



**Autorità di Sistema Portuale  
del Mar Adriatico Settentrionale**  
Porti di Venezia e Chioggia



*Presidenza del Consiglio dei Ministri*

**COMMISSARIO STRAORDINARIO PER LA REALIZZAZIONE DEL PRIMO,  
SECONDO E TERZO STRALCIO DEL TERMINAL CONTAINER DI  
MONTESYNDIAL**

**DIREZIONE TECNICA**



MINISTERO DELLO  
SVILUPPO ECONOMICO



REGIONE DEL VENETO

CITTA' DI  
VENEZIA



Autorità di Sistema Portuale  
del Mar Adriatico Settentrionale  
Porti di Venezia e Chioggia

**ACCORDO DI PROGRAMMA PER LA RICONVERSIONE E RIQUALIFICAZIONE INDUSTRIALE DELL'AREA DI  
CRISI INDUSTRIALE COMPLESSA DI PORTO MARGHERA TRA MINISTERO DELLO SVILUPPO ECONOMICO,  
REGIONE DEL VENETO, COMUNE DI VENEZIA, AUTORITY PORTUALE DI VENEZIA**



# PIATTAFORMA D'ALTURA AL PORTO DI VENEZIA TERMINAL CONTAINER "MONTESYNDIAL" - Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica -

## RELAZIONI Relazione geotecnica e sismica

PROGETTAZIONE:

OPERE MARITTIME / STRUTTURE / IMPIANTI:

**F&M**  
ingegneria

F&M INGEGNERIA SpA  
ing. Tommaso Tassi  
ing. Luca Masiero

GEOLOGIA E AMBIENTE:

**G & T**  
ambiente  
geotecnica

G&T Srl  
dott. Claudio Galli  
dott. Mara Campagnolo

SICUREZZA / PIANIFICAZIONE E PREVENTIVAZIONE:

**MG**

ing. Michele Granziero

DIRETTORE TECNICO E RUP

ing. GIOVANNI TERRANOVA

PROGETTISTA RESPONSABILE  
INTEGRAZIONI SPECIALISTICHE

ing. GIANLUCA ARTUSO

CODICE PROGETTO

90403-000

CODICE ELABORATO

A007

SCALA

-

rev	data	descrizione	redatto	controllato	approvato
0	25/07/2023	PRIMA EMISSIONE	L.M.	L.M.	T.T.
1					
2					



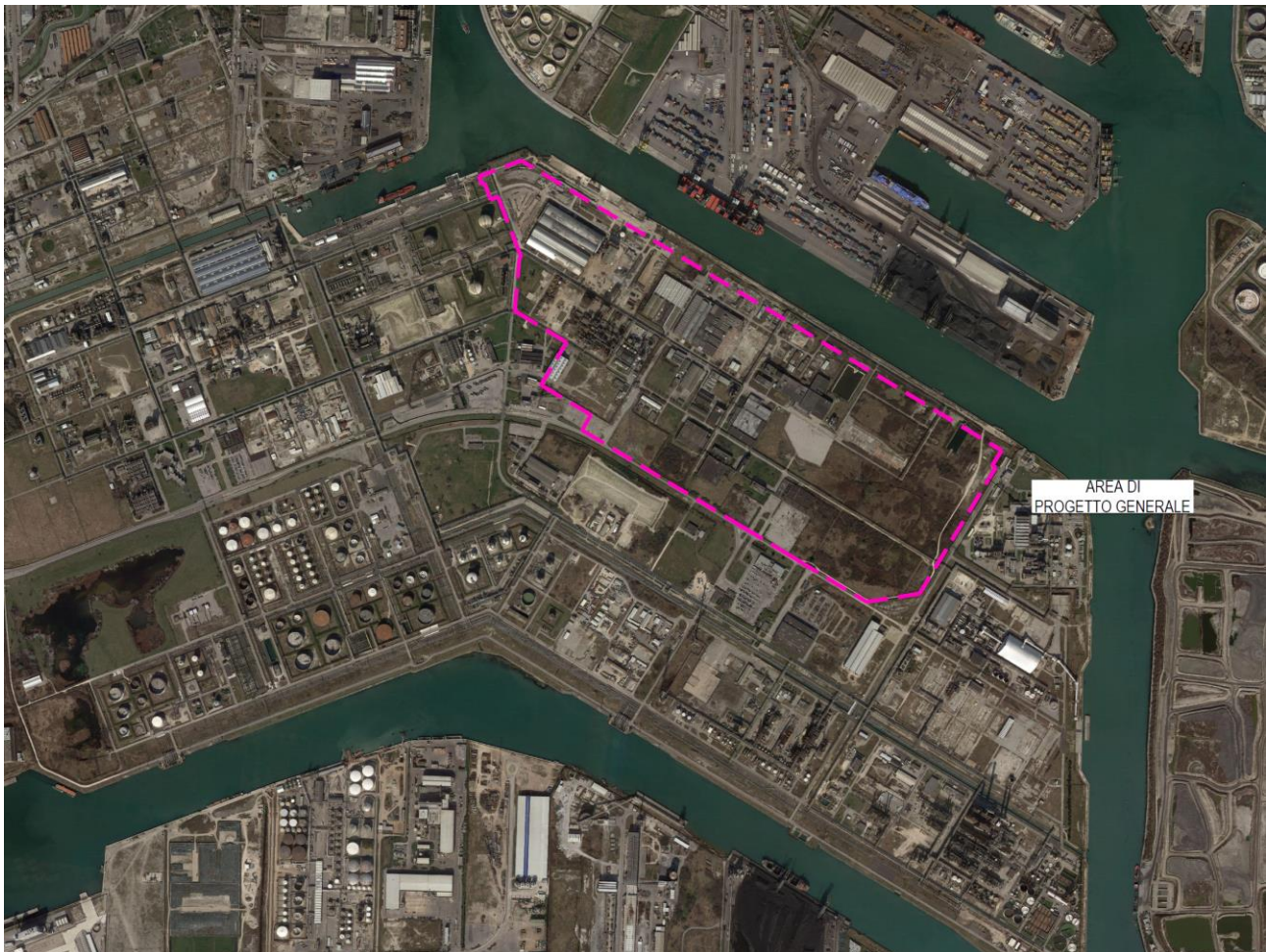
## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>QUADRO NORMATIVO.....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>INDAGINI ESEGUITE.....</b>	<b>4</b>
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO SISMICO .....</b>	<b>8</b>
<b>5</b>	<b>CRITERI GENERALI ELABORAZIONI PROVE IN SITO .....</b>	<b>13</b>
5.1	STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO .....	13
5.2	FORMAZIONI GRANULARI.....	14
5.2.1	Proprietà fisiche .....	14
5.2.2	Proprietà meccaniche .....	15
5.2.3	Proprietà deformative.....	18
5.3	FORMAZIONI COESIVE.....	21
5.3.1	Proprietà meccaniche .....	21
5.3.2	Proprietà deformative.....	21
5.4	DEFINIZIONE DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITA' .....	22
5.4.1	Prove Lefranc a carico variabile .....	22
5.4.2	Prove di dissipazione .....	23
5.4.3	Prove edometriche .....	24
<b>6</b>	<b>CRITERI GENERALI ELABORAZIONI PROVE DI LABORATORIO .....</b>	<b>25</b>
6.1	PROPRIETÀ FISICHE.....	25
6.2	PROPRIETÀ MECCANICHE .....	25
6.3	PROPRIETÀ DEFORMATIVE .....	25
<b>7</b>	<b>QUAY AREA (INDAGINI 2015) .....</b>	<b>28</b>
7.1	PROFILO STRATIGRAFICO .....	28
7.2	CARATTERISTICHE TERRENI GRANULARI .....	30
7.2.1	Proprietà fisiche .....	30
7.2.2	Proprietà meccaniche .....	32
7.2.3	Proprietà deformative.....	33
7.3	CARATTERISTICHE TERRENI COESIVI.....	34
7.3.1	Proprietà fisiche .....	34
7.3.2	Proprietà meccaniche .....	36
7.3.3	Proprietà deformative.....	37
7.4	PROVE DISSIPATIVE .....	41
<b>8</b>	<b>STACKING AREA (INDAGINI 2015).....</b>	<b>44</b>
8.1	PROFILO STRATIGRAFICO .....	44
8.2	CARATTERISTICHE TERRENI GRANULARI .....	46
8.2.1	Proprietà fisiche .....	46
8.2.2	Proprietà meccaniche .....	47

8.2.3	Proprietà deformative.....	47
8.3	CARATTERISTICHE TERRENI COESIVI.....	48
8.3.1	Proprietà fisiche.....	48
8.3.2	Proprietà meccaniche.....	50
8.3.3	Proprietà deformative.....	52
8.4	PROVE DI DISSIPAZIONE.....	56
<b>9</b>	<b>QUAY AREA (INDAGINI 2017).....</b>	<b>61</b>
9.1	PROFILO STRATIGRAFICO.....	61
9.2	CARATTERISTICHE DEI TERRENI GRANULARI.....	63
9.2.1	Proprietà fisiche.....	63
9.2.2	Proprietà meccaniche.....	64
9.2.3	Proprietà deformative.....	65
9.3	CARATTERISTICHE DEI TERRENI COESIVI.....	66
9.3.1	Proprietà fisiche.....	66
9.3.2	Proprietà meccaniche.....	68
9.3.3	Proprietà deformative.....	69
9.4	PERMEABILITÀ ORIZZONTALE.....	72
9.4.1	Da prove Lefranc.....	72
9.4.2	Da prove di dissipazione.....	73
9.4.3	Riepilogo.....	74
<b>10</b>	<b>STACKING AREA (INDAGINI 2017).....</b>	<b>76</b>
10.1	PROFILO STRATIGRAFICO.....	77
10.2	CARATTERISTICHE DEI TERRENI GRANULARI.....	79
10.2.1	Proprietà fisiche.....	79
10.2.2	Proprietà meccaniche.....	81
10.2.3	Proprietà deformative.....	82
10.3	CARATTERISTICHE DEI TERRENI COESIVI.....	83
10.3.1	Proprietà fisiche.....	83
10.3.2	Proprietà meccaniche.....	86
10.3.3	Proprietà deformative.....	88
10.4	PERMEABILITÀ ORIZZONTALE.....	92
10.4.1	Da prove Lefranc.....	92
10.4.2	Da prove di dissipazione.....	93
10.4.3	Riepilogo.....	97
<b>11</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO.....</b>	<b>99</b>

## 1 PREMESSA

La presente relazione riguarda la caratterizzazione geotecnica dei terreni nell'ambito del progetto relativo alle strutture di banchina della Piattaforma d'altura al Porto di Venezia – Terminal container “Montesyndial”.



**Figura 1 - Inquadramento area di intervento**

Nei capitoli seguenti sono riportati la normativa di riferimento, le indagini geognostiche eseguite nell'area, l'inquadramento sismico e la rielaborazione delle prove geotecniche in sito e di laboratorio per la definizione del modello geotecnico utilizzato nelle verifiche.

## 2 QUADRO NORMATIVO

La presente relazione geotecnica è stata redatta in conformità alla seguente normativa:

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 Gennaio 2018, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC '18).
- Circolare n. 7 del 21 Gennaio 2019 “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018”.
- UNI EN 1997-1:2013 Parte 1: Regole generali
- UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo
- UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

Le caratterizzazioni geotecnica e sismica dei terreni sono state realizzate in conformità a dette Norme, come anche tutte le verifiche geotecniche presenti in progetto.

Raccomandazioni e specifiche

- A.G.I. - Associazione Geotecnica Italiana – “Linee guida - aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica” (2005).

## 3 INDAGINI ESEGUITE

Al fine di determinare la stratigrafia e i parametri geotecnici dei vari orizzonti per la redazione del progetto definitivo, sono stati considerati i risultati delle campagne indagini eseguite tra il 2015 e il 2017.

### INDAGINI MARZO 2015 (QUAY AREA)

E' stata eseguita una campagna di indagini geognostiche (situate nella *Quay Area*) con le seguenti prove.

Prove in sito:

- n° 3 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo, spinti fino alla profondità di 24 m da p.c., all'interno dei quali sono stati prelevati n. 6 campioni rimaneggiati e n. 5 campioni indisturbati;
- n° 6 prove di penetrazione dinamica del tipo Standard Penetration Test (SPT), eseguite nei predetti fori di sondaggio;
- n° 3 prove con piezocono CPTU fino ad una profondità massima di 30 m dal p.c.;
- n. 8 prove di dissipazione lungo le varie prove CPTU;
- n° 15 sondaggi ambientali a carotaggio continuo, spinti fino alla profondità massima di 14 m da p.c., all'interno dei quali sono stati prelevati n. 230 campioni rimaneggiati.

Prove di laboratorio:

- n° 11 analisi granulometriche;
- n° 5 determinazioni dei limiti di Atterberg;
- n. 5 prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL);
- n° 5 prove edometriche;

- n. 5 prove di taglio diretto con scatola di Casagrande;
- n° 5 prove triassiali consolidate – non drenate (CU);
- n. 230 analisi chimiche sui campioni prelevati dai sondaggi ambientali.

A settembre 2015 sono state eseguite no. 2 prove granulometriche in campioni prelevati nello strato di riporto grossolano (da quota +2 a +1 m slmm).

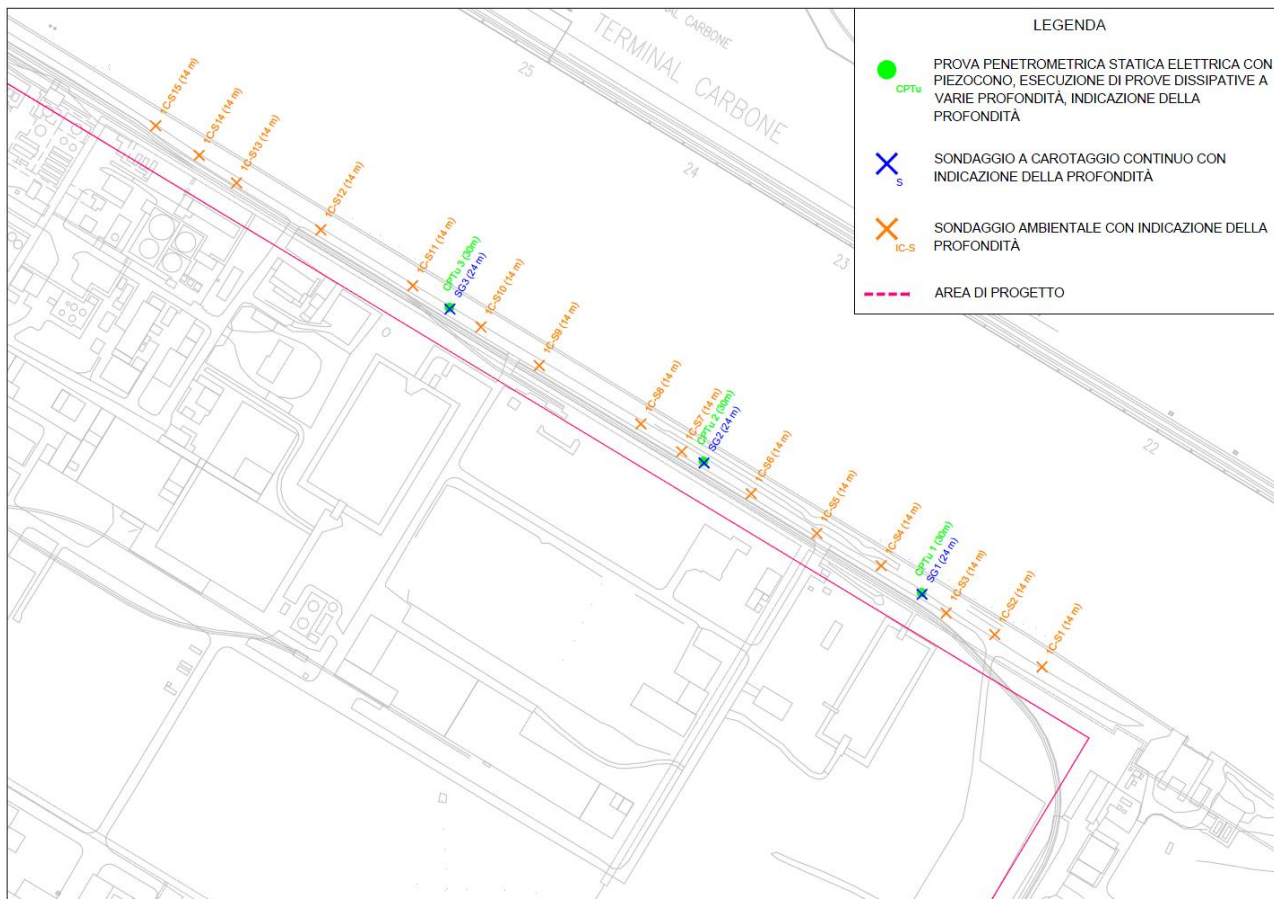


Figura 2 - Campagna indagini Marzo 2015

### ✚ INDAGINI GIUGNO 2015 (STACKING AREA)

E' stata eseguita una campagna di indagini geognostiche (situate nella *Stacking Area*) con le seguenti prove.

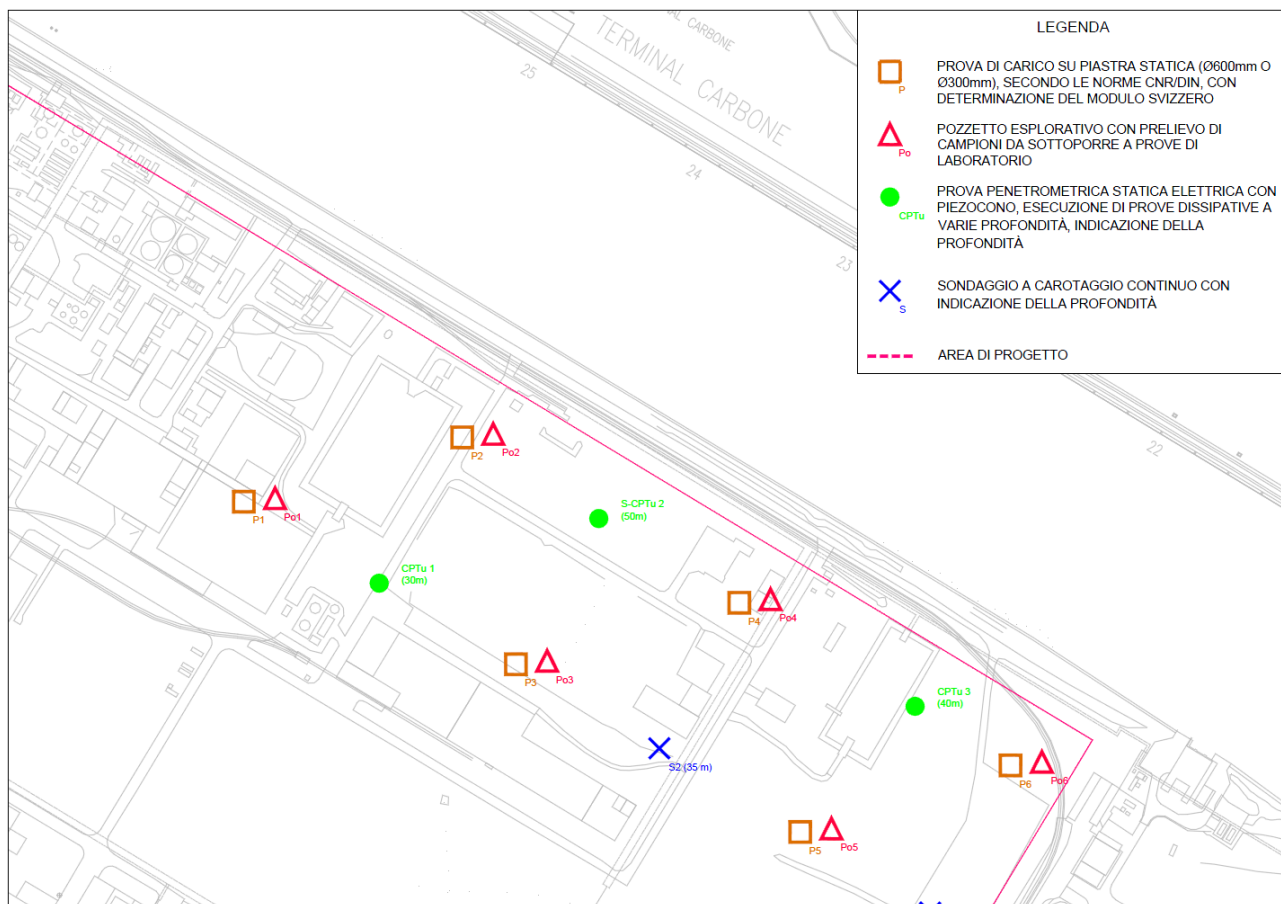
#### Prove in sito:

- n° 3 sondaggi a carotaggio continuo, spinti a profondità comprese tra 20 e 35 m da p.c., all'interno dei quali sono stati prelevati n. 5 campioni rimaneggiati e n. 6 campioni indisturbati;
- n° 3 prove con piezocono CPTU fino ad una profondità massima di 50 m dal p.c., di cui n.1 attrezzata con sismocono;
- n. 9 prove di dissipazione lungo le varie prove CPTU;
- n° 6 pozzetti esplorativi fino ad una profondità di 0.5 m con prelievo di n. 6 campioni da sottoporre ad analisi chimiche;

- n° 6 prove di carico su piastra.

Prove di laboratorio:

- n° 11 analisi granulometriche;
- n. 6 determinazioni delle proprietà fisiche (peso di volume, peso specifico dei grani e umidità naturale);
- n° 6 determinazioni dei limiti di Atterberg;
- n° 6 prove edometriche;
- n° 6 prove triassiali non consolidate – non drenate (UU);
- n° 6 prove triassiali consolidate – non drenate (CU).



**Figura 3 - Campagna indagini Giugno 2015**

**✚ INDAGINI NOVEMBRE 2016 (QUAY AREA E STACKING AREA)**

E' stata eseguita una campagna indagini dalla ditta S.G.M. Geologia e Ambiente S.r.l. di Ferrara, riguardanti:

Prove in sito:

- n° 6 sondaggi a carotaggio continuo, spinti a profondità comprese tra 30 e 50 m da p.c., all'interno dei quali sono stati prelevati n. 18 campioni rimaneggiati e n. 18 campioni indisturbati;
- n° 72 prove SPT eseguite all'interno dei fori di sondaggio;



- n° 6 piezometri a tubo aperto all'interno dei fori di sondaggio fino a profondità comprese tra 4 e 7 m da p.c.;
- n° 10 prove con piezocono CPTU fino ad una profondità compresa tra i 40 e i 50 m dal p.c., di cui n.4 attrezzata con sismocono;
- n. 29 prove di dissipazione lungo le varie prove (S)CPTU;
- n° 6 prove Lefranc a carico variabile;
- n° 15 prove di carico su piastra.

Prove di laboratorio:

- n° 24 analisi granulometriche;
- n. 12 determinazioni delle proprietà fisiche (peso di volume, peso specifico dei grani e umidità naturale);
- n° 12 determinazioni dei limiti di Atterberg;
- n° 7 determinazioni del contenuto di sostanza organica;
- n° 5 prove edometriche;
- n° 7 prove ad espansione laterale libera (ELL);
- n° 4 prove triassiali non consolidate – non drenate (UU);
- n° 4 prove triassiali consolidate – non drenate (CU).

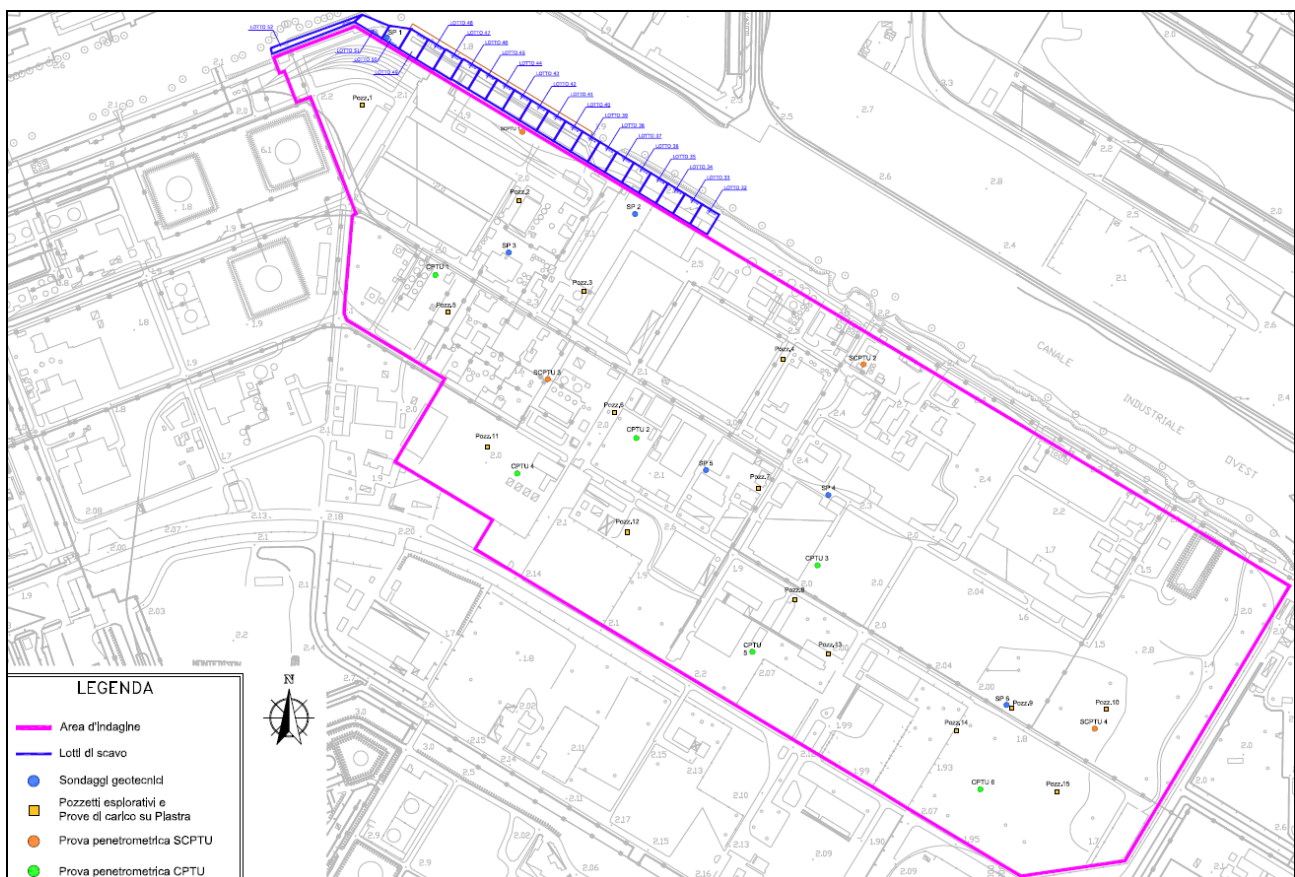


Figura 4 - Campagna indagini Novembre 2016

Per le risultanze delle campagne indagini si rimanda alla relazione 90403\_A005

## 4 INQUADRAMENTO SISMICO

A seguito dell'entrata in vigore della nuova normativa antisismica occorre caratterizzare e classificare i terreni locali, specialmente in relazione a particolari ed importanti opere d'arte, qualora esse ricadano in zone a rischio sismico.

Nel D.M. 17/01/2018 si fa espresso riferimento ad indagini sismiche allo scopo di classificare il suolo di fondazione sulla base del valore di  $V_{s,eq}$ , cioè del valore velocità equivalente della propagazione delle onde di taglio fino alla profondità significativa.

Si riportano di seguito le categorie del suolo di fondazione estratte dalle norme tecniche.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
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.
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.
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.
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.
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.

Tabella 1: Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

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:

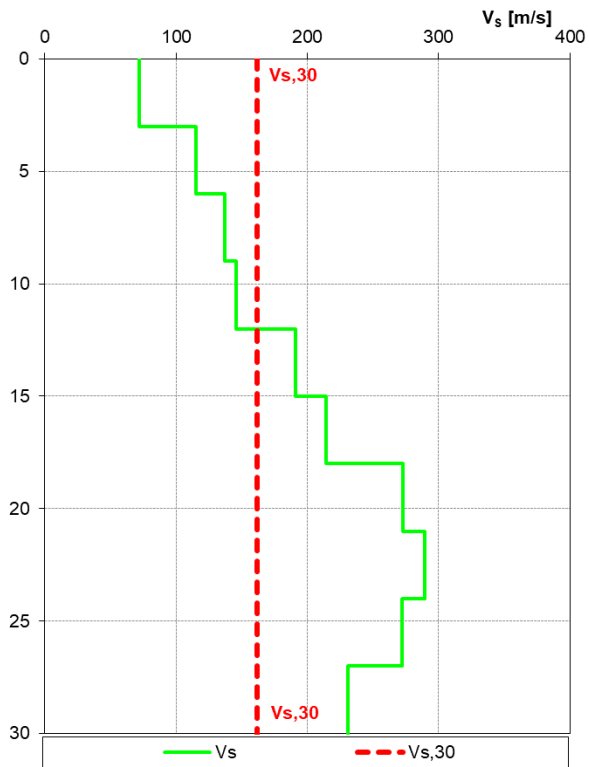
$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Dove:

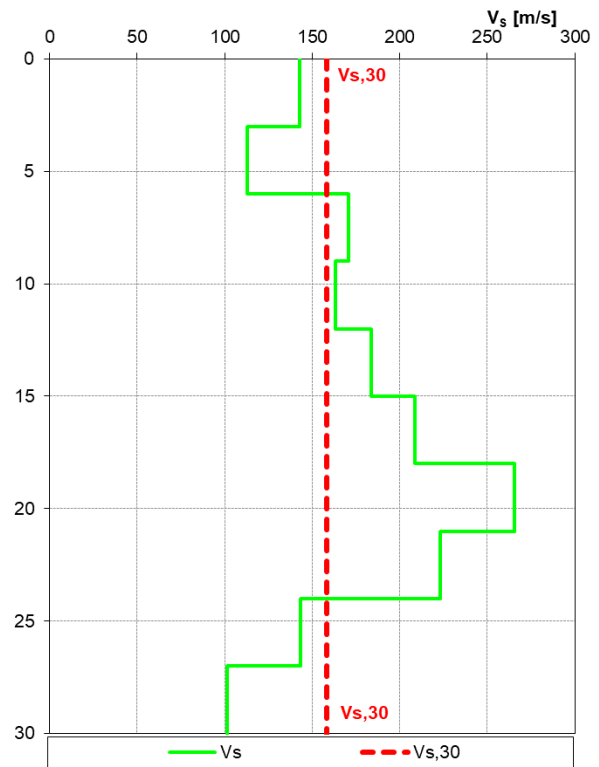
- $h_i$  spessore dell'i-esimo strato;
- $V_{s,i}$  velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- $N$  numero di strati;
- $H$  profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

L'altezza di riferimento della testa del palo (diaframma nel caso in esame) è a -30 m slmm quindi si pone  $H=30$  m, definendo  $V_{eq}=V_{30}$

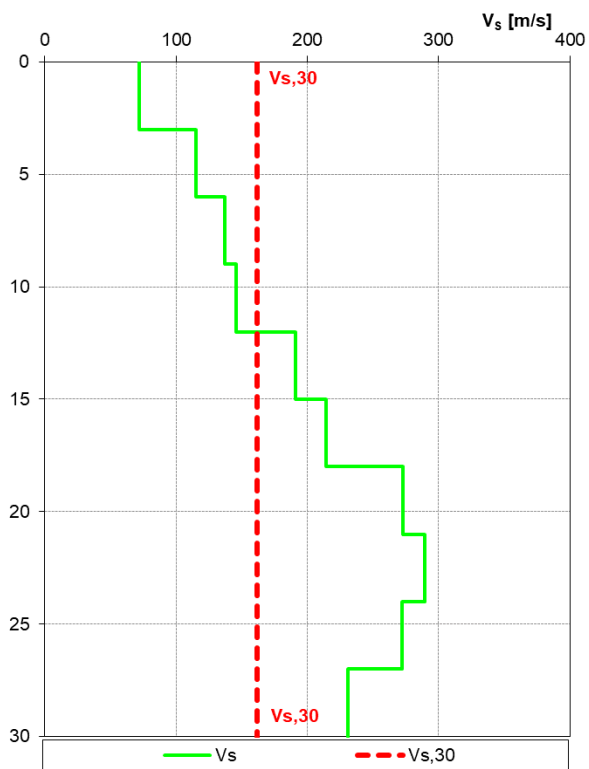
Di seguito si riporta il grafico delle velocità  $V_s$  ricavate mediante le prove SCPTU.



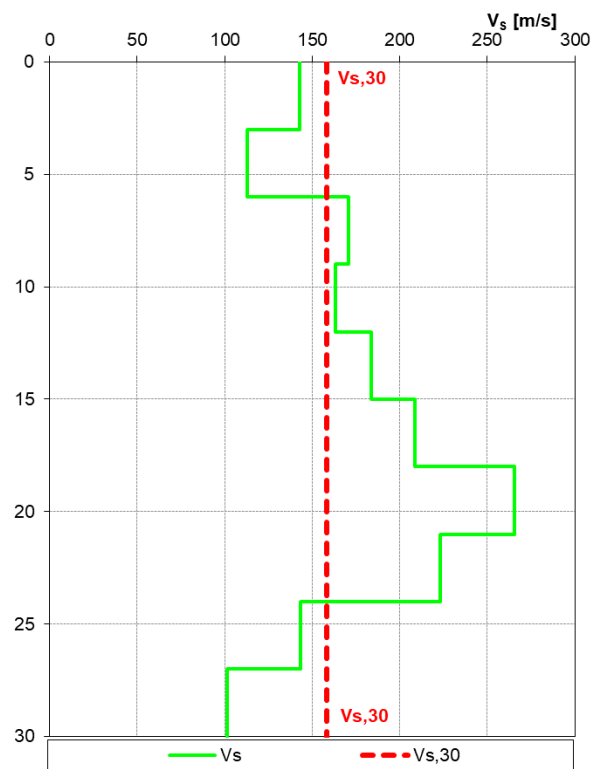
SCPTU1:  $V_{s,30} = 162 \text{ m/s}$  - Suolo tipo D



SCPTU2:  $V_{s,30} = 158 \text{ m/s}$  - Suolo tipo D



SCPTU3:  $V_{s,30} = 160 \text{ m/s}$  - Suolo tipo D



SCPTU4:  $V_{s,30} = 165 \text{ m/s}$  - Suolo tipo D

Il D.M. 17/01/2018 riporta, al capitolo 2.4, i principi di vita nominale ( $V_N$ ) e classe d'uso dell'opera.

La vita nominale di progetto di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata.

Le opere in esame hanno  $V_N = 100$  anni.

La classe d'uso dell'opera individua il grado di prestazione atteso dalla struttura in presenza di azione sismica, in riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso. Nella fase di progetto questo concetto si traduce nell'applicazione di azioni tanto più gravose, quanto più la struttura risulta importante in termini di sicurezza collettiva e pubblico interesse.

Con riferimento al capitolo 2.4.2 delle NTC18, le costruzioni vengono suddivise nelle quattro categorie di seguito riportate:

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Pertanto, sia per le opere definitive che per le opere provvisionali, per il caso in esame si assume la classe d'uso IV.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 2 – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

Le opere in esame rientrano nella classe d'uso II, quindi  $C_U = 2$ .

Il periodo di riferimento dell'azione sismica risulta essere  $V_R = V_N \cdot C_U = 200$  anni.

Il valore di accelerazione massima attesa al sito ( $a_{\max}$ ) viene determinato nel modo seguente:

$$a_{\max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T$$

dove:

- $a_g$  : accelerazione di picco orizzontale del suolo;
- $S_S$  : coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- $S_T$  : coefficiente di amplificazione topografica;
- $g$  : accelerazione di gravità.

I coefficienti  $S_S$  sono definiti in funzione della categoria del sottosuolo:

Categoria sottosuolo	$S_S$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

**Tabella 3 – Coefficienti di amplificazione stratigrafica**

I coefficienti  $S_T$  sono definiti invece in funzione alle caratteristiche della superficie topografica, come proposto di seguito:

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

**Tabella 4 – Caratteristiche della amplificazione topografica**

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a $30^\circ$	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di $30^\circ$	1,4

**Tabella 5 – Coefficienti di amplificazione topografica**

Si riportano, nella tabella seguente, i valori di accelerazione di picco e gli altri parametri significativi degli spettri di progetto, per i diversi stati limiti da analizzare.

STATO LIMITE	T <sub>R</sub> [anni]	a <sub>g</sub> [g]	F <sub>o</sub> [-]	T <sub>c</sub> * [s]
SLO	60	0.047	2.496	0.310
SLD	101	0.056	2.579	0.330
SLV	949	0.122	2.645	0.408
SLC	1950	0.133	2.640	0.420

I parametri di calcolo per lo Stato Limite di Vita (SLV) e per lo Stato Limite di Danno (SLD) sono indicati nelle tabelle seguenti.

STATO LIMITE	SLV	STATO LIMITE	SLD
a <sub>g</sub>	0,122 g	a <sub>g</sub>	0,056 g
F <sub>o</sub>	2,645	F <sub>o</sub>	2,579
T <sub>c</sub> *	0,408 s	T <sub>c</sub> *	0,330 s
S <sub>s</sub>	1,800	S <sub>s</sub>	1,800
C <sub>c</sub>	1,956	C <sub>c</sub>	2,176
S <sub>T</sub>	1,000	S <sub>T</sub>	1,000
q	1,000	q	1,000

## 5 CRITERI GENERALI ELABORAZIONI PROVE IN SITO

### 5.1 STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

Il profilo stratigrafico viene definito sulla base dei risultati dei sondaggi a carotaggio continuo e dall'analisi delle prove penetrometriche statiche CPTU.

Dalle prove CPTU, la caratterizzazione litostratigrafica dei terreni viene condotta mediante il diagramma logaritmico di Robertson (1990), avente in ascissa il rapporto d'attrito normalizzato adimensionale  $F$  e in ordinata la resistenza di punta normalizzata adimensionale  $Q$  determinati in funzione di  $q_c$  (resistenza di punta del penetrometro) e  $f_s$  (resistenza d'attrito laterale).

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \quad ; \quad Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}}$$

Il diagramma è diviso in 9 zone cui corrispondono altrettante classi di terreno:

ZONA	INDICE DEL TIPO DI TERRENO	DESCRIZIONE
1	$\sqrt{(\log F + 1)^2 + (\log Q + 0.28)^2} = 1.28$	Terreni sensitivi
2	$I_c > 3.60$	Terreni organici-torbe
3	$2.95 < I_c < 3.60$	Argille-argille limose
4	$2.60 < I_c < 2.95$	Limi argillosi-argille limose
5	$2.05 < I_c < 2.60$	Sabbie limose-limi sabbiosi
6	$1.31 < I_c < 2.05$	Sabbie-sabbie limose
7	$I_c < 1.31$	Sabbie - sabbie con ghiaia
8	$\log Q = 2 \cdot (\log F)^2 - 4 \cdot (\log F) + 3.72$	Sabbie cementate-sabbie argillose (fortemente sovraconsolidate o cementate)
9	$\log Q = 2 \cdot (\log F)^2 - 4 \cdot (\log F) + 3.72$	Terreni a grana fine (fortemente sovraconsolidati o cementati)

Per identificare le categorie di terreni è sufficiente esprimere l'indice  $I_c$  secondo la formula valida per le classi 2 ÷ 7:

$$I_c = \sqrt{(\log F + 1.22)^2 + (\log Q - 3.47)^2}$$

## 5.2 FORMAZIONI GRANULARI

### 5.2.1 Proprietà fisiche

La densità relativa delle formazioni granulari si determina mediante le correlazioni riportate di seguito a partire dai risultati delle prove penetrometriche SPT.

#### Skempton (1986)

Il metodo di Skempton consente di determinare lo stato di addensamento dei terreni incoerenti mediante l'espressione:

$$Dr(\%) = \sqrt{\frac{(N1)_{60}}{A}} \cdot 100 \quad \text{dove:}$$

- $(N1)_{60} = C_N N_{SPT} \frac{ER}{60}$ : valore di  $N$  riferito ad un valore unitario della pressione;
- $C_N = \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_{vo}}}$ : coefficiente di correzione secondo la relazione di Liao e Withman -1986);
- $ER$ : rendimento energetico del sistema di battitura che secondo Skempton (1986) può, per l'Italia, essere assunto uguale a 60;
- $N_{SPT}$ : numero di colpi misurati con la prova standard SPT;
- $p_a$ : pressione atmosferica;
- $\sigma'_{vo}$ : tensione efficace alla profondità di riferimento;
- $A$ : costante che dipende dalla storia tensionale, dalla granulometria e dall'età del deposito e vale 55 per sabbie fini, 60 per sabbie medie e 65 per sabbie grosse.

#### Gibbs & Holtz (1957)

Il metodo di Gibbs & Holtz è valido per sabbie da fini a grossolane, per qualsiasi valore della pressione efficace, in depositi normalconsolidati. La densità relativa vale:

$$Dr(\%) = 21 \cdot \sqrt{\frac{N_{SPT}}{\sigma'_{vo} + 0.7}}$$

dove:

- $\sigma'_{vo}$ : tensione efficace alla profondità di riferimento espressa in  $\text{kg/cm}^2$ .

#### Schultze & Mezembach (1961)

Il metodo di Schultze & Mezembach è valido per sabbie da fini a ghiaiose, per qualunque valore della pressione efficace, in depositi normalconsolidati. La densità relativa vale:

$$\ln[Dr(\%)] = 0.478 \cdot \ln(N_{SPT}) - 0.262 \cdot \ln(\sigma'_{vo}) + 2.84$$

dove:

- $\sigma'_{vo}$ : tensione efficace alla profondità di riferimento espressa in  $\text{kg/cm}^2$ .

Per confronto, la densità relativa può essere valutata a partire dalle prove CPTU mediante le seguenti correlazioni.



### Harman

Il metodo è valido per le sabbie da fini a grossolane pulite, per qualunque valore di pressione efficace, in depositi normalmente consolidati. La densità relativa vale:

$$Dr(\%) = 34.36 \cdot \ln \left[ \frac{q_c}{12.3 \cdot \sigma'_{v0}{}^{0.7}} \right]$$

dove:

- $q_c$  : resistenza di punta del penetrometro statico.
- $\sigma'_{v0}$  : tensione efficace alla profondità di riferimento espressa in kg/cm<sup>2</sup>.

### Schmertmann

Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$Dr(\%) = -97.8 + 36.6 \cdot \ln(q_c) - 26.9 \cdot \ln(\sigma'_{v0})$$

dove:

- $q_c$  : resistenza di punta del penetrometro statico espressa in kg/cm<sup>2</sup>;
- $\sigma'_{v0}$  : tensione efficace alla profondità di riferimento espressa in kg/cm<sup>2</sup>.

## 5.2.2 Proprietà meccaniche

L'angolo d'attrito delle formazioni granulari si determina mediante le correlazioni riportate di seguito a partire dai risultati delle prove penetrometriche SPT.

