

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, CHIMICA, AMBIENTALE E DEI MATERIALI

*Corso di Laurea Magistrale in
INGEGNERIA CIVILE*

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

in:

Consolidamento dei terreni M

**MODELLO NUMERICO DI UN ARGINE MAESTRO DEL
FIUME PO PER L'INDIVIDUAZIONE DEI POSSIBILI
MECCANISMI DI COLLASSO**

Candidato:
Alessandro Limodio

Relatore:
Chiar.mo Prof. **Guido Gottardi**

Correlatrici:
Prof.ssa **Michela Marchi**
Prof.ssa **Laura Tonni**

Anno Accademico 2013-14

Sessione I

Sommario

1) CARATTERISTICHE GENERALI DEGLI ARGINI E PROBLEMI DI INSTABILITA'	5
1.1) NATURA E FUNZIONE DEGLI ARGINI.....	5
1.1.1) Generalità.....	5
1.1.2) Costituzione di un argine.....	6
1.2) MECCANISMI DI ROTTURA DEGLI ARGINI.....	9
1.3) PROTEZIONE IDRAULICHE DEL TERRITORIO	13
1.3.1) Tipologie di intervento	14
1.3.1.1) Interventi non strutturali.....	14
1.3.1.2) Interventi strutturali.....	15
1.3.1.3) Tecniche di ingegneria naturalistica	18
1.3.2) Il concetto di rischio.....	18
1.3.3) Moti di filtrazione negli argini.....	20
1.3.3.1) Studio del moto idrodinamico: Reticolo idrodinamico.....	23
1.3.3.2) Criteri utilizzati per l'individuazione delle condizioni di instabilità dei rilevati arginali.....	27
1.3.4) Scelta delle resistenze di progetto.....	33
2) CARATTERISTICHE DEGLI ARGINI DEL PO.....	35
2.1) INTRODUZIONE	35
2.2) AGENZIA INTERREGIONALE PER IL FIUME PO	36
2.3) GLI ARGINI DEL FIUME PO.....	39
2.3.1) Convenzione tra Autorità di Bacino del fiume Po e Università di Bologna.....	41
2.4) CAMPAGNA DI INDAGINI.....	43
2.5) CARATTERIZZAZIONE DEL SUOLO	44
2.6) CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	48
2.6.1) Introduzione	48
2.6.2) Criterio di rottura	53
2.7) MODELLO GEOTECNICO.....	54
2.8) PROVE IN SITO.....	55
2.8.1) Prova Penetrometrica Statica C.P.T.....	58
2.8.2) Prova con Piezocono CPTU.....	63
2.8.2.1) Interpretazione della prova CPTU.....	64

2.8.2.1.1) Interpretazioni in terreni a grana grossa	68
2.8.2.1.2) Interpretazioni terreni a grana fine	71
2.9) <i>VARIABILITÀ DELLE MISURE DI PROPRIETÀ GEOTECNICHE</i>	74
2.9.1) <i>Variabilità intrinseca dei terreni</i>	75
2.9.2) <i>Errori di misura ed incertezza statistica</i>	79
2.10) <i>ANDAMENTO DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI E MOTI DI FILTRAZIONE</i>	81
2.11) <i>RISULTATI PROVE CPTU</i>	81
2.11.1) <i>CPTU U16BR</i>	83
2.11.2) <i>CPTU U17BR</i>	88
2.11.3) <i>CPTU U18BR</i>	92
2.12) <i>QUADRO DI SINTESI DELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</i>	96
3) INTRODUZIONE ALL'USO DEI CODICI AGLI ELEMENTI FINITI PLAXIS E GEOSTUDIO	105
3.1) <i>PREMESSA</i>	105
3.2) <i>INTRODUZIONE TEORICA DEL METODO FEM</i>	107
3.3) <i>SCELTA DEL MODELLO</i>	108
3.3.1) <i>Fasi di creazione del modello numerico</i>	109
3.4) <i>PLAXIS</i>	110
3.4.1) <i>Analisi plastica</i>	112
3.4.2) <i>Analisi "Phi-c reduction"</i>	112
3.4.3) <i>Updated Mesh Analysis</i>	113
3.5) <i>GEOSTUDIO</i>	114
3.5.1) <i>Slope/W</i>	114
3.5.1.1) <i>Forma della superficie di scivolamento</i>	117
3.5.2) <i>Seep/W</i>	120
3.5.3) <i>Fase di input in GeoStudio</i>	122
3.5.4) <i>RISOLUTORE: STEADY-STATE ANALYSIS</i>	124
4) PRESENTAZIONE ANALISI E RISULTATI	126
4.1) <i>SIMULAZIONI: ANALISI SEZIONE COMPLETA (FASE INPUT)</i>	126
4.2) <i>SIMULAZIONI: ANALISI SEZIONE COMPLETA (FASE CALCOLO)</i>	131
4.3) <i>SIMULAZIONI: ANALISI SEZIONE RIDOTTA (FASE INPUT)</i>	138
4.4) <i>SIMULAZIONI: ANALISI SEZIONE RIDOTTA (FASE CALCOLO)</i>	141

<i>4.5) SIMULAZIONI: ANALISI SEZIONE FALDA PIANO CAMPAGNA (FASE INPUT)</i>	149
<i>4.6) SIMULAZIONI: ANALISI SEZIONE FALDA PIANO CAMPAGNA (FASE CALCOLO)</i>	152
<i>4.7) SIMULAZIONI: ANALISI SEZIONE CON SUBSTRATO DI FONDAZIONE RIDOTTO (FASE INPUT)</i>	160
<i>4.8) SIMULAZIONI: ANALISI SEZIONE CON SUBSTRATO DI FONDAZIONE RIDOTTO (FASE CALCOLO)</i>	163
5) CONCLUSIONI	171
6) LISTA IMMAGINI	174
7) BIBLIOGRAFIA	178

ABSTRACT

Il lavoro di tesi eseguito comprende la ricerca sulle problematiche arginali e le tipologie di intervento per la protezione idraulica del territorio. Convenzione n.37/2010 tra AdBPo e Università di Bologna. La campagna di indagini eseguite e la caratterizzazione del suolo. La caratterizzazione geologica e la caratterizzazione del modello geotecnico della “sez.6_GU” (che corrisponde alla sezione “S38C” del catasto delle arginature maestre) tramite l’utilizzo delle funzioni di Excel, ed elaborazione dei risultati delle prove con la determinazione dei valori statistici dei vari parametri geotecnici, del livello di falda e delle proprietà fisico-meccaniche dei terreni. Vengono mostrati i risultati delle prove CPTU U16BR, U17BR e U18BR. Creazione del modello utilizzando dei codici agli elementi finiti come Plaxis e GeoStudio per la verifica di stabilità dell’argine soggetto ad una portata di piena con tempo di ritorno T_r pari a 200 anni. Vengono effettuate quindi le verifiche di stabilità con l’analisi e mostrati i risultati della sezione completa per la verifica della stabilità globale; della sezione ridotta per potersi concentrare sul sistema argine-substrato di fondazione (verifica locale in assenza di area golenale); della sezione ridotta con falda a piano campagna (per individuare se la rottura avviene per il moto di filtrazione dovuta alla portata di piena); sezione con substrato di fondazione ridotto (per verificare la presenza di potenziali fenomeni di sifonamento).

1) CARATTERISTICHE GENERALI DEGLI ARGINI E PROBLEMI DI INSTABILITA'

1.1) Natura e funzione degli argini

1.1.1) Generalità

L'argine è un'opera di difesa passiva del territorio atta ad impedire lo straripamento dei corsi d'acqua. Esso è generalmente costituito da un rilevato impermeabile in terra simile ad una diga che può raggiungere altezze anche considerevoli. Gli argini possono essere disposti “*in froldo*” (cioè quando è a diretto contatto con il flusso della corrente di un corso d'acqua), oppure posti a una certa distanza da questo (in questo secondo caso, la fascia di terreno compresa tra l'alveo e l'argine, prende il nome di “*golena*”). L'argine si dispone in froldo quando manca spazio per la sua edificazione più arretrata o l'area da difendere ha un valore troppo elevato per sacrificarla destinandola a golena. La disposizione in froldo sottopone l'argine ad azioni erosive molto più spiccate rispetto ad un argine in golena. Inoltre la presenza delle golene, consente su di esse l'espansione dei volumi di piena, con conseguenti benefici sia sui livelli idrometrici che sulla propagazione dell'onda di piena a valle.



Figura 1 – Vista di un tratto di argine maestro del fiume Po

I rilevati arginali vengono realizzati qualora fosse necessario proteggere aree, in cui il rischio idraulico, proveniente da inondazioni, possa ostacolare le normali attività che vi si svolgono.

Gli argini sono elementi artificiali generalmente costituiti da rilevati impermeabili in terra o in cemento, e possono raggiungere altezze anche considerevoli.

Nella sezione trasversale di un corso d'acqua arginato si distinguono due zone di deflusso idrico:

- Una zona detta “*alveo di magra*”, circoscritta da piccoli argini detti “*golenali*”, capace di contenere le portate ordinarie.
- Una zona detta “*golena*”, circoscritta da grossi argini detti “*maestri*”, che contiene il livello di massima piena.

L'insieme dell'alveo di magra e delle golene individua l'*alveo di piena*.

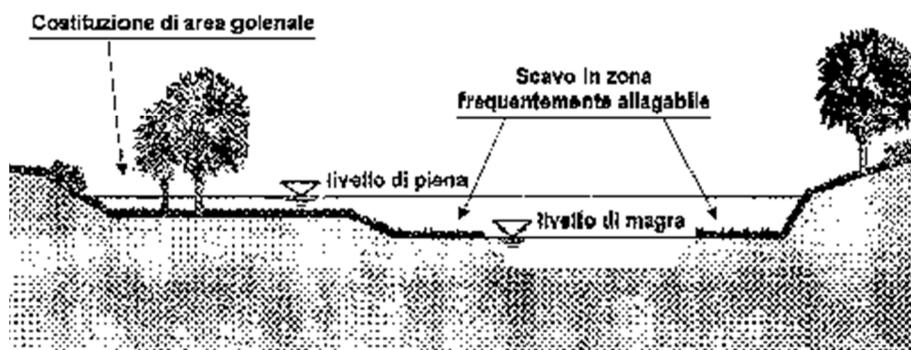


Figura 2 – Alveo di piena

1.1.2) Costituzione di un argine

Gli argini, sviluppandosi parallelamente ai corsi d'acqua per decine di chilometri, possono essere costruiti su qualsiasi tipo di terreno. Per tale motivo è preferibile costruirli in materiale sciolto, in quanto più idonei alle diverse tipologie di fondazioni sia dal punto di vista tecnico che economico.

Ovviamente gli argini in terra, sono più vulnerabili all'azione erosiva della corrente idrica. Difatti, maggiore è la probabilità di rottura che può verificarsi a valle di un

evento di piena per *tracimazione*¹ e conseguente dilavamento oppure per *sifonamento*² a causa di piene estese nel tempo. Eventuali straripamenti causerebbero notevoli allagamenti nel territorio circostante e ingenti danni a campi, abitazioni, strutture produttive, sedi stradali e ferroviarie.

Per la messa in sicurezza dei rilevati arginali rispetto a fenomeni *tracimativi* viene di norma fissata una quota di coronamento pari alla quota di pelo libero riferita alla piena centennale con una riserva di sicurezza rappresentata da un margine di sicurezza detto "*franco arginale*" assunto pari al (10÷15)% dell'altezza di progetto per tenere conto dell'abbassamento del terreno e del costipamento dell'argine. Quindi ha entità variabile, tanto maggiore quanto più elevato è il grado di pericolosità idraulica del corso d'acqua e del suo contesto territoriale. Di norma, per corsi d'acqua primari, si adotta un franco di 1,00 m – 1,20 m sulla portata di massima piena.

L'altezza degli argini di un corso d'acqua è dimensionata in base all'entità degli eventi di piena previsti in un arco di tempo pluriennale definito "*tempo di ritorno*" (è il tempo medio in cui un valore di intensità assegnata viene uguagliato o superato almeno una volta).

Mentre per assicurare l'opera rispetto al *sifonamento*, va attentamente progettata la geometria della sezione trasversale.

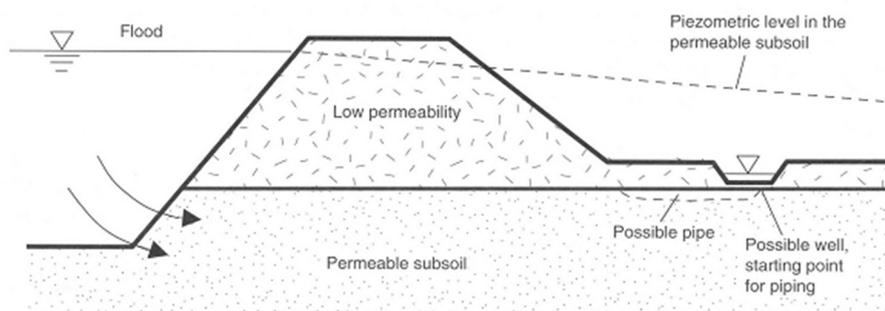


Figura 3 - Situazione caratteristica per il sifonamento

¹ in un punto più debole del coronamento, possono innescare fenomeni erosivi di dilavamento; questi creano un'incisione iniziale che successivamente può evolvere in una vera e propria breccia ovvero in una rottura dell'argine.

² causa asportazione e trasporto di materiale solido, con possibile collasso dell'opera. Difatti, a causa del moto dell'acqua che filtra negli interstizi tra le particelle solide, si può determinare l'annullamento dello stato tensionale che le tiene legate innescando il loro movimento.

La presenza di terreni coesivi teneri e saturi, possono dar luogo a rilevanti incrementi di pressione neutra accompagnati da instabilità o cedimenti eccessivi con i relativi problemi di filtrazione e sifonamento. Quindi, per nuovi rilevati, vanno costruiti in strati successivi di (50–60)cm e costipati strato per strato, suddividendo la costruzione del rilevato in più fasi successive.

Per quanto riguarda la scelta dei materiali³, bisogna tenere in considerazione taluni parametri che sono elementi di giudizio nella scelta dei materiali per il corpo del rilevato:

- distribuzione granulometrica;
- plasticità;
- contenuto organico;
- resistenza all'aggressione chimica e al degrado ambientale;
- solubilità;
- tendenza al rigonfiamento;
- resistenza alla frantumazione;
- predisposizione alla compattazione;
- permeabilità;
- effetti del trasporto e della posa in opera.

La metodologia di posa in opera deve essere scelta in modo da garantire la stabilità del corpo del rilevato adottando procedure di compattazione scelte in base alla natura del materiale, al contenuto in acqua e alle sue possibili variazioni, allo spessore degli strati, alla natura del terreno di fondazione e finalizzate al raggiungimento dell'uniformità della compattazione.

In particolare, i materiali con cui vengono realizzati i rilevati arginali sono costituiti da terra omogenea limosa e argillosa compresa tra tipi con un minimo contenuto di sabbia, pari a circa il 15% e tipi con un contenuto di sabbia che può superare il 50%. Questa opportuna mescolanza di sabbia e argilla rappresenta un'ottima soluzione per la realizzazione di un argine. Difatti, la sabbia garantisce la resistenza allo scivolamento mentre l'argilla preserva l'opera da eccessivi fenomeni di filtrazione.

³ EC7 cap.5

Pertanto, le proprietà meccaniche richieste ad un materiale terroso perché sia idoneo per la costruzione di un argine sono:

- permeabilità modesta: non superiore a 10^{-6} ÷ 10^{-8} m/s, per contenere i problemi legati ai moti di filtrazione;
- peso specifico elevato: per assicurarne la stabilità allo scivolamento;
- buona compattazione: assicura una maggiore tenuta e stabilità.

1.2) Meccanismi di rottura degli argini

Ci sono numerosi meccanismi di rottura che provocano la rottura di argini di terra e l'allagamento di aree protette. Questi meccanismi possono verificarsi singolarmente o possono agire più tipi contemporaneamente. Gli argini possono fallire a causa di un danno dell'argine stesso, o se la fondazione su cui è costruito l'argine viene meno il suo scopo. Una panoramica dei meccanismi più comunemente osservati:

- 1) Cause strutturali (questa categoria include i meccanismi dove i parametri dominanti sono le resistenze del terreno). Tali meccanismi includono:
 - a. Impatto strutturale: questo può verificarsi quando oggetti fisici collidono con l'argine.
 - b. Danni provocati dagli alberi: gli alberi che sono piantati sull'argine o adiacente ad esso, possono provocare danni significativi. Ad esempio quando ci sono condizioni di forte vento che scuotono gli alberi, questo non solo può creare un grande vuoto che può portare a destabilizzare l'argine, ma le radici degli alberi possono risultare un canale preferenziale per il fenomeno della filtrazione se le radici vengono sradicate dall'argine. Per mitigare possibilmente l'impatto dei danni da alberi, occorre manutenzione delle radici;
 - c. Rottura del pendio: se i materiali costituenti la fondazione che supportano l'argine sono deboli, o si destabilizzano, la rottura del pendio potrebbe svilupparsi e creare la rottura dell'argine. È richiesto quindi un'accurata progettazione contro la rottura;
 - d. Scorrimento: quando il livello dell'acqua cresce sul bordo dell'argine, il peso dell'acqua induce delle forze che spingono lateralmente. Il peso dell'argine e l'attrito tra la parte alta dell'argine ed i materiali della fondazione, dovrebbero essere sufficientemente resistenti alla

spinta laterale. Se questo ha insufficiente resistenza allo scorrimento, l'argine viene spinto dentro e si raggiunge il collasso. È richiesto quindi un'accurata progettazione contro il meccanismo di scivolamento.

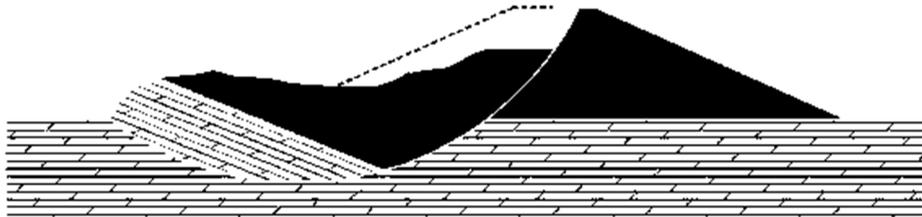


Figura 4 – Rottura per scivolamento

- 2) Cause dovute ad azioni idrauliche (in questa categoria appartengono meccanismi di rottura dove i parametri dominanti producono i fenomeni di “groundwater flow” e variazioni di pressione). Tra questi ci sono:
- Moto di filtrazione: se il materiale costituente la fondazione, ha un'elevata permeabilità, l'acqua può viaggiare velocemente attraverso questi materiali porosi sfruttando la differenza di potenziale⁴;
 - Rottura per sollevamento: avviene quando le forze di filtrazione, agenti in direzione opposta alle forze di massa, diminuiscono la tensione efficace fino al suo annullamento;
 - Rottura per erosione⁵: generata dall'asportazione e successivo trasporto di particelle all'interno di uno strato di terreno o all'interfaccia tra strati diversi o tra terreno e struttura. Di solito l'erosione è retrogressiva e accompagnata dal collasso della struttura;

⁴ in presenza di un gradiente di pressione, lo scorrimento avviene nella direzione che va dalla pressione più alta a quella più bassa

⁵ Se possibile verificare tale tipo di rottura, è necessario verificare che il gradiente sia al di sotto del valore critico, in corrispondenza al quale si innesca il movimento delle particelle. Tale gradiente è in funzione della direzione del flusso, della distribuzione granulometrica e della stratificazione dei terreni. Si devono progettare dei “filtri” che limitino il trasporto di materiale eroso. In alternativa possono essere impiegati “geosintetici” dimensionati in modo da trattenere il materiale fine.

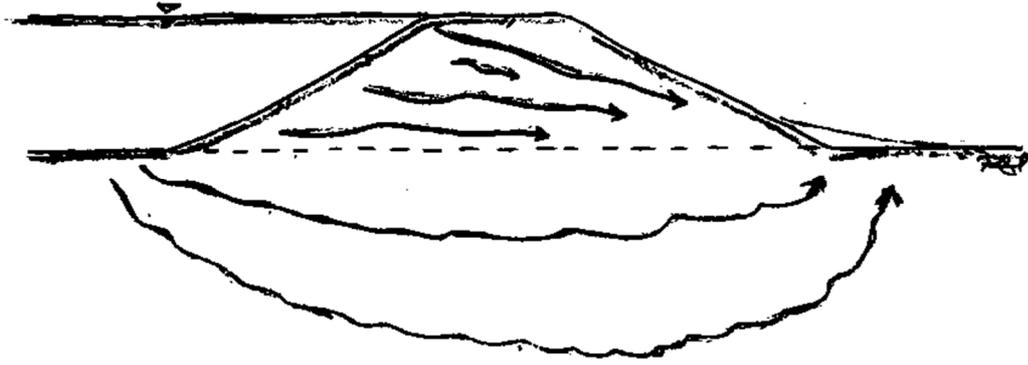


Figura 5 - Fenomeno dell'underseepage e dell'erosione interna

- d. Rottura per sifonamento: è un particolare tipo di rottura, nella quale l'erosione inizia alla superficie e poi procede in forma retrogressiva, direttamente nella massa di terreno, all'interfaccia tra uno strato coesivo ed uno granulare, formando un canale (pipe) entro il quale passa l'acqua. La rottura avviene quando l'ingresso del canale a monte raggiunge il fondo del fiume o del bacino⁶;
- e. Liquefazione: avviene più frequentemente in depositi sabbiosi e/o sabbioso limosi sciolti⁷, a granulometria uniforme, normalmente consolidati e saturi. Durante la fase di carico, le sollecitazioni indotte nel terreno, quali possono essere quelle derivanti da un evento sismico, possono causare un aumento delle pressioni interstiziali fino a eguagliare la tensione soprastante. Viene così annullata la resistenza al taglio del terreno secondo il principio delle pressioni efficaci di Terzaghi, e si assiste così a un fenomeno di "fluidificazione" del suolo.
- 3) Le cause che interessano la degradazione superficiale (queste includono le varie forme di erosione superficiale che possono verificarsi a causa di acqua di superficie che scorre sopra o contro la superficie della diga):
- a. Tracimazione: avviene quando il livello dell'acqua sul lato esterno dell'argine supera l'argine stesso. Gli argini non sono generalmente

⁶ Se le condizioni di filtrazione sono tali da causare sifonamento, si devono adottare misure atte a prevenirlo quali filtri, banche laterali o schermi impermeabili.

⁷ I depositi più soggetti a liquefazione sono sabbie e limi la cui deposizione è avvenuta nell'Olocene a granulometria uniforme (ben classati) che si trovano in strati con spessori nell'ordine dei metri e in condizioni sature.

progettati per il fenomeno della tracimazione, e di conseguenza, sono altamente suscettibili alla rottura a meno che materiali molto resistenti all'erosione non vengano utilizzati per costruire l'argine;



Figura 6 - Fenomeno della tracimazione dell'argine

- b. Tracimazione e "jetting": avviene quando il livello dell'acqua supera l'argine all'inizio dell'elevazione dovuti a muri strutturali che si fondano nell'argine di terra. Sfortunatamente questo getto d'acqua agisce come uno stramazzone⁸ e l'acqua impatta sull'argine in un flusso concentrato dato che il suo livello energetico è maggiore rispetto ad una convenzionale tracimazione.

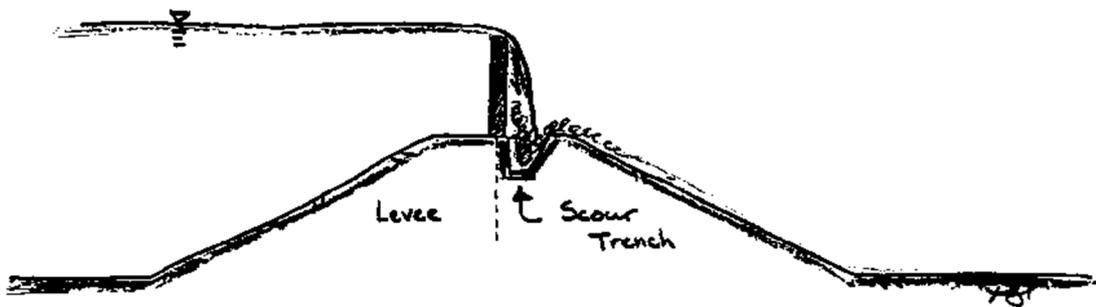


Figura 7 - Overtopping and jetting

- c. Erosione superficiale: avviene generalmente con il passaggio dell'acqua che scorre sul lato dell'argine. Se la sollecitazione di taglio imposto dall'abrasione dell'acqua contro la faccia dell'argine è abbastanza alto, l'integrità dell'argine è notevolmente ridotta. Gli argini che sono esposti ad un'azione ripetuta di flusso d'acqua, come gli argini dei fiumi, sono generalmente progettati e costruiti con

⁸ Per ridurre questo fenomeno, bisogna dissipare energia installando dispositivi rivestiti con materiali resistenti all'erosione

dispositivi di protezione di prevenzione dell'erosione⁹ (in generale gli argini ben compattati costruiti con materiali argillosi sono molto più resistenti contro l'erosione di sabbie limose);

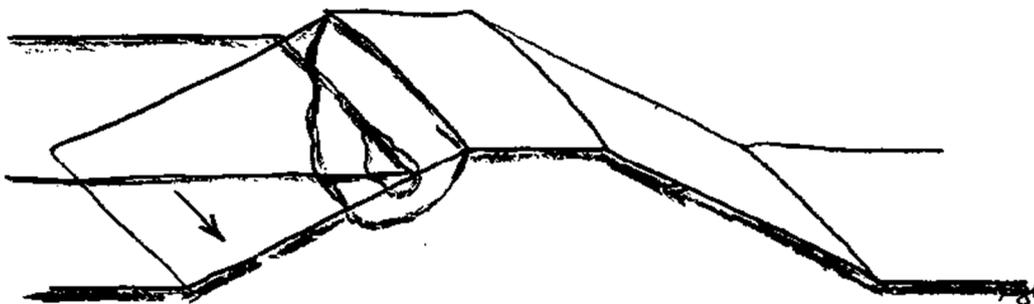


Figura 8 - Erosione superficiale

- d. Impatti ondosi: può causare erosioni significative alle facciate degli argini dovuto al moto ondoso. Gli argini che sono influenzati dalle onde, sono generalmente progettati con armatura per evitare danni da urti.



Figura 9 - "Wave impact"

1.3) Protezione idrauliche del territorio

Si ritiene indispensabile ora illustrare gli aspetti generali delle attività che occorre sostenere nella protezione idraulica del territorio. Bisogna anzitutto sottolineare l'importanza del controllo dello sviluppo delle piene che possono innescare i fenomeni di allagamento dei territori adiacenti i corsi d'acqua, sia dal punto di vista tecnico che amministrativo, e come questo tipo di controllo può essere fatto. Come detto, le piene hanno carattere aleatorio ed un evento avvenuto in passato può essere superato da un evento di intensità maggiore. Per tale motivo, lo studio delle piene

⁹ Protezioni superficiali come terreni rinforzati e copertura di vegetazione sono metodi tipicamente usati per proteggere gli argini dall'erosione superficiale

non va fatto in termini assoluti ma con riferimento ad un evento di assegnato periodo di ritorno.

Le priorità nella selezione degli interventi che mirano alla realizzazione di una carta di pericolosità di esondazione e inondazione, sono individuate con l'ausilio di tecniche di valutazione ritenute appropriate nei diversi casi di applicazione. Si fa, in genere, riferimento alle procedure di valutazione di impatto ambientale e all'analisi costi-benefici (le misure di difesa delle piene, quindi, devono essere affrontate in termini economici basate sul confronto tra i costi di costruzione, gestione e manutenzione dell'opera e i benefici che si ottengono a seguito della sua realizzazione). Ma poter quantizzare i danni producibili da un evento di piena riguardanti beni economici non sempre tangibili, come la perdita di vite umane o il patrimonio artistico, presenta numerose difficoltà.

1.3.1) Tipologie di intervento

È importante sottolineare l'importanza del controllo dello sviluppo delle piene che possono innescare i fenomeni di allagamento dei territori adiacenti i corsi d'acqua e come questo tipo di controllo può essere fatto.

Le misure di intervento dirette alla protezione idraulica del territorio soggetto al rischio di inondazione avvengono seguendo due diverse metodologie:

- interventi di tipo “*non strutturale*”;
- interventi di tipo “*strutturale*”.

1.3.1.1) Interventi non strutturali

Gli interventi “*non strutturali*” sono interventi di carattere amministrativo finalizzati alla riduzione dei danni derivanti da una piena, senza però intervenire direttamente sulla causa. Questi metodi, si basano sulla *mappatura delle zone a rischio di inondazione* mediante piani stralcio di difesa dalle alluvioni elaborate dalle Autorità di Bacino¹⁰; è lo sviluppo di *sistemi di telecontrollo degli eventi meteorici* che, mediante l'ausilio di modelli detti propriamente di afflusso – deflusso, riescono a raggruppare l'insieme dei diversi processi idrologici che concorrono alla formazione

¹⁰ Istituiti con la legge del 18 maggio 1989, n° 183 il cui compito è quello di “assicurare la difesa del suolo, il risanamento delle acque, la fruizione e la gestione del patrimonio idrico per gli usi di razionale sviluppo economico e sociale, la tutela degli aspetti ambientali ad essi connessi”

del deflusso a partire dalla precipitazione meteorica, prima ancora che il deflusso si incanali nella rete idrografica.

Ciò consente di conoscere in maniera puntuale l'entità della piena e conseguentemente, con un certo anticipo, di mettere al corrente la popolazione dell'eventuale pericolo, dare tempo per attuare programmi di assicurazione finalizzati alla ricostruzione post-alluvione.

In caso di emergenza l'azione operativa si basa sulla realizzazione di *sistemi di preallarme e previsione di piena in tempo reale* che, assieme alla realizzazione di un sistema di supporto decisionale integrato tra i vari Enti, assicurino, con un ragionevole tempo di preavviso, la possibilità di poter allertare la popolazione dell'eventuale pericolo.

Da quanto detto si evince che il numero di Enti coinvolti in una procedura di emergenza è elevato, per cui diviene estremamente importante avere a disposizione un sistema unificato di collegamento ed un Manuale delle Procedure e dettagliato, quale strumento operativo di coordinamento e di organizzazione.

Per cui a valle di un indispensabile e affidabile sistema di monitoraggio e previsione meteorologica, è fondamentale organizzare una sequenza logica di interventi per l'accurata gestione di un'emergenza.

1.3.1.2) Interventi strutturali

Gli interventi "*strutturali*" invece, di competenza assolutamente tecnico-
ingegneristica, mirano in maniera diretta a modificare il carattere delle potenziali piene responsabili di inondazioni.

Tali interventi sono a loro volta diversificabili in interventi di tipo:

- a) *attivo*: agiscono direttamente sulla portata transitante ovvero diminuiscono la portata di piena che, con prefissata frequenza, transita nel tratto del corso d'acqua in esame. Tra questi troviamo:
 - *scolmatori e diversivi*: dispositivi che riducono la portata deviandone parte in un altro corpo idrico ricettore;

- *serbatoi di laminazione e casse di espansione*: si tratta di particolari opere che consentono di ridurre le portate al colmo di piena invasando temporaneamente un volume variabile d'acqua per poi rilasciarlo, generalmente, durante e dopo l'esaurimento della piena.

