

# Relazione Geologica

Piano Attuativo di iniziativa privata per la costruzione  
di abitazione unifamiliare

Via della Foce angolo Via Ugolino e Vadino Vivaldi  
Marina di Pisa – Comune di Pisa



**Dott. Geol. Luca Bargagna**

Via Simone Martini, 10

56123 Pisa

Mob: +39 328 7673773

e-mail: lb75.geo@gmail.com

25/06/2024

## SOMMARIO

1	Premessa .....	3
2	Inquadramento geologico.....	5
2.1	Geologia, Geomorfologia e Litotecnica.....	5
2.2	Idrografia e Idrogeologia .....	7
2.3	Rischio sismico .....	8
2.3.1	Classificazione sismica del territorio comunale.....	8
2.3.2	Sismicità storica .....	8
2.3.3	Parametrizzazione dell'azione sismica .....	10
3	Pericolosità – Quadro conoscitivo.....	13
3.1	Pianificazione di Bacino .....	13
3.2	Piano Strutturale Intercomunale dei Comuni di Pisa e Cascina .....	14
3.3	Definizione della pericolosità del Piano Attuativo .....	17
4	Definizione della fattibilità geologica.....	18
5	Indagini geognostiche .....	19
6	Modellazione geologico-tecnica .....	20
6.1	Modello Geologico di Riferimento .....	21
6.2	Modello Geotecnico di Riferimento.....	21
7	Modellazione sismica.....	23
7.1	Condizioni topografiche e categoria di sottosuolo .....	23
7.2	Determinazione frequenza di sito.....	23
7.3	Stabilità nei confronti della liquefazione .....	23
8	Rispetto dell'invarianza idraulica .....	26

## **ALLEGATI**

### **ALLEGATO 1 – REPORT PROVE PENETROMETRICHE**

### **ALLEGATO 2 – REPORT INDAGINI GEOFISICHE**

### **ALLEGATO 3 – TAVOLE**

**TAVOLA 1** – Sezione litotecnica schematica

### **ALLEGATO 4 – LIQUEFAZIONE - VERIFICA FSL**

## 1 Premessa

La presente indagine geologica è stata eseguita per conto dei Sigg. Gerardo Limone, Daniela Rubessi e Luigina Magri a supporto della presentazione di un Piano Attuativo di iniziativa privata per la realizzazione di una nuova soluzione abitativa unifamiliare su un terreno di loro proprietà, ubicato nella frazione di Marina di Pisa all'angolo tra Via della Foce e Via Ugolino e Vadino Vivaldi, nel territorio comunale di Pisa.

**Figura 1** – Inquadramento corografico CTR 1:10.000 (stralcio sezione n.272120)



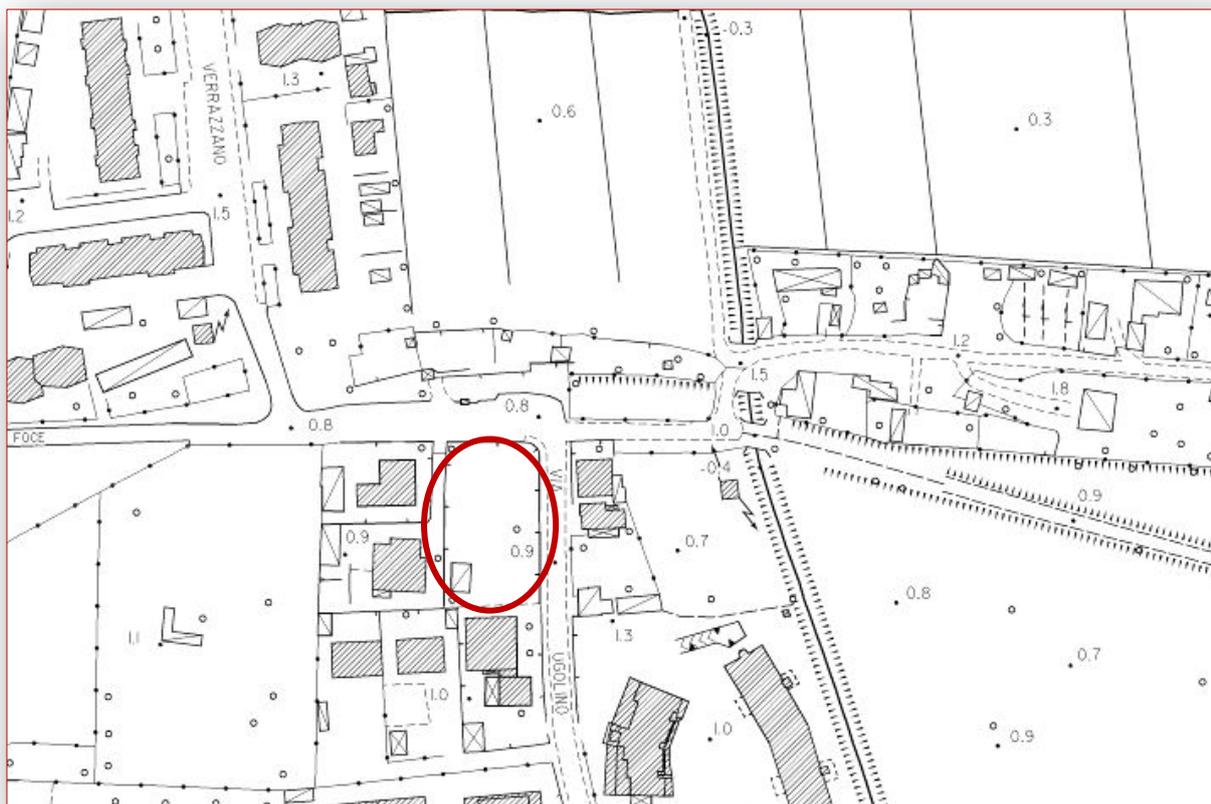
La presente è stata elaborata secondo il D.M. 17 gennaio 2018, la L.R. 65/2014 e ss.mm.ii., il D.P.G.R. 5/R/2020, la L.R. 4/2012, il D.P.G.R 1/R del 19 gennaio 2022 e la L.R. 41/2018.

La presente indagine geologica è finalizzata ad una precisa ricostruzione del quadro geologico, geomorfologico ed idrogeologico dell'area di intervento, tenendo conto in primo luogo dei dati geologici in possesso dell'amministrazione comunale di Pisa, ed in secondo luogo tenendo conto delle informazioni di dettaglio ricavate da indagini geognostiche pregresse eseguite dallo scrivente in un intorno dell'area.

## 2 Inquadramento geologico

L'area oggetto della presente relazione è ubicata nella porzione sud-occidentale del territorio comunale di Pisa, nella frazione di Marina di Pisa (vedere Figura 2).

**Figura 2** – Inquadramento di dettaglio su base CTR 1:2.000 (stralcio foglio n.17E12)



L'area d'intervento è pianeggiante, ad una quota di circa +1,5 metri s.l.m.m..

### 2.1 Geologia, Geomorfologia e Litotecnica

Geologicamente la pianura pisana rientra nella vasta depressione tettonica, corrispondente all'area di pianura ad occidente del Monte Pisano, dove già alla base dei rilievi montuosi di Caprona lo spessore dei sedimenti neogenici e quaternari che poggiano sul basamento Toscano presentano uno spessore di circa 700 metri (AGIP Mineraria, rilievi sismici a riflessione).

Il livello del substrato roccioso rimane alla profondità di circa 700 metri fino alla città di Pisa, per poi approfondirsi fino ad oltre 2.000 metri sulla costa, in corrispondenza della foce dell'Arno (isobate del tetto del substrato pre - Messiniano).

Ripetuti cicli di trasgressioni e regressioni, dal Miocene (25 M.a.) ad oggi, insieme alle alluvioni dei reticoli fluviali del Serchio e dell'Arno, hanno colmato la Pianura di Pisa fino ad ottenere la conformazione attuale.

I depositi del Miocene superiore sono costituiti da conglomerati, argille e gessi, fino ad arrivare alle sabbie, argille e conglomerati della fine del Miocene. Questi depositi sono caratteristici di un bacino ristretto, con acque poco profonde.

Nel Pliocene inferiore (5 M.a.) la regione pisana è ancora sommersa, ed una intensa subsidenza porta ad un ampliamento del bacino marino. I depositi che caratterizzano questa epoca sono prevalentemente argillosi ed evolvono a facies sabbiose. A metà del Pliocene si assiste ad una regressione marina che porta ad una completa emersione nel Pliocene superiore; inizia quindi a delinearci il sistema idrografico dell'Arno e del Serchio, che incidono i precedenti depositi marini.

Nel corso del Pleistocene assumono grande importanza le oscillazioni eustatiche del livello del mare, collegate con le alternanze caldo - freddo dei cicli glaciali.

Le "Sabbie ed argille ad Artica", che si trovano in affioramento sulle Colline Pisane e Livornesi, corrispondono alla fase trasgressiva del ciclo sedimentario del Pleistocene inferiore. In concordanza con questi depositi si trovano le "Sabbie di Nugola vecchia", che rappresentano, con facies di spiaggia prima sommersa, poi emersa, di duna e di laguna retrolitorale, la fase regressiva dello stesso ciclo sedimentario. Un episodio di erosione, a causa dell'emersione della regione, precede la deposizione delle ghiaie che caratterizzano il substrato della pianura pisana. Queste ghiaie sono note come "Conglomerati dell'Arno e del Serchio da Bientina" e corrispondono alla fase anaglaciale di grande umidità ed approfondimento fluviale del Würm II. La loro importanza, da un punto di vista idrogeologico, per la pianura di Pisa è fondamentale, in quanto questo livello alimenta migliaia di pozzi per acqua. Il livello è caratterizzato da depositi ciottolosi grossolani, tra i cui elementi sono riconoscibili quarziti e calcari cristallini provenienti dal Monte Pisano e dalle Apuane; essi devono essere stati trasportati dal paleo Serchio da Bientina, che confluiva nell'Arno presso Calcinaia.

Immediatamente alle spalle del litorale è presente una fascia, di larghezza compresa tra 4 e 7 km, caratterizzata dall'alternanza di sedimenti sabbiosi e limo-argillosi originati da un sistema di lidi e dune e dalle lagune e paludi retrostanti (Olocene).

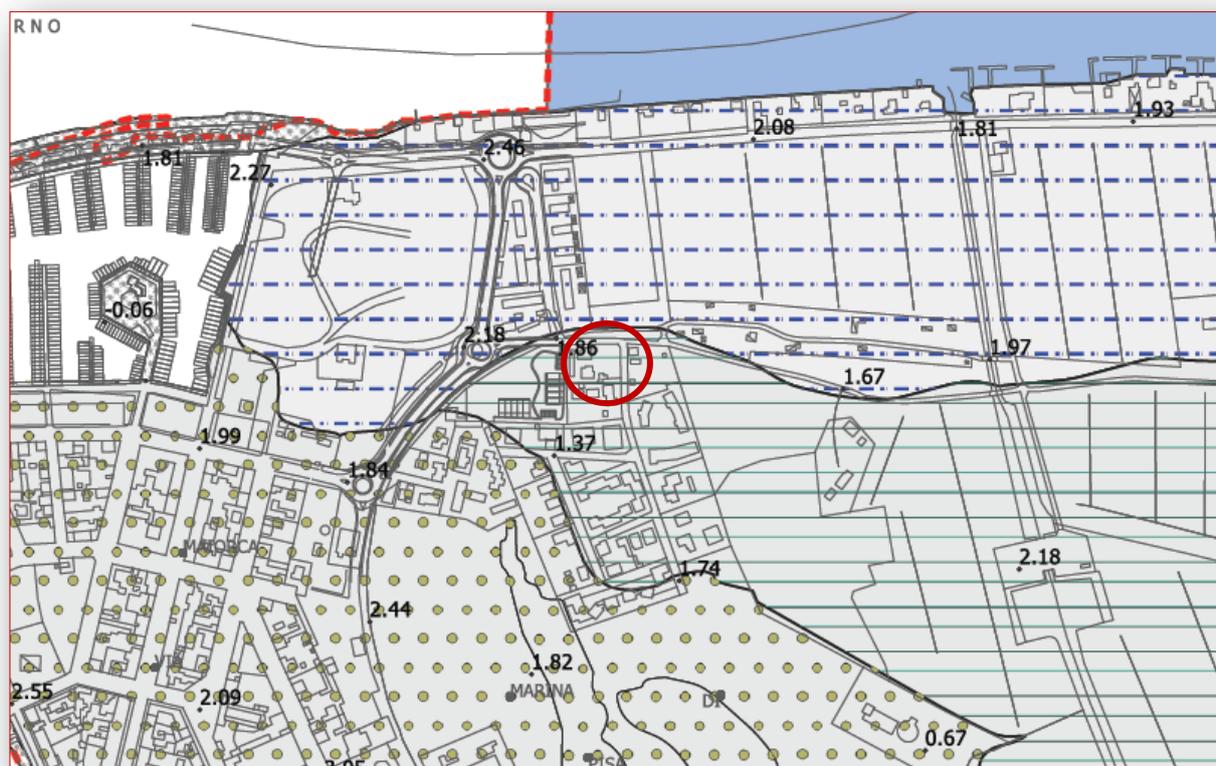
I lidi (detti anche "cotoni"), allineati lungo gli antichi andamenti del litorale, sono poco elevati e corrispondono a barre emerse per sovraccumulo di sedimenti trasportati dalla deriva litoranea e scaricati sulle spiagge. Attualmente risultano stabilizzati dalla vegetazione.

Le dune (dette anche "tomboli"), che raggiungono altezze fino a 8 m, hanno una disposizione spaziale molto più irregolare rispetto ai lidi, a causa della loro origine eolica.

Le aree lagunari e palustri (dette anche "lame") presentano allineamenti paralleli ai lidi e corrispondono ad antichi tratti di mare leggermente più profondi.

Nel dettaglio, sulla base di quanto indicato nella Carta Geologica di supporto al Piano Strutturale Intercomunale dei Comuni di Pisa e Cascina (estratto in Figura 3 nella pagina successiva), nella zona di indagine affiorano depositi palustri, lagunari e di colmata prevalentemente argillosi di età olocenica.

**Figura 3** – Aggiornamento del quadro conoscitivo del Piano Strutturale di Pisa – Stralcio Carta geologica



#### Depositi eolici e di spiaggia

-  Depositi di spiaggia emersa: sabbie medie - g2a
-  Depositi eolici: sabbie da medie a fini - da

#### Depositi continentali

-  Depositi alluvionali attuali prevalentemente limosi e argillosi - b(al)
-  Depositi alluvionali attuali prevalentemente limosi e sabbiosi - b(Is)
-  Depositi palustri, lagunari e di colmata prevalentemente argillosi - ea
-  Depositi palustri prevalentemente argillosi - e3a

## 2.2 Idrografia e Idrogeologia

L'area oggetto della presente relazione è situata in sinistra idrografica del Fiume Arno ad una distanza di circa 240 metri rispetto al suo ciglio di sponda, in prossimità della foce.

Da un punto di vista idrogeologico i sedimenti che formano la pianura di Pisa sono costituiti da diverse centinaia di metri di argille, sabbie e ghiaie deposte in ambienti diversi tra loro (si passa dall'ambiente continentale costiero all'ambiente marino fino ad ambienti palustri o lacustri).

Lo studio delle stratigrafie dei pozzi perforati nell'area pisana ha portato all'identificazione di un livello di sabbie di spessore variabile da pochi metri ad alcune decine di metri, il cui tetto è situato a profondità variabili tra 30 e 50 metri, sede di una falda artesianica che in letteratura è stata indicata come prima falda artesianica in sabbia. Da un punto di vista idrogeologico la Pianura Pisana rappresenta un acquifero multistrato costituito da più falde acquifere a diverse profondità, localizzate in corrispondenza dei livelli di sabbia e di ghiaia.

Si può individuare un primo complesso sistema acquifero di tipo freatico all'interno dei sedimenti limo-sabbiosi, presente sulla quasi totalità del territorio comunale, avente uno spessore di qualche metro e contenente alcune piccole falde sospese semi-freatiche.

Esiste poi un secondo orizzonte acquifero contenuto all'interno di sedimenti prevalentemente sabbiosi, prevalentemente artesiano, anch'esso presente su gran parte del territorio comunale. Lo spessore di questo orizzonte acquifero è estremamente variabile, e raggiunge il massimo in prossimità delle antiche dune presenti a Nord dell'Arno (circa 130 metri), diminuendo progressivamente spostandosi verso Sud (fino a circa 10 metri nella zona di studio). La profondità del tetto delle sabbie è variabile e raggiunge un valore massimo di circa 50 metri al di sotto dell'area urbana di Pisa per diminuire spostandosi verso la fascia costiera, dove il sistema acquifero si raccorda alle dune costiere attuali ed antiche (queste aree funzionano da aree di alimentazione).

Dall'analisi della Carta Idrogeologica di supporto al Piano Strutturale Intercomunale dei Comuni di Pisa e Cascina, nell'area in esame il livello della prima falda significativa si attesta ad una quota di poco superiore a 0 metri s.l.m.m., quindi ad una profondità di circa 1-1,50 metri rispetto al piano di campagna.

## **2.3 Rischio sismico**

### **2.3.1 Classificazione sismica del territorio comunale**

Il territorio comunale di Pisa è inserito nella classe sismica 3 ai sensi della Del.G.R.T. n.878 del 08 ottobre 2012 (L.R. 4/2012), aggiornata con Del. G.R.T. n.421 del 26 maggio 2014, all'interno della fascia C (accelerazione orizzontale massima  $a_g \leq 0,125 g$ ).

### **2.3.2 Sismicità storica**

Storicamente il territorio comunale di Pisa non è stato sede epicentrale di eventi sismici significativi, risentendo più che altro della sismicità di aree circostanti tra cui spiccano:

- l'area appenninica della Garfagnana/Lunigiana
- le aree sede di depressioni tettoniche al margine meridionale della Pianura di Pisa come la Val di Fine e la Val d'Era

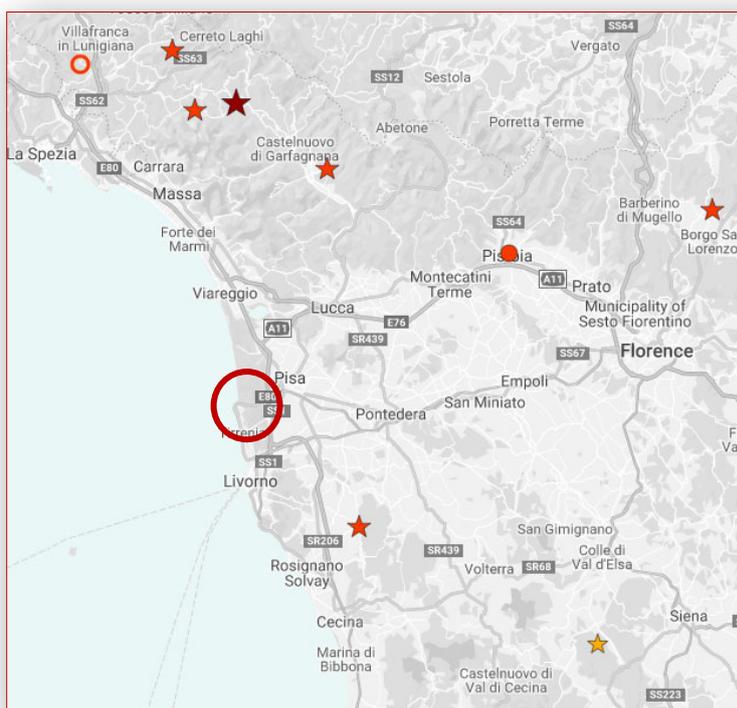
- le dorsali marine (Meloria e Maestra)

Nel 2015 è stato prodotto dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia la V edizione aggiornata del Catalogo dei Forti Terremoti in Italia, denominata CFT15Med, dal quale sono state tratte le seguenti informazioni riguardanti l'area d'interesse (vedere Figura 4 per l'ubicazione degli epicentri). I principali eventi distruttivi (eventi con  $M_w \geq 5.5$ , vedi Tabella 1), sono avvenuti a Nord dell'area di studio, nella porzione di Appennino compresa tra la Garfagnana e la Lunigiana; fa eccezione l'evento del 1846, con epicentro sulle Colline Pisane.

