</sup> )	RI (kg/cm <sup>2</sup> )	Rf (%)	F	L	
					Schmertmann '78	A.G.I.77
0,20						
0,40	98	2,467	2,5	40	SAL	LS - SL
0,60	104	1,933	1,9	54	S2	LS - SL
0,80	163	1,133	0,7	144	S2	S - SG
1,00	67	0,933	1,4	72	S1	S - SG
1,20	65	0,867	1,3	75	S1	S - SG
1,40	53	0,733	1,4	72	S1	S - SG
1,60	36	0,467	1,3	77	S1	S - SG
1,80	22	0,467	2,1	47	S1	LS - SL
2,00	21	0,333	1,6	63	S1	S - SG
2,20	29	0,467	1,6	62	S1	S - SG
2,40	24	0,467	1,9	51	S1	LS - SL
2,60	21	0,467	2,2	45	SAL	LS - SL
2,80	29	1,800	6,2	16	A5	L - A
3,00	172	1,800	1,0	96	S2	S - SG

## UBICAZIONE PROVA



COMMITTENTE. COMUNE DI LAVAGNO	COMUNE. Lavagno (VR)	Prof. testa prova (m): piano campagna p.c.
CANTIERE. NUOVO POLO SCOLASTICO SAN PIETRO	DATA. 06 agosto 2015	Prof. finale (m) : 1,60 dal p.c.
<b>CPT 2</b>	Penetrometro statico 200 kN Punta meccanica Begemann	Prof. falda (m) : assente

Prof. (m)	Rp (kg/cm <sup>2</sup> )	RI (kg/cm <sup>2</sup> )	Rf (%)	F	L	
					Schmertmann '78	A.G.I.77
0,20	0	0,600				
0,40	85	0,733	0,9	116	S1	S - SG
0,60	102	0,467	0,5	219	S2	S - SG
0,80	78	1,000	1,3	78	S1	S - SG
1,00	86	1,133	1,3	76	S1	S - SG
1,20	93	1,400	1,5	66	S1	S - SG
1,40	119	1,800	1,5	66	S2	S - SG
1,60	201	1,800	0,9	112	S2	S - SG

## UBICAZIONE PROVA









REGIONE DEL VENETO

Provincia di Verona



**Studio della risposta sismica locale tramite modellazione  
numerica avanzata in modalità dinamica  
(N.T.C. - D.M. 14 gennaio 2008)**

Via Palazzina - Comune di Lavagno (VR)

Committente:  
**Dr. Geol. DAVIDE DAL DEGAN**

Data: agosto 2015





**STUDIOSISMA srl**  
Via Biron, 102/5 - 36050 Monteviale (VI)  
Tel/Fax. 0444/962532 Cell. +39 349/0567455  
Mail: [info@studiosisma.com](mailto:info@studiosisma.com)  
C.F. e P.IVA 03797510249

## INDICE

1.	PREMESSE	3
2.	CENNI TEORICI E STRUMENTAZIONE UTILIZZATA	5
2.1	Indagine sismica di tipo passivo in array (Re.Mi.)	5
2.2	Indagine sismica di tipo passivo a stazione singola (H.V.S.R.)	6
3.	CENNI TEORICI DI ANALISI DINAMICA AVANZATA (FLAC 2D - ITASCA, 2011)	7
4.	EVOLUZIONE NORMATIVA E CENNI DI INGEGNERIA SISMICA	12
5.	ANALISI SISMICA DI SITO E DEFINIZIONE CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	13
5.1	Risultati ottenuti dalle indagini sismiche effettuate	13
5.2	Indagine sismica passiva in <i>array</i> (Re.Mi. n° 1) con inversione congiunta all'H.V.S.R.	14
5.3	Indagine sismica passiva in <i>array</i> (Re.Mi. n° 2) con inversione congiunta all'H.V.S.R.	15
5.4	Indagini sismiche passive a stazione singola (H.V.S.R.)	16
5.5	Categoria di sottosuolo di fondazione secondo le Norme Tecniche sulle Costruzioni - D.M. 14 gennaio 2008	17
6.	MODELLAZIONE NUMERICA AVANZATA	18

## ALLEGATO

-  Spettro di risposta elastico medio da modellazione numerica con Tr 949 anni e smorzamento 10% (SLV) in free-field
-  Spettro di risposta elastico medio da modellazione numerica con Tr 949 anni e smorzamento 10 % (SLV) con piano posa fondazioni a 5 m dal p.c. attuale

## BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE





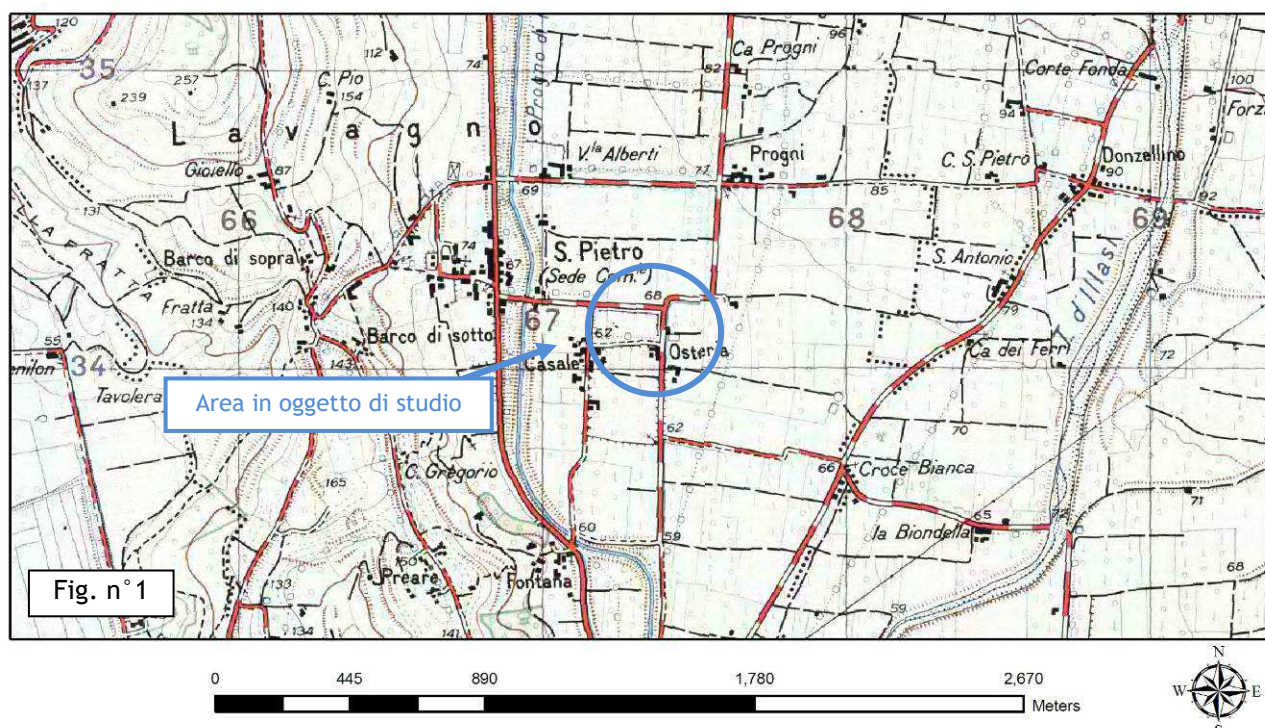
## 1. PREMESSE

Su incarico e per conto del **Dr. Geol. Davide Dal Degan** è stato condotto il presente studio di risposta sismica locale presso il futuro Polo Scolastico di Via Palazzina, a Lavagno (VR). Al fine di caratterizzare dal punto di vista sismico il sottosuolo dell'area in esame sono state eseguite, in data 05 agosto 2015:

- **n°2 prospezioni sismiche con tecnica passiva Re.Mi. (Refraction Microtremor)** sviluppate in *array* lineari con n°16 geofoni a 4,5 Hz ad asse verticale per la ricostruzione sismo - stratigrafica dei terreni e assegnazione della categoria di sottosuolo di fondazione tramite la stima della velocità di propagazione delle onde S (metodo semplificato);
- **n°1 registrazione di rumore sismico ambientale a stazione singola con elaborazione H.V.S.R. (Horizontal to Vertical Spectral Ratio)** per individuare le frequenze di risonanza del terreno e per ricostruire puntualmente l'assetto sismo - stratigrafico locale fino all'ultimo riflettore in grado di generare amplificazione.

Successivamente, la risposta sismica dei terreni oggetto d'indagine è stata indagata mediante un approccio al continuo in condizioni di bidimensionalità utilizzando, oltre a quelle effettuate, alcune prove geofisiche condotte nelle vicinanze dell'area in oggetto di studio. La tecnica di risoluzione numerica adoperata è quella alle differenze finite (FDM) implementata nel codice di calcolo FLAC 7.0 (ITASCA, 2011), operante nel dominio del tempo. Il codice effettua un'analisi lagrangiana del continuo risolto mediante uno schema di avanzamento temporale di tipo esplicito.

Nella figura a seguire viene evidenziata l'area in oggetto di studio (*Fig. n°1 - Estratto di I.G.M. alla scala 1:25.000*).



L'esatta ubicazione dell'area è stata ottenuta tramite un posizionatore GPS interno alla strumentazione geofisica utilizzata e di seguito riportata in gradi e minuti con decimali secondo lo standard WGS-84 e ED50. Nella figura seguente (*Fig. n°2 - Ubicazione prove in situ*) sono invece riportate, in dettaglio, le posizioni di ogni misura effettuata.

Latitudine	Longitudine
45,439096° N (WGS - 84)	11,13894° E (WGS - 84)
45,440013° N (ED 50)	11,139954° E (ED 50)

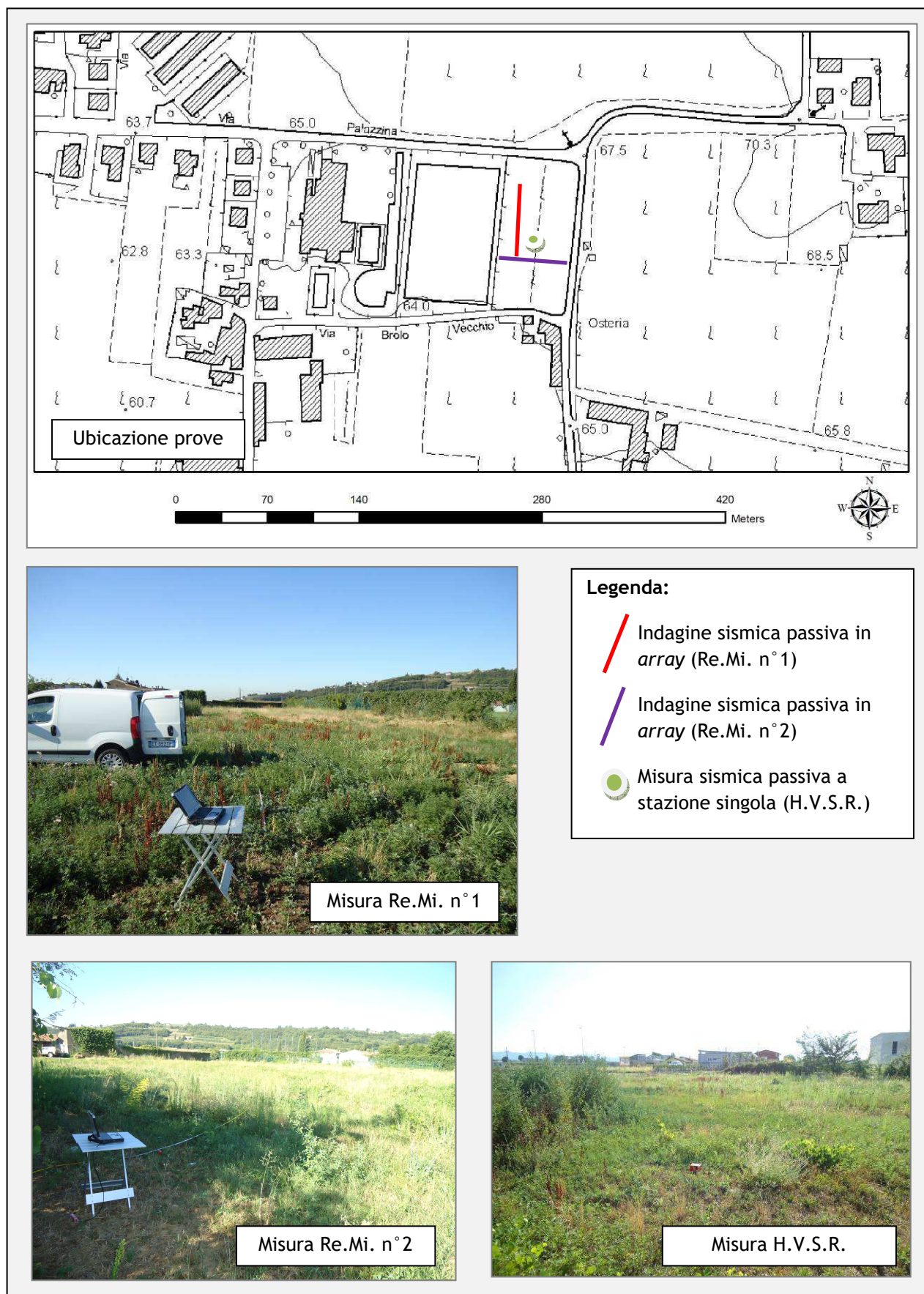


Fig. n° 2 - Ubicazione prove in sito



## 2. CENNI TEORICI E STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

### 2.1 Indagine sismica di tipo passivo in array (Re.Mi.)

**BOX teorico / tecnico** - È noto che la propagazione delle onde, nel caso di mezzi stratificati e trasversalmente isotropi, avviene in maniera diversa rispetto al caso di mezzi omogenei; non esiste più un'unica velocità ma ogni frequenza è caratterizzata da una diversa velocità di propagazione a sua volta legata alle varie lunghezze d'onda. Queste interessano il terreno a diverse profondità e risultano influenzate dalle caratteristiche elastiche, appunto variabili con la profondità. Questo comportamento viene definito *dispersione in frequenza* ed è fondamentale nello sviluppo dei metodi sismici che utilizzano le onde di superficie. Ovviamente le lunghezze d'onda più grandi corrispondono alle frequenze più basse e vanno ad interessare il terreno più in profondità; al contrario, le lunghezze d'onda più piccole, poiché sono associate alle frequenze più alte, rimangono nelle immediate vicinanze della superficie.