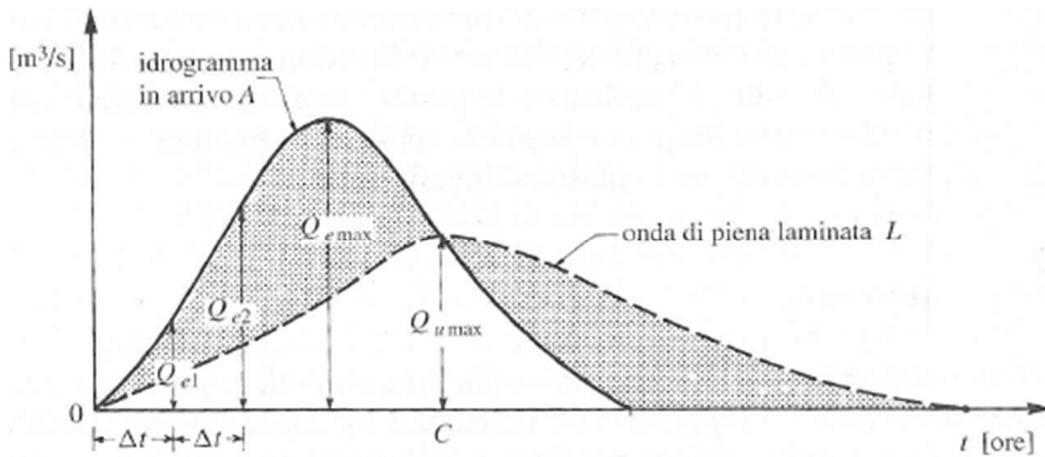


Figura 10 - Idrogramma di piena

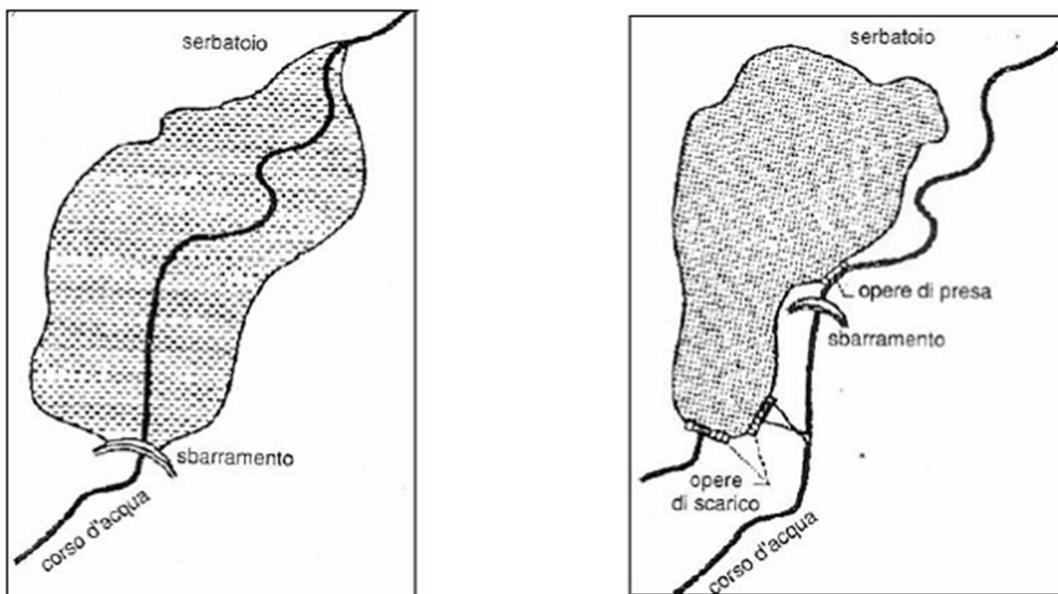


Figura 11 - Esempi di cassa di espansione

- b) *passivo*: aumentano la capacità di convogliamento del corso d'acqua ovvero garantiscono che la portata al colmo di piena non esondi.
- *ricalibratura dell'alveo fluviale*: comporta la riduzione delle velocità (aumentandone la sezione trasversale di convogliamento) e quindi delle perdite di carico con conseguente riduzione della quota di pelo libero;

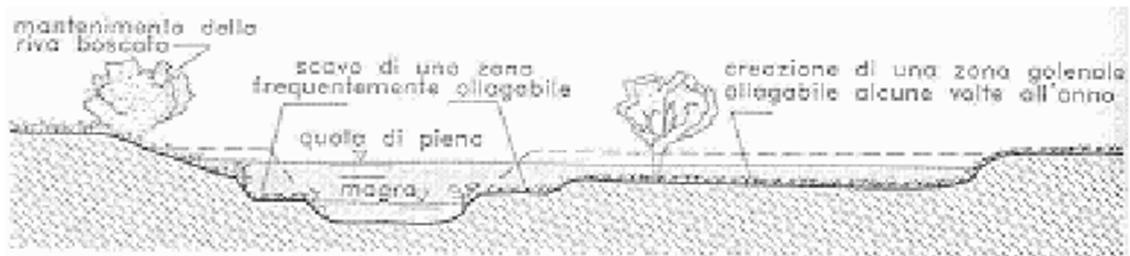


Figura 12 - Esempio di ricalibratura d'alveo

- *rettifica di alcuni tratti d'alveo o drizzagno*: si intendono quella serie di interventi che tendono a modificare l'assetto plano-altimetrico di un corso d'acqua che viene forzato, per tratti più o meno brevi, a lasciare il letto originale;
- *rivestimenti e protezione delle sponde*: si distinguono in longitudinali al corso d'acqua e trasversali alla direzione della corrente;

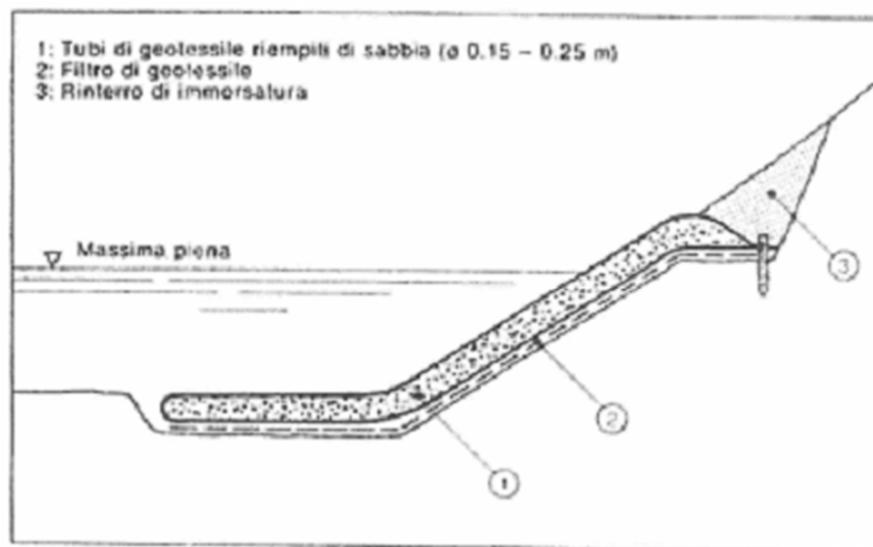


Figura 13 - Tipico esempio di protezione delle sponde¹¹

- *arginature*: contengono la portata al colmo di piena in una zona detta golena aumentando la capacità di convogliamento della sezione fluviale.

¹¹ In letteratura esistono numerose soluzioni di protezioni spondali e possono essere realizzate con l'impiego di diverse strutture che si distinguono in materiali sciolti (naturali o artificiali), flessibili (fascinate, gabbionate ed i materiali sintetici quali geogriglie e geotessili), rigide (in muratura o calcestruzzo) e semirigide.

Gli interventi strutturali hanno, quindi, l'obiettivo di modificare le caratteristiche degli eventi di piena a cui è sottoposta una determinata area inondabile riducendo la frequenza delle alluvioni e abbassando i livelli di piena.

1.3.1.3) Tecniche di ingegneria naturalistica

Altri interventi di sistemazione idraulica a compatibilità ambientale sono le “*tecniche di ingegneria naturalistica*”. Possono essere considerati un particolare tipo di intervento strutturale. Questi tipi di intervento riguardano sia interventi *in alveo* sia *su pendio* e possono essere suddivisi in tre gruppi principali in base ai loro principali campi di applicazione:

- *interventi su versante*: interventi di consolidamento o stabilizzazione; interventi di rivestimento contro l'erosione superficiale;
- *interventi su letto e sponde fluviali*: interventi di consolidamento e stabilizzazione per il contenimento delle portate di piena e contro lo scavo, l'erosione al piede della sponda, l'interrimento;
- *interventi validi sia in alveo che su pendio*: interventi che possono interessare sponde periodicamente sommerse.

Le tipologie elencate si integrano tra di loro, al fine di raggiungere l'obiettivo che è quello di cercare di garantire l'incolumità dell'uomo e conseguentemente tutelare i territori in cui esso vive.

Dopo aver scelto il tipo di intervento adeguato, ovvero il tipo di opera da realizzare, è necessario effettuare verifiche di stabilità strutturale dell'opera, la verifica idraulica, nonché una verifica che tenga conto della dinamica dell'alveo chiaramente riferita alla sua stabilità plano-altimetrica e alla sua capacità di trasporto e apporto solido.

1.3.2) Il concetto di rischio

Nella comunità scientifica, il *Rischio* è generalmente definito come la combinazione di probabilità di verificarsi di un evento e le conseguenze negative, più precisamente come il grado atteso di perdita causato da un dato evento ed è il prodotto della probabilità dell'evento ed il valore del danno, in termini assoluti o relativi.

Più precisamente il *Rischio* per un fenomeno naturale specifico “*R*”, può essere definito come una funzione di molti fattori:

$$R = H \cdot V \cdot E = R_S \cdot E^{12}$$

Dove:

- *Rischio totale R*: si intende il grado di perdite attese in termini di vite umane, feriti, danni alla proprietà ed alle infrastrutture, danni diretti ed indiretti all'economia a causa di una determinata pericolosità geologica.
- *pericolosità o Hazard H*: la probabilità che un evento nocivo di una certa intensità si riscontri in un dato periodo di tempo, in una data area e per determinate cause di accensione;
- *elementi a rischio E*: popolazione, proprietà, attività economiche a rischio in una data area;
- *vulnerabilità V*: grado di perdita atteso su un dato elemento o gruppi di elementi a rischio derivante da un potenziale fenomeno distruttivo di una data intensità. La vulnerabilità viene espressa in una scala da 0 che indica *nessuna perdita*, a 1 ovvero *perdita totale*;
- *Rischio specifico R_S*: grado di perdita atteso a causa di un determinato fenomeno naturale di data intensità; si può esprimere come il prodotto di *H* per *V*;

Un'ulteriore distinzione da fare sull'espressione del "rischio" è che lo si può esprimere:

- in maniera *qualitativa*: metodologia che consiste nell'acquisizione dei fattori che contribuiscono alla valutazione del rischio (*Pericolosità, Elementi a rischio, Vulnerabilità*) assegnando ad ognuno di questi elementi un parametro qualitativo scelto all'interno di determinate classi di valori da esperto.
- in maniera *quantitativa*: si tratta di porre in essere un'attività multidisciplinare che consiste nella valutazione dei suddetti fattori mediante parametri quantificabili, ovvero nella combinazione di criteri prevalentemente tecnico-scientifici, che implicano la riduzione a valori numerici della complessa determinazione del danno atteso per i beni esposti negli ambiti di pericolosità.

¹² UNESCO (1986)

1.3.3) Moti di filtrazione negli argini

Il comportamento meccanico di un terreno dipende dal valore della tensione efficace σ' definita attraverso il *principio delle tensioni efficaci* di Terzaghi, che in condizioni sature si definisce:

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u \cdot \delta_{ij}$$

Il problema che si presenta è di determinare lo stato tensionale del fluido all'interno del terreno. In ogni situazione dovremo valutare le pressioni neutre in sito, le quali dipendono dalla posizione della falda.

Lo studio del problema può essere fatto in diverse situazioni: in condizioni idrostatiche e in condizioni idrodinamiche.

In *condizioni idrostatiche* abbiamo la presenza di una falda e per la misura delle pressioni possiamo adottare i piezometri che se inseriti nella falda, in un certo punto, essi forniscono il valore della quota piezometrica in quel punto.

Se viene scelto un piano orizzontale di riferimento allora è possibile definire la quota piezometrica in un punto nel modo seguente¹³:

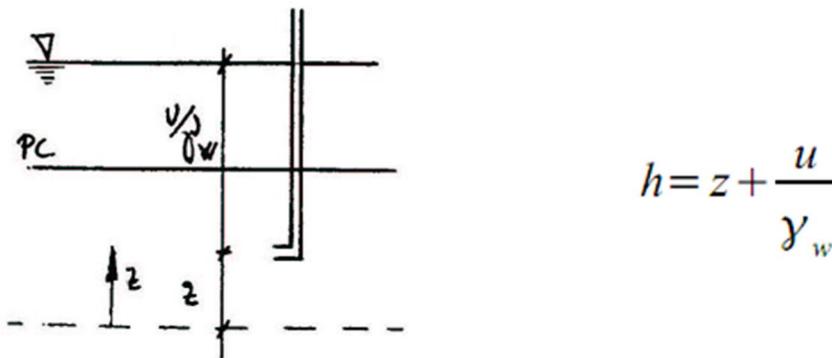


Figura 14 - Condizioni idrostatiche

In *condizioni idrodinamiche* il moto è garantito da un differenza di quota piezometrica e quindi il valore di h^{14} non risulta costante ma diminuisce nella direzione del moto; la perdita di quota piezometrica, che può essere vista come

¹³ In condizioni idrostatiche la quota piezometrica si mantiene costante in tutti i punti della falda.

¹⁴ In realtà la perdita di energia dovrebbe essere misurata in termini di carico totale (trinomio di Bernoulli) comprensivo del contributo cinetico, però nei moti di filtrazione le velocità sono molto ridotte per cui il termine cinetico può considerarsi trascurabile rispetto a quello piezometrico.

perdita di energia è quella che deve essere spesa per poter vincere le resistenze che si oppongono al moto.

Un regime di filtrazione in condizioni di moto vario si può avere nel caso in cui viene abbassato il livello dell'acqua trattenuta da una diga in terra.

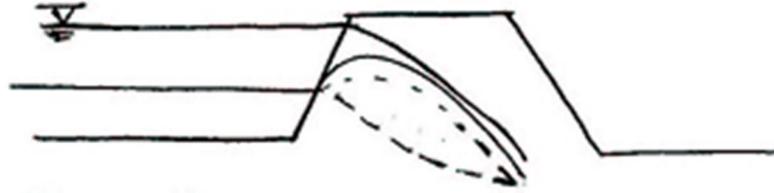


Figura 15 - Condizioni idrodinamiche

Quindi la filtrazione di un fluido attraverso un mezzo poroso, come il terreno, è spesso un moto lento, che avviene quando esiste un gradiente idraulico¹⁵, ovvero, un dislivello idraulico tra monte e valle di un'opera. Il fluido, infiltrandosi nel terreno, incontra resistenze molto elevate tanto da poter considerare il moto molto laminare¹⁶.

La legge che descrive come avviene il moto di filtrazione all'interno di un mezzo poroso è la “*Legge di Darcy*” ovvero una legge lineare che relaziona la velocità alla dissipazione di energia tramite una costante “*k*” detta “*coefficiente di permeabilità*” (dimensionalmente è una velocità):

$$v = -k \cdot i = -k \frac{dh}{dx}$$

Dove:

- *i*: gradiente idraulico (ha il segno meno perché di solito il moto va da un livello energetico maggiore ad un livello energetico minore, tale da raggiungere la configurazione energetica di equilibrio);
- *k*: permeabilità.

Il coefficiente di permeabilità *k*, può assumere diversi valori in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno:

¹⁵ Il gradiente idraulico dipende dalla velocità che varia con la dimensione dei vuoti e dei grani all'interno del mezzo. La variazione di carico Δh induce un moto di filtrazione.

¹⁶ si definisce regime laminare, quando il moto del fluido avviene con scorrimento di strati infinitesimi gli uni sugli altri senza alcun tipo di rimescolamento di fluido, neanche su scala microscopica. Il flusso è governato dalle forze viscosse ed è costante nel tempo.

TIPO DI TERRENO	k [m/s]
Ghiaia	$10^{-2} \div 10$
Sabbia mista e ghiaia minuta	$10^{-3} \div 10^{-2}$
Sabbia pulita	$10^{-5} \div 10^{-3}$
Argilla	$10^{-8} \div 10^{-4}$
Limo	$10^{-8} \div 10^{-6}$

Figura 16 - Valori caratteristici della permeabilità¹⁷

In geotecnica non esiste la differenza tra terreni permeabili ed impermeabili; tutti i terreni sono permeabili solo che tale caratteristica può essere più o meno marcata.

Altri fattori da cui dipende il parametro k :

- il primo fattore che influenza il coefficiente k è la dimensione dei pori;
- *Indice dei vuoti e* : a parità di granulometria un materiale più denso ha permeabilità minore;
- *Viscosità cinematica ν* la quale a sua volta dipende dalla temperatura e dalle caratteristiche del fluido;
- Dal *grado di saturazione S* , all'aumentare del grado di saturazione nei terreni non saturi diminuisce la permeabilità in quanto questa è ostacolata dai gas presenti;
- Dalla *direzione*, il mezzo non è isotropo rispetto alla permeabilità, ad esempio un terreno argilloso a causa dell'applicazione dei carichi induce le particelle di argilla, che hanno una forma allungata, a disporsi in direzione perpendicolare a quella del carico; in questo modo nasce una direzione preferenziale per un eventuale moto di filtrazione.

Nei moti di filtrazione è possibile introdurre il *numero di Reynolds* il quale ci permette di stabilire un campo di validità per la legge di Darcy che abbiamo detto essere adatta per i moti di tipo laminare. Tale "numero" (è un parametro adimensionale proporzionale al rapporto tra le forze d'inerzia e le forze viscosive) viene definito dalla relazione:

¹⁷ questi valori sono stati presi da letteratura, in seguito a numerose prove empiriche

$$Re = \frac{\rho \cdot v \cdot d}{\mu} = \frac{v \cdot d}{\nu}$$

Dove:

- ρ è la densità;
- v è la velocità macroscopica;
- d è una lunghezza convenzionale
- μ è la viscosità dinamica;
- ν è la viscosità cinematica.

1.3.3.1) Studio del moto idrodinamico: Reticolo idrodinamico

I moti di filtrazione possono essere studiati partendo dalla legge di Darcy, arrivando alla costruzione di appositi reticoli idrodinamici:

$$v_i = -k_i \cdot \frac{\partial h}{\partial x_i}$$

in generale il coefficiente di filtrazione non è uguale nelle tre direzioni del moto, inoltre potrebbe dipendere anche dalla posizione. Consideriamo il primo addendo nell'equazione di continuità:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(-k_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) = -k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2}$$

Analogamente nelle altre due direzioni:

$$\frac{\partial v_y}{\partial y} = -k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2}$$

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} = -k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2}$$

In totale l'equazione diventa:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Nel caso in cui il terreno abbia un comportamento isotropo nei confronti del moto di filtrazione allora si può dire che $k_x = k_y = k_z = k$ per cui l'equazione di continuità diventa:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \rightarrow \nabla^2 h = 0$$

Che nel piano diventa:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Detta “*Equazione di Laplace*” per un moto permanente su un piano¹⁸.

Questa equazione può essere espressa a mezzo di due funzioni coniugate ϕ e ψ . Possiamo infatti esprimere v_x e v_z come derivate parziali rispetto a x e z della funzione $\phi = k h$ e quindi:

$$-\frac{\partial \phi}{\partial x} = v_x = k \cdot \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$-\frac{\partial \phi}{\partial z} = v_z = k \cdot \frac{\partial h}{\partial z}$$

Allora possiamo scrivere:

$$\boxed{\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0}$$

L'esistenza della funzione ϕ che viene definita “funzione a potenziale di velocità” per un fluido in moto.

Possiamo allora dire che si ha una funzione corrente tale che:

$$v_x = \frac{\partial \psi}{\partial z}$$

$$v_z = \frac{\partial \psi}{\partial x}$$

E quindi si ha:

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{\partial \psi}{\partial z}$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} = -\frac{\partial \psi}{\partial x}$$

¹⁸ Questo vale nell'ipotesi di materiale omogeneo, isotropo e incompressibile.

E possiamo anche scrivere:

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} = 0$$

Le due funzioni coniugate ϕ e ψ sono conosciute rispettivamente come “*funzione di potenziale*” e “*funzione di corrente*”.

La soluzione può essere rappresentata graficamente da due complessi di linee per valori di ϕ e ψ costanti, detti di *linee equipotenziali* e di *linee di corrente* che sono ortogonali tra di loro.

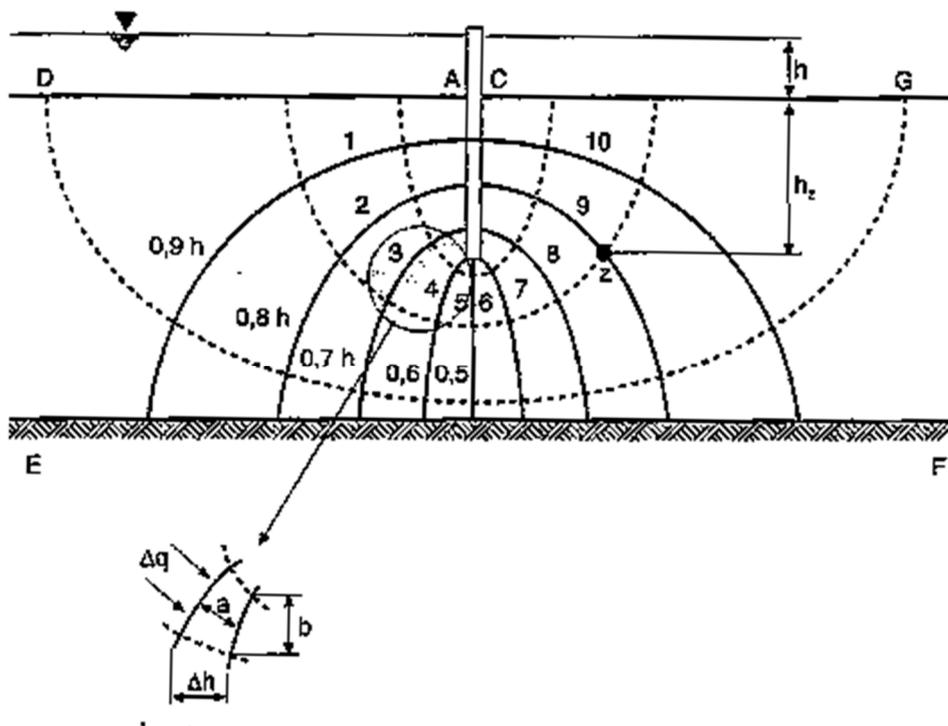


Figura 17 - Reticolo idrodinamico a maglie quadrate

Risolvendo l'equazione di Laplace in accordo con queste condizioni limite, possiamo costruire la rete di flusso (si viene così a costruire il cosiddetto “*Reticolo idrodinamico a maglie quadrate*”). Ogni striscia compresa tra due linee di flusso adiacenti è un *canale di flusso* ed ogni parte del canale di flusso compresa tra due linee equipotenziali è un *campo*. È pertanto conveniente costruire le linee equipotenziali in maniera tale che il dislivello piezometrico tra due linee successive sia costante e le linee di flusso in modo tale che ogni canale di flusso abbia una portata costante.

Se h è il carico idraulico complessivo, si può determinare la differenza di carico idraulico tra due linee equipotenziali successive Δh . si può calcolare la velocità v tramite la legge di Darcy per ogni campo ed infine riuscire a calcolare la portata totale per unità di lunghezza:

$$Q = \sum \Delta q$$

In questo modo, quando si sia costruita la rete di flusso, si può calcolare facilmente la portata.

In situazioni complesse del sottosuolo, per successione di strati e per anisotropia della permeabilità, si può ottenere la rete di filtrazione per mezzo di metodi FEM.

Un moto di filtrazione che si instaura attraverso un corpo arginale conseguente al perdurante innalzamento dei livelli idrici all'interno di un corso d'acqua, per prolungate e intense piogge, parallelamente a scarse caratteristiche di permeabilità dei materiali costituenti i rilevati arginali, alle ridotte sezioni trasversali degli stessi e all'eventuale presenza di vie preferenziali di deflusso può dare origine a fenomeni di instabilità. Dapprima, si possono formare dei "fontanazzi" localizzati al piede dei rilevati arginali sul lato campagna e poi, in seguito all'instaurarsi di fenomeni di erosione interna (piping), le aperture si possono allargare fino a provocare il cedimento per fenomeni di scivolamento dei paramenti lato campagna oppure l'eventuale sprofondamento della parte sommitale dell'argine all'interno della cavità precedentemente formatasi nel corpo arginale.

Nella letteratura tecnica italiana i fenomeni di collasso strutturale di un argine, connessi con i fenomeni di filtrazione, vengono indicati genericamente col nome di 'sifonamento'. Di contro, nella letteratura tecnica anglosassone, con maggiore rigore, tali fenomeni vengono più specificatamente indicati col nome di "*piping*", "*heaving*" e "*roofing*".

La caratteristica che accomuna questi fenomeni è l'erosione ed il trasporto di materiale che avviene in taluni punti interni all'argine o al terreno di fondazione dove il gradiente idraulico e la velocità di filtrazione assumono valori critici causando spostamenti di intere porzioni di terreno che si possono tradurre in inclinazioni, cedimenti differenziali od anche lesioni delle strutture idrauliche con perdita della loro funzionalità.

1.3.3.2) Criteri utilizzati per l'individuazione delle condizioni di instabilità dei rilevati arginali

Esistono diverse tipologie di instabilità per un rilevato arginale; instabilità che si possono verificare sia in fase di costruzione che di esercizio. Le tipologie più pericolose sono rappresentate dalle situazioni che possono avvenire in fase di esercizio in quanto difficilmente prevedibili.

La stabilità di un rilevato arginale in fase di esercizio, è legata alla variazione dei livelli di piena nel corso d'acqua ed ai moti di filtrazione (*seepage*). In particolare, per quanto riguarda la sponda dell'argine lato fiume, si possono avere fenomeni di instabilità a causa degli svassi più o meno rapidi ed ai moti di filtrazione alimentati dalle falde a campagna; mentre per quanto riguarda la sponda lato campagna la stabilità è legata essenzialmente ai moti di filtrazione che si possono creare nel rilevato o nel terreno.

Si possono avere problemi di stabilità e di cedimenti di carattere puramente geotecnico, quando sono direttamente interessati strati di terreno argilloso o argilloso-limoso normalmente consolidato, strati di argilla e limo con terreno organico, strati di terreno organico di vario tipo. Mentre con argille sovraconsolidate e, più in particolare, con sabbie e ghiaie o con rocce vi possono essere problemi di stabilità strettamente legati alle infiltrazioni di acqua ovvero problemi di sifonamento in quanto è più facile che un regime di moti di filtrazione *seepage* possa dar luogo a fenomeni erosivi tipo *piping*.

In particolare, i problemi di stabilità globale del rilevato vengono studiati esaminando la stabilità a scivolamento del corpo arginale o dell'argine con il terreno di fondazione. Le verifiche, che vengono fatte per le situazioni più pericolose che si possono avere durante la costruzione, a fine costruzione ed in esercizio, sono condotte individuando un coefficiente di sicurezza "*Safety factor*" confrontando la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata:

$$F = \frac{\tau_m}{\tau}$$

Solitamente viene utilizzato il *metodo dell'equilibrio limite*¹⁹ mediante cui viene ricavata una soluzione approssimata per il problema di stabilità scegliendo una superficie di scivolamento di forma semplice ed utilizzando le equazioni di equilibrio. La verifica viene condotta ricercando, tra le varie possibili superfici di scivolamento, quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata. Spesso, viene esaminata la stabilità dell'insieme argine-terreno di fondazione in condizioni di terreno eterogeneo e con distribuzione delle pressioni neutre non facilmente quantificabili. Per questo motivo risulta conveniente usare metodi di verifica che suddividono la massa interessata dallo scivolamento in un numero finito di conci su cui si risolvono le equazioni di equilibrio della statica coinvolgendo tutte le forze in gioco nelle ipotesi di deformazione piana, terreno rigido-plastico²⁰, drenante o non drenante e coefficiente di sicurezza costante lungo l'ipotizzata superficie di scorrimento.



Figura 18 – Modello di comportamento del terreno rigido-perfettamente plastico

Generalmente l'analisi viene condotta riconducendo il problema ad un caso bidimensionale (trascurando tensioni tangenziali fuori dal piano) e l'errore che viene commesso non eccede solitamente il 10% ed è a favore di sicurezza. Per tener conto dell'incertezza introdotta dalle ipotesi semplificative nella procedura di calcolo e soprattutto dell'approssimazione con cui sono noti i parametri geotecnici del terreno (la stabilità di un pendio può dirsi raggiunta nel caso in cui: $F \geq 1,3$. Sono incertezze che si trasformano in quel 30% in più del fattore di sicurezza).

¹⁹ Con questo metodo si ricava una soluzione approssimata per il problema di stabilità, per le ipotesi di base, perché si sceglie una superficie di scivolamento di forma semplice e utilizzando le equazioni di equilibrio.

²⁰ Questa assunzione è molto forte perché il terreno non ha un comportamento rigido fino alla fase plastica e quindi vicino al limite plastico il terreno ha comunque una zona che si deformerà. Non si stanno considerando le deformazioni del terreno. Si è molto lontani da quella effettiva risposta del terreno, ma è molto semplice da utilizzare soprattutto nei versanti.

Esistono vari metodi che appartengono alla categoria del “*metodo dei conci*”, che effettuano un’analisi di stabilità ipotizzando superfici di rottura qualsiasi. Prende in considerazione la distribuzione delle tensioni normali efficaci lungo la superficie di rottura. A questo scopo il corpo viene suddiviso in tanti piccoli conci, ognuno dei quali è soggetto ad un sistema di forze. Ma i conci non sono indipendenti:

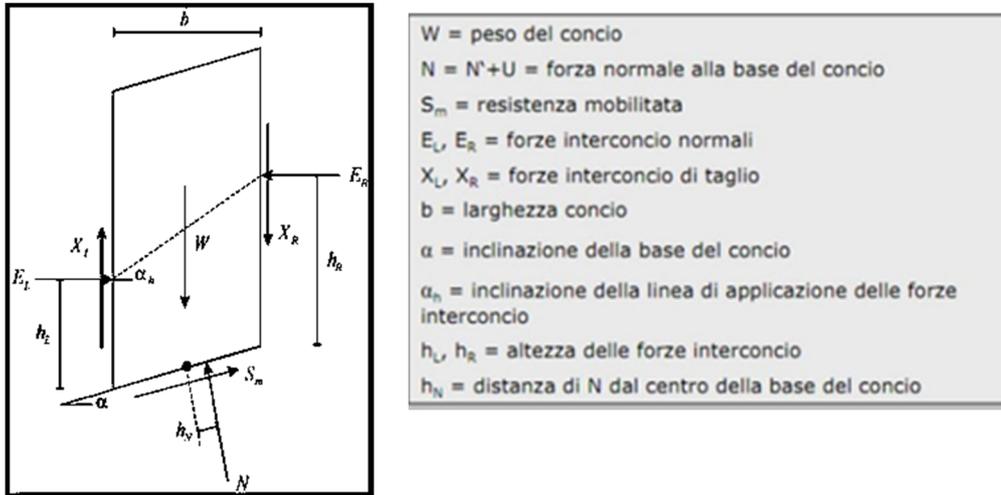


Figura 19 - Analisi equilibrio limite, Conco elementare

Per determinare le forze in gioco (N, S_m) si sfruttano le 3 equazioni della statica e la relazione di Mohr–Coulomb (o il criterio di Tresca) valide per ogni conco.

Visto che il numero delle incognite è maggiore del numero di equazioni, il problema risulta staticamente indeterminato. È necessario introdurre delle ipotesi ed una che è comune a tutti i vari metodi è quella di considerare la forza normale N applicata al centro della base del conco. Ulteriori ipotesi variano da metodo a metodo:

Metodo	Superficie di scorrimento		Condizioni di equilibrio soddisfatte			Assunzioni sulle forze interconco
	circolare	non circolare	Equilibrio momenti	Equilibrio forze		
				x	y	
Ordinario dei conci o di Fellenius	SI	NO	SI	NO	NO	La risultante delle forze interconco è parallela alla base del conco
Bishop semplificato	SI	NO	SI	NO	SI	La risultante delle forze interconco è orizzontale
Janbu semplificato	SI	SI	NO	SI	SI	La risultante delle forze interconco è orizzontale. Un fattore empirico f_0 viene utilizzato per tenere conto delle forze di taglio interconco
Spencer	SI	SI	SI	SI	SI	La risultante delle forze interconco ha un'inclinazione imposta
Morgenstern & Price	SI	SI	SI	SI	SI	La direzione della risultante delle forze interconco è definita dalla funzione $f(x)$
Janbu generalizzato	SI	SI	NO	SI	SI	Il punto di applicazione delle forze normali interconco è definito assumendo una "linea di applicazione" del carico all'interno del versante

- Metodo di *Fellenius*;

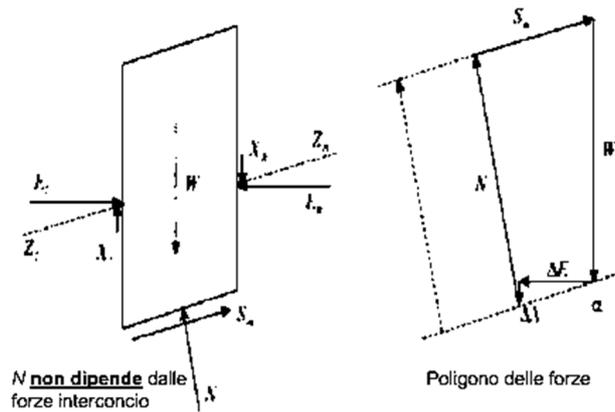


Figura 20 - Concio di Fellenius

In questo metodo si fa l'ipotesi che la risultante delle forze sulle facce laterali di ogni concio sia nulla nella direzione normale alla base del concio.

Il metodo di Fellenius è un metodo semplificato. Considera:

- superficie di rottura cilindrica
- risultante delle forze interconcio parallela alla base del concio, $X/E = \tan(\alpha)$.

Il fattore di sicurezza FS si determina direttamente senza iterazioni. Questo metodo conduce a sottostime del fattore di sicurezza, rispetto ai metodi più rigorosi, soprattutto in terreni coesivi e/o sovraconsolidati e per superfici profonde. L'errore è comunque a favore di sicurezza, anche se in alcuni casi può superare il 20% rispetto ai metodi rigorosi. Le incertezze risalgono alla definizione del modello.

- Metodo di *Bishop semplificato*;

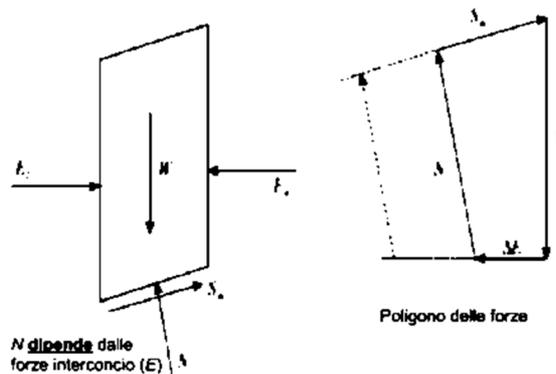


Figura 21 - Concio di Bishop semplificato

Si basa sull'assunzione di:

- Superficie di rottura cilindrica;
- Risultante delle forze interconco orizzontale $X_R = X_L = 0$

Il metodo di Bishop semplificato, va applicato preferibilmente su versanti costituiti da terreni omogenei, dal punto di vista litologico e delle caratteristiche geotecniche, o, al limite, su terreni in cui la stratificazione non porti a contatto litologie a comportamento meccanico significativamente diverso (per esempio sabbia su argilla); se ne sconsiglia l'uso anche in presenza di terreni fortemente sovraconsolidati.

Il coefficiente di sicurezza si ottiene con un processo di successive approssimazioni. Questo tipo di metodo, porta ad un errore dell'ordine del 2%.

- Metodo di *Janbu semplificato*;

Viene soddisfatto l'equilibrio delle forze sia in direzione verticale che in direzione orizzontale e viene introdotto un fattore di correzione empirico f_0 che dipende dai parametri della resistenza al taglio e dalla forma della curva di scivolamento. Questo fattore tiene conto anche dell'influenza del coefficiente di sicurezza sulle forze verticali di taglio agenti sulle facce laterali dei conci. Differisce dal metodo semplificato di Bishop per il coefficiente f_0 . La soluzione si ottiene per successive approssimazioni.

- Metodo di *Spencer*;
- Metodo di *Morgenstern & Price*;

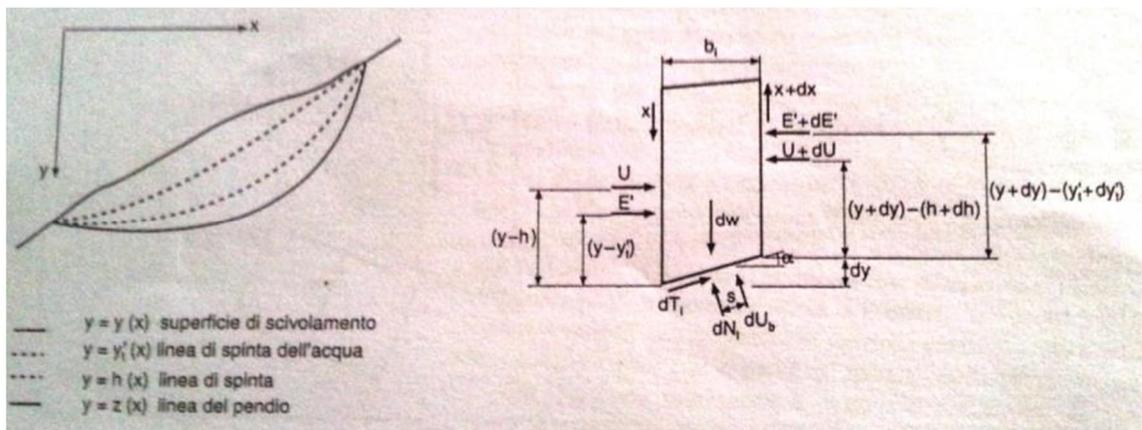


Figura 22 - Conco di Morgenstern & Price

Vengono soddisfatti l'equilibrio delle forze in direzione verticale ed in direzione orizzontale e l'equilibrio dei momenti. Si fa l'ipotesi che le forze di interazione tra i conci siano tra loro legate tramite una funzione arbitraria $f(x)$ (che definisce come varia la direzione della risultante delle forze di interazione nella massa in scivolamento) e λ fattore di scala (che esprime la percentuale della funzione richiesta per soddisfare l'equilibrio delle forze e dei momenti. Una volta scelta la funzione $f(x)$ si determinano i coefficienti di sicurezza corrispondenti all'equilibrio dei momenti e all'equilibrio delle forze e il calcolo viene ripetuto in modo iterativo. Nella scelta della funzione $f(x)$ bisogna tener presente che non ci può essere trazione e quindi la posizione della linea di spinta deve essere interna alla massa in scivolamento. Inoltre non può essere superata la resistenza al taglio a rottura. La scelta dipende principalmente dalla forza della superficie di scivolamento, dalla variazione dei parametri della resistenza al taglio e dalla pressione neutra lungo la superficie di scivolamento. Nell'ipotesi di superficie di scivolamento circolare, il coefficiente di sicurezza è relativamente insensibile alla distribuzione delle forze di interazione.

