

IMPIANTO FOTOVOLTAICO EG VERDE SRL E OPERE CONNESSE

POTENZA IMPIANTO 18,52MWp - COMUNE DI LAGOSANTO (FE)

Proponente

EG VERDE S.R.L.

VIA DEI PELLEGRINI 22 - 20122 MILANO (MI) - P.IVA: 11616370968 - PEC: egverde@pec.it



Progettazione

Ing. Matteo Bono

Via per Rovato, 29/C - 25030 Erbusco (BS)

tel.: 030/5281283 - e-mail: m.bono@solareng.it - PEC: solareng@pec.solareng.it

Collaboratori

Ing. Marco Passeri

Via per Rovato, 29/C - 25030 Erbusco (BS)

tel.: 030/5281283 - e-mail: m.passeri@solareng.it - PEC: solareng@pec.solareng.it

Coordinamento progettuale

SOLAR ENGINEERING S.R.L.

VIA ILARIA ALPI, 4 - 46100 MANTOVA (MN) - P.IVA: 02645550209 - email: solareng@pec.solareng.it

Titolo Elaborato

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

LIVELLO PROGETTAZIONE	CODICE ELABORATO	FILENAME	RIFERIMENTO	DATA	SCALA
DEFINITIVO	-	-	-	14/07/2021	-

Revisioni

REV.	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO
0	14/07/2021		MB	MB	EG



COMUNE DI LAGOSANTO (FE)
REGIONE EMILIA ROMAGNA



RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA



Indice

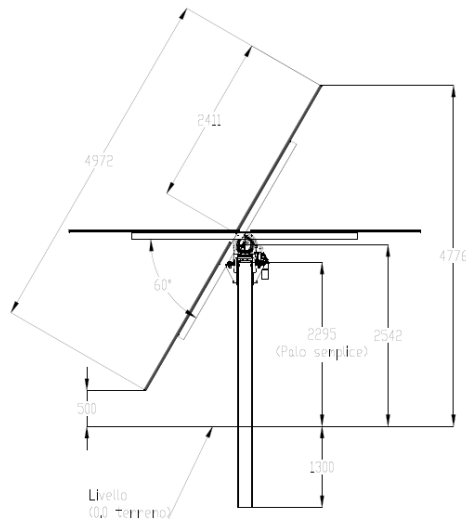
Contenuto del documento

1	PREMESSA.....	3
2	MODELLO GEOLOGICO.....	5
2.1	Inquadramento geografico, geomorfologico, geologico, idrografico ed idrogeologico	5
3	CARATTERISTICHE SISMICHE DEL TERRITORIO.....	9
4	SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO	11
4.1	Determinazione del sisma di progetto	11
4.2	Determinazione parametri sismici di calcolo utilizzati in tabella	12
4.3.	Stima dell'inclinazione del carico dovuta <i>ad eventi sismici</i>	13
5	MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO	15
5.1	Indagine geognostica in sito	15
5.1.1	Breve descrizione dell'indagine effettuata	15
5.1.2	Penetrometro utilizzato per prove penetrometriche.....	15
5.2	Stima dei valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno	15
5.3	Prova penetrometrica statica elettrica (CPTE)	27
5.4	Prova penetrometrica statica elettrica con piezocono (CPTU) (Cone Penetration Test piezocone)	27
6	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (S.L.U.)	29
6.1	Verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche	29
6.1.1	Esclusione della verifica a liquefazione	29
6.2	Verifica alla liquefazione nel sito in esame	30
6.3	Verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione	32
6.3.1	Azione sulla fondazione.....	32
6.3.2	Resistenza del terreno.....	32
7	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (S.L.E.).....	35
7.1	Calcolo della distribuzione delle tensioni nel terreno di fondazione	35
7.2	Cause dei cedimenti	35

7.1.1	Cedimenti nei terreni incoerenti (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità)	36
7.1.2	Cedimenti nei terreni coesivi (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità)	36
7.1.3	Cedimenti assoluti e differenziali	36
7.3	Coefficiente di sottofondazione	37
7.4	Stima agli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.)	38
7.1.4	Cedimenti Assoluti	38
7.1.5	Cedimenti Differenziali	38
7.5	Risultati del calcolo	39
7.6	Stima dei cedimenti delle fondazioni superficiali indotte dal sisma	40
8	CONCLUSIONI	41

1 PREMESSA

Su incarico di Start Engineering S.R.L. e per conto di **EG VERDE S.r.l.** è stato eseguito uno studio finalizzato alla definizione delle caratteristiche geologiche dei terreni costituenti il sottosuolo del sito d'indagine a **Lagosanto (FE)**, in **Strada Poderale Cappuccini** distinto ai mappali **163, 164, 185, 186, 187, 188, 309, 310, 311, 312, 313, 314, 336, 337, 340, 341, 342, 1006, 864, 3348** del Foglio **18** del C.C. di **Lagosanto (FE)**, il quale sarà interessato dalla realizzazione di un impianto fotovoltaico.



Fonte: Start Engineering S.R.L.

La presente relazione geologica costituisce uno studio preliminare delle caratteristiche dell'ambiente sottosuolo e idrico, due componenti necessarie alla definizione dello stato dell'ambiente naturale all'interno del quale sarà inserita l'opera in progetto.

I criteri e le procedure adottati per la redazione della presente relazione consentono di definire il modello geologico e geotecnico di sito con un approfondimento adeguato alla fase preliminare di studio ed in conformità ai seguenti dispositivi:

- I. paragrafi 6.2.1 e 6.2.2 del D.M. 17/01/2018 “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- II. Deliberazione Giunta Regionale 30 novembre 2011 n. IX/2616.

La campagna d'indagini in sito è stata concordata con il committente, il quale ha stabilito le risorse disponibili per la sua esecuzione sulla cui base lo scrivente ha formulato la proposta qui illustrata:

- n°7 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (**CPTU**);
- n°1 sondaggio a carotaggio continuo con **SPT** in foro di sondaggio;
- n°2 indagini geofisiche con tecnica **MASW**;
- n°2 indagine geofisiche con tecnica **HVSR**.

I dati reperiti sono serviti sia per la **definizione lito-stratigrafica** sia per la **parametrizzazione geotecnica dei terreni** che caratterizzano il **volume significativo di sottosuolo** che verrà influenzato dalle opere di fondazione.

Per le dimensioni e la tipologia della struttura si faccia riferimento alle tavole delle planimetrie, prospetti e sezioni del tecnico progettista.

2 MODELLO GEOLOGICO

2.1 Inquadramento geografico, geomorfologico, geologico, idrografico ed idrogeologico

L'area oggetto dello studio ricade nella porzione meridionale del territorio comunale di Lagosanto (FE), in un'area pianeggiante, attualmente destinata a coltivazioni agricole, ad una altitudine compresa tra circa **+1.6 m e -2.6 m s.l.m.**, insiste sui **mappali 163, 164, 185, 186, 187, 188, 309, 310, 311, 312, 313, 314, 336, 337, 340, 341, 342, 1006, 864, 3348** del foglio 18 del N.C.T.R. del Comune di Lagosanto.

Figura 1 - STRALCIO IMMAGINE SATELLITARE (Fonte: Google Earth)



Figura 2 - STRALCIO CARTA TECNICA REGIONALE – Sez. 205061 (Fonte: Geoportale Regione Emilia-Romagna)

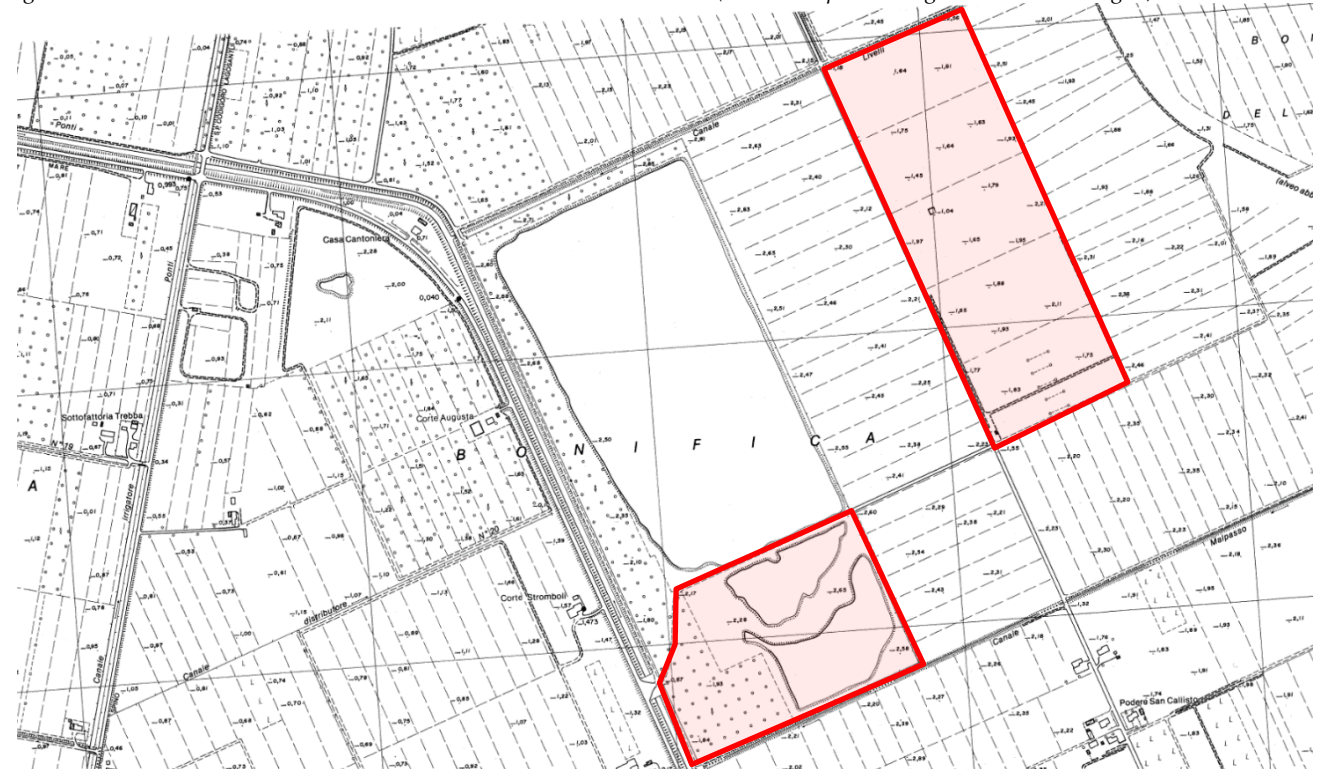


Figura 3 - STRALCIO ESTRATTO MAPPA CATASTALE



Il territorio comunale di Lagosanto occupa una superficie di circa 34 km² e si colloca nella fascia orientale della provincia, a circa 40 km ed est di Ferrara, in una zona completamente pianeggiante. Il sito oggetto di intervento è ubicato in un settore pianeggiante compreso tra le quote di **+1.6 m e -2.6 m s.l.m.**,

Dal punto di vista **geomorfologico e geologico**, il contesto dell'area in esame è da porre in stretta relazione con la storia evolutiva del bacino padano. La dinamica interazione di importanti deformazioni tettoniche ed oscillazioni eustatiche del livello marino hanno determinato la successione di vari ambienti sedimentari, responsabili della situazione stratigrafica oggi osservata. In particolare, la parte sommitale della copertura sedimentaria del bacino è costituita, al di sopra dei depositi pliocenici marini, da sedimenti quaternari che sono suddivisibili, dal basso verso l'alto, in: depositi marini di ambiente prevalentemente litorale, depositi continentali fini riferibili ad ambienti di piana di inondazione alluvionale e depositi continentali grossolani alternati ad argille e limi associabili ad ambienti di conoide alluvionale. Questi ultimi rappresentano i sedimenti più recenti rinvenibili all'interno del bacino.

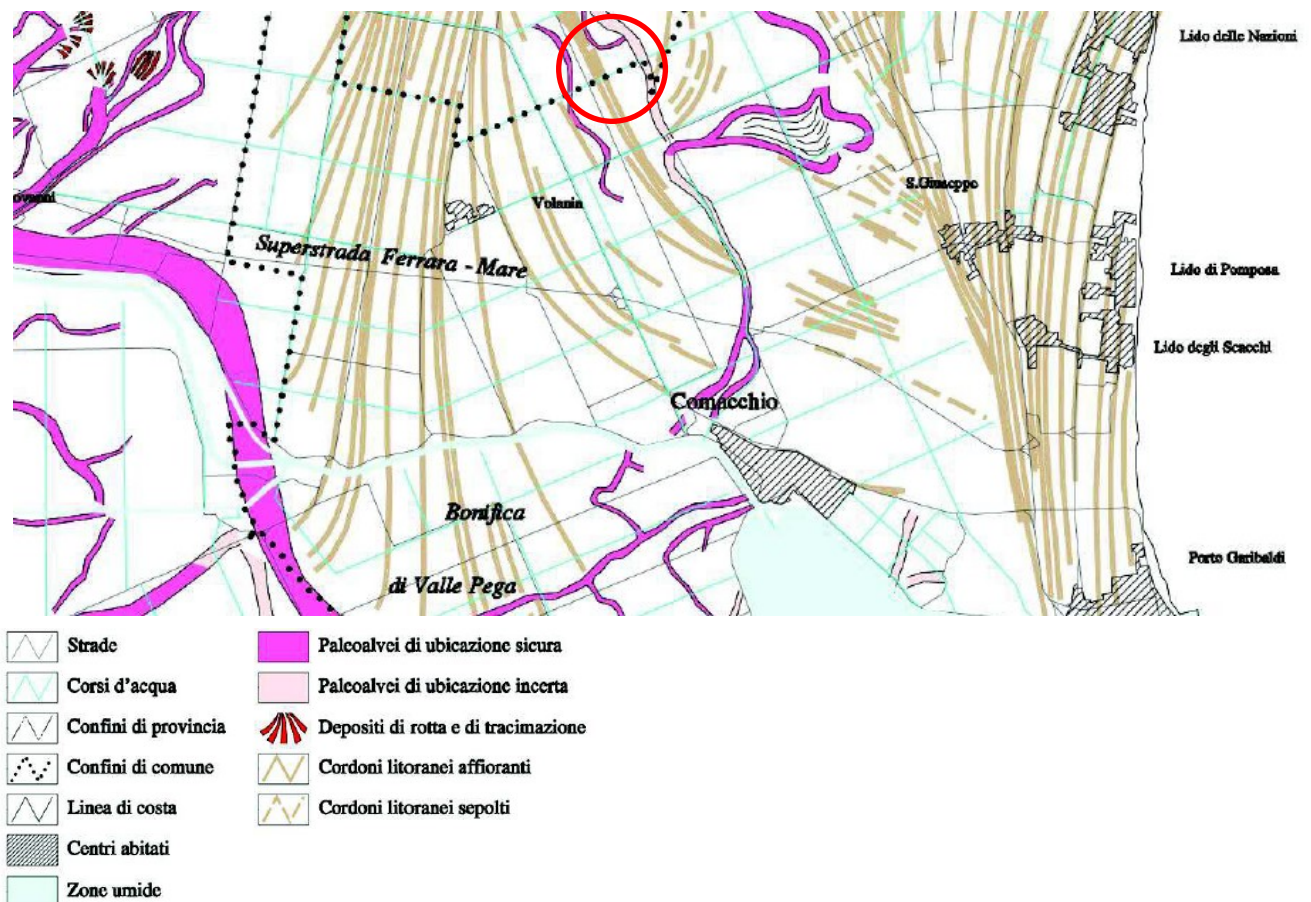
La zona d'indagine è stata sede di un antico delta fluviale del Fiume Padoa-Eridania, diventato poi l'attuale fiume Po; pertanto, la zona si caratterizza per l'eterogeneità degli ambienti di sedimentazione, sia in orizzontale che verticale. Come si può vedere dall'estratto della Carta Geomorfologica della Provincia di Ferrara (riportata più sotto), l'area di studio si colloca su depositi vallivi e palustri con deposizione di sedimenti a bassa energia. In questa zona, le facies deposizionali che si sono succedute durante la progradazione della linea di costa, seguita ad eventi di trasgressione marina, spaziano da ambienti marini, marino-costieri, fluviali e palustri.

Dal punto di vista geologico-strutturale, il bacino dell'attuale Pianura Padana tuttora subsidente, era compreso nel più ampio Bacino Padano – Adriatico, che corrisponde alla zona di subsidenza sin – orogenica e post – orogenica compresa tra le zone di sollevamento dell'Appennino e delle Alpi; strutturalmente il bacino padano può essere considerato in generale, come un'area di avanfossa, originatasi dalla progressiva subduzione della placca Africana verso quella Europea con probabile subduzione della interposta microplacca padano – adriatica soggetta ad un doppio fenomeno di

compressione, al di sotto delle coltri appenniniche e sud alpine. L'arco delle pieghe ferraresi – romagnole, ora sepolte dalla coltre alluvionale, reso noto dalle prospezioni del sottosuolo per ricerche di idrocarburi, è l'elemento strutturale più esterno dell'Appennino settentrionale, all'interno del quale si possono distinguere:

- le pieghe ferraresi, più esterne, con nucleo mesozoico molto sollevato e tettonizzato, in posizione elevata in sovrascorrimento sul Terziario, e serie terziarie di spessore generalmente ridotto o mancante;
- le pieghe romagnole relativamente più interne e le pieghe adriatiche, le quali si sviluppano prevalentemente nell'area marina.

Figura 4 - STRALCIO CARTA GEOMORFOLOGICA DELLA PROVINCIA DI FERRARA (Fonte: Provincia di Ferrara)

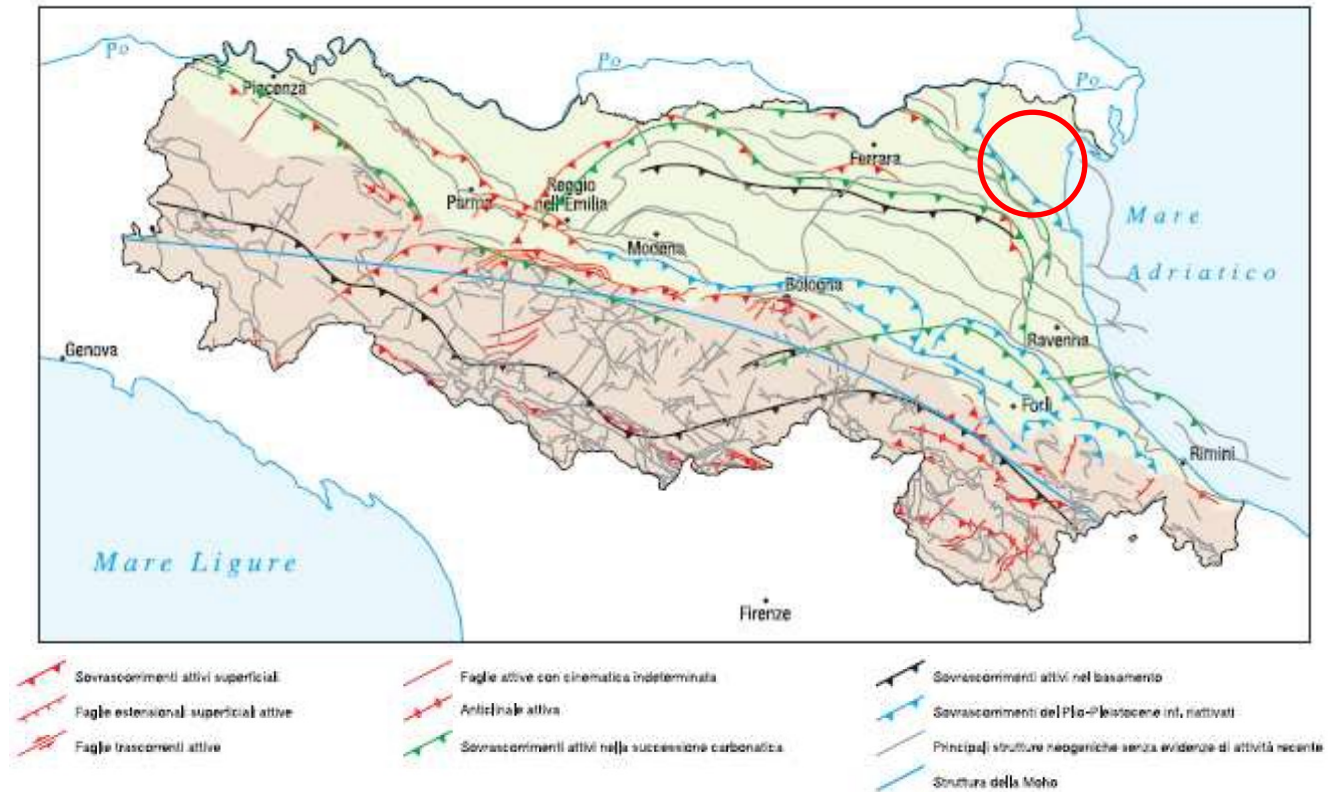


Nel Pliocene inferiore, la zona ferrarese viene interessata da una moderata subsidenza, più accentuata in corrispondenza degli assi sinclinali esterni alle pieghe ferraresi. Il mare di questo periodo copriva anche le strutture positive dell'area, sulle quali si depositavano spessori più esigui di sedimenti. Nella zona intorno a Ferrara ed in corrispondenza del litorale attuale, lo spessore dei sedimenti pliocenici si aggira intorno ai 1000 metri, mentre il complesso di quelli quaternari supera quasi ovunque i 3000 metri, con massimi verso l'Adriatico.

Dal punto di vista **idrografico** il territorio in esame è incluso nell'area del Delta del Po. L'assetto idrografico del Comune di Lagosanto fa capo al sistema Volano-Primaro. Il reticolo idrografico è composto quindi da fiumi, canalizzazioni irrigue, canalizzazioni di scolo e laghi. Il Po di Volano è un ramo molto antico del fiume Po, che aveva dimensioni e portate maggiori di quelle attuali. Il Po di Volano, che prende origine praticamente ad Est di Ferrara, non comincia direttamente con il Po Grande. Attualmente, per tutto il suo intero corso, rappresenta un vettore di acque di scolo e di

irrigazione. In quanto vettore di sgrondo, riceve anche i deflussi convogliati nell'altro antico ramo del Po, il Po di Primaro. l'alveo del Po di Volano è interessato ad una rilevante intrusione marina. Il cono salato profondo riesce a penetrare nel fiume fino all'altezza dell'impianto idrovoro di Pomposa, posto a circa 7 km dalla foce.

Figura 5 - STRALCIO CARTA TETTONICA DELL'EMILIA-ROMAGNA



Dal punto di vista **idrogeologico**, l'area indagata è caratterizzata dalla presenza di un acquifero superficiale a cui segue in profondità un acquifero multistrato in pressione. Quest'ultimo appartiene al sistema acquifero della pianura Padana che può essere sinteticamente considerato come un sistema multistrato formato dai complessi delle conoidi appenniniche ed alpine e dai complessi della media e bassa pianura. Tale struttura è limitata lateralmente dai rilievi montuosi, Alpi ed Appennini a Nord, Ovest e Sud, e dall'Adriatico ad Est.

All'atto delle prove in sito e durante l'esecuzione dei sondaggi (giugno 2021), è stata riscontrata la presenza della **falda freatica a 1.75 m da p.c.**

3 CARATTERISTICHE SISMICHE DEL TERRITORIO

A seguito del Recepimento da parte delle Regioni e delle Province autonome dell'OPCM 20 marzo 2003, n. 3274 e dell'OPCM 28 aprile 2006, n. 3519, il Comune di Lagosanto è inserito **in zona sismica 3**, ovvero appartiene a quelle zone caratterizzate da:

- Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni compresa tra 0,05 e 0,15;
- Accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico pari a 0,15g.