I metodi di prospezione sismica che utilizzano le onde di superficie si basano su modelli fisico - matematici nei quali il sottosuolo viene schematizzato come una serie di strati con caratteristiche elastiche lineari. La procedura Re.Mi. è un metodo di prospezione sismica sviluppato presso l'Università di Reno in Nevada (Louie, 2001) e viene classificato come metodo passivo in quanto utilizza il rumore ambientale. I vantaggi promossi da questo metodo sono molteplici: è molto veloce e semplice da usare in fase di acquisizione, raggiunge una buona profondità e risoluzione d'indagine ma soprattutto permette di ottenere migliori risultati in ambienti particolarmente urbanizzati. La fase di acquisizione deve essere effettuata con una serie di accorgimenti e precauzioni da prendere in sito e nella pianificazione della registrazione.

Tutto è finalizzato alla registrazione di dati contenenti la miglior informazione possibile riguardo alla propagazione delle onde di Rayleigh con buon rapporto segnale - rumore. Il rumore incoerente, cioè di tipo casuale, nel caso Re.Mi. rappresenta la fonte del segnale utile che si vuole registrare. I microtremori generati dall'ambiente si propagano nel suolo e di questi si cerca di distinguere il modo fondamentale di vibrazione dell'onda di Rayleigh da quelli superiori e dall'aliasing spaziale. C'è, in questo caso, la necessità di soddisfare la condizione di "omnidirezionalità" delle sorgenti, cioè si suppone che il rumore ambientale provenga sostanzialmente da tutte le direzioni.

I tempi di registrazione dei microtremori sono decisamente più tipo attivo. La registrazione sarà analizzata in finestre temporali che variano dai 10 ai 30 secondi. Sono da considerare la lunghezza dello stendimento  $L$  e la distanza intergeofonica  $\Delta x$ . Quest'ultima agisce sul segnale come una specie di filtro in frequenza. Supponendo, infatti, che il segnale arrivi da tutte le direzioni, maggiore è la spaziatura, minore sarà la frequenza del segnale utile campionabile e viceversa. Se la frequenza è più bassa aumenta la profondità d'indagine. La fase più delicata è quella del *data processing*, che consiste nel trattamento dei dati acquisiti con l'obiettivo di stimare la velocità di fase delle onde di Rayleigh ( $V_r$ ) che sono correlabili con le velocità  $V_s$  di propagazione delle onde  $S$  ( $V_s \approx 1,1 V_r$ ).

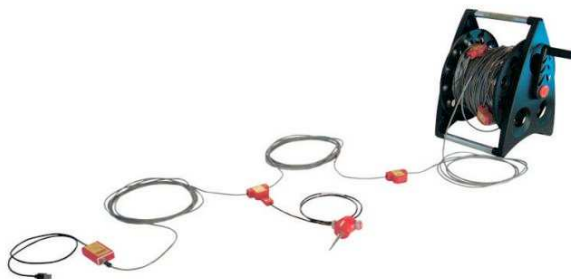
Le varie tecniche di processing trasformano l'informazione registrata nel dominio  $x - t$  (spazio tempo), in un dominio dove l'energia associata all'evento è funzione della frequenza e di altre variabili. Tutto questo allo scopo, attraverso lo spettro, di localizzare la densità di energia maggiore, alla quale sono di solito associate le onde di Rayleigh. Con procedura manuale vengono selezionati dei punti sullo spettro, che andranno a formare la curva di dispersione sperimentale. La scelta di questi valori, denominata *picking*, è condizionata da alcune indicazioni ma è imprescindibile dall'abilità e dall'esperienza dell'interprete anche in base ad altre conoscenze in merito al sito in esame.

Il *sampling rate* utilizzato è stato di 512 Hz in modo da ottenere un elevato dettaglio del segnale. La durata (lunghezza temporale) del segnale registrato è stato di circa 8 minuti per acquisizione.

Il software utilizzato per l'analisi spettrale è *Grilla v.6.4 beta release 2013*. Data la necessità di analizzare con elevato dettaglio le basse frequenze (tipicamente anche al di sotto dei 10 Hz), sono stati utilizzati n°16 geofoni verticali a 4.5 Hz uniti in array lineari totalmente digitali (SoilSpy Rosina).

Ogni geofono è munito di un digitalizzatore che converte il segnale e lo trasmette al sismografo tramite un'interfaccia USB.

Tale sistema permette di avere elevati rapporti di rumore, un perfetto sincronismo e una estrema leggerezza. La spaziatura utilizzata tra i geofoni è stata di 3 m e quindi la lunghezza complessiva di ogni profilo è risultata essere di 45 m. Non sono presenti sostanziali variazioni di quota e quindi il sito può essere considerato orizzontale.





## 2.2 Indagine sismica di tipo passivo a stazione singola (H.V.S.R.)

**BOX teorico / tecnico** - La tecnica sismica passiva (tecnica dei rapporti spettrali o H.V.S.R., Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non richiede nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazione esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque. I risultati che si possono ottenere da una registrazione di questo tipo sono:

- la **frequenza caratteristica di risonanza del sito** che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale. Si dovranno adottare adeguate precauzioni nel costruire edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericolosi per la stabilità degli stessi;
- la **frequenza fondamentale di risonanza di un edificio**, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito (*free-field*) e capire se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;
- la **velocità media delle onde di taglio  $V_s$**  calcolata tramite un apposito codice di calcolo. È necessario, per l'affidabilità del risultato, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia (prova penetrometrica, sondaggio, ecc.) e riconoscibile nella curva H/V. Sarà quindi possibile calcolare la  $V_{s,30}$  e la relativa categoria di sottosuolo come esplicitamente richiesto dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008*;
- la **stratigrafia del sottosuolo** con un range di indagine compreso tra 0,5 e 700 m di profondità anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 metri. Il principio su cui si basa la presente tecnica, in termini di stratigrafia del sottosuolo, è rappresentato dalla definizione di strato inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostante per un contrasto d'impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

Le basi teoriche della tecnica H.V.S.R. si rifanno in parte alla sismica tradizionale (riflessione, rifrazione, diffrazione) e in parte alla teoria dei microtremori. La forma di un'onda registrata in un sito  $x$  da uno strumento dipende:

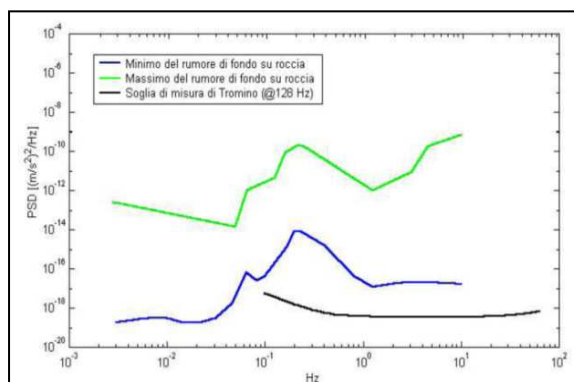
- dalla forma dell'onda prodotta dalla sorgente  $s$ ;
- dal percorso dell'onda dalla sorgente  $s$  al sito  $x$  (attenuazioni, riflessioni, rifrazioni, incanalamenti per guide d'onda);
- dalla risposta dello strumento.

Possiamo scrivere questo come:

$$\text{segnale registrazione al sito } x = \text{sorgente} * \text{effetti di percorso} * \text{funzione trasferimento strumento}$$

Il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre. Si chiama anche *microtremore* poiché riguarda oscillazioni molto piccole, molto più piccole di quelle indotte dai terremoti. I metodi che si basano sulla sua acquisizione si dicono passivi poiché il rumore non è generato *ad hoc*, come ad esempio le esplosioni della sismica attiva. Nel tragitto dalla sorgente  $s$  al sito  $x$  le onde elastiche (sia di terremoto che microtremore) subiscono riflessioni, rifrazioni, intrappolamenti per fenomeni di guida d'onda, attenuazioni che dipendono dalla natura del sottosuolo attraversato. Questo significa che se da un lato l'informazione riguardante la sorgente è persa e non sono più applicabili le tecniche della sismica classica, è presente comunque una parte debolmente correlata nel segnale che può essere estratta e che contiene le informazioni concernenti il percorso del segnale e, in particolare, relative alla struttura locale vicino al sensore. Dunque, anche il debole rumore sismico, che tradizionalmente costituisce la parte di segnale scartata dalla sismologia classica, contiene informazioni. Questa informazione è però "sepolta" all'interno del rumore casuale e può essere estratta attraverso tecniche opportune. Una di queste tecniche è la teoria dei rapporti spettrali o, semplicemente, H.V.S.R. che è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali del sottosuolo; informazione di notevole importanza nell'ingegneria sismica.

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromometro digitale della ditta Micromed S.p.A. modello "*Tromino - engy*" che rappresenta la nuova generazione di strumenti ultra - leggeri e ultra - compatti in alta risoluzione adatti a tali misurazioni. Lo strumento racchiude al suo interno tre terne velocimetriche con i sensori ortogonali tra loro e con intervallo di frequenza compreso tra 0.1 e 256 Hz. Nella figura a fianco si riporta la curva di rumore di "*Tromino*" a confronto con i modelli standard di rumore sismico massimo (in verde) e minimo (in blu) per la Terra. Gli spettri di potenza sono espressi in termini di accelerazione e sono relativi alla componente verticale del moto.



### 3. CENNI TEORICI DI ANALISI DINIMACA AVANZATA (FLAC 2D - ITASCA, 2011)

**BOX teorico** - Il codice di calcolo **FLAC 2D v.7.0** (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*) della Itasca (2011) è basato sul metodo delle differenze finite con un procedimento di tipo esplicito. La flessibilità nella modellazione della geometria del problema, la disponibilità di elementi strutturali, l'elevato numero di modelli costitutivi implementati e la possibilità di svilupparne nuovi, rendono FLAC idoneo allo studio di praticamente tutti i problemi riguardanti il comportamento meccanico di mezzi continui (terreni, rocce, ecc.) e di strutture interagenti. Sviluppato inizialmente per le applicazioni di ingegneria geotecnica e ingegneria mineraria in campo statico ha trovato successivamente, con l'introduzione del modulo dinamico, largo impiego anche per la soluzione di problemi di risposta sismica locale.

Il codice di calcolo FLAC, anche per i problemi in campo statico, risolve le equazioni di equilibrio dinamico di un mezzo continuo:

$$\rho \cdot \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \sum_j \frac{\partial \tau_{ji}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (3.10)$$

dove:

- $\rho$  è la densità
- $x_i$  la componente  $i$ -esima del vettore posizione
- $\dot{u}_i$  la componente  $i$ -esima del vettore velocità
- $g_i$  la componente dell'accelerazione di gravità (forze di volume) lungo la direzione  $i$
- $\tau_{ji}$  la generica componente del tensore degli sforzi.