- Metodo di *Janbu generalizzato*.

In questo metodo si tiene conto delle forze di interazione tra i conci, ma si considera che esse agiscano lungo una linea di spinta prefissata. La soluzione si ottiene per iterazioni successive.

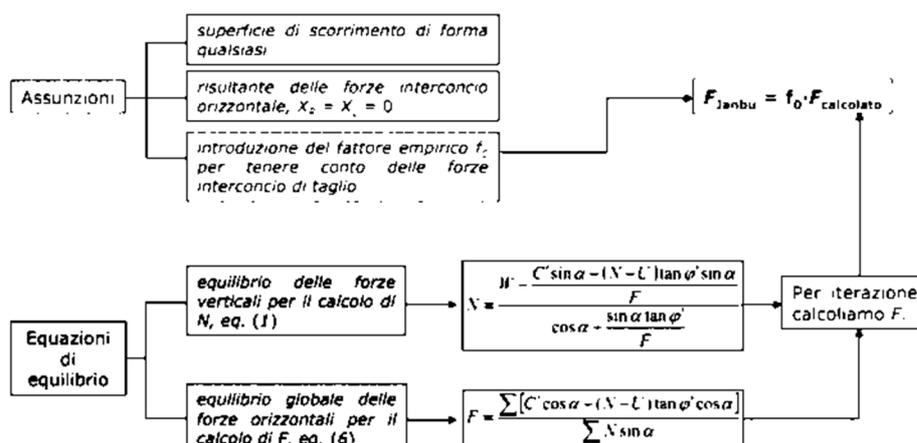


Figura 23 - Metodo di Janbu generalizzato

Per concludere, si ricorda che dal confronto dei vari metodi di verifica, risulta che la reale accuratezza della soluzione, quando la superficie di scivolamento scelta

corrisponde abbastanza bene alla forma della superficie possibile di scivolamento, dipende principalmente dalla scelta dei parametri della resistenza al taglio, dalla distribuzione delle pressioni neutrali e molto limitatamente dal metodo.

1.3.4) Scelta delle resistenze di progetto

L'analisi di stabilità usualmente affrontata con i metodi dell'equilibrio limite globale, si effettua, come detto, schematizzando il terreno come rigido-plastico. La modellazione del sottosuolo consiste nella scelta del criterio di rottura e nella definizione dei suoi parametri geotecnici. Le verifiche possono essere effettuate:

- *Condizioni drenate*: Criterio di Mohr – Coulomb (c', ϕ')
- *Condizioni non drenate*: Criterio di Tresca (c_u)

Le condizioni non drenate si presentano a breve termine nei seguenti casi:

- Al di sotto di un rilevato o di un carico applicato sul piano limite del pendio;
- A tergo di uno scavo o di una precedente frana (frana retrogressiva);
- A seguito di un sisma.

La situazione più gravosa è sempre quella a lungo termine, ad eccezione dei casi di frana provocate da rilevati e sismi.

La resistenza operativa all'atto del dissesto, valutata mediante l'analisi a ritroso, non è facilmente riconducibile alla resistenza di laboratorio; e la resistenza operativa dipende:

- Il reale stato tenso-deformativo nel pendio (rottura progressiva);
- L'ammorbidimento dei terreni;
- La variabilità delle caratteristiche meccaniche;
- La non sempre soddisfacente rappresentatività dell'elemento di volume rispetto alla formazione.

Ma anche se si riesce a simulare in laboratorio, non si riesce a rappresentare uno sviluppo non simultaneo della superficie di scorrimento visto che c'è una distribuzione non omogenea dei livelli tensionali e deformativi del pendio. Questo è dovuto all'instabilità del legame costitutivo ed accade che all'atto del fenomeno di instabilità, i parametri di resistenza lungo la superficie di scorrimento non sono costanti.

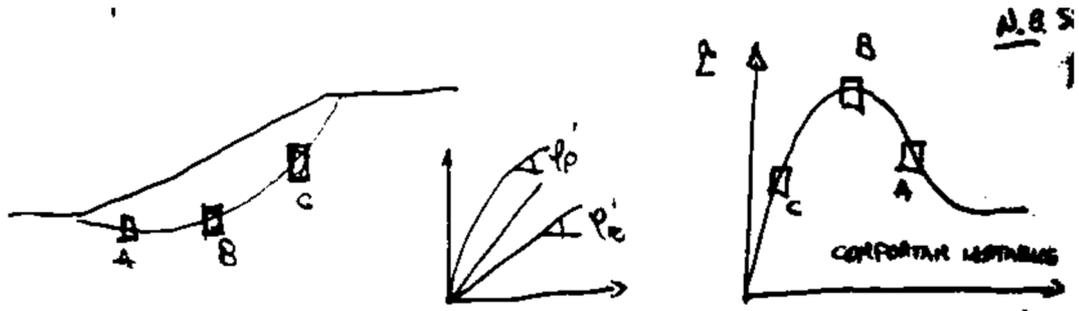


Figura 24 – Scelta dei parametri geotecnici

A, B, C sono 3 condizioni distinte dello stato tenso-deformativo. Assumere quindi che su tutta la superficie di scorrimento, ci si trovi in condizioni di picco, vuol dire che si sta ipotizzando un movimento di blocco rigido (è un'assunzione perché nella realtà è in punti differenti del grafico sforzi-deformazioni).

Nelle verifiche con i metodi dell'equilibrio limite e superfici di scivolamento circolari o di forma qualsiasi, una volta che si siano valutati i parametri della resistenza al taglio dei vari terreni e materiali coinvolti, si tenga presente che le superfici di scorrimento pericolose devono interessare prevalentemente le zone con minor resistenza al taglio.

Interessando terreni argillosi saturi e volendo condurre verifiche in termini di tensioni totali con $\tau=c_u$ costante con la profondità nello strato argilloso, le superfici di scivolamento più pericolose sono le più profonde possibili. Se invece si interessano terreni caratterizzati da $c=0$ e $\tau=\sigma' \operatorname{tg}\phi$ le superfici più pericolose sono quelle più superficiali possibili.

2) CARATTERISTICHE DEGLI ARGINI DEL PO

2.1) Introduzione

Il Po è un fiume dell'Italia settentrionale, la cui lunghezza, 652 km, lo rende il più lungo fiume interamente compreso nel territorio italiano, ha il bacino più esteso di circa 71000 km² ed ha una portata media di 1540 m³/s.

Il corso d'acqua ha origine in Piemonte in provincia di Cuneo sulle Alpi Cozie, precisamente in Località Pian del Re (comune di Crissolo) ai piedi del Monviso (3842 m). Bagna tre capoluoghi di provincia (nell'ordine Torino, Piacenza, Cremona) e segna per lunghi tratti il confine tra Lombardia ed Emilia-Romagna, nonché tra quest'ultima e il Veneto, prima di sfociare nel mare Adriatico. Per la maggior parte del suo percorso, il Po scorre in territorio pianeggiante.

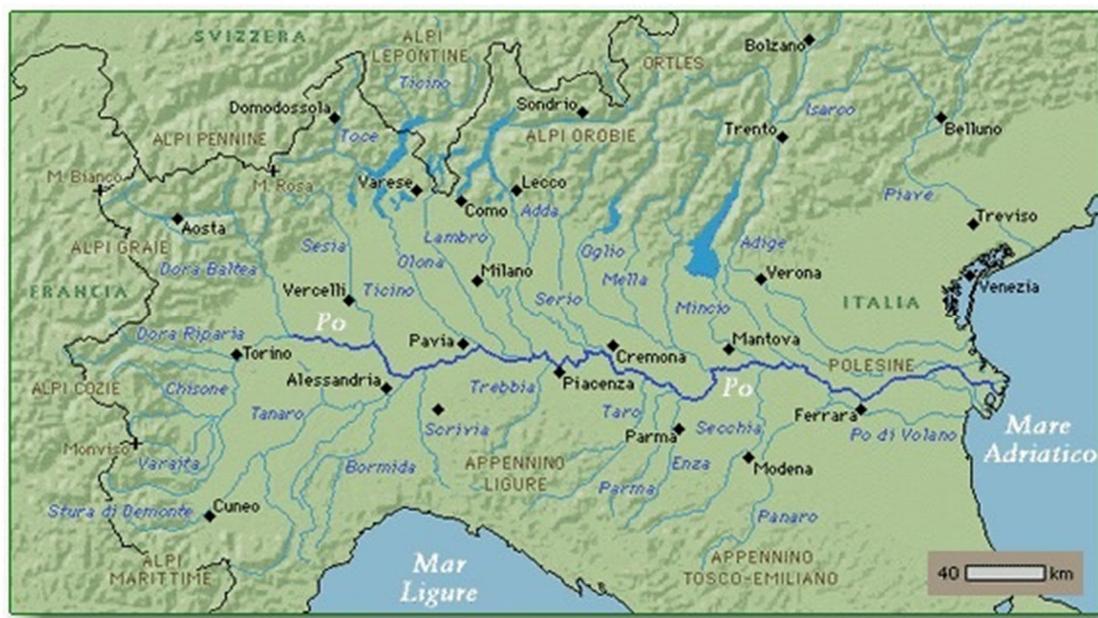


Figura 25 - Il fiume Po e il suo bacino idrografico

La sua superficie si estende per circa 74.000 km², di cui circa 71.000 situati in territorio italiano, un quarto dell'intero territorio nazionale. Il resto è situato per la maggior parte in Svizzera (bacino del fiume Toce) e per una piccola parte in Francia. Il bacino idrografico del Po, copre gran parte del versante meridionale delle Alpi e quello settentrionale dell'Appennino ligure e tosco-emiliano cosicché il regime del fiume è misto di tipo alpino ed appenninico, pur prevalendo in ogni caso il regime appenninico, le minime portate si riscontrano comunque nel corso dell'estate,

fenomeno accentuato negli ultimi decenni dalla progressiva riduzione dei ghiacciai alpini.

Le piene del fiume, generalmente concentrate in autunno a causa delle piogge, sono abbastanza frequenti e possono essere anche imponenti e devastanti come avvenuto svariate volte.

Determinanti nella loro formazione sono soprattutto i tributari piemontesi del Po (Dora Baltea, Sesia e Tanaro in particolare) e lombardi (Ticino). In totale il Po è alimentato da innumerevoli torrenti e fiumi che raggruppano un insieme di ben 141 affluenti.

Il territorio del bacino interessa circa 3.200 comuni, sette regioni: Piemonte, Valle d'Aosta, Lombardia, Veneto, Liguria, Emilia-Romagna, Toscana, e la Provincia Autonoma di Trento. La popolazione che vive nel bacino è di circa 16 milioni di abitanti.

Se si considera la densità del territorio, le attività produttive insediate, le infrastrutture e il grado di utilizzazione della risorsa idrica, il bacino del Po rappresenta una realtà eccezionalmente varia, un punto nevralgico dell'economia nazionale. In quest'area infatti si forma il 40 per cento del prodotto interno lordo; il 37 per cento dell'industria nazionale, che sostiene il 46 per cento dei posti di lavoro; il 55 per cento della zootecnia in sole 5 province; il 35 per cento della produzione agricola. Il consumo di energia elettrica è pari al 48 per cento del consumo nazionale.

2.2) Agenzia Interregionale per il fiume Po

Già nel 1806 Eugenio di Beauharnais, Viceré d'Italia, aveva istituito un Magistrato civile per lavori generali che riguardano il grande sistema del Po. Fino alla riforma attuata nel 2002, il Po e i suoi affluenti erano soggetti all'autorità del Magistrato per il Po, un organo del Ministero dei lavori pubblici con sede a Parma, istituito nel 1955, dopo la catastrofica alluvione del 1954, per coordinare e, dal 1962, unificare le competenze dei vari organi competenti. In seguito alla riforma del 2002, correlata al decentramento di funzioni dallo Stato alle regioni, l'intero Bacino del Po è stato affidato ad un'agenzia interregionale denominata "Agenzia Interregionale per il fiume Po" "AIPO", con sede a Parma, alla quale sono state trasferite le competenze del vecchio Magistrato con in più alcune nuove competenze sulla navigazione

interna. L'AIPO è un ente strumentale di quattro delle Regioni che compongono il bacino del Po: Piemonte, Lombardia, Emilia-Romagna e Veneto. La Regione Valle d'Aosta e le province Autonome di Trento e Bolzano usufruiscono di speciali uffici locali. La Regione Liguria e la Regione Toscana affidano la gestione dei corsi d'acqua del bacino ricadenti nei loro territori all'AIPO mediante "protocolli d'intesa" e particolari "convenzioni". L'attività di pianificazione del bacino è curata dall'Autorità di Bacino del fiume Po "AdBPo", organismo misto Stato-Regioni. L'AIPO attua la pianificazione redatta dall'AdBPo mediante attività di programmazione degli interventi e gestione dei corsi d'acqua, oltre al "servizio di piena", mediante 12 sedi periferiche che coprono l'intero bacino: da ovest verso est, Torino, Alessandria, Pavia, Milano, Piacenza, Cremona, Parma, Reggio nell'Emilia, Mantova, Modena, Ferrara e Rovigo.

Con la Legge 183/1989 "Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo", istituisce le Autorità di bacino per i bacini idrografici di rilievo nazionale. Il bacino idrografico è l'ambito ottimale per azioni di difesa del suolo, del sottosuolo e delle acque. L'Autorità di bacino è l'ente istituito per consentire interventi di pianificazione integrata a scala di bacino. La pianificazione unitaria può essere resa possibile solo risolvendo le frammentazioni istituzionali e di competenza. Diviene, dunque, luogo d'intesa unitaria e di concertazione delle scelte di pianificazione nonché di sinergia operativa, tra tutti gli agenti istituzionali interessati alla difesa e allo sviluppo delle risorse dell'ambiente. Mediante l'Autorità vengono rafforzate le funzioni di cooperazione, di coordinamento e di concertazione, secondo criteri e indirizzi comunemente assunti dalle Amministrazioni rappresentate nel Comitato Istituzionale, e potenziate le funzioni tecnico-consultive e tecnico-operative nelle materie di comune interesse dell'intero bacino idrografico.

La finalità generale dell'Autorità è la tutela ambientale dell'intero bacino idrografico, secondo i seguenti obiettivi:

- difesa idrogeologica e della rete idrografica;
- tutela della qualità dei corpi idrici;
- razionalizzazione dell'uso delle risorse idriche;
- regolamentazione dell'uso del territorio.

Il principale strumento di pianificazione e programmazione dell'Autorità è costituito dal “Piano di bacino idrografico”. Piano territoriale di settore e strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale vengono pianificate e programmate le attività e le norme d'uso. Le disposizioni del Piano, una volta approvato, hanno carattere immediatamente vincolante per le amministrazioni e gli enti pubblici, nonché per i soggetti privati.

In attesa dell'approvazione del Piano di bacino, l'Autorità opera avvalendosi di altri strumenti quali: gli “*schemi previsionali e programmatici*”, i “*piani stralcio*” e le “*misure di salvaguardia*”.

Lo Schema previsionale e programmatico (istituito con la legge 183/1989) costituisce lo strumento per l'individuazione, il coordinamento e la programmazione delle attività nel settore dell'assetto del territorio con riferimento alla difesa del suolo in attesa dell'adozione del piano di bacino.

Definisce, dunque, le linee strategiche generali del piano e specifica le attività necessarie alla sua redazione. Individua le principali criticità, le linee d'intervento e delinea una prima stima del fabbisogno finanziario. Programma gli interventi più urgenti per la salvaguardia del suolo, del territorio e degli abitanti, e per la razionale utilizzazione delle acque.

A partire dal 2004, con la legge 308/2004, il sistema delle Autorità di bacino è stato interessato da un ampio riordino della legislazione in materia ambientale per adeguarla ai principi ormai consolidati a livello comunitario.

Con il decreto legislativo 152/2006 “Norme in materia ambientale”, si compie un ulteriore passo verso il modello europeo, con la ripartizione del territorio nazionale in otto “distretti idrografici”, in generale come aggregazione dei bacini preesistenti mentre per il Po la corrispondenza territoriale fra bacino e distretto é rimasta invariata.

Il Decreto prevede per ciascuno distretto l'elaborazione di un “Piano di bacino” e ne attribuisce la competenza alla redazione ad “Autorità di bacino distrettuali”, definite giuridicamente come enti pubblici non economici.

Con la Legge 19/2009, “Misure straordinarie in materia di risorse idriche e di protezione dell'ambiente”, l'Autorità di bacino ha elaborato il “*Piano di gestione del distretto idrografico del fiume Po*”, adottato nel febbraio 2010.

Fino al 2015, (come da d.lgs. 219/2010), le Autorità di bacino nazionali, devono contribuire agli adempimenti degli obblighi derivanti dalle direttive 2000/60/CE e 2007/60/CE, relativa alla *valutazione e gestione del rischio di alluvioni*.

Con riferimento alla prima, si tratta di provvedere all'aggiornamento dei piani di gestione delle acque, svolgendo funzioni di coordinamento nei confronti delle Regioni ricadenti nei rispettivi distretti idrografici.

Per quanto riguarda la seconda, recepita con il decreto legislativo n. 49/2010, le Autorità, unitamente alle Regioni, ciascuna per la parte di territorio di competenza, devono predisporre il Piano di gestione delle Alluvioni. Anche in questo caso le autorità devono garantire la funzione di coordinamento nell'ambito del distretto idrografico di appartenenza.

2.3) Gli argini del fiume Po

Come accade per i più importanti fiumi d'Europa anche i maggiori fiumi d'Italia sono arginati: questo intervento garantisce l'incremento della sezione trasversale ovvero della capacità di convogliamento del corso d'acqua riducendo la probabilità di esondazione delle piene.

Il fiume Po è stato più volte interessato, nel corso dell'ultimo secolo, da disastrosi eventi di piena: 1872, 1926, 1951, 1994, 2000. Ogni volta sono state valutate e aggiornate soluzioni per la protezione dei territori latitanti il corso d'acqua dalle inondazioni del fiume. La soluzione più ovvia è stata quella di incrementare la sezione trasversale del fiume con la realizzazione di rilevati arginali.

La sicurezza idraulica di circa 7000 km² di pianura padana, è affidata all'efficacia dei rilevati arginali pressoché continui a partire dalla confluenza del fiume Ticino fino al mare (circa 860 km di argini sull'asta principale e circa 154 km lungo i rami del delta).

La sezione attuale dell'arginatura maestra del medio e basso Po, deve ricoprire la linea ipotetica di imbibizione di 1:6, con scarpate con pendenza di 1:1,5 verso fiume

e di 1:2 verso campagna e banche di larghezza variabile da 6 a 10 metri. Nella figura seguente è riportata la sezione attuale degli argini del fiume Po:

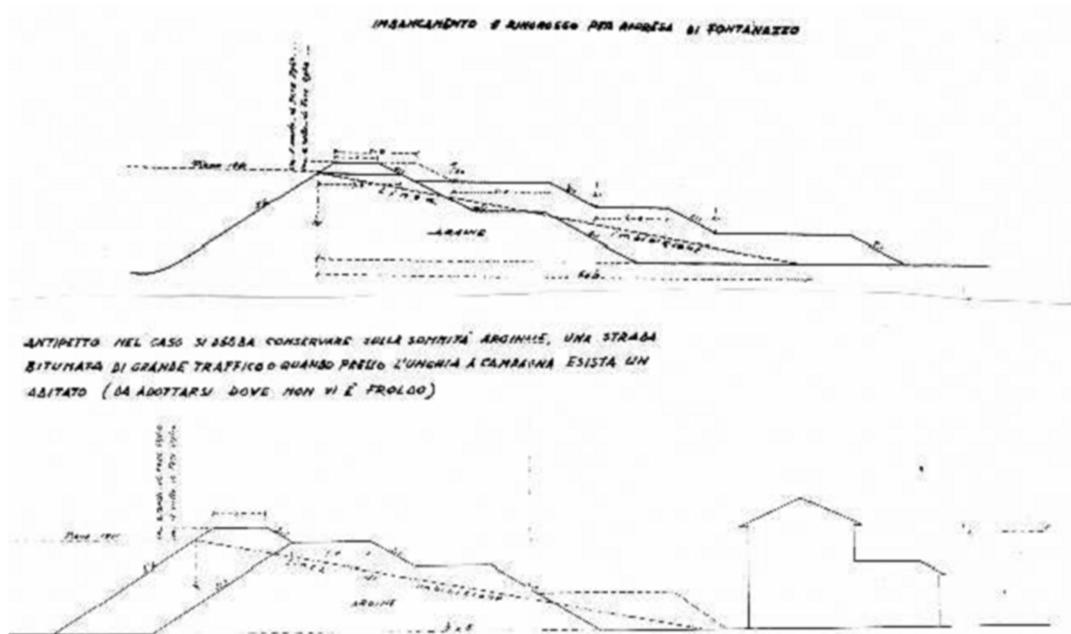


Figura 26 - Sezione delle arginature del fiume Po

Nel suo complesso tale sistema arginale è il risultato di un plurisecolare intervento dell'uomo che, a partire da circa il 1400, ha iniziato a rafforzare, consolidare e completare un insieme disomogeneo e discontinuo di piccoli arginelli costruiti via via per difendere villaggi e coltivi.

In seguito agli eventi alluvionali del 1873, del 1951 ed in ultimo quelli del 1994 e del 2000, questo sistema difensivo è stato rivisto in modo significativo e gli argini sono stati innalzati e adeguati in sagoma, tanto da diventare delle imponenti dighe in terra pensili sul piano campagna.

I due recenti eventi del 1994 e del 2000, pur contenendo all'interno delle arginature la portata di piena (che in numerose stazioni idrometriche è stata registrata come la massima storica), hanno sollecitato in modo eccezionale i rilevati arginali, evidenziando la necessità di una diversa e più articolata strategia difensiva in luogo del semplice contenimento passivo delle piene.

I territori protetti da tale sistema arginale, sono sottostanti ai livelli di piena del fiume Po e la loro sicurezza è affidata all'efficacia del sistema difensivo non solo in termini

di adeguatezza delle sommità delle arginature a contenere i livelli di piena, ma soprattutto in termini di adeguatezza dei rilevati in terra e dei relativi terreni di fondazione, a resistere a sollecitazioni derivanti non solo da eventi di piena ma anche altri eventi non strettamente legati al fenomeno idraulico, imprevisi o imprevedibili, e legati ad una sequenza di fatti che possono portare ad inefficienze del sistema difensivo.

In relazione a ciò è necessario evidenziare come circa 220 km di argini di Po ricadono all'interno di Comuni classificati in classe 3 di rischio sismico. Poco si sa sugli effetti che sismi, anche di piccola intensità ma ripetuti nel corso del tempo, possono avere sulla capacità degli argini di costituire un'efficace barriera idraulica alle piene. Si devono pertanto indagare non tanto gli effetti conseguenti alla concomitanza fra eventi di piena ed eventi sismici ma soprattutto gli effetti di eventi sismici ripetuti sulla tenuta delle arginature rispetto ai successivi eventi di piena non concomitanti. In particolare è importante individuare e monitorare nel tempo i segni premonitori di deformazioni permanenti.

Con Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 23 maggio 2007 sono state assegnate all'Autorità di bacino le risorse necessarie per la verifica sismica delle arginature del fiume Po da Boretto (RE) a Ro (FE).

Poiché il programma di verifiche risulta dal punto di vista tecnico e scientifico, molto complesso ed articolato, e coinvolge le competenze e le esperienze di Enti, quali il Servizio Geologico sismico e dei suoli della Regione Emilia Emilia-Romagna, il Servizio geologico e l'Unità Organizzativa Tutela e Valorizzazione del Territorio della Regione Lombardia ed AIPO, si è ritenuto opportuno di procedere alla realizzazione delle attività attraverso la sottoscrizione di un accordo che avrebbe consentito ai soggetti firmatari di svolgere le diverse attività previste in modo coordinato, integrato e complementare.

2.3.1) Convenzione tra Autorità di Bacino del fiume Po e Università di Bologna

Con Convenzione n. 37 del 16 Dicembre 2010, stipulata tra L'Autorità di Bacino del fiume Po e l'Università di Bologna, è stata affidata a quest'ultima, lo svolgimento dell'Attività denominata "11a" (Verifiche di stabilità di tratti di argine in condizioni statiche) prevista dal programma generale per la verifica sismica delle arginature in

sponda destra del fiume Po, da Boretto (RE) a Ro (FE) per un'estensione complessiva dei tratti sottoposti a verifica di circa 90 km.

Questa è inserita all'interno degli interventi di competenza statale in materia di riduzione del rischio sismico (come prevista dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3376/04).

L'analisi di stabilità in condizioni statiche sono state svolte in tre diverse condizioni idrauliche:

- in condizioni di magra ordinaria;
- piena massima;
- svaso rapido parziale.

L'estensione complessiva, come già detto, è di 90km ed è stata suddivisa in 5 "Macroaree" di indagine nella regione Emilia Romagna:

1. *Macroarea 1 "Guastalla"*: comprende i comuni di Boretto, Gualtieri e Guastalla in provincia di Reggio Emilia;
2. *Macroarea 2 "Sermide"*: comprende i comuni di Carbonara Po, Sermide e Felonica in provincia di Mantova;
3. *Macroarea 3 "Bondeno"*: comprende il comune di Bondeno in provincia di Ferrara;
4. *Macroarea 4 "Ferrara"*: comprende il comune di Ferrara;
5. *Macroarea 5 "Ro"*: comprende il comune di Ro in provincia di Ferrara.

- 15 sondaggi a distruzione;
- 330 prove penetrometriche con piezocono;
- 40 prove Down Hole;
- 4 prove Cross Hole;
- 3 profili sismici a rifrazione con prove MASW²¹ e ReMi²²;
- 10 prove di resistività elettrica a cavallo dell'argine;
- circa 420 registrazioni di vibrazioni ambientali a stazione singola.

Numerose prove di laboratorio sono state eseguite su 70 campioni indisturbati prelevati nei fori di sondaggio realizzati durante le due campagne di indagine condotte nell'ambito del progetto.

Le prove di laboratorio effettuate, sono state:

- prove edometriche;
- prove di taglio diretto;
- prove triassiali drenate (TxCID) e non drenate (TxCIU).

2.5) Caratterizzazione del suolo

Sulla base delle indagini eseguite è stato definito il modello geologico per le verifiche di stabilità, costituito da 99 sezioni perpendicolari e 8 longitudinali all'argine.

Ai fini dell'individuazione delle sezioni significative per l'esecuzione delle analisi di stabilità, sia statiche che dinamiche, è stato scelto un criterio che, tra tutte le sezioni, quelle più rappresentative per l'intera tratta avendo cura di tenere in considerazione

²¹ MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva (non è necessario eseguire perforazioni o scavi e ciò limita i costi), che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs, basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde

²² ReMi (Refraction Microtremor) questa tecnica deriva il profilo medio delle Vs30 usando unicamente il rumore ambientale rilevato da un normale sismografo con geofoni verticali a rifrazione standard. Lo scopo della prova consiste nel determinare il profilo di rigidità del sito (velocità delle onde di taglio S) tramite la misura della velocità di propagazione delle onde di superficie di Rayleigh

quelle sezioni dove son presenti fenomeni di instabilità pregressi (i.e. crolli e/o fontanazzi storici), caratteristiche geometriche e del terreno di fondazione particolari.

La sezione analizzata è la “SEZ 6GU” che si colloca nel comune di Guastalla. Dal catasto arginature maestre del fiume Po, dell’Autorità di Bacino del fiume Po, questa mostra una corrispondenza univoca con la sezione denominata “S38-C”, situata tra la località “Correggioverde” in sponda sinistra ed in località “Foce Crostolo” in sponda destra:

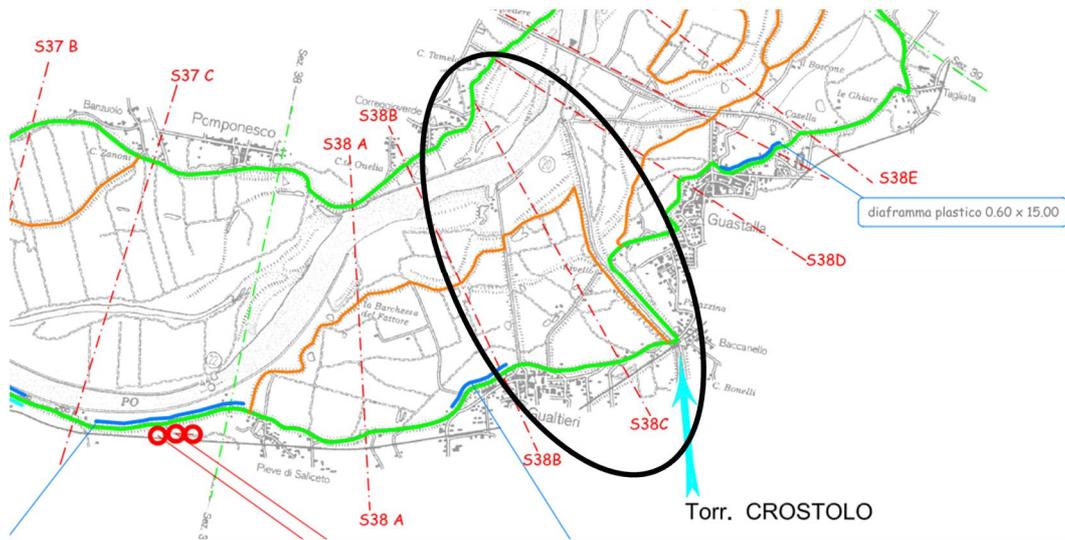


Figura 28 - Sezione S38-C di analisi del Catasto arginature maestre del fiume Po

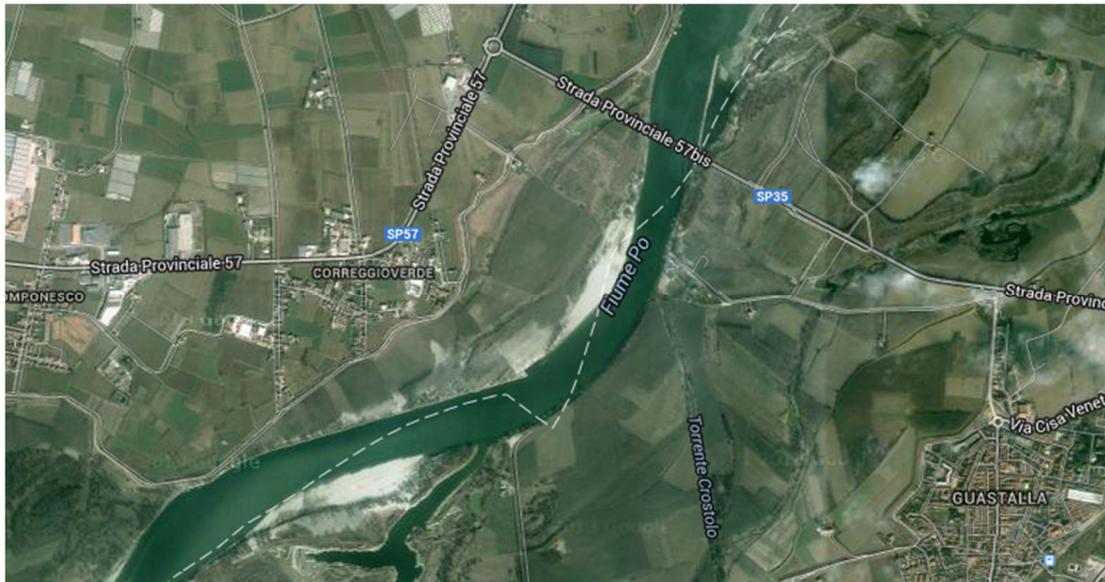


Figura 29 - Immagine da Google Maps, planimetria ubicazione sezione S38-C

Il livello di piena utilizzato per le analisi è stato preso dai modelli provenienti dal catasto dell’Autorità di Bacino del Fiume Po, nello specifico quello della sezione 38-C:

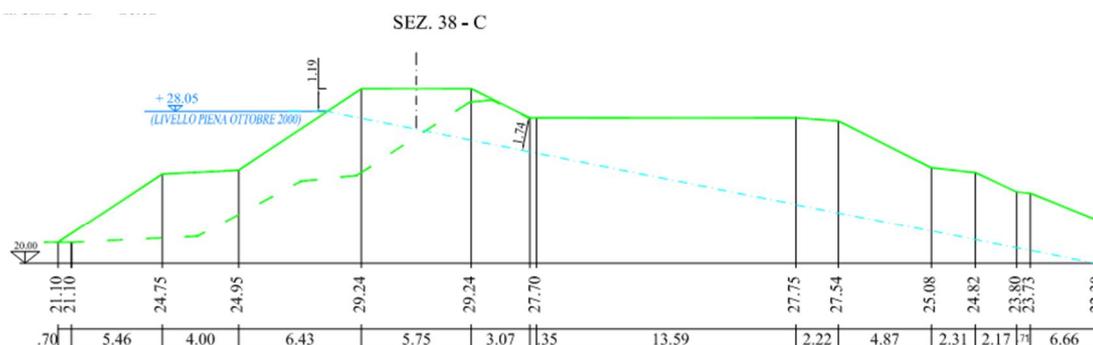


Figura 30 - Sezione 38-C proveniente dal catasto dell’Autorità di Bacino del Fiume Po

Come si può vedere, in sezione viene riportato il livello del fiume durante la piena dell’ottobre 2000 in cui è arrivato a 28.05 m sul livello medio del mare (s.l.m.).

Vengono inoltre fornite indicazioni sulle quote del livello di piena per le verifiche delle arginature.

- Piena Tr=200 anni: 28.58 m;
- Piena SIMPO 82: 28.02 m

Per l’analisi di stabilità è stata presa l’altezza di piena maggiore tra le due fornite, questo per verificare la sezione nella condizione più gravosa.

