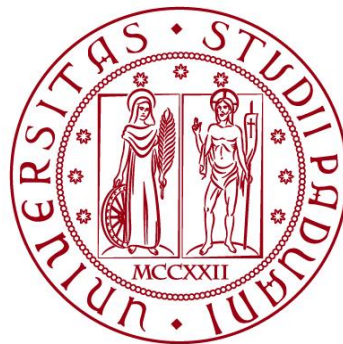


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E
AMBIENTALE

Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea in Ingegneria Civile



TESI DI LAUREA

**DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO
DELL'ARGINE DEL FIUME GRIZZAGA A
FOSSALTA DI MODENA**

Relatore: Chiar.mo PROF. FRANCESCA CECCATO

Laureando: GIULIA PACELLA

ANNO ACCADEMICO 2022-2023

INDICE

INTRODUZIONE	4
Capitolo 1 PROBLEMATICHE DI STABILITÀ DEGLI ARGINI E IMPORTANZA DEL MODELLO GEOTECNICO E DEL MONITORAGGIO	6
PREMESSA	6
1.1 I COMPONENTI DELL'ARGINE E LE LORO FUNZIONI	7
1.2 INSTABILITÀ NEGLI ARGINI	10
1.2.1 I POSSIBILI FATTORI D'INNESCO	10
1.2.2 I MECCANISMI DI INSTABILITÀ	11
1.3 IL MODELLO GEOTECNICO	14
1.3.1 MODELLO GEOTECNICO	14
1.3.2 VOLUME SIGNIFICATIVO	15
1.3.3 PARAMETRI GEOTECNICI E VALORI CARATTERISTICI	15
1.4 L'IMPORTANZA DEL MONITORAGGIO	16
Capitolo 2 INDAGINI GEOTECNICHE IN SITO E IN LABORATORIO	18
PREMESSA	18
2.1 INDAGINI IN SITO	19
2.1.2 SONDAGGIO	20
2.1.3 PROVE CPTU	21
2.2 PROVE DI LABORATORIO	41
2.2.1 DESCRIZIONE VISIVA	42
2.2.2 GRANULOMETRIA	49
2.2.3 PROVA DI TAGLIO ANULARE	57
Capitolo 3 MODELLO GEOTECNICO DEL FIUME GRIZZAGA	65
3.1 STRATIGRAFIA	65
3.2 PARAMETRI GEOTECNICI	71
BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA	92

INTRODUZIONE

La presente tesi si colloca all'interno di un progetto più ampio: quello dell'installazione di un sistema di monitoraggio innovativo sull'argine del fiume Grizzaga, a Fossalta di Modena.

La conoscenza dell'argine, dunque la definizione del suo modello geotecnico, infatti, permette di comprendere, analizzare, prevedere il comportamento dell'argine, e quindi interpretare i dati futuri del progetto.

Il primo capitolo della tesi si apre con una trattazione generale degli argini: cosa sono, quali sono gli elementi di cui sono composti, i possibili meccanismi di instabilità che si possono instaurare.

Il capitolo prosegue evidenziando l'importanza che il modello geotecnico ricopre nel comprendere il comportamento di queste strutture, e con una riflessione sul ruolo che il monitoraggio può ricoprire nella prevenzione delle situazioni di emergenza idrogeologica.

Nel secondo capitolo vengono trattate le prove geotecniche che sono state eseguite per studiare l'argine in questione.

La prima parte delle indagini è stata realizzata sul sito nell'agosto del 2022: sono stati eseguiti un sondaggio fino a 15 metri di profondità e 8 prove penetrometriche statiche con punta piezoconica.

In laboratorio sono state condotte delle prove sulle carote estratte dal sondaggio, in particolare modo si riporta la granulometria e si approfondisce la prova di taglio anulare.

Infine, nel terzo capitolo, si espone il modello geotecnico del sito: la stratigrafia dedotta dalle prove penetrometriche e dal sondaggio, e i parametri geotecnici che caratterizzano gli strati.

Capitolo 1

Problematiche di stabilità degli argini e importanza del modello geotecnico e del monitoraggio



Fig.1.1 – Argini del torrente Grizzaga.

PREMESSA

Il seguente capitolo ha come obiettivo quello di fornire le conoscenze di base degli argini: quali sono i loro componenti (e le relative funzioni) e i meccanismi che li portano ad instabilità.

Si procede nel definire cosa sia il modello geotecnico, oggetto della tesi stessa, anche tramite riferimenti normativi.

Infine, si conclude spiegando quale sia il ruolo del monitoraggio oggi, e della sua sempre maggiore importanza.

1.1 I COMPONENTI DELL'ARGINE E LE LORO FUNZIONI

L'argine è un sistema di difesa, la cui funzione principale è quella di proteggere i territori nei pressi di corsi d'acqua da possibili straripamenti in caso di eventi estremi.

Le sue parti principali sono:

- Il *terreno di fondazione*: parte di terreno situata sotto l'argine che interagisce con esso, è considerato come parte integrante.

Esso ha il compito di sostenere il peso del corpo arginale e al contempo fornire contributo in termini di impermeabilizzazione e filtrazione;

- Il *corpo arginale*: volume in rilevato, di sezione solitamente trapezoidale, può essere costituito da materiale coesivo o granulare (argilla, limo, sabbia e/o ghiaia), di norma reperito localmente.

È il principale sistema di difesa dei territori circostanti, dev'essere stabile nella sua struttura e di fronte alle sollecitazioni esterne.

L'argine può essere arricchito da una serie di componenti, che hanno l'obiettivo di garantire (CIRIA et al., 2013):

- *Protezione esterna*: da agenti esterni quali onde, corrente, agenti metereologici, attività animali e umane;
- *Stabilità*: sotto situazioni ordinarie e avverse. La massa e composizione dell'argine devono garantire solidità in condizioni normali di flusso del corso d'acqua ed essere in grado di resistere alla forza idrostatica durante gli eventi di piena;
- *Impermeabilità*: l'argine dev'essere in grado di contenere fenomeni di piena per un dato periodo, attraverso il controllo della quantità d'acqua in grado di fluire attraverso di esso;

- *Drenaggio*: la pressione dell'acqua interstiziale può essere causa di fenomeni di erosione interna o instabilità del nucleo arginale. È necessario, dunque, un sistema di drenaggio in grado di estrarre ed evacuare l'acqua al di fuori dal rilevato.
- *Filtrazione*: il fenomeno di filtrazione dev'essere indirizzato e contenuto al fine di impedire il trasporto incontrollato da parte dell'acqua di materiale granulare, specialmente all'interfaccia tra due strati eterogenei, che può causare aumento di permeabilità e perdita di stabilità.

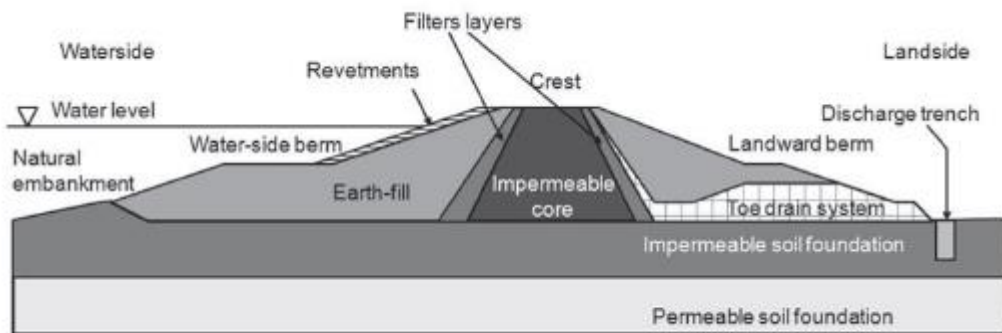


Fig.1.2 – Schema generale delle componenti principali di un sistema arginale (CIRIA et al., 2013).

Nella Fig.2 è illustrata la collocazione di questi elementi che, in generale, possono far parte o meno della sezione dell'argine.

Segue una breve spiegazione delle componenti e delle loro funzioni.

1 *Nucleo impermeabile* (Impermeable core)

Nel caso il corpo del rilevato arginale non sia in grado di garantire un livello di impermeabilizzazione adeguato, a causa dei materiali che lo compongono o delle loro caratteristiche idrauliche, è necessario l'inserimento di un elemento specifico che ricopra questa funzione.

Esso può presentarsi sotto forma di:

- Nucleo impermeabile centrale, costituito da argilla o bentonite;
- Rivestimento esterno, sempre composto da materiale poco permeabile come l'argilla.

2. *Cresta* (Crest)

Strato superiore dell'argine, solitamente orizzontale. Esso contribuisce alla protezione dell'argine dagli agenti esterni che possono portare ad erosione, e può fungere anche da zona di transito.

3 *Rivestimenti spondali* (Revetments)

Strati che rivestono le superfici inclinate del corpo arginale; possono essere costituiti da erba, materiale grossolano, asfalto, geotessili, etc.

La loro funzione principale è quella di proteggere l'argine da erosioni esterne, che possono essere causate:

- Dal lato del corso d'acqua: dalla corrente o dalle onde;
- Dal lato campagna: dallo scorrimento di materiale superficiale, da agenti esterni ed eventualmente dall'acqua in caso di scavalco del corpo arginale.

4. *Berme* (Berms)

Estensioni dell'argine composte da materiali di riporto o rocce, stabilizzano la scarpata e allungano il percorso di filtrazione sotto l'argine.

5. *Strati filtranti* (Filters layers)

Zone di materiale permeabile o geotessile, sono collocate in corrispondenza delle superfici d'interfaccia tra uno strato e l'altro o tra il corpo arginale e i dreni, al fine di impedire il trasporto di particelle fini da parte dell'acqua.

6. *Sistema di drenaggio e filtrazione* (Drainage and seepage system)

Il sistema di drenaggio può essere posto al piede del lato campagna o alle spalle del nucleo impermeabile al fine di ridurre la pressione nei pori dell'argine e di raccogliere e reindirizzare l'acqua all'esterno dell'argine stesso.

1.2 INSTABILITÀ NEGLI ARGINI

1.2.1 I POSSIBILI FATTORI D'INNESCO

L'instabilità di un argine ha luogo nel momento in cui l'argine o una sua parte subisce uno scorrimento lungo una superficie di taglio, che può trovarsi all'interno del rilevato stesso o nel terreno di fondazione.

Numerosi fattori possono contribuire all'innescarsi di fenomeni di instabilità:

- *Carico/scarico*: prima causa di spostamento delle particelle sono il carico sulla cresta e/o lo scarico ai piedi dell'argine, eseguiti in maniera non adeguata o in maniera accidentale;
- *Pressione dell'acqua*: nel caso di acqua alta e di conseguente saturazione dell'argine, questo non riesce a drenare l'acqua tanto velocemente quanto il livello del corso d'acqua scende, causando un aumento di peso del rilevato e innescando instabilità dei versanti, specialmente nei terreni meno densi. La forte presenza di acqua nei pori riduce la resistenza a taglio e quindi a scivolamento dell'argine;
- *Peggioramento delle caratteristiche dei materiali*, che può portare a minore resistenza a taglio e quindi maggiore suscettibilità agli spostamenti;
- *Attività umane*: cantieri nelle vicinanze possono intaccare la struttura per reperimento di materiale, vibrazioni causate da scavi o altro possono condurre a liquefazione;
- *Attività animali*: le tane scavate dagli animali possono diventare vie preferenziali per i fenomeni di filtrazione e condurre a cedimenti differenziali;

- *Presenza di vegetazione arborea*: sviluppo e la decomposizione delle radici, movimenti di terreno quando gli alberi sono fortemente inclinati dal vento;
- *Impatti*: possono causare spostamenti di particelle o liquefazione;
- *Attività sismica*: gli spostamenti verticali e/o orizzontali provocati dal sisma possono causare instabilità di versante. La liquefazione eventualmente indotta può risultare in un collasso sia del corpo arginale che del terreno di fondazione, specialmente in terreni saturi e poco densi;
- *Erosione*: pericolosa se avviene ai piedi dell'argine.

1.2.2 I MECCANISMI DI INSTABILITÀ

In generale i meccanismi di instabilità possono variare con la configurazione geometrica della sezione, intesa come disposizione dei componenti dell'argine; di seguito si elenca i principali meccanismi individuali di instabilità.

1. Instabilità rotazionale di tipo superficiale

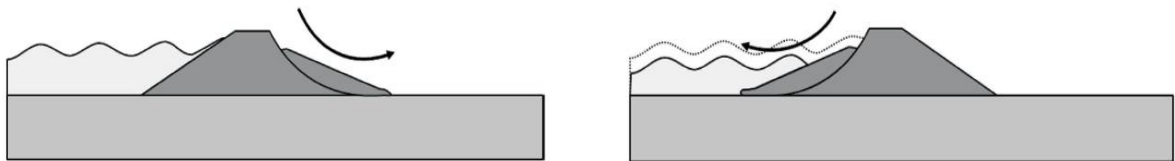


Fig.1.3 (sinistra) – Instabilità rotazionale di tipo superficiale del paramento esterno (CIRIA et al., 2013).

Fig.1.4 (destra) – Instabilità rotazionale di tipo superficiale del paramento interno dovuto ad un abbassamento rapido del livello del corso d'acqua (CIRIA et al., 2013).

Nel tempo le sponde dell'argine possono subire erosione e, nel caso di rilevati in argilla compattati, rammollirsi, perdendo le caratteristiche originarie di resistenza al taglio.

L'alternarsi delle stagioni può peggiorare la situazione: nei mesi estivi l'argine si secca e si possono formare delle crepe; queste, poi, diventano vie preferenziali per l'infiltrazione dell'acqua durante le stagioni più fredde e piovose.

In particolare, il paramento interno, esposto al corso d'acqua, è particolarmente affetto dall'andamento di questo.

Le correnti e le onde possono generare erosione, e il rapido abbassamento del livello a seguito della piena è particolarmente gravoso per l'argine, sottoposto a forze di richiamo da parte del fiume, che possono compromettere la resistenza della struttura.

1. Instabilità rotazionale di tipo profondo



Fig.1.5 (sinistra) – Instabilità rotazionale di tipo profondo del paramento esterno (CIRIA et al., 2013).

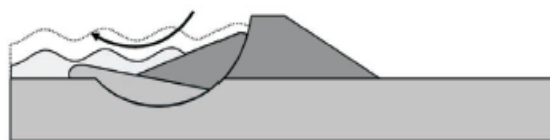


Fig.1.6 (destra) – Instabilità rotazionale di tipo profondo del paramento interno (CIRIA et al., 2013).

I fenomeni di scorrimento profondo sono attivati da cambiamenti di condizioni esterne, quali l'applicazione di un carico pesante sulla cresta, l'innalzamento dell'argine, lo scavo di un canale drenante ai piedi dell'argine, un fenomeno di piena di lunga durata, alte pressioni dell'acqua in un sottostrato permeabile del terreno di fondazione.

Questo fenomeno di instabilità coinvolge sia il corpo arginale che il terreno di fondazione: si manifesta come crepe e inclinazione del terreno sulla cresta, rigonfiamento delle sponde, in particolare alla base, sollevamento dei terreni di fronte al piede, indebolimento del terreno di fondazione.

2. Scorrimento traslativo

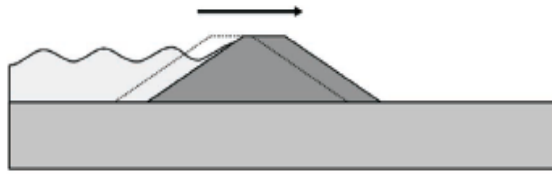


Fig.1.7 – Scorrimento traslativo (CIRIA et al., 2013).

Lo scorrimento orizzontale dell'argine o dei suoi strati avviene nel momento in cui i materiali coesivi che compongono gli strati, argille o torbe, dimostrano scarse caratteristiche meccaniche di resistenza: dunque la resistenza al taglio non drenata non è sufficiente a contrastare la forza del corso d'acqua (in genere in condizioni di piena).

3. Cedimenti per consolidazione

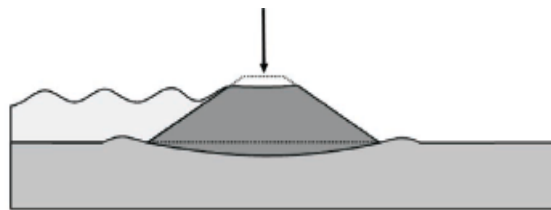


Fig.1.8 – Cedimenti dell'argine per consolidazione (CIRIA et al., 2013).

Un grande numero di argini è costruito su zone di golena, oppure su terreni di fondazione contenenti strati di argilla o torbe.

È ben noto che questo tipo di materiali coesivi subisca nel tempo dei cedimenti, a causa del processo di consolidazione indotto dal peso del rilevato.

Questi cedimenti possono portare ad un livello di performance dell'argine non più opportuno: infatti l'altezza dell'argine potrebbe non essere più sufficiente a contenere gli eventi di piena, e l'acqua potrebbe scavalcare l'argine, allagando i territori circostanti.

Inoltre, possono insorgere cedimenti differenziali, in grado di causare crepe o caratteristiche di resistenza disomogenee.

4. Liquefazione e sollevamento

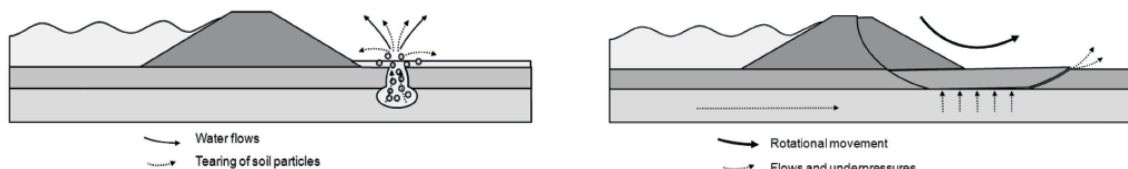


Fig.1.9 (sinistra) – Fontanazzo al piede dell’argine (CIRIA et al., 2013).

Fig.1.10 (destra) – Instabilità per sollevamento (CIRIA et al., 2013).

Un importante aumento di pressione interstiziale, talvolta causato da vibrazioni del terreno, di natura umana o sismica, è in grado di innescare il cosiddetto fenomeno di *liquefazione*, ovvero la perdita totale di resistenza di taglio del terreno a causa dell’annullamento delle tensioni efficaci; oppure la creazione dei cosiddetti *fontanazzi* sul lato campagna (*sifonamento*), cioè fuoriuscita di acqua dal suolo, in zone più permeabili, attraverso condotti nel rilevato o nel terreno di fondazione.

Entrambi i fenomeni possono generare conseguenze molto gravi; nel primo caso si manifestano nell’immediato, mentre nel secondo caso si possono sviluppare nel tempo: i condotti, se non riparati, possono espandersi a ritroso verso la sponda interna dell’argine, provocando il collasso dell’intera struttura.

5. Capacità portante

L’instabilità si manifesta sotto forma di collasso del corpo arginale se il terreno di fondazione non è dotato di capacità portante sufficiente a sostenerne il peso.

1.3 IL MODELLO GEOTECNICO

1.3.1 MODELLO GEOTECNICO

Le Norme Tecniche delle Costruzioni (2018) definiscono il *modello geotecnico*:

“Per modello geotecnico di sottosuolo si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico. Nel modello

geotecnico di sottosuolo devono essere definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici.” (NTC 2018)

La caratterizzazione del suolo e, di conseguenza, la definizione del modello geotecnico, è il *primo* passo della progettazione dell’opera/intervento che si intende eseguire; il programma delle indagini geotecniche dev’essere razionalmente stabilito dal progettista in funzione di ciò che si intende progettare, e dev’essere basato sullo studio dei modelli geologici.

1.3.2 VOLUME SIGNIFICATIVO

“Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.” (NTC 2018)

Nel caso degli argini, il suggerimento da parte dell’AGI (Associazione Geotecnica Italiana) è di considerare come volume significativo quello rappresentato nella Fig. 1.11.

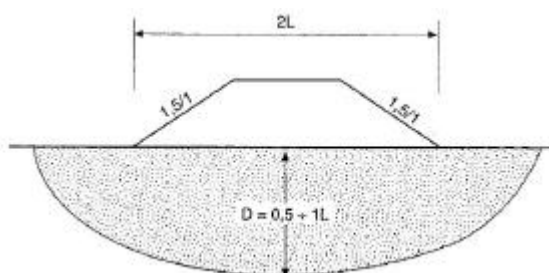


Fig.1.11 – Volume significativo nel caso di rilevati (AGI, 1977).

1.3.3 PARAMETRI GEOTECNICI E VALORI CARATTERISTICI

“Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall’interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito.” (NTC 2018)

I parametri geotecnici d’interesse nel caso di dispositivi di ritenuta in terreno sciolto, quali gli argini, possono essere: condizioni di stato, il coefficiente di spinta orizzontale, la resistenza al taglio (drenata e non drenata), il modulo elastico, il peso specifico, il coefficiente di

consolidazione, la permeabilità, proprietà chimiche, il modulo di taglio, la stratigrafia, le condizioni della falda.

I parametri geotecnici e la stratigrafia di questo caso in studio andranno a costituire la taratura sulla quale si baserà il progetto futuro di installazione di una rete di monitoraggio innovativa, intessuta di fibre ottiche, al fine di misurare le deformazioni dell'argine.

1.4 L'IMPORTANZA DEL MONITORAGGIO

Nelle Norme Tecniche delle Costruzioni (2018) la definizione e il ruolo chiave del monitoraggio geotecnico vengono espressi con chiarezza:

“6.2.6. MONITORAGGIO DEL COMPLESSO OPERA-TERRENO

Il monitoraggio del complesso opera-terreno e degli interventi consiste nella installazione di un'appropriata strumentazione e nella misura di grandezze fisiche significative - quali spostamenti, tensioni, forze e pressioni interstiziali - prima, durante e/o dopo la costruzione del manufatto.

Il monitoraggio ha lo scopo di verificare la corrispondenza tra le ipotesi progettuali e i comportamenti osservati e di controllare la funzionalità dei manufatti nel tempo. [...]

Se previsto, il programma di monitoraggio deve essere definito e illustrato nella relazione geotecnica.”

In particolare, nel caso di *opere di materiali sciolti e fronti di scavo* (6.8), categoria a cui si possono ricondurre gli argini, si specifica:

“6.8.5. CONTROLLI E MONITORAGGIO

Durante la costruzione devono essere eseguite prove di controllo secondo un programma di prove commisurato alla tipologia ed importanza del manufatto, in modo da assicurare un congruo numero di misure significative. Con il monitoraggio si deve accertare che i valori delle grandezze misurate, quali ad esempio spostamenti e pressioni interstiziali, siano compatibili con i requisiti di sicurezza e funzionalità del manufatto e di quelli delle costruzioni contigue.”

Se quindi quella del monitoraggio è un'attività prevista già “in condizione ordinarie”, essa risulta ancora più fondamentale ed urgente nel contesto straordinario dell'emergenza climatica al giorno d'oggi.

Una delle manifestazioni più evidenti è infatti proprio il cambiamento a livello meteorologico: in Italia lunghi periodi di siccità si alternano a repentini episodi di piogge sempre più brevi e intense, che mettono in crisi il sistema idrico.

Un episodio notevole è, ad esempio, l'alluvione che ha colpito l'Emilia-Romagna nei primi di dicembre 2020, dove solo nel modenese, secondo Arpae (Agenzia Prevenzione Ambiente Energia) Emilia-Romagna, sono piovuti 200mm di pioggia in 48 ore.

L'alluvione ha causato la più grande piena storicamente registrata del fiume Panaro e la rottura dell'argine destro in località Gaggio (Castelfranco Emilia), allagando i territori circostanti per 15km².



Fig.1.12 - Rottura dell'argine del fiume Panaro, foto dei Vigili del Fuoco.

In tale occasione, la corrente del Panaro è stata rigurgitata al nodo di confluenza del torrente Tiepido, risalendo lungo il suo corso e arrivando al torrente Grizzaga stesso, suo affluente, dove secondo Arpae ha causato: “erosione in sinistra del corpo arginale con scalzamento della fondazione di un ponte privato ed interessamento del corpo arginale in sinistra idraulica”.

È più evidente che mai il ruolo chiave che il monitoraggio delle opere di ritenuta andrà a costituire nel futuro, e la ricerca di nuove soluzioni innovative potrebbe essere in grado di evitare danni ingenti a territori, strutture e persone.

Capitolo 2

Indagini geotecniche in sito e in laboratorio

PREMESSA

Il seguente capitolo offre una panoramica delle indagini geotecniche eseguite al fine di studiare la stratigrafia e le caratteristiche meccaniche dell'argine del torrente Grizzaga.

Esse possono essere schematizzate come:

- Indagini in sito: sondaggio, prove CPTu;
- Prove di laboratorio: granulometria, prova di taglio anulare.

È importante che entrambi i tipi di indagine procedano in parallelo: sebbene determinati tipi di prove garantiscano maggiore accuratezza nella valutazione di determinati parametri, la possibilità di avere a disposizione più risultati permette di chiarire eventuali interpretazioni dubbie, e in generale di integrare i dati in modo tale da avere una conoscenza più completa ed accurata del caso.

È inoltre necessario specificare l'importanza della consultazione, eseguita a monte, delle indagini pregresse, che permette di inquadrare da subito il contesto e le problematiche che sarà possibile riscontrare durante l'indagine stessa.

2.1 INDAGINI IN SITO

Le indagini geotecniche sull'argine del fiume Grizzaga (sinistra idrografica), sono state eseguite tra il 10 e il 12 agosto 2022.

Sono stati realizzati:

- 1 sondaggio a carotaggio continuo;
- 8 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono CPTu.



Fig.2.1 – Ripresa satellitare del sito di interesse a Fossalta di Modena

Nel seguito si riportano le coordinate delle prove nel sistema WGS 84 / UTM 32N (Tab.2.1) e un'immagine satellitare che mostra la loro ubicazione (Fig. 2.2).

INDAGINE	LATITUDINE	LONGITUDINE	QUOTA
S1	4943030,9261	656569,2224	35.2230 m s.l.m.
CPTu1	4943012,0869	656528,0549	34.9993 m s.l.m.
CPTu2	4943019,3167	656543,7404	34.8762 m s.l.m.

CPTu3	4943026,2473	656560,2218	35.0001 m s.l.m.
CPTu4	4943035,0736	656577,0579	35.2610 m s.l.m.
CPTu5	4943042,8224	656593,1078	35.1459 m s.l.m.
CPTu6	4943050,0017	656610,2127	35.5117 m s.l.m.
CPTu7	4943013,0764	656555,1085	30.7351 m s.l.m.
CPTu8	4943050,9713	656582,8039	33.1240 m s.l.m.

Tab.2.1 – Coordinate delle indagini eseguite sul sito.

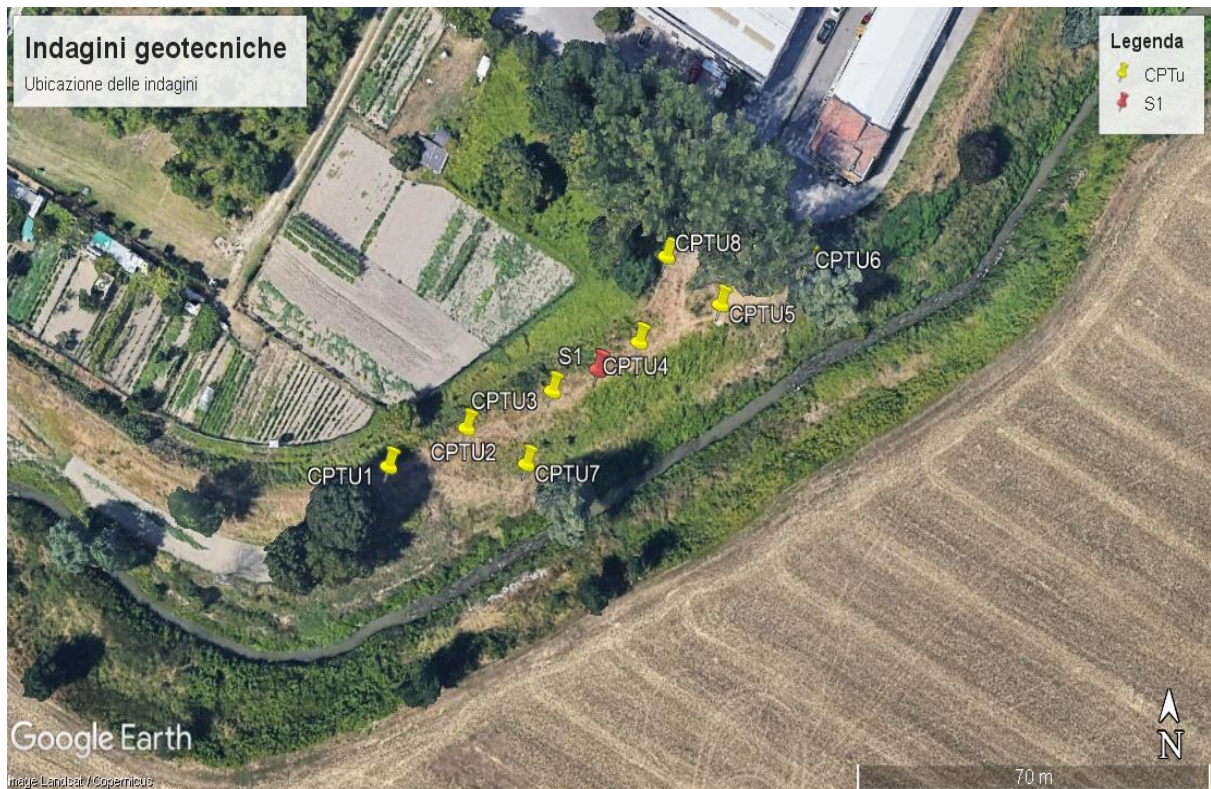


Fig.2.2 – Ubicazione delle indagini in sito.