Il comportamento meccanico dei materiali è espresso dalla legge costitutiva:

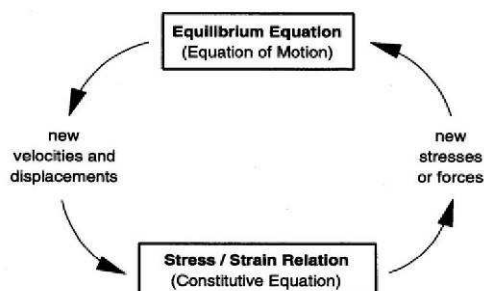
$$\tau_{ji} = M(\tau_{ji}; \dot{e}_{ij}; k) \quad (3.11)$$

dove  $k$  è un parametro che tiene conto della storia di carico,  $M$  un funzionale e  $\dot{e}_{ij}$  il tensore velocità di deformazione espresso dalla:

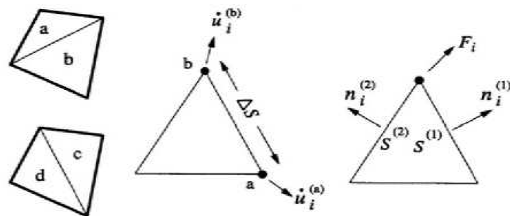
$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right) \quad (3.12)$$

I materiali vengono rappresentati da elementi quadrilateri, o zone, che formano una griglia (*mesh*) che può essere configurata dall'utente in modo da modellare contatti stratigrafici e morfologie superficiali anche complesse e irregolari. A ciascuna zona si assegnano le proprietà fisiche e meccaniche che ne caratterizzano il comportamento nell'analisi. I vertici di ogni zona costituiscono i nodi della griglia.

I metodi alle differenze finite come quelli agli elementi finiti traducono un sistema di equazioni differenziali come le (3.10) in un sistema di equazioni algebriche. Se i metodi agli elementi finiti hanno come punto centrale la definizione delle funzioni di forma che descrivono la variazione delle grandezze che interessano il problema (tensioni, deformazioni) attraverso ciascun elemento, nei metodi alle differenze finite si prescinde da questa definizione delle funzioni di forma, e le equazioni algebriche vengono scritte direttamente in termini di variabili di campo (tensioni, spostamenti) definite nei nodi della *mesh*. In sintesi, l'algoritmo risolutivo dell'approccio esplicito si articola secondo il ciclo indicato nella seguente figura.



Ad ogni nuovo passo di calcolo (step), vengono risolte le equazioni di equilibrio dinamico, per cui dalle tensioni e dalle forze si ottengono i valori corrispondenti delle velocità di deformazione e degli spostamenti; successivamente dalle velocità di deformazione, attraverso le equazioni dei legami costitutivi, si giunge a valori aggiornati delle tensioni. L'ipotesi base dell'approccio esplicito consiste nel fatto che, durante ciascuna fase, le grandezze vengono ricavate da altre grandezze i cui valori sono assunti costanti durante l'operazione. Ad esempio, i valori delle velocità di deformazione sono considerati fissi durante l'operazione di calcolo delle tensioni mediante le leggi costitutive; in altre parole, i nuovi valori calcolati delle tensioni non influenzano le velocità. Questo può apparire poco accettabile dal punto di vista fisico poiché se c'è una variazione di tensione in un punto, questa necessariamente influenza i punti vicini alterandone le velocità di deformazione. Tuttavia se l'intervallo di tempo  $\Delta t$  (timestep) corrispondente al singolo ciclo di calcolo è sufficientemente piccolo, tale alterazione non può propagarsi da un elemento all'altro in tale intervallo. Tale approccio si è dimostrato particolarmente efficiente nella modellazione di problemi non lineari in presenza di grandi deformazioni. Per contro, essendo il  $\Delta t$  richiesto generalmente molto piccolo, sono necessari un gran numero di passi di integrazione cui corrispondono tempi di calcolo molto elevati.



Gli elementi quadrangolari della griglia vengono automaticamente suddivisi dal programma in due set sovrapposti di triangoli a deformazioni costanti. Le equazioni alle differenze finite per ogni triangolo si ottengono dalla forma generalizzata del teorema della divergenza di Gauss:

$$\int_S \mathbf{f} \cdot \hat{\mathbf{n}} \cdot d\mathbf{s} = \int_A \text{div } \mathbf{f} \cdot dA \quad (3.13)$$

in cui:

$\mathbf{n}$  è il versore normale al contorno  $S$  del dominio triangolare

$\mathbf{f}$  la funzione generica (scalare, vettore o tensore)

$A$  la superficie del dominio triangolare di contorno  $S$

$d\mathbf{s}$  la lunghezza incrementale lungo il contorno  $S$ .

Sostituendo ad  $\mathbf{f}$  un valore medio del vettore velocità la relazione precedente consente di scrivere:

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_i} \cong \frac{1}{2A} \sum_s \left( \dot{u}_i^{(a)} + \dot{u}_i^{(b)} \right) n_i \Delta s \quad (3.14)$$

dove (a) e (b) sono due nodi consecutivi sul generico lato del triangolo. Attraverso la (3.12) e la (3.14) è quindi possibile calcolare tutte le componenti del tensore velocità di deformazione. La legge costitutiva è poi utilizzata per calcolare un nuovo valore del tensore delle tensioni. Calcolate le tensioni vengono calcolate le forze equivalenti applicate ai nodi. Le tensioni agiscono in ciascun triangolo come trazioni sui lati del triangolo stesso; ogni trazione è considerata equivalente a due forze agenti sui due nodi all'estremità del lato. Su ogni nodo del triangolo quindi agiscono due forze relative ai due lati convergenti nel nodo stesso:

$$\mathbf{F}_i = \frac{1}{2} \tau_{ij} \left( n_i^{(1)} S^{(1)} + n_i^{(2)} S^{(2)} \right) \quad (3.15)$$

Infine per ciascun nodo vengono sommate tutte le forze dovute ai triangoli convergenti nel nodo, le forze dovute a eventuali carichi esterni applicati e le forze di volume dovute alla gravità. In tal modo viene determinata la forza nodale netta  $\Sigma \mathbf{F}_i$ ; se  $\Sigma \mathbf{F}_i = 0$  il nodo è in equilibrio altrimenti subirà un'accelerazione espressa dalla seconda legge di Newton, nient'altro che la (3.10) espressa in termini incrementali:

$$\dot{u}_i \left( t + \frac{\Delta t}{2} \right) = \dot{u}_i \left( t - \frac{\Delta t}{2} \right) + \left[ \sum \mathbf{F}_i^{(t)} \right] \frac{\Delta t}{m} \quad (3.16)$$

dove l'apice indica il tempo in corrispondenza del quale è valutata la variabile e  $m$  è la massa associata a ciascun nodo pari alla somma di un terzo delle masse dei triangoli convergenti nel nodo. Dalla relazione precedente si determinano nuovi valori della velocità e quindi del tensore velocità di deformazione per un nuovo ciclo.

Come detto, condizione essenziale dell'algoritmo descritto, è che il *time step*  $\Delta t$  corrispondente al singolo ciclo di calcolo sia sufficientemente piccolo da rendere accettabile l'approssimazione di tensioni e velocità costanti sul singolo *step* di calcolo. In particolare  $\Delta t$  deve essere inferiore ad un *time step* critico  $\Delta t_{crit}$  definito dalla:

$$\Delta t_{cr} = \min \left\{ \frac{A}{V_p \Delta x_{max}} \right\} \quad (3.17)$$

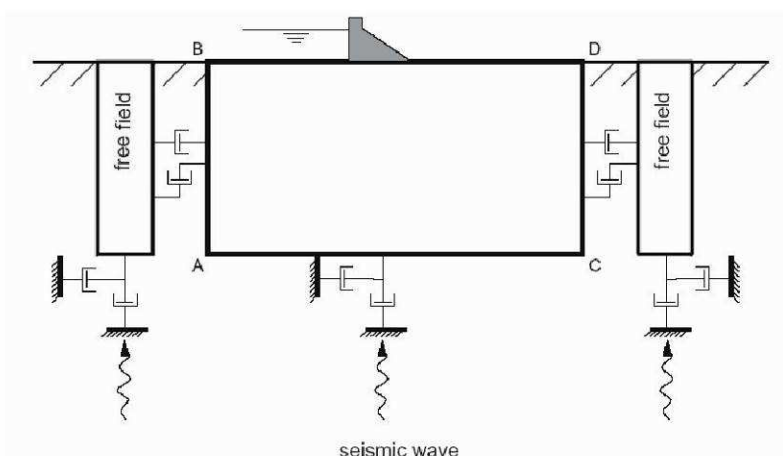
dove  $A$  è la superficie del sub-elemento triangolare,  $\Delta x_{max}$  la dimensione massima della zona (in genere la diagonale) e  $V_p$  la velocità delle onde di compressione. La funzione minimo è presa su tutte le zone. Il *timestep* critico è tanto più piccolo (e i tempi di calcolo quindi tanto più elevati) quanto più la rigidità del materiale è elevata e quanto più piccolo è l'elemento. Il  $\Delta t$  di calcolo viene determinato internamente da FLAC applicando un coefficiente di sicurezza due al valore fornito dalla (3.17).

Particolare attenzione va posta nella scelta delle dimensioni degli elementi della *mesh* in quanto queste condizionano in maniera fondamentale l'accuratezza numerica della trasmissione delle onde. In particolare, per un'accurata modellazione viene consigliato di scegliere una altezza degli elementi  $h$  almeno pari ad un valore compreso tra un decimo ed un ottavo della minima lunghezza d'onda di interesse  $\lambda_{min}$ :

$$h \leq \frac{\lambda_{min}}{10} \quad (3.18)$$

La  $\lambda_{min}$  è la lunghezza d'onda che corrisponde alla massima frequenza di interesse ed è legata ad essa dalla velocità di propagazione delle onde di taglio. I metodi alle differenze finite, così come quelli agli elementi finiti, si basano sulla discretizzazione, tramite una *mesh* di nodi, di una porzione finita dello spazio per cui appropriate condizioni al contorno vanno imposte ai confini artificiali di tale regione. In ogni problema di propagazione di onde sismiche, parte dell'energia si allontana indefinitamente dalla regione di interesse verso il semispazio circostante per fenomeni di diffrazione e riflessione dando luogo ad una "perdita" di energia indicata come *smorzamento di radiazione*. Al fine di modellare correttamente questo fenomeno, FLAC consente di minimizzare la riflessione delle onde sui contorni della *mesh* imponendo su questi condizioni di campo libero (*free-field boundaries*) o viscose (*quiet boundaries*). La definizione delle condizioni al contorno è strettamente correlata all'applicazione della sollecitazione dinamica, come discusso in seguito.

I contorni *free-field* consistono sostanzialmente in colonne monodimensionali di larghezza unitaria, situate ai lati del modello, che simulano il comportamento di un mezzo infinitamente esteso (figura seguente).



In pratica, essi riproducono il moto libero del terreno che si avrebbe in assenza della configurazione bidimensionale ed allo stesso tempo impediscono la riflessione ai bordi della *mesh* delle onde diffratte verso l'esterno. Come illustrato, i singoli nodi dei contorni laterali della griglia principale vengono accoppiati alla griglia *free-field* attraverso smorzatori viscosi che materialmente assorbono l'energia delle onde incidenti sui contorni, applicando delle forze viscose proporzionali alla differenza tra il campo di velocità esistente al bordo e quello in condizioni *free-field*. Prima dell'applicazione delle condizioni *free-field* durante l'analisi dinamica il modello deve essere in condizioni di equilibrio statico, per cui è necessario eseguire una analisi statica preliminare per determinare lo stato tensionale e deformativo all'interno del modello. All'atto dell'applicazione delle condizioni *free-field* quindi tutte le variabili di stato determinate dall'equilibrio statico vengono applicate alle colonne monodimensionali ai bordi del modello. I contorni *free-field* sono di notevole utilità in quanto consentono di evitare l'allontanamento dei confini laterali altrimenti necessario, in assenza di confini assorbenti, per la minimizzazione delle onde riflesse dai contorni.

I contorni *quiet* sono invece costituiti, secondo la formulazione di *Lysmer e Kuhlemeyer* (1969), da smorzatori viscosi attaccati alla griglia ed agenti in direzione normale e tangenziale al contorno stesso; essi consentono un pressoché completo assorbimento delle onde di volume che incidono sul contorno. I contorni *quiet* possono essere applicati su contorni verticali, orizzontali o inclinati. Essi vanno applicati al confine inferiore della *mesh* per simulare la base elastica mentre ai bordi del modello, come detto, è preferibile l'utilizzo dei contorni *free-field*.

Le sollecitazioni dinamiche possono essere applicate sia ai bordi della *mesh* sia ai suoi nodi interni in una delle seguenti forme:

- ✓ storia temporale di accelerazioni
- ✓ storia temporale di velocità
- ✓ storia temporale di tensioni
- ✓ storia temporale di forze.

Nell'applicare la sollecitazione dinamica, bisogna però tenere conto di alcune limitazioni che derivano da particolari incompatibilità tra forme di applicazione dell'input e delle condizioni al contorno. Se, ad esempio, queste sono rappresentate da *quiet boundaries* (come avviene solitamente per il bordo inferiore della *mesh*) il loro effetto viene annullato se si applica un accelerogramma o una storia di velocità. In questo caso quindi la base è modellata come rigida cioè perfettamente riflettente dando luogo a irrealistiche sovrastime del moto sismico. Per simulare correttamente una base elastica occorre applicare ai *quiet boundaries* alla base della *mesh* una storia temporale di tensioni. A tal fine, un accelerogramma di input deve essere integrato per ottenere una storia temporale di velocità e questa viene infine convertita in tensioni tramite le seguenti relazioni:

$$\sigma_n = 2(\rho V_p) v_n \quad \sigma_s = 2(\rho V_s) v_s \quad (3.19)$$

dove:

$\rho$  è la densità

$\sigma_n, \sigma_s$  rispettivamente tensione applicata in direzione normale e tangenziale al contorno

$V_p, V_s$  rispettivamente velocità delle onde di compressione e di taglio del materiale che viene simulato al di sotto del contorno inferiore (costituente la base elastica)

$v_n, v_s$  rispettivamente la velocità di input normale e tangente al contorno.