La sezione scelta per il progetto di tesi, è la sezione denominata “Sez. 006_GU (U16-U17-U18BR)” la cui sigla si riferisce alla sezione n. 6 della macroarea di Guastalla in cui sono state eseguite tre prove CPTU denominate “U16BR” (eseguita in area golenale), “U17BR” (sull’argine), “U18BR” (ai piedi dell’argine). Per la rappresentazione sono state utilizzate scale differenti per orizzontale (1:2000) e verticale (1:400).

Come descritto dal modello geologico, la stratigrafia del sistema argine-sottosuolo è costituita da:

- Corpo arginale “Ar” artificiale, caratterizzato da materiale di riporto di materiali che variano dalle sabbie, sabbie limose, limi sabbiosi e limi argillosi;
- Substrato di fondazione “C” composto da materiale argilla con intercalazioni di materiale organico;
- Materiale denominato “A” composto da sabbia e sabbia limosa.

Il corpo golenale lato fiume è invece caratterizzato da:

- Materiale denominato “D1” che è un’unità prevalentemente limosa, da limo-sabbiosa a limo-argillosa.
- La successione prosegue verso il basso con prevalenti sabbie. Lo spessore di questi depositi a prevalenza sabbiosa, è in genere di 20-30 m.

La sezione è la seguente:

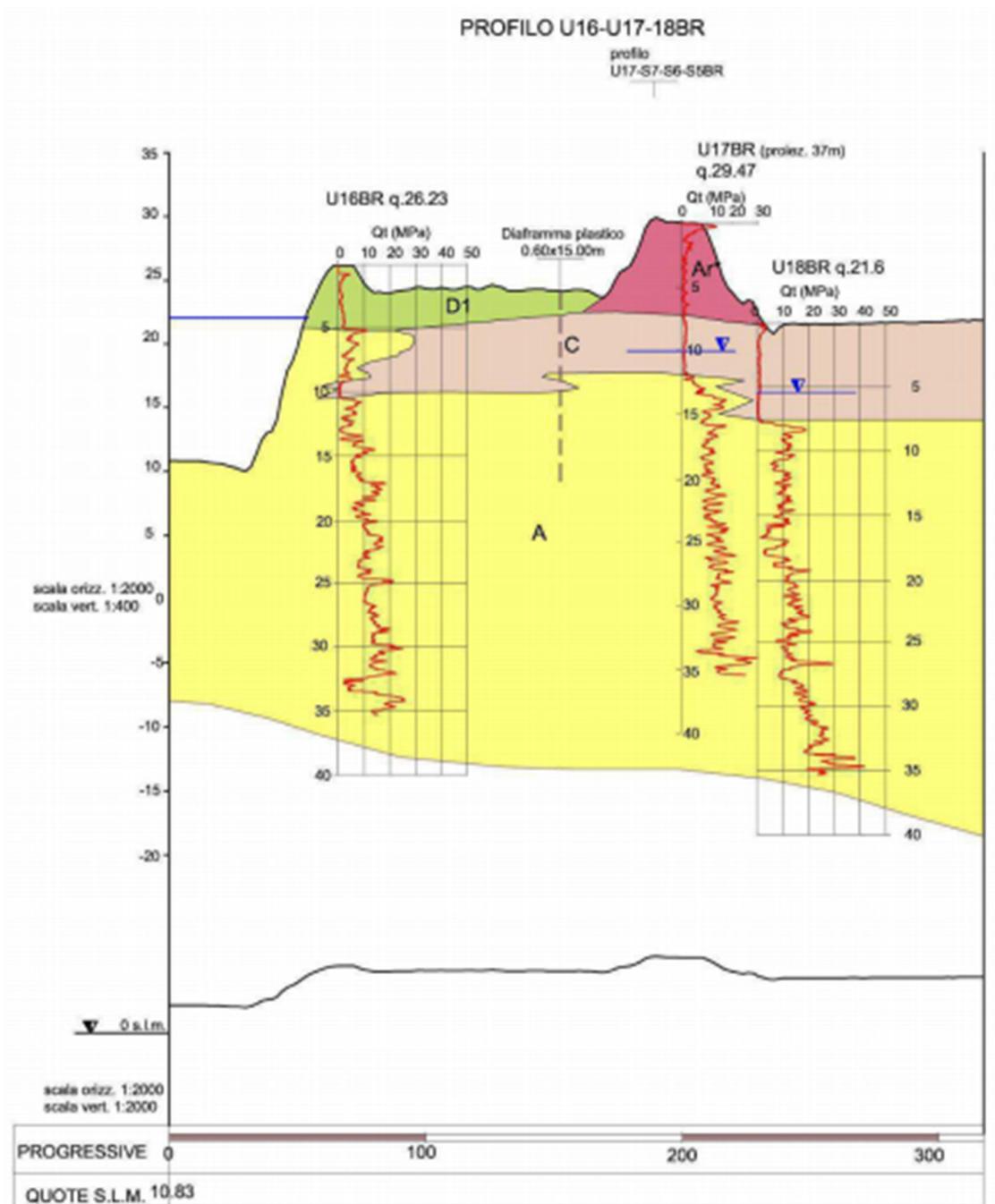


Figura 31 - Sez 6 Macroarea 1 di Guastalla

2.6) Caratterizzazione geotecnica

2.6.1) Introduzione

Le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali. Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell'opera o dell'intervento

e alle previste modalità esecutive²³. Appare quindi evidente, da quanto esposto, la necessità di disporre di modelli per la simulazione dei campi di moto. In generale, tali campi sono, per loro natura, tridimensionali; tuttavia, risulta conveniente, quando è possibile, ricorrere a rappresentazioni semplificate, cioè a schematizzazioni monodimensionali e bidimensionali. Difatti, dal punto di vista degli schemi di calcolo, si possono utilizzare semplici schemi di calcolo purché sia oculata la scelta dei parametri.

Il progetto delle opere e dei sistemi geotecnici deve articolarsi nelle seguenti fasi²⁴:

- caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- scelta del tipo di opera o d'intervento e programmazione delle indagini geotecniche;
- caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei modelli geotecnici²⁵ di sottosuolo;
- descrizione delle fasi e delle modalità costruttive;
- verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
- piani di controllo e monitoraggio.

La “caratterizzazione geotecnica” di un deposito comprende:

- la definizione della stratigrafia di dettaglio e l'individuazione delle caratteristiche macro e megastrutturali;
- la determinazione delle condizioni di falda;
- l'individuazione della storia tensionale e dello stato tensionale attuale;
- la determinazione delle caratteristiche di permeabilità;
- la determinazione delle caratteristiche meccaniche.

L'insieme di tutte queste informazioni consente di individuare i criteri di progetto, i relativi parametri e le modalità esecutive più appropriate al caso in esame.

Per raggiungere tali obiettivi ci si avvale in genere di *prove di laboratorio* su campioni indisturbati e di *indagini in sito*.

²³ Art. 6.1.2 cap. 6 DM 14 Gennaio 2008 “Norme tecniche per le Costruzioni”

²⁴ Art. 6.2 cap. 6 DM 14 Gennaio 2008 “Norme tecniche per le Costruzioni”

²⁵ Per “modello geotecnico” si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico

I principali vantaggi delle indagini in sito rispetto alle prove di laboratorio vanno ricercati nei seguenti aspetti:

- sono in generale più rapide ed economiche;
- permettono di ottenere un andamento continuo (o più continuo) delle caratteristiche geotecniche con la profondità;
- permettono di investigare un volume maggiore di terreno;
- permettono di poter ricercare più attendibilmente i parametri di deformabilità e di permeabilità e lo stato tensionale iniziale.

In particolare poi, nel caso dei terreni coesivi (per i quali non è fattibile il prelievo di campioni indisturbati), esse rappresentano l'unica possibilità per caratterizzare il deposito.

Le condizioni al contorno di una prova in sito sono però di complessa individuazione, come sono incerte le condizioni di drenaggio e fortemente pronunciati gli effetti di disturbo e i gradienti di tensione e deformazione indotti nel terreno circostante, per cui in definitiva ne risulta una non agevole interpretazione dei risultati e la necessità di ricorrere a correlazioni empiriche per l'interpretazione dei risultati, messe a punto assumendo come parametri di riferimento, a volte, i dati di prove di laboratorio.

Tenendo presente i vantaggi e gli svantaggi delle due classi di prove (di laboratorio ed in sito) appare chiaro come possano esistere delle situazioni in cui il ricordo ad una di esse sia decisamente preferibile all'altra; non è possibile però che una categoria sia in assoluto preferibile all'altra.

Prove in sito e prove di laboratorio vanno infatti viste come due procedure complementari, che solo se praticate in parallelo possono accrescere in maniera decisiva la conoscenza del comportamento dei terreni.

E per questi motivi è anche sconsigliabile un frazionamento delle operazioni di indagine, ad esempio affidando a differenti esperti la conduzione della campagna dei sondaggi, delle prove in sito e delle prove di laboratorio. Considerando infatti la stretta connessione esistente tra tali operazioni, la necessità di poter modificare il programma di indagine all'occorrenza, nonché il legame esistente tra indagine,

aspetti progettuali e realizzazione dell'opera, è raccomandabile che l'indagine sia pianificata e seguita da un unico esperto.

Quindi per definire il profilo geotecnico, le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni e il regime delle pressioni interstiziali, devono essere eseguite specifiche indagini, in sito ed in laboratorio, secondo un programma definito dal progettista in base alle caratteristiche dell'opera in progetto e alle presumibili caratteristiche del sottosuolo.

Le indagini geotecniche devono permettere un'adeguata caratterizzazione geotecnica del volume significativo di terreno, che è la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione dell'opera e che influenza l'opera stessa. Il volume significativo ha forma ed estensione diverse a seconda del problema in esame e deve essere individuato caso per caso, in base alle caratteristiche dell'opera e alla natura e caratteristiche dei terreni.

Le fasi relative alla caratterizzazione geotecnica del terreno e alla scelta dei parametri di progetto, sono quelle singolarmente più importanti e, quando sono svolte senza la dovuta attenzione e scrupolosità, sono anche quelle all'origine dei maggiori insuccessi.

Come detto, il comportamento dei terreni è influenzato dalla permeabilità di un terreno e questo è in funzione anche della granulometria delle particelle costituenti il terreno. In linea generale vengono suddivisi in terreni a *grana grossa* (ghiaie e sabbie) e terreni a *grana fine* (limi e argille).

Nei primi, infatti, essendo molto elevata la permeabilità, l'eventuale sovrappressione dell'acqua interstiziale, generata da una qualunque causa che ne turbi l'equilibrio originario, si dissipa in tempi estremamente brevi. Ne consegue che il comportamento del materiale in campo statico può essere analizzato direttamente in *condizioni drenate*, prendendo cioè in esame le condizioni di equilibrio idrostatico o di flusso stazionario, e trascurando il moto di filtrazione necessario alla dissipazione delle sovrappressioni dell'acqua interstiziale.

Nel caso dei terreni a grana fine, la permeabilità è invece così ridotta da rendere necessaria la presa in considerazione di tre possibili diversi classi di problemi:

- a. Analisi in condizioni non drenate: quando una costruzione viene realizzata in tempi così brevi da rendere realistica l'ipotesi che durante la fase di costruzione non si abbiano apprezzabili fenomeni di drenaggio e, di conseguenza, non si abbia dissipazione delle sovrappressioni dell'acqua interstiziale generate dall'applicazione del carico, è lecito assumere che deformazioni e eventuali fenomeni di rottura del terreno avvengano in condizioni non drenate, ossia senza variazioni di volume. L'analisi del problema va pertanto effettuata tenendo conto degli elementi caratterizzanti una tale situazione, costituiti dall'assenza di drenaggio e dalla presenza di sovrappressioni interstiziali in eccesso a quelle di equilibrio iniziale, ed è indicata come *analisi in condizioni non drenate*.
- b. Quando si esamina la stabilità delle pareti di una trincea, nelle zone adiacenti le pareti stesse si generano inizialmente delle variazioni negative della pressione dell'acqua, a causa dello *scarico tensionale* dovuto allo scavo. Poiché i nuovi valori della pressione dell'acqua non sono in equilibrio con i valori iniziali che competono alle zone più distanti dalle pareti dello scavo, si instaura un moto di filtrazione da tali zone verso le pareti, con conseguente dissipazione delle sovrappressioni (negative) interstiziali e relativo aumento del contenuto d'acqua. In virtù di tali fenomeni, il terreno lungo una superficie AB di potenziale scivolamento, è oggetto così ad un progressivo rigonfiamento, con rammollimento e riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio.

Le condizioni critiche per la stabilità diventano pertanto quelle di lunga scadenza, ossia quelle corrispondenti alla fine del processo di filtrazione o di dissipazione delle sovrappressioni neutre, e l'analisi di una tale situazione deve fare riferimento a quelle che vengono comunemente indicate come *condizioni drenate*. Tali condizioni sono caratterizzate da un regime delle pressioni interstiziali in equilibrio con le condizioni al contorno e inoltre si fa l'implicita assunzione che un'eventuale rottura avvenga così lentamente da non generare sovrappressioni interstiziali lungo la superficie di scorrimento.

- c. Una terza e distinta situazione, definita di *drenaggio parziale*, si ha quando una struttura viene messa in opera gradualmente. In questo caso, una volta costruita la prima parte del rilevato, si attende un certo periodo di tempo, in modo da permettere che il terreno di fondazione possa consolidarsi con dissipazione totale o parziale delle sovrappressioni interstiziali.

L'analisi di stabilità nell'istante in cui viene messo in opera il secondo gradino di carico, è un'analisi da effettuarsi in condizioni non drenate, in modo analogo a quanto visto per il primo caso, però con la differenza che questa volta la resistenza disponibile lungo una potenziale superficie di scivolamento è stata incrementata dal processo di consolidazione conseguente all'applicazione del primo gradino di carico

2.6.2) Criterio di rottura

Un criterio di rottura costituisce una definizione delle condizioni che determinano la rottura di un materiale. A seconda delle caratteristiche di quest'ultimo, tale definizione può essere data in termini di tensioni o di deformazioni, oppure in termini di energia accumulata.

Nel caso dei terreni, i criteri di rottura che hanno ricevuto più credito sono quelli che fanno riferimento ad una situazione limite descritta in termini di tensioni. In particolare il criterio più in uso è quello che risale all'equazione data da Coulomb:

$$\tau_{ff} = c' + \sigma'_{ff} \cdot \tan \phi'$$

Che stabilisce che la resistenza al taglio τ_{ff} disponibile su un piano di scorrimento, è una funzione della tensione normale σ'_{ff} agente su tale piano e delle caratteristiche del materiale c' e ϕ' .

L'equazione è rappresentata nel piano τ, σ' da un retta:

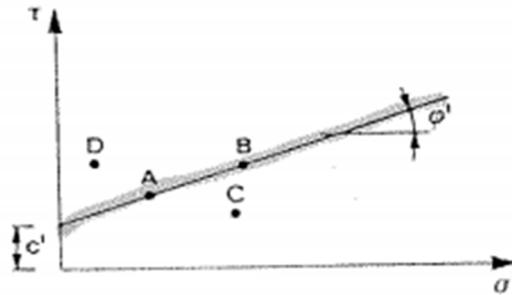


Figura 32 - Involuppo di rottura di Coulomb

I punti A e B rappresentano stati tensionali a rottura, il punto C rappresenta uno stato tensionale che ha un certo margine rispetto alla situazione di rottura, il punto D invece non ha significato fisico, in quanto rappresenta uno stato tensionale che non può verificarsi in realtà, non essendo compatibile con la resistenza del materiale. Poiché tale retta delimita le situazioni di equilibrio, essa è spesso indicata come *involuppo di rottura*.

2.7) Modello geotecnico

Ai fini di una corretta definizione del modello geotecnico, è necessario determinare i seguenti aspetti:

- le caratteristiche morfologiche, geologiche e strutturali del sito;
- le proprietà fisiche dei terreni presenti e i parametri che ne descrivono il comportamento meccanico in condizioni statiche;
- l'andamento delle pressioni interstiziali ed eventuali moti di filtrazione presenti.

Sulla base delle informazioni disponibili e dei risultati della caratterizzazione, per ogni sezione di analisi si è proceduto alla definizione di:

- profilo stratigrafico di dettaglio;
- proprietà fisico-meccaniche delle principali unità stratigrafiche individuate;
- posizione e caratteristiche delle falde idriche.

2.8) Prove in sito

Lo scopo delle indagini in sito è identificare le condizioni stratigrafiche e di falda all'interno del volume significativo di sottosuolo, e di caratterizzare, congiuntamente con le indagini di laboratorio, il comportamento meccanico delle diverse formazioni presenti.

Le indagini in sito sono insostituibili per il riconoscimento stratigrafico, interessano volumi di terreno molto maggiori, molte di esse consentono di determinare profili pressoché continui con la profondità delle grandezze misurate, sono più rapide ed economiche, sono quasi l'unico mezzo per caratterizzare dal punto di vista meccanico i terreni incoerenti, il cui campionamento "indisturbato" è molto difficile ed economicamente oneroso. Di contro le condizioni al contorno sono difficilmente individuabili e incerte, la modellazione della prova è spesso incerta e schematica per cui l'interpretazione è talvolta affidata a relazioni empiriche o semi-empiriche. Per ottenere dai valori delle grandezze misurate con prove in sito i valori numerici dei parametri geotecnici utili nella progettazione, si utilizzano correlazioni, che a seconda della prova possono essere:

- *correlazioni primarie*: con cui il parametro geotecnico è ottenuto dal risultato della prova utilizzando una solida base teorica con poche ipotesi da verificare (ad es. la stima di G_0 da misure di V_s);
- *correlazioni secondarie*: con cui il parametro geotecnico è ottenuto dal risultato della prova utilizzando una base teorica, ma con approssimazioni e ipotesi sostanziali, e in genere con parametri intermedi (ad es. la stima di c_u da q_c);
- *correlazioni empiriche*: con cui il parametro geotecnico è ottenuto dal risultato della prova senza giustificazione teorica (ad es. la stima di q_{lim} di fondazioni su sabbia da N_{SPT}).

Le indagini geotecniche vanno condotte su quella parte di sottosuolo che verrà influenzata dalla costruzione dell'opera o che ne influenzerà il comportamento (ovvero sul *volume significativo*).

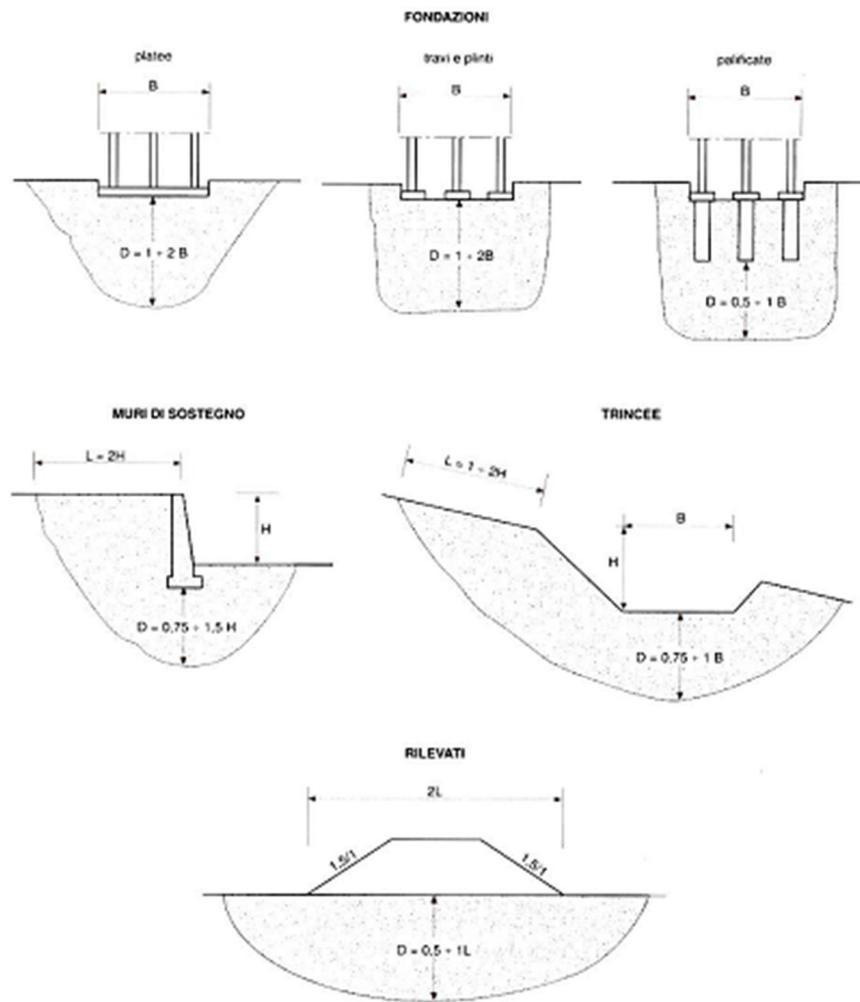


Figura 33 - Indicazioni sul volume significativo²⁶ del sottosuolo a seconda del tipo e delle dimensioni del manufatto, nel caso di terreno omogeneo

Il grado di approfondimento dell'indagine geotecnica nel volume significativo del sottosuolo dipende dalla fase di progettazione (di fattibilità, definitiva o esecutiva), dalla complessità delle condizioni stratigrafiche e geotecniche, e dall'importanza dell'opera.

Secondo l'Eurocodice per l'ingegneria geotecnica (EC7) le opere da realizzare possono essere classificate in tre categorie geotecniche (GC) di importanza crescente, cui ovviamente corrispondono gradi di approfondimento crescenti dell'indagine geotecnica.

²⁶ tratta dalle "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" dell'Associazione Geotecnica Italiana (AGI, 1977)

GC1	<p>Strutture semplici caratterizzate da rischi molto limitati</p> <p>Esempi:</p> <ul style="list-style-type: none"> - fabbricati di piccole dimensioni con carichi massimi alla base dei pilastri di 25,5kN o distribuiti alla base di murature di 10kN/m, - muri di sostegno o scavi sbatocchiati di altezza non superiore a 2m, - scavi di piccole dimensioni per drenaggi o posa di fognature, etc..
GC2	<p>Tutti i tipi di strutture e fondazioni convenzionali che non presentano particolari rischi.</p> <p>Esempi:</p> <ul style="list-style-type: none"> - fondazioni superficiali, - fondazioni a platea, - pali, - opere di sostegno delle terre o delle acque, - scavi, - pile di ponti, - rilevati e opere in terra, - ancoraggi e sistemi di tiranti, - gallerie in rocce dure, non fratturate e non soggette a carichi idraulici elevati
GC3	<p>Strutture di grandi dimensioni, strutture che presentano rischi elevati, strutture che interessano terreni difficili o soggette a particolari condizioni di carico, strutture in zone altamente sismiche</p>

Figura 34 - Categorie geotecniche secondo l'Eurocodice EC7

Per le opere di categoria GC1 che ricadono in zone note, con terreni di fondazione relativamente omogenei e di buone caratteristiche geotecniche, ove già esistono strutture analoghe che hanno dato buona prova di sé, l'indagine può essere limitata alla raccolta delle informazioni esistenti, e la relazione geotecnica (sempre necessaria) può giustificare le scelte progettuali su base comparativa, per esperienza e similitudine.

Per opere di categoria GC3 occorre un piano di indagine molto approfondito e dettagliato, curato da specialisti del settore, che si estenda nel tempo (prima, durante e dopo la realizzazione dell'opera), comprendente prove speciali, da affidare a ditte o enti altamente qualificati, mirate all'analisi dei problemi specifici e particolari dell'opera in progetto.

Per identificare le condizioni stratigrafiche del sottosuolo all'interno del volume significativo, possono essere eseguite prove geofisiche, scavi, trincee, sondaggi e prove continue lungo verticali di esplorazione (ad esempio prove CPT, DMT etc.).

Scavi e trincee di esplorazione hanno il vantaggio di mettere in luce ampie sezioni verticali del sottosuolo, e quindi consentono una descrizione di dettaglio della successione stratigrafica ed il prelievo di campioni anche di grandi dimensioni con minimo disturbo. Il loro maggiore limite consiste nella modesta profondità di indagine.

I *sondaggi stratigrafici e geotecnici* consentono di verificare direttamente la successione stratigrafica lungo una verticale di esplorazione, di prelevare campioni per le analisi di laboratorio, e di eseguire prove meccaniche e idrauliche a fondo foro, durante la perforazione.

Le *prove continue* (o quasi) lungo verticali di esplorazione consentono di identificare la successione stratigrafica e di stimare alcune proprietà geotecniche in modo indiretto, mediante correlazioni con le grandezze misurate.

Dunque, nella maggior parte dei casi, le informazioni raccolte con le indagini geotecniche sulla successione stratigrafica e sulle proprietà meccaniche e idrauliche dei terreni presenti nel sottosuolo, si riferiscono a verticali di esplorazione.

Poiché lo scopo delle indagini è definire le caratteristiche del sottosuolo all'interno del volume significativo, il numero, la profondità, e la disposizione planimetrica delle verticali di esplorazione devono essere stabiliti in base alla forma e all'estensione del volume significativo, ed al grado di dettaglio richiesto.

2.8.1) Prova Penetrometrica Statica C.P.T.

La prova penetrometrica statica C.P.T. (Cone Penetration Test) è un mezzo di indagine molto diffuso in Italia poiché, ad un costo modesto, permette l'identificazione della successione stratigrafica lungo una verticale, e la stima di molti parametri geotecnici sia in terreni a grana fine che in terreni a grana grossa.

La prova è autoperforante, ovvero non richiede l'esecuzione di un foro di sondaggio e consiste nell'infissione a pressione nel terreno, a partire dal p.c. ed alla velocità costante di 20 mm/sec di una punta conica avente diametro 35.7 mm e angolo di apertura 60°, collegata al dispositivo di spinta mediante una batteria di tubi.

Il contrasto necessario ad infiggere il penetrometro è di norma ottenuto col peso dell'autocarro, eventualmente zavorrato, su cui è installata l'attrezzatura.

Attualmente ne esistono due tipi, con caratteristiche geometriche e procedure di prova normate a livello internazionale (ISSMFE, 1989):

- a) il penetrometro meccanico con manicotto d'attrito;
- b) il penetrometro elettrico.

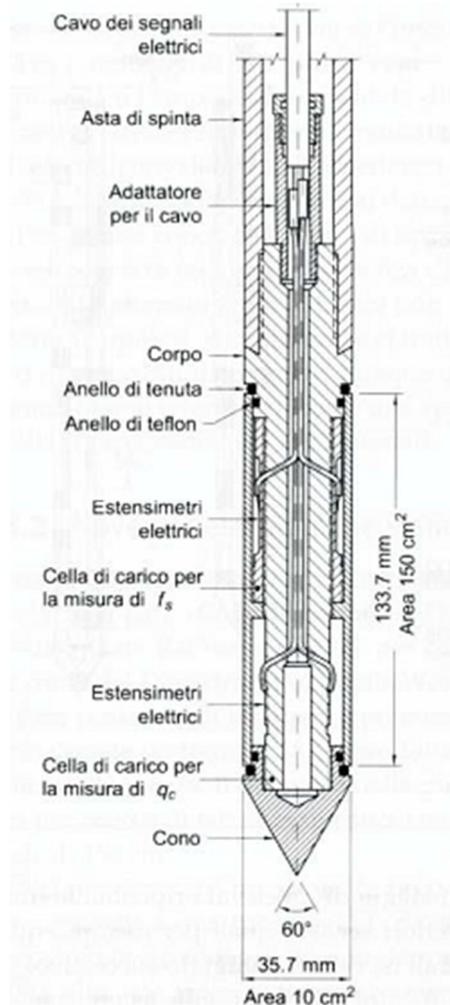


Figura 35 - Punta del penetrometro elettrico

Inizialmente, esercitando una forza F_1 sulle aste interne collegate alla punta, si fa avanzare a velocità costante la sola punta per una lunghezza di 40 mm. L'area della punta è:

$$A_p = \frac{(\pi \cdot 3,57^2)}{4} = 10 \text{ cm}^2$$

E la pressione media alla punta durante l'avanzamento (resistenza alla punta) vale:

$$q_c = \frac{F_1}{A_p}$$

Al termine della corsa di 40 mm, viene agganciato il manicotto d'attrito, che ha una superficie laterale $A_s = 150 \text{ cm}^2$ e si continua a far avanzare la punta a velocità costante per altri 40 mm (che nella penetrazione si trascina dietro il manicotto). Se si indica con F_2 la forza necessaria a fare avanzare il penetrometro in questa seconda fase, e se si fa l'ipotesi che la resistenza di punta non sia variata rispetto al tratto precedente, è possibile calcolare la tensione tangenziale media lungo la superficie del manicotto (resistenza laterale locale), con la relazione:

$$f_s = \frac{(F_2 - F_1)}{A_s}$$

In una terza fase la spinta avviene applicata alle aste esterne che, a punta ferma, raggiungono prima il manicotto e poi la punta, ed infine fanno avanzare l'intero sistema.

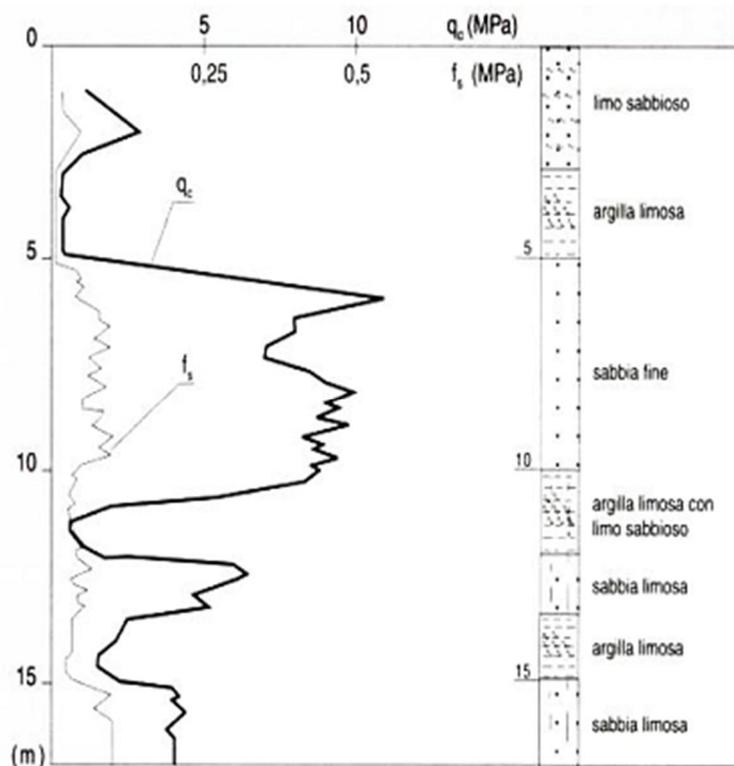


Figura 36 - Esempio di rappresentazione dei risultati di una prova CPT

I suoi principali limiti derivano dal fatto che le resistenze alla penetrazione sono dedotte da misure di forza eseguite in superficie, e quindi sono affette da errori dovuti al peso proprio e alla deformabilità delle aste, ed agli attriti tra le varie parti dell'attrezzatura. Inoltre la profondità delle misure è desunta dalla lunghezza delle

aste e quindi soggetta ad errori derivanti dalla deviazione dalla verticale. Infine le misure di resistenza alla punta, q_c , e di attrito laterale locale, f_s , non sono indipendenti fra loro e si riferiscono a profondità leggermente diverse, per cui la presenza di terreni fittamente stratificati può condurre a errori di stima.

L'analisi dei risultati di prove C.P.T. consente in primo luogo il riconoscimento litologico dei terreni attraversati e la ricostruzione della successione stratigrafica.

Durante la prova vengono misurate le resistenze di punta e di attrito laterale opposte dal terreno nelle condizioni di rottura determinate dalla penetrazione dello strumento con una velocità imposta e costante di 2 cm/sec. A seconda della permeabilità del terreno attraversato la rottura avviene in condizioni drenate o non drenate. Pertanto il modello interpretativo del fenomeno della rottura è condizionato dal tipo di terreno cui si riferiscono i dati di resistenza misurati.

La resistenza penetrometrica di punta offerta da un terreno sabbioso è, di norma, nettamente superiore alla resistenza offerta da terreni argillosi di media e bassa consistenza. Pertanto molte volte il solo esame del profilo di q_c può dare una prima idea della successione stratigrafica. Tuttavia le migliori correlazioni proposte per l'individuazione della natura del terreno attraversato fanno uso, oltre che della resistenza di punta, q_c , anche della resistenza d'attrito laterale, f_s .

Per il penetrometro elettrico si può fare riferimento alla carta di Robertson (1990), che ha in ascissa:

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \cdot 100 \quad \text{rapporto d'attrito normalizzato}$$

Ed in ordinata:

$$Q = \left(\frac{q_c - \sigma_{v0}}{p_a} \right) \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad \text{resistenza alla punta normalizzata}$$

Entrambe le variabili in scala logaritmica.

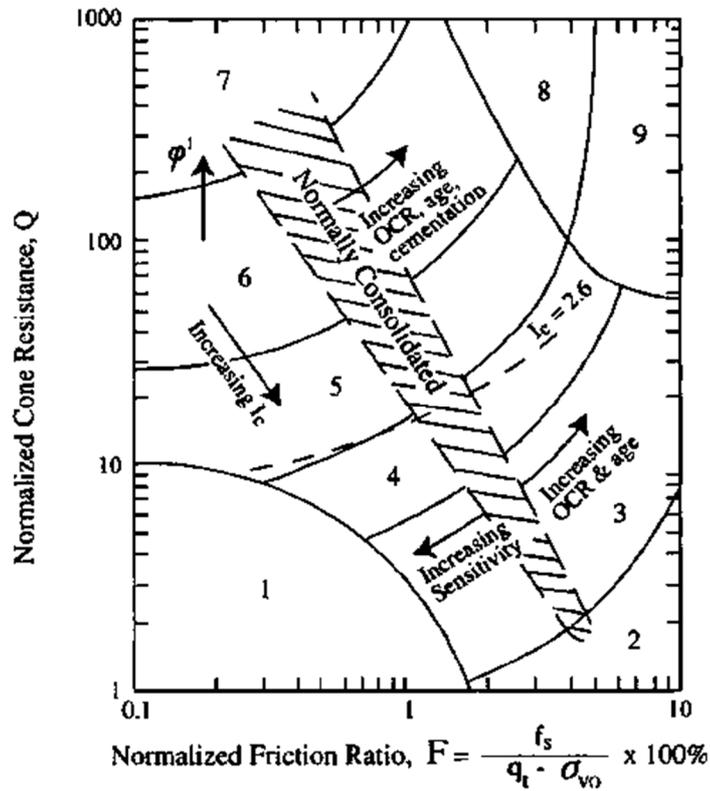


Figura 37 - Carta di classificazione di Robertson (1990)

L'esponente "n" della resistenza di punta normalizzata, ha valori compresi tra 1 (terreni argillosi) e 0.5 (sabbie pulite), e può essere stimato nel modo seguente:

Si assume $n=1$ e si calcola il corrispondente valore della resistenza di punta normalizzata:

$$Q_{n=1} = \left(\frac{q_c - \sigma_{v0}}{p_a} \right)$$

Si calcola l'indice di tipo di terreno I_{cn}^{27} per $Q = Q_{n=1}$:

$$I_{c,n=1} = \sqrt{(\log F + 1.22)^2 + (\log Q_{n=1} - 3.47)^2}$$

Se risulta $I_{c,n=1} > 2,6$ il valore di $n = 1$ è confermato. Se invece risulta $I_{c,n=1} < 2,6$, si stima n con l'equazione:

$$n = 0,381 \cdot I_{c,n=1} + 0,05 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) - 0,15 \geq 0,5$$

²⁷ Definito *Soil Behaviour Type Index (SBTn)* che rappresenta un indice del materiale che è funzione della Resistenza alla punta normalizzata "Q" e all'attrito normalizzato "F".