### Shoi e Fukuni (Road Bridge Specification)

Il metodo è valido per sabbie fini o limose e trova le sue condizioni ottimali di applicazione per profondità di prova superiori a 8-10 m per terreni sopra falda e superiori a 15 m per terreni in falda. Si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi = \sqrt{15 \cdot N_{SPT}} + 15$$

### Japanese National Railway

Il metodo è valido per sabbie medie-grosse fino a sabbie ghiaiose e trova le sue condizioni ottimali di applicazione per profondità di prova superiori a 8-10 m per terreni sopra falda e superiori a 15 m per terreni in falda. Si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi = 0.3 \cdot N_{SPT} + 27$$

### De Mello

Il metodo di De Mello è valido per le sabbie in genere e per qualunque profondità (tranne che per i primi 2 m sotto il p.c.). È da considerarsi inattendibile per i valori di  $\varphi$  superiori a 38°.

Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi = 19 - 0.38 \cdot \sigma'_{v0} + 8.73 \cdot \log(N_{SPT})$$

dove:

- $\sigma'_{v0}$ : tensione efficace alla profondità di riferimento espressa in kg/cm<sup>2</sup>.

#### Owasaki & Iwasaki

Il metodo è valido per sabbie da medie a grossolane fino a debolmente ghiaiose e trova le sue condizioni ottimali di applicazione per profondità di prova superiori a 8-10 m per terreni sopra falda e superiori a 15 m per terreni in falda. Si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi = \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} + 15$$

#### Sowers (1961)

Il metodo di Sowers è valido per le sabbie in genere e trova le sue condizioni ottimali di applicazione per profondità di prova inferiori a circa 4 m per terreni sopra falda e inferiori a circa 7 m per terreni in falda. Si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi = 28 + 0.28 \cdot N_{SPT}$$

#### Malcev (1964)

Il metodo di Malcev è valido per le sabbie in genere e per qualunque profondità (tranne che per i primi 2 m sotto il p.c.). È da considerarsi inattendibile per i valori di  $\varphi$  superiori a 38°.

$$\varphi = 20 - 5 \cdot \log(\sigma'_{v0}) + 3.73 \cdot \log(N_{SPT})$$

#### Peck-Hanson & Thornburn

Il metodo è valido per le sabbie in genere e trova le sue condizioni ottimali di applicazione per profondità di prova inferiori a circa 5 m per terreni sopra falda e inferiori a circa 8 m per terreni in falda. Si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi = 27.2 + 0.28 \cdot N_{SPT}$$

#### Meyerof

Il metodo di Meyerof è valido per le sabbie in genere e trova le sue condizioni ottimali di applicazione per profondità di prova inferiori a 5 m (relazione 1) e 3 m (relazione 2) nel caso di terreni sopra falda e inferiori a 8 m (relazione 1) e 5 m (relazione 2) per terreni in falda.

$$\text{relazione 1: } \varphi = 29.47 + 0.46 \cdot N_{SPT} - 0.004 \cdot N_{SPT}^2 \quad (<5\% \text{ di limo})$$

$$\text{relazione 2: } \varphi = 23.7 + 0.57 \cdot N_{SPT} - 0.006 \cdot N_{SPT}^2 \quad (>5\% \text{ di limo})$$

#### Hatanaka & Uchida

L'angolo d'attrito viene fornito dalla seguente relazione:

$$\varphi = \sqrt{20 \cdot N1} + 20$$

dove:

- $N1 = N_{SPT} \cdot \left( \frac{1}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$  : resistenza penetrometrica normalizzata rispetto alla pressione efficace di  $1 \text{ kg/cm}^2$ .

### Schmertmann

Il metodo è valido per sabbie e ghiaie in genere, ma i valori dell'angolo di attrito vengono quasi sempre sovrastimati.

$$\varphi = 28 + 0.14 \cdot Dr \text{ (sabbia fine)}$$

$$\varphi = 31.5 + 0.115 \cdot Dr \text{ (sabbia media)}$$

$$\varphi = 34.5 + 0.1 \cdot Dr \text{ (sabbia grossa)}$$

$$\varphi = 38 + 0.08 \cdot Dr \text{ (ghiaia)}$$

Per confronto, l'angolo d'attrito delle formazioni granulari può essere determinato mediante le correlazioni riportate di seguito a partire dai risultati delle prove penetrometriche CPTU.

### Durgunouglu – Mitchell

Il metodo è valido per sabbie normalconsolidate, non cementate e si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi = 14.4 + 4.8 \cdot \ln(q_c) - 4.5 \cdot \ln(\sigma'_{v0})$$

Per sabbie cementate il valore di  $\varphi$  trovato va aumentato di  $1-2^\circ$ .

### Meyerof

Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi = 17 + 4.49 \cdot q_c$$

Non è applicabile per  $\varphi < 32^\circ$  e  $\varphi > 46^\circ$ .

Nel caso di sabbie sovraconsolidate occorre aumentare il valore di  $\varphi$  trovato di  $1-2^\circ$ .

In sabbie cementate va tenuto presente che ad un aumento di  $q_c$  può non corrispondere un aumento di  $\varphi$ .

La relazione non valuta l'influenza della pressione efficace, quindi i valori dell'angolo di resistenza al taglio ottenuti con questo metodo risulteranno sottostimati per profondità inferiori a 5-6 m e sovrastimati per profondità superiori a 14-15 m.

### Caquot

Il metodo di Caquot trova le sue condizioni ottimali di applicabilità in sabbie normalconsolidate e non cementate per profondità superiori a 2 m in terreni saturi o superiori a 1 m in terreni non saturi. Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi = 9.8 + 4.96 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}}\right)$$

Nel caso di sabbie sovraconsolidate occorre aumentare il valore di  $\varphi$  trovato di 1-2°.

In sabbie cementate va tenuto presente che ad un aumento di  $q_c$  può non corrispondere un aumento di  $\varphi$ .

#### Koppejan

Il metodo di Koppejan trova le sue condizioni ottimali di applicabilità in sabbie normalconsolidate e non cementate per profondità superiori a 2 m in terreni saturi o superiori a 1 m in terreni non saturi. Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi = 9.8 + 4.96 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}}\right)$$

Nel caso di sabbie sovraconsolidate occorre aumentare il valore di  $\varphi$  trovato di 1-2°.

In sabbie cementate va tenuto presente che ad un aumento di  $q_c$  può non corrispondere un aumento di  $\varphi$ .

#### De Beer

Il metodo di Koppejan trova le sue condizioni ottimali di applicabilità in sabbie normalconsolidate e non cementate per profondità superiori a 2 m in terreni saturi o superiori a 1 m in terreni non saturi. Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi = 5.9 + 4.76 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}}\right)$$

Nel caso di sabbie sovraconsolidate occorre aumentare il valore di  $\varphi$  trovato di 1-2°.

In sabbie cementate va tenuto presente che ad un aumento di  $q_c$  può non corrispondere un aumento di  $\varphi$ .

### **5.2.3 Proprietà deformative**

Il modulo di elasticità delle formazioni granulari si determina mediante le correlazioni riportate di seguito a partire dai risultati delle prove penetrometriche SPT.

#### Tornaghi et al.

Il metodo è valido per sabbia + ghiaia e sabbia pulita. La correlazione non considera l'influenza della pressione efficace, che porta una diminuzione di  $E$  con la profondità a parità di  $N_{SPT}$ . Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$E(MPa) = 7 \cdot \sqrt{N_{SPT}}$$

La correlazione va considerata inattendibile per  $N_{SPT}$  molto bassi o molto alti, infatti, nel primo caso  $E$  viene eccessivamente sovrastimato, nel secondo caso eccessivamente sottostimato.

### Schmertmann

Il metodo è valido per le sabbie in genere. La correlazione non considera l'influenza della pressione efficace, che porta una diminuzione di  $E$  con la profondità a parità di  $N_{SPT}$ . Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$E(kg/cm^2) = 2 \cdot B \cdot N_{SPT}$$

dove:

$$\bullet \quad B = \begin{cases} 4 & \text{(sabbia fine)} \\ 6 & \text{(sabbia media)} \\ 10 & \text{(sabbia grossolana)} \end{cases}$$

### Stroud

Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$E(kg/cm^2) = \alpha \cdot N_{SPT}$$

dove:

$$\bullet \quad \alpha = -0.00107 \cdot N_{SPT}^2 + 0.136 \cdot N_{SPT} + 1.503.$$

### D'Apollonia et alii

Il metodo è valido per sabbia + ghiaia e sabbia sovraconsolidata. La correlazione non considera l'influenza della pressione efficace, che porta una diminuzione di  $E$  con la profondità a parità di  $N_{SPT}$ .

$$E(kg/cm^2) = 7.71 \cdot N_{SPT} + 191 \quad \text{(ghiaia + sabbia)}$$

$$E(kg/cm^2) = 10.63 \cdot N_{SPT} + 375 \quad \text{(sabbia sovraconsolidata)}$$

### Schultze & Menzebach

Il metodo è valido per sabbie sotto falda. La correlazione non considera l'influenza della pressione efficace, che porta una diminuzione di  $E$  con la profondità a parità di  $N_{SPT}$ .

$$E(kg/cm^2) = 5.27 \cdot N_{SPT} + 76$$

### Webb

Il metodo è valido per sabbie sotto falda o sabbie con fine plastico. La correlazione non considera l'influenza della pressione efficace, che porta una diminuzione di  $E$  con la profondità a parità di  $N_{SPT}$ .

$$E(kg/cm^2) = 4.87 \cdot N_{SPT} + 73 \quad \text{(sabbia satura)}$$

$$E(kg/cm^2) = 3.22 \cdot N_{SPT} + 16 \quad \text{(sabbia con fine plastico)}$$

### Bowles

Il metodo è valido per sabbie in genere e fornisce il valore del modulo elastico in kPa.

$$\text{Sabbia normalconsolidata: } \begin{cases} E = 500 \cdot (N_{SPT} + 15) \\ E = (15000 \div 22000) \cdot \ln(N_{SPT}) \\ E = (35000 \div 50000) \cdot \ln(N_{SPT}) \end{cases}$$

$$\text{Sabbia satura: } E = 250 \cdot (N_{SPT} + 15)$$

$$\text{Sabbia sovraconsolidata: } \begin{cases} E = 18000 + 750 \cdot N_{SPT} \\ E_{OCR} = E_{NC} \cdot OCR^{0.5} \end{cases}$$

$$\text{Sabbia ghiaiosa o ghiaia: } \begin{cases} E = 1200 \cdot (N_{SPT} + 6) \\ E = 600 \cdot (N_{SPT} + 6) \text{ per } N_{SPT} \leq 15 \\ E = 600 \cdot (N_{SPT} + 6) + 2000 \text{ per } N_{SPT} > 15 \end{cases}$$

$$\text{Sabbia argillosa: } E = 320 \cdot (N_{SPT} + 15)$$

$$\text{Sabbia limosa: } E = 300 \cdot (N_{SPT} + 6)$$

Per confronto, il modulo elastico delle formazioni granulari può essere determinato mediante le correlazioni riportate di seguito a partire dai risultati delle prove penetrometriche CPTU.

#### Schmertmann

Il metodo è valido per sabbie in genere normalmente consolidate.

$$E = 2.5 \cdot q_c$$

#### Bowles

Il metodo è valido per sabbie in genere e fornisce il valore del modulo elastico in kPa.

$$\text{Sabbia normalconsolidata: } \begin{cases} E = 2 \div 4 \cdot q_c \\ E = (1 + Dr^2) \cdot q_c \end{cases}$$

$$\text{Sabbia sovraconsolidata: } \begin{cases} E = 6 \div 30 \cdot q_c \\ E_{OCR} = E_{NC} \cdot OCR^{0.5} \end{cases}$$

$$\text{Sabbia argillosa: } E = 3 \div 6 \cdot q_c$$

$$\text{Sabbia limosa: } E = 1 \div 2 \cdot q_c$$

## 5.3 FORMAZIONI COESIVE

### 5.3.1 Proprietà meccaniche

Il valore della coesione non drenata  $c_u$  viene determinato dall'interpretazione delle seguenti prove in sito:

- Pocket Penetrometer;
- Torvane;
- CPTU.

Dalle prove CPTU, la coesione non drenata, espressa in kPa, viene calcolata tramite la seguente relazione:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{20}$$

### 5.3.2 Proprietà deformative

Dalle prove CPTU si determinano:

- il modulo edometrico  $E_{ed}$ ;
- il grado di sovraconsolidazione  $OCR$ ;
- l'indice di compressione vergine  $c_c$ .

Il modulo edometrico viene calcolato mediante la correlazione di Mitchell & Gardner, che vale per argille in genere:

$$E_{ed} = \alpha \cdot q_c$$

dove:

$$\alpha = \begin{cases} 8 & \text{se } q_c < 700 \text{ kPa} \\ 5 & \text{se } 700 \text{ kPa} < q_c < 2000 \text{ kPa} \\ 2.5 & \text{se } q_c > 2000 \text{ kPa} \end{cases}$$

Il grado di sovraconsolidazione viene calcolato con la formula di Ladd & Foot:

$$OCR = \left[ \frac{c_u}{(7 - Kp) \cdot \sigma'_v} \right]^{1.25}$$

dove:

$$Kp = \begin{cases} 0.2 \cdot \frac{P}{p} & \text{se } P \leq 1 \\ \frac{0.2}{p} + \frac{0.35 \cdot (P-1)}{p} & \text{se } 1 < P < 4 \\ \frac{0.2}{p} + 0.35 \cdot \frac{3}{p} + \frac{0.5 \cdot (P-4)}{p} & \text{se } 1 < P < 4 \end{cases}$$

(se  $K_p < 0.25$  si assume  $K_p = 0.25$ )

- $P$  : profondità media dello strato;
- $p$  : passo di lettura della prova espresso in metri.

L'indice di compressione vergine viene calcolato mediante la formula di Schmertmann:

$$c_c = 0.09 - 0.055 \cdot \log \left( \frac{2 \cdot c_u}{\sigma'_{v0}} \right)$$

## 5.4 DEFINIZIONE DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITA'

Il coefficiente di permeabilità è stato ricavato dalle seguenti prove:

- prove Lefranc a carico variabile eseguite all'interno dei 6 fori di sondaggio;
- prove di dissipazione eseguite durante le prove CPTU e SCPTU;
- Prove edometriche.

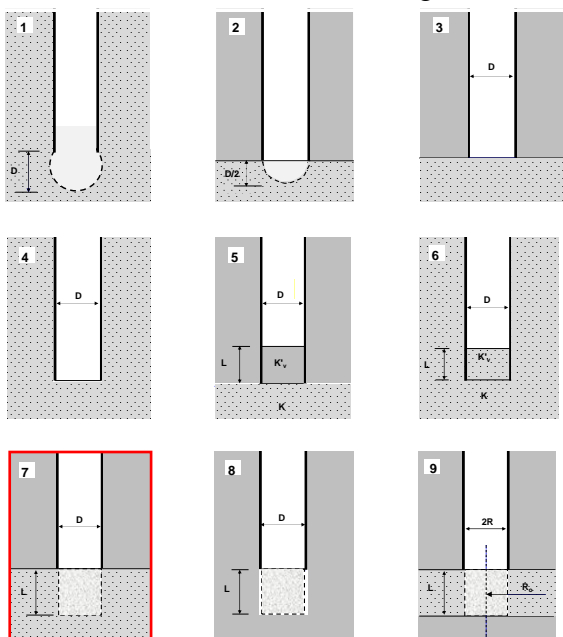
### 5.4.1 Prove Lefranc a carico variabile

Dalle prove Lefranc a carico variabile il coefficiente di permeabilità  $K$  viene calcolato mediante la seguente relazione:

$$K = A / (F T)$$

dove:

- $A$ : area della sezione del tubo di rivestimento
- $F$ : fattore di forma (vedi figura e tabella seguente)



1	filtro sferico in terreno uniforme	$2 \pi D$
2	filtro emisferico al letto di uno strato impermeabile	$p D$
3	fondo filtrante piano al letto di uno strato impermeabile	$2 D$
4	fondo filtrante piano in terreno uniforme	$2.75 D$
5	tubo di rivestimento parzialmente riempito al tetto di uno strato permeabile	$2D / [ 1 + ( 8 L K_v / \pi D K'_v ) ]$
6	tubo di rivestimento parzialmente riempito in terreno uniforme	$2.75 D / [ 1 + ( 11 L K_v / \pi D K'_v ) ]$
7	filtro cilindrico al letto di uno strato impermeabile	$3 \pi L / \ln [ (1.5L/D) + ( 1 + (1.5L/D)^2 )^{0.5} ]$
8	filtro cilindrico in terreno uniforme	$4 \pi L / \ln [ (3L/D) + ( 1 + (3L/D)^2 )^{0.5} ]$
9	filtro cilindrico in uno strato confinato	$2 \pi L / \ln (R_0/R)$

- $T$  = tempo di riequilibrio definito come il valore del tempo  $t$  letto in corrispondenza del rapporto  $h/h_0 = 0.37$ .



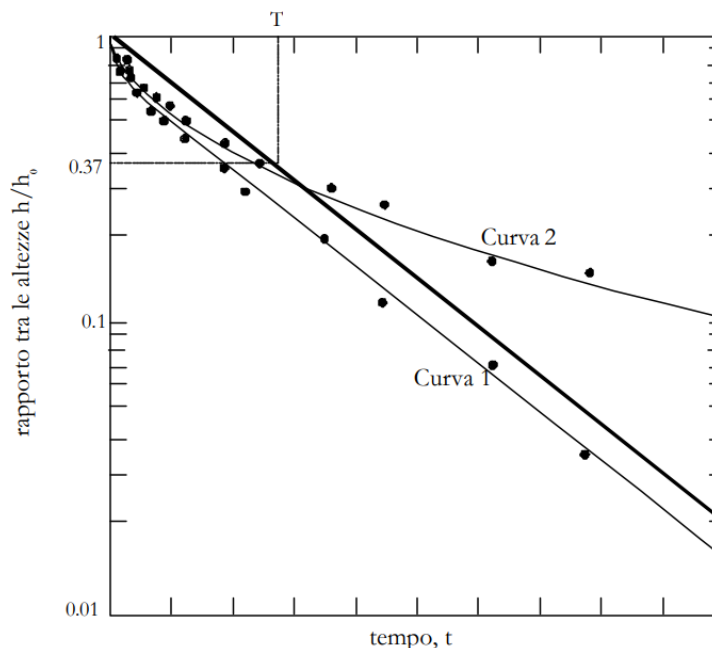
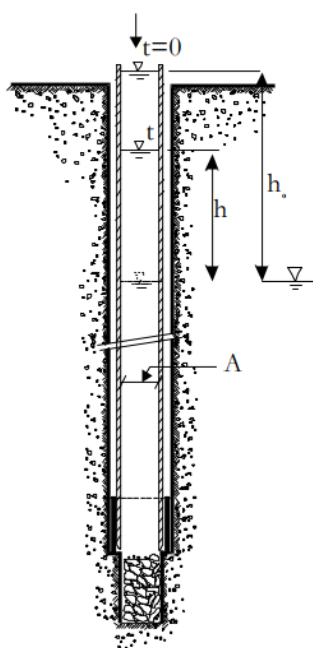
Per la determinazione di T si devono diagrammare i valori del rapporto  $h/h_0$ , in scala logaritmica, con i corrispondenti valori di tempo  $t$  in scala decimale ( $t = 0$  all'inizio della prova quando  $h/h_0 = 1$ , essendo  $h$  l'altezza misurata e  $h_0$  l'altezza iniziale).

Si traccia poi la retta che meglio collega i punti sperimentali diagrammati.

In qualche caso, i punti sperimentali per valori di  $h/h_0$  vicini ad 1 possono seguire una curva; ciò deve essere trascurato e la linea retta va tracciata attraverso i restanti punti.

Si disegna quindi una retta parallela a quella precedente, ma che passa per l'origine degli assi ( $h/h_0 = 1$ ;  $t = 0$ ).

Il valore del tempo  $t$  letto in corrispondenza del rapporto  $h/h_0 = 0.37$  è il valore richiesto del tempo di riequilibrio T.



#### 5.4.2 Prove di dissipazione

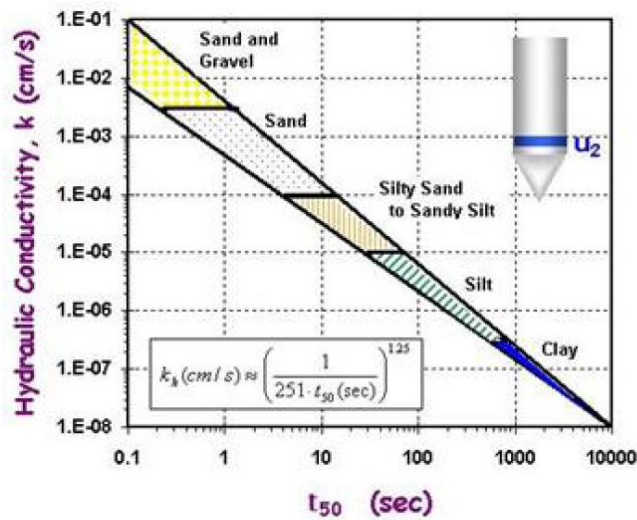
Dalle prove di dissipazione si ricavano le sovrappressioni interstiziali durante l'infissione del piezocono che, tramite il grafico di Parez & Fauriel 1988, permettono di calcolare il parametro  $t_{50}$ , da cui dipende la permeabilità orizzontale.

Il  $t_{50}$  corrisponde al tempo di dissipazione per il quale:

$$(U_t - U_0) / (U_i - U_0) = 0.5$$

dove:

- $U_t$ : pressione interstiziale registrata ad ogni passo temporale;
- $U_0$ : pressione idrostatica (valore di equilibrio);
- $U_i$ : valore iniziale della pressione interstiziale.



Attraverso il  $t_{50}$  è possibile determinare la permeabilità orizzontale tramite la formula:

$$k_h (cm/s) \approx \left( \frac{1}{251 \cdot t_{50} (sec)} \right)^{1.25}$$

### 5.4.3 Prove edometriche

Dalle prove edometriche è possibile ricavare il coefficiente di permeabilità verticale mediante la seguente relazione:

$$k_v = \frac{c_v \cdot \gamma_w}{E_{ed}}$$

dove:

- $c_v$  : coefficiente di consolidazione verticale;
- $\gamma_w$  : peso di volume dell'acqua;
- $E_{ed}$  : modulo edometrico;

## 6 CRITERI GENERALI ELABORAZIONI PROVE DI LABORATORIO

Per la caratterizzazione degli orizzonti coesivi sono state eseguite delle prove di laboratorio su campioni indisturbati.

### 6.1 PROPRIETÀ FISICHE

Dalle analisi di laboratorio si ricavano le seguenti proprietà fisiche:

- $\gamma_n = (1-n) \cdot G_s \cdot \gamma_w + n \cdot \gamma_w = \frac{G_s + e}{1+e} \cdot \gamma_w$ : peso di volume naturale
- $\gamma_s = (1-n) \cdot G_s \cdot \gamma_w + n \cdot \gamma_w = \frac{G_s + e}{1+e} \cdot \gamma_w$ : peso di volume saturo
- $\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+w} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1+e} = (1-n) \cdot G_s \cdot \gamma_w$ : peso di volume secco
- $G_s$ : peso specifico
- $S = \frac{w \cdot \gamma_s}{n \cdot (1+w) \cdot \gamma_w} = \frac{G_s \cdot w}{e}$ : grado di saturazione
- $e = \frac{G_s \cdot \gamma_w \cdot \gamma_d}{\gamma_d} = \frac{n}{1-n}$ : indice dei vuoti
- $n = 1 - \frac{\gamma_d}{G_s \cdot \gamma_w} = 1 - \frac{\gamma_s}{G_s \cdot \gamma_w \cdot (1+w)} = \frac{e}{1+e}$ : porosità
- $w$ : contenuto naturale d'acqua
- $w_L$ : limite di liquidità
- $w_p$ : limite di plasticità
- $I_p = w_L - w_p$ : indice di plasticità
- $I_c = \frac{w_L - w}{I_p}$ : indice di consistenza

### 6.2 PROPRIETÀ MECCANICHE

I parametri di resistenza meccanica degli orizzonti coesivi possono essere determinati dall'interpretazione delle seguenti prove di laboratorio:

- prove triassiali non consolidate non drenate UU ( $c_u$ );
- prove triassiali consolidate non drenate CU ( $\varphi'$  e  $c'$ );
- prove di taglio diretto ( $\varphi'$  e  $c'$ ).

### 6.3 PROPRIETÀ DEFORMATIVE

Le proprietà deformative delle formazioni coesive possono essere determinate sulla base delle interpretazioni dei risultati delle prove edometriche.

Si calcolano i seguenti coefficienti:

- $c_c$  : indice di compressione vergine nel piano  $e - \log(\sigma'_v)$ ;
- $c_r$  : indice di ricarico nel piano  $e - \log(\sigma'_v)$ ;
- $c_v$  : coefficiente di consolidazione;
- $k$  : permeabilità;
- $E_{ed}$  : modulo edometrico.

La pressione di consolidazione  $\sigma'_c$  viene determinata nella curva  $e - \log(\sigma'_v)$  secondo il metodo grafico proposto da Casagrande (1936).

Metodo di Casagrande: Nel diagramma  $e - \log(\sigma'_v)$  si individua il punto di massima curvatura A e si traccia la linea AB bisettrice dell'angolo tra l'orizzontale e la tangente per A. Il punto di intersezione D di questa bisettrice con il prolungamento verso l'alto della parte di retta della curva  $e - \log(\sigma'_v)$  indica la pressione di consolidazione  $\sigma'_c$ .

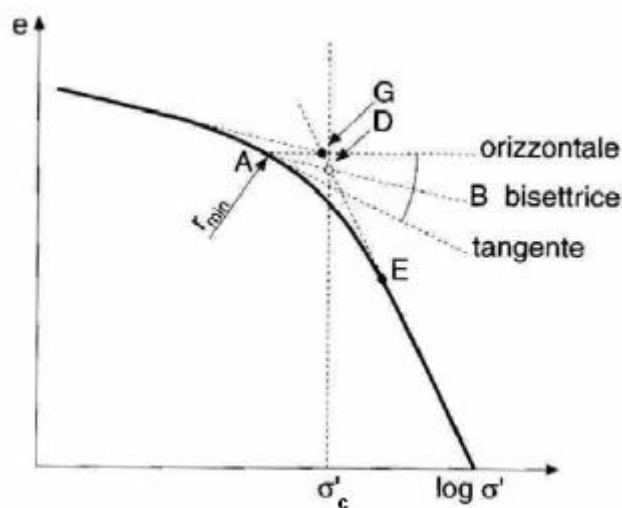
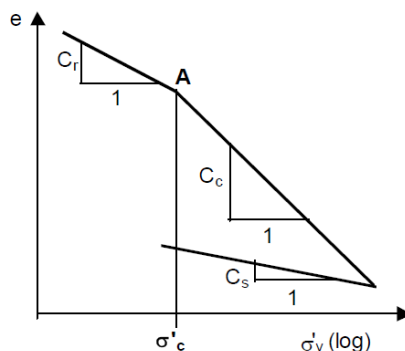


Figura 5: Metodo di Casagrande per la determinazione della pressione di consolidazione

Il coefficienti  $c_c$  e  $c_r$  sono le pendenze dei diversi tratti della curva edometrica e sono dati dal rapporto adimensionale:

$$c_r, c_c, c_s = \frac{\Delta e}{\Delta \log_{10} \sigma'_v}$$



Il valore medio dell'indice di compressibilità  $c_c$  può essere confrontato con quello calcolato mediante l'espressione di Terzaghi e Peck (1967), in funzione dell'indice di liquidità medio ( $w_L$ ):

$$c_c = 0.009(w_L - 10)$$

Il coefficiente di consolidazione  $c_v$  è stimato in relazione al tempo al 50% della consolidazione:

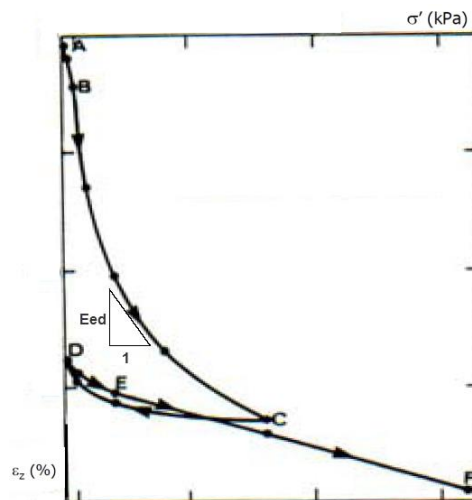
$$c_v = \frac{T_{50} \cdot H^2}{t_{50}}$$

dove:

- $T_{50} = 0.197$ : fattore di tempo;
- $H$ : altezza di drenaggio, pari al massimo percorso che una particella d'acqua deve compiere per uscire dallo strato (nel caso delle prove edometriche è pari alla metà dell'altezza del provino essendo questo doppiamente drenato);
- $t_{50}$ : tempo corrispondente al 50% del cedimento.

Il modulo edometrico è la pendenza della curva tensione-deformazione ed è dato dal rapporto:

$$E_{ed} = \frac{\Delta \sigma'_v}{\Delta \varepsilon_z}$$



Il coefficiente di permeabilità è dato dalla formula:

$$k = \frac{c_v \cdot \gamma_w}{E_{ed}}$$

Dall'esame degli andamenti delle curve edometriche è stato possibile anche valutare la pressione di preconsolidazione e quindi il grado di sovraconsolidazione ( $OCR$ ) dato dal rapporto tra la tensione di preconsolidazione  $\sigma'_{cons}$  e la tensione verticale efficace corrispondente  $\sigma'_v$  alla quota di prelievo del campione:

$$OCR = \frac{\sigma'_{cons}}{\sigma'_v}$$

## 7 QUAY AREA (INDAGINI 2015)

Sondaggi:

- SG1;
- SG2;
- SG3.

Prove penetrometriche statiche:

- CPTU1;
- CPTU2;
- CPTU3.

Prove di laboratorio:

Sondaggio	Campione	Profondità (m)		Analisi granulometrica	Peso specifico	Peso di volume	Umidità naturale	Limiti di Atterberg	ELL	Prova edometrica	Taglio diretto	Triassiale CU
		tetto	letto									
SG1	C1	14.00	14.50	x	x	x	x					
	C2	16.20	16.70	x	x	x	x					
	C3	20.00	20.50	x	x	x	x					
	SH1	7.20	7.90	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	SH2	23.00	23.70	x	x	x	x	x	x	x	x	x
SG2	SH1	5.70	6.40	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	SH2	22.30	23.00	x	x	x	x	x	x	x	x	x
SG3	C1	13.00	13.50	x	x	x	x					
	C2	18.50	19.00	x	x	x	x					
	C3	22.00	23.00	x	x	x	x					
	SH1	5.25	5.75	x	x	x	x	x	x	x	x	x

### 7.1 PROFILO STRATIGRAFICO

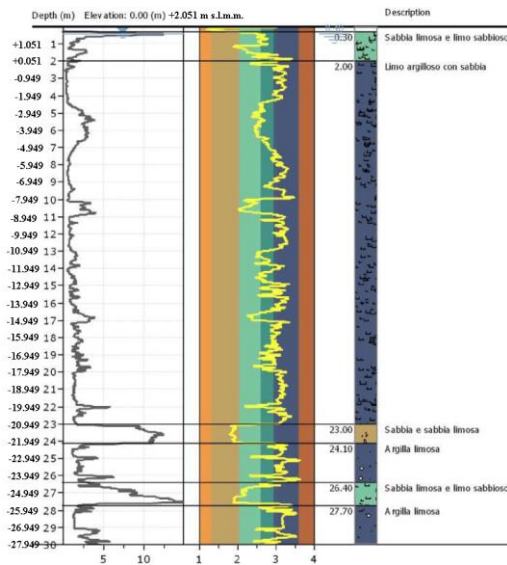
Sondaggi

SG1 (p.c. = +1.818 m s.l.m.m.)				
Profondità (m da p.c.)		Profondità (m s.l.m.m.)		Descrizione
da	a	da	a	
0	0.8	1.818	1.018	Terreno di riporto costituito da ghiaia e ciottoli in matrice sabbioso-limosa di colore grigio-marrone
0.8	4.5	1.018	-2.682	Fanghi bauxitici di colore marrone-rosso
4.5	8.1	-2.682	-6.282	Argilla limosa di colore grigio-nera da -4,50 a -5,50 m da p.c. e grigio nocciola da -5,50 m da p.c. con presenza di ossidazioni ocracee
8.1	9.8	-6.282	-7.982	Argilla debolmente limosa di colore grigio
9.8	16	-7.982	-14.182	Sabbia limosa di colore grigio
16	19.8	-14.182	-17.982	Argilla limosa di colore grigio con livelli centimetrici di torba nera
19.8	20.8	-17.982	-18.982	Sabbia limosa di colore grigio
20.8	24	-18.982	-22.182	Argilla debolmente limosa di colore grigio. Presenza di torba nera tra -21.80 e -22.00 m da p.c.

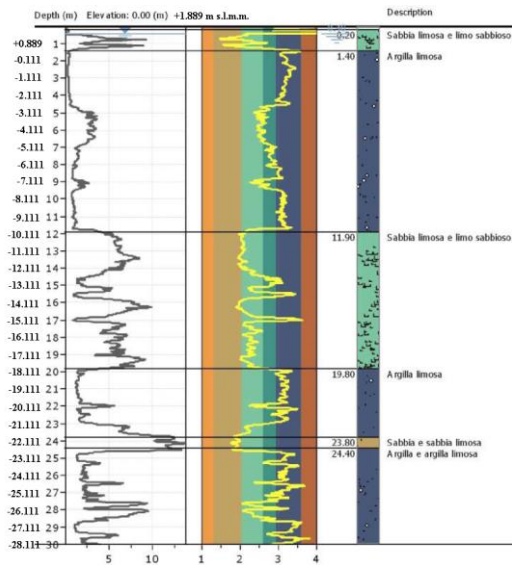
SG2 (p.c. = +1.797 m s.l.m.m.)				
Profondità (m da p.c.)		Profondità (m s.l.m.m.)		Descrizione
da	a	da	a	
0	1	1.797	0.797	Terreno di riporto costituito da ghiaia e ciottoli in matrice sabbioso-limosa di colore marrone
1	1.3	0.797	0.497	Limo debolmente argilloso di colore grigio
1.3	5.2	0.497	-3.403	Argilla debolmente limosa di colore grigio-nero
5.2	8.8	-3.403	-7.003	Argilla debolmente limosa di colore grigio con ossidazioni ocracee
8.8	12	-7.003	-10.203	Argilla debolmente limosa di colore grigio
12	21	-10.203	-19.203	Sabbia da limosa a debolmente limosa di colore grigio
21	23	-19.203	-21.203	Argilla da debolmente limosa a limosa di colore grigio con livelli decimetrici di torba nera
23	24	-21.203	-22.203	Sabbia limosa di colore grigio

SG3 (p.c. = +1.721 m s.l.m.m.)				
Profondità (m da p.c.)		Profondità (m s.l.m.m.)		Descrizione
da	a	da	a	
0	1	1.721	0.721	Terreno di riporto costituito da ghiaia e ciottoli in matrice sabbioso-limosa di colore marrone
1	3	0.721	-1.279	Argilla limosa di colore grigio-nera con livelli centimetrici di fanghi bauxitici di colore marrone-rosso
3	3.6	-1.279	-1.879	Torba di colore nero
3.6	4	-1.879	-2.279	Argilla limosa di colore grigio scuro
4	6.6	-2.279	-4.879	Argilla debolmente limosa di colore grigio con ossidazioni ocracee
6.6	7	-4.879	-5.279	Limo sabbioso di colore grigio
7	9	-5.279	-7.279	Sabbia limosa di colore grigio
9	11.5	-7.279	-9.779	Sabbia limosa-limo sabbioso di colore grigio
11.5	12.4	-9.779	-10.679	Argilla debolmente limosa di colore grigio con livelli di torba nera
12.4	19.1	-10.679	-17.379	Sabbia limosa intercalata a limo sabbioso di colore grigio
19.1	24	-17.379	-22.279	Argilla limosa di colore grigio, livelli centimetrici di sabbia limosa-debolmente limosa e presenza di torba ad una profondità di -23.80 m sa p.c.

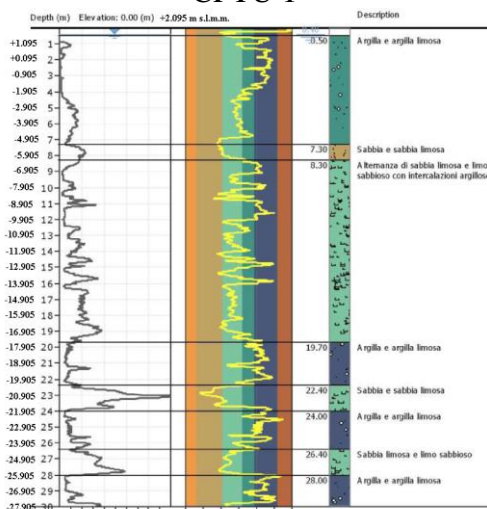
Prove CPTU



CPTU 1



CPTU 2

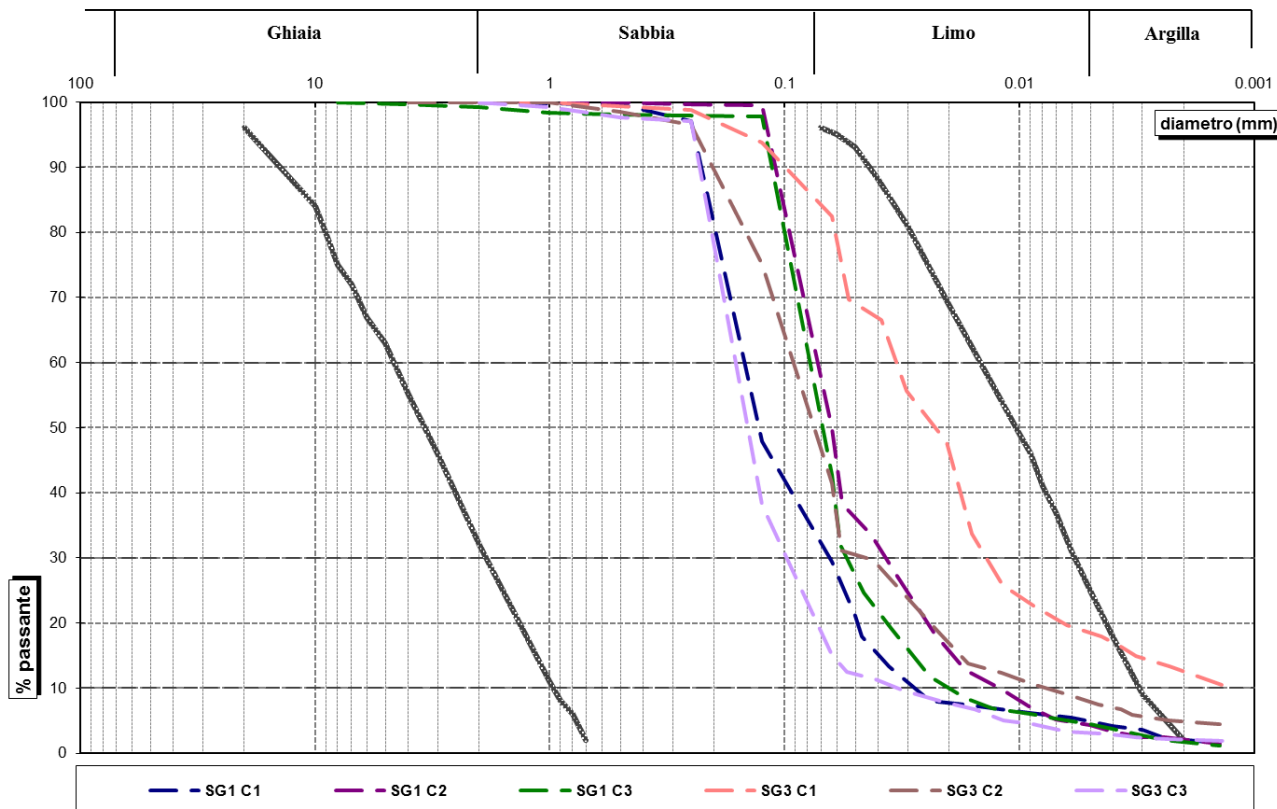


CPTU 3

## 7.2 CARATTERISTICHE TERRENI GRANULARI

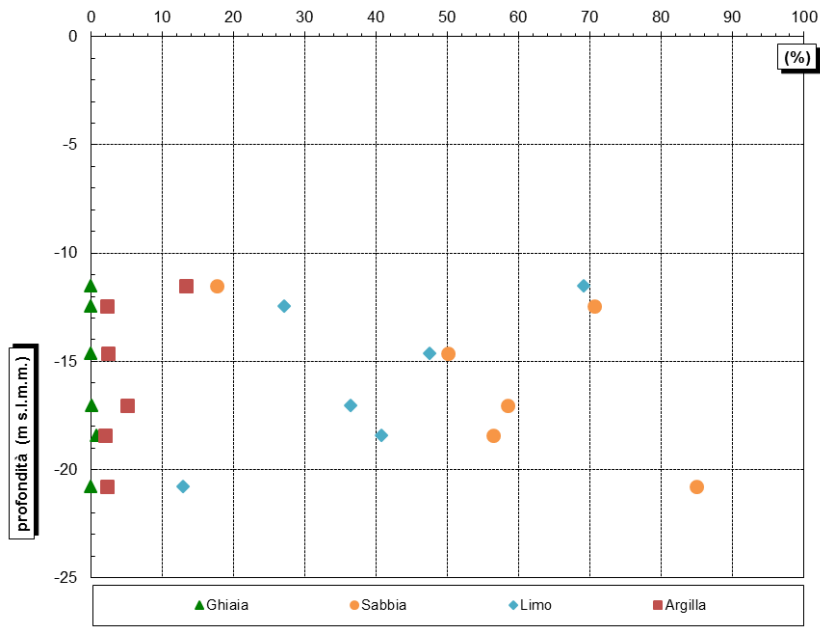
### 7.2.1 Proprietà fisiche

I grafici seguenti riportano le curve granulometriche e le percentuali di ghiaia, sabbia e limo+argilla ricavate per i campioni rimaneggiati.

