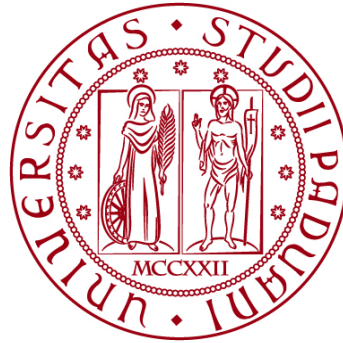


**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA**  
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE  
*Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering*

Corso di Laurea Triennale in Ingegneria Civile



**TESI DI LAUREA**

**CARATTERIZZAZIONE E ANALISI  
GEOTECNICA DELL'ARGINE DEL FIUME  
TAGLIAMENTO A BEVAZZANA (VE)**

**Relatrice: Ing. Giorgia Dalla Santa**

**Laureanda: Claudia Guidolin**

**Matricola: 2037505**

**ANNO ACCADEMICO 2023-2024**



# Sommario

INTRODUZIONE .....	6
Capitolo 1 - GLI ARGINI .....	8
1.1 Funzioni e composizione .....	8
1.2 Meccanismi di collasso arginale.....	11
1.3 Indagini in sito .....	16
1.3.1 Prove CPT .....	17
1.4 Prove di laboratorio .....	20
1.4.1 Classificazione.....	20
1.4.2 Resistenza al taglio .....	24
1.4.3 Prova di permeabilità in cella edometrica .....	27
Capitolo 2 - IL SITO TEST.....	30
2.1 Il fiume Tagliamento .....	30
2.2 L'arginatura nel basso Tagliamento .....	34
2.3 Inquadramento del sito test.....	36
Capitolo 3 – RISULTATI DELLE INDAGINI GEOTECNICHE IN LABORATORIO.....	41
3.1 Descrizione visiva.....	41
3.2 Classificazione.....	45
3.3 Resistenza al taglio .....	56
3.4 Permeabilità.....	63
3.5 Confronto con prove di laboratorio precedenti.....	64
Capitolo 4 – ANALISI E CONFRONTO CON PROVA CPT .....	71
4.1 Interpretazione della prova CPT N.....	71
4.2 Confronto tra prova CPT e prove di laboratorio.....	77
Capitolo 6 – CONCLUSIONI .....	81
BIBLIOGRAFIA .....	83



## **ABSTRACT:**

Questo elaborato si propone di caratterizzare a livello geotecnico una sezione arginale situata in destra idrografica del fiume Tagliamento in località Bevazzana di San Michele al Tagliamento (VE). Vengono analizzati a questo scopo il sondaggio SA e la prova CPT N, effettuati in cresta al corpo arginale. L'analisi è composta da quattro fasi. Nella prima fase si è ricavata la stratigrafia, utilizzando gli strumenti dell'analisi granulometrica e dei limiti di Atterberg. Nella seconda fase si sono ricavate le proprietà meccaniche tramite le prove di taglio diretto e anulare e di permeabilità. Nella terza fase si sono confrontati i dati ottenuti presso il laboratorio ICEA con i dati ricavati dall'analisi dei campioni indisturbati. Infine, si è analizzata la prova CPT e si sono valutate le differenze spaziali.

Il confronto tra i vari set di dati ha permesso di fornire un quadro completo e dettagliato delle caratteristiche geotecniche della sezione arginale, offrendo dati per valutare l'applicabilità delle prove in sito, come le prove CPT, anche nell'ambito della caratterizzazione e del monitoraggio delle opere di difesa arginale.

# INTRODUZIONE

Gli eventi alluvionali rappresentano oggi uno dei pericoli ambientali di maggiore interesse, non solo in Italia, ma anche a livello globale.

Secondo il rapporto “Città Clima” di Legambiente del 2023, dal 2010 al 31 ottobre 2023 nel territorio italiano si sono registrati 684 allagamenti da piogge intense e 166 esondazioni fluviali. Tra questi si contano le due alluvioni che hanno colpito 44 comuni in Emilia-Romagna tra il 2 e il 3 maggio e tra il 15 e il 17 maggio. Gli eventi idrogeologici causano danni ingenti a livello economico e in termini di perdite di vite umane. A partire dai dati della Protezione Civile, si calcola che dal 2013 al 2023, in Italia, siano stati spesi 13.8 miliardi di euro, per fare fronte agli stati di emergenza derivati da eventi meteorologici e idrologici. La progressiva urbanizzazione, e il conseguente aumento del consumo di suolo, nelle aree più vulnerabili in vicinanza degli alvei aumentano ulteriormente la possibilità di eventi alluvionali con impatti considerevoli. Inoltre, si devono considerare anche le mutazioni climatiche globali, che comportano modifiche dei regimi idrologici e delle modalità di deflusso dei corsi d’acqua. Secondo i dati ISPRA, si calcola che oltre 6.8 milioni di persone si trovino in aree a rischio da medio ad alto di alluvione.

Nell’ambito della mitigazione del rischio di inondazione, gli argini sono l’opera ingegneristica più diffusa ed estesa e rivestono un ruolo fondamentale nella difesa del territorio e delle comunità umane. Hanno l’obiettivo di consentire un incremento della portata d’acqua in transito, tramite il rialzo delle sponde, che comporta un aumento della sezione. In questo modo si riduce il rischio di esondazioni, rendendo così utilizzabili territori che altrimenti ne sarebbero periodicamente soggetti. Possono svolgere anche funzioni secondarie come il trasporto, le attività ricreative e l’agricoltura.

Il loro ruolo primario risulta evidente solo nei pochi casi di piena, e questo porta ad una minore attenzione in materia di sicurezza arginale. Inoltre, l’estensione delle opere arginali e la mancanza di informazioni di dettaglio sulla costruzione, avvenuta spesso oltre cento anni fa, rendono difficile conoscere le caratteristiche specifiche di ogni tratto. La caratterizzazione e il monitoraggio risultano quindi di importanza fondamentale per conoscere lo stato delle opere arginali e identificare eventuali situazioni critiche.

Attualmente i metodi più utilizzati per la caratterizzazione arginale sono quelli puntuali, come sondaggi con prelievo di campioni di terreno da analizzare in laboratorio, e prove in sito come, ad esempio, i Cone Penetration Test (CPT e CPTU), accompagnati spesso da prove geofisiche. Le prove di laboratorio permettono la conoscenza dei parametri fondamentali, quali

composizione del terreno, resistenza al taglio e permeabilità, ma solo puntualmente. Non consentono quindi di caratterizzare in maniera efficace lo stato di un'intera opera arginale. Le prove in sito risultano più rapide ed efficaci in tal senso, ma non vi è ad oggi sufficiente letteratura sulla loro interpretazione in questo ambito.

Nel caso del basso corso del Fiume Tagliamento, preso in esame in questa tesi, le opere arginali sono di fondamentale importanza per contenere il corso del fiume, al fine di proteggere dal rischio di inondazione i comuni di San Giorgio al Tagliamento, San Michele al Tagliamento e Latisana. Il progetto nel cui contesto questa tesi è inserita, ha l'obiettivo di installare un sistema di monitoraggio arginale in località Bevazzana di San Michele al Tagliamento (VE), a qualche chilometro dalla foce. Per poter interpretare i dati ottenuti dalla strumentazione installata, è necessario prima caratterizzare puntualmente l'argine del Fiume Tagliamento.

L'obiettivo di questa tesi è in primis quello di definire il *modello geotecnico* della sezione che verrà attrezzata con gli strumenti di monitoraggio. Consiste in uno schema semplificato della realtà fisica in termini di sezione geometrica e caratterizzazione della sequenza stratigrafica locale, tale da permettere di arrivare ad una soluzione quantitativa affidabile. Il secondo obiettivo è invece quello di confrontare i dati provenienti da una prova in sito CPT e dalle analisi eseguite in laboratorio per identificare eventuali differenze significative.

L'analisi presentata in questa tesi ha per oggetto un sondaggio effettuato in cresta alla struttura arginale in zona Bevazzana, in destra idraulica, fino a 20 m di profondità, effettuato in concomitanza con l'installazione di un piezometro. Il lavoro si è svolto in quattro fasi:

1. Caratterizzazione USCS dei campioni prelevati e identificazione della sequenza stratigrafica, misurazione della resistenza al taglio e della permeabilità su n. 2 campioni disturbati presso il laboratorio ICEA.
2. Confronto dei dati ottenuti con le prove effettuate da 3F LABORATORI su campioni indisturbati prelevati all'incirca alla medesima profondità.
3. Interpretazione della prova CPT\_N, effettuata a 150 m di distanza dal sondaggio, verso monte.
4. Confronto dei dati ottenuti dalla prova CPT con quelli provenienti dalle analisi di laboratorio.

Si ricostruiscono così la stratigrafia e le proprietà meccaniche dei terreni che compongono la struttura arginale e la sua fondazione.

# Capitolo 1 - GLI ARGINI

## 1.1 Funzioni e composizione

Gli argini sono strutture, prevalentemente in terra, sollevate rispetto al piano campagna, che non devono essere rimodellate dall'azione dell'acqua. Fanno parte di un sistema globale, che ha come obiettivo primario quello di trattenere, incanalare, ed eventualmente rilasciare in modo controllato l'acqua, per proteggere dalle inondazioni fluviali il territorio circostante [CIRIA et al., 2013], aumentando la portata massima in transito possibile.

La loro costruzione risale spesso a qualche secolo fa, con il collocamento di materiale di riempimento di origine locale sulla pianura alluvionale, ai margini dell'alveo principale in quel periodo. Gli interventi di ingrossamento e miglioramento si sono succeduti nel corso degli anni, ma risulta complesso conoscere nel dettaglio i materiali e le fasi di costruzione.

Per poter essere definito tale, le componenti del corpo arginale devono avere le seguenti caratteristiche [CIRIA et al., 2013; Simonini et al., 2014]:

- *Impermeabilità*: devono limitare il flusso di filtrazione attraverso il corpo arginale, dall'alveo verso il piano campagna. Soprattutto nel caso di terreni eterogenei, può indurre la migrazione di particelle. Questo causa lo sviluppo di forze di volume che possono aumentare la permeabilità locale e ridurre la resistenza meccanica, oltre a innescare instabilità locali.
- *Drenaggio*: devono limitare le pressioni dell'acqua, indirizzandola verso zone dove può essere raccolta e allontanata correttamente, per evitare crolli locali o erosione interna.
- *Stabilità*: l'intero sistema deve possedere resistenza meccanica sufficiente sia in regime di piena che di magra, per evitare il verificarsi di crolli.
- *Protezione esterna*: le azioni esterne, quali l'impatto delle correnti, l'azione degli animali e le attività umane, sollecitano con effetti meccanici o idraulici il corpo arginale. Devono quindi essere ridotte per evitare l'erosione dello stesso, anche con interventi mirati.



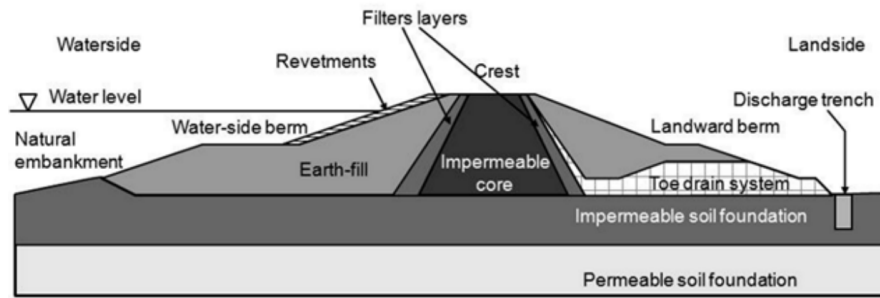


Figura 1 - Componenti del corpo arginale [CIRIA et al., 2013]

In Figura 1, è riportata una sezione arginale tipo, con indicati gli elementi principali. Ognuno di questi presenta una specifica funzione nell'ambito del funzionamento complessivo del sistema arginale [CIRIA et al., 2013].

- *Terreno di fondazione*: deve sopportare il peso dell'argine e fornire un supporto compatibile con i requisiti di impermeabilità e filtrazione.
- *Corpo arginale*: deve agire come massa stabilizzante contro le pressioni dell'acqua. Inoltre, deve essere sufficientemente impermeabile e indeformabile, in modo da non creare fessure in caso di cedimenti.

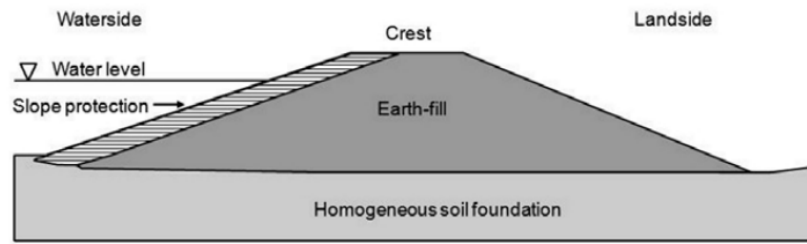
Se questi requisiti non sono soddisfatti si ricorre ai cosiddetti argini zonati, in Figura 2 c) e d), con la creazione di un nucleo poco permeabile. Oppure si possono prevedere rivestimenti impermeabili esterni, che possono anche avere funzione anti-erosiva.

- *Zone filtro*: servono ad impedire la migrazione delle particelle di terreno dal nucleo impermeabile.
- *Fianchi (o berme)*: servono a stabilizzare il rilevato lateralmente, ad aumentare il percorso di filtrazione e a ridurre l'azione erosiva in caso di sormonto. Sono solitamente realizzati con terreno di riporto disponibile in loco.
- *Sistema di drenaggio*: serve a raccogliere le acque provenienti dalla filtrazione, al fine di incrementare lo stato di tensione efficace. Può essere costituito da materassi drenanti, da trincee o da linee di pozzi.
- *Rivestimento spondale*: deve garantire la stabilità e la resistenza all'erosione. Può essere di erba, geotessile o roccia e costituisce l'interfaccia tra ambiente esterno e argine, Figura 2 b).

La sezione generalmente assume una forma trapezoidale, con altezza e pendenza dei fianchi che variano in funzione del tipo di terreno e del livello dell'acqua massimo previsto. Nella sponda lato fiume può essere presente un'unica pendenza (in froldo), Figura 2 a) e c), oppure una sagomatura tramite una banca (in golena), Figura 2 b) e d). Può essere omogenea o zonata,

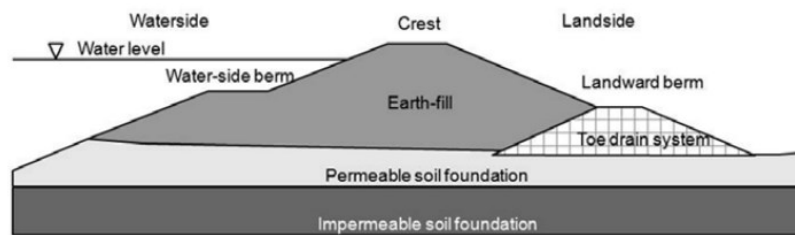
a seconda della disponibilità di terreno locale di terreno impermeabile. In Figura 2 sono presentati alcuni esempi di diverse tipologie di sezione arginale.

a)



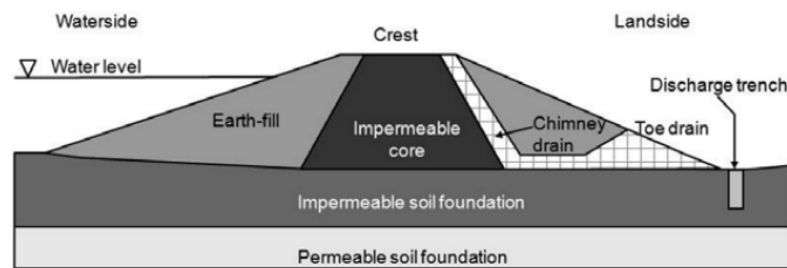
**Homogeneous levee with slope protection on homogeneous soil foundation**

b)



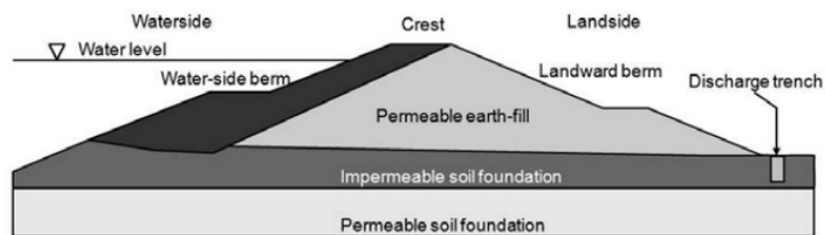
**Homogeneous levee with berms on thin permeable soil foundation**

c)



**Zoned levee with impermeable core on thin permeable soil foundation**

d)



**Zoned levee with berms on thin impermeable soil**

*Figura 2 - Esempi di sezioni arginali [CIRIA et al., 2013]*

Possono essere inseriti anche elementi strutturali sia in cresta, per aumentare l'altezza disponibile, sia alla base dell'argine, per aumentare il percorso di filtrazione, Figura 3.

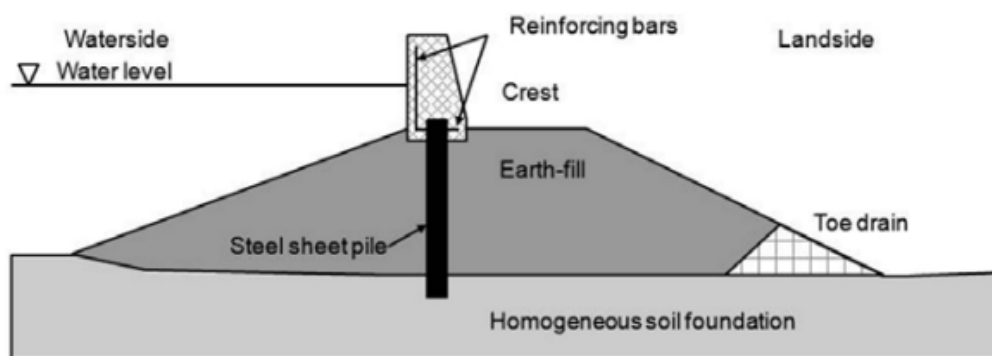


Figura 3 – Esempio sezione con muro a gravità e diaframma [CIRIA et al., 2013]

## 1.2 Meccanismi di collasso arginale

Per collasso arginale si intende l'incapacità dell'argine di assolvere alla sua funzione principale, ossia impedire l'inondazione dell'area che protegge. È possibile distinguere due tipologie di collasso, che possono essere correlate, [CIRIA et al., 2013]:

- *Strutturale*: quando vi è perdita di resistenza di uno degli elementi del sistema.
- *Idraulico*: quando non vi è danno per la struttura arginale e l'acqua raggiunge la zona protetta attraverso filtrazione o sormonto.

Risulta utile distinguere le condizioni di Stato Limite Ultimo (SLU) e di Stato Limite di Esercizio (SLE), secondo le NTC 2018. Lo SLU corrisponde alla perdita di capacità portante, raggiunta a causa di forte degrado e/o danneggiamento di componenti della struttura arginale. Lo SLE consiste nella perdita di funzionalità, legata a livelli di degrado tollerabili. Lo SLU viene raggiunto spesso in seguito ad un superamento, anche temporaneo dello SLE.

In generale, ogni collasso può essere attivato da diversi fattori, quali sovraccarichi, rapide variazioni del livello dell'acqua, filtrazione e flussi o livelli dell'acqua troppo elevati. È possibile quindi individuare una serie di tipologie di instabilità [CIRIA et al., 2013; Simonini et al., 2014].

### Erosione esterna

Il fenomeno dell'erosione esterna avviene in seguito dall'azione delle forze idrodinamiche sulle particelle di suolo, dovuta all'azione delle correnti, al sormonto o al moto ondoso. Si verifica quando la tensione tangenziale supera la soglia di erodibilità. Se sono presenti sedimenti granulari, questi aumentano l'azione erosiva, esercitando un'azione abrasiva sulle pareti.

L'erosione può essere stimata mediante un'equazione empirica del tipo [Simonini et al., 2014]:

$$E_{rf} = k_d(\tau_b - \tau_c)^a \quad [1]$$

Con:

- $E_{rf}$ : velocità di erosione fluviale unitaria.
- $\tau_b$ : tensione tangenziale esercitata dalla corrente sul contorno.
- $\tau_c$ : sforzo tangenziale critico.
- $k_d$ : coefficiente di erodibilità.
- $a$ : esponente empirico, assunto pari a 1.0.

Se l'erosione avviene dal lato alveo, l'effetto che si verifica è una sotto escavazione alla base della scarpata, oppure dell'elemento strutturale. Il collasso avviene in fase di diminuzione della piena, per mancanza di sostegno, come visibile in Figura 4. Anche l'approfondimento dell'alveo stesso può essere causa di instabilità.

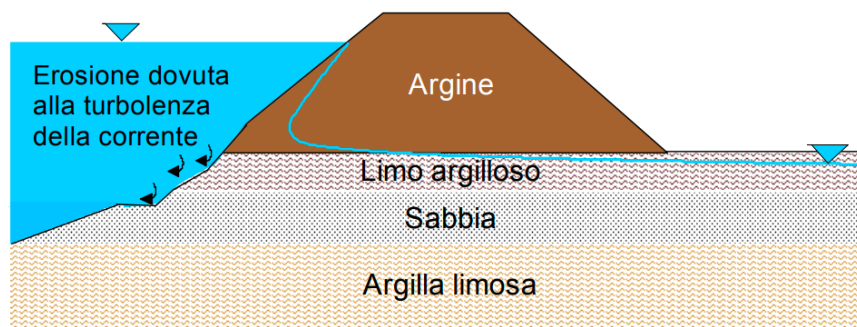


Figura 4 - Erosione al piede dell'argine [Simonini et al., 2014]

L'erosione per sormonto, invece, come illustrato in Figura 5, avviene con un'erosione retrogressiva dal lato campagna. La pendenza diminuisce gradualmente fino ad un angolo critico, che dipende dal tipo di terreno. Oltre questo valore si ha abbassamento del livello della cresta fino all'asportazione totale del corpo arginale.

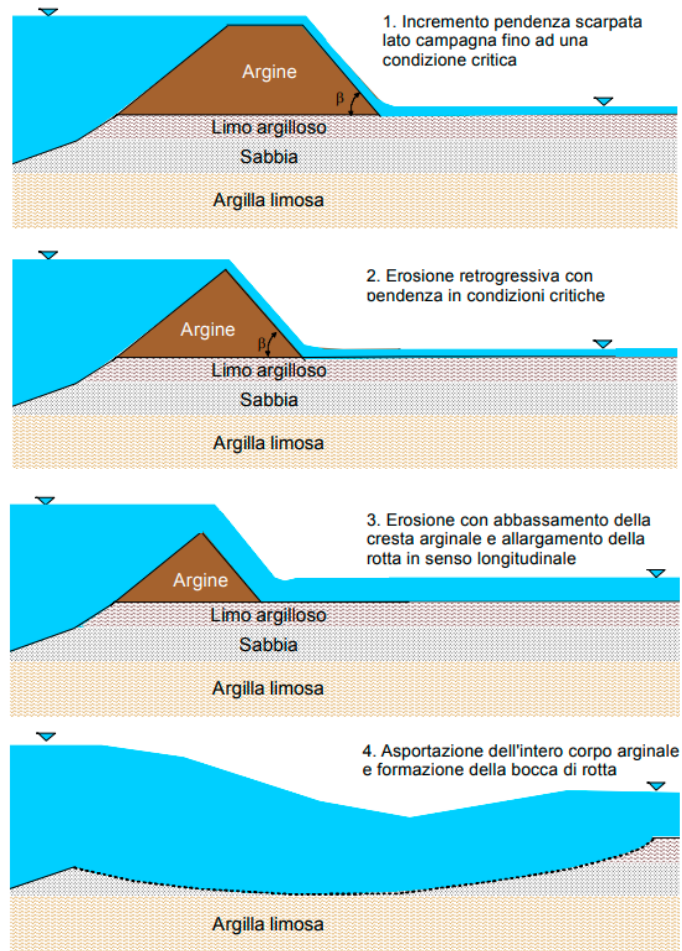


Figura 5 - Schema erosione per sormonto [Simonini et. al, 2014]

### Erosione interna

Il fenomeno dell'erosione interna avviene in seguito all'azione delle forze idrodinamiche di filtrazione, che agiscono asportando e allontanando le particelle fini all'interno del corpo arginale, o della fondazione. Si formano così dei canali (o *pipes*) che possono compromettere la resistenza dell'argine.

La forza di filtrazione,  $S_f$ , causa principale del fenomeno, può essere espressa con la seguente equazione:

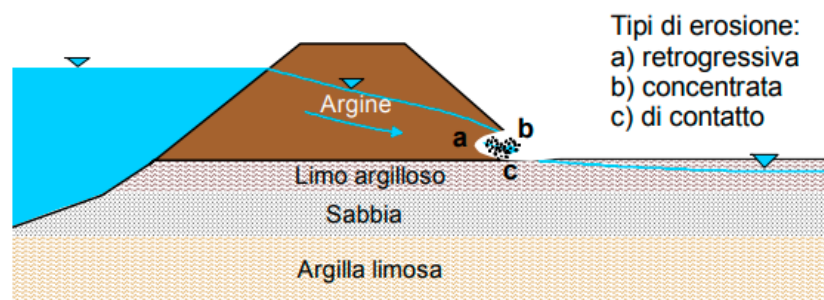
$$S_f = \rho g i = \gamma_w i \quad [2]$$

Con:

- $\gamma_w$ : peso specifico dell'acqua, pari al prodotto tra la densità e l'accelerazione di gravità.
- $i$ : gradiente idraulico locale, difficile da determinare perché fortemente condizionato dalla tipologia di terreno.

L'erosione interna, che è relazionata all'eccesso di gradiente rispetto a quello critico, si può presentare in diverse forme. Si verificano spesso contemporaneamente, come evidenziato in Figura 6, [CIRIA et al., 2013; Simonini et al., 2014]:

- Retrogressiva: si sviluppa a partire dal punto di uscita del flusso, che costituisce l'innesco. Vi è una progressiva asportazione delle particelle interne, fino alla creazione di un passaggio continuo. Il meccanismo risulta lo stesso nel caso di sifonamento e può partire sia dal lato campagna che dal lato dell'alveo.
- Concentrata: si sviluppa a partire da vie preferenziali presenti, come strutture, fessurazioni o vuoti interconnessi presenti.
- Di contatto: si sviluppa quando si ha il dilavamento di un terreno fine a contatto con uno a grana grossa, per effetto delle forze parallele alla stratificazione.
- Per migrazione: si sviluppa quando si ha uno spostamento delle particelle fini entro la matrice grossolana.