E si aggiornano i valori di Q e dell'indice di tipo di terreno:

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

La carta di Robertson è suddivisa in 9 zone cui corrispondono altrettante classi di terreno.

Le curve che delimitano le zone corrispondenti alle classi da 2 a 7 possono essere approssimate, nel piano bilogarithmico, con archi di cerchio concentrici. Il raggio dei cerchi è l'indice del tipo di terreno, I_c . Ne consegue che per identificare i terreni delle classi da 2 a 7 (sono escluse le classi 1, 8 e 9) è sufficiente calcolare l'indice del tipo di terreno e verificare la classe di appartenenza.

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

La classe 1 corrisponde a: “*terreni sensitivi a grana fine*”.

La classe 8 corrisponde a: “*da sabbie molto dense a sabbie argillose fortemente sovraconsolidate o cementate*”

La classe 9 corrisponde a: “*materiali fini granulari molto duri, fortemente sovraconsolidati o cementati*”.

2.8.2) Prova con Piezocono CPTU

Il piezocono è un penetrometro statico a punta elettrica, dotato di elemento poroso di ceramica fine o di acciaio, detto *filtro*, di norma posizionato alla base della punta conica, che permette di misurare e registrare oltre ai parametri di resistenza alla penetrazione, q_c ed f_s , anche la pressione interstiziale u_2 ²⁸, sia durante l'avanzamento

²⁸ La pressione interstiziale misurata col piezocono, si indica con il simbolo u_1 , u_2 o u_3 a seconda della posizione del filtro.

che a penetrometro fermo. La misura corretta della pressione u_2 è condizionata dalla completa saturazione del filtro.

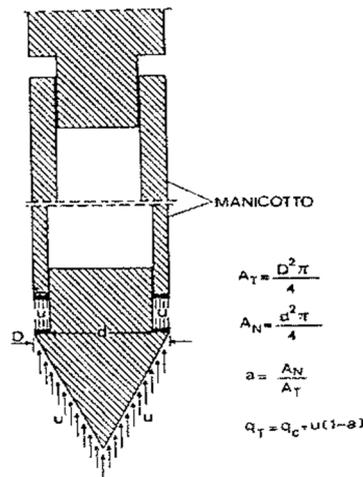


Figura 38 - Punta CPTU

La possibilità di misurare la pressione interstiziale ha considerevolmente aumentato la capacità interpretativa della prova nei terreni saturi sotto falda. Infatti durante la penetrazione alla velocità di 2cm/sec, nei terreni sabbiosi e permeabili, la rottura avviene in condizioni drenate, senza sensibili variazioni della pressione interstiziale, e quindi la pressione misurata dal piezometro coincide con quella in sito ($u_2 = u_0$), mentre nei terreni a grana fine e poco permeabili, si generano sovrappressioni interstiziali, Δu , e quindi viene misurata la pressione $u_2 = u_0 + \Delta u$. Poiché inoltre la sensibilità dello strumento alla variazione delle pressioni interstiziali è molto alta, in quanto non risente di effetti di scala, è possibile identificare anche sottili livelli di terreno a permeabilità differente, la cui presenza può essere decisiva nella stima dei tempi di consolidazione.

2.8.2.1) Interpretazione della prova CPTU

Per l'interpretazione della prova, occorre utilizzare la *resistenza di punta corretta* q_t , che tiene conto della differenza tra l'area della punta A_c e l'area della parte del cono che agisce direttamente sulla cella di carico A_n .

$$q_t = q_c + u_2 \cdot \left(1 - \frac{A_n}{A_c}\right) = q_c + u_2 \cdot (1 - a)$$

Il valore del rapporto delle aree, si determina sperimentalmente per ogni piezocono ed è in genere compreso tra 0.55 e 0.9.

Si definisce *rapporto delle pressioni interstiziali* il parametro:

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_t - \sigma_{v0}}$$

In cui σ_{v0} rappresenta la tensione verticale totale presente in sito.

Al di sopra del livello di falda, e quindi in terreni insaturi o comunque con pressione interstiziale negativa, i risultati della CPTU, possono essere interpretati come quelli delle prove CPT.

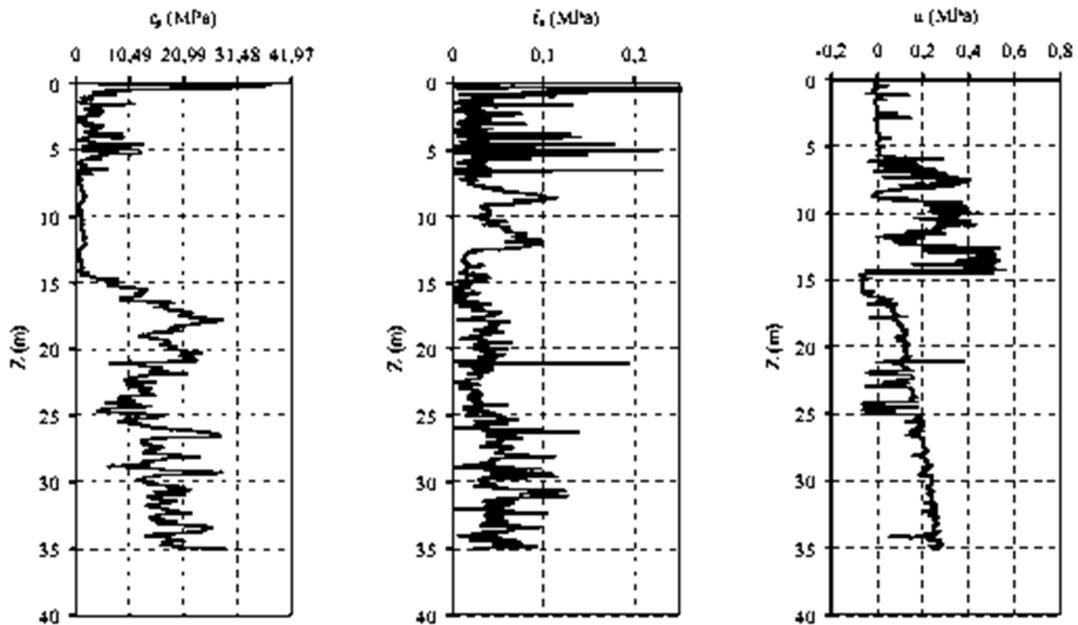


Figura 39 - Esempio di profili di misure eseguiti con CPTU

Per l'identificazione litologica ed il riconoscimento stratigrafico dei risultati, può essere utilizzato il seguente grafico di Robertson:

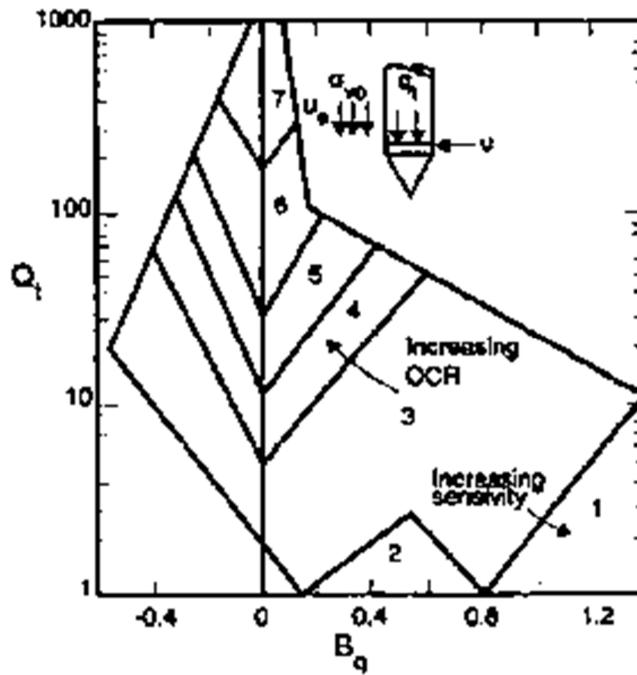


Figura 40 - Carta di Robertson per CPTU (1990)

Il piezocono permette l'esecuzione di *prove di dissipazione* e quindi la stima delle caratteristiche di permeabilità e di consolidazione del terreno. Infatti, se durante la prova in un terreno a grana fine saturo e sotto falda, la punta viene arrestata ad una data profondità, si può registrare la dissipazione della sovrappressione interstiziale nel tempo.

La dissipazione ha inizio con l'arresto dell'infissione e la registrazione nel tempo della pressione interstiziale $u(t)$. essa inizia a decrescere dal valore iniziale u_i verso il valore di equilibrio corrispondente alla pressione idrostatica u_0 .

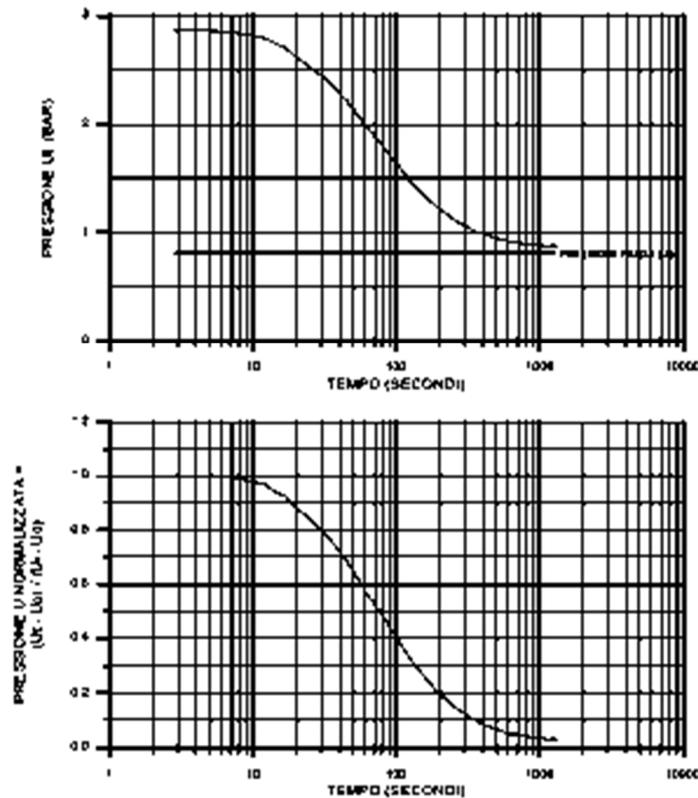


Figura 41 - Esempio di curva di dissipazione in una prova CPTU

Si indica con t_{50} il tempo corrispondente al 50% della dissipazione ed in funzione di questo valore, è possibile stimare il *coefficiente di consolidazione* C_h e la *conducibilità idraulica* k .

In particolare per piezocono con filtro posizionato alla base, il coefficiente di consolidazione orizzontale può essere stimato con l'equazione:

$$C_h = \frac{11.63}{t_{50}}$$

La permeabilità viene ricavata o per via grafica (Parez e Fauriel) o tramite l'equazione:

$$k = \frac{1}{(251 \cdot t_{50})^{1.25}}$$

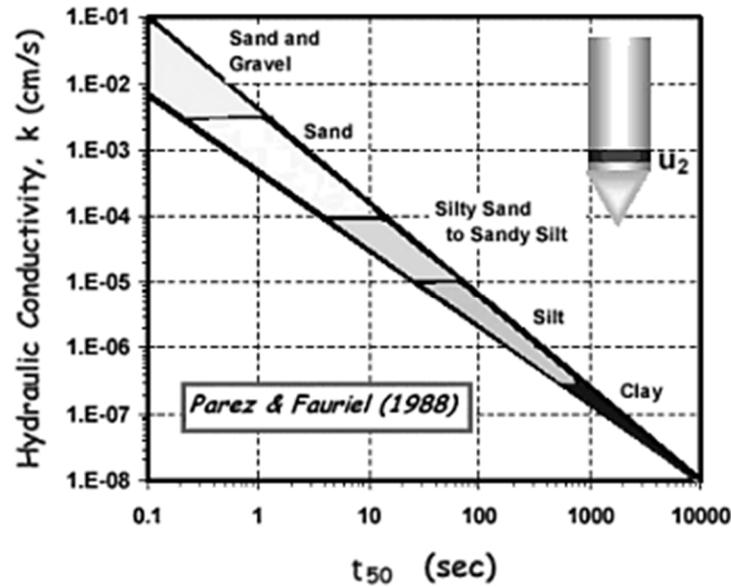


Figura 42 - Stima della conducibilità idraulica da prova di dissipazione con piezocono

- Carta di Robertson per CPTU (1990)

2.8.2.1.1) Interpretazioni in terreni a grana grossa

L'avanzamento del penetrometro statico in terreni sabbiosi avviene generalmente in condizioni drenate, ed è quindi possibile interpretarne i risultati in termini di tensioni efficaci.

Per la stima dei parametri geotecnici dei terreni sabbiosi si utilizza comunemente la densità relativa.

Le correlazioni che legano resistenza penetrometrica e densità relativa dei terreni sabbiosi, sono le seguenti:

$$D_R = -98 + 66 \cdot \log \left[\frac{q_c}{(\sigma'_{v0})^{0.5}} \right] \quad \text{Jamiolkowski et al. (1985)}$$

$$D_R = \frac{1}{C_2} \cdot \ln \left[\frac{q_c}{C_0 \cdot (\sigma')^{C_1}} \right] \quad \text{Baldi et al. (1986)}$$

In cui C_0 , C_1 e C_2 sono costanti.

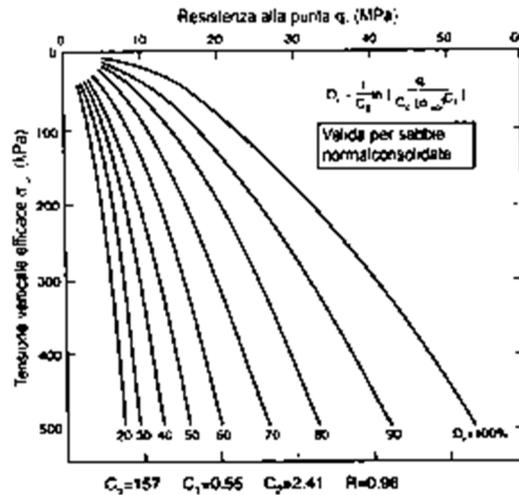


Figura 43 - Stima della densità relativa in terreni NC

Stima dell'angolo di resistenza al taglio ϕ'

Dopo aver stimato la densità relativa della sabbia, l'angolo di resistenza al taglio di picco, ϕ' , può essere stimato con le correlazioni di Schmertmann (1978).

Una correlazione diretta tra q_c e l'angolo di resistenza al taglio di picco ϕ' , è ben rappresentata dall'equazione:

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

Robertson e Campanella (1983)

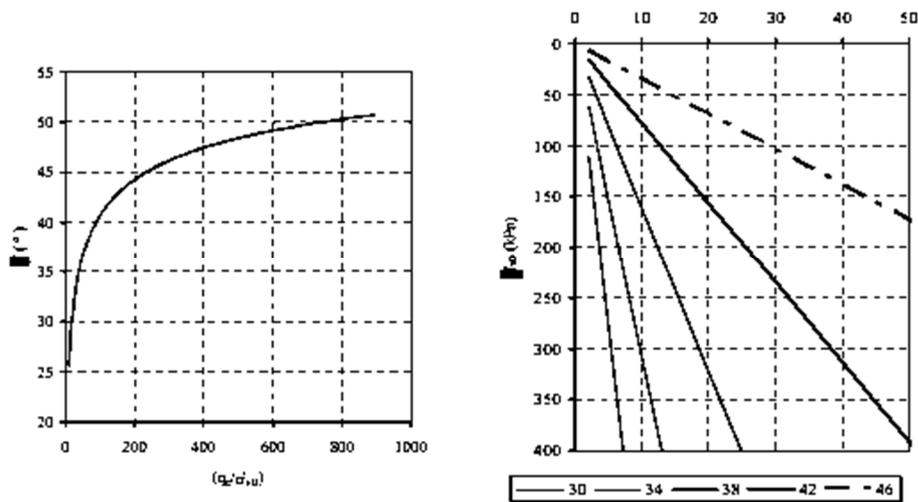


Figura 44 - Correlazione diretta tra q_c e ϕ' (Robertson e Campanella, 1983)

Un'altra correlazione diretta per la stima dell'angolo di resistenza al taglio di sabbie quarzose non cementate, è la seguente:

$$\varphi' = 17.6 + 11 \cdot \log \left(\frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sqrt{\sigma'_{v0} \cdot p_a}} \right) \quad \text{Mayne (2006)}$$

Modulo di Young

Poiché la prova CPT misura la resistenza a rottura del terreno, le correlazioni per la stima della rigidezza del terreno, dai risultati di tale tipo di prova hanno necessariamente carattere empirico e devono essere utilizzate con cautela.

Una semplice correlazione tra la resistenza alla punta q_c ed il modulo di Young secante, drenato, per un livello di sforzo mobilitato pari al 25% di quello a rottura, ovvero per condizioni di esercizio con coefficiente di sicurezza rispetto alla rottura pari a 4, valida per sabbie quarzose NC non cementate, è la seguente:

$$E_{25} = 2 \cdot q_c \quad \text{Robertson e Campanella (1983)}$$

Un'altra correlazione proposta per la stima del modulo di Young, per una deformazione circa lo 0.1% in funzione dell'indice del terreno I_c e della tensione efficace verticale per sabbie non cementate prevalentemente silicee, è la seguente:

$$E' = 0.015 \cdot [10^{(0.55 \cdot I_c + 1.68)}] \cdot (q_c - \sigma_{v0}) \quad \text{Robertson (2010)}$$

La stima del modulo di taglio a bassi livelli di deformazione G_0 delle sabbie e della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s , può essere fatta con le seguenti relazioni:

$$\begin{cases} G_0 = 0.188 \cdot [10^{(0.55 \cdot I_c + 1.68)}] \cdot (q_c - \sigma_{v0}) \\ V_s = [10^{(0.55 \cdot I_c + 1.68)} \cdot \frac{(q_c - \sigma_{v0})}{p_a}]^{0.5} \end{cases} \quad \text{Robertson et al. (1992)}$$

Un'altra equazione proposta per la stima di G_0 da prove CPT è la seguente:

$$\frac{G_0}{q_c} = 1634 \cdot \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0}}} \right)^{-0.75} \quad \text{Rix e Stokoe (1992)}$$

Conducibilità idraulica

Una stima approssimata della conducibilità idraulica (ovvero del coefficiente di permeabilità), dei terreni può essere ottenuta mediante la seguente correlazione con l'indice di tipo di terreno I_c :

$$\log(k) = 0.952 - 3.04 I_c \quad \text{per} \quad 1 < I_c \leq 3.27$$

$$\log(k) = -4.52 - 1.37 I_c \quad \text{per} \quad 3.27 < I_c \leq 4$$

2.8.2.1.2) Interpretazioni terreni a grana fine

Resistenza al taglio non drenata c_u

Una stima della resistenza al taglio non drenata c_u , di terreni argillosi può essere eseguita con la seguente equazione:

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

Il coefficiente N_k ha valori compresi tra 5 e 21, cresce con l'indice di plasticità e viene assunto di norma pari a 14 per penetrometro a punta elettrica e a 20 per penetrometro meccanico.

Pressione di consolidazione σ'_c e grado di sovraconsolidazione OCR

La stima della pressione di consolidazione e del grado di sovraconsolidazione, può essere effettuata con le seguenti relazioni:

$$\sigma'_c = 0.243 \cdot (q_c)^{0.96}$$

$$OCR = 0.37 \cdot \left(\frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right)^{1.01}$$

Modulo edometrico M

Il modulo edometrico M , ovvero il modulo di deformazione in condizioni di espansione laterale impedita, può essere approssimativamente stimato con la seguente relazione:

$$M = \alpha_M \cdot (q_c - \sigma_{v0})$$

per $I_c > 2.2$

$$\alpha_M = Q \quad \text{se} \quad Q = \left(\frac{q_c - \sigma_{v0}}{p_a} \right) \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \leq 14$$

$$\alpha_M = 14 \quad \text{se} \quad Q > 14$$

per $I_c \leq 2.2$

$$\alpha_M = 0.03 \cdot \left[10^{(0.55 \cdot I_c + 1.68)} \right]$$

Un quadro riassuntivo delle correlazioni adottate, distinte per tipologia di terreno (SBTn) a cui sono state applicate, è il seguente:

UNITÀ STRATIGRAFICHE CON PREVALENZA DI SEDIMENTI A GRANA FINE		
Parametro	Correlazione	Condizioni di applicabilità
Storia tensionale	Grado di sovraconsolidazione, OCR <i>Lunne et al. (1997)</i>	$OCR = 0,3 \cdot \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$ $I_{cs} \geq 2,6$
	Coefficiente di spinta orizzontale a riposo, K_0 <i>Kulhawy & Mayne (1990)</i>	$K_0 = 0,1 \cdot \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$ $I_{cs} \geq 2,6$
Compressibilità	Modulo confinato, M <i>Kulhawy & Mayne (1990)</i>	$M = 8,25 \cdot (q_t - \sigma_{v0})$ $I_{cs} \geq 2,8$
		$\begin{cases} M = 2 \cdot q_t \\ M = 4 \cdot q_t - 5 \end{cases}$ <i>Senneset et al. (1988)</i> * $2,6 < I_{cs} < 2,8$; $q_t < 2,5$ MPa * $2,6 < I_{cs} < 2,8$; $2,5 < q_t < 5$ MPa
Deformabilità	Modulo di elasticità tangenziale iniziale, G_0 <i>Robertson (2009)</i>	$G_0 = 0,0195 \cdot 10^{0,55 I_{cs} + 1,68} \cdot (q_t - \sigma_{v0})$ I_{cs} qualsiasi
	Modulo di elasticità tangenziale, G	$G = 0,5M \cdot \frac{(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$ I_{cs} qualsiasi
	Modulo di elasticità longitudinale, E'	$E' = M \cdot \frac{(1 - 2\nu) \cdot (1 + \nu)}{(1 - \nu)}$ I_{cs} qualsiasi
Resistenza al taglio	Angolo di resistenza al taglio, ϕ' <i>Senneset et al. (1989); Mayne & Campanella (2005)</i>	$\phi' = 29,5 B_q^{0,121} (0,256 + 0,336 B_q + \log Q_t)$ con: $B_q = \frac{u - u_0}{q_t - \sigma_{v0}}$ $Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$ * $I_{cs} \geq 2,6$; $0,1 < B_q < 1,0$
	Resistenza al taglio non drenata, c_u	$c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}}$ $I_{cs} \geq 2,6$

* La correlazione è stata applicata anche alle miscele limo-sabbiose (SBTn = 5), caratterizzate da $2,05 \leq I_{cs} \leq 2,6$, unitamente agli approcci tipicamente applicati per i sedimenti a grana grossa (si veda Tabella B).

Figura 45 - Tabella riassuntiva correlazioni empiriche utilizzate in unità stratigrafiche con prevalenza di sedimenti a grana fine

UNITÀ STRATIGRAFICHE CON PREVALENZA DI SEDIMENTI A GRANA GROSSA		
Parametro	Correlazione	Condizioni di applicabilità
Stato di addensamento	$D_R = -98 + 66 \cdot \log \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0}}} \right)$ <i>Jamialkowski et al. (1985)</i>	$I_{cn} < 2,6$; q_c e σ'_{v0} in t/m ²
	$D_R = 100 \cdot \left\{ 0,268 \cdot \ln \left[\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0} \cdot p_a}} \right] - 0,675 \right\}$ <i>Jamialkowski et al. (2001)</i>	$I_{cn} < 2,6$
Compressibilità	$\begin{cases} M = 4 \cdot q_c \\ M = 2 \cdot q_c + 20 \text{ (MPa)} \\ M = 120 \text{ MPa} \end{cases}$ <i>Lunne & Christophersen (1983)</i>	$I_{cn} < 2,05$; $q_c < 10 \text{ MPa}$ $I_{cn} < 2,05$; $10 < q_c < 50 \text{ MPa}$ $I_{cn} < 2,05$; $q_c > 50 \text{ MPa}$
	$\begin{cases} M = 2 \cdot q_c \\ M = 4 \cdot q_c - 5 \end{cases}$ <i>Senneset et al. (1988)</i>	$2,05 < I_{cn} < 2,6$; $q_c < 2,5 \text{ MPa}$ $2,05 < I_{cn} < 2,6$; $2,5 < q_c < 5 \text{ MPa}$
Deformabilità	Modulo di elasticità tangenziale iniziale, G_0 $G_0 = 0,0195 \cdot 10^{0,55 I_{cn} + 1,68} \cdot (q_c - \sigma_{v0})$ <i>Robertson (2009)</i>	I_{cn} qualsiasi
	Modulo di elasticità tangenziale, G $G = 0,5M \cdot \frac{(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$	I_{cn} qualsiasi
	Modulo di elasticità longitudinale, E' $E' = M \cdot \frac{(1 - 2\nu) \cdot (1 + \nu)}{(1 - \nu)}$	I_{cn} qualsiasi
Resistenza al taglio	$\phi' = 17,6 + 11 \cdot \log \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0} \cdot p_a}} \right)$ <i>Kulhawy & Mayne (1990)</i>	$I_{cn} < 2,6$
	$\phi' = \arctan \left[\frac{1}{2,68} \cdot \left(0,29 + \log \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) \right]$ <i>Robertson & Campanella (1983)</i>	$I_{cn} < 2,6$
	$\phi' (^{\circ}) = 28 + 0,14 \cdot D_R$	$2,05 < I_{cn} < 2,6$
	$\phi' (^{\circ}) = 31,5 + 0,115 \cdot D_R$	$1,31 < I_{cn} < 2,05$
	$\phi' (^{\circ}) = 34,5 + 0,10 \cdot D_R$ $\phi' (^{\circ}) = 38 + 0,08 \cdot D_R$ <i>Schmertmann (1978)</i>	$I_{cn} < 1,31$ I_{cn} non def: sabbie molto dense

Figura 46 - Tabella riassuntiva correlazioni empiriche utilizzate in unità stratigrafiche con prevalenza di sedimenti a grana grossa

2.9) Variabilità delle misure di proprietà geotecniche

L'esistenza di incertezze nella modellazione geotecnica deriva dalla modellazione teorica e dalla complessità dei terreni. L'incertezza derivante dalla scelta del modello teorico è conseguente alla schematizzazione ed alla esemplificazione della realtà fisica. Per quanto concerne invece l'effettiva complessità dei terreni, essi sono assimilabili, dal punto di vista ingegneristico, a mezzi eterogenei, spesso caratterizzati da discontinuità a livello di macrostruttura e da complesse interazioni

microstrutturali. Nessuna indagine, per quanto correttamente pianificata ed eseguita, è in grado di caratterizzare pienamente tale variabilità. Quest'ultima, è riconducibile ai seguenti fattori principali:

- variabilità intrinseca dei terreni;
- errori di misura;
- incertezze di trasformazione.

2.9.1) Variabilità intrinseca dei terreni

La variabilità intrinseca dei terreni è dovuta prevalentemente ai processi geologici e geomorfologici naturali. La complessità di tali processi ne determina una notevole eterogeneità e variabilità spaziale, per quanto concerne le proprietà geotecniche.

La variazione spaziale di una proprietà geotecnica può essere decomposta in un trend deterministico, $t(z)$, ed in una componente fluttuante, $w(z)$, come segue:

$$\xi(z) = t(z) + w(z)$$

Nella quale $\xi(z)$ è la proprietà geotecnica in sito e z è la coordinata spaziale (es. profondità).

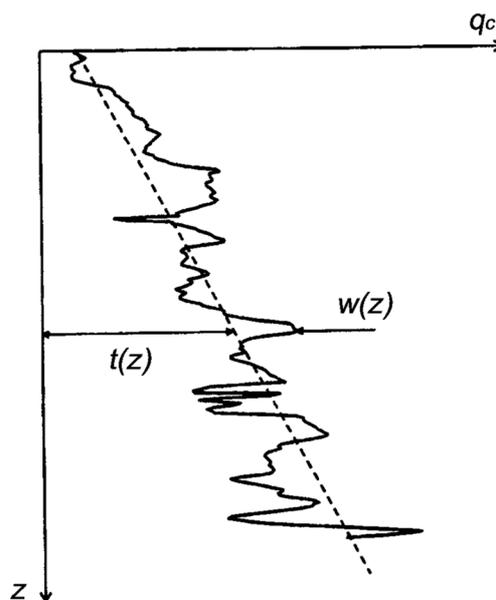


Figura 47 - Esempio di variabilità spaziale di una proprietà geotecnica

Per affinare la caratterizzazione geotecnica basata sull'interpretazione delle misure penetrometriche, si è ritenuto opportuno fornire una descrizione della variabilità

intrinseca di ciascuna unità stratigrafica. L'approccio adottato prevede che, per ogni proprietà geotecnica considerata, si definiscano il valore medio del parametro in esame e gli associati valori di *deviazione standard* σ e *coefficienti di variazione* COV ²⁹.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum(x_i - x_m)^2}{n - 1}}$$

Laddove:

- "x_i" è il singolo valore che assume il fenomeno da valutare;
- "n" il numero dei dati della serie storica;
- "x_m" rappresenta la media aritmetica dei valori.

Per il COV, in letteratura, esistono dei valori di riferimento più probabili:

TABELLA 2
Coefficienti di variazione delle proprietà geotecniche
[AA.VV. fra cui LUMB, 1966; SINGH, 1971; KRAHN e FREDLUND, 1983; LEE *et al.*, 1983]

Proprietà geotecnica	Campo del coefficiente di variazione (%)	Valore consigliato del coeff. di var.
Limite di liquidità	2 - 48	10
Limite di plasticità	8 - 29	10
Indice di plasticità	5 - 79	30 - 70 *
Peso specifico	1 - 10	3
Peso di volume	1 - 10	3
Contenuto in acqua	6 - 63	15
Grado di saturazione	5 - 15	10
Indice dei vuoti	10 - 42	25
Coeff. di consolidazione	25 - 100	50
Indice di compressione	18 - 73	30
Coeff. di permeabilità	200 - 300	300
Comp. granulometrica	19 - 37	30
Indice N _{SPR}	27 - 85	30
Resistenza E.L.L.	6 - 100	40
Angolo di attrito (sabbie)	5 - 20	10

* I valori più alti per terreni contenenti una frazione sabbiosa e ghialosa.

Figura 48 – Coefficiente di Variazione delle proprietà geotecniche

²⁹ Il coefficiente di variazione COV, è un indice di dispersione che permette di confrontare misure di fenomeni riferite a unità di misura differenti, in quanto si tratta di un numero puro. È un indice della precisione di una misura. Viene definito, per un dato campione, come il rapporto tra la sua deviazione standard (σ) e il valore assoluto della sua media aritmetica (μ).

Sebbene le argille intatte abbiano coefficienti di permeabilità compresi tra 10^{-6} e 10^{-9} cm/s i valori da usare per modellare la permeabilità globale di uno strato superficiale semi-permeabile sono molto più alti, in genere dell'ordine di 10^{-4} cm/s, per tenere conto degli effetti della filtrazione attraverso le fessure superficiali, le tane di animali e altre cause. Pertanto i valori appropriati della permeabilità di strati superficiali di argilla sono di norma stimati su base semi-empirica, utilizzando osservazioni eseguite durante le piene.

Il coefficiente di variazione e la deviazione standard possono essere utilizzati per formulare ipotesi probabilistiche quantitative su una serie di dati.

Per ogni parametro geotecnico è stato calcolato:

- Valore medio;
- Valore mediano;
- Valore minimo;
- Valore massimo;
- Deviazione standard;
- Coefficiente di variazione.

Tenendo in considerazione l'affidabilità rispetto alla prova eseguita. Infatti non tutti i parametri geotecnici possono essere dedotti da ogni singola prova ed in particolare modo, si utilizza una scala di valori per identificare il grado di affidabilità dei parametri geotecnici:

		INFORMAZIONI GEOTECNICHE											CONDIZIONI DI TERRENO								
		Tipo di terreno	Stratigrafia	Pressione idrostatica (u_0)	Angolo di attrito (ϕ)	Resist. al taglio non drenata (S_u)	Densità relativa (D_r)	Compressibilità (m_v, C_c)	Consolidazione (C_v, C_h)	Permeabilità (k)	Modulo: taglio e di Young (G; E)	Sforzo orizzontale in sito (K_h)	Storia dello stato tensionale (OCR)	Curva sforzo-deformazione	Roccia dura	Roccia tenera, morene, ecc.	Chiusa	Sabbia	Limo	Argilla	Torba-Sostanze organiche
SCISSOMETRICA	(FV)	C	C	-	-	A	-	-	-	-	C	B	-	-	-	-	-	-	B	A	B
DILATOMETRICA	(DMT)	B	A	B	B	B	C	B	B	B	B	B	C	-	C	-	A	A	A	A	A
PENETROMETRICA STATICA MECCANICA		B	A	-	B	C	B	C	-	-	C	C	C	-	-	C	-	A	A	A	A
ELETTRICA	(CPT)	B	A	-	B	C	B	C	-	-	B	C	C	-	-	C	-	A	A	A	A
PIEZOCONO	(CPTU)	A	A	A	B	B	B	C	A	B	B	C	B	C	-	C	-	A	A	A	A
(PIEZOCONO-SISMICO)	(SCPTU)	A	A	A	B	B	B	C	A	B	A	B	B	B	-	C	-	A	A	A	A
PRESSIOMETRICA CON PREFORO (MENARD)	(MPM)	B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	A	A	A	B	B	B	A	B
CON AUTOPERFORANTE	(SBP)	B	B	B	B	B	B	C	A	B	A	A	A	A	-	C	-	B	A	A	A
STANDARD PENETR. TEST	(SPT)	A	B	-	B	C	B	-	-	-	B	-	C	-	-	C	B	A	B	C	C
PENETROMETRICA DINAMICA	(DP)	C	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	-	C	-	C	B	A	B	B	B
DI CARICO SU PIASTRA TRADIZIONALE	(PLT)	C	C	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	B	B	A	B	B	A	A	A
AD ELICA	(SPLT)	C	C	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	C	-	-	A	A	A	A	A
PERMEABILITÀ	(K)	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-	A	A	A	A	A	A	B
(CELLA DI PRESSIONE TOTALE)		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	B	B	-	-	-	-	-	C	A	A
(FRATTURAZIONE IDRAULICA)		-	-	A	-	-	-	-	C	C	-	B	B	-	B	B	C	C	B	A	C
(SISMICA: CROSS-HOLE; DOWN-HOLE: SASW)		C	B	-	-	C	-	-	-	A	C	C	C	A	A	A	A	A	A	A	A

Figura 49 - Grado di affidabilità dei parametri geotecnici

Il significato è:

- A: elevata applicabilità;
- B: moderata applicabilità;
- C: limitata applicabilità;
- -: nessuna applicabilità.