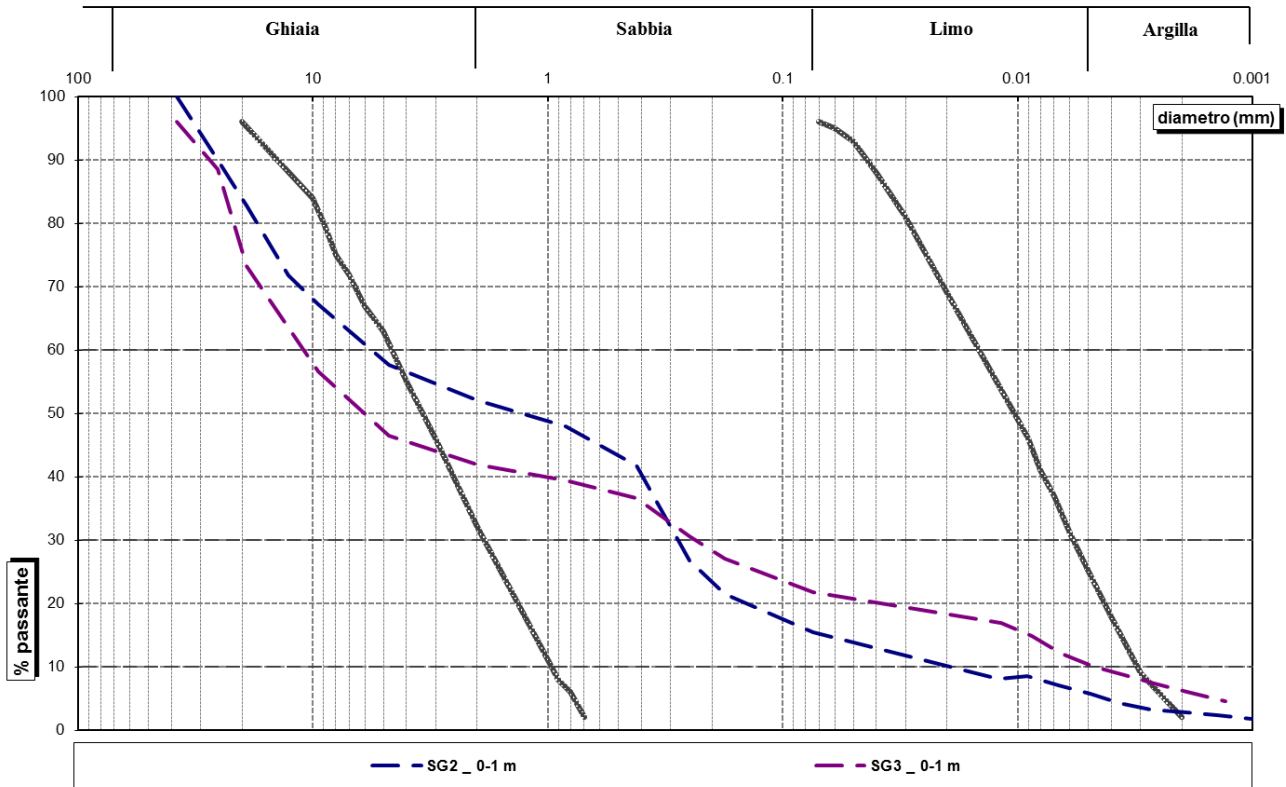


Sondaggio	Campione	profondità (m)			Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)	G+S (%)	L+A (%)	profondità (m s.l.m.)
		tetto	letto	media							
SG1	C1	14.00	14.50	14.25	0.00	70.60	27.10	2.30	70.60	29.40	-12.43
	C2	16.20	16.70	16.45	0.00	50.10	47.50	2.40	50.10	49.90	-14.63
	C3	20.00	20.50	20.25	0.80	56.40	40.80	2.00	57.20	42.80	-18.43
SG3	C1	13.00	13.50	13.25	0.00	17.60	69.10	13.30	17.60	82.40	-11.53
	C2	18.50	19.00	18.75	0.10	58.40	36.40	5.10	58.50	41.50	-17.03
	C3	22.00	23.00	22.50	0.00	84.90	12.90	2.20	84.90	15.10	-20.78





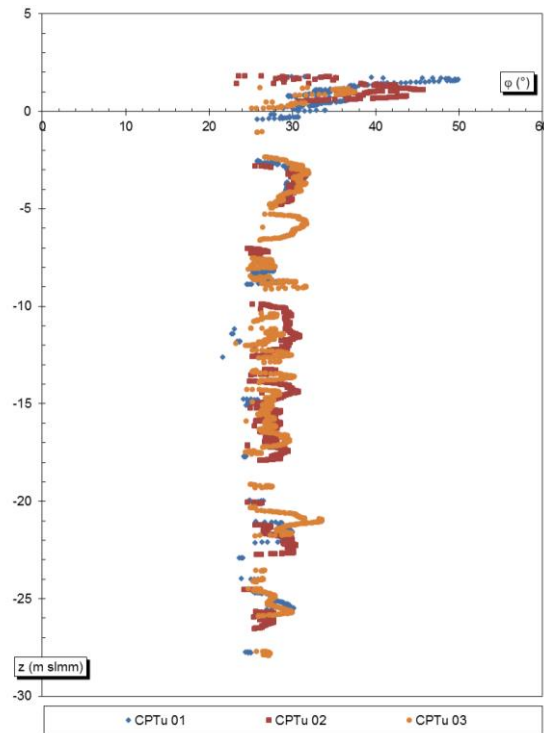
Il seguente grafico riporta le curve granulometriche e le percentuali di ghiaia, sabbia e limo+argilla ricavate per i campioni rimaneggiati lungo lo strato grossolano di riporto. Le analisi evidenziano l'appartenenza del materiale alla categoria A-3 secondo classificazione AASHTO (CNR UNI 10006).



(AASHTO M 145-82)	Materiali granulari Passante al setaccio n. 200 (0,075 mm) uguale o minore del 35%						Materiali limosi e argillosi Passante al setaccio n. 200 superiore al 35%			
	A-1		A-3	A-2			A-4	A-5	A-6	A-7
Gruppi di classificazione	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7			A-7-5 A-7-6
Analisi granulometrica % passante al setaccio n. 10 (2 mm) n. 40 (0,42 mm) n. 200 (0,075 mm)	50 max 30 max 15 max	— 50 max 25 max	51 min — 10 max	— 35 max 35 max	— 35 max 35 max	— 35 max 35 max	— 35 max 35 max	— 36 min 36 min	— 36 min 36 min	— 36 min 36 min
Caratteristiche delle frazioni passanti al n. 40 Limite di liquidità $W_L$ Indice di plasticità $I_P$	— 6 max		— N. P.	40 max 10 max	41 min 10 max	40 max 11 min	41 min 11 min	40 max 10 max	41 min 10 max	40 max 11 min
Tipi usuali dei materiali principali	Frammenti di roccia ghiaia e sabbia		Sabbia fine	Ghiaia limosa o argillosa e sabbia				Terre limose		Terre argillose
Giudizio per impiego come sottofondo	Da eccellente a buono						Da buono a povero			
* L'indice di plasticità $I_P$ del sottogruppo A-7-5 è uguale o minore del limite di liquidità $W_L - 30$ , mentre per il sottogruppo A-7-6 $I_P$ è maggiore del limite di liquidità $W_L - 30$ .										

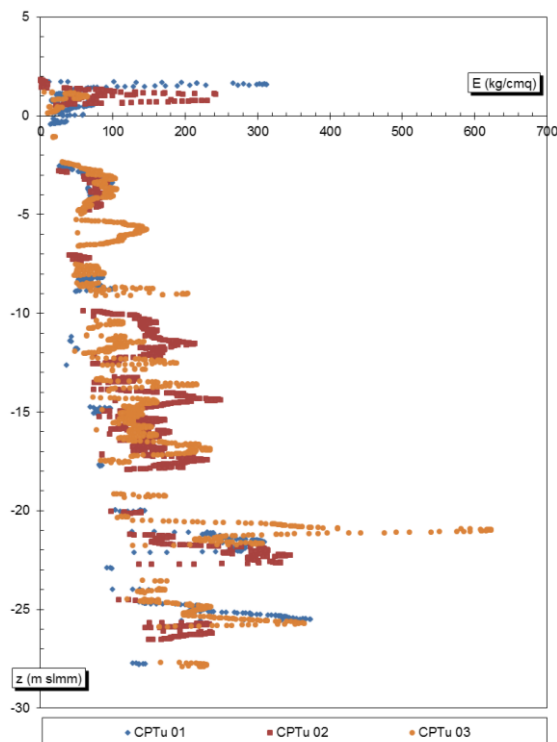
### 7.2.2 Proprietà meccaniche

Il grafico seguente riporta l'angolo d'attrito valutato a partire dalle prove penetrometriche statiche mediante la correlazione di Caquot.



### 7.2.3 Proprietà deformative

Il grafico seguente riporta il modulo elastico valutato a partire dalle prove penetrometriche statiche



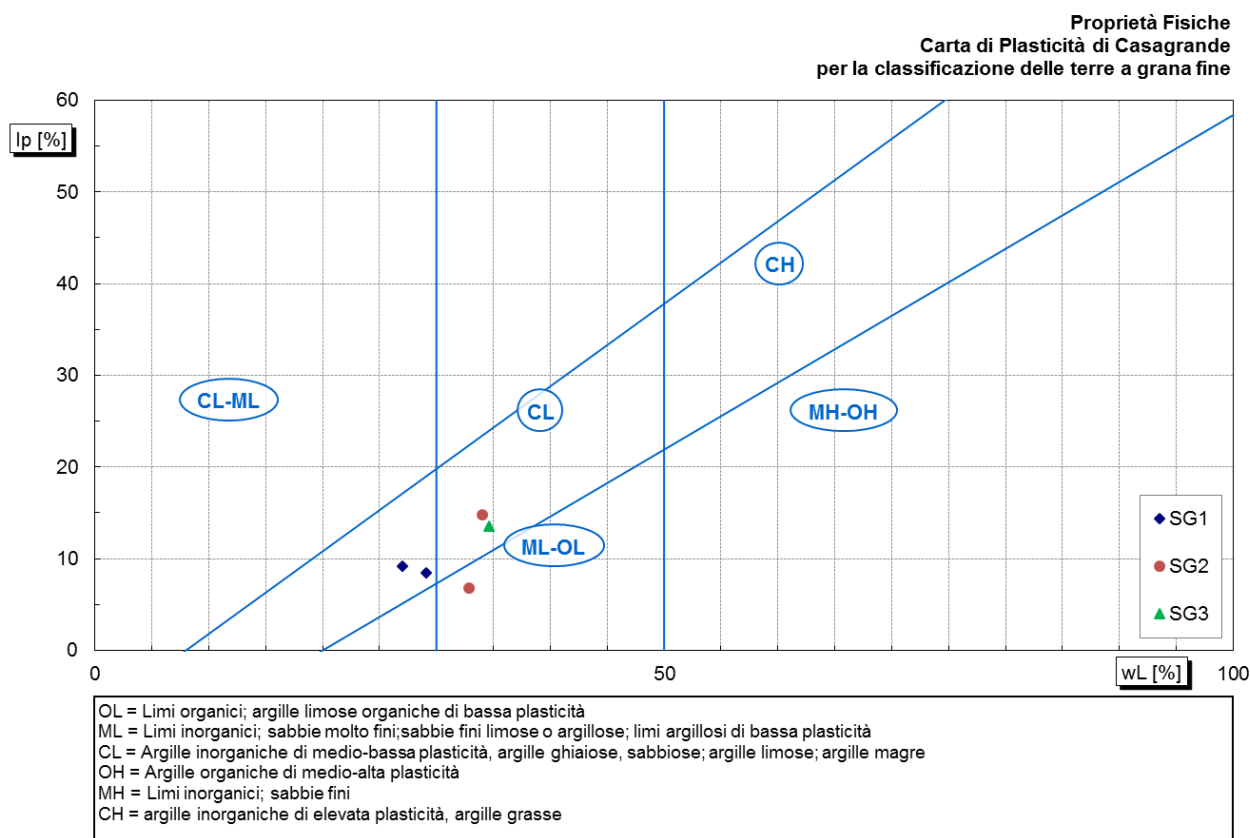
mediante la correlazione di Schmertmann.

### 7.3 CARATTERISTICHE TERRENI COESIVI

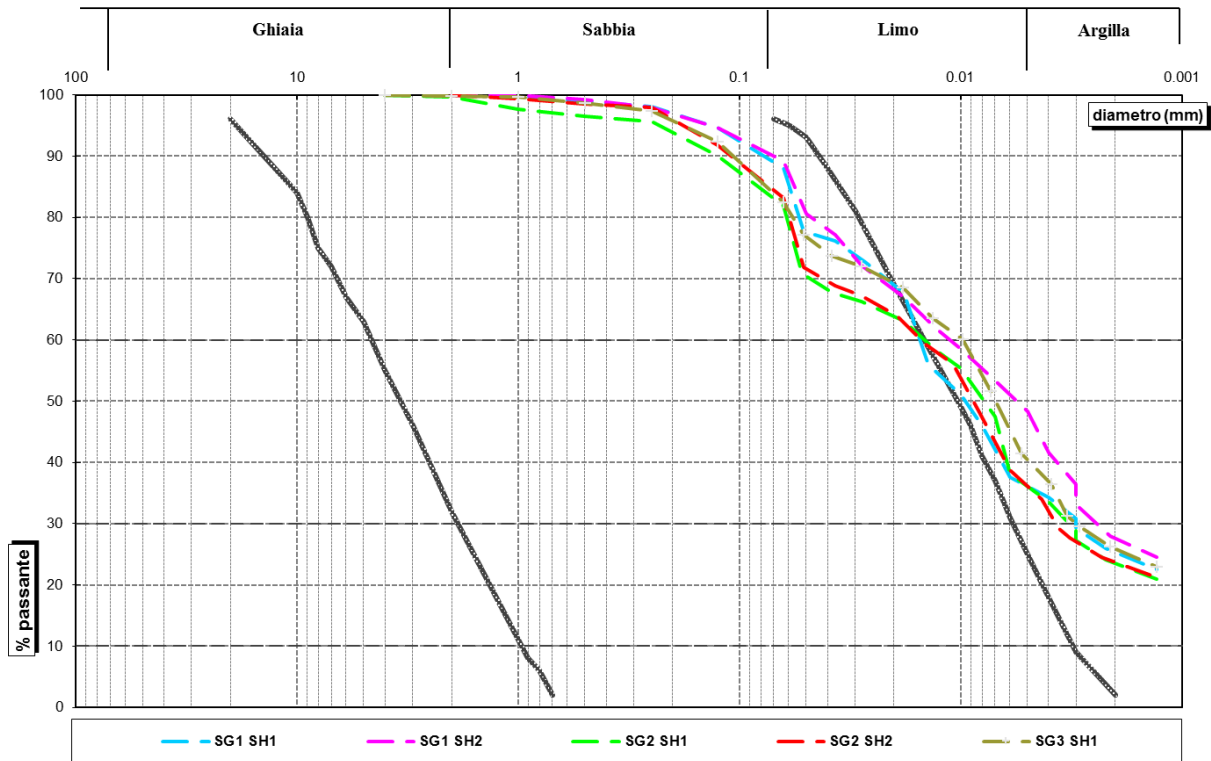
#### 7.3.1 Proprietà fisiche

Dalle analisi di laboratorio eseguite su campioni indisturbati si ricavano le seguenti proprietà fisiche:

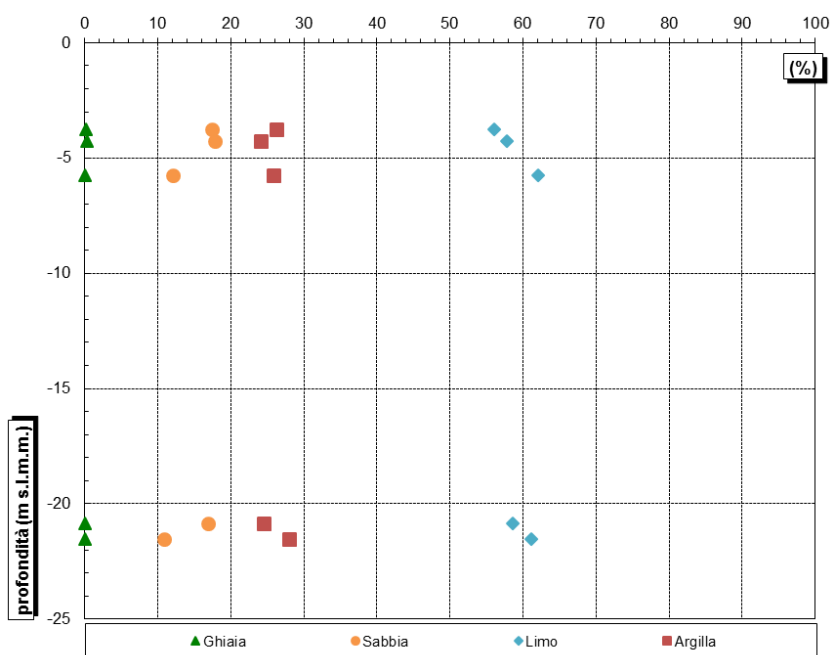
sondaggio	campione	profondità (m)			Gs (/)	γ <sub>n</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>sat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	n	e	w (%)	wl (%)	wp (%)	I <sub>p</sub> (%)	I <sub>c</sub>
		tetto	letto	media											
SG1	C1	14.00	14.50	14.25	2.698	18.90	14.73	19.63	0.44	0.80	28.30				
	C2	16.20	16.70	16.45	2.704	18.90	15.28	2.04	0.42	0.74	23.70				
	C3	20.00	20.50	20.25	2.701	18.94	14.57	19.40	0.45	0.82	30.00				
	SH1	7.20	7.90	7.55	2.696	20.89	16.85	20.30	0.36	0.57	24.00	27.00	18.10	9.20	0.33
	SH2	23.00	23.70	23.35	2.703	19.34	14.82	19.62	0.44	0.79	30.50	29.10	20.60	8.50	-0.16
SG2	SH1	5.70	6.40	6.05	2.702	20.65	17.41	21.33	0.34	0.52	18.60	34.00	19.20	14.80	1.04
	SH2	22.30	23.00	22.65	2.695	19.58	14.89	19.17	0.44	0.78	31.50	32.90	26.10	6.80	0.21
SG3	C1	13.00	13.50	13.25	2.681	18.92	14.96	19.83	0.43	0.76	26.50				
	C2	18.50	19.00	18.75	2.689	19.07	14.83	19.55	0.44	0.78	28.60				
	C3	22.00	23.00	22.50	2.699	19.10	15.37	20.26	0.42	0.72	24.30				
	SH1	5.25	5.75	5.50	2.695	21.05	17.25	20.64	0.35	0.53	22.00	34.60	21.10	13.50	0.93



I grafici seguenti riportano le curve granulometriche e le percentuali di ghiaia, sabbia e limo+argilla ricavate per i campioni indisturbati.

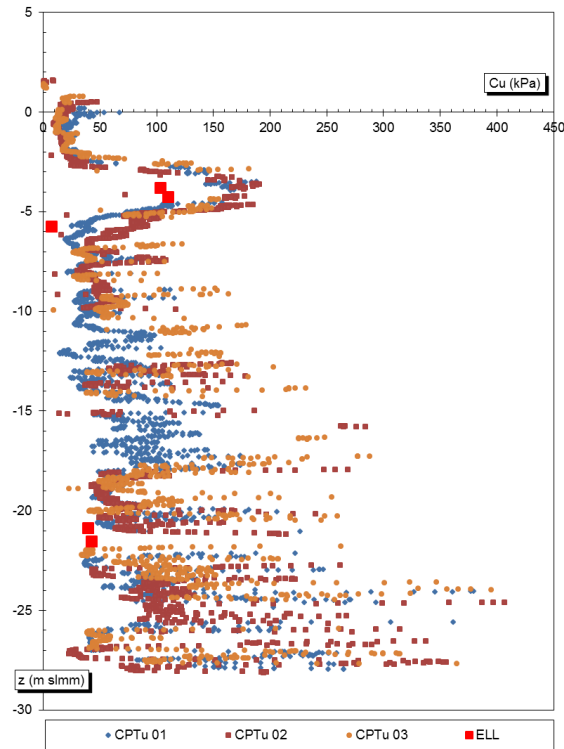


Sondaggio	Campione	profondità (m)			Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)	G+S (%)	L+A (%)	profondità (m s.l.m.m.)
		tetto	letto	media							
SG1	SH1	7.20	7.90	7.55	0.00	12.00	62.10	25.90	12.00	88.00	-5.73
	SH2	23.00	23.70	23.35	0.00	10.80	61.20	28.00	10.80	89.20	-21.53
SG2	SH1	5.70	6.40	6.05	0.30	17.80	57.80	24.10	18.10	81.90	-4.25
	SH2	22.30	23.00	22.65	0.00	16.90	58.60	24.50	16.90	83.10	-20.85
SG3	SH1	5.25	5.75	5.50	0.20	17.40	56.10	26.30	17.60	82.40	-3.78

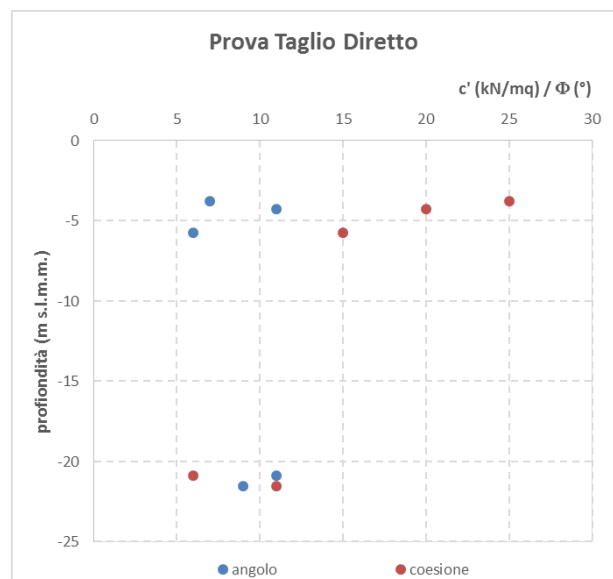
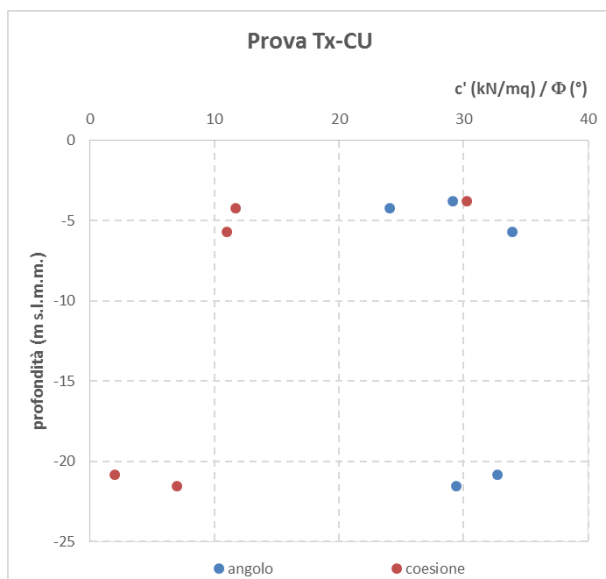


### 7.3.2 Proprietà meccaniche

Il grafico seguente riporta i valori di coesione non drenata ricavati dalle prove CPTU e confrontati con i risultati delle prove di compressione ad espansione laterale libera:



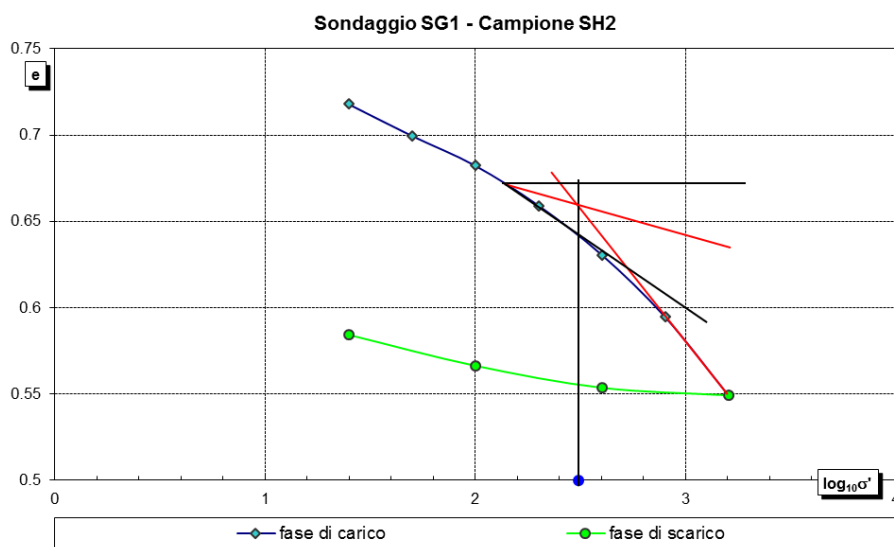
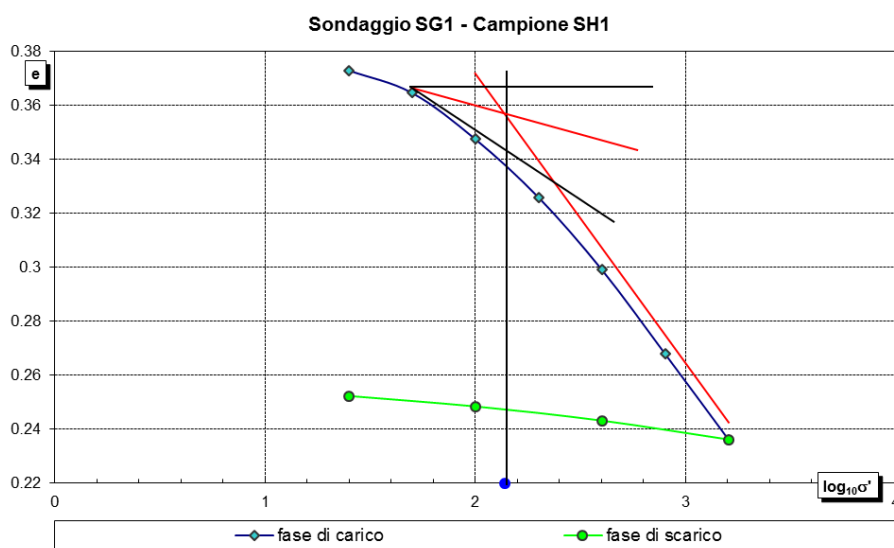
I parametri drenati  $c'$  e  $\phi'$  per gli strati coesivi sono stati ricavati dalle prove triassiali CU e dalle prove di taglio diretto.

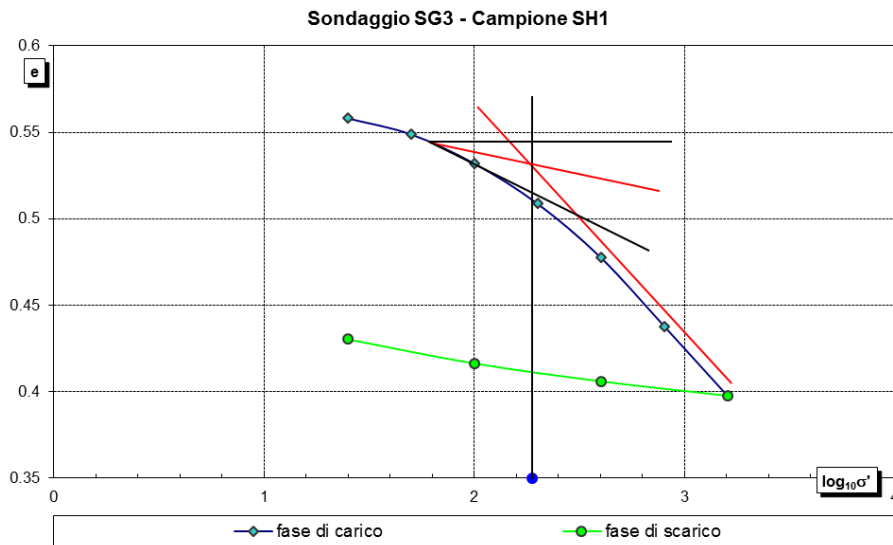
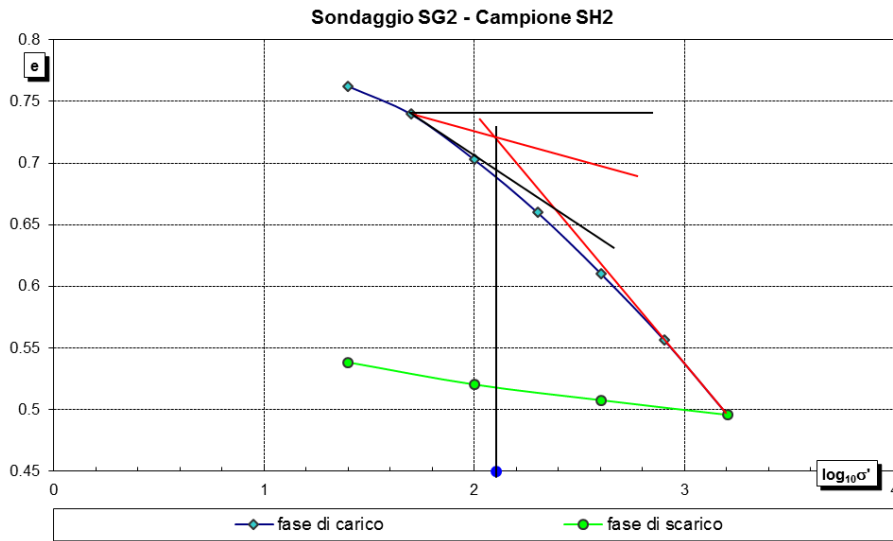
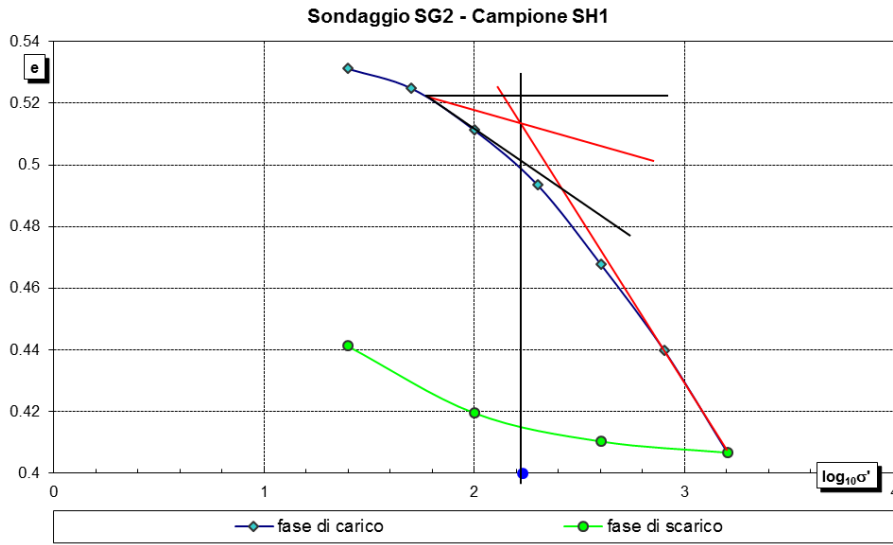


sondaggio	campione	sigla	terreno	CU		TD		profondità media (m s.l.m.m.)
				angolo	coesione	angolo	coesione	
				(°)	(kN/mq)	(°)	(kN/mq)	
SG1	SH1	SG1-SH1	argilla limosa	33.9	11	6	15	-5.732
SG1	SH2	SG1-SH2	argilla limosa torbosa	29.4	7	9	11	-21.532
SG2	SH1	SG2-SH1	argilla limosa	24.1	11.7	11	20	-4.253
SG2	SH2	SG2-SH2	argilla limosa	32.7	2	11	6	-20.853
SG3	SH1	SG3-SH1	argilla limosa	29.1	30.29	7	25	-3.779

### 7.3.3 Proprietà deformative

Di seguito si riportano i risultati delle prove edometriche effettuate sui campioni indisturbati.



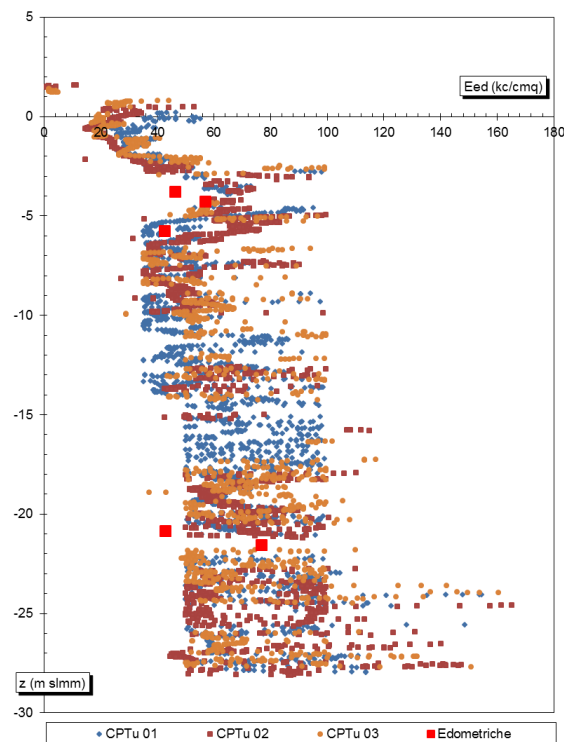


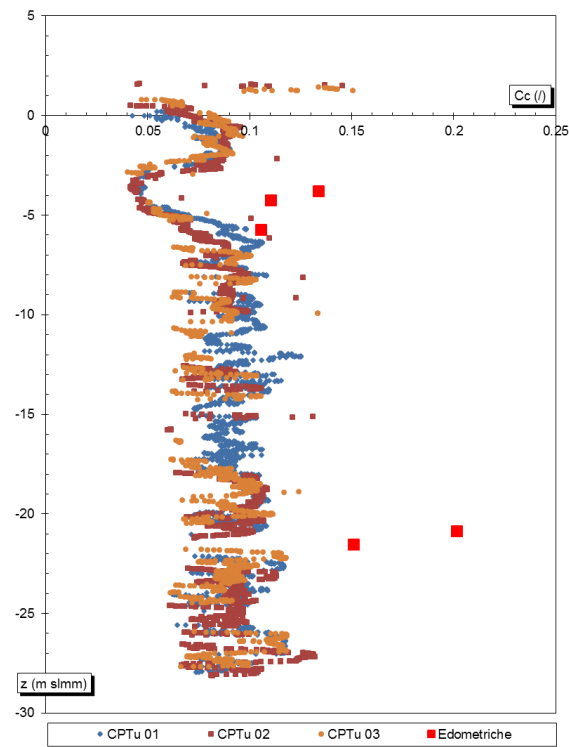
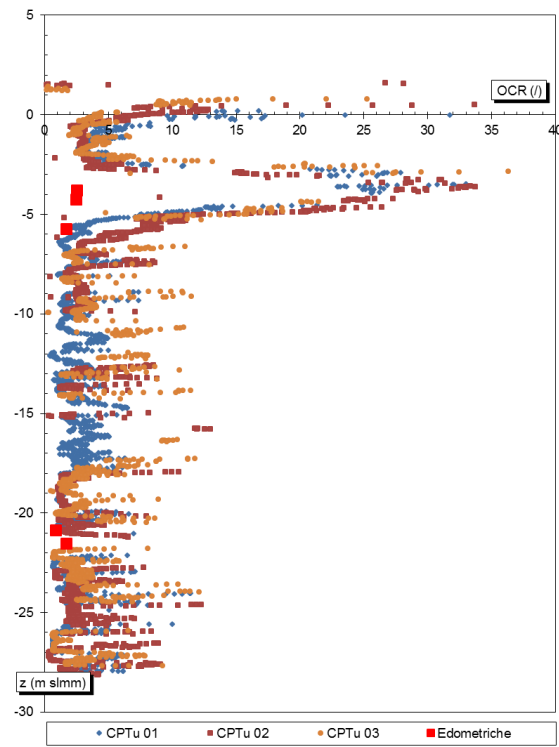


Sondaggio	Campione	Profondità media		Indice di ricomprensione Cr	Indice di compressione Cc	Indice di rigonfiamento Cs	Tensione di preconsolidazione $\sigma'_c$ [kPa]	Tensione in sito $\sigma'_v$ [kPa]	Grado di sovracconsolidazione OCR
		[m]	[m s.l.m.m.]						
SG1	SH1	7.55	-5.732	0.028	0.105	0.006	138.038	82.220	1.679
SG1	SH2	23.35	-21.532	0.061	0.151	0.030	309.030	225.094	1.373
SG2	SH1	6.05	-4.253	0.021	0.110	0.036	169.824	66.308	2.561
SG2	SH2	22.65	-20.853	0.076	0.201	0.030	127.350	209.060	0.609
SG3	SH1	5.5	-3.779	0.031	0.134	0.023	188.365	61.930	3.042

Sondaggio	Campione	Profondità media		Modulo edometrico		Coefficiente di consolidazione primaria verticale		Permeabilità verticale	
		[m]	[m s.l.m.m.]	Eed (kPa)		cv (cm <sup>2</sup> /s)		k (cm/s)	
				50 - 100	100 - 200	50 - 100	100 - 200	50 - 100	100 - 200
SG1	SH1	7.55	-5.732	4255	6757	4.84E-03	5.76E-03	1.14E-07	8.53E-08
SG1	SH2	23.35	-21.532	5128	7663	7.68E-03	6.90E-03	1.50E-07	9.01E-08
SG2	SH1	6.05	-4.253	5682	8696	5.70E-03	5.45E-03	1.00E-07	6.27E-08
SG2	SH2	22.65	-20.853	2481	4264	2.99E-03	3.83E-03	1.21E-07	8.98E-08
SG3	SH1	5.5	-3.779	4630	6757	6.17E-03	5.99E-03	1.33E-07	8.87E-08

Per confronto si riportano i valori del modulo edometrico del grado di sovraconsolidazione e dell'indice di compressione calcolati a partire dalle prove CPTU:

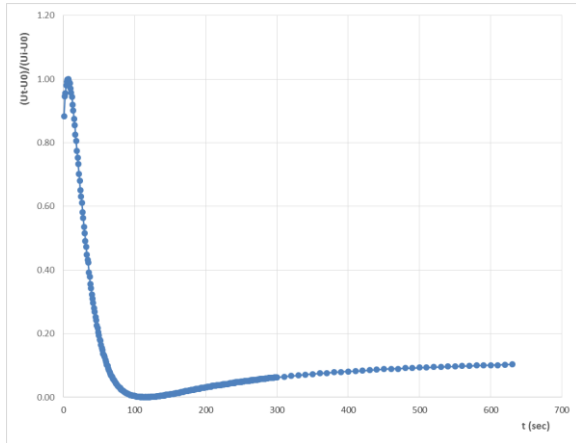




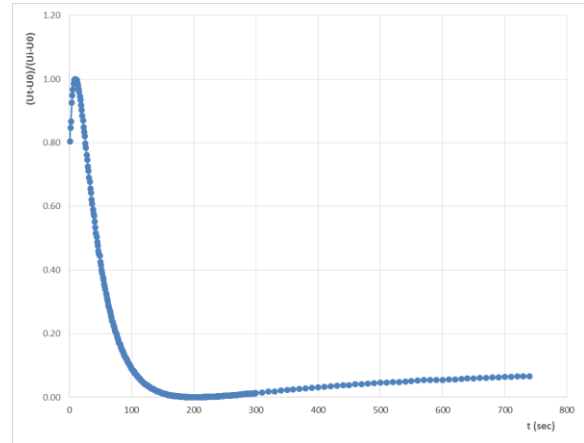
## 7.4 PROVE DISSIPATIVE

Di seguito si riportano i risultati delle prove di dissipazione e il coefficiente di permeabilità orizzontale calcolato.

### CPTU1

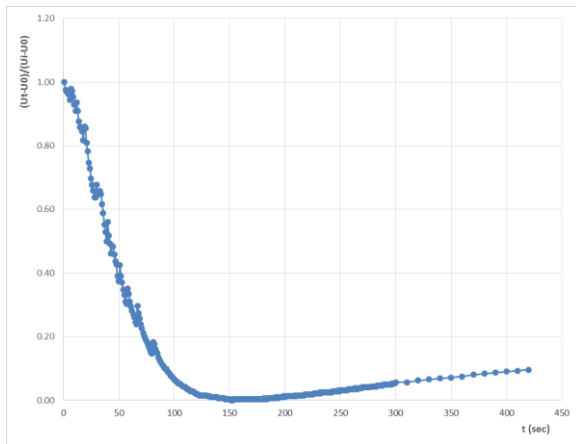


Prova n. 1 – z = 23.64 m da p.c.  
 $t_{50} = 31 \text{ sec} \rightarrow k_h = 1.37 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$

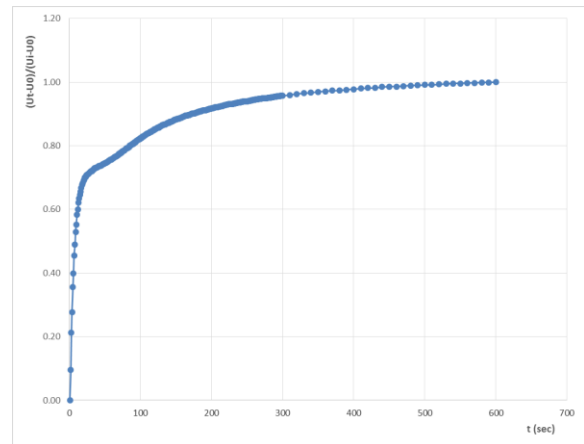


Prova n. 2 – z = 26.88 m da p.c.  
 $t_{50} = 44 \text{ sec} \rightarrow k_h = 8.83 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$

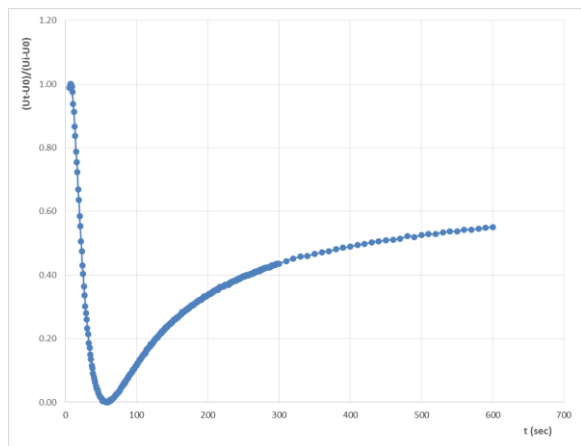
### CPTU2



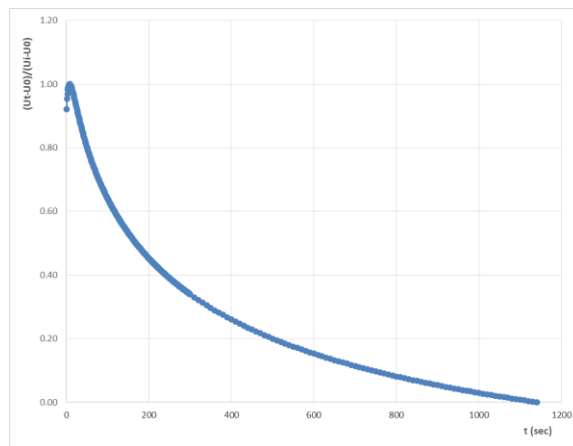
Prova n. 1 – z = 12.42 m da p.c.  
 $t_{50} = 39 \text{ sec} \rightarrow k_h = 1.03 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$



Prova n. 2 – z = 16.31 m da p.c.  
 Non è stato possibile calcolare  $k_h$  in quanto non vi è stata dissipazione delle pressioni neutre.