- Figura 6 - Schema erosione interna corpo arginale [Simonini et al., 2014]

Questo fenomeno può essere aggravato dalla presenza di tane di animali e di radici profonde della vegetazione, oltre che dalla presenza di strutture antropiche intercettanti la sezione. Costituiscono infatti delle vie preferenziali per il flusso d'acqua, diminuendo il percorso di filtrazione, Figura 7, e favorendo l'avanzata del fronte di saturazione. Inoltre, possono anche andare a ridurre la stabilità dell'intera struttura [CIRIA et al., 2013].

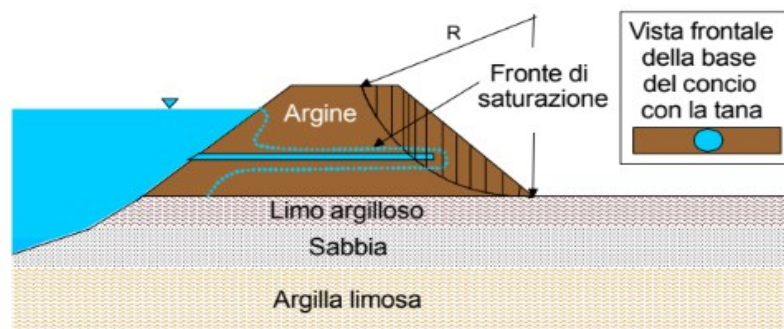


Figura 7 - Schema erosione interna legata a presenza di tane [Simonini et al., 2014]

## Instabilità

L'instabilità di una sezione arginale si verifica quando le forze attive delle particelle di terreno in movimento superano le forze resistenti, generando uno scivolamento lungo una superficie di taglio. Può riguardare sia il corpo arginale che la fondazione. Le cause sono molteplici, tra cui l'effetto di carichi, scarichi e impatti inattesi, l'aumento di pressione dell'acqua, i regimi di filtrazione, il peggioramento delle qualità dei materiali, le attività umane e animali, la vegetazione, l'attività sismica e l'erosione [CIRIA et al., 2013].

L'instabilità rotazionale di tipo *superficiale* si può verificare sia dal lato campagna che dal lato alveo, Figura 8. La scarpata lato campagna risulta per la maggior parte del tempo in condizioni di parziale saturazione ed è soggetta a cicli stagionali. Questi possono aver creato stati fessurativi, vie preferenziali per moti di filtrazione, che possono poi portare al collasso. L'instabilità della sponda lato alveo invece, dipende sia dall'erosione che dai moti di filtrazione che, in fase di diminuzione della piena, si sviluppano dall'argine verso l'alveo.

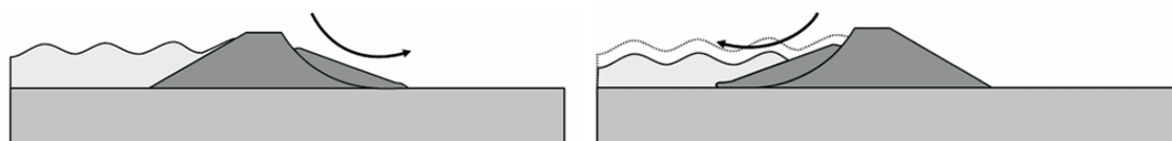


Figura 8 - Schema instabilità rotazionale di superficie [CIRIA et al., 2013]

L'instabilità rotazionale di tipo *profondo* invece, riguarda anche parte della fondazione, Figura 9. È spesso legata a cambiamenti delle condizioni esterne, come un innalzamento dell'argine o una modifica delle condizioni di drenaggio. Si manifesta con un rigonfiamento della scarpata e un successivo sollevamento dei terreni al piede.



Figura 9 - Schema instabilità rotazionale profonda [CIRIA et al., 2013]

L'instabilità *traslazionale* è legata alla presenza di una superficie debole che non ha resistenza sufficiente per resistere alle forze idrauliche create dal flusso di piena, Figura 10. Similmente, si può verificare un'instabilità che comporta cedimenti verticali, legata alla costruzione su terreni argillosi non consolidati.

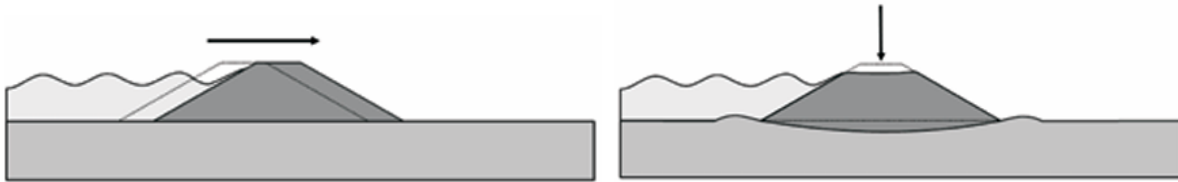


Figura 10 - Schema instabilità trasversale [CIRIA et al., 2013]

L'instabilità per *liquefazione* si ha quando il gradiente supera quello critico, causando quindi l'annullamento delle tensioni efficaci. Questo porta ad una perdita di resistenza del terreno, che causa fuoriuscita di acqua dal suolo al piede della scarpata e l'innescò del fenomeno detto di sifonamento, Figura 11. Se invece lo strato permeabile, dove avviene la filtrazione, si trova confinato da uno stato impermeabile, la pressione dell'acqua risulta superiore a quella idrostatica. Può quindi dare origine al sollevamento del terreno sovrastante.

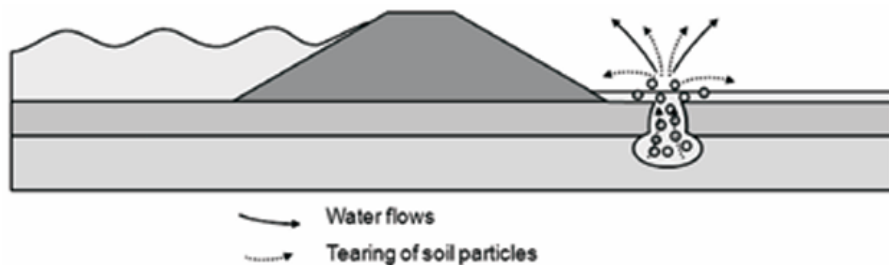


Figura 11 - Schema instabilità per liquefazione [CIRIA et al., 2013]

È inoltre possibile che si verificano condizioni di *instabilità globale dei terreni di fondazione*, legate al fatto che la capacità portante del terreno non sia sufficiente per supportare il peso dell'argine [CIRIA et al., 2013]

### 1.3 Indagini in sito

Il comportamento di un'opera arginale dipende dalle caratteristiche del volume di suolo con cui interagisce la struttura, definito *volume significativo*. È quindi necessario effettuare un numero sufficiente di prove per poterlo caratterizzare interamente e conoscerne nel dettaglio il comportamento. Vengono quindi svolte indagini in sito, accompagnate da prove di laboratorio, con l'obiettivo di costruire un modello geotecnico il più affidabile possibile. Consentono infatti di identificare la stratigrafia e caratterizzare il comportamento meccanico e la permeabilità del terreno presente, determinandone dei profili continui con la profondità.

La conoscenza approfondita della struttura del corpo arginale e della sua fondazione sarebbe essenziale per identificarne le sezioni più critiche. Risulta però complessa data l'estensione delle opere arginali e la mancanza di informazioni dettagliate sulla loro costruzione. Da qui la necessità di impiegare metodi di indagine in sito più rapidi.



Le prove possibili sono di vario tipo:

- scavi, trincee o sondaggi: permettono di verificare visivamente la stratigrafia e di raccogliere campioni per le prove da effettuare in laboratorio.
- prove geofisiche: con tecniche non invasive (superficiali) consentono di ricostruire la distribuzione lungo sezioni o volumi un parametro fisico del terreno
- prove continue lungo una verticale: consentono di identificare la stratigrafia e di stimare le caratteristiche geotecniche del terreno tramite correlazioni con le grandezze misurate.

### 1.3.1 Prove CPT

Le prove CPT (Cone Penetration Test o Prova Penetrometrica Statica) fanno parte delle prove continue lungo una verticale. Consistono nell'infissione a pressione nel terreno di una punta conica con velocità costante pari a 20 mm/s.

Vi sono due tipologie di penetratori che differiscono per la modalità di svolgimento della prova e di ottenimento dei dati.

- Il *penetrometro meccanico*: costituito da una punta conica collegata ad una batteria di aste e da una tubazione di rivestimento. L'avanzamento alternato di punta e rivestimento precede quello complessivo. Permette di misurare la resistenza di punta,  $q_c$ , e laterale,  $f_s$ , separatamente.
- Il *penetrometro elettrico*: permette di ottenere le resistenze di punta e laterale localmente ed in modo indipendente, attraverso trasduttori elettrici. La frequenza delle misure avviene ad intervalli fino a 2-5 cm.

A differenza delle prove CPTU, le prove CPT non ricavano dati sulla pressione dell'acqua.

Presentano alcune criticità poiché l'interpretazione è affidata a relazioni empiriche. Vengono infatti utilizzate correlazioni che collegano le grandezze misurate in sito con i valori dei parametri geotecnici utili nell'ambito della progettazione. Sono comunque complementari rispetto a quelle di laboratorio e non alternative.

La prima fase di interpretazione dei dati consiste nel riconoscimento litologico dei terreni attraversati. Questo perché il modello interpretativo della rottura differisce in base al tipo di terreno. Un terreno sabbioso, in generale, offre una maggiore resistenza di punta rispetto ad uno argilloso di medio-bassa plasticità. L'analisi complessiva viene però svolta utilizzando delle correlazioni che considerano però anche il parametro della resistenza laterale. Sono

rappresentate per via grafica attraverso delle carte di classificazione. Per il penetrometro elettrico la carta più diffusa è quella di Robertson e Wride (1998). In ascissa ha il rapporto di attrito normalizzato:

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \cdot 100 \quad [3]$$

Mentre in ordinata è rappresentata la resistenza di punta normalizzata:

$$Q = \left( \frac{q_c - \sigma_{v0}}{p_a} \right) \cdot \left( \frac{p_a}{\sigma_{v0}'} \right)^n \quad [4]$$

Con:

- $p_a$ : pressione atmosferica.
- $\sigma_{v0}$ : tensione totale alla profondità  $z$ .
- $\sigma_{v0}'$ : tensione efficace alla profondità  $z$ .

Il valore della tensione efficace  $\sigma_{v0}'$  invece viene posto pari a quello della tensione totale fino alla profondità in cui è stata rilevata la falda. Il corpo arginale, infatti, in condizioni di magra del corso d'acqua, può essere infatti considerato come insaturo. Si tratta di un'approssimazione in quanto per i terreni insaturi si dovrebbe considerare un valore di pressione negativo, detto di suzione [Facciorusso et al., 2011]. Al di sotto della linea di falda si considera la pressione idrostatica in mancanza di dati specifici.

L'esponente  $n$  si calcola tramite un processo iterativo. Ipotizzando  $n=1$ , calcolo il valore dell'indice di tipo terreno:

$$I_C = \sqrt{(\log F + 1.22)^2 + (\log Q - 3.47)^2} \quad [5]$$

Se risulta  $I_C < 2.6$ , si procede a stimare il valore del parametro  $n$  tramite l'equazione [6] **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e a rideterminare il valore di  $I_C$ .

$$n = 0.381 \cdot I_C + 0.05 \cdot \left( \frac{\sigma_{v0}'}{p_a} \right) - 0.15 \geq 0.50 \quad [6]$$

Le coppie (R, Q) ottenute per ciascuna profondità possono essere inserite all'interno della carta di Robertson, Figura 12, suddivisa in 9 zone, corrispondenti ciascuna ad una tipologia diversa di terreno. Essendo le zone da 2 a 7 limitate da archi di cerchio, con centro il punto (-1.22, 3.47), il valore del parametro  $I_C$  è sufficiente per determinare la classe di appartenenza del terreno (Tabella 1) in quel punto.

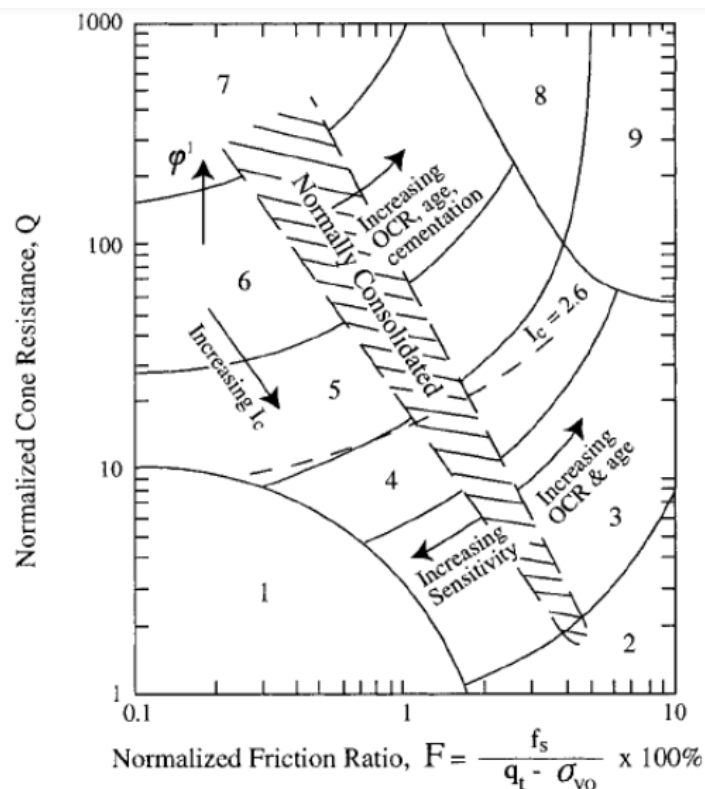


Figura 12 - Carta di Robertson (1990)

Tabella 1 – Corrispondenza tra classe di appartenenza ed indice tipo terreno

$I_c > 3.60$	CLASSE 2	Terreno organico, torba
$2.95 < I_c < 3.60$	CLASSE 3	Argille. Da argille ad argille limose
$2.60 < I_c < 2.95$	CLASSE 4	Limi. Da limi argillosi ad argille limose
$2.05 < I_c < 2.60$	CLASSE 5	Sabbie. Da sabbie limose a limi sabbiosi
$1.31 < I_c < 2.05$	CLASSE 6	Sabbie. Da sabbie pulite a sabbie limose
$I_c < 1.31$	CLASSE 7	Da sabbie ghiaiose a sabbie

Per poter ricavare dati sulla resistenza al taglio e sulla permeabilità possono essere utilizzate delle formule di correlazione diretta, ottenute attraverso prove camere di calibrazione con prove sperimentali eseguite su un certo tipo di terreno ben noto. Di conseguenza, le correlazioni sperimentali ricavate restituiscono risultati maggiormente affidabili quando applicate a terreni simili a quelli utilizzati nella sperimentazione.

La formula di Robertson e Campanella (1983), [ 7 ], permette di determinare l'angolo di resistenza al taglio di picco misurato in radianti ed è stata ricavata per sabbie quarzose non cementate.

$$\phi' = \arctan \left[ 0.1 + 0.38 \cdot \log \left( \frac{q_c}{\sigma_{v0}'} \right) \right] \quad [7]$$

La stima approssimata della conducibilità idraulica si ottiene invece mediante una correlazione diretta con l'indice di tipo terreno [Robertson, 2010]:

$$\log(k) = \begin{cases} 0.952 - 3.04 \cdot I_c & 1 < I_c \leq 3.27 \\ -4.52 - 1.37 \cdot I_c & 3.27 < I_c \leq 4 \end{cases} \quad [8]$$

## 1.4 Prove di laboratorio

### 1.4.1 Classificazione

Ai fini della classificazione di un campione di terreno viene utilizzato il metodo USCS, riassunto in Figura 13.

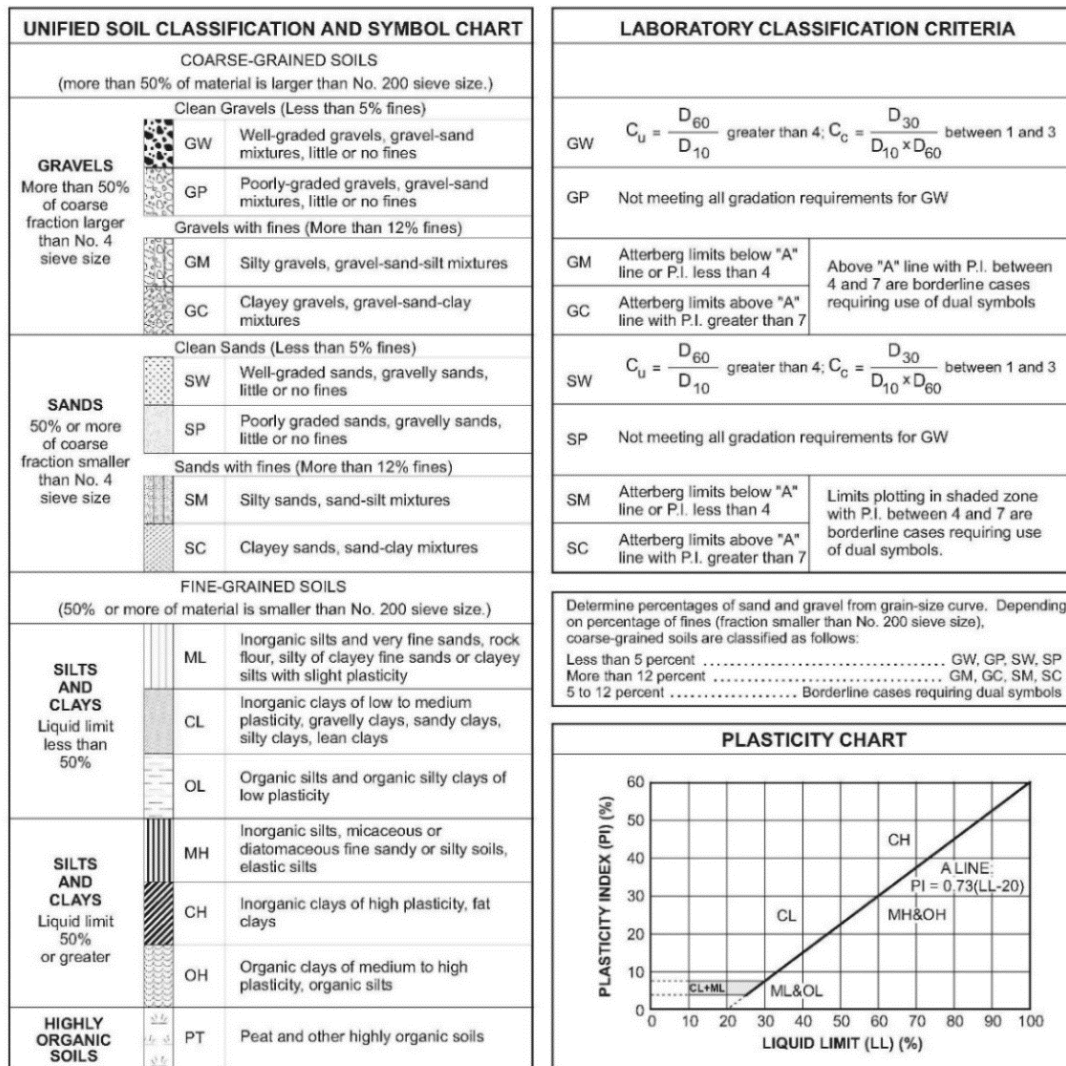


Figura 13 - United Soil Classification System [CALTRANS]

Innanzitutto, si è proceduto ad effettuare un'analisi granulometrica, tramite vagliatura meccanica, che permette di determinare la percentuale in massa delle particelle aventi una certa dimensione per poi procedere ad una classificazione secondo i range in Figura 14 [Craig, 2004].

Clay	Silt			Sand			Gravel			Cobbles	Boulders
	Fine	Medium	Coarse	Fine	Medium	Coarse	Fine	Medium	Coarse		
0.001	0.002	0.006	0.02	0.06	0.2	0.6	2	6	20	60	200
	0.01		0.1		1		10		100		

Particle size (mm)

Figura 14 - Range dimensioni particelle [Craig, 2004]

Dopo aver pesato circa 200 g di campione secco, questo viene fatto passare attraverso una serie di setacci, secondo il sistema ATSM, Figura 15, con diametro delle maglie decrescente, fino al #200, corrispondente ad un'apertura di 0.074 mm.



Figura 15 - Setacci per vagliatura meccanica

Il materiale trattenuto ad ogni setaccio,  $T_i$ , viene pesato in modo da poter valutare la percentuale di passante rispetto al totale, con la seguente formula:

$$P_i = \frac{P_{tot} - (T_1 + T_2 + \dots + T_i)}{P_{tot}} \cdot 100 \quad [9]$$



Figura 16 - Aerometrie in fase di svolgimento

La seconda fase dell'analisi, se il terreno presenta particelle fini, come in questo caso, è costituita da una prova di sedimentazione con aerometro, Figura 16.

Si prelevano circa 40 g di campione passante al #200. Vengono inseriti in sospensione con 20 ml di anti-flocculante in un litro d'acqua distillata. La prova si basa sulla legge di Stokes, che valuta la resistenza esercitata da un fluido nei confronti di un corpo sferico in moto al suo interno, e di conseguenza la velocità con cui le particelle si depositano in una soluzione [Craig, 2004].

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\mu} \cdot D^2 \quad [10]$$

Con

- $v$ : velocità di sedimentazione.
- $\gamma_s$  e  $\gamma_w$ : peso di volume del solido e dell'acqua.
- $\mu$ : viscosità dell'acqua.
- $D$ : diametro delle particelle.

La prova si svolge misurando ad intervalli di tempo crescenti, prestabiliti, la densità della soluzione, con un densimetro. La densità varia a seconda delle dimensioni delle particelle ancora in sospensione. Il termine della prova si ha al momento di raggiungimento della densità dell'acqua. In questo modo, elaborando i dati, è possibile determinare anche in questo caso quanta percentuale in massa è presente per ogni diametro nella soluzione. Combinandoli con quelli provenienti dalla vagliatura meccanica è possibile ottenere la curva granulometrica per ciascun campione.

Nei casi in cui il passante a #200 risulti superiore al 50%, l'analisi granulometrica non è sufficiente ed è necessario procedere a determinare i valori dei limiti dei cosiddetti *limiti di Atterberg*. Il loro obiettivo è valutare in maniera empirica la suscettività all'acqua del terreno. Per fare questo si cercano, aggiungendo acqua alla parte del campione passante al vaglio #40, dei valori notevoli del contenuto d'acqua, [ 11 ], corrispondenti ai passaggi di fase da liquido a plastico e da plastico a solido.

$$w = \frac{P_{umido} - P_{secco}}{P_{secco}} \quad [11]$$

Il limite liquido  $w_L$  viene determinato con il cucchiaio di Casagrande, Figura 17. È pari al contenuto d'acqua per cui il solco tracciato nella terra posta nell'apparecchio si chiude di 13

mm dopo 25 colpi al ritmo di 2 giri/s. Si è svolta una prova per campione, cercando di mantenere il numero di colpi tra 15 e 35. Si è poi derivato con una relazione empirica il valore per 25 colpi.

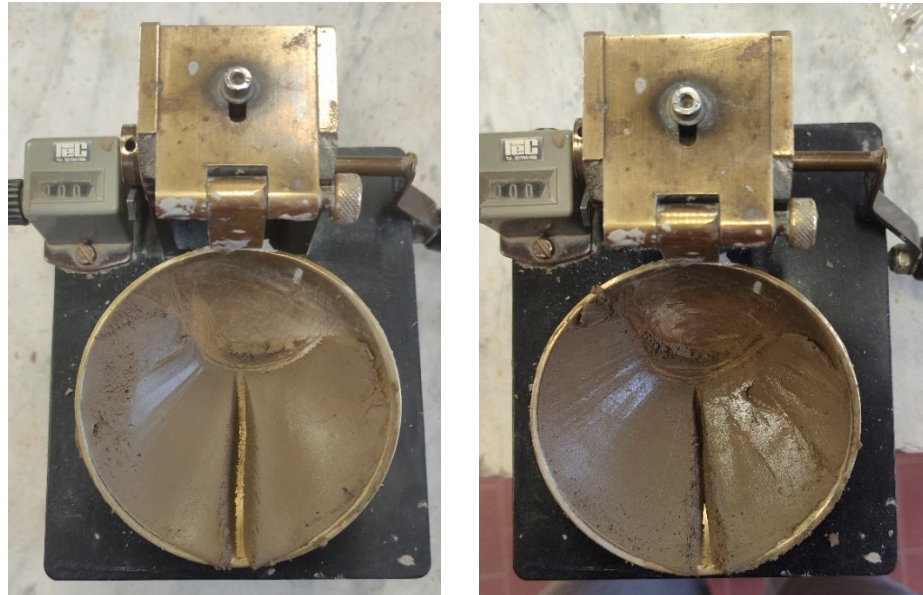


Figura 17 - Prova eseguita con il cucchiaio di Casagrande

Il limite plastico  $w_P$ , invece, viene determinato calcolando il contenuto d'acqua per cui dei cilindri di diametro 3 mm manifestano le prime screpolature in seguito a rotolamento, Figura 18. Sono state svolte per ciascun campione tre prove, il cui risultato è stato mediato.



Figura 18 - Limiti liquidi e plastici eseguiti in laboratorio

A partire dai valori di  $w_P$  e  $w_L$ , si ricava il valore dell'indice di plasticità, che misura l'ampiezza dell'intervallo di umidità entro cui il campione è plastico, tramite l'equazione [ 12 ].

$$IP = w_L - w_P \quad [ 12 ]$$

## 1.4.2 Resistenza al taglio

La conoscenza della resistenza al taglio di un terreno è necessaria per poterne analizzare la stabilità. Infatti, se in un qualunque punto di esso lo sforzo di taglio risulta pari a quello critico, in quel punto si avrà rottura e la formazione di un piano di scorrimento.