**Tabella 1** – Tabella principali eventi sismici con  $M_w \geq 5.5$  accaduti in un intorno significativo del territorio comunale di Pisa (da CFT15Med, 2015)

Data	Ora	Io	Imax	NOM	Me	Area Epicentrale
1293 03 -	-	8	8	3	5.6	Pistoia
1414 08 07	15:00	7.5	8	7	5.6	Colline Metallifere
1481 05 07	14:15	8	8	6	5.6	Garfagnana
1497 03 03	-	8.5	8.5	1	5.8	Lunigiana
1542 06 13	02:15	9	9	46	5.9	Mugello
1740 03 06	05:40	8	8	32	5.5	Garfagnana
1837 04 11	17:00	9	10	60	5.8	Alpi Apuane
1846 08 14	12:00	9	10	121	5.9	Toscana settentrionale
1920 09 07	05:55:40	10	10	750	6.5	Garfagnana

**Figura 4** – Ubicazione dei principali eventi sismici con  $M_w \geq 5.5$  avvenuti nel territorio comunale di Pisa (da CFT15Med, 2015)



All'interno del catalogo, per la frazione di Marina di Pisa (la località più vicina a Tirrenia presente nel catalogo) è riportato un solo evento sismico con risentimento maggiore o uguale al VI grado della scala MCS per cui si abbia documentazione nelle cronache, ossia il potente terremoto del 07.09.1920, con epicentro nell'alta Garfagnana, per cui i risentimenti su Marina di Pisa vennero classificati di un grado VI della scala MCS in seguito alla narrazione di lievi danni agli edifici.

### 2.3.3 Parametrizzazione dell'azione sismica

Il D.M. 14 gennaio 2008 prima e il D.M. 17 gennaio 2018 poi hanno modificato la tipologia di approccio alla pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale<sup>1</sup> su suolo rigido ( $V_S > 800$  m/s), che attualmente viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente" come definito precedentemente nel "*Rapporto Conclusivo sulla Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica*", elaborato nel 2004 dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia successivamente all'entrata in vigore dell'O.P.C.M. 3274/2003.

Secondo l'approccio "zona dipendente", adottato dalla precedente normativa nazionale in campo sismico, l'accelerazione di base  $a_g$ , senza considerare l'incremento dovuto ad effetti locali dei terreni, era direttamente derivante dalla Zona sismica di appartenenza del comune nel cui territorio è localizzato il sito di progetto.

Con l'entrata in vigore delle nuove NTC la classificazione sismica del territorio è scollegata dalla determinazione dell'azione sismica di progetto, mentre rimane il riferimento per la trattazione di problematiche tecnico-amministrative connesse con la stima della pericolosità sismica. Pertanto, la stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto viene effettuata calcolandoli direttamente per il sito in esame, utilizzando come riferimento le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento.

**Tabella 2 – Assunzioni per il calcolo dei parametri per la determinazione dell'azione sismica**

Coordinate area di intervento (Datum ED50)	Long: 10,279963°E Lat: 43,678055 N
Vita nominale $V_N$	$\geq 50$ anni
Classe d'uso	II
Coefficiente d'uso $C_U$	1
Vita di riferimento $V_R$	50 anni

Ai sensi delle NTC 2018, fissate la vita nominale  $V_N$ , la classe d'uso  $C_U$  e la vita di riferimento  $V_R$  dell'opera (vedi Tabella 2, ai sensi del paragrafo 2.4.3 delle NTC 2018), è possibile determinare i

<sup>1</sup> L'accelerazione massima  $a_{MAX}$  corrisponde al picco di accelerazione orizzontale in superficie prodotto dal terremoto con probabilità di superamento del 10% in 50 anni (tempo di ritorno 475 anni), per terreni compatti, roccia o suolo molto rigido, in occasione di terremoti di moderata o alta magnitudo, che si verificano a distanza dal sito da media a elevata

valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_c$  su sito di riferimento rigido orizzontale necessari per la determinazione delle azioni sismiche, dove:

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

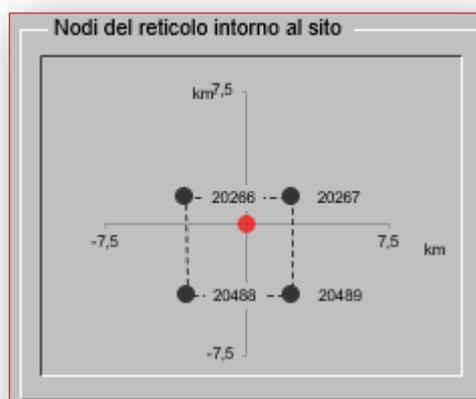
L'allegato B alle NTC 2008, confermato dalle NTC 2018, riporta i valori dei suddetti parametri per ciascun nodo del reticolo di riferimento, relativi alla pericolosità sismica. Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri "p" ( $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_c$ ) di interesse per la definizione dell'azione sismica di progetto possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame (vedi Figura 5), utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici, attraverso la seguente espressione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

nella quale:

- p è il valore del parametro di interesse nel punto in esame
- $p_i$  è il valore del parametro di interesse nell'i-esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame
- $d_i$  è la distanza del punto in esame dall'i-esimo punto della maglia suddetta

**Figura 5 – Ubicazione area di intervento rispetto ai nodi del reticolo di riferimento**



Utilizzando il documento \*.xls Spettri – NTC ver.1.0.3 fornito sul sito internet del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, è stato possibile determinare i parametri suddetti per le assunzioni riportate in Tabella 2 (vedi Tabella 3).

**Tabella 3 – Valori dei parametri sismici in corrispondenza dell'area di intervento**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	30	0,035	2,573	0,213
SLD	50	0,042	2,580	0,246
SLV	475	0,107	2,449	0,278
SLC	975	0,141	2,396	0,280

Ai sensi delle NTC gli SLO (Stato Limite di Operatività) e SLD (Stato Limite di Danno) rappresentano gli Stati Limite di Esercizio (SLE), mentre gli SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita) e SLC (Stato Limite di prevenzione del Collasso) rappresentano gli Stati Limite Ultimi (SLU) della costruzione.

## 3 Pericolosità – Quadro conoscitivo

### 3.1 Pianificazione di Bacino

Il territorio in esame ricade all'interno dell'Autorità di Bacino distrettuale dell'Appennino Settentrionale.

Il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA) del distretto idrografico dell'Appennino settentrionale costituisce lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le misure finalizzate a garantire il perseguimento degli scopi e degli obiettivi di cui alla direttiva 2007/60/CE e al D.L. n.49 del 23/02/2010.

L'elaborazione dei PGRA è temporalmente organizzata secondo cicli di pianificazione, in quanto la Direttiva prevede che i Piani siano riesaminati e, se del caso, aggiornati ogni sei anni. Il primo ciclo ha avuto validità per il periodo 2015-2021. Attualmente è in corso il secondo ciclo di pianificazione.

Con Delibera n.26 del 20/12/2021 la Conferenza Istituzionale Permanente, ai sensi degli articoli n.65 e 66 del D.Lgs. 152/2006, ha adottato il primo aggiornamento del Piano di gestione del rischio di alluvioni 2021-2027 – secondo ciclo di gestione – del distretto idrografico dell'Appennino Settentrionale, che è stato successivamente approvato, ai sensi degli articoli n.57, 65 e 66 del D.Lgs. 152/2006, con D.P.C.M. 01/12/2022, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n.31 del 07/02/2023.

Con l'approvazione del primo aggiornamento del Piano di gestione del rischio di alluvioni (PGRA 2021 – 2027) le mappe del PGRA sono vigenti su tutto il territorio distrettuale.

Nella parte del territorio del distretto idrografico dell'Appennino settentrionale, comprendente il bacino del fiume Arno (a cui l'area di intervento appartiene), il bacino del fiume Serchio, i bacini regionali toscani e la parte toscana del bacino del fiume Magra, il PGRA costituisce il riferimento pianificatorio unico in materia di pericolosità idraulica e, pertanto, sono superati i Piani di bacino, stralcio per l'assetto idrogeologico (PAI) relativi al rischio idraulico.

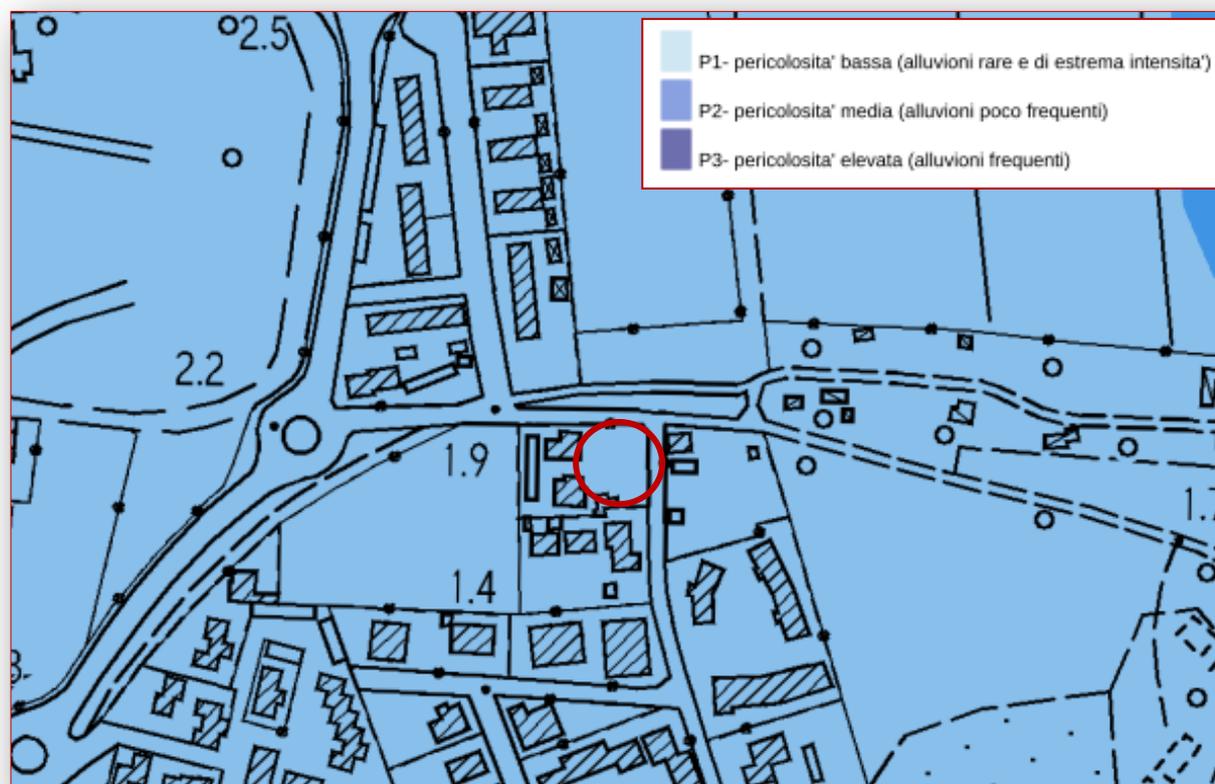
Relativamente al PGRA, l'area di intervento ricade all'interno delle aree classificate a pericolosità da alluvione bassa - Scenario di alluvioni rare e di estrema intensità (**P1**), corrispondenti ad aree inondabili da eventi con tempo di ritorno compreso tra 200 e 500 anni (vedere estratto in Figura 6 nella pagina seguente).

Relativamente all'assetto idrogeologico, nella seduta della Conferenza Istituzionale Permanente (CIP) del 28/03/2024 è stato adottato in via definitiva il "Piano di Assetto Idrogeologico Dissesti Geomorfologici" (PAI dissesti), assieme alle relative misure di salvaguardia.

Le principali novità introdotte dalle misure di salvaguardia rispetto ai PAI vigenti sono:

- Le mappe del PAI dissesti sostituiscono in toto le mappe dei vigenti PAI, che pertanto non hanno più valore formale
- Le condizioni dettate dalla normativa dei PAI vigente sono applicate sulle aree indicate dal PAI dissesti in coordinamento con la nuova disciplina, secondo quanto previsto dalla misura di salvaguardia sino all'approvazione definitiva del PAI dissesti tramite decreto del presidente del consiglio dei ministri

**Figura 6** – Cartografia PGRA Distretto Appennino Settentrionale (dal sito istituzionale del Distretto Appennino Settentrionale)



Secondo le mappe del PAI dissesti, l'area risulta esterna alle perimetrazioni delle aree a pericolosità geomorfologica e da frana; l'area risulta inserita all'interno delle aree interessate da fenomeni di subsidenza;

All'art.13 comma 1 della disciplina di piano è esplicitato che *"...per le aree interessate da fenomeni di subsidenza del terreno, individuate nella mappa di cui all'art. 6 comma 3, le Regioni, le Città Metropolitane, le Province e i Comuni, nell'ambito dei propri strumenti di governo del territorio, anche in seguito a specifici approfondimenti conoscitivi, disciplinano le condizioni di gestione del rischio per il patrimonio insediativo ed urbanizzato esistente e per il suo eventuale sviluppo"*.

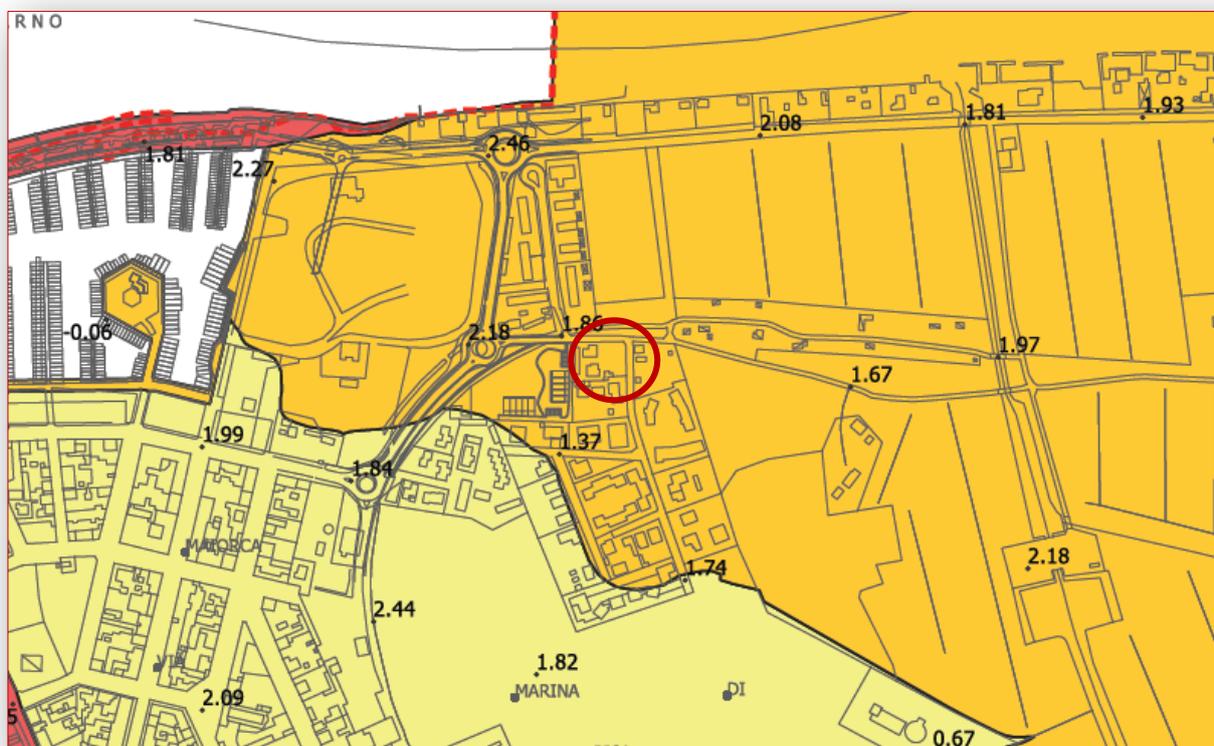
### **3.2 Piano Strutturale Intercomunale dei Comuni di Pisa e Cascina**

Con la Delibera n.30/2023 del 28 marzo 2023 il Comune di Pisa ha approvato il Piano Strutturale Intercomunale dei Comuni di Pisa e Cascina.

Il quadro conoscitivo del nuovo PSI contiene la classificazione della pericolosità geologica, sismica e idraulica del territorio comunale ai sensi del D.P.G.R. n.53/R/2011.

Relativamente alla pericolosità geologica, l'area di intervento ricade all'interno della classe di **pericolosità geologica G3 – Pericolosità geologica elevata** (vedi stralcio in Figura 7).

**Figura 7** – Piano Strutturale Intercomunale dei Comuni di Pisa e Cascina – Stralcio Carta della pericolosità geologica (Tavola QG.10.3)



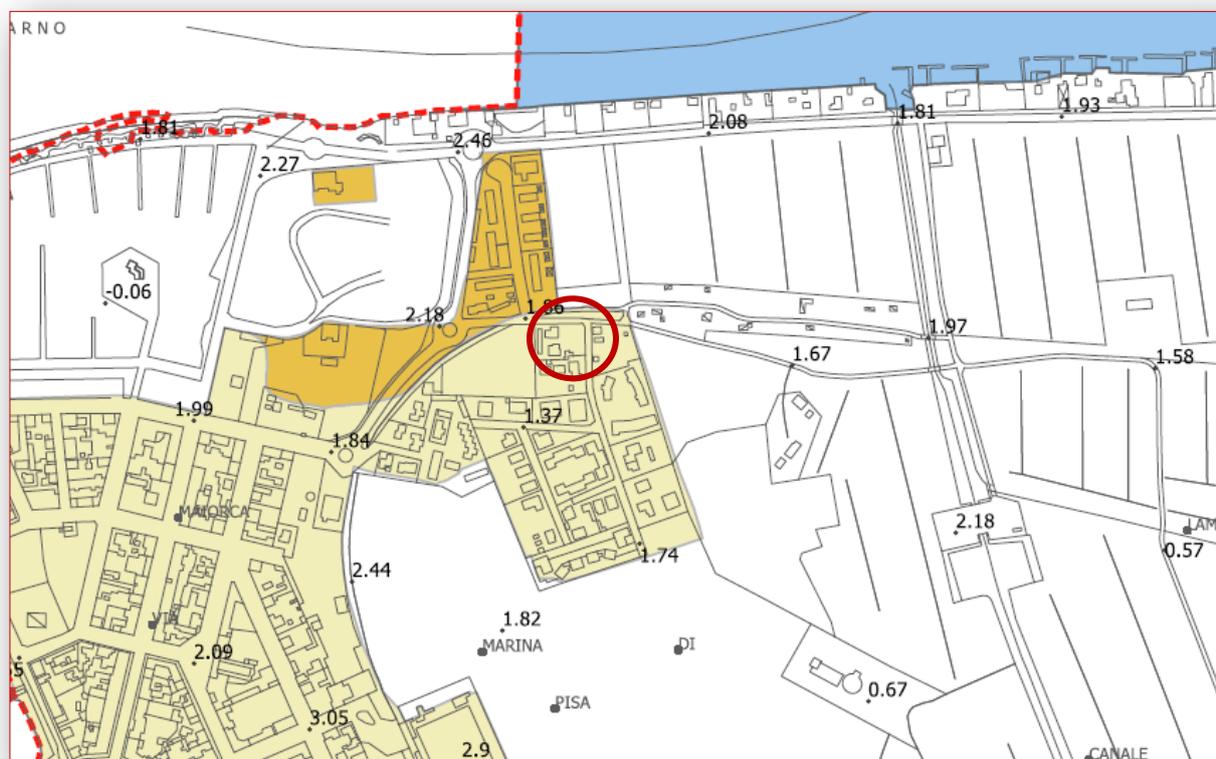
-  G3 - Pericolosità geologica elevata: aree con potenziale instabilità connessa alla giacitura, all'acclività, alla litologia, alla presenza di acque superficiali e sotterranee, nonché a processi di degrado di carattere antropico; aree interessate da fenomeni erosivi e da subsidenza; aree caratterizzate da terreni con scadenti caratteristiche geotecniche

All'interno della classe di pericolosità geologica G3 sono inserite le aree caratterizzate da terreni con scadenti caratteristiche geotecniche, le zone di scarpata, le aree di gola e le aree in subsidenza.