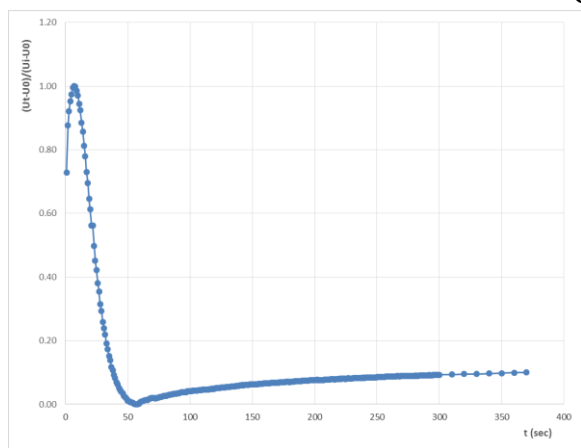


Prova n. 3 –  $z = 23.95$  m da p.c.  
 $t_{50} = 22$  sec  $\rightarrow k_h = 2.10 \cdot 10^{-7}$  m/s

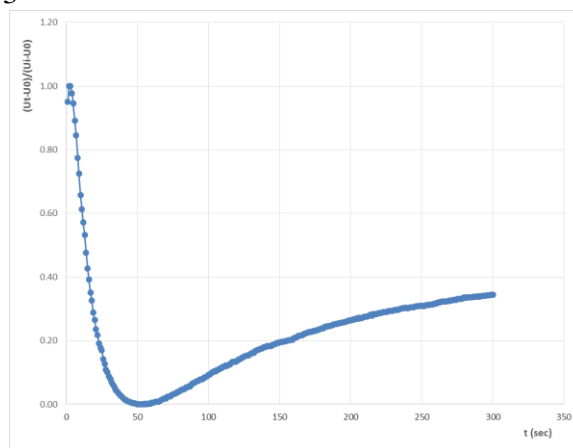


Prova n. 1 –  $z = 29.56$  m da p.c.  
 $t_{50} = 166$  sec  $\rightarrow k_h = 1.68 \cdot 10^{-8}$  m/s

CPTU3



Prova n. 1 –  $z = 22.97$  m da p.c.  
 $t_{50} = 23$  sec  $\rightarrow k_h = 1.99 \cdot 10^{-7}$  m/s

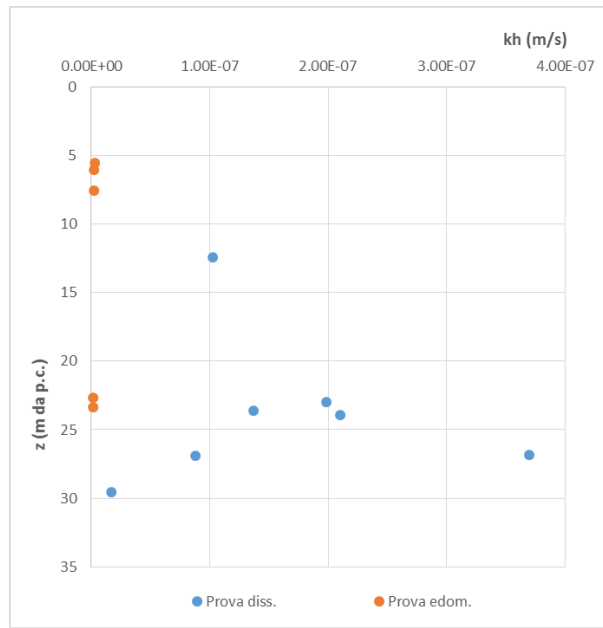


Prova n. 2 –  $z = 26.81$  m da p.c.  
 $t_{50} = 14$  sec  $\rightarrow k_h = 3.70 \cdot 10^{-7}$  m/s

Di seguito si riportano le tabelle e il grafico di confronto tra i valori del coefficiente di permeabilità orizzontale calcolato mediante le prove di dissipazione e quelli calcolate a partire dalle prove edometriche.

Prova CPTU	Prova diss.	z (m)	kh (m/s)
CPTU1	1	23.64	1.37E-07
	2	26.88	8.83E-08
CPTU2	1	12.42	1.03E-07
	2	16.31	
	3	23.95	2.10E-07
	4	29.56	1.68E-08
CPTU3	1	22.97	1.99E-07
	2	26.81	3.70E-07

Sondaggio	Prova edom.	z (m)	kh(m/s)
SG1	SH1	7.55	2.43E-09
	SH2	23.35	1.29E-09
SG2	SH1	6.05	2.01E-09
	SH2	22.65	1.25E-09
SG3	SH1	5.5	2.66E-09



## 8 STACKING AREA (INDAGINI 2015)

Sondaggi:

- S1;
- S2;
- S3.

Prove penetrometriche statiche:

- CPTU1;
- CPTU2;
- CPTU3.

Prove di laboratorio:

Sondaggio	Campione	Profondità (m)		Analisi granulometrica	Peso specifico	Peso di volume	Umidità naturale	Limiti di Atterberg	Prova edometrica	Triassiale CU	Triassiale UU
		tezzo	letto								
S1	G1	1.00	1.20	x							
	SH1	6.00	6.70	x	x	x	x	x	x	x	x
	SH2	12.30	13.00	x	x	x	x	x	x	x	x
S2	G1	6.00	7.00	x							
	G2	32.00	33.00	x							
	SH1	3.00	3.70	x	x	x	x	x	x	x	x
	SH2	8.30	9.00	x	x	x	x	x	x	x	x
S3	G1	12.00	13.00	x							
	G2	18.00	19.00	x							
	SH1	4.50	5.20	x	x	x	x	x	x	x	x
	SH2	9.00	9.70	x	x	x	x	x	x	x	x

### 8.1 PROFILO STRATIGRAFICO

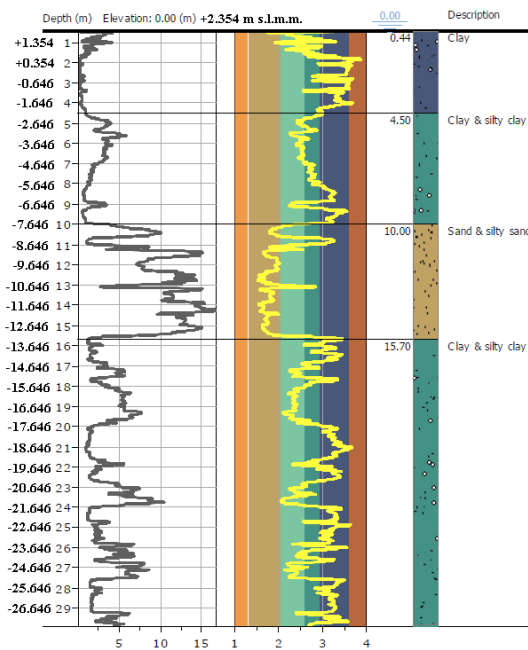
Sondaggi

S1 (p.c. = +2.441 m s.l.m.m.)				
Profondità (m da p.c.)		Profondità (m s.l.m.m.)		Descrizione
da	a	da	a	
0	1.2	2.441	1.241	Terreno di riporto costituito da sabbia ghiaia e ciottoli di colore da ocra a grigio scuro
1.2	4.7	1.241	-2.259	Argilla limosa con rare intercalazioni sabbiose di colore grigio chiaro e presenza di fanghi bauxitici da 1,80 a 3,70 m
4.7	9	-2.259	-6.559	Argilla da debolmente limosa a limosa di colore grigio e ocra
9	14.6	-6.559	-12.159	Limo sabbioso debolmente argilloso di colore grigio
14.6	20	-12.159	-17.559	Alternanza di sabbia limosa e limo sabbioso a tratti argilloso di colore grigio

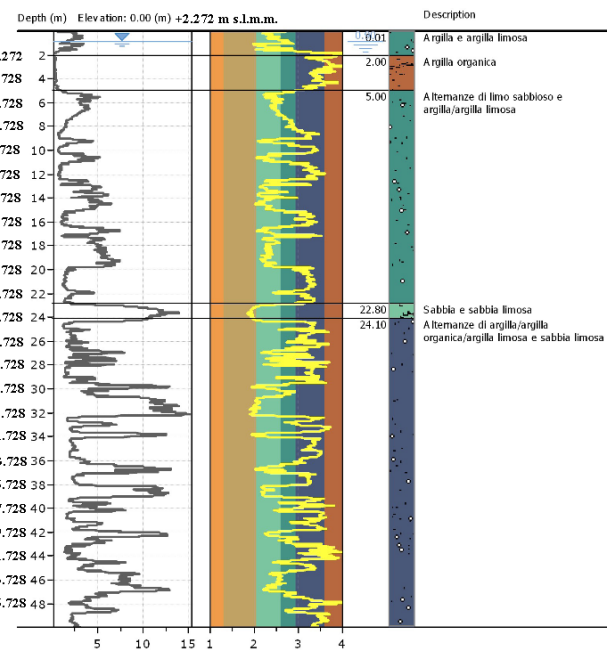
S2 (p.c. = +1.598 m s.l.m.m.)				
Profondità (m da p.c.)		Profondità (m s.l.m.m.)		Descrizione
da	a	da	a	
0	1	1.598	0.598	Terreno di riporto costituito da ghiaia e ciottoli arrotondati in matrice sabbioso-limosa di colore grigio
1	5	0.598	-3.402	Argilla limosa con intercalazioni sabbiose di colore grigio marrone, con livelli di torba nerastris e fanghi bauxitici
5	8.3	-3.402	-6.702	Limo sabbioso con intercalazioni argillose di colore da grigio ad ocra
8.3	11	-6.702	-9.402	Argilla limosa di colore grigio chiaro
11	20.4	-9.402	-18.802	Sabbia limosa con intercalazioni di argilla limosa di colore grigio chiaro
20.4	23	-18.802	-21.402	Argilla limosa di colore grigio chiaro con livelli di torba marrone tra 21,95 - 22,00 m; 22,40 - 22,50 m
23	35	-21.402	-33.402	Sabbia limosa di colore grigio con intercalazioni di torba nerastra tra 26,00 - 26,50 m; 29,00 - 29,60 m; 34,60 - 35,00 m

S3 (p.c. = +1.666 m s.l.m.m.)				
Profondità (m da p.c.)		Profondità (m s.l.m.m.)		Descrizione
da	a	da	a	
0	2.7	1.666	-1.034	Terreno di riporto costituito da sabbia a ghiaia di colore grigio/marrone
2.7	4	-1.034	-2.334	Fanghi bauxitici di colore rossastro
4	9.7	-2.334	-8.034	Argilla da debolmente limosa a limosa di colore da grigio chiaro ad ocra
9.7	11.5	-8.034	-9.834	Argilla limosa di colore grigio
11.5	20	-9.834	-18.334	Sabbia limosa di colore grigio

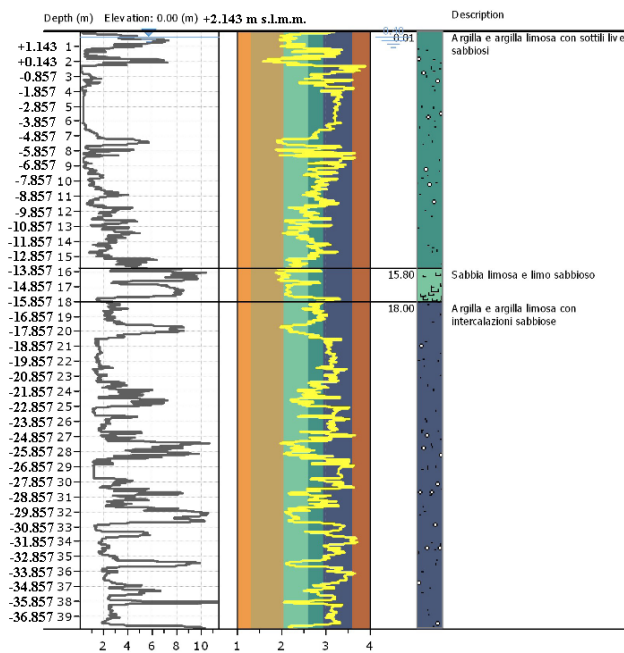
Prove CPTU



CPTU 1



CPTU 2

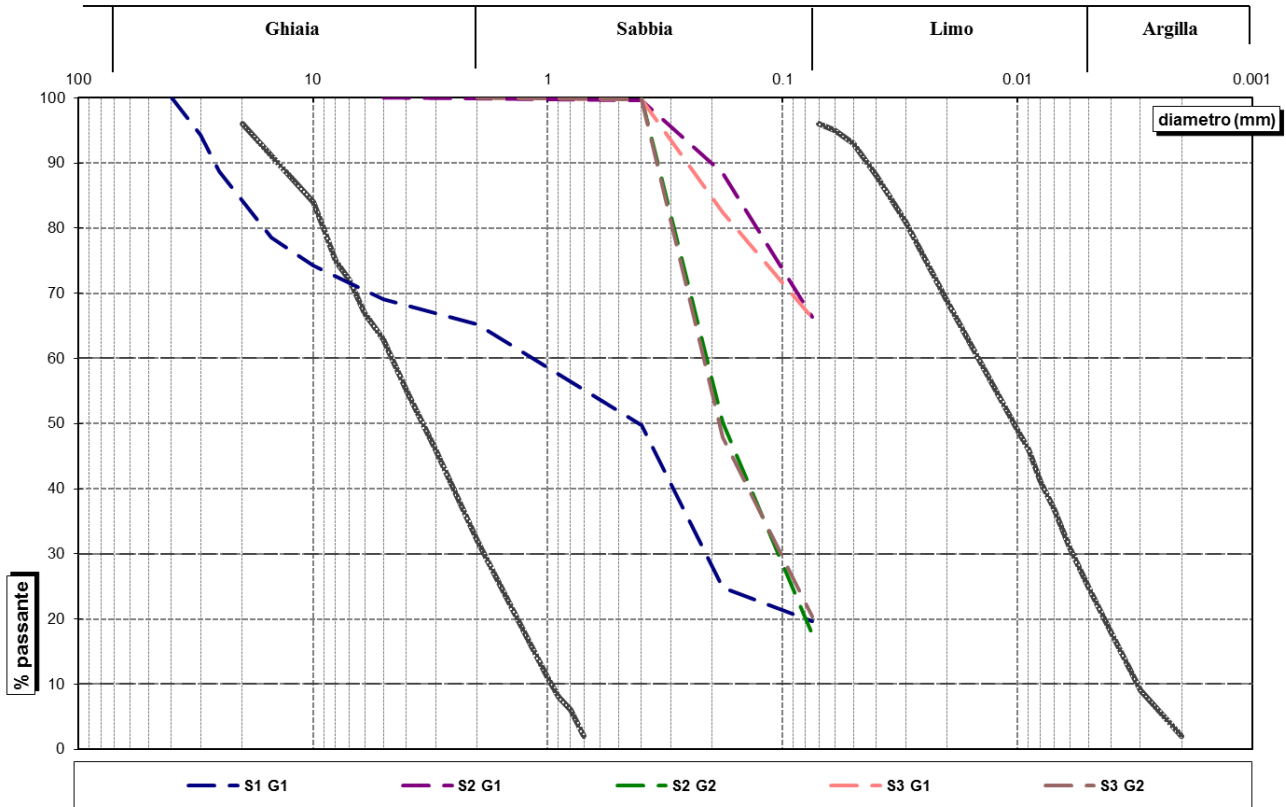


CPTU 3

## 8.2 CARATTERISTICHE TERRENI GRANULARI

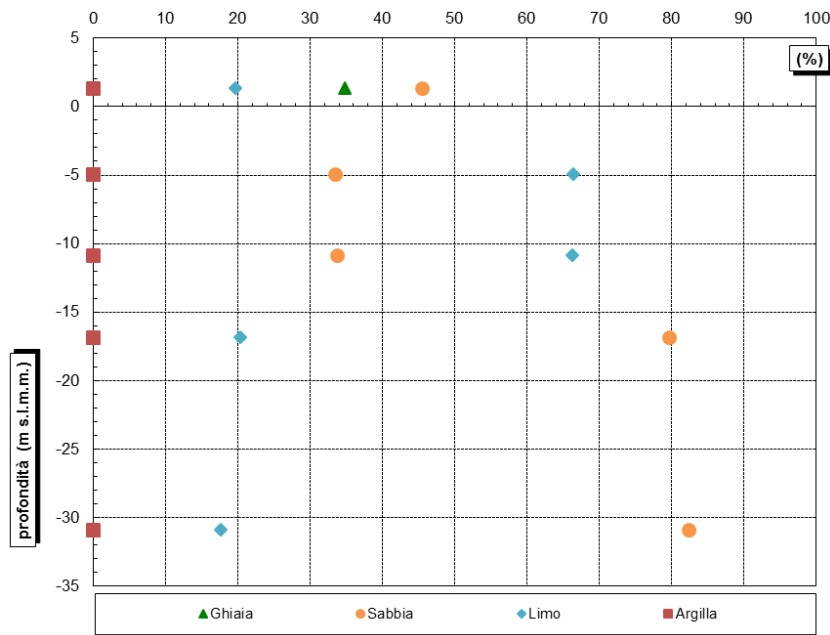
### 8.2.1 Proprietà fisiche

I grafici seguenti riportano le curve granulometriche e le percentuali di ghiaia, sabbia e limo+argilla ricavate per i campioni rimaneggiati.



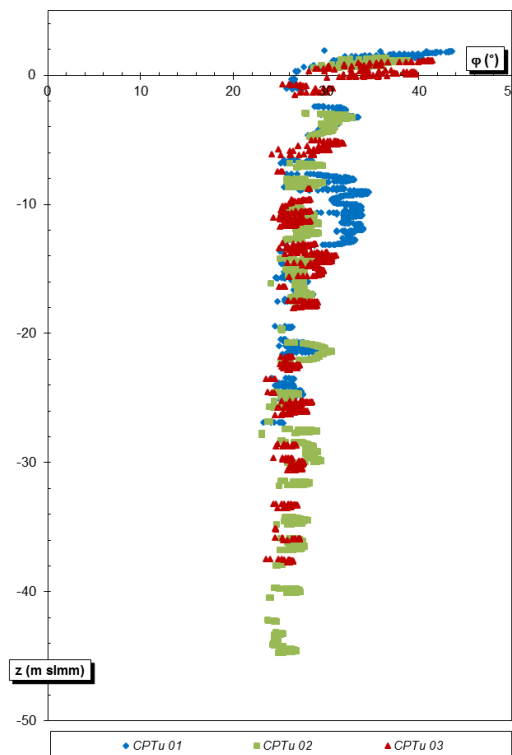
Sondaggio	Campione	profondità (m)			Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)	G+S (%)	L+A (%)	profondità (m s.l.m.)
		tetto	letto	media							
S1	G1	1.00	1.20	1.10	34.80	45.50	19.70	0.00	80.30	19.70	1.34
S2	G1	6.00	7.00	6.50	0.10	33.50	66.40	0.00	33.60	66.40	-4.90
	G2	32.00	33.00	32.50	0.00	82.30	17.70	0.00	82.30	17.70	-30.90
S3	G1	12.00	13.00	12.50	0.00	33.70	66.30	0.00	33.70	66.30	-10.83
	G2	18.00	19.00	18.50	0.00	79.70	20.30	0.00	79.70	20.30	-16.83





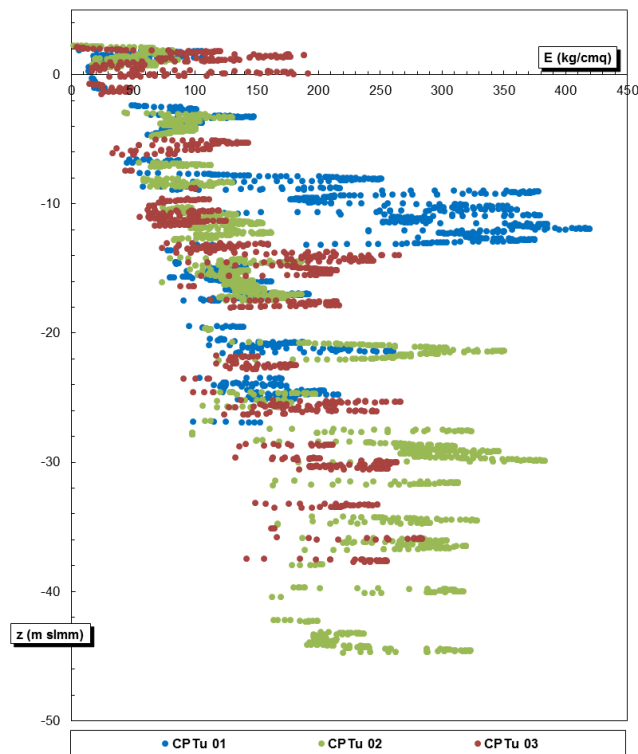
### 8.2.2 Proprietà meccaniche

Il grafico seguente riporta l'angolo d'attrito valutato a partire dalle prove penetrometriche statiche mediante la correlazione di Caquot.



### 8.2.3 Proprietà deformative

Il grafico seguente riporta il modulo elastico valutato a partire dalle prove penetrometriche statiche mediante la correlazione di Schmertmann.

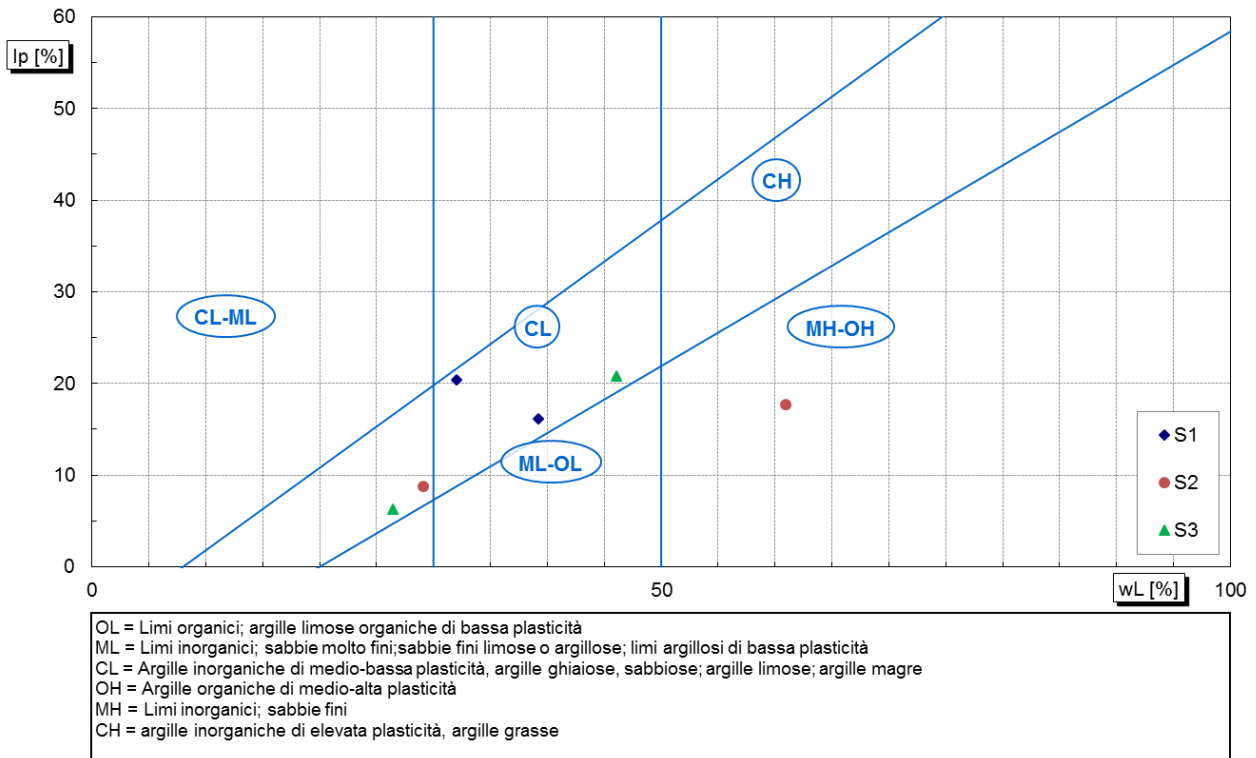


### 8.3 CARATTERISTICHE TERRENI COESIVI

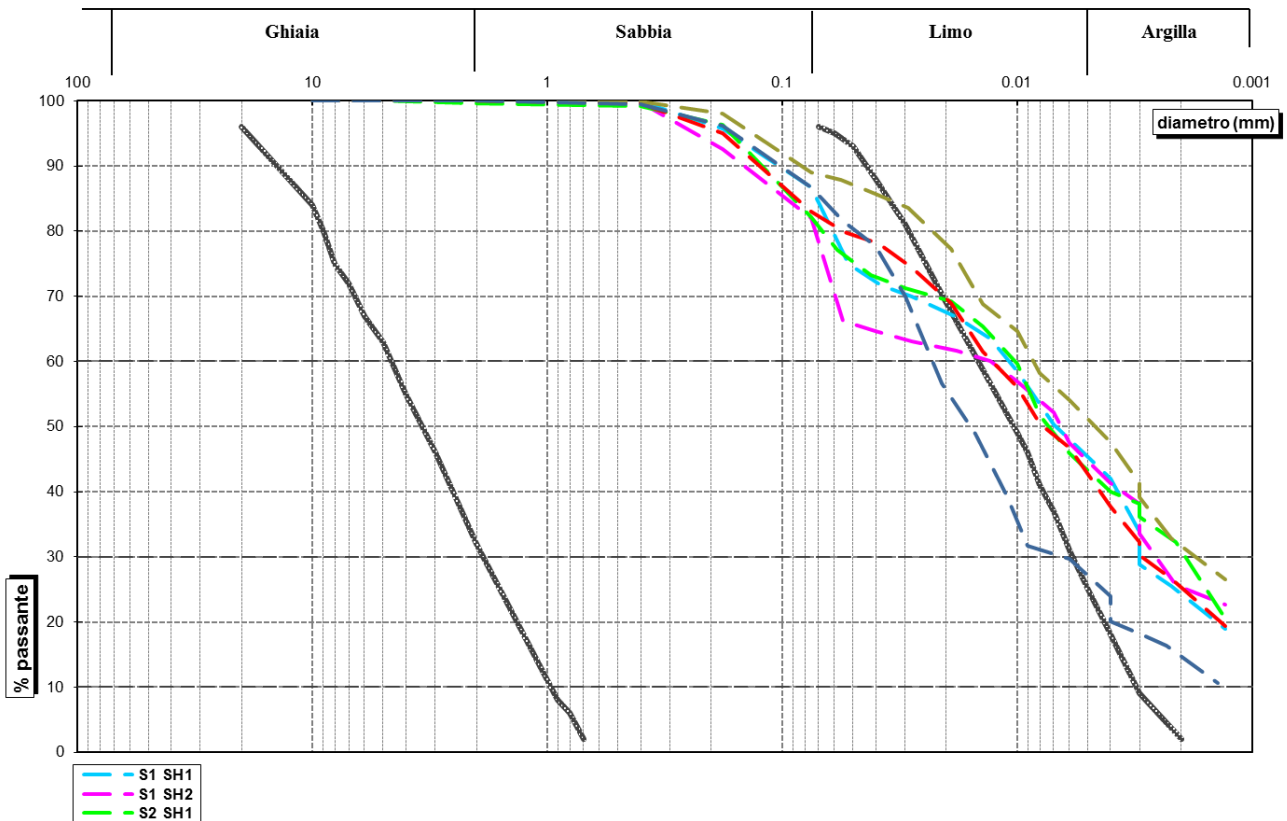
#### 8.3.1 Proprietà fisiche

Dalle analisi di laboratorio eseguite su campioni indisturbati si ricavano le seguenti proprietà fisiche:

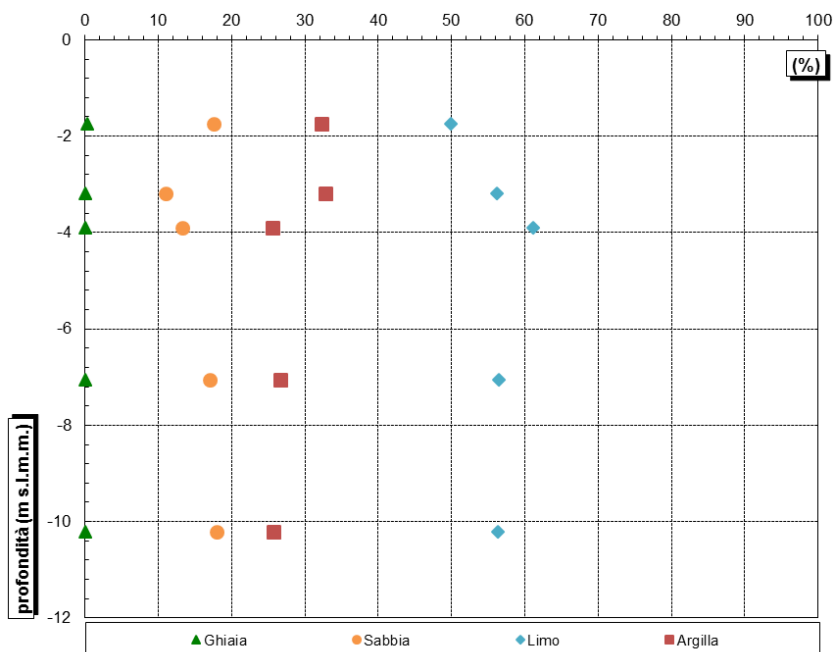
sondaggio	campione	profondità (m)			Gs (/)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	n	e	w (%)	wl (%)	wp (%)	I <sub>p</sub> (%)	I <sub>c</sub>
		tetto	letto	media											
S1	G1	1.00	1.20	1.10											
	SH1	6.00	6.70	6.35	2.68	20.57	17.04	20.81	0.35	0.54	20.70	32.00	21.50	20.40	0.55
	SH2	12.30	13.00	12.65	2.683	18.57	14.55	19.67	0.45	0.81	27.60	39.20	23.10	16.10	0.72
S2	G1	6.00	7.00	6.50											
	G2	32.00	33.00	32.50											
	SH1	3.00	3.70	3.35	2.642	14.94	10.66	17.96	0.59	1.43	40.20	60.90	43.20	17.70	1.17
	SH2	8.30	9.00	8.65	2.675	19.18	15.79	20.63	0.40	0.66	21.50	29.10	20.30	8.80	0.86
S3	G1	12.00	13.00	12.50											
	G2	18.00	19.00	18.50											
	SH1	4.50	5.20	4.85	2.65	15.57	10.88	17.70	0.58	1.39	43.10	46.10	25.30	20.80	0.14
	SH2	9.00	9.70	9.35	2.686	19.59	15.56	19.94	0.41	0.69	25.90	26.40	20.10	6.30	0.08



I grafici seguenti riportano le curve granulometriche e le percentuali di ghiaia, sabbia e limo+argilla ricavate per i campioni indisturbati.

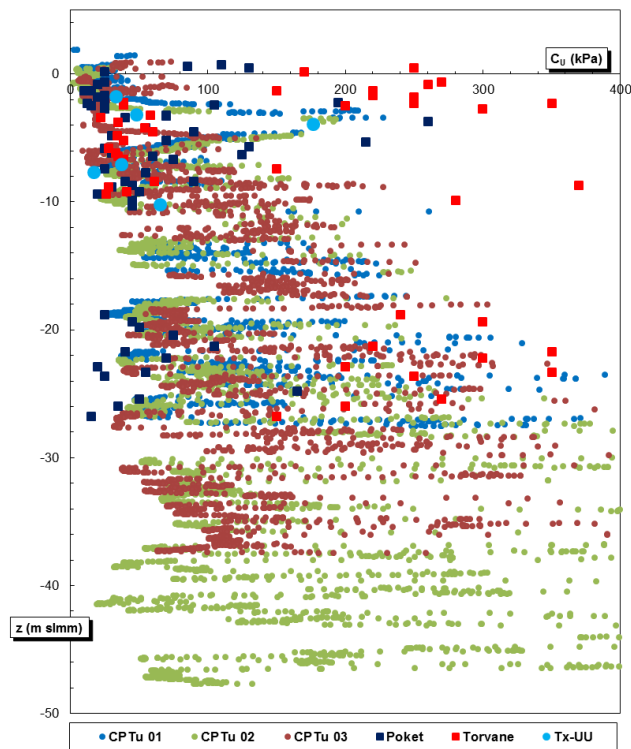


Sondaggio	Campione	profondità (m)			Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)	G+S (%)	L+A (%)	profondità (m s.l.m.m.)
		tetto	letto	media							
S1	SH1	6.00	6.70	6.35	0.00	13.30	61.20	25.50	13.30	86.70	-3.91
	SH2	12.30	13.00	12.65	0.00	18.00	56.30	25.70	18.00	82.00	-10.21
S2	SH1	3.00	3.70	3.35	0.30	17.60	49.90	32.20	17.90	82.10	-1.75
	SH2	8.30	9.00	8.65	0.00	17.00	56.40	26.60	17.00	83.00	-7.05
S2	SH1	4.50	5.20	4.85	0.00	11.00	56.20	32.80	11.00	89.00	-3.18
	SH2	9.00	9.70	9.35	0.00	13.30	70.40	16.30	13.30	86.70	-7.68

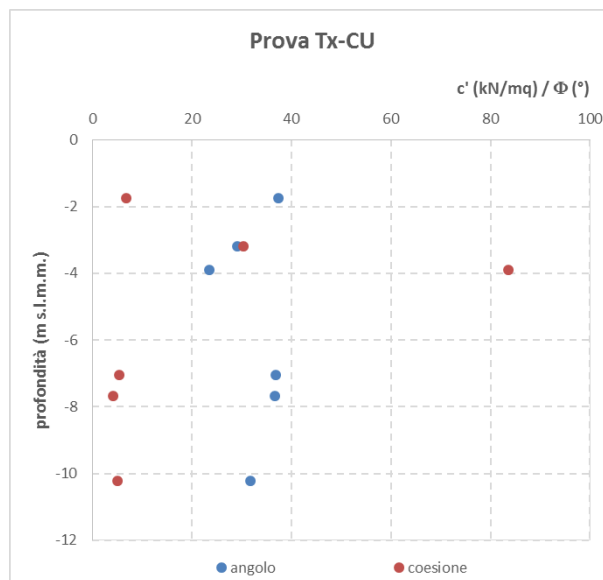


### 8.3.2 Proprietà meccaniche

Il grafico seguente riporta i valori di coesione non drenata ricavati dalle prove CPTU e confrontati con i risultati delle prove triassiali UU e di Pocket Penetrometer e Torvane:



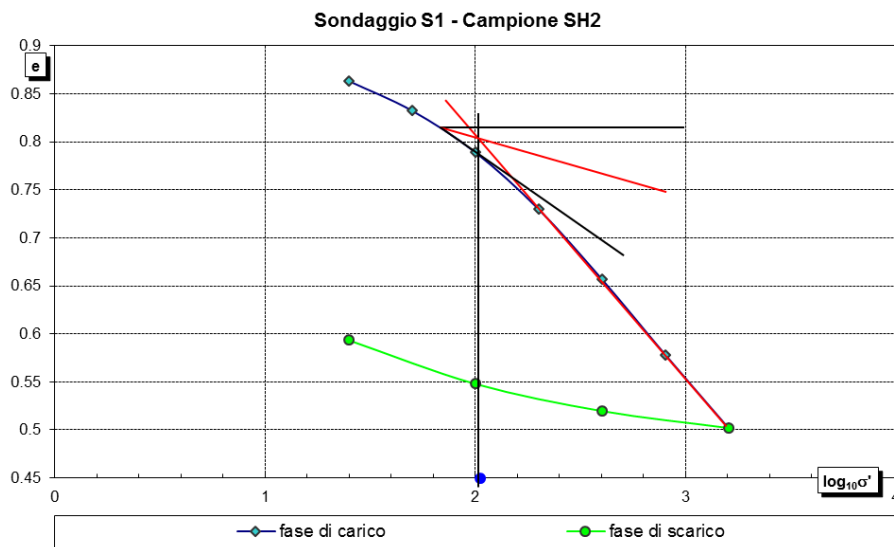
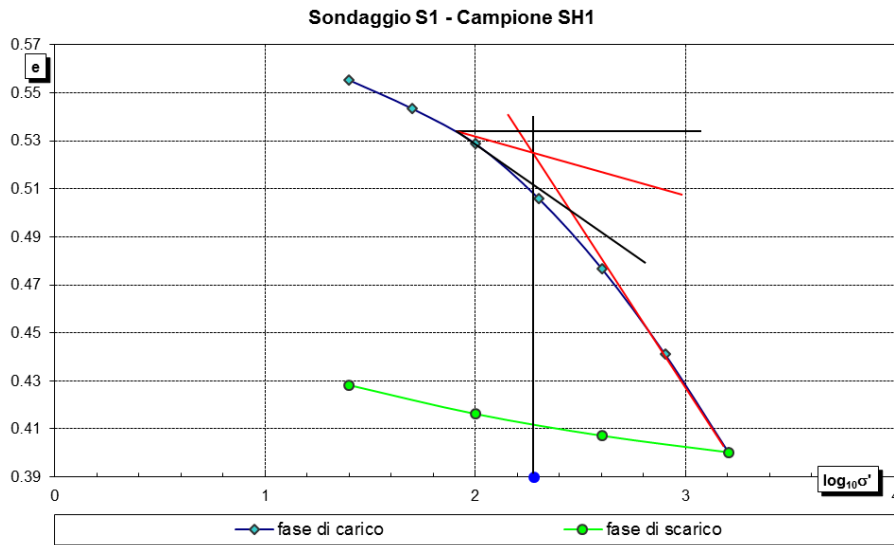
I parametri drenati  $c'$  e  $\phi'$  per gli strati coesivi sono stati ricavati dalle prove triassiali CU.

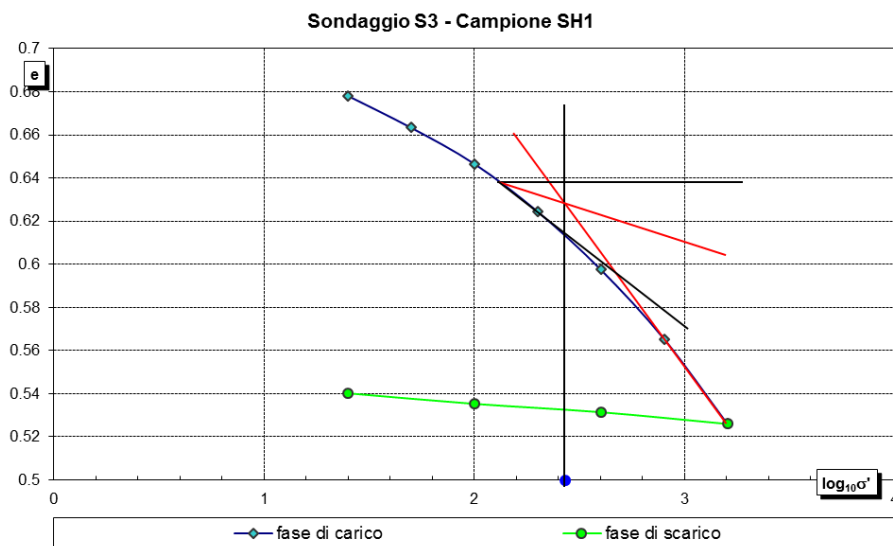
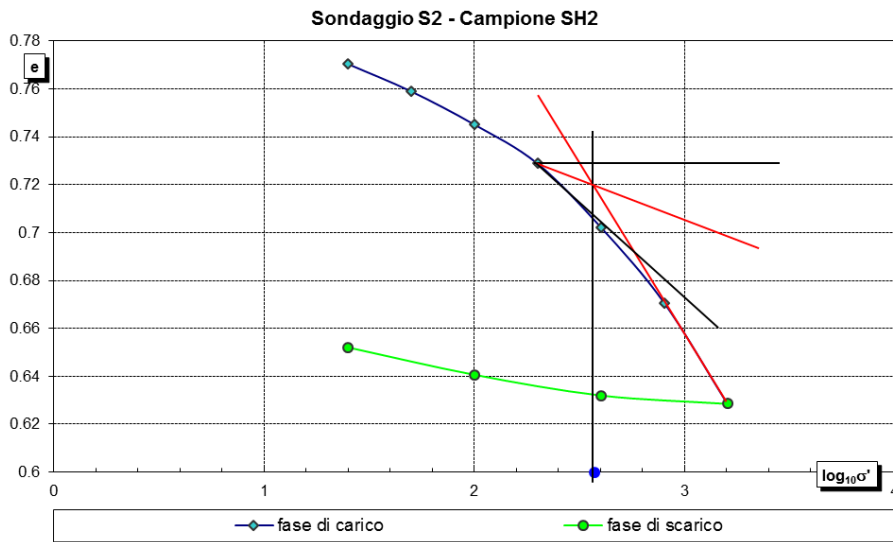
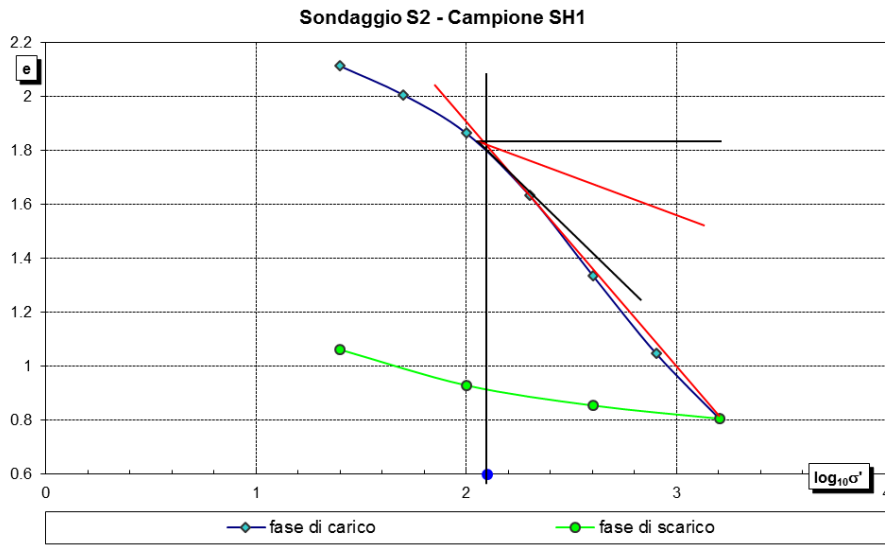


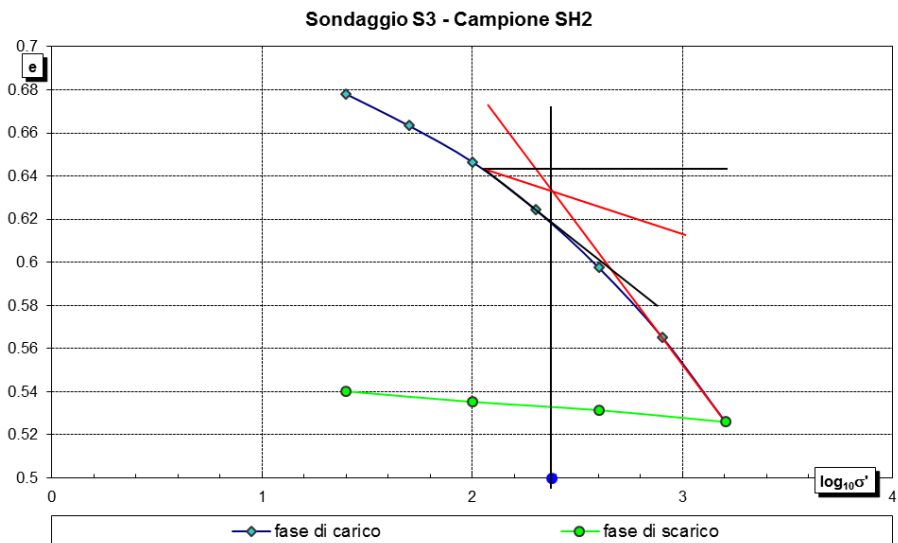
sondaggio	campione	sigla	terreno	profondità			CU		profondità
				tetto	letto	media	angolo	coesione	media
				(m)	(m)	(m)	(°)	(kN/mq)	(m s.l.m.m.)
S1	SH1	S1-SH1	argilla limosa	6	6.7	6.35	23.5	83.6	-3.909
S1	SH2	S1-SH2	argilla limosa (sabbiosa)	12.3	13	12.65	31.8	5	-10.209
S2	SH1	S2-SH1	torba, argilla torbosa	3	3.7	3.35	37.3	6.8	-1.752
S2	SH2	S2-SH2	argilla limosa	8.3	9	8.65	36.8	5.4	-7.052
S3	SH1	S3-SH1	argilla limosa torbosa	4.5	5.2	4.85	29.1	30.29	-3.184
S3	SH2	S3-SH2	argilla limosa - limo argilloso	9	9.7	9.35	36.7	4.2	-7.684

### 8.3.3 Proprietà deformative

Di seguito si riportano i risultati delle prove edometriche effettuate sui campioni indisturbati.