In definitiva quindi un input costituito da onde SV sarà applicato come una storia temporale di tensioni tangenziali mentre le onde P tramite una storia temporale di tensioni normali al contorno. Entrambe le sollecitazioni sono applicate con incidenza verticale.

La non linearità e le proprietà dissipative dei terreni possono essere modellate in FLAC secondo differenti modalità: attraverso l'adozione di un legame costitutivo propriamente non lineare o, a partire dalla versione 5.0 (Itasca, 2005), tramite semplici modelli di *smorzamento isteretico*. Le proprietà dissipative possono altresì essere modellate attraverso la formulazione di *Rayleigh*.

L'adozione di una legge sforzi-deformazione non lineare rappresenta, teoricamente, il modo più efficace per tenere conto della degradazione di rigidità al procedere della deformazione e della dissipazione di energia per isteresi. Questi modelli possono essere accoppiati con modelli di filtrazione per simulare la generazione e dissipazione di eccessi di pressioni neutre e/o fenomeni di liquefazione e consentono inoltre la valutazione delle deformazioni permanenti. Dal punto di vista pratico però spesso i modelli non lineari sono complessi e richiedono la definizione di molti parametri e lunghi processi di calibrazione.

La complessità dei modelli non lineari e la comodità di un utilizzo diretto delle curve  $G/G_0$ - $\gamma$  e  $D$ - $\gamma$  generalmente fornite dalle prove di laboratorio e dalle correlazioni empiriche ha portato all'introduzione di semplici modelli di *smorzamento isteretico* (*hysteretic damping*) nella recente versione 5.0 del codice. Durante ciascun *step* di calcolo, in funzione del valore medio del tensore di velocità di deformazione, viene restituito un fattore moltiplicativo da usarsi nel legame costitutivo in modo da correggere il valore del modulo tangente di taglio associato a ciascun elemento. Il modello isteretico implementato utilizza solo curve continue che esprimono la variazione del modulo di taglio con la deformazione tangenziale, quindi i parametri da fornire in input, che definiscono la forma di tali curve, vanno ricavati attraverso regressione dei dati sperimentali. Analisi di calibrazione dello smorzamento isteretico sono necessarie prima di un suo uso nella pratica corrente.

Nel caso di analisi lineari, o per modellare comunque lo smorzamento a basse deformazioni che spesso i legami costitutivi non lineari non riescono a cogliere, si può utilizzare la formulazione di *Rayleigh*. Essa conduce ad uno smorzamento dipendente dalla frequenza in contrasto con le evidenze sperimentali sul comportamento dei terreni. Il suo impiego richiede pertanto una oculata scelta dei parametri che lo definiscono per limitare la variazione dello smorzamento con la frequenza (*Lanzo et al., 2003 e 2004*). Lo smorzamento di *Rayleigh* è stato originariamente formulato per le analisi strutturali ed è espresso in forma matriciale attraverso la definizione di una matrice di smorzamento  $C$  proporzionale alla matrice di massa  $M$  e a quella di rigidità  $K$ :

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \quad (3.20)$$

dove  $\alpha_R$  e  $\beta_R$  sono i coefficienti di *Rayleigh* che hanno dimensione rispettivamente di  $s^{-1}$  e  $s$ .



E' possibile dimostrare (Chopra, 1995) che lo smorzamento  $\xi_j$  associato al j-esimo modo di vibrazione del deposito è espresso dalla:

$$\xi_j = \frac{1}{2} \left( \frac{\alpha_R}{\omega_j} + \beta_R \omega_j \right) \quad (3.21)$$

dove  $\omega_j$  è la frequenza circolare relativa al modo j.

I coefficienti di *Rayleigh* vengono comunemente determinati attraverso due procedure, a seconda che si fissi il valore dello smorzamento modale in corrispondenza di una o due frequenze naturali opportunamente selezionate (dette frequenze di controllo). Il codice FLAC adotta la prima procedura in accordo alla quale i coefficienti di *Rayleigh* sono espressi dalle:

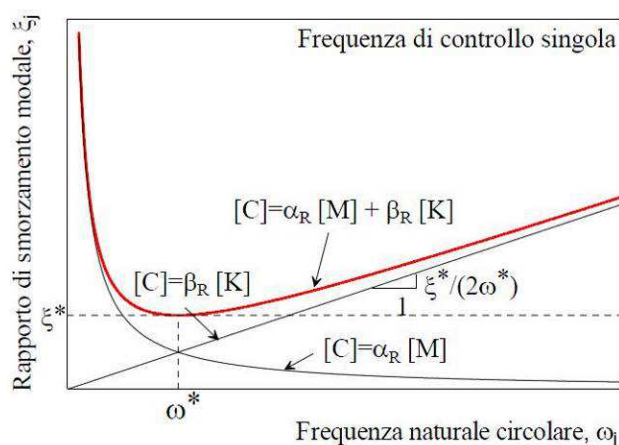
$$\alpha_R = \xi^* \omega^*, \quad \beta_R = \frac{\xi^*}{\omega^*} \quad (3.22)$$

avendo fissato lo smorzamento modale al valore  $\xi$  in corrispondenza della singola frequenza  $\omega$ .

Per ciascun elemento della *mesh* occorre specificare il rapporto di smorzamento  $\xi^*$  del materiale e la frequenza  $\omega^*$ . A titolo di esempio, nel caso di smorzamento  $\xi^*$  e frequenza  $\omega^*$  costante per tutto il deposito, è possibile dimostrare che un'analisi lineare eseguita con FLAC fornisce gli stessi risultati di un'analisi modale con rapporto di smorzamento modale dell'intero sistema variabile con la frequenza circolare naturale  $\omega_j$  secondo la:

$$\xi_j = \frac{\xi^*}{2} \left( \frac{\omega^*}{\omega_j} + \frac{\omega_j}{\omega^*} \right) \quad (3.23)$$

riportata nella figura seguente, nella quale si nota come  $\xi_j$  assuma un minimo (pari al valore imposto  $\xi^*$ ) in corrispondenza della frequenza di controllo  $\omega^*$  mentre sia sovrastimato nel campo dei valori maggiori e minori di  $\omega^*$ .



La formulazione di *Rayleigh* viene applicata a livello del singolo elemento della *mesh* per cui, tra i dati di input, occorre specificare per ciascun elemento il valore del rapporto di smorzamento del materiale che lo costituisce  $\xi^*$  e la frequenza di controllo  $\omega^*$  (o meglio il valore  $f^*$ ). La scelta di  $f^*$  è cruciale per fissare il campo di frequenza in corrispondenza del quale lo smorzamento mostra variazioni contenute rispetto a  $\xi^*$ . In generale,  $f^*$  deve essere scelta nel campo di frequenza significativo per il problema in esame sia in termini di frequenze naturali del sistema che di frequenze predominanti dell'input. In prima approssimazione si può collocare  $f^*$  tra la frequenza fondamentale del sistema e la frequenza predominante dell'input (frequenza corrispondente al massimo dello spettro di Fourier o di risposta). Se questi valori sono distanti è comunque opportuno esaminare con analisi parametriche l'influenza sui risultati delle diverse scelte di  $f^*$ .

In definitiva occorre quindi fornire in input, per ciascun materiale, i seguenti parametri:

- peso dell'unità di volume
- nel caso di analisi lineari modulo di taglio ( $G_0$ ) e di elasticità volumetrico ( $k$ ), o, in alternativa modulo di Young ( $E$ ) e coefficiente di Poisson ( $\nu$ ); nel caso di analisi non lineari occorre fornire i parametri caratteristici del modello adottato
- rapporto di smorzamento ( $\xi^*$ ) e frequenza di controllo ( $f^*$ ) se si adotta la formulazione di *Rayleigh*.

In uscita il codice offre notevoli potenzialità potendo restituire la storia temporale di tutte le grandezze di interesse: spostamenti, velocità, accelerazioni, deformazioni e tensioni. L'interfaccia grafica consente inoltre di costruire ed esportare grafici delle sopra citate grandezze in funzione della profondità o lungo un generico profilo.



#### 4. EVOLUZIONE NORMATIVA E CENNI DI INGEGNERIA SISMICA

**BOX normativo / informativo** - La storia della classificazione sismica Italiana comincia dopo il terribile terremoto di Reggio Calabria e Messina del 1908 (XI grado MCS) che provocò la morte di circa 80.000 persone. In seguito a questo evento ci fu un deciso impegno dello Stato a tradurre in legge le conoscenze scientifiche e tecniche sulle costruzioni sino ad allora maturate. Fu così emanato il Regio decreto n°193 [1909] nel quale è contenuta la prima classificazione sismica del territorio Italiano. Negli anni a seguire si continuò ad aggiornare la normativa tecnica ampliando la classificazione in base alle zone colpite da eventi sismici. Nel 1962 fu pubblicata la Legge n°1684, in seguito ai terremoti di Carnia (1956), Valle del Velino (1961) e Irpinia (1962) dove, per la prima volta, si prescrisse l'applicazione delle norme sismiche ai comuni "soggetti a intensi movimenti sismici" e non solo a quelli colpiti dal terremoto. In seguito ai terremoti dei Monti Nebroli (1967), della Valle del Belice (1968) e di Tuscania (1971), fu emanata la Legge n°64 [1974], che costituisce una pietra miliare nel panorama della normativa sismica poiché stabilì che la classificazione sismica dovesse procedere sulla base di comprovate motivazioni tecniche scientifiche.

La promulgazione dell'Ordinanza P.C.M. n°3274 del 20/3/2003 e successive modifiche ed integrazioni ha determinato sul panorama nazionale un grande rinnovamento sul fronte della normativa tecnica in zona sismica, rappresentata fino ad allora dai contenuti del D.M. 16 gennaio 1996. La principale novità introdotta dall'O.P.C.M. n°3274 è l'abbandono del carattere puramente prescrittivo e convenzionale che caratterizzava le norme tecniche di vecchia concezione, come il D.M. 16/01/1996, per abbracciare un'impostazione puramente prestazionale, in cui gli obiettivi della progettazione e quindi il livello di sicurezza sono esplicitamente dichiarati, a seconda della risposta sismica attesa per la struttura e il sito di costruzione, per un prefissato livello di severità dell'azione sismica.

Le attuali norme tecniche per le costruzioni (N.T.C. D.M. - 14 gennaio 2008) ereditano gran parte dei contenuti dell'O.P.C.M. n°3274 in merito alla progettazione in zone sismiche; tuttavia rispetto a quest'ultimo documento sono anche stati apportati importanti cambiamenti, di cui forse il più rilevante riguarda la definizione dell'**azione sismica**.

Per comprendere pienamente il significato della nuova normativa è necessario rifarsi al concetto di **risposta sismica locale**. Dal punto di vista strettamente fisico, per effetto di sito (risposta sismica locale) s'intende l'insieme delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che un moto sismico, relativo ad una formazione rocciosa di base (R), subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti fino alla superficie (S).

Il moto sismico è amplificato in corrispondenza di determinate frequenze che corrispondono alle frequenze naturali  $f_n$  di vibrazione del deposito:

$$f_n = 1 / T_n = (V_s^* (2n - 1)) / (4 * H) \quad \text{con } n = 1, 2, \dots, \quad [3.1]$$

mentre risulta ridotto di amplificazione alle frequenze elevate a causa dello smorzamento del terreno. Di particolare importanza è la prima frequenza naturale di vibrazione del deposito denominata frequenza fondamentale di risonanza:

$$f_1 = 1 / T_1 = V_s / 4H \quad [3.2]$$

E' quindi necessario porre estrema attenzione a fenomeni di "**doppia risonanza**", cioè la corrispondenza tra le frequenze fondamentali del segnale sismico così come trasmesso in superficie e quelle dei manufatti ivi edificati in quanto le azioni sismiche su di essi sarebbero gravose.

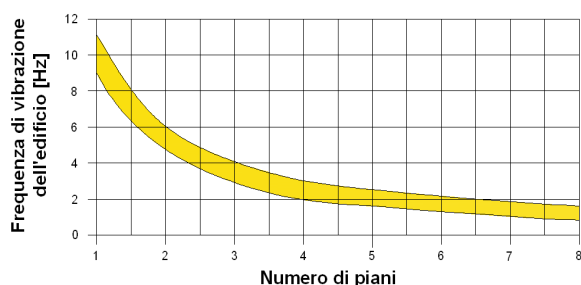
Dal punto di vista empirico, è noto che la frequenza di risonanza di un edificio è governata principalmente dall'altezza e può essere pertanto calcolata, in prima approssimazione, secondo la formula (cfr. Es. Pratt):

$$\text{freq. naturale edificio} \approx 10 \text{ Hz} / \text{numero piani.} \quad [3.3]$$

E' la coincidenza di risonanza tra terreno e struttura:

$$\text{freq. naturale edificio} \approx \text{freq. fondamentale di risonanza del sito} \quad [3.4]$$

ad essere particolarmente pericolosa, poiché dà luogo alla massima amplificazione e deve quindi essere oggetto di studi approfonditi.