2.1.2 SONDAGGIO

Il sondaggio, eseguito in data 11/08/2022, è di tipo “a rotazione” e “continuo”: l’avanzamento dell’utensile è realizzato per mezzo della simultanea spinta e rotazione impressa idraulicamente tramite la batteria di aste ad esso collegata.

L'utensile di perforazione è un tubo carotiere con testa dentata: quello adoperato, in particolare, è un carotiere di tipo T1 di 101mm di diametro esterno.

La strumentazione utilizzata è la Perforatrice Ellettari EK200S.

Si è raggiunta la profondità di 15,00m al di sotto del piano campagna; le carote prelevate sono state raccolte in cassette catalogatrici in pvc a 5 scomparti, di lunghezza 1m ciascuno.

La seguente tabella (Tab.2.2) raccoglie le informazioni circa le profondità a cui sono stati prelevati i campioni:

CAMPIONE	PROFONDITÀ
S1C1	-1.10 ÷ -1.40 m da p.c.
S1C2	-2.50 ÷ -2.80 m da p.c.
S1C3	-4.00 ÷ -4.40 m da p.c.
S1C4	-5.40 ÷ -5.90 m da p.c.

Tab.2.2 – Profondità di estrazione delle carote.

2.1.3 PROVE CPTU

Generalità

Le *prove penetrometriche statiche*, altresì dette CPT (Cone Penetration Test), sono un metodo indiretto per risalire alla stratigrafia probabile di un sito.

Particolarmente apprezzate per la loro rapidità ed economicità., esse sono anche in grado di fornire, con affidabilità variabile, caratteristiche di resistenza al taglio e di deformabilità.

I penetrometri statici sono distinti in *penetrometri meccanici* (CPTm) e *penetrometri elettrici* (CPTe).

I primi, che sono anche i più antichi, sono costituiti da una colonna di aste, ricoperte da una tubazione di rivestimento, e da una punta conica finale.

Tramite martinetto, è spinta nel terreno dapprima la punta, poi il rivestimento, e infine entrambi, per tratti di lunghezza pressoché pari a 10cm (Fig. 2.3).

Questa sequenza permette di misurare separatamente la resistenza di punta e quella laterale.

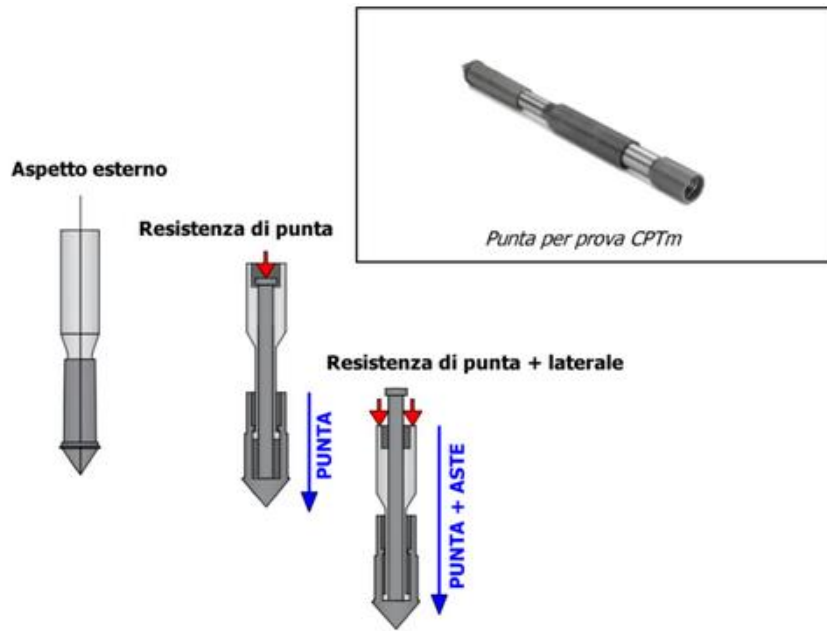


Fig.2.3 – Schema di avanzamento della prova CPTm, GeoStru, “La prova penetrometrica statica CPT (Cone Penetration Test)” (<https://blog.geostru.eu/la-prova-penetrometrica-statica-cpt-cone-penetration-test/>).

Oggigiorno i penetrometri elettrici (CPTe) sono di gran lunga più diffusi: essi presentano una sola batteria di aste, e sono dotati di sensori di carico interni che rilevano in maniera quasi continua, ogni centimetro, la resistenza sulla punta q_c e l’attrito laterale sul manicotto f_s .

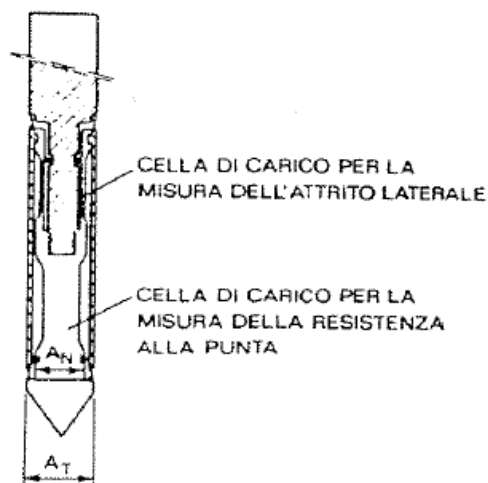


Fig.2.4 – Schema della punta di un penetrometro CPTe (Lancellotta, R., “Geotecnica”. Zanichelli, 1987)

Essi posseggono il grande vantaggio di poter registrare misurazioni aggiuntive, grazie alla possibilità di associare particolari punte specifiche.

Un caso notevole è quello della cosiddetta prova “CPTu”, in grado di misurare la pressione interstiziale tramite punte specifiche dotate di filtri porosi e trasduttori di pressione (in questo caso si parla di *piezocono*).

I filtri porosi, che devono sempre essere mantenuti saturi, possono essere collocati a metà della punta (u_1), appena dietro essa (u_2), o attorno al manicotto (u_3).



Fig.2.5 (sinistra) – Possibile posizionamento del filtro poroso nelle punte CPTu (Roberson et al., 1998).

Fig.2.6 (destra) – Punta con filtro poroso, GeoStru, “La prova penetrometrica statica CPT (Cone Penetration Test)” (<https://blog.geostru.eu/la-prova-penetrometrica-statica-cpt-cone-penetration-test/>).

Le prove penetrometriche sono standardizzate, secondo le indicazioni dell’ASTM (American Society for Testing and Materials), sia nella geometria che nella modalità di esecuzione:

- la punta conica presenta un’apertura di 60° , ed è in genere di diametro pari a $d=3.6\text{cm}$, per un’area di 10cm^2 ;
- l’area della superficie laterale è pari a 150cm^2 ;
- la prova è eseguita con velocità di avanzamento costante, pari a 20mm/s .

Prove CPTU a Fossalta di Modena

Il penetrometro utilizzato è di tipo CPTe/u Pagani da 200kN di spinta, montato su un autocarro gommato a trazione integrale.

Si riportano la profondità massima raggiunta da ciascuna prova e la relativa quota della falda, rilevata in un secondo momento tramite freatimetro acustico.

INDAGINE	PROFONDITÀ	LIVELLO DELLA FALDA
CPTu1	-9,98m da p.c.	-6,30m da p.c. (10/08/22)
CPTu2	-10,03m da p.c.	FORO CHIUSO DA PROVA PENETROMETRICA CPTU considerata -6.50 m da p.c.
CPTu3	-10,05m da p.c.	FORO CHIUSO DA PROVA PENETROMETRICA CPTU considerata -5.20 m da p.c.
CPTu4	-10,07m da p.c.	-5,80m da p.c. (12/08/22)
CPTu5	-10,04m da p.c.	FORO CHIUSO DA PROVA PENETROMETRICA CPTU considerata -6.50 m da p.c.
CPTu6	-9,96m da p.c.	FORO CHIUSO DA PROVA PENETROMETRICA CPTU considerata -6.30 m da p.c.
CPTu7	-10,05m da p.c.	-3,20m da p.c. (10/08/22)
CPTu8	-10,02m da p.c.	-3,80m da p.c. (12/08/22)

Tab.2.3 – Profondità delle prove CPTu e livello di falda rilevato.

Per ognuna delle 8 prove sono stati raccolti i seguenti dati:

- la profondità di infissione (*Depth*) in metri;
- la resistenza di punta q_c in kPa;
- l'attrito laterale f_s in kPa;
- la pressione interstiziale u (u_2) in kPa.

I dati sono inseriti per l'elaborazione all'interno della piattaforma di programmazione e calcolo numerico *Matlab*, insieme alla quota del piano campagna di ciascun punto e quella relativa della falda, rilevata tramite freatimetro elettroacustico.

Non avendo inizialmente conoscenza della stratigrafia e delle caratteristiche del terreno, si assume ragionevolmente un peso di volume specifico pari a $\gamma=19\text{kN}/\text{m}^3$.

Si presume, tramite semplificazione, che la pressione della falda si distribuisca in maniera idrostatica.

Si valuta dunque la tensione verticale totale σ ed efficace σ' del terreno tramite le leggi:

$$\sigma_{v0} = \gamma * Depth \quad [kPa]$$

$$\sigma_{v0}' = \sigma_{v0} - u_0 = (\gamma - \gamma_w) * Depth \quad [kPa]$$

dove $\gamma_w = 9.806\text{kN}/\text{m}^3$ è il peso specifico dell'acqua e u_0 è la pressione idrostatica dell'acqua a partire dalla quota della falda.

Dal momento che la misura della resistenza di punta q_c è influenzata dalla presenza della falda, per geometria di costruzione del piezocono, è necessario apporre una correzione per riportarla ad un valore corretto:

$$q_t = q_c + u(1 - a) \quad [kPa]$$

dove a è un parametro di forma indicato dal costruttore (nel nostro caso $a=0.8$).

Si plottano dunque i primi grafici in grado di identificare, in maniera approssimativa, una prima distribuzione di strati del sottosuolo: i valori di q_t , f_s e u rispetto alla profondità di indagine.

In generale il parametro q_c (e di conseguenza q_t) risulta più elevato nel caso delle sabbie (2-30Mpa), mentre nelle argille si assesta a 0-2Mpa, a causa dell'angolo di resistenza al taglio minore e dell'influenza della pressione interstiziale.

La pressione interstiziale u , al contrario, presenta valori più alti all'interno di terreni coesivi: infatti le sovrappressioni generate dalla spinta del penetrometro non si dissipano tanto velocemente quanto è il tempo richiesto dalla prova, quando invece nei terreni grossolani la distribuzione risulta molto vicina all'idrostatica.

Anche le misure di f_s assumono valori più alti all'interno dei terreni coesivi, ma esse sono ritenute da Lancellotta come “scarsamente attendibili e poco ripetibili, in quanto sono influenzate da diversi fattori quali lo stato di usura del manicotto, la pressione dei pori, etc.”.

Di seguito si riportano i grafici dei parametri del sito di Fossalta (MO): q_t , f_s e u (u_0), in funzione della profondità, elaborati tramite *Matlab*.

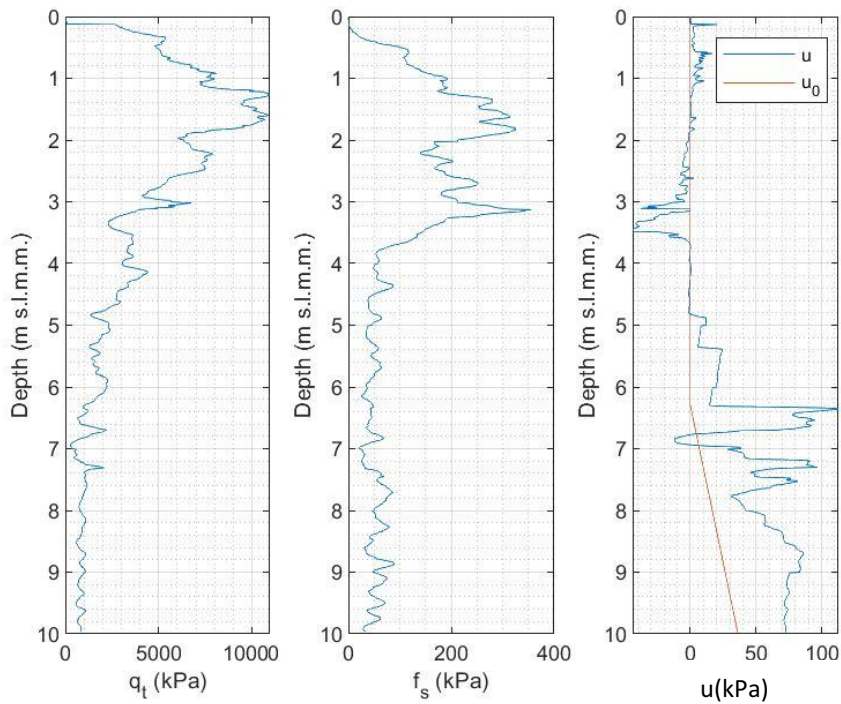


Fig.2.7 – CPTu 1: q_t , f_s e u (u_0), in funzione della profondità.

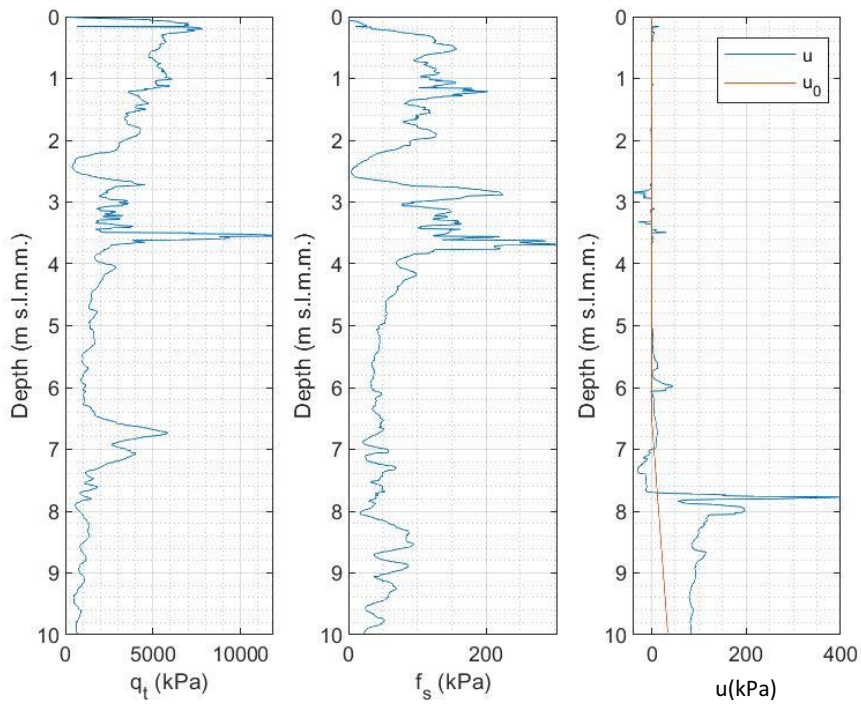


Fig.2.8 – CPTu 2: q_t , f_s e u (u_0), in funzione della profondità.

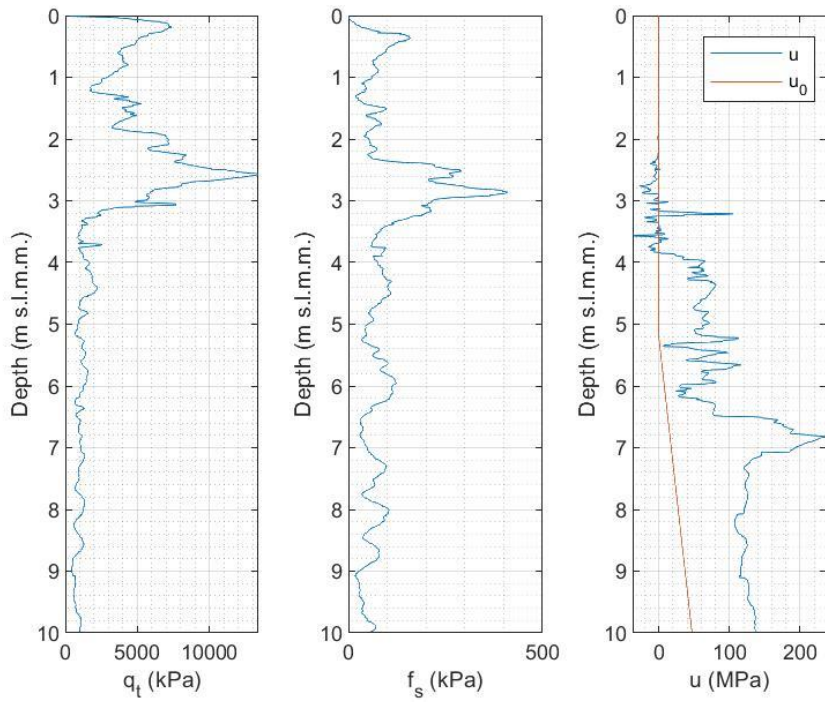


Fig.2.9 – CPTu 3: q_t , f_s e u (u_0), in funzione della profondità.

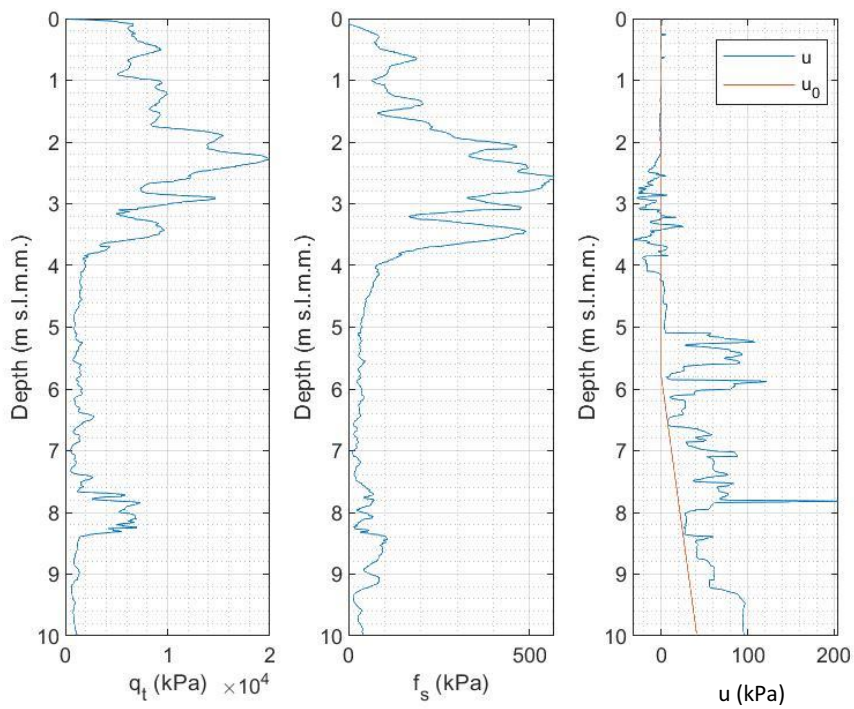


Fig.2.10 – CPTu 4: q_t , f_s e u (u_0), in funzione della profondità.

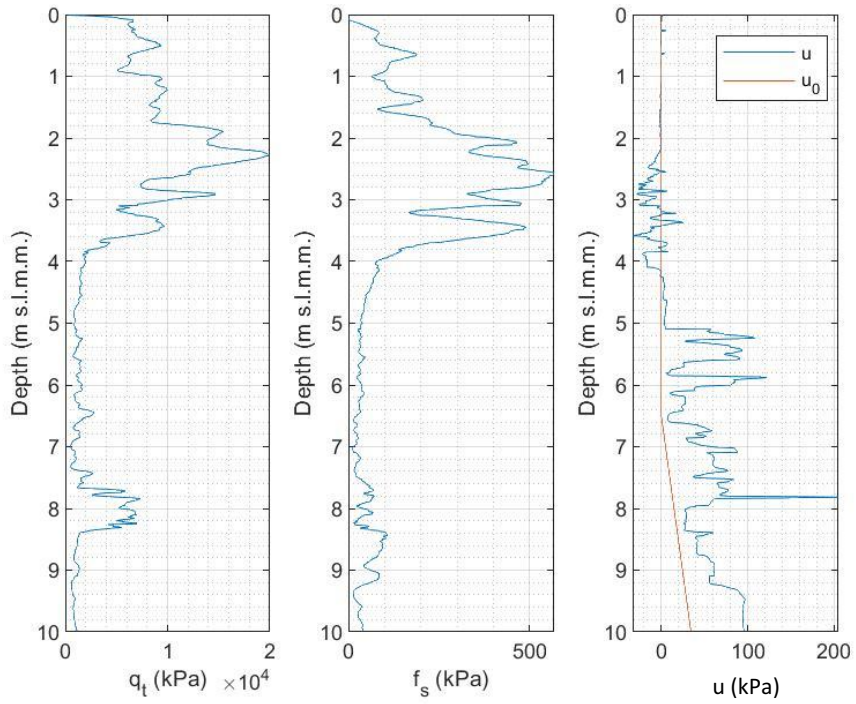


Fig.2.11 – CPTu 5: q_t , f_s e u (u_0), in funzione della profondità.

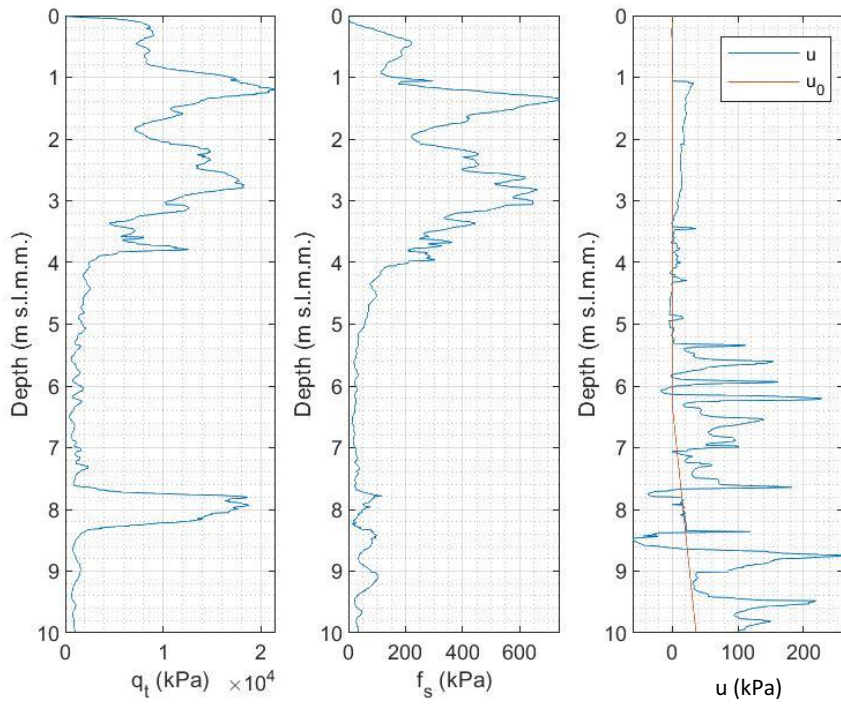


Fig.2.12 – CPTu 6: q_t , f_s e u (u_0), in funzione della profondità.

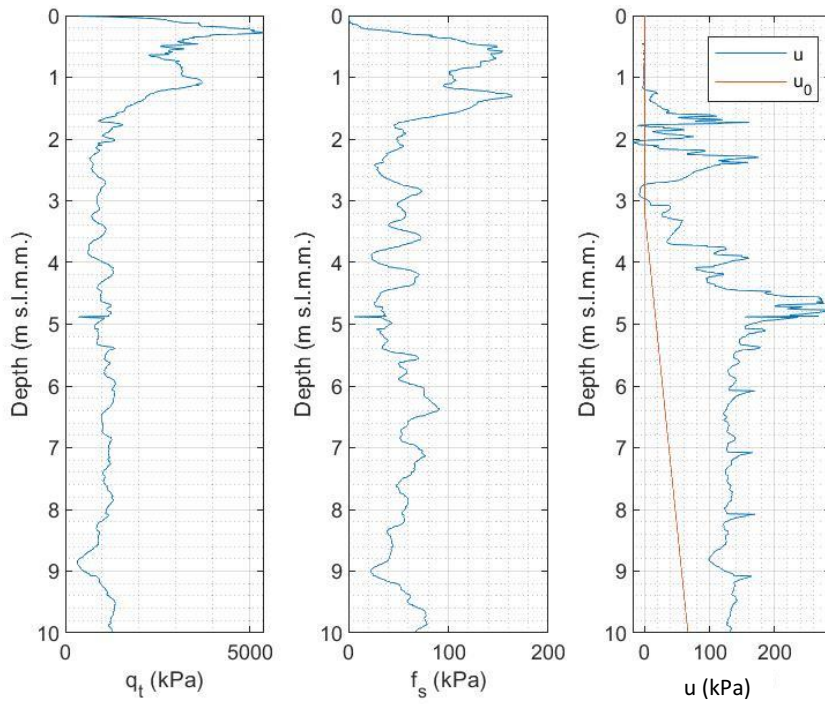


Fig.2.13 – CPTu 7: q_t , f_s e u (u_0), in funzione della profondità.

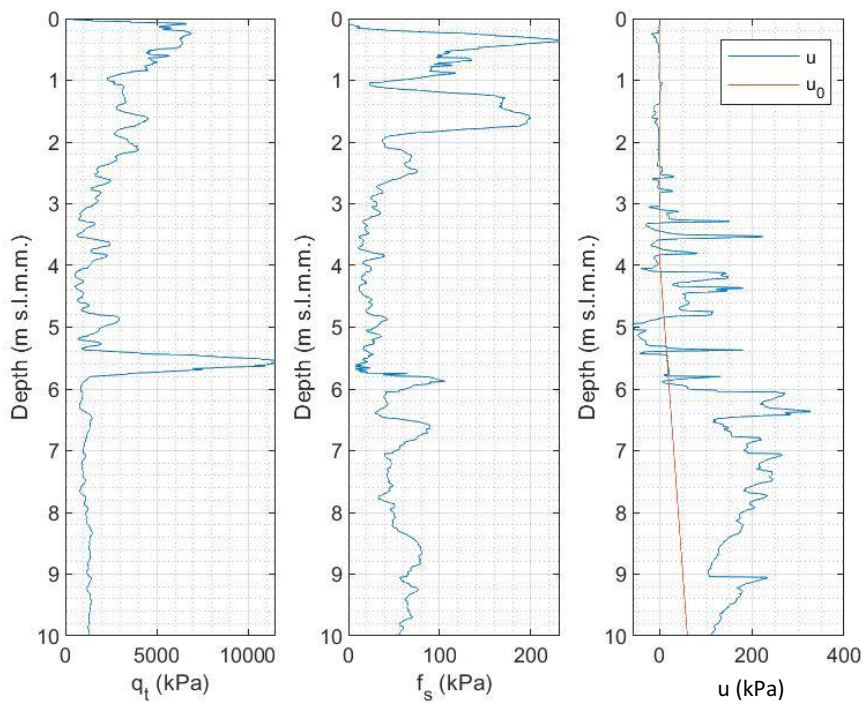


Fig.2.14 – CPTu 8: q_t , f_s e u (u_0), in funzione della profondità.

Le prove evidenziano, ad una prima ispezione, due macrostrati: un primo strato di materiale grossolano, fino ai 3-4m; un secondo strato simil-argilloso per il resto della profondità, con qualche possibile “inquinamento” di matrice sabbiosa attorno ai 7-8m in alcune zone.

Per ottenere dei risultati di maggior accuratezza, si calcola I_c , ovvero il *Soil Classification Index*, così definito:

$$I_c = [(3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2]^{0.5}$$

dove:

$$Q_t = \frac{qt - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'}$$

è la resistenza di punta qt normalizzata rispetto alla tensione verticale nel punto di misura

$$F_r = \frac{fs}{qt - \sigma_{v0}} * 100$$

è il rapporto delle resistenze normalizzato (Friction Ratio).

L'indice I_c definisce il comportamento meccanico del terreno, ed è correlato alla granulometria. Il valore $I_c=2.6$, in particolare, separa i terreni “sand-like” da quelli “clay-like”.