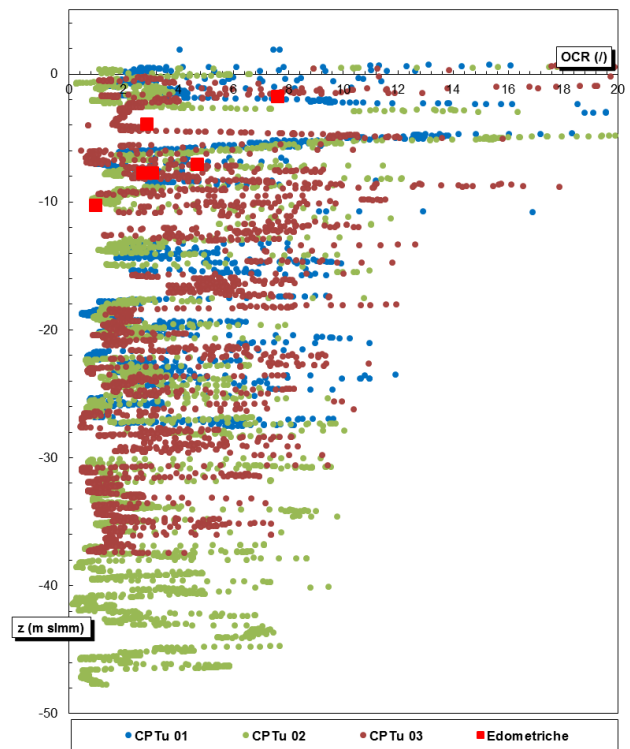
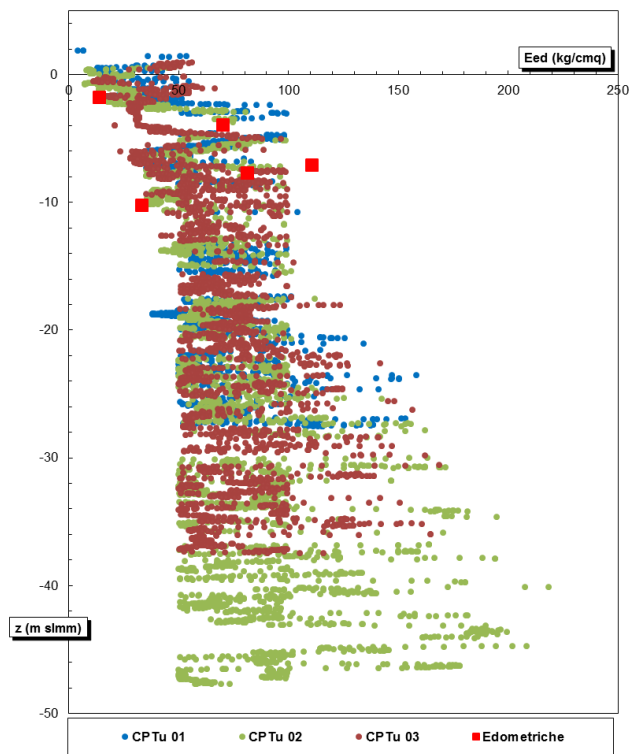


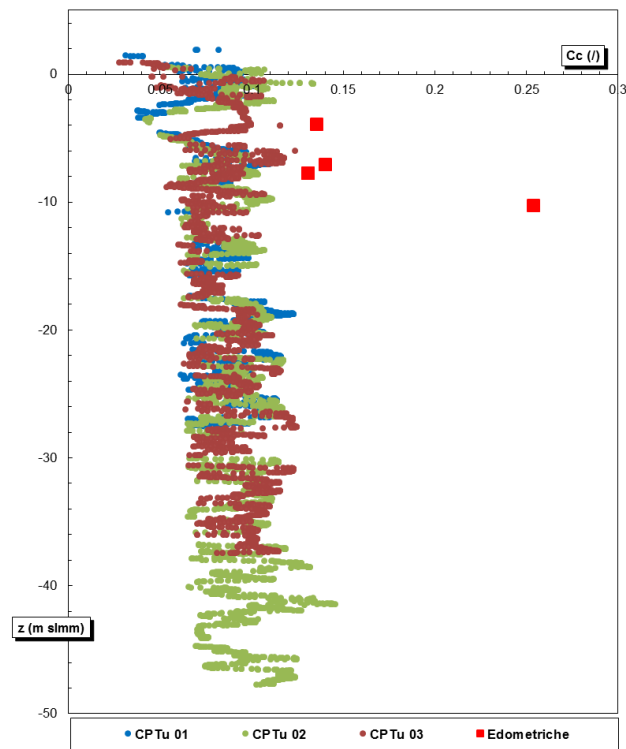
Sondaggio n°	Campione n°	Profondità media		Indice di ricomprensione Cr [ $\bar{v}$ ]	Indice di compressione Cc [ $\bar{v}$ ]	Indice di rigonfiamento Cs [ $\bar{v}$ ]	Tensione di preconsolidazione $\sigma'_c$ [kPa]	Tensione in sito $\sigma'_v$ [kPa]	Grado di sovracconsolidazione OCR [ $\bar{v}$ ]
		[m]	[m s.l.m.m.]						
S1	SH1	6.35	-3.909	0.040	0.135	0.020	190.546	67.120	2.839
S1	SH2	12.65	-10.209	0.103	0.254	0.076	105.925	108.411	0.977
S2	SH1	3.35	-1.752	0.355	0.803	0.221	125.893	16.549	7.607
S2	SH2	8.65	-7.052	0.038	0.140	0.019	371.535	79.407	4.679
S3	SH1	9.35	-7.684	0.049	0.131	0.008	272.270	89.667	3.036
S3	SH2	9.35	-7.684	0.049	0.131	0.008	239.883	89.667	2.675

Sondaggio n°	Campione n°	Profondità media		Modulo edometrico		Coefficiente di consolidazione primaria verticale cv		Permeabilità verticale k	
		[m]	[m s.l.m.m.]	Eed (kPa)		cm <sup>2</sup> /s		cm/s	
				50 - 100	100 - 200	50 - 100	100 - 200	50 - 100	100 - 200
S1	SH1	6.35	-3.909	5435	6993	4.85E-03	4.98E-03	8.93E-08	7.12E-08
S1	SH2	12.65	-10.209	2247	3289	1.19E-03	1.53E-03	5.29E-08	4.65E-08
S2	SH1	3.35	-1.752	1114	1379	1.45E-03	8.40E-04	1.30E-07	6.09E-08
S2	SH2	8.65	-7.052	6494	11050	2.26E-01	5.34E-02	3.48E-06	4.84E-07
S3	SH1	9.35	-7.684	5348	8097	5.94E-03	6.49E-03	1.11E-07	8.01E-08
S3	SH2	9.35	-7.684	5348	8097	5.94E-03	6.49E-03	1.11E-07	8.01E-08

Per confronto si riportano i valori del modulo edometrico del grado di sovraconsolidazione e dell'indice di compressione calcolati a partire dalle prove CPTU:



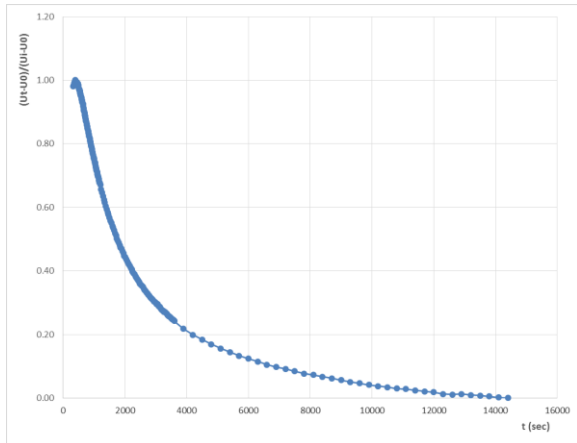




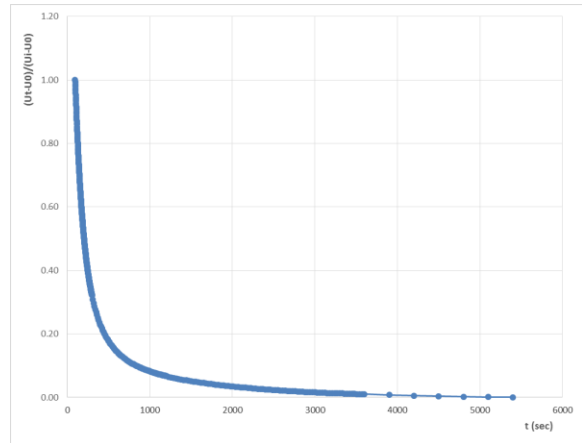
### 8.4 PROVE DI DISSIPAZIONE

Di seguito si riportano i risultati delle prove di dissipazione e il coefficiente di permeabilità orizzontale calcolato.

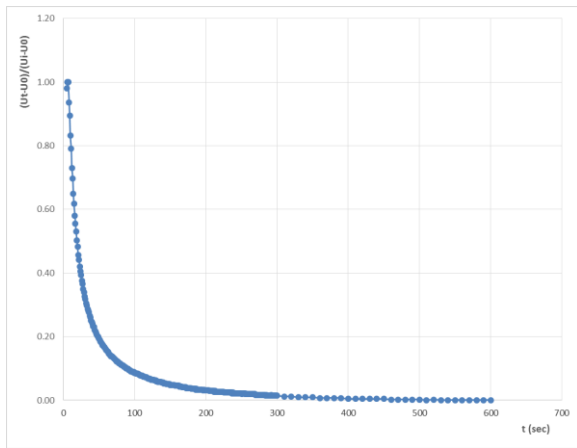
CPTU1



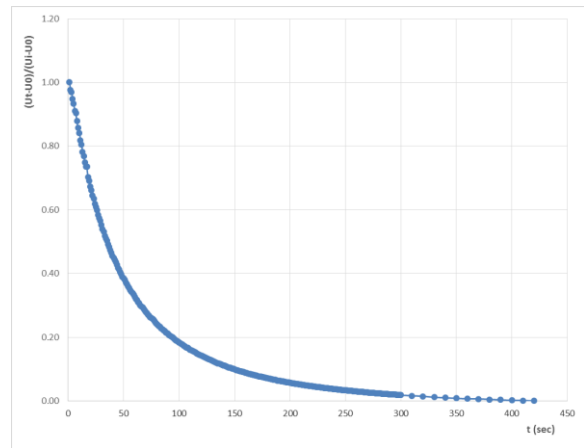
Prova n. 1 – z = 2.98 m da p.c.  
 $t_{50} = 1740 \text{ sec} \rightarrow k_h = 8.91 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$



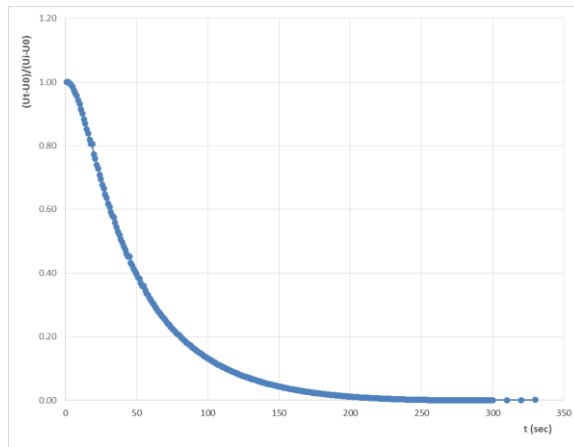
Prova n. 2 – z = 7.50 m da p.c.  
 $t_{50} = 202 \text{ sec} \rightarrow k_h = 1.31 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$



Prova n. 3 – z = 10.02 m da p.c.  
 $t_{50} = 19 \text{ sec} \rightarrow k_h = 2.52 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$

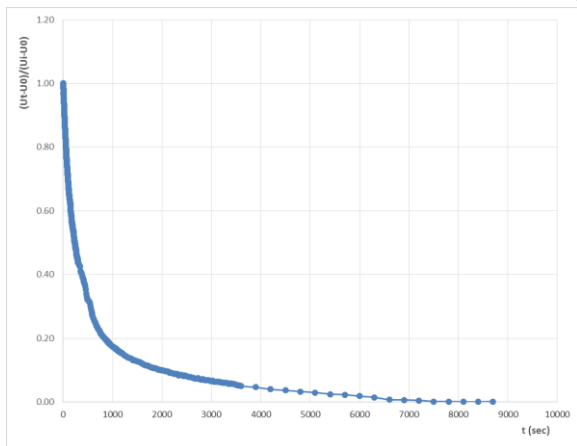


Prova n. 4 – z = 15.29 m da p.c.  
 $t_{50} = 35 \text{ sec} \rightarrow k_h = 1.18 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$

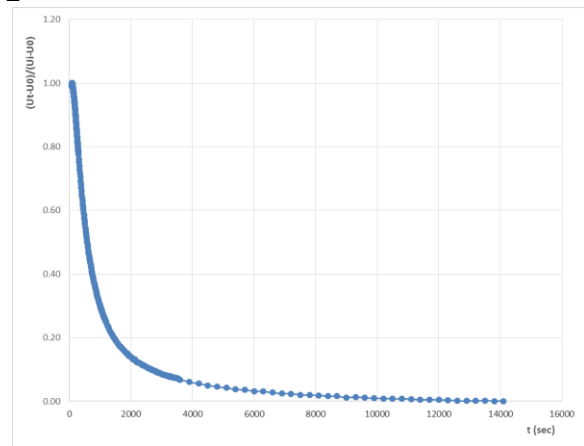


Prova n. 5 – z = 27.62 m da p.c.  
 $t_{50} = 40 \text{ sec} \rightarrow k_h = 9.95 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$

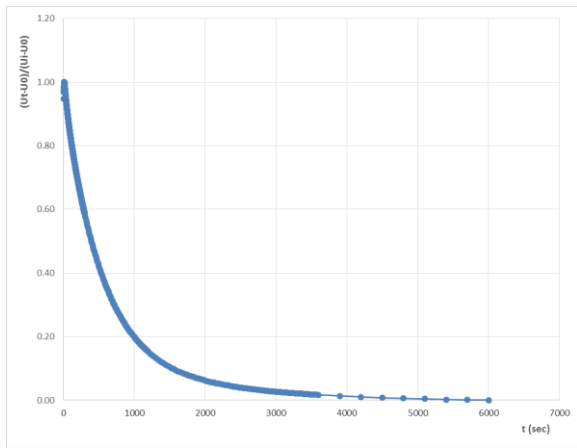
### CPTU2



Prova n. 1 – z = 3.04 m da p.c.  
 $t_{50} = 230 \text{ sec} \rightarrow k_h = 1.12 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$

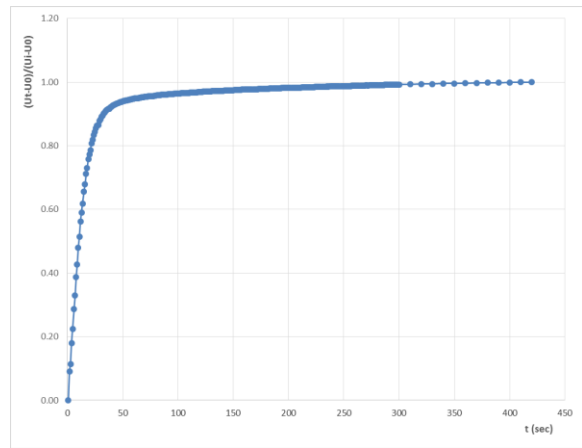


Prova n. 2 – z = 5.03 m da p.c.  
 $t_{50} = 580 \text{ sec} \rightarrow k_h = 3.52 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$



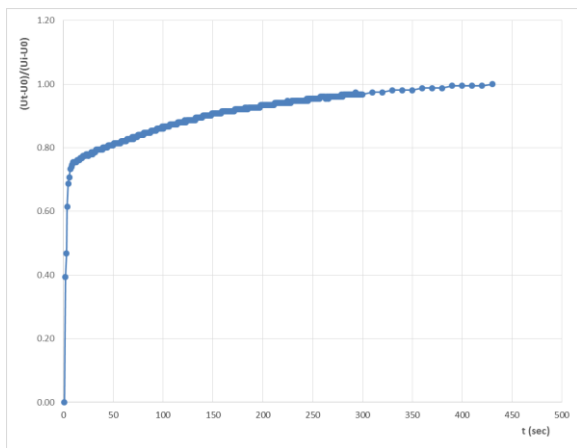
Prova n. 3 – z = 8.50 m da p.c.

$$t_{50} = 400 \text{ sec} \rightarrow k_h = 5.60 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$



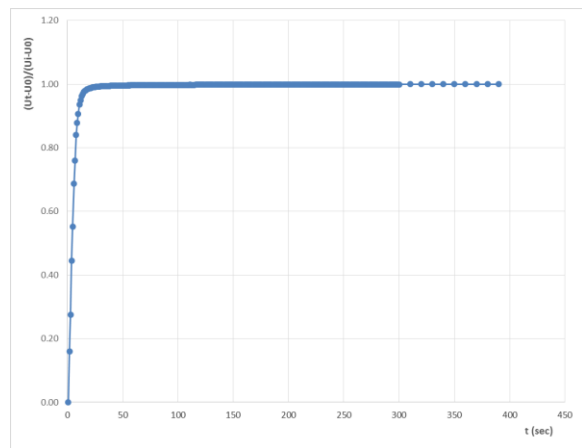
Prova n. 4 – z = 14.34 m da p.c.

Non è stato possibile calcolare  $k_h$  in quanto non vi è stata dissipazione delle pressioni neutre.



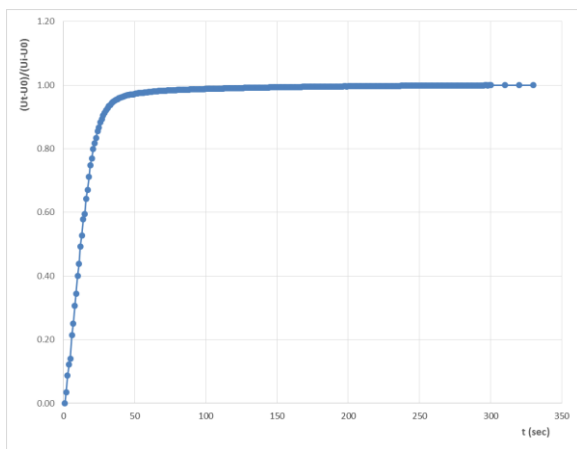
Prova n. 5 – z = 18.35 m da p.c.

Non è stato possibile calcolare  $k_h$  in quanto non vi è stata dissipazione delle pressioni neutre.



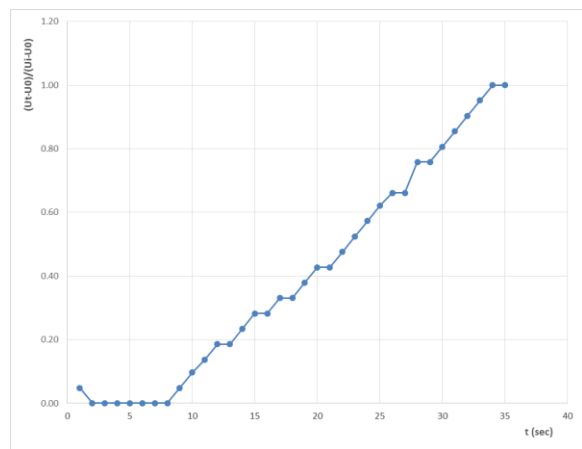
Prova n. 6 – z = 22.98 m da p.c.

Non è stato possibile calcolare  $k_h$  in quanto non vi è stata dissipazione delle pressioni neutre.



Prova n. 7 – z = 29.79 m da p.c.

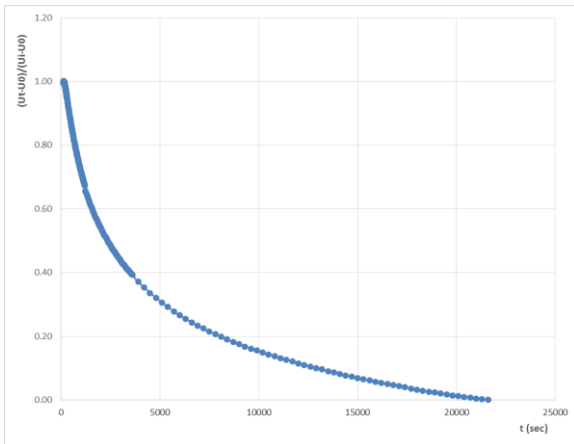
Non è stato possibile calcolare  $k_h$  in quanto non vi è stata dissipazione delle pressioni neutre.



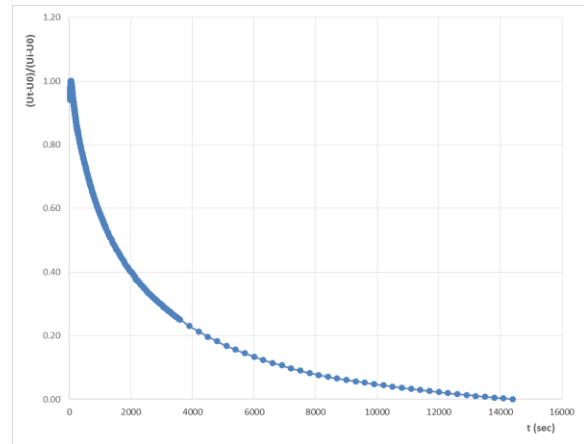
Prova n. 8 – z = 32.04 m da p.c.

Non è stato possibile calcolare  $k_h$  in quanto non vi è stata dissipazione delle pressioni neutre.

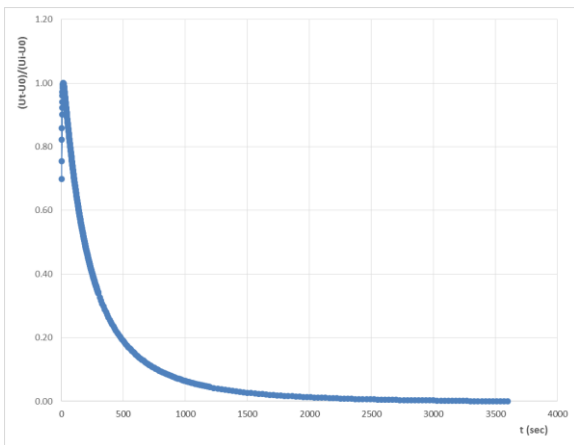
CPTU3



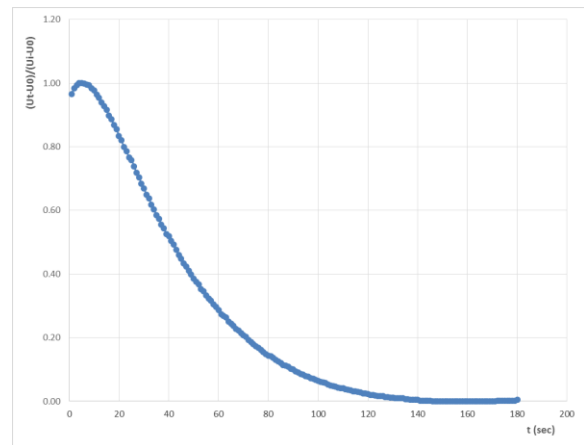
Prova n. 1 – z = 4.50 m da p.c.  
 $t_{50} = 2310 \text{ sec} \rightarrow k_h = 6.25 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$



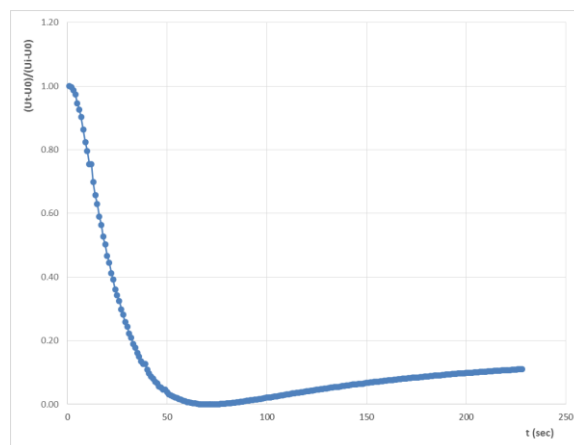
Prova n. 2 – z = 13.80 m da p.c.  
 $t_{50} = 1380 \text{ sec} \rightarrow k_h = 1.19 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$



Prova n. 3 – z = 9.50 m da p.c.  
 $t_{50} = 186 \text{ sec} \rightarrow k_h = 1.46 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$



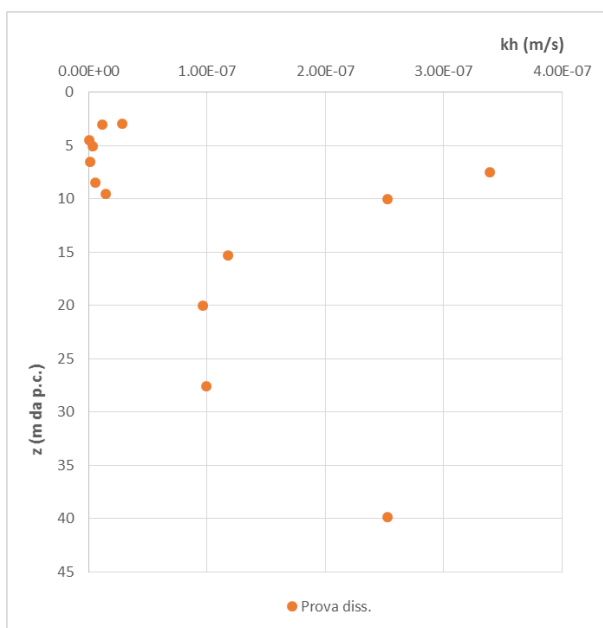
Prova n. 4 – z = 19.99 m da p.c.  
 $t_{50} = 41 \text{ sec} \rightarrow k_h = 9.65 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$



Prova n. 5 – z = 39.84 m da p.c.  
 $t_{50} = 19 \text{ sec} \rightarrow k_h = 2.52 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$

Di seguito si riportano la tabelle e il grafico riassuntivi dei valori del coefficiente di permeabilità orizzontale calcolati mediante le prove di dissipazione.

Prova CPTU	Prova diss.	z (m)	kh (m/s)
CPTU1	1	2.98	2.84E-08
	2	7.5	3.39E-07
	3	10.02	2.52E-07
	4	15.29	1.18E-07
	5	27.62	9.95E-08
CPTU2	1	3.04	1.12E-08
	2	5.03	3.52E-09
	3	8.5	5.60E-09
	4	14.34	
	5	18.35	
	6	22.98	
	7	29.79	
	8	32.04	
CPTU3	1	4.5	6.25E-10
	2	6.5	1.19E-09
	3	9.5	1.46E-08
	4	19.99	9.65E-08
	5	39.84	2.52E-07



## 9 QUAY AREA (INDAGINI 2017)

Sondaggi:

- SP1;
- SP2.

Prove penetrometriche statiche:

- SCPTU1;
- SCPTU2.

Prove di laboratorio:

Sondaggio	Campione	Profondità (m)			Analisi granulometrica	Peso specifico	Peso di volume	Umidità naturale	Limiti di Atterberg	Contenuto S.O.	Prova Edometrica	Prova ELL	Triassiale CU	Triassiale UU
		tetto	letto	media										
SP1	S1	3.00	3.50	3.25	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
	S2	7.30	7.80	7.55	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
	S3	20.00	20.70	20.35	x	x	x	x	x			x	x	
	C1	0.50	1.40	0.95	x									
	C2	12.00	13.00	12.50	x									
	C3	23.50	24.50	24.00	x									
SP2	S1	4.50	5.10	4.80	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
	S2	9.00	9.60	9.30	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
	S3	29.00	29.60	29.30	x	x	x	x	x			x	x	
	C1	1.00	2.00	1.50	x									
	C2	16.00	17.00	16.50	x									
	C3	25.00	26.00	25.50	x									

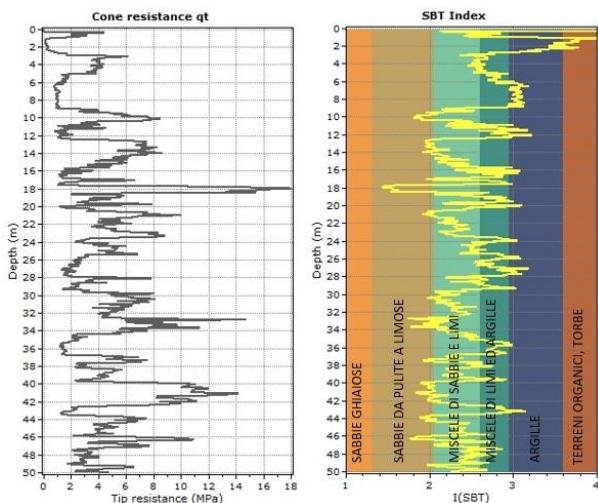
### 9.1 PROFILO STRATIGRAFICO

Sondaggi

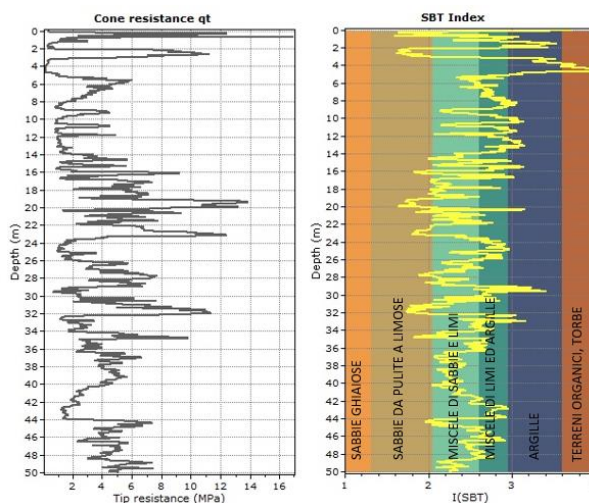
SP1 (p.c. = + 2.280 m sl.m.m.)				
Profondità (m da p.c.)		Profondità (m s.l.m.m.)		Descrizione
da	a	da	a	
0	0.2	2.280	2.080	Soletta di cemento
0.2	1	2.080	1.280	Ghiaia in matrice sabbiosa di colore marrone - materiale di riporto
1	1.4	1.280	0.880	Sabbia limosa con presenza di clasti - materiale di riporto
1.4	7.9	0.880	-5.621	Limo argilloso grigio
7.9	11.7	-5.621	-9.421	Argilla debolmente limosa di colore grigio
11.7	40	-9.421	-37.721	Limo argilloso debolmente sabbioso alternato a limo sabbioso.
40	45	-37.721	-42.721	Sabbia di colore grigio
45	47.3	-42.721	-45.021	Sabbia debolmente limosa di colore grigio
47.3	50	-45.021	-47.721	Sabbia di colore grigio

SP2 (p.c. = + 2.782 m sl.m.m.)				
Profondità (m da p.c.)		Profondità (m s.l.m.m.)		Descrizione
da	a	da	a	
0	0.2	2.782	2.582	Soletta di cemento
0.2	2	2.582	0.782	Ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa di colore marrone, diametro massimo riscontrato 50 mm - materiale di riporto
2	4	0.782	-1.219	Sabbia di colore grigio con presenza di sporadici clasti, diametro massimo riscontrato 20 mm
4	6.1	-1.219	-3.319	Argilla debolmente limosa di colore grigio chiaro-nerastro, presenza tra -6,00 e -6,10 m di un'intervallo torboso
6.1	10	-3.319	-7.219	Argilla limosa debolmente sabbiosa di color ocra-grigio
10	12.8	-7.219	-10.019	Sabbia limosa e sabbia debolmente limosa di colore grigio con venature color ocra
12.8	13.5	-10.019	-10.719	Argilla grigia
13.5	28.7	-10.719	-25.919	Sabbia limosa e sabbia debolmente limosa di colore grigio con venature color ocra, presenza di intervalli torbosi tra -25,30 e -25,50 e tra -27,80 e -28,20 m da p.c.
28.7	30.5	-25.919	-27.719	Limo argilloso con torba
30.5	40	-27.719	-37.219	Sabbia limosa debolmente argillosa di colore grigio, presenza di intervalli torbosi tra -31,50 e -32,10, tra -33,90 e -34,20, tra -39,4 e -39,7, tra -41,5 e -42,0 da p.c.

Prove SCPTU



SCPTU1



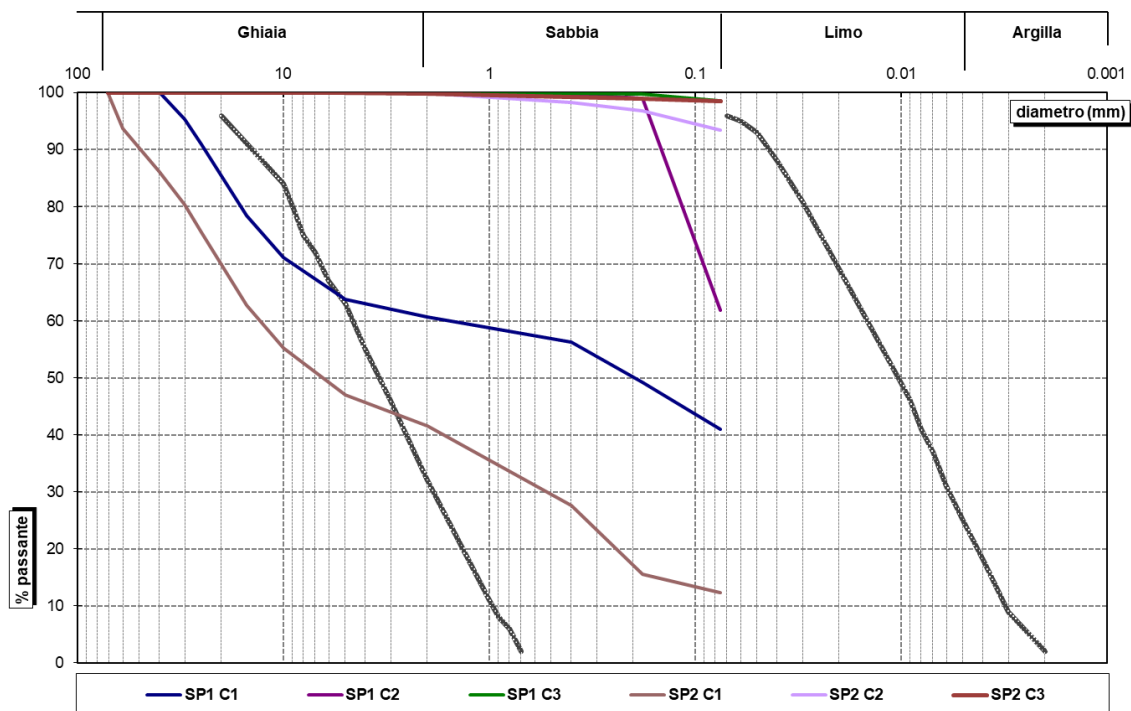
SCPTU2



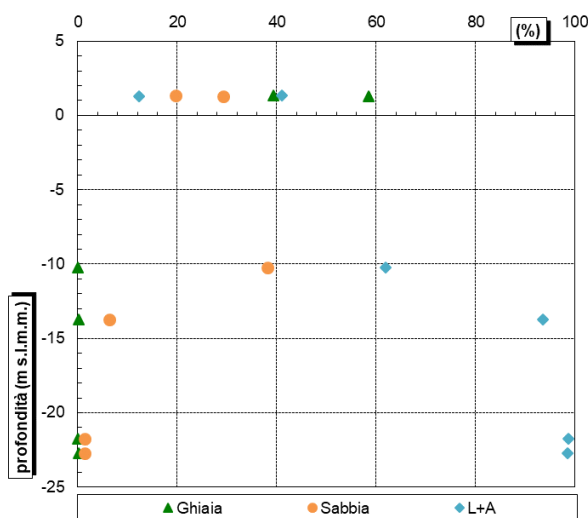
## 9.2 CARATTERISTICHE DEI TERRENI GRANULARI

### 9.2.1 Proprietà fisiche

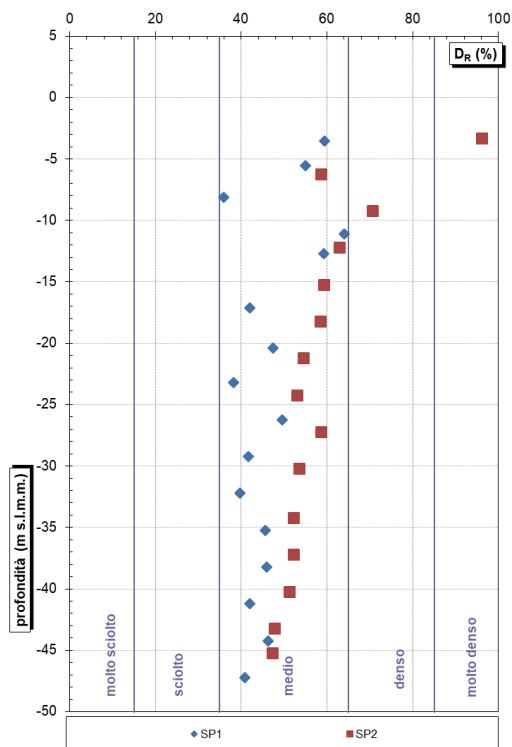
I grafici seguenti riportano le curve granulometriche e le percentuali di ghiaia, sabbia e limo+argilla ricavate per i campioni rimaneggiati.



Sondaggio	Campione	profondità media (m s.l.m.m.)	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	L+A (%)
SP1	C1	1.33	39.40	19.60	41.00
SP1	C2	-10.22	0.00	38.10	61.90
SP1	C3	-21.72	0.00	1.40	98.60
SP2	C1	1.28	58.40	29.30	12.30
SP2	C2	-13.72	0.10	6.40	93.50
SP2	C3	-22.72	0.10	1.40	98.50

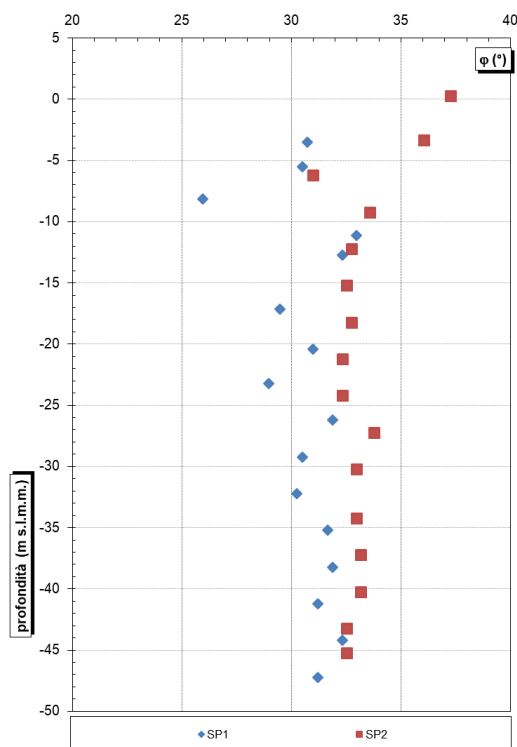


Il grafico seguente riporta la densità relativa valutata a partire dalle prove SPT mediante la correlazione di Skempton.

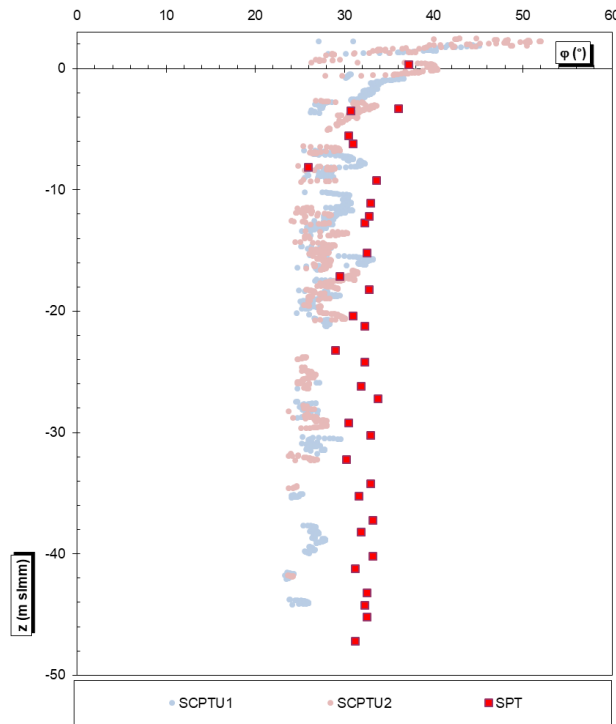


### 9.2.2 Proprietà meccaniche

Il grafico seguente riporta l'angolo d'attrito valutato a partire dalle prove SPT mediante la correlazione di Shioi e Fukuni.

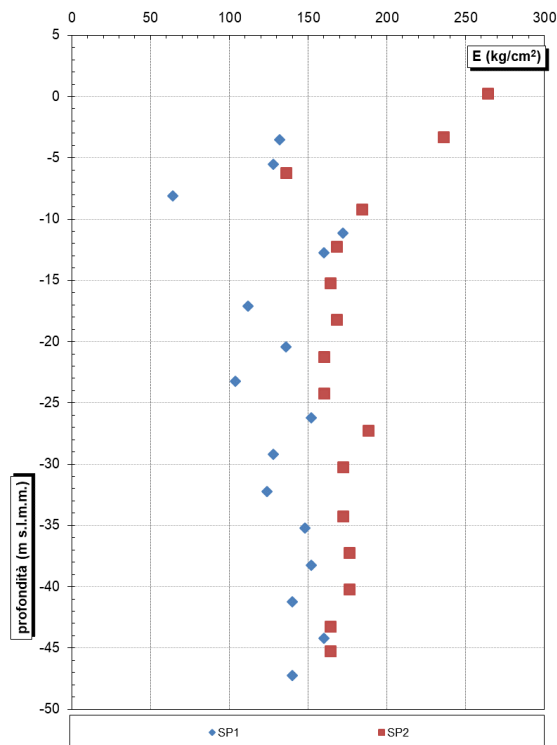


Per confronto si riportano i valori dell'angolo d'attrito ricavati dalle prove CPTU:

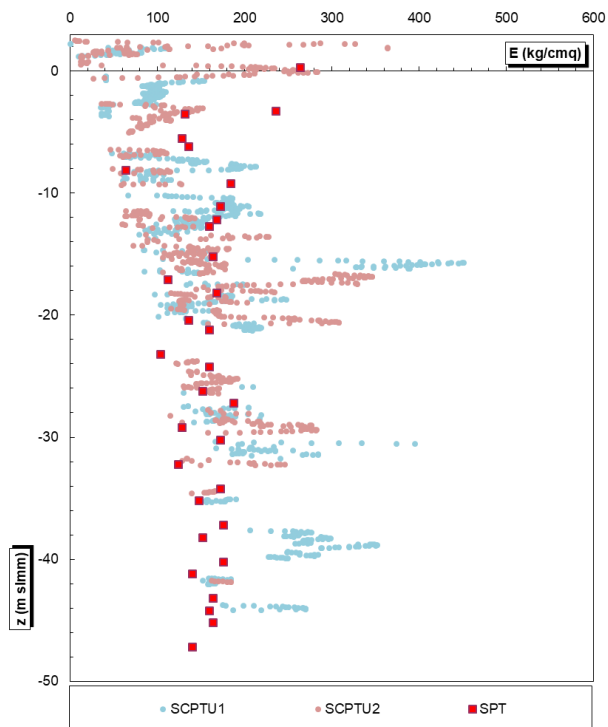


### 9.2.3 Proprietà deformative

Il grafico seguente riporta il modulo elastico valutato a partire dalle prove SPT mediante la correlazione di Schmertmann.