Relativamente alla pericolosità sismica, l'area di intervento (vedi stralcio in Figura 8 nella pagina seguente) ricade all'interno della classe di **pericolosità sismica locale S2 – pericolosità sismica locale media**.

All'interno della classe di pericolosità sismica S2 sono inserite le zone stabili suscettibili di amplificazioni locali che non rientrano tra quelli previsti per la classe di pericolosità S3.

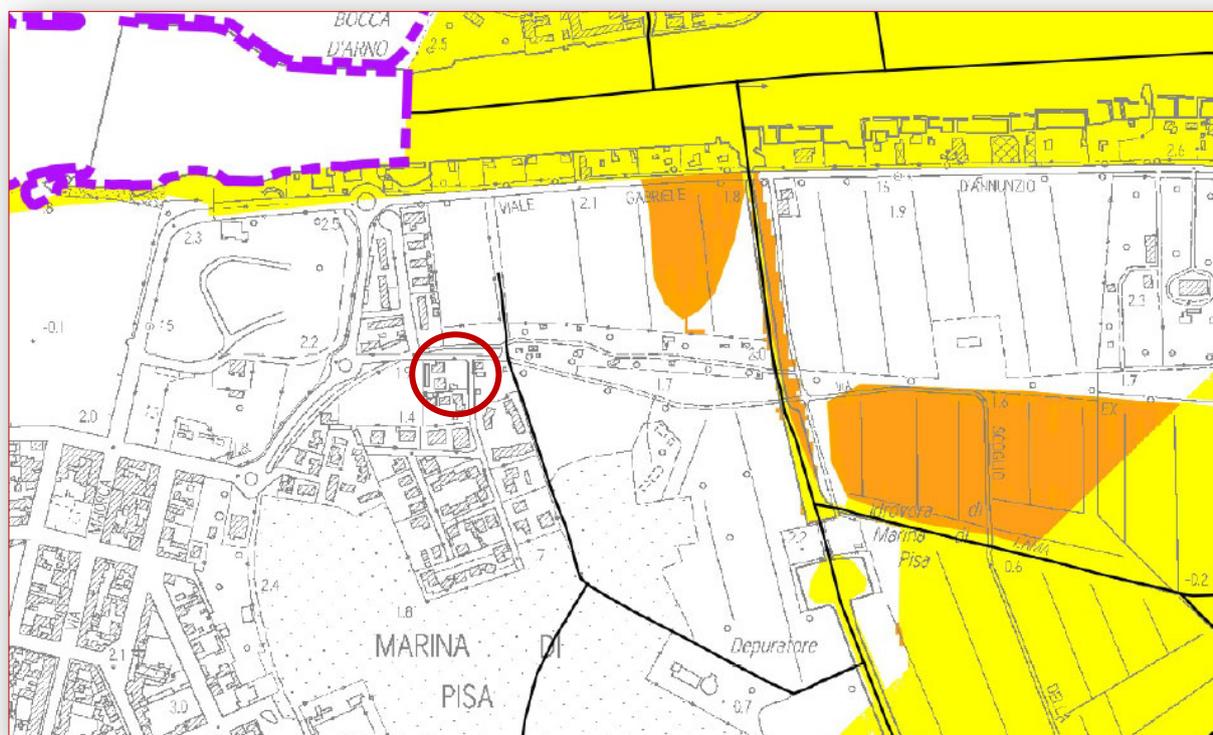
**Figura 8** – Piano Strutturale Intercomunale dei Comuni di Pisa e Cascina – Stralcio Carta della pericolosità sismica (Tavola QG.11.3)



- S2 - Pericolosità sismica locale media:  
zone stabili suscettibili di amplificazioni locali
  
- S3 - Pericolosità sismica locale elevata:  
zone con terreni di fondazione particolarmente scadenti che possono dar luogo a cedimenti diffusi;  
zone stabili suscettibili di amplificazioni locali caratterizzati da un alto contrasto di impedenza sismica atteso tra copertura e substrato rigido entro alcune decine di metri;  
terreni suscettibili di liquefazione dinamica

Relativamente alla **pericolosità idraulica**, infine, l'area di intervento ricade al di fuori delle aree a pericolosità idraulica elevata e molto elevata (P3 e P4) (vedi Figura 9 nella pagina seguente).

**Figura 9** – Piano Strutturale Intercomunale dei Comuni di Pisa e Cascina – Stralcio Planimetria della pericolosità idraulica ai sensi del DPGR 53/R 2011 (Tavola I.00.06.02)



Pericolosità Idraulica	
■	Aree Allagate TR <= 30 anni Aree a pericolosità idraulica molto elevata (I.4) ai sensi del DPGR 53/R/2011 Aree a pericolosità per alluvioni frequenti ai sensi della L.R. 41/2018
■	Aree Allagate 30 < TR <= 200 anni Aree a pericolosità idraulica elevata (I.3) ai sensi del DPGR 53/R/2011 Aree a pericolosità per alluvioni poco frequenti ai sensi della L.R. 41/2018

### 3.3 Definizione della pericolosità del Piano Attuativo

Il PSI è stato approvato nel 2023, e gli studi geologici ed idraulici di supporto alla ricostruzione del quadro conoscitivo sono stati elaborati ai sensi del DPGR 53/R/2011.

Ai sensi del D.P.G.R. 5/R/2020 all'area oggetto del Piano Attuativo vengono attribuite le seguenti classi di pericolosità:

- **Pericolosità geologica G3** (media)
- **Pericolosità idraulica I2** (bassa)
- **Pericolosità sismica locale S2** (media)

## 4 Definizione della fattibilità geologica

Il Comune di Pisa non si è ancora dotato di un Piano Operativo Comunale che recepisca le indicazioni del Piano Strutturale Intercomunale approvato; con Delibera di Consiglio Comunale n.59 del 13/11/2023 è stato approvato l'avvio del procedimento per la formazione del Piano Operativo Comunale.

In attesa dell'adozione e dell'approvazione del nuovo POC la definizione della fattibilità è basata sulle indicazioni del D.P.G.R. 5/R/2020, che permette di attribuire le condizioni di fattibilità degli interventi in relazione all'obiettivo della mitigazione dei rischi.

Sulla base delle indicazioni sopra riportate, all'intervento in progetto possono essere attribuite le seguenti classi di fattibilità in relazione agli aspetti geologici, al rischio di alluvioni ed agli aspetti sismici:

- Fattibilità in relazione agli aspetti geologici **FG3** – Nelle aree caratterizzate da pericolosità geologica elevata (G3) è necessario rispettare i criteri generali di seguito indicati, oltre a quelli già previsti dalla pianificazione di bacino. La fattibilità degli interventi di nuova edificazione o nuove infrastrutture a sviluppo lineare e a rete è subordinata all'esito di studi, rilievi e indagini geognostiche e geofisiche, effettuate in fase di piano attuativo e finalizzate alla verifica delle effettive condizioni di stabilità. Qualora dagli studi, dai rilievi e dalle indagini ne emerga l'esigenza, la fattibilità degli interventi di nuova edificazione o nuove infrastrutture a sviluppo lineare e a rete è subordinata alla preventiva realizzazione degli interventi di messa in sicurezza
- Fattibilità in relazione al rischio di alluvioni **FI1** – In queste aree non sono previste limitazioni e prescrizioni
- Fattibilità in relazione agli aspetti sismici **FS3** – l'attribuzione a questa classe di fattibilità è legata alla presenza di terreni di fondazione scadenti e/o suscettibili di liquefazione. Per i terreni potenzialmente soggetti a liquefazione dinamica sono effettuati indagini geognostiche e verifiche geotecniche per il calcolo del fattore di sicurezza relativo alla liquefazione dei terreni; • nel caso di terreni di fondazione particolarmente scadenti, sono effettuate adeguate indagini geognostiche e verifiche geotecniche finalizzate alle verifiche dei cedimenti

## 5 Indagini geognostiche

Ai sensi del paragrafo 3 dell'Allegato 1 all'art.5 del D.P.G.R 1/R del 19 gennaio 2022, l'intervento in progetto ricade all'interno della classe d'indagine n.2.

In ottemperanza alla normativa nell'area di intervento sono state eseguite le indagini descritte di seguito (vedi stralcio in Figura 10).

**Figura 10** – Ubicazione indagini geognostiche (base Google Earth). In rosso il fabbricato in progetto, in celeste la piscina pertinenziale



- **n.2 prove penetrometriche** statiche **CPT**, spinte fino alla profondità di 10 metri dal piano di campagna; all'interno del foro di prova CPT 1 è stata installata una canna piezometrica, che ha evidenziato la presenza della falda ad una profondità di circa 0,90 metri dal p.c.
- **n.1 indagine sismica** congiunta **MASW/HVSR** per la determinazione della categoria di sottosuolo

Le relazioni tecniche relative alle indagini eseguite sono inserite rispettivamente all'interno dell'ALLEGATO 1 e dell'ALLEGATO 2.

## 6 Modellazione geologico-tecnica

I dati relativi alle prove eseguite hanno permesso di ricostruire le seguenti stratigrafie riportate nelle seguenti tabelle, realizzate sulla base dei valori di  $q_C$  e del rapporto  $q_C/f_s$ , come raccomandato dalle Norme A.G.I. vigenti (1977).

**Tabella 4 – Stratigrafia prova penetrometrica CPT 1**

Profondità dal piano di campagna (m)	Litologia	$q_{C\ MED}$ (MPa)	$q_C/f_{s\ MED}$ (adim.)
0-0,80	Terreno vegetale e di riporto	2,1	46
0,80-1,20	Limi argillosi	1,0	44
1,20-1,60	Limi e argille organiche	0,4	24
1,60-2,20	Limi argillosi	0,8	30
2,20-2,60	Argille sabbiose	1,9	49
2,60-5,00	Limi e argille organiche	0,4	31
5,00-7,40	Sabbie limose con sottili livelli di torbe e argille organiche	2,3	56
7,40-8,60	Sabbie medie e fini	4,5	66
8,60-9,00	Argille	0,9	11
9,00-9,80	Sabbie medie e fini	5,1	65

**Tabella 5 – Stratigrafia prova penetrometrica CPT 2**

Profondità dal piano di campagna (m)	Litologia	$q_{C\ MED}$ (MPa)	$q_C/f_{s\ MED}$ (adim.)
0-0,80	Terreno vegetale e di riporto	1,4	46
0,80-1,00	Limi argillosi	0,9	69
1,00-1,40	Limi e argille organiche	0,3	37
1,40-2,80	Limi argillosi	1,0	56
2,80-5,00	Limi e argille organiche	0,3	27
5,00-7,80	Sabbie limose con sottili livelli di torbe e argille organiche	3,9	48
7,80-9,80	Sabbie medie e fini	4,2	47

## 6.1 Modello Geologico di Riferimento

Le due prove CPT eseguite hanno evidenziato una discreta omogeneità, ad eccezione di qualche discrepanza attorno alla profondità di 3 metri dal piano di campagna.

Il Modello Geologico di Riferimento dell'area contempla la presenza dei seguenti orizzonti nel volume indagato, dall'alto verso il basso:

- **1) Terreno di riporto eterogeneo**, di spessore pari a 0,80 metri, rinvenuto su entrambe le verticali di prova
- **2) Limi argillosi**, poco consistenti, rinvenuti su entrambe le verticali di prova, presenti sia tra 0,80 e 1,00/1,20 metri dal p.c. che tra 1,40/1,60 e 2,20/2,80 metri dal p.c.
- **3) Limi e argille organiche**, dalle caratteristiche geotecniche particolarmente scadenti, intercettate su entrambe le verticali di prova tra 1,00/1,20 e 1,40/1,60 metri dal p.c. e tra 2,60/2,80 e 5,00 metri dal p.c.
- **3a) Argille sabbiose**, mediamente consistenti, rinvenute sulla verticale di prova CPT 1 tra 2,20 e 2,60 metri dal p.c.
- **4) Sabbie limose sciolte** con sottili livelli di torbe e argille organiche plastiche, rinvenute su entrambe le verticali di prova tra 5,00 e 7,40/7,80 metri di profondità dal piano di campagna
- **5) Sabbie medie e fini**, poco addensate, rinvenute su entrambe le verticali di prova fino al termine della profondità indagata
- **5a) Lente di argille**, poco consistenti, rinvenute sulla verticale di prova CPT 1 tra 8,60 e 9,00 metri di profondità dal piano di campagna all'interno dell'orizzonte n.5

## 6.2 Modello Geotecnico di Riferimento

La Tabella 6 (vedi pagina successiva) rappresenta il modello geotecnico del sottosuolo in corrispondenza dell'area di indagine, con i valori caratteristici dei parametri geotecnici ad essi correlati, definita sulla base del Modello Geologico di Riferimento di cui al precedente paragrafo 6.1.

In tabella sono indicati i valori caratteristici dei seguenti parametri: peso di volume  $\gamma_k$ , coesione non drenata  $c_{uk}$ , angolo di attrito interno efficace  $\phi'_k$  e modulo edometrico  $M_{0k}$ , definiti in maniera critica utilizzando le indicazioni dell'Eurocodice e le misure di tendenza centrale dell'analisi statistica descrittiva (media, deviazione standard, percentili), partendo dall'elaborazione delle prove penetrometriche CPT eseguite in corrispondenza dell'area di intervento.

Agli orizzonti n.1, 3a e 4 è stata attribuita una doppia natura (coesiva e granulare) a causa della presenza di frazioni sabbiose e limo-argillose.

L'orizzonte litotecnico più scadente è il n.3 (limi e argille organiche plastiche), con un valore caratteristico di coesione non drenata  $c_{uk}$  pari a 15 kPa.

In TAVOLA 1 (ALLEGATO 3) è riportata una sezione litotecnica schematica dell'area di intervento.

**Tabella 6 – Modello Geotecnico di Riferimento area di intervento**

<b>Strato</b>	<b>Natura orizzonte litotecnico</b>	<b><math>\gamma_k</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>c_{uk}</math> (kPa)</b>	<b><math>\phi'_k</math> (°)</b>	<b><math>M_{0k}</math> (MPa)</b>
<b>1</b>	Terreno di riporto eterogeneo	18,80	60	26	4,0
<b>2</b>	Limi argillosi poco consistenti	18,20	35	-	2,0
<b>3</b>	Limi e argille organiche plastiche	16,80	15	-	0,5
<b>3a</b>	Argille sabbiose mediamente consistenti	18,80	65	26	4,0
<b>4</b>	Sabbie limose sciolte con sottili livelli di torbe e argille organiche plastiche	18,50	35	28	4,0
<b>5</b>	Sabbie medie e fini poco addensate	18,80	-	29	9,5
<b>5a</b>	Argille poco consistenti	18,40	40	-	3,5

## 7 Modellazione sismica

### 7.1 Condizioni topografiche e categoria di sottosuolo

Relativamente alla modellazione sismica dell'area di intervento, gli studi sito specifici effettuati permettono l'approccio semplificato di cui all'art. 3.2.2. delle NTC 2018, facendo riferimento alla categorie di sottosuolo ivi definite.

Per una descrizione dettagliata delle caratteristiche tecniche dell'indagine MASW eseguita si rimanda alla relazione tecnica contenuta all'interno dell'elaborato relativo inserito all'interno dell'ALLEGATO 2.

La categoria topografica di riferimento è la **T1**, caratterizzata da superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ .

La velocità media  $V_{s,eq}$  delle onde di taglio SH, coincidente in questo caso con la  $V_{s,30}$  dato che il bedrock sismico si trova a profondità superiori, risulta essere pari a **145 m/s**.

Sulla base di questa indagine, ai sensi delle NTC 2018 al terreno può essere attribuita una categoria di sottosuolo "D", definita di seguito:

- Categoria di sottosuolo D – Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiore a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s

I coefficienti di amplificazione topografica  $S_T$  e stratigrafica  $S_S$  da adottare sono quindi rispettivamente di **1,0** e **1,80**.

### 7.2 Determinazione frequenza di sito

Sempre all'interno dell'ALLEGATO 2 sono inseriti i risultati delle indagini di sismica passiva H/V eseguite nell'area, che hanno permesso di determinare la frequenza caratteristica di risonanza del sito nel range  $0,5 < \nu < 20$  Hz.

Sulla base dell'elaborazione dell'indagine HVSR eseguita, è stato rilevato un moderato contrasto di impedenza sismica (1,9) alla frequenza di **0,5 Hz**, interpretabile con la presenza di depositi alluvionali addensati ad una profondità di circa 150 metri rispetto al piano di campagna.

### 7.3 Stabilità nei confronti della liquefazione

I metodi di valutazione del rischio sismico di liquefazione da prove in sito sono di tipo storico – empirico in quanto utilizzano una base dati di informazioni sul comportamento osservato di siti sabbiosi in occasione di terremoti storici. L'analisi della base dati ha portato alla definizione del

fattore di sicurezza FSL, definito come il rapporto fra la capacità di resistenza alla liquefazione, espressa in termini di rapporto di resistenza ciclica CRR, e la domanda di resistenza alla liquefazione, espressa in termini di rapporto di tensione ciclica, CSR:

$$FSL = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} * MSF$$

dove MSF è un fattore di scala della magnitudo da applicare nel caso di terremoti con magnitudo diversa da 7,5. Nel caso delle prove penetrometriche statiche CPT il rapporto di resistenza ciclica  $CRR_{7.5}$  è funzione della natura dei terreni attraversati, e viene calcolato in modo articolato per cui per l'approfondimento del metodo di calcolo si rimanda alla pubblicazione Robertson, P.K., Wride (Fear), C.E. (1997b) "Cyclic liquefaction and its evaluation based on SPT and CPT" Final Contribution to the Proc. NCEER Workshop on Liquefaction, Salt Lake City, USA.

Il calcolo è stato effettuato per la prova penetrometrica CPT eseguita utilizzando il software "Liquefazione dei terreni in condizioni sismiche" di S.G. Monaco (EPC Libri, 2008). Al fine di effettuare un'analisi cautelativa di FSL per il calcolo sono stati utilizzati i seguenti parametri sismici:

$$M_{RIF} = 5,68$$

$$a_{RIF} = 0,193 \text{ g}$$

La profondità della falda è stata considerata cautelativamente a 0,50 metri dal piano di campagna, che si ritiene essere la soggiacenza minima di morbida in occasione di eventi meteorici prolungati.