Il terreno resiste al taglio solo tramite il suo scheletro solido. La resistenza deve essere quindi misurata in termini di tensioni efficaci. È espressa secondo la legge di Coulomb come funzione lineare della tensione normale efficace [Craig,2004].

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan(\phi') \quad [13]$$

Con  $c'$ , coesione, ossia la resistenza del terreno senza carichi normali, e  $\phi'$ , angolo di attrito, che caratterizza il comportamento del terreno. Questi parametri sono determinabili a partire da una regressione lineare sulle coppie  $\sigma'$  e  $\tau_f$  ottenute sperimentalmente, Figura 19. In questo caso sono state ricavate tramite le prove di taglio diretto e di taglio anulare.

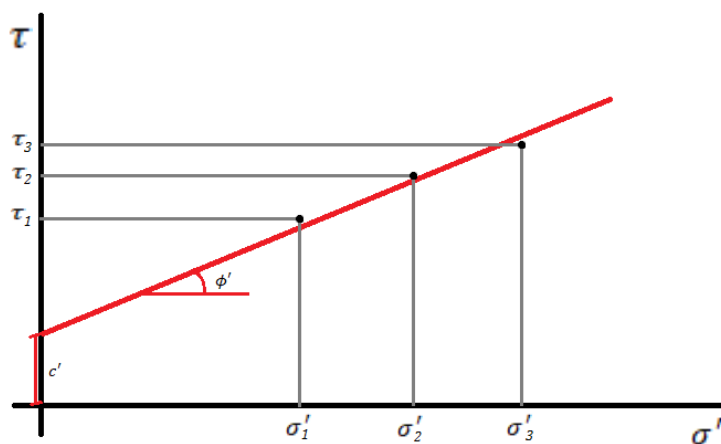


Figura 19 – Relazione lineare tra tensione tangenziale e tensione efficace

Nella *prova di taglio diretto*, il campione viene inserito in un contenitore metallico di forma quadrata, diviso a metà da un piano orizzontale, Figura 20. Vengono inserite sopra e sotto delle pietre porose per garantire il drenaggio e della carta da filtro per evitarne l'ostruzione. La parte superiore è fissata, mentre la parte inferiore è libera di muoversi.



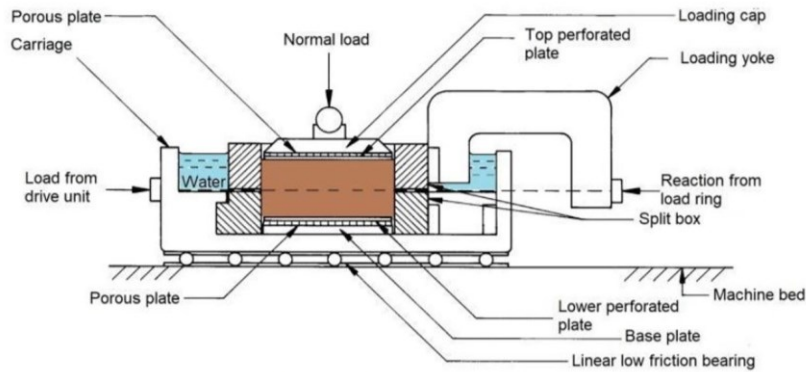


Figura 20 – Schema apparecchio per taglio diretto [Geotechdata.info]



Figura 21 - Apparecchio automatico per taglio diretto

I provini hanno  $A = 36 \text{ cm}^2$  e altezza iniziale  $h_0 = 25 \text{ mm}$ .

La prova si divide in due fasi [Craig, 2004]:

- La prima fase, di consolidazione, avviene tramite l'applicazione di una forza normale  $N$  costante per circa 24 ore. Termina quando gli incrementi di spostamento verticale tendono a zero. In questo modo al provino viene applicata una tensione efficace pari a  $\sigma' = N/A$ .
- La seconda fase, di taglio, avviene applicando, tramite un motore a velocità costante, uno spostamento relativo orizzontale alla parte inferiore del telaio. In questo modo si produce una superficie di taglio nel piano orizzontale intermedio, Figura 22. Vengono misurati lo spostamento orizzontale  $x$ , la variazione di spessore  $\delta h$  e la forza orizzontale  $T(x)$ . Quest'ultima viene ottenuta (in N) attraverso la misurazione della reazione allo scorrimento. È da qui possibile ottenere il valore di  $\tau = T/A$ .

La velocità viene scelta come pari a  $5 \mu/s$  in modo tale da consentire la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali. La prova procede fino al raggiungimento di un valore di  $T$  costante.



Figura 22 - Campione dopo una prova di taglio diretto. È visibile la superficie di taglio orizzontale.

In generale si effettuano tre prove per ciascun campione, ciascuna con pressioni di consolidazione diverse. In questo modo si ottengono tre punti nel piano di Mohr  $\sigma' - \tau$  su cui è possibile effettuare una regressione lineare ed ottenere i parametri richiesti dalla [ 13 ].

Questa prova presenta alcuni svantaggi, tra i quali l'impossibilità di controllare le condizioni di drenaggio e la forzatura del piano di taglio. Rispetto alla prova triassiale, consente di ottenere dei dati utili alla caratterizzazione anche in caso di campione rimaneggiato.

Nella *prova di taglio anulare*, il campione, prossimo al limite liquido, viene inserito in un collare cilindrico cavo, posizionato poi all'interno dell'apparecchio in Figura 23. Con un unico provino è possibile effettuare più prove, applicando in serie pressioni normali diverse. Così si ottengono le coppie  $\sigma' - \tau$  da utilizzare per ricavare i parametri  $c'$  e  $\phi'$  richiesti dalla [ 13 ].



Figura 23 - Apparecchio per il taglio anulare. Al centro viene posizionato il provino mentre lateralmente sono visibili gli anelli dinamometrici che misurano la resistenza.

La metà inferiore, solidale all'apparecchio, ruota con velocità costante, mentre la metà superiore è contrastata da una coppia di anelli dinamometrici, Figura 24. Questi misurano la resistenza al taglio del terreno, che equilibra il momento torcente applicato dalla macchina.

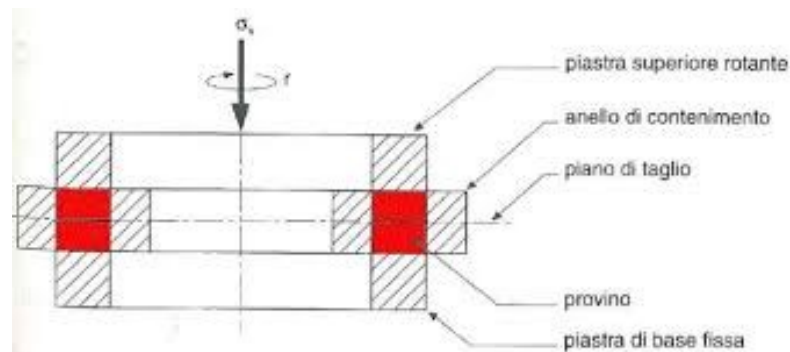


Figura 24 - Schema prova taglio anulare [Cianci, 2024]

La prova si svolge in tre parti. La prima fase è di consolidazione, che avviene applicando un carico statico al provino. La seconda fase consiste nella creazione di una superficie di taglio nel provino, ottenuta imponendo una rotazione di circa 15° al minuto per circa 30 minuti. La terza fase è quella di taglio vera e propria, eseguita ad una velocità di 0.12°. La prova si considera terminata quando la coppia torsionale, misurata dagli anelli, si assesta attorno ad un valore costante. È necessario mantenere monitorato anche lo spostamento verticale, in ogni fase della prova, che deve essere inferiore a 6 mm affinché i risultati della prova siano corretti.

Da qui è possibile poi ricavare il valore della coppia resistente in kg/cm<sup>2</sup>, moltiplicando per la costante sperimentale  $C = 0.000944$ . Trasformandolo poi in kPa possiamo ottenere la  $\tau$  residua del terreno corrispondente alla pressione normale applicata.

### 1.4.3 Prova di permeabilità in cella edometrica

Per poter caratterizzare un terreno è necessario stabilire anche la sua permeabilità, ossia la sua capacità di essere attraversato da un flusso d'acqua. Costituisce la costante di proporzionalità che lega il gradiente idraulico alla velocità nella legge di Darcy [Craig, 2006].

$$v = k \cdot i \quad [14]$$

Può essere determinata per via empirica oppure attraverso una prova di permeabilità. In questo caso, dovendo analizzare dei terreni limo-argillosi, si deve procedere a determinare il coefficiente K attraverso una prova per via diretta a carico idraulico variabile, utilizzando una cella edometrica, Figura 25.

Il campione viene caricato in un anello di acciaio rigido, che ha alle estremità dei setti porosi, per consentire il drenaggio verticale. Nella parte superiore è posizionata una piastra rigida su cui viene applicato il carico verticale, oltre ad una guarnizione a tenuta. Sono inoltre presenti un ingresso connesso alla pietra di base, collegato ad una buretta esterna di area  $a = 238 \text{ cm}^2$ , ed un secondo foro superiore che assicura il controllo e il mantenimento del livello idraulico.

Questa prova si compone di due fasi.

- *Compressione edometrica*: applicazione di un carico normale costante, che viene mantenuto per tutta la durata della prova. Consente di ridurre il valore dell'indice dei vuoti e di misurare il coefficiente di permeabilità a diverse condizioni di carico. La fase si ritiene terminata quando si assesta il cedimento verticale del provino, rilevato tramite un micrometro.
- *Prova di permeabilità diretta*: riempimento della buretta con acqua distillata per ottenere il carico idraulico di partenza, avendo cura di saturare il circuito ed eliminare eventuali bolle d'aria presenti che ostacolerebbero il processo di filtrazione. Viene quindi fatto partire il timer e si procede alla misurazione del livello dell'acqua all'interno della buretta fino ad una variazione nell'ordine dei 100 cm.  
Terminata questa fase è possibile procedere aumentando il carico normale e svolgere un'altra misurazione.

Per ogni step di consolidazione possiamo calcolare il valore del coefficiente di permeabilità utilizzando l'espressione [ 15 ].

$$K = \frac{a \cdot l}{A \cdot t} \ln \left( \frac{H_0}{H_1} \right) \quad [15]$$

Con, come indicato in Figura 26:

- $a = 0.238 \text{ cm}^2$ : area della buretta.
- $l = H - \delta H$ : altezza del provino al termine della consolidazione.
- $A = 39.04 \text{ cm}^2$  : area del provino.
- $H_1$  e  $H_0$ : carico idraulico rispetto al foro di uscita agli istanti  $t_1$  e  $t_0$ .
- $t = t_1 - t_0$ : tempo intercorso tra le due misurazioni considerate.



Figura 25 - Prova in cella edometrica in corso di svolgimento

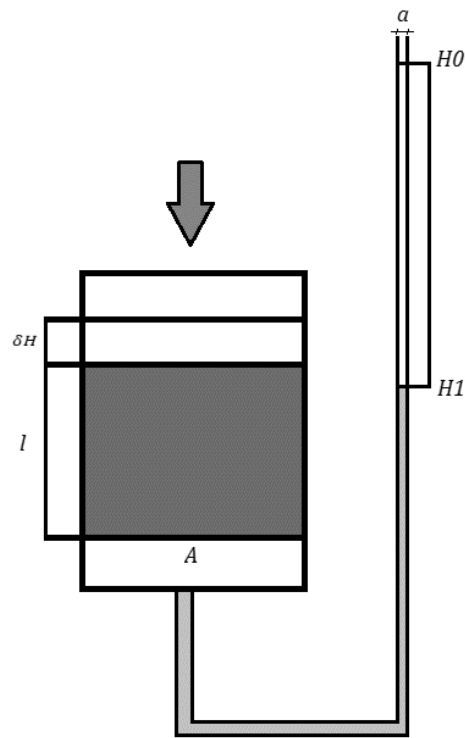


Figura 26 - Schema prova permeabilità

# Capitolo 2 - IL SITO TEST

## 2.1 Il fiume Tagliamento

Il fiume Tagliamento ha origine nelle Dolomiti Friulane in prossimità del Passo della Mauria, a quota 1195 m s.l.m., e scorre per 175 km verso la sua foce nel mare Adriatico, tra le lagune di Marano e di Caorle [Autorità di bacino distrettuale delle Alpi Orientali, 2012]. È considerato l'ultimo fiume alpino naturale in Europa, per la sua caratteristica di non presentare alterazioni antropiche del corso per gran parte della sua lunghezza.



Figura 27 – Bacino idrografico del fiume Tagliamento [Spaliviero, 2003]

Il suo bacino idrografico, Figura 27, comprende un'area di 2871 km<sup>2</sup>. Secondo i dati elaborati dall'ISPRA (Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale), raccolti dal 1951 al 2022, risulta una delle aree più piovose d'Italia, Figura 28. Gli eventi hanno spesso intensità elevate. Inoltre, l'area risulta molto attiva dal punto di vista tettonico, poiché situata nel punto di scontro tra le placche europea ed adriatica, come testimoniano i violenti terremoti avvenuti nel 1928 e nel 1976. Questi fattori combinati risultano responsabili della morfologia dell'intero bacino [Paronuzzi, 2006].

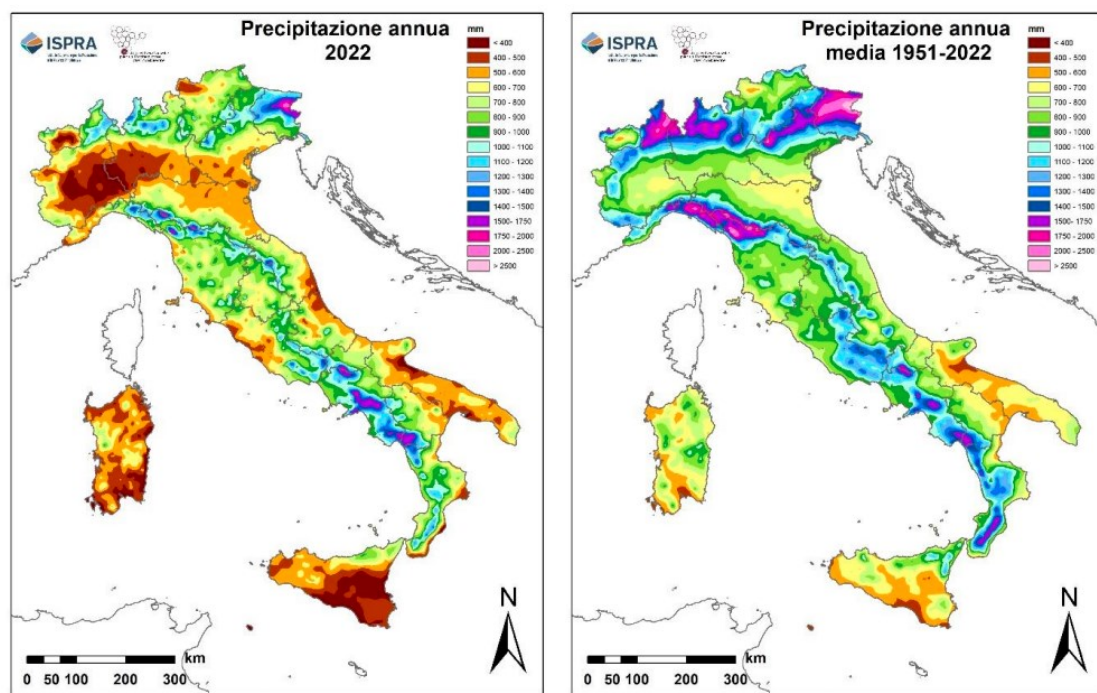


Figura 28 - Precipitazione media annua [Rapporto ISPRA 338/2023]

La zona montana è infatti caratterizzata da una forte instabilità idrogeologica, con frequenti episodi franosi e di colate detritiche che raggiungono anche il corso principale. Il fiume Tagliamento e i suoi affluenti sono inoltre caratterizzati da elevate pendenze e ridotti spazi di fondovalle. Caratteristiche che rendono il regime torrentizio e favoriscono l'erosione spondale, aumentando la quantità di trasporto solido e l'energia del corso d'acqua.

Dove lo spazio è sufficiente, nel fondovalle e nella zona pianeggiante, è invece caratterizzato da una morfologia fluviale a canali intrecciati (*braided*), Figura 29. È composta di una serie di canali separati da barre o isole, soggetti a rapide mutazioni. Misurando il numero di canali attivi in condizioni di portata medie per varie sezioni è stato possibile determinare un valore di indice di intrecciamento pari a 4. Inoltre, altri aspetti tipici degli alvei con morfologia braided sono una pendenza elevata del fondo, un elevato rapporto larghezza profondità, la presenza di sedimenti grossolani e un elevato trasporto solido [Surian, 2006; Weed et al., 1999]



Figura 29 - Morfologia braided presso Osoppo [Google Maps - Roberto Pizzutti]

Il conoide alluvionale completo, formato per successive deposizioni dei sedimenti trasportati, che si estende fino alla costa, ed è quindi definibile come un *megafan* [Fontana, 2004].

Il regime torrentizio comporta una propagazione molto rapida delle ondate di piena, con una differenza di circa 12-16 ore tra il picco di monte alla stazione di Venzone e quello di valle a Latisana, distanti circa 75 km. La portata massima annuale media è di  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ , mentre quella per un tempo di ritorno di 50 anni è di  $3500 \text{ m}^3/\text{s}$  [Spaliviero, 2003].

Il suo corso può essere diviso in tre parti, come illustrato in Figura 27, ciascuna con caratteristiche molto diverse.

Il suo corso superiore è orientato da ovest ad est, con una pendenza media del 10%, fino a Venzone. Piega poi a sud ovest, espandendosi per la presenza dei depositi morenici nella piana di Osoppo, mantenendo una pendenza dell'1%, fino alla stretta di Pinzano, limite inferiore del suo bacino montano. I principali affluenti del Tagliamento in quest'area sono il Lumiei, il Degano, il But (in Figura 30), e il Fella.

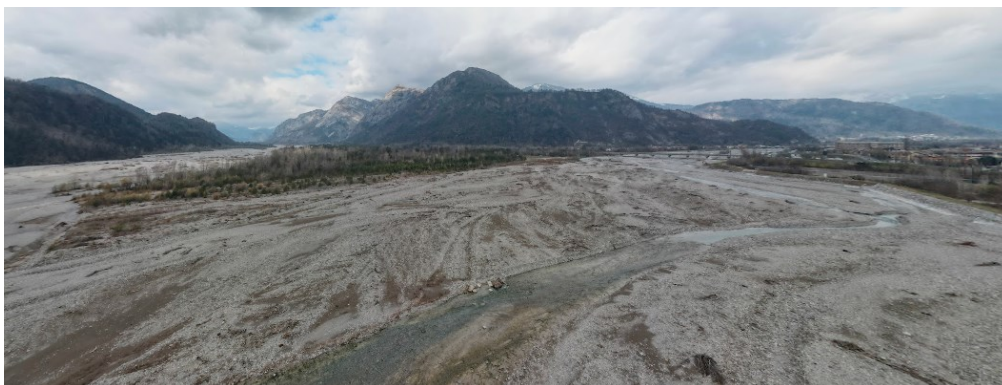


Figura 30 - Confluenza con il torrente But a Tolmezzo [Google Maps - Roberto Pizzutti]



A partire dalla stretta di Pinzano, l'alveo risulta ampio tra i 2 e i 3 km e confinato tra due scarpate, Figura 31. La loro altezza è decrescente a partire da 50 m, fino alla confluenza con il fiume Cosa. Si presenta come un deposito di ghiaie grossolane percorso da numerosi canali. La pendenza media in questo tratto dello 0.4 %, favorisce il deposito dei sedimenti più pesanti. In questo tratto gran parte della portata del Tagliamento ricarica la falda freatica sottostante. La falda raggiunge i 50 m di profondità e che si espande 5 km ad est e 20 km ad ovest, grazie alla grande permeabilità del terreno, formato principalmente da ghiaie. Vengono persi tra i 20 e i 30 m<sup>3</sup>/s, nei periodi di secca, fino ad un massimo di 76 m<sup>3</sup>/s.



Figura 31 - Scarpata a valle di Pinzano [Google Maps - Roberto Pizzutti]

Il limite tra alta e bassa pianura si ha in corrispondenza della “linea delle risorgive”. In questa zona vi è l’affioramento di terreno limo-argillosi, che costringono le acque di falda ad emergere in superficie. Nascono in questa zona numerosi fiumi di risorgiva, come lo Stella, il Lemene e il Reghena. Circa 60 m<sup>3</sup>/s d’acqua ritornano al corso principale del Tagliamento a sud di questa zona [Weed et al., 1999].

Il basso Tagliamento inizia a Madrisio, dove il fiume inizia ad avere un unico canale con andamento meandriforme (Figura 32). Questa variazione è accompagnata da una diminuzione della pendenza e della riduzione delle dimensioni dei sedimenti presenti nell’alveo. L’alveo subisce una drastica riduzione in larghezza fino ai 175 m di Latisana. Poi prosegue fino alla foce a delta che delimita, a sud, la laguna di Marano separandola dalla laguna di Caorle, un tempo collegate [Spaliviero, 2003].



*Figura 32 - Morfologia a meandri presso Latisana [Google Earth]*

## **2.2 L'arginatura nel basso Tagliamento**

A partire dalla confluenza con il torrente Cosa l'alveo del Tagliamento inizia ad essere contenuto entro un'arginatura artificiale, che, procedendo verso la foce, ne limita l'ampiezza.

Come riporta Spaliviero, il corso principale non è sempre stato quello attuale ed è possibile, tramite l'analisi delle immagini satellitari, andare a identificare i paleoalvei del Tagliamento, come rappresentato in Figura 33 per il medio e basso corso. Ad esempio, si possono individuare due paleoalvei in corrispondenza di Portogruaro e di Codroipo, che oggi ospitano il corso del Lemene e del Corno rispettivamente. I diversi alvei in disuso sono stati riattivati diverse volte nel corso della storia da episodi alluvionali, causando danni e perdite economiche.



Nel diciannovesimo secolo, con l'aumento di popolazione in seguito alle rivoluzioni agraria e industriale, si decise quindi di procedere a costruire un'arginatura artificiale. L'obiettivo era quello di confinare il corso del fiume all'alveo del tempo, per proteggere i centri abitati maggiori e le terre coltivate circostanti. In Figura 33, si nota, inoltre, come il fiume esodi prevalentemente nelle stesse località: in corrispondenza delle antiche biforcazioni, come a San Paolo, nelle zone corrispondenti ai paleoalvei oppure dove la sezione è ridotta per l'arginatura. Inoltre, nella seconda metà del diciannovesimo secolo, 10 km a sud di Latisana è stato costruito il canale Cavrato, anch'esso rappresentato in Figura 33. Con una portata massima di  $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ , ha l'obiettivo di dissipare le portate maggiori verso la laguna di Caorle, per evitare esondazioni nella zona abitata di Lignano.

Nella zona del basso Tagliamento, a sud di Latisana, fino al momento di questo intervento, le terre non coltivate servivano da zone di *overflow* nel caso in cui vi fossero eventi alluvionali, attraverso delle aperture negli argini, ed erano parte di una vasta laguna. Dopo il 1850, con il completamento dell'arginatura e l'inizio dell'opera di bonifica della laguna, il corso del fiume Tagliamento ha subito una forte canalizzazione da parte dell'uomo. Di conseguenza è aumentata la frequenza e la portata delle inondazioni nella zona di Latisana, come dimostrano i dati storici raccolti. Si nota inoltre, da foto aeree storiche, la presenza di meandri in zone ora a canali intrecciati, che dimostrano a livello geomorfologico un aumento dell'energia in quei tratti. Inoltre, le immagini satellitari indicano una tendenza alla migrazione verso valle della zona *braided*, che è correlata all'aumento delle portate registrate a Latisana [Spaliviero, 2003].

Secondo il Piano di Assetto Idrogeologico, redatto dall'Autorità di Bacino nel 2012, il tratto finale presenta alcune criticità legate al ponte ferroviario di Latisana e alla portata massima smaltibile a valle di Cesarolo. Infatti, tra Latisana e lo scolmatore Cavrato, sono stati effettuati interventi di rinforzo arginale e sistemazione dell'alveo, che consentono lo smaltimento di una portata di  $4500 \text{ m}^3/\text{s}$ , mentre la sezione a valle riesce a smaltire solo  $3500 \text{ m}^3/\text{s}$ , ripartiti tra il canale scolmatore e l'asta terminale del Tagliamento.

## 2.3 Inquadramento del sito test

La sezione arginale utilizzata come sito test è situata nei pressi della località di Bevazzana, frazione di San Michele al Tagliamento (VE). Si trova a circa 8 km dalla foce, a sud del canale Cavrato (Figura 34).

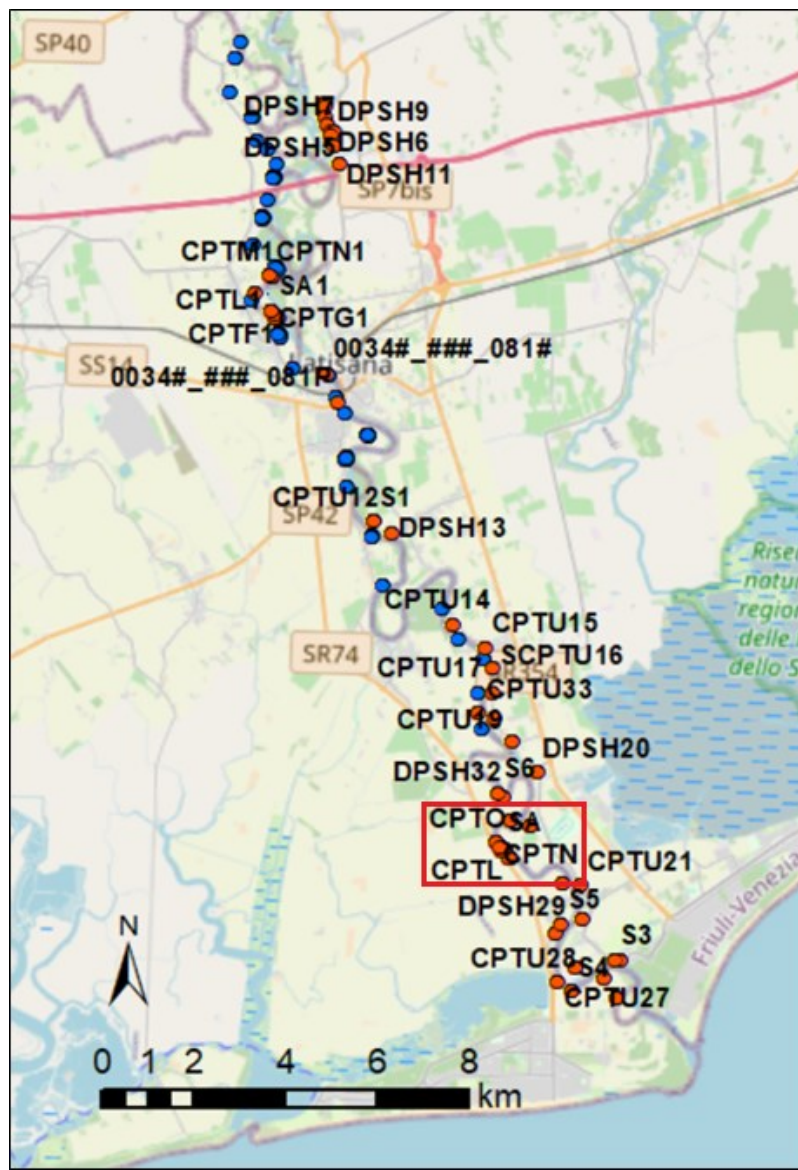


Figura 34 - Inquadramento sito test (a) nell'ambito del progetto di caratterizzazione complessivo (b).