Per confronto si riportano i valori del modulo elastico ricavati dalle prove CPTU:

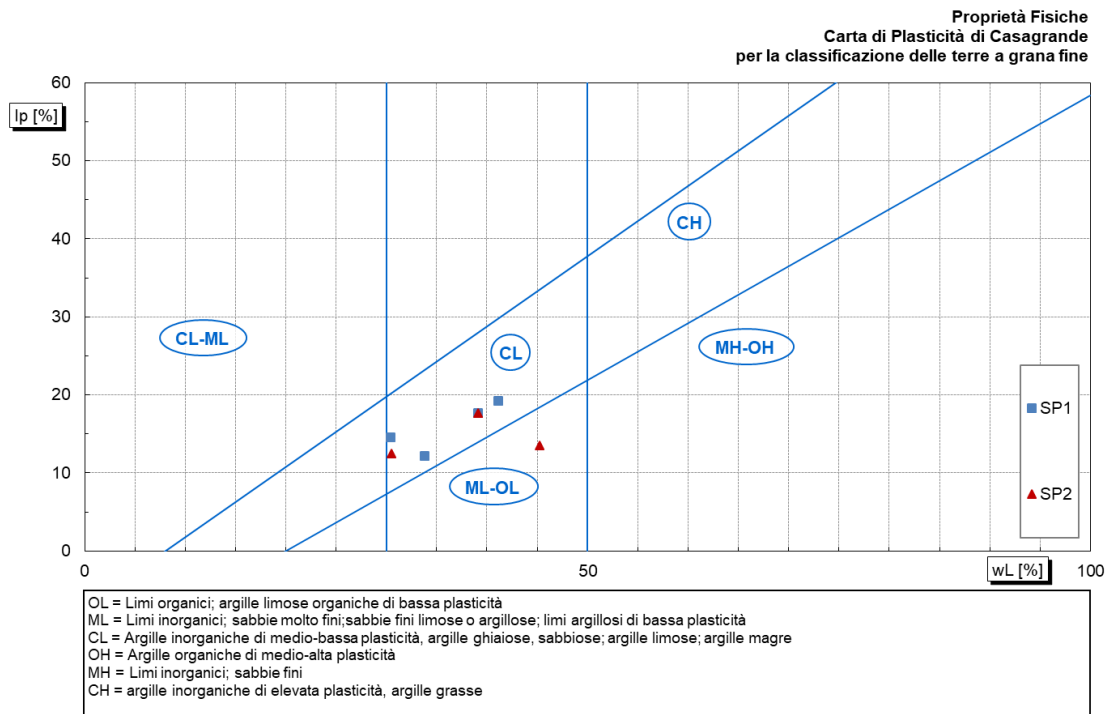


### 9.3 CARATTERISTICHE DEI TERRENI COESIVI

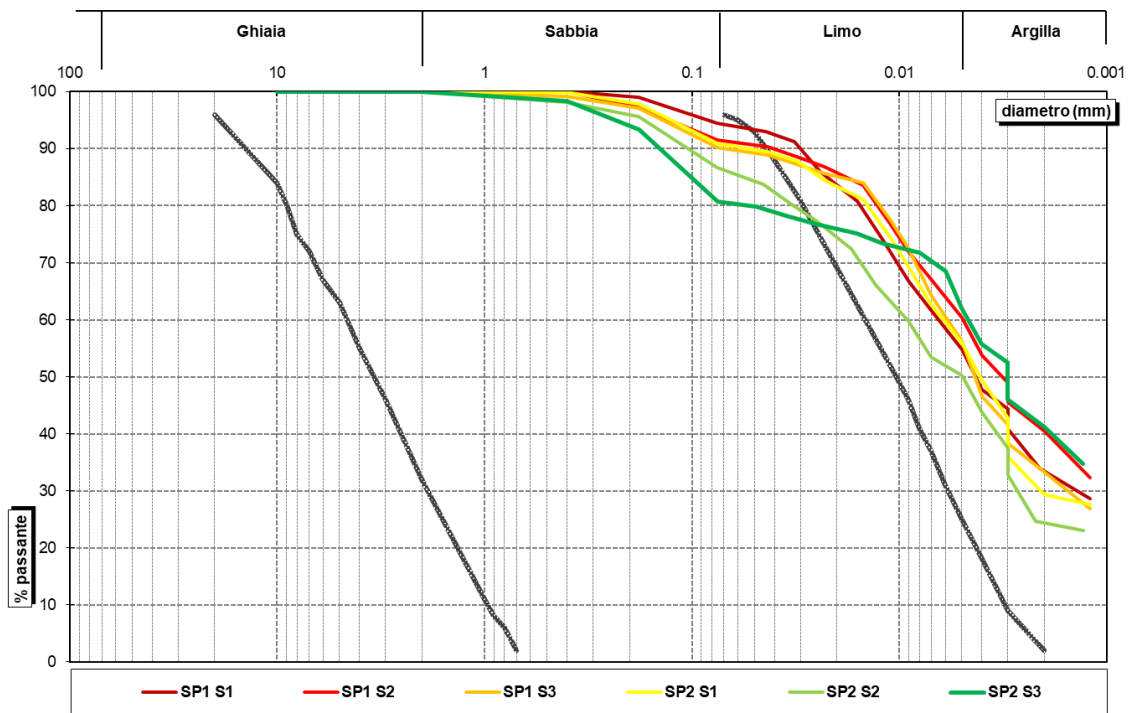
#### 9.3.1 Proprietà fisiche

Dalle analisi di laboratorio eseguite su campioni indisturbati si ricavano le seguenti proprietà fisiche:

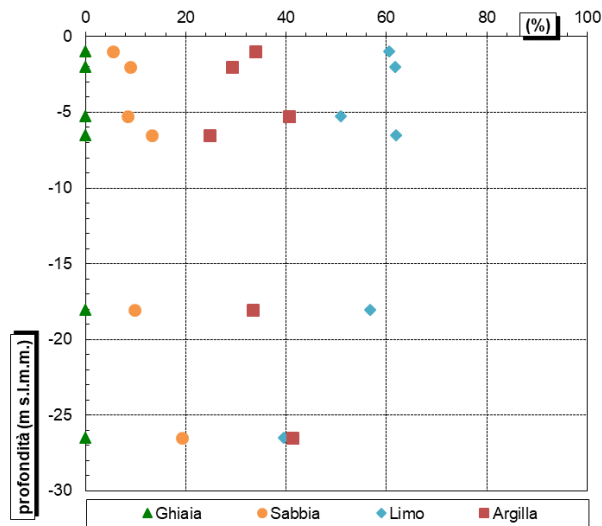
Sondaggio	Campione	Profondità			Profondità media (m s.l.m.m.)	Peso specifico Gs (t)	Peso di volume			Porosità / Indice dei vuoti		Umidità naturale w (%)	Limiti di Atterberg			
		tetto (m da p.c.)	letto (m da p.c.)	media (m da p.c.)			$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	n (t)	e (t)		w <sub>L</sub> (%)	w <sub>p</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)	I <sub>c</sub> (t)
SP1	S1	3.00	3.50	3.25	-0.97	2.642	20.14	15.96	25.92	0.38	0.62	26.20	33.80	21.60	12.20	0.62
	S2	7.30	7.80	7.55	-5.27	2.665	20.07	16.15	26.14	0.38	0.62	24.30	30.40	15.80	14.60	0.42
	S3	20.00	20.70	20.35	-18.07	2.693	18.49	14.11	26.42	0.47	0.87	31.00	41.10	21.90	19.20	0.53
	C1	0.50	1.40	0.95	1.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	C2	12.00	13.00	12.50	-10.22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	C3	23.50	24.50	24.00	-21.72	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SP2	S1	4.50	5.10	4.80	-2.02	2.679	19.10	14.34	26.28	0.45	0.83	33.20	39.10	21.50	17.70	0.33
	S2	9.00	9.60	9.30	-6.52	26.810	20.27	16.53	263.01	0.94	14.91	22.60	30.50	18.00	12.50	0.63
	S3	29.00	29.60	29.30	-26.52	2.702	16.01	12.06	26.51	0.55	1.20	32.80	45.20	31.70	13.50	0.92
	C1	1.00	2.00	1.50	1.28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	C2	16.00	17.00	16.50	-13.72	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	C3	25.00	26.00	25.50	-22.72	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-



I grafici seguenti riportano le curve granulometriche e le percentuali di ghiaia, sabbia, limo e argilla ricavate per i campioni indisturbati.

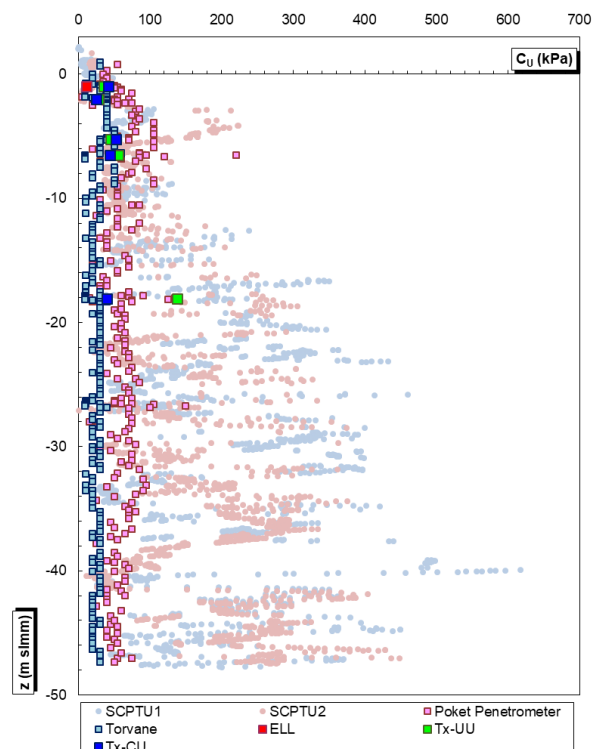


Sondaggio	Campione	profondità media (m s.l.m.m.)	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)	G+S (%)	L+A (%)
SP1	S1	-0.97	0.00	5.50	60.60	33.90	5.50	94.50
SP1	S2	-5.27	0.00	8.40	51.00	40.60	8.40	91.60
SP1	S3	-18.07	0.00	9.80	56.80	33.40	9.80	90.20
SP2	S1	-2.02	0.00	9.00	61.70	29.30	9.00	91.00
SP2	S2	-6.52	0.00	13.30	62.00	24.70	13.30	86.70
SP2	S3	-26.52	0.00	19.20	39.60	41.20	19.20	80.80

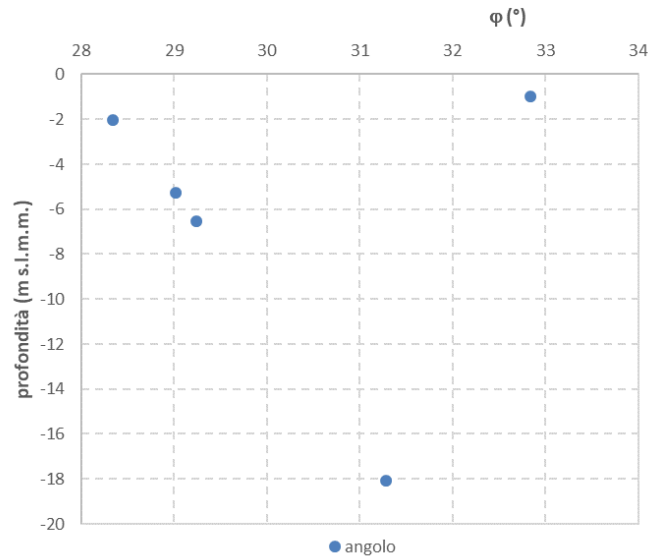


### 9.3.2 Proprietà meccaniche

Il grafico seguente riporta i valori di coesione non drenata ricavati dalle prove CPTU e confrontati con i risultati delle prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL) e delle prove triassiali CU e UU e con i valori ricavati dai Pocket Penetrometer e Torvane:



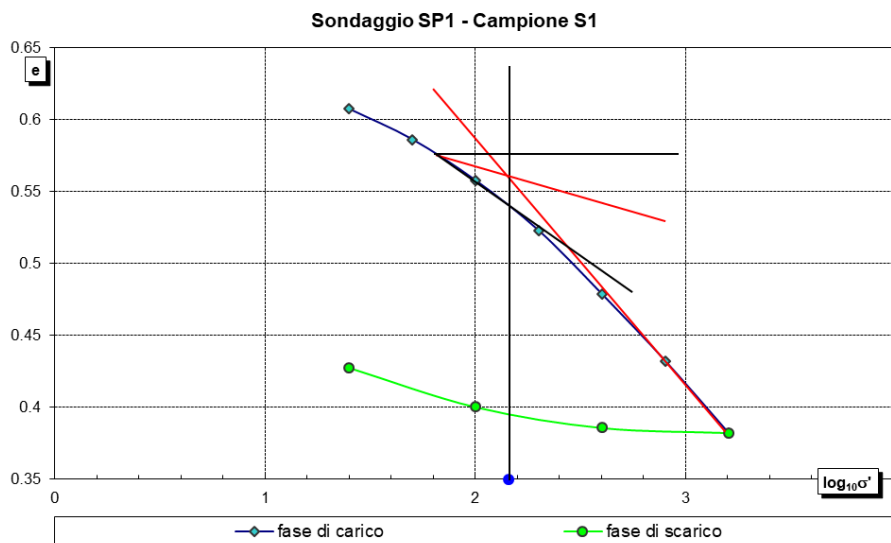
L'angolo d'attrito  $\phi'$  per gli strati coesivi è stato ricavato dalle prove triassiali CU.



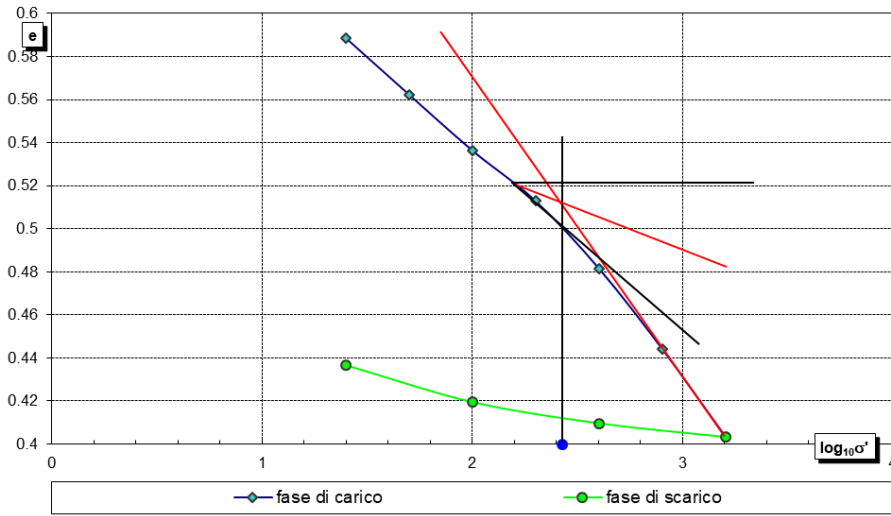
Sondaggio	Campione	Profondità			Profondità media (m s.l.m.m.)	Descrizione	Prova triassiale CU		Prova triassiale UU	Prova ELL
		tetto (m da p.c.)	letto (m da p.c.)	media (m da p.c.)			$\phi$ (°)	$c_u$ (kPa)	$c_u$ (kPa)	$c_u$ (kPa)
SP1	S1	3.00	3.50	3.25	-0.97	Indisturbato (0 - 9 cm) Torba (9 - 57 cm) Argilla limosa	32.84	41.53	35.50	11.45
	S2	7.30	7.80	7.55	-5.27	Indisturbato (0 - 39 cm) Argilla limosa	29.02	52.17	45.50	-
	S3	20.00	20.70	20.35	-18.07	Indisturbato (0 - 20 cm) Limo argilloso (20 - 61 cm) Limo sabbioso debolmente argilloso	31.28	39.98	138.40	-
SP2	S1	4.50	5.10	4.80	-2.02	Indisturbato (0 - 18 cm) Argilla limosa con elementi frantumati (18 - 48 cm) Argilla limosa (48 - 57 cm) Sabbia limosa con matrice argillosa	28.34	25.11	27.73	28.65
	S2	9.00	9.60	9.30	-6.52	Indisturbato (0 - 40 cm) Limo sabbioso (40 - 54 cm) Argilla limosa	29.24	44.56	55.65	-
	S3	29.00	29.60	29.30	-26.52	Indisturbato (0 - 20 cm) Limo argilloso debolmente sabbioso (20 - 32 cm) Torba (32 - 52 cm) Argilla limosa	-	-	-	-

### 9.3.3 Proprietà deformative

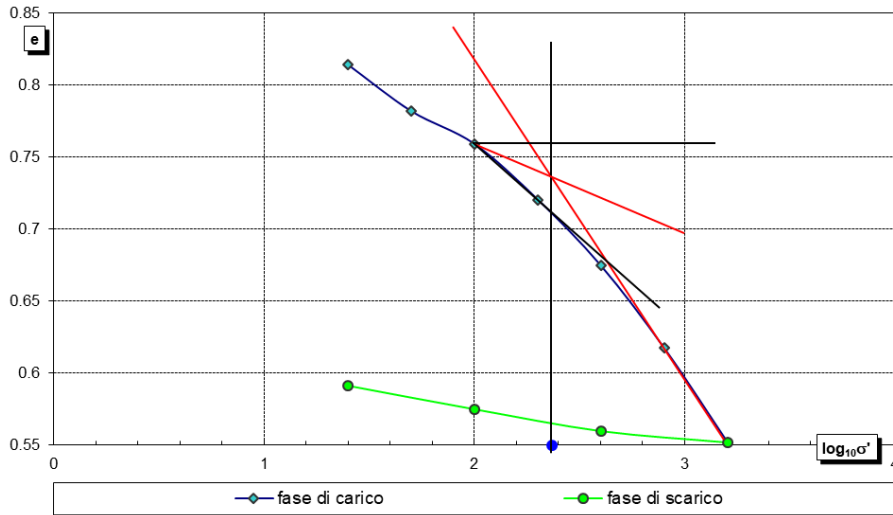
Di seguito si riportano i risultati delle prove edometriche effettuate sui campioni indisturbati.



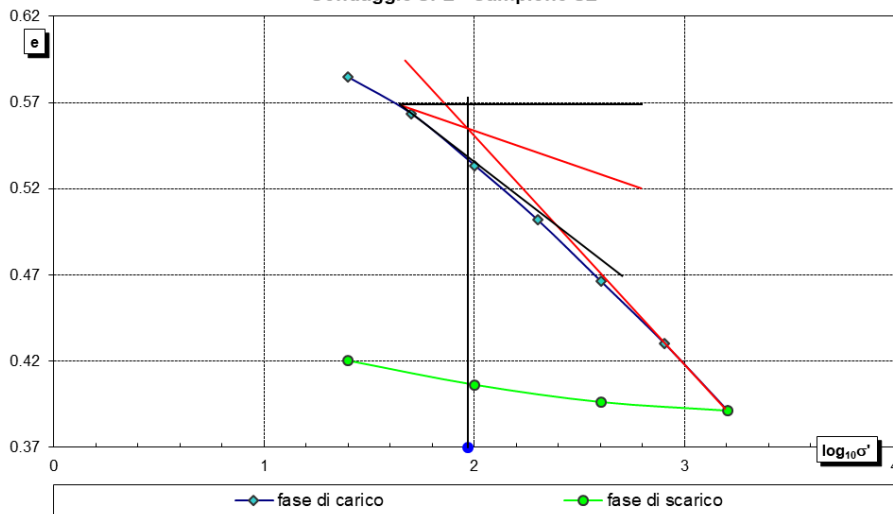
Sondaggio SP1 - Campione S2



Sondaggio SP2 - Campione S1



Sondaggio SP2 - Campione S2

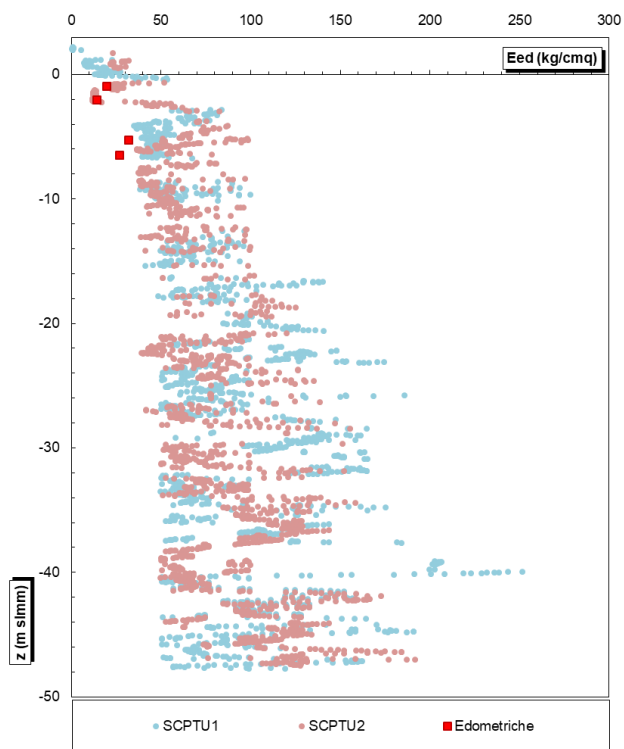


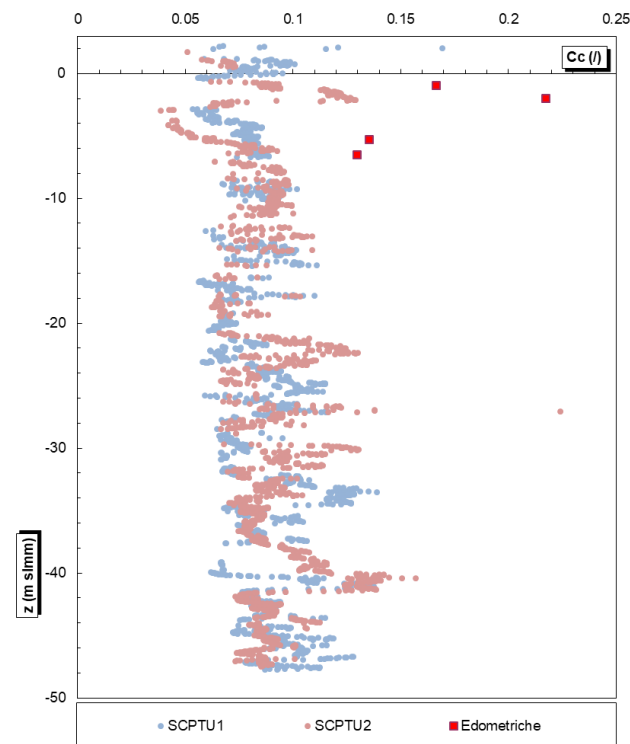
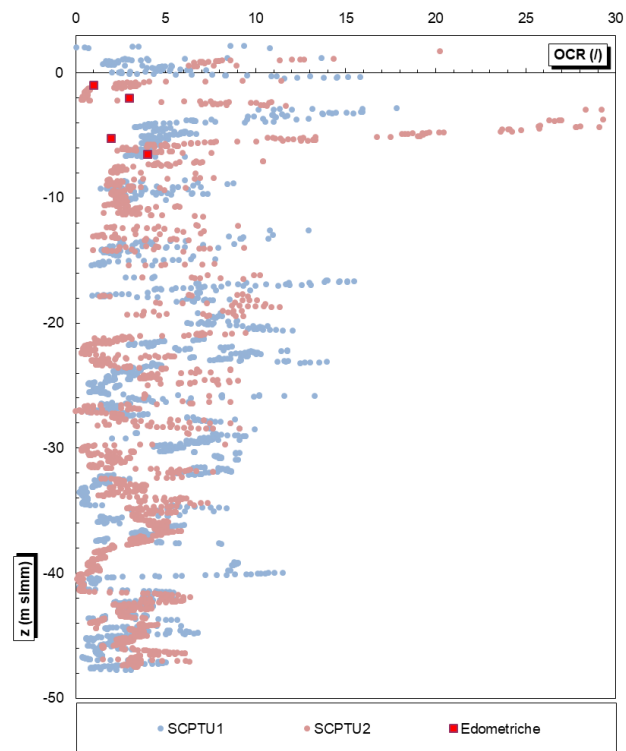


Sondaggio	Campione	Profondità media		Indice di ricomprensione	Indice di compressione	Indice di rigonfiamento	Tensione di preconsolidazione	Tensione in sito	Grado di sovraconsolidazione
		[m]	[m s.l.m.m.]						
n°	n°	[m]	[m s.l.m.m.]	Cr [ $\lambda$ ]	Cc [ $\lambda$ ]	Cs [ $\lambda$ ]	$\sigma'_c$ [kPa]	$\sigma'_v$ [kPa]	OCR [ $\lambda$ ]
SP1	S1	3.25	-0.97	0.070	0.166	0.045	144.544	32.955	4.386
	S2	7.55	-5.27	0.088	0.136	0.029	269.153	76.029	3.540
SP2	S1	4.80	-2.02	0.107	0.217	0.027	234.423	43.680	5.367
	S2	9.30	-6.52	0.070	0.130	0.023	93.325	95.511	0.977

Sondaggio	Campione	Profondità media		Modulo edometrico		Coefficiente di consolidazione primaria verticale		Permeabilità verticale	
		[m]	[m s.l.m.m.]	Eed (kPa)		cv (cm <sup>2</sup> /s)		k (cm/s)	
n°	n°	[m]	[m s.l.m.m.]	50 - 100	100 - 200	50 - 100	100 - 200	50 - 100	100 - 200
SP1	S1	3.25	-0.97	2924	4773	5.94E-04	1.71E-03	2.03E-08	3.58E-08
	S2	7.55	-5.27	3195	7067	9.26E-04	2.51E-03	2.90E-08	3.56E-08
SP2	S1	4.80	-2.02	4082	4819	1.56E-03	8.51E-03	3.81E-08	1.76E-07
	S2	9.30	-6.52	2688	5076	3.69E-03	3.34E-03	1.37E-07	6.58E-08

Per confronto si riportano i valori del modulo edometrico del grado di sovraconsolidazione e dell'indice di compressione calcolati a partire dalle prove CPTU:



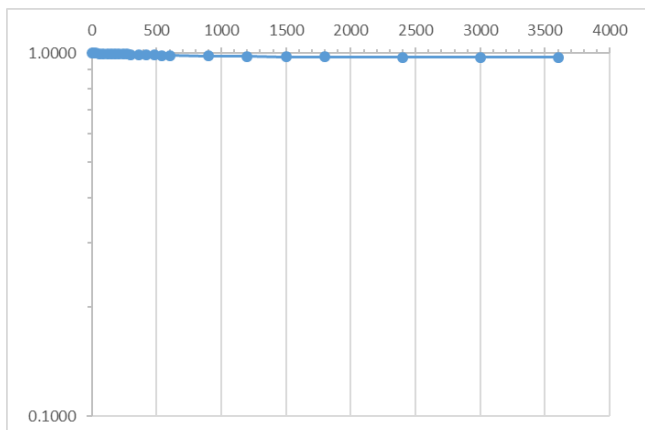


## 9.4 PERMEABILITÀ ORIZZONTALE

### 9.4.1 Da prove Lefranc

Di seguito si riportano i risultati delle prove Lefranc e il coefficiente di permeabilità orizzontale calcolato.

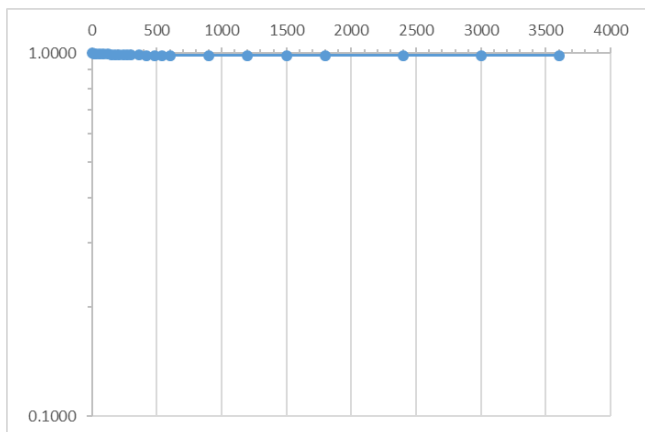
Prova nel foro SP1



zt =	8.2	m	Profondità del rivestimento
zb =	8.8	m	Profondità del foro
D =	0.101	m	Diametro del tratto di prova
L =	0.6	m	Spessore del tratto di prova
Ab =	0.00801	m <sup>2</sup>	Area di base
C =	1.961	-	Coefficiente di forma
T =	638459	sec	Tempo di riequilibrio

$k_h = 6.40E-09 \text{ m/s}$

Prova nel foro SP2

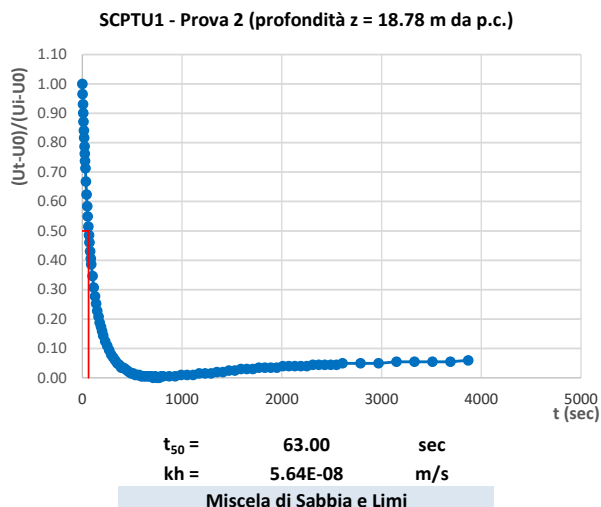
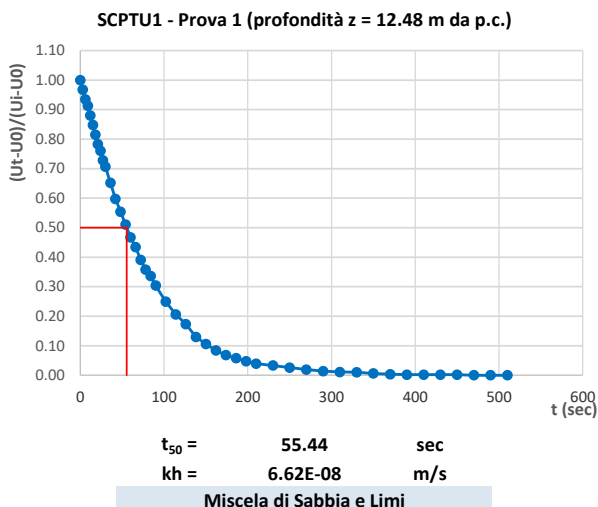


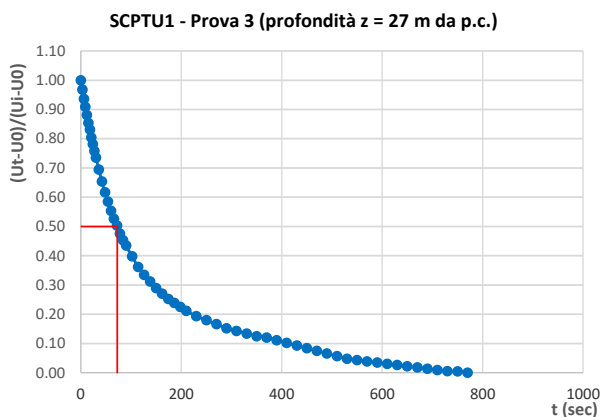
zt =	4.1	m	Profondità del rivestimento
zb =	4.63	m	Profondità del foro
D =	0.101	m	Diametro del tratto di prova
L =	0.53	m	Spessore del tratto di prova
Ab =	0.00801	m <sup>2</sup>	Area di base
C =	1.810	-	Coefficiente di forma
T =	5438759	sec	Tempo di riequilibrio

$k_h = 8.14E-10 \text{ m/s}$

9.4.2 Da prove di dissipazione

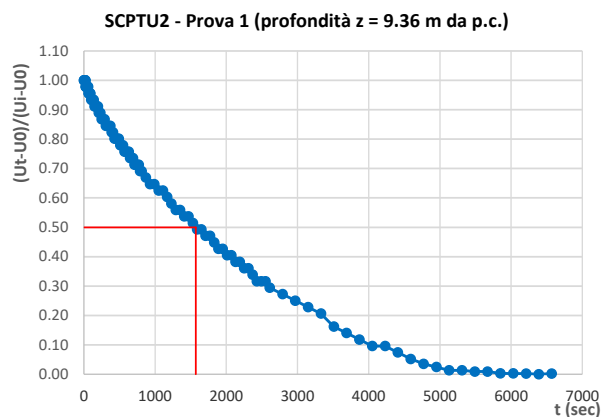
Di seguito si riportano i risultati delle prove di dissipazione e il coefficiente di permeabilità orizzontale calcolato.





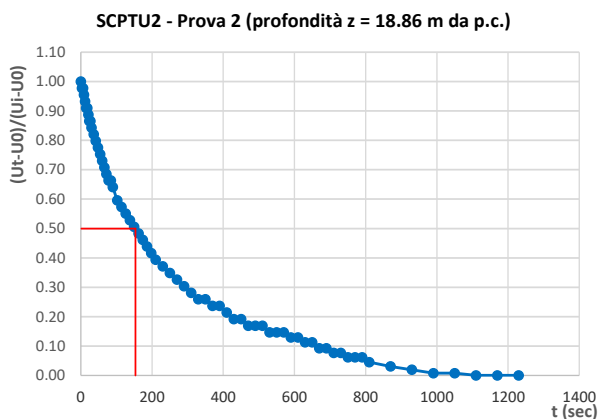
$t_{50} = 72.69$  sec  
 $kh = 4.72E-08$  m/s

Argilla



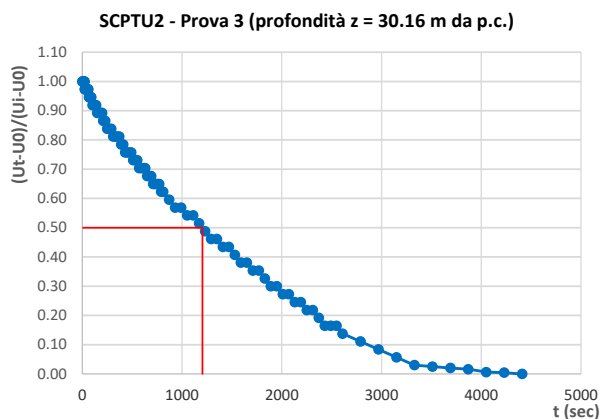
$t_{50} = 1570.80$  sec  
 $kh = 1.01E-09$  m/s

Miscela di Sabbia e Limi



$t_{50} = 153.17$  sec  
 $kh = 1.86E-08$  m/s

Argilla



$t_{50} = 1203.37$  sec  
 $kh = 1.41E-09$  m/s

Argilla

### 9.4.3 Riepilogo

Di seguito si riportano la tabella e il grafico di confronto tra i valori del coefficiente di permeabilità orizzontale calcolato mediante le prove Lefranc a carico variabile, di dissipazione ed edometriche.

Prove Lefranc a carico variabile

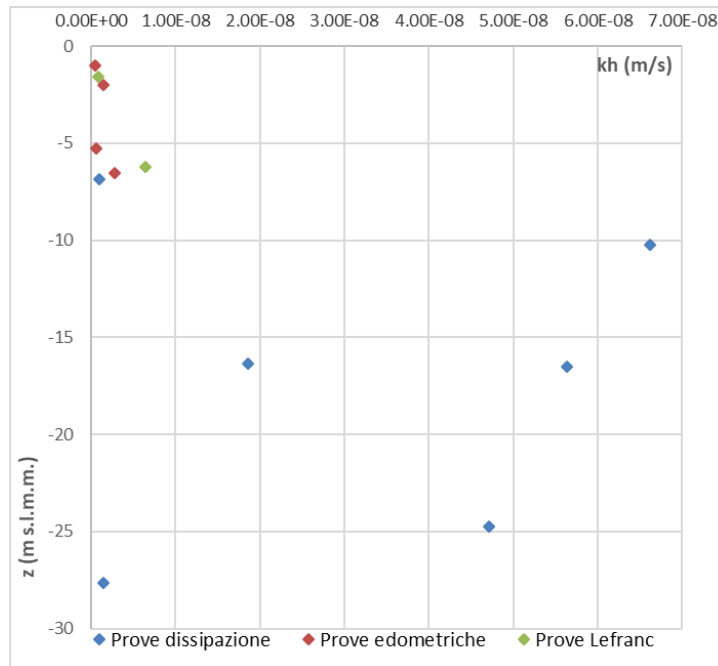
Sondaggio	Profondità prova		$k_T$ (m/s)
	(m da p.c.)	(m s.l.m.m.)	
SP1	8.5	-6.2205	6.40E-09
SP2	4.365	-1.5835	8.14E-10

Prove di dissipazione

Prova	Profondità		Terreno	$k_h$
	(m da p.c.)	(m s.l.m.m.)		(m/s)
SCPTU1-1	12.48	-10.23	Miscela di Sabbia e Limi	6.62E-08
SCPTU1-2	18.78	-16.53	Miscela di Sabbia e Limi	5.64E-08
SCPTU1-3	27	-24.75	Argilla	4.72E-08
SCPTU2-1	9.36	-6.84	Miscela di Sabbia e Limi	1.01E-09
SCPTU2-2	18.86	-16.34	Argilla	1.86E-08
SCPTU2-3	30.16	-27.64	Argilla	1.41E-09

Prove edometriche

Sondaggio	Campione	Profondità media		Intervallo di carico	$k_h$
		[m]	[m s.l.m.m.]		(kPa)
SP1	S1	3.25	-0.97	25 - 50	4.57E-10
	S2	7.55	-5.27	50 - 100	5.8E-10
SP2	S1	4.8	-2.02	25 - 50	1.48E-09
	S2	9.3	-6.52	50 - 100	2.74E-09



## 10 STACKING AREA (INDAGINI 2017)

Sondaggi:

- SP3;
- SP4;
- SP5;
- SP6.

Prove penetrometriche statiche:

- CPTU1;
- CPTU2;
- CPTU3;
- CPTU4;
- CPTU5;
- CPTU6;
- SCPTU3;
- SCPTU4.