Per la definizione della  $M_{RIF}$  è stato utilizzato il valore  $M_{MAX1}$  valido per la zona sismogenetica 916 (Versilia-Chianti) indicato nel documento redatto nel 2004 dell'INGV dal titolo "Rapporto Conclusivo sulla Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica", mentre per la definizione dell' $a_{RIF}$  è stata invece utilizzata l'accelerazione collegata allo SLV (vedi Tabella 3 - Paragrafo 2.3.3) combinata per i coefficienti  $S_s$  e  $S_T$  definiti al paragrafo 7.1.

**Tabella 7 – Valori di FSL minimi calcolati**

Strato	Litologia	FSL minimo (adim.)
1	Terreno di riporto eterogeneo	3,00
2	Limi argillosi poco consistenti	1,26
2a	Limi e argille organiche plastiche	N.L.
2b	Argille sabbiose mediamente consistenti	1,31
3	Limi e argille organiche plastiche	N.L.
4	Sabbie limose sciolte con sottili livelli di torbe e argille organiche plastiche	1,14
5	Sabbie medie e fini poco addensate	1,20
5a	Argille poco consistenti	N.L.

Sulla base dei calcoli effettuati, sono stati ricavati i valori minimi di FSL, riportati in Tabella 7 (vedi pagina precedente), suddivisi per gli orizzonti litotecnici individuati nel modello geotecnico definito al paragrafo 6.2.

Sulla base dei calcoli effettuati, nessuno dei livelli individuati risulta suscettibile di liquefazione.

In ALLEGATO 4 sono riportati i tabulati relativi al calcolo di FSL.

## 8 Rispetto dell'invarianza idraulica

La verifica delle capacità di smaltimento delle acque piovane da parte della rete superficiale, rappresentata in questo caso dalla fognatura bianca pubblica posta sull'asse stradale, è stata eseguita in prima battuta considerando l'estensione dell'area e le superfici modificate dall'intervento.

E' stata quindi eseguita la verifica dei volumi di acqua che vengono attualmente assorbiti dalla rete superficiale, assumendo come intensità oraria della pioggia un valore di 60 mm ed adottando per le diverse tipologie di superfici scolanti i coefficienti di deflusso utilizzati usualmente.

Per la determinazione del volume totale di acqua oraria "V" è stato utilizzato il contributo di tutte le tipologie di superfici "V<sub>i</sub>", ricavabile attraverso la seguente formula:

$$V_i = A_i \psi_i h$$

dove "A<sub>i</sub>" rappresenta l'estensione della tipologia i-esima di superficie, "ψ<sub>i</sub>" rappresenta il coefficiente di deflusso per la superficie i-esima, mentre "h" rappresenta l'altezza di pioggia oraria di riferimento (60 mm).

Nelle seguenti tabelle sono riportati i calcoli delle portate orarie prima e dopo l'intervento, considerando nel calcolo esclusivamente le superfici modificate dall'intervento (nuova superficie coperta generata dal fabbricato più la piscina).

**Tabella 8 – Calcolo portate prima dell'intervento**

<i>Tipologia superficie scolante</i>	<i>Superficie (m<sup>2</sup>)</i>	<i>Pioggia oraria di riferimento h (m)</i>	<i>Coefficiente di deflusso ψ</i>	<i>Volume acqua orario (m<sup>3</sup>)</i>
Area a verde	168,65	0,06	0,2	2,02
<b>Totale</b>				<b>2,02</b>

**Tabella 9 – Calcolo portate dopo l'intervento**

<i>Tipologia superficie scolante</i>	<i>Superficie (m<sup>2</sup>)</i>	<i>Pioggia oraria di riferimento h (m)</i>	<i>Coefficiente di deflusso ψ</i>	<i>Volume acqua orario (m<sup>3</sup>)</i>
Superficie impermeabile	168,65	0,06	1	10,12
<b>Totale</b>				<b>10,12</b>

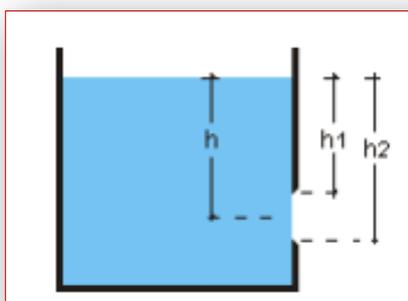
Sulla base dei calcoli sopra riportati, la “vasca volano” per l’autocontenimento idraulico dovrà quindi avere una capacità maggiore o uguale a 8,10 m<sup>3</sup>.

Per quanto riguarda la tipologia, l’ubicazione, gli schemi e le modalità realizzative delle opere per l’autocontenimento e per lo scarico nella rete fognaria si rimanda agli elaborati prodotti dal progettista Geom. Cristian Parente.

Per un corretto funzionamento del sistema è necessario prevedere per il pozzetto finale una adeguata bocca di scarico di fondo (bocca tarata), con sezione tale da garantire un deflusso nella rete idrica superficiale uguale o inferiore al limite massimo fornito dall’area nella situazione anteriore all’intervento. Considerando i volumi di acqua per l’evento orario di riferimento definiti in precedenza, il deflusso *ante operam* da utilizzare come riferimento per la taratura della bocca di scarico può essere definito pari a 8,00 m<sup>3</sup>/h, corrispondenti a circa 0,002 m<sup>3</sup>/s.

Per il calcolo del diametro della tubazione di scolo è stata utilizzata la formula delle luci a battente a spigolo vivo; si considera dapprima una luce circolare a spigolo vivo completamente sommersa sotto il pelo libero del serbatoio, come schematizzato nella seguente Figura 11.

**Figura 11 – Schema serbatoio di scarico e bocca di fondo**



Il carico “h” è la distanza fra il baricentro della luce ed il pelo libero; la portata “Q” defluente attraverso la sezione risulta:

La portata “Q” defluente attraverso la sezione risulta:

$$Q = \mu S \sqrt{2gh}$$

Dove “g” rappresenta l’accelerazione di gravità e al coefficiente di contrazione “μ” può essere attribuito il valore di 0,61.

Ipotizzando un pozzetto finale di altezza 1 metro con carico idraulico “h” di 0,90 metri (asse bocca di scarico a 10 cm dal fondo del pozzetto), e fissando la portata di deflusso “Q” al valore di 0,002 m<sup>3</sup>/s della situazione *ante operam*, possiamo così ottenere la sezione “S” della bocca di scarico.

Sulla base dei calcoli effettuati, il diametro della bocca di scarico dovrà essere pari a circa 3 cm.

Si raccomanda infine di realizzare degli sfioratori a soglia al colmo del pozzetto in grado di smaltire gli afflussi idrici superiori a quelli di progetto.

A disposizione per approfondimenti e chiarimenti,

Dott. Geol. Luca Bargagna



Pisa, 25.06.2024

# **ALLEGATO 1**

## **REPORT PROVE PENETROMETRICHE**

## RELAZIONE TECNICA

Committente:  
Sig. Gerardo Limone

Località:  
Via della Foce – Marina di Pisa

Data Indagine: 21/10/2022

Codice lavoro: 221021a

# PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT

Dott. Jacopo Martini

**GAIA Servizi S.r.l.**

Via Lenin, 132/Q

56017 San Giuliano Terme (PI)

Tel/Fax: 050 9910582

e-mail: [info@gaiaservizi.com](mailto:info@gaiaservizi.com)

P.IVA: 01667250508

Data elaborazione: 25/10/2022

**GAIA Servizi S.r.l.**

Via Lenin 132 - 56017 S. Giuliano T. (PI)  
P. IVA 01667250508 N. REA PI - 145167

## DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Figura 1: Postazione prova penetrometrica CPT 1



Figura 2: Postazione prova penetrometrica CPT 2

# LEGENDA VALORI DI RESISTENZA FATTORI DI CONVERSIONE

**Strumento utilizzato:**  
**TG63-200 - Pagani - Piacenza**

Caratteristiche:

- punta conica meccanica  $\varnothing$  35.7 mm, area punta  $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- punta conica meccanica angolo di apertura:  $\alpha = 60^\circ$
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' ( $\varnothing = 35.7 \text{ mm} - h = 133 \text{ mm} - A_m = 150 \text{ cm}^2$ )
- velocità di avanzamento costante  $V = 2 \text{ cm/sec}$  ( $\pm 0,5 \text{ cm / sec}$ )
- spinta max nominale dello strumento  $S_{max}$  variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione  $CT = \text{SPINTA (Kg)} / \text{LETTURA DI CAMPAGNA}$   
(dato tecnico legato alle caratteristiche del penetrometro utilizzato, fornito dal costruttore)

fase 1 - resistenza alla punta:  $q_c \text{ ( kg/cm}^2 \text{ )} = ( L_1 ) \times CT / 10$

fase 2 - resistenza laterale locale:  $f_s \text{ ( kg/cm}^2 \text{ )} = [( L_2 ) - ( L_1 )] \times CT / 150$

fase 3 - resistenza totale :  $R_t \text{ ( kg/cm}^2 \text{ )} = ( L_t ) \times CT$

- Prima lettura = lettura di campagna durante l' infissione della sola punta ( fase 1 )
- Seconda lettura = lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto ( fase 2 )
- Terza lettura = lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne ( fase 3 )

N.B. : la spinta  $S$  ( Kg ) , corrispondente a ciascuna fase , si ottiene moltiplicando la corrispondente lettura di campagna  $L$  per la costante di trasformazione  $CT$  .

N.B. : nonostante la distanza intercorrente ( 20 cm circa ) fra il centro del manicotto laterale e la punta conica del penetrometro , la resistenza laterale locale  $f_s$  viene computata alla stessa quota della punta .

## CONVERSIONI

1 kN (kiloNewton) = 1000 N  $\approx$  100 kg = 0,1 t

1 MN (megaNewton) = 1.000 kN = 1.000.000 N  $\approx$  100 t

1 kPa (kiloPascal) = 1 kN/m<sup>2</sup> = 0,001 MN/m<sup>2</sup> = 0,001 MPa  $\approx$  0,1 t/m<sup>2</sup> = 0,01 kg/cm<sup>2</sup>

1 MPa (megaPascal) = 1 MN/m<sup>2</sup> = 1.000 kN/m<sup>2</sup> = 1000 kPa  $\approx$  100 t/m<sup>2</sup> = 10 kg/cm<sup>2</sup>

1 kg/cm<sup>2</sup> = 10 t/m<sup>2</sup>  $\approx$  100 kN/m<sup>2</sup> = 100 kPa = 0,1 MN/m<sup>2</sup> = 0,1 MPa

1 t = 1000 kg  $\approx$  10 kN

# LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE CORRELAZIONI GENERALI

**Valutazioni in base al rapporto:**  $F = (qc / fs)$

**Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977**

Valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

$F = qc / fs$	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
$F \leq 15 \text{ kg/cm}^2$	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
$15 \text{ kg/cm}^2 < F \leq 30 \text{ kg/cm}^2$	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
$30 \text{ kg/cm}^2 < F \leq 60 \text{ kg/cm}^2$	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
$F > 60 \text{ kg/cm}^2$	SABBIE E SABBIE CON GHIAIA	GRANULARI

**Vengono inoltre riportate le valutazioni stratigrafiche fornite da Schmertmann (1978),  
ricavabili in base ai valori di qc e di  $FR = (fs / qc) \%$  :**

- AO = argilla organica e terreni misti
- Att = argilla (inorganica) molto tenera
- At = argilla (inorganica) tenera
- Am = argilla (inorganica) di media consistenza
- Ac = argilla (inorganica) consistente
- Acc = argilla (inorganica) molto consistente
- ASL = argilla sabbiosa e limosa
- SAL = sabbia e limo / sabbia e limo argilloso
- Ss = sabbia sciolta
- Sm = sabbia mediamente addensata
- Sd = sabbia densa o cementata
- SC = sabbia con molti fossili, calcareniti

Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi, dovrebbe essere pari a:

- $1/3 \pm 1/2$  di quello misurato , per depositi sabbiosi
- quello misurato ( inalterato ) , per depositi coesivi.



# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI

**CPT**

**1**

riferimento

**221021a**

certificato n°

553/22

Committente: **Sig. Gerardo Limone**  
 Cantiere: **221021a**  
 Località: **Via della Foce - Marina di Pisa**

U.M.: **kg/cm<sup>2</sup>**

Data eseg.: 21/10/2022

Pagina: 1

Data certificato: 25/10/2022

Elaborato:

Falda: -1,05 m da p.c.

H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf	H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf
m	-	-	-	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	-	%	m	-	-	-	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	-	%
0,20	0,0	0	0	0,00	0,00										
0,40	30,0	35	0	30,00	0,33	91	1,1								
0,60	18,0	28	0	18,00	0,67	27	3,7								
0,80	15,0	27	0	15,00	0,80	19	5,3								
<b>1,00</b>	10,0	14	0	10,00	0,27	37	2,7								
1,20	10,0	13	0	10,00	0,20	50	2,0								
1,40	5,0	7	0	5,00	0,13	38	2,6								
1,60	3,0	8	0	3,00	0,33	9	11,0								
1,80	7,0	10	0	7,00	0,20	35	2,9								
<b>2,00</b>	9,0	13	0	9,00	0,27	33	3,0								
2,20	9,0	15	0	9,00	0,40	23	4,4								
2,40	14,0	17	0	14,00	0,19	74	1,4								
2,60	24,0	39	0	24,00	1,00	24	4,2								
2,80	9,0	18	0	9,00	0,60	15	6,7								
<b>3,00</b>	3,0	8	0	3,00	0,35	9	11,7								
3,20	3,0	4	0	3,00	0,07	43	2,3								
3,40	4,0	5	0	4,00	0,07	57	1,8								
3,60	4,0	5	0	4,00	0,07	57	1,8								
3,80	3,0	4	0	3,00	0,07	43	2,3								
<b>4,00</b>	3,0	5	0	3,00	0,13	23	4,3								
4,20	3,0	4	0	3,00	0,07	43	2,3								
4,40	4,0	7	0	4,00	0,20	20	5,0								
4,60	3,0	5	0	3,00	0,13	23	4,3								
4,80	8,0	13	0	8,00	0,33	24	4,1								
<b>5,00</b>	4,0	10	0	4,00	0,43	9	10,8								
5,20	27,0	31	0	27,00	0,23	117	0,9								
5,40	36,0	45	0	36,00	0,60	60	1,7								
5,60	8,0	15	0	8,00	0,48	17	6,0								
5,80	20,0	27	0	20,00	0,47	43	2,4								
<b>6,00</b>	40,0	45	0	40,00	0,35	114	0,9								
6,20	24,0	36	0	24,00	0,80	30	3,3								
6,40	17,0	30	0	17,00	0,87	20	5,1								
6,60	25,0	32	0	25,00	0,47	53	1,9								
6,80	5,0	11	0	5,00	0,38	13	7,6								
<b>7,00</b>	32,0	37	0	32,00	0,31	103	1,0								
7,20	36,0	42	0	36,00	0,40	90	1,1								
7,40	8,0	16	0	8,00	0,52	15	6,5								
7,60	47,0	53	0	47,00	0,43	109	0,9								
7,80	35,0	40	0	35,00	0,33	106	0,9								
<b>8,00</b>	44,0	60	0	44,00	1,07	41	2,4								
8,20	55,0	73	0	55,00	1,20	46	2,2								
8,40	63,0	75	0	63,00	0,80	79	1,3								
8,60	30,0	56	0	30,00	1,77	17	5,9								
8,80	10,0	24	0	10,00	0,94	11	9,4								
<b>9,00</b>	8,0	18	0	8,00	0,67	12	8,4								
9,20	36,0	42	0	36,00	0,40	90	1,1								
9,40	60,0	80	0	60,00	1,33	45	2,2								
9,60	60,0	70	0	60,00	0,67	90	1,1								
9,80	54,0	76	0	54,00	1,47	37	2,7								

H = profondità  
 L1 = prima lettura (punta)  
 L2 = seconda lettura (punta + laterale)  
 Lt = terza lettura (totale)  
 CT = 10,00 costante di trasformazione

qc = resistenza di punta  
 fs = resistenza laterale calcolata  
 alla stessa quota di qc  
 F = rapporto Begemann (qc / fs)  
 Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)\*100

# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## DIAGRAMMI DI RESISTENZA

**CPT**

**1**

riferimento

**221021a**

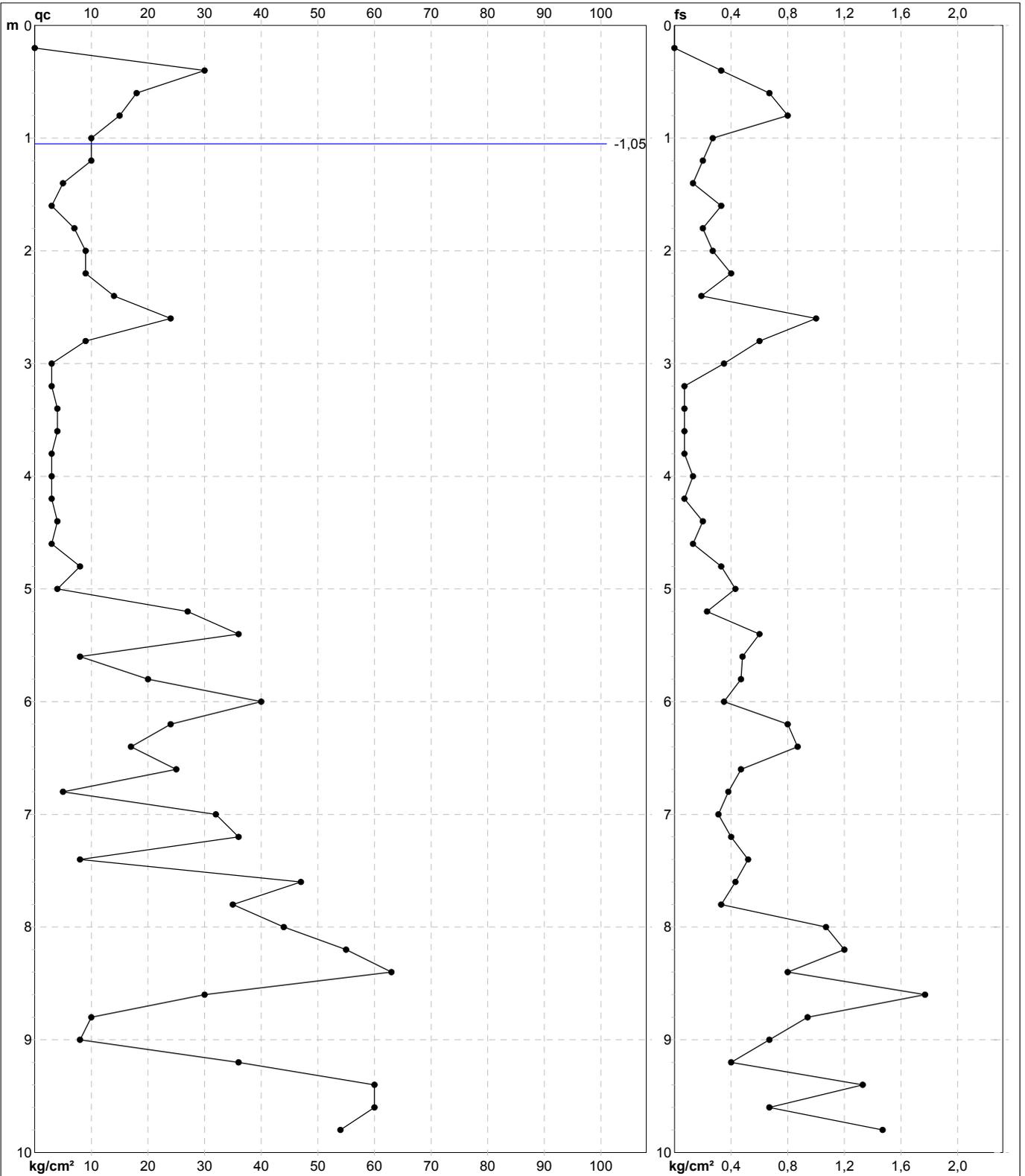
certificato n°

553/22

Committente: **Sig. Gerardo Limone**  
 Cantiere: **221021a**  
 Località: **Via della Foce - Marina di Pisa**

U.M.: **kg/cm<sup>2</sup>**  
 Scala: **1:50**  
 Pagina: **1**  
 Elaborato:

Data eseg.: **21/10/2022**  
 Data certificato: **25/10/2022**  
 Quota inizio:  
 Falda: **-1,05 m** da p.c.