In Figura 34b vengono rappresentati i punti di indagine realizzati nelle due campagne effettuate nel 2019 e successivamente nel 2023 nell'ambito della Convenzione denominata "Contratto per lo studio, l'interpretazione dei dati delle indagini e per la redazione del piano di monitoraggio geotecnico degli argini del basso corso del Tagliamento" affidata all'Università di Padova, Dipartimento ICEA, dall'Autorità di Bacino delle Alpi Orientali. Il lavoro descritto in questa tesi, infatti, si inserisce nell'ambito di questa convenzione e, in particolare, va a caratterizzare la sezione di Bevazzana, evidenziata in rosso in Figura 34a

Il fiume Tagliamento, in questa zona, soggetta ad interventi di bonifica, assume morfologia meandriforme ed è fortemente canalizzato, mentre nelle precedenti campagne di studio preliminare, tra cui quella effettuata nel 2021, non erano presenti analisi su sezioni a sud di San Filippo. Il sito test si trova nella zona esterna di un meandro, soggetta quindi ad erosione, e presenta una golena ridotta, come si vede nella Figura 35 e 36.



*Figura 35 - Vista S-N del sito. È possibile notare la vicinanza della via di comunicazione all'alveo*



Figura 36 - Vista N-S del sito. È possibile notare la zona golenale ridotta

In questa area, detta alla Bevazzana, è stato deciso di effettuare l'installazione di un sistema di monitoraggio.

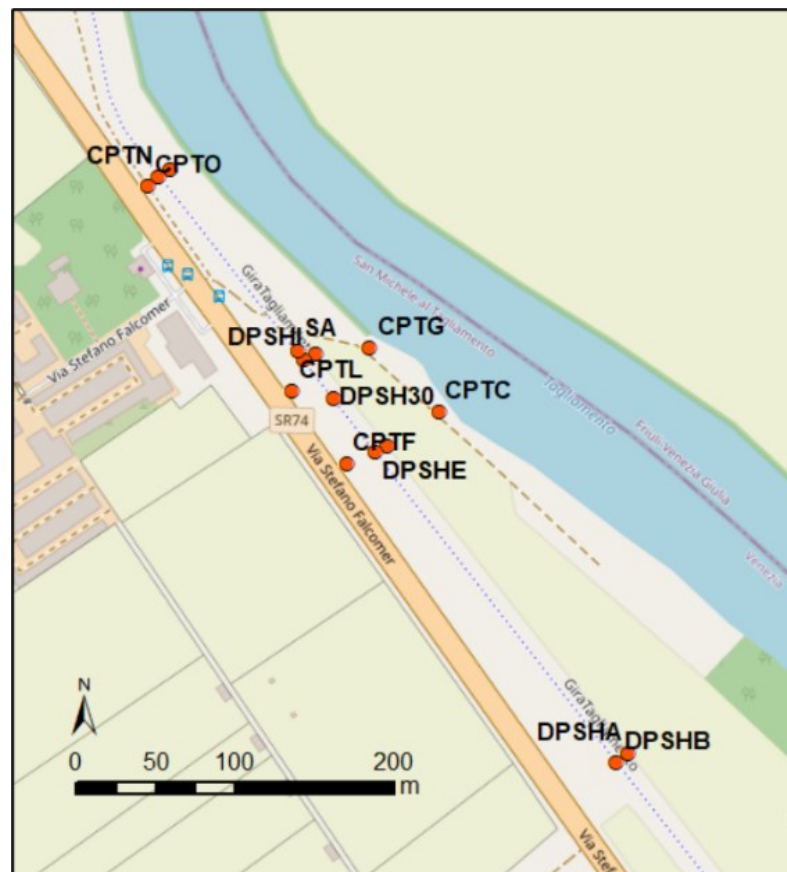


Figura 37 - Schema complessivo prove effettuate nella zona del sito test

Con l'obiettivo di costruire il modello arginale con un elevato livello di dettaglio, sono stati effettuati, come da Figura 37:

- Un sondaggio a carotaggio continuo, denominato SA, fino a 20 m di profondità, in data 28-29/08/2023, in testa argine.
- Prelievi di campioni e prove CPT complementari sia sul lato campagna che sul lato fiume dell'arginatura, nella sezione corrispondente a quella del sondaggio, che non sono stati analizzati nell'ambito di questa tesi.
- Prove CPT complementari a monte e a valle del sondaggio, ai fini di valutare le differenze spaziali.
- Prove DPSH effettuate nei punti in cui non è stato possibile procedere con una prova CPT a causa della resistenza troppo elevata del terreno.

In particolare, nell'ambito di questa tesi vengono effettuate le analisi del sondaggio SA e della prova CPT, denominata N, fino a 12.56 m di profondità, situata 148 m a nord. In questo modo è possibile anche identificare se vi siano variazioni di stratigrafia nell'arginatura a distanze ridotte.



## Capitolo 3 – RISULTATI DELLE INDAGINI GEOTECNICHE IN LABORATORIO

### 3.1 Descrizione visiva

Il campione, estratto con il metodo a carotaggio continuo, è stato depositato in n. 4 cassette catalogatrici, contenenti ciascuna 5 m di terreno. In Figura 39 è riportata la prima classificazione visiva operata al momento dell'estrazione. Al tatto, il terreno risulta plastico, con l'eccezione dei primi due metri e dell'ultimo metro.

Possiamo notare come vi sia una netta separazione tra il terreno di color marrone chiaro e quello di colore grigio alla profondità di 4.80 m, probabilmente legata alla differente tipologia di terreno riportata nel sito nel corso della costruzione dell'argine: l'argine infatti è alto circa 5m; quindi, il terreno chiaro è quello che costituisce il rilevato arginale, mentre quello più scuro rappresenta il terreno naturale già presente, che ora costituisce la sottofondazione.

Inoltre, è possibile osservare la presenza di tracce di conchiglie da 7 a 18 m di profondità, Figura 38, al di sotto del livello del corpo arginale. Come riportato da Spaliviero, questa zona, prossima alla foce, fino al diciannovesimo secolo, periodo in cui è stato costruito il sistema di arginatura, era parte di una laguna. È possibile che la linea di costa si trovasse in prossimità del sito.



*Figura 38 - Campioni con presenza di conchiglie*

LEGENDA	
	Campioni indisturbati
	Sabbia limosa marrone chiaro
	Limo sabbioso marrone chiaro
	Limo argilloso debolmente sabbioso grigio
	Limo argilloso sabbioso grigio
	Terreno vegetale
	Ghiaia in matrice sabbiosa limosa marrone chiaro







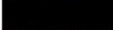





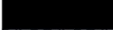







CASS	PROF. [m]	LITOLOGIA	[m]
1	1		
	2		2.00
	3		3.00
	4		3.50
	5		4.80
2	6		6.00
	7		6.50
	8		7.50
	9		8.00
	10		
3	11		12.50
	12		12.00
	13		12.50
	14		
	15		
4	16		
	17		17.00
	18		
	19		
	20		



Figura 39 - Schema e foto dell'intero sondaggio

Dal sondaggio sono stati prelevati n.4 campioni indisturbati e n.2 campioni disturbati, che sono stati analizzati da 3F LABORATORI. Il resto del sondaggio è stato analizzato, prelevando n, 21 campioni disturbati (circa uno per metro), presso il Laboratorio di Geotecnica del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale dell'Università di Padova. In Figura 40 sono rappresentati in arancione i campioni disturbati classificati in laboratorio nell'ambito di questa tesi, secondo il metodo USCS, come descritto nel paragrafo 1.4.1. In nero, invece, sono indicati i campioni indisturbati e in viola quelli indisturbati, analizzati dal laboratorio autorizzato

Inoltre, sui campioni indicati in verde, sono state svolte le prove di taglio diretto, anulare e di permeabilità in cella edometrica.

LEGENDA	
	Campioni indisturbati (50 cm)
	Campioni disturbati (50 cm)
	Campioni analizzati (10 cm)
	Campioni prove taglio (10 cm)

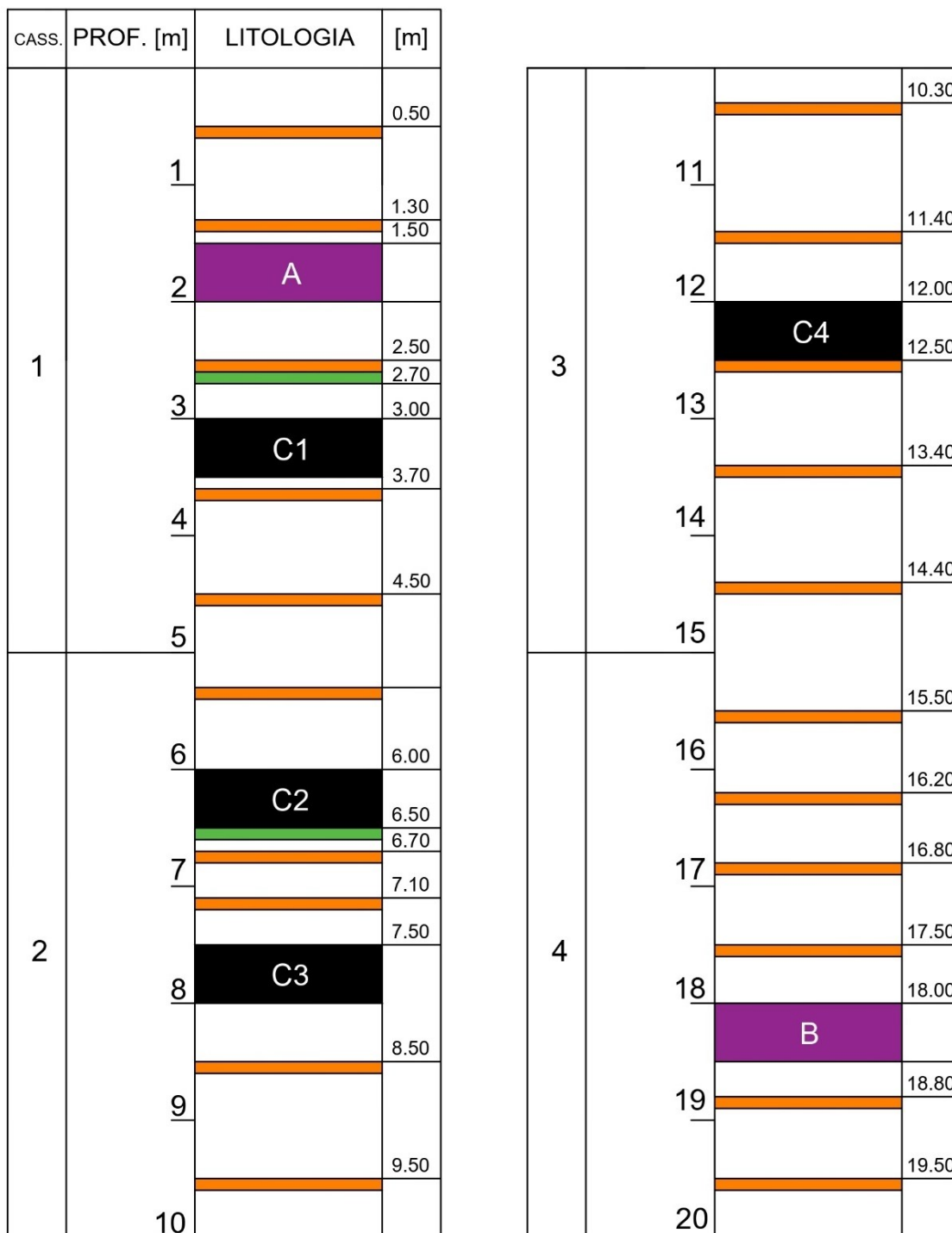


Figura 40 - Stratigrafia con indicazione e spessore dei campioni analizzati. I campioni spessi 10 cm sono stati analizzati presso il Laboratorio ICEA, mentre quelli spessi 50 cm da 3F LABORATORI

### 3.2 Classificazione

Per ottenere un modello geotecnico dell'argine il più accurato possibile, si è deciso di procedere all'analisi granulometrica e di plasticità, illustrate nel paragrafo 1.4.1 di un campione per metro di sondaggio circa. I campioni, riportati in Figura 40, sono stati selezionati anche in base alle differenze visive riscontrabili.

Le prove effettuate consentono di valutare la distribuzione granulometrica di ciascun campione, conoscendo i valori di percentuale in massa del campione che supera un certo diametro. Graficamente questi dati vengono rappresentati in un grafico in scala semilogaritmica, con in ordinata la percentuale in massa dei grani con diametro minore di quello indicato in ascissa (in mm), detto curva granulometrica. Una curva ripida indica un campione uniforme, mentre una più orizzontale un terreno gradato.

Analizzando il grafico risultante da ciascun campione, si possono ricavare le percentuali di ghiaia, sabbia, limo e argilla, riportate in Figura 41, da utilizzare per la classificazione secondo lo standard USCS.



Figura 41 - Frazioni granulometriche sondaggio SA

Viene inoltre riportato in Tabella 2 il valore del passante all'ultimo vaglio ASTM #200. Con l'eccezione dei campioni indicati in bianco, i valori sono superiori al 50%. La quasi totalità della struttura arginale e della fondazione è quindi composta di materiale fine.

Tabella 2 - Passante al setaccio #200 per ciascun campione

PROFONDITA [m]	PASSANTE #200 [%]
00.50 - 00.60	38.14
01.30 - 01.40	88.31
02.50 - 02.60	95.76
03.70 - 03.80	96.79
04.50 - 04.60	97.13
05.30 - 05.40	90.26
06.70 - 06.80	99.57
07.10 - 07.20	93.6
08.50 - 08.60	95.44
09.50 - 09.60	98.66
10.30 - 10.40	98.19
11.40 - 11.50	98.72
12.50 - 12.60	98.71
13.40 - 13.50	98.06
14.40 - 14.50	91.36
15.50 - 15.60	94.23
16.20 - 16.30	65.24
16.80 - 16.90	97.96
17.50 - 17.60	92.19
18.80 - 18.90	96.04
19.50 - 19.60	47.76

È possibile notare come tutti i campioni presentino percentuali di limo superiori al 70% tranne che in tre casi:

- 0.5 m: campione prelevato in corrispondenza della zona di transizione tra il terreno vegetale di copertura e il corpo arginale vero e proprio. Si nota, anche osservando la foto del campione presente in Figura 39, la presenza di ghiaia media e di sabbia, oltre ad un comportamento non plastico.
- 16.20 m: campione che presenta il 40% di sabbia, con i diametri maggiori costituiti prevalentemente da conchiglie, o da frammenti di esse. In ogni caso il fine anche per questo campione è abbondante, pari al 65.24%, forse anch'esso derivato dalla disgregazione meccanica del materiale conchigliare.
- 19.50 m: campione al limite inferiore del sondaggio, situato all'interno della fondazione arginale. Presenta oltre il 50% di trattenuto al passante #200, interamente sabbia fine, e un comportamento non plastico.

La presenza di sabbia è limitata, e i dati riferiti alla vagliatura meccanica, come visibile in Tabella 2, costituiscono i dati di partenza solo per il 5-10% di ciascuna curva, con le eccezioni sopra citate.

Le prove con aerometro effettuate hanno avuto durata superiore alle 4 ore per ogni campione, con alcuni casi, corrispondenti a quelli con più argilla, in cui la prova completa ha richiesto 72 ore. Una velocità di sedimentazione ridotta implica la presenza di quantità significative di

particelle con piccolo diametro, fino al limite di 0.002 mm tra limo ed argilla. La presenza di argilla aumenta con l'aumentare della profondità, ma non supera mai il 13%.

Bisogna però considerare che la gran parte della curva, utilizzata per determinare le frazioni granulometriche, è costruita a partire dai dati ottenuti dalla prova con aerometro. Questa tipologia di prova presenta alcune criticità legate ai molti fattori che possono influenzare la prova e l'interpretazione dei suoi risultati. Infatti, la misura della densità può dipendere dalla temperatura, dalla possibile presenza di soluti nell'acqua, dalla possibilità di aggregazione di più grani. È inoltre necessaria accuratezza nella misurazione. Per poter procedere con una classificazione ulteriore, più accurata, è quindi necessario valutare i valori notevoli del contenuto d'acqua attraverso i limiti di Atterberg.

È possibile, inoltre, sempre dall'analisi della curva granulometrica, ricavare alcuni parametri significativi per caratterizzare il terreno, come i valori del coefficiente di uniformità  $C_U$  e del coefficiente di curvatura  $C_C$ :

$$C_U = \frac{D_{10}}{D_{60}} \quad [16]$$

$$C_C = \frac{D_{30}^2}{D_{60}D_{10}} \quad [17]$$

Dove  $D_{nn}$  rappresenta il valore di diametro tale per cui il  $nn\%$  delle particelle del campione ha dimensioni inferiori a quel diametro.

Questi parametri consentono di valutare la distribuzione delle dimensioni delle particelle all'interno del campione. Maggiore è il coefficiente di uniformità, maggiore è il range di dimensioni presenti ( $C_U < 5$  indica un materiale uniforme, mentre se è  $> 15$  indica un materiale ben gradato). Il coefficiente di curvatura invece, indica la modalità con cui avvengono i cambi di pendenza, e, se superiore a 3, indica la presenza di dei cambi di pendenza bruschi, e la mancanza quindi di grani di alcune dimensioni intermedie [Craig, 2006].

In Tabella 3 sono riportati i valori dei diametri notevoli e dei coefficienti ricavati dall'analisi di ogni campione di terreno.

Tabella 3 - Valori dei diametri notevoli e dei coefficienti di uniformità e curvatura

PROFONDITA [m]	D <sub>60</sub> [mm]	D <sub>50</sub> [mm]	D <sub>30</sub> [mm]	D <sub>10</sub> [mm]	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>
00.50 - 00.60	0.5	0.15	0.057	0.017	29.41	0.38
01.30 - 01.40	0.035	0.028	0.016	0.007	5.00	1.04
02.50 - 02.60	0.026	0.018	0.0085	0.004	6.50	0.69
03.70 - 03.80	0.022	0.017	0.009	0.0038	5.79	0.97
04.50 - 04.60	0.027	0.02	0.012	0.0045	6.00	1.19
05.30 - 05.40	0.035	0.025	0.017	0.006	5.83	1.38
06.70 - 06.80	0.016	0.01	0.005	0.0024	6.67	0.65
07.10 - 07.20	0.024	0.018	0.008	0.003	8.00	0.89
08.50 - 08.60	0.016	0.01	0.005	0.002	8.00	0.78
09.50 - 09.60	0.019	0.015	0.007	0.003	6.33	0.86
10.30 - 10.40	0.025	0.019	0.0085	0.0018	13.89	1.61
11.40 - 11.50	0.023	0.017	0.008	0.003	7.67	0.93
12.50 - 12.60	0.029	0.022	0.01	0.0039	7.44	0.88
13.40 - 13.50	0.028	0.019	0.0095	0.0025	11.20	1.29
14.40 - 14.50	0.039	0.03	0.016	0.005	7.80	1.31
15.50 - 15.60	0.021	0.016	0.0065	0.002	10.50	1.01
16.20 - 16.30	0.06	0.04	0.01	0.0029	20.69	0.57
16.80 - 16.90	0.017	0.011	0.005	0.0017	10.00	0.87
17.50 - 17.60	0.028	0.019	0.008	0.0025	11.20	0.91
18.80 - 18.90	0.019	0.01	0.005	0.0016	11.88	0.82
19.50 - 19.60	0.09	0.08	0.028	0.0055	16.36	1.58

Dei campioni analizzati, tre sono quelli che possono essere definiti come ben gradati (0.5 – 16.2 – 19.5 m) e corrispondono a quelli con la maggiore presenza di sabbia fine oltre alla componente limosa. Non sono presenti campioni definibili uniformi, ossia con  $C_U < 5$ , poiché tutte le curve sono allungate nella parte finale, probabilmente a causa della presenza di materiale molto fine, come si ricava dall'elaborazione delle aerometrie. Il coefficiente di curvatura risulta minore di tre per tutti i campioni. Non sono quindi presenti campioni misti, con mancanza di diametri intermedi.

In seguito, sono riportate le curve granulometriche di ciascun campione, suddivisi in gruppi in base alla profondità e alla granulometria.



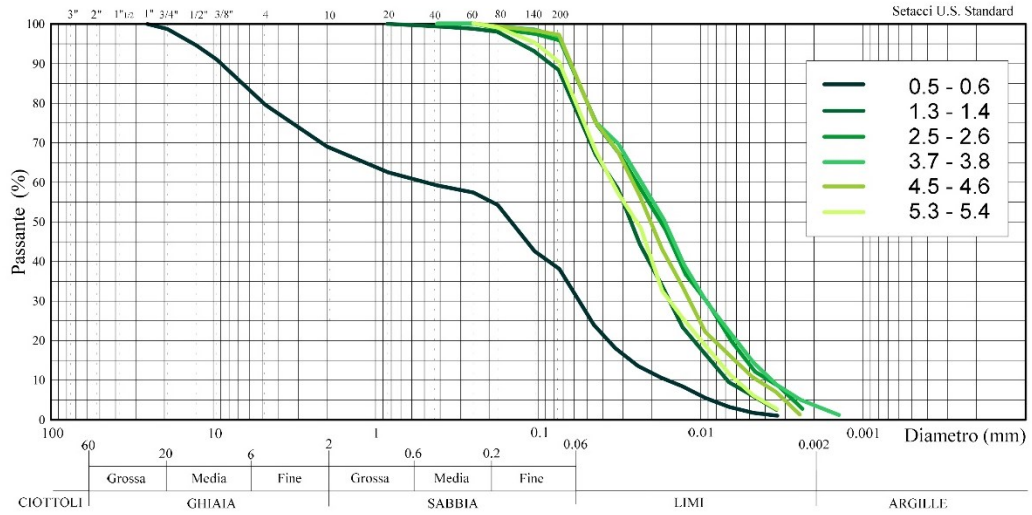


Figura 42 - Curve granulometriche sondaggio SA da 0 a 5 m

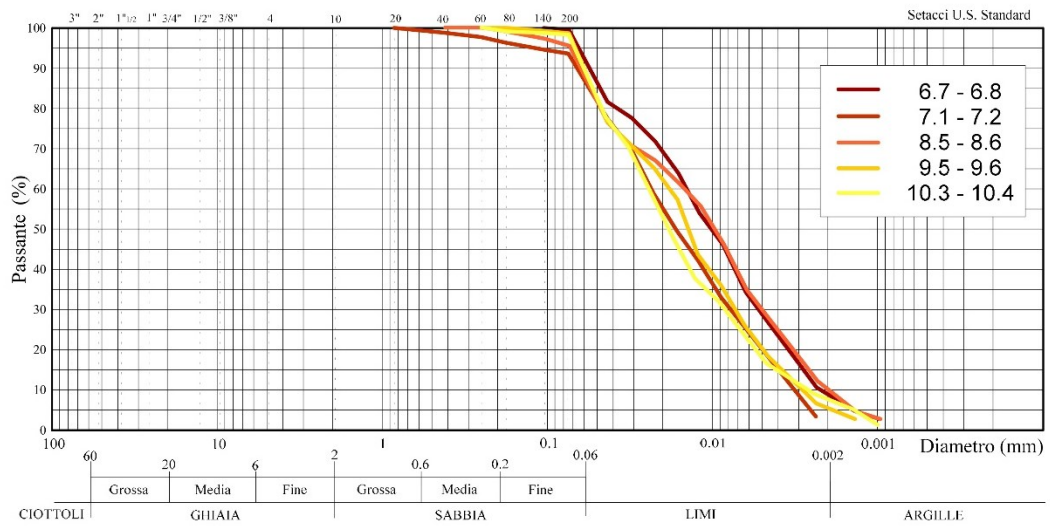


Figura 43 - Curve granulometriche sondaggio SA da 6 a 10 m

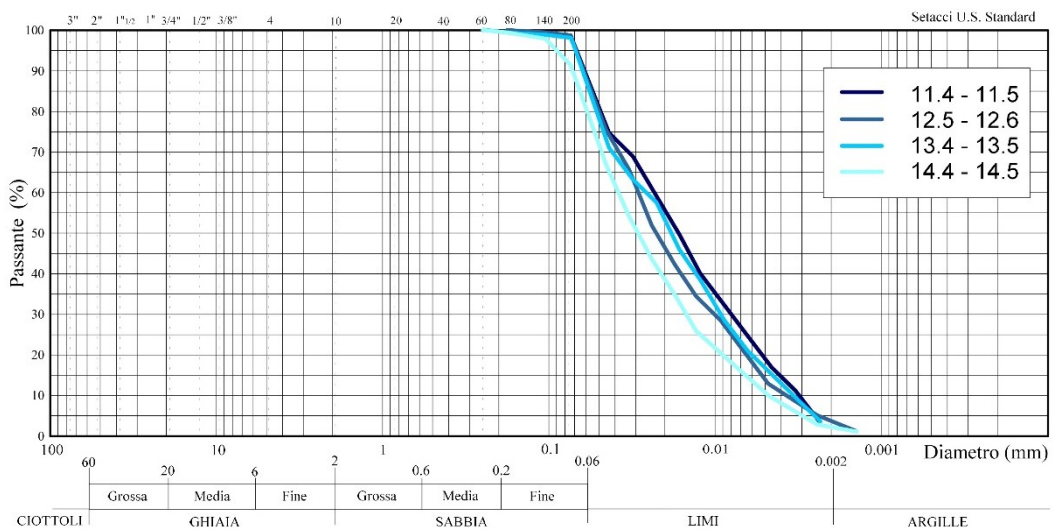


Figura 44 - Curve granulometriche sondaggio SA da 11 a 14 m

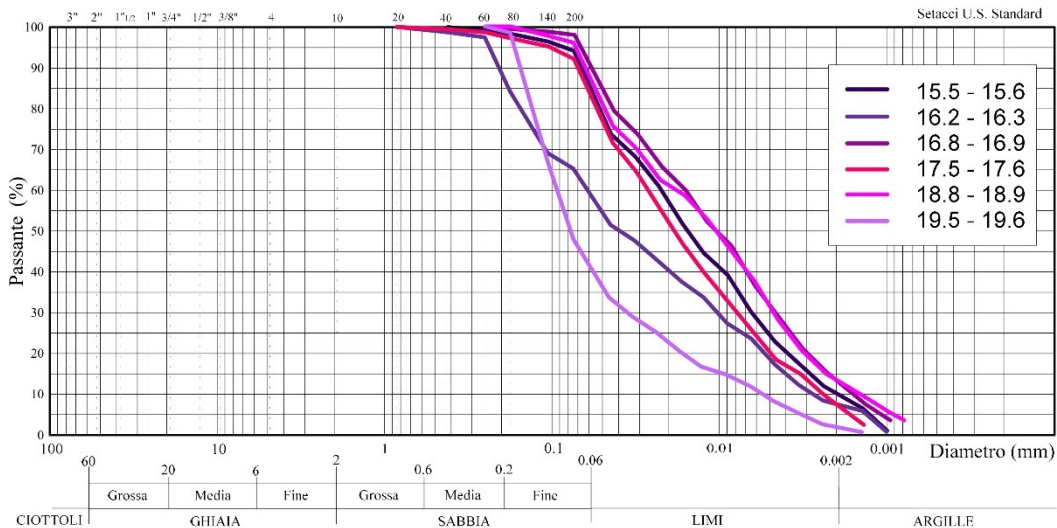


Figura 45 - Curve granulometriche sondaggio SA da 15 a 19 m

Si nota come le diverse curve presentino forme simili, con alcune differenze legate alla maggiore o minore presenza di argilla e sabbia, evidenziata da coefficienti di uniformità più alti. Per alcuni campioni le curve risultano quasi perfettamente sovrapponibili.