Nel 1990 Robertson individua 9 categorie di terreni (Fig.) in funzione dei valori di I_c :

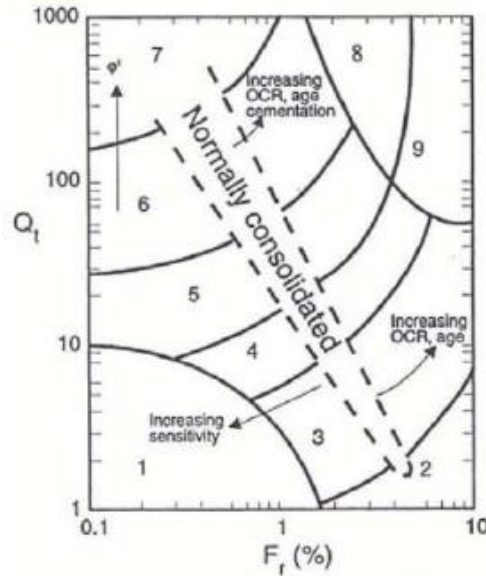


Fig.2.15 – Carta di interpretazione di Robertson (1990).

1. Terreno sensitivo a grana fine (N/A)
2. Terreno organico, torba ($I_c > 3.6$)
3. Argille: da argille ad argille limose ($2.95 < I_c < 3.6$)
4. Limi: da limi argillosi ad argille limose ($2.60 < I_c < 2.95$)
5. Sabbie: da sabbie limose a limi sabbiosi ($2.05 < I_c < 2.60$)
6. Sabbie: da sabbie pulite a sabbie limose ($1.31 < I_c < 2.05$)
7. Da sabbie ghiaiose a sabbie ($I_c < 1.31$)
8. Da sabbie molto dense a sabbie argillose (N/A)
9. Terreni fini granulari molto duri. (N/A).

Nel 2009 Robertson ripropone un nuovo valore della resistenza di punta normalizzata Q_{tn} , che descrive con maggior precisione il comportamento dei terreni grossolani più superficiali:

$$Q_{tn} = \frac{qt - \sigma_{v0}}{p_a} * \left(\frac{p_a}{\sigma_{v0}'} \right)^n$$

dove

$$n = 0.38I_c + 0.05 \frac{\sigma_{v0}'}{p_a} - 0.15 \leq 1.$$

Dal momento che I_c e n sono dipendenti l'uno dall'altro, è necessario compiere delle iterazioni a partire dal valore iniziale di $n=1$ (quindi $Q_{tn}=Q_t$), aggiornando quindi man mano anche il valore di I_c .

Si calcola infine, per completezza, la *pore pressure ratio* (ovvero il rapporto della pressione nei pori):

$$B_q = \frac{u - u_0}{qt - \sigma_{v0}}$$

che assume valori maggiori nei terreni coesivi.

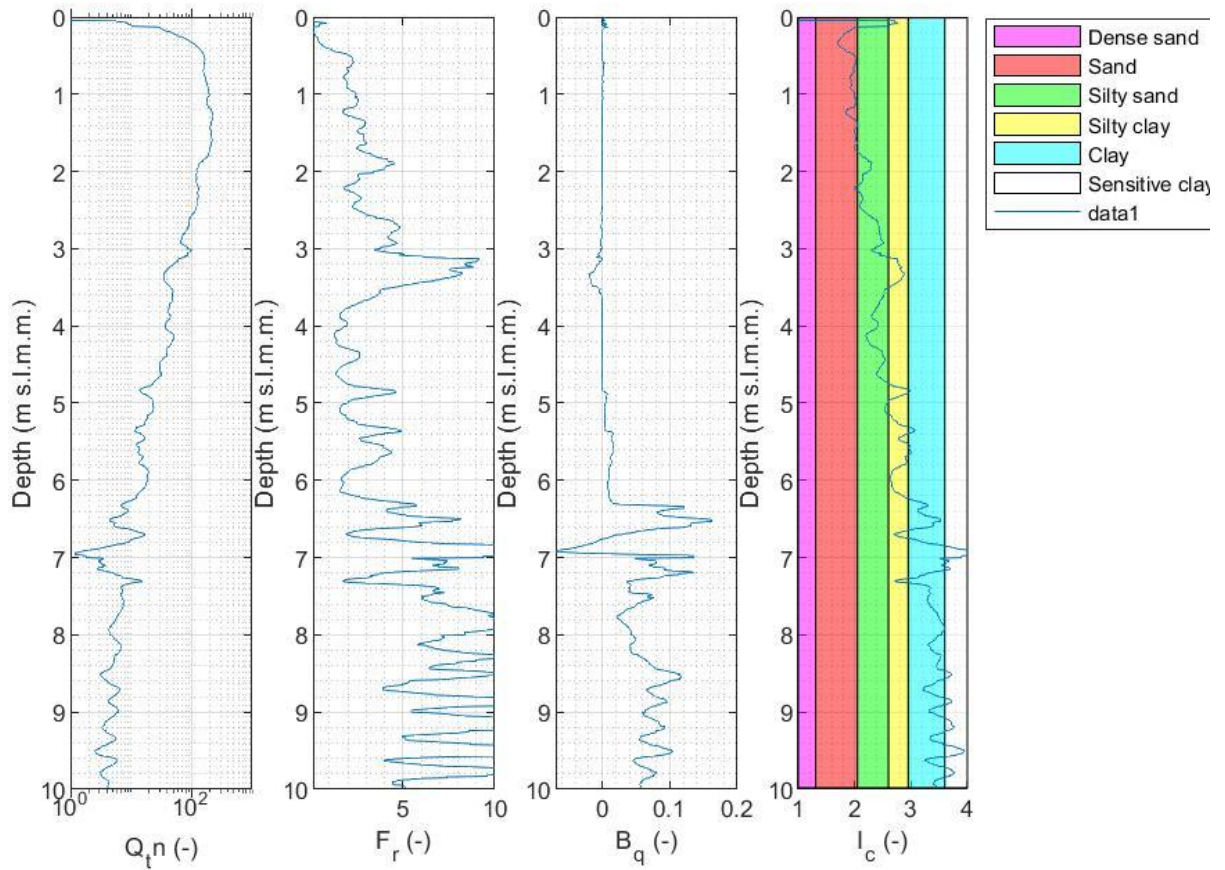


Fig.2.16 – CPTu 1: Diagrammi di Q_{tn} , F_r , B_q , I_c in funzione della profondità

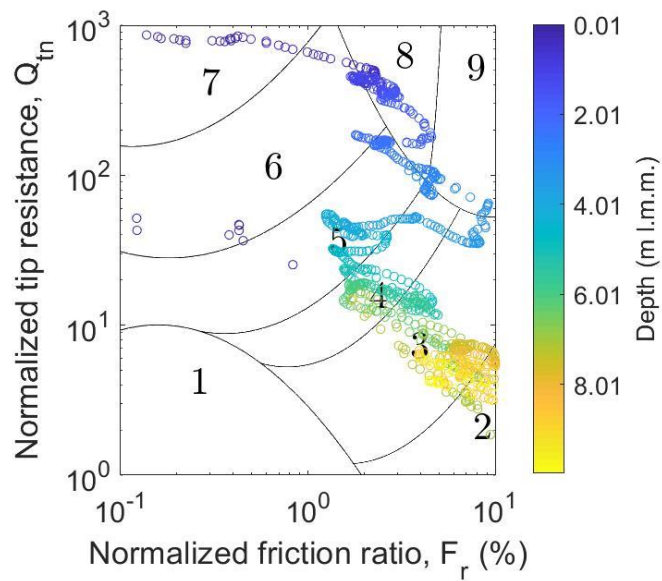


Fig.2.17 – CPTu 1: Carta di Robertson (1990).

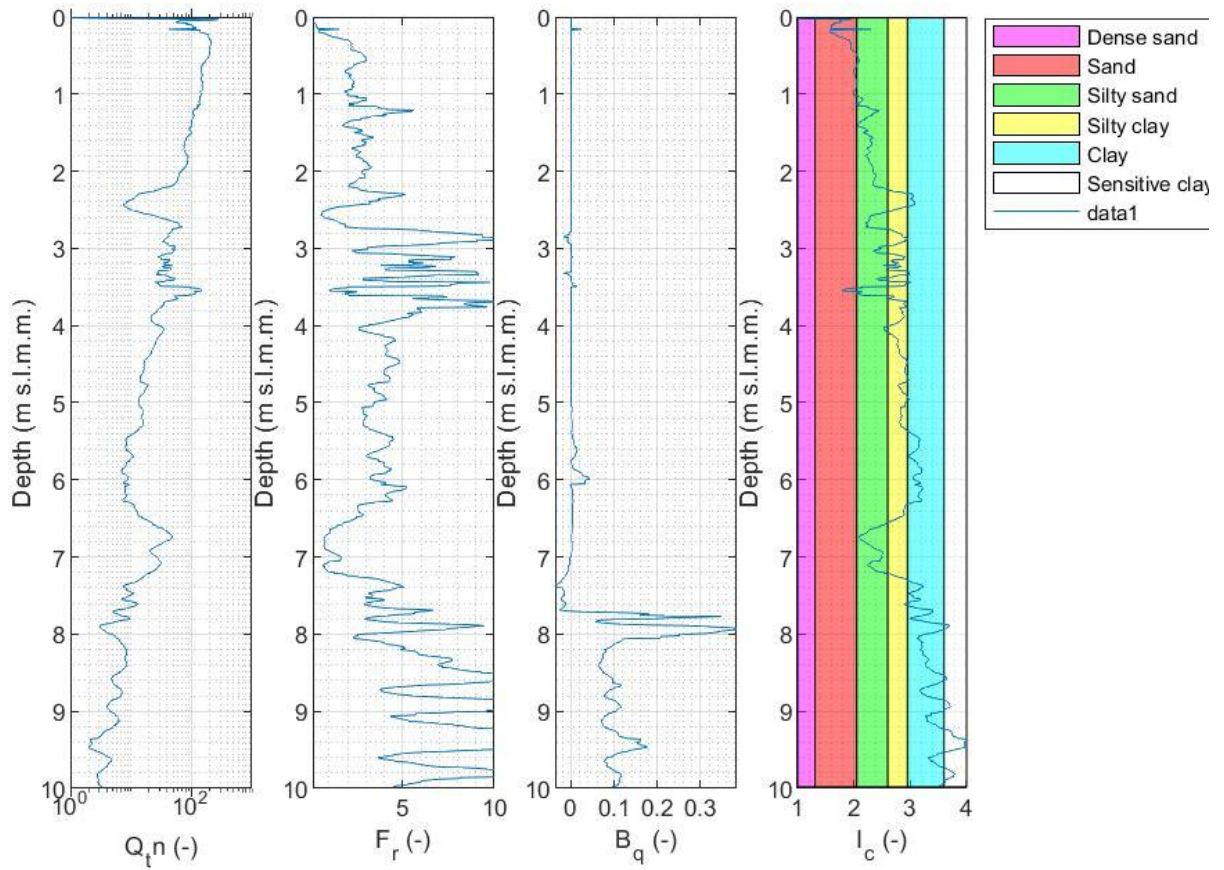


Fig.2.18 – CPTu 2: Diagrammi di Q_{tn} , F_r , B_q , I_c in funzione della profondità

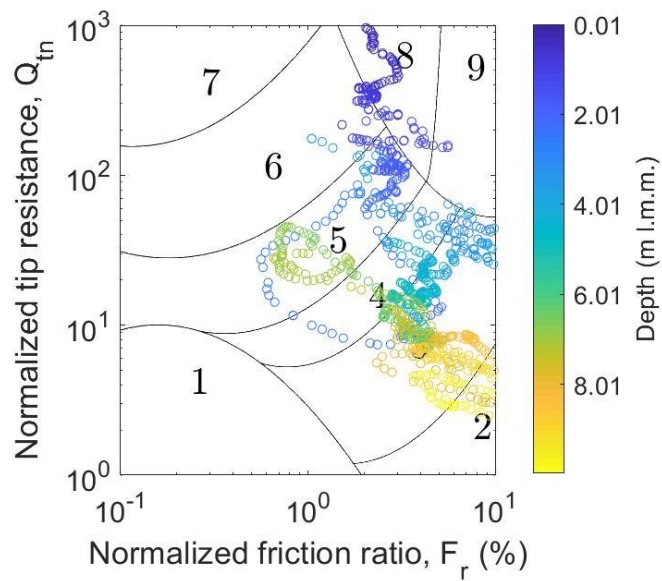


Fig.2.19 – CPTu 2: Carta di Robertson (1990).

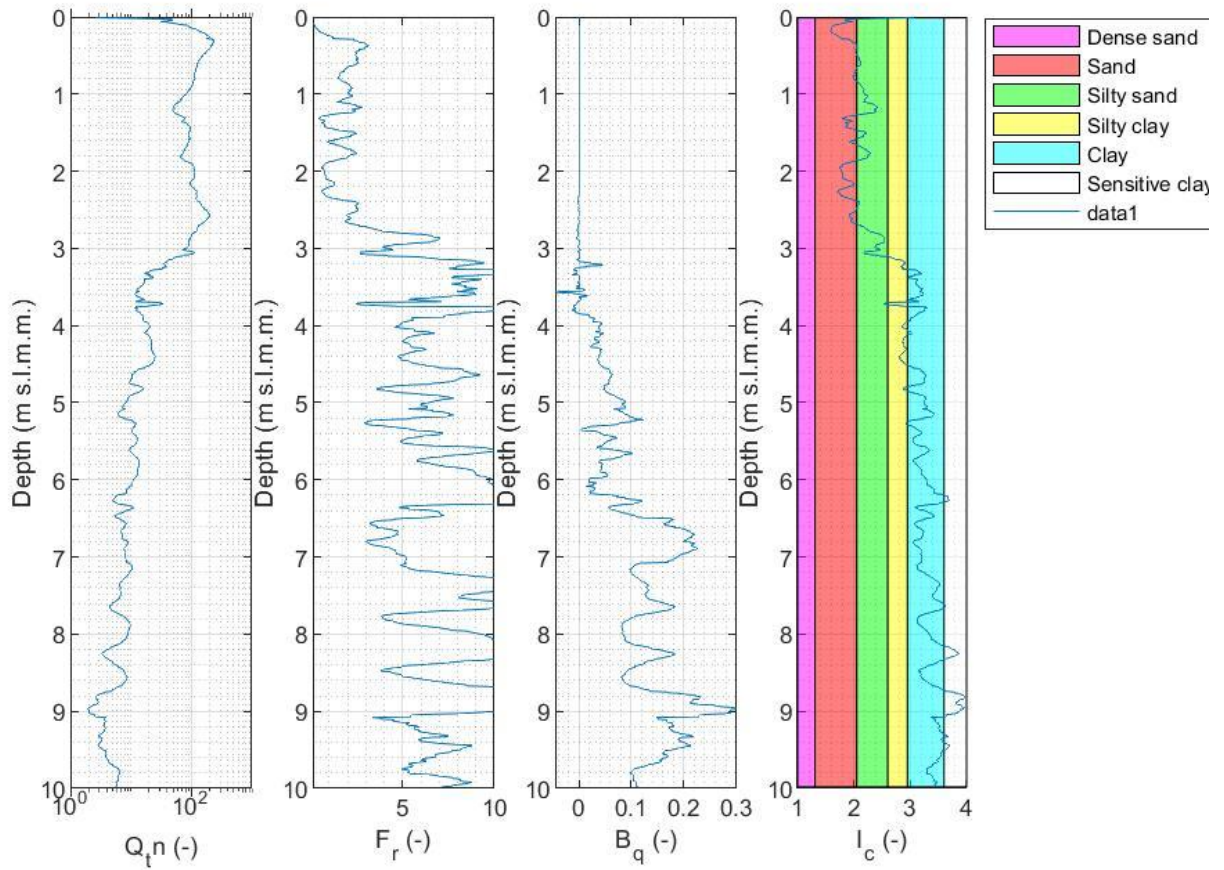


Fig.2.20 – CPTu 3: Diagrammi di Q_{tn} , F_r , B_q , I_c in funzione della profondità

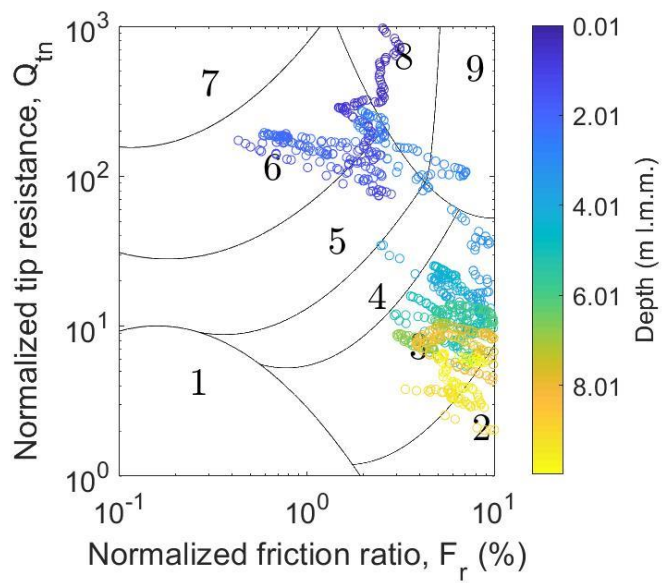


Fig.2.21 – CPTu 3: Carta di Robertson (1990).

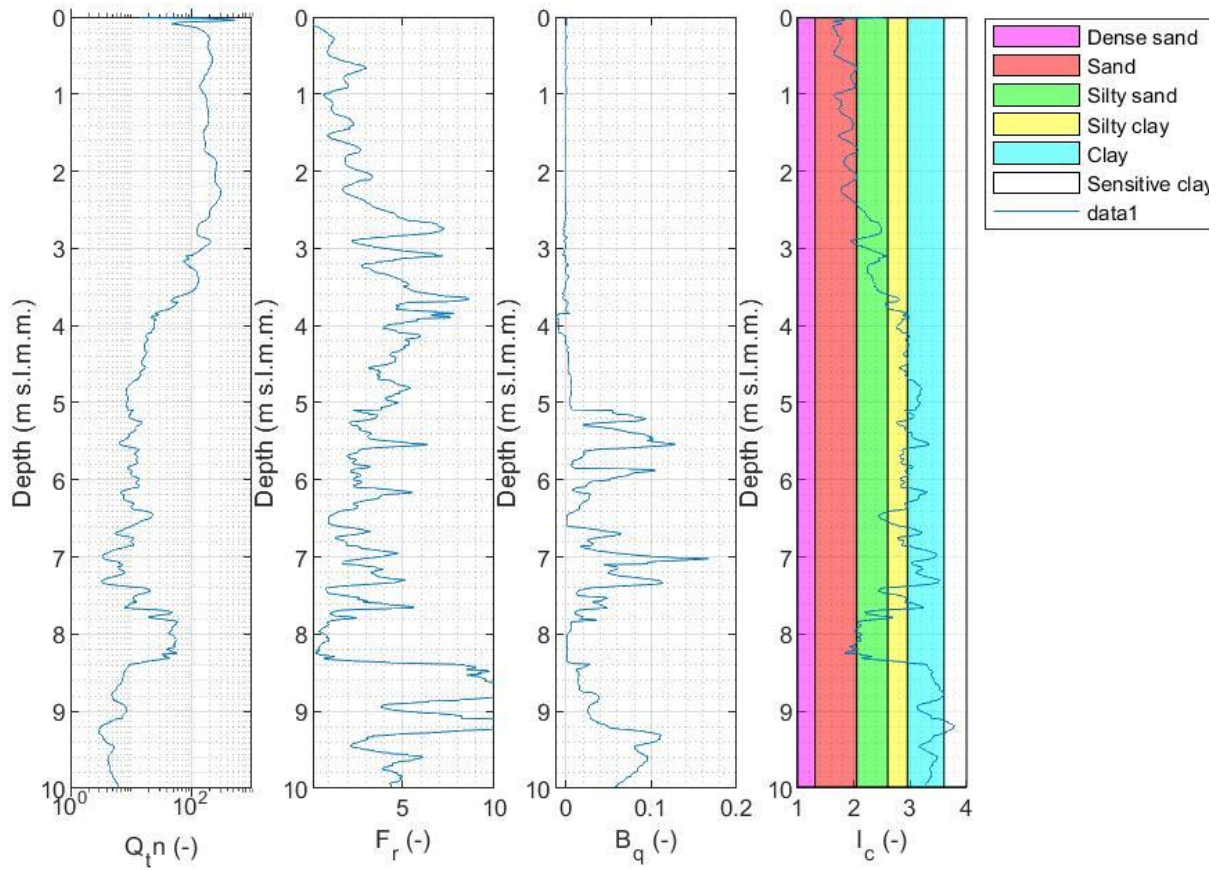


Fig.2.22 – CPTu 4: Diagrammi di Q_{tn} , F_r , B_q , I_c in funzione della profondità

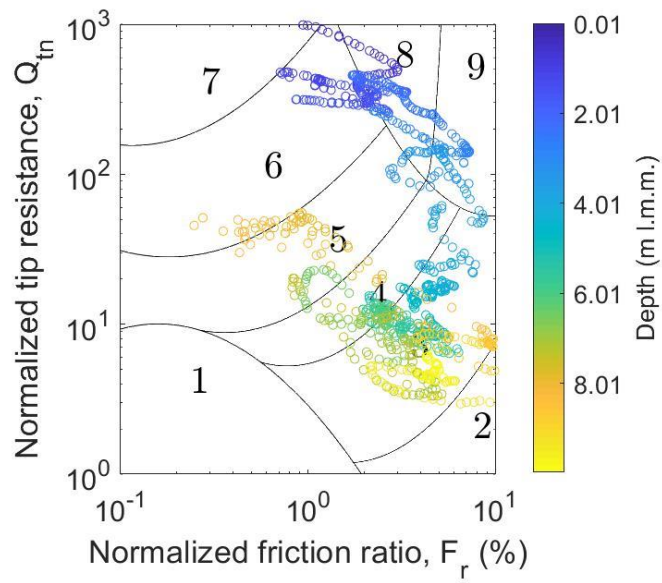


Fig.2.23 – CPTu 4: Carta di Robertson (1990).

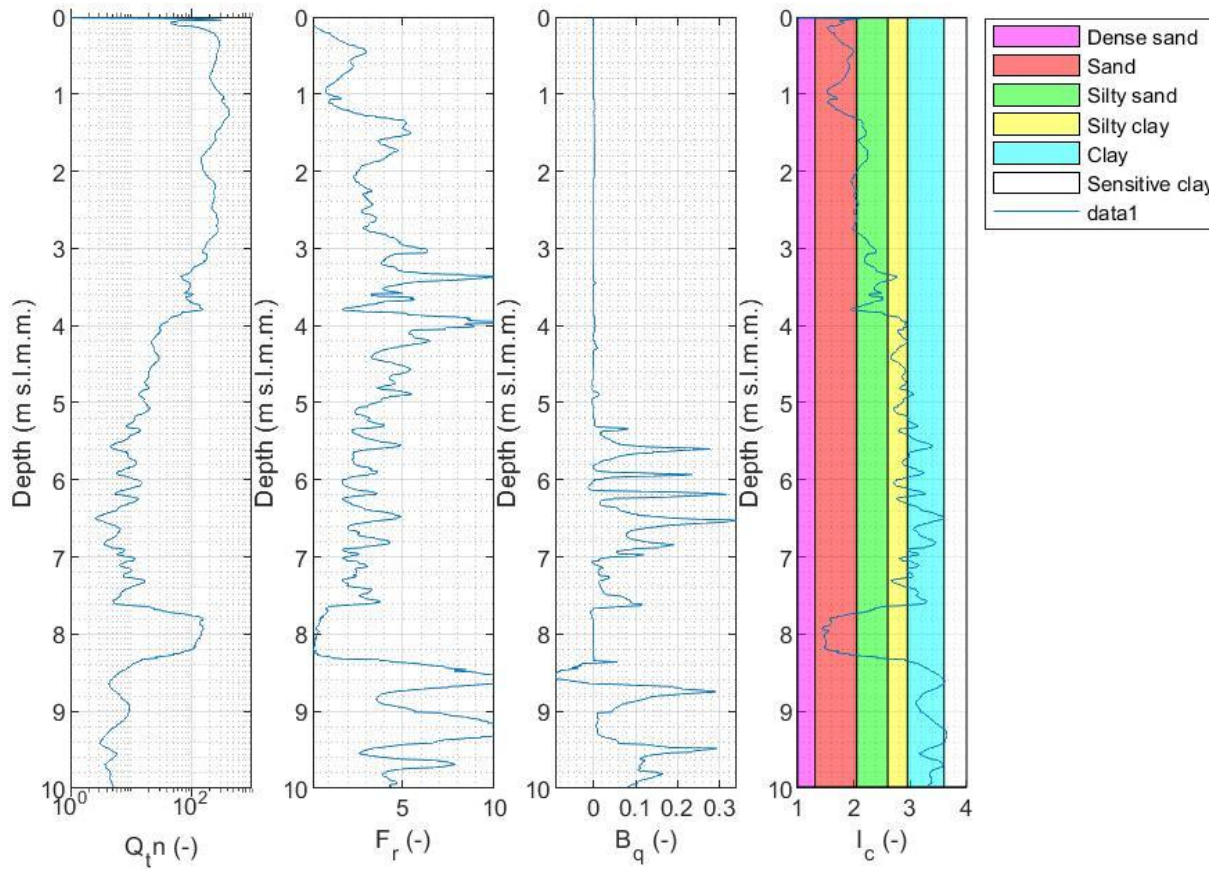


Fig.2.24 – CPTu 5: Diagrammi di Q_{tn} , F_r , B_q , I_c in funzione della profondità

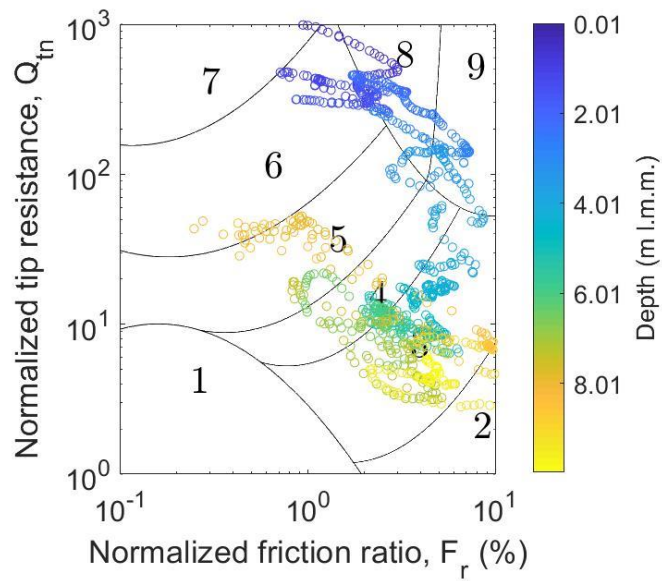


Fig.2.25 – CPTu 5: Carta di Robertson (1990).