Penetrometro: TG63-200  
 Responsabile: Geol. Jacopo Martini  
 Assistente:

Preforo: m  
 Corr.astine: kg/ml  
 Cod. punta:

# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## DIAGRAMMI LITOLOGIA

**CPT**

**1**

referimento

**221021a**

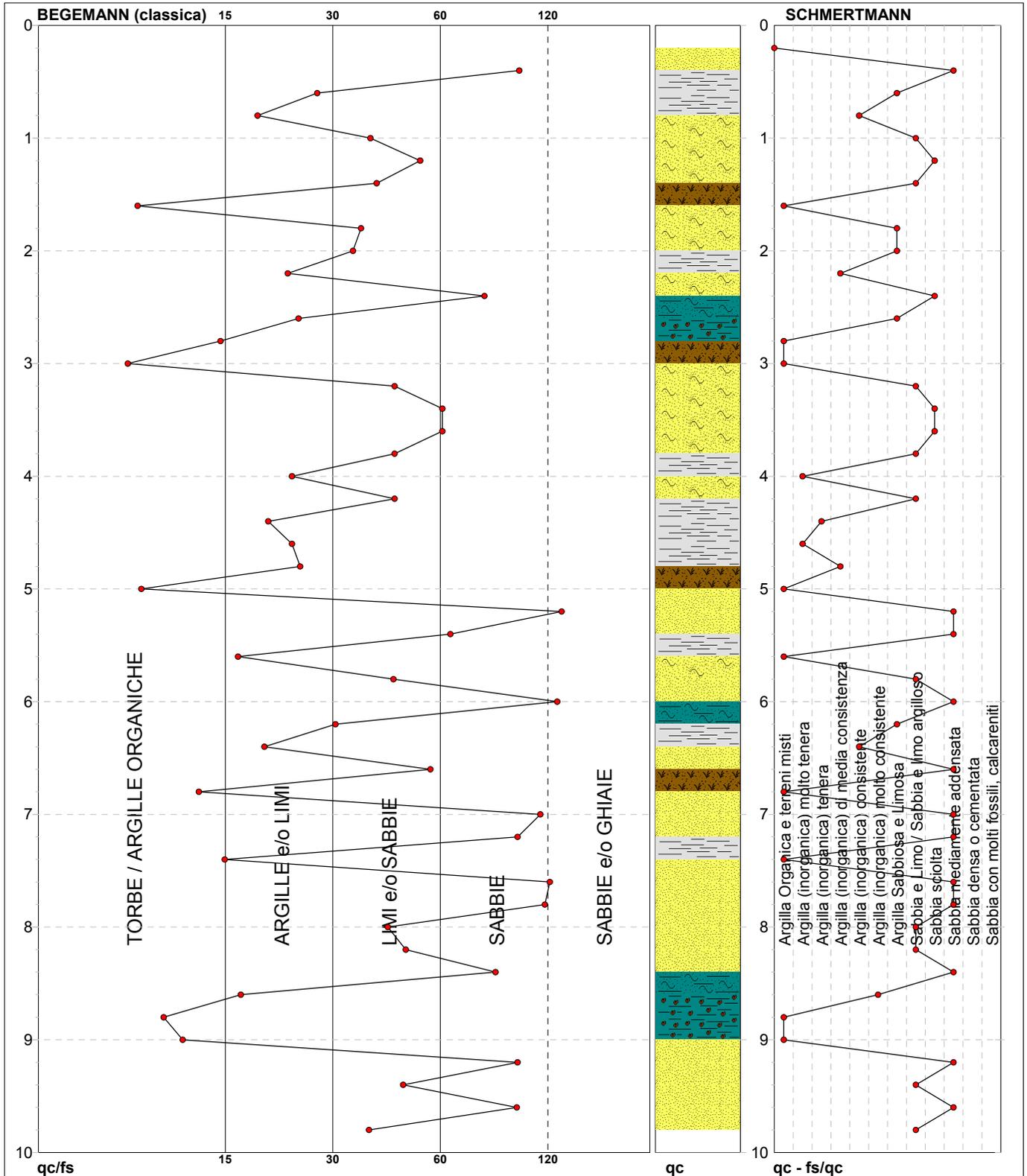
certificato n°

553/22

Committente: **Sig. Gerardo Limone**  
 Cantiere: **221021a**  
 Località: **Via della Foce - Marina di Pisa**

U.M.: **kg/cm<sup>2</sup>**  
 Scala: **1:50**  
 Pagina: **1**  
 Elaborato:

Data exec.: **21/10/2022**  
 Data certificato: **25/10/2022**  
 Falda: **-1,05 m da p.c.**



Torbe / Argille org. :	9 punti, 18,37%	Argilla Organica e terreni misti:	9 punti, 18,37%	Argilla Sabbiosa e Limosa:	5 punti, 10,20%
Argille e/o Limi :	13 punti, 26,53%	Argilla (inorganica) molto tenera:	2 punti, 4,08%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo arg.:	10 punti, 20,41%
Limi e/o Sabbie :	17 punti, 34,69%	Argilla (inorganica) tenera:	1 punto, 2,04%	Sabbia sciolta:	4 punti, 8,16%
Sabbie:	11 punti, 22,45%	Argilla (inorganica) media consist.:	2 punti, 4,08%	Sabbia mediamente addensata:	12 punti, 24,49%
		Argilla (inorganica) consistente:	2 punti, 4,08%		
		Argilla (inorganica) molto consist.:	1 punto, 2,04%		

Software by dott. Geol. Diego Merlin 0425-840820

FON059



# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI

**CPT**

**2**

riferimento

**221021a**

certificato n°

554/22

Committente: **Sig. Gerardo Limone**  
 Cantiere: **221021a**  
 Località: **Via della Foce - Marina di Pisa**

U.M.: **kg/cm<sup>2</sup>**

Data esec.: 21/10/2022

Pagina: 1

Data certificato: 25/10/2022

Elaborato:

Falda: Non rilevata

H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf	H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf
m	-	-	-	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	-	%	m	-	-	-	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	-	%
0,20	0,0	0	0	0,00	0,00										
0,40	15,0	18	0	15,00	0,20	75	1,3								
0,60	15,0	25	0	15,00	0,67	22	4,5								
0,80	13,0	18	0	13,00	0,33	39	2,5								
<b>1,00</b>	9,0	11	0	9,00	0,13	69	1,4								
1,20	3,0	4	0	3,00	0,07	43	2,3								
1,40	4,0	6	0	4,00	0,13	31	3,3								
1,60	10,0	12	0	10,00	0,12	83	1,2								
1,80	8,0	11	0	8,00	0,20	40	2,5								
<b>2,00</b>	10,0	12	0	10,00	0,13	77	1,3								
2,20	12,0	15	0	12,00	0,20	60	1,7								
2,40	14,0	17	0	14,00	0,20	70	1,4								
2,60	8,0	12	0	8,00	0,27	30	3,4								
2,80	7,0	10	0	7,00	0,20	35	2,9								
<b>3,00</b>	4,0	8	0	4,00	0,27	15	6,8								
3,20	3,0	6	0	3,00	0,20	15	6,7								
3,40	3,0	6	0	3,00	0,20	15	6,7								
3,60	4,0	6	0	4,00	0,13	31	3,3								
3,80	3,0	4	0	3,00	0,07	43	2,3								
<b>4,00</b>	3,0	4	0	3,00	0,07	43	2,3								
4,20	3,0	4	0	3,00	0,07	43	2,3								
4,40	3,0	5	0	3,00	0,13	23	4,3								
4,60	3,0	5	0	3,00	0,13	23	4,3								
4,80	3,0	5	0	3,00	0,13	23	4,3								
<b>5,00</b>	3,0	5	0	3,00	0,13	23	4,3								
5,20	28,0	48	0	28,00	1,33	21	4,8								
5,40	66,0	75	0	66,00	0,62	106	0,9								
5,60	63,0	80	0	63,00	1,13	56	1,8								
5,80	55,0	74	0	55,00	1,27	43	2,3								
<b>6,00</b>	46,0	57	0	46,00	0,73	63	1,6								
6,20	20,0	30	0	20,00	0,67	30	3,4								
6,40	30,0	41	0	30,00	0,73	41	2,4								
6,60	44,0	59	0	44,00	1,00	44	2,3								
6,80	50,0	62	0	50,00	0,80	63	1,6								
<b>7,00</b>	44,0	57	0	44,00	0,87	51	2,0								
7,20	12,0	23	0	12,00	0,73	16	6,1								
7,40	44,0	65	0	44,00	1,40	31	3,2								
7,60	40,0	46	0	40,00	0,40	100	1,0								
7,80	10,0	23	0	10,00	0,85	12	8,5								
<b>8,00</b>	33,0	41	0	33,00	0,53	62	1,6								
8,20	37,0	63	0	37,00	1,73	21	4,7								
8,40	41,0	55	0	41,00	0,93	44	2,3								
8,60	39,0	56	0	39,00	1,13	35	2,9								
8,80	44,0	58	0	44,00	0,93	47	2,1								
<b>9,00</b>	47,0	61	0	47,00	0,93	51	2,0								
9,20	44,0	62	0	44,00	1,20	37	2,7								
9,40	30,0	47	0	30,00	1,13	27	3,8								
9,60	61,0	70	0	61,00	0,62	98	1,0								
9,80	52,0	68	0	52,00	1,07	49	2,1								

H = profondità  
 L1 = prima lettura (punta)  
 L2 = seconda lettura (punta + laterale)  
 Lt = terza lettura (totale)  
 CT = 10,00 costante di trasformazione

qc = resistenza di punta  
 fs = resistenza laterale calcolata  
 alla stessa quota di qc  
 F = rapporto Begemann (qc / fs)  
 Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)\*100

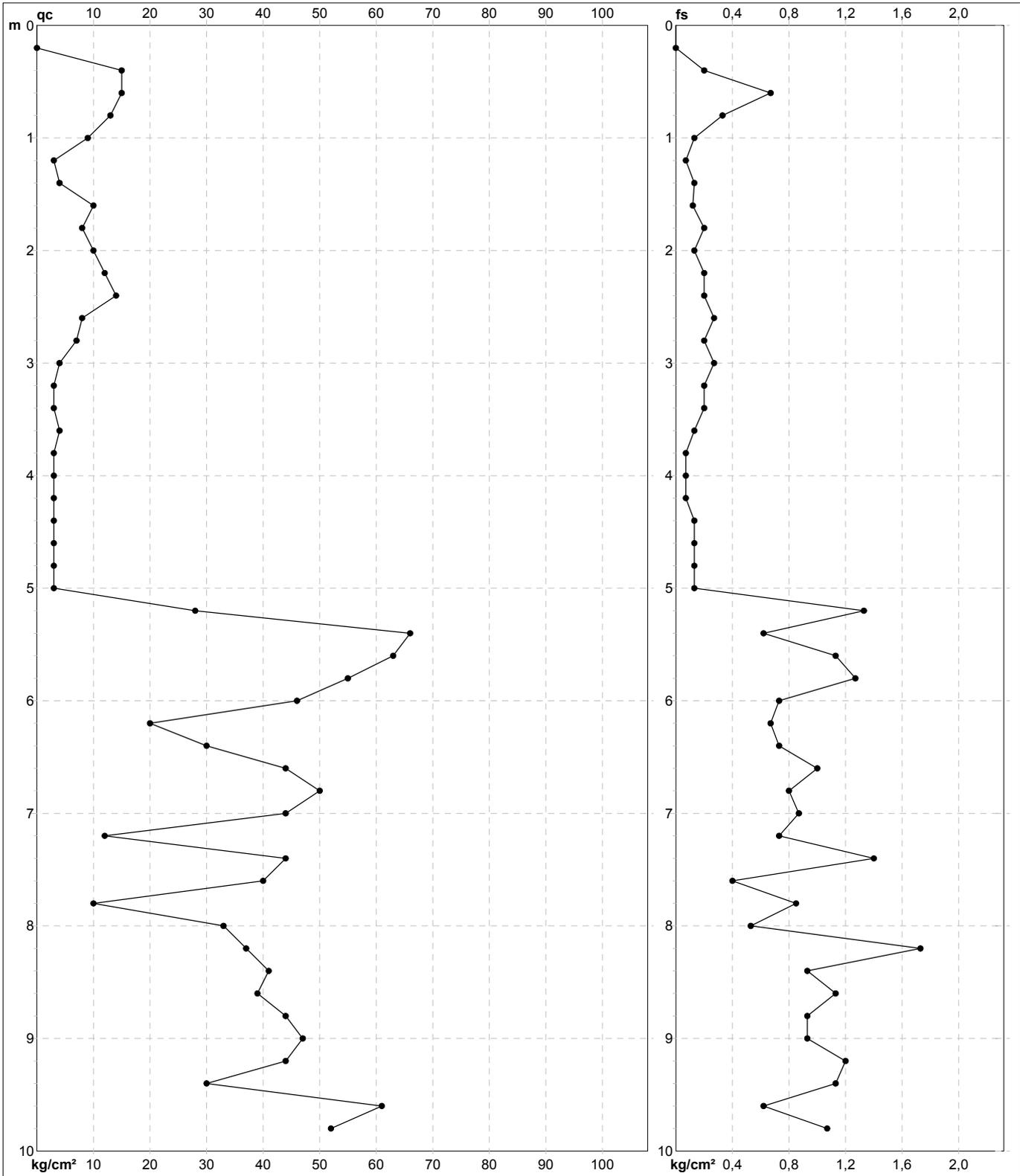
# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## DIAGRAMMI DI RESISTENZA

<b>CPT</b>	<b>2</b>
riferimento	<b>221021a</b>
certificato n°	554/22

Committente: **Sig. Gerardo Limone**  
 Cantiere: **221021a**  
 Località: **Via della Foce - Marina di Pisa**

U.M.: **kg/cm<sup>2</sup>**    Data eseg.: 21/10/2022  
 Scala: 1:50    Data certificato: 25/10/2022  
 Pagina: 1    Quota inizio:  
 Elaborato:    Falda: Non rilevata



Penetrometro: TG63-200	Preforo: m
Responsabile: Geol. Jacopo Martini	Corr.astine: kg/ml
Assistente:	Cod. punta:

# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## DIAGRAMMI LITOLOGIA

**CPT**

**2**

riferimento

**221021a**

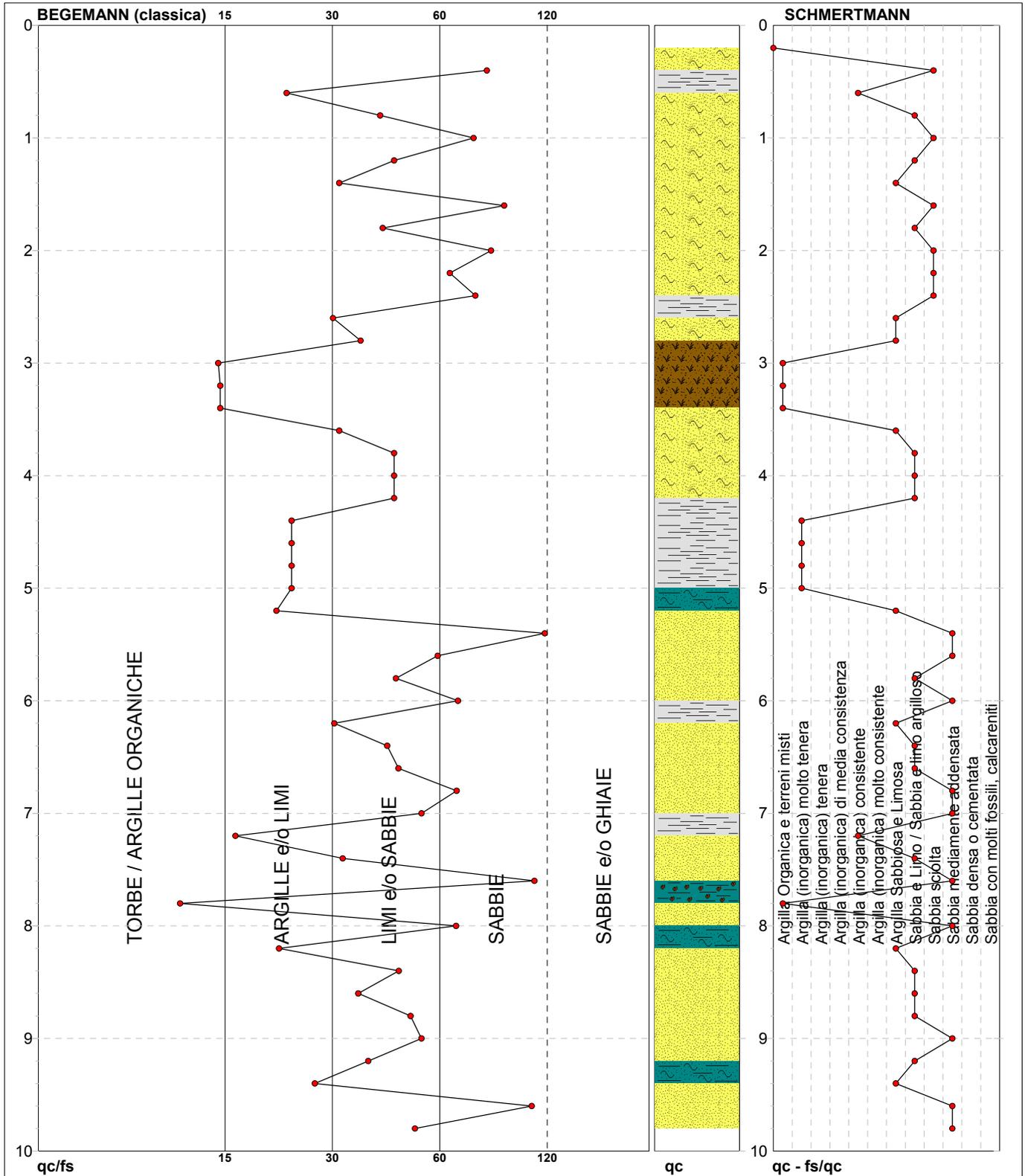
certificato n°

554/22

Committente: **Sig. Gerardo Limone**  
 Cantiere: **221021a**  
 Località: **Via della Foce - Marina di Pisa**

U.M.: **kg/cm<sup>2</sup>**  
 Scala: **1:50**  
 Pagina: **1**  
 Elaborato:

Data exec.: **21/10/2022**  
 Data certificato: **25/10/2022**  
 Falda: **Non rilevata**



Torbe / Argille org. :	6 punti, 12,24%	Argilla Organica e terreni misti:	4 punti, 8,16%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo arg.:	14 punti, 28,57%
Argille e/o Limi :	11 punti, 22,45%	Argilla (inorganica) molto tenera:	4 punti, 8,16%	Sabbia sciolta:	6 punti, 12,24%
Limi e/o Sabbie :	22 punti, 44,90%	Argilla (inorganica) consistente:	2 punti, 4,08%	Sabbia mediamente addensata:	10 punti, 20,41%
Sabbie:	11 punti, 22,45%				



## **ALLEGATO 2**

### **REPORT INDAGINI GEOFISICHE**

Committente: Sig. Gerardo  
Limone

Località: Marina di Pisa

Data Indagine: 21/10/2022

Codice lavoro: 221021a

## **INDAGINI SISMICHE MASW**

## **INDAGINI SISMICHE HVSR**

Dott. Jacopo Martini

**GAIA Servizi S.r.l.**

Via Lenin, 132 - 56017 San Giuliano  
Terme (PI)

Tel./Fax: 050 9910582

e-mail: [info@gaiaservizi.com](mailto:info@gaiaservizi.com)

p. IVA 01667250508

Data elaborazione: 23/10/2022

## Sommario

PREMESSA .....	3
INDAGINI DI SISMICA PASSIVA TIPO HVSR .....	4
GENERALITA' .....	4
SISTEMA DI ACQUISIZIONE – INDAGINI EFFETTUATE .....	7
ELABORAZIONE DEI DATI HVSR .....	7
INDAGINI MASW .....	10
GENERALITA' .....	10
SISTEMA DI ACQUISIZIONE .....	11
INDAGINI EFFETTUATE .....	12
ELABORAZIONE CONGIUNTA DEI DATI MASW E HVSR .....	13

## PREMESSA

Per incarico della Sig. Gerardo Limone, sono state eseguite indagini geofisiche in Località Marina di Pisa, nel Comune di Pisa.