Prove di laboratorio:

Sondaggio	Campione	Profondità (m)			Analisi granulometrica	Peso specifico	Peso di volume	Umidità naturale	Limiti di Atterberg	Contenuto S.O.	Prova Edometrica	Prova ELL	Triassiale CU	Triassiale UU
		tetto	letto	media										
SP3	S1	2.50	3.10	2.80	x	x	x	x	x	x	x			
	S2	6.50	7.10	6.80	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
	S3	19.50	20.10	19.80	x	x	x	x	x					
	C1	3.50	4.50	4.00	x									
	C2	14.00	15.00	14.50	x									
	C3	23.90	24.50	24.20	x									
SP4	S1	3.00	3.50	3.25	x	x	x	x	x	x	x			
	S2	7.50	8.00	7.75	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
	S3	20.50	21.00	20.75	x	x	x	x	x					
	C1	3.50	4.50	4.00	x									
	C2	15.00	16.00	15.50	x									
	C3	24.50	25.50	25.00	x									
SP5	S1	3.50	4.00	3.75	x	x	x	x	x	x	x			
	S2	8.50	9.00	8.75	x	x	x	x	x					
	S3	21.50	22.00	21.75	x	x	x	x	x					
	C1	3.50	4.50	4.00	x									
	C2	16.00	17.00	16.50	x									
	C3	23.50	24.50	24.00	x									
SP6	S1	4.00	4.50	4.25	x	x	x	x	x	x	x			
	S2	9.50	10.00	9.75	x	x	x	x	x					
	S3	22.50	23.10	22.80	x	x	x	x	x					
	C1	3.50	4.50	4.00	x									
	C2	17.00	18.00	17.50	x									
	C3	26.50	27.50	27.00	x									

## 10.1 PROFILO STRATIGRAFICO

### Sondaggi

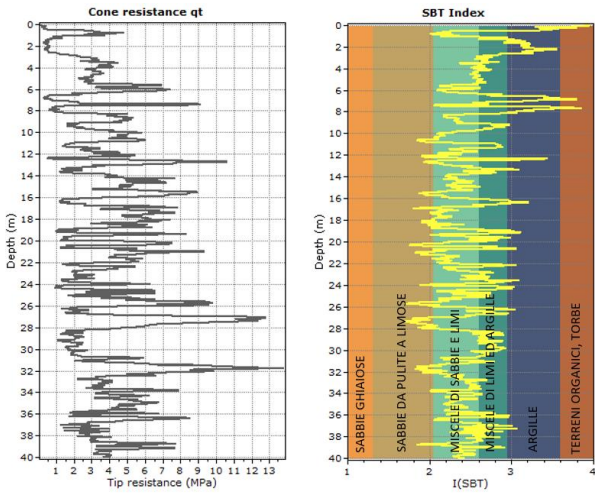
SP3 (p.c. = + 2.354 m sl.m.m.)				
Profondità (m da p.c.)		Profondità (m s.l.m.m.)		Descrizione
da	a	da	a	
0	1.1	2.354	1.254	Ghiaia in matrice sabbiosa - materiale di riporto
1.1	6	1.254	-3.647	Limo argilloso debolmente sabbioso
6	12	-3.647	-9.647	Argilla debolmente limosa
12	30	-9.647	-27.647	Sabbia fine limosa con presenza di intervalli torbosi

SP4 (p.c. = + 2.209 m sl.m.m.)				
Profondità (m da p.c.)		Profondità (m s.l.m.m.)		Descrizione
da	a	da	a	
0	1.4	2.209	0.809	Ghiaia in matrice sabbiosa - materiale di riporto
1.4	7	0.809	-4.792	Limo sabbioso, presenza di intervallo torboso tra 3.50 e 3.80 m da p.c.
7	10	-4.792	-7.792	Argilla limosa ed argilla debolmente limosa con frustoli vegetali
10	11.45	-7.792	-9.242	Sabbia limosa e sabbia limosa debolmente argillosa
11.45	15	-9.242	-12.792	Argilla debolmente limosa con frustoli vegetali
15	17.8	-12.792	-15.592	Sabbia limosa
17.8	22.7	-15.592	-20.492	Argilla limosa debolmente sabbiosa con frustoli vegetali
22.7	27	-20.492	-24.792	Sabbia limosa
27	30	-24.792	-27.792	Argilla sabbiosa

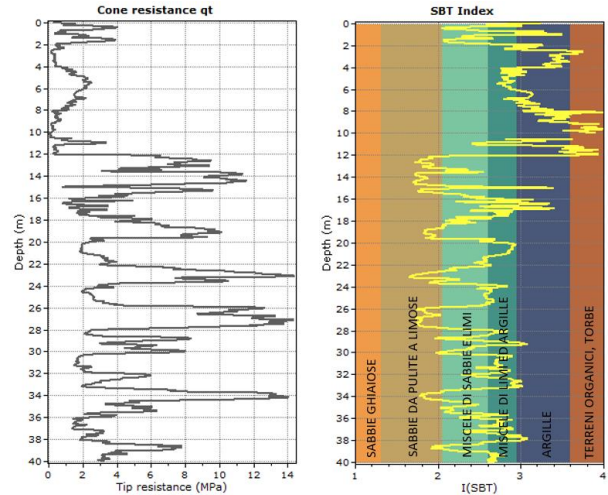
SP5 (p.c. = + 2.201 m sl.m.m.)				
Profondità (m da p.c.)		Profondità (m s.l.m.m.)		Descrizione
da	a	da	a	
0	0.2	2.201	2.001	Soletta cemento
0.2	0.5	2.001	1.701	Ghiaia in matrice sabbiosa - materiale di riporto
0.5	3	1.701	-0.800	Sabbia limosa debolmente argillosa con presenza di sporadici clasti
3	7.5	-0.800	-5.300	Limo argillosa debolmente sabbioso
7.5	10	-5.300	-7.800	Argilla limosa debolmente sabbiosa
10	30	-7.800	-27.800	Sabbia limosa e limo sabbioso con presenza di intervalli torbosi millimetrici

SP6 (p.c. = + 2.066 m sl.m.m.)				
Profondità (m da p.c.)		Profondità (m s.l.m.m.)		Descrizione
da	a	da	a	
0	1.5	2.066	0.566	Ghiaia in matrice sabbiosa - materiale di riporto
1.5	7.3	0.566	-5.235	Limo argilloso con presenza di intervalli torbosi
7.3	10	-5.235	-7.935	Argilla debolmente limosa con presenza di frustoli vegetali
10	11.5	-7.935	-9.435	Sabbia limosa
11.5	16	-9.435	-13.935	Argilla ed argilla limosa con presenza di frustoli vegetali
16	18	-13.935	-15.935	Sabbia debolmente limosa
18	22	-15.935	-19.935	Argilla
22	24	-19.935	-21.935	Argilla limosa
24	27	-21.935	-24.935	Argilla con presenza di intervalli torbosi millimetrici
27	30	-24.935	-27.935	Sabbia limosa e limo sabbioso

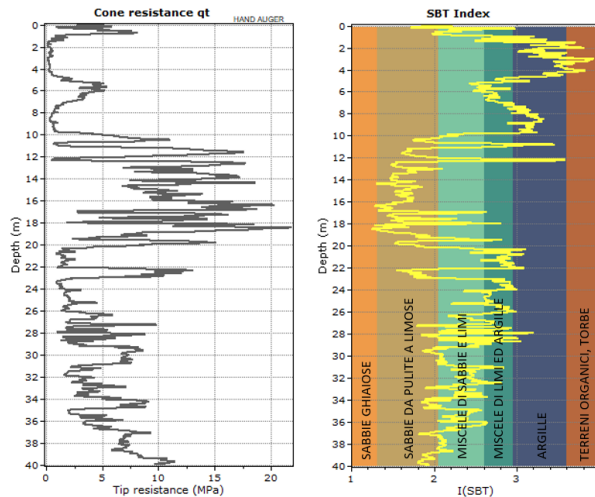
Prove CPTU e SCPTU



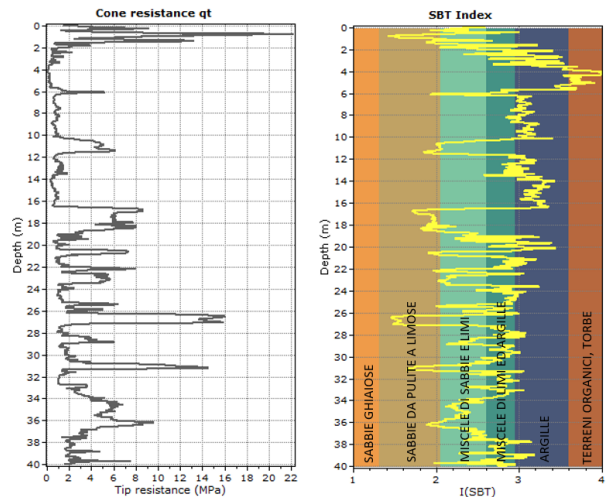
CPTU1



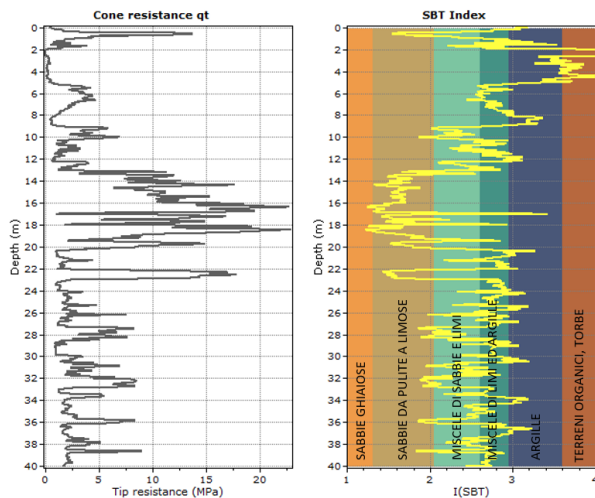
CPTU2



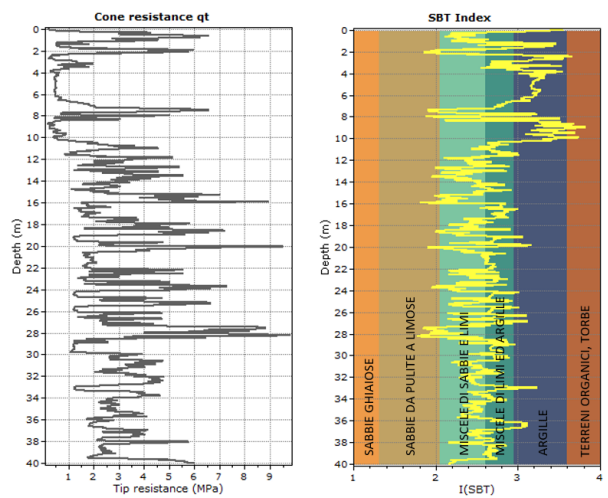
CPTU3



CPTU4

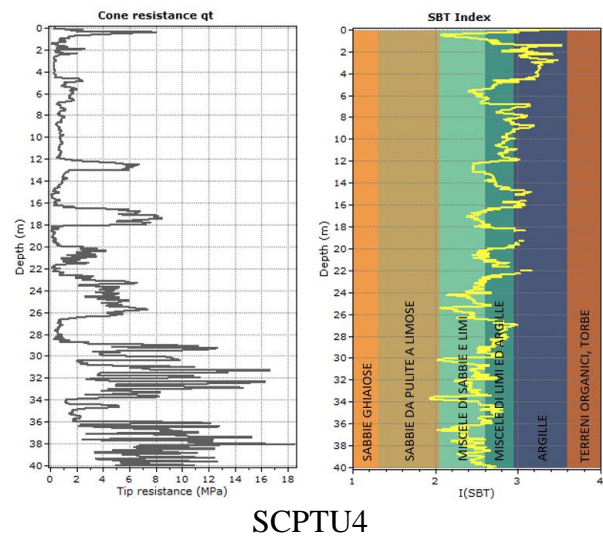
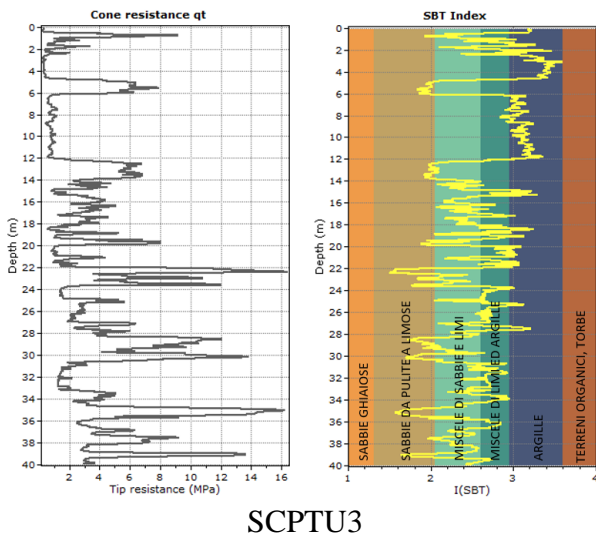


CPTU5



CPTU6

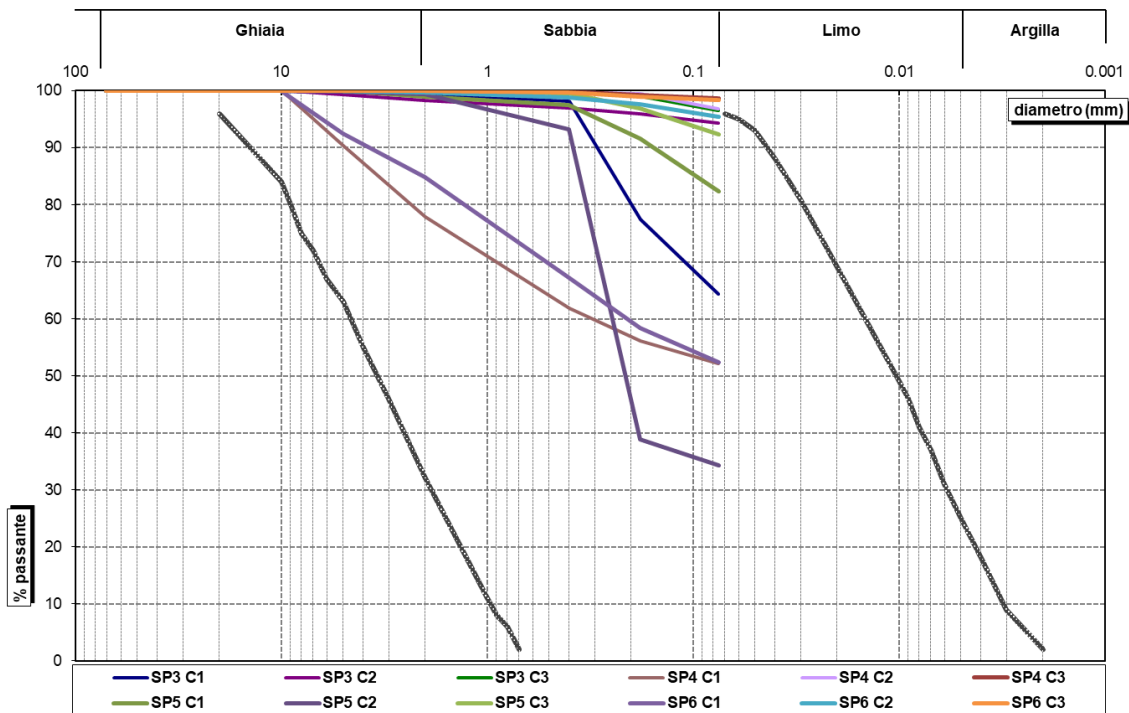




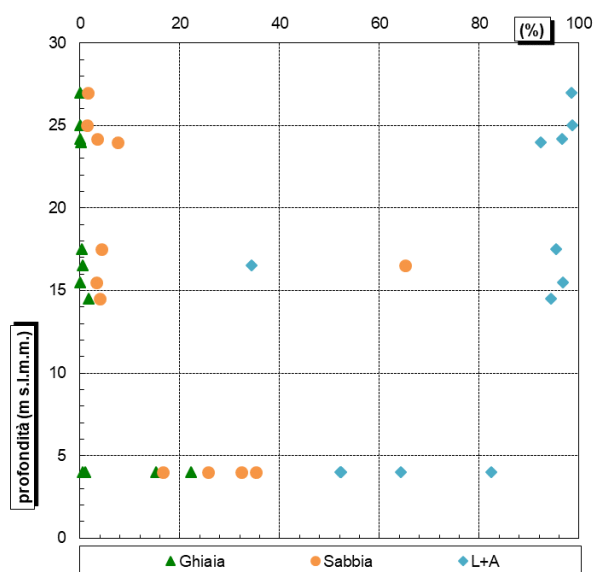
## 10.2 CARATTERISTICHE DEI TERRENI GRANULARI

### 10.2.1 Proprietà fisiche

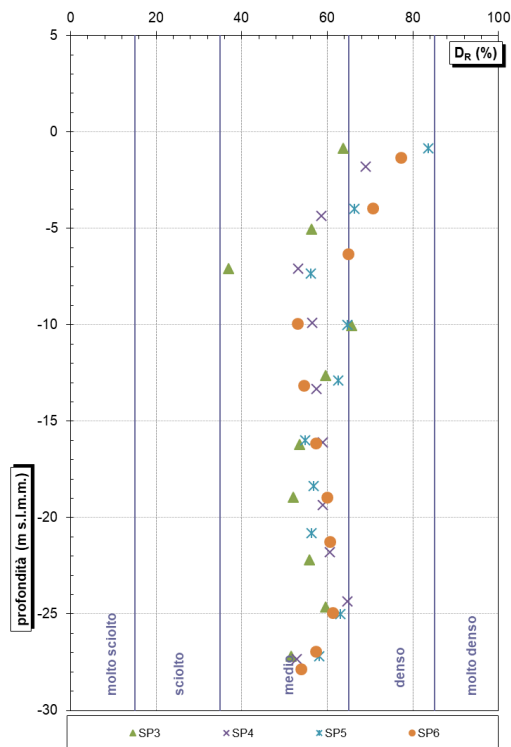
I grafici seguenti riportano le curve granulometriche e le percentuali di ghiaia, sabbia e limo+argilla ricavate per i campioni rimaneggiati.



Sondaggio	Campione	profondità media (m s.l.m.m.)	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	L+A (%)
SP3	C1	4.00	0.50	35.20	64.30
SP3	C2	14.50	1.70	3.90	94.40
SP3	C3	24.20	0.00	3.40	96.60
SP4	C1	4.00	22.20	25.70	52.10
SP4	C2	15.50	0.00	3.20	96.80
SP4	C3	25.00	0.00	1.30	98.70
SP5	C1	4.00	1.00	16.60	82.40
SP5	C2	16.50	0.60	65.10	34.30
SP5	C3	24.00	0.10	7.50	92.40
SP6	C1	4.00	15.20	32.40	52.40
SP6	C2	17.50	0.30	4.30	95.40
SP6	C3	27.00	0.00	1.60	98.40

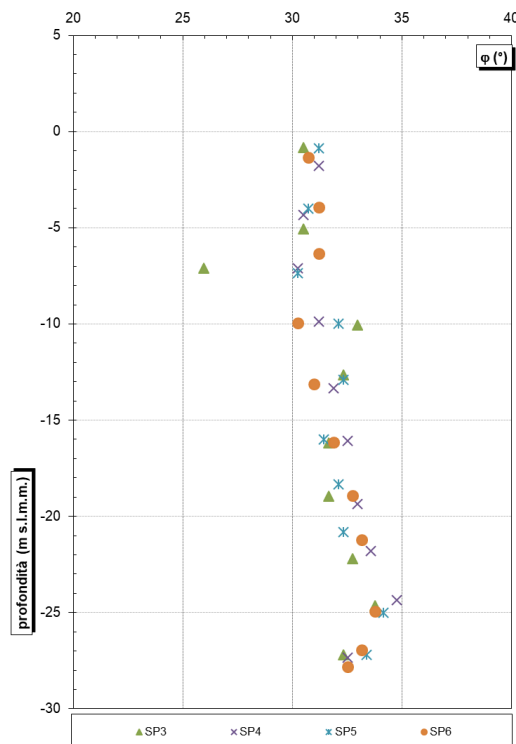


Il grafico seguente riporta la densità relativa valutata a partire dalle prove SPT mediante la correlazione di Skempton.

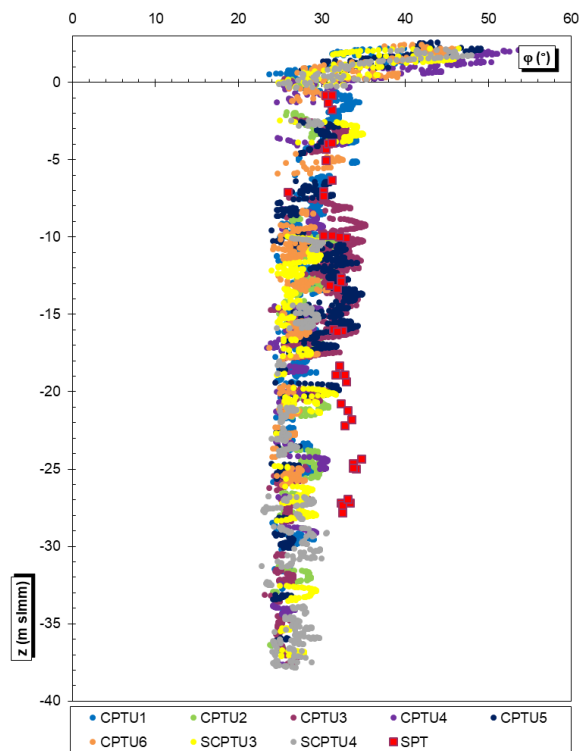


### 10.2.2 Proprietà meccaniche

Il grafico seguente riporta l'angolo d'attrito valutato a partire dalle prove SPT mediante la correlazione di Shioi e Fukuni.

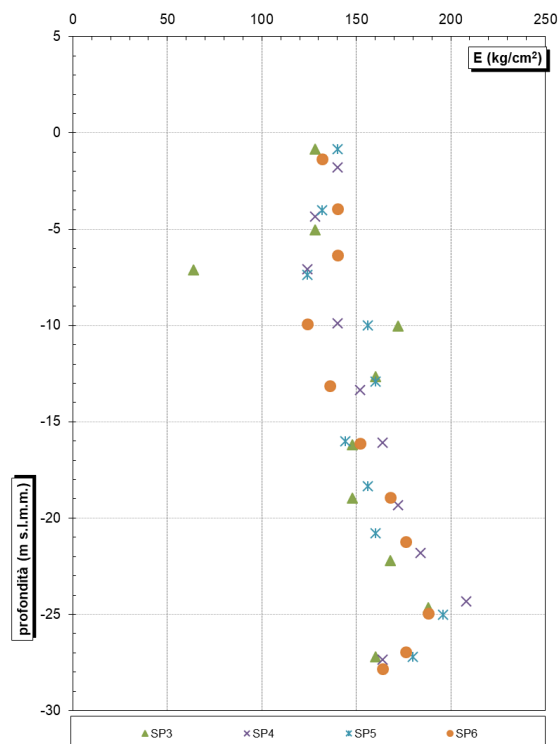


Per confronto si riportano i valori dell'angolo d'attrito ricavati dalle prove CPTU:

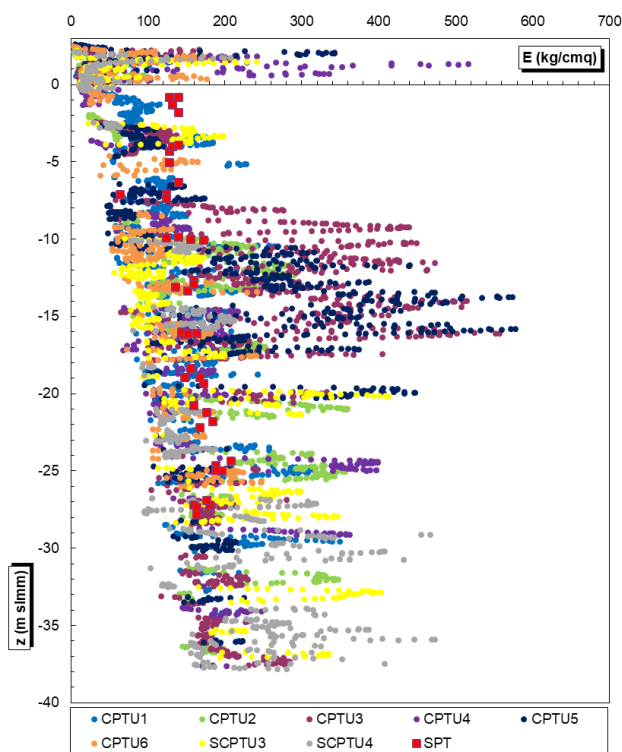


### 10.2.3 Proprietà deformative

Il grafico seguente riporta il modulo elastico valutato a partire dalle prove SPT mediante la correlazione di Schmertmann.



Per confronto si riportano i valori del modulo elastico ricavati dalle prove CPTU:



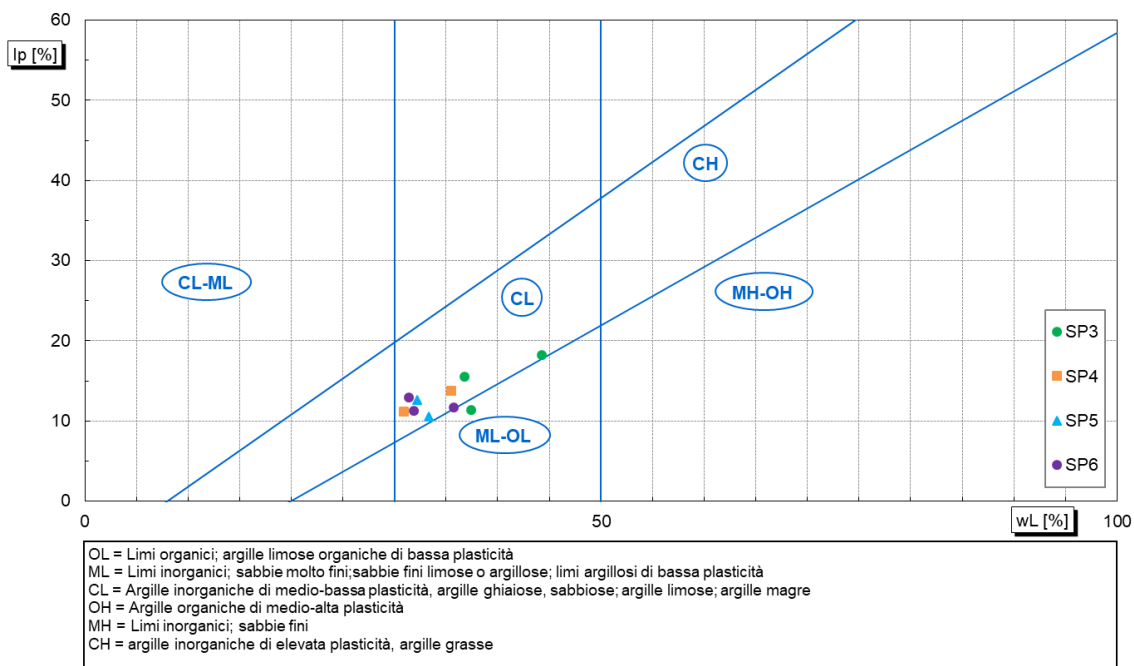
### 10.3 CARATTERISTICHE DEI TERRENI COESIVI

#### 10.3.1 Proprietà fisiche

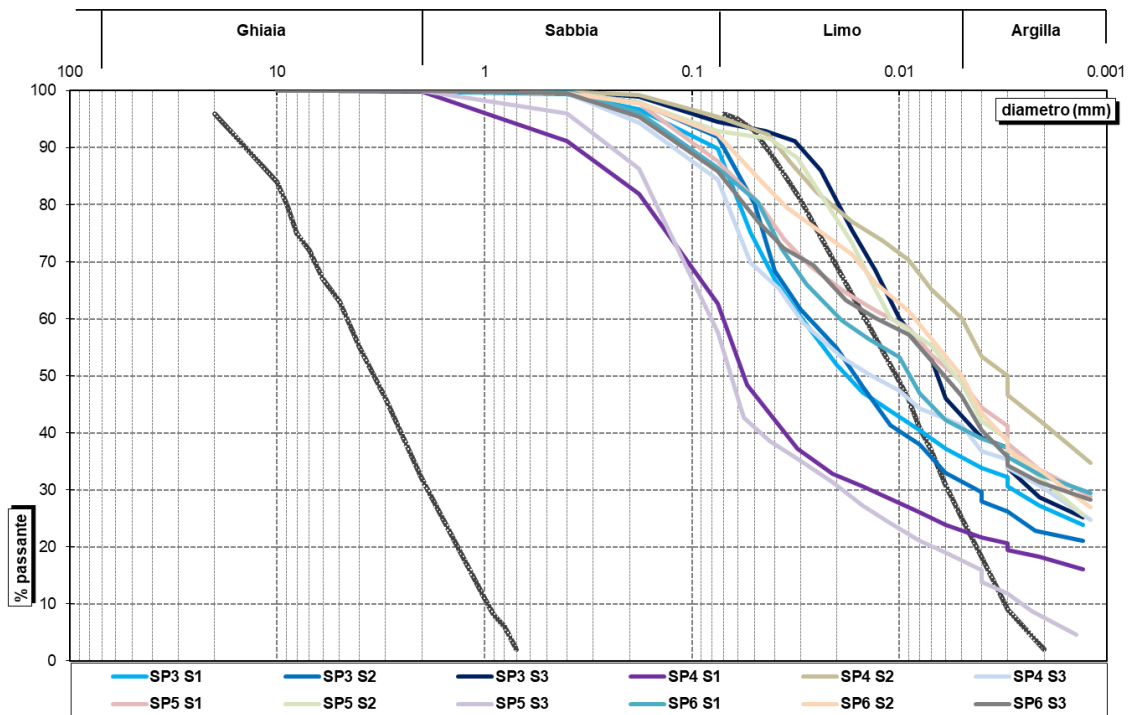
Dalle analisi di laboratorio eseguite su campioni indisturbati si ricavano le seguenti proprietà fisiche:

Sondaggio	Campione	Profondità			Profondità media (m s.l.m.m.)	Peso specifico Gs (t)	Peso di volume			Porosità / Indice dei vuoti		Umidità naturale w (%)	Limiti di Atterberg			
		tetto (m da p.c.)	letto (m da p.c.)	media (m da p.c.)			$\gamma_n$ (kN/m³)	$\gamma_o$ (kN/m³)	$\gamma_{sat}$ (kN/m³)	n (t)	e (t)		w <sub>L</sub> (%)	w <sub>p</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)	I <sub>c</sub> (t)
SP3	S1	2.50	3.10	2.80	-0.45	2.669	16.85	13.80	26.18	0.47	0.90	22.10	37.40	26.00	11.40	1.34
	S2	6.50	7.10	6.80	-4.45	2.647	16.89	12.30	25.97	0.53	1.11	37.30	44.30	26.10	18.20	0.38
	S3	19.50	20.10	19.80	-17.45	2.640	18.29	13.56	25.90	0.48	0.91	34.90	36.80	21.30	15.50	0.12
	C1	3.50	4.50	4.00	-1.65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	C2	14.00	15.00	14.50	-12.15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	C3	23.90	24.50	24.20	-21.85	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SP4	S1	3.00	3.50	3.25	-1.04	2.714	17.60	13.59	26.62	0.49	0.96	29.50	0.00	0.00	0.00	0.00
	S2	7.50	8.00	7.75	-5.54	2.666	19.94	15.43	26.15	0.41	0.69	29.20	35.50	21.70	13.80	0.46
	S3	20.50	21.00	20.75	-18.54	2.686	18.53	14.47	26.35	0.45	0.82	28.10	30.90	19.70	11.20	0.25
	C1	3.50	4.50	4.00	-1.79	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	C2	15.00	16.00	15.50	-13.29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	C3	24.50	25.50	25.00	-22.79	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

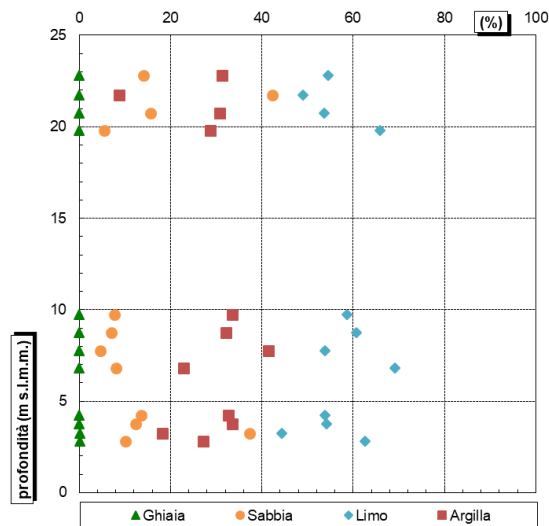
Sondaggio	Campione	Profondità			Profondità media (m s.l.m.m.)	Peso specifico (Gs) (t)	Peso di volume			Porosità / Indice dei vuoti		Umidità naturale (w) (%)	Limiti di Atterberg			
		tetto (m da p.c.)	letto (m da p.c.)	media (m da p.c.)			$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_o$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	n (t)	e (t)		w <sub>L</sub> (%)	w <sub>p</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)	I <sub>c</sub> (t)
SP5	S1	3.50	4.00	3.75	-1.55	2.708	19.54	14.95	26.57	0.44	0.78	30.70	33.30	22.80	10.50	0.25
	S2	8.50	9.00	8.75	-6.55	2.676	20.07	16.21	26.25	0.38	0.62	23.80	32.20	19.60	12.60	0.67
	S3	21.50	22.00	21.75	-19.55	2.695	19.02	14.78	26.44	0.44	0.79	28.70	0.00	0.00	0.00	0.00
	C1	3.50	4.50	4.00	-1.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	C2	16.00	17.00	16.50	-14.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	C3	23.50	24.50	24.00	-21.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SP6	S1	4.00	4.50	4.25	-2.18	2.695	19.83	15.80	26.44	0.40	0.67	25.50	35.70	24.00	11.70	0.87
	S2	9.50	10.00	9.75	-7.68	2.699	18.97	15.02	26.48	0.43	0.76	26.30	31.40	18.50	12.90	0.40
	S3	22.50	23.10	22.80	-20.73	2.684	18.80	15.19	26.33	0.42	0.73	23.80	31.90	20.60	11.30	0.72
	C1	3.50	4.50	4.00	-1.93	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	C2	17.00	18.00	17.50	-15.43	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	C3	26.50	27.50	27.00	-24.93	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-



I grafici seguenti riportano le curve granulometriche e le percentuali di ghiaia, sabbia, limo e argilla ricavate per i campioni indisturbati.

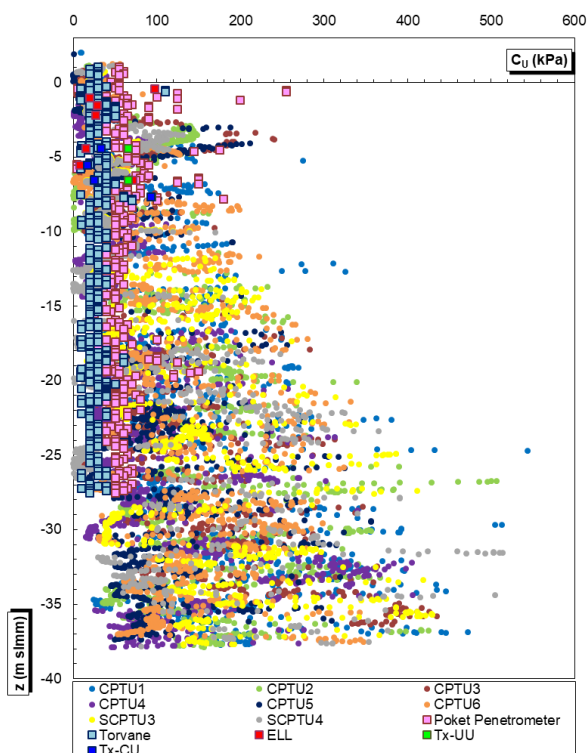


Sondaggio	Campione	profondità media (m s.l.m.m.)	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)	G+S (%)	L+A (%)
SP3	S1	2.80	0.10	10.10	62.60	27.20	10.20	89.80
SP3	S2	6.80	0.00	8.10	69.10	22.80	8.10	91.90
SP3	S3	19.80	0.00	5.50	65.80	28.70	5.50	94.50
SP4	S1	3.25	0.10	37.30	44.30	18.30	37.40	62.60
SP4	S2	7.75	0.00	4.60	53.90	41.50	4.60	95.40
SP4	S3	20.75	0.00	15.60	53.60	30.80	15.60	84.40
SP5	S1	3.75	0.00	12.30	54.20	33.50	12.30	87.70
SP5	S2	8.75	0.00	7.10	60.70	32.20	7.10	92.90
SP5	S3	21.75	0.00	42.30	49.00	8.70	42.30	57.70
SP6	S1	4.25	0.00	13.50	53.90	32.60	13.50	86.50
SP6	S2	9.75	0.00	7.70	58.70	33.60	7.70	92.30
SP6	S3	22.80	0.00	14.10	54.60	31.30	14.10	85.90

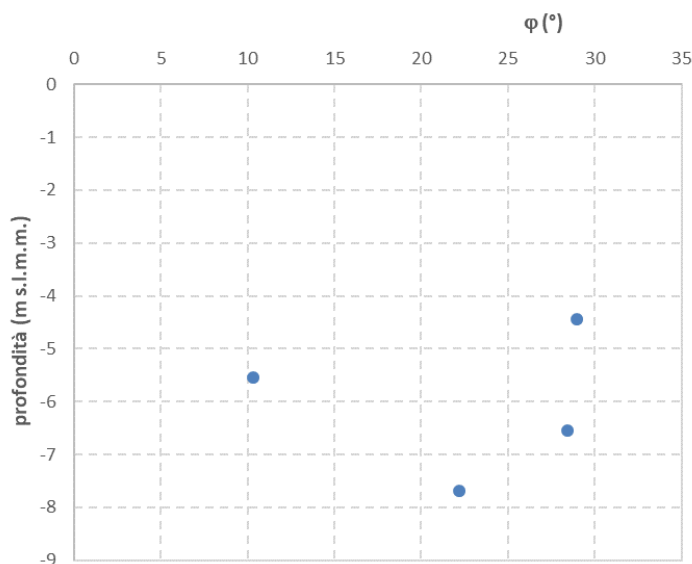


### 10.3.2 Proprietà meccaniche

Il grafico seguente riporta i valori di coesione non drenata ricavati dalle prove CPTU e confrontati con i risultati delle prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL) e delle prove triassiali CU e UU e con i valori ricavati dai Pocket Penetrometer e Torvane:



L'angolo d'attrito  $\phi'$  per gli strati coesivi è stato ricavato dalle prove triassiali CU:

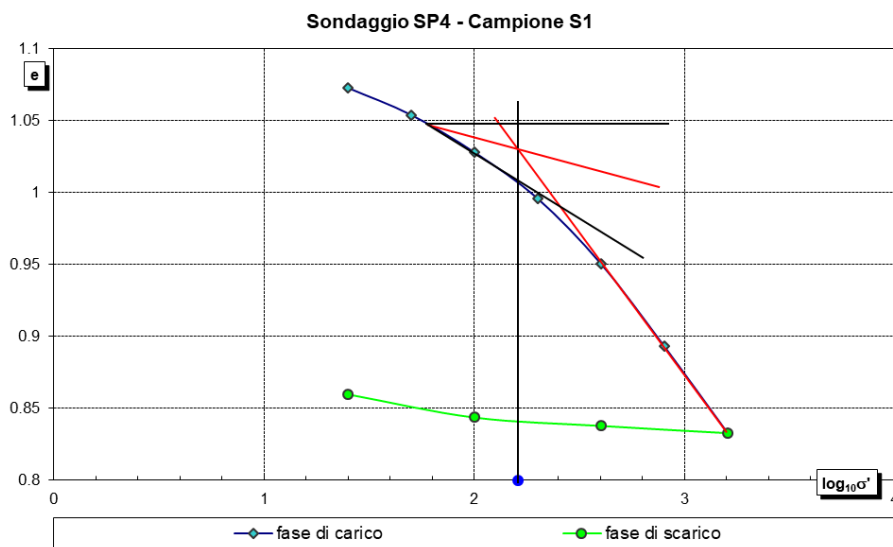
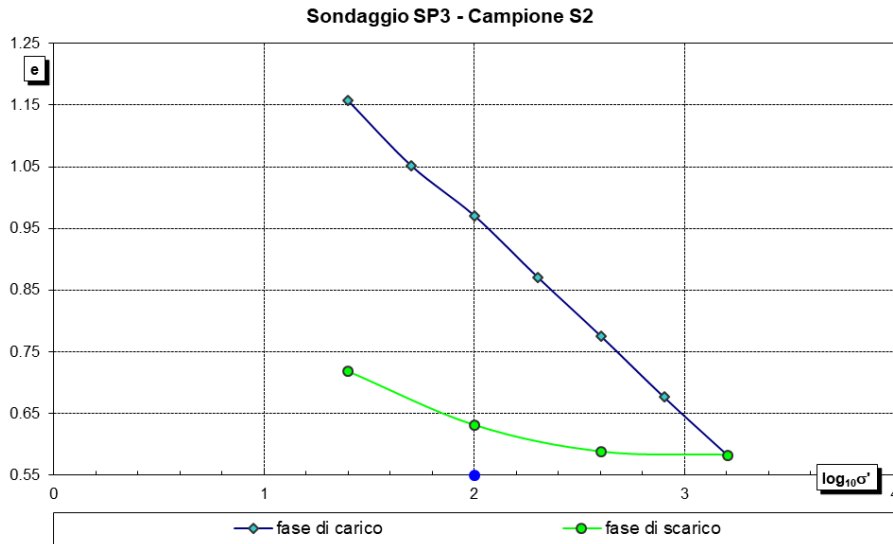


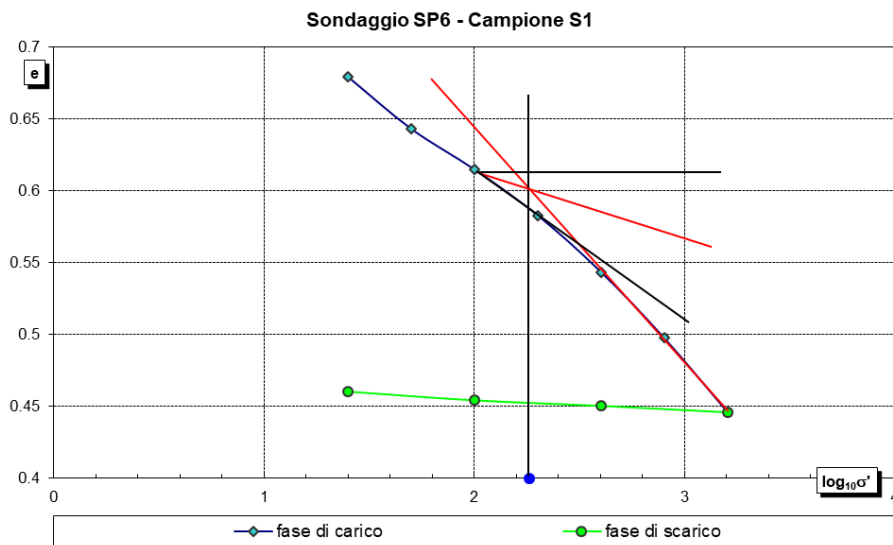
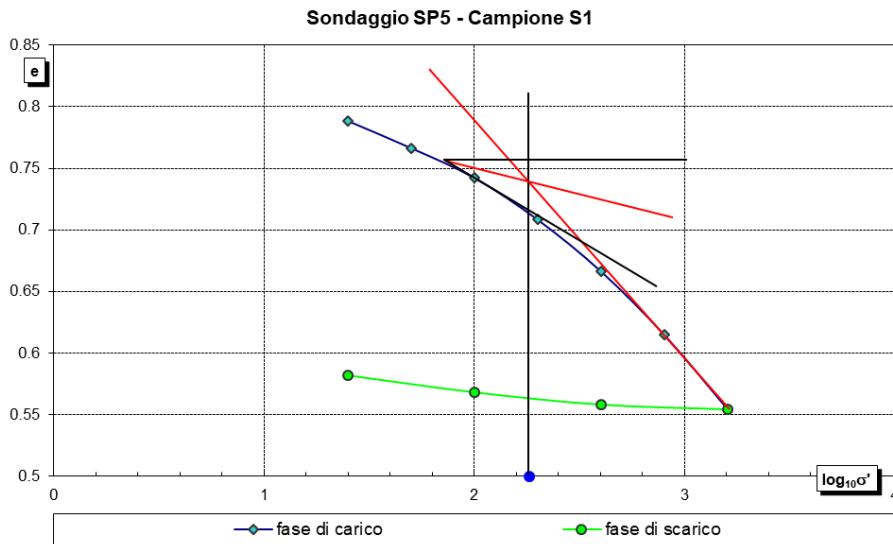
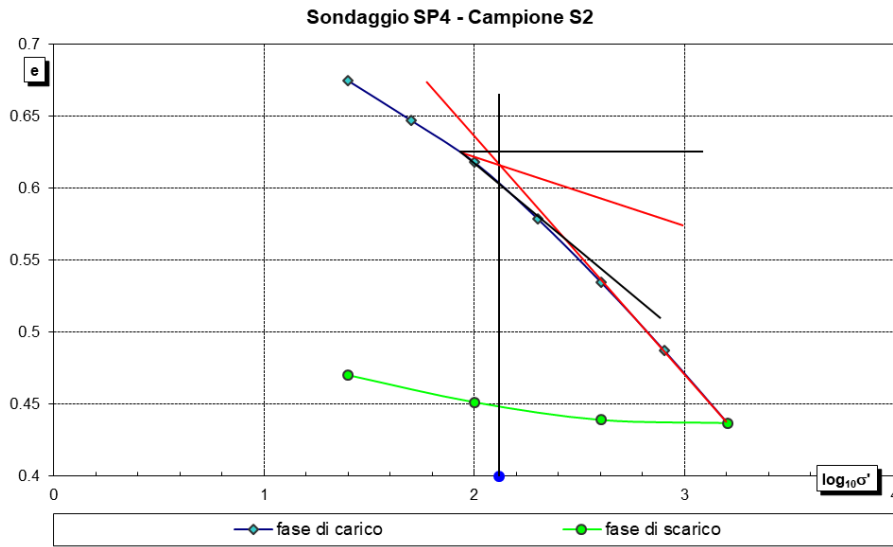


Sondaggio	Campione	Profondità			Profondità media (m s.l.m.m.)	Descrizione <small>misura del basso</small>	Prova triassiale CU		Prova triassiale UU	Prova ELL
		tetto (m da p.c.)	letto (m da p.c.)	media (m da p.c.)			$\varphi$ (°)	$c_u$ (kPa)	$c_u$ (kPa)	$c_u$ (kPa)
SP3	S1	2.50	3.10	2.80	-0.45	Indisturbato (0 - 33 cm) Limo argilloso debolmente sabbioso (33 - 57 cm) Argilla torbosa	-	-	-	97.70
	S2	6.50	7.10	6.80	-4.45	Indisturbato (0 - 25 cm) Sabbia limosa (25 - 60 cm) Argilla limosa con livelli ben definiti di sabbia limosa	28.97	33.17	66.10	15.00
	S3	19.50	20.10	19.80	-17.45	Indisturbato (0 - 31 cm) Argilla limosa (31 - 54 cm) Argilla torbosa	-	-	-	-
	C1	3.50	4.50	4.00	-1.65	Rimaneggiato Argilla limosa con rari elementi granulari	-	-	-	-
	C2	14.00	15.00	14.50	-12.15	Rimaneggiato Argilla limosa con rari elementi granulari	-	-	-	-
	C3	23.90	24.50	24.20	-21.85	Rimaneggiato Argilla limosa	-	-	-	-
SP4	S1	3.00	3.50	3.25	-1.04	Indisturbato (0 - 37 cm) Limo sabbioso	-	-	-	19.60
	S2	7.50	8.00	7.75	-5.54	Indisturbato (0 - 50 cm) Limo argilloso	10.30	17.34	17.32	8.00
	S3	20.50	21.00	20.75	-18.54	Indisturbato (0 - 46 cm) Limo argilloso	-	-	-	-
	C1	3.50	4.50	4.00	-1.79	Rimaneggiato Argilla torbosa	-	-	-	-
	C2	15.00	16.00	15.50	-13.29	Rimaneggiato Limo argilloso	-	-	-	-
	C3	24.50	25.50	25.00	-22.79	Rimaneggiato Limo argilloso	-	-	-	-
SP5	S1	3.50	4.00	3.75	-1.55	Indisturbato (0 - 37 cm) Limo argilloso con rari elementi frantumati (37 - 62 cm) Limo argillosa debolmente sabbioso	-	-	-	28.80
	S2	8.50	9.00	8.75	-6.55	Indisturbato (0 - 50 cm) Argilla limosa	28.41	25.42	66.05	71.35
	S3	21.50	22.00	21.75	-19.55	Indisturbato (0 - 45 cm) Limo sabbioso debolmente argilloso	-	-	-	-
	C1	3.50	4.50	4.00	-1.80	Rimaneggiato Argilla limosa con rari elementi granulari	-	-	-	-
	C2	16.00	17.00	16.50	-14.30	Rimaneggiato Argilla limosa con rari elementi granulari	-	-	-	-
	C3	23.50	24.50	24.00	-21.80	Rimaneggiato Argilla limosa	-	-	-	-
SP6	S1	4.00	4.50	4.25	-2.18	Indisturbato (0 - 45 cm) Limo argilloso	-	-	-	26.55
	S2	9.50	10.00	9.75	-7.68	Indisturbato (0 - 48 cm) Limo argilloso	22.18	93.00	94.07	-
	S3	22.50	23.10	22.80	-20.73	Indisturbato (0 - 60 cm) Argilla limosa	-	-	-	-
	C1	3.50	4.50	4.00	-1.93	Rimaneggiato Argilla limosa torbosa	-	-	-	-
	C2	17.00	18.00	17.50	-15.43	Rimaneggiato Limo argilloso	-	-	-	-
	C3	26.50	27.50	27.00	-24.93	Rimaneggiato Limo argilloso	-	-	-	-

### 10.3.3 Proprietà deformative

Di seguito si riportano i risultati delle prove edometriche effettuate sui campioni indisturbati.