In particolare per la prova CPTU, appartengono alla categoria A, quindi che hanno un grado di affidabilità elevato per la sua individuazione, le seguenti informazioni geotecniche:

- Tipo di terreno;
- Stratigrafia;
- Pressione idrostatica u_0 ;
- Consolidazione (C_v, C_h);

Appartengono alla categoria B, quindi con moderata affidabilità, le seguenti informazioni geotecniche:

- Angolo di attrito ϕ ;
- Resistenza al taglio non drenata S_u ;
- Densità relativa D_R ;
- Permeabilità K ;
- Modulo di taglio e di Young (E ; G);
- Storia dello stato tensionale OCR;

Infine appartengono alla categoria C, quindi con limitata affidabilità, le seguenti informazioni geotecniche:

- Modulo di compressibilità m_v ;
- Sforzo orizzontale in sito K_0 ;
- Curva sforzo–deformazione;

2.9.2) Errori di misura ed incertezza statistica

Gli errori di misura sono dovuti alle limitazioni tecnologiche della strumentazione, ad imperfezioni nelle procedure di prova, a possibili errori dell'operatore ed ad una componente di errore aleatorio. I risultati di prova sono inoltre affetti da incertezze di tipo statistico e da errori di campionamento, dovuti a numerosità limitata delle misure

La misurazione delle proprietà dei terreni è un'operazione indispensabile per la modellazione e la progettazione ingegneristica. Il processo di misurazione introduce tuttavia un ulteriore elemento di incertezza nella stima numerica dei parametri, in quanto le misure sono sempre affette, in misura rilevante o meno, da inaccuratezza e da imprecisione. La differenza concettuale tra accuratezza e precisione è il seguente:

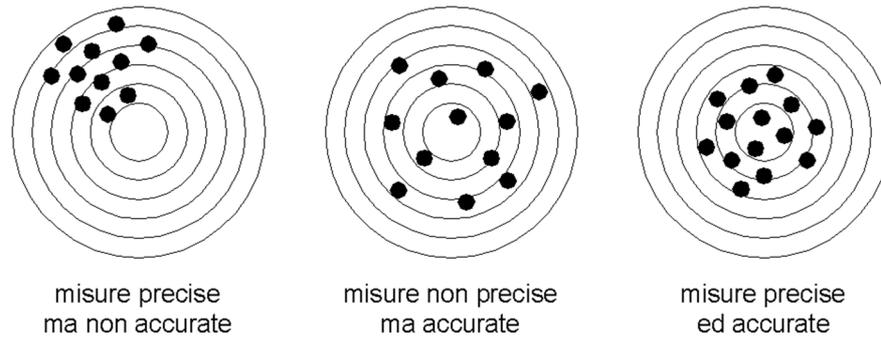


Figura 50 - Analogia del bersaglio per la definizione concettuale di accuratezza e precisione

Gli errori di misura possono essere causati da numerosi fattori, riferibili comunque al fatto che le indagini di laboratorio ed in situ non sono mai perfettamente ripetibili, ossia, anche svolgendo più volte la prova su campioni di terreno perfettamente identici, si otterrebbero risultati diversi.

Gli errori dovuti alla strumentazione possono essere ricondotti sostanzialmente al deterioramento dell'attrezzatura ed a limitazioni della precisione di origine tecnologica. Gli errori dovuti all'operatore ed alla procedura di prova possono derivare da un'esecuzione non conforme a determinati protocolli di prova, oppure ad una eccessiva complessità della prova stessa

All'interno degli errori di misura, si possono collocare anche le incertezze di tipo statistico sull'affidabilità dei risultati, dovute a numerosità limitata delle misure. L'incertezza statistica può essere quindi ridotta utilizzando un numero maggiore di dati.

Dal punto di vista numerico, quindi, la presenza di incertezze dovute alla ripetibilità delle indagini può trasporsi nella seguente relazione:

$$\xi_m(z) = \xi(z) + e_M(z)$$

Dove:

$\xi(z)$ valore vero della proprietà geotecnica

$\xi_m(z)$ valore misurato della proprietà geotecnica

$e_M(z)$ errore di misura

2.10) Andamento delle pressioni interstiziali e moti di filtrazione

Ai fini dell'individuazione della posizione e delle caratteristiche delle falde idriche si tiene in considerazione il fatto che i primi 10-15 m della successione sono generalmente formati da alternanze di depositi limoso sabbiosi e sabbioso limosi (Unità C), sede di un acquifero freatico. Questi depositi sovrastano delle sabbie di spessore (Unità A), sede invece di un acquifero confinato talora esteso anche oltre 50 m dal piano campagna.

Ai fini di verificare l'andamento delle pressioni neutre all'interno del corpo arginale, le informazioni riguardanti il livello del fiume Po in diverse condizioni di portata sono state fornite da AdBPo ed AIPo sulla base dei modelli esistenti e degli idrogrammi reali del fiume, disponibili su 4 stazioni di misura presenti nelle località di Borgoforte, Castelmasa, Pontelagoscuro e Polesella.

Le scelte effettuate sui livelli di falda nei diversi scenari di analisi sono riportate nella sezione relativa alle analisi di stabilità.

2.11) Risultati prove CPTU

In base alle misure delle prove CPTU, sono stati calcolati i valori di I_{cn} ed SBT. In questo modo si è riuscito a suddividere in strati "omogenei", le varie unità e a stabilirne la profondità di appartenenza. In seguito all'utilizzo di varie correlazioni empiriche, si sono calcolati i parametri geotecnici di ogni singolo strato ed i loro parametri statistici.

All'interno di ogni strato, per rendere quanto più affidabile il valore del parametro da identificare, sono stati scartati le prime 3 celle superiori e le ultime 3 celle inferiori.

Ad esempio:

	A	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z
1	U16 BR	ICn	STBn	Descrizione da SBT	UNITA' STRATIGRAFICHE	B_c	c_u	σ'_c	OCR	K_0	M; M_0 [MPa]	M; M_0 [MP]
2	Verifica	GE IN AS6 & AS7		SINTESI		[MPa]	[MPa]				Mayne, Senneset, Lunne	Robert
	z [m]											
277	2,311	2,63	4	Silt Mixtures		-0,005	0,066	0,297	7,633	2,385	1,944	12,9
278	2,320	2,55	5	Sand Mixtures		-0,003	ND	ND	ND	ND	2,358	14,7
279	2,329	2,54	5	Sand Mixtures		-0,003	ND	ND	ND	ND	2,176	14,6
280	2,338	2,55	5	Sand Mixtures		-0,003	ND	ND	ND	ND	2,305	14,1
281	2,347	2,54	5	Sand Mixtures		-0,002	ND	ND	ND	ND	2,106	14,1
282	2,357	2,52	5	Sand Mixtures		-0,002	ND	ND	ND	ND	2,136	14,3
283	2,366	2,42	5	Sand Mixtures		-0,002	ND	ND	ND	ND	2,539	17,1
284	2,375	2,36	5	Sand Mixtures		-0,002	ND	ND	ND	ND	2,831	19,1
285	2,384	2,33	5	Sand Mixtures		-0,002	ND	ND	ND	ND	2,331	19,8
286	2,393	2,28	5	Sand Mixtures		-0,002	ND	ND	ND	ND	3,163	21,5
287	2,402	2,23	5	Sand Mixtures		-0,002	ND	ND	ND	ND	3,294	22,4
288	2,411	2,30	5	Sand Mixtures		-0,002	ND	ND	ND	ND	2,780	18,8
289	2,420	2,26	5	Sand Mixtures		-0,002	ND	ND	ND	ND	2,992	20,2
290	2,429	2,25	5	Sand Mixtures		-0,002	ND	ND	ND	ND	3,042	20,6
291	2,438	2,23	5	Sand Mixtures		-0,002	ND	ND	ND	ND	2,780	18,8
292	2,447	2,31	5	Sand Mixtures		-0,002	ND	ND	ND	ND	3,002	20,3
293	2,456	2,32	5	Sand Mixtures		-0,002	ND	ND	ND	ND	2,730	18,4
294	2,465	2,38	5	Sand Mixtures		-0,003	ND	ND	ND	ND	2,428	16,3
295	2,474	2,37	5	Sand Mixtures		-0,003	ND	ND	ND	ND	2,488	16,7
296	2,483	2,38	5	Sand Mixtures		-0,003	ND	ND	ND	ND	2,428	16,3
297	2,492	2,41	5	Sand Mixtures		-0,003	ND	ND	ND	ND	2,478	16,6
298	2,501	2,44	5	Sand Mixtures		-0,003	ND	ND	ND	ND	2,508	16,8
299	2,510	2,52	5	Sand Mixtures		-0,003	ND	ND	ND	ND	2,267	15,2
300	2,519	2,57	5	Sand Mixtures		-0,003	ND	ND	ND	ND	2,106	14,0
301	2,528	2,52	5	Sand Mixtures		-0,003	ND	ND	ND	ND	2,287	15,3
302	2,537	2,53	5	Sand Mixtures		-0,003	ND	ND	ND	ND	2,287	15,3
303	2,547	2,48	5	Sand Mixtures		-0,002	ND	ND	ND	ND	2,489	16,7
304	2,556	2,52	5	Sand Mixtures		-0,001	ND	ND	ND	ND	2,409	16,1
305	2,565	2,58	5	Sand Mixtures		0,000	ND	ND	ND	ND	2,268	15,1
306	2,574	2,69	4	Silt Mixtures		0,001	0,064	0,286	6,740	2,106	1,886	12,5
307	2,583	2,66	4	Silt Mixtures		0,003	0,066	0,296	6,949	2,172	1,947	12,9

Figura 51 - Esempio di individuazione di strati di terreno omogeneo per la determinazione dei parametri geotecnici

Inoltre considerando questo schema semplificato:

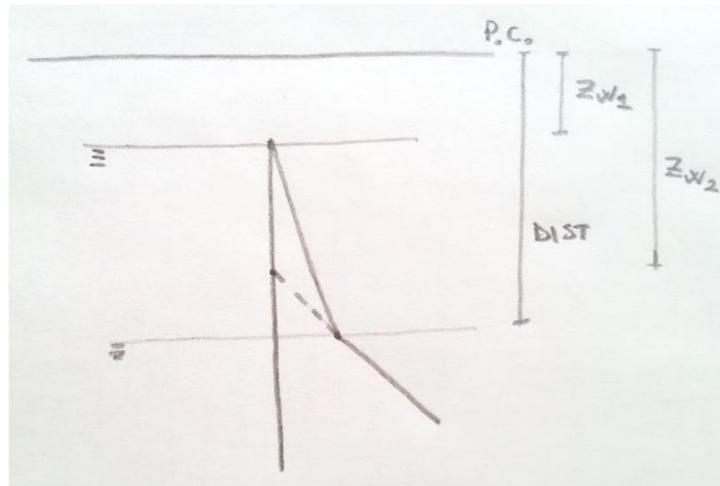


Figura 52 - Schema semplificato per l'individuazione del livello di falda

Si è riuscito a tracciare l'andamento delle pressioni neutre con l'avanzare della profondità, tramite interpolazione lineare. Dove:

- Z_{w1} è il livello della falda freatica;
- Z_{w2} è il livello della falda;
- DIST è la quota in cui le due piezometriche si incontrano.

Infine, per ogni colonna di indagine, si è ritenuto opportuno eliminare i primi valori numerici, data la scarsa compattezza del suolo, che poteva portare a dei risultati falsati dei parametri.

2.11.1) CPTU U16BR

La prima colonna analizzata è quella nel corpo golenale. La prova è stata eseguita fino ad una profondità di 35,30m e questa è formata dalla sequenza di strati:

- D1 (unità prevalentemente limosa: da limo-sabbiosa a limo-argillosa) con una profondità pari a 5,11m;
- A (unità Sabbia, sabbia limosa) con uno spessore dello strato di 4,05m;
- C (unità Argilla con intercalazioni di materiale organico) con uno spessore di 1,37m;
- A (unità Sabbia, sabbia limosa) dello spessore di 24,74m.

E le quote delle falde acquifere per la determinazione dell'andamento lineare delle pressioni neutre, sono:

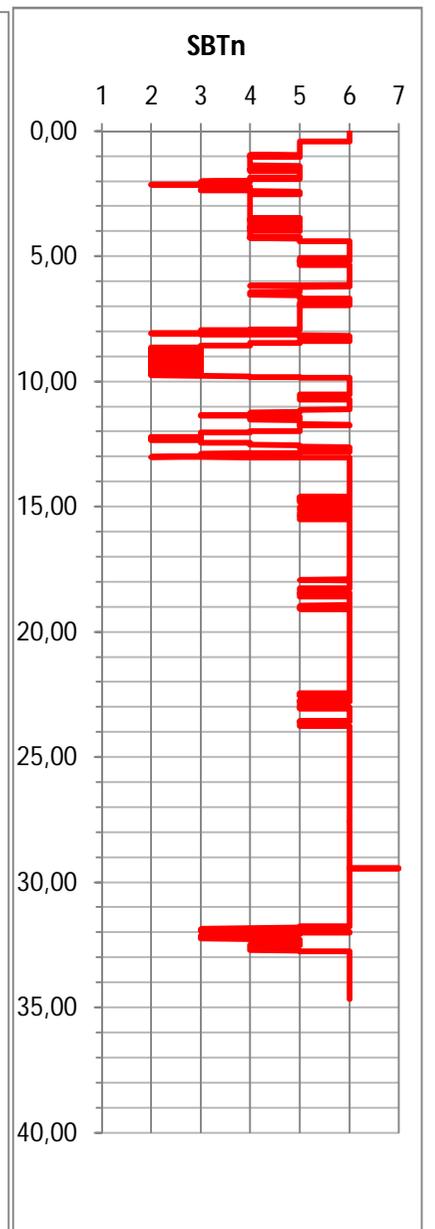
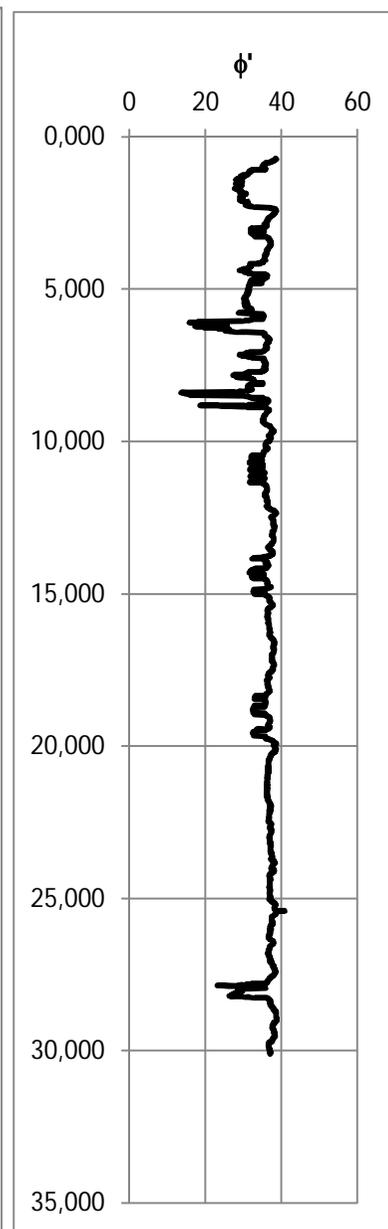
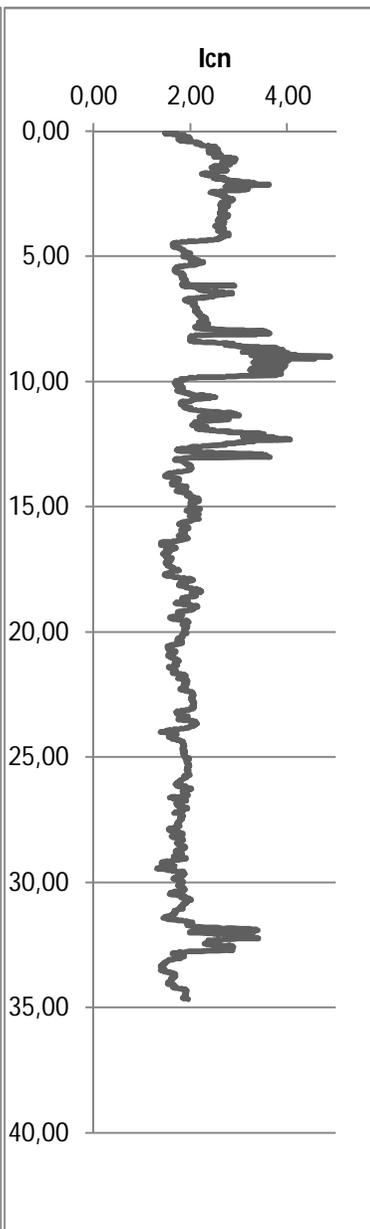
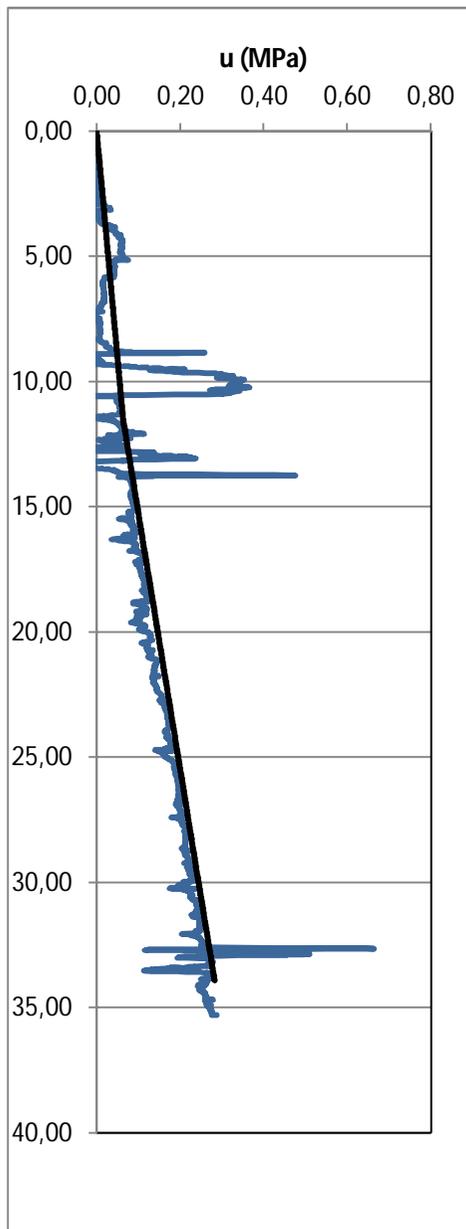
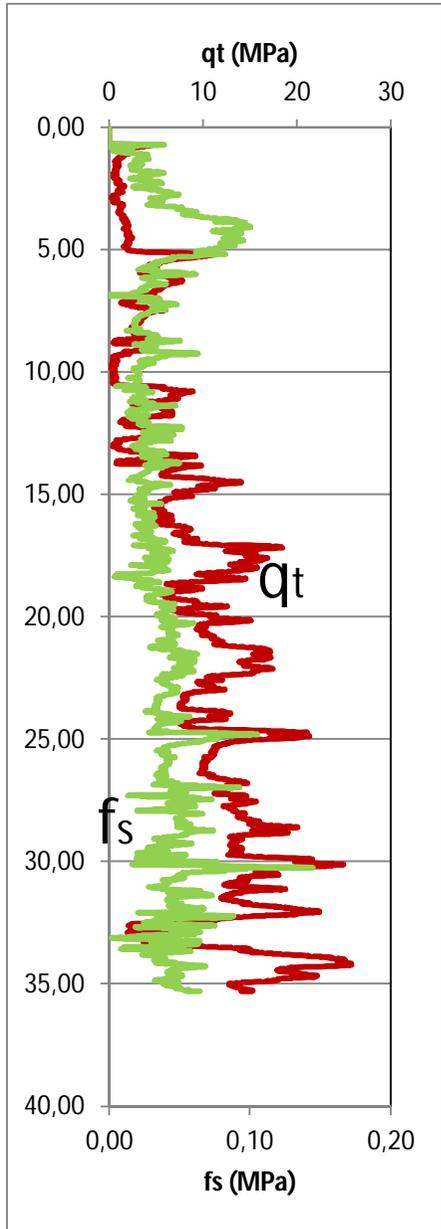
- $Z_{w,1}=1,40\text{m}$
- $Z_{w,2}=6,50\text{m}$
- $\text{DIST}=13,00\text{m}$

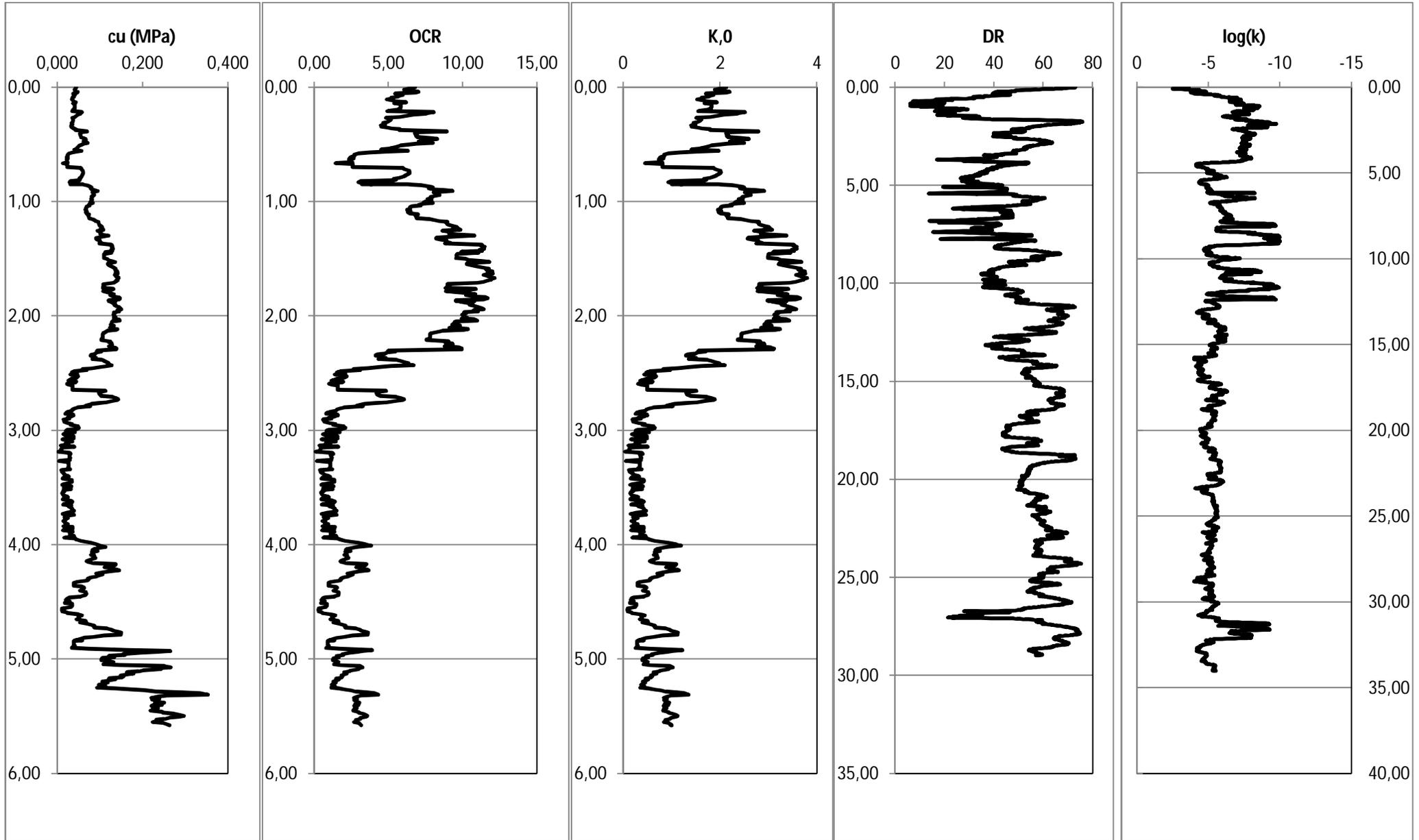
Per l'analisi dei parametri statistici, non sono stati considerati i primi 1,10m.

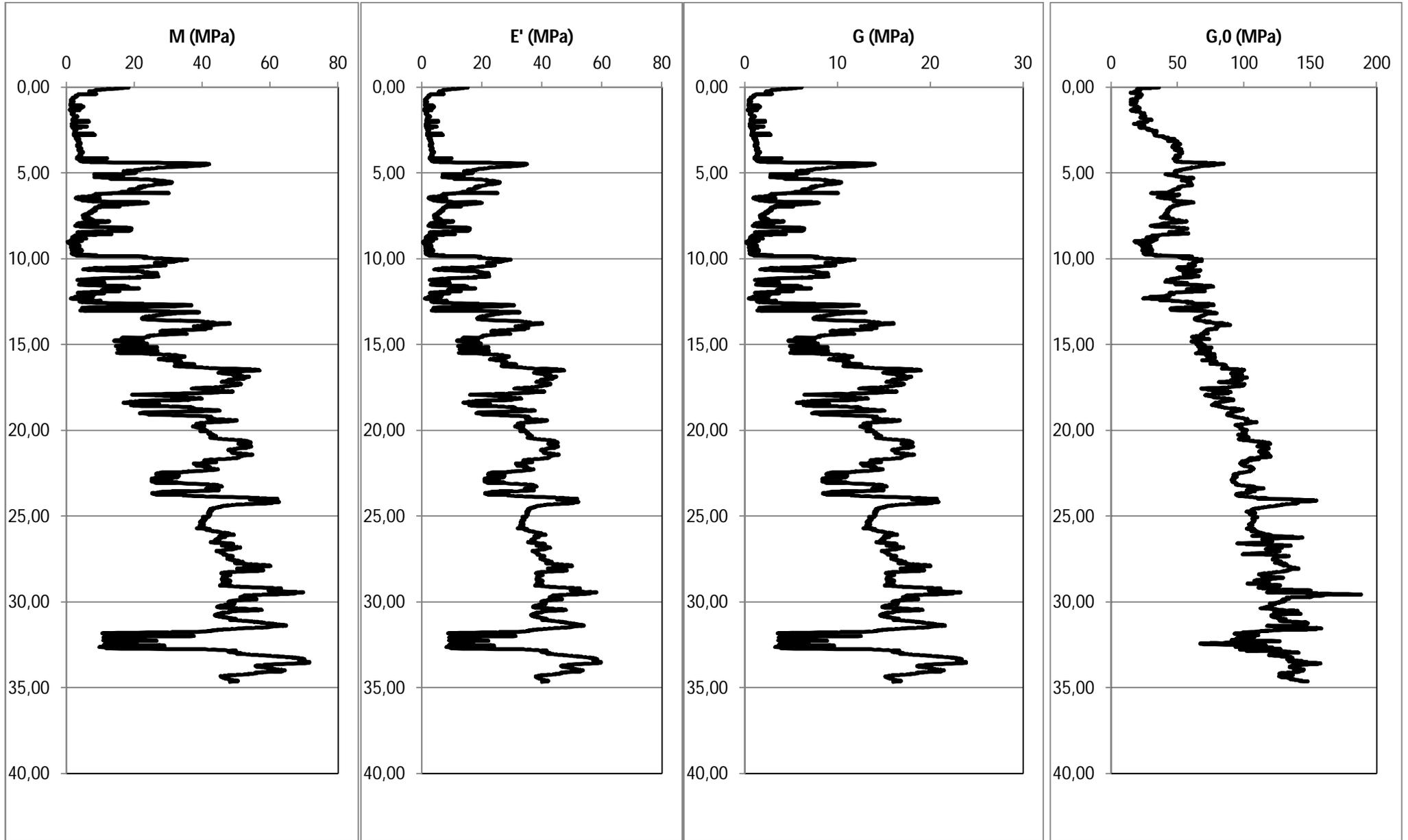
UNITA' STRATIGRAFICA	Descrizione	cu [MPa]	OCR	K0	M [MPa]	E' [MPa]	G [MPa]	G0 [MPa]	φ' (°)	log(k)
D1										
z... (m)	0,01									
z... (m)	5,11									
Quota passaggio di strato z, (m)	21,12									
valore medio	0,09	8,52	2,66	3,09	2,58	1,03	33,55	29,98	-7,24	
valore mediano	0,10	8,69	2,72	2,95	2,46	0,98	31,68	29,87	-7,27	
valore minimo	0,03	4,48	1,40	1,01	0,85	0,34	14,70	27,86	-8,52	
valore massimo	0,15	12,15	3,80	11,99	3,99	4,00	53,45	32,23	-5,44	
deviazione standard	0,04	2,03	0,63	1,38	1,15	0,46	13,51	1,11	0,54	
CV (%)	38,74	23,80	23,80	44,66	44,66	44,66	40,27	3,69	-7,51	
A										
z... (m)	5,12									
z... (m)	3,16									
Quota passaggio di strato z, (m)	17,07									
valore medio				16,62	13,85	5,54	51,75	34,39	-5,25	
valore mediano				16,76	13,97	5,59	50,63	35,47	-5,33	
valore minimo				4,29	3,57	1,43	33,92	30,36	-6,72	
valore massimo				42,12	35,10	14,04	84,67	38,89	-3,94	
deviazione standard				9,30	7,75	3,10	8,72	2,52	0,66	
CV (%)				55,94	55,94	55,94	16,86	7,34	-12,65	
C										
z... (m)	3,17									
z... (m)	10,54									
Quota passaggio di strato z, (m)	15,69									
valore medio	0,03	1,38	0,43	3,55	2,96	1,18	30,69	26,59	-3,25	
valore mediano	0,03	1,14	0,36	3,30	2,75	1,10	29,38	28,08	-3,31	
valore minimo	0,00	0,11	0,03	0,32	0,26	0,11	17,57	16,61	-3,99	
valore massimo	0,14	6,05	1,89	13,34	11,12	4,45	58,17	30,46	-1,52	
deviazione standard	0,03	1,14	0,36	2,19	1,83	0,73	7,66	3,31	0,55	
CV (%)	78,68	82,51	82,51	61,84	61,84	61,84	24,97	12,45	-5,96	
A										
z... (m)	10,55	24,74								
z... (m)	35,30									
Quota passaggio di strato z, (m)	-3,07									
valore medio				41,31	34,43	13,77	102,81	36,37	-5,21	
valore mediano				43,50	36,25	14,50	104,36	36,80	-5,23	
valore minimo				4,99	4,16	1,66	41,06	26,74	-7,78	
valore massimo				71,56	59,63	23,85	188,28	40,88	-3,98	
deviazione standard				12,97	10,80	4,32	25,43	1,83	0,52	
CV (%)				31,38	31,38	31,38	24,73	5,04	-3,93	

Figura 53 - Tabella di sintesi dei parametri statistici nella prova CPTU U16BR eseguita nel corpo golenale

Di seguito vengono riportati i grafici dei vari parametri geotecnici calcolati, al variare della profondità z:







2.11.2) CPTU U17BR

La seconda colonna analizzata è in corrispondenza dell'argine. La prova è stata eseguita fino ad una profondità di 35,46m ed è formata dalla sequenza di strati:

- Ar (corpo arginale composto da alternanze di sabbie limose e limo sabbioso) con una profondità pari a 7,22m;
- C (unità Argilla con intercalazioni di materiale organico) con uno spessore di 4,77m;
- A (unità Sabbia, sabbia limosa) dello spessore di 23,47m.