Tali indagini sono finalizzate alla ricostruzione della distribuzione e dell'andamento delle velocità sismiche nel sottosuolo, per determinare le principali caratteristiche sismo-stratigrafiche ed elastiche dei terreni.

Al fine di caratterizzare il sito in esame dal punto di vista della velocità delle onde di taglio (VS), è stata effettuata una serie di acquisizioni MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves, analisi della dispersione delle onde di superficie da misure di sismica attiva – e.g. Park et al., 1999), sono inoltre state eseguite una serie di misure di microtremori atte ad analizzare il rapporto spettrale H/V (Horizontal-to-Vertical Spectral Ratio - HVSR) utile a definire eventuali risonanze di sito e a meglio vincolare il modello VS specie in profondità.

Le presenti note illustrano la metodologia delle indagini ed i risultati conseguiti.

## INDAGINI DI SISMICA PASSIVA TIPO HVSR

### GENERALITA'

La tecnica di acquisizione ed analisi dei rapporti spettrali o HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazione esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque.

Le conoscenze e le informazioni che si possono ottenere dall'analisi ed interpretazione di una registrazione di questo tipo sono:

- ove esistente, la frequenza caratteristica di risonanza del sito che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale ai fini dell'individuazione di adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericolosi per la stabilità degli stessi;
- ove determinabile, la frequenza fondamentale di risonanza di un edificio, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso, a seguito di analisi correlate sarà possibile confrontare le frequenze di sito e dell'edificio, e valutare se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;
- la stratigrafia del sottosuolo con un ampio range di profondità di indagine, e secondo il principio che in termini di stratigrafia del sottosuolo, uno strato è inteso come unità distinta, in termini di contrasto d'impedenza sismica.

Le basi teoriche della tecnica HVSR 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 oggetto di indagine è funzione di:

- dalla forma dell'onda prodotta dall'insieme delle sorgenti s dei microtremori;
- dal percorso dell'onda dalle sorgenti s fino alla posizione x del sito oggetto di indagine e funzione dei processi di attenuazione, riflessione, rifrazione e canalizzazione di guida d'onda;
- dalla modalità di acquisizione dello strumento in funzione dei parametri e delle caratteristiche strumentali.

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 con ampiezze minime, molto più piccole di quelle indotte dai terremoti.

I metodi che si basano sulla sua acquisizione si dicono passivi in quanto il segnale da acquisire non è generato con strumenti o tecniche attive, come ad esempio le esplosioni della sismica attiva.

Nel tragitto dalla sorgente s al sito x le onde elastiche (sia di origine sismiche che dovute al microtremore) subiscono riflessioni, rifrazioni, canalizzazioni per fenomeni di guida d'onda ed attenuazioni che dipendono dalla natura del sottosuolo attraversato.

Questo significa che se da un lato l'informazione relativa alla sorgente viene persa e non sono più applicabili le tecniche della sismica classica, è presente comunque una parte di informazioni correlata al contenuto frequenziale del segnale che può essere estratta e che permette di ottenere informazioni relative al percorso del segnale ed in particolare relative alla struttura locale vicino al sensore.

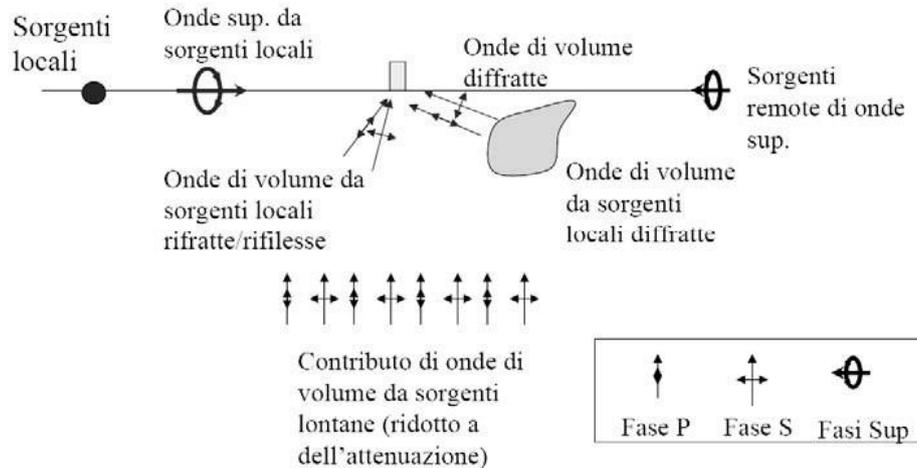


Figura 1: Modalità di generazione e propagazione di microtremore

Dunque, anche il debole rumore sismico, che tradizionalmente costituisce la parte di segnale scartato dalla sismologia classica, contiene informazioni.

Questa informazione è però correlata alle caratteristiche frequenziale e spettrali del cosiddetto "rumore casuale" o microtremore, e può essere estratta attraverso tecniche opportune.

Una di queste tecniche è la tecnica di analisi dei rapporti spettrali o, semplicemente, HVSR che è in grado di fornire stime affidabili sul comportamento frequenziale dei sottosuoli, informazione di notevole importanza nell'ingegneria sismica.

L'ottenimento di una stratigrafia sismica da indagini a stazione singola, deriva dai primi studi di Kanai (1957) in poi, per cui diversi metodi sono stati proposti per estrarre l'informazione relativa al sottosuolo dal rumore sismico registrato in un sito.

Tra questi, la tecnica che si è maggiormente consolidata nell'uso è quella dei rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale (Horizontal to Vertical Spectral Ratio, HVSR o H/V), proposta da Nogoshi e Igarashi (1970).

La tecnica è universalmente riconosciuta come efficace nel fornire stime affidabili della frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo.

Inizialmente, alcuni ricercatori, proposero di utilizzare anche l'ampiezza del picco come indicatore sintetico dell'amplificazione sismica locale, direttamente utilizzabile per la microzonazione.

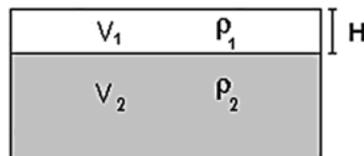
Purtroppo, esiste abbondante letteratura comprovante il fatto che l'ampiezza del picco H/V, pur essendo legata all'entità del contrasto di impedenza tra strati, non è correlabile all'amplificazione sismica in modo semplice (cfr. Mucciarelli e Gallipoli, 2001; SESAME, 2005 e referenze ivi contenute).

Riconosciuta questa capacità e dato che, se è disponibile una stima delle velocità delle onde elastiche, le frequenze di risonanza possono essere convertite in stratigrafia, ne risulta che il metodo HVSR può essere, in linea di principio, usato come strumento stratigrafico.

Le basi teoriche del metodo HVSR sono relativamente semplici in un mezzo del tipo strato + bedrock (o strato assimilabile al bedrock) in cui i parametri sono costanti in ciascuno strato (1-D).

Consideriamo il sistema della figura seguente in cui gli strati 1 e 2 si distinguono per le diverse densità e le diverse velocità delle onde sismiche.

Un'onda che viaggia nel mezzo 1 viene (parzialmente) riflessa dall'interfaccia che separa i due strati.



L'onda così riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizione di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente ( $\lambda$ ) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore  $H$  del primo strato.

La frequenza fondamentale di risonanza ( $f_r$ ) dello strato 1 relativa alle onde S (o P) è pari a (equazione 1):

$$(f_r) = V_s / 4H$$

$$(f_r) = V_p / 4H$$

I microtremori sono solo in parte costituiti da onde di volume P o S, e in misura molto maggiore da onde superficiali, in particolare da onde di Rayleigh.

Tuttavia ci si può ricondurre a risonanza delle onde di volume, poiché le onde di superficie sono prodotte da interferenza costruttiva di queste ultime e poiché la velocità dell'onda di Rayleigh è molto prossima a quella delle onde S.

Questo effetto è sommabile, anche se non in modo lineare e senza una corrispondenza 1:1.

Ciò significa che la curva H/V relativa ad un sistema a più strati contiene l'informazione relativa alle frequenze di risonanza (e quindi allo spessore) di ciascuno di essi, ma non è interpretabile semplicemente applicando l'equazione 1.

L'utilità delle misure H/V risiede quindi nella possibilità di ricavare empiricamente la frequenza di sito e, a fianco di curve di dispersione date da misure MASW, a vincolare il modello  $V_s$  specie in profondità.

## SISTEMA DI ACQUISIZIONE – INDAGINI EFFETTUATE

La misura prevede la registrazione del microtremore sismico ambientale nel dominio del tempo sulle tre componenti dello spazio attraverso il posizionamento di geofono tridimensionale.

La strumentazione di acquisizione utilizzata per la presente indagine è un prospettore sismico SARA "SR04 GeoBox" a 3 canali completo di geofono 3D da superficie, che presenta le seguenti specifiche:

- trasduttori tricomponenti (N-S, E-W, verticale) a bassa frequenza (2 Hz);
- amplificatori;
- digitalizzatore;
- frequenza di campionamento: 300 Hz;
- convertitore A/D (analogico digitale) a 24 bit;

Lo strumento di misura è stato orientato secondo le direzioni geografiche (E e W).

Sono state eseguite n°1 registrazioni della durata di circa 20 minuti.

## ELABORAZIONE DEI DATI HVSR

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 possono ricavare il valore di frequenza caratteristica del sito.

Sapendo che ad ogni picco in frequenza corrisponde una profondità dell'orizzonte che genera il contrasto d'impedenza si può estrapolare una stratigrafia geofisica del sottosuolo.

L'elaborazione dei dati raccolti impiega il software *winMASW Academy* in grado di consentire la determinazione delle frequenze di risonanza del sottosuolo mediante la tecnica dei rapporti spettrali secondo le linee guida del progetto europeo SESAME (*Site effects assessment using ambient excitations, 2005*).

Il processing dei dati verte sul rapporto spettrale tra il segnale del sensore verticale e quelli orizzontali operando su finestre di selezione del segnale.

In fase di elaborazione vengono seguite le seguenti operazioni:

1. la registrazione viene suddivisa in intervalli della durata di qualche decina di secondi ciascuno,
2. per ogni segmento viene eseguita un'analisi spettrale del segmento nelle sue tre componenti,
3. per ciascun segmento si calcolano i rapporti spettrali fra le componenti del moto sui piani orizzontale e verticale,
4. vengono calcolati i rapporti spettrali medi su tutti i segmenti.

Per considerare la misura ottenuta come una stima dell'ellitticità delle onde di Rayleigh è necessario che i rapporti H/V ottenuti sperimentalmente siano "stabili" ovvero frutto di un campionamento statistico adeguato, che gli effetti di sorgente siano stati effettivamente mediati ovvero non ci siano state sorgenti "dominanti" e che la misura non contenga errori sistematici (per es. dovuti ad un cattivo accoppiamento dello strumento con il terreno).

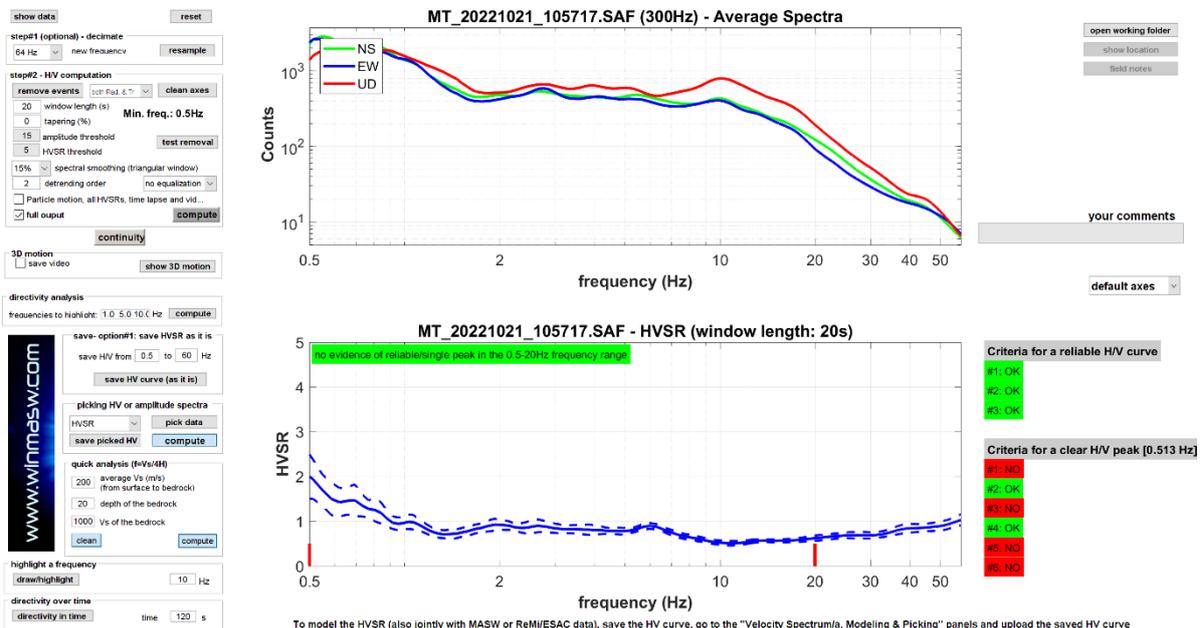
Le risultanze dell'elaborazione sono presentate mediante graficazione dei rapporti spettrali H/V delle varie componenti indicando il massimo del rapporto HVSR nel valore di f0 – Frequenza/e di risonanza e la sua deviazione standard.

Viene riportata anche la check-list proposta dalla procedura SESAME per l'ottenimento di una curva H/V affidabile.

### HVSR 1

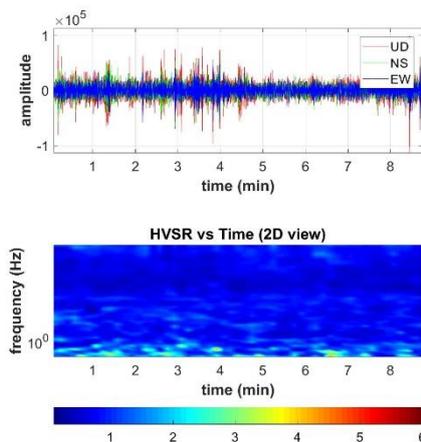
Dataset: MT\_20221021\_105717.SAF  
 Sampling frequency (Hz): 300  
 Window length (sec): 20  
 Minimum frequency soundly determined [10 cycles]: 0.5Hz  
 Length of analysed dataset (min): 10.0  
 Tapering (%): 0  
 Smoothing (%): 15

#### SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI - RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

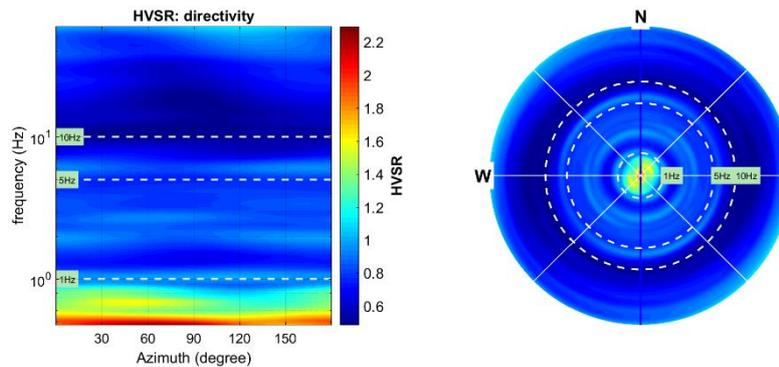


To model the HVSR (also jointly with MASW or ReMI/ESAC data), save the HV curve, go to the "Velocity Spectrum/a, Modeling & Picking" panels and upload the saved HV curve

**PERSISTENZA H/V**



**DIREZIONALITA' H/V**



**In the following the results considering the data in the 0.5-20.0Hz frequency range**

Peak frequency (Hz): 0.5  
 Peak HVSR value: 1.9

**==== Criteria for a reliable H/V curve =====**

- #1.  $[f_0 > 10/L_w]: 0.513 > 0.5$  (OK)
- #2.  $[n_c > 200]: 544 > 200$  (OK)
- #3.  $[f_0 > 0.5\text{Hz}; \sigma_A(f) < 2 \text{ for } 0.5f_0 < f < 2f_0]$  (OK)

**==== Criteria for a clear H/V peak (at least 5 should be fulfilled) =====**

- #1.  $[\text{exists } f_- \text{ in the range } [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f_-) < A_0/2]:$  (NO)
- #2.  $[\text{exists } f_+ \text{ in the range } [f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f_+) < A_0/2]:$  yes, at frequency 1.0Hz (OK)
- #3.  $[A_0 > 2]: 1.9 < 2$  (NO)
- #4.  $[f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%]:$  (OK)
- #5.  $[\sigma_{\text{maf}} < \epsilon(f_0)]: 0.119 > 0.077$  (NO)
- #6.  $[\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)]: 13.056 < 2$  (NO)

*Please, be aware of possible industrial/man-induced peaks or spurious peaks due to meaningless numerical instabilities. Remember that SESAME criteria should be considered in a flexible perspective and that if you modify the processing parameters they can change*

## INDAGINI MASW

### GENERALITA'

Il metodo MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali  $V_s$ , basandosi sulla misura delle onde superficiali (onde di Rayleigh e onde di Love) fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980 ) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione. La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo.

Il metodo di indagine MASW si distingue in metodo attivo e metodo passivo (Zywicki, D.J. 1999) o in una combinazione di entrambi. Nel metodo attivo le onde superficiali generate in un punto sulla superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori. Nel metodo passivo lo stendimento dei sensori può essere sia lineare, sia circolare e si misura il rumore ambientale di fondo esistente. Il metodo attivo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi dà informazioni sulla parte più superficiale del suolo, sui primi 30m-50m, in funzione della rigidità del suolo. Il metodo passivo in genere consente di tracciare una velocità di fase apparente sperimentale compresa tra 0 Hz e 10Hz, quindi dà informazioni sugli strati più profondi del suolo, generalmente al di sotto dei 50m, in funzione della rigidità del suolo.