ESTRATTO CARTA CLASSIFICAZIONE SISMICA AL 30 APRILE 2021 (fonte: Protezione Civile)

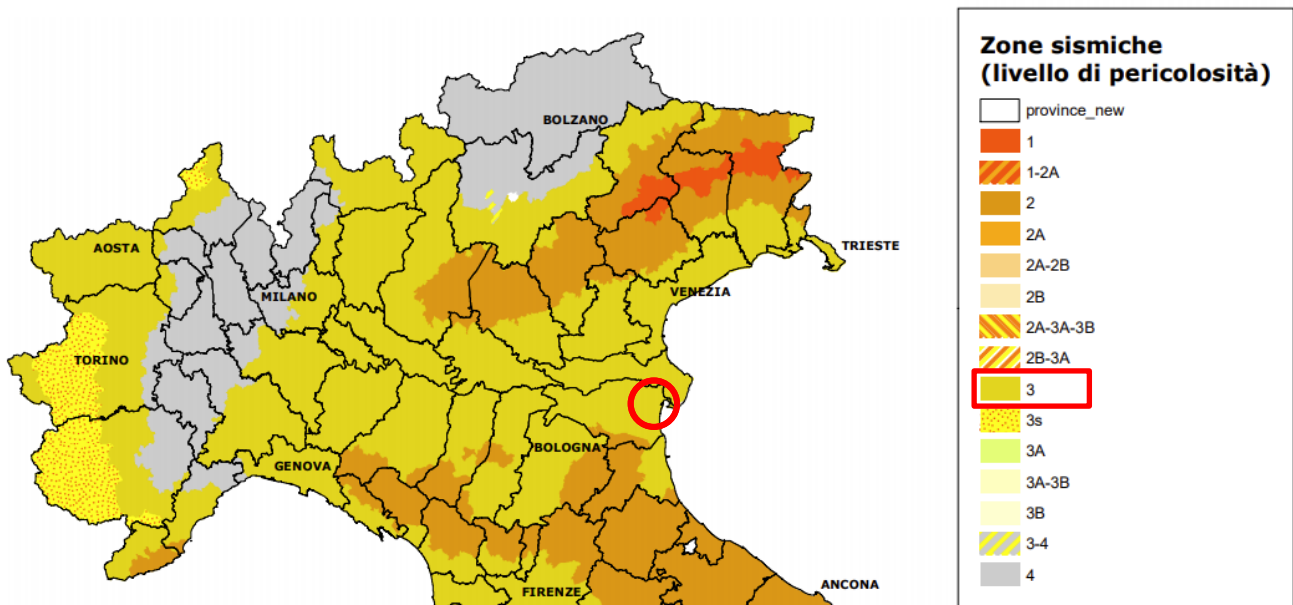
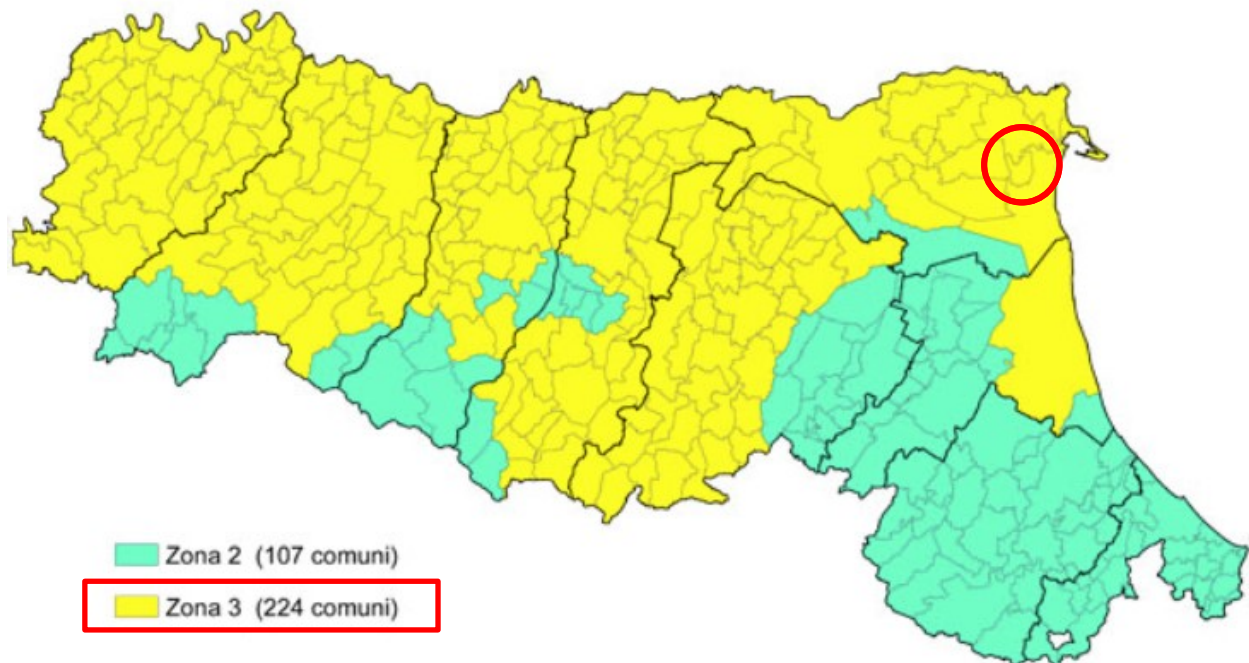


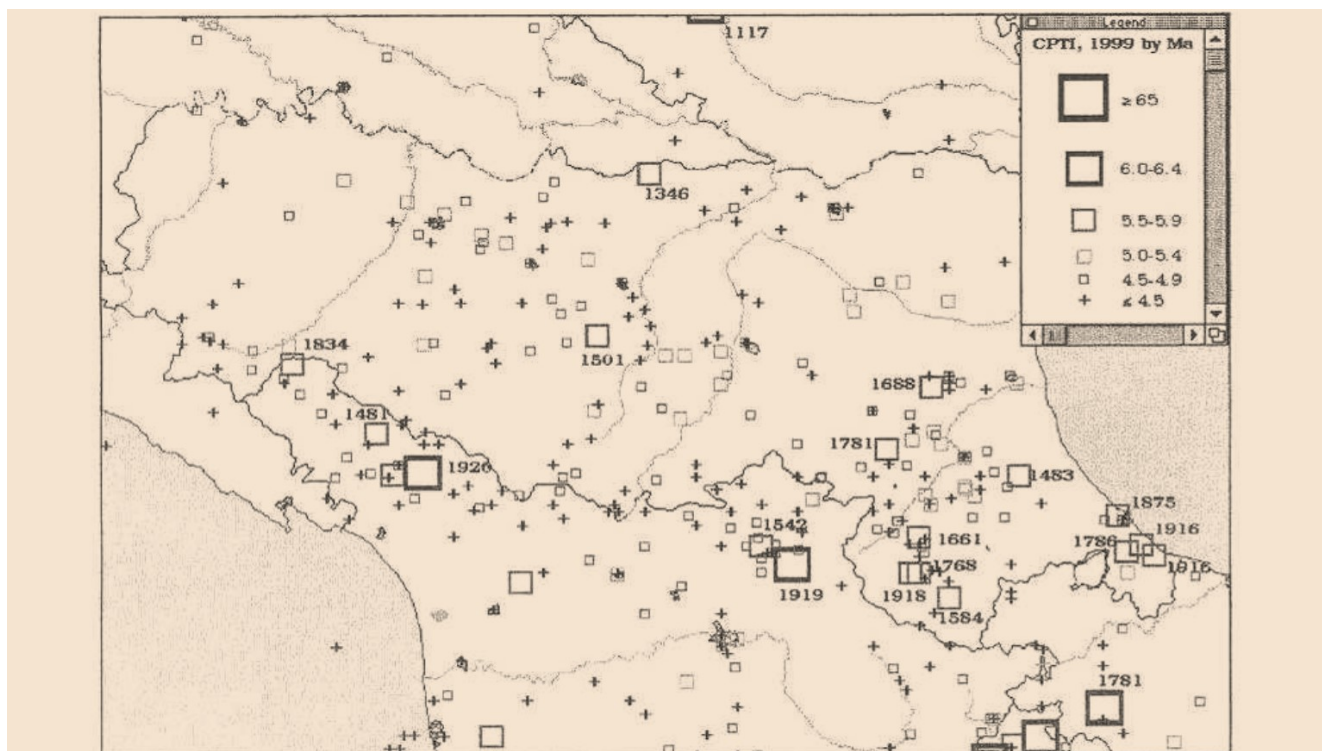
Figura 6 - ESTRATTO CARTA CLASSIFICAZIONE SISMICA REGIONALE (fonte: Geoportale Emilia-Romagna)



Zona	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni	Accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico
1	$0,25 < a_g \leq 0,35g$	0,35g
2	$0,15 < a_g \leq 0,25g$	0,25g
3	$0,05 < a_g \leq 0,15g$	0,15g
4	$\leq 0,05g$	0,05g

L'Emilia-Romagna è stata interessata da terremoti storici di magnitudo massima compresa tra 5,5 e 6, della scala Richter e intensità massima del IX°-X° grado della scala MCS (Mercalli Cancani Sieberg), come evidenziato nella figura sottostante.

Figura 7 - ESTRATTO CARTA DEGLI EPICENTRI DEI TERREMOTI STORICI DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA (fonte: CPTI)



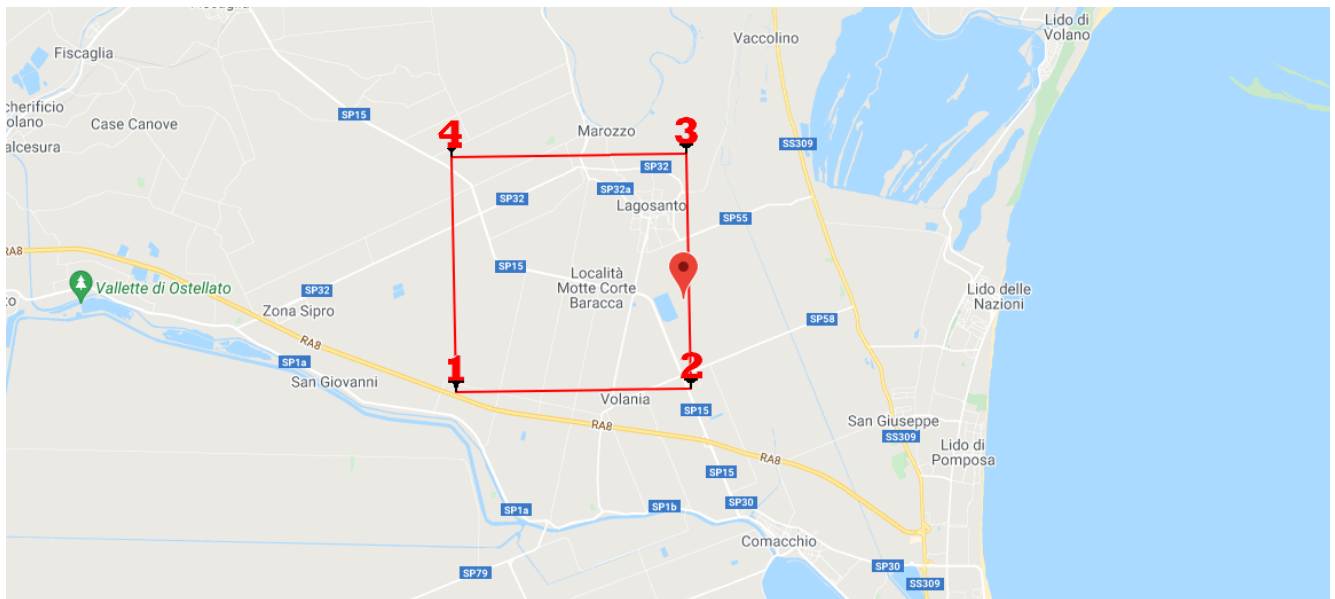
I maggiori terremoti (Magnitudo > 5,5) si sono verificati nel settore sud-orientale, in particolare nell'Appennino romagnolo e lungo la costa riminese. Gli eventi del recente 2012 hanno fornito magnitudini massime di 5,9.

4 SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO

4.1 Determinazione del sisma di progetto

La determinazione del sisma di progetto è stata effettuata sulla base della procedura descritta nel D.M. 17.01.2018 (appendice B).

Figura 8 - VERTICI MAGLIA APPARTENENZA – coordinate geografiche WGS 84



Dati sismici				
Latitudine (deg):	44.745210	Longitudine (deg):	12.150800	Categoria del terreno: C
Stato limite:	SLV	Vita nominale (anni):	50	Opera ordinaria
Classe d'uso:	I	c_u :	0.70	Tempo ritorno sisma (anni): 332
Categoria topografica: T1- Pendii con $i < 15^\circ$			Fattore topografico S_t :	1.00

Dati parametri sismici				
INTERPOLAZIONE NODI	ID NODO 1 15853	ID NODO 2 15854	ID NODO 3 15632	ID NODO 2 15631
Riepilogo dati interpolazione nodi nel punto struttura dalle distanze dei punti INGV SLV				
F_0 2.582	T_c (s): 0.299	Amplif. stratigr. S_s : 1.50	Fattore riduzione β : 0.24	a_{gh} base (g) 0.099 a_{gh} max (g)
0.1463				

$a_{gh_{max}}$ accelerazione orizzontale massima al sito;

$a_{gh_{base}}$ accelerazione orizzontale di base al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

* T_c valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

4.2 Determinazione parametri sismici di calcolo utilizzati in tabella

Sulla base dei risultati ottenuti attraverso l'indagine geofisica e in base alle indicazioni contenute nel **D.M. 17.01.2018**, sono stati stimati i parametri sismici da impiegare nelle successive fasi di verifica.

Calcolo di $a_{gh \max}$ - accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni

Esso si ottiene dalla seguente relazione:

$$a_g = S_s S_t a_{gbedrock}$$

dove $a_{gbedrock}$ è l'accelerazione sismica orizzontale al bedrock, S_s è il fattore di amplificazione stratigrafica e S_t il fattore di amplificazione topografica.

Classificazione sottosuolo

La **classificazione del sottosuolo** si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della **velocità equivalente** di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

h_i spessore dell'i-esimo strato;

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da $V_S \geq 800$ m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Sulla base del valore calcolato di $V_{s,30}$ vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente (viene indicata in rosso quella riferita al terreno in esame):

Categoria sottosuolo	Descrizione	spessore	$V_{s,eq}$ (m/s)	
		m	da	a
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.	Qualsiasi	Qualsiasi	≥ 800
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente, compresi fra 360 m/s e 800 m/s.	> 30 m	360	800

C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori delle velocità equivalenti compresi fra 180 e 360 m/s.</i>	> 30 m	180	360
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori delle velocità equivalenti compresi fra 100 e 180 m/s.</i>	> 30 m	100	180
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>	Fino a 30 m	D	C

I valori delle V_{seq} stimati dall'indagine sismica **MASW** e **HVSR** hanno fornito un valore di circa **193 m/s** rispetto al piano di campagna, valore che pone il sito nella **categoria di sottosuolo C** secondo il D.M. 17.01.2018.

Coefficiente stratigrafico S_s

Viene stimato in funzione della categoria del sottosuolo secondo lo schema seguente:

ESPRESSIONI DI S_s	
Categoria sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 F_0 a_{bedrock} \leq 1.20$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_0 a_{bedrock} \leq 1.50$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_0 a_{bedrock} \leq 1.80$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_0 a_{bedrock} \leq 1.60$

Coefficiente topografico S_t

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	S_t
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,00
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,40

Coefficiente sismico orizzontale terreno k_{hk}

È necessario per la valutazione degli effetti cinematici del sisma sul terreno di fondazione e si determina infine moltiplicando il valore di a_g per un fattore correttivo β : $k_{hk} = \beta a_g$

4.3. Stima dell'inclinazione del carico dovuta ad eventi sismici

Si evidenzia inoltre che i valori della capacità portante sono comunque subordinati ai cedimenti (vedere capitolo specifico).

Si ricorda anche che i valori della capacità portante dipendono dall'interazione struttura – terreno e pertanto i valori saranno in funzione delle tipologie delle fondazioni che verranno adottate, delle dimensioni e dalla loro profondità di imposta.

Nel caso di sollecitazioni indotte da un evento sismico è opportuno tenere in considerazione, nel calcolo dei carichi ammissibili, anche degli effetti inerziali sul terreno di fondazione, effetti che conducono ad una diminuzione della capacità portante.

In sostanza la componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale.

L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza è quello di considerare l'accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni secondo la relazione:

$$\Theta = \arctg a_{gSLV} = 8.30^\circ.$$

5 MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO

5.1 Indagine geognostica in sito

5.1.1 Breve descrizione dell'indagine effettuata

Per l'acquisizione dei dati geotecnici sono state eseguite:

- n°7 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (**CPTU**);
- n°1 sondaggio a carotaggio (**S1**) continuo con **SPT** in foro di sondaggio;
- n°2 indagini geofisiche con tecnica **MASW**
- n°2 indagini geofisiche con tecnica **HVSR**.

PROVA	PROF. RAGGIUNTA (m)	PROF. CHIUSURA FORO da p.c. (m)	LIV. PIEZOMETRICO da p.c. (m)
S1	25	25	1.75
CPTU 1	26	1.60	1.60
CPTU 2	5	1.60	1.60
CPTU 3	5	1.40	1.40
CPTU 4	5	1.50	1.50
CPTU 5	5	1.75	1.75
CPTU 6	6	2.00	2.10
CPTU 7	8	1.80	1.80

5.1.2 Penetrometro utilizzato per prove penetrometriche

Le prove penetrometriche sono state eseguite con penetrometro statico/dinamico "PAGANI TG 63/200" (vedere caratteristiche allegate) le cui norme di riferimento per le prove sono le norme UNI EN ISO 22476.

5.2 Stima dei valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno

Dalle prove penetrometriche si evince una stratigrafia come riportata nel modello geotecnico di seguito indicato. La valutazione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici, per le verifiche allo Stato Limite Ultimo e allo Stato Limite d'Esercizio, è stata eseguita conformemente alle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7, nel D.M. 14.01.2009 e nella Circolare 02.02.2009. Considerato il numero sufficientemente elevato di dati misurati (q_c), si è optato per un approccio statistico, utilizzando una probabilità di superamento del 5%, come indicato nell'Eurocodice 7. Il modello geotecnico è stato ottenuto attraverso la procedura descritta in dettaglio di seguito.

- I singoli valori di q_c ottenuti con le penetrometrie sono stati inizialmente accorpati in strati omogenei;
- Per ogni strato omogeneo è stata eseguita una stima cautelativa del valore medio di q_c e con la seguente relazione statistica:

$$p_k = p_m - t_{n-1}^{0,05} \left(\frac{s_p}{\sqrt{n}} \right) \quad \text{dove:}$$

p_k = valore caratteristico del parametro geotecnico (q_c);

p_m = valore medio del parametro (q_c);

n = numero di misure;

s_p = deviazione standard delle misure;

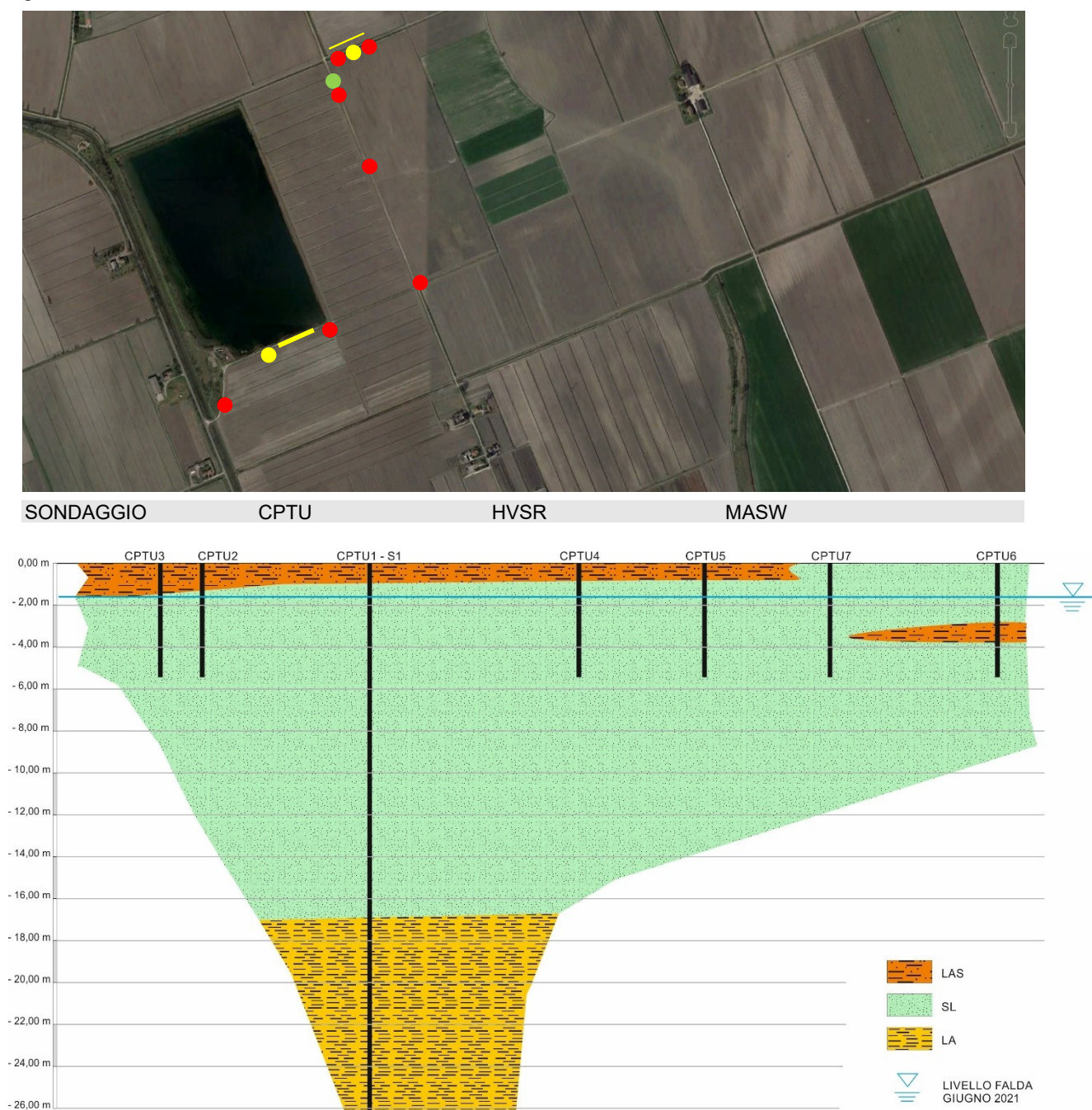
$t_{n-1}^{0,05}$ = t di Student per n-1 gradi di libertà e probabilità di superamento del 5%.

I livelli stratigrafici individuati lungo le verticali di prova sono stati correlati fra di loro e i corrispondenti parametri geotecnici mediati. Questa operazione è stata condotta sulla base delle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7: ("Se l'edificio è sufficientemente rigido e resistente, il parametro rappresentativo può essere dato dalla media dei valori medi nell'ambito dell'intero volume, o parte del volume stesso, di terreno sottostante l'edificio stesso.") e nella Circolare 02.02.2009 ("...appare giustificato il

riferimento a valori prossimi ai valori medi ... quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.”).

MODELLO GEOTECNICO SEMPLIFICATO DA PIANO CAMPAGNA ATTUALE (ZERO PENETROMETRICO)											
Profondità m	Unità Geotec.	Litologia	Φ' (°)	Dr (%)	Cu kg/cm ²	c' kg/cm ²	γ_{nat} t/m ³	E _s kg/cm ²	M kg/cm ²	K m/s	
Come da sezione	LAS	Limo argilloso sabbioso addensato (cond.. drenate)	30	40	-	0.10	2.00	-	100	1*10 ⁻⁶	
Come da sezione	LAS	Limo argilloso sabbioso addensato (cond.. non renate)	-	-	1.00	-	2.00	-		1*10 ⁻⁶	
Come da sezione	SL	Limo sabbioso mediamente addensato	29	40	-	-	1.90	110	-	1*10 ⁻⁵	
Come da sezione	LA	Limo argilloso plastico	-	-	0.50	2	1.90	-	50	1*10 ⁻⁸	

Figura 9 - UBICAZIONE PROVE IN SITO E SEZIONE LITOSTRATIGRAFICA INTERPRETATIVA SEMPLIFICATA



METODO CALCOLO PRINCIPALI PARAMETRI GEOTECNICI			
Denominazione	Simbolo	Unità misura	Metodo di calcolo
Angolo di attrito	Φ'	(°)	Schmertmann - sabbia fine
Densità relativa incoerenti	D_r	(%)	Kulhawy & Mayne
Coesione non drenata	C_u	(kg/cm ²)	Lunne & Kelven - argilla N.C.
Rapporto di sovra consolidazione	O.C.R.	-	Kulhawy & Mayne
Peso di volume incoerenti	γ_{nat}	(t/m ³)	Correlazione con D_r
Peso di volume coesivi	γ_{nat}	(t/m ³)	Correlazione con C_u
Modulo di Young incoerenti	E_s	(kg/cm ²)	Schmertmann
Modulo edometrico coesivi	M	(kg/cm ²)	Mitchell & Gardner - CL
Coefficiente di permeabilità	K	(m/s)	Da piezocono

Figura 10 - CARTA LITOLOGICA SUPERFICIALE FINO A 0.80 m da p.c.