Il corpo arginale e la fondazione sono quindi costituiti da un terreno pressoché omogeneo a livello granulometrico. Sono presenti solo due discontinuità, a 16.2 m e a 19.5 m, in corrispondenza delle quali sono presenti dei livelli di terreno più sabbioso, come si può vedere dalle curve granulometriche a confronto. La profondità a cui si trovano è inferiore alla base della struttura arginale. Pertanto, si può ipotizzare che corrispondano o ad eventi alluvionali, dato il ridotto spessore che presenta queste caratteristiche, o ad una risalita della linea di costa, data la presenza di conchiglie e di frammenti di esse, prima della costruzione del sistema di arginatura.

Successivamente, è stata eseguita la determinazione e l'analisi dei contenuti d'acqua notevoli, attraverso i limiti di Atterberg, come illustrato nel paragrafo 1.4.1

Nella Tabella 4 sono presentati i dati ottenuti. Graficamente ogni coppia ( $w_L, IP$ ) è stata poi inserita all'interno della *Carta di plasticità di Casagrande*, Figura 46. La Carta permette di individuare la tipologia di terreno e il grado di plasticità di ciascun campione. All'interno della carta, infatti, sono definite sei zone, ciascuna con caratteristiche differenti, che identificano diversi tipi di terreni fini. La suddivisione principale è quella rappresentata dalla linea A, con equazione  $IP = 0.73(w_L - 20)$ , che separa le argille (caratterizzate da IP maggiore) dai limi e dai terreni organici (caratterizzati da valori di IP inferiori). Inoltre, le linee verticali presenti in

corrispondenza dei valori di  $w_L$  pari a 30 e 50, separano i terreni a bassa plasticità da quelli a media e alta plasticità.

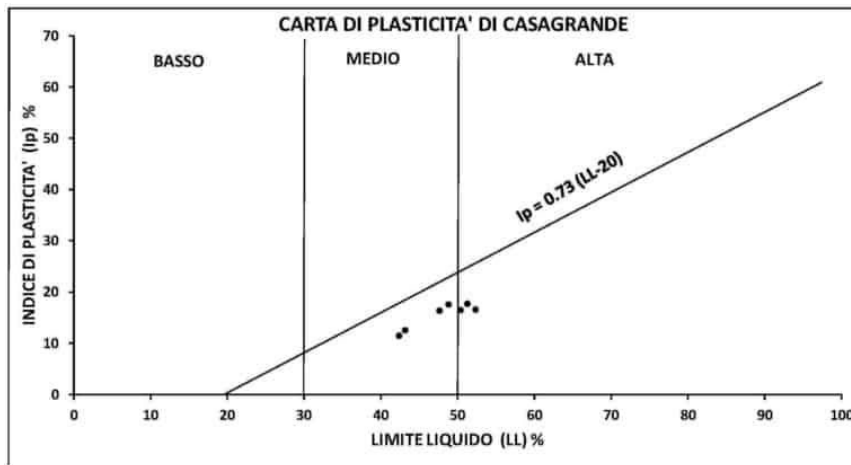


Figura 46 - Carta di plasticità di Casagrande

Tabella 4 – Valori dei limiti di Atterberg per sondaggio SA

PROFONDITA [m]	WP	WL	IP
00.50 - 00.60	NP	NP	NP
01.30 - 01.40	22	30	8
02.50 - 02.60	24	34	10
03.70 - 03.80	24	32	8
04.50 - 04.60	23	30	7
05.30 - 05.40	22	29	7
06.70 - 06.80	21	33	12
07.10 - 07.20	22	38	16
08.50 - 08.60	25	42	16
09.50 - 09.60	21	33	12
10.30 - 10.40	21	30	9
11.40 - 11.50	25	33	8
12.50 - 12.60	20	30	10
13.40 - 13.50	21	31	10
14.40 - 14.50	21	25	4
15.50 - 15.60	21	30	9
16.20 - 16.30	17	26	9
16.80 - 16.90	18	27	9
17.50 - 17.60	20	28	8
18.80 - 18.90	19	33	14
19.50 - 19.60	NP	NP	NP

Sono di seguito riportate le posizioni di ciascun campione all'interno della carta, che consentono di completare la fase di classificazione.

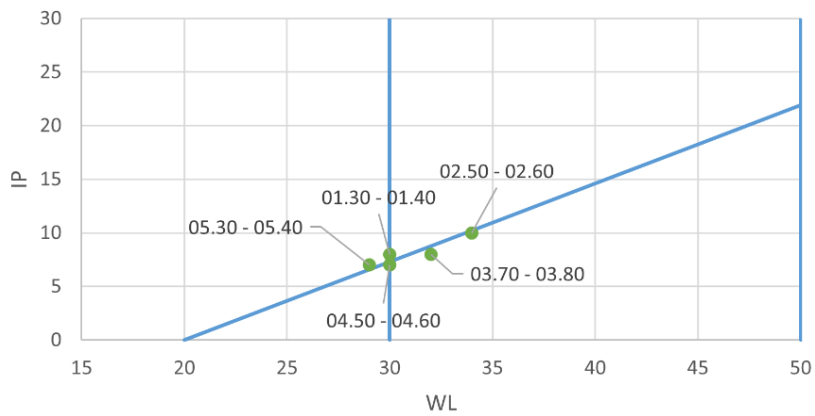


Figura 47 - Carta di plasticità da 1 a 5 m

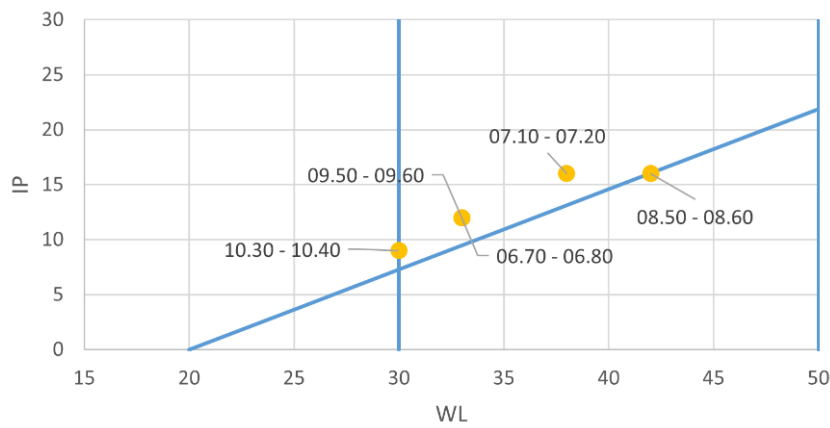


Figura 48 - Carta di plasticità da 6 a 10 m

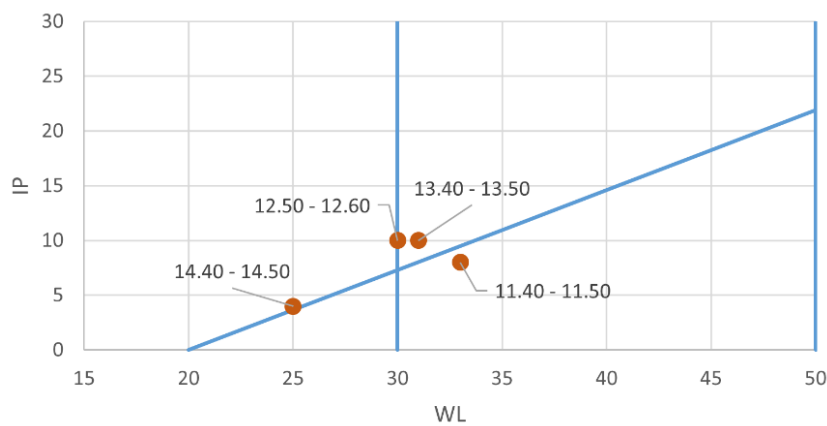


Figura 49 - Carta di plasticità da 11 a 14 m

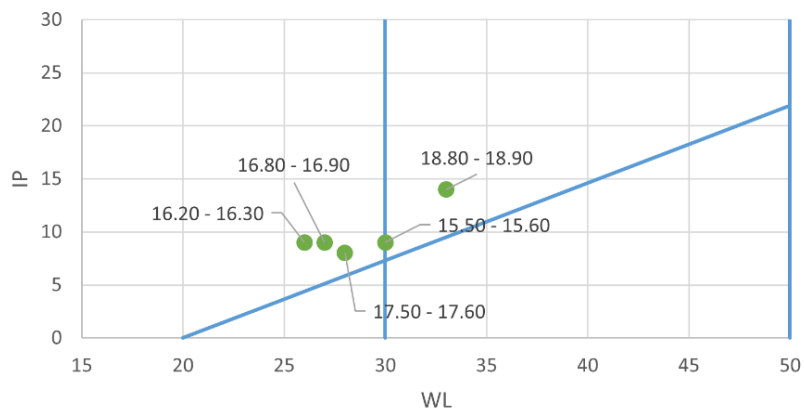


Figura 50 - Carta di plasticità da 15 a 18 m

I campioni prelevati a 0.5 m e a 19.5 m di profondità sono risultati non plastici e non sono pertanto stati caratterizzati svolgendo i Limiti di Atterberg.

I materiali più plastici, che presentano, cioè, i valori dei limiti liquidi e gli IP maggiori, sono quelli prelevati a 7.1 m e 8.5 m di profondità. I valori di IP si trovano attorno a 15 e quelli del WL tra 37 e 42. La plasticità è quindi comunque modesta.

I campioni prelevati a 14.4 m e 16.2 m risultano i meno plastici, con valori di IP tra 4 e 8 e WL compresi tra 23 e 26.

Solo quattro campioni (2.5 m, 3.7 m, 4.5 m, 11.4 m) si trovano sotto la linea A, e sono quindi classificabili come limi, secondo la classificazione condotta tramite l'uso della carta di Casagrande. Vi è quindi un'apparente discordanza, con l'analisi granulometrica, che invece mostrava quella limosa come frazione granulometrica principale nella maggioranza del sondaggio. Inoltre, a 1.3 m, 5.3 m, 7.1 m e a 13.4 m, la presenza di argilla secondo l'aerometria è nulla, in contrasto con quanto si ottiene dalla carta di Casagrande.

Infatti, ai fini della classificazione secondo lo standard USCS, i dati dell'analisi granulometrica, nel caso in cui la percentuale di fine risultante maggiore del 50%, vengono utilizzati solo per indicare correttamente la quantità di materiale sabbioso presente nel campione. Il comportamento in relazione al contenuto d'acqua è infatti più indicativo delle proprietà reali del terreno esaminato, rispetto ai dati della prova con aerometro, e la classificazione secondo la carta di Casagrande è quella da preferire.

Nella Tabella 5 è presentata la classificazione finale per ciascuno dei 21 campioni prelevati.

Tabella 5 - Classificazione USCS del sondaggio SA

PROFONDITA [m]	CLASSIFICAZIONE USCS
00.50 - 00.60	Limo con sabbia fine e ghiaia media e presenza di ghiaia fine con tracce di sabbia grossa e sabbia media
01.30 - 01.40	Argilla sabbiosa di media plasticità
02.50 - 02.60	Limo debolmente sabbioso di media compressibilità
03.70 - 03.80	Limo debolmente sabbioso di media compressibilità
04.50 - 04.60	Limo debolmente sabbioso di media compressibilità
05.30 - 05.40	Argilla sabbiosa di media plasticità
06.70 - 06.80	Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità
07.10 - 07.20	Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità
08.50 - 08.60	Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità
09.50 - 09.60	Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità
10.30 - 10.40	Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità
11.40 - 11.50	Limo debolmente sabbioso di media compressibilità
12.50 - 12.60	Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità
13.40 - 13.50	Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità
14.40 - 14.50	Argilla sabbiosa di bassa plasticità
15.50 - 15.60	Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità
16.20 - 16.30	Argilla con sabbia di bassa plasticità
16.80 - 16.90	Argilla debolmente sabbiosa di bassa plasticità
17.50 - 17.60	Argilla debolmente sabbiosa di bassa plasticità
18.80 - 18.90	Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità
19.50 - 19.60	Sabbia fine con limo debolmente argilloso

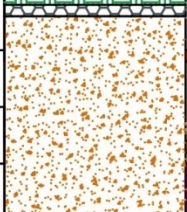


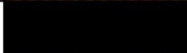







In Figura 51 è riportata la classificazione visiva già presentata nel paragrafo 3.1 ai fini del confronto con la classificazione USCS. Nella prima classificazione effettuata, il geologo presente al momento dell'esecuzione del carotaggio, identificava visivamente i terreni come limi (debolmente) sabbiosi e argillosi. L'analisi granulometrica, riportata in Figura 41, conferma questa ipotesi.

L'unica eccezione si ha da 0.40 m a 2.00 m di profondità, dove il geologo identificato uno strato di sabbia limosa. La percentuale di sabbia risultante dall'analisi delle frazioni granulometriche, effettuate presso il laboratorio ICEA, non è però mai superiore al 20%

La classificazione USCS invece, identifica la maggioranza dei campioni, salvo le eccezioni già presentate, come argille (debolmente) sabbiose e con differenti gradi di plasticità. È possibile notare come le zone ritenute più argillose dal geologo, siano poi state classificate come argille secondo la Carta di Casagrande.

Le discontinuità identificate e presentate in questo paragrafo non sono state rilevate ad una prima analisi visiva.

LEGENDA	
	Campioni indisturbati
	Sabbia limosa marrone chiaro
	Limo sabbioso marrone chiaro
	Limo argilloso debolmente sabbioso grigio
	Limo argilloso sabbioso grigio
	Terreno vegetale
	Ghiaia in matrice sabbiosa limosa marrone chiaro

CASS.	PROF. [m]	LITOLOGIA	ANALIZZATI	CLASSIFICAZIONE USCS
1	1			Limo con sabbia fine e ghiaia media e presenza di ghiaia fine con tracce di sabbia grossa e sabbia media
	2			Argilla sabbiosa di media plasticità
	3			Argilla debolmente sabbiosa di bassa plasticità
	4			Limo debolmente sabbioso di media compressibilità
	5			Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità
2	6			Limo debolmente sabbioso di media compressibilità
	7			Limo debolmente sabbioso di media compressibilità
	8			Argilla sabbiosa di media plasticità
	9			Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità
	10			Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità

3	11			Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità
				Limo debolmente sabbioso di media compressibilità
				Argilla con sabbia di media compressibilità
				Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità
4	12			Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità
				Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità
				Argilla sabbiosa di bassa plasticità
				Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità
				Argilla con sabbia di bassa plasticità
4	13			Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità
				Argilla con sabbia di bassa plasticità
				Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità
4	14			Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità
				Argilla con sabbia di bassa plasticità
				Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità
4	15			
				Sabbia fine con limo debolmente argilloso

Figura 51 - Confronto classificazione con descrizione visiva

### 3.3 Resistenza al taglio

Per poter ottenere informazioni relative alla resistenza al taglio del corpo arginale, come riportato nel paragrafo 1.4.2, sono state utilizzate due tipologie di prove: la prova di Taglio Diretto e la prova di Taglio Anulare. Si differenziano per i diversi valori dei parametri ottenuti. La prima permette di conoscere in termini di tensioni efficaci i valori di picco e in condizioni di stato critico, a grandi deformazioni, dell'angolo di attrito e della coesione efficace. La seconda consente di ricavare la resistenza residua di un terreno. Ci si aspetta quindi di ottenere dei valori di  $\phi'$  minori nella seconda prova, che costituiscono il limite inferiore per il terreno.



Sono stati analizzati due campioni. Il primo, prelevato a 2.6 m, è classificato come limo di media compressibilità. Il secondo, prelevato a 6.6 m, è classificato come argilla di media plasticità. Presentano le seguenti caratteristiche granulometriche (Figura 52 e Figura 53).

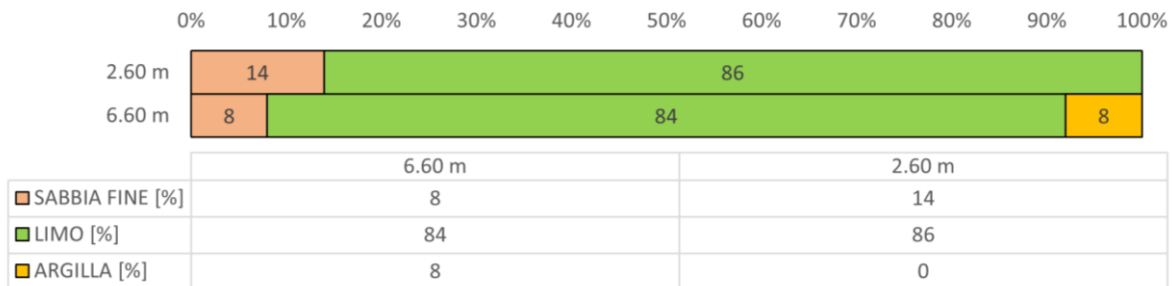


Figura 52 - Granulometria campioni prove taglio

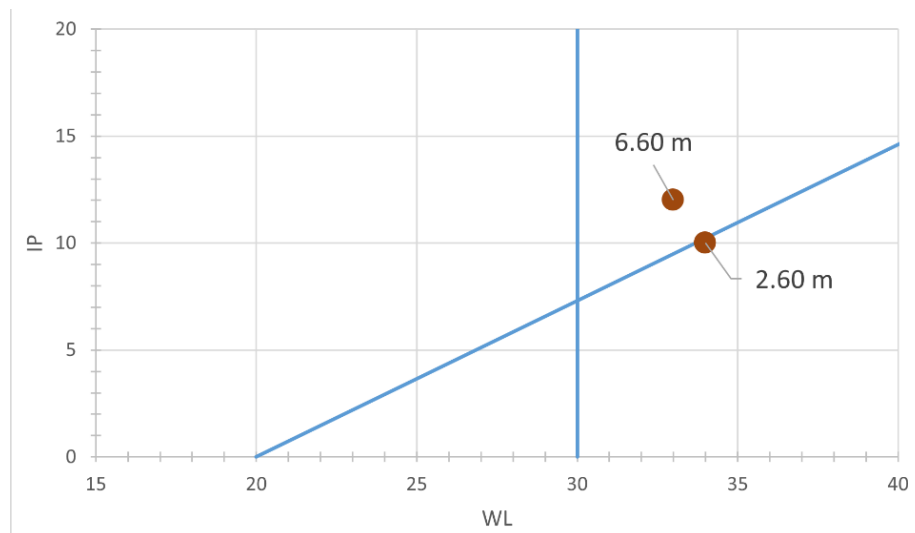
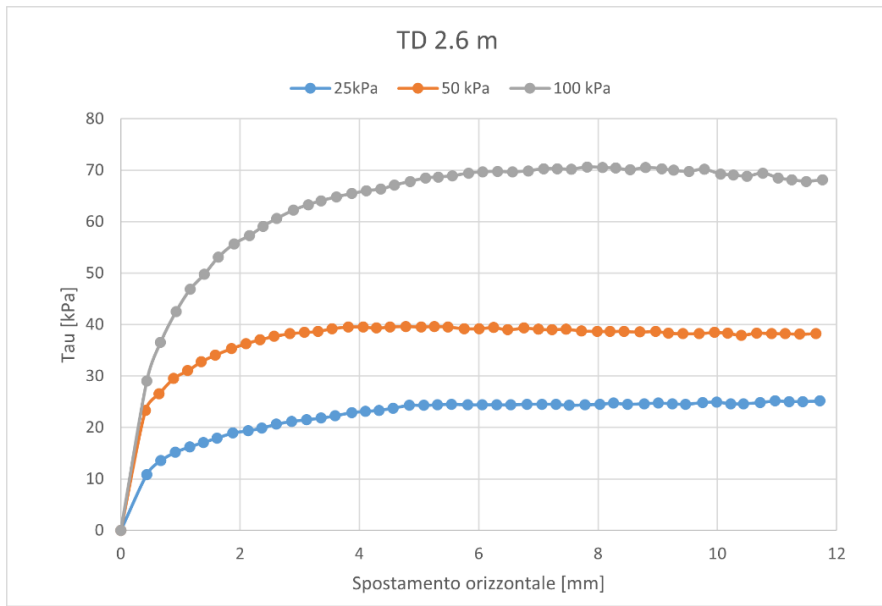


Figura 53 - Limiti di Atterberg campioni prove taglio

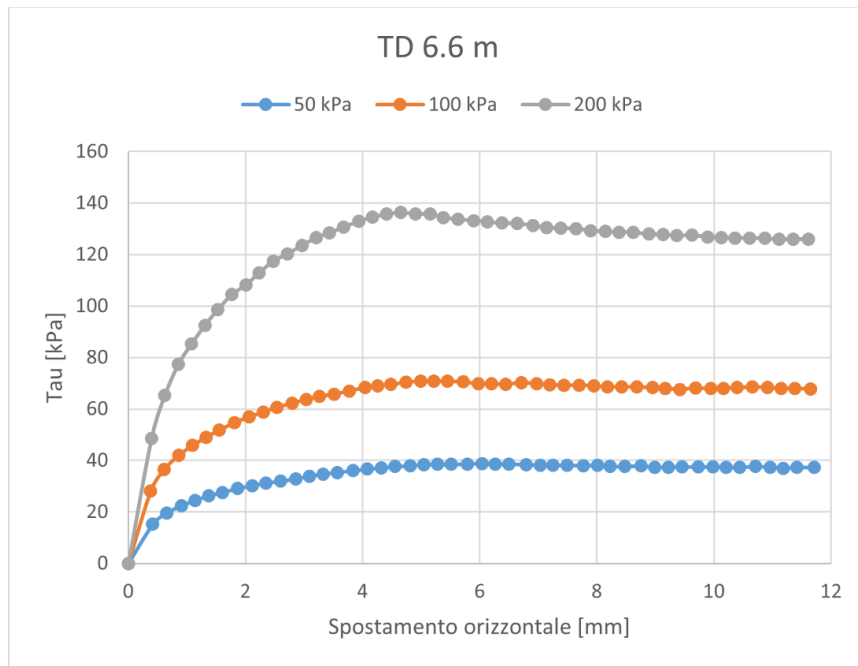
In funzione della profondità del campione analizzato, sono state scelte le tre pressioni normali a cui sottoporre i provini. Il campione a 2.60 m è stato consolidato e poi sottoposto a taglio a 25, 50 e 100 kPa, mentre quello prelevato a 6.60 m è stato consolidato e poi sottoposto a taglio a 50, 100 e 200 kPa.

Sono di seguito riportati i grafici  $\tau - \delta h$ , ottenuti nella prova di taglio diretto (Figura 54), e  $\tau - t$ , della prova di taglio anulare (Figura 55), per i due campioni. Inoltre, è riportato il valore della  $\tau$  allo stato critico, per grandi spostamenti, corrispondente alla media delle ultime quattro misurazioni.