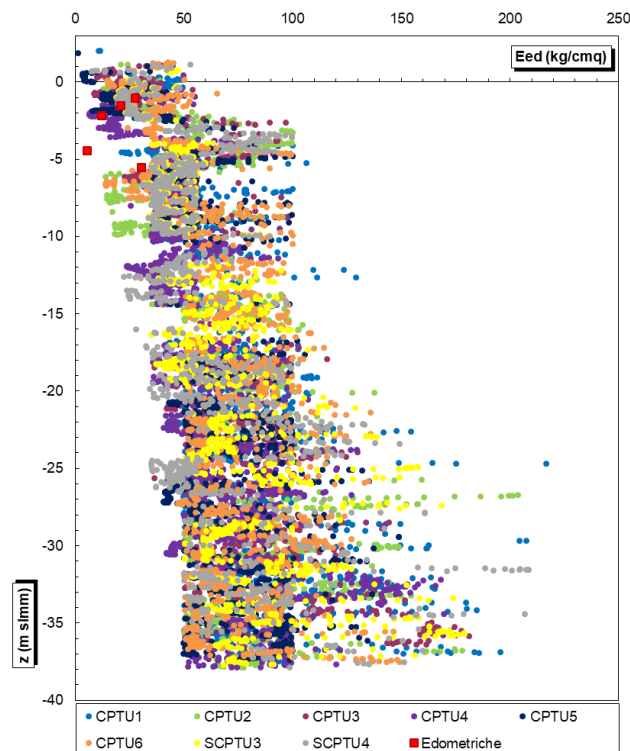


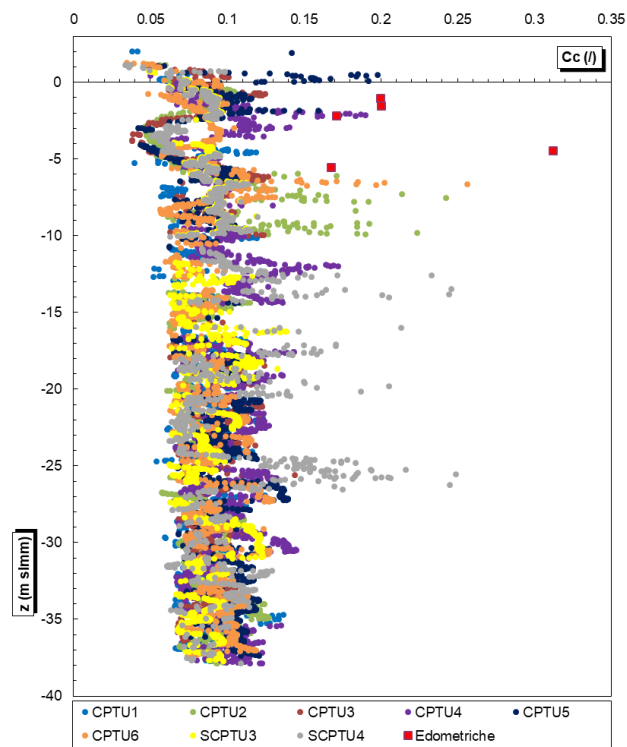
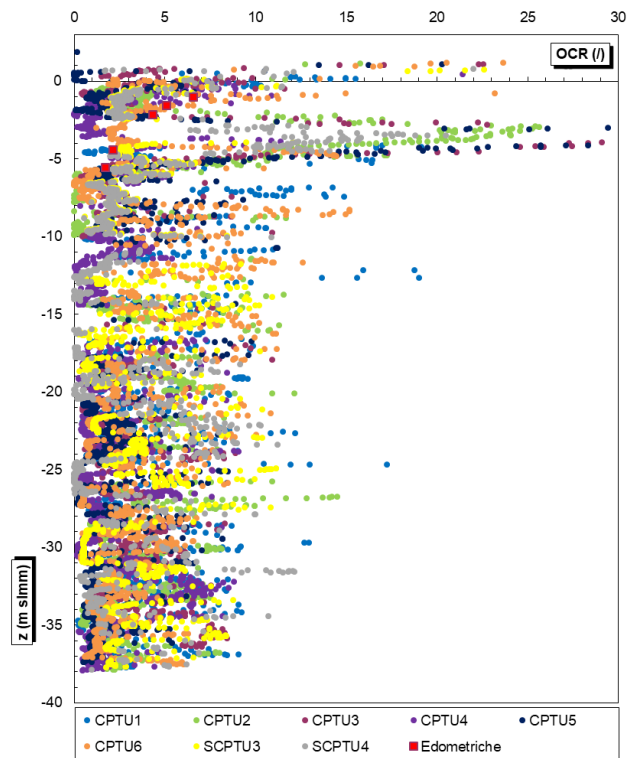


Sondaggio	Campione	Profondità Media		Indice di ricomprensione	Indice di compressione	Indice di rigonfiamento	Tensione di preconsolidazione	Tensione in sito	Grado di sovraconsolidazione
		[m da p.c.]	[m s.l.m.m.]						
SP3	S2	6.80	-4.45	0.351	0.312	0.145	100.000	46.852	2.134
SP4	S1	3.25	-1.04	0.063	0.200	0.027	162.181	24.700	6.566
	S2	7.75	-5.54	0.092	0.168	0.031	131.826	77.035	1.711
SP5	S1	3.75	-1.55	0.073	0.201	0.022	181.970	35.775	5.087
SP6	S1	4.25	-2.18	0.120	0.171	0.010	181.970	41.778	4.356

Sondaggio	Campione	Profondità Media		Modulo edometrico		Coefficiente di consolidazione primaria verticale		Permeabilità verticale	
		[m da p.c.]	[m s.l.m.m.]	Eed (kPa)		cv (cm <sup>2</sup> /s)		k (cm/s)	
				50 - 100	100 - 200	50 - 100	100 - 200	50 - 100	100 - 200
SP3	S2	6.80	-4.45	1443	2356	7.94E-03	2.20E-03	5.50E-07	9.32E-08
SP4	S1	3.25	-1.04	4016	6494	6.45E-03	6.25E-03	1.61E-07	9.62E-08
	S2	7.75	-5.54	3067	4545	4.07E-03	5.22E-03	1.33E-07	1.15E-07
SP5	S1	3.75	-1.55	3802	5435	5.04E-03	4.89E-03	1.32E-07	9.00E-08
SP6	S1	4.25	-2.18	3145	5571	1.74E-03	3.47E-03	5.52E-08	6.23E-08

Per confronto si riportano i valori del modulo edometrico del grado di sovraconsolidazione e dell'indice di compressione calcolati a partire dalle prove CPTU:



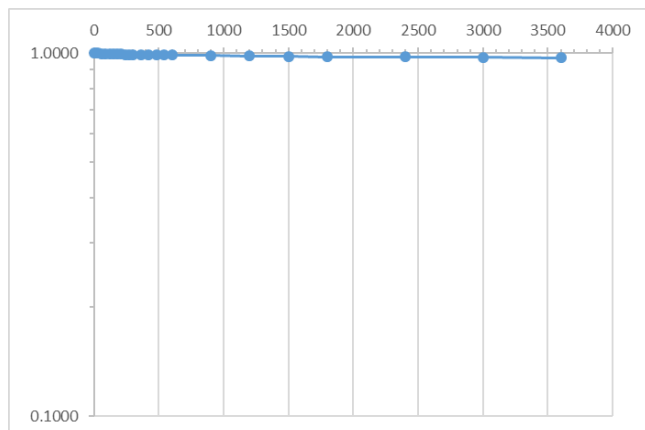


## 10.4 PERMEABILITÀ ORIZZONTALE

### 10.4.1 Da prove Lefranc

Di seguito si riportano i risultati delle prove Lefranc e il coefficiente di permeabilità orizzontale calcolato.

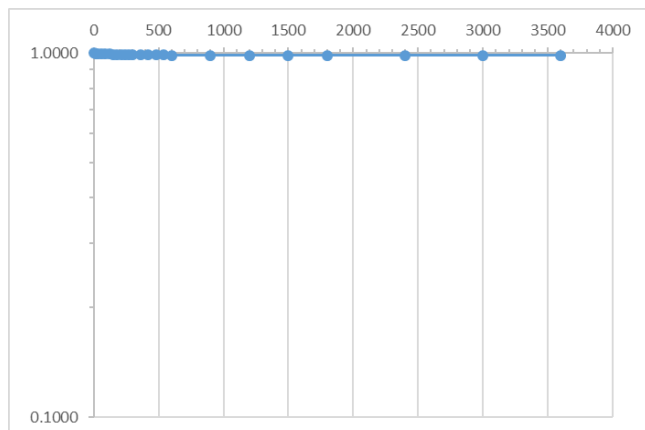
#### Prova nel foro SP3



zt	=	6.3	m	Profondità del rivestimento
zb	=	6.9	m	Profondità del foro
D	=	0.101	m	Diametro del tratto di prova
L	=	0.6	m	Spessore del tratto di prova
Ab	=	0.00801	m <sup>2</sup>	Area di base
C	=	1.961	-	Coefficiente di forma
T	=	285663	sec	Tempo di riequilibrio

$$k_h = 1.43E-08 \text{ m/s}$$

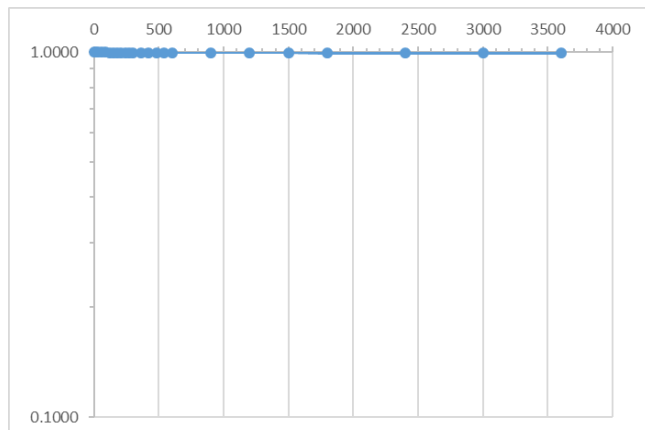
#### Prova nel foro SP4



zt	=	7	m	Profondità del rivestimento
zb	=	7.5	m	Profondità del foro
D	=	0.101	m	Diametro del tratto di prova
L	=	0.5	m	Spessore del tratto di prova
Ab	=	0.00801	m <sup>2</sup>	Area di base
C	=	1.744	-	Coefficiente di forma
T	=	13231808	sec	Tempo di riequilibrio

$$k_h = 3.47E-10 \text{ m/s}$$

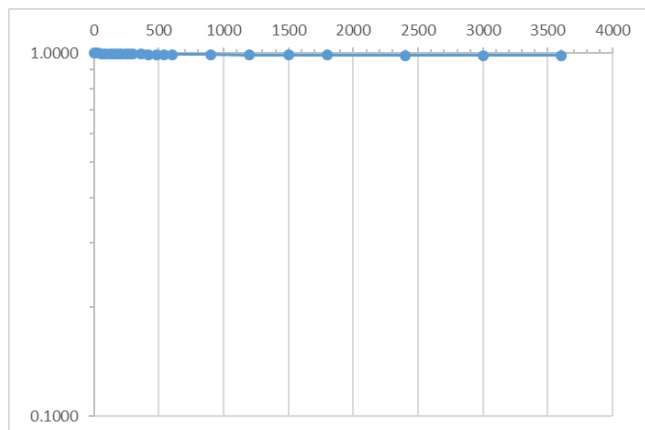
#### Prova nel foro SP5



zt	=	7.6	m	Profondità del rivestimento
zb	=	8.2	m	Profondità del foro
D	=	0.101	m	Diametro del tratto di prova
L	=	0.6	m	Spessore del tratto di prova
Ab	=	0.00801	m <sup>2</sup>	Area di base
C	=	1.961	-	Coefficiente di forma
T	=	4868157	sec	Tempo di riequilibrio

$$k_h = 8.39E-10 \text{ m/s}$$

Prova nel foro SP6



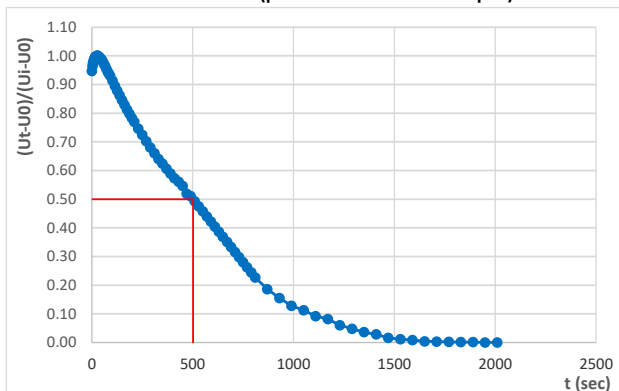
- z<sub>t</sub> = 8.6 m Profondità del rivestimento
- z<sub>b</sub> = 9.2 m Profondità del foro
- D = 0.101 m Diametro del tratto di prova
- L = 0.6 m Spessore del tratto di prova
- Ab = 0.00801 m<sup>2</sup> Area di base
- C = 1.961 - Coefficiente di forma
- T = 771810 sec Tempo di riequilibrio

$k_h = 5.29E-09 \text{ m/s}$

10.4.2 Da prove di dissipazione

Di seguito si riportano i risultati delle prove di dissipazione e il coefficiente di permeabilità orizzontale calcolato.

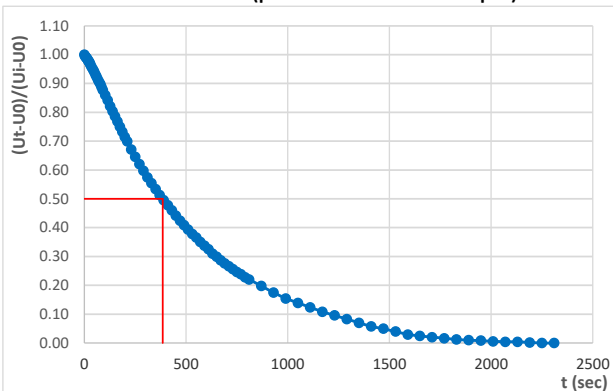
CPTU1 - Prova 1 (profondità z = 9.64 m da p.c.)



t<sub>50</sub> = 501.87 sec  
 kh = 4.21E-09 m/s

Miscela di Limi e Argille

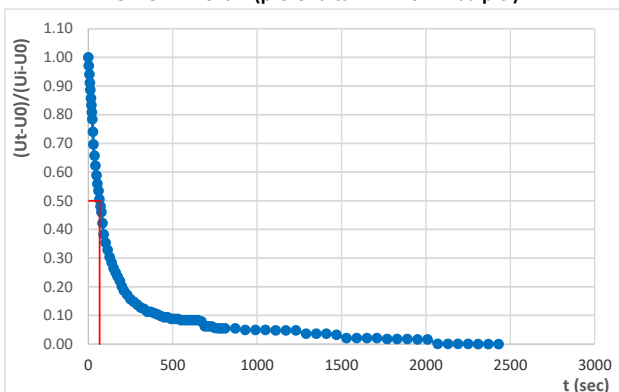
CPTU1 - Prova 2 (profondità z = 19.04 m da p.c.)



t<sub>50</sub> = 385.05 sec  
 kh = 5.87E-09 m/s

Argilla

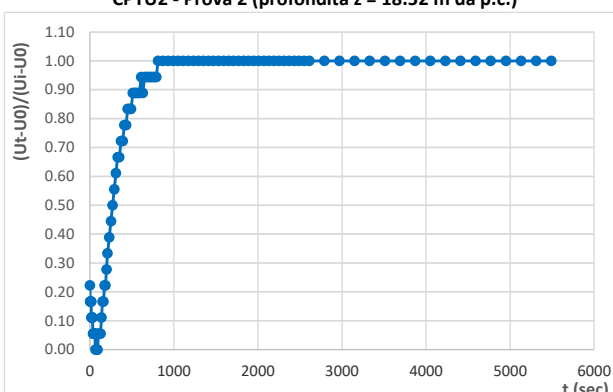
CPTU2 - Prova 1 (profondità z = 11.62 m da p.c.)



t<sub>50</sub> = 67.20 sec  
 kh = 5.20E-08 m/s

Terreno Organico

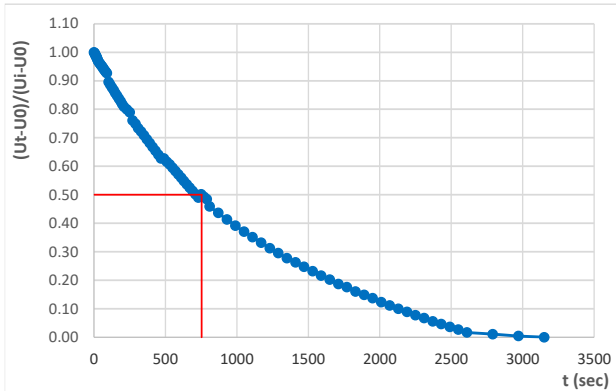
CPTU2 - Prova 2 (profondità z = 18.52 m da p.c.)



Non è possibile determinare k<sub>h</sub> in quanto non vi è stata dissipazione delle pressioni neutre.

Miscela di Sabbia e Limi

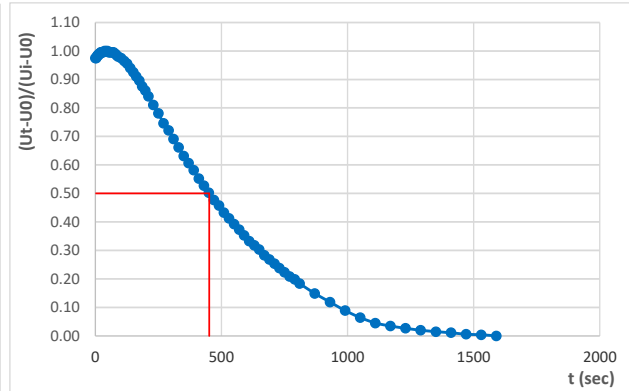
CPTU2 - Prova 3 (profondità z = 28.90 m da p.c.)



$t_{50} = 753.93$  sec  
 $kh = 2.53E-09$  m/s

Miscela di Limi e Argille

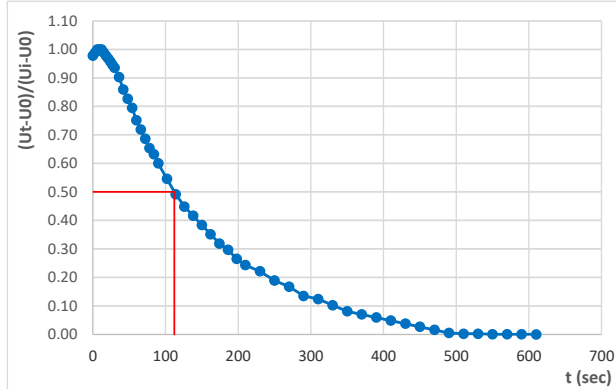
CPTU3 - Prova 1 (profondità z = 8.88 m da p.c.)



$t_{50} = 451.73$  sec  
 $kh = 4.81E-09$  m/s

Miscela di Limi e Argille

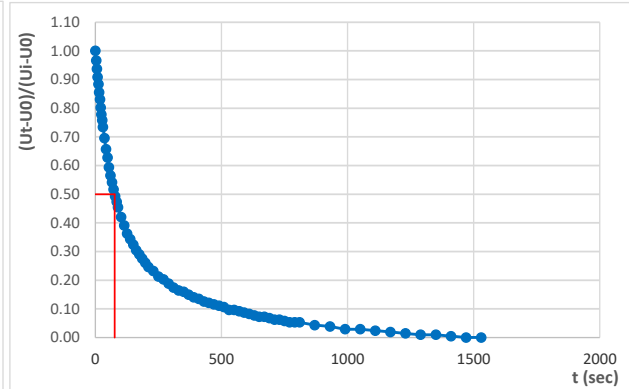
CPTU3 - Prova 2 (profondità z = 18.84 m da p.c.)



$t_{50} = 112.19$  sec  
 $kh = 2.74E-08$  m/s

Sabbia

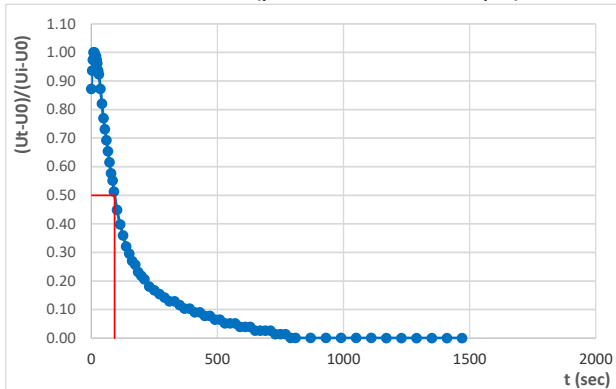
CPTU3 - Prova 3 (profondità z = 27.86 m da p.c.)



$t_{50} = 76.20$  sec  
 $kh = 4.45E-08$  m/s

Terreno Organico

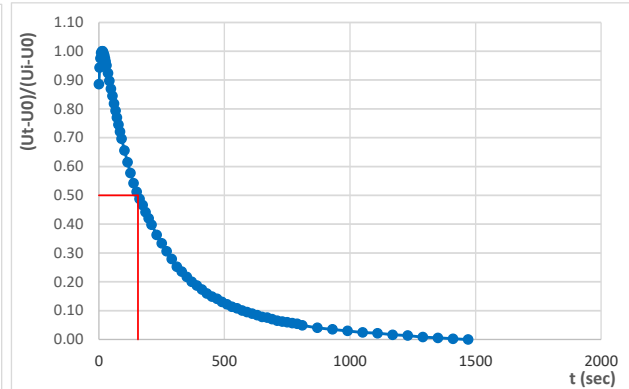
CPTU4 - Prova 1 (profondità z = 10.28 m da p.c.)



$t_{50} = 92.47$  sec  
 $kh = 3.49E-08$  m/s

Miscela di Sabbia e Limi

CPTU4 - Prova 2 (profondità z = 20.40 m da p.c.)

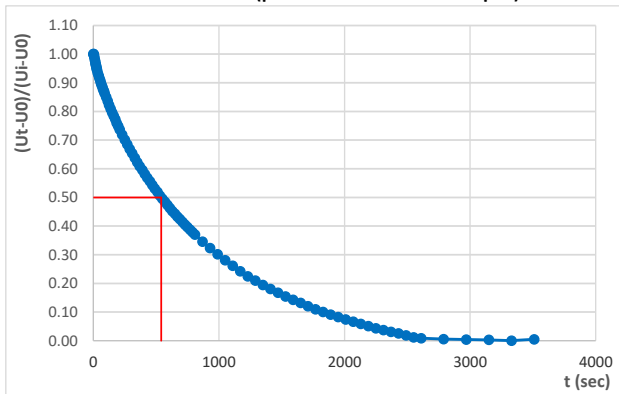


$t_{50} = 156.00$  sec  
 $kh = 1.82E-08$  m/s

Argilla

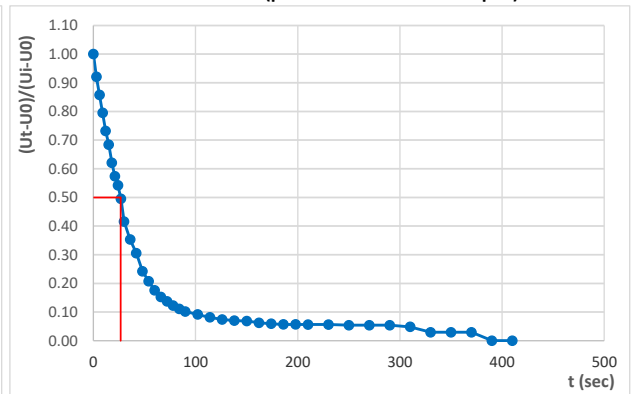


CPTU4 - Prova 3 (profondità z = 32.14 m da p.c.)



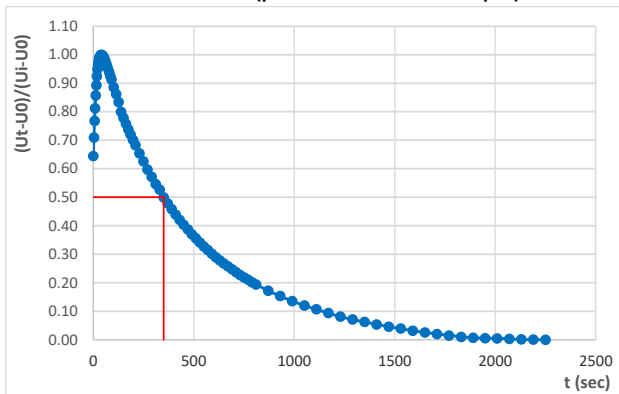
$t_{50} = 541.28$  sec  
 $kh = 3.83E-09$  m/s  
 Terreno Organico

CPTU5 - Prova 1 (profondità z = 9.00 m da p.c.)



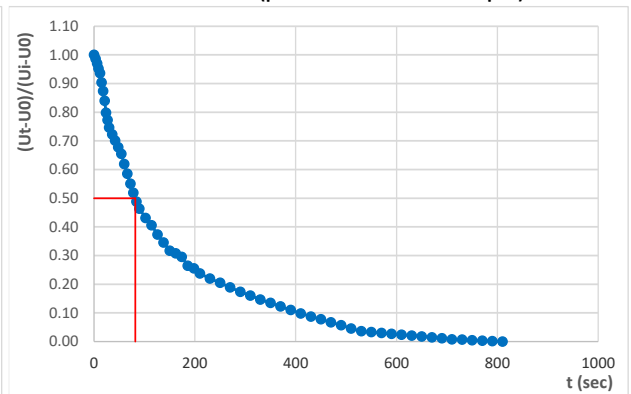
$t_{50} = 26.68$  sec  
 $kh = 1.65E-07$  m/s  
 Miscela di Limi e Argille

CPTU5 - Prova 2 (profondità z = 12.48 m da p.c.)



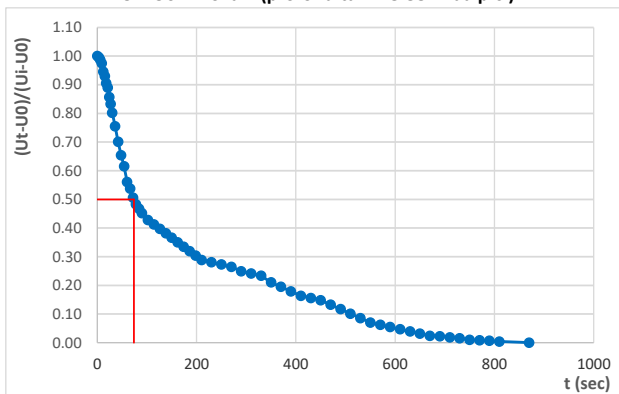
$t_{50} = 349.74$  sec  
 $kh = 6.62E-09$  m/s  
 Argilla

CPTU5 - Prova 3 (profondità z = 26.74 m da p.c.)



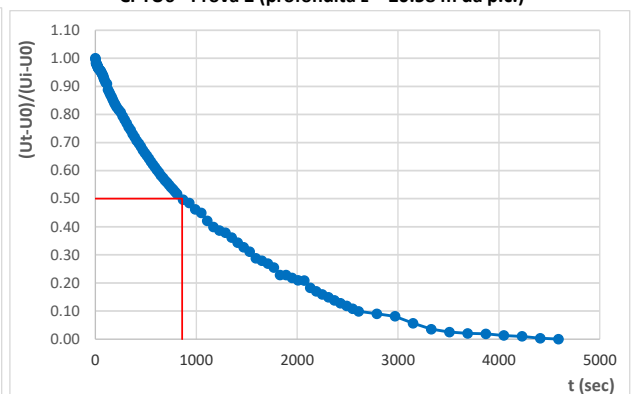
$t_{50} = 81.70$  sec  
 $kh = 4.08E-08$  m/s  
 Miscela di Limi e Argille

CPTU6 - Prova 1 (profondità z = 8.88 m da p.c.)



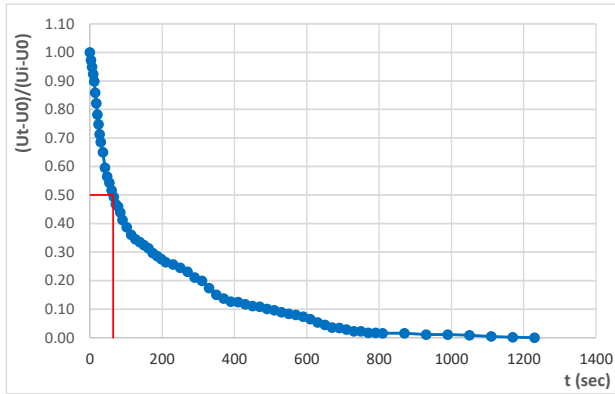
$t_{50} = 73.59$  sec  
 $kh = 4.64E-08$  m/s  
 Terreno Organico

CPTU6 - Prova 2 (profondità z = 20.58 m da p.c.)



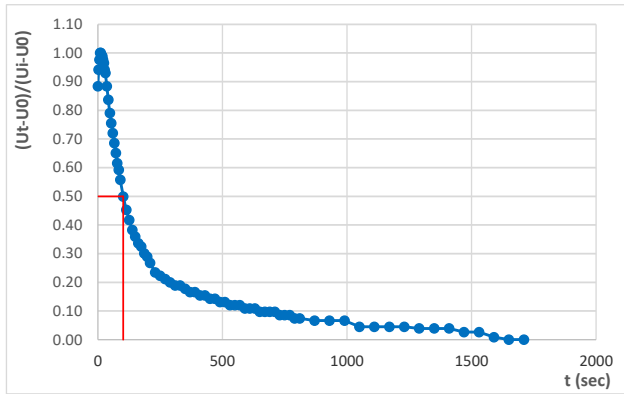
$t_{50} = 859.42$  sec  
 $kh = 2.15E-09$  m/s  
 Argilla

CPTU6 - Prova 3 (profondità z = 27.14 m da p.c.)



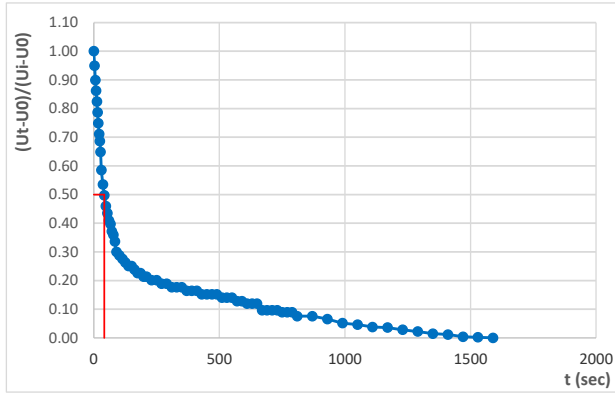
$t_{50} = 64.34$  sec  
 $kh = 5.49E-08$  m/s  
 Miscela di Limi e Argille

SCPTU3 - Prova 1 (profondità z = 8.80 m da p.c.)



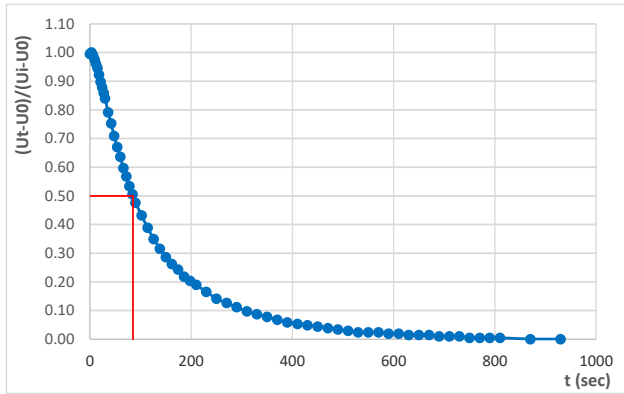
$t_{50} = 101.82$  sec  
 $kh = 3.09E-08$  m/s  
 Argilla

SCPTU3 - Prova 2 (profondità z = 18.04 m da p.c.)



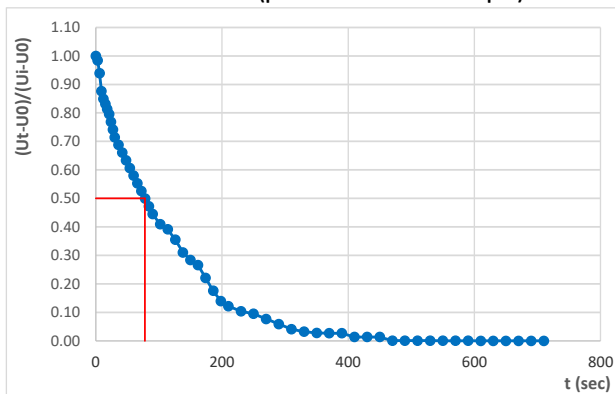
$t_{50} = 41.63$  sec  
 $kh = 9.47E-08$  m/s  
 Argilla

SCPTU3 - Prova 3 (profondità z = 26.28 m da p.c.)



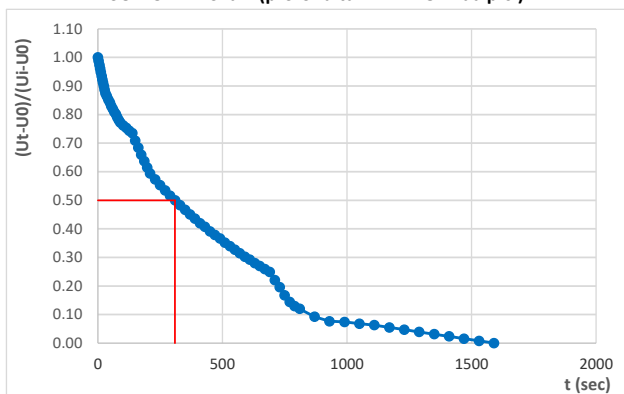
$t_{50} = 85.00$  sec  
 $kh = 3.88E-08$  m/s  
 Argilla

SCPTU4 - Prova 1 (profondità z = 12.02 m da p.c.)

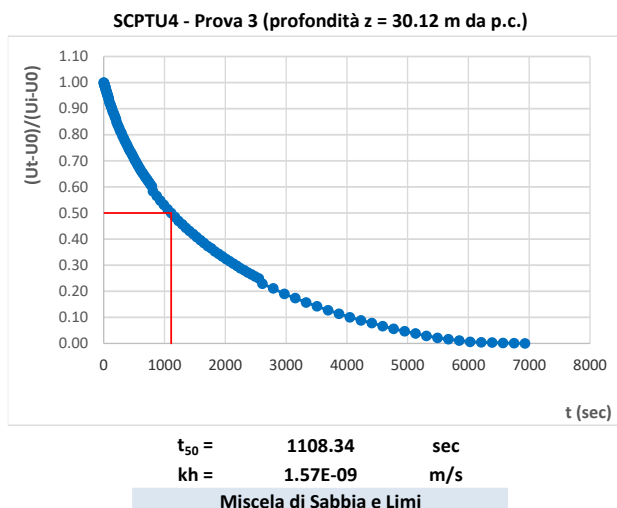


$t_{50} = 77.80$  sec  
 $kh = 4.33E-08$  m/s  
 Argilla

SCPTU4 - Prova 2 (profondità z = 22.48 m da p.c.)



$t_{50} = 309.30$  sec  
 $kh = 7.72E-09$  m/s  
 Terreno Organico



### 10.4.3 Riepilogo

Di seguito si riportano la tabella e il grafico di confronto tra i valori del coefficiente di permeabilità orizzontale calcolato mediante le prove Lefranc a carico variabile, di dissipazione ed edometriche.

#### Prove Lefranc a carico variabile

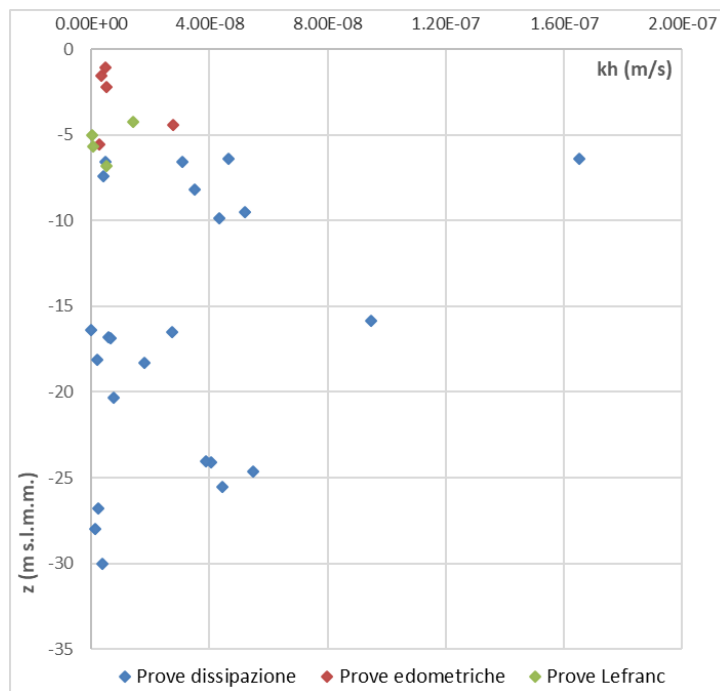
Sondaggio	Profondità prova		$k_r$ (m/s)
	(m da p.c.)	(m s.l.m.m.)	
SP3	6.6	-4.2465	1.43E-08
SP4	7.25	-5.0415	3.47E-10
SP5	7.9	-5.6995	8.39E-10
SP6	8.9	-6.8345	5.29E-09

#### Prove di dissipazione

Prova	Profondità		Terreno	$k_h$ (m/s)
	(m da p.c.)	(m s.l.m.m.)		
CPTU1-1	9.64	-7.39	Miscela di Limi e Argille	4.21E-09
CPTU1-2	19.04	-16.79	Argilla	5.87E-09
CPTU2-1	11.62	-9.49	Terreno Organico	5.20E-08
CPTU2-2	18.52	-16.39	Miscela di Sabbia e Limi	-
CPTU2-3	28.9	-26.77	Miscela di Limi e Argille	2.53E-09
CPTU3-1	8.88	-6.55	Miscela di Limi e Argille	4.81E-09
CPTU3-2	18.84	-16.51	Sabbia	2.74E-08
CPTU3-3	27.86	-25.53	Terreno Organico	4.45E-08
CPTU4-1	10.28	-8.19	Miscela di Sabbia e Limi	3.49E-08
CPTU4-2	20.4	-18.31	Argilla	1.82E-08
CPTU4-3	32.14	-30.05	Terreno Organico	3.83E-09
CPTU5-1	9	-6.39	Miscela di Limi e Argille	1.65E-07
CPTU5-2	19.46	-16.85	Argilla	6.62E-09
CPTU5-3	26.74	-24.13	Miscela di Limi e Argille	4.08E-08
CPTU6-1	8.88	-6.41	Terreno Organico	4.64E-08
CPTU6-2	20.58	-18.11	Argilla	2.15E-09
CPTU6-3	27.14	-24.67	Miscela di Limi e Argille	5.49E-08
SCPTU3-1	8.8	-6.58	Argilla	3.09E-08
SCPTU3-2	18.04	-15.82	Argilla	9.47E-08
SCPTU3-3	26.28	-24.06	Argilla	3.88E-08
SCPTU4-1	12.02	-9.87	Argilla	4.33E-08
SCPTU4-2	22.48	-20.33	Terreno Organico	7.72E-09
SCPTU4-3	30.12	-27.97	Miscela di Sabbia e Limi	1.57E-09

Prove edometriche

Sondaggio	Campione	Profondità Media		Intervallo di carico	kh
n°	n°	[m da p.c.]	[m s.l.m.m.]	[kPa]	[m/s]
SP3	S2	6.8	-4.4465	25 - 50	2.77E-08
SP4	S1	3.25	-1.0415	25 - 50	4.91E-09
SP4	S2	7.75	-5.5415	50 - 100	2.65E-09
SP5	S1	3.75	-1.5495	25 - 50	3.64E-09
SP6	S1	4.25	-2.1845	25 - 50	5.36E-09



## 11 MODELLO GEOTECNICO

Strato	Angolo d'attrito $\varphi$ (°)	Coesione efficace $c'$ (kPa)	Coesione non drenata $c_u$ (kPa)	Modulo elastico $E$ (kPa)	Modulo edometrico $E_{ed}$ (kPa)
Riporto	31	0	-	15000	-
Fanghi bauxitici / Barena	24	5	20	5000	3500
Caranto	24	10	50	9000	5000
Sabbia limosa 1	28-29	0-2	-	12500	-
Argilla limosa	24-29	7-10	50	10000	6000
Sabbia limosa 2	28	0	-	15000	-
Argilla	29	7	50	10000	6000
Alternanze	27	0	-	15000	-

Tabella 6 – Modello geotecnico