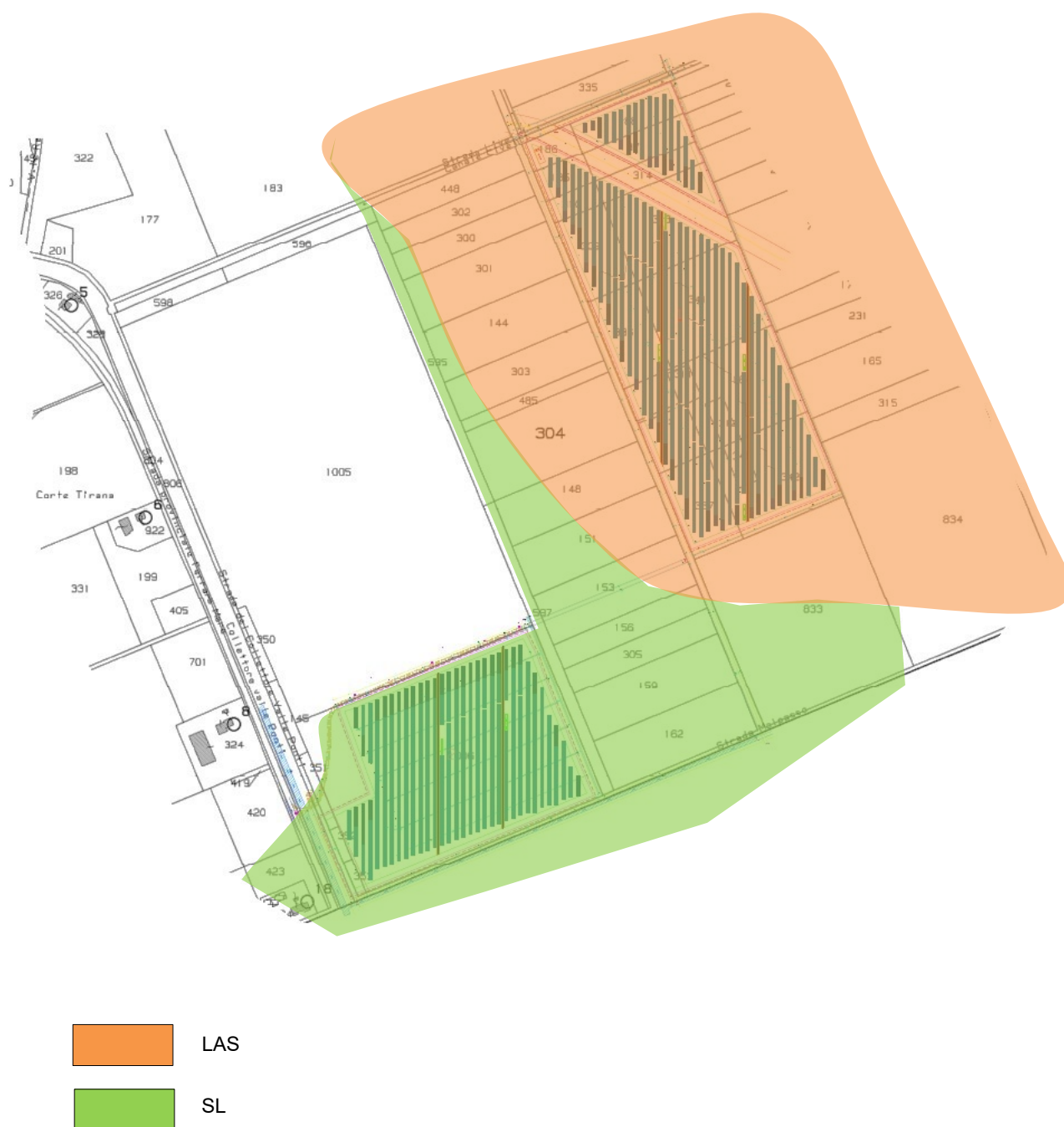


Figura 11 - CARTA LITOLOGICA SUPERFICIALE DA 0.80 m A 1.50 m da p.c.