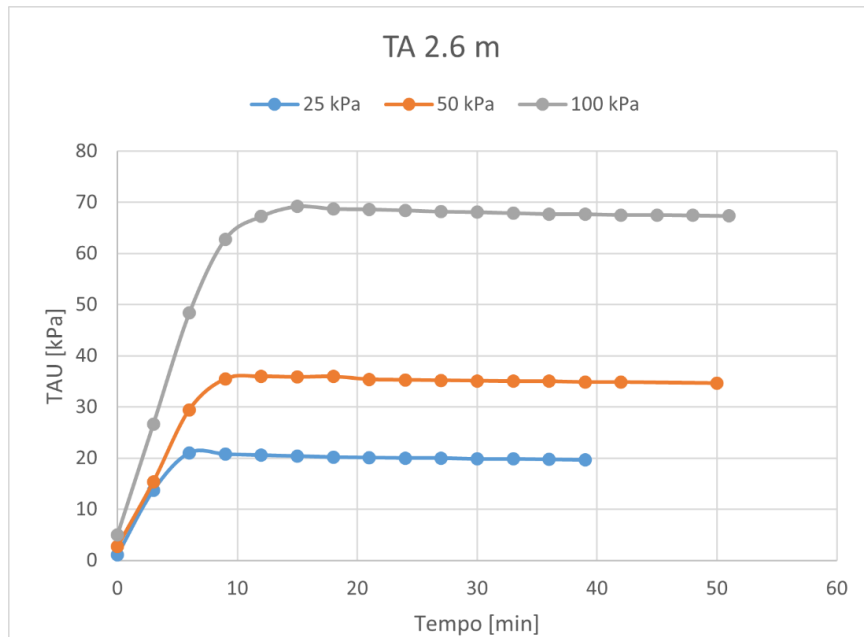
$\sigma'$ [kPa]	$\tau$ [kPa]
25	25.10
50	38.24
100	68.15

Figura 54 - Grafico  $\tau - \delta h$  prova taglio diretto - 2.6 m



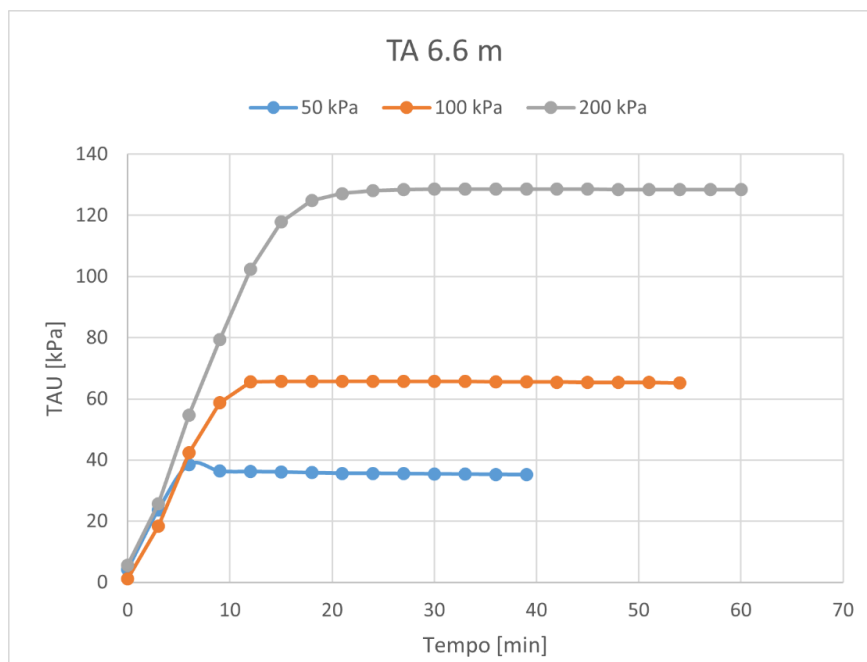
$\sigma'$ [kPa]	$\tau$ [kPa]
50	37.24
100	68.01
200	126.00

Figura 55 - Grafico  $\tau - \delta h$  prova taglio diretto - 6.6 m



$\sigma'$ [kPa]	$\tau$ [kPa]
25	19.75
50	34.82
100	67.44

*Figura 56 – Grafico  $\tau - t$  prova taglio anulare – 2.6 m*



$\sigma'$ [kPa]	$\tau$ [kPa]
50	35.33
100	65.36
200	128.35

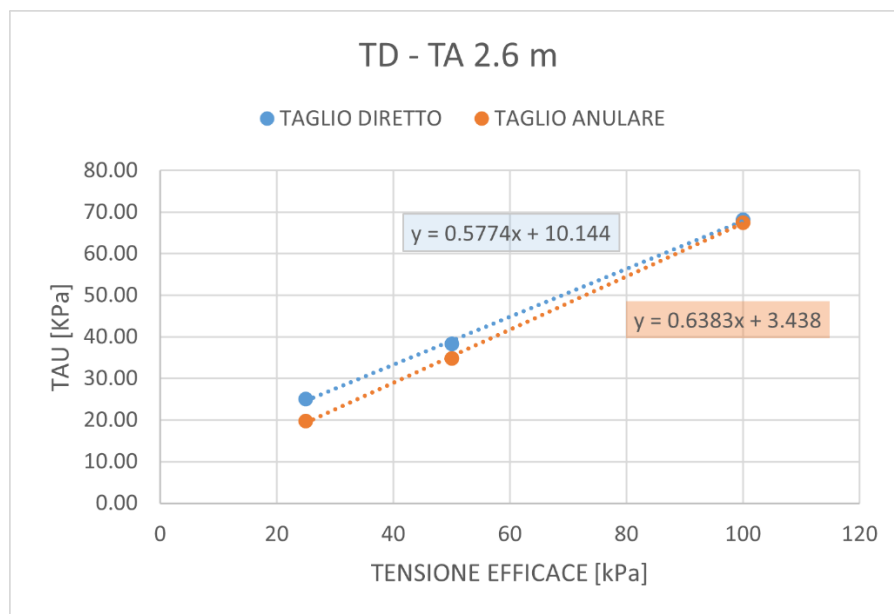
*Figura 57 - Grafico  $\tau-t$  prova taglio anulare - 6.6 m*

Analizzando i grafici presentati, è possibile fare alcune osservazioni:

- All'aumentare del carico di consolidazione aumenta il tempo necessario affinché il valore della resistenza al taglio si stabilizzi. Da qui la diversa durata delle prove di taglio anulare.
- Nella prova di taglio diretto, non è possibile identificare un picco nei grafici  $\tau - \delta h$ . Questo comportamento è tipico dei terreni sciolti non sovra consolidati. Vi è un'eccezione per il valore di  $\sigma' = 200 \text{ kPa}$ , dove la resistenza presenta un lieve picco.
- I valori di  $\tau_{ultimo}$  ottenuti nella prova di taglio diretto sono sempre inferiori a quelli della prova di taglio anulare, come atteso.

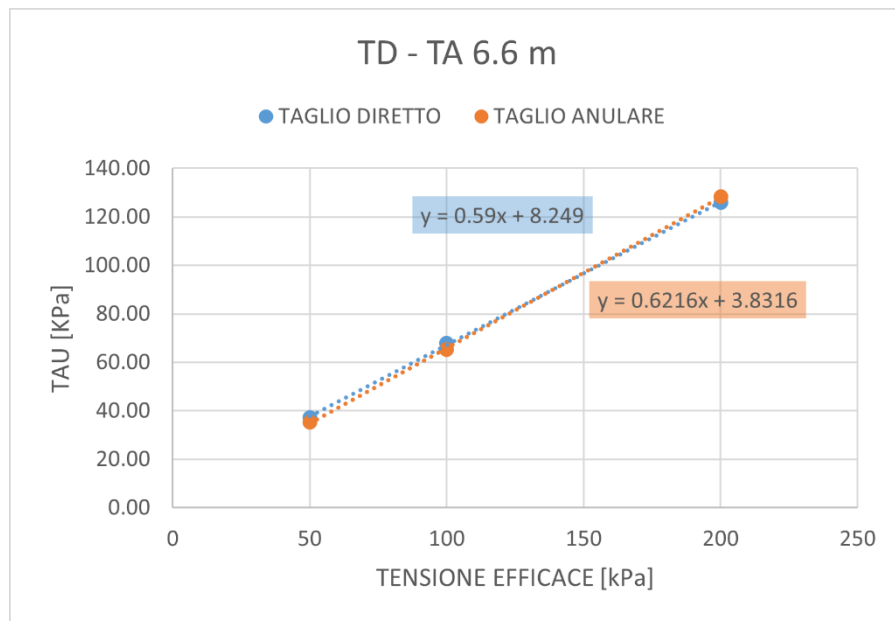
Le coppie  $(\sigma', \tau_{ultimo})$  ricavate in ciascuna prova vengono quindi riportate nel piano di Mohr. Attraverso una regressione lineare si ricavano i valori dei parametri di resistenza ultima al taglio:  $\phi'$  e  $c'$ .

Analizzando i risultati presentati in Figura 58 e 59, si nota come i valori della coesione nella prova di taglio anulare siano in entrambi i casi minori rispetto alla prova diretta. I valori degli angoli di attrito sono invece maggiori. Inoltre, complessivamente, nonostante la diversa classificazione dei due campioni, legata ad un diverso comportamento plastico, i parametri indice della resistenza al taglio sono simili.



	ANULARE	DIRETTO
$\Phi' [^\circ]$	33	30
$C' [\text{kPa}]$	3.44	10.14

Figura 58 - Piano di Mohr - 2.6 m



	ANULARE	DIRETTO
$\Phi'$ [°]	32	31
C' [kPa]	3.83	8.25

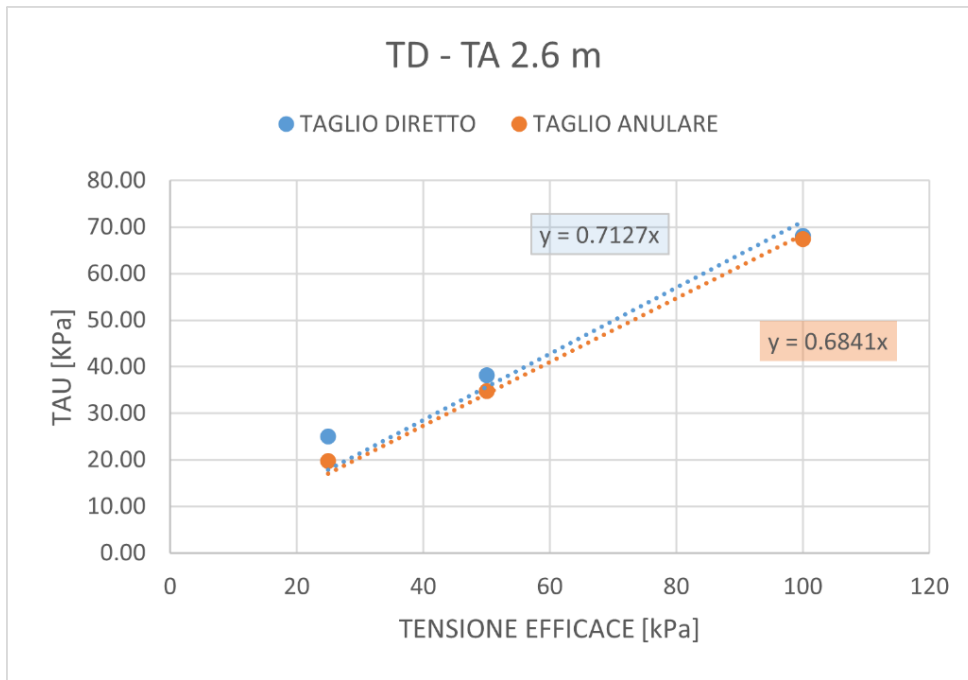
*Figura 59 - Piano di Mohr - 6.6 m*

È possibile inoltre identificare le rette di interpolazione passanti per l'origine (Figura 60 e 61). Assumendo quindi il valore della coesione, corrispondente all'intercetta, pari a zero, tutta la resistenza viene attribuita all'attrito. Si ritrova quindi un angolo di attrito maggiore, che costituisce il limite massimo.

I dati riferiti alla prova di taglio diretto (Figura 58 e 59) presentano una retta di interpolazione con un'intercetta significativa. Imponendo una coesione nulla, la retta ottenuta si discosta sensibilmente rispetto ai dati a disposizione e il valore del coefficiente angolare aumenta.

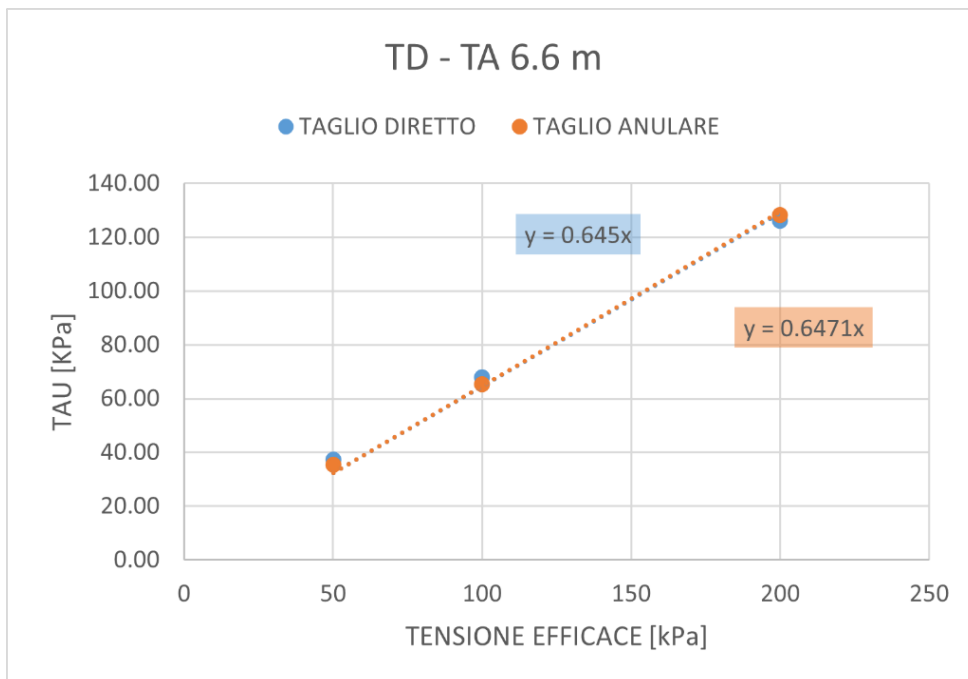
L'interpolazione effettuata rispetto ai dati della prova di taglio anulare, invece, presenta un valore di intercetta più piccolo. Le differenze rispetto al caso in cui venga imposto un valore nullo sono quindi meno nette rispetto alla prova diretta.

Inoltre, è possibile notare che la differenza tra i valori dell'angolo di attrito ottenuti elaborando i dati delle due diverse prove è ridotta a zero, nel campione prelevato a 6.60 m, se si attribuisce tutta la resistenza al terreno.



	ANULARE	DIRETTO	ANULARE	DIRETTO
$\Phi'$ [°]	33	30	34	35
$C'$ [kPa]	3.44	10.14	0	0

Figura 60 - Piano di Mohr con coesione nulla - 2.6 m



	ANULARE	DIRETTO	ANULARE	DIRETTO
$\Phi'$ [°]	32	31	33	33
$C'$ [kPa]	3.83	8.25	0	0

Figura 61 - Piano di Mohr con coesione nulla - 6.6 m

### 3.4 Permeabilità

Le prove di permeabilità in cella edometrica, illustrate nel paragrafo 1.4.3, sono state ripetute due volte per ciascun campione. I valori di tensione normale utilizzati sono stati 25 e 50 kPa, per il provino prelevato a 2.6 m e 50 e 100 kPa, per il provino prelevato a 6.6 m. Sono stati scelti con l'obiettivo di portare il terreno rimaneggiato a condizioni simili a quelle in sito. Ci si attende un valore di  $k$  maggiore per i campioni meno compattati.

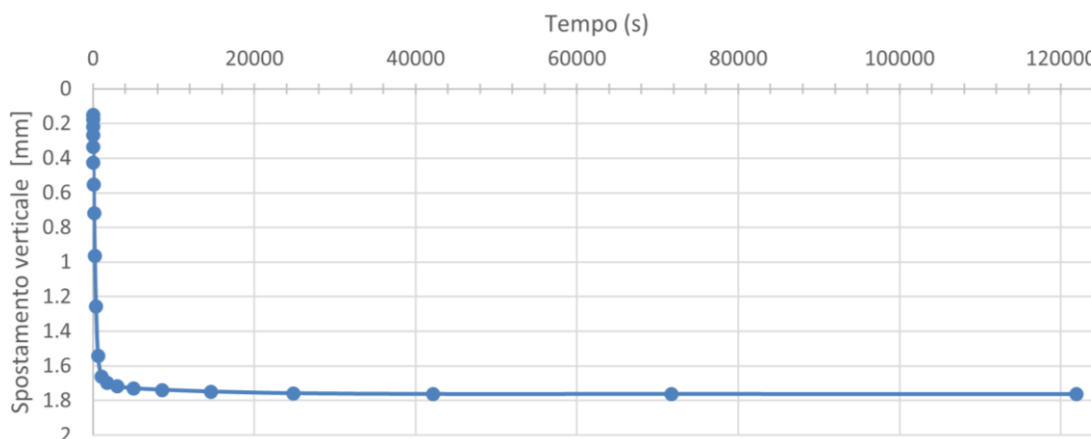


Figura 62 - Grafico  $\delta h-t$  del processo di consolidazione a 25 kPa del campione a 2.6 m

La lunghezza di filtrazione  $l$  viene misurata al termine della fase di consolidazione, quando lo spessore del provino in cella edometrica tende ad un valore costante. Il processo ha richiesto più di 24 ore, come rappresentato in Figura 62.

In Tabella 6 sono presentati i valori dei coefficienti di permeabilità dei due terreni ottenuti per le diverse tensioni di consolidazione.

Tabella 6 - Valori coefficiente di permeabilità

	$\sigma'$ [kPa]	K [m/s]
2.6 m	25 kPa	2.113E-08
	50 kPa	1.642E-08
6.6 m	50 kPa	1.512E-08
	100 kPa	1.0E-08

Confrontando i valori di  $k$  per le due pressioni di consolidazione, il valore minore corrisponde sempre al  $\sigma'$  maggiore, come ipotizzato, ma comunque l'ordine di grandezza è sempre lo stesso.

Confrontando invece i risultati ottenuti per i due terreni, a parità di  $\sigma'$ , i valori sono dello stesso ordine di grandezza: per entrambi i terreni la permeabilità misurata in cella edometrica risulta essere pari a  $2 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ . Questo si è potuto notare anche nel corso della prova, svolta in

contemporanea, dove gli abbassamenti avvenivano in maniera pressoché identica per i due campioni.

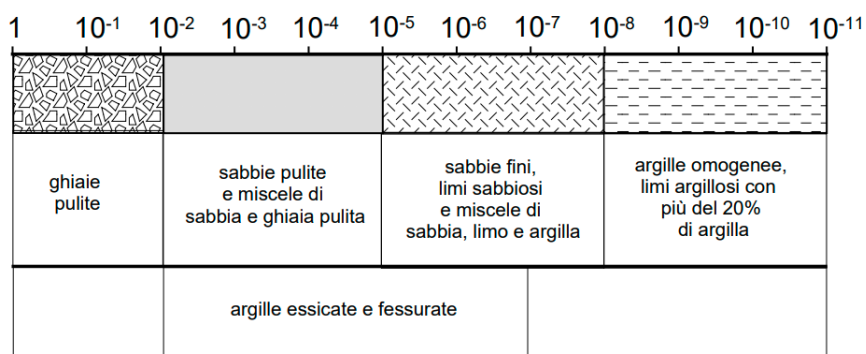


Figura 63 - Range del coefficiente di permeabilità  $k$  [m/s] per tipo di suolo

Confrontando i valori ottenuti con quelli in Figura 63, vediamo come entrambi i campioni si trovino al limite tra limo ed argilla, risultato compatibile con la classificazione effettuata e presentata nel paragrafo 3.2.

I due campioni analizzati appartengono al nucleo del corpo arginale che è quindi costituito da un terreno a bassa permeabilità.

### 3.5 Confronto con prove di laboratorio precedenti

Come riportato nel paragrafo 3.1, n.6 campioni prelevati dal sondaggio sono stati analizzati anche da 3F LABORATORI, situato ad Este (PD). Quattro campioni erano stati prelevati come indisturbati, con la possibilità quindi di eseguire anche la prova triassiale.

Si procede quindi ad effettuare un confronto tra i risultati finora presentati e quanto contenuto nei certificati forniti dall'azienda.

In tutti i grafici presenti in questo paragrafo i risultati di 3F LABORATORI sono evidenziati con il colore rosso, mentre quelli ottenuti nel laboratorio ICEA in nero.

#### *Classificazione e plasticità*

In Figura 64 sono riportate in rosso le frazioni granulometriche dei campioni analizzati dal laboratorio, mentre in nero vengono richiamati i dati già presentati in Figura 41.



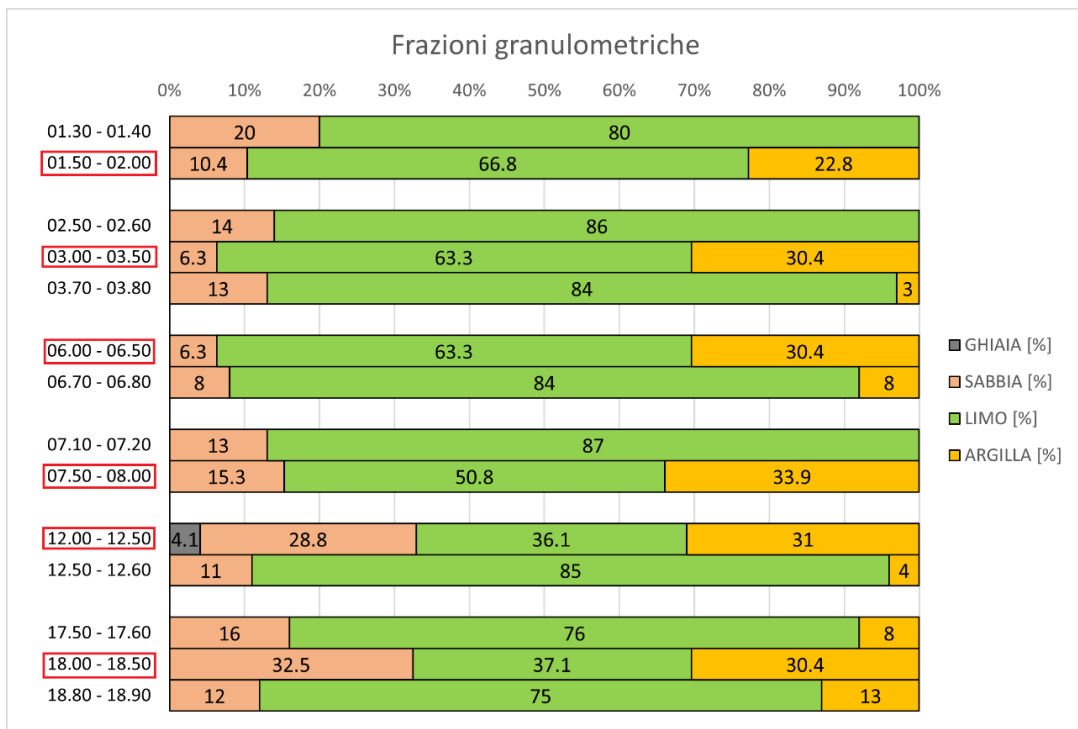


Figura 64 - Confronto tra i valori delle frazioni granulometriche: le profondità cerchiare in rosso evidenziano i campioni analizzati da 3F LABORATORI.

La differenza principale è la quantità di argilla ricavata con l'analisi granulometrica. Nei campioni analizzati nell'ambito di questa tesi, infatti, il contenuto d'argilla non supera mai il 15 %, mentre quelli analizzati in laboratorio presentano oltre il 30 % di materiale argilloso. Questa differenza può essere legata ai molteplici parametri, già citati nel paragrafo 1.4.1, che influenzano la prova con aerometro, o alla perdita di materiale fine nel trasporto e nella conservazione delle cassette.

Per i campioni prelevati a 1.50 m, 3.00 m, 6.00 m e 7.5 m, le frazioni riferite alla sabbia sono simili. A profondità maggiori, invece, nei certificati sono riportate percentuali di sabbia e di ghiaia maggiori rispetto a quanto rilevato nell'analisi precedentemente illustrata. In fase di analisi visiva è stata segnalata la presenza di conchiglie, di dimensioni anche significative, in corrispondenza dei campioni analizzati. Questa differenza può essere dovuta al fatto che la vagliatura meccanica, da cui provengono i dati in nero, è stata preceduta da un processo di pestatura, dato il ridotto contenuto d'acqua dei campioni indisturbati. Questo procedimento può aver portato alla rottura di alcune delle conchiglie, che sarebbero altrimenti state trattenute da setacci con diametri maggiori.

Non è possibile effettuare confronti riguardanti i coefficienti di uniformità e di curvatura. Infatti, per nessuno dei campioni analizzati dal laboratorio 3F è possibile ricavare il valore di  $D_{10}$ .

Nella Tabella 7 sono presentati i valori dei Limiti di Atterberg ottenuti nei due laboratori. Ai fini del confronto sono presenti anche i valori delle figure di pagina 52 e 53 dei campioni analizzati nel laboratorio ICEA (nei riquadri bianchi) più prossimi in termini di profondità di prelievo a quelli analizzati da 3F LABORATORI (nei riquadri arancio).

Tabella 7 – Confronto tra valori limiti di Atterberg

	PROFONDITA [m]	WP	WL	IP
A	01.30 - 01.40	22	30	8
	01.50 - 02.00	20	22.9	2.9
C1	02.50 - 02.60	24	34	10
	03.00 - 03.50	16.6	38.6	22
	03.70 - 03.80	24	32	8
C2	06.00 - 06.50	24.7	43.1	18.4
	06.70 - 06.80	21	33	12
C3	07.10 - 07.20	22	38	16
	07.50 - 08.00	12.5	33	20.6
C4	12.00 - 12.50	20.3	35.4	15.1
	12.50 - 12.60	20	30	10
B	17.50 - 17.60	20	28	8
	18.00 - 18.50	17.2	22.1	4.9
	18.80 - 18.90	19	33	14

Inoltre, in Figura 65, è presente la carta di Casagrande, per una visualizzazione grafica. I valori del laboratorio ICEA sono contrassegnati con un rombo.