Negli ultimi decenni l'analisi delle onde di superficie si è dimostrata un utile strumento per la determinazione del profilo verticale VS non più solamente per studi di carattere crostale (e.g. Evison et al., 1959) ma anche per indagini *near surface* (Stokoe et al., 1988; Glangeaud et al., 1999; Park et al., 1999; Xia et al., 1999; 2004; Shtivelman, 1999; 2002; Foti et al., 2000; Louie, 2001; O'Neill et al., 2006; Dal Moro et al., 2007; Dal Moro & Papan, 2007).

La sismica a rifrazione ad onde di corpo (P ed S) ha così trovato una valida integrazione, in grado di superare i limiti connessi al canale a bassa velocità (*Low Velocity Layer - LVL*) ed allo strato nascosto (*blind layer*).

Nel seguito faremo riferimento al metodo MASW attivo che consente la classificazione sismica dei suoli, perché fornisce il profilo di velocità entro i primi 30m di profondità.

## SISTEMA DI ACQUISIZIONE

Per l'acquisizione dei dati per indagini MASW deve essere effettuato uno stendimento di geofoni allineati con la sorgente ed utilizzare una sorgente ad impatto verticale per generare onde di Rayleigh e/o una "di taglio" per quelle di Love.

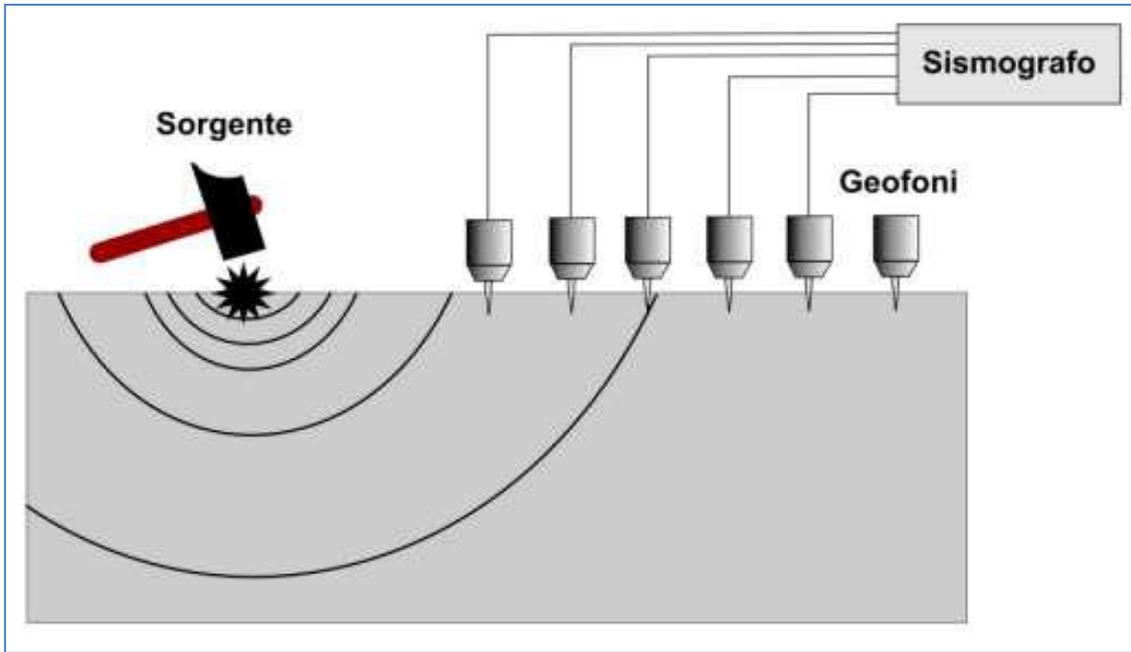


Figura 2: Esempio schematico di stendimento sismico tipo MASW

Lo strumento utilizzato per la presente indagine è un prospettore sismico Ambrogeo Echo 24/2002 a 16 bit, collegato a geofoni verticali a frequenza propria di 4.5Hz in configurazione ZVF per acquisire la componente verticale dell'onda di Rayleigh.

Come sorgente energizzante è stata utilizzata una mazza da 10 kg.

Il trigger consiste in un circuito elettrico che viene chiuso mediante un apparecchio starter (gefono starter, starter a lamelle, piezoelettrico od altro) nell'istante in cui il sistema energizzante (maglio, mazza etc.) colpisce la base di battuta.

**INDAGINI EFFETTUATE**

Sono state eseguite n°1 prospezioni sismiche tipo MASW in onde di Rayleigh (componente verticale ZVF).

Le acquisizioni sono state eseguite in base alle seguenti configurazioni:

<b>CONFIGURAZIONE INDAGINE MASW1</b>	
N° geofoni	24 (orizzontali Geospace Oyo 4.5 Hz)
Interasse geofoni	1.25 m
Off-sets sorgente (da ciascun estremo)	G1: 5m; 6.5m
Sorgente	mazza da 10kg



**Figura 3: Stendimento sismico MASW1**

## ELABORAZIONE CONGIUNTA DEI DATI MASW E HVSR

I dati acquisiti sono stati elaborati utilizzando il software *winMASW Academy*.

L'elaborazione dei dati si sviluppa attraverso le seguenti fasi:

1. si caricano il file acquisiti in campagna (files SEGY)
2. calcolo dello spettro di velocità (che rappresenta, in scala colorimetrica, le ampiezze delle onde in funzione della velocità di fase e della frequenza)
3. identificazione della curva di dispersione
4. modellazione congiunta considerando la dispersione delle onde di Rayleigh e rapporto spettrale H/V

L'analisi dei dati è stata quindi svolta considerando congiuntamente, dispersione delle onde di Rayleigh e rapporto spettrale H/V della registrazione HVSR 1 eseguita nelle immediate vicinanze della linea MASW1.

La modellazione è riportata nelle Figure 4 e 5 mentre il modello finale è riportato in Pagina 16.

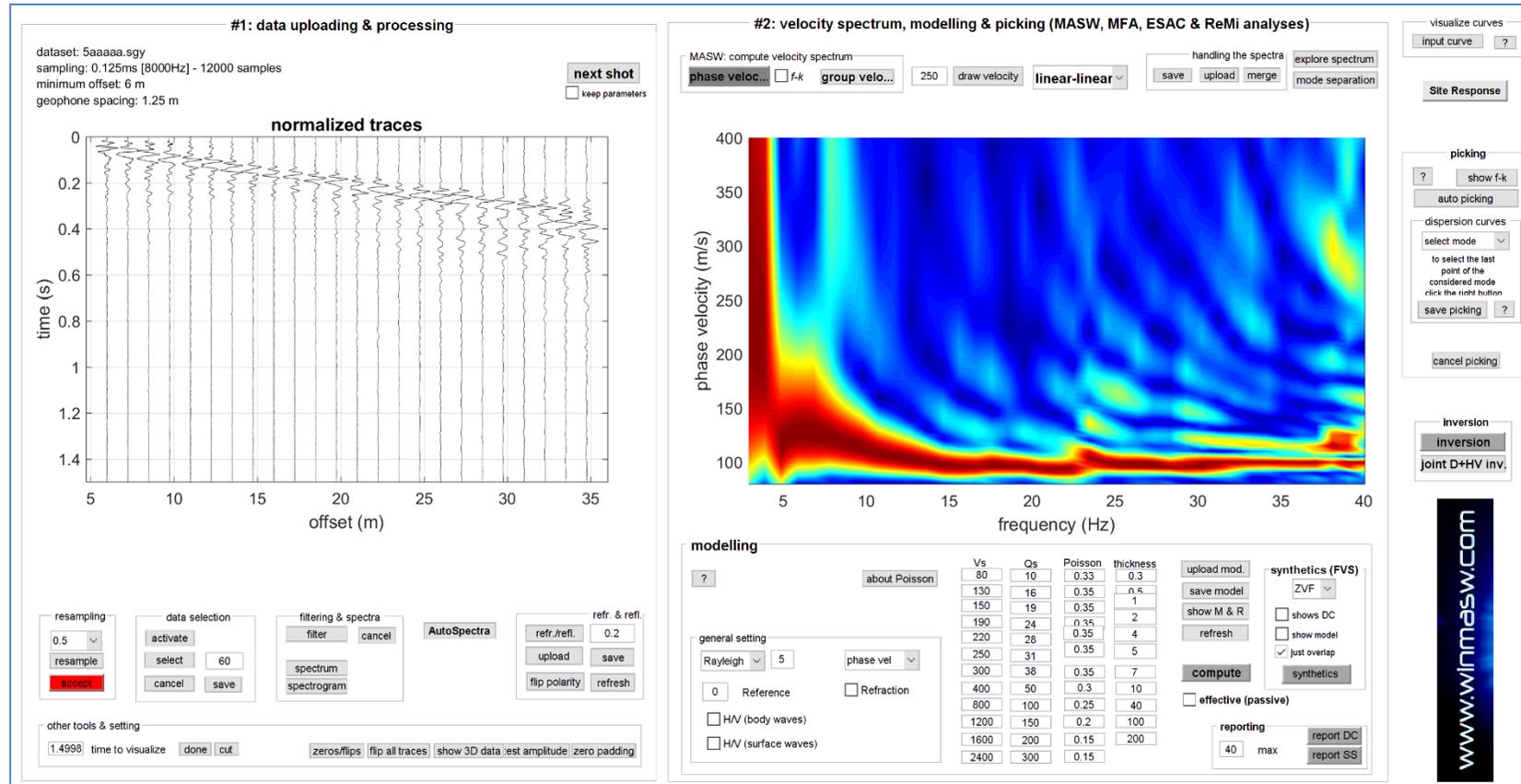


Figura 4: Sulla sinistra le tracce sismiche relative alla componenti ZVF e sulla destra i relativi spettri di velocità

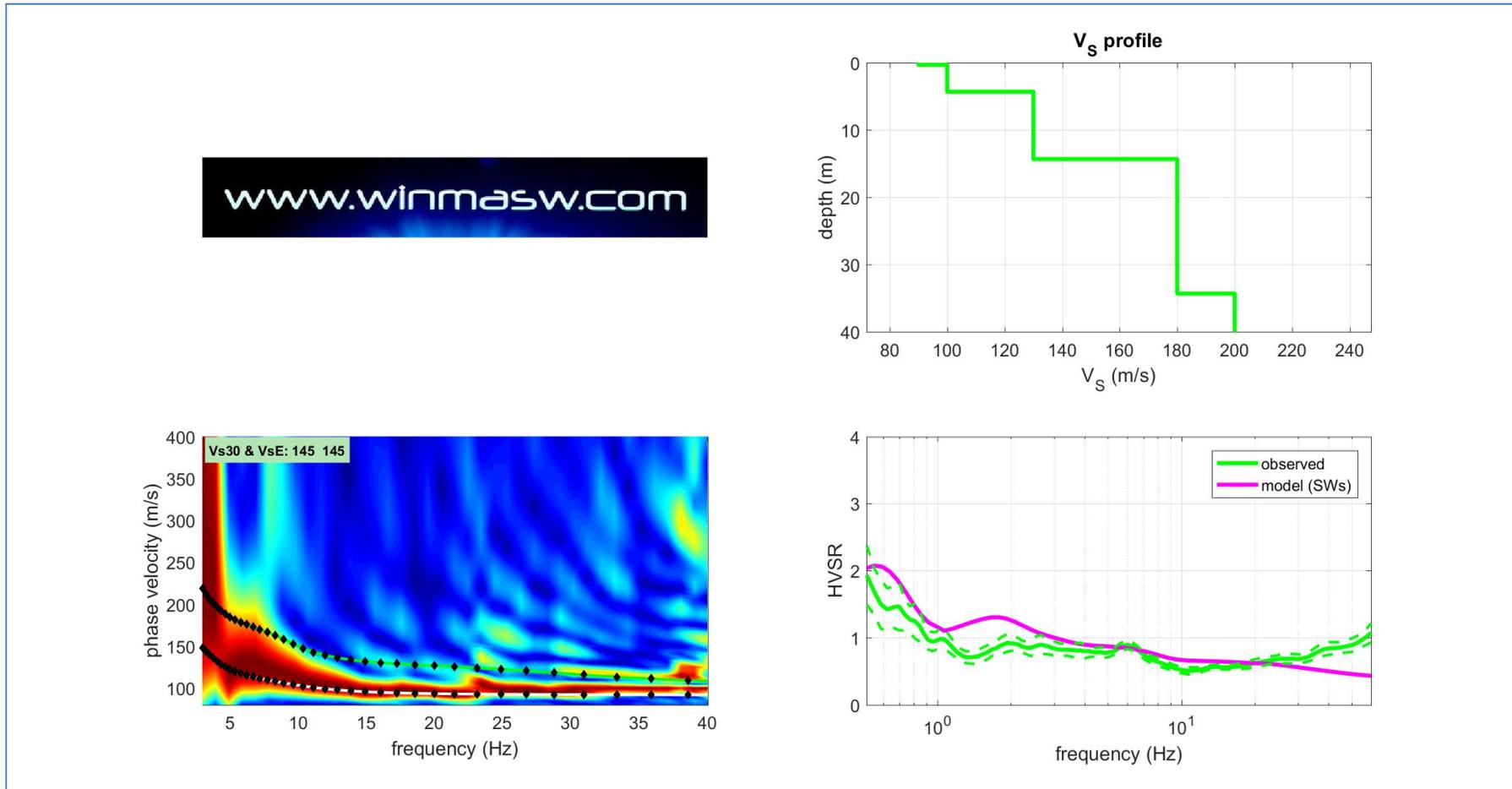


Figura 5 Sulla sinistra gli spettri di velocità relativi alla componenti ZVF con in sovrapposizione le curve di dispersione per l'onda di Rayleigh; Sulla destra in basso in verde le misure HVSR effettuate in sito e in magenta la curva HVSR modellata tramite ellitticità delle onde di superficie (Lunedei & Albarello, 2009); in alto il modello usato per la modellazione.

**Mean model**

Vs (m/s): 90, 100, 130, 180, 200, 320

Thickness (m): 0.3, 4.0, 10.0, 20.0, 50.0

**Vs model (Vs30 & VsE: 145 145 m/s)**

layer	Vs (m/s)	thickness (m)	depth (m)
1	90	0.3000	0.3000
2	100	4	4.3000
3	130	10	14.3000
4	180	20	34.3000
5	200	50	84.3000
6	320	0	0

Density (gr/cm<sup>3</sup>) (approximate values): 1.64 1.68 1.74 1.82 1.84 1.96

Seismic/Dynamic Shear modulus (MPa) (approximate values): 13 17 29 59 74 200

Analyzing Phase velocities

Analysis: Rayleigh Waves

Approximate values for Vp and Poisson

Vp (m/s): 179 208 271 375 416 666

Poisson: 0.33 0.35 0.35 0.35 0.35 0.35

Vs30 and VsE (m/s): 145 145

\*\*\*\*\*

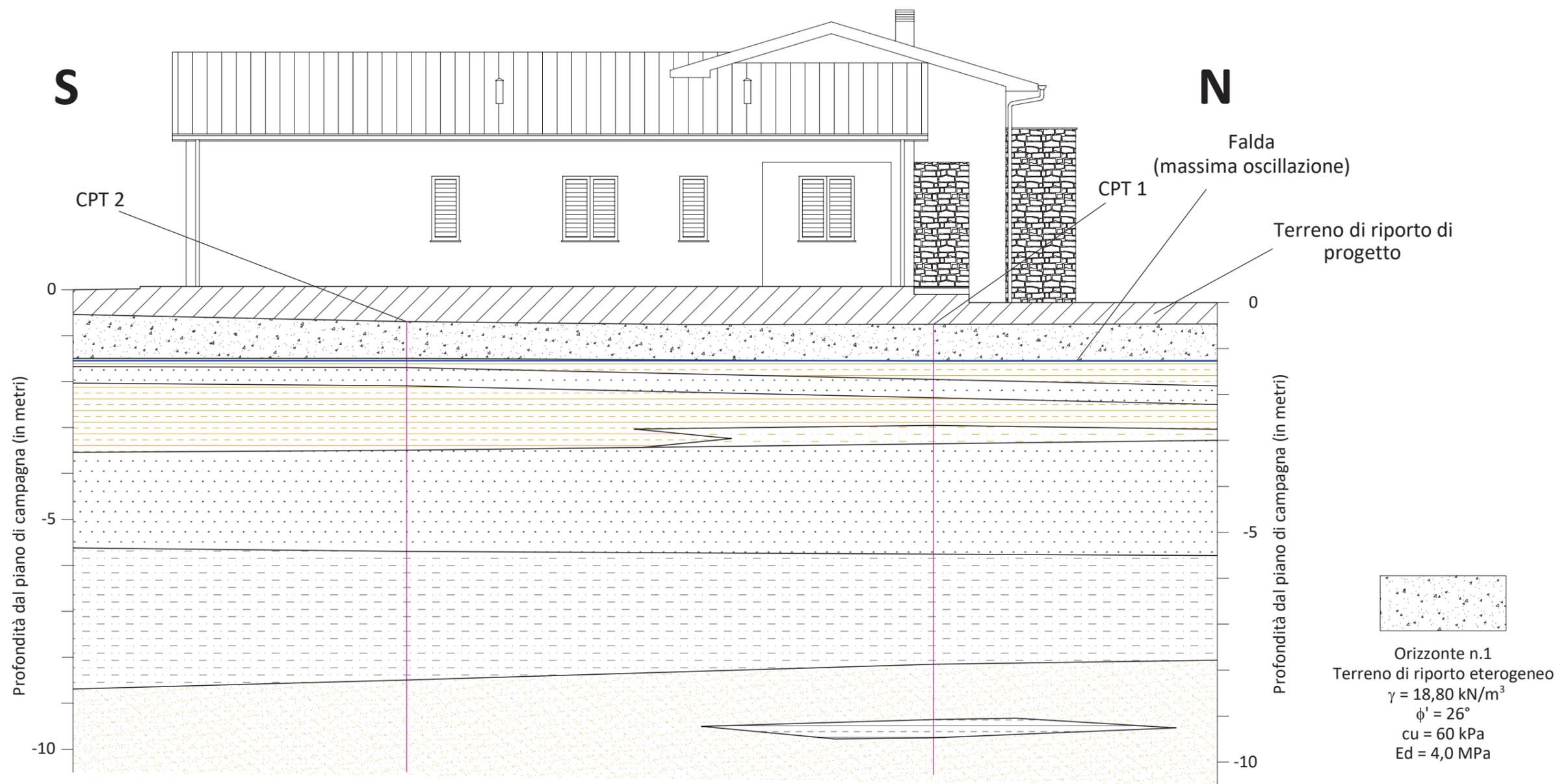
San Giuliano Terme (PI),

23 ottobre 2022

**GAIA Servizi S.r.l.****Dott. Jacopo Martini**


## **ALLEGATO 3**

### **TAVOLE**



<p><b>Orizzonte n.2</b> Limi argillosi poco consistenti <math>\gamma = 18,20 \text{ kN/m}^3</math> <math>c_u = 35 \text{ kPa}</math> <math>E_d = 2,0 \text{ MPa}</math></p>	<p><b>Orizzonte n.3</b> Limi e argille organiche plastiche <math>\gamma = 16,80 \text{ kN/m}^3</math> <math>c_u = 15 \text{ kPa}</math> <math>E_d = 0,5 \text{ MPa}</math></p>	<p><b>Orizzonte n.3a</b> Argille sabbiose mediamente consistenti <math>\gamma = 18,80 \text{ kN/m}^3</math> <math>\phi' = 26^\circ</math> <math>c_u = 65 \text{ kPa}</math> <math>E_d = 4,0 \text{ MPa}</math></p>	<p><b>Orizzonte n.4</b> Sabbie limose sciolte con sottili livelli di torbe e argille organiche plastiche <math>\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3</math> <math>\phi' = 28^\circ</math> <math>c_u = 35 \text{ kPa}</math> <math>E_d = 4,0 \text{ MPa}</math></p>	<p><b>Orizzonte n.5</b> Sabbie medie e fini poco addensate <math>\gamma = 18,80 \text{ kN/m}^3</math> <math>\phi' = 29^\circ</math> <math>E_d = 9,5 \text{ MPa}</math></p>	<p><b>Orizzonte n.5a</b> Argille poco consistenti <math>\gamma = 18,40 \text{ kN/m}^3</math> <math>c_u = 40 \text{ kPa}</math> <math>E_d = 3,5 \text{ MPa}</math></p>