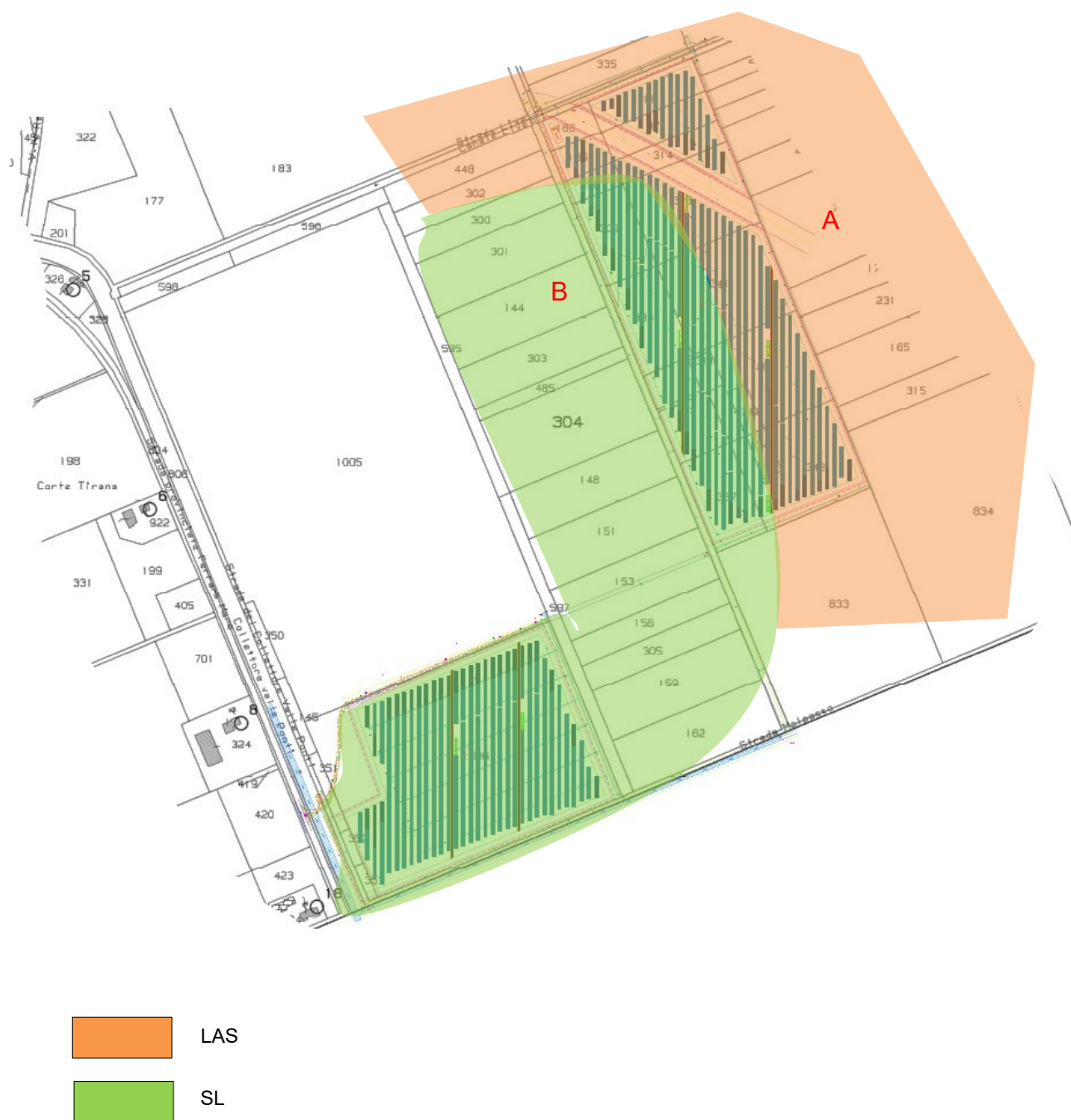


Figura 12 - CPTU 1

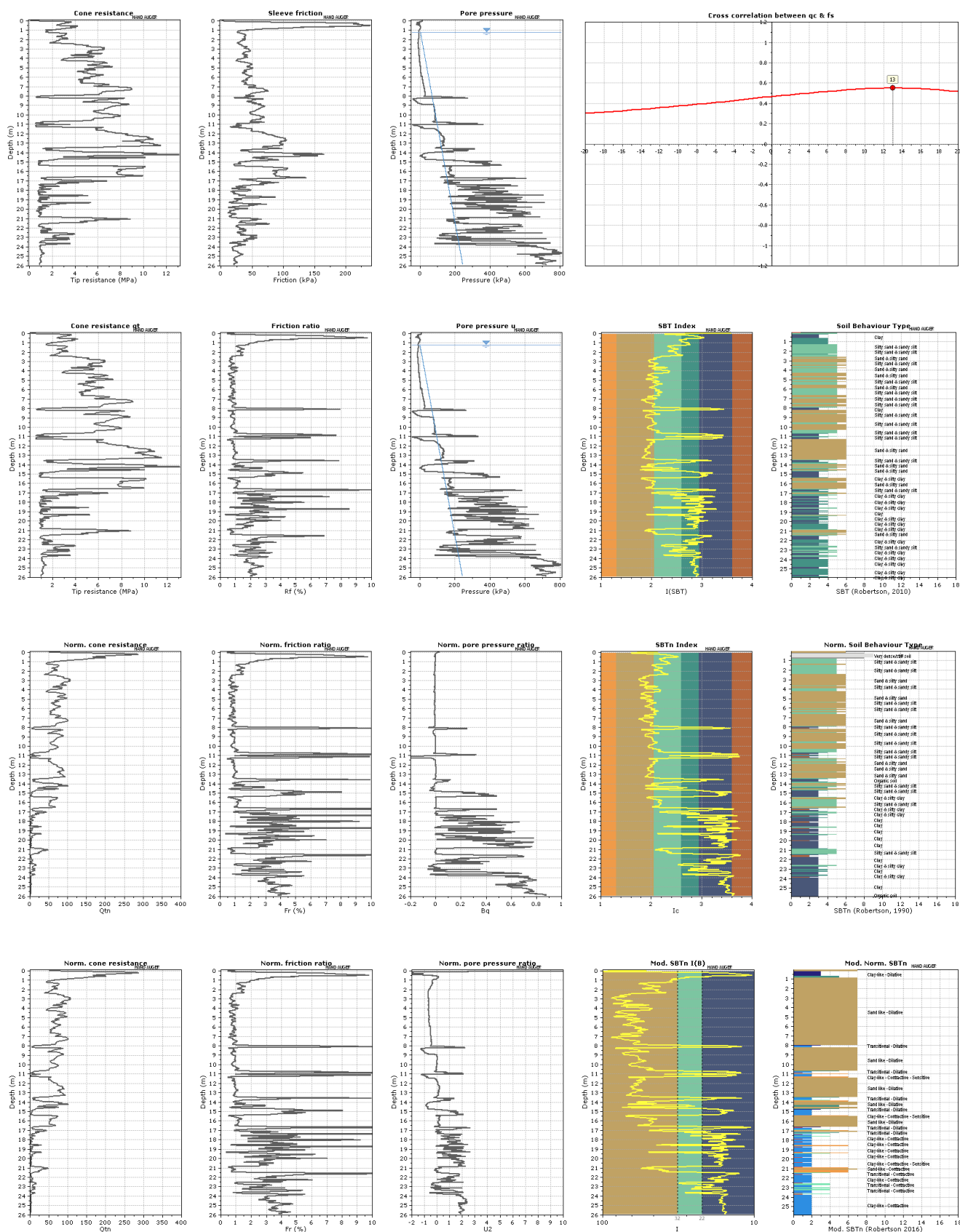


Figura 13 - CPTU 2

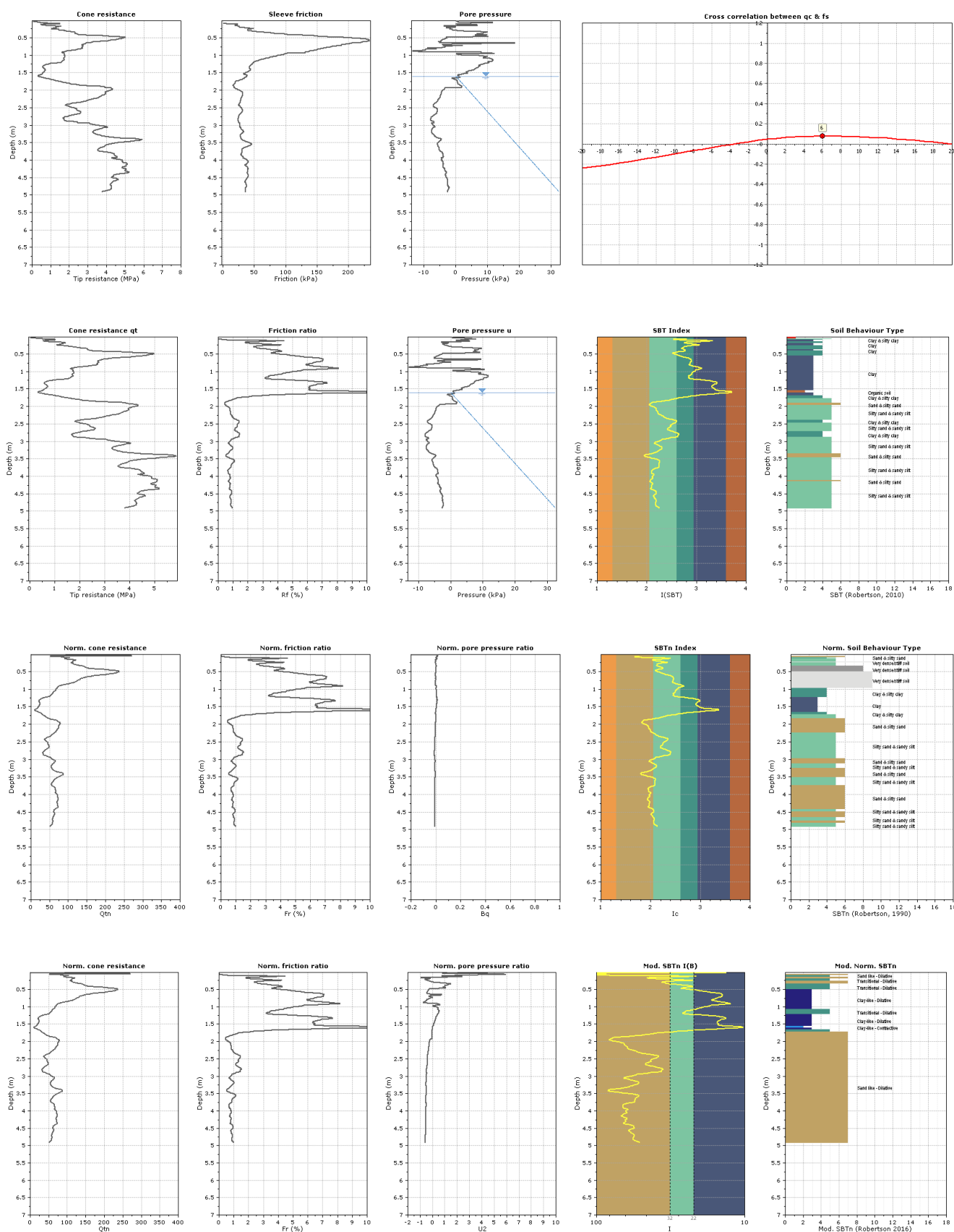


Figura 14 - CPTU 3

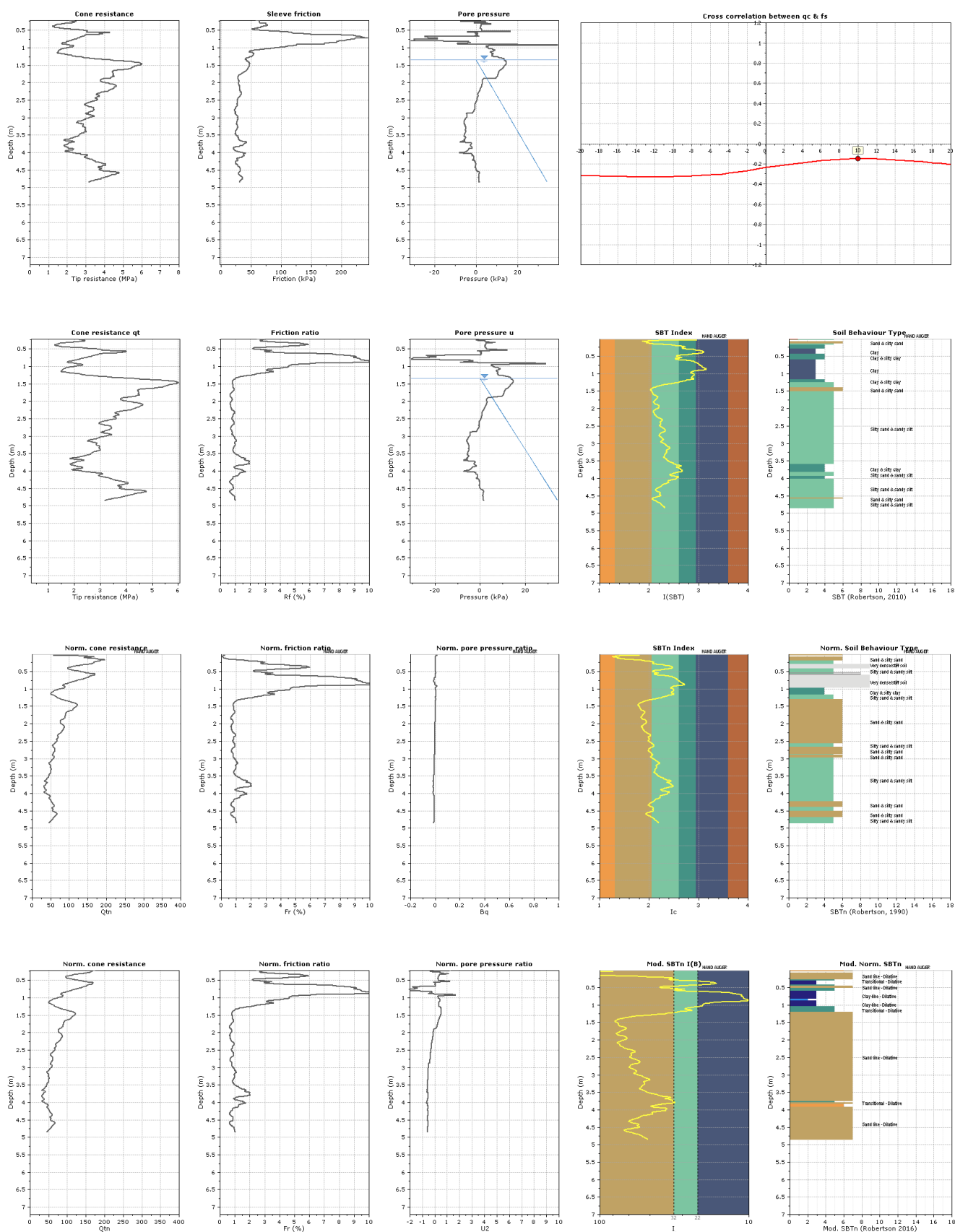


Figura 15 - CPTU 4

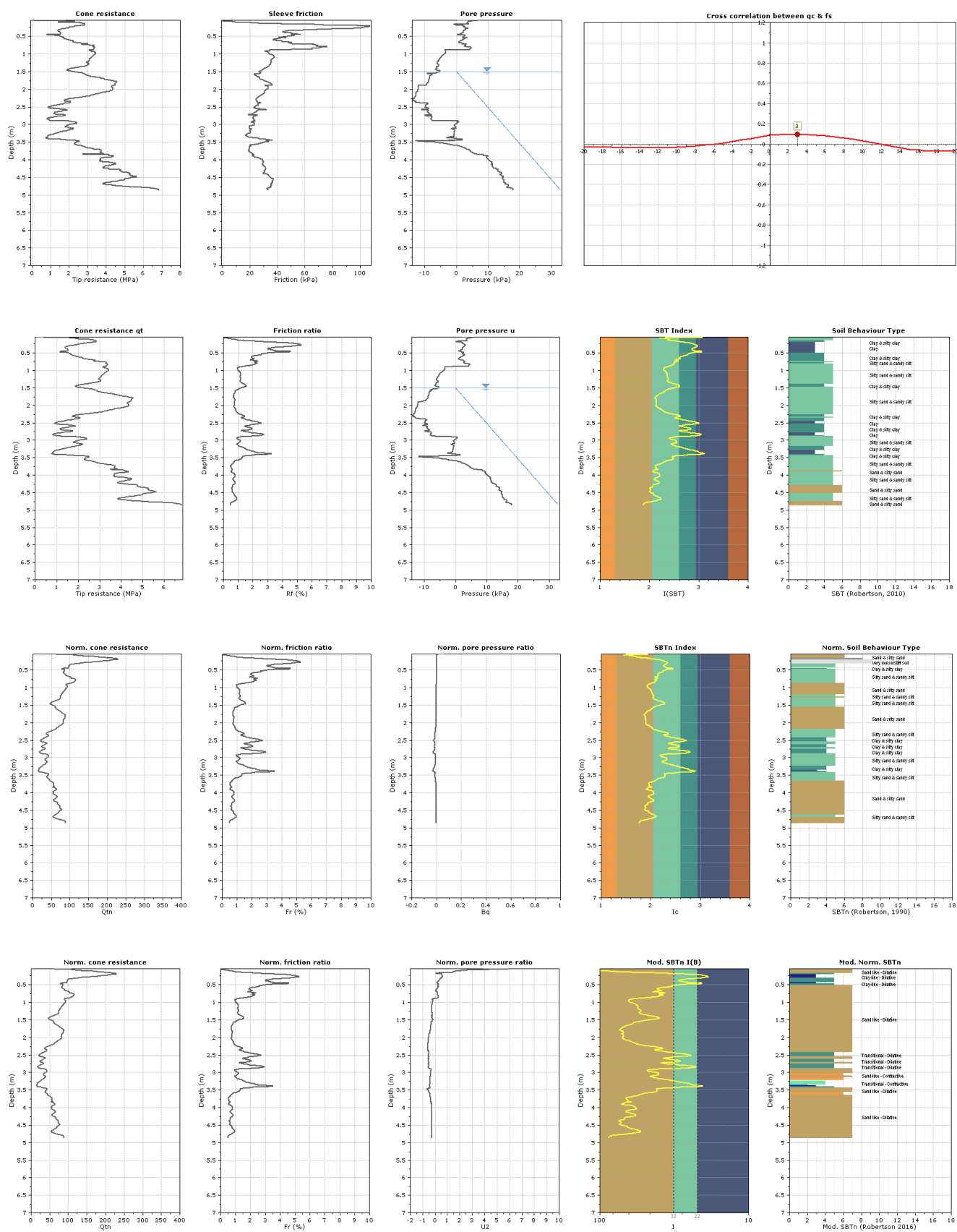


Figura 16 - CPTU 5

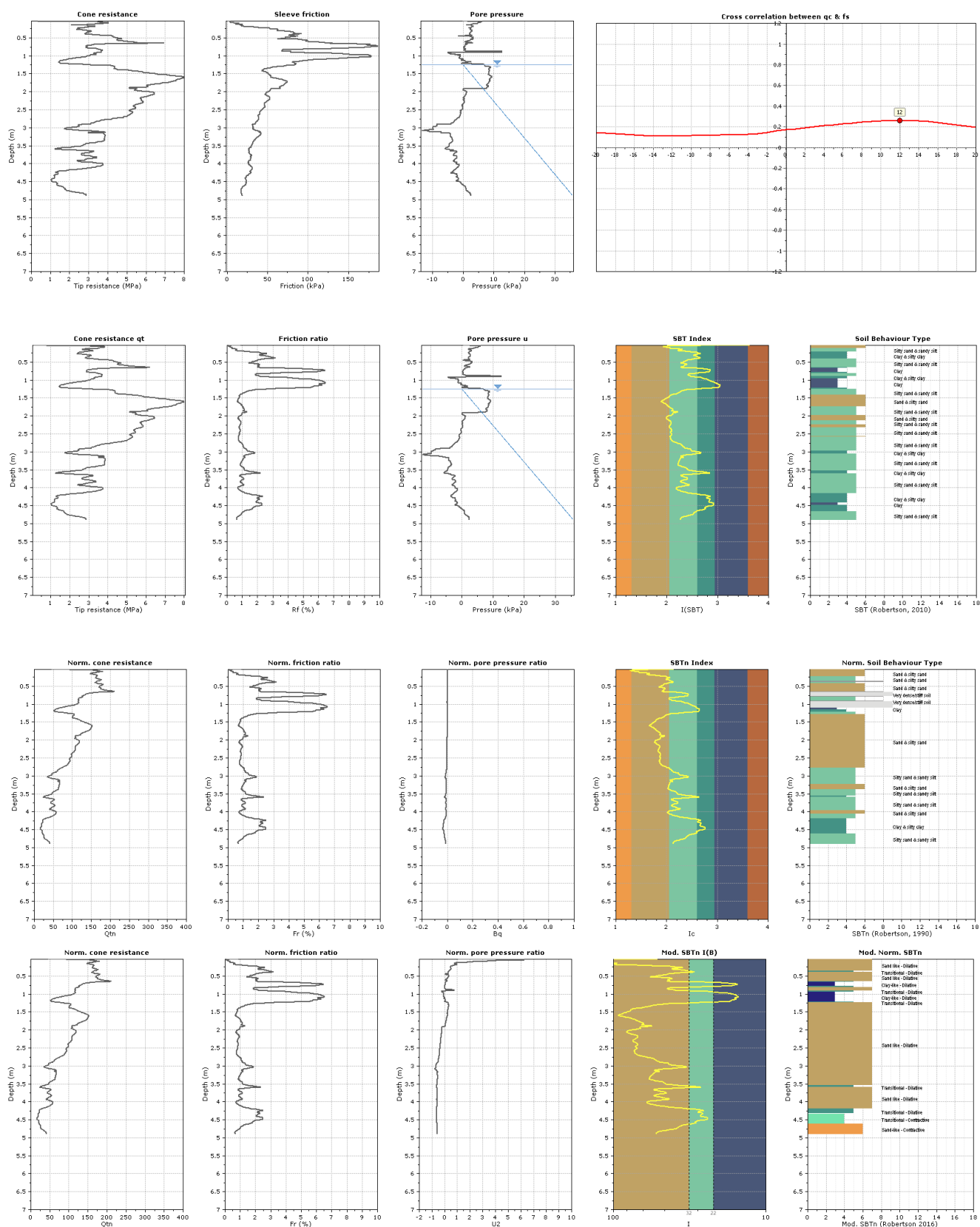


Figura 17 - CPTU 6

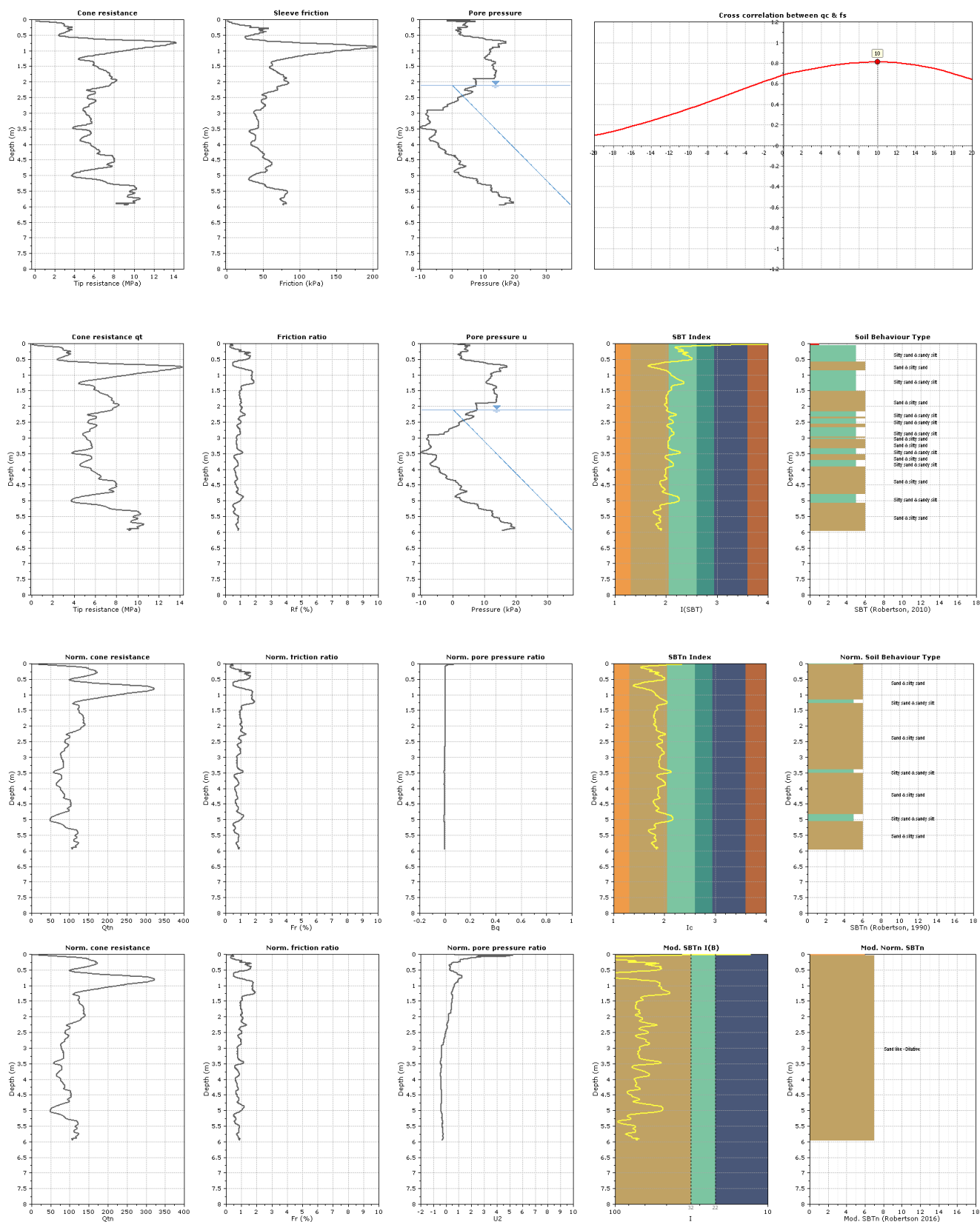
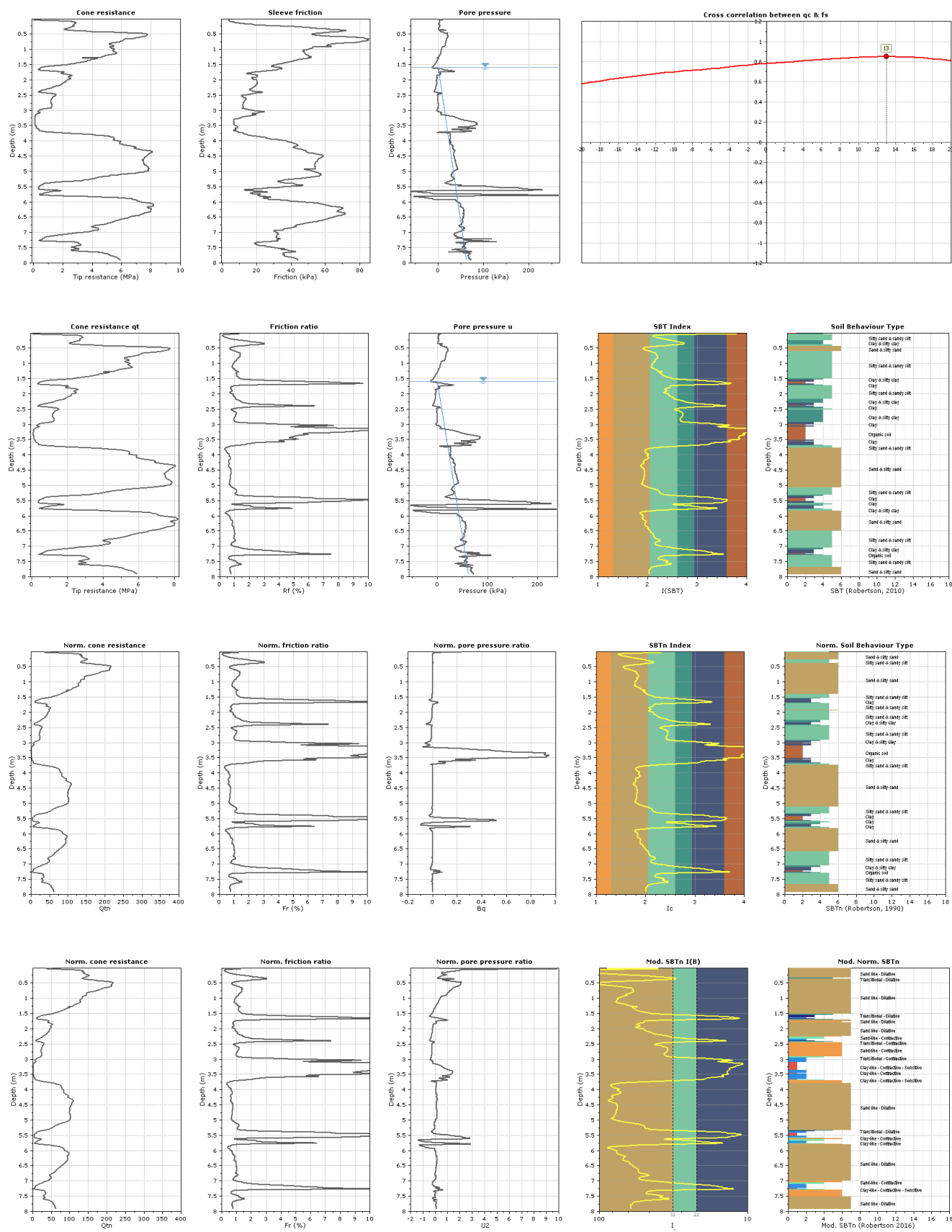
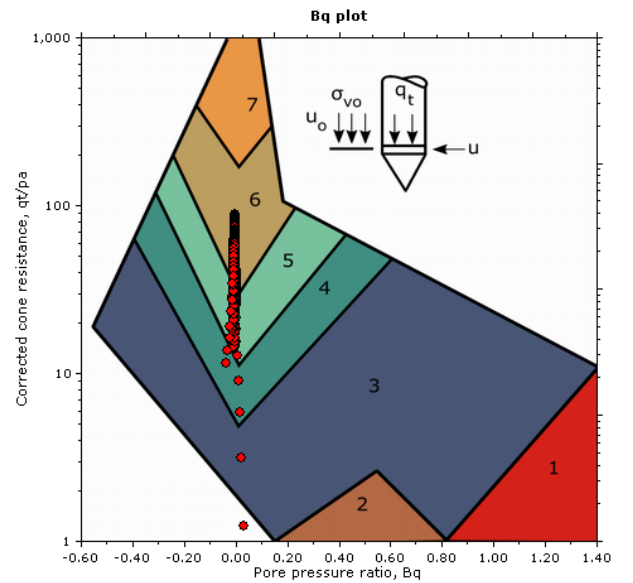
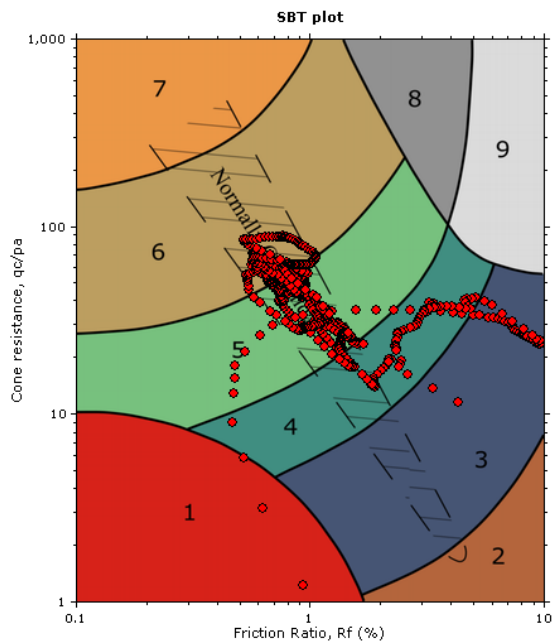


Figura 18 - CPTU 7



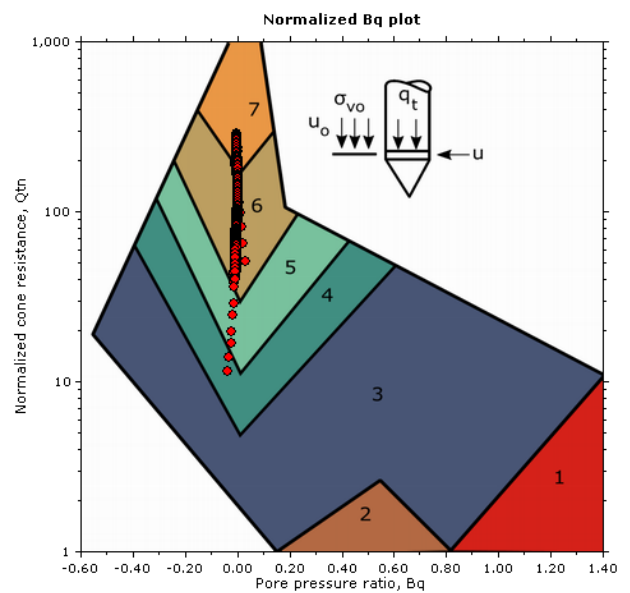
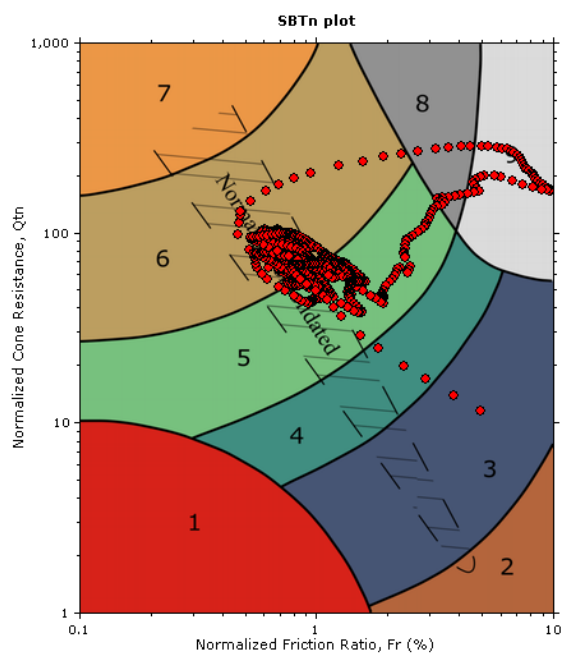
SBT - Bq plots



SBT legend

- | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravelly sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty clay | 6. Clean sand to silty sand | 9. Very stiff fine grained |

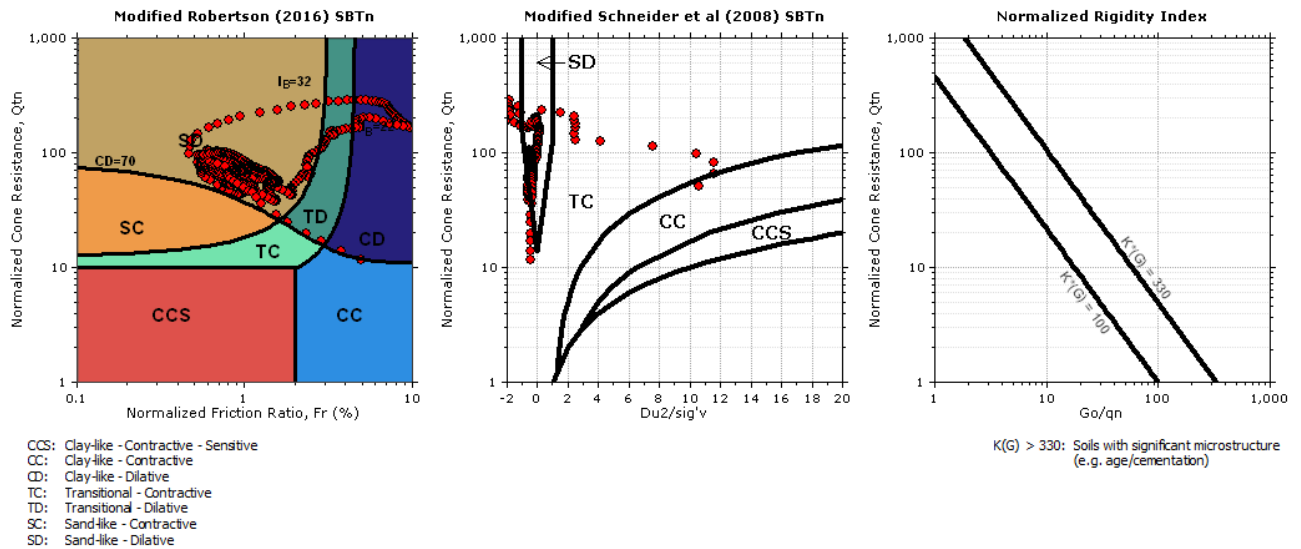
SBT - Bq plots (normalized)



SBTn legend

- | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravelly sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty clay | 6. Clean sand to silty sand | 9. Very stiff fine grained |

Updated SBTn plots



5.3 Prova penetrometrica statica elettrica (CPTE)

Fa parte dei penetrometri statici anche il penetrometro elettrico. Con tale strumento, che rappresenta la naturale evoluzione del penetrometro meccanico, la resistenza alla punta e la resistenza laterale locale, vengono misurate in modo indipendente, con trasduttori montati nella punta che inviano direttamente un segnale alla centralina posta in superficie. Un inclinometro alloggiato nelle aste permette di misurare la deviazione sulla verticale delle stesse e correggerne gli eventuali errori conseguenti. La **frequenza delle misure**, nel nostro caso sarà di **1 cm** ed i dati, acquisiti direttamente in forma numerica (digitalizzati), possono essere rappresentati graficamente anche durante l'esecuzione della prova.

I limiti del penetrometro a punta elettrica risiedono nel maggiore costo dello strumento.

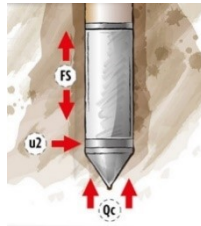
5.4 Prova penetrometrica statica elettrica con piezocono (CPTU) (Cone Penetration Test piezocone)

Denominata anche "piezocono", tale prova è caratterizzata dal fatto che il penetrometro statico a punta elettrica in questione è dotato di un elemento poroso di ceramica fine o di acciaio detto filtro, posizionato sulla punta dello strumento od in prossimità di essa, che permette di misurare e registrare, oltre ai parametri di resistenza alla penetrazione q_c ed f_s , anche la **pressione interstiziale u nei terreni saturi al di sotto del livello di falda**, sia durante l'avanzamento che a penetrometro fermo.

La misura della pressione neutrale u è condizionata dalla completa saturazione del filtro, che si ottiene saturando preventivamente il filtro stesso con fluidi viscosi quali oli silicici. Questa prova permette di identificare stratificazioni, anche molto sottili con differenti caratteristiche di permeabilità basandosi sulla misura contemporanea della resistenza alla punta q_c e della pressione neutrale u . Tale peculiarità è utilizzata nello studio dei problemi di filtrazione e consolidazione.

Con il piezocono si possono eseguire anche prove di dissipazione della pressione neutra e quindi è possibile stimare le caratteristiche di permeabilità e di consolidazione del terreno; queste prove si Du in eccesso, dovuta alla penetrazione, si possa dissipare. Si misura, quindi, la velocità di riduzione della pressione fino ad un abbattimento del 60% - 80%.

Dalla velocità del processo di dissipazione dipende il processo di consolidazione orizzontale e risulta quindi possibile determinare il coefficiente di consolidazione orizzontale c_h e quello di permeabilità orizzontale k_h .



6 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (S.L.U.)

Sono state condotte, facendo riferimento a quanto disposto dal D.M. 17.01.2018, le seguenti verifiche:

1. verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche;
2. verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione (**SLU**, **SLV**);
3. verifica agli **SLE**.

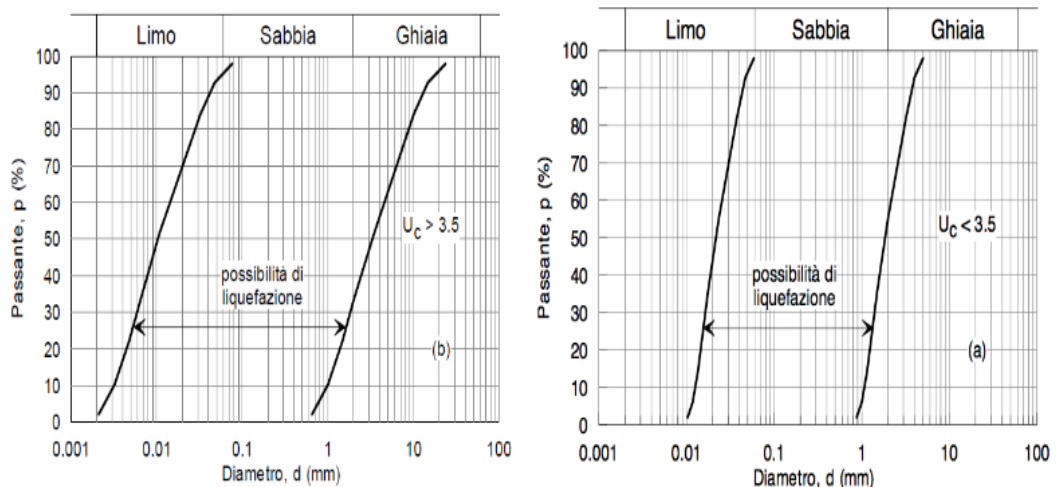
6.1 Verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione. In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

6.1.1 Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$

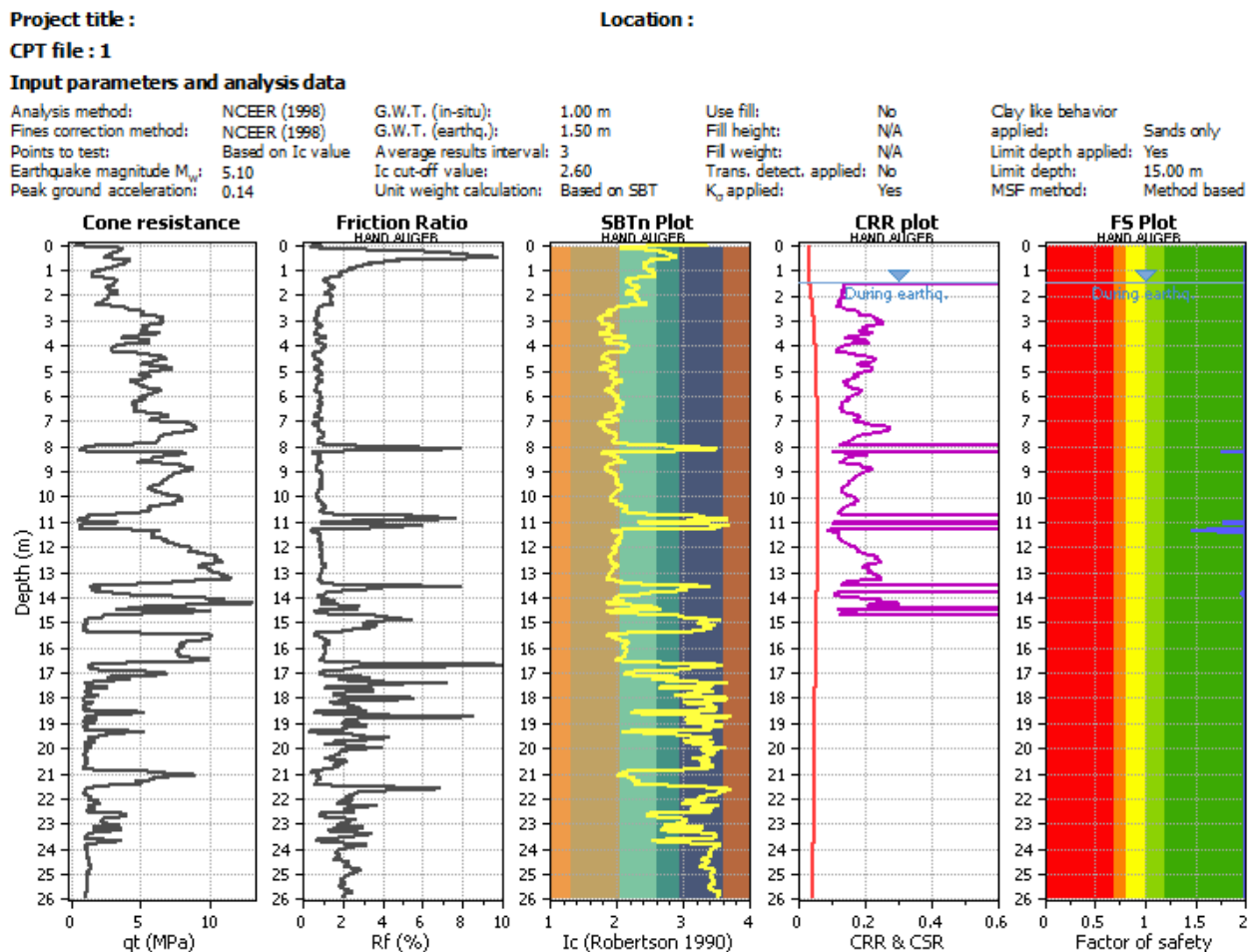


6.2 Verifica alla liquefazione nel sito in esame

L'applicazione dei criteri sopra citati D.M. 17.01.2018 § 7.11.3.4.2 **non consente di escludere** la possibilità di **liquefazione** nei terreni di fondazione del sito in esame.