E le quote delle falde acquifere per la determinazione dell'andamento lineare delle pressioni neutre, sono:

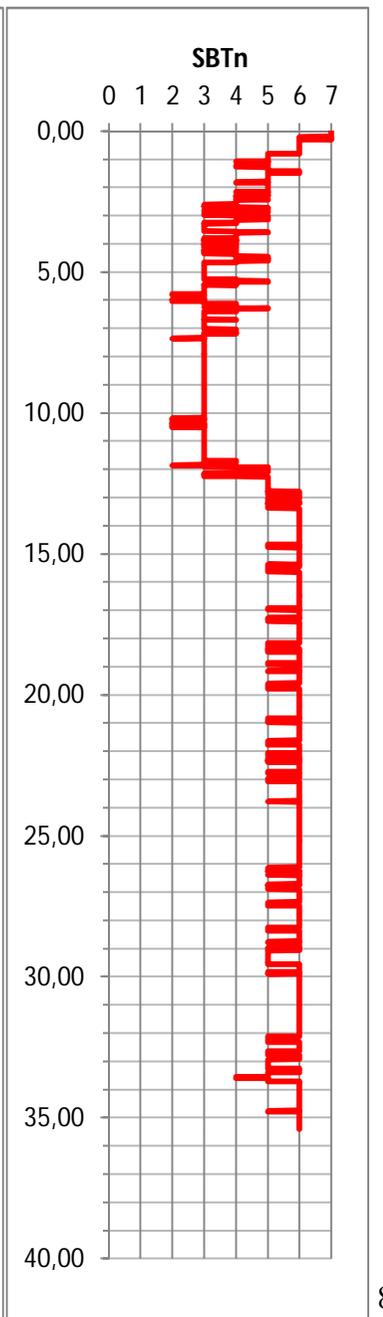
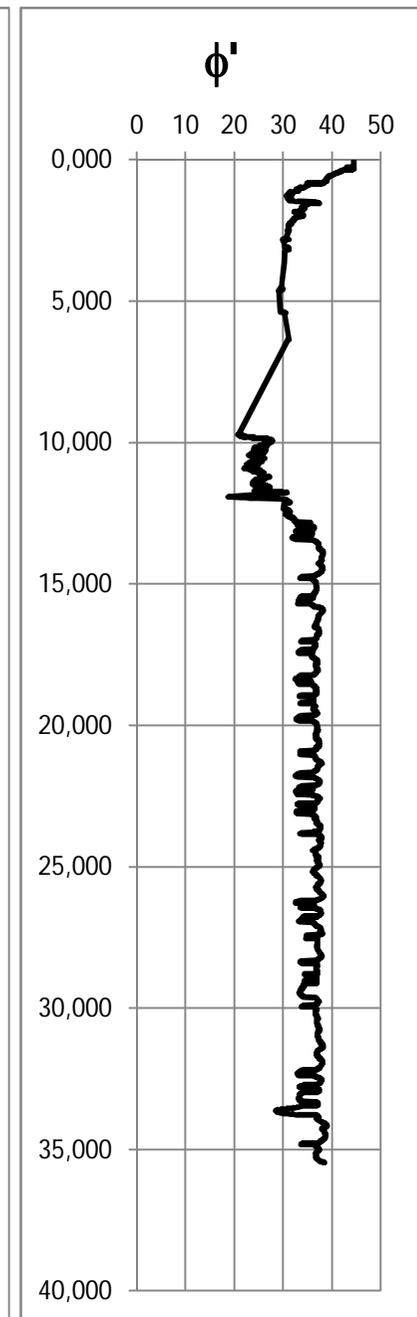
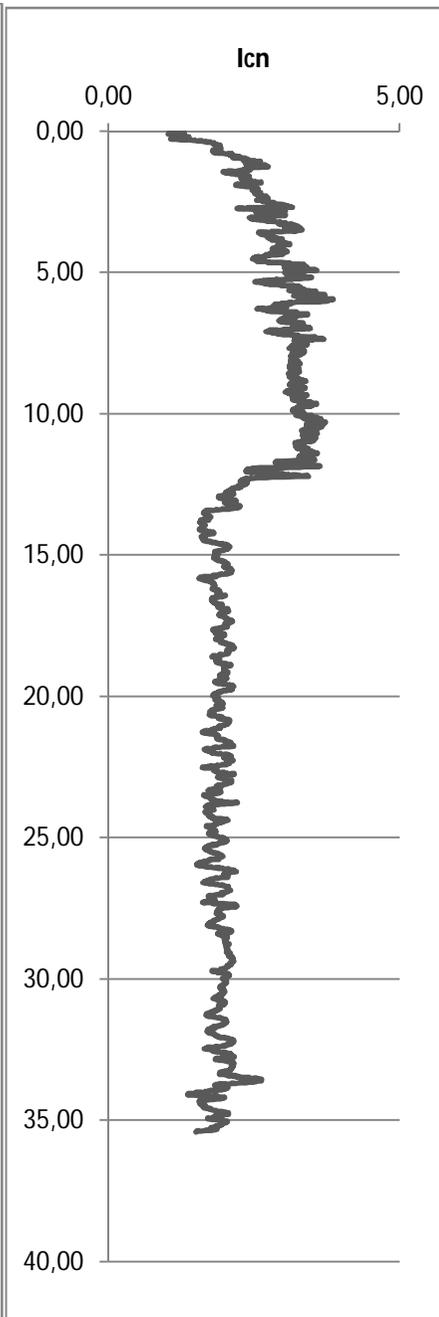
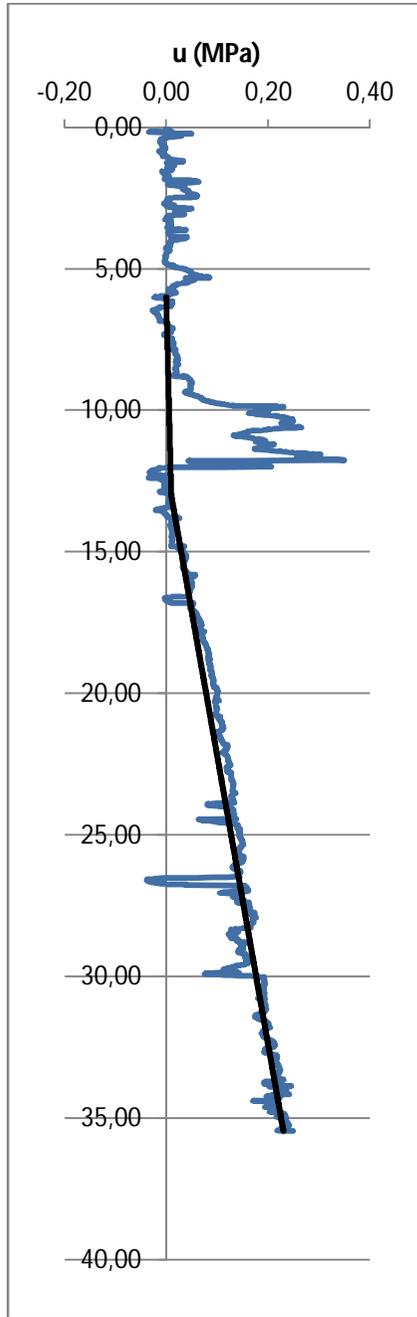
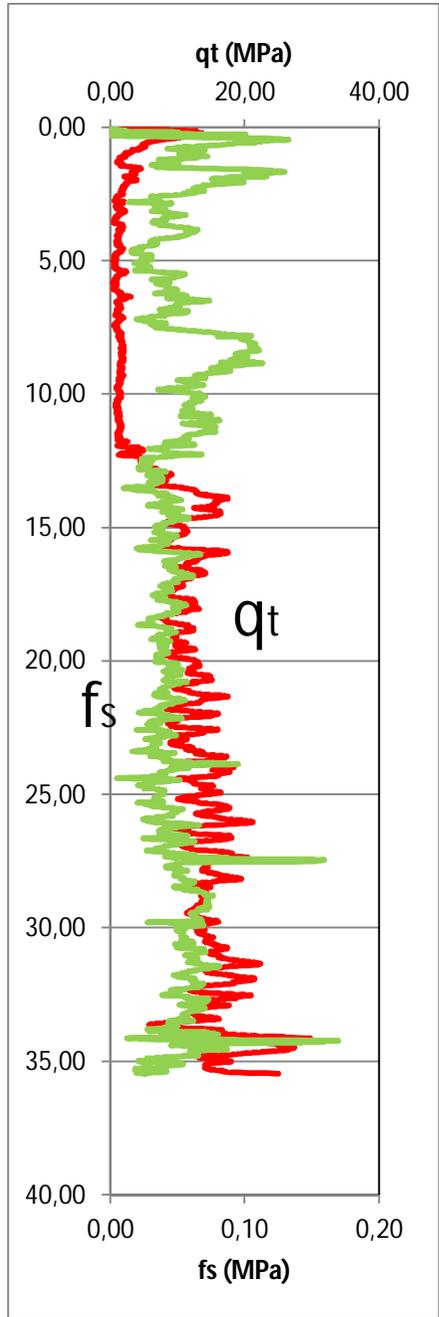
- $Z_{w,1}=6,00\text{m}$
- $Z_{w,2}=12,00\text{m}$
- $\text{DIST}=13,00\text{m}$

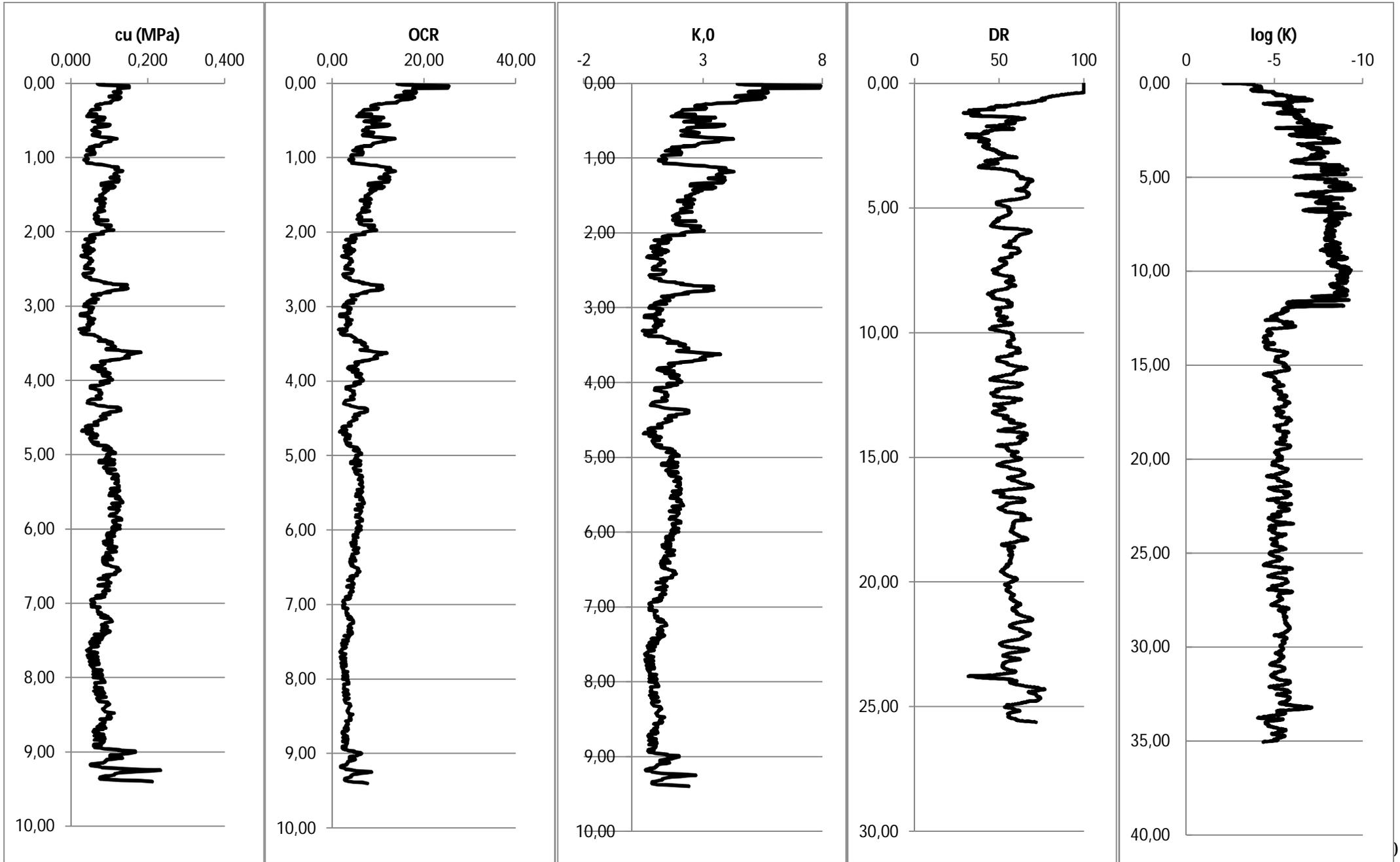
Per l'analisi dei parametri statistici, non sono stati considerati i primi 2,39m.

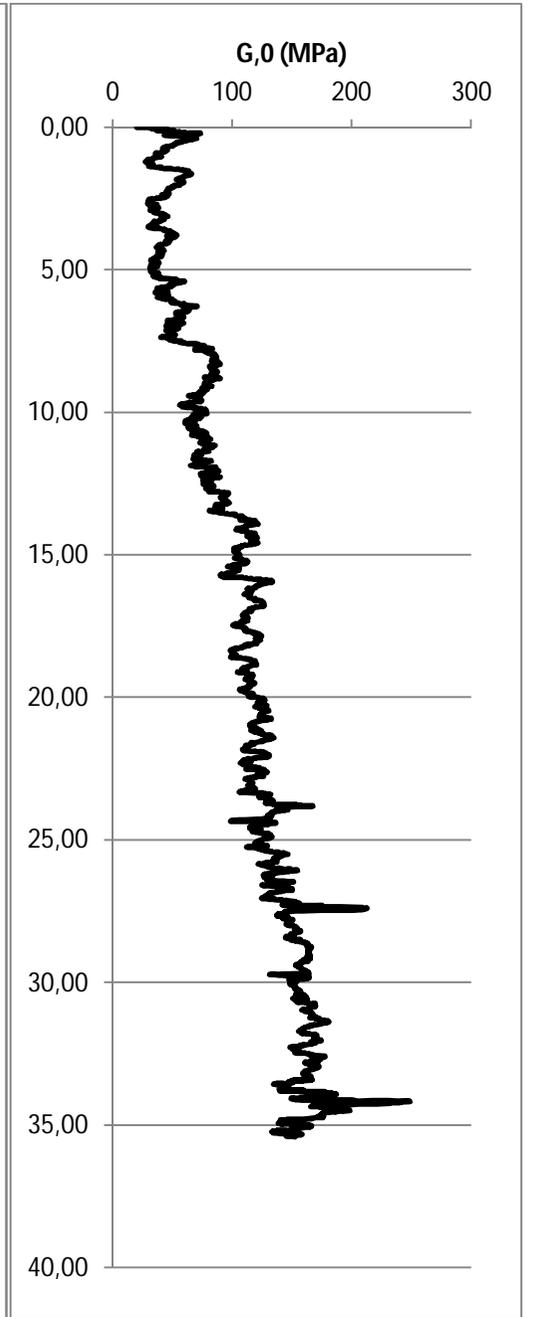
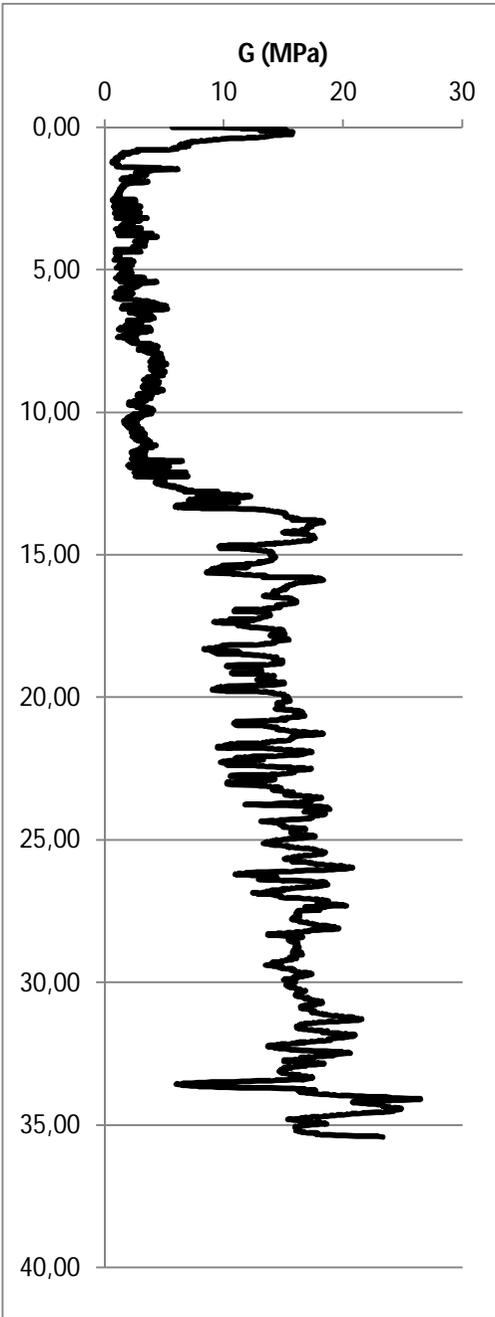
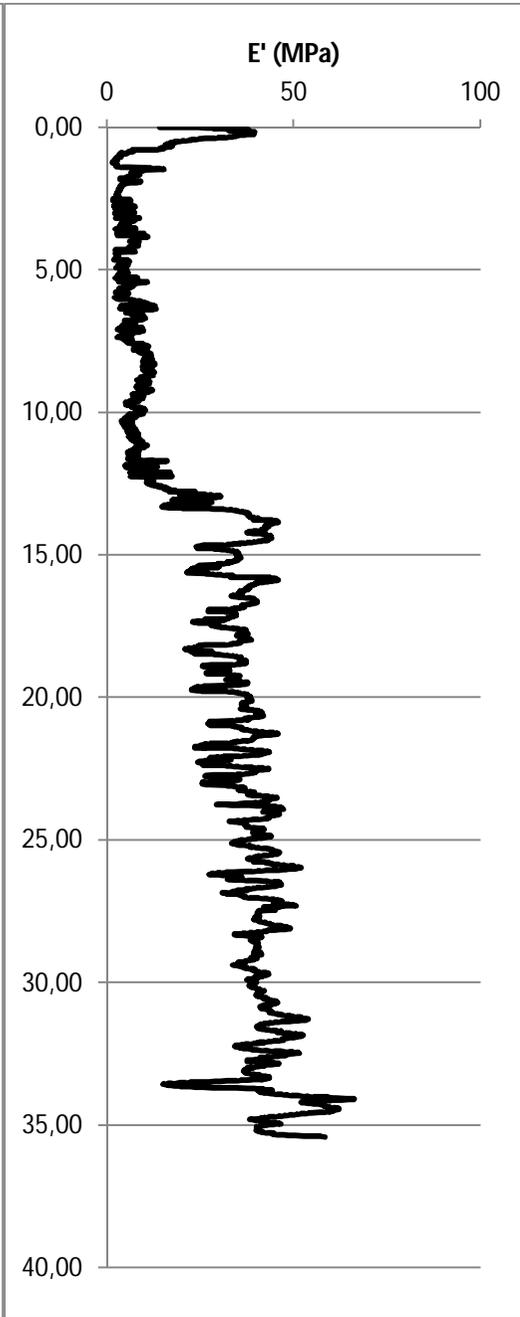
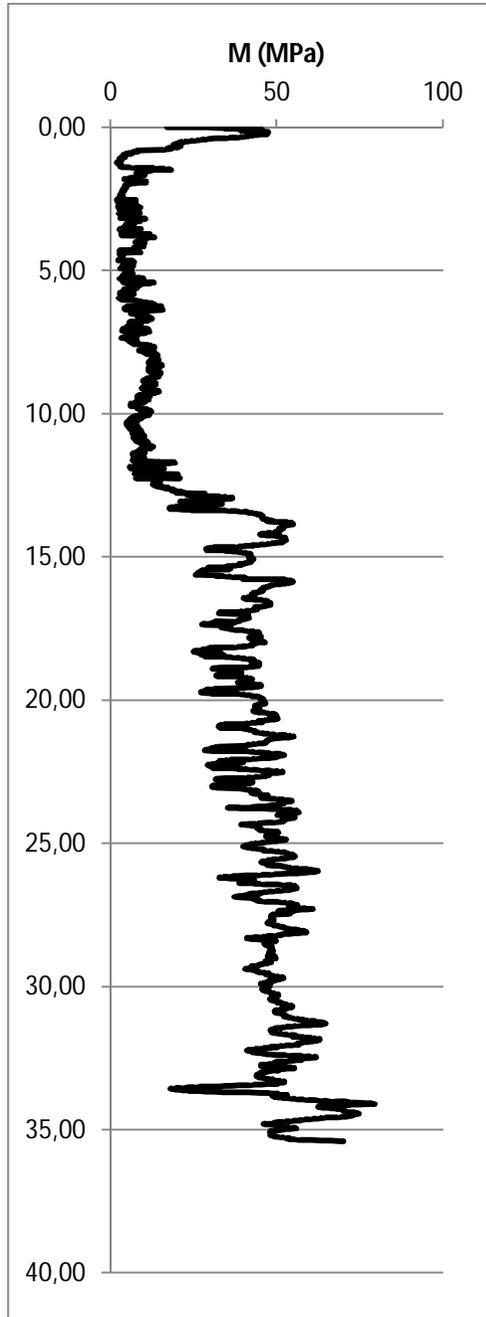
UNITA' STRATIGRAFICA	Descrizione	cu [MPa]	OCR	K0	M [MPa]	E' [MPa]	G [MPa]	G0 [MPa]	ψ' (°)	log(k)
Ar	Z _{min} (m)	0,00								
	Z _{max} (m)	7,22								
	Quota passaggio di strato z _q (m)	22,26								
	valore medio	0,07	6,29	1,97	6,83	5,69	2,28	43,71		-7,80
	valore mediano	0,07	5,79	1,81	6,62	5,52	2,21	43,03		-7,78
	valore minimo	0,02	1,49	0,47	2,03	1,70	0,68	29,56		-9,55
	valore massimo	0,15	18,10	5,66	15,80	13,17	5,27	64,18		-6,21
	deviazione standard	0,03	2,94	0,92	2,76	2,30	0,92	8,86		0,69
	CV (%)	37,42	46,73	46,73	40,43	40,43	40,43	20,27		-8,79
	C	Z _{min} (m)	7,22							
Z _{max} (m)		11,99								
Quota passaggio di strato z _q (m)		17,49								
valore medio		0,09	4,12	1,29	10,16	8,48	3,39	73,52	23,32	-8,45
valore mediano		0,09	3,93	1,23	10,13	8,44	3,38	75,10	29,27	-8,42
valore minimo		0,03	1,63	0,51	3,28	2,73	1,09	39,98	26,72	-9,33
valore massimo		0,17	6,93	2,17	19,44	16,20	6,48	90,16	34,25	-7,12
deviazione standard		0,02	1,32	0,41	2,74	2,29	0,91	10,01	1,45	0,42
CV (%)		26,95	32,16	32,16	26,95	26,95	26,95	13,61	4,94	-4,93
A		Z _{min} (m)	11,99							
	Z _{max} (m)	35,46	23,47							
	Quota passaggio di strato z _q (m)	-5,99								
	valore medio				45,34	37,78	15,11	132,71	36,25	-5,29
	valore mediano				46,50	38,75	15,50	127,50	36,82	-5,32
	valore minimo				11,09	9,24	3,70	75,43	29,32	-6,78
	valore massimo				79,48	66,24	26,49	248,29	39,00	-4,06
	deviazione standard				10,02	8,35	3,34	26,01	1,67	0,38
	CV (%)				22,10	22,10	22,10	19,60	4,61	-7,22

Figura 54 - Tabella di sintesi dei parametri statistici nella prova CPTU U17BR eseguita sull'argine

Di seguito vengono riportati i grafici dei vari parametri geotecnici calcolati, al variare della profondità z:







2.11.3) CPTU U18BR

Infine la terza colonna analizzata, è in corrispondenza del piede dell'argine. La prova è stata eseguita fino ad una profondità di 35,33m ed è formata dalla sequenza di strati:

- C (unità Argilla con intercalazioni di materiale organico) con uno spessore di 7,76m;
- A (unità Sabbia, sabbia limosa) dello spessore di 27,56m.

E le quote delle falde acquifere per la determinazione dell'andamento lineare delle pressioni neutre, sono:

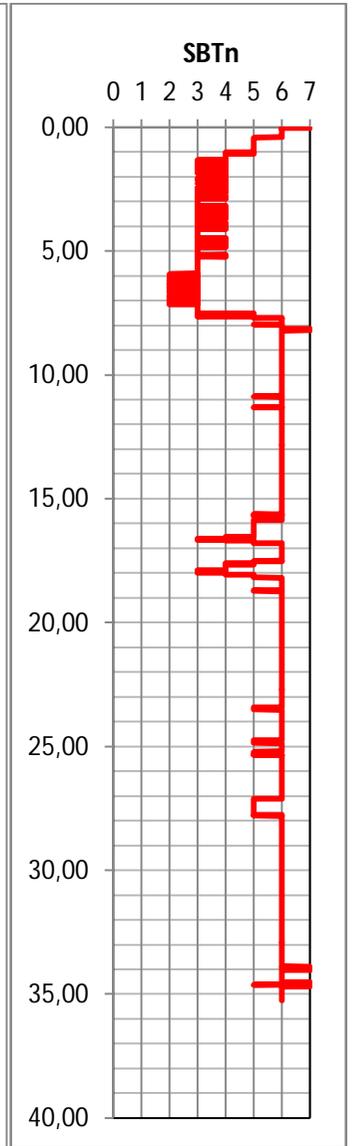
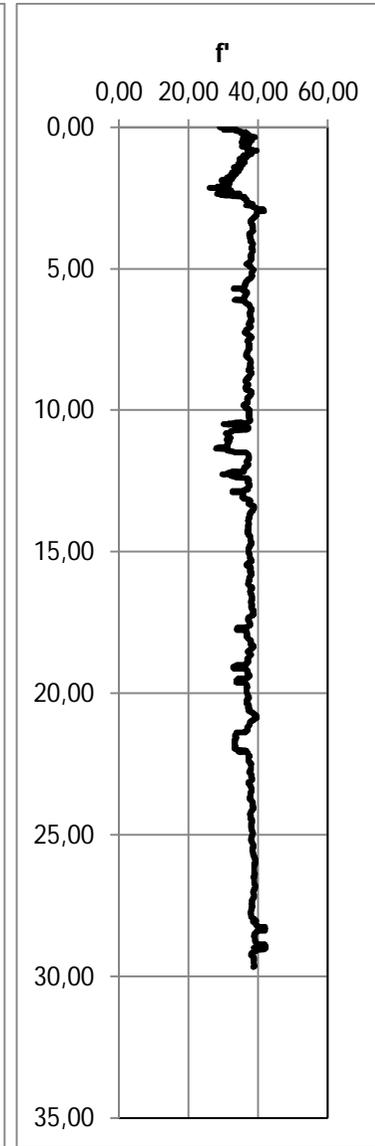
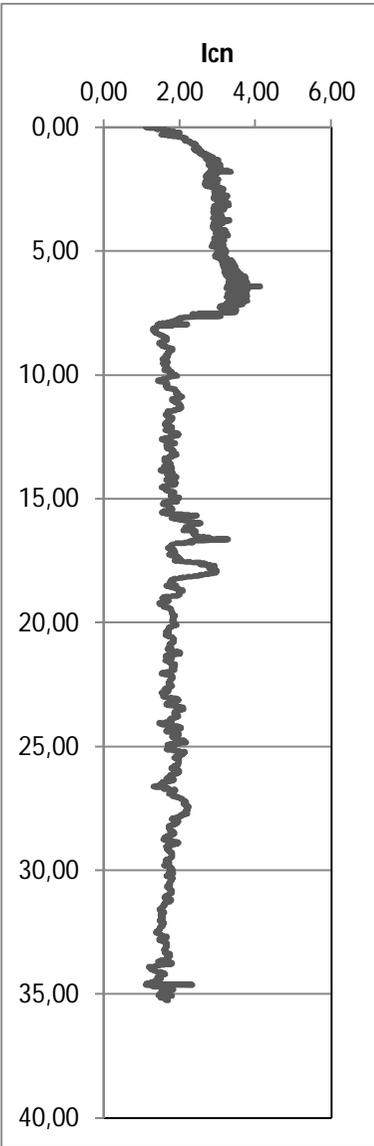
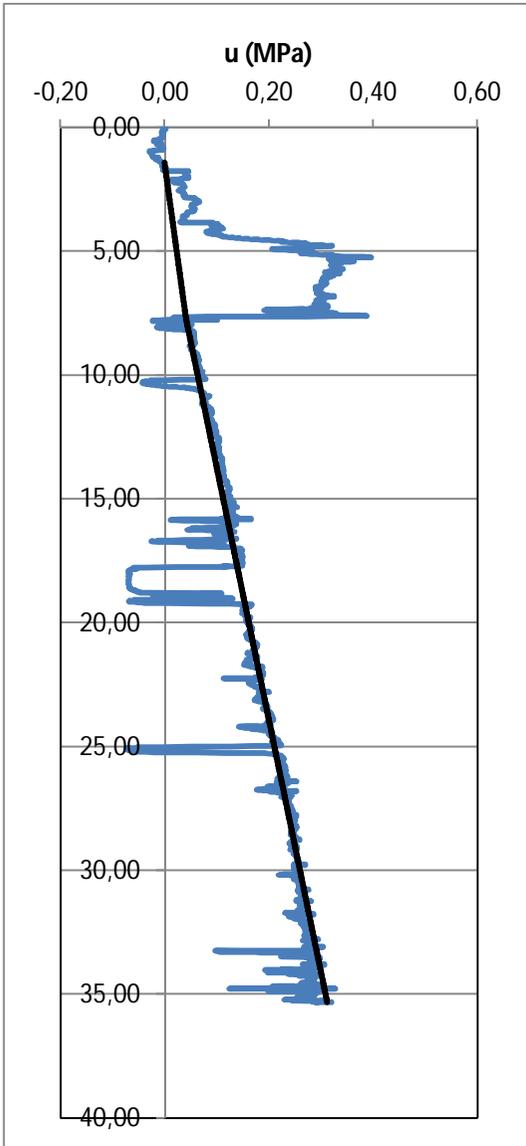
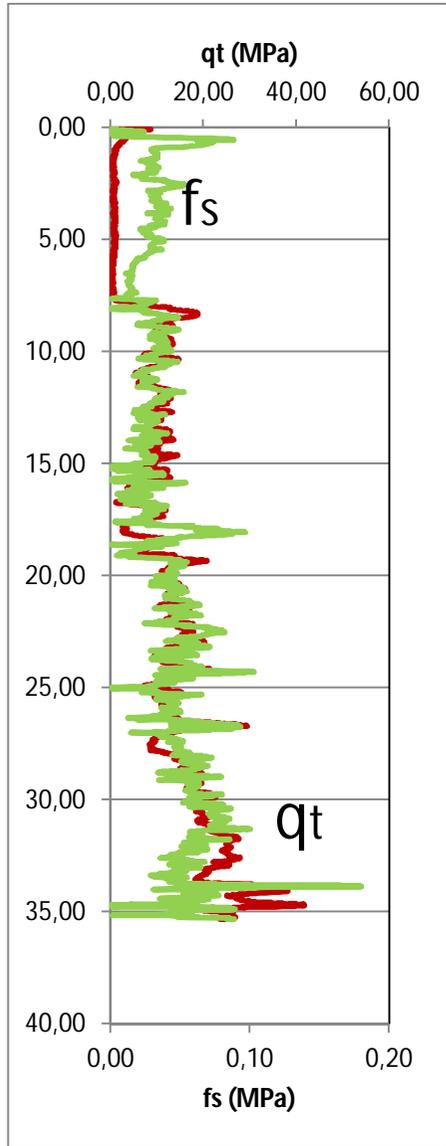
- $Z_{w,1}=1,40m$
- $Z_{w,2}=3,50m$
- $DIST=7,70m$

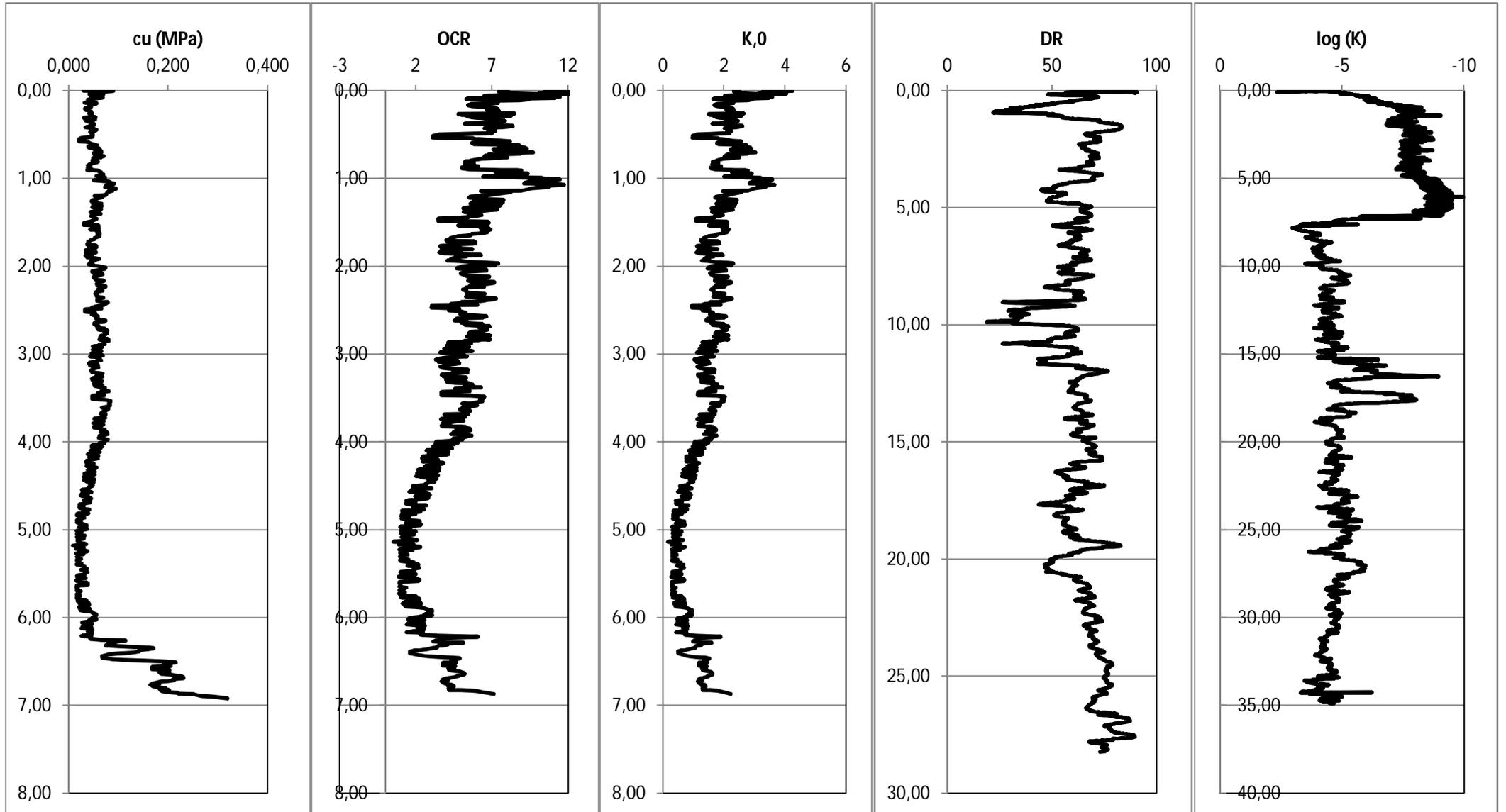
Per l'analisi dei parametri statistici, non sono stati considerati i primi 2,58m.