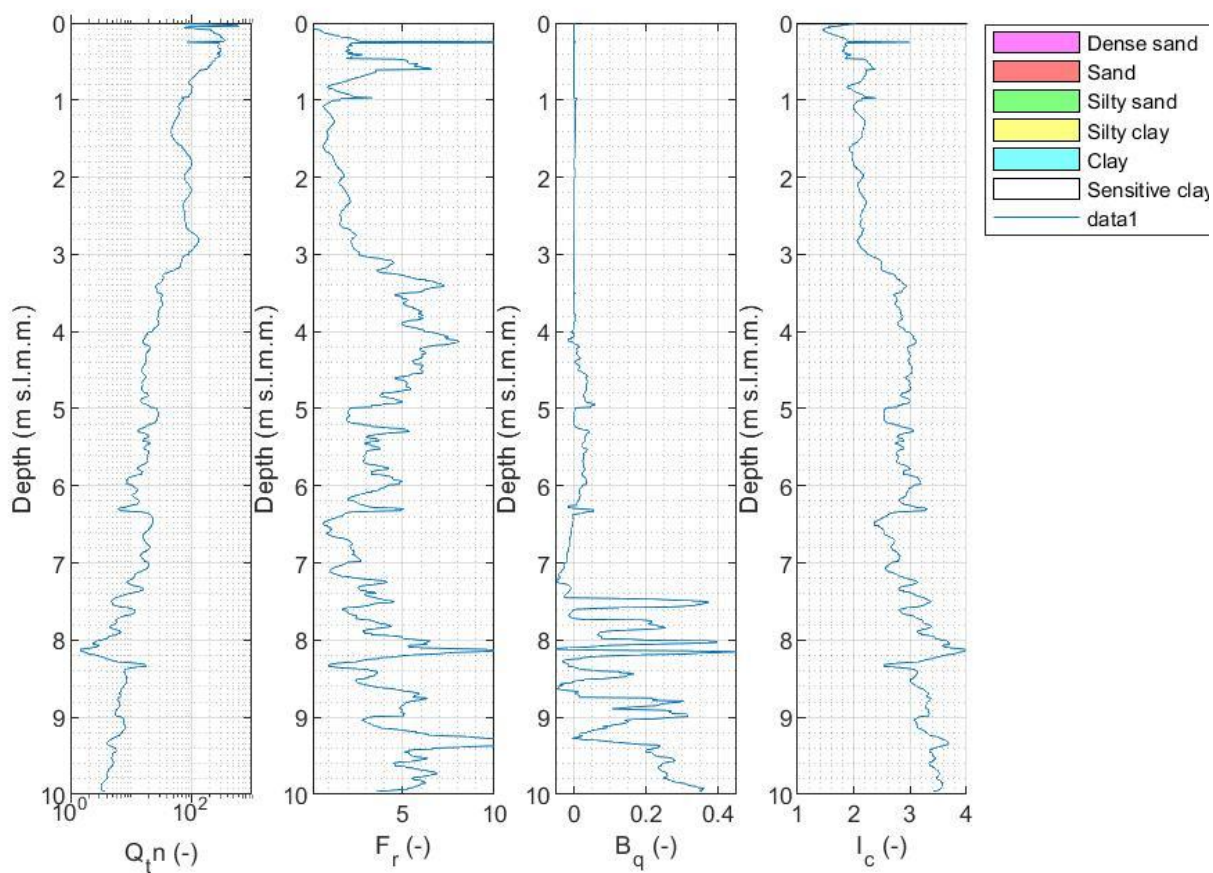


Fig.2.26 – CPTu 6: Diagrammi di Q_{tn} , F_r , B_q , I_c in funzione della profondità

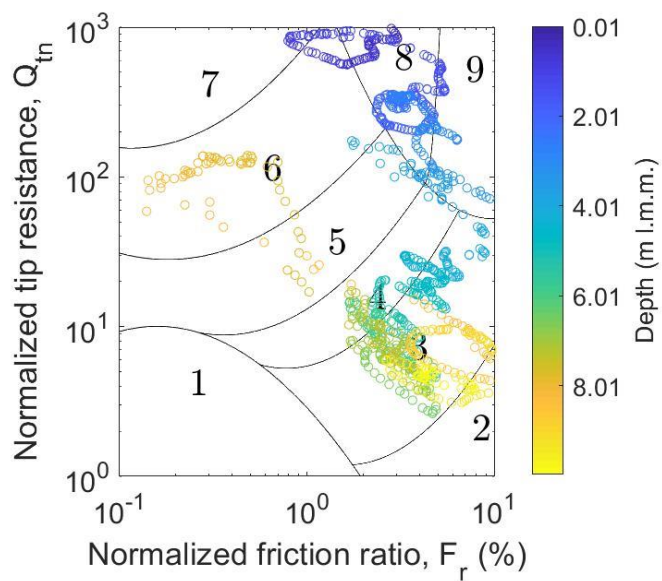


Fig.2.27 – CPTu 6: Carta di Robertson (1990).

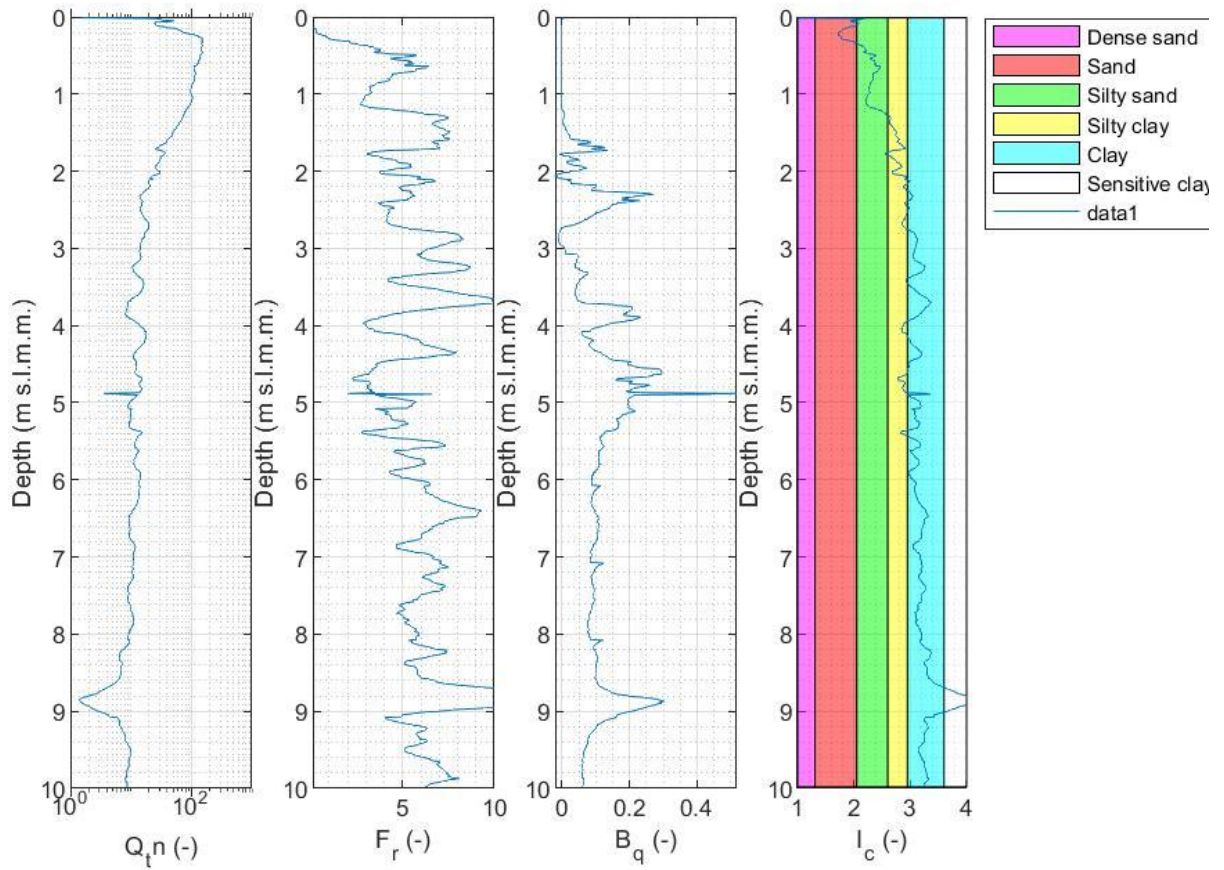


Fig.2.28 – CPTu 7: Diagrammi di Q_{tn} , F_r , B_q , I_c in funzione della profondità

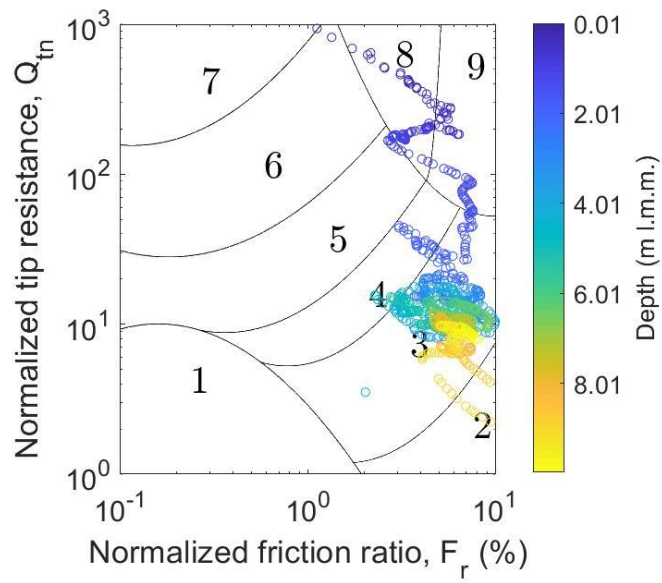


Fig.2.29 – CPTu 7: Carta di Robertson (1990).

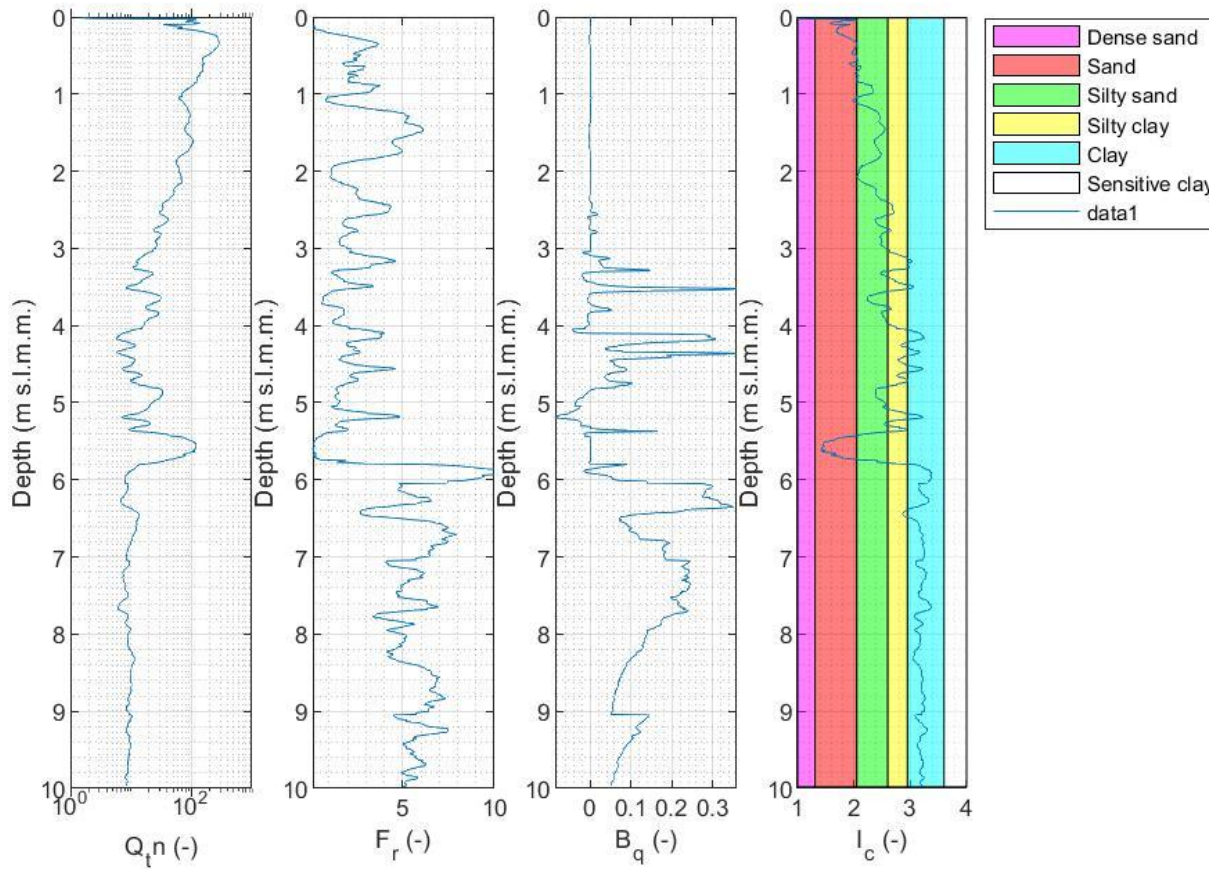


Fig.2.30 – CPTu 8: Diagrammi di Q_{tn} , F_r , B_q , I_c in funzione della profondità

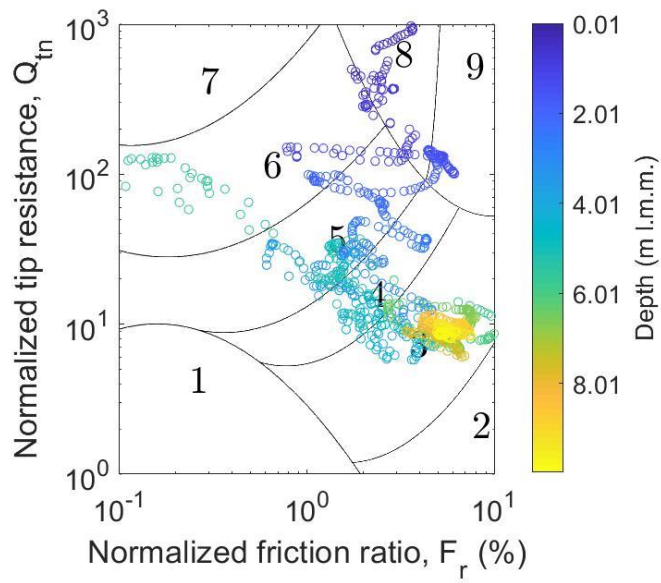


Fig.2.31 – CPTu 8: Carta di Robertson (1990).

Le prove CPTu permettono anche di ricavare, tramite leggi empiriche, una serie di parametri geotecnici:

- La resistenza a taglio all'interno delle sabbie è valutata tramite la relazione di Durgunoglu & Mitchell (1975), Robertson e Campanella (1983):

$$\varphi'_p = \arctan \left[0.10 + 0.38 \log \left(\frac{qt}{\sigma_{v0}'} \right) \right].$$

- Dal momento che la prova avviene in maniera non drenata all'interno degli strati d'argilla (l'argilla infatti non riesce a dissipare abbastanza velocemente le sovrappressioni generate dal penetrometro), l'unico dato in termini di resistenza al taglio che è possibile resituire è la resistenza non drenata c_u :

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k},$$

dove N_k (=10÷ 25) è un parametro da calibrare a seconda del sito e del suolo, in questo caso si è assunto $N_k = 14$.

- Il modulo di elasticità lineare, o modulo di Young, E è stato stimato nel 2010 da Robertson come:

$$E = 0.015 * 10^{0.55Icn+1.68} * (q_c - \sigma_{v0}).$$

- Modulo di taglio dinamico G_0 (Rix –Stokoe, 1991; Mayne –Rix, 1993; etc.):

$$G_0 = 50 * q_c^{1.05}$$

- Modulo edometrico M (Robertson, 2012):

$$M = 5 * (qt - \sigma_{v0}).$$

2.2 PROVE DI LABORATORIO

Le prove di laboratorio sono state condotte nel Laboratorio di Geotecnica dell'Università di Padova sulle carote di terreno estratte tramite il sondaggio continuo.

2.2.1 DESCRIZIONE VISIVA

CAMPIONE S1C1

- Profondità: -1.10 ÷ -1.40 m da p.c.
- Lunghezza campione: 27cm
- Diametro campione: 8.5cm

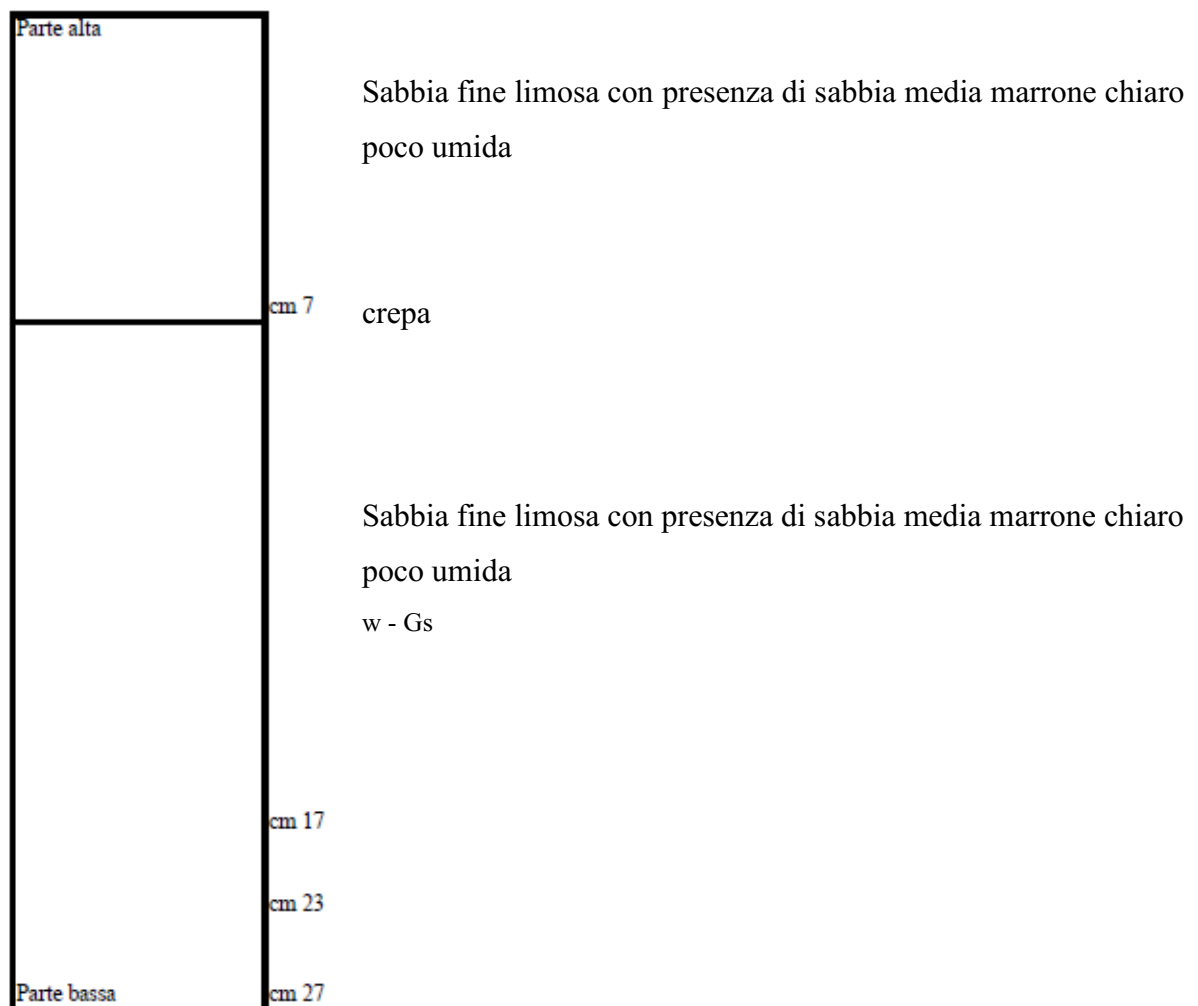


Fig.2.32 – Schema del campione S1C1.

CAMPIONE S1C2

- Profondità -2.50 ÷ -2.80 m da p.c.
- Lunghezza campione: 22cm
- Diametro campione: 8.5cm

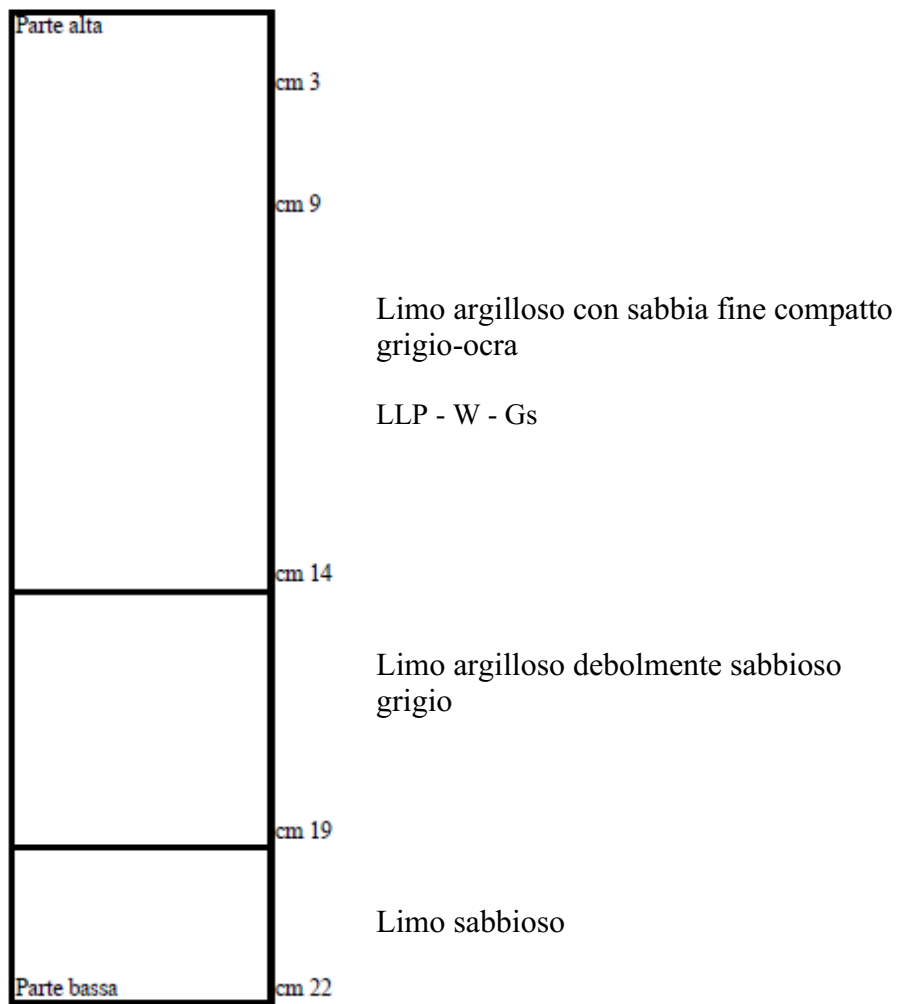


Fig.2.33 – Schema del campione S1C2.



Fig.2.34 – Fotografia del campione S1-C2.

CAMPIONE S1C3

- Profondità: -4.00 ÷ -4.40 m da p.c.
- Lunghezza campione: 40cm
- Diametro campione: 8.5cm

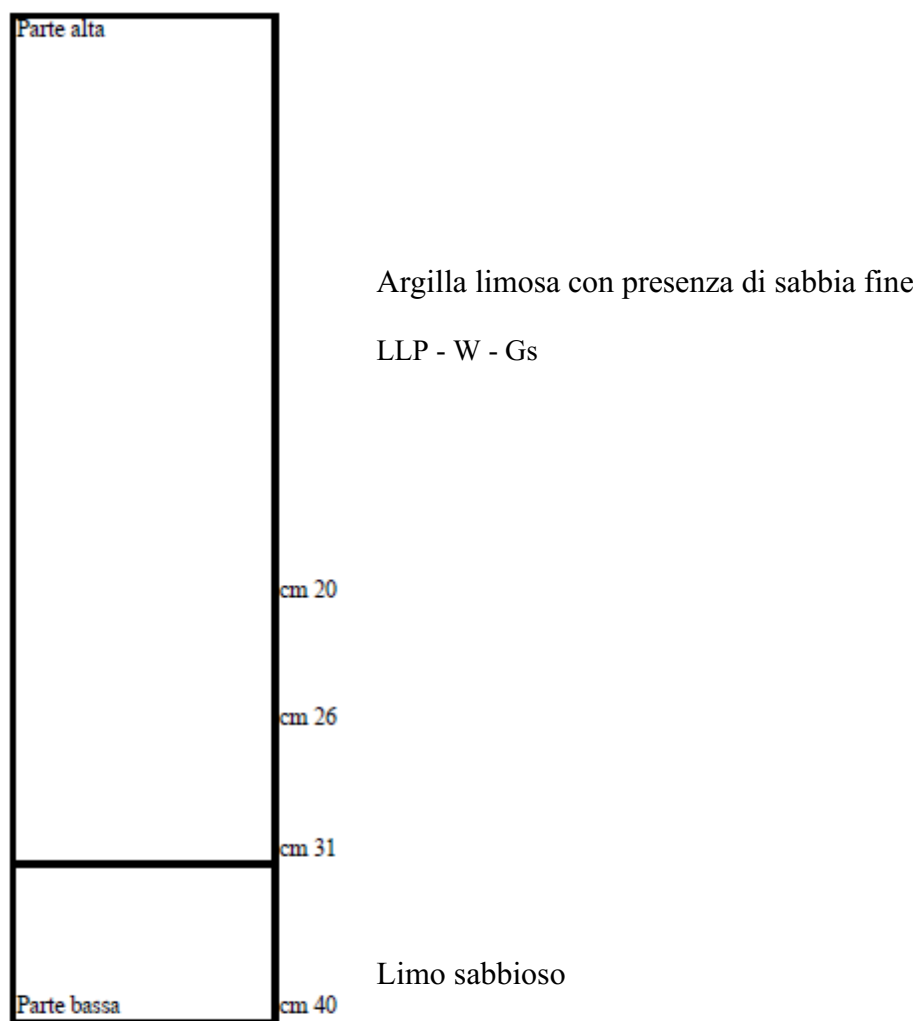


Fig.2.35 – Schema del campione S1C3.



Fig.2.36 – Fotografia del campione S1-C3.

CAMPIONE S1C4

- Profondità: -5.40 ÷ -5.90 m da p.c.
- Lunghezza campione: 45cm
- Diametro campione: 8.5cm

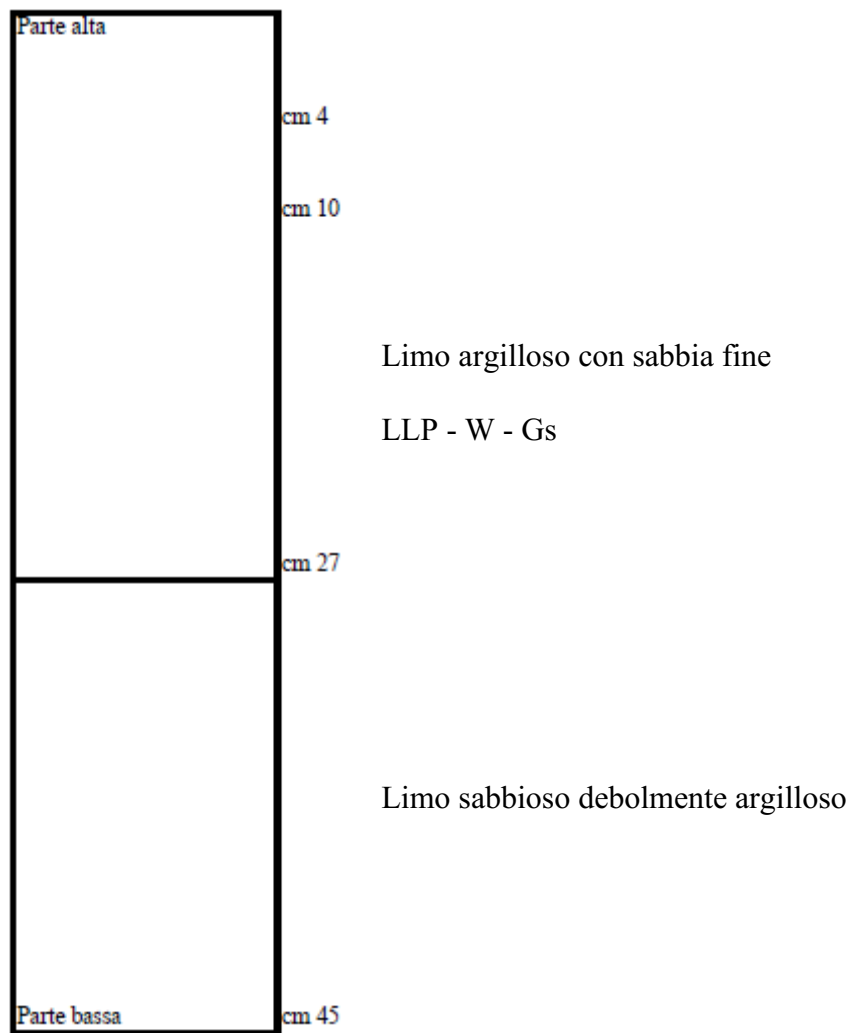


Fig.2.37 – Schema del campione S1C4.



Fig.2.38 – Fotografia del campione S1-C4.

2.2.2 GRANULOMETRIA

Si riportano le tabelle con i dati della granulometria e le curve granulometriche del terreno appartenente ai campioni del sondaggio, ricavate dal laboratorio geotecnico dell'Università di Padova in data 12/12/2022, insieme a:

- Peso specifico G_s ;
- Contenuto d'acqua w ;
- Limiti di Atterberg W_L (limite liquido) e W_P (limite plastico);
- Indice di plasticità I_p ,

Indagati nelle regioni precedentemente specificate nello schema dei provini.

Blocchi	Ciottoli	Ghiala			Sabbia			Limo			Argilla
		Grossa	Media	Fine	Grossa	Media	Fine	Grosso	Medio	Fine	
	200	60	20	6	2	0.6	0.2	0.06	0.02	0.006	0.002

Fig.2.39 – Classificazione dei terreni per diametro delle particelle.