**TAVOLA 1 - Sezione litotecnica schematica**  
**Scala 1:100**

## **ALLEGATO 4**

### **LIQUEFAZIONE – VERIFICA FSL**

## VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

### INSERIMENTO DATI CPT:

Intervallo

0,2

 $\gamma$ 

1,84

amax/g

0,193

H falda

0,5

n°	Prof. (m)	resistenza alla punta qc (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistenza laterale fs (kg/cm <sup>2</sup> )	qc1N CS	rd	MSF	CSR	CRR	Fs
1	0,20			N.C.	0,998	2,502	0,050	N.C.	N.C.
2	0,40	30	0,33	132,0	0,997	2,502	0,050	0,29	5,89
3	0,60	18	0,67	152,7	0,995	2,502	0,055	0,41	7,49
4	0,80	15	0,8	216,4	0,994	2,502	0,063	N.C.	N.C.
5	1,00	10	0,27	117,4	0,992	2,502	0,068	0,23	3,37
6	1,20	10	0,2	81,6	0,991	2,502	0,073	0,13	1,79
7	1,40	5	0,13	N.L.	0,989	2,502	0,076	N.L.	N.L.
8	1,60	3	0,33	N.L.	0,988	2,502	0,079	N.L.	N.L.
9	1,80	7	0,2	96,3	0,986	2,502	0,081	0,16	2,00
10	2,00	9	0,27	105,5	0,985	2,502	0,083	0,19	2,27
11	2,20	9	0,4	N.L.	0,983	2,502	0,085	N.L.	N.L.
12	2,40	14	0,19	71,1	0,982	2,502	0,086	0,11	1,31
13	2,60	24	1	151,1	0,980	2,502	0,088	0,40	4,57
14	2,80	9	0,6	N.L.	0,979	2,502	0,089	N.L.	N.L.
15	3,00	3	0,35	N.L.	0,977	2,502	0,090	N.L.	N.L.
16	3,20	3	0,07	N.L.	0,976	2,502	0,090	N.L.	N.L.
17	3,40	4	0,07	N.L.	0,974	2,502	0,091	N.L.	N.L.
18	3,60	4	0,07	N.L.	0,972	2,502	0,092	N.L.	N.L.
19	3,80	3	0,07	N.L.	0,971	2,502	0,092	N.L.	N.L.
20	4,00	3	0,13	N.L.	0,969	2,502	0,093	N.L.	N.L.
21	4,20	3	0,07	N.L.	0,968	2,502	0,093	N.L.	N.L.
22	4,40	4	0,2	N.L.	0,966	2,502	0,093	N.L.	N.L.
23	4,60	3	0,13	N.L.	0,965	2,502	0,094	N.L.	N.L.
24	4,80	8	0,33	N.L.	0,963	2,502	0,094	N.L.	N.L.
25	5,00	4	0,43	N.L.	0,962	2,502	0,094	N.L.	N.L.
26	5,20	27	0,23	67,2	0,960	2,502	0,095	0,11	1,14
27	5,40	36	0,6	98,2	0,959	2,502	0,095	0,17	1,77
28	5,60	8	0,48	N.L.	0,957	2,502	0,095	N.L.	N.L.
29	5,80	20	0,47	99,1	0,956	2,502	0,095	0,17	1,79
30	6,00	40	0,35	79,1	0,954	2,502	0,095	0,13	1,32
31	6,20	24	0,8	124,6	0,953	2,502	0,095	0,26	2,72
32	6,40	17	0,87	N.L.	0,951	2,502	0,096	N.L.	N.L.
33	6,60	25	0,47	88,5	0,950	2,502	0,096	0,14	1,51
34	6,80	5	0,38	N.L.	0,948	2,502	0,096	N.L.	N.L.
35	7,00	32	0,31	71,8	0,946	2,502	0,096	0,11	1,19
36	7,20	36	0,4	78,9	0,945	2,502	0,096	0,13	1,31
37	7,40	8	0,52	N.L.	0,943	2,502	0,096	N.L.	N.L.
38	7,60	47	0,43	82,6	0,942	2,502	0,096	0,13	1,38
39	7,80	35	0,33	72,4	0,940	2,502	0,096	0,12	1,20
40	8,00	44	1,07	119,8	0,939	2,502	0,096	0,24	2,50
41	8,20	55	1,2	124,1	0,937	2,502	0,096	0,26	2,69
42	8,40	63	0,8	105,4	0,936	2,502	0,096	0,19	1,97
43	8,60	30	1,77	N.L.	0,934	2,502	0,096	N.L.	N.L.
44	8,80	10	0,94	N.L.	0,933	2,502	0,096	N.L.	N.L.
45	9,00	8	0,67	N.L.	0,931	2,502	0,096	N.L.	N.L.
46	9,20	36	0,4	75,9	0,930	2,502	0,096	0,12	1,26
47	9,40	60	1,33	126,6	0,925	2,502	0,096	0,27	2,82
48	9,60	60	0,67	95,0	0,920	2,502	0,095	0,16	1,68
49	9,80	54	1,47	133,4	0,914	2,502	0,095	0,30	3,18
50	10,00			N.C.	0,909	2,502	0,094	N.C.	N.C.

n°	z	resistenza alla punta qc (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistenza laterale fs (kg/cm <sup>2</sup> )	qc1N CS	rd	MSF	CSR	CRR	Fs
51	10,20			N.C.	0,904	2,502	0,094	N.C.	N.C.
52	10,40			N.C.	0,898	2,502	0,093	N.C.	N.C.
53	10,60			N.C.	0,893	2,502	0,093	N.C.	N.C.
54	10,80			N.C.	0,888	2,502	0,092	N.C.	N.C.
55	11,00			N.C.	0,883	2,502	0,092	N.C.	N.C.
56	11,20			N.C.	0,877	2,502	0,091	N.C.	N.C.
57	11,40			N.C.	0,872	2,502	0,091	N.C.	N.C.
58	11,60			N.C.	0,867	2,502	0,091	N.C.	N.C.
59	11,80			N.C.	0,861	2,502	0,090	N.C.	N.C.
60	12,00			N.C.	0,856	2,502	0,090	N.C.	N.C.
61	12,20			N.C.	0,851	2,502	0,089	N.C.	N.C.
62	12,40			N.C.	0,845	2,502	0,089	N.C.	N.C.
63	12,60			N.C.	0,840	2,502	0,088	N.C.	N.C.
64	12,80			N.C.	0,835	2,502	0,088	N.C.	N.C.
65	13,00			N.C.	0,830	2,502	0,087	N.C.	N.C.
66	13,20			N.C.	0,824	2,502	0,087	N.C.	N.C.
67	13,40			N.C.	0,819	2,502	0,086	N.C.	N.C.
68	13,60			N.C.	0,814	2,502	0,086	N.C.	N.C.
69	13,80			N.C.	0,808	2,502	0,085	N.C.	N.C.
70	14,00			N.C.	0,803	2,502	0,085	N.C.	N.C.
71	14,20			N.C.	0,798	2,502	0,084	N.C.	N.C.
72	14,40			N.C.	0,792	2,502	0,084	N.C.	N.C.
73	14,60			N.C.	0,787	2,502	0,083	N.C.	N.C.
74	14,80			N.C.	0,782	2,502	0,083	N.C.	N.C.
75	15,00			N.C.	0,777	2,502	0,082	N.C.	N.C.
76	15,20			N.C.	0,771	2,502	0,081	N.C.	N.C.
77	15,40			N.C.	0,766	2,502	0,081	N.C.	N.C.
78	15,60			N.C.	0,761	2,502	0,080	N.C.	N.C.
79	15,80			N.C.	0,755	2,502	0,080	N.C.	N.C.
80	16,00			N.C.	0,750	2,502	0,079	N.C.	N.C.
81	16,20			N.C.	0,745	2,502	0,079	N.C.	N.C.
82	16,40			N.C.	0,739	2,502	0,078	N.C.	N.C.
83	16,60			N.C.	0,734	2,502	0,078	N.C.	N.C.
84	16,80			N.C.	0,729	2,502	0,077	N.C.	N.C.
85	17,00			N.C.	0,724	2,502	0,077	N.C.	N.C.
86	17,20			N.C.	0,718	2,502	0,076	N.C.	N.C.
87	17,40			N.C.	0,713	2,502	0,076	N.C.	N.C.
88	17,60			N.C.	0,708	2,502	0,075	N.C.	N.C.
89	17,80			N.C.	0,702	2,502	0,075	N.C.	N.C.
90	18,00			N.C.	0,697	2,502	0,074	N.C.	N.C.
91	18,20			N.C.	0,692	2,502	0,074	N.C.	N.C.
92	18,40			N.C.	0,686	2,502	0,073	N.C.	N.C.
93	18,60			N.C.	0,681	2,502	0,072	N.C.	N.C.
94	18,80			N.C.	0,676	2,502	0,072	N.C.	N.C.
95	19,00			N.C.	0,671	2,502	0,071	N.C.	N.C.
96	19,20			N.C.	0,665	2,502	0,071	N.C.	N.C.
97	19,40			N.C.	0,660	2,502	0,070	N.C.	N.C.
98	19,60			N.C.	0,655	2,502	0,070	N.C.	N.C.
99	19,80			N.C.	0,649	2,502	0,069	N.C.	N.C.
100	20,00			N.C.	0,644	2,502	0,069	N.C.	N.C.

## VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

## INSERIMENTO DATI CPT:

Intervallo

0,2

 $\gamma$ 

1,85

amax/g

0,193

H falda

0,5

n°	Prof. (m)	resistenza alla punta qc (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistenza laterale fs (kg/cm <sup>2</sup> )	qc1N CS	rd	MSF	CSR	CRR	Fs
1	0,20			N.C.	0,998	2,502	0,050	N.C.	N.C.
2	0,40	15	0,2	91,0	0,997	2,502	0,050	0,15	3,00
3	0,60	15	0,67	156,3	0,995	2,502	0,055	0,43	7,93
4	0,80	13	0,33	104,9	0,994	2,502	0,062	0,19	3,00
5	1,00	9	0,13	69,0	0,992	2,502	0,068	0,11	1,62
6	1,20	3	0,07	N.L.	0,991	2,502	0,073	N.L.	N.L.
7	1,40	4	0,13	N.L.	0,989	2,502	0,076	N.L.	N.L.
8	1,60	10	0,12	63,2	0,988	2,502	0,079	0,10	1,31
9	1,80	8	0,2	93,9	0,986	2,502	0,081	0,16	1,94
10	2,00	10	0,13	64,1	0,985	2,502	0,083	0,10	1,26
11	2,20	12	0,2	74,8	0,983	2,502	0,085	0,12	1,41
12	2,40	14	0,2	72,6	0,982	2,502	0,086	0,12	1,34
13	2,60	8	0,27	N.L.	0,980	2,502	0,087	N.L.	N.L.
14	2,80	7	0,2	N.L.	0,979	2,502	0,088	N.L.	N.L.
15	3,00	4	0,27	N.L.	0,977	2,502	0,089	N.L.	N.L.
16	3,20	3	0,2	N.L.	0,976	2,502	0,090	N.L.	N.L.
17	3,40	3	0,2	N.L.	0,974	2,502	0,091	N.L.	N.L.
18	3,60	4	0,13	N.L.	0,972	2,502	0,091	N.L.	N.L.
19	3,80	3	0,07	N.L.	0,971	2,502	0,092	N.L.	N.L.
20	4,00	3	0,07	N.L.	0,969	2,502	0,092	N.L.	N.L.
21	4,20	3	0,07	N.L.	0,968	2,502	0,093	N.L.	N.L.
22	4,40	3	0,13	N.L.	0,966	2,502	0,093	N.L.	N.L.
23	4,60	3	0,13	N.L.	0,965	2,502	0,093	N.L.	N.L.
24	4,80	3	0,13	N.L.	0,963	2,502	0,094	N.L.	N.L.
25	5,00	3	0,13	N.L.	0,962	2,502	0,094	N.L.	N.L.
26	5,20	28	1,33	167,8	0,960	2,502	0,094	N.C.	N.C.
27	5,40	66	0,62	112,6	0,959	2,502	0,094	0,21	2,26
28	5,60	63	1,13	132,3	0,957	2,502	0,095	0,30	3,12
29	5,80	55	1,27	136,6	0,956	2,502	0,095	0,32	3,35
30	6,00	46	0,73	104,9	0,954	2,502	0,095	0,19	1,98
31	6,20	20	0,67	N.L.	0,953	2,502	0,095	N.L.	N.L.
32	6,40	30	0,73	107,2	0,951	2,502	0,095	0,19	2,05
33	6,60	44	1	119,3	0,950	2,502	0,095	0,24	2,50
34	6,80	50	0,8	106,8	0,948	2,502	0,095	0,19	2,03
35	7,00	44	0,87	110,3	0,946	2,502	0,095	0,20	2,15
36	7,20	12	0,73	N.L.	0,945	2,502	0,095	N.L.	N.L.
37	7,40	44	1,4	139,9	0,943	2,502	0,095	0,33	3,51
38	7,60	40	0,4	78,4	0,942	2,502	0,095	0,12	1,31
39	7,80	10	0,85	N.L.	0,940	2,502	0,095	N.L.	N.L.
40	8,00	33	0,53	87,7	0,939	2,502	0,095	0,14	1,50
41	8,20	37	1,73	N.L.	0,937	2,502	0,095	N.L.	N.L.
42	8,40	41	0,93	111,4	0,936	2,502	0,095	0,21	2,19
43	8,60	39	1,13	123,9	0,934	2,502	0,095	0,26	2,69
44	8,80	44	0,93	109,6	0,933	2,502	0,095	0,20	2,12
45	9,00	47	0,93	108,5	0,931	2,502	0,095	0,20	2,09
46	9,20	44	1,2	124,2	0,930	2,502	0,095	0,26	2,71
47	9,40	30	1,13	N.L.	0,925	2,502	0,095	N.L.	N.L.
48	9,60	61	0,62	92,7	0,920	2,502	0,095	0,15	1,63
49	9,80	52	1,07	113,6	0,914	2,502	0,094	0,22	2,30
50	10,00			N.C.	0,909	2,502	0,094	N.C.	N.C.

n°	z	resistenza alla punta qc (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistenza laterale fs (kg/cm <sup>2</sup> )	qc1N CS	rd	MSF	CSR	CRR	Fs
51	10,20			N.C.	0,904	2,502	0,093	N.C.	N.C.
52	10,40			N.C.	0,898	2,502	0,093	N.C.	N.C.
53	10,60			N.C.	0,893	2,502	0,092	N.C.	N.C.
54	10,80			N.C.	0,888	2,502	0,092	N.C.	N.C.
55	11,00			N.C.	0,883	2,502	0,091	N.C.	N.C.
56	11,20			N.C.	0,877	2,502	0,091	N.C.	N.C.
57	11,40			N.C.	0,872	2,502	0,090	N.C.	N.C.
58	11,60			N.C.	0,867	2,502	0,090	N.C.	N.C.
59	11,80			N.C.	0,861	2,502	0,090	N.C.	N.C.
60	12,00			N.C.	0,856	2,502	0,089	N.C.	N.C.
61	12,20			N.C.	0,851	2,502	0,089	N.C.	N.C.
62	12,40			N.C.	0,845	2,502	0,088	N.C.	N.C.
63	12,60			N.C.	0,840	2,502	0,088	N.C.	N.C.
64	12,80			N.C.	0,835	2,502	0,087	N.C.	N.C.
65	13,00			N.C.	0,830	2,502	0,087	N.C.	N.C.
66	13,20			N.C.	0,824	2,502	0,086	N.C.	N.C.
67	13,40			N.C.	0,819	2,502	0,086	N.C.	N.C.
68	13,60			N.C.	0,814	2,502	0,085	N.C.	N.C.
69	13,80			N.C.	0,808	2,502	0,085	N.C.	N.C.
70	14,00			N.C.	0,803	2,502	0,084	N.C.	N.C.
71	14,20			N.C.	0,798	2,502	0,084	N.C.	N.C.
72	14,40			N.C.	0,792	2,502	0,083	N.C.	N.C.
73	14,60			N.C.	0,787	2,502	0,083	N.C.	N.C.
74	14,80			N.C.	0,782	2,502	0,082	N.C.	N.C.
75	15,00			N.C.	0,777	2,502	0,082	N.C.	N.C.
76	15,20			N.C.	0,771	2,502	0,081	N.C.	N.C.
77	15,40			N.C.	0,766	2,502	0,080	N.C.	N.C.
78	15,60			N.C.	0,761	2,502	0,080	N.C.	N.C.
79	15,80			N.C.	0,755	2,502	0,079	N.C.	N.C.
80	16,00			N.C.	0,750	2,502	0,079	N.C.	N.C.
81	16,20			N.C.	0,745	2,502	0,078	N.C.	N.C.
82	16,40			N.C.	0,739	2,502	0,078	N.C.	N.C.
83	16,60			N.C.	0,734	2,502	0,077	N.C.	N.C.
84	16,80			N.C.	0,729	2,502	0,077	N.C.	N.C.
85	17,00			N.C.	0,724	2,502	0,076	N.C.	N.C.
86	17,20			N.C.	0,718	2,502	0,076	N.C.	N.C.
87	17,40			N.C.	0,713	2,502	0,075	N.C.	N.C.
88	17,60			N.C.	0,708	2,502	0,075	N.C.	N.C.
89	17,80			N.C.	0,702	2,502	0,074	N.C.	N.C.
90	18,00			N.C.	0,697	2,502	0,074	N.C.	N.C.
91	18,20			N.C.	0,692	2,502	0,073	N.C.	N.C.
92	18,40			N.C.	0,686	2,502	0,073	N.C.	N.C.
93	18,60			N.C.	0,681	2,502	0,072	N.C.	N.C.
94	18,80			N.C.	0,676	2,502	0,072	N.C.	N.C.
95	19,00			N.C.	0,671	2,502	0,071	N.C.	N.C.
96	19,20			N.C.	0,665	2,502	0,070	N.C.	N.C.
97	19,40			N.C.	0,660	2,502	0,070	N.C.	N.C.
98	19,60			N.C.	0,655	2,502	0,069	N.C.	N.C.
99	19,80			N.C.	0,649	2,502	0,069	N.C.	N.C.
100	20,00			N.C.	0,644	2,502	0,068	N.C.	N.C.