**Figura** - Frequenza di vibrazione degli edifici rapportata al numero di piani.

## 5. ANALISI SISMICA DI SITO E DEFINIZIONE CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

### 5.1 Risultati ottenuti dalle indagini sismiche effettuate

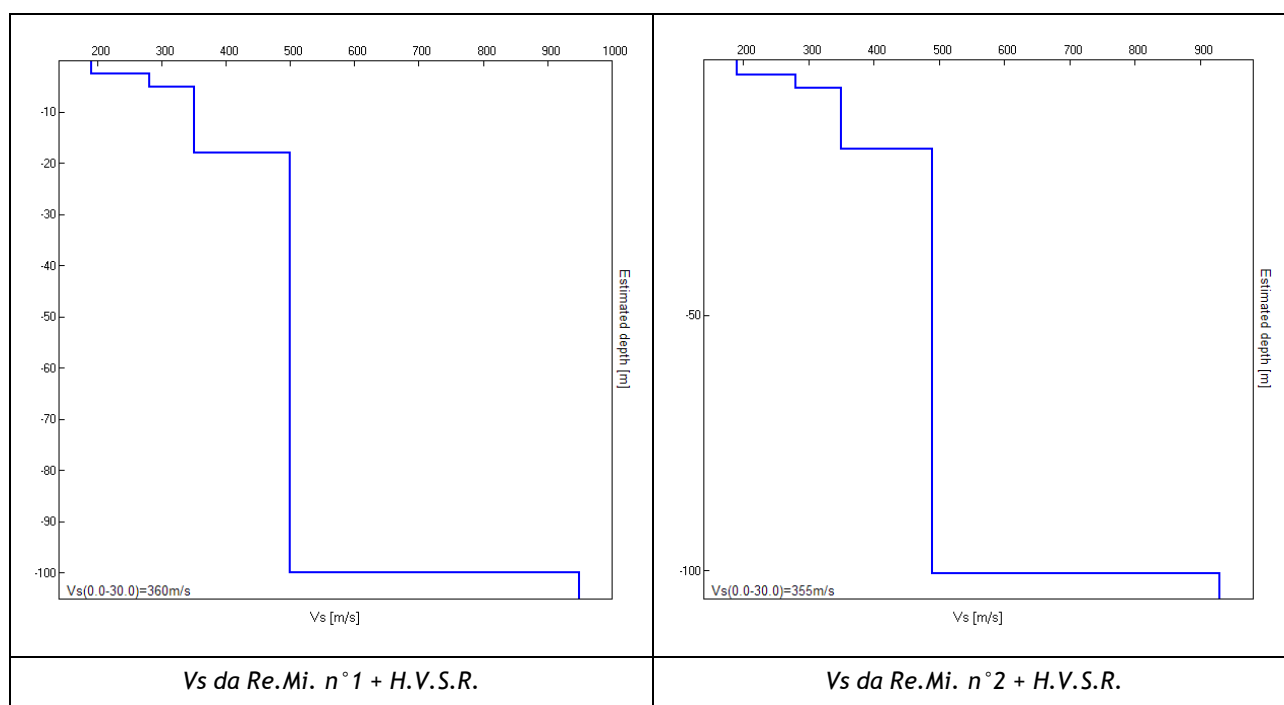
L'utilizzo incrociato delle due tecniche sismiche ha permesso di ottenere un modello sismo - stratigrafico del sottosuolo robusto e affidabile in corrispondenza della zona d'interesse.

Le indagini Re.Mi. hanno individuato le discontinuità sismiche superficiali e stimato le velocità di propagazione delle onde S, mentre la prospezione passiva a stazione singola (H.V.S.R.), tramite inversione congiunta, ha stimato il grado di rigidità della copertura profonda e le *bedrock* geofisico. Inoltre, la misura H.V.S.R. ha determinato le frequenze di risonanza di sito cioè i valori di frequenza attesi in superficie in occasione di evento sismico.

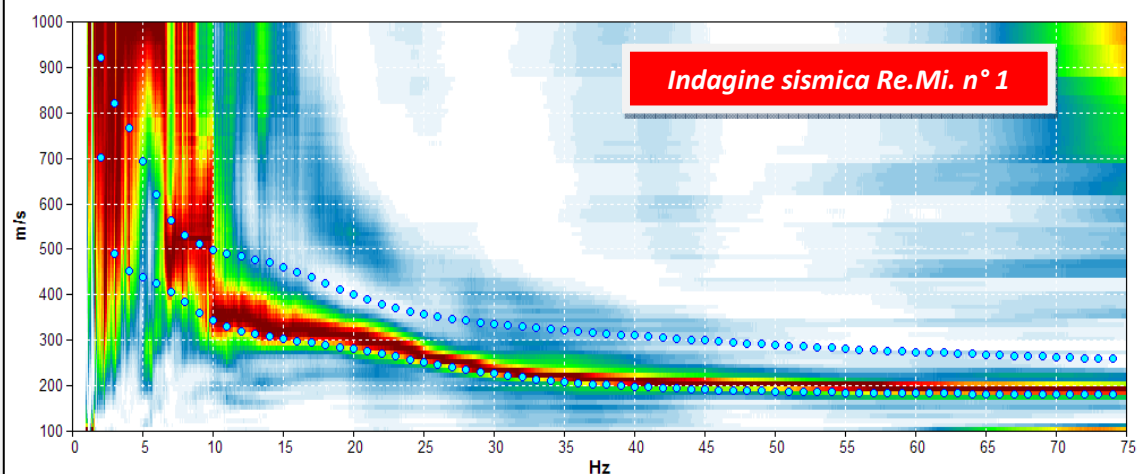
L'attendibilità del modello sismo - stratigrafico desunto è da considerarsi elevata, poiché la coerenza dei segnali è buona e gli spettri di velocità sono ben definiti per quasi tutte le frequenze campionate. Il programma di elaborazione utilizzato permette di considerare non solo il modo fondamentale ma, una volta individuati, anche i modi superiori per vincolare con maggior attendibilità la ricostruzione del sottosuolo.

Le misure condotte hanno evidenziato la presenza di una copertura poco addensata fino a circa 2,5 - 3 m dal p.c. locale caratterizzata da una  $V_s$  di  $\approx 190$  m/s; per valori di profondità maggiori il grado di rigidità diventa più elevato ( $V_s \approx 280 - 350$  m/s; vedi *modelli sismo - stratigrafici interpretativi* riportati a seguire).

Si segnala un aumento della velocità di propagazione delle onde di taglio ( $V_s \approx 500$  m/s) a circa 18 m dal p.c. locale mentre l'ammasso roccioso compatto o quel materiale che, dal punto di vista sismico, si comporta come un *bedrock geofisico* ( $V_s \approx 930 - 950$  m/s) è stato localizzato ad una profondità di  $\approx 100$  m dal p.c. locale.

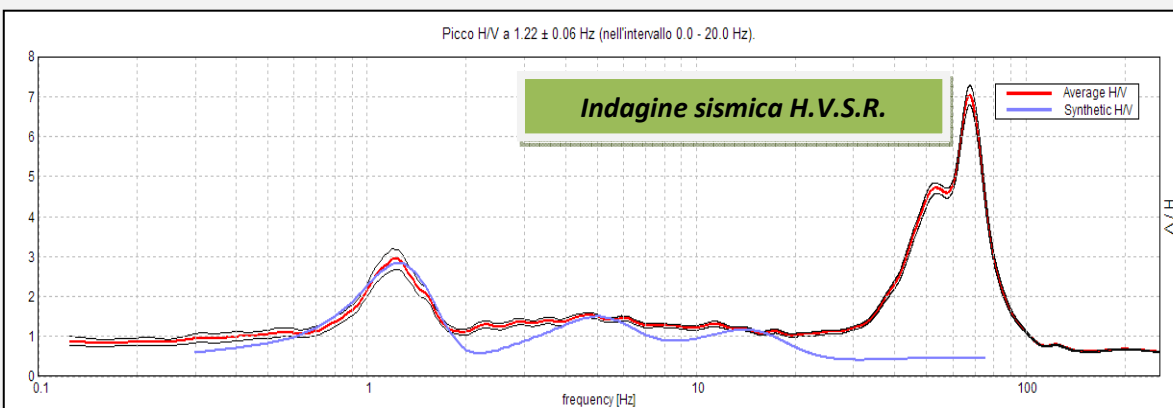


## 5.2 Indagine sismica passiva in array (Re.Mi. n° 1) con inversione congiunta all'H.V.S.R.



*Spettro di velocità: il modo fondamentale è presente in tutte le frequenze campionate. Il segnale si presenta con una buona coerenza.*

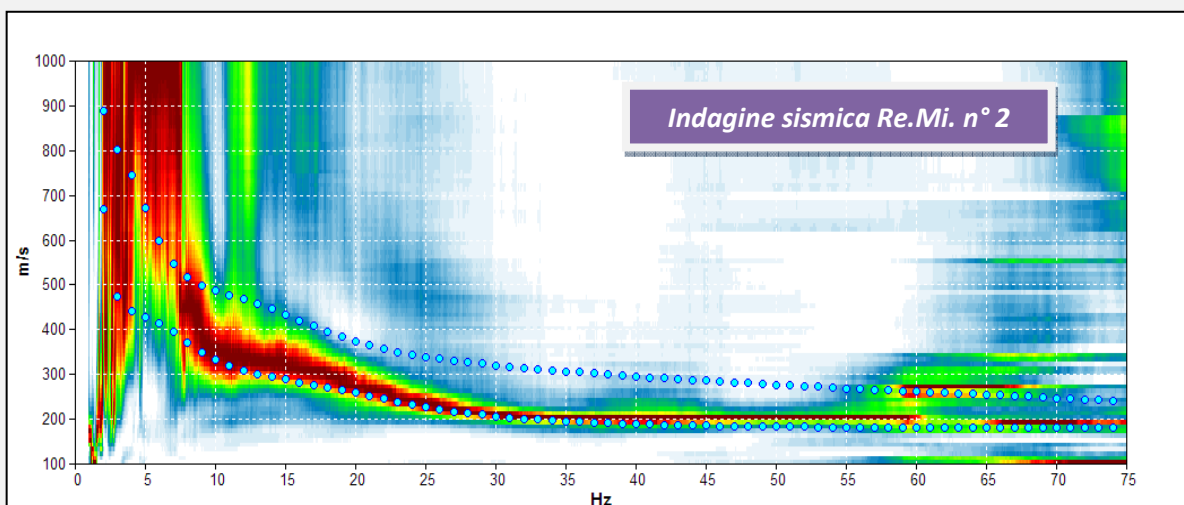
*In blu le curve sintetiche create da una modellazione diretta delle onde S.*



*La curva spettrale rossa rappresenta l'andamento sismico registrato in campagna mentre quella blu è la curva sintetica generata dal codice di calcolo.*

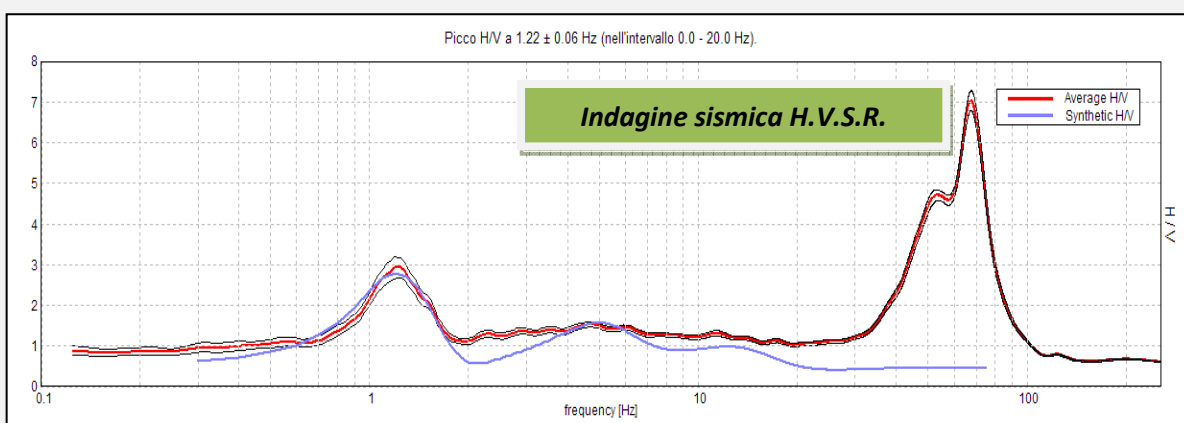
Indagine sismica Re.Mi. n° 1 congiunta all'H.V.S.R.	Velocità onde di taglio [m/s]	Spessori [m]	Profondità [m]
I SISMOSTRATO	190	2,5	0,0 - 2,5
II SISMOSTRATO	280	2,5	2,5 - 5,0
III SISMOSTRATO	350	13	5,0 - ≈ 18
IV SISMOSTRATO	500	82	≈ 18 - ≈ 100
V SISMOSTRATO	950	Semisp.	≈ 100 - Semisp.