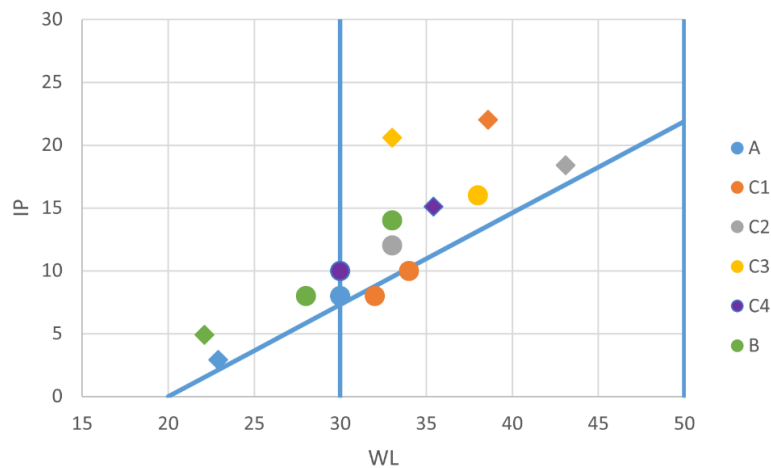


Figura 65 – Carta di Casagrande – Confronto valori 3F LABORATORI - ICEA

Possono essere fatte le seguenti osservazioni:

- Per i campioni A, C2, C4 e B si nota come i valori dei limiti plastici siano simili, mentre differiscono quelli dei limiti liquidi. Questo determina un valore di IP diverso che fa

variare la posizione del punto nella carta di Casagrande, e di conseguenza anche il grado di plasticità e la conseguente classificazione. Questo può essere legato sia alla condizione indisturbata dei campioni analizzati, sia alla correzione effettuata in fase di elaborazione dei dati della prova effettuata con il cucchiaio di Casagrande. Le leggere differenze riscontrate nei valori di limite plastico invece possono essere legate alla differente interpretazione dei dati della prova di rotolamento.

- Per il campione C3 sono molto discordanti i risultati del di  $w_L$  ed è comunque significativa la differenza tra i valori di  $w_P$ . La classificazione rimane però comunque la stessa. Si può ipotizzare che la differenza di comportamento plastico tra una porzione e l'altra di materiale analizzato sia data dalla presenza di una qualche discontinuità.
- Per il campione C1 differiscono sia i valori di  $w_L$  che quelli di  $w_P$ , rispetto ad entrambi i campioni prelevati a profondità superiore e inferiore, che invece hanno valori simili tra loro. In questo caso i valori discordanti posizionano anche il punto in una differente area della Carta, facendone variare la classificazione da limo ad argilla.

### *Permeabilità*

Si considerano ora i certificati dei campioni C1 e C2, entrambi indisturbati, per confrontarli rispettivamente con i campioni a 2.60 m e a 6.60 m, su cui sono state effettuate le prove di taglio e di permeabilità.

Per quanto riguarda la determinazione del coefficiente di permeabilità,  $k$ , in 3F LABORATORI è stato determinato tramite una prova di permeabilità a carico costante in cella triassiale, con una pressione di consolidazione di 200 kPa. I dati ottenuti sono presentati in Tabella 8.

*Tabella 8 - Confronto valori permeabilità*

	$\sigma'$ [kPa]	K [m/s]
2.6 m	25	2.113E-08
	50	1.642E-08
	200	8.67E-09
6.6 m	50	1.512E-08
	100	1.0E-08
	200	2.31E-09

Non è possibile un confronto diretto poiché nessuno dei provini analizzati nell'ambito di questa tesi è stato sottoposto ad una pressione di consolidazione pari a 200 kPa. Il valore risulta minore rispetto a quello riferito alla massima tensione applicata, come atteso, anche perché la prova in

cella triassiale fornisce valori solitamente inferiori a quelli forniti dalla prova in cella edometrica.

In Figura 66 sono rappresentati sul piano  $\sigma' - k$  i tre risultati. Per entrambi i campioni i risultati appaiono coerenti con i dati già ottenuti, avendo il valore di  $k$  lo stesso ordine di grandezza

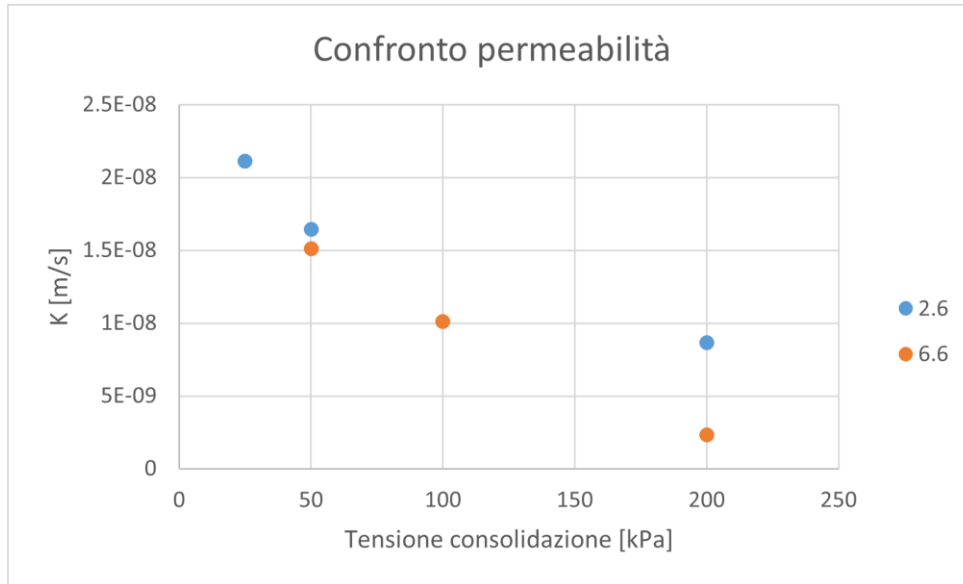


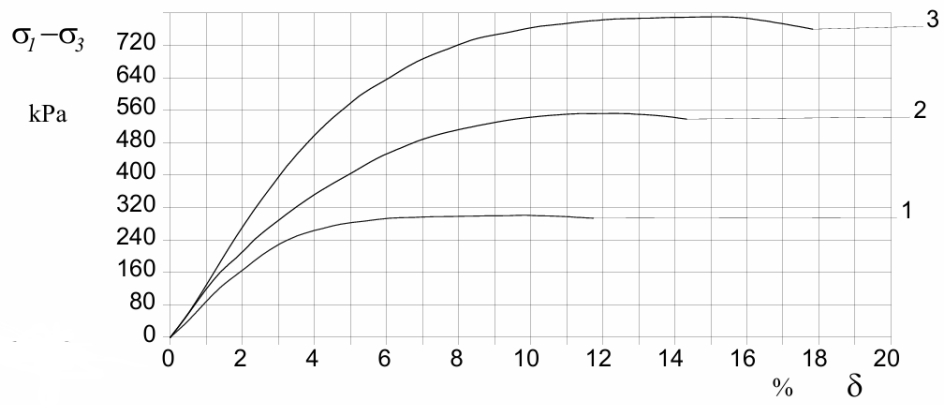
Figura 66 - Regressione lineare tra i valori di permeabilità in Tabella 8

### *Resistenza al taglio*

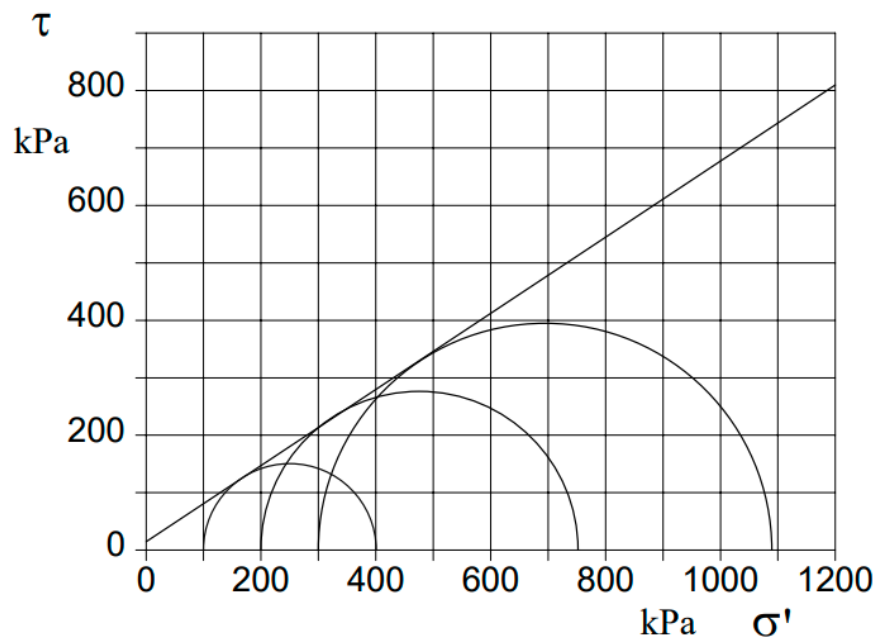
I parametri della resistenza al taglio sono anch'essi stati ricavati tramite una prova triassiale consolidata e drenata, trattandosi in entrambi i casi di campioni indisturbati. Le tensioni di consolidazione utilizzate sono, in entrambi i casi, 100 kPa, 200 kPa e 300 kPa.

In Figura 67 e 68 sono riportati i grafici  $\sigma' - \tau$  presenti nei certificati di laboratorio di ciascun campione. Inoltre, sono indicati anche i valori di  $\phi'$  e  $c'$  ottenuti nelle prove svolte presso il laboratorio ICEA. Per il campione a 2.6 m è presente anche il grafico  $\sigma' - \delta$ .

I valori di coesione ottenuti sono in entrambi i casi maggiori rispetto alle prove di taglio diretto e anulare. Il valore dell'angolo di attrito per il campione a 2.60 m risulta simile a quanto già calcolato. Invece, per il campione a 6.60 m, è inferiore rispetto a quelli trovati nelle prove di taglio diretto e anulare.



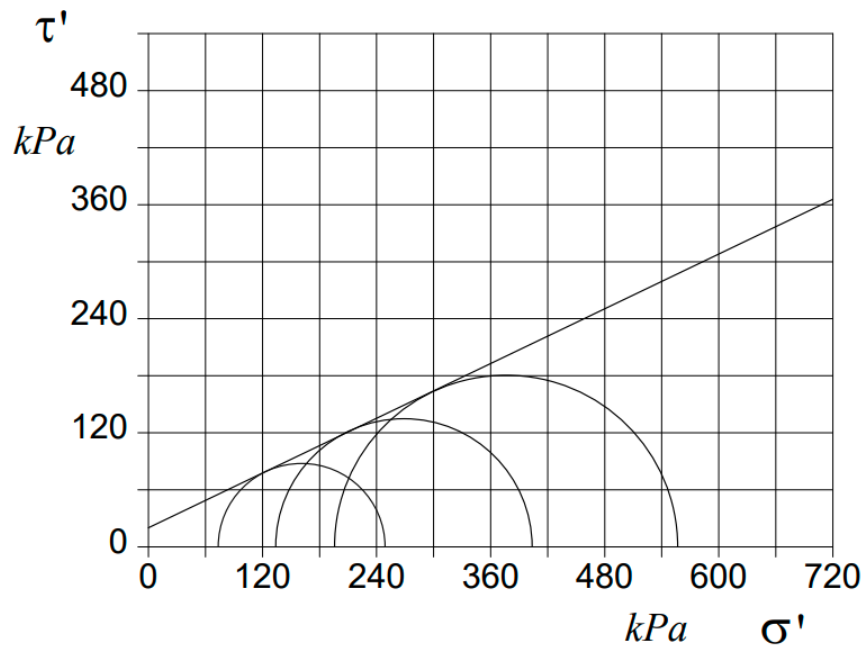
a)



b)

	ANULARE	DIRETTO	TRIASSIALE
$\Phi'$ [°]	33	30	34
$C'$ [kPa]	3.44	10.14	14.00

Figura 67 – a) Grafico tensione efficace-deformazione e b) piano di Mohr della prova triassiale - 2.60 m



	ANULARE	DIRETTO	TRIASSIALE
$\Phi'$ [°]	32	31	26
$C'$ [kPa]	3.83	8.25	20.00

Figura 68 - Piano di Mohr per la prova triassiale - 6.60 m

# Capitolo 4 – ANALISI E CONFRONTO CON PROVA CPT

## 4.1 Interpretazione della prova CPT N

I risultati possono essere visualizzati attraverso dei grafici che presentano la profondità  $z$  in ordinata e i valori di  $q_c$  e  $f_s$  in ascissa, Figura 69 .

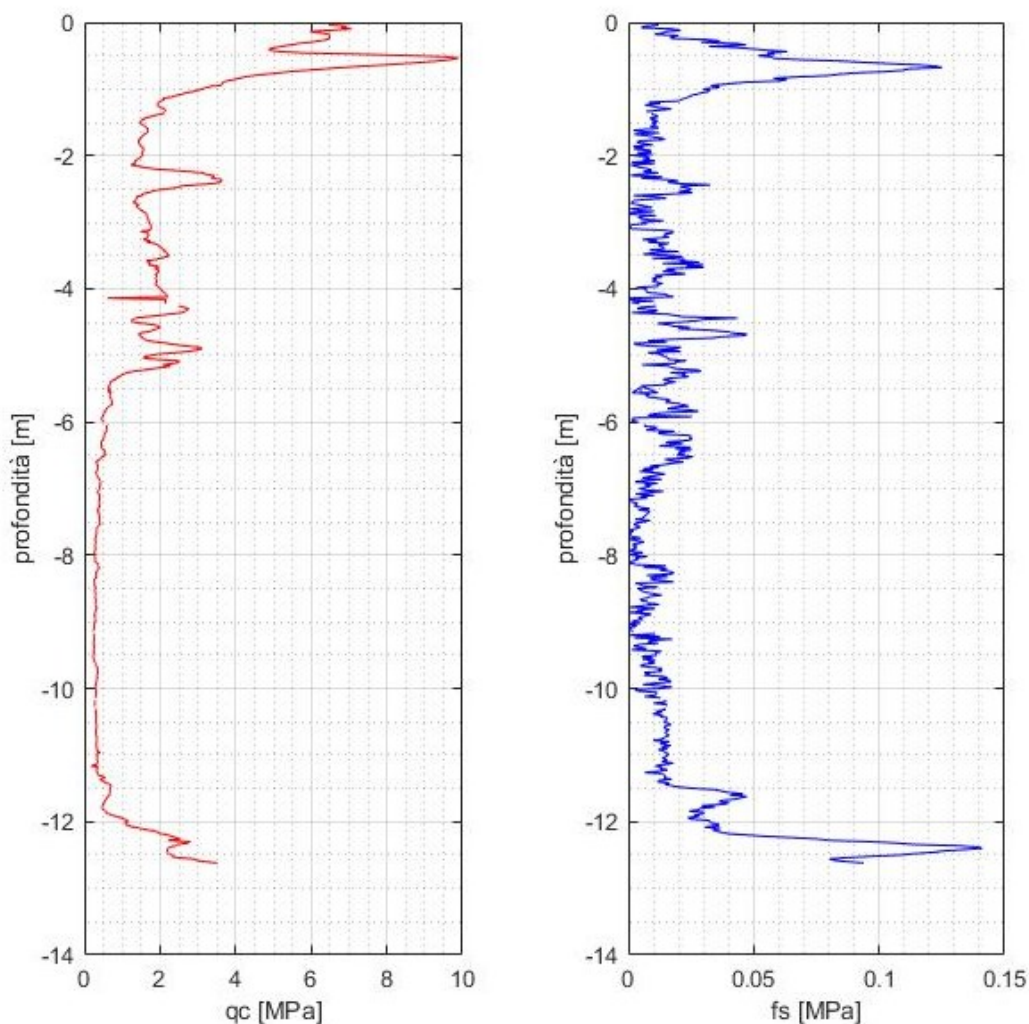


Figura 69 - CPT N: Grafici resistenza di punta e laterale

Come riportato nel paragrafo 1.3.1, una prima analisi sulla stratigrafia può essere effettuata analizzando i grafici della resistenza di punta e laterale. I valori maggiori infatti corrispondono a terreni più sabbiosi. Nel caso analizzato possiamo osservare, in Figura 69, che i valori maggiori della resistenza di punta  $q_c$  si hanno nella parte più superficiale del sondaggio. Si può quindi ipotizzare che il terreno fino a 5 m di profondità presenti una matrice sabbiosa. Dai 5

agli 11 metri, la resistenza di punta ha un valore inferiore e pressoché costante. Si registra poi un aumento di  $q_c$  a partire da 12 metri di profondità.

La resistenza laterale invece, presenta due picchi in corrispondenza dei valori maggiori di  $q_c$ , ed ha in generale dei valori di uno o due ordini di grandezza minori rispetto a quella di punta.

Si procede quindi a ricavare i valori del rapporto di attrito e della resistenza di punta normalizzati, per poter inserire i dati nella Carta di Robertson. Non conoscendo un valore di  $\gamma$  preciso per i terreni analizzati, ai fini del calcolo della tensione totale, si utilizza un valore pari a  $18 \text{ KN/m}^3$  per il terreno insaturo e a  $19 \text{ KN/m}^3$  per il terreno saturo. La falda è stata rilevata a 6 m di profondità.

In Figura 70 sono stati inseriti i dati ricavati dall'elaborazione della prova CPTN nella Carta di Robertson. È da segnalare che alcuni punti non sono compresi nel range di valori di rapporto di attrito a disposizione nella Carta originale.

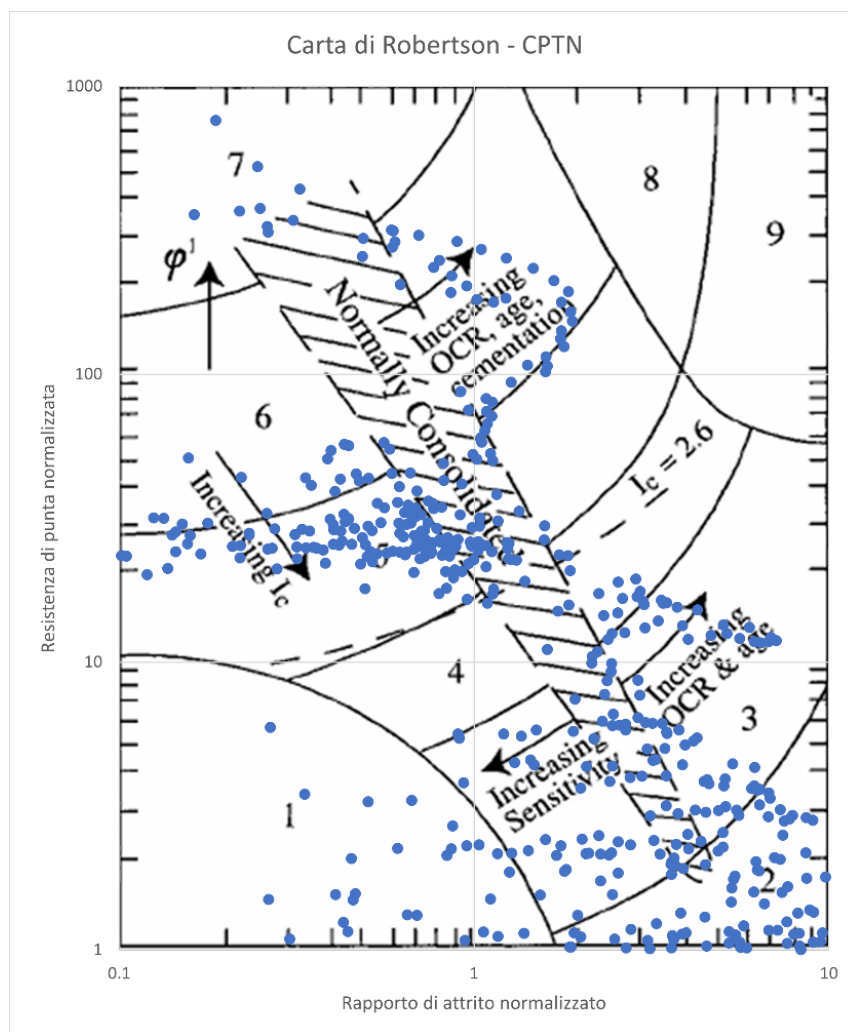


Figura 70 – CPTN: Carta di Robertson



Si può notare come i dati ricavati ricadano principalmente nelle zone 5 e 2, corrispondenti rispettivamente a da sabbie limose a limi sabbiosi e al terreno organico, torba. Alcuni dei punti ricadono anche all'interno della zona 1 e sono quindi ritenuti da Robertson *argilla organica rigonfiante*.

Per determinare la classe di appartenenza di ciascun punto è stato ricavato il valore dell'indice di tipo terreno  $I_C$ . Per la prova analizzata i risultati sono presentati graficamente in Figura 71. In ascissa sono presenti i valori di  $I_C$  calcolati corrispondenti alla profondità  $z$  espressa in ordinata. Sono inoltre riportati i limiti degli intervalli dell'indice di tipo terreno per agevolare la classificazione

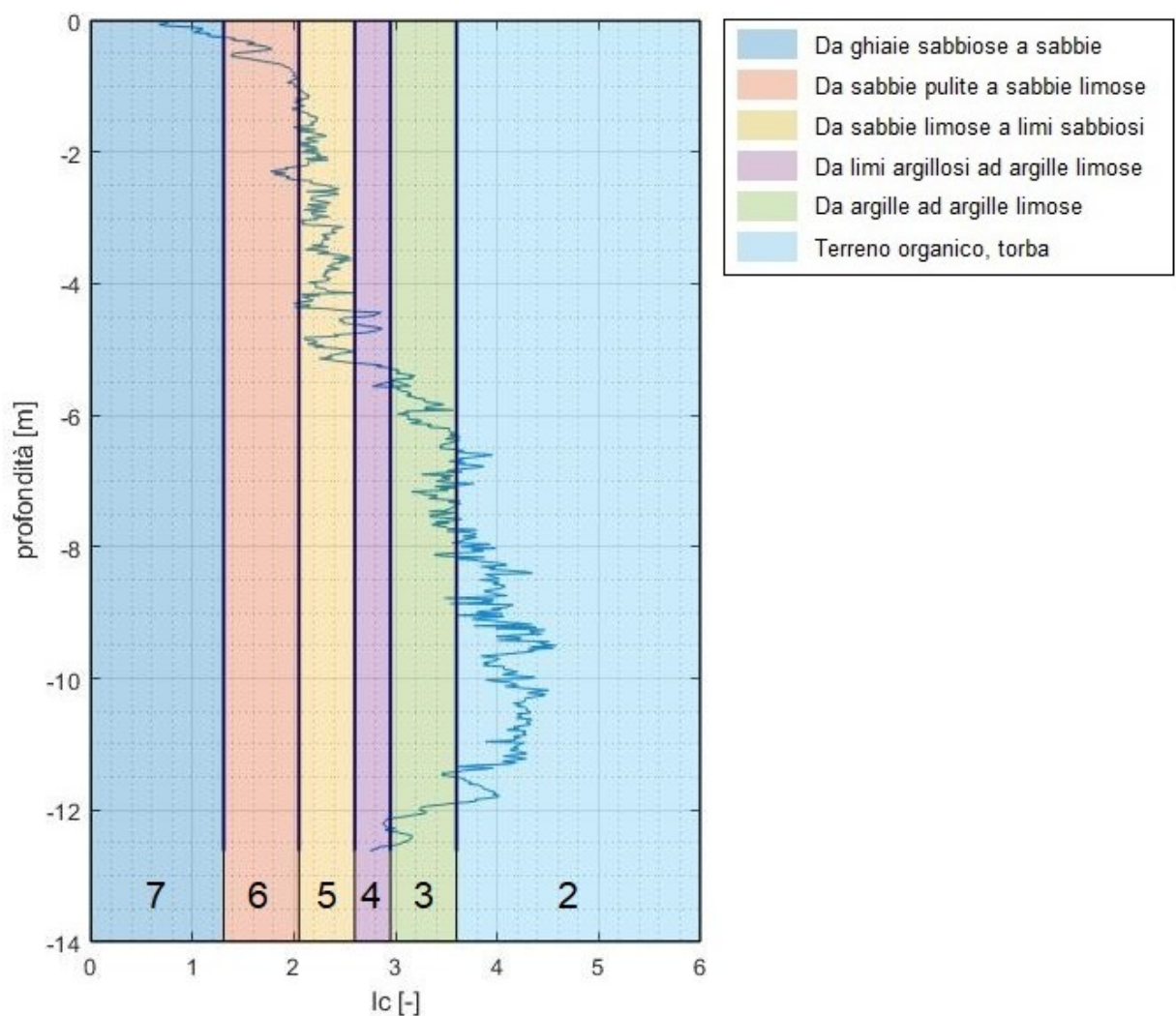


Figura 71 - CPT N: Grafico valori indice di tipo terreno

Analizzando la Figura 71 è possibile ricostruire la stratigrafia del sondaggio:

- 0.00 - 1.00 m: da sabbia pulita a sabbia limosa
- 1.00 – 5.25 m: da sabbia limosa a limo sabbioso

- 5.50 – 8.00 m: da argilla limosa ad argilla
- 8.00 – 12.00 m: terreno organico, torba

Sono presenti alcune discontinuità attorno a 2.25 m, 4.50 m, 7.00 m e a 12.00 m.