Per la **verifica alla liquefazione**, eseguita utilizzando la prova CPTU ed applicando la teoria di **Boulanger & Idriss (2014)** si è ottenuto il seguente risultato:

Figura 19 – RISULTATI DELL'ANALISI DI LIQUEFAZIONE (continua a pag. seguente)



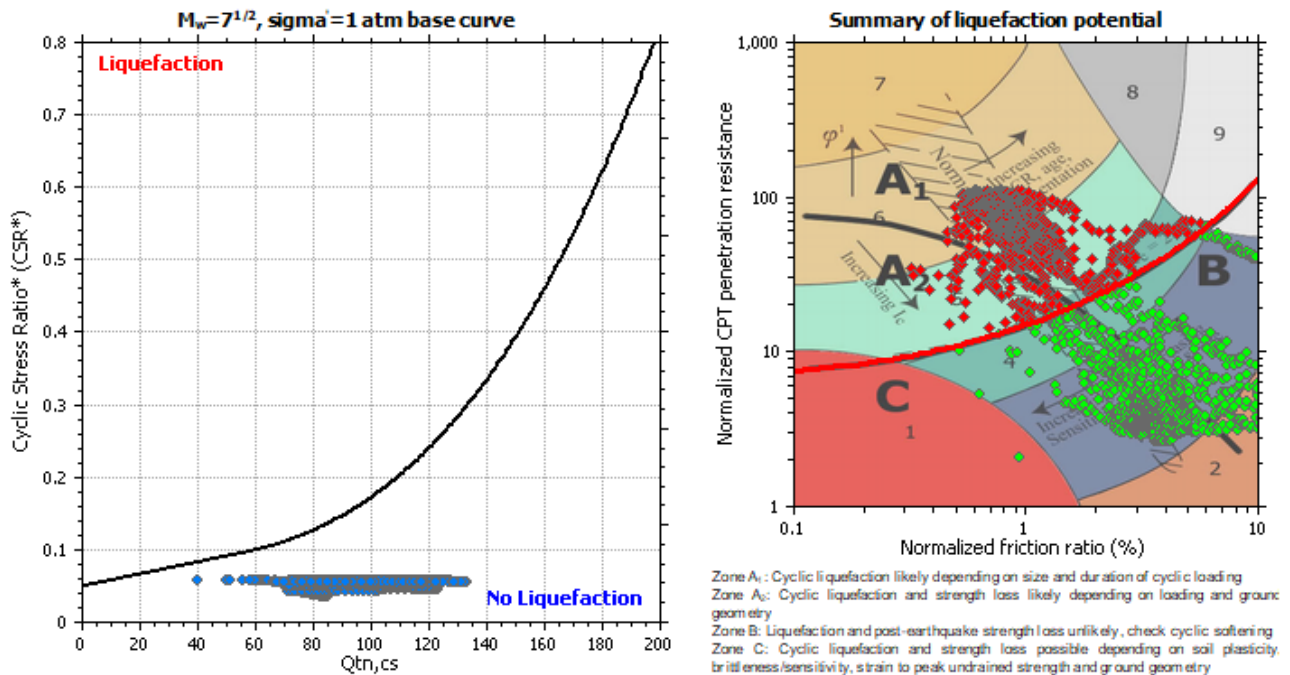
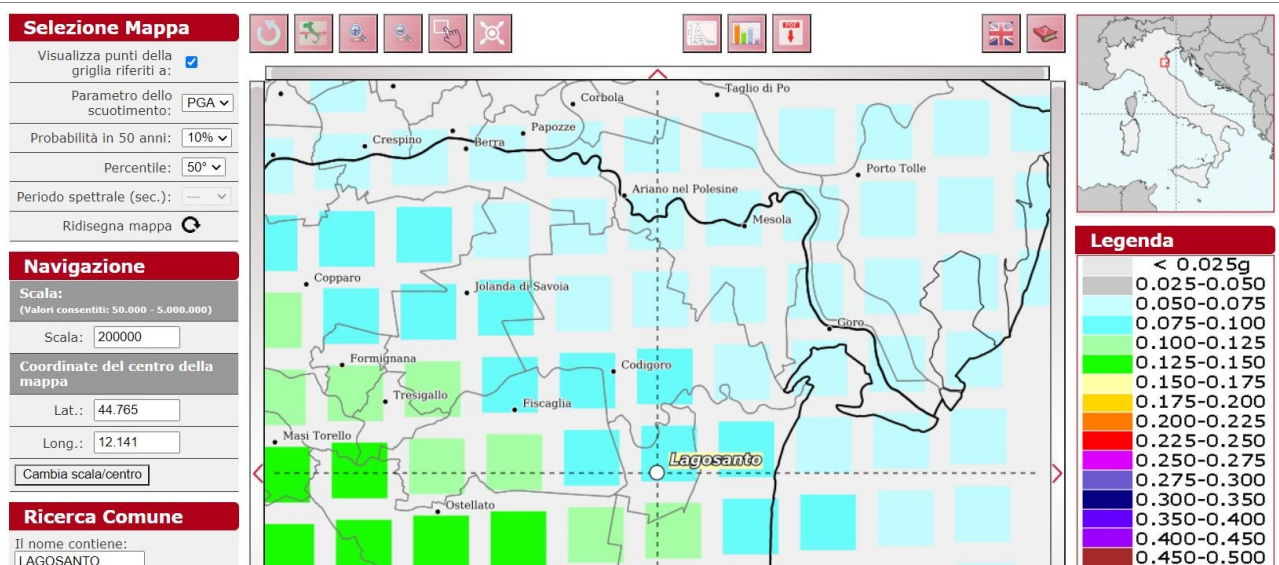


Figura 20 - DISAGGREGAZIONE DI PGA CON PROBABILITA' DI ECCEDENZA DEL 10% IN 50 ANNI - MAGNITUDO 5.1

Modello di pericolosità sismica MPS04-S1



Per la verifica sono stati assegnati i seguenti parametri:

- Magnitudo di **5.10** (M_w max) dal modello di pericolosità sismica MPS04-S1 (vedi sopra);
- Accelerazione orizzontale massima in superficie a_{max} pari a **0.1463 g**;
- Soggiacenza della falda pari a **1.50 m**.

Il risultato ha fornito un valore di **IL** (indice liquefazione) pari a **0.00**, quindi il sito si pone in una condizione di **rischio molto basso**.

6.3 Verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione

6.3.1 Azione sulla fondazione

La verifica allo S.L.U. per il collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione è stata condotta considerando le due combinazioni delle azioni previste dalla Normativa (D.M. 17.01.2018):

1. combinazione fondamentale (condizioni statiche);
2. combinazione sismica (condizioni dinamiche).

6.3.2 Resistenza del terreno

La capacità portante del terreno di fondazione (Q) è stata calcolata utilizzando la relazione di **Brinch Hansen**.

Si ricorda che il valore della capacità portante dipende dall'interazione struttura – terreno e pertanto i valori saranno in funzione delle tipologie delle fondazioni che verranno adottate, delle dimensioni e dalla loro profondità di imposta e che la **capacità portante non coincide con il carico di esercizio** dell'opera, ma sarà uguale o minore ad esso in stretta relazione con i cedimenti indotti nel terreno.

Ricordiamo inoltre che la presenza di sollecitazioni legate al verificarsi di un sisma produce sulle fondazioni, rispetto al caso statico, un incremento di eccentricità e di inclinazione delle forze trasmesse dalla struttura in elevazione, una degradazione della resistenza del terreno e l'insorgenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione. Trascurando, nel caso di fondazioni superficiali poggianti su materiale a comportamento coesivo, i fenomeni di degradazione della resistenza e della forza d'inerzia del terreno di fondazione, resta da considerare l'effetto inerziale legato alla sovrastruttura, trascurando il momento ma considerando almeno l'inclinazione del carico (o attraverso la definizione di un angolo o attraverso il valore dell'azione di taglio). Il calcolo della capacità portante è stato eseguito facendo riferimento ad una **fondazione a platea** aventi dimensioni e profondità Df di incasso di seguito riportate. Considerata la rimozione del cappellaccio e lo spessore di 40 – 50 cm della platea, per la capacità portante è stata stimata facendo riferimento all'unità geotecnica definita come **SL**.

STIMA CAPACITA' PORTANTE

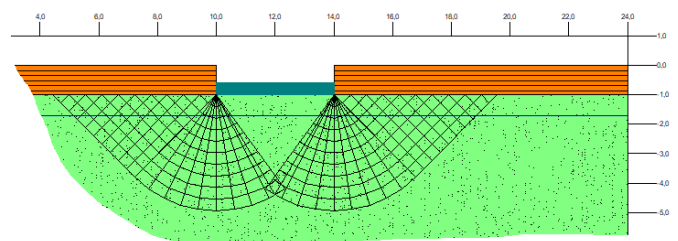
Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria applicata	Statica:	BR. HANSEN (1970)	Sismica: inclinazione del carico	8.30°
Dati al contorno	Profondità falda:	1.50 m	Condizione di verifica:	DRENATA
Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	4.00 m	[L] Lunghezza (dir x):	25.00 m
PLATEA	[Df] (dir z): Profondità	1.00 m	Profondità cuneo efficace	3.40 m

Stratigrafia del terreno

N.	y _{nat}	y _{sat}	φ	c'	c _u	H _{str}	E	D _r
1	2.00	2.00	00.00	0.00	1.00	var	100.00	00.00
1	1.90	2.10	29.00	0.00	0.00	var	110.00	40.00
1	1.90	2.10	00.00	0.00	0.50	var	50.00	00.00

N.	: Numero strato dal piano di campagna verso il basso
y _{nat}	: Peso specifico contenuto naturale d'acqua (t/m³)
y _{sat}	: Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (t/m³)
φ	: angolo d'attrito interno (deg)
c'	: Coesione drenata (kg/cm²)
c _u	: Coesione non drenata (kg/cm²)
H _{str}	: Spessore dello strato (m)
E	: Modulo elastico/edometrico (kg/cm²)
D _r	: Densità relativa



Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente per capacità portante

y	φ	c'	c _u
1.90	29.00	0.00	0.00

Descrizione sintetica della teoria utilizzata - BR. HANSEN (1970)

$$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot p_c \cdot e_c + q' \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot p_q \cdot e_q + 0.5 \cdot B \cdot y \cdot N_y \cdot s_y \cdot d_y \cdot i_y \cdot b_y \cdot g_y \cdot p_y \cdot e_y \quad Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

Fattori di capacità portante

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \cdot \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

$$N_y = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi)$$

Fattori di profondità

$$d_{cB} = d_{qB} - (1 - d_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$d_{qB} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \quad D < B \quad K = D/B, \quad D > B \quad K = \arctan(D/B)$$

$$d_{yB} = 1.0$$

Fattori di inclinazione base fondazione

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_q - 1)$$

$$b_q = e^{-2 \cdot \eta \cdot \tan(\varphi)} - \eta \text{ angolo inclinazione base}$$

$$b_y = e^{-2.7 \cdot \eta \cdot \tan(\varphi)}$$

Fattori di forma (direzione L - Set L)

$$s_{cL} = s_{qL} - (1 - s_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$s_{qL} = 1 + i_{qL} \cdot L' / B' \cdot \sin(\varphi)$$

$$s_{yL} = 1 - 0.4 \cdot i_{yL} \cdot L' / B' - \text{da non considerare se } < 0.6$$

Fattori di inclinazione dei carichi (direzione L - Set L)

$$i_{cL} = i_{qL} - (1 - i_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$i_{qL} = (1 - 0.5 \cdot V_x / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

$$i_{yL} = (1 - (0.7 - \eta / 7.853816) \cdot V_x / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

Fattori di forma

$$s_c = s_{qB} - (1 - s_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$s_q = 1 + i_{qB} \cdot B' / L' \cdot \sin(\varphi)$$

$$s_y = 1 - 0.4 \cdot i_{yB} \cdot B' / L' - \text{not effective if } < 0.6$$

Fattori di inclinazione dei carichi

$$i_{cB} = i_{qB} - (1 - i_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$i_{qB} = (1 - 0.5 \cdot V_y / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

$$i_{yB} = (1 - (0.7 - v / 7.853816) \cdot V_y / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

Fattori di inclinazione pendio

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_q - 1)$$

$$g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 - \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

$$g_y = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 - \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

Fattori di profondità (direzione L - Set L)

$$d_{cL} = d_{qL} - (1 - d_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$d_{qL} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \quad D < L' \quad K = D/L', \quad D > L' \quad K = \arctan(D/L')$$

$$d_{yL} = 1.0$$

Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

Nq	Nc	Ny
14.35	25.36	10.55

Combinazioni di carico

condizione statica

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori z
c	1.00	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
q	1.00	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
y	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

condizione sismica

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori z
c	1.00	1.10	0.83	1.00	1.00	1.00
q	1.00	1.10	0.83	1.00	1.00	1.00
y	1.00	1.00	0.52	1.00	1.00	1.00

CONDIZIONE STATICA	$q_{SLU} = 2.35 \text{ kg/cm}^2$
---------------------------	----------------------------------------------------

CONDIZIONE SISMICA	$q_{SLV} = 1.70 \text{ kg/cm}^2$
---------------------------	----------------------------------------------------

FATTORI DI SICUREZZA UTILIZZATI PER LA DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE

FS PARZIALE PER ϕ: 1,00	FS PARZIALE PER C: 1,00	FATTORE SICUREZZA GLOBALE: 2,30
------------------------------------------------	--------------------------------	----------------------------------------

7 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (S.L.E.)

È stata condotta, facendo riferimento a quanto disposto dal D.M. 17.01.2018, la seguente verifica agli Stati Limite d'Esercizio:

- verifica agli spostamenti e alle distorsioni indotte dai cedimenti del terreno a lungo termine;
- verifica agli spostamenti e alle distorsioni indotte dai cedimenti del terreno in condizioni sismiche.

7.1 Calcolo della distribuzione delle tensioni nel terreno di fondazione

L'applicazione del sovraccarico della fondazione conduce ad una variazione dello stato tensionale del terreno. Il carico applicato tende a diffondersi fino al suo completo assorbimento.

L'entità dei cedimenti viene ipotizzata a seconda della tipologia di fondazione, delle dimensioni, della profondità d'impasto delle stesse e dei carichi di esercizio.

Generalmente si ammette che il sovraccarico si annulli ad una profondità, sotto il piano di posa della fondazione, variabile da 1 a 4 volte B (B = lato corto della fondazione). È importante eseguire una stima di come il carico si diffonde negli strati di fondazione, in quanto indispensabile per il successivo calcolo dei cedimenti.

I cedimenti di seguito stimati fanno riferimento sul presupposto che il terreno di fondazione possa essere assimilato ad uno spazio semi infinito a comportamento perfettamente **elastico**, omogeneo e isotropo. Deriva dall'integrazione su un'area rettangolare o quadrata di dimensioni B x L (B=lato corto della fondazione, L=lato lungo della fondazione) delle equazioni di **Boussinesq**.

È utile ricordare che fondazioni di maggiori dimensioni sopportano carichi al piede maggiori in quanto ripartiscono questo ultimo su una maggiore superficie diminuendo in tal modo il carico di esercizio ma occorre ricordare che allo stesso tempo variano i bulbi delle tensioni trasmesse nel sottosuolo e pertanto sarà compito del tecnico progettista effettuare sia l'opportuno dimensionamento della fondazione sia l'opportuna ripartizione dei carichi.

7.2 Cause dei cedimenti

I cedimenti sono dovuti alla **deformazione elastica e plastica** del terreno e, nel caso di terreni poco permeabili (argille e limi), al processo di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno (consolidazione).

In quanto le caratteristiche geotecniche del terreno variano da punto a punto, così come spesso variano da punto a punto anche le condizioni di carico, i cedimenti possono assumere localmente valori differenti. Il cedimento calcolato in un punto prende il nome di **cedimento assoluto**; la differenza fra i cedimenti assoluti misurati in due o più punti prende il nome di **cedimento differenziale**. Il **cedimento assoluto** totale è dato dalla somma di tre componenti:

$$S_{tot} = S_{imm} + S_{con} + S_{sec}$$

- S_{imm} = **cedimento immediato**, dovuto alla deformazione iniziale, senza variazione di volume, del terreno caricato; è prevalente nei terreni incoerenti (coesione=0), trascurabile in quelli coesivi (coesione>0);
- S_{con} = **cedimento di consolidazione**, legato alla variazione di volume del terreno saturo, in seguito alla lenta espulsione dell'acqua contenuta al suo interno; è dominante nei terreni coesivi, poco permeabili, e trascurabile in quelli incoerenti (da mediamente a molto permeabili);
- S_{sec} = **cedimento secondario**, dovuto alla deformazione viscosa dello scheletro solido del terreno; normalmente trascurabile in tutti i tipi di terreno.

Proprio per le differenti modalità con cui si manifestano i cedimenti nei **terreni coesivi** ed **incoerenti**, i due casi vanno trattati separatamente.

7.1.1 Cedimenti nei terreni incoerenti (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità)

Si tratta di un metodo speditivo utile per avere una prima indicazione dell'ammontare del cedimento. La relazione è la seguente:

$$S = DH \times Q_z / E_d \quad \text{in cui:}$$

DH=spessore dello strato;

Q_z=incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato dalla fondazione a metà strato;

E_d=modulo di deformazione dello strato.

7.1.2 Cedimenti nei terreni coesivi (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità)

Ha la stessa espressione per il procedimento relativo a terreni incoerenti; al posto del modulo di deformazione va utilizzato però il modulo edometrico definito come segue:

$$E_d = 1/m_v; \quad \text{in cui}$$

m_v=modulo di compressibilità volumetrica dello strato

7.1.3 Cedimenti assoluti e differenziali

Elevati cedimenti differenziali (dell'ordine di alcuni centimetri in genere, ma a volte anche meno) possono indurre lesioni nell'opera.

Partendo dal presupposto che a elevati cedimenti assoluti generalmente corrispondono elevati cedimenti differenziali, Terzaghi e Peck proposero di considerare come valori limite tollerabili cedimenti assoluti di **2,5 cm** in **terreni incoerenti** (sabbie e ghiaie) e **4 cm** in **terreni coesivi** (limi e argille).

La maggiore tolleranza consentita per i materiali dotati di coesione dipende dal fatto che in quest'ultimi i cedimenti sono essenzialmente dovuti alla consolidazione, quindi distribuiti su intervalli di tempo relativamente ampi, fatto che consente alla sovrastruttura di meglio adattarsi alle deformazioni del terreno.

Un sistema meno empirico di procedere consiste nello stimare la distorsione angolare fra due o più punti della struttura di cui sia noto il cedimento assoluto del terreno di fondazione:

$$D_{ang} = (S_2 - S_1) / L_{12} \quad \text{in cui}$$

D_{ang}=distorsione angolare;

S₂=cedimento assoluto nel punto 2;

S₁=cedimento assoluto nel punto 1;

L₁₂=distanza fra i punti 1 e 2.

In prima approssimazione, sono da considerare tollerabili distorsioni angolari inferiori a 1/600 per strutture in muratura e a 1/1000 per strutture in calcestruzzo.

Ammissibilità di cedimento, inclinazione, rotazione relativa

Valori ammissibili riferiti alle tipologie strutturali e di danno (Holtz, 1991)

Tipo di movimento	Fattore di limitazione	Valore ammissibile
Cedimento (cm)	Collegamento a reti di servizi	15 ÷ 30
	Accessibilità	30 ÷ 60
	Probabilità di cedimenti differenziali	2.5 ÷ 5 5 ÷ 10 7.5 ÷ 30
Inclinazione δ/L	Stabilità al ribaltamento	Da verificare
	Rotazione di ciminiere e torri	$\delta/H \leq 0.04$
	Drenaggio di superfici pavimentate	0.01 ÷ 0.02
Rotazione relativa β	Operatività macchine	0.003 0.0002 0.003
	Murature portanti multipiano	0.0005 ÷ 0.001
	Murature portanti ad un piano	0.001 ÷ 0.02
Rotazione relativa β	Lesione intonaci	0.001
	Telai in c. a.	0.0025 ÷ 0.004
	Pareti di strutture a telaio in c.a.	0.003
	Telai in acciaio	0.002
	Strutture semplici di acciaio	0.005

L = distanza tra pilastri adiacenti, H = altezza di ciminiera e torri

Valori ammissibili più elevati → strutture flessibili, sottosuoli uniformi

Valori ammissibili più ridotti → strutture rigide, sottosuoli irregolari

Limiti di distorsioni angolari ammissibili per vari tipi strutturali



Fonte: Bjerrum, 1963, modificato.

7.3 Coefficiente di sottofondazione

Il volume significativo di analisi nel calcolo dei cedimenti viene limitato inferiormente dalla profondità alla quale le tensioni indotte dalle fondazioni si dissipano completamente. Sarà compito del tecnico progettista valutare se i cedimenti stimati possono essere ammissibili per l'opera in questione.

Numerose sono le relazioni proposte in letteratura per il calcolo utilizzate per la stima del modulo di reazione o **coefficiente di sottofondazione** (k di Winkler) del terreno di fondazione: generalmente a seconda delle condizioni, preferiamo applicare il metodo di **Vesic** oppure quello di **Bowles**.

Si definisce pressione di contatto la pressione unitaria che la fondazione esercita in ciascun punto d'appoggio sul terreno di fondazione. Dal punto di vista fisico il mezzo alla Winkler può essere assimilato ad un letto di molle elastiche fra loro indipendenti. Per modulo o **coefficiente di sottofondazione** si definisce quindi la relazione che esiste fra la pressione di contatto in ogni punto della fondazione e la relativa deformazione del terreno (carico/cedimento):

$$k = Q/s.$$

In un terreno reale il cedimento dipende, oltre che dal carico applicato e dalle proprietà del terreno, dalla forma e dimensioni della fondazione. Il coefficiente di reazione non è quindi una proprietà del terreno e non può essere definito con solo riferimento al terreno, ma deve anche essere riferito alla dimensione e forma della fondazione. Il metodo più appropriato per ricavare K è quello di calcolare il cedimento s della fondazione con il metodo più adeguato, tenendo conto del carico applicato, della geometria della fondazione, della stratigrafia del terreno e delle caratteristiche dei singoli strati, e poi ricavare K come rapporto fra la pressione media applicata p ed il cedimento s.

Generalmente ci si basa sull'ipotesi che il modulo k sia costante sotto ogni punto della fondazione, come proposto da Winkler e da Westergaard. Se ciò si può verificare nel caso di fondazioni rigide, per fondazioni elastiche l'assunzione non è più valida.

L'utilizzo di k anche per il dimensionamento di platee e reticoli di travi rimane nonostante questo ancora diffuso, mancando metodi di calcolo più attendibili e uguale semplicità.

- La relazione di **Vesic semplificata (1961)** correla k con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione secondo la relazione:

$$k = (1/B) \times E_t / (1 - p^2) \quad \text{dove}$$

E_t (kg/cm²) = modulo di deformazione dello strato di fondazione;

p =rapporto di Poisson

B (cm)=lato corto della fondazione

- La relazione di **Bowles (1974)** propone la seguente relazione:

$$k \text{ (kN/mc)} = 40 \times Q \times f_c \quad \text{dove}$$

$f_c = 2.54/\text{cedimento della fondazione (cm)}$;

Q =carico di esercizio (kPa).

7.4 Stima agli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.)

Il calcolo è stato condotto sulla sezione di calcolo del bulbo delle tensioni considerando un valore di **SLE** tale per cui non si abbia un cedimento assoluto superiore ai **3.00 cm**.

Infatti, poiché all'interno di questa profondità si trovano alternanze di livelli **incoerenti** e **coesivi** caratterizzati da cedimenti immediati e di consolidazione si è deciso di prendere come cedimento massimo uniforme il valore di **3.00 cm**.

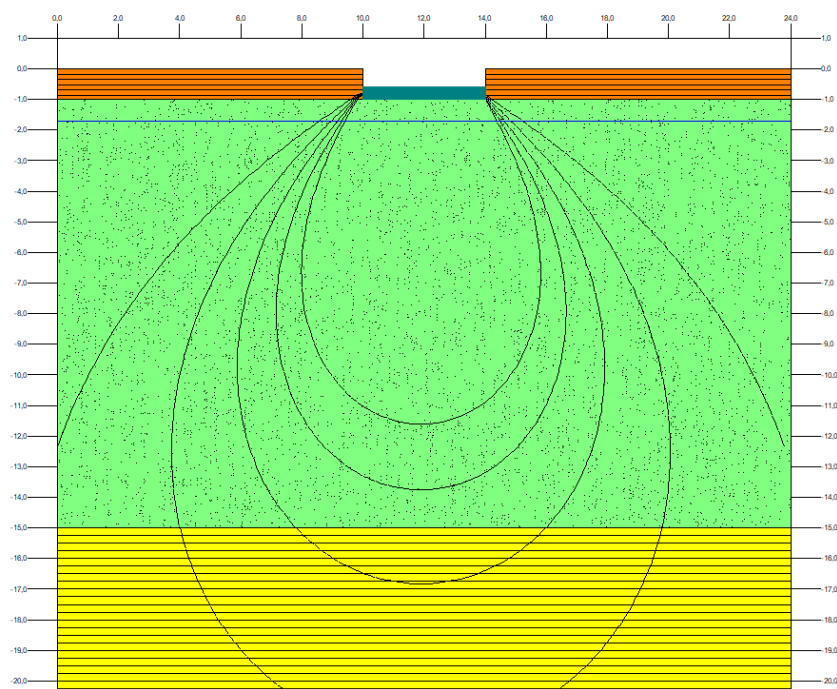
7.1.4 Cedimenti Assoluti

Per la verifica dei cedimenti è stata ipotizzata una fondazione con platea con dimensioni come di seguito riportate stimando, mediante back-analysis, un carico agli SLE tale per cui non si abbia un cedimento assoluto superiore a 30 mm, risultante pari a **0.50 kg/cm²**.