### 5.3 Indagine sismica passiva in array (Re.Mi. n° 2) con inversione congiunta all'H.V.S.R.



*Spettro di velocità: il modo fondamentale è presente in tutte le frequenze campionate. Il segnale si presenta con una buona coerenza.*

*In blu le curve sintetiche create da una modellazione diretta delle onde S.*



*La curva spettrale rossa rappresenta l'andamento sismico registrato in campagna mentre quella blu è la curva sintetica generata dal codice di calcolo.*

Indagine sismica Re.Mi. n° 2 congiunta all'H.V.S.R.	Velocità onde di taglio [m/s]	Spessori [m]	Profondità [m]
I SISMOSTRATO	190	3	0,0 - 3,0
II SISMOSTRATO	280	2,5	3,0 - 5,5
III SISMOSTRATO	350	12	5,5 - $\approx$ 18
IV SISMOSTRATO	490	83	$\approx$ 18 - $\approx$ 100
V SISMOSTRATO	930	Semisp.	$\approx$ 100 - Semisp.

#### 5.4 Indagini sismiche passive a stazione singola (H.V.S.R.)

Nel caso specifico del sito in esame si è cercato di correlare i valori di picco, degli spettri di risposta H.V.S.R., con le frequenze fondamentali di risonanza di sito.

Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del modo fondamentale dell'onda di Rayleigh e i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, si sono potute ricavare le frequenze relative ad ogni discontinuità sismica.

La frequenza caratteristica di risonanza di sito, nell'intervallo di normale interesse ingegneristico - strutturale (0,1 - 20 Hz), è risultata di  $\approx 1,2$  Hz.

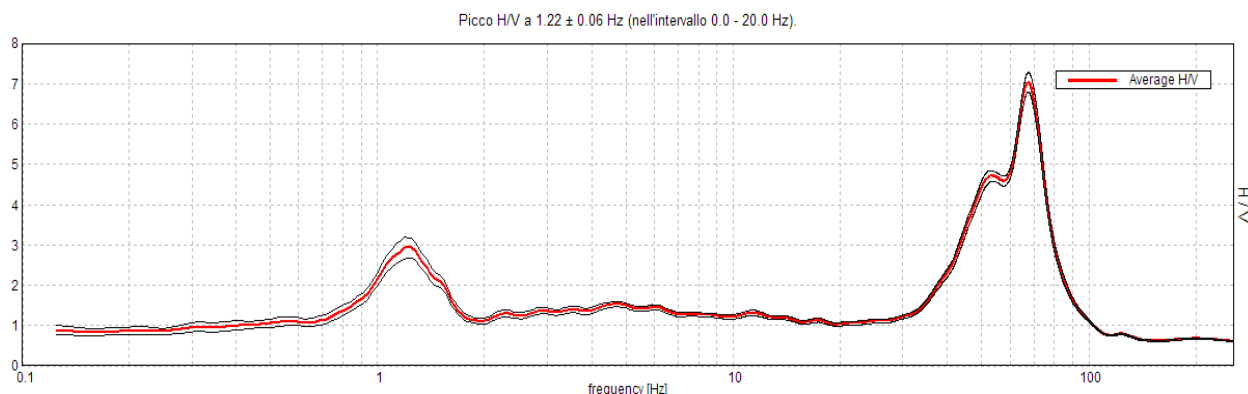
#### Frequenza caratteristica di risonanza registrata

$1,22 \pm 0,06$  Hz

Si ritiene importante, vista l'ampiezza del picco spettrale registrato, considerare l'intervallo frequenziale compreso tra circa 1,0 - 1,6 Hz come *range* di possibili valori di vibrazione del terreno in caso di evento sismico di magnitudo rilevante poiché d'interesse ingegneristico - strutturale.

È ormai consolidata, sia a livello accademico sia professionale, l'ipotesi che le strutture subiscono le sollecitazioni sismiche maggiori quando c'è coincidenza tra la frequenza di vibrazione naturale del terreno investito da un'onda sismica e quella naturale dell'edificio.

Si dovrà quindi porre estrema attenzione nell'edificare strutture aventi lo stesso periodo di vibrazione del terreno, poiché il rapporto H/V calcolato è tale da ipotizzare un elevato fattore di amplificazione del moto sismico in superficie.



La curva spettrale rossa rappresenta l'andamento sismico registrato in campagna mentre quella blu è la curva sintetica generata dal codice di calcolo

Nella tabella seguente, s'illustra la qualità del segnale acquisito in base al progetto [SESAME](#) (Linee guida 2005). Per l'affidabilità della curva H.V.S.R. devono essere positivi i primi tre parametri mentre per avere un chiaro e pulito segnale del picco massimo devono essere soddisfatti almeno cinque dei sei criteri successivi.

Si osserva quindi che il picco a 1,22 Hz soddisfa tutti i criteri e può pertanto essere assunto come frequenza fondamentale di risonanza del sito.

**Picco H/V a  $1.22 \pm 0.06$  Hz (nell'intervallo 0.0 - 20.0 Hz)**

Criteria for a reliable H.V.S.R. curve			
$f_0 > 10 / L_w$	$1.22 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$2559.0 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 60	OK	
Criteria for a clear H.V.S.R. peak			
Exists $f^-$ in $[f_0/4, f_0]$   $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	0.813 Hz	OK	
Exists $f^+$ in $[f_0, 4f_0]$   $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.688 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$2.92 > 2$	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.04122  < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.06243 < 0.12188$	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.2569 < 1.78$	OK	

**5.5 Categoria di sottosuolo di fondazione secondo le Norme Tecniche sulle Costruzioni - D.M. 14 gennaio 2008**

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi o in rapporto ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di Categorie di Sottosuolo di riferimento.

Per definire tali categorie, il D.M. 14/01/08 prevede, il calcolo del parametro  $V_{s,30}$ , ovvero della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  entro 30 m di profondità dal piano di posa di fondazioni superficiali, dalla testa dei pali per eventuali fondazioni indirette, dal piano di imposta delle fondazioni per muri di sostegno di terrapieni o dalla testa delle opere di sostegno di terreni naturali.

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<b><i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i></b> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<b><i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i></b> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>C</b>	<b><i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i></b> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>D</b>	<b><i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti</i></b> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>E</b>	<b><i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i></b> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).



Esistono poi due categorie speciali di sottosuolo, che sono quelle denominate dalle sigle S1 e S2, per le quali le NTC08 richiedono che l'azione sismica sia definita tramite il ricorso a studi speciali. Per queste categorie di sottosuolo non è quindi possibile utilizzare l'approccio semplificato basato sul coefficiente di amplificazione stratigrafica.

<b>S1</b>	<b>Depositi di terreni caratterizzati da valori di <math>V_{s,30}</math> inferiori a 100 m/s (ovvero <math>10 &lt; cu,30 &lt; 20</math> kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.</b>
<b>S2</b>	<b>Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.</b>

Dalle indagini sismiche effettuate è possibile stimare la velocità media di propagazione delle onde di taglio fino a 30 m dal piano di posa delle fondazioni, come espressamente richiesto dalla normativa vigente (*Norme Tecniche sulle Costruzioni - D.M. 14/01/2008*), partendo da varie profondità di posa dal piano campagna, come ad esempio quelle di seguito calcolate:

Profondità piano di posa delle fondazioni	$V_{s,30}$ da Re.Mi. n° 1 + H.V.S.R.	$V_{s,30}$ da Re.Mi. n° 2 + H.V.S.R.
1 m dal p.c.	$V_s (1 - 31) \approx 375$ m/s	$V_s (1 - 31) \approx 369$ m/s
2 m dal p.c.	$V_s (2 - 32) \approx 391$ m/s	$V_s (2 - 32) \approx 384$ m/s
3 m dal p.c.	$V_s (3 - 33) \approx 404$ m/s	$V_s (3 - 33) \approx 401$ m/s
4 m dal p.c.	$V_s (4 - 34) \approx 413$ m/s	$V_s (4 - 34) \approx 409$ m/s
5 m dal p.c.	$V_s (5 - 35) \approx 422$ m/s	$V_s (5 - 35) \approx 418$ m/s

Dalla ricostruzione del quadro geofisico emerso dal presente studio e dalle indicazioni normative, si prevede l'inserimento del sito d'indagine nella **Categoria di Sottosuolo denominata B**, così definita:

**Categoria B** - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $NSPT,30 > 50$  nei terreni a grana grossa e  $cu,30 > 250$  kPa nei terreni a grana fina).

## CATEGORIA TOPOGRAFICA E COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA ST

L'area in esame è modellizzabile nella **Categoria T1** (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$  - cfr. Tabella 3.2.IV del par. 3.2.2 delle NTC); il coefficiente di amplificazione topografica ST si può quindi assumere pari ad **1,0** come indicato nella Tabella 3.2.VI del paragrafo 3.2.3.2.1 delle NTC.

## 6. MODELLAZIONE NUMERICA AVANZATA

Come anticipato nelle premesse, è stato effettuato uno studio di risposta sismica locale tramite una modellazione numerica avanzata in modalità dinamica. Nel rispetto della normativa vigente - *N.T.C. D.M. 14 gennaio 2008* - è stata assunta una severità dell'azione sismica con la probabilità di superamento,  $P$ , e con il periodo di ritorno,  $T_r$ , relativi allo stato limite considerato.

In particolare, è stato considerato un tipo di costruzione 2, con una vita nominale della costruzione ( $V_n$ ) di 50 anni, una Classe d'uso IV con coefficiente d'uso ( $C_u$ ) pari a 2 e quindi una vita di riferimento  $V_r = 100$  anni. A partire da queste indicazioni si è determinato un periodo di ritorno dell'azione sismica di 949 anni corrispondenti allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV).

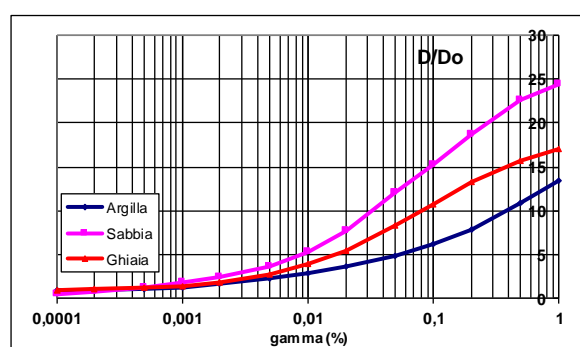
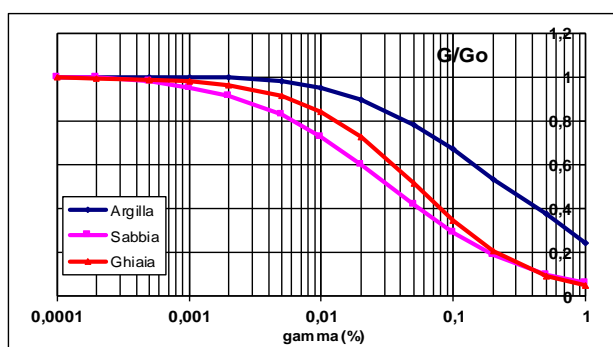
L'input sismico utilizzato è rappresentato da una settupla di storie accelerometriche applicate alla base del modello per ogni stato limite considerato e riferite agli spettri di normativa calcolati per il sito in esame, considerando un sottosuolo di roccia affiorante (classe A) con topografia sub - orizzontale (T1) e correttamente deconvolto (v. Dynamic Analysis della ITASCA, 2011).

In particolare, gli accelerogrammi sono stati ricavati tramite l'utilizzo del software REXEL - *computer aided record selection for code - based seismic structural analysis*.