In Figura 72 è possibile osservare come vi sia una corrispondenza tra i valori di resistenza di punta maggiori e i terreni più sabbiosi. Inoltre, notata l'ampiezza lo stato di terreno con  $I_c > 3.6$ , classificato come terreno organico, torba secondo Robertson, è presentato anche un confronto con i valori dei limiti di Atterberg ricavati nel laboratorio ICEA

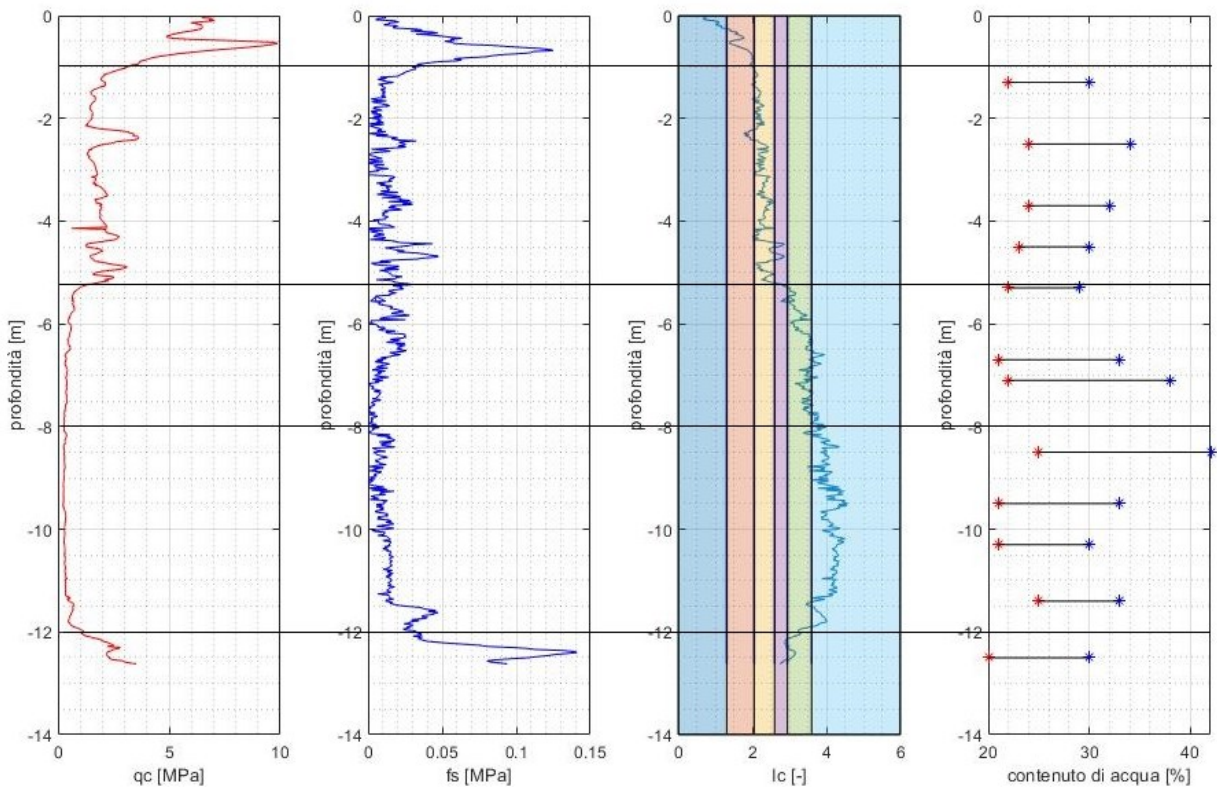


Figura 72 - CPT N: Confronto  $q_s$ ,  $f_s$  e  $I_c$  con limiti di Atterberg. In blu è indicato il limite liquido, in rosso il limite plastico.

Si procede poi a valutare la resistenza al taglio come illustrato nel paragrafo 1.3.1. È necessario considerare che il terreno per cui sono state ricavate le relazioni empiriche utilizzate è sabbioso e non cementato. Come ricavato dall'analisi dell'angolo di attrito, solo la parte iniziale, fino a 5 m di profondità, è costituita di materiale sabbioso. Per gli strati riconosciuti come limosi o argillosi si applica comunque la formula [ 7 ] di Robertson e Campanella per valutarne l'applicabilità. In Figura 73 sono riportati i valori dell'angolo di attrito stimati per ogni punto della verticale, si osserva come l'angolo di attrito diminuisce significativamente negli strati di terreno fine.

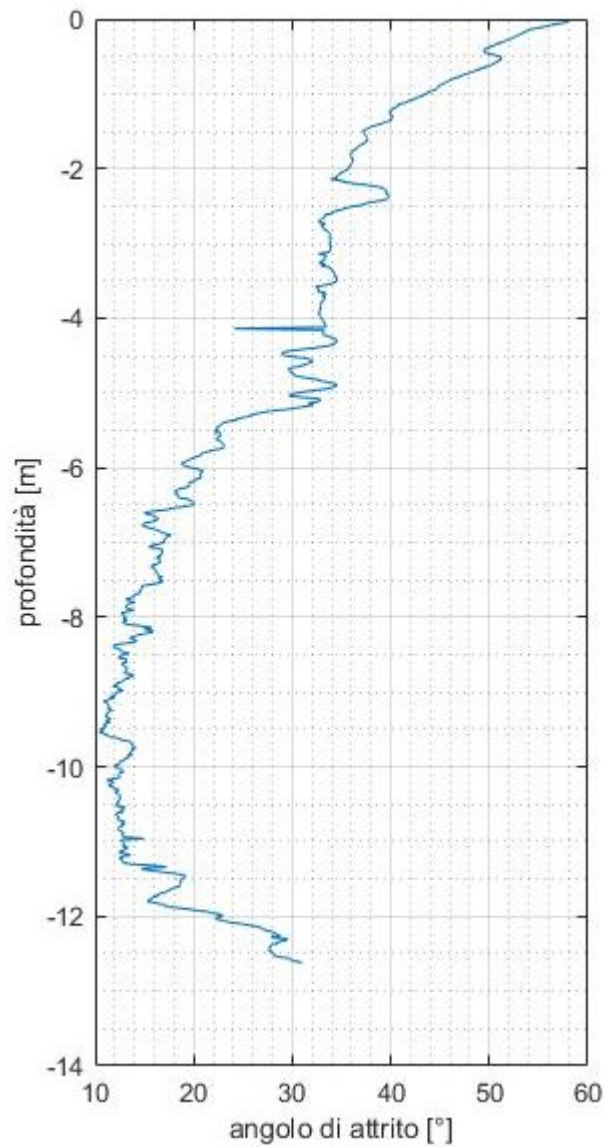


Figura 73 – CPT N: valori angolo di attrito

Successivamente si è stimato il valore del coefficiente di permeabilità utilizzando la correlazione con l'indice di tipo terreno, presentata nel paragrafo 1.3.1, ottenendo i valori riportati in Figura 74. Si può osservare che per i punti compresi tra 9 m e 11 m non sia sempre stato possibile ricavare il valore della permeabilità tramite la formula [ 8 ], poiché il valore dell'indice di tipo terreno è maggiore di 4.

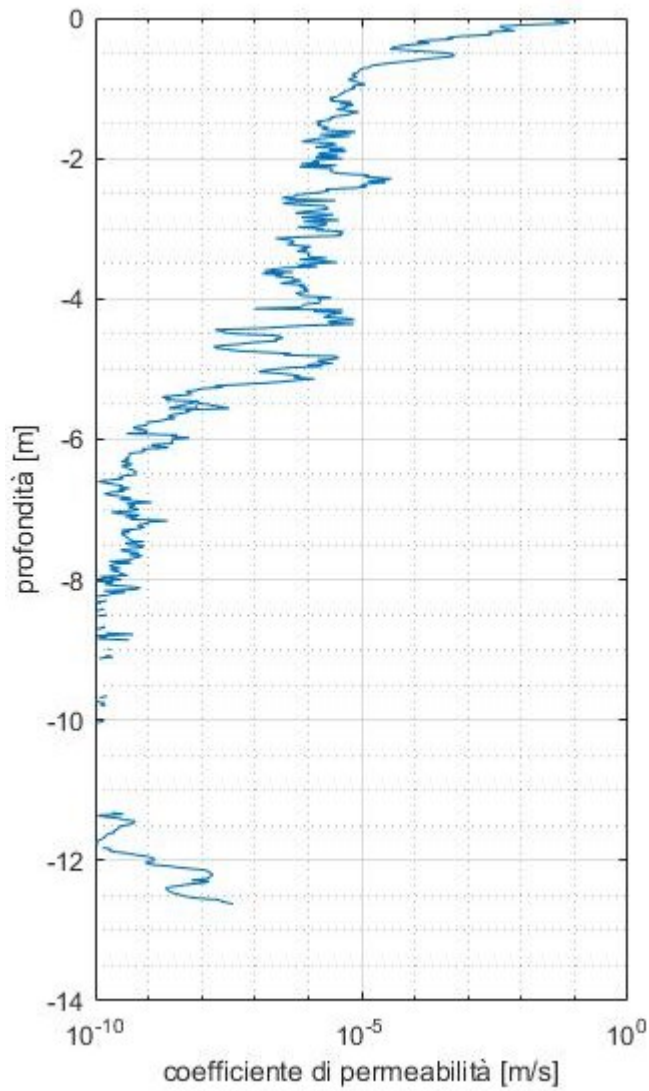


Figura 74 - CPTN: Coefficiente di permeabilità

Come visibile in Figura 75, complessivamente i valori di permeabilità maggiori corrispondono alle zone con  $I_c$  minore, corrispondenti quindi a terreni con matrice sabbiosa. I valori dell'angolo di attrito invece risultano minori per i terreni classificati come fini, come atteso.

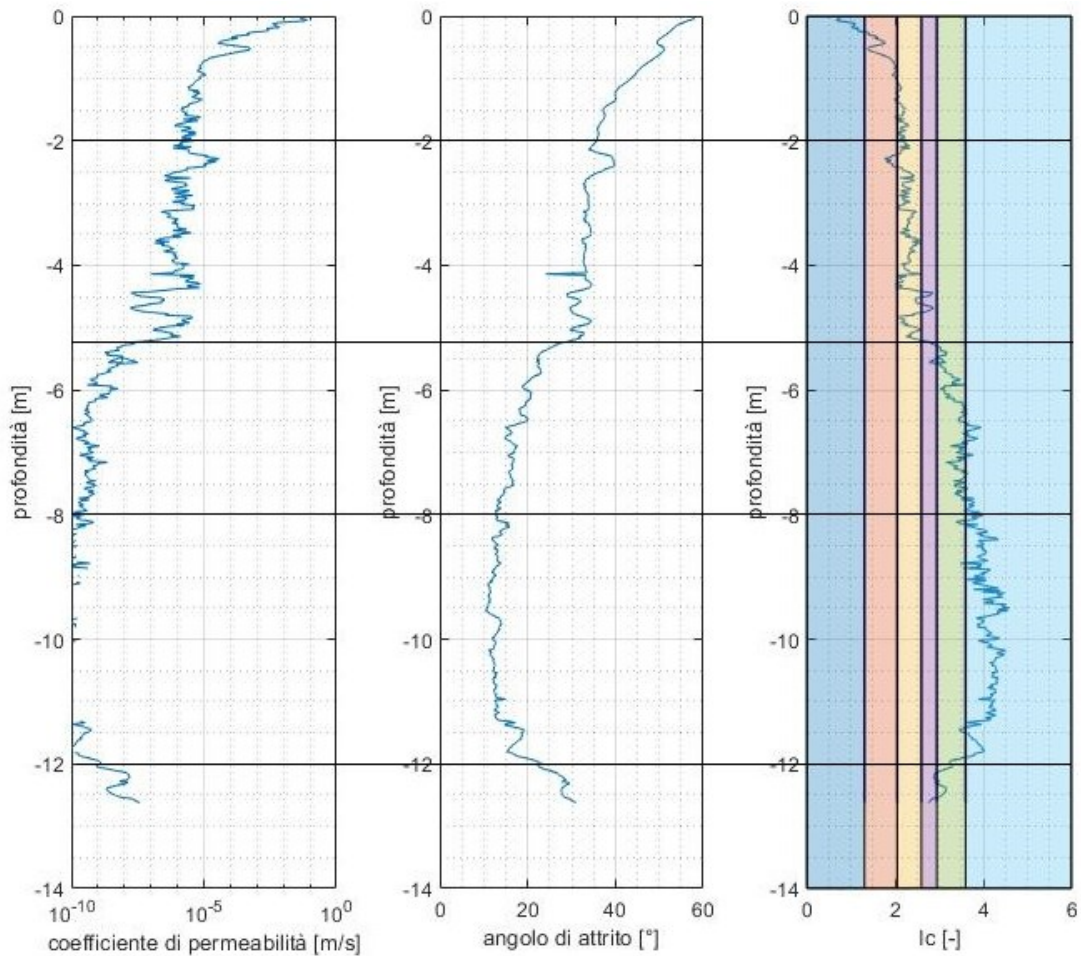


Figura 75 - CPTN: Confronto tra valori parametri di resistenza al taglio e permeabilità

## 4.2 Confronto tra prova CPT e prove di laboratorio

La prova CPT N, la cui analisi è presentata nel paragrafo 4.1, è stata effettuata in cresta all'argine, in corrispondenza della sezione situata 150 m a nord del sondaggio SA, come indicato in Figura 37. A causa della grande resistenza opposta dal terreno non è stato infatti possibile effettuare una prova CPT anche in corrispondenza del sondaggio SA, analizzato nel capitolo 3.

L'obiettivo di questo capitolo è quindi quello di confrontare i risultati ottenuti nelle due prove per valutare le differenze, se presenti, tra le stratigrafie, le proprietà di resistenza e permeabilità del corpo arginale ad una distanza ridotta.

### *Classificazione*

In Figura 76, per ciascuno dei campioni analizzati in laboratorio, oltre alla classificazione USCS, è riportata la classificazione ottenuta mediando l'indice di tipo terreno alle profondità corrispondenti della prova CPTN.













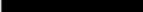

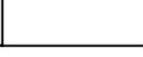

CASS.	z [m]	CAMPIONI	CLASSIFICAZIONE USCS	CLASSIFICAZIONE ROBERTSON
1	1		Limo con sabbia fine e ghiaia media e presenza di ghiaia fine con tracce di sabbia grossa e sabbia media	Da sabbia pulita a sabbia limosa
			Argilla sabbiosa di media plasticità	Da sabbia limosa a limo sabbioso
			Argilla debolmente sabbiosa di bassa plasticità	Da sabbia limosa a limo sabbioso
			Limo debolmente sabbioso di media compressibilità	Da sabbia limosa a limo sabbioso
			Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità	Da sabbia limosa a limo sabbioso
2	2		Limo debolmente sabbioso di media compressibilità	Da sabbia limosa a limo sabbioso
			Limo debolmente sabbioso di media compressibilità	Da limo argilloso ad argilla limosa
			Argilla sabbiosa di media plasticità	Da argilla ad argilla limosa
			Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità	Da argilla ad argilla limosa
			Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità	Argilla, terreno organico
3	3		Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità	Da argilla ad argilla limosa
			Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità	Argilla, terreno organico
			Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità	Argilla, terreno organico
			Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità	Argilla, terreno organico
			Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità	Argilla, terreno organico
			Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità	Argilla, terreno organico
			Limo debolmente sabbioso di media compressibilità	Da argilla ad argilla limosa
			Argilla con sabbia di media compressibilità	Da argilla ad argilla limosa con discontinuità limosa
			Argilla debolmente sabbiosa di media plasticità	Da limo argilloso ad argilla limosa
				

Figura 76 - Confronto classificazione USCS – Robertson

La classificazione USCS, effettuata per il sondaggio SA, si basa principalmente sul comportamento plastico, poiché il valore del passante al vaglio #200 è superiore al 50%. La classificazione effettuata con la Carta di Robertson per la prova CPTN invece si basa sulla resistenza del terreno alla penetrazione, utilizzando delle correlazioni empiriche.

È possibile notare come le differenze principali tra le due prove siano situate nei primi 5 m, in corrispondenza del corpo arginale. I dati della prova CPTN, infatti, permettono di classificare il terreno nella zona 5 della Carta, corrispondente a terreni con matrice sabbiosa. Le analisi di laboratorio sul sondaggio SA però non hanno rilevato percentuali di sabbia superiori al 20%.

Per quanto riguarda invece lo spessore da 5 m a 12.50 m, corrispondente al terreno di fondazione, non si notano differenze significative nella classificazione. La discontinuità identificata tra gli 11 m e i 12.50 m tramite l'analisi della prova CPT, dove si nota un aumento della resistenza di punta e laterale, trova una corrispondenza anche nell'analisi del sondaggio. Dall'analisi plastica e granulometrica risulta infatti una diminuzione di plasticità e un aumento della quantità di sabbia presente.

#### *Resistenza al taglio*

Per quanto riguarda i parametri della resistenza al taglio, la prova CPT consente di ricavare solo il valore dell'angolo di attrito, poiché tutta la resistenza viene attribuita al terreno. Il confronto viene quindi effettuato sui dati della regressione effettuata con coesione nulla. In Tabella 9 sono riportati i risultati ottenuti alle profondità a cui sono state effettuate le prove di laboratorio. Il valore indicato corrisponde al valore medio dello spessore.

Per il campione situato a 2.6 m di profondità, il valore dell'angolo di attrito nelle tre prove risulta compatibile, anche con il valore atteso per un terreno limoso. Per il campione situato a 6.6 m di profondità invece, il valore di  $\phi'$  ricavato dalla prova CPT risulta inferiore rispetto alle altre prove, come nel caso della prova triassiale. Questo può essere legato alla mancanza di controllo sul drenaggio delle prove effettuate presso il laboratorio ICEA, alla mancanza dei dati sulla pressione dell'acqua nella prova CPT oppure all'utilizzo della formula empirica di Robertson, calcolata però per le sabbie.

*Tabella 9 - Confronto valori angolo di attrito senza coesione*

	$\Phi'$ [°] CPT	$\Phi'$ [°] ANULARE	$\Phi'$ [°] DIRETTO
2.6 m	33	34	35
6.6 m	20	33	33

## Permeabilità

In Tabella 10 - Confronto valori permeabilità sono presentati i valori di permeabilità ottenuti con le tre diverse tipologie di prova: in cella edometrica in nero, triassiale in rosso e CPT.

Il valore di  $k$  ricavato dalla prova CPT per il campione a 6.6 m di profondità risulta dello stesso ordine di grandezza ottenuto nelle prove in cella edometrica e triassiale. Il valore ricavato invece per il campione a 2.6 m risulta di due ordini di grandezza più grande.

È da considerare che la permeabilità  $k$  riportata in Tabella 10 è correlata all'indice di tipo terreno  $I_c$ , così come la classificazione. Osservando la Figura 76 - Confronto classificazione USCS – Robertson, si può notare come la classificazione di questo campione ricavata valutando i dati della prova CPT non sia concorde con quella USCS, secondo la quale la quantità di sabbia presente è ridotta. I dati sulla resistenza di punta e laterale elaborati invece, sono compatibili con un terreno a matrice sabbiosa, con permeabilità quindi maggiore.

Tabella 10 - Confronto valori permeabilità

	$\sigma'$ [kPa]	K [m/s]
2.6 m	25	2.1E-08
	50	1.6E-08
	200	8.7E-09
	CPT	1.9E-06
6.6 m	50	1.5E-08
	100	1.0E-08
	200	2.3E-09
	CPT	1.2E-09



## Capitolo 6 – CONCLUSIONI

Questa tesi ha avuto l'obiettivo di caratterizzare e analizzare le proprietà geotecniche di una sezione situata in località Bevazzana di San Michele al Tagliamento (VE). A tale scopo sono stati analizzati e confrontati i dati provenienti sia dalle prove di laboratorio, effettuate su campioni prelevati da un sondaggio a carotaggio continuo, sia dall'elaborazione di una prova CPT effettuata a 148 m di distanza dal sondaggio. Si è cercato inoltre di comprendere se i dati ricavati con la prova in sito fossero compatibili con quelli ricavati in laboratorio o se vi fossero delle differenze spaziali nella composizione del corpo arginale e della sua fondazione.

Le analisi di laboratorio hanno permesso di classificare i terreni e ricavarne le proprietà plastiche, meccaniche e di permeabilità mediante prove specifiche. I risultati delle prove granulometriche hanno evidenziato la presenza di un'alta percentuale di limo e una ridotta presenza di sabbia, salvo alcune discontinuità di spessore ridotto. Per procedere con la classificazione si sono quindi utilizzati i dati sui limiti notevoli, che, inseriti nella Carta di Casagrande, hanno permesso di distinguere i terreni limosi da quelli argillosi. Complessivamente si è ricavato che fino ai 5 m circa il terreno risulta limoso, a costituire il corpo del rilevato arginale, mentre a maggiore profondità il materiale risulta argilloso con diversi gradi di plasticità. Le prove di permeabilità hanno poi confermato la presenza di materiali con bassa capacità di drenaggio. Il coefficiente  $k$  ricavato è infatti dell'ordine di grandezza di  $10^{-8}$ . Le prove di taglio invece hanno invece determinato sia per lo strato limoso che per quello argilloso un valore del coefficiente di attrito di circa  $30^\circ$ , compatibile anch'esso con l'analisi granulometrica.

Sono state effettuate da 3F LABORATORI la classificazione e le prove in cella triassiale dei campioni indisturbati prelevati in sito, i cui risultati sono poi stati confrontati con quelle svolte nel laboratorio ICEA. La classificazione presenta qualche differenza legata alla frazione granulometrica della sabbia e ai diversi valori dei limiti di Atterberg ma complessivamente risulta coerente. Per quanto riguarda la permeabilità il valore ricavato in cella triassiale risulta dello stesso ordine di grandezza mentre per la resistenza al taglio si nota una lieve differenza, poiché l'angolo di attrito ricavato è minore, probabilmente a causa della mancanza di controllo del drenaggio nelle prove dirette.

Infine, è stata analizzata la prova CPT denominata N per ricavare tramite le relazioni proposte da Robertson la sequenza stratigrafica e l'identificazione dei diversi litotipi e delle caratteristiche di resistenza e permeabilità tramite correlazioni con le grandezze di resistenza di

punta e laterale misurate in sito. I dati ricavati sono poi stati confrontati con i risultati delle prove di laboratorio. La prova CPT ha evidenziato una maggiore presenza di sabbia nei primi 5 m di profondità rispetto al laboratorio, ma sono state rilevate anche in questo caso la presenza di lievi discontinuità più sabbiose. I valori ricavati di permeabilità e di resistenza al taglio invece sono risultati non coerenti in alcuni casi, probabilmente a causa della influenza delle condizioni di parziale saturazione del corpo arginale, che non è nota nel dettaglio.

In conclusione, l'analisi geotecnica condotta sulla cresta della sezione test dell'argine del fiume Tagliamento ha fornito risultati che evidenziano la presenza di un nucleo limo-argilloso impermeabile, che soddisfa i requisiti di permeabilità richiesti alle strutture arginali. Il terreno di fondazione invece risulta argilloso, come atteso per un terreno soggetto a bonifica, con alcune discontinuità più sabbiose, compatibili con fenomeni alluvionali o risalite della linea di costa passate.

La sezione analizzata risulta però comunque in una zona definita critica nel Piano di Assetto Idrogeologico redatto dall'Autorità di bacino delle Alpi Orientali. La portata smaltibile in questo tratto è minore di quella che può transitare a monte e questo porta ad un possibile stato di sollecitazione molto elevato di tutta la struttura arginale, in condizioni di piena significativa. Necessiterebbe quindi di una maggiore conoscenza della struttura, per identificarne le sezioni critiche, e di un monitoraggio costante.

Il confronto effettuato tra le prove CPT e le indagini di laboratorio permette di ricavare dati utili per testare se le correlazioni di interpretazione delle prove CPT disponibili in letteratura per i terreni saturi siano efficaci anche su terreni insaturi, come quello della struttura arginale. L'utilizzo di prove di indagine in situ su larga scala può essere utile per avere un grado di conoscenza maggiore della stratigrafia e delle proprietà della struttura arginale in tutta la sua estensione. Le indagini di laboratorio possono invece essere utili per caratterizzare nel dettaglio le zone critiche o le discontinuità presenti.

## BIBLIOGRAFIA

CIRIA, Ministry of Ecology of United Kingdom, USACE. *The International Levee Handbook*. CIRIA, London. 2013. pp. 83-107, 156-174. ISBN: 978-0-86017-734-0.

Craig, R F. *Craig's Soil Mechanics, Seventh Edition*. CRC Press. 2004. ISBN: 978-0-41532-702-2

Facciorusso J., Madaia C., Vannucchi G., *Dispense di geotecnica*, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale - Università di Firenze, 2011, cap. 10-12

Favaretti, M. *Prove geotecniche di laboratorio*. Cleup, 1987. ISBN: 8871783017

Fontana A. *Tra Tagliamento e Livenza*. Geomorfologia della provincia di Venezia. Note illustrative della carta geomorfologica della provincia di Venezia. Esedra Editrice, Padova, 2004, pp. 195-217 ISBN: 88-86413-70-X

ISPRA. *Bilancio idrologico nazionale 2022*. Rapporto 288/2023

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. *Norme Tecniche per Le Costruzioni*. 2018.

Nanni, G., Minutolo, A., & Rapiti, E. *Rapporto città-clima 2023 - Speciale alluvioni*. LEGAMBIENTE. 2023.

Paronuzzi P. *La fragilità idrogeologica del bacino montano*. Il Tagliamento. CIERRE Edizioni, 2006. pp. 99-106. ISBN: 88-8314-372-8

Segreteria Tecnica dell'Autorità di Bacino. *Piano stralcio per l'assetto idrogeologico dei bacini idrografici dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave, Brenta-Bacchiglione – Relazione generale*, 2004.

Simonini, P., Cola, S., & Bersan, S. *Caratterizzazione geotecnica, meccanismi di collasso e monitoraggio degli argini fluviali*. Atti del XXV Convegno Nazionale di Geotecnica, Baveno. 4-6 giugno 2014.

Robertson, P. K. "Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from CPT." *2nd International symposium on cone penetration testing, Huntington Beach, CA, USA*. 2010.

Robertson, Peter K. "Soil behaviour type from the CPT: an update." *2nd International symposium on cone penetration testing*. Vol. 2. No. 56. Huntington Beach: Cone Penetration Testing Organizing Committee, 2010.

Simonini P. *Studio preliminare sulle caratteristiche geotecniche e sulle condizioni di stabilità degli argini del fiume Tagliamento nel tratto di pertinenza della Regione Veneto*. 2021.

Spaliviero, M. *Historic fluvial development of the Alpine-foreland Tagliamento river, Italy, and consequences for floodplain management*. *Geomorphology*, 52:317– 333. 06 2003.

Surian N. *Morfologia e dinamica degli alvei fluviali nel bacino montano*. Il Tagliamento. CIERRE Edizioni, 2006. pp. 87-91. ISBN: 88-8314-372-8

Surian N. *L'alveo del Tagliamento e le sue modificazioni negli ultimi due secoli*. Il Tagliamento. CIERRE Edizioni, 2006. pp. 146-151. ISBN: 88-8314-372-8

Ward, J. V., Tockner, K., Edwards, P. J., Kollmann, J., Bretschko, G., Gurnell, A. M., Petts, G. E., & Rossaro, B. *A reference river system for the Alps: The 'Fiume Tagliamento'*. *Regulated Rivers: Research & Management*, 15. pp. 63–75. 2009.