CAMPIONE S1C1

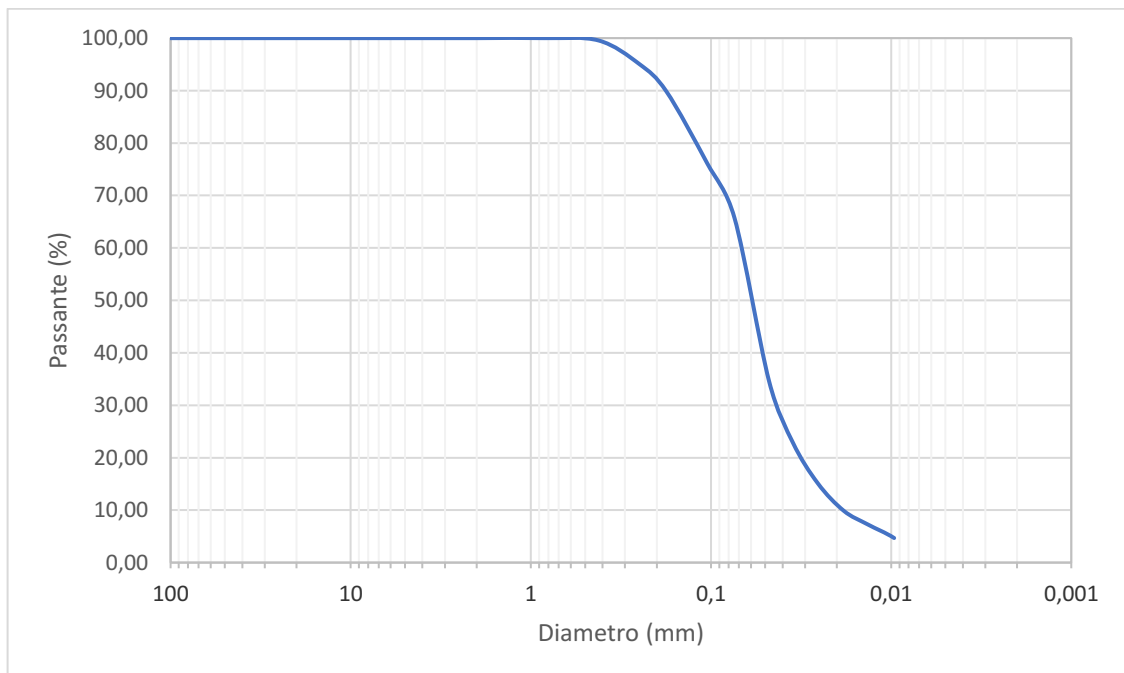


Fig.2.40 – Curva granulometrica del campione S1C1.

VAGLIO N.	D VAGLIO	% TRATTENUTO	% PASSANTE	PESO NETTO (g)
4"	101,6	0,00	100,00	
3"	76,2	0,00	100,00	
2"	50,8	0,00	100,00	
1" 1/2	38,1	0,00	100,00	
1"	25,4	0,00	100,00	
3/4"	19,1	0,00	100,00	
1/2"	12,7	0,00	100,00	
3/8"	9,52	0,00	100,00	
4	4,76	0,00	100,00	
10	2	0,00	100,00	
20	0,84	0,00	100,00	
40	0,42	0,46	99,54	0,7
60	0,25	4,49	95,06	6,9
80	0,177	5,20	89,86	8,0
140	0,105	13,72	76,14	21,1
200	0,074	10,47	65,67	16,1

Tab.2.4 – Campione SIC1: dati della prova granulometrica.

- $G_s = 2.676$;
- $W = 4$.

CAMPIONE SIC2

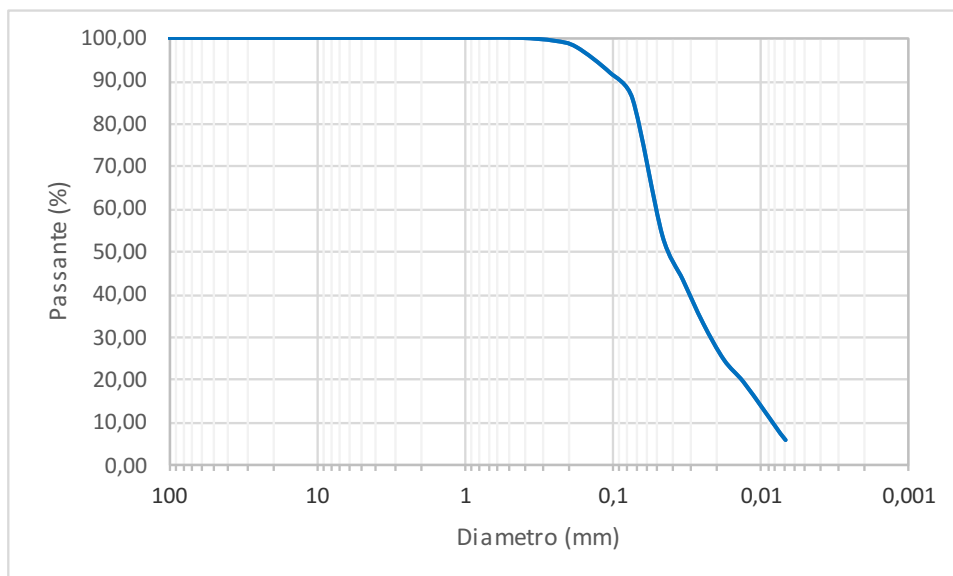


Fig.2.41 – Curva granulometrica del campione SIC1.

VAGLIO N.	D VAGLIO	% TRATTENUTO	% PASSANTE	PESO NETTO (g)
4"	101,6	0,00	100,00	
3"	76,2	0,00	100,00	
2"	50,8	0,00	100,00	
1" 1/2	38,1	0,00	100,00	
1"	25,4	0,00	100,00	
3/4"	19,1	0,00	100,00	
1/2"	12,7	0,00	100,00	
3/8"	9,52	0,00	100,00	
4	4,76	0,00	100,00	
10	2	0,00	100,00	
20	0,84	0,00	100,00	

40	0,42	0,00	100,00	
60	0,25	0,66	99,34	0,9
80	0,177	1,48	97,86	2,0
140	0,105	5,98	91,88	8,1
200	0,074	6,05	85,83	8,2

Tab.2.5 – Campione SIC2: dati della prova granulometrica.

- $G_s = 2.641$;
- $W = 14\%$;
- $W_L = 32\%$;
- $W_P = 21\%$;
- $I_p = 11\%$.

CAMPIONE SIC3

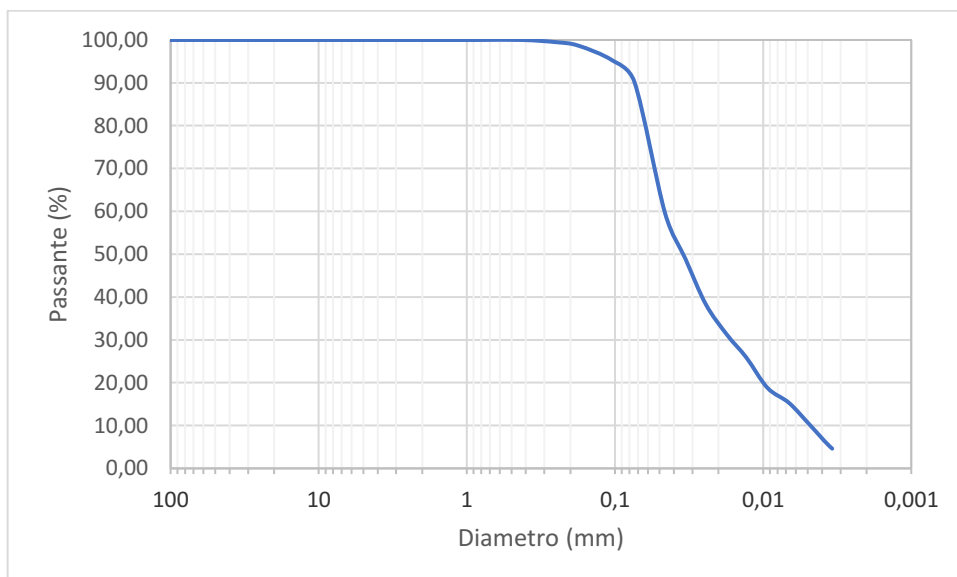


Fig.2.42 – Curva granulometrica del campione SIC3.

VAGLIO N.	D VAGLIO	% TRATTENUTO	% PASSANTE	PESO NETTO (g)
4"	101,6	0,00	100,00	
3"	76,2	0,00	100,00	
2"	50,8	0,00	100,00	
1" 1/2	38,1	0,00	100,00	
1"	25,4	0,00	100,00	
3/4"	19,1	0,00	100,00	
1/2"	12,7	0,00	100,00	
3/8"	9,52	0,00	100,00	
4	4,76	0,00	100,00	
10	2	0,00	100,00	
20	0,84	0,00	100,00	
40	0,42	0,00	100,00	
60	0,25	0,51	99,49	0,7
80	0,177	0,81	98,68	1,1
140	0,105	3,37	95,30	4,6
200	0,074	5,06	90,24	6,9

Tab.2.6 – Campione SIC3: dati della prova granulometrica.

- $G_s = 2.645$;
- $W=20\%$;
- $W_L = 37\%$;
- $W_P = 22\%$;
- $I_p = 15\%$.

CAMPIONE S1C4

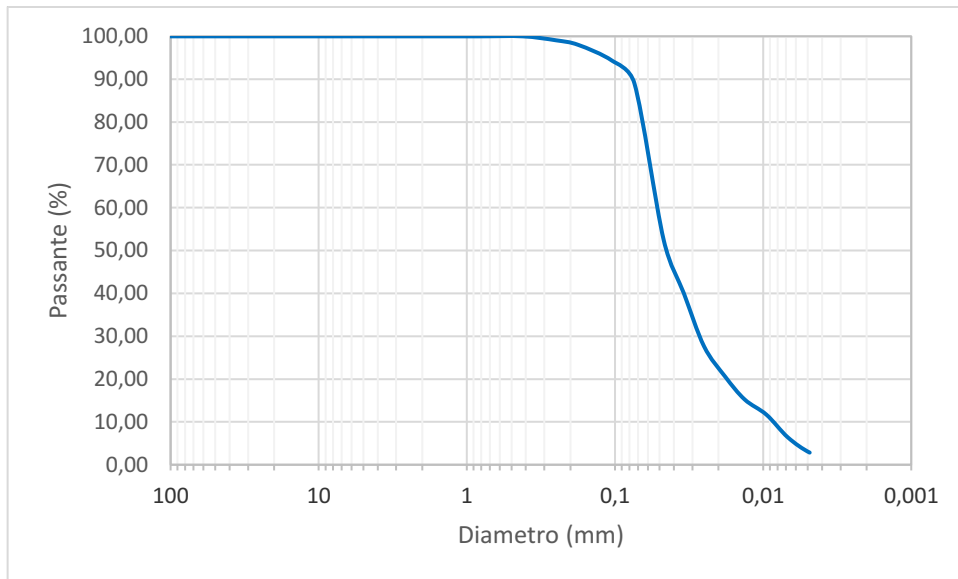


Fig.2.43 – Curva granulometrica del campione S1C4.

VAGLIO N.	D VAGLIO	% TRATTENUTO	% PASSANTE	PESO NETTO (g)
4"	101,6	0,00	100,00	
3"	76,2	0,00	100,00	
2"	50,8	0,00	100,00	
1" 1/2	38,1	0,00	100,00	
1"	25,4	0,00	100,00	
3/4"	19,1	0,00	100,00	
1/2"	12,7	0,00	100,00	
3/8"	9,52	0,00	100,00	
4	4,76	0,00	100,00	
10	2	0,00	100,00	
20	0,84	0,00	100,00	
40	0,42	0,00	100,00	

60	0,25	0,93	99,07	1,30
80	0,177	1,07	98,00	1,50
140	0,105	3,65	94,35	5,10
200	0,074	5,30	89,05	7,40

Tab.2.7 – Campione S1C4: dati della prova granulometrica.

- $G_s = 2.657$;
- $W=22\%$;
- $W_L =31\%$;
- $W_P=20\%$;
- $I_p =11\%$.

Secondo la classificazione USCS (Unified Solid Classification System), è possibile descrivere i 4 campioni nel seguente modo:

- Il campione S1C1 risulta a grana fine, ma non è possibile procedere oltre con la classificazione, siccome dimostra comportamento non plastico e non si riescono a ricavare gli indici W_L e I_p necessari;
- I campioni S1C2, S1C3 e S1C4 risultano tutti come “Argille inorganiche di media plasticità”.

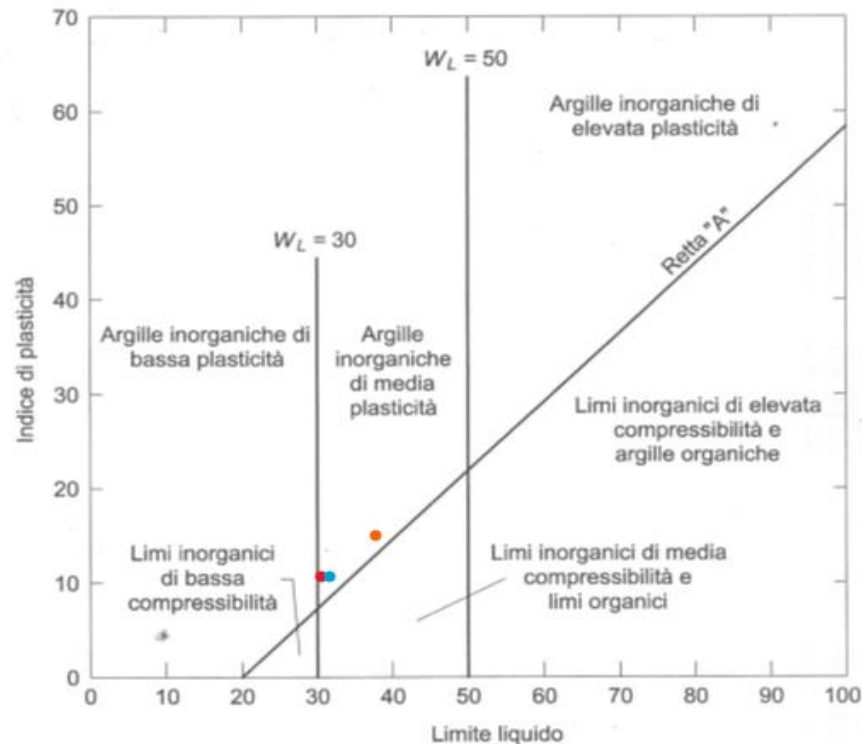


Fig. 2.44 – Carta di plasticità di Casagrande utilizzata della classificazione USCS per i terreni coesivi.

Nella Fig. 2.44, sono stati indicati:

- In azzurro il campione S1C2;
- In arancione il campione S1C3;
- In rosso il campione S1C4.

Gli stessi campioni sono stati classificati nel seguente modo dal laboratorio di geotecnica di Padova:

- S1C1: Sabbia fine limosa con presenza di sabbia media;
- S1C2: Limo argilloso con sabbia fine;
- S1C3: Argilla limosa con presenza di sabbia fine;
- S1C4: Limo argilloso con sabbia fine.

Nel caso degli ultimi 3 provini, le due classificazioni risultano differenti, ma si può notare, nella Fig.2.44, l'estrema vicinanza dei punti alla retta A del grafico, che separa i limi dalle argille: il terreno risulta essere borderline tra le due tipologie.

2.2.3 PROVA DI TAGLIO ANULARE



Fig.2.44 - Apparecchio di taglio anulare del laboratorio geotecnico dell'Università di Padova.

A causa della consistenza e tipologia del terreno, è stato impossibile ricavare dei campioni indisturbati al fine di condurre la prova di taglio triassiale; dunque è stato deciso di eseguire una prova di taglio anulare.

La prova di taglio anulare restituisce l'angolo di attrito residuo Φ_{res} , utilizzato nell'analisi di terreni franosi (in quanto misura di resistenza minima in caso di grandi deformazioni) e anche l'angolo di attrito critico Φ_{cr} nel caso delle argille.

È possibile, però, confondere l'angolo residuo Φ_{res} con l'angolo di attrito critico Φ_{cr} nel caso di sabbie e limi.

FASI DELLA PROVA

Preparazione del campione

Il contenitore dove viene riposto il provino è un anello con le seguenti dimensioni:

- Diametro esterno: 100mm;
- Diametro interno: 70mm;
- Altezza: 9.4mm.

Il campione è alto 8.5mm: il ridotto spessore dell'anello di contenimento consente dunque di utilizzare solamente il materiale passante al setaccio n°40 (ASTM), ovvero le cui particelle presentano un diametro minore o uguale a 0.42mm.

Il campione di terreno viene preparato in modo tale che sia molto vicino al limite liquido W_L (Figura).



Fig.2.45 - Preparazione del provino vicino allo stato liquido.

Il terreno viene inserito nel contenitore ad anello, avendo cura di livellare la superficie superiore con una lama rettilinea.

Sia la parte inferiore che quella superiore dell'anello presentano una pietra porosa corrugata, al fine di produrre un adeguato grado di incastro tra provino e pietra stessa.

La parte inferiore è solidale al basamento rotante, mentre quella superiore è collegata alla testa dell'apparecchio.



Fig.2.46 e Fig.2.47 - Preparazione del provino all'interno del contenitore ad anello.

Fase di consolidazione

Prima della prova di taglio, è prevista una fase di carico in cui si lascia al provino il tempo di consolidare.

Si decidono tre tensioni di consolidazione che verranno applicate al medesimo provino, alternando fase di consolidazione a quella di taglio.

Le tre tensioni scelte sono: 50kPa, 100kPa e 200kPa.

Posizionato il provino nell'apparecchiatura, si predispone il micrometro per la misura degli spostamenti verticali durante il processo di consolidazione, al fine di monitorarne l'andamento.

I carichi vengono applicati al provino tramite un sistema di leve in grado di decuplicarne il peso.

Fase di taglio

Una volta consolidato il provino, si procede con la fase di taglio vera e propria.

Per cominciare viene creata la superficie di rottura, imponendo una rotazione alla parte inferiore del provino con la velocità “elevata” di circa 15° al minuto.

La rotazione si conclude dopo un giro e mezzo, per una durata di circa 30 minuti.

In seguito il provino viene fatto riposare, in maniera tale da dissipare le pressioni neutre mobilitate per l’elevata velocità di taglio.

La fase “di taglio residuo” viene eseguita con una velocità di rotazione pari a 0.12° al minuto.

La metà superiore dell’anello viene contrastata da una coppia di anelli dinamometrici che misurano il momento torcente applicato dalla macchina, equilibrato dalla resistenza al taglio del terreno.

Si considera raggiunta la resistenza residua nel momento in cui la coppia torsionale resistente si assesta, al procedere della rotazione, attorno ad un valore costante.

Elaborazione dei dati

Una volta concluse le tre sequenze di consolidazione e taglio, eseguite sempre sullo stesso provino, si procede a graficare i risultati in un sistema cartesiano, che ha:

- per ascissa la tensione verticale applicata:

$$\sigma = \frac{\text{carico verticale}}{\text{area anello}};$$

- per ordinata il valore della tensione residua dato dalle prove:

$$\tau_{res} = \frac{(F_1 + F_2) * L}{\pi(R_e + R_i)^2 (R_e - R_i)}.$$

Il valore dell’angolo d’attrito residuo Φ_{res} si ricava dalla pendenza della retta che interpola i punti di coordinate $(\sigma_n; \tau_{res_n})$, con $n=1,2,3$: numero di sequenza.

RISULTATI DELLA PROVA

CAMPIONE S1C1

σ	τ
50	35
100	68
200	137

Tab.2.8 – Campione S1C1: tensioni di consolidazione e resistenze al taglio.

Φ_{res}
34,271

Tab.2.9 – Campione S1C1: angolo residuo

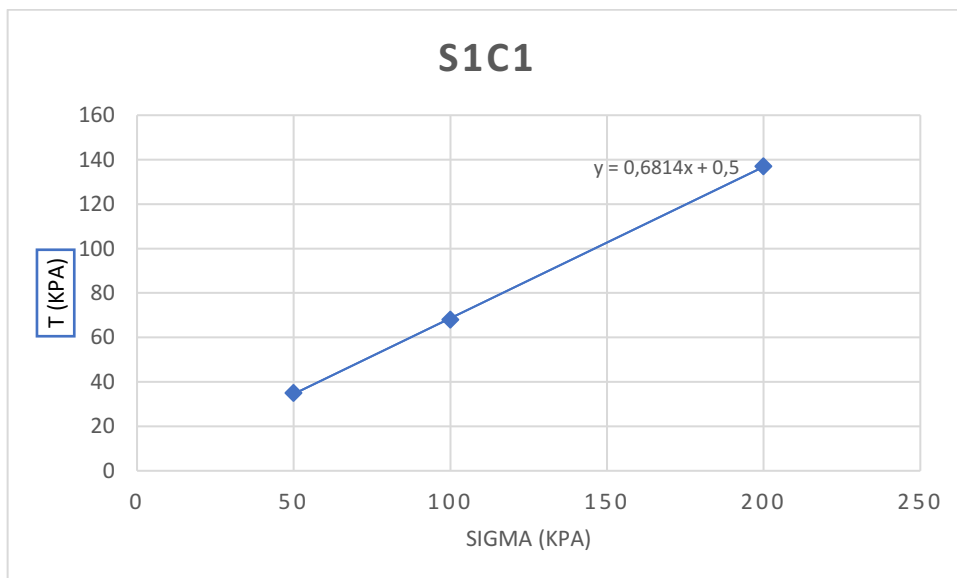


Fig.2.48 – Campione S1C1: risultati della prova di taglio.

CAMPIONE S1C2

σ	τ
50	33
100	63
200	124

Tab.2.10 – Campione S1C2: tensioni di consolidazione e resistenze al taglio.

Φ_{res}
31,262

Tab.2.11 – Campione S1C2: angolo residuo.

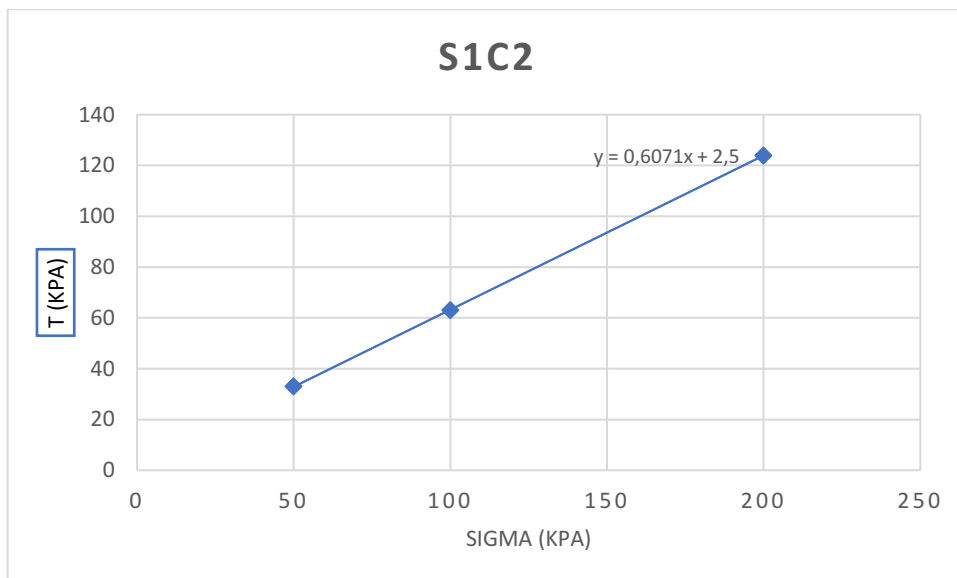


Fig.2.49 – Campione S1C2: risultati della prova di taglio.

CAMPIONE S1C3

σ	τ
50	35
100	65
200	127

Tab.2.12 – Campione S1C3: tensioni di consolidazione e resistenze al taglio.

Φ_{res}
31,562

Tab.2.13 – Campione S1C3: angolo residuo.

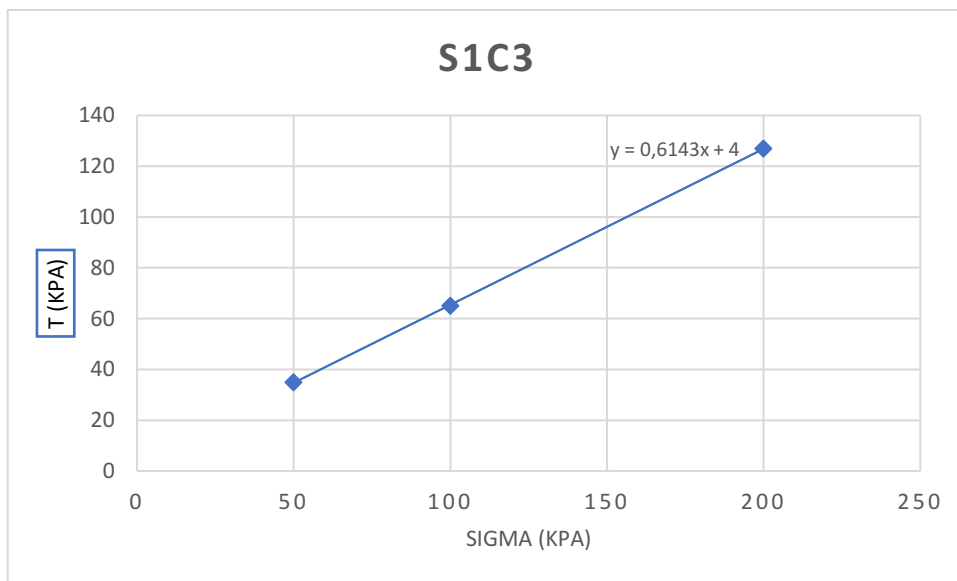


Fig.2.50 – Campione S1C3: risultati della prova di taglio.

CAMPIONE S1C4

σ	τ
50	32
100	61
200	118

Tab.2.14 – Campione S1C4: tensioni di consolidazione e resistenze al taglio.

Φ_{res}
29,808

Tab.2.15 – Campione S1C3: angolo residuo.

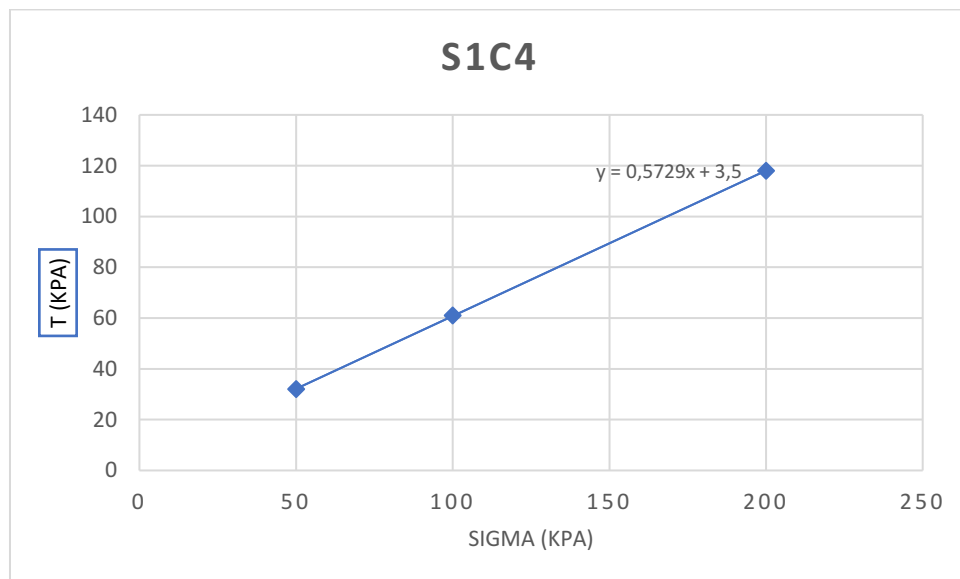


Fig.2.51 – Campione S1C4: risultati della prova di taglio.

I risultati della prova di taglio, più affidabili della stima di ottenuta tramite le prove CPTu, possono essere utilizzati come limite inferiore dell'intervallo che descrive i valori di Φ che possono essere assunti dai terreni.

Capitolo 3

Modello geotecnico del fiume Grizzaga

3.1 STRATIGRAFIA

La stratigrafia intende rappresentare la possibile disposizione degli strati di terreno che compongono il tratto considerato dell'argine e il relativo terreno di fondazione, tramite *unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico* (NCT 2018).

La stratigrafia è stata ricostruita principalmente tramite le prove CPTu; ma, dal momento che al tipo di prova è intrinseco un certo grado di incertezza, alle prove CPTu sono stati affiancati l'analisi del sondaggio precedentemente svolta dall'azienda GeoGroup per conto della regione Emilia-Romagna (riportato nelle sezioni dell'argine di seguito) e i risultati riportati dal laboratorio geotecnico dell'Università di Padova.

Si è ritenuto opportuno definire un profilo longitudinale, che ingloba le prove CPTu dalla 1 alla 6, e due sezioni trasversali, che è stato possibile specificare grazie alle prove CPTu 7 e 8, eseguite fuori linea rispetto alle altre e su quote diverse rispetto alla cresta dell'argine.

Il modello è stato creato mediante il software Autocad: mentre la profondità e le quote di ogni prova erano state fornite nel dettaglio, per definire le distanze tra le CPTu si è fatto ricorso al programma Google Earth, in maniera semplificata, inserendo le coordinate delle stesse e misurando in maniera approssimativa le distanze tramite la funzione "Percorso".

Si sono infine riportati su Autocad i grafici dell'indice I_c (in funzione della profondità), scalati e quotati, insieme alla stratigrafia delle indagini precedenti, cercando di individuare delle unità di terreno il più possibili omogenee tra tutte le prove CPTu.