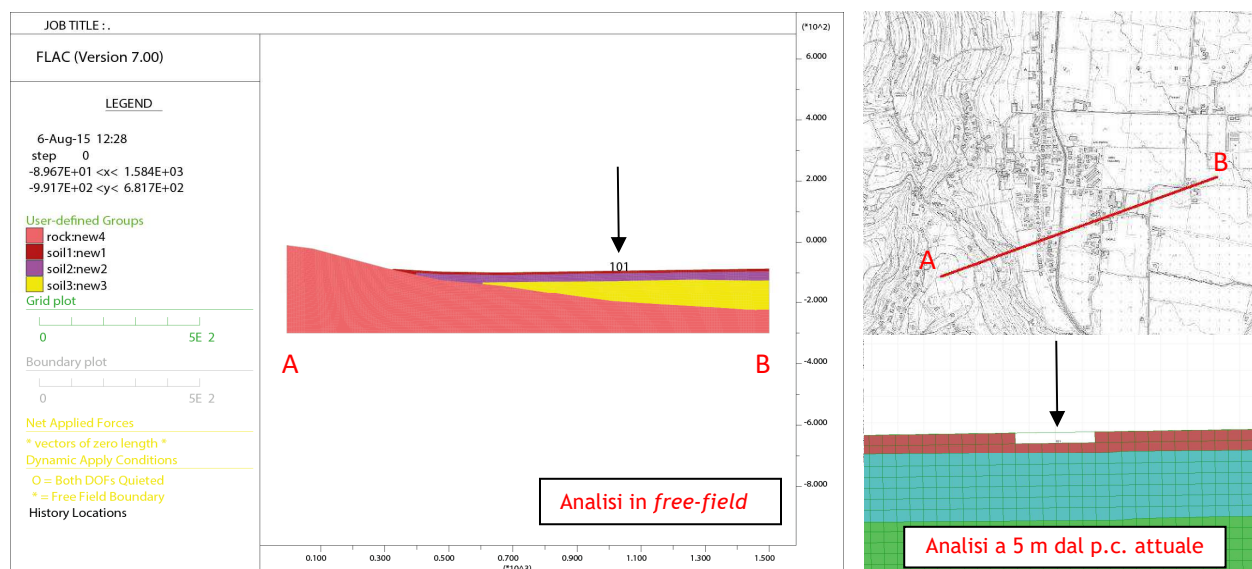
Nella modellazione numerica è stata utilizzata la sismo - stratigrafia e i valori di rigidità ricavati dalle indagini geofisiche eseguite e precedentemente descritte. Il modello geometrico è stato discretizzato con una maglia ad elementi quadrangolari, le dimensioni dei quali sono state stabilite in funzione delle lunghezze d'onda minime caratterizzanti il fenomeno di propagazione sismica, determinabili con la relazione di Kuhlemeyer & Lysmer ( $h_{max} < V_s / 10 * f_{max}$ ) in funzione delle velocità delle onde di taglio nei diversi terreni del modello e della frequenza massima di interesse dei segnali accelerometrici selezionati ( $f_{max}=10$  Hz).

Lungo le frontiere laterali sono stati introdotti particolari elementi assorbenti (*free-field boundaries*), che, oltre ad evitare la riflessione delle onde in maniera analoga agli smorzatori viscosi introdotti da Lysmer & Kuhlemeyer (1969), forzano i nodi delle frontiere laterali a riprodurre il moto di *free-field*, essenziali per le analisi di risposta sismica locale 2D.

Per limitare la riflessione delle onde in corrispondenza della frontiera inferiore del modello sono stati utilizzati degli smorzatori viscosi (*quiet boundaries*) mentre le proprietà dissipative dei materiali sono state ottenute attraverso la formulazione di Rayleigh al 0.02 % per quanto riguarda il *bedrock* sismico e smorzamento isteretico per i materiali più superficiali tramite le curve di degrado  $G/G_0$  e  $D/D_0$  indicate negli "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica" del 2008 e sotto riportate.

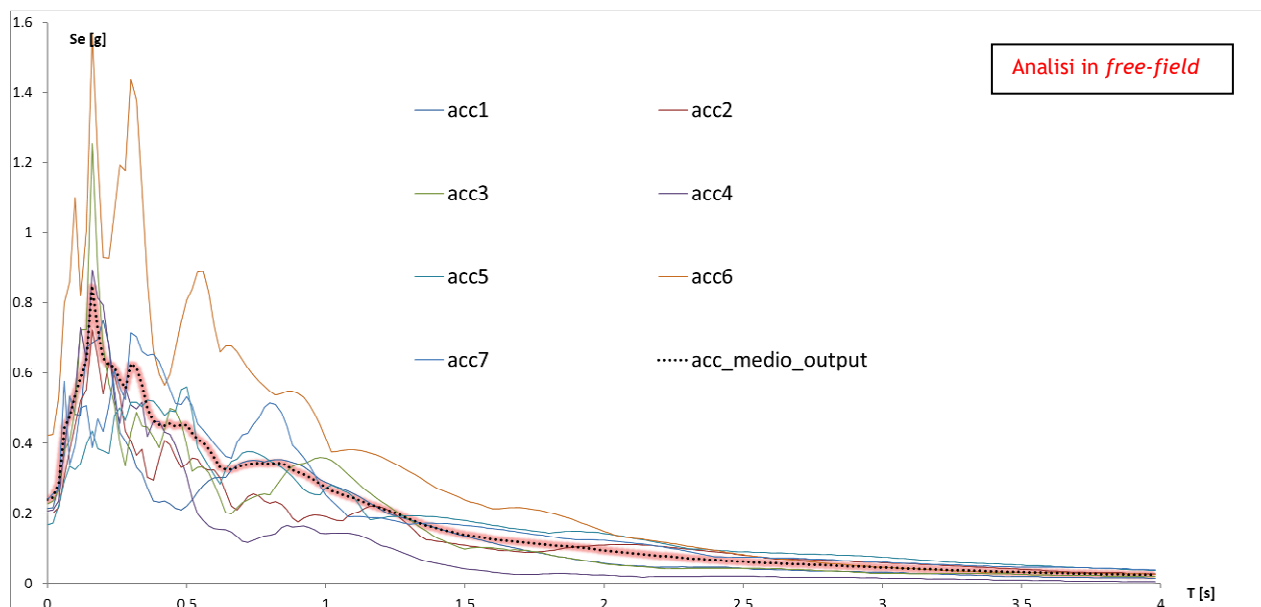


Le *history* (storie temporali) ricavate al tetto del modello rappresentano le storie accelerometriche orizzontali attese nel sito d'indagine. Le n°7 *history* ottenute sono state successivamente plottate in uno spettro di risposta elastico e mediate in una curva rappresentativa (*Step n. 1*), confrontabile con gli spettri di normativa provenienti dall'approccio semplificato (*Step n. 2*). A seguire viene proposto il modello sismo - stratigrafico impiegato per le simulazioni numeriche, sia in condizioni *free-field* sia ipotizzando l'imposta del piano fondazionale a circa 5 m dal p.c. attuale.

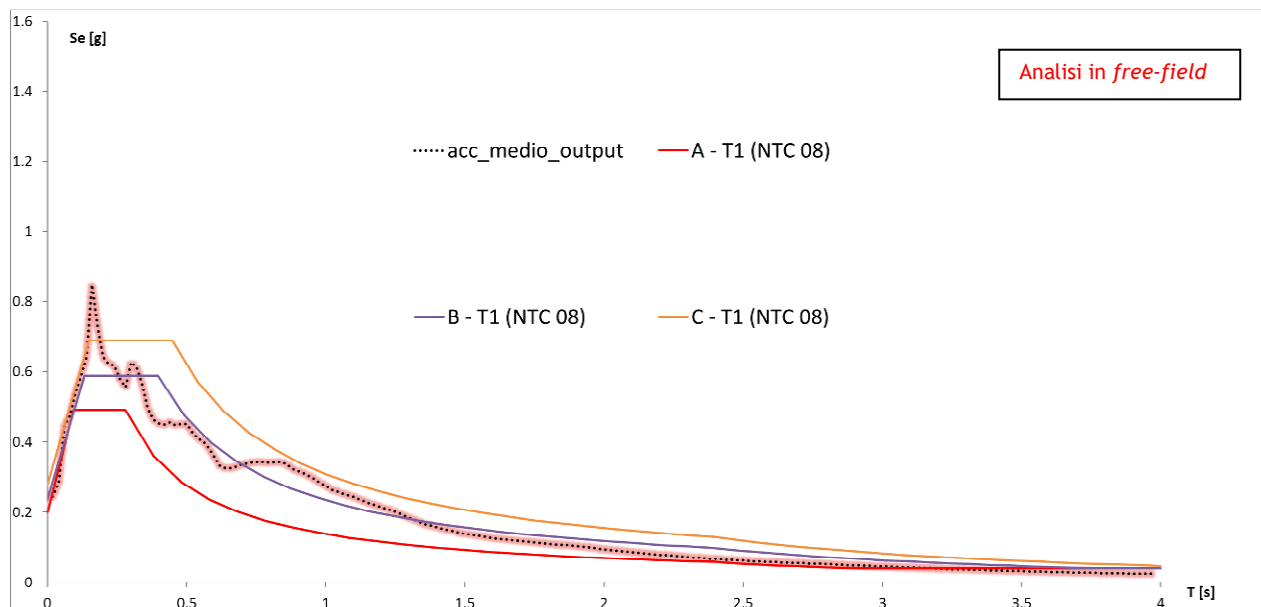


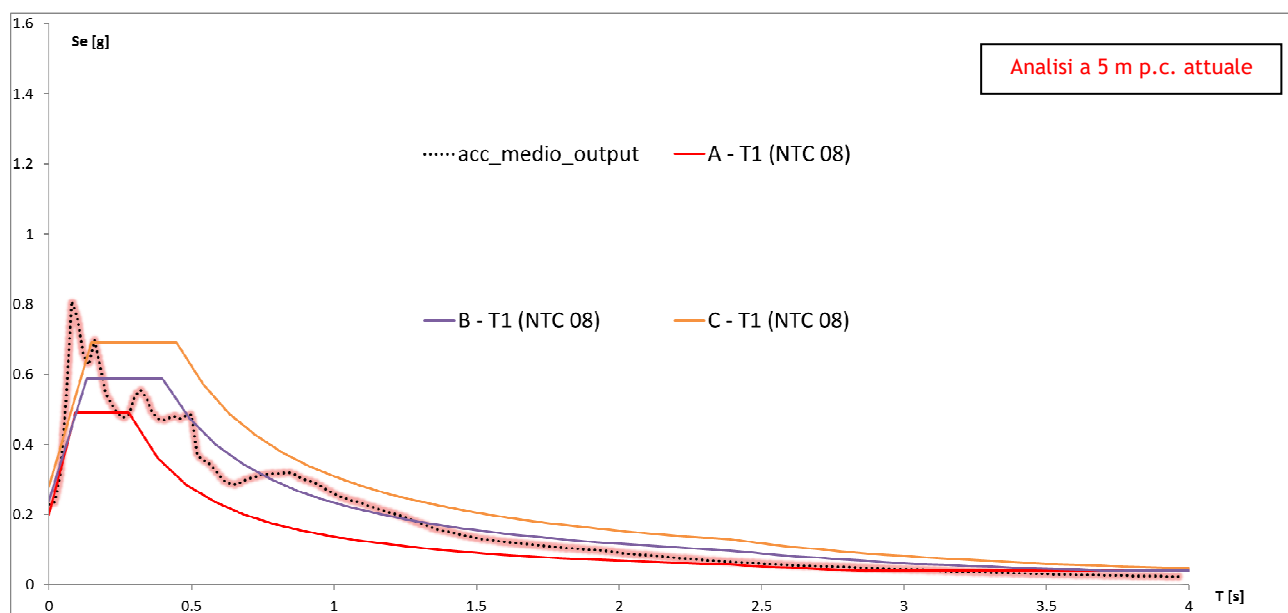
## ANALISI ALLO STATO LIMITE DI VITA (SLV)

**Step n.1:** le linee acc1, acc2, acc3, acc4, acc5, acc6 e acc7 rappresentano gli spettri di risposta elastica calcolati in superficie (tetto del modello) per ogni evento sismico modellizzato. La media di questi è rappresentata dalla linea nera (acc\_medio; v. Allegato).



**Step n.2:** lo spettro di risposta medio viene confrontato con quelli derivanti dalla procedura semplificata di risposta sismica locale e identificabile nelle categorie di sottosuolo.





Il sito in oggetto di indagine si colloca, dal punto di vista normativo (NTC - 08), a cavallo tra la Categoria di Sottosuolo B e la Categoria di Sottosuolo C.

Per entrambe le modellazioni condotte, sia in free-field sia ipotizzando il piano fondazionale ad una profondità di circa 5 m dal p.c. locale, la Categoria C riesce a modellizzare abbastanza bene la risposta sismica locale ad eccezione dei bassi periodi (circa 0,16 s in free-field e 0,08 s con piano di posa delle fondazioni a 5 m dal p.c. locale) dove appare penalizzante nei confronti della sicurezza.