7.1.5 Cedimenti Differenziali

Il cedimento differenziale viene in tutti i casi descritto dal valore della distorsione angolare γ prodotta, definita come il rapporto fra la differenza di cedimento ΔS tra due punti e la loro distanza reciproca L , ossia $\gamma = \Delta S/L$. Considerando i carichi di esercizio di cui sopra, i **cedimenti differenziali** saranno contenuti nei cedimenti ammissibili.

7.5 Risultati del calcolo



CEDIMENTI ASSOLUTI FONDAZIONE A PLATEA

[B] Larghezza (dir y):	4.00 m	[L] Lunghezza (dir x):	25.00 m	[Df] (dir z): Profondità	1.00 m
------------------------	--------	------------------------	---------	--------------------------	--------

CEDIMENTI ASSOLUTI

Carico applicato: 0.50 kg/cm²

Cedimento: 30.00 mm

Stima del modulo di reazione (k di Winkler) del terreno di fondazione (Bowles)

Modulo di reazione 0.30 kg/cm³

Da indicazioni fornite dal tecnico progettista, il carico applicato sulla platea da 100 m² (25x4 m) sarà di circa 200 t equivalente a **0.20 kg/cm²** da cui deriva, considerando i terreni persenti in sito, un cedimento di circa 1 cm, come esplicitato nella sottostante tabella

CEDIMENTI ASSOLUTI FONDAZIONE A PLATEA CON CARICHI DA PROGETTO

[B] Larghezza (dir y):	4.00 m	[L] Lunghezza (dir x):	25.00 m	[Df] (dir z): Profondità	1.00 m
------------------------	--------	------------------------	---------	--------------------------	--------

CEDIMENTI ASSOLUTI

Carico applicato: 0.20 kg/cm²

Cedimento: 10.00 mm

Stima del modulo di reazione (k di Winkler) del terreno di fondazione (Bowles)

Modulo di reazione 0.30 kg/cm³

7.6 Stima dei cedimenti delle fondazioni superficiali indotte dal sisma

In terreni sabbiosi sciolti le vibrazioni prodotte da un evento sismico possono condurre ad un aumento del grado di addensamento degli strati incoerenti su cui poggia la fondazione; in questo contesto lito stratigrafico si esclude tale fenomeno.

8 CONCLUSIONI

L'indagine geologica ha permesso di definire la natura e le caratteristiche dei terreni presenti nell'area esaminata, come descritto nel paragrafo dedicato. I rilievi hanno evidenziato l'assenza di processi geomorfologici in atto e sulla base delle considerazioni e dei calcoli geotecnici svolti nei paragrafi precedenti si traggono le seguenti conclusioni:

- Ricordiamo che la zona sismica per il territorio di **Lagosanto** è la **zona Sismica 3**, come indicato nell'OPCM 20 marzo 2003, n. 3274 e nell'OPCM 28 aprile 2006;
- Dell'indagine eseguita in sito con metodologia **MASW** e **HVSR**, è stata assegnata al terreno la **categoria di sottosuolo C**;
- Nel corso delle indagini in sito e durante l'esecuzione del sondaggio è stata riscontrata la presenza di acqua mediamente a **1.70 m** di profondità;
- La **verifica alla liquefazione dei terreni**, eseguita con B & I (2014) ha fornito un valore di **IL** (indice liquefazione) pari a **0**, quindi il sito si pone in una condizione di **rischio molto basso**;
- I valori stimati della capacità portante ammissibile per carico unitario non sono da assumere come carichi di esercizio o come capacità portante in senso stretto dei terreni indagati, in quanto essa modifica il proprio valore in relazione alle caratteristiche progettuali, riferite soprattutto alla geometria, alle dimensioni delle fondazioni stesse ed alla loro profondità di imposta e comunque rimane subordinato ai cedimenti ammissibili. Essa dovrà essere considerata in riferimento ai cedimenti assoluti e differenziali;
- Si ribadisce e si sottolinea che comunque la valutazione dell'entità dei cedimenti in relazione alle caratteristiche strutturali dell'opera, resta di esclusiva competenza del tecnico calcolatore che dovrà valutare l'incidenza e la compatibilità degli stessi con le caratteristiche strutturali e tecnico-costruttive dell'opera così come anche la scelta del tipo di fondazione da utilizzare rimane di sua esclusiva competenza;
- Se durante l'esecuzione dei lavori dovessero manifestarsi situazioni che si discostano da quelle previste e contemplate nella presente relazione, sarà cura del direttore dei lavori darne immediata comunicazione allo scrivente, per eseguire i necessari sopralluoghi e dimensionare eventuali indagini integrative.

Moniga del Garda (BS), 14/07/2021

IL PROGETTISTA

ING. MATTEO BONO

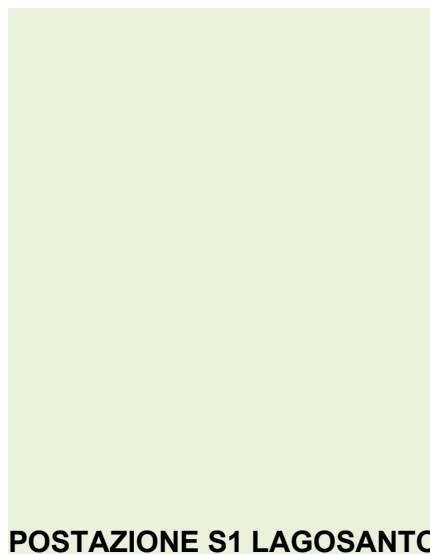


IL TECNICO

DOTT. GEOL. STEFANO SALVI



ϕ^i, c^i : Friction angle, cohesion (effective values)
 C_c, C_s : Compression index (loading, unloading)
 C_v : Consolidation coefficient
 M : Compression modulus
 P_c : Effective preconsolidation stress



POSTAZIONE S1 LAGOSANTO

0 5 5 10 10 15 m



15 20 20 25 m



CERTIFICATO N° 120736

pag.

1/1

emesso il

12/07/21

Verbale di Accettazione n.

17321

data ricevimento campione

29/06/21

data prova

05/07/21

COMMITTENTE: **TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)**CANTIERE: **Lagosanto (FE) - Salvagnin**Sond.: **S1**Campione: **A**Prof.: **0,30-0,70****CLASSIFICAZIONE GEOTECNICA**

Tipologia campione: rimaneggiato contenuto in sacchetto

Classificazione geotecnica: limo argilloso e sabbioso grigio scuro

Pocket Pent.: ND kPa

Torvane: ND kPa

Classificazione UNI 11531-1: classe **A7-6**lg **15**Classificazione USCS: **ND**Prove eseguite: - umidità naturale
- massa volumica naturale
- limiti di Atterberg
- granulometria per setacciatura
- taglio diretto CD

legenda: ND = NON DETERMINATO

normativa di riferimento: **Raccomandazioni AGI
UNI 11531-1
USCS**Sperimentatore
Dott. A. TodescoDirettore Laboratorio
Dott. Pietro Daminato

CERTIFICATO N° **120737**

pag. 1/1

emesso il 12/07/21

Verbale di Accettazione n. 17321

data ricevimento campione 29/06/21

data prova 05/07/21

COMMITTENTE: TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)

CANTIERE: Lagosanto (FE) - Salvagnin

Sond./Prel.: **S1**Campione: **A**Prof.: **0,30-0,70****CONTENUTO D'ACQUA**

(norma: UNI CEN ISO/TS 17892-1)

Classificazione geotecnica: limo argilloso e sabbioso grigio scuro

	prov. 1	prov. 2
id.tara	---	---
massa umida lorda	g 404,89	g 359,37
massa secca lorda	g 350,76	g 314,64
tara	g 97,50	g 98,15
W%	21,373	20,661

media

W % 21,0

note:

Sperimentatore
Dott. A. TodescoDirettore Laboratorio
Dott. Pietro Daminato

CERTIFICATO N° **120738**

pag. 1/1

emesso il 12/07/21

Verbale di Accettazione n. 17321

data ricevimento campione 29/06/21

data prova 09/07/21

COMMITTENTE: TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)

CANTIERE: Lagosanto (FE) - Salvagnin

Sond./Prel.: **S1**Camp.: **A**Prof.: **0,30-0,70****MASSA VOLUMICA**

(norma: UNI CEN ISO/TS 17892-2)

Classificazione geotecnica: limo argilloso e sabbioso grigio scuro

		prov. 1		prov. 2
diametro	mm	60,3	mm	60,3
altezza	mm	29,4	mm	29,4
massa lorda	g	337,37	g	338,80
tara	g	170,35	g	170,35
massa netta	g	167,02	g	168,45
	ρ kN/m ³	19,51	ρ kN/m ³	19,68
	ρ Mg/m ³	1,989	ρ Mg/m ³	2,006

media

 ρ kN/m³ **19,60**
 ρ Mg/m³ **1,998**

note:

eseguito con il metodo della fustella tarata su spezzone di carota

Sperimentatore
Perito **A. Fiore**Direttore Laboratorio
Dott. **Pietro Daminato**

CERTIFICATO N° **120739**

pag. 1/1

emesso il 12/07/21

Verbale di Accettazione n. 17321

data ricevimento campione 29/06/21

data prova 09/07/21

COMMITTENTE: TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)

CANTIERE: Lagosanto (FE) - Salvagnin

Sond./Prel.: **S1**Campione: **A**Prof.: **0,30-0,70****LIMITI DI ATTERBERG**

(norma: UNI CEN ISO/TS 17892-12)

Classificazione geotecnica: limo argilloso e sabbioso grigio scuro

Provino: terreno naturale passante al vaglio 0,4 mm con metodo a umido

Metodo di prova WL: Cucchiaino di Casagrande

LIMITE DI LIQUIDITA'

	prov. 1	prov. 2	prov. 3
id. tara	1	16	4
massa umida lorda	g 29,564	28,287	25,708
massa secca lorda	g 23,346	24,474	22,064
tara	g 12,614	17,529	15,048
numero colpi	19	26	34
WL%	57,94	54,90	51,94

WL % 55**LIMITE DI PLASTICITA'**

	prov. 1	prov. 2	prov. 3
id. tara	79	9	66
massa umida lorda	g 13,964	14,663	14,303
massa secca lorda	g 13,572	14,234	13,943
tara	g 11,998	12,496	12,479
WP%	24,90	24,68	24,59

WP % 25**INDICE DI PLASTICITA'****IP 30**

w%

Indice di consistenza (I_c)

cucchiaino Casagrande Controls n° 87121946

note:

Sperimentatore
Dott. L. StimamiglioDirettore Laboratorio
Dott. Pietro Daminato

CERTIFICATO N° **120740**

pag. 1/1

emesso il 12/07/21

Verbale di Accettazione n. 17321

data ricevimento campione 29/06/21

data prova 08/07/21

COMMITTENTE: TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)

CANTIERE: Lagosanto (FE) - Salvagnin

Prelievo del: **S1**

Campione: **A**

Prof.: **0,30-0,70**

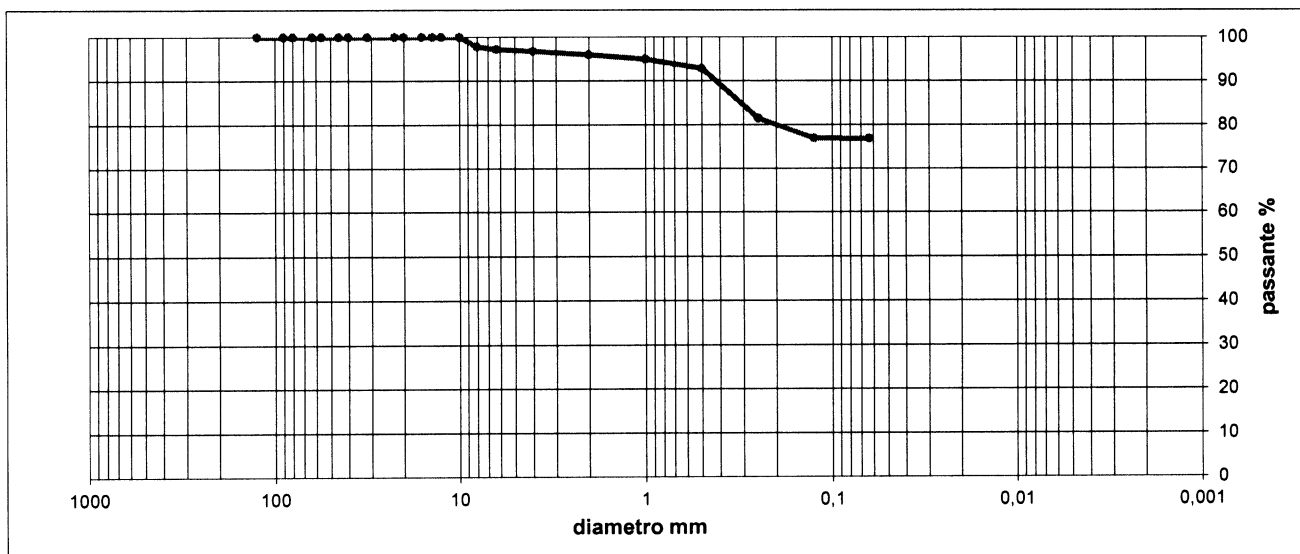
ANALISI GRANULOMETRICA

(norma: UNI EN 933-2)

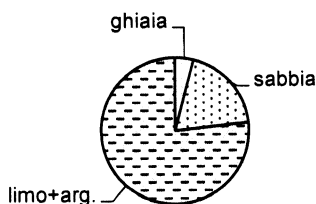
diametro mm	passante %
125,00	100,00
90,00	100,00
80,00	100,00
63,00	100,00
56,00	100,00
45,00	100,00
40,00	100,00

diametro mm	passante %
31,50	100,00
22,40	100,00
20,00	100,00
16,00	100,00
14,00	100,00
12,50	100,00
10,00	100,00
8,00	97,81

diametro mm	passante %
6,30	97,23
4,00	96,81
2,00	96,00
1,00	94,96
0,50	92,90
0,25	81,44
0,125	76,86
0,063	76,80



ciottoli	ghiaia			sabbia			limo+argilla
	grossa	media	fine	grossa	media	fine	
> 63 mm	63 - 20 mm	20 - 6 mm	6 - 2 mm	2 - 0,6 mm	0,6 - 0,2 mm	0,2 - 0,063 mm	< 0,063 mm
0,00	0,00	2,77	1,22	3,11	11,46	4,63	76,80



classificazione geotecnica: limo argilloso e sabbioso grigio scuro

UNI 11531-1 **A7-6**

Ig **15**

USCS **---**

Sperimentatore
Perito **A. Fiore**

Direttore Laboratorio
Dott. **Pietro Daminato**

Rapporto di Prova N. **120741**

pag. 1/2

emesso il 12/07/21

Verbale di Accettazione n. 17321

data ricevimento campione 29/06/21

data prova 09/07/21

COMMITTENTE: TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)

CANTIERE: Lagosanto (FE) - Salvagnin

Prelievo del: **S1**Campione: **A**Prof.: **0,30-0,70****PROVA DI TAGLIO DIRETTO**

(norma: UNI CEN ISO/TS 17892-10)

Tipo di prova: C.D. Consolidata Drenata con cella circolare di Casagrande

Classificazione geotecnica: limo argilloso e sabbioso grigio scuro

Provini: provini ricavati da spezzone di carota

σ_v kPa	γ_i kN/m ³	w_i %	h_c mm	γ_f kN/m ³
100	19,27	21,0	29,21	19,40
200	19,68	21,0	28,85	20,05
400	19,54	21,0	28,41	20,22

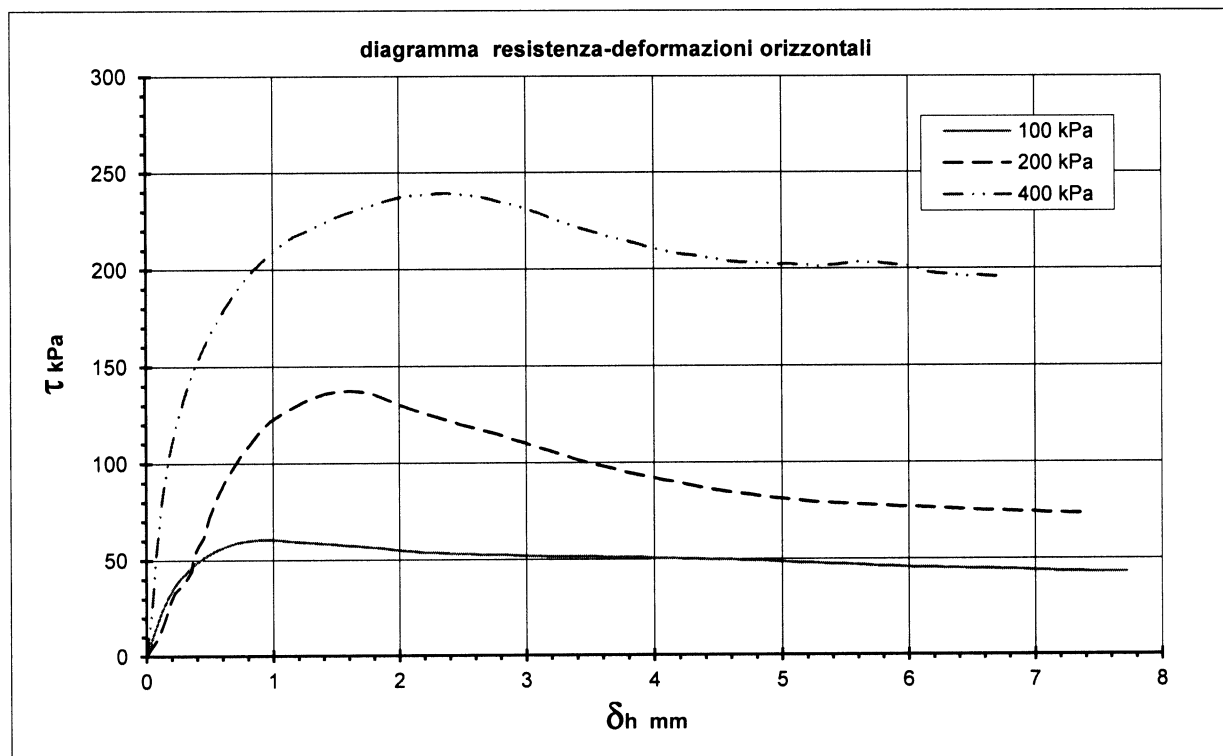
dimensioni del provino:

 ϕ : 60.0 mm

h: 29,4 mm

area: 2856 mm²

velocità di prova: 0,008 mm/min



Strumentazione

DS1 n° B33932; DS2 n° B01000; DS3 n° 110283

Sperimentatore

Perito A. Fiore

Direttore Laboratorio:

Dott. Pietro Daminato

Rapporto di Prova N. **120741**

pag. 2/2

emesso il 12/07/21

Verbale di Accettazione n. 17321

data ricevimento campione 29/06/21

data prova 09/07/21

COMMITTENTE: TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)

CANTIERE: Lagosanto (FE) - Salvagnin

Prelievo del: **S1**

Campione: **A**

Prof.: **0,30-0,70**

Provino 1		100 kPa	
mm	kPa	mm	kPa
0,00	0,00	4,07	50,42
0,07	13,66	4,16	50,42
0,12	23,46	4,24	50,07
0,18	31,87	4,32	50,07
0,25	38,52	4,41	49,72
0,31	43,42	4,51	49,72
0,38	47,62	4,60	49,72
0,46	51,47	4,69	49,37
0,54	54,63	4,79	49,37
0,63	57,08	4,88	49,02
0,71	58,83	4,97	48,67
0,80	59,88	5,06	48,32
0,89	60,58	5,14	47,97
0,98	60,58	5,22	47,97
1,06	60,23	5,31	47,62
1,15	59,53	5,40	47,27
1,23	59,18	5,49	47,27
1,31	58,83	5,58	46,92
1,40	58,48	5,68	46,57
1,48	58,13	5,77	46,22
1,58	57,43	5,86	46,22
1,67	57,08	5,95	45,87
1,76	56,38	6,04	45,52
1,85	56,03	6,12	45,52
1,94	55,33	6,21	45,52
2,03	54,63	6,29	45,17
2,12	54,28	6,38	45,17
2,20	53,58	6,47	44,82
2,28	53,58	6,56	44,82
2,37	53,23	6,66	44,82
2,46	52,88	6,75	44,47
2,55	52,88	6,84	44,47
2,65	52,53	6,93	44,12
2,74	52,53	7,02	43,77
2,83	52,53	7,11	43,77
2,92	52,17	7,19	43,42
3,01	51,82	7,27	43,42
3,10	51,82	7,36	43,42
3,18	51,47		
3,26	51,47		
3,35	51,47		
3,44	51,47		
3,53	51,47		
3,62	51,12		
3,71	51,12		
3,81	51,12		
3,90	51,12		
3,99	50,42		

Provino 2		200 kPa	
mm	kPa	mm	kPa
0,00	0,00	3,58	98,40
0,05	4,90	3,67	97,00
0,09	8,75	3,77	95,25
0,13	16,11	3,87	93,84
0,17	23,46	3,97	92,44
0,19	28,01	4,07	91,04
0,22	32,92	4,17	89,99
0,28	36,77	4,27	88,59
0,32	40,62	4,36	87,19
0,36	44,12	4,46	86,14
0,37	47,62	4,55	85,09
0,37	51,82	4,65	84,04
0,41	56,73	4,75	83,34
0,45	61,63	4,85	82,29
0,50	72,48	4,95	81,59
0,56	81,94	5,05	80,89
0,62	90,34	5,15	80,19
0,69	97,70	5,25	79,49
0,76	104,70	5,34	79,14
0,83	110,65	5,44	78,79
0,91	116,96	5,53	78,44
0,98	121,86	5,63	78,09
1,07	125,36	5,73	77,74
1,15	128,51	5,83	77,39
1,24	131,66	5,93	77,04
1,33	134,11	6,03	77,04
1,42	135,86	6,12	76,69
1,51	136,92	6,22	76,34
1,61	137,27	6,32	75,99
1,70	136,92	6,42	75,64
1,80	135,51	6,51	75,29
1,89	133,06	6,60	74,94
1,99	130,26	6,70	74,94
2,10	127,81	6,80	74,59
2,19	125,71	6,90	74,24
2,29	123,61	7,00	74,24
2,39	121,86	7,09	73,89
2,49	119,76	7,19	73,89
2,59	118,01		
2,69	116,26		
2,79	114,50		
2,89	112,05		
2,99	110,30		
3,09	107,85		
3,19	106,10		
3,29	104,00		
3,38	101,90		
3,48	100,15		

Provino 3		400 kPa	
mm	kPa	mm	kPa
0,00	0,00	3,58	218,22
0,04	21,99	3,66	216,16
0,08	52,91	3,73	215,42
0,12	80,82	3,81	214,02
0,18	101,23	3,89	212,62
0,23	118,39	3,97	210,87
0,30	132,92	4,05	209,82
0,36	145,49	4,12	208,77
0,43	156,28	4,20	207,68
0,50	165,98	4,29	207,16
0,57	174,87	4,37	206,04
0,65	182,65	4,44	205,37
0,72	189,44	4,51	204,60
0,79	195,57	4,59	203,87
0,86	200,75	4,67	203,24
0,94	205,37	4,75	203,27
1,01	209,82	4,83	202,99
1,09	213,67	4,90	202,71
1,17	217,03	4,98	202,22
1,25	219,27	5,05	202,26
1,33	221,73	5,13	202,01
1,41	224,21	5,21	201,80
1,50	226,73	5,29	201,10
1,58	228,73	5,36	201,70
1,66	230,52	5,44	201,91
1,74	232,30	5,52	202,61
1,82	233,63	5,60	203,27
1,90	235,49	5,67	203,03
1,98	236,78	5,75	203,03
2,06	237,83	5,83	202,33
2,14	238,25	5,91	201,84
2,22	238,64	5,99	201,42
2,31	239,16	6,07	200,12
2,39	239,34	6,15	198,05
2,46	238,88	6,23	197,35
2,54	238,15	6,31	197,00
2,62	237,69	6,38	196,41
2,70	236,54	6,46	195,78
2,78	234,96	6,54	196,37
2,86	233,95	6,62	195,99
2,94	232,58	6,70	195,64
3,02	230,83		
3,10	229,08		
3,17	227,08		
3,25	224,91		
3,33	223,16		
3,41	221,38		
3,50	219,73		

Sperimentatore: Perito A. Flore

Direttore Laboratorio: Dott. Pietro Daminato

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA SENZA AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA GEODATA s.a.s.