Di seguito si riportano le stratigrafie dedotte tramite questo metodo.

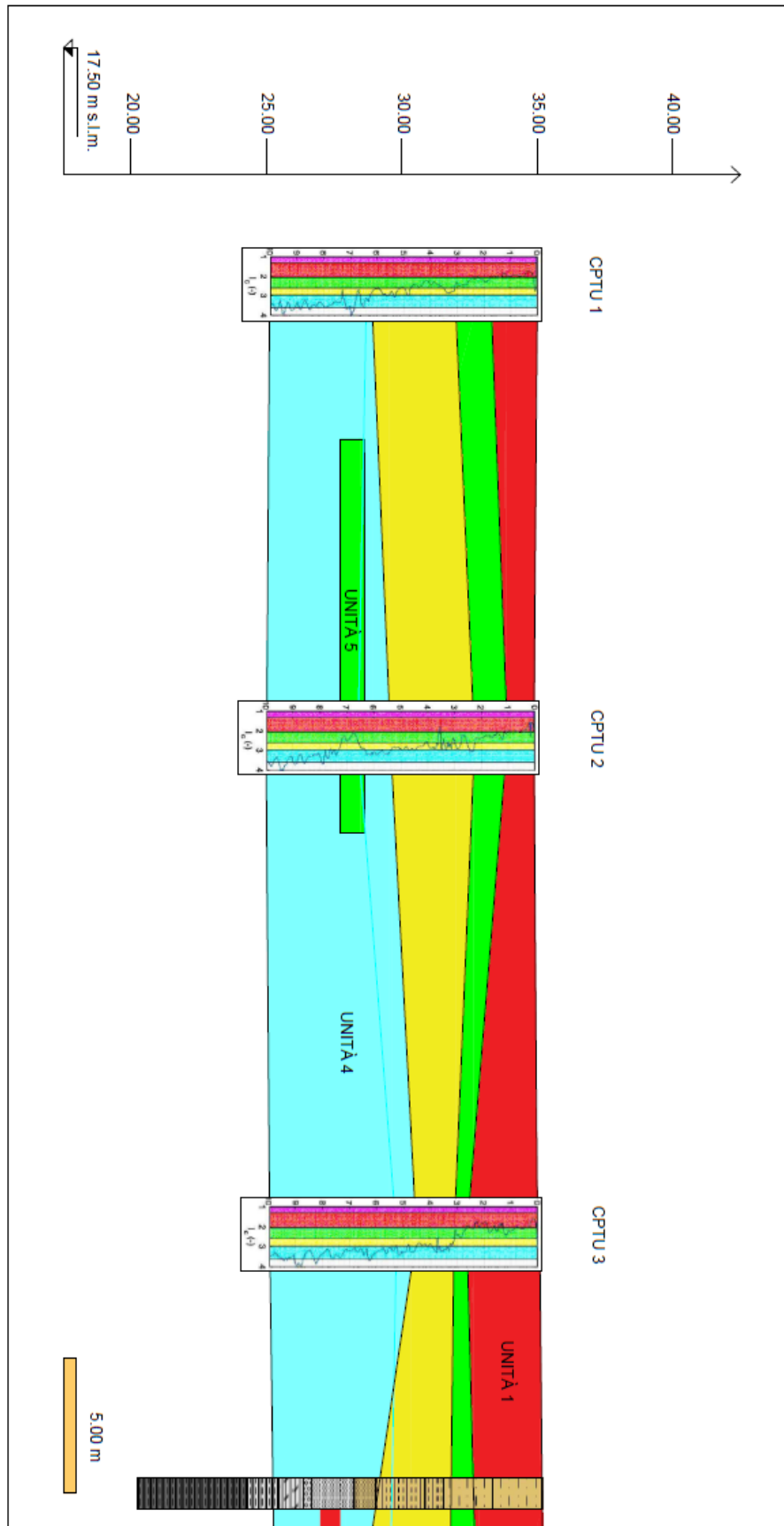


Fig. 3.1– Stratigrafia, sezione longitudinale dell'argine Grizzaga (CPTu 1-3 e sondaggio)

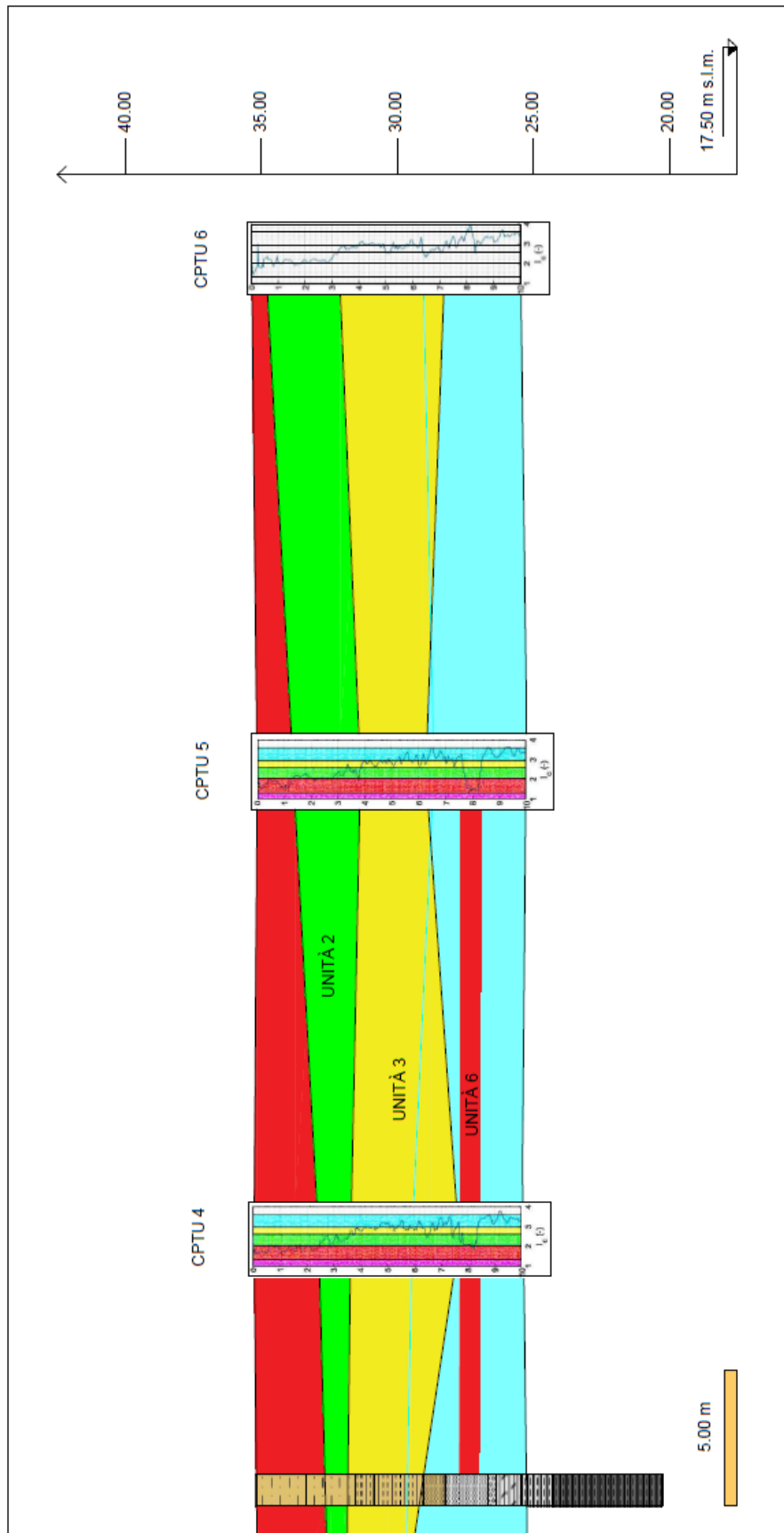


Fig. 3.2– Stratigrafia, sezione longitudinale dell'argine Grizzaga (CPTu 4-6 e sondaggio)

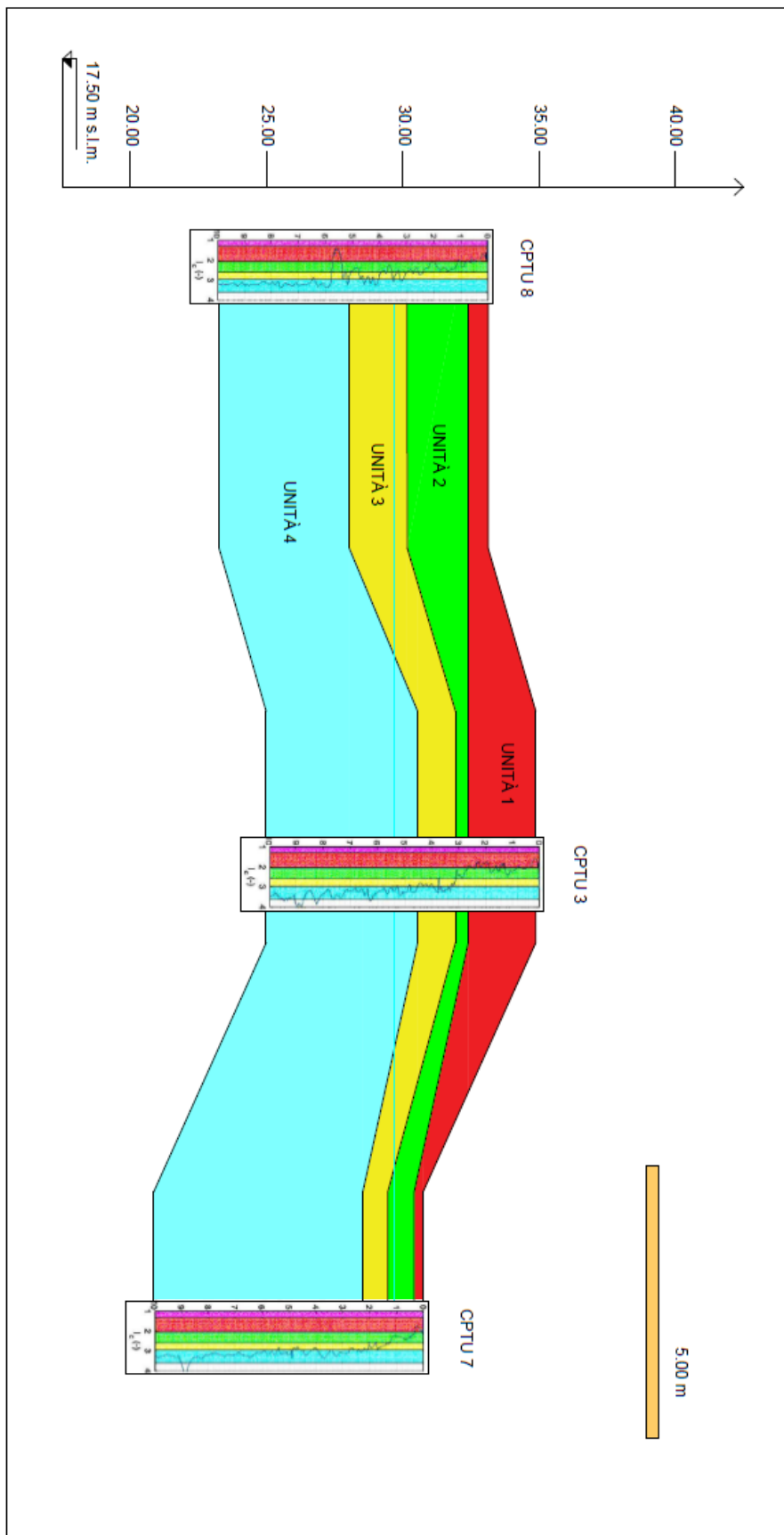


Fig. 3.3– Stratigrafia, sezione trasversale dell'argine Grizzaga (CPTu 8,3,7)

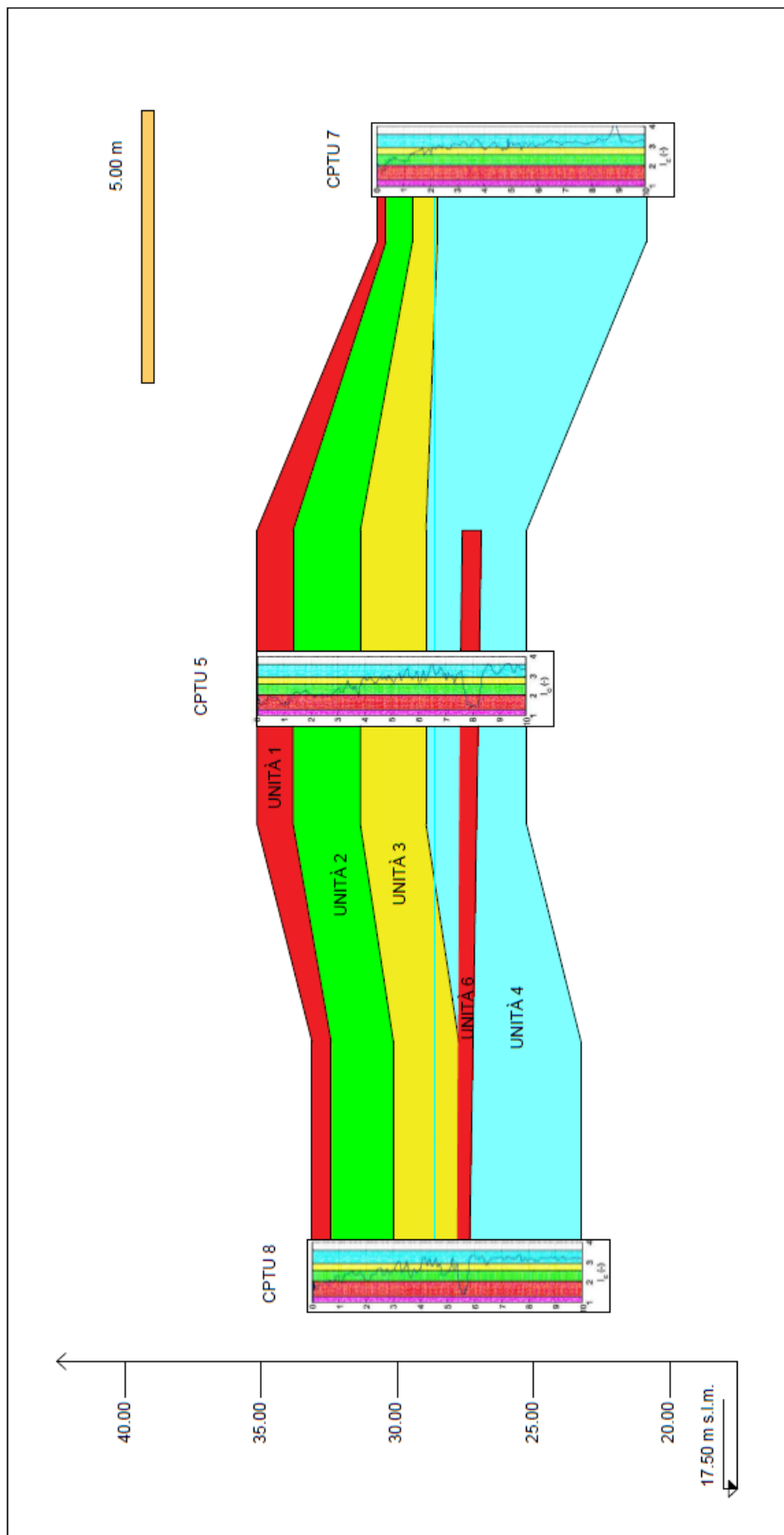


Fig.3.4 – Stratigrafia, sezione trasversale dell'argine Grizzaga (CPTu 8,5,7)

Si riporta il sondaggio eseguito dall'azienda GeoGroup in data 11/08/2022, a cui si è fatto riferimento nella costruzione della stratigrafia.

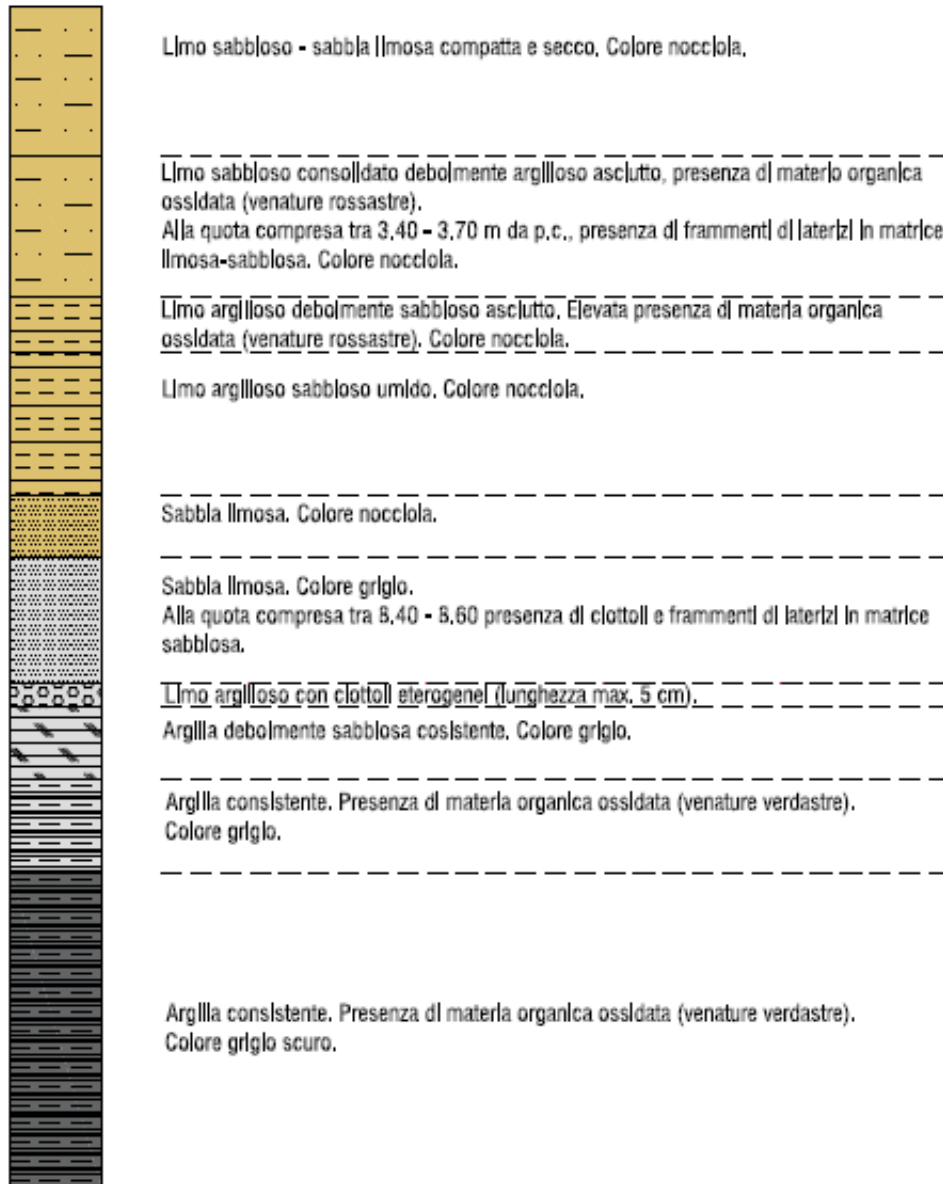


Fig. 3.5 – Schema sondaggio, fonte: GeoGroup SRL.

UNITÀ	DESCRIZIONE
1	Sabbia limosa fine, con presenza di sabbia media, compatta e secca
2	Limo - limo sabbioso - limo argilloso, color grigio
3	Limo argilloso umido
4	Argilla
5	Limo - limo sabbioso - limo argilloso
6	Sabbia limosa fine, con presenza di sabbia media

Tab.3.1 – Descrizione delle unità di terreno.

3.2 PARAMETRI GEOTECNICI

Le indagini circa l'argine del fiume Grizzaga sono ancora in corso: dunque, non sono a disposizione sino a questo momento tutti i dati sufficienti per definire con completezza il modello geotecnico.

Per stimare i parametri geotecnici elencati nel capitolo 2 a partire dalle prove CPTu, fornendo un intervallo di valori plausibili ed un valore medio, si procede inserendo i dati elaborati tramite Matlab (presenti nell'allegato) all'interno di un grafico, per ogni CPTu, che ha per ordinate la profondità e per ascissa il dato da determinare.

Si procede suddividendo il grafico nelle varie unità definite dalla stratigrafia, e per ognuna di esse si valutano visivamente gli estremi minimo e massimo, avendo cura di escludere eventuali singolarità, e il valore medio.

Infine, per ogni unità di terreno si calcola la media dei valori medi di ogni prova, e si assumono come valori massimo e minimo quelli assoluti tra tutte le prove.

Di seguito si riportano i grafici dei parametri in funzione della profondità.

CPTu 1

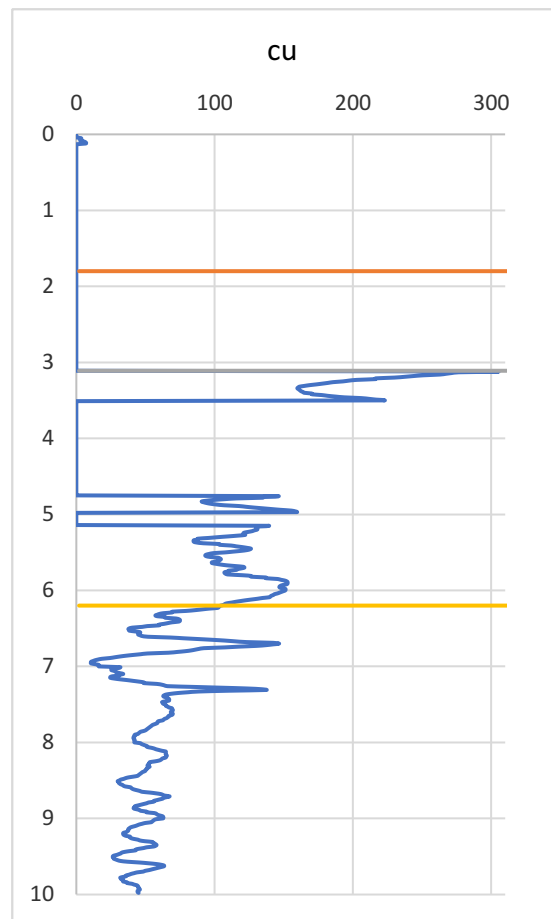
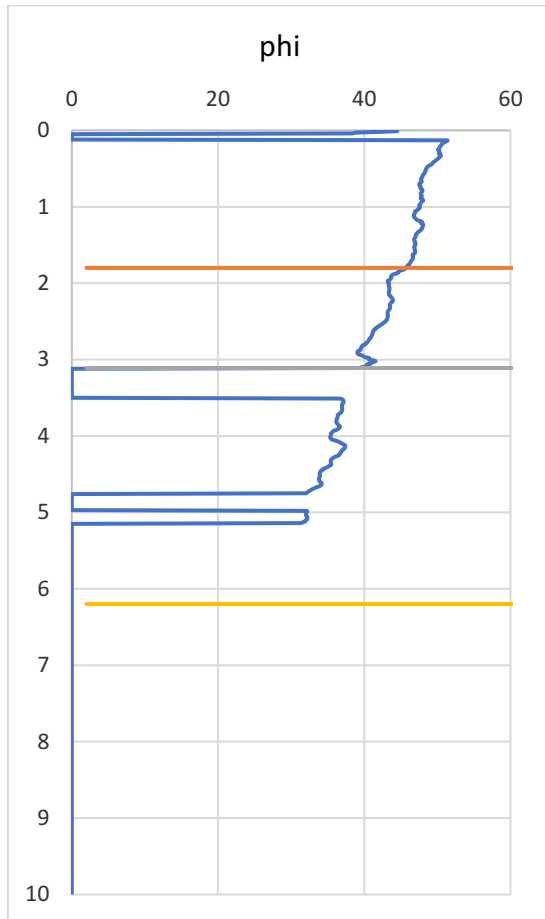


Fig. 3.6 (sinistra) – CPTu 1: Angolo ϕ'_p in funzione della profondità.

Fig. 3.7 (destra) – CPTu 1: Resistenza non drenata c_u in funzione della profondità.

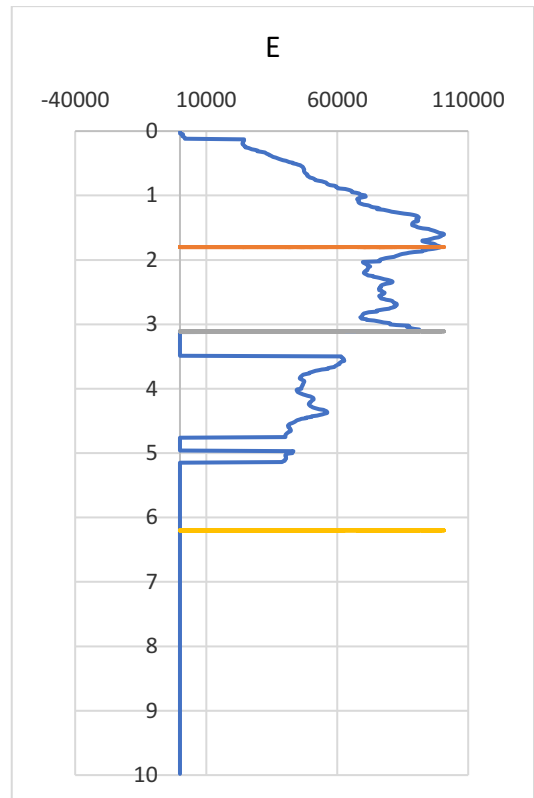
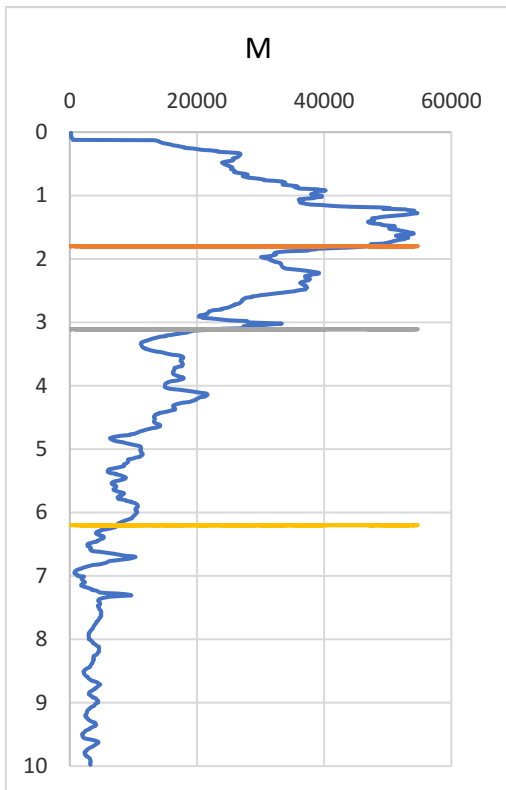


Fig. 3.8 (sinistra) – CPTu 1: Modulo edometrico M in funzione della profondità.

Fig. 3.9 (destra) – CPTu 1: Modulo di Young E in funzione della profondità

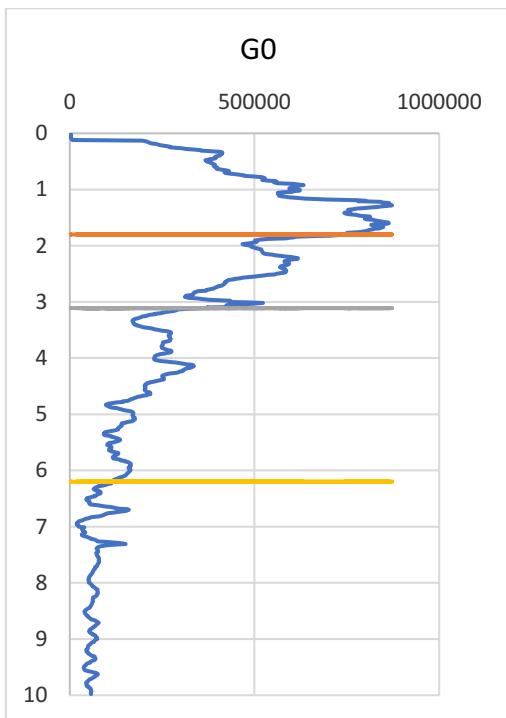


Fig. 3.10 – CPTu 1: Modulo di taglio dinamico G_0 in funzione della profondità.