*Resta di stretta competenza del Sig. Progettista la scelta definitiva dell'input sismico da adottare per i calcoli strutturali, che sarà subordinata all'individuazione dei parametri progettuali definitivi.*

*Si ricorda che qualunque tecnica di geofisica applicata ha un margine di errore intrinseco variabile in funzione del tipo di tecnica usata, di strumentazione utilizzata e di problematiche incontrate durante la fase di acquisizione. Infine, i profili di Vs ricavati con questa metodologia, come tutti i metodi indiretti, non presentano una soluzione univoca e quindi più modelli possono fornire curve sintetiche simili tra loro.*

Monteviale, agosto 2015

**STUDIOSISMA srl**  
Via Biron, 102/5 - 36050 Monteviale (VI)  
Tel/Fax. 0444/962532 Cell. +39 349/0567455  
Mail: [info@studiosisma.com](mailto:info@studiosisma.com)  
C.F. e P.IVA 03797510249

## ALLEGATO

-  Spettro di risposta elastico medio da modellazione numerica con Tr 949 anni e smorzamento 10 % (SLV) in free-field
-  Spettro di risposta elastico medio da modellazione numerica con Tr 949 anni e smorzamento 10 % (SLV) con piano posa fondazioni a 5 m dal p.c. attuale

## BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE

- ✓ Aki K., 1964. A note on the use of microseisms in determining the shallow structures of the earth's crust, *Geophysics*, 29, p. 665 - 666.
  - ✓ Arai H. e Tokimatsu K., 2004. S-Wave Velocity Profiling by Inversion of Microtremor H/V Spectrum, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 94, p. 53 - 63.
  - ✓ Castellaro S., Mulargia F. Bianconi L., 2005. Stratigrafia sismica passiva: una nuova tecnica accurata, rapida ed economica, *Geologia Tecnica Regionale*, vol. 3.
  - ✓ D'Amico V., Picozzi M., Albarello D., Naso G. e Tropenscovino S., 2004. Quick estimates of soft sediments thicknesses from ambient noise horizontal to vertical spectral ratios: a case study in southern Italy, *J. Eartq. Eng.*, 8, p. 895 - 908.
  - ✓ Dal Moro G., 2008b, Rapporto sulla campagna Vs30 in Friuli Venezia Giulia, Dipartimento di Scienze Geologiche Ambientali e Marine, Università di Trieste.
  - ✓ Dal Moro G & Pipan M., 2007, Joint Inversion of Surface Wave Dispersion Curve and Reflection Travel Times via Multi-Objective Evolutionary Algorithms, *J. Appl. Geophysics*, 61, 56-81.
  - ✓ Gallipoli R., La Penna V., Lorenzo P. et al., 2000. Comparison of geological and geophysical prospecting techniques in the study of a landslide in southern Italy, *European J. Environm. and Eng. Geophys.*, 4, p. 117 - 128.
  - ✓ Ibs-von Seht M. e Wohlenberg J., 1999. Microtremor measurements used to map thickness of soft sediments, *Bull. Seismol. Soc. America*, 89, p. 250 - 290.
  - ✓ Ivanov, J., Miller, R.D., Xia, J., Steeples, D., and Parck, C.B., 2006, Joint Analysis of Refractions with Surface Waves. An Inverse Refraction-Traveltime Solution: *Geophysics*, 71, R131-R138.
  - ✓ ITASCA (2011) - FLAC 2D v 7.00.413 - *Fast Lagrangian Analysis of Continua* - Version 5.0. User's Guide, Itasca Consulting Group, Minneapolis, USA.
  - ✓ Mucciarelli M. e Gallipoli M.R., 2001. A critical review of 10 Years of microtremor HVSr technique, *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*, 42, P. 255 - 266.
  - ✓ Mucciarelli M. e Gallipoli M.R., 2006. Comparison between Vs30 and other estimates of site amplification in Italy, *Conf. Eartq. Eng. And Seismol.*, Ginevra, 3-8 Sept. no 270.
  - ✓ Mulargia F., Castellaro S., Rossi P.L., 2007. Effetti di sito e Vs30: una risposta alla normativa antisismica", *Il geologo - Ordine dei Geologi Regione Emilia Romagna*.
  - ✓ Nakamura Y., 1989. A method for dynamic characteristics estimates of subsurface using microtremor on the round surface, *QR of RTRI*, 30, p. 25 - 30.
  - ✓ Roth M. & Holliger K- 1999. Inversion of Sourcegenerated noise in high-resolution seismic data. *The Leading Edge*, 18, 1402-1406.
- [SESAME Project](#): "Site Effects Assessment Using Ambient Excitations", 2005.



**ALLEGATO** - Spettro di risposta elastico medio da modellazione numerica con Tr 949 anni e smorzamento 10% (SLV) in free-field

T [s]	Se [g]	T [s]	Se [g]	T [s]	Se [g]	T [s]	Se [g]
0.00	0.239144	1.04	0.258308	2.08	0.087316	3.12	0.041066
0.02	0.244517	1.06	0.252104	2.10	0.086035	3.14	0.040425
0.04	0.286311	1.08	0.248187	2.12	0.084593	3.16	0.039916
0.06	0.444226	1.10	0.243906	2.14	0.083049	3.18	0.039391
0.08	0.476919	1.12	0.237294	2.16	0.081549	3.20	0.038809
0.10	0.539945	1.14	0.230654	2.18	0.080035	3.22	0.038226
0.12	0.587826	1.16	0.224028	2.20	0.078579	3.24	0.037644
0.14	0.642187	1.18	0.219441	2.22	0.077137	3.26	0.037090
0.16	0.849032	1.20	0.213980	2.24	0.075724	3.28	0.036581
0.18	0.731528	1.22	0.208708	2.26	0.074428	3.30	0.036100
0.20	0.642886	1.24	0.203247	2.28	0.073045	3.32	0.035561
0.22	0.622528	1.26	0.197058	2.30	0.071691	3.34	0.035052
0.24	0.617533	1.28	0.190360	2.32	0.070497	3.36	0.034513
0.26	0.582423	1.30	0.183530	2.34	0.069390	3.38	0.034061
0.28	0.557201	1.32	0.177137	2.36	0.068414	3.40	0.033552
0.30	0.627217	1.34	0.170584	2.38	0.067337	3.42	0.033100
0.32	0.611490	1.36	0.165138	2.40	0.066186	3.44	0.032649
0.34	0.564482	1.38	0.160652	2.42	0.065254	3.46	0.032270
0.36	0.496316	1.40	0.156240	2.44	0.064249	3.48	0.031892
0.38	0.463667	1.42	0.152454	2.46	0.063288	3.50	0.031498
0.40	0.452017	1.44	0.148668	2.48	0.062458	3.52	0.031076
0.42	0.449789	1.46	0.144881	2.50	0.061555	3.54	0.030712
0.44	0.455424	1.48	0.141095	2.52	0.060609	3.56	0.030319
0.46	0.447459	1.50	0.137789	2.54	0.059662	3.58	0.029926
0.48	0.450692	1.52	0.135416	2.56	0.058847	3.60	0.029518
0.50	0.451318	1.54	0.133261	2.58	0.058060	3.62	0.029081
0.52	0.427436	1.56	0.130960	2.60	0.057259	3.64	0.028732
0.54	0.410558	1.58	0.128266	2.62	0.056604	3.66	0.028353
0.56	0.400757	1.60	0.125441	2.64	0.056022	3.68	0.027960
0.58	0.381855	1.62	0.123445	2.66	0.055352	3.70	0.027639
0.60	0.357157	1.64	0.121814	2.68	0.054711	3.72	0.027377
0.62	0.331600	1.66	0.120096	2.70	0.054056	3.74	0.027072
0.64	0.325557	1.68	0.118713	2.72	0.053517	3.76	0.026839
0.66	0.324276	1.70	0.117198	2.74	0.052978	3.78	0.026533
0.68	0.330392	1.72	0.115509	2.76	0.052425	3.80	0.026198
0.70	0.336129	1.74	0.113791	2.78	0.051842	3.82	0.025921
0.72	0.338474	1.76	0.112320	2.80	0.051201	3.84	0.025630
0.74	0.342027	1.78	0.110689	2.82	0.050590	3.86	0.025309
0.76	0.342275	1.80	0.108985	2.84	0.049920	3.88	0.025004
0.78	0.341925	1.82	0.107733	2.86	0.049250	3.90	0.024712
0.80	0.340149	1.84	0.106597	2.88	0.048624	3.92	0.024421
0.82	0.341678	1.86	0.105388	2.90	0.047881	3.94	0.024130
0.84	0.341940	1.88	0.103946	2.92	0.047182	3.96	0.023810
0.86	0.336362	1.90	0.102476	2.94	0.046439	3.98	0.023518
0.88	0.324072	1.92	0.101034	2.96	0.045740		
0.90	0.317402	1.94	0.099374	2.98	0.045071		
0.92	0.311388	1.96	0.097641	3.00	0.044532		
0.94	0.303713	1.98	0.095850	3.02	0.043978		
0.96	0.293957	2.00	0.093942	3.04	0.043411		
0.98	0.281986	2.02	0.091991	3.06	0.042857		
1.00	0.273890	2.04	0.090127	3.08	0.042246		
1.02	0.264380	2.06	0.088656	3.10	0.041692		



**ALLEGATO** - Spettro di risposta elastico medio da modellazione numerica con Tr 949 anni e smorzamento 10% (SLV) con piano posa fondazioni a 5 m dal p.c. attuale

T [s]	Se [g]	T [s]	Se [g]	T [s]	Se [g]	T [s]	Se [g]
0.00	0.228586	1.04	0.246454	2.08	0.085612	3.12	0.040382
0.02	0.236158	1.06	0.240760	2.10	0.084171	3.14	0.039784
0.04	0.316266	1.08	0.236755	2.12	0.082773	3.16	0.039231
0.06	0.529212	1.10	0.232197	2.14	0.081258	3.18	0.038663
0.08	0.800122	1.12	0.226649	2.16	0.079904	3.20	0.038081
0.10	0.660376	1.14	0.220562	2.18	0.078462	3.22	0.037527
0.12	0.610265	1.16	0.214606	2.20	0.077108	3.24	0.036974
0.14	0.620012	1.18	0.210310	2.22	0.075710	3.26	0.036421
0.16	0.711203	1.20	0.205403	2.24	0.074385	3.28	0.035911
0.18	0.612300	1.22	0.200364	2.26	0.073118	3.30	0.035416
0.20	0.580363	1.24	0.194801	2.28	0.071807	3.32	0.034950
0.22	0.500230	1.26	0.188627	2.30	0.070526	3.34	0.034469
0.24	0.490054	1.28	0.182132	2.32	0.069448	3.36	0.033989
0.26	0.475652	1.30	0.176074	2.34	0.068400	3.38	0.033523
0.28	0.487069	1.32	0.170031	2.36	0.067380	3.40	0.033071
0.30	0.538765	1.34	0.163929	2.38	0.066259	3.42	0.032605
0.32	0.554580	1.36	0.158599	2.40	0.065225	3.44	0.032168
0.34	0.534950	1.38	0.154813	2.42	0.064220	3.46	0.031775
0.36	0.493418	1.40	0.151143	2.44	0.063230	3.48	0.031338
0.38	0.474501	1.42	0.147488	2.46	0.062371	3.50	0.030945
0.40	0.468400	1.44	0.143804	2.48	0.061482	3.52	0.030566
0.42	0.476030	1.46	0.140076	2.50	0.060550	3.54	0.030188
0.44	0.480559	1.48	0.136377	2.52	0.059531	3.56	0.029780
0.46	0.473176	1.50	0.133115	2.54	0.058555	3.58	0.029372
0.48	0.482074	1.52	0.130756	2.56	0.057769	3.60	0.028965
0.50	0.485146	1.54	0.128746	2.58	0.056924	3.62	0.028601
0.52	0.370264	1.56	0.126606	2.60	0.056123	3.64	0.028164
0.54	0.356051	1.58	0.124261	2.62	0.055395	3.66	0.027800
0.56	0.347037	1.60	0.121756	2.64	0.054784	3.68	0.027421
0.58	0.330217	1.62	0.120111	2.66	0.054099	3.70	0.027188
0.60	0.310237	1.64	0.118436	2.68	0.053459	3.72	0.026897
0.62	0.291743	1.66	0.116703	2.70	0.052949	3.74	0.026620
0.64	0.287476	1.68	0.115247	2.72	0.052454	3.76	0.026314
0.66	0.286486	1.70	0.113718	2.74	0.051973	3.78	0.026038
0.68	0.295457	1.72	0.112072	2.76	0.051405	3.80	0.025717
0.70	0.301325	1.74	0.110805	2.78	0.050837	3.82	0.025397
0.72	0.307048	1.76	0.109480	2.80	0.050255	3.84	0.025106
0.74	0.312640	1.78	0.107878	2.82	0.049600	3.86	0.024742
0.76	0.314795	1.80	0.106218	2.84	0.048930	3.88	0.024421
0.78	0.316805	1.82	0.105053	2.86	0.048333	3.90	0.024144
0.80	0.316587	1.84	0.103976	2.88	0.047721	3.92	0.023839
0.82	0.318931	1.86	0.102825	2.90	0.047051	3.94	0.023547
0.84	0.319819	1.88	0.101485	2.92	0.046410	3.96	0.023227
0.86	0.315261	1.90	0.100116	2.94	0.045740	3.98	0.022936
0.88	0.304733	1.92	0.098689	2.96	0.045042		
0.90	0.298675	1.94	0.097175	2.98	0.044444		
0.92	0.293826	1.96	0.095573	3.00	0.043862		
0.94	0.287491	1.98	0.093855	3.02	0.043265		
0.96	0.278564	2.00	0.092005	3.04	0.042697		
0.98	0.268079	2.02	0.090127	3.06	0.042100		
1.00	0.260565	2.04	0.08835	3.08	0.041517		
1.02	0.252017	2.06	0.086923	3.10	0.040935		