COMMITTENTE: TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)

CANTIERE: Lagosanto (FE) - Salvagnin

Prelievo del: **S1**Camp.: **A**Prof.: **0,30-0,70****PROVA DI TAGLIO DIRETTO**

Tipo di prova: C.D. Consolidata Drenata con cella circolare di Casagrande

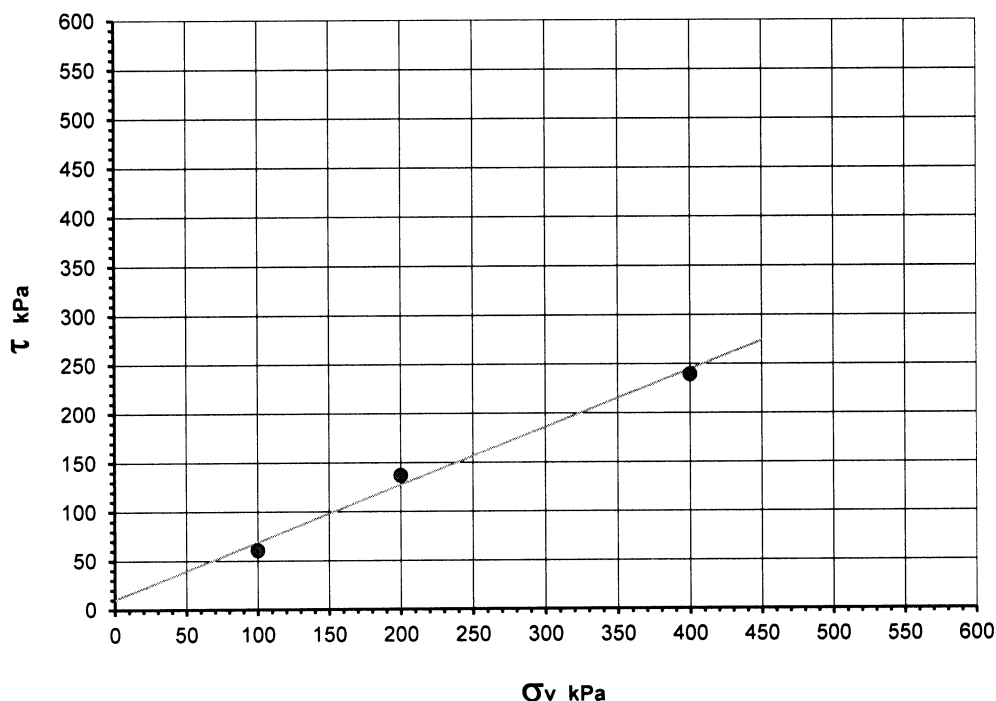
natura del terreno limo argilloso e sabbioso grigio scuro

tipo di campione: provini ricavati da spezzone di carota

dimensioni del provino: ϕ : 60,0 mm h: 29,4 mm area: 2856 mm²

velocità di prova: 0,008 mm/min data di prova: 09.07.21

σ_v kPa	τ kPa	def. mm	γ_i kN/m ³	w _i %	h _c mm	γ_f kN/m ³
100	60,6	0,89	19,27	21,0	29,21	19,40
200	137,3	1,61	19,68	21,0	28,85	20,05
400	239,3	2,39	19,54	21,0	28,41	20,22

INTERPRETAZIONE DELLA PROVA DI TAGLIO DIRETTO $\phi' = 30,4$ gradi $c' = 10$ kPa**diagramma resistenza-pressione verticale**

CERTIFICATO N° **120742**

pag. 1/1

emesso il 12/07/21

Verbale di Accettazione n. 17321

data ricevimento campione 29/06/21

data prova 05/07/21

COMMITTENTE: TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)

CANTIERE: Lagosanto (FE) - Salvagnin

Sond.: **S1**

Campione: **B**

Prof.: **1,30-2,00**

CLASSIFICAZIONE GEOTECNICA

Tipologia campione: rimaneggiato contenuto in sacchetto

Classificazione geotecnica: limo con sabbia grigio

Pocket Pent.: ND kPa

Torvane: ND kPa

Classificazione UNI 11531-1: classe **A4**

Ig **7**

Classificazione USCS: **ND**

Prove eseguite: - umidità naturale
- massa volumica naturale
- limiti di Atterberg
- granulometria per setacciatura
- taglio diretto CD

legenda: ND = NON DETERMINATO

normativa di riferimento: Raccomandazioni AGI
UNI 11531-1
USCS

Sperimentatore
Dott. A. Todesco

Direttore Laboratorio
Dott. Pietro Daminato

CERTIFICATO N° **120743**

pag. 1/1

emesso il 12/07/21

Verbale di Accettazione n. 17321

data ricevimento campione 29/06/21

data prova 05/07/21

COMMITTENTE: TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)

CANTIERE: Lagosanto (FE) - Salvagnin

Sond./Prel.: **S1**Campione: **B**Prof.: **1,30-2,00****CONTENUTO D'ACQUA**

(norma: UNI CEN ISO/TS 17892-1)

Classificazione geotecnica: limo con sabbia grigio

	prov. 1	prov. 2
id.tara	---	---
massa umida lorda	g 600,18	g 582,77
massa secca lorda	g 493,21	g 481,39
tara	g 96,93	g 90,64
W%	26,994	25,945
media		
W %	26,5	

note:

Sperimentatore
Dott. A. TofiescoDirettore Laboratorio
Dott. Pietro Daminato

CERTIFICATO N° **120744**

pag. 1/1

emesso il 12/07/21

Verbale di Accettazione n. 17321

data ricevimento campione 29/06/21

data prova 09/07/21

COMMITTENTE: TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)

CANTIERE: Lagosanto (FE) - Salvagnin

Sond./Prel.: S1

Camp.: B

Prof.: 1,30-2,00

MASSA VOLUMICA

(norma: UNI CEN ISO/TS 17892-2)

Classificazione geotecnica: limo con sabbia grigio

	prov. 1	prov. 2
diametro	mm 60,3	mm 60,3
altezza	mm 29,4	mm 29,4
massa lorda	g 330,74	g 333,20
tara	g 170,35	g 170,35
massa netta	g 160,39	g 162,85
ρ kN/m ³	18,73	19,02
ρ Mg/m ³	1,910	1,940

media

 ρ kN/m³ **18,88**
 ρ Mg/m³ **1,925**

note:

eseguito con il metodo della fustella tarata su spezzone di carota

Sperimentatore
Perito A. FioreDirettore Laboratorio
Dott. Pietro Daminato

CERTIFICATO N° **120745**

pag. 1/1

emesso il 12/07/21

Verbale di Accettazione n. 17321

data ricevimento campione 29/06/21

data prova 09/07/21

COMMITTENTE: TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)

CANTIERE: Lagosanto (FE) - Salvagnin

Sond./Prel.: **S1**Campione: **B**Prof.: **1,30-2,00****LIMITI DI ATTERBERG**

(norma: UNI CEN ISO/TS 17892-12)

Classificazione geotecnica: limo con sabbia grigio

Provino: terreno naturale passante al vaglio 0,4 mm con metodo a umido

Metodo di prova WL: Cucchiaino di Casagrande

LIMITE DI LIQUIDITA'

	prov. 1	prov. 2	prov. 3
id. tara	13	2	3
massa umida lorda	g 28,177	29,305	30,001
massa secca lorda	g 25,558	25,894	26,511
tara	g 15,714	12,629	12,587
numero colpi	17	26	33
WL%	26,61	25,71	25,06

WL % 26**LIMITE DI PLASTICITA'**

	prov. 1	prov. 2	prov. 3
id. tara	37	28	78
massa umida lorda	g 13,106	16,664	15,555
massa secca lorda	g 12,843	16,430	15,095
tara	g 11,652	15,370	13,008
WP%	22,08	22,08	22,04

WP % 22**INDICE DI PLASTICITA'****IP 4**

w%

Indice di consistenza (I_c)

cucchiaino Casagrande Controls n° 87121946

note:

Sperimentatore
Dott. L. StimanaglioDirettore Laboratorio
Dott. Pietro Daminato

CERTIFICATO N° **120746**

pag. 1/1

emesso il 12/07/21

Verbale di Accettazione n. 17321

data ricevimento campione 29/06/21

data prova 08/07/21

COMMITTENTE: TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)

CANTIERE: Lagosanto (FE) - Salvagnin

Prelievo del: **S1**

Campione: **B**

Prof.: **1,30-2,00**

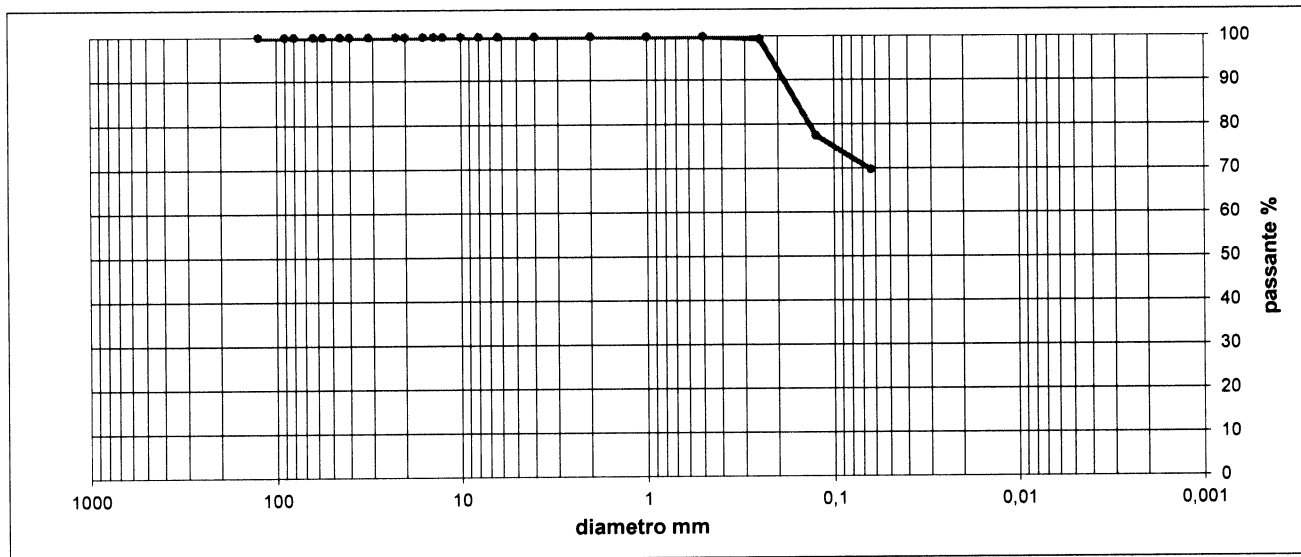
ANALISI GRANULOMETRICA

(norma: UNI EN 933-2)

diametro mm	passante %
125,00	100,00
90,00	100,00
80,00	100,00
63,00	100,00
56,00	100,00
45,00	100,00
40,00	100,00

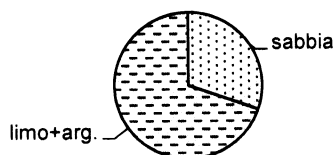
diametro mm	passante %
31,50	100,00
22,40	100,00
20,00	100,00
16,00	100,00
14,00	100,00
12,50	100,00
10,00	100,00
8,00	100,00

diametro mm	passante %
6,30	100,00
4,00	100,00
2,00	100,00
1,00	99,94
0,50	99,90
0,25	99,32
0,125	77,38
0,063	69,66



ciottoli	ghiaia			sabbia			limo+argilla
	grossa	media	fine	grossa	media	fine	
> 63 mm	63 - 20 mm	20 - 6 mm	6 - 2 mm	2 - 0.6 mm	0.6 - 0.2 mm	0.2 - 0.063 mm	< 0.063 mm
0,00	0,00	0,00	0,00	0,10	0,59	29,66	69,66

classificazione geotecnica: limo con sabbia grigio



UNI 11531-1 **A4**

Ig **7**

USCS **---**

Sperimentatore
Perito **A. Fiore**

Direttore Laboratorio
Ing. **Pietro Daminato**

Rapporto di Prova N. **120747**

pag. 1/2

emesso il 12/07/21

Verbale di Accettazione n. 17321

data ricevimento campione 29/06/21

data prova 09/07/21

COMMITTENTE: TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)

CANTIERE: Lagosanto (FE) - Salvagnin

Prelievo del: **S1**Campione: **B**Prof.: **1,30-2,00****PROVA DI TAGLIO DIRETTO**

(norma: UNI CEN ISO/TS 17892-10)

Tipo di prova: C.D. Consolidata Drenata con cella circolare di Casagrande

Classificazione geotecnica: limo con sabbia grigio

Provini: provini ricavati da spezzone di carota

σ_v kPa	γ_i kN/m ³	w_i %	h_c mm	γ_f kN/m ³
100	18,73	26,5	28,69	19,20
200	19,33	26,5	28,35	20,04
400	19,02	26,5	27,72	20,18

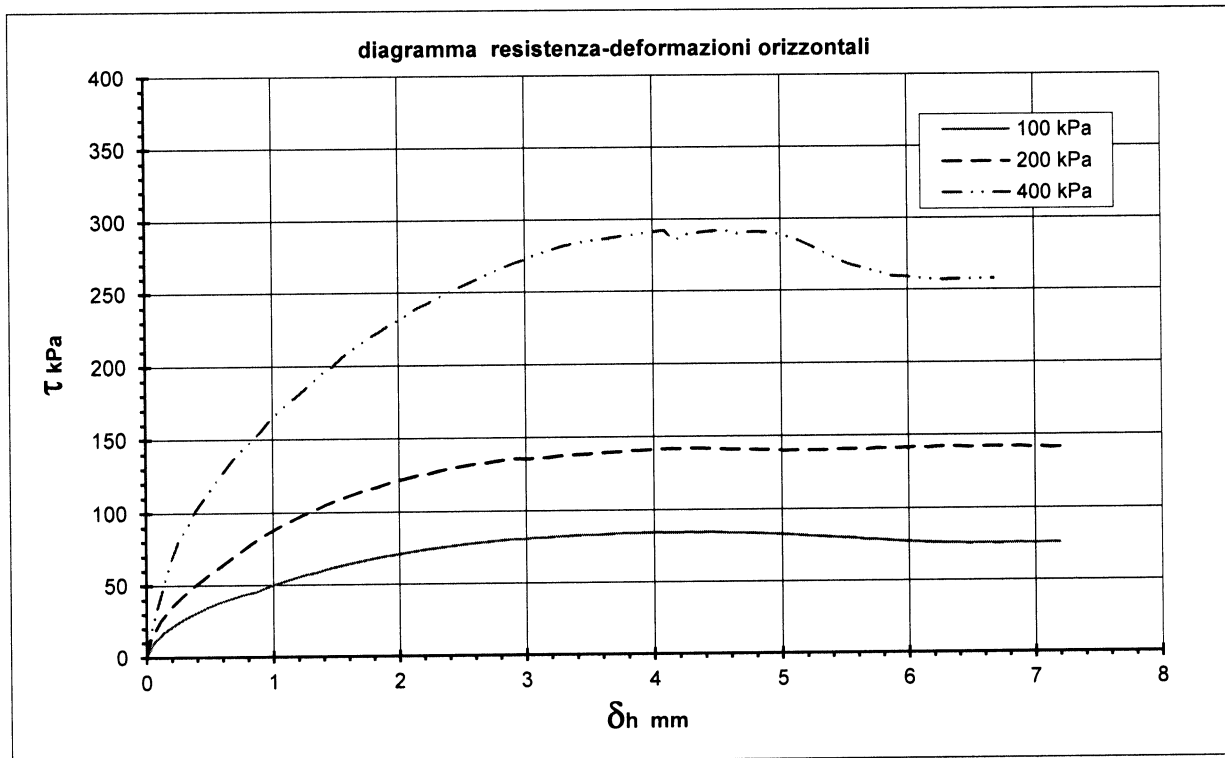
dimensioni del provino:

 ϕ : 60,0 mm

h: 29,4 mm

area: 2856 mm²

velocità di prova: 0,008 mm/min



Strumentazione

DS4 n° 541425; DS5 n° 627119; DS6 n° 627113

Sperimentatore

Perito A. Fiore

Direttore Laboratorio:

Dott. Pietro Daminato

Rapporto di Prova N. **120747**

pag. 2/2

emesso il 12/07/21

Verbale di Accettazione n. 17321

data ricevimento campione 29/06/21

data prova 09/07/21

COMMITTENTE: TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)

CANTIERE: Lagosanto (FE) - Salvagnin

Prelievo del: **S1**


Campione: **B**

Prof.: **1,30-2,00**

Provino 1		100 kPa	
mm	kPa	mm	kPa
0,00	0,00	3,87	84,04
0,06	10,29	3,95	84,18
0,14	17,12	4,03	84,50
0,22	22,38	4,11	84,25
0,30	26,96	4,18	84,29
0,39	30,95	4,27	84,46
0,48	34,53	4,35	84,36
0,57	37,68	4,43	84,43
0,67	40,48	4,51	84,25
0,76	43,28	4,59	83,94
0,86	45,21	4,68	83,83
0,94	47,94	4,75	83,72
1,02	50,42	4,83	83,34
1,10	52,67	4,91	82,99
1,18	54,87	5,00	82,74
1,26	56,94	5,07	82,25
1,34	58,51	5,16	81,76
1,42	60,72	5,24	81,13
1,50	62,43	5,32	81,03
1,58	64,01	5,40	80,50
1,66	65,52	5,49	80,05
1,74	66,92	5,57	79,77
1,82	68,14	5,66	78,79
1,89	69,47	5,74	78,68
1,98	70,70	5,82	78,26
2,05	71,78	5,90	77,67
2,13	72,87	5,99	77,18
2,21	73,89	6,06	77,04
2,28	74,83	6,14	76,65
2,37	75,74	6,22	76,44
2,45	76,55	6,30	76,16
2,52	77,42	6,39	76,16
2,60	78,19	6,47	75,74
2,69	78,72	6,55	75,99
2,76	79,45	6,63	75,95
2,84	80,01	6,71	75,74
2,92	80,61	6,79	75,95
3,00	80,43	6,88	76,02
3,07	81,34	6,95	75,99
3,15	81,48	7,03	75,99
3,23	82,04	7,11	76,09
3,31	82,22	7,20	76,06
3,39	82,64		
3,47	82,85		
3,55	82,85		
3,64	83,41		
3,71	83,76		
3,79	84,11		

Provino 2		200 kPa	
mm	kPa	mm	kPa
0,00	0,00	3,81	140,49
0,04	13,34	3,89	140,56
0,11	25,35	3,97	141,08
0,20	34,81	4,05	141,50
0,29	43,04	4,13	141,78
0,39	49,97	4,21	141,78
0,48	56,20	4,29	141,89
0,57	61,91	4,37	141,85
0,65	67,30	4,44	141,68
0,73	72,55	4,53	141,22
0,81	77,39	4,61	141,05
0,89	81,76	4,69	141,08
0,96	85,97	4,78	140,87
1,04	89,75	4,85	140,59
1,12	93,32	4,93	140,52
1,20	96,72	5,01	139,96
1,28	99,66	5,10	140,10
1,35	102,67	5,18	140,17
1,43	105,61	5,26	140,21
1,51	108,20	5,34	140,10
1,59	110,51	5,42	140,49
1,67	113,03	5,51	140,70
1,74	115,03	5,58	140,80
1,82	116,75	5,67	140,31
1,90	119,23	5,75	141,15
1,98	121,16	5,83	141,08
2,06	122,77	5,91	141,26
2,14	124,48	5,99	141,43
2,22	125,68	6,08	141,85
2,30	127,43	6,16	141,43
2,38	128,83	6,23	142,06
2,46	130,12	6,31	142,10
2,54	131,28	6,40	142,13
2,61	132,47	6,48	141,64
2,69	133,06	6,57	141,89
2,77	134,11	6,64	142,10
2,85	135,02	6,72	142,06
2,93	135,65	6,81	141,85
3,02	135,58	6,88	142,10
3,10	135,90	6,97	141,54
3,18	136,46	7,05	141,64
3,25	137,16	7,14	141,29
3,33	137,79	7,22	141,40
3,41	138,14		
3,49	138,35		
3,57	139,02		
3,64	139,44		
3,73	139,75		

Provino 3		400 kPa	
mm	kPa	mm	kPa
0,00	0,00	3,45	284,58
0,04	17,86	3,54	285,70
0,08	33,34	3,62	286,61
0,14	51,05	3,69	287,63
0,19	66,32	3,77	288,61
0,25	80,43	3,86	289,45
0,33	91,36	3,93	290,39
0,39	101,55	4,01	291,44
0,46	109,99	4,09	292,28
0,53	118,39	4,17	284,90
0,60	126,55	4,25	289,13
0,67	134,39	4,33	290,32
0,74	141,54	4,40	291,23
0,81	147,21	4,49	291,83
0,89	153,58	4,56	292,18
0,96	161,15	4,65	289,62
1,03	167,45	4,72	290,74
1,11	174,21	4,81	290,92
1,19	178,94	4,88	290,64
1,25	184,05	4,97	289,59
1,33	190,11	5,05	287,73
1,40	195,50	5,13	285,18
1,48	199,67	5,21	281,95
1,55	205,44	5,30	278,42
1,62	210,66	5,37	274,74
1,70	214,69	5,46	271,03
1,77	219,24	5,54	267,91
1,85	223,37	5,63	265,81
1,92	227,50	5,71	263,75
2,00	231,22	5,79	262,00
2,08	235,21	5,87	259,58
2,15	239,48	5,95	259,26
2,23	242,60	6,04	258,70
2,30	245,85	6,11	257,86
2,38	248,97	6,20	257,16
2,46	252,30	6,28	257,02
2,53	255,41	6,36	257,23
2,61	258,42	6,43	257,13
2,68	261,33	6,52	257,37
2,76	264,38	6,60	257,62
2,84	267,39	6,68	257,51
2,92	270,15		
3,00	272,47		
3,07	275,20		
3,15	277,47		
3,22	279,61		
3,30	281,64		
3,38	283,18		

Sperimentatore: Perito A. Figa 

Direttore Laboratorio: Dott. Pietro Daminato 

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA SENZA AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA GEODATA s.a.s.