CPTu 2

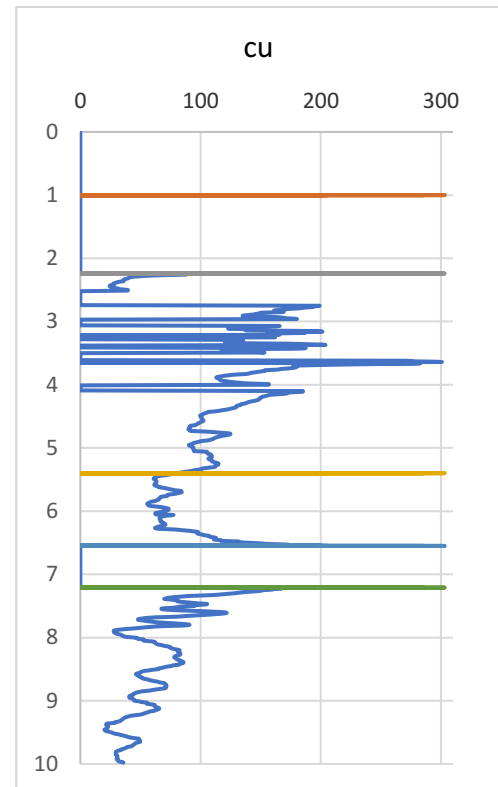
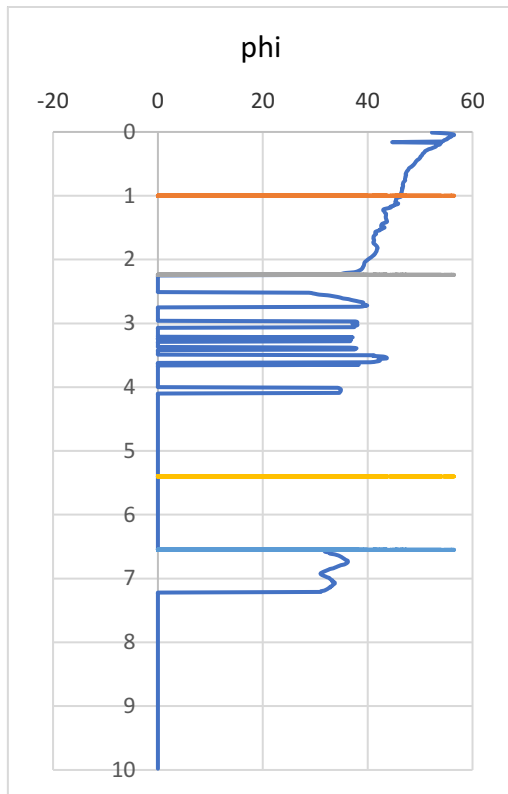


Fig. 3.11 (sinistra) – CPTu 2: Angolo ϕ'_p in funzione della profondità.

Fig. 3.12 (destra) – CPTu 2: Resistenza non drenata c_u in funzione della profondità.

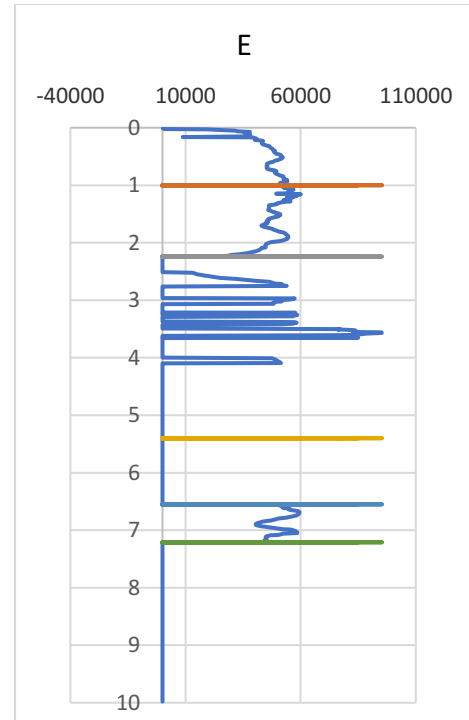
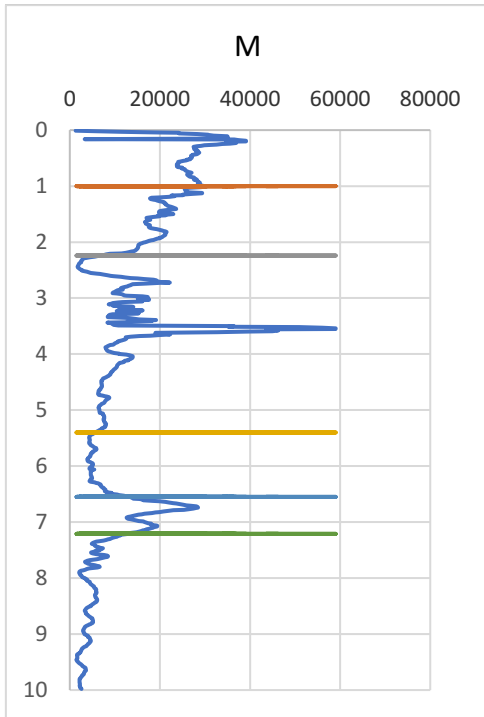


Fig. 3.13 (sinistra) – CPTu 2: Modulo edometrico M in funzione della profondità.

Fig. 3.14 (destra) – CPTu 2: Modulo di Young E in funzione della profondità

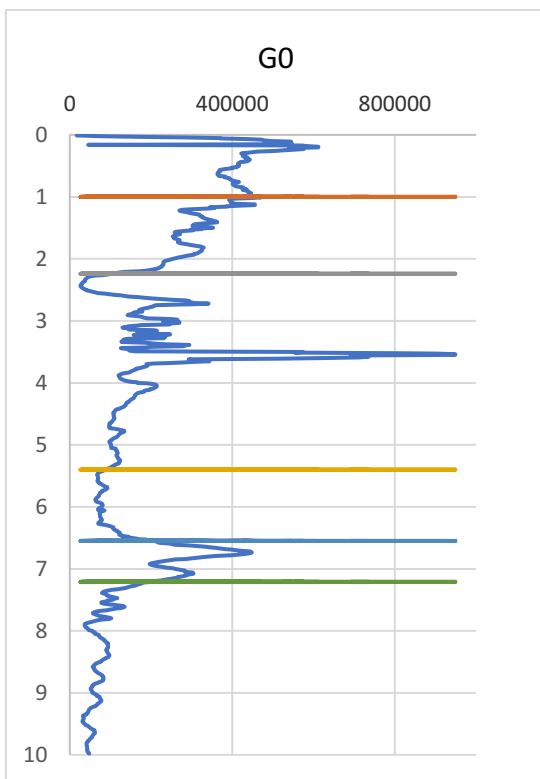


Fig. 3.15 – CPTu 2: Modulo di taglio dinamico G_0 in funzione della profondità.

CPTu 3

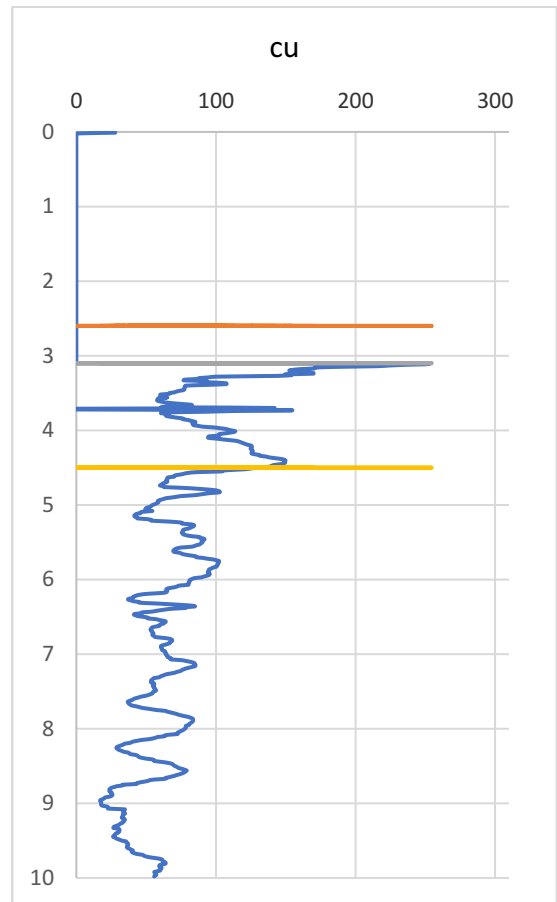
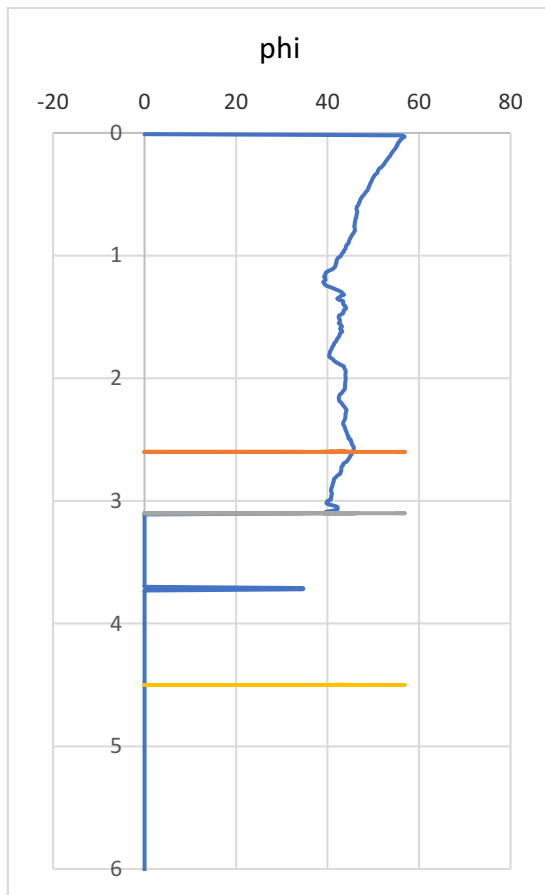


Fig. 3.16 (sinistra) – CPTu 3: Angolo ϕ'_p in funzione della profondità.

Fig. 3.17 (destra) – CPTu 3: Resistenza non drenata c_u in funzione della profondità.

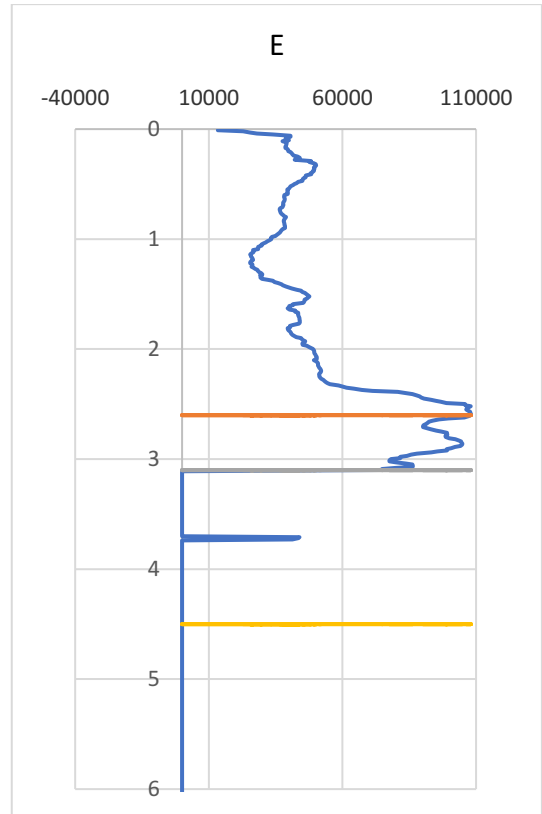
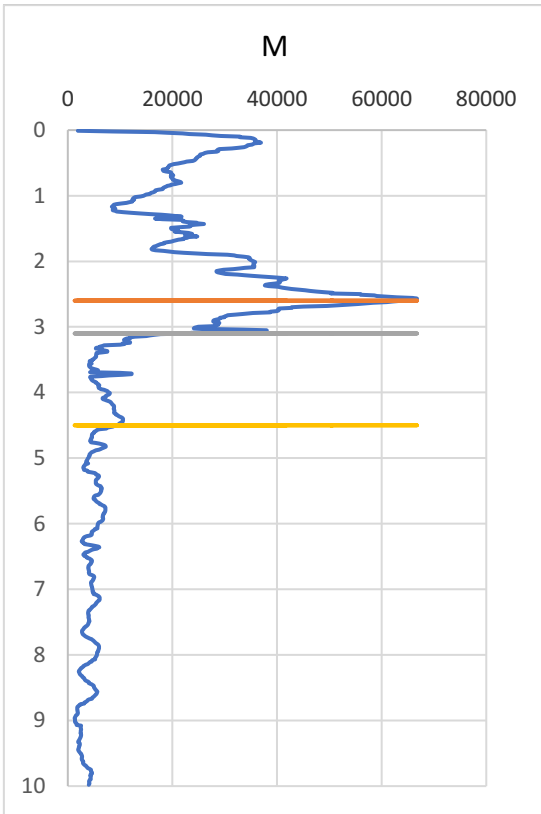


Fig. 3.18 (sinistra) – CPTu 3: Modulo edometrico M in funzione della profondità.

Fig. 3.19 (destra) – CPTu 3: Modulo di Young E in funzione della profondità.

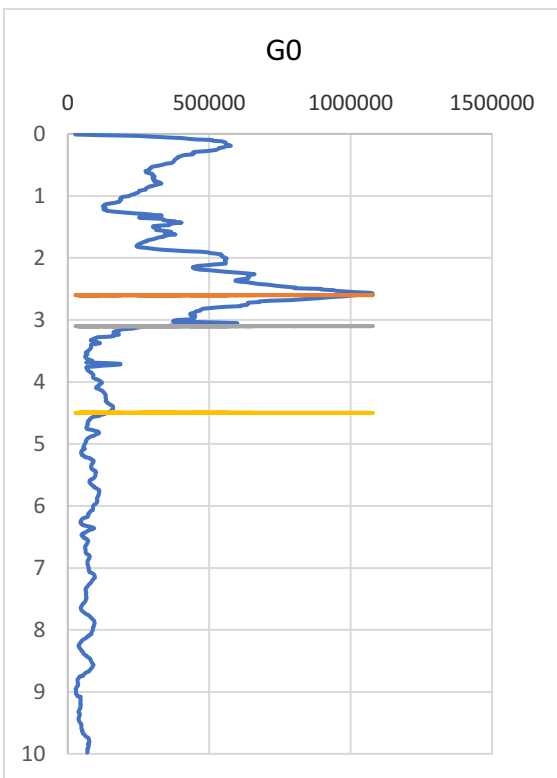


Fig. 3.20 – CPTu 1: Modulo di taglio dinamico G_0 in funzione della profondità.

CPTu 4

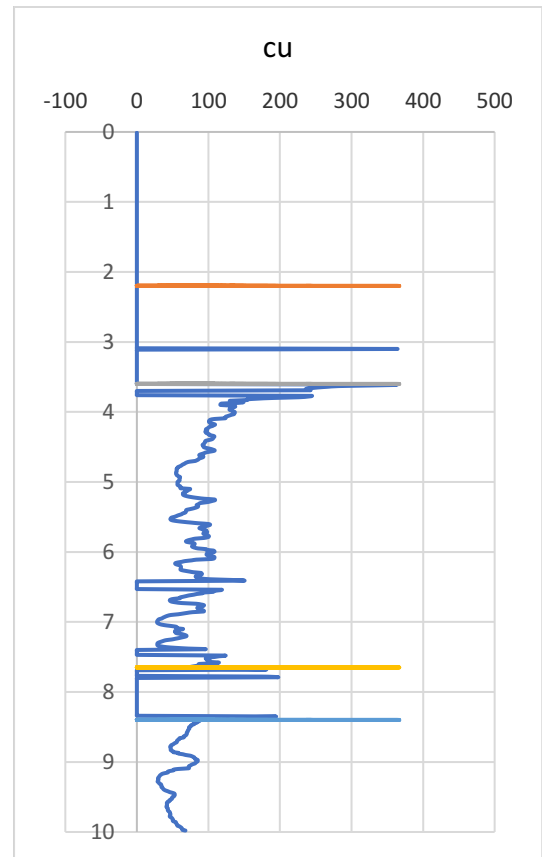
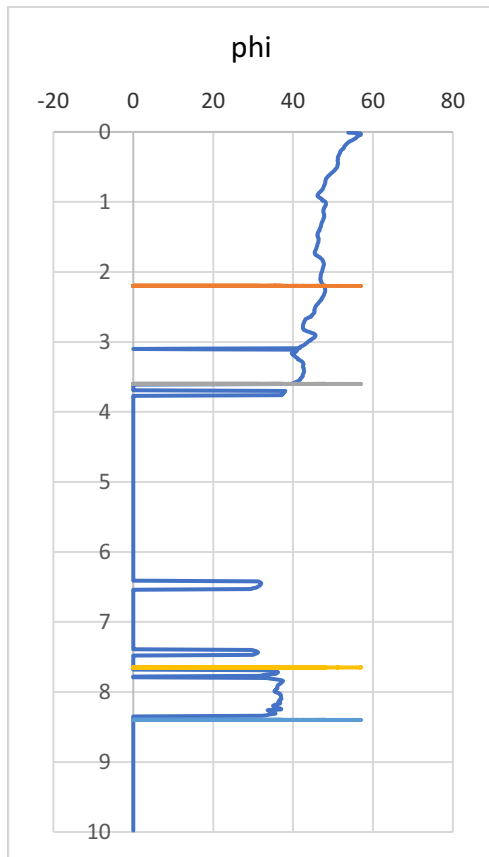


Fig. 3.21 (sinistra) – CPTu 4: Angolo ϕ'_p in funzione della profondità.

Fig. 3.22 (destra) – CPTu 4: Resistenza non drenata c_u in funzione della profondità.

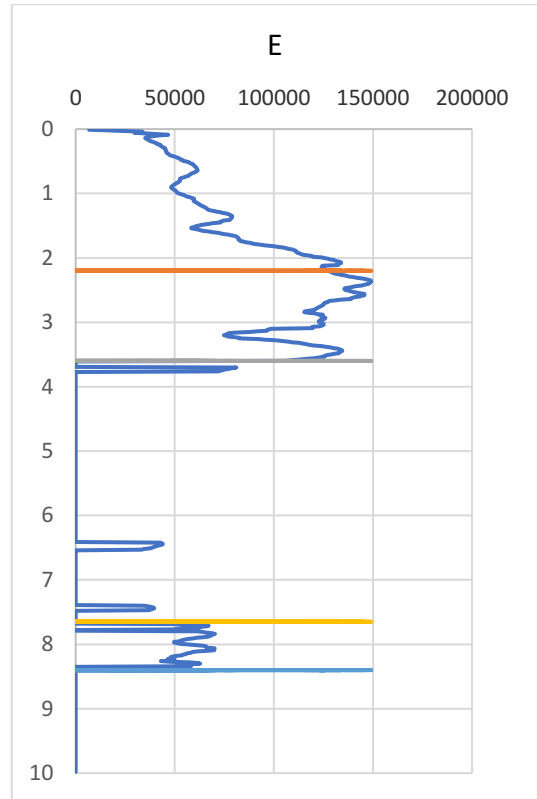
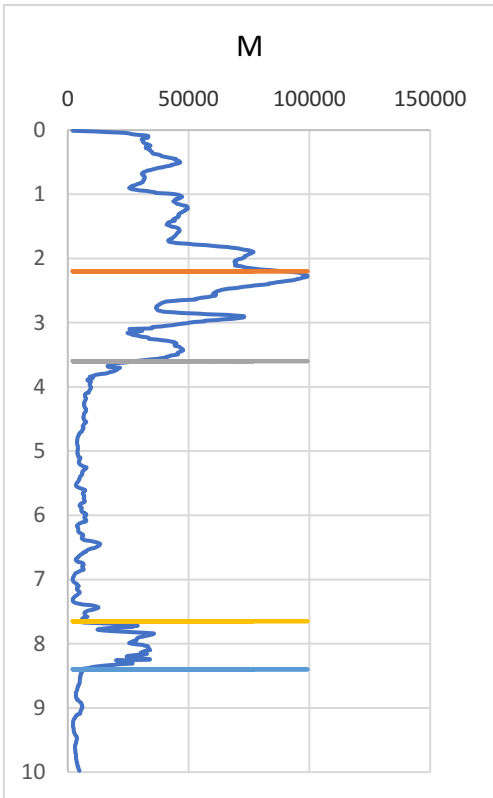


Fig. 3.23 (sinistra) – CPTu 4: Modulo edometrico M in funzione della profondità.

Fig. 3.24(destra) – CPTu 4: Modulo di Young E in funzione della profondità.

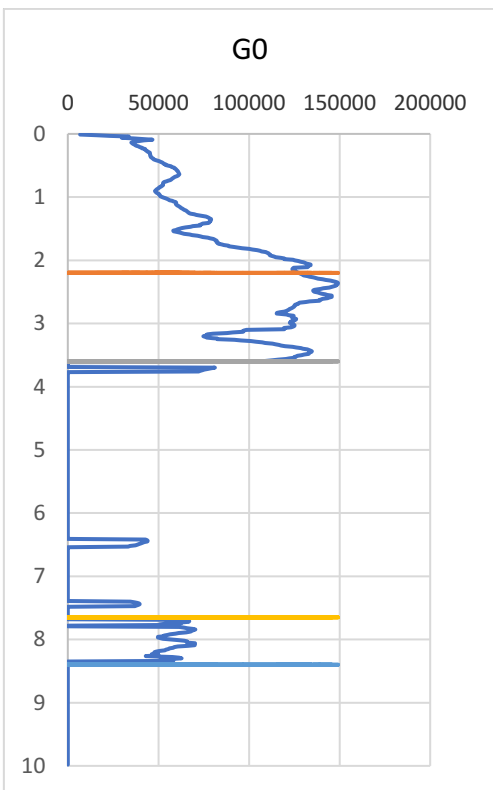


Fig. 3.25 – CPTu 4: Modulo di taglio dinamico G_0 in funzione della profondità.

CPTu 5

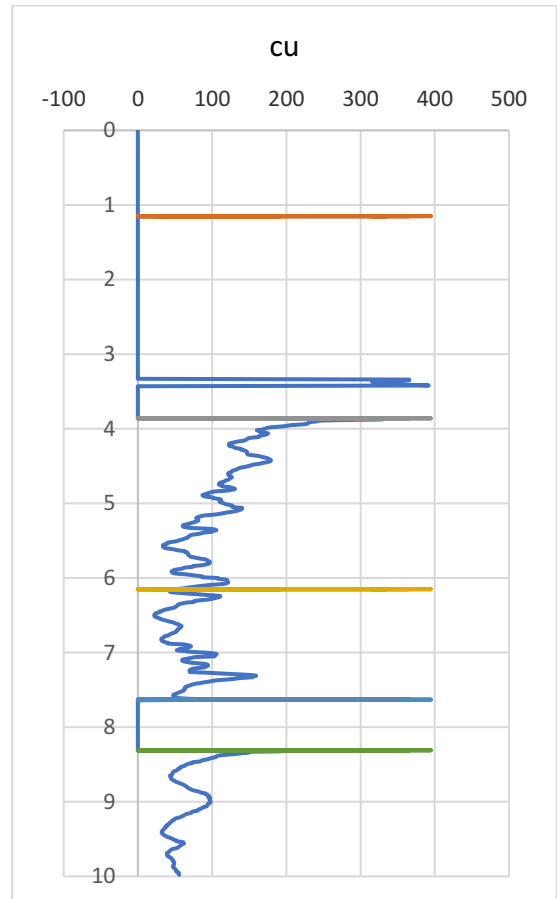
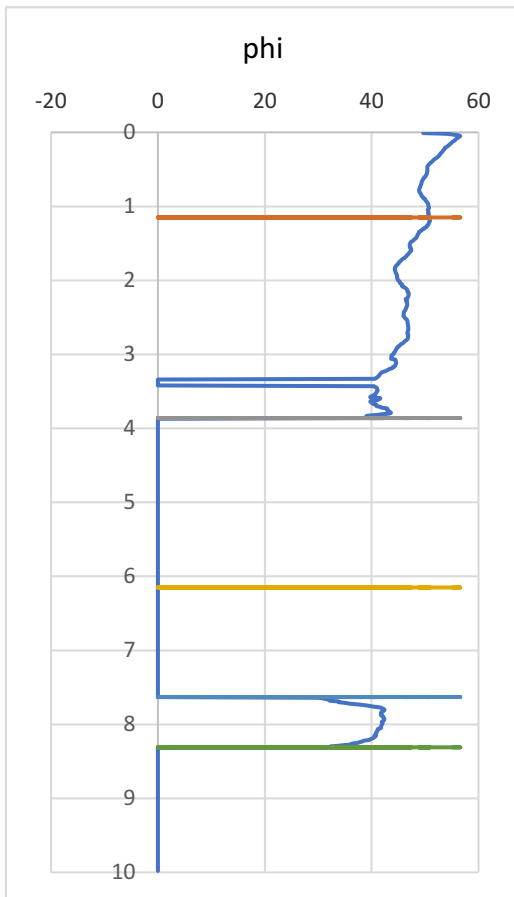


Fig. 3.26 (sinistra) – CPTu 5: Angolo ϕ'_p in funzione della profondità.

Fig. 3.27 (destra) – CPTu 5: Resistenza non drenata c_u in funzione della profondità.

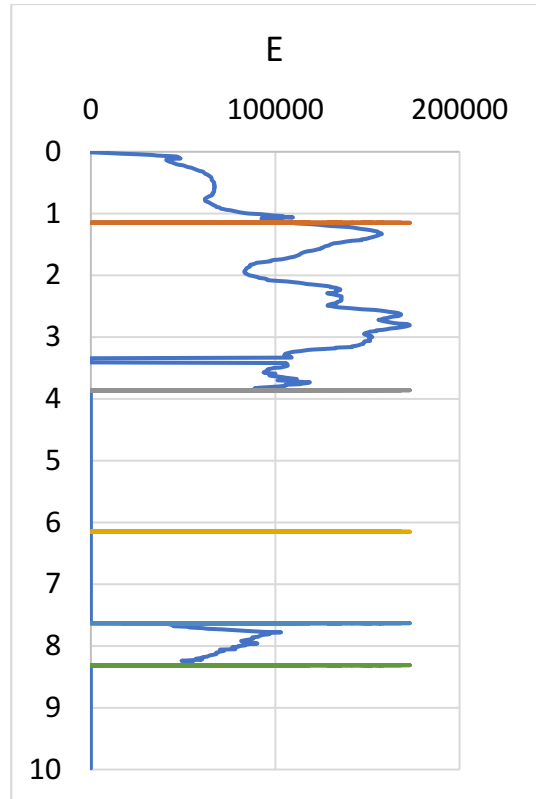
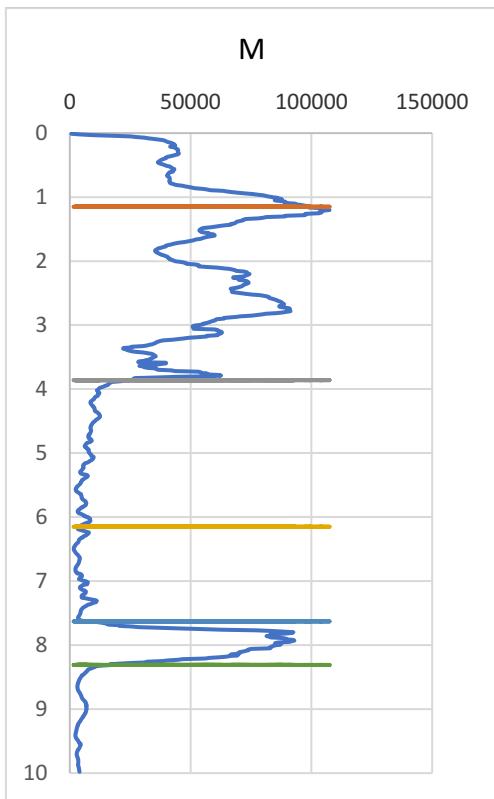


Fig. 3.28 (sinistra) – CPTu 5: Modulo edometrico M in funzione della profondità.

Fig. 3.29 (destra) – CPTu 5: Modulo di Young E in funzione della profondità.

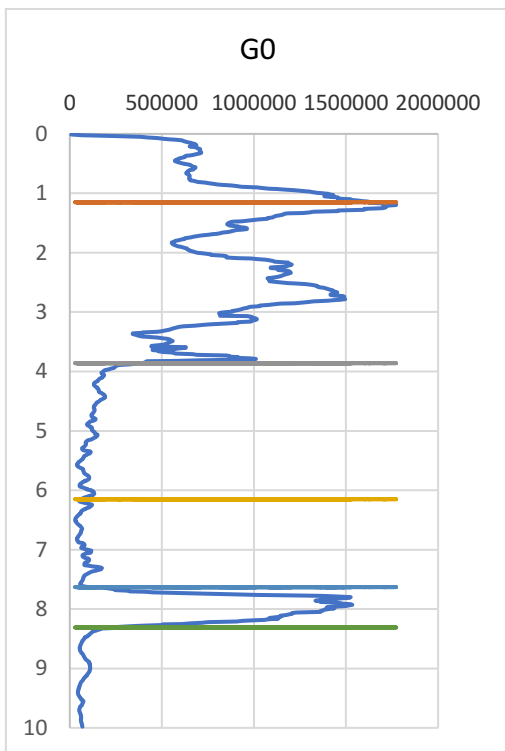


Fig. 3.30 – CPTu 5: Modulo di taglio dinamico G_0 in funzione della profondità.

CPTu 6

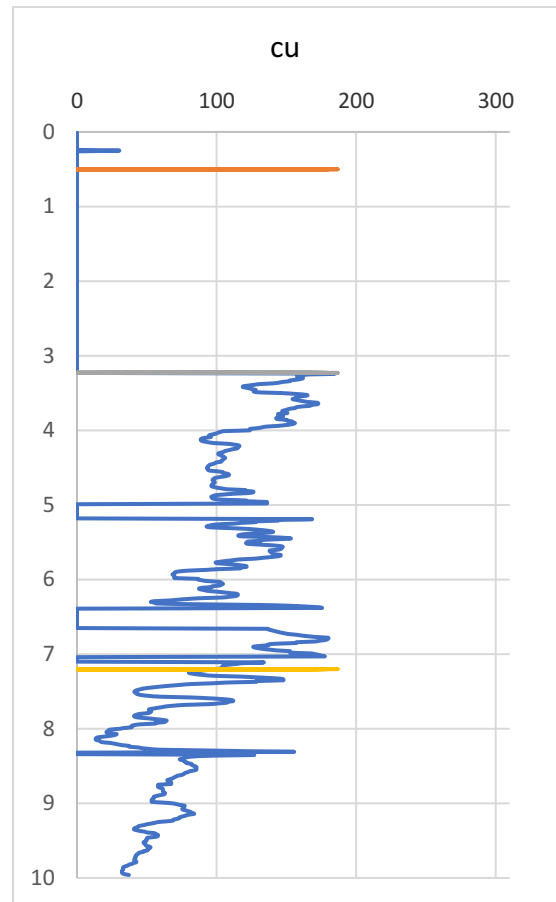
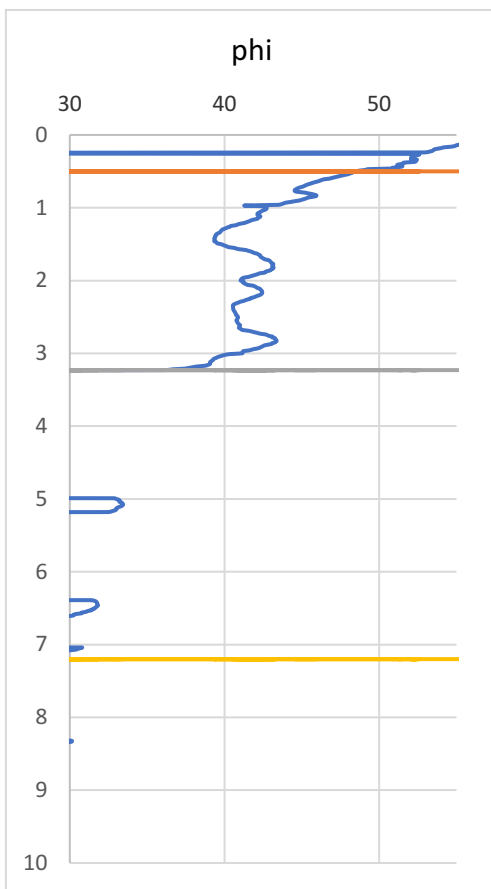


Fig. 3.31 (sinistra) – CPTu 6: Angolo ϕ'_p in funzione della profondità.

Fig. 3.32 (destra) – CPTu 6: Resistenza non drenata c_u in funzione della profondità.

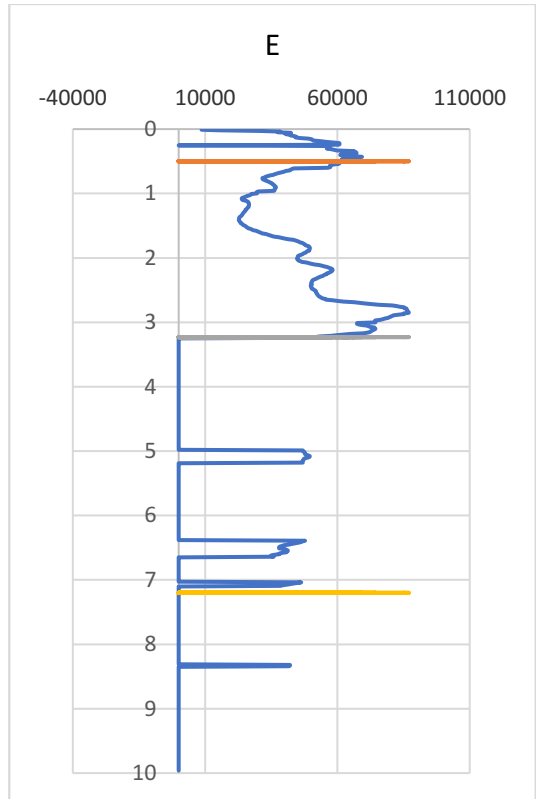
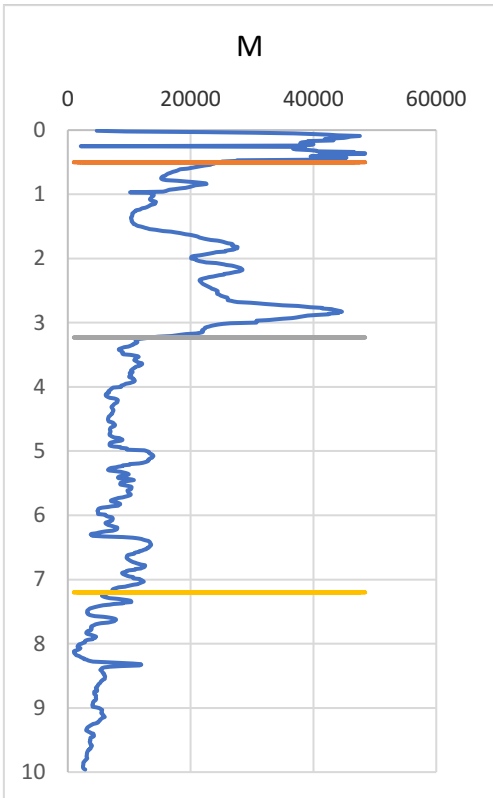


Fig. 3.33 (sinistra) – CPTu 6: Modulo edometrico M in funzione della profondità.

Fig. 3.34 (destra) – CPTu 6: Modulo di Young E in funzione della profondità.

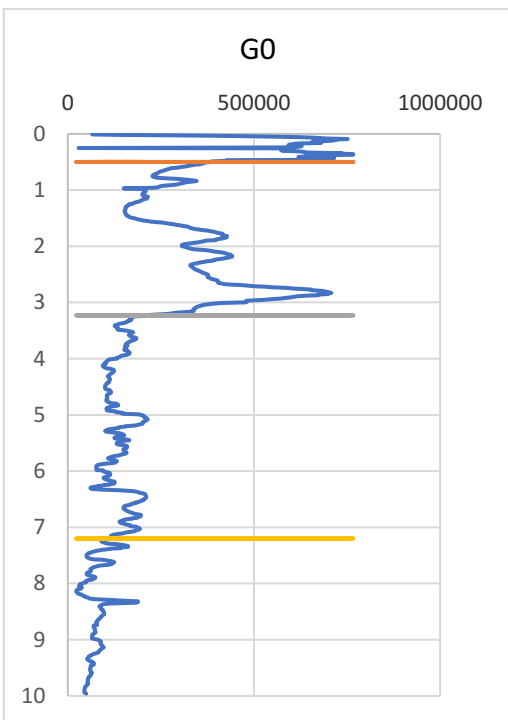


Fig. 3.35 – CPTu 6: Modulo di taglio dinamico G_0 in funzione della profondità.

CPTu 7

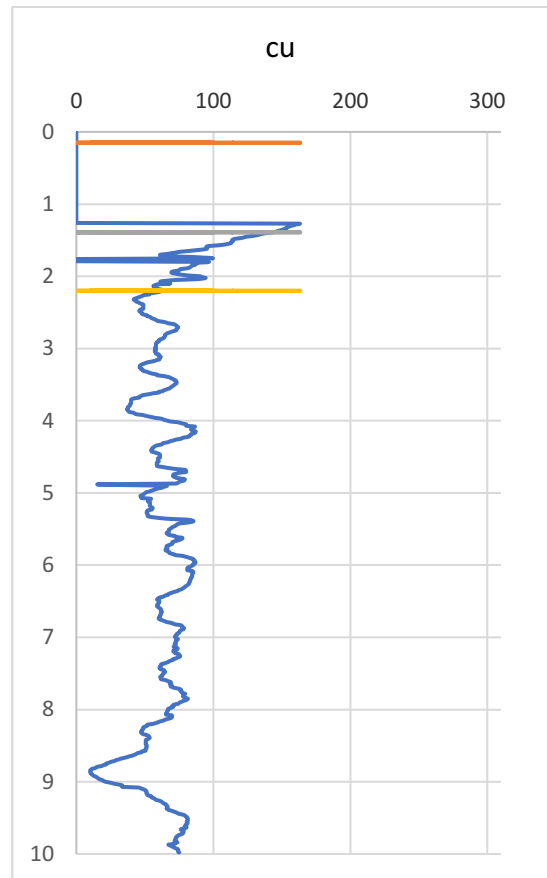
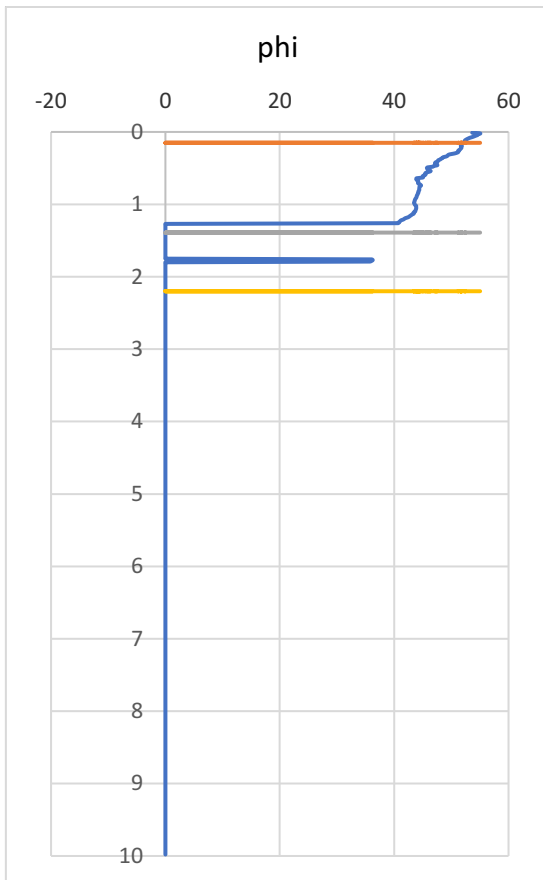


Fig. 3.36 (sinistra) – CPTu 7: Angolo ϕ'_p in funzione della profondità.

Fig. 3.37 (destra) – CPTu 7: Resistenza non drenata c_u in funzione della profondità.

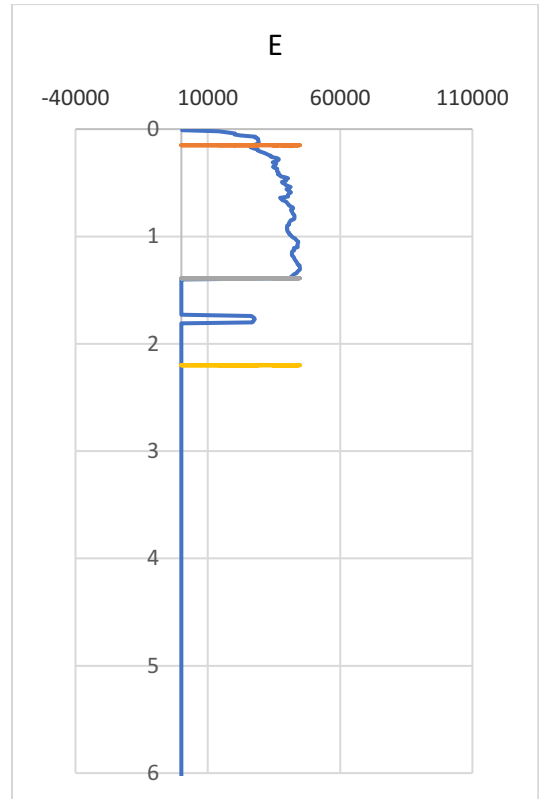
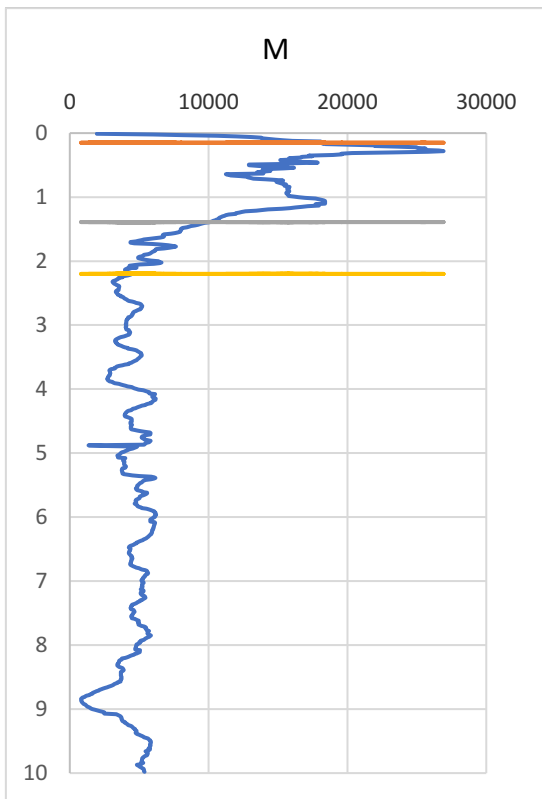


Fig. 3.38 (sinistra) – CPTu 7: Modulo edometrico M in funzione della profondità.

Fig. 3.39 (destra) – CPTu 7: Modulo di Young E in funzione della profondità.

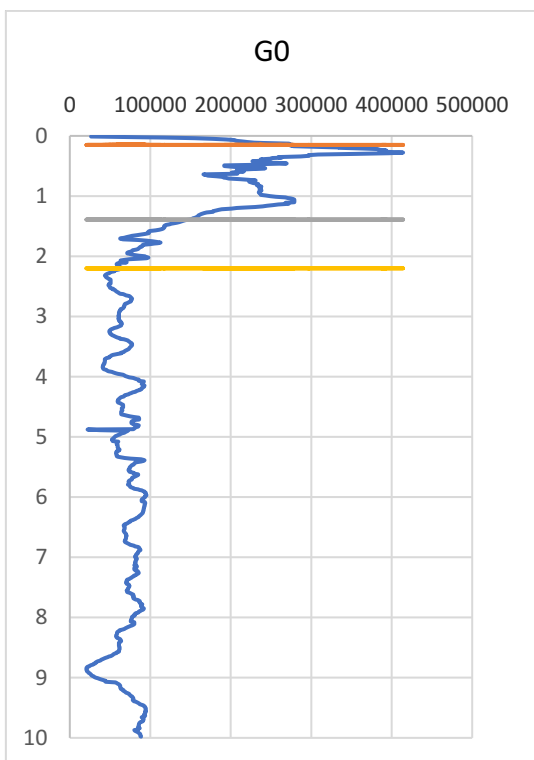


Fig. 3.40 – CPTu 7: Modulo di taglio dinamico G_0 in funzione della profondità

CPTu 8

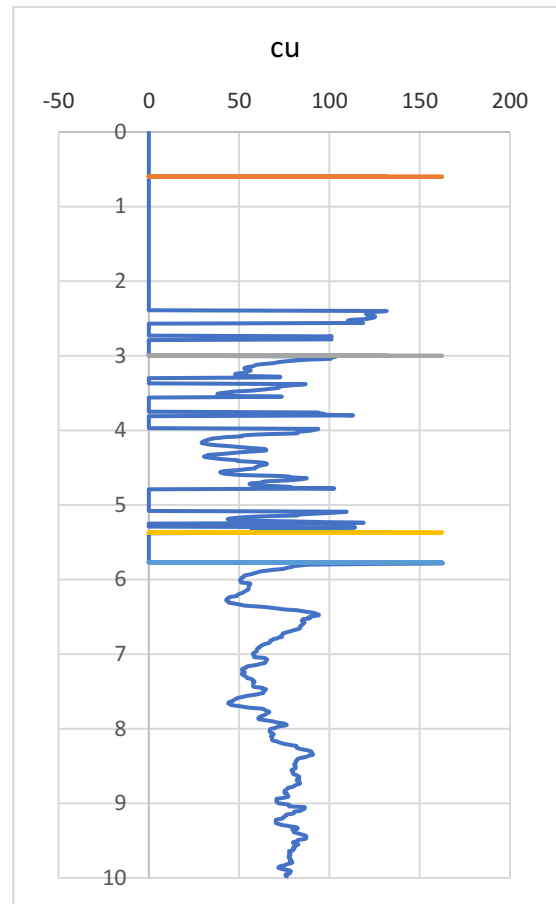
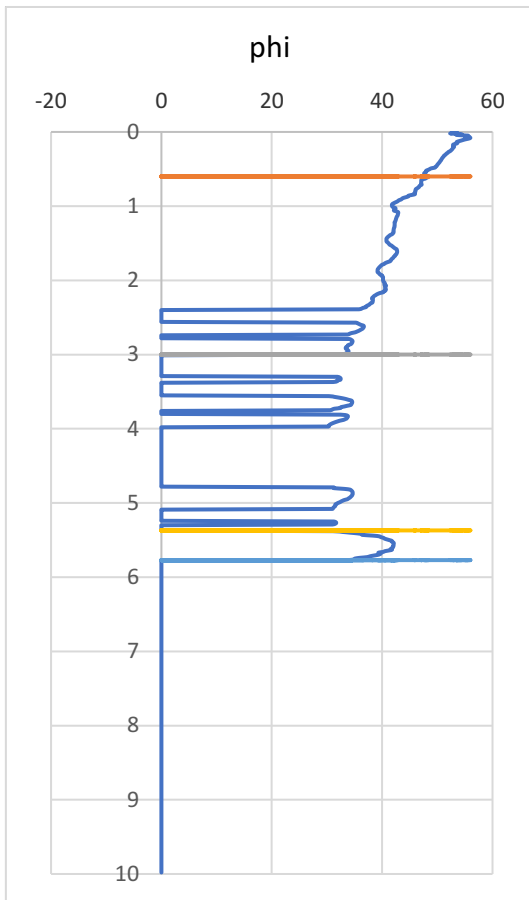


Fig. 3.41 (sinistra) – CPTu 8: Angolo ϕ'_p in funzione della profondità.

Fig. 3.42 (destra) – CPTu 8: Resistenza non drenata c_u in funzione della profondità.

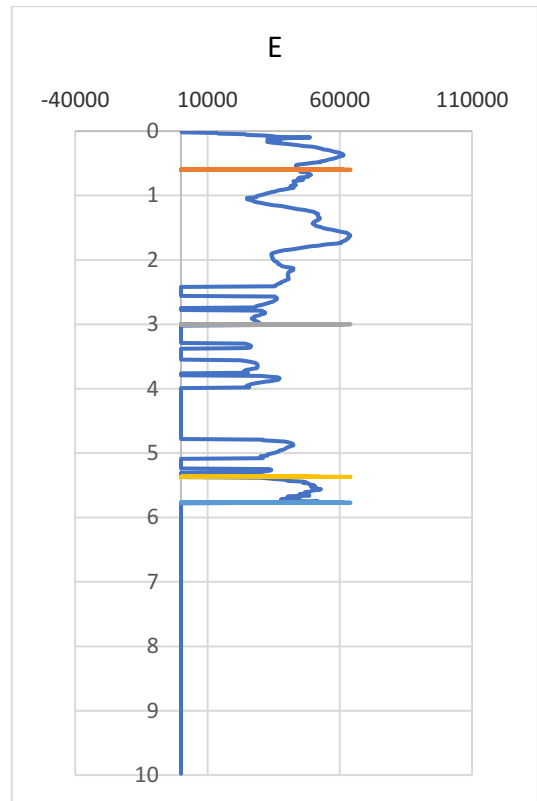
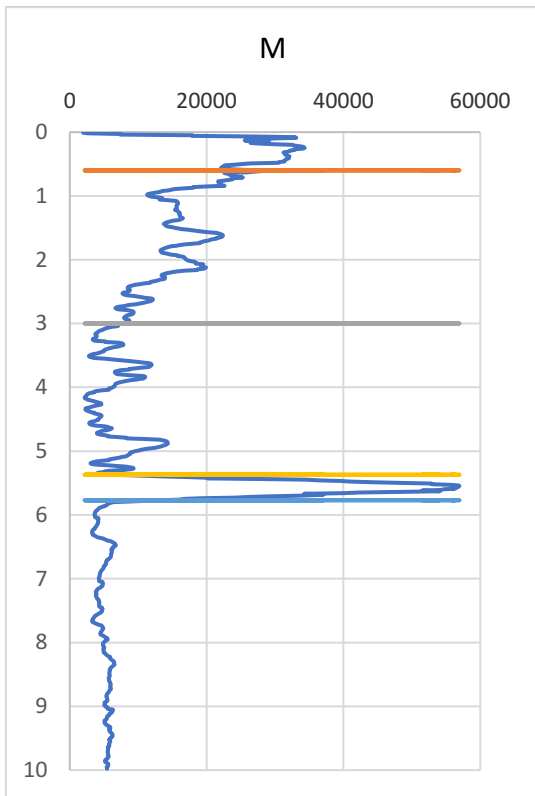


Fig. 3.43 (sinistra) – CPTu 8: Modulo edometrico M in funzione della profondità.

Fig. 3.44 (destra) – CPTu 8: Modulo di Young E in funzione della profondità.

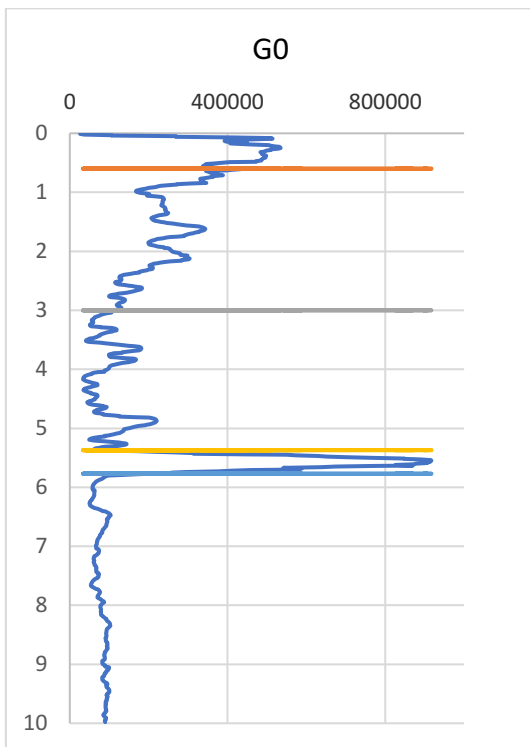


Fig. 3.45 – CPTu 8: Modulo di taglio dinamico G_0 in funzione della profondità

Per quanto riguarda il peso di volume γ , è stata fatta una stima sulla base della tipologia di terreno riportata nella classificazione.

Le prove per la misura della permeabilità si stanno attualmente svolgendo; le misure nella tabella Tab.3.3 sono delle stime provvisorie tramite formula di Hazen:

$$k = C * D_{10}^2$$

Dove $C=0.01$ e D_{10} è il diametro, espresso in mm, della maglia del setaccio che permette il passaggio del 10% in peso del campione di materiale durante la prova granulometrica.

UNITÀ	φ'_p (°)		c_u (kPa)		M (kPa)	
	Intervallo di valori	Valore medio	Intervallo di valori	valore medio	Intervallo di valori	valore medio
1	34-56	45	-	-	200-100000	33437,5
2	31-56	43	100-125 (CPT 8)	115 (CPT 8)	6700-110000	30915
3	30-44	36	25-250	98,125	1600-120000	16787,5
4	-	-	20-200	63,75	3200-13200	4450
5	31-36	33	-	-	6000-28000	20000
6	32-42	38	-	-	2100-93000	37080

Tab.3.2 – Parametri geotecnici delle unità di terreno (φ , c_u , M).

UNIT À	E (kPa)		G ₀ (kPa)		γ (kN/m ³)	k (m/s)
	Intervallo di valori	valore medio	Intervallo di valori	valore medio		
1	2000-130000	54125	8200-1630000	473000	13-18	4*10 ⁽⁻⁶⁾
2	8000-170000	75000	100000-1800000	486925	13-19	8*10 ⁽⁻⁷⁾
3	50000-95000	49000	6000-900000	139300	14-21	2,5*10 ⁽⁻⁷⁾
4	-	-	8000-190000	73550	18-21	10 ⁽⁻⁸⁾
5	-	-	90000-400000	250000	14-21	NO DATI
6	50000-100000	67500	40000-1530000	600000	13-18	NO DATI

Tab.3.3 – Parametri geotecnici delle unità di terreno (E, G₀, γ, k).

N.B. Sebbene secondo l'analisi la media dell'angolo di attrito φ'_p nell'unità 1 risultasse pari a 50°, nella realtà risulta impossibile verificare un tale valore: è stato dunque scelto di abbassarlo a 45°.

Conclusioni

La tesi mira a definire il modello geotecnico dell'argine del fiume Grizzaga, a Fossalta di Modena, tramite la stratigrafia e la definizione di alcuni parametri geotecnici.

La stratigrafia è stata ricavata principalmente mediante lettura dell'indice I_c delle prove penetrometriche.

Le prove CPTu possono non essere precise: infatti determinano la stratigrafia in maniera indiretta, analizzando il comportamento meccanico dei terreni, che può essere influenzato da condizioni esterne quali il grado di compattazione o il grado di saturazione.

È dunque importante affiancare alla lettura dei grafici quella della stratigrafia fornita dal sondaggio.

Per ricostruire le sezioni della stratigrafia, una longitudinale e due trasversali, si è fatto uso del software Autocad: sono stati caricati, scalati e quotati, i grafici (z, I_c) per ogni prova CPTu, e la stratigrafia ottenuta dal sondaggio delle indagini precedenti per riferimento.

Dunque, si sono individuate le unità di terreno, il più possibile omogenee per caratteristiche meccaniche.

Per stimare i parametri geotecnici si sono utilizzate diverse tecniche.

Alcuni valori, come la resistenza non drenata c_u , il modulo edometrico M , il modulo di Young E ed il modulo di taglio dinamico G_0 , sono stati ricavati esclusivamente tramite le prove CPTu, grazie a delle leggi empiriche.

Il programma Matlab calcola la misura di questi parametri per ogni centimetro di profondità: dunque, al fine di ricavare una sintesi, si sono definiti, per ogni unità, degli intervalli di valori e il valore medio.

Per fare ciò si sono inseriti i parametri all'interno di grafici in funzione della profondità, uno per ogni prova CPTu, e una volta individuate visivamente le misure di sintesi per ognuno (per ogni unità di terreno), si è proceduto a mergere i risultati di tutte le prove.

Per i valori dell'angolo di attrito φ'_p si è proceduto in modo analogo, con l'aggiunta, però, dei risultati della prova di taglio anulare, che hanno costituito il limite inferiore degli intervalli.

Il peso di volume γ è stato stimato sulla base della tipologia di terreno.

Infine, i valori della permeabilità k sono stati stimati tramite la formula di Hazen, che utilizza come parametro il diametro D_{10} ricavato dalla prova granulometrica.

BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA

CIRIA, Ministry of Ecology of United Kingdom, USACE, 2013. The International Levee Handbook. CIRIA, London 2013, ISBN: 978-0-86017-734-0

Favaretti M., Mazzucato A., *Prove geotecniche di laboratorio*, Padova, cleup editore (1987)

Flora A., *Introduzione alle indagini geotecniche. Dalle norme alle esperienze*, Benevento, HEVELIUS EDIZIONI (1996)

Lancellotta R., *Geotecnica*, Bologna, Zanichelli (1987)

MIT, Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse), Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 2014.

NTC. Norme Tecniche per le Costruzioni. DEI, 2018.

Robertson P.K., Cone penetration test (CPT). Based soil behavior type classification system - An update, Canadian Geotechnical Journal, 2016

Antonioli F., *Dicembre 2020: la piena del Panaro ha superato i massimi storici*, cmer, 28 gennaio 2021.

URL: <https://www.centrometeoemiliaromagna.com/cronaca-meteo/dicembre-2020-la-piena-del-panaro-ha-superato-i-massimi-storici>

Arpae Emilia-Romagna, *Rapporto dell'evento meteorologico, delle piene e delle frane occorsi dal 4 all'8 dicembre 2020*, Bologna, 26 gennaio 2021

Pipiano R., *La prova penetrometrica statica CPT (Cone Penetration Test)*, Geostru, 2021.

URL: <https://blog.geostru.eu/la-prova-penetrometrica-statica-cpt-cone-penetration-test/>