COMMITTENTE: TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)

CANTIERE: Lagosanto (FE) - Salvagnin

Prelievo del: **S1**Camp.: **B**Prof.: **1,30-2,00****PROVA DI TAGLIO DIRETTO**

Tipo di prova: C.D. Consolidata Drenata con cella circolare di Casagrande

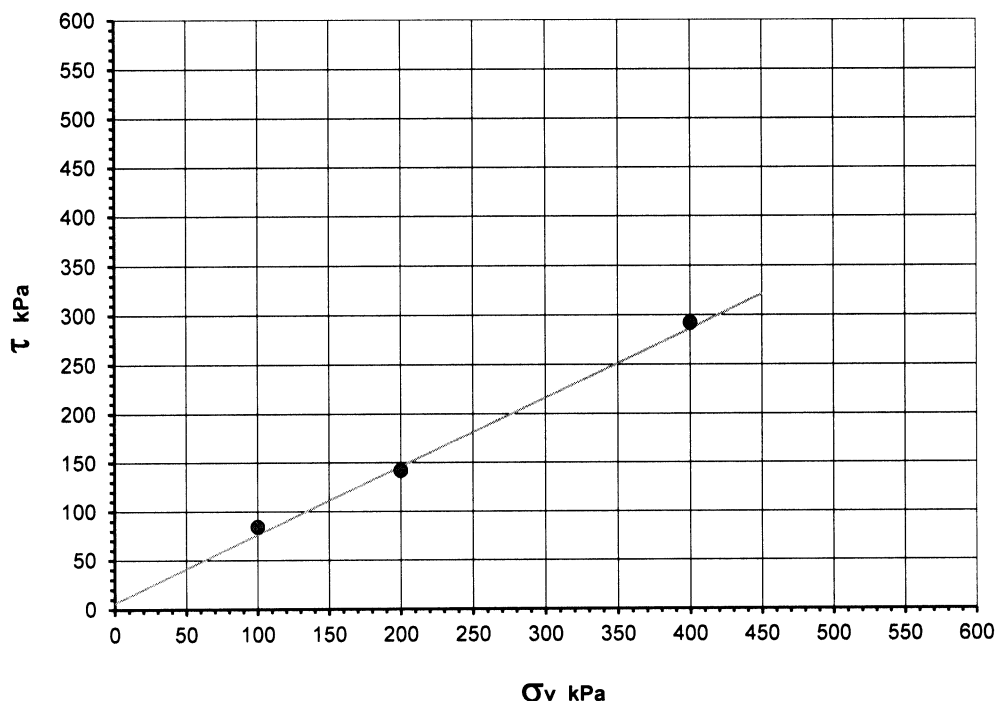
natura del terreno: limo con sabbia grigio

tipo di campione: provini ricavati da spezzone di carota

dimensioni del provino: ϕ : 60.0 mm h: 29,4 mm area: 2856 mm²

velocità di prova: 0,008 mm/min data di prova: 09.07.21

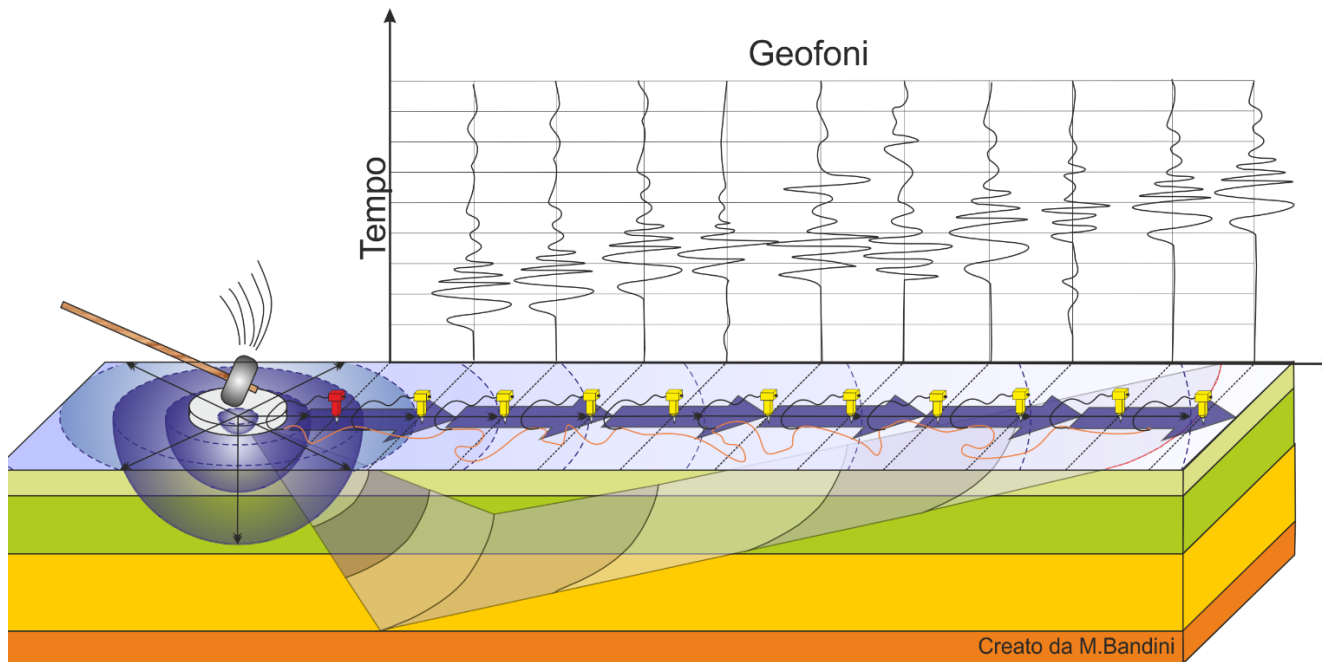
σ_v kPa	τ kPa	def. mm	γ_i kN/m ³	wi %	hc mm	γ_f kN/m ³
100	84,5	4,27	18,73	26,5	28,69	19,20
200	141,9	4,29	19,33	26,5	28,35	20,04
400	292,3	4,09	19,02	26,5	27,72	20,18

INTERPRETAZIONE DELLA PROVA DI TAGLIO DIRETTO $\phi' = 35,0$ gradi $c' = 6$ kPa**diagramma resistenza-pressione verticale**

INDAGINE SISMICA

TECNICA MASW

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.



Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- **P** - Longitudinale: onda profonda di compressione;
- **S** - Trasversale: onda profonda di taglio;
- **L** - Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- **R** - Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.



Onde di Rayleigh – “R”

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (onde P, onde S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

Modellizzazione

È possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times v$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

Modi di vibrazione

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

Profondità di indagine

Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

TECNICA HVSR

La tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) consiste nel misurare direttamente, sfruttando il rumore di fondo ambientale (microtremori), le frequenze di risonanza degli edifici e dei terreni costituenti il sottosuolo, allo scopo di stimare gli effetti di sito e la vulnerabilità sismica dell'opera. Per rumore ambientale di fondo s'intende l'insieme delle vibrazioni che si propagano nel terreno dovute sia a fenomeni naturali, moto ondoso, perturbazioni atmosferiche, ecc., sia all'azione antropica, traffico veicolare, macchinari, ecc... Si è riconosciuto, a partire dagli anni Settanta, che i microtremori tendono a eccitare le frequenze naturali di oscillazione dei terreni, permettendone l'individuazione. In pratica ciò che viene misurato sono, in certo intervallo di frequenze, solitamente 0.1-100 Hz, le velocità dei microtremori lungo il piano orizzontale e verticale (H e V) e il rapporto fra le due componenti (H/V). I valori di massimo locale (picchi positivi) di H/V ai quali corrispondono minimi locali di V individuano le frequenze di risonanza degli strati di terreno lungo la verticale di misura. Più elevato è il valore del rapporto H/V maggiore è il contrasto di impedenza sismica e quindi la variazione di velocità delle onde S fra livelli stratigrafici contigui.



La tecnica HVSR richiede l'utilizzo di un velocimetro triassiale, cioè di un sismometro a stazione singola in grado di registrare i microtremori lungo le due direzioni orizzontali (X, Y) e lungo quella verticale (Z), in un ampio intervallo di frequenze (0.1-100 Hz) e per una durata sufficientemente lunga (mediamente 10-20 minuti). Il moto indotto nel terreno viene misurato in termini di velocità attraverso tre velocimetri, uno per ogni direzione di misura (X, Y e Z), secondo il passo di campionamento impostato dall'operatore. Le misure registrate vengono poi elaborate e restituite graficamente in forma di spettri H/V (rapporto H/V in funzione della frequenza, dove H è la media delle misure lungo X e Y) e spettri V (componente verticale del moto in funzione della frequenza).

Attraverso la tecnica HVSR è possibile:

- valutare in maniera quantitativa gli effetti di sito (risposta sismica locale e suscettibilità alla liquefazione del terreno);
- ricavare il profilo delle velocità delle onde S con la profondità e calcolare il parametro V_{s30} ;
- analizzare la vulnerabilità sismica degli edifici, esistenti o in progetto.

EFFETTI DI SITO. RISPOSTA SISMICA LOCALE

Le onde di taglio (S) sono le principali responsabili delle lesioni che subiscono gli edifici durante un evento sismico. Infatti, mentre le onde di compressione (P) agiscono sulle sovrastrutture in direzione prevalentemente verticale (moto sussultorio), le onde S sollecitano le stesse con forze di taglio lungo il piano orizzontale (moto ondulatorio), dove gli elementi strutturali sono più vulnerabili. Nelle analisi di pericolosità sismica è quindi fondamentale esaminare in dettaglio in che modo le onde S si propagano. È infatti ampiamente dimostrato che questo tipo di oscillazione durante il percorso verso la superficie può subire un'azione di filtraggio che tende a ridistribuire l'energia associata al treno d'onda, concentrandola in determinate frequenze, corrispondenti alle frequenze naturali di vibrazione dei terreni attraversati. L'effetto finale è quello di amplificare le onde S che andranno a sollecitare l'opera. Questo fenomeno può essere dovuto sia a particolarità topografiche del sito (amplificazione topografica), come valli sepolte o zone di cresta o di versante in pendii naturali o artificiali, sia a variazioni brusche nelle caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati lungo la verticale (amplificazione stratigrafica). Lermo e Chavez-Garcia (1993), basandosi sul lavoro di Nakamura (1989), suggeriscono che lo spettro H/V possa essere visto, a tutti gli effetti, come rappresentativo della funzione di trasferimento del moto sismico dal bedrock alla superficie. Secondo questi Autori quindi le ampiezze dei picchi stratigrafici nello spettro H/V possono essere interpretate direttamente come fattori di amplificazione del moto sismico, almeno per quanto riguarda la componente stratigrafica.

PROFILO VELOCITÀ DELLE ONDE S E CLASSIFICAZIONE DEL SOTTOSUOLO SECONDO IL D.M. 17.01.2018

Il D.M. 17.01.2018 suggerisce come riferimento di calcolo dell'amplificazione sismica locale, in particolare della componente stratigrafica, un metodo semplificato basato sulla stima del parametro V_{seq} . Per V_{seq} s'intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati di copertura fino alla profondità H in cui giace il bedrock, caratterizzato da $V_s > 800$ m/s, calcolata secondo la relazione:
Dove H viene posto uguale a 30 m nel caso in cui il bedrock si trovi a una profondità superiore.

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

Sulla base del valore calcolato di V_{seq} vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

Categ. Sottos.	Descrizione	Spessore (m)	Vs (m/s)
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.	Qualsiasi	>800
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.	> 30 m	≥360 ≤800
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.	> 30 m	≥180 ≤360
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.	> 30 m	< 180
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.	Fino a 30 m	≈ C e D

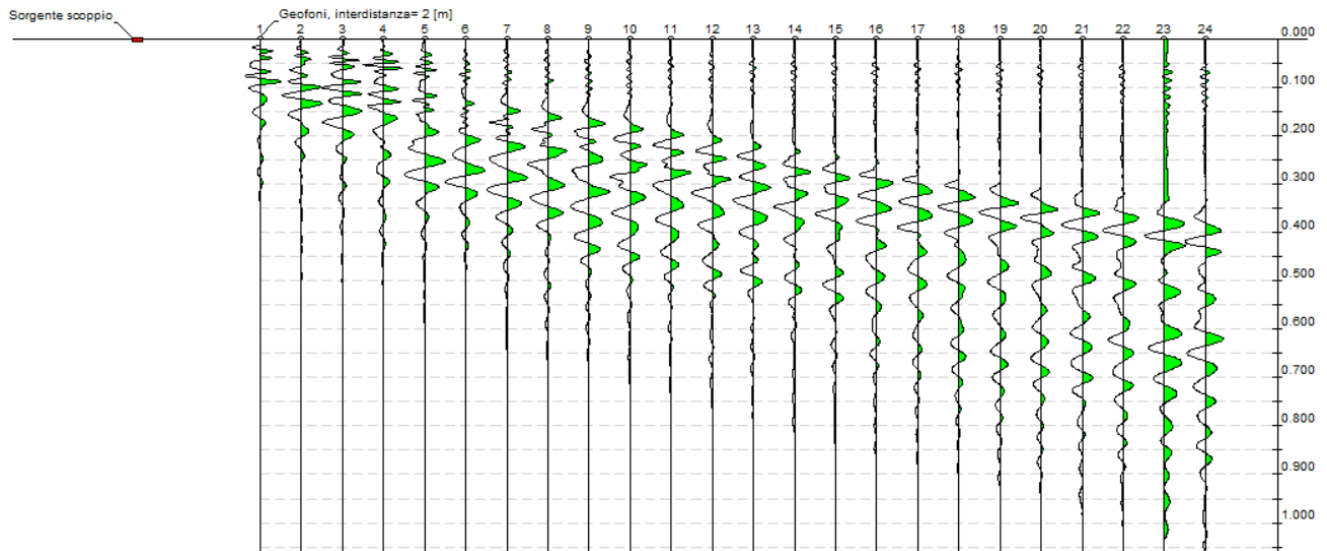
RISULTATI INDAGINE – LAGOSANTO (FE), STRADA PODERALE CAPPUCCINI



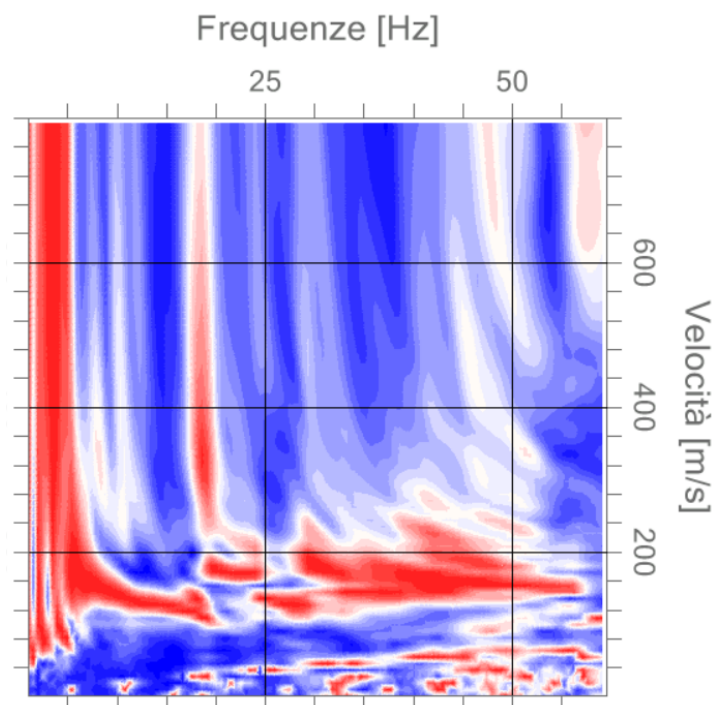
FOTO

MASW

Dato GPS: 44.748663°, 12.150579° (DD° FORMAT WGS 84)
 Data: 14/06/2021
 N. Tracce: 24
 Durata Acquisizione: 2048.0 msec
 Periodo di campionamento: 1.00 msec
 Offset da sorgente: 4,0 m
 Distanza intergeofonica: 2 m



SPETTRO VELOCITÀ DI FASE – FREQUENZE

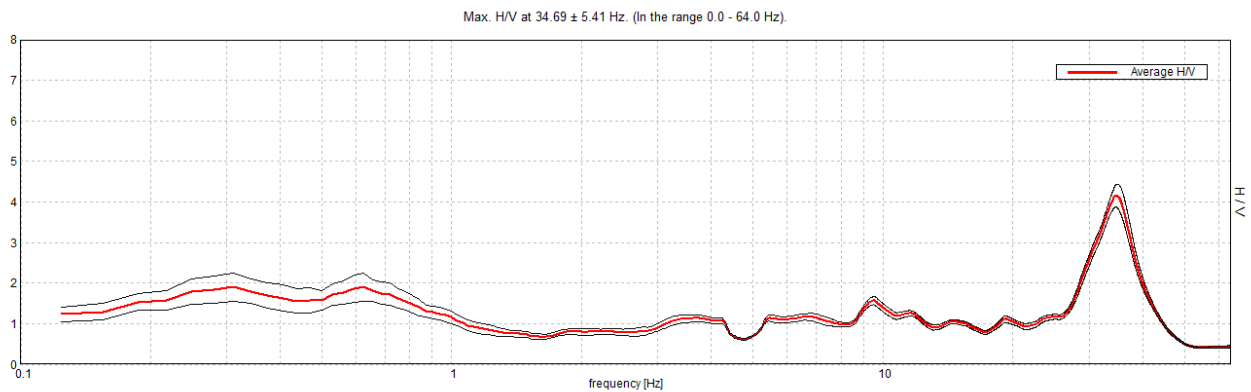


HVSR

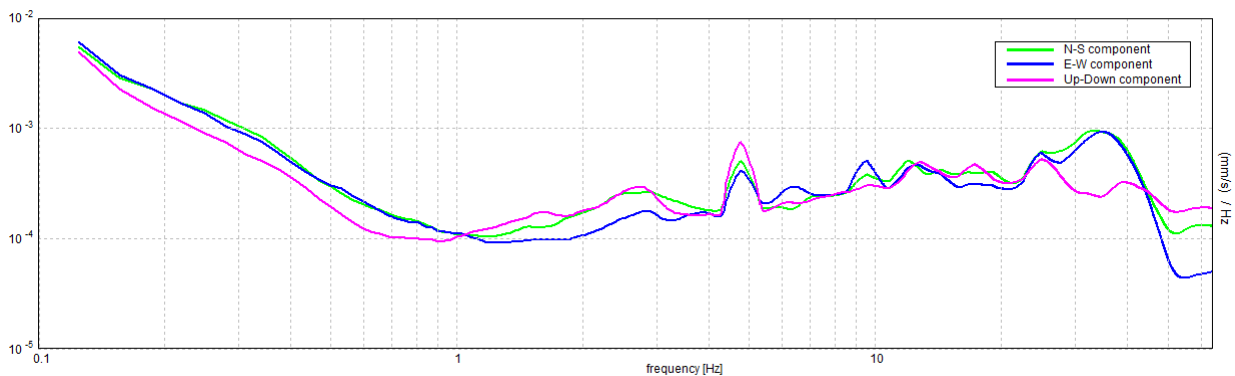
Strumento: TRZ-0018/01-09
 Formato dati: 16 byte
 Fondo scala [mV]: n.a.
 Inizio registrazione: 12/05/21 13:54:53 Fine registrazione: 12/05/21 14:08:53
 Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
Dato GPS 45.582563°, 9.135253° (DD° FORMAT WGS 84)

Durata registrazione: 0h14'00". Analisi effettuata sull'intera traccia.
 Freq. campionamento: 128 Hz
 Lunghezza finestre: 20 s
 Tipo di lisciamento: Triangular window
 Lisciamento: 10%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



Picco H/V a 34.69 ± 5.41 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

$f_0 > 10 / L_w$	$34.69 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$29137.5 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 1494	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	28.844 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	39.75 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$4.16 > 2$	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.15599 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$5.41088 < 1.73438$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.277 < 1.58$	OK	

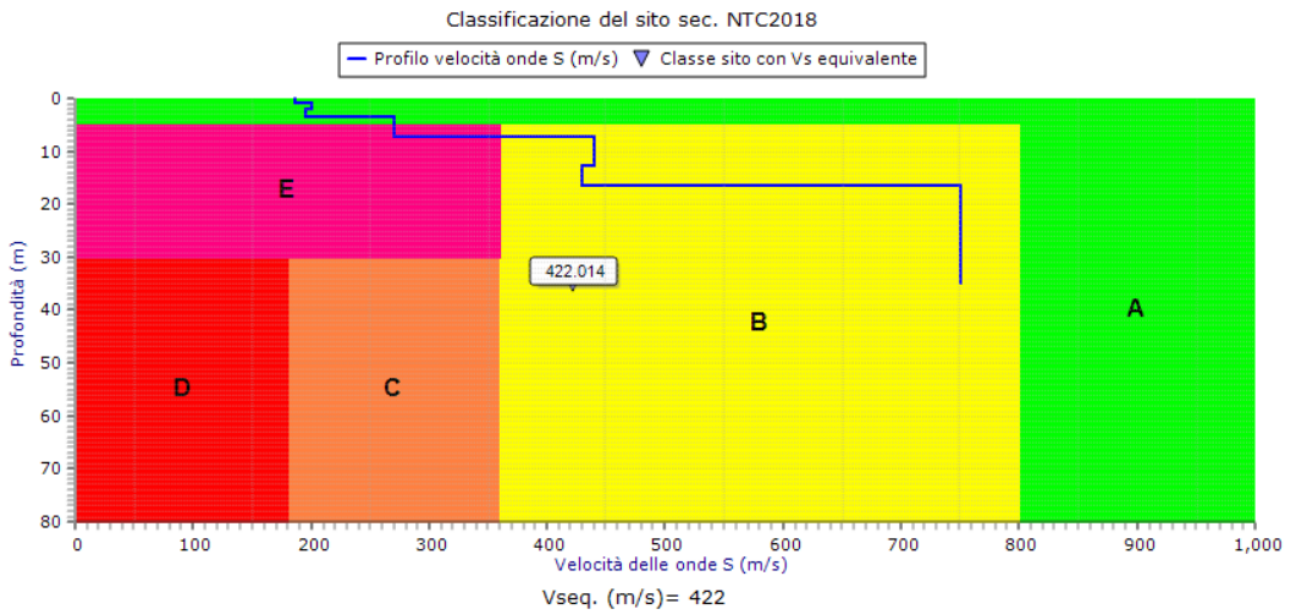
L_w	lunghezza della finestra
n_w	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
f	frequenza attuale
f_0	frequenza del picco H/V
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$

Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

MODELLO SISMOSTRATIGRAFICO MEDIO

Sismostrato	Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
1	1.32	1.32	116	0.44
2	5.32	4.00	142	0.42
3	18.92	13.60	188	0.42
4	48.92	30.00	255	0.42
5	Inf.	Inf.	406	0.40



Vs_eq (0.0-30.0) = 422 m/s

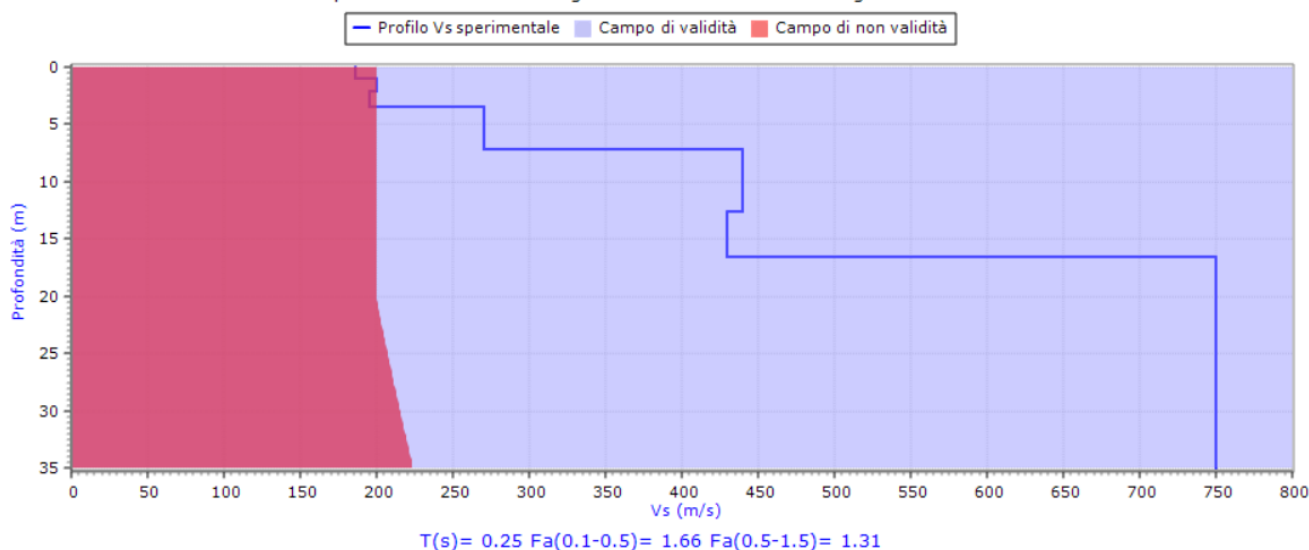
CATEGORIA DI SOTTOSUOLO (D.M. 17/01/2018): B

ANALISI DI II LIVELLO SECONDO LA NORMATIVA REGIONALE VIGENTE

Adottando il criterio previsto dalla Normativa regionale, sulla base dell'andamento del profilo della velocità delle onde S ricavato con l'indagine geofisica, si è selezionata la scheda **sabbiosa**. Il periodo di oscillazione fondamentale della colonna lito-stratigrafica è stato misurato direttamente con l'indagine geofisica ed è risultato uguale a **0.25 s**. Utilizzando questo dato si sono ricavati i seguenti valori di Fa (fattori di amplificazione spettrali):

- Fa (nell'intervallo 0.1-0.5 s) = **1.66** > **1.4 + 0.1** (soglia comunale)
- Fa (nell'intervallo 0.5-1.5 s) = **1.31** < **1.7 + 0.1** (soglia comunale)

Amplificazione sismica stratigrafica con il criterio della Regione Lombardia



Valutazione dei fattori di amplificazione stratigrafici con il criterio della L.R. 11 Marzo 2005 n.12

Questi valori sono stati confrontati con quelli di soglia previsti dalla Normativa regionale, nel caso di sottosuolo di tipo B, per il Comune di **Senago (MI)** (1.4 e 1.7 rispettivamente):

- Per intervalli di periodo compresi tra **0.1 e 0.5 s**, i valori di Fa calcolato sono **superiori** ai valori di soglia per la categoria di sottosuolo B;
- Per intervalli di periodo compresi tra **0.5 e 1.5 s**, i valori di Fa calcolato sono **inferiori** ai valori di soglia per la categoria di sottosuolo B.

TABELLA RIEPILOGATIVA PARAMETRI FONDAMENTALI

CATEGORIA SOTTOSUOLO	V _{seq} da p.c. (m/s)	Frequenza fondamentale f ₀ (Hz)	Periodo oscill. fondamentale (s)	Fa (int 0.1-0.5 s)	Fa (int 0.5-1.5 s)
C per int 0.1-0.5 s	488	34.69	0.25	1.66	1.31
B per int 0.5-1.5 s					

Moniga del Garda (BS), 07/06/2021

IL TECNICO
DOTT. GEOL. STEFANO SALVI