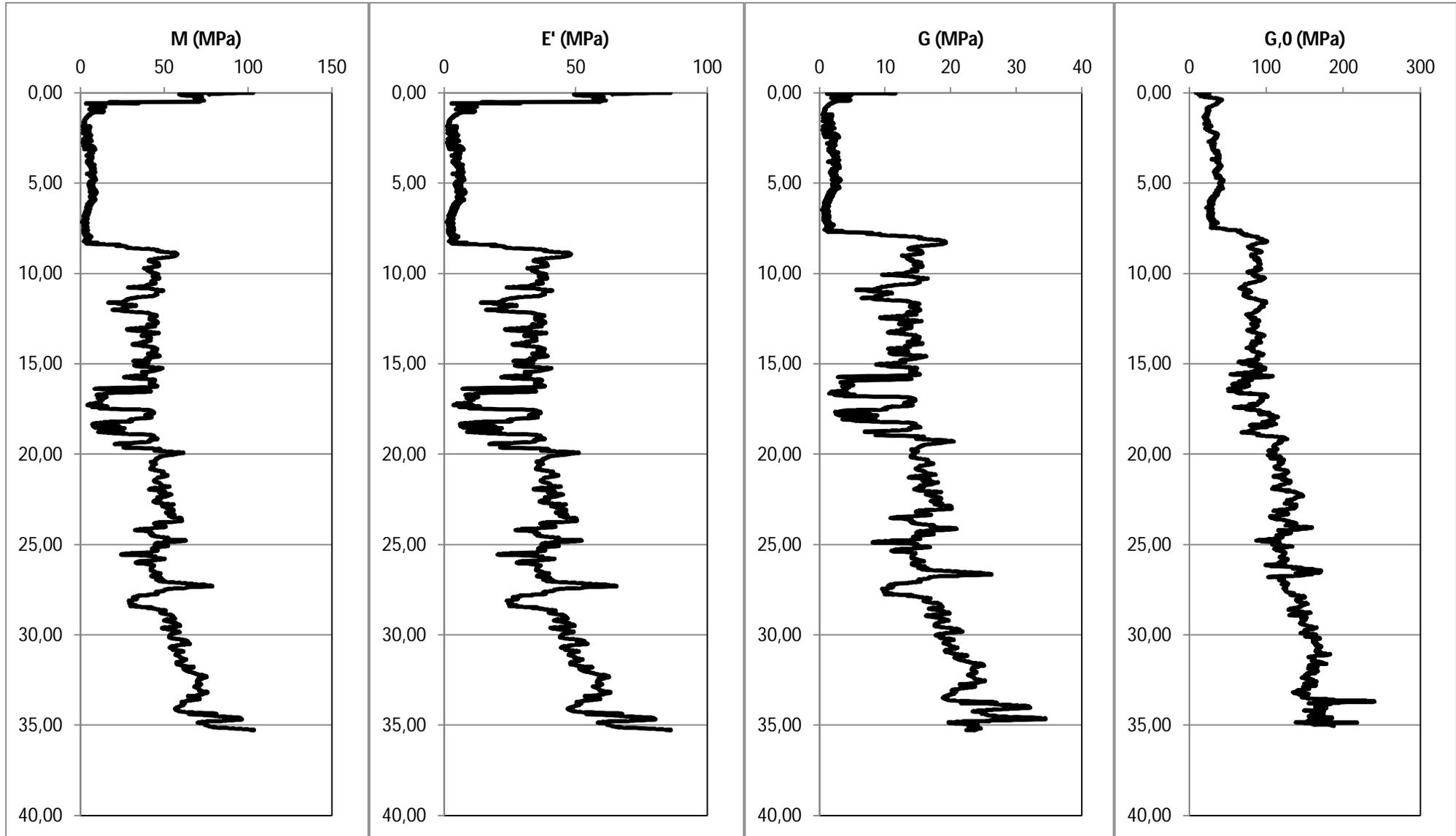
UNITA' STRATIGRAFICA	Descrizione	cu [MPa]	OCR	K0	M [MPa]	E' [MPa]	G [MPa]	G0 [MPa]	ϕ' (°)	log(k)
C										
Z _{min} (m)	1,19									
Z _{max} (m)	7,76									
Quota passaggio di strato z _q (m)	13,84									
valore medio		0,05	4,67	1,46	5,24	4,37	1,75	31,95	35,41	-8,15
valore mediano		0,05	4,85	1,51	5,36	4,47	1,79	32,16	35,19	-8,04
valore minimo		0,01	0,55	0,17	1,04	0,87	0,35	18,33	27,73	-9,97
valore massimo		0,10	13,60	4,25	9,76	8,13	3,25	47,87	41,52	-6,75
deviazione standard		0,02	2,43	0,76	2,08	1,74	0,69	6,09	2,78	0,65
CV (%)		35,57	52,01	52,01	39,74	39,74	39,74	19,07	7,85	-7,95
A										
Z _{min} (m)	7,76									
Z _{max} (m)	35,33									
Quota passaggio di strato z _q (m)	-13,73									
valore medio					48,13	40,10	16,04	118,51	37,42	-4,67
valore mediano					45,67	38,06	15,22	117,63	37,70	-4,67
valore minimo					5,40	4,50	1,80	50,18	28,06	-6,80
valore massimo					160,43	133,69	53,48	744,02	42,21	-2,98
deviazione standard					15,08	12,57	5,03	34,99	1,68	0,55
CV (%)					31,34	31,34	31,34	29,52	4,48	-11,73

Figura 55 - Tabella di sintesi dei parametri statistici nella prova CPTU U18BR eseguita ai piedi dell'argine

Di seguito vengono riportati i grafici dei vari parametri geotecnici calcolati, al variare della profondità z:



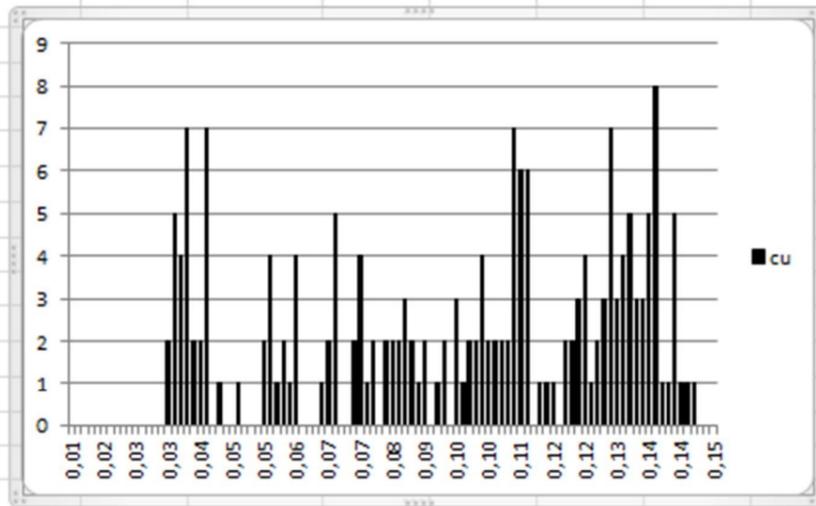




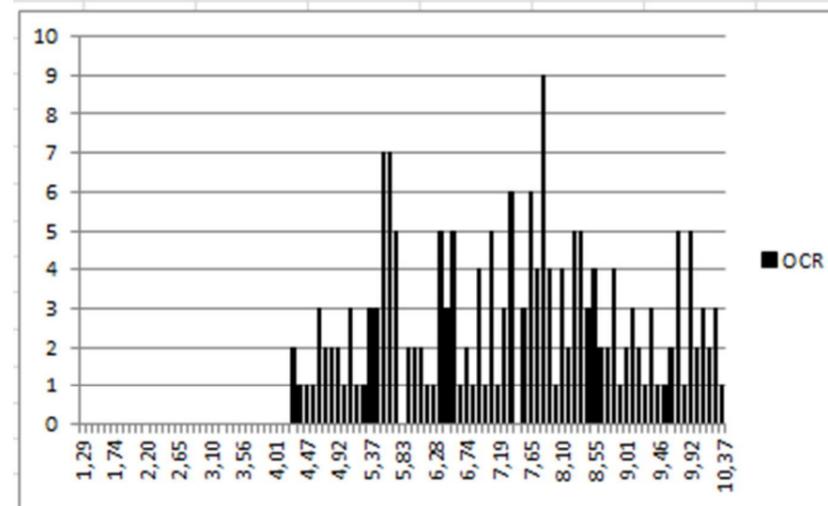
2.12) Quadro di sintesi della caratterizzazione geotecnica

Dopo aver analizzato singolarmente le prove, sono stati accorpati i dati di tutte e tre le indagini e analizzati per materiale, in modo da poterne ricavare i parametri geotecnici (con il loro grado di affidabilità) di tutti gli strati.

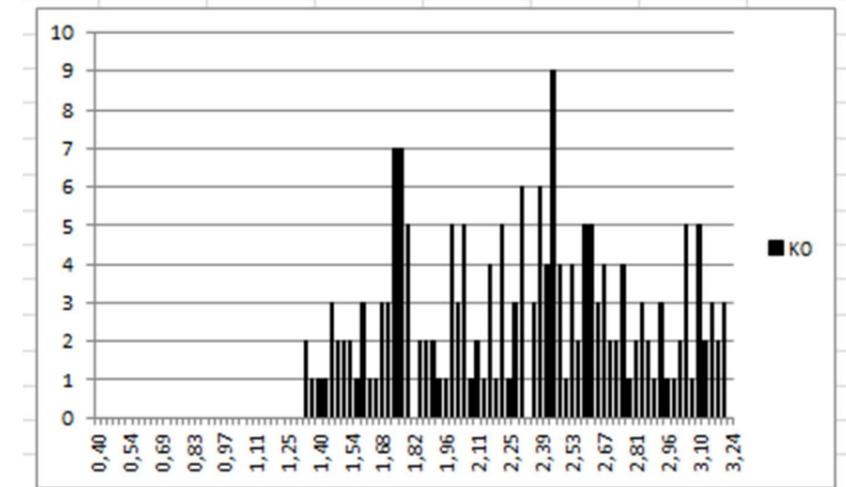
“D1” Unità prevalentemente limosa: da limo-sabbiosa a limo-argillosa



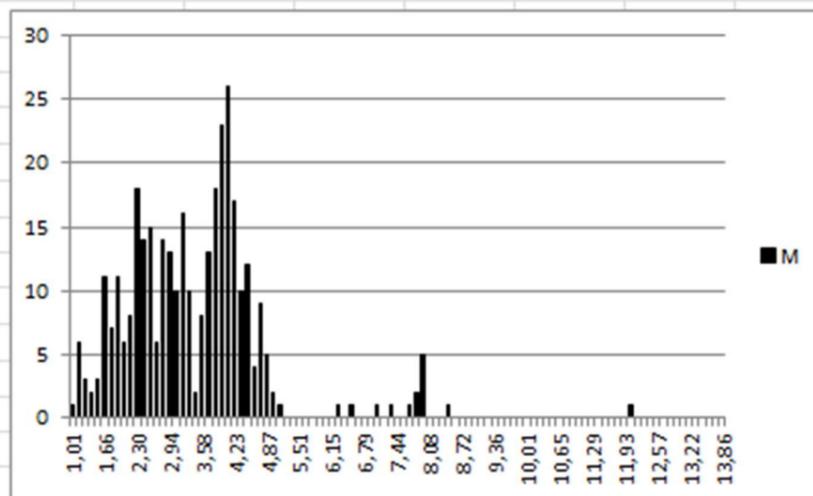
valore medio	0,094
valore mediano	0,102
valore minimo	0,033
valore massimo	0,145
deviazione standard	0,035
CV (%)	37,01%



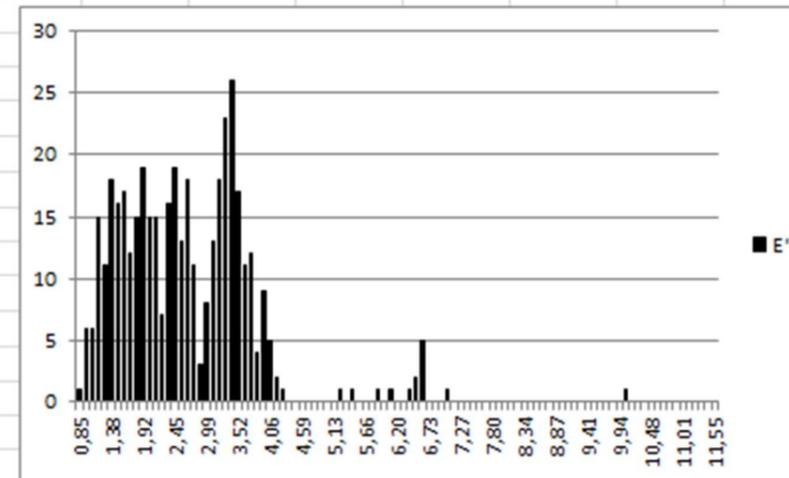
valore medio	7,363
valore mediano	7,564
valore minimo	4,194
valore massimo	10,370
deviazione standard	1,636
CV (%)	22,22%



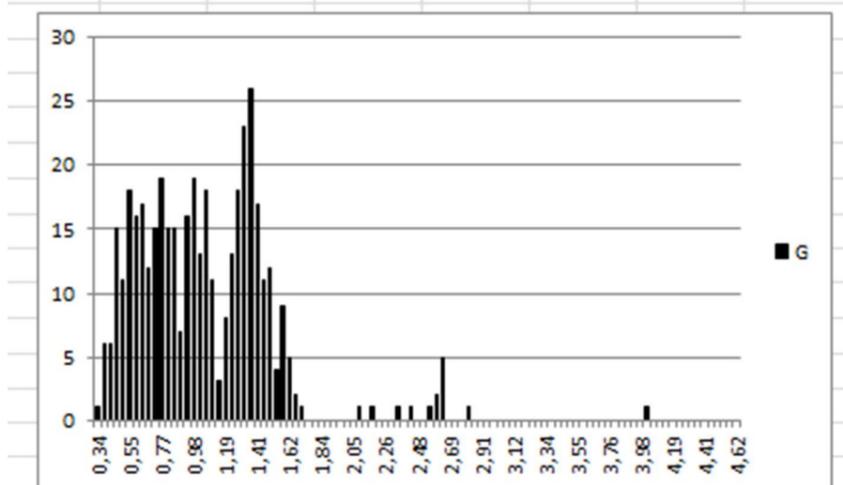
valore medio	2,301
valore mediano	2,364
valore minimo	1,311
valore massimo	3,241
deviazione standard	0,511
CV (%)	22,22%



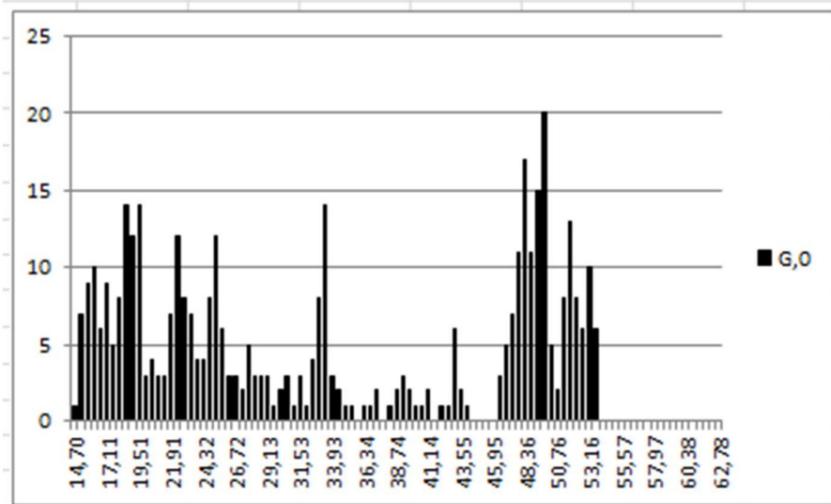
valore medio	3,354
valore mediano	3,218
valore minimo	1,015
valore massimo	11,987
deviazione standard	1,374
CV (%)	40,97%



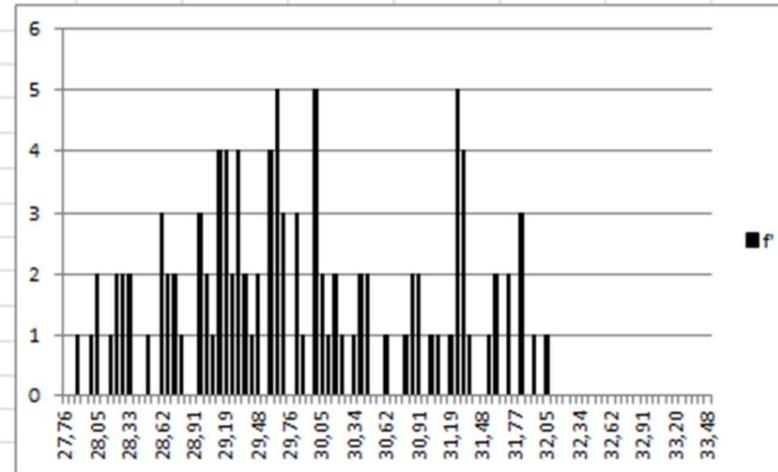
valore medio	2,577
valore mediano	2,456
valore minimo	0,846
valore massimo	9,989
deviazione standard	1,151
CV (%)	44,66%



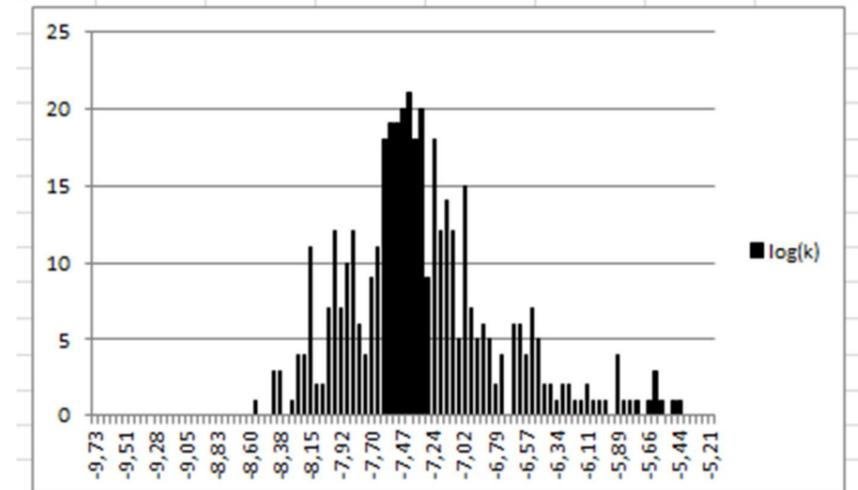
valore medio	1,031
valore mediano	0,982
valore minimo	0,338
valore massimo	3,996
deviazione standard	0,460
CV (%)	44,66%



valore medio	33,552
valore mediano	31,678
valore minimo	14,702
valore massimo	53,452
deviazione standard	13,513
CV (%)	40,27%

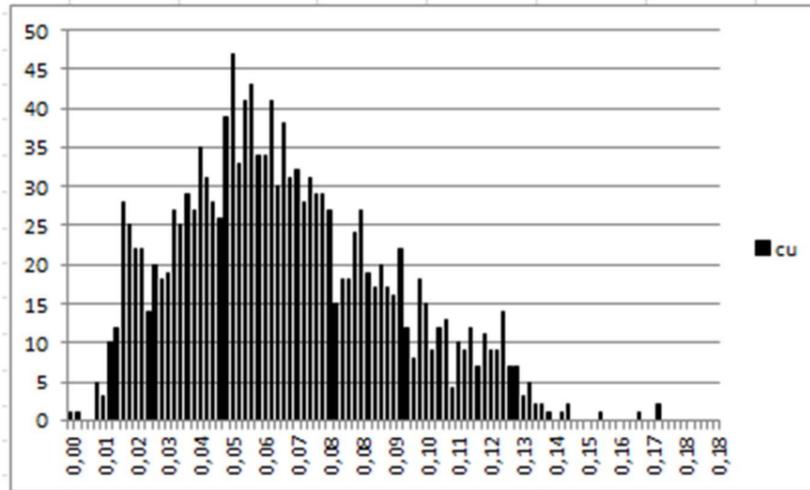


valore medio	29,823
valore mediano	29,636
valore minimo	27,835
valore massimo	32,020
deviazione standard	1,094
CV (%)	3,67%

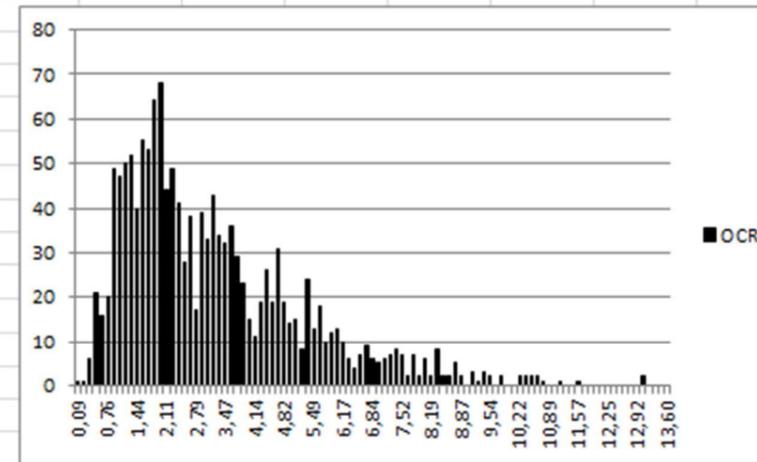


valore medio	-7,344
valore mediano	-7,420
valore minimo	-8,567
valore massimo	-5,440
deviazione standard	0,563
CV (%)	-7,66%

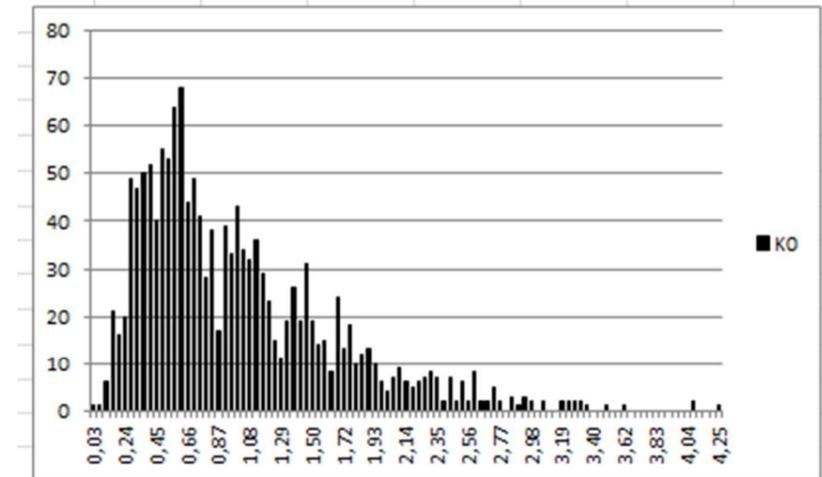
“C” Argilla con intercalazioni di materiale organico



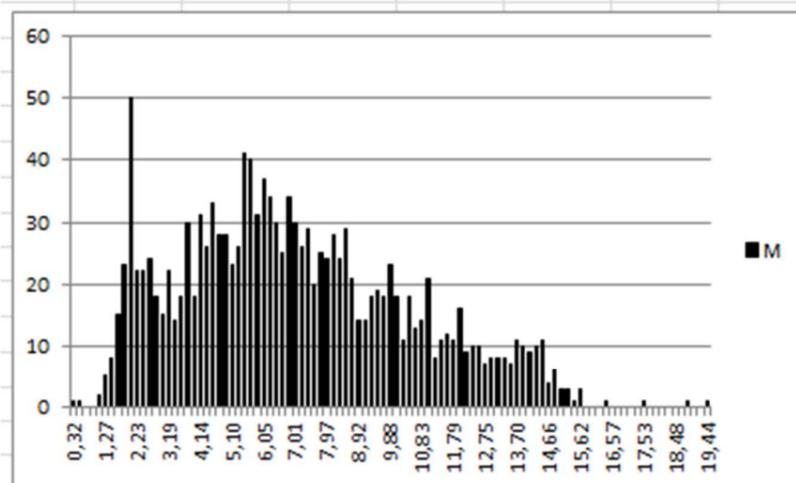
valore medio	0,062
valore mediano	0,058
valore minimo	0,003
valore massimo	0,168
deviazione standard	0,030
CV (%)	47,67%



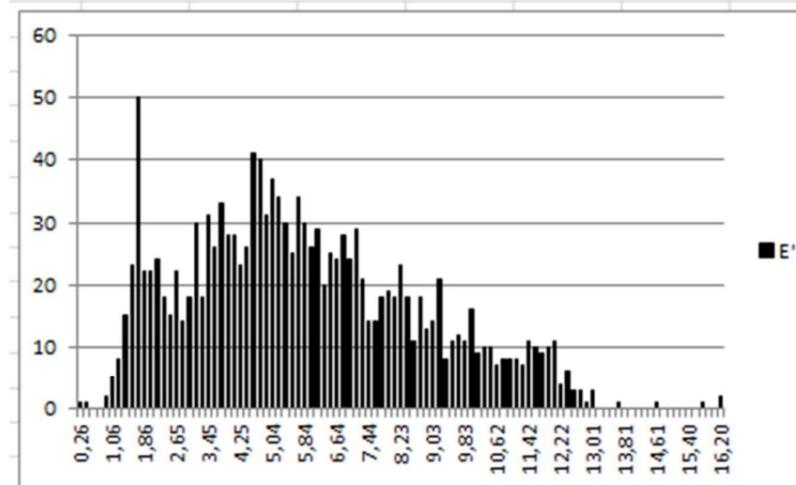
valore medio	3,121
valore mediano	2,580
valore minimo	0,088
valore massimo	13,596
deviazione standard	2,099
CV (%)	67,25%



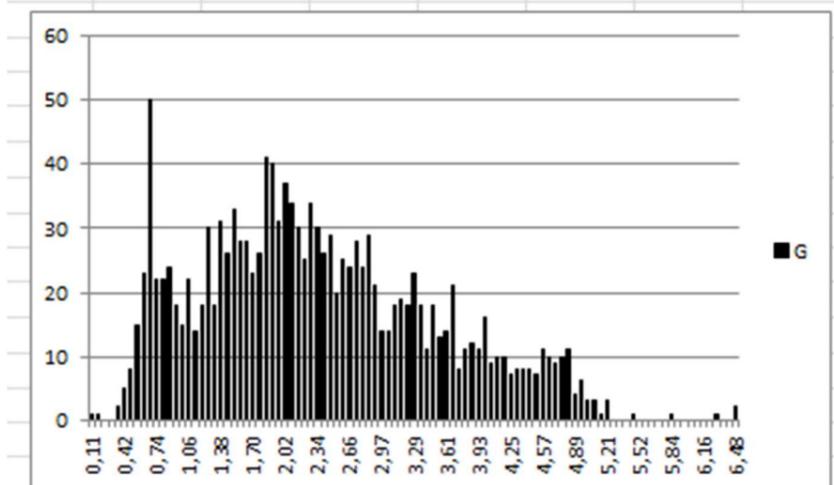
valore medio	0,975
valore mediano	0,806
valore minimo	0,028
valore massimo	4,249
deviazione standard	0,656
CV (%)	67,25%



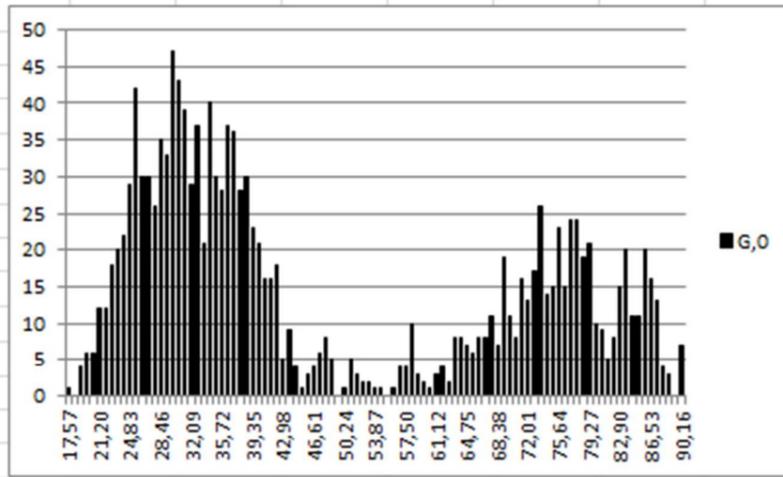
valore medio	6,917
valore mediano	6,439
valore minimo	0,317
valore massimo	19,440
deviazione standard	3,498
CV (%)	50,57%



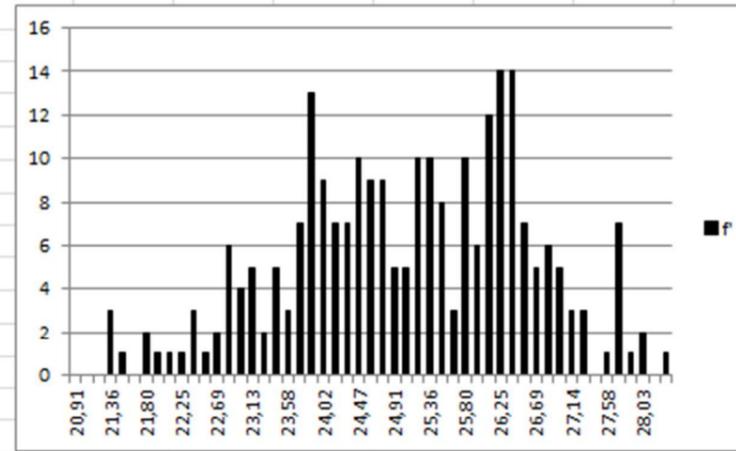
valore medio	5,764
valore mediano	5,366
valore minimo	0,264
valore massimo	16,200
deviazione standard	2,915
CV (%)	50,57%



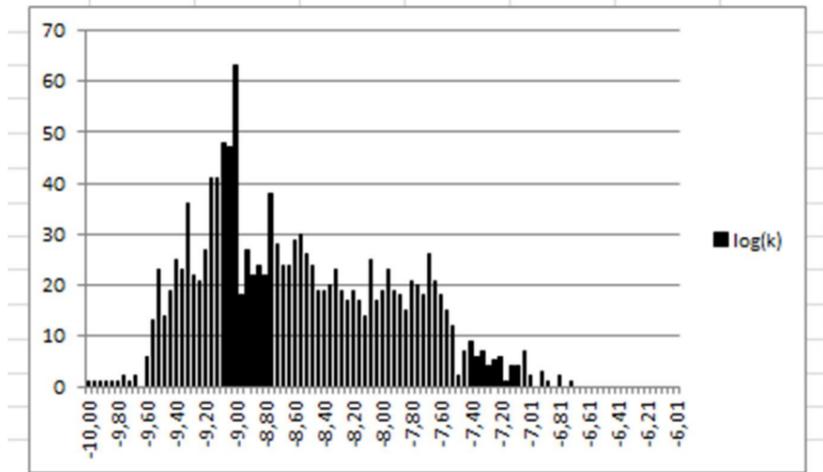
valore medio	2,306
valore mediano	2,146
valore minimo	0,106
valore massimo	6,480
deviazione standard	1,166
CV (%)	50,57%



valore medio	47,557
valore mediano	37,411
valore minimo	17,574
valore massimo	90,158
deviazione standard	21,799
CV (%)	45,84%

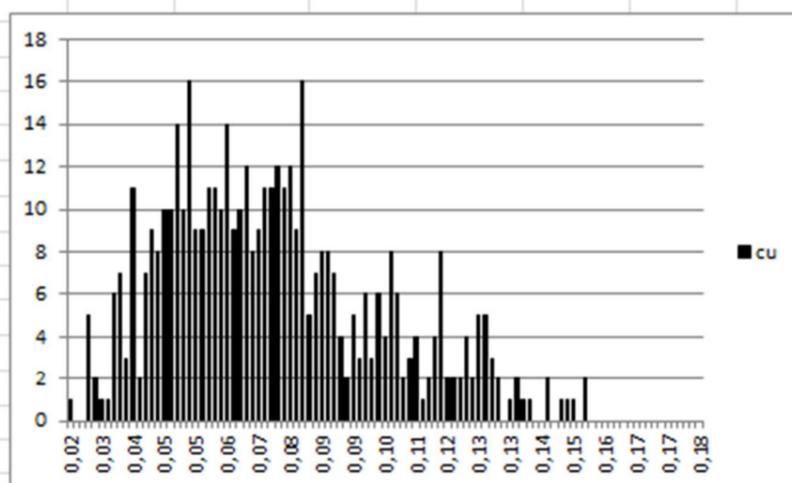


valore medio	24,988
valore mediano	25,097
valore minimo	21,269
valore massimo	27,977
deviazione standard	1,444
CV (%)	5,78%

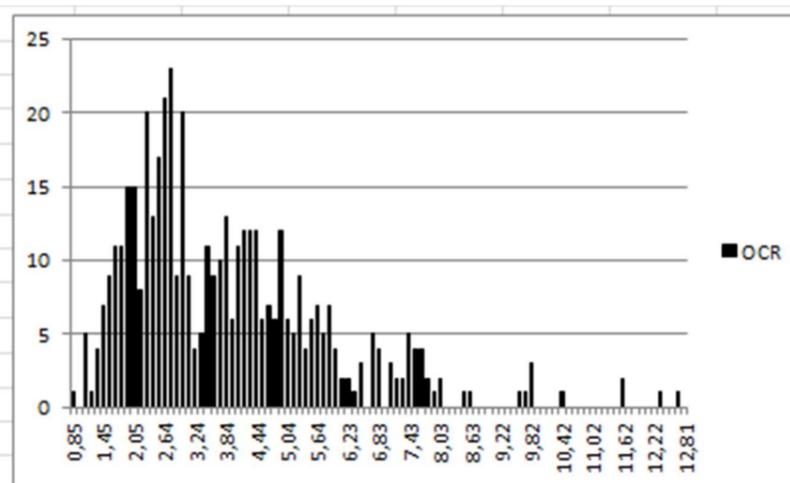


valore medio	-8,593
valore mediano	-8,700
valore minimo	-9,996
valore massimo	-6,748
deviazione standard	0,645
CV (%)	-7,50%

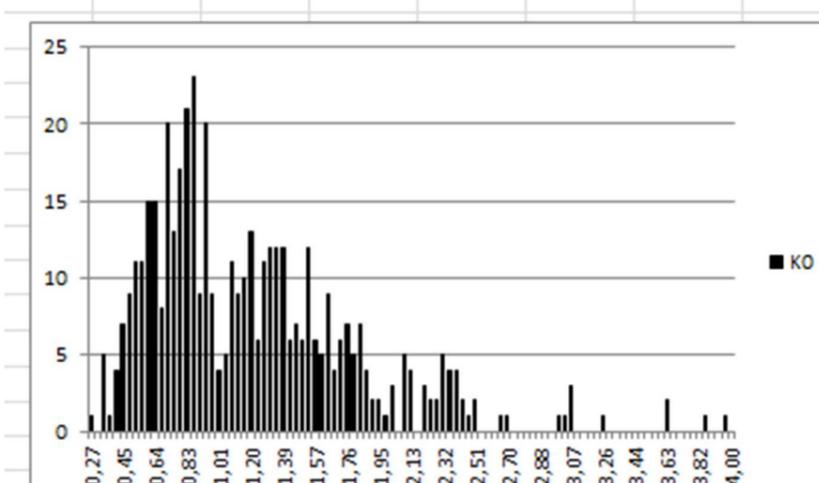
“Ar” Corpo arginale composto da alternanze di sabbie limose e limo sabbioso



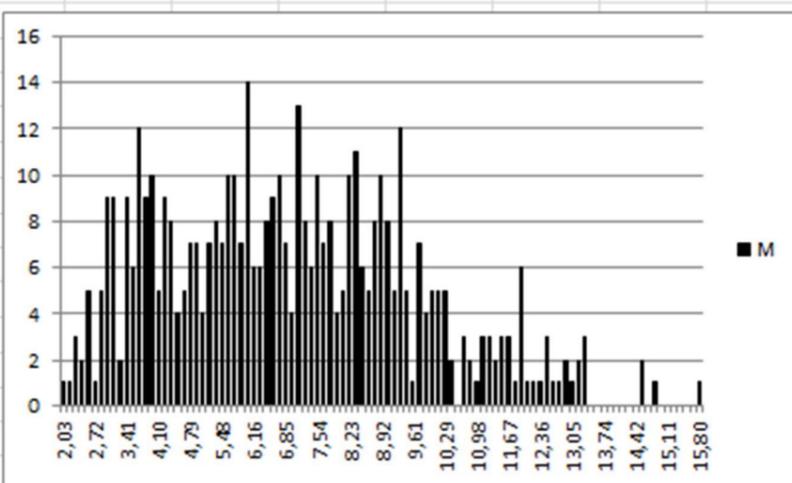
valore medio	0,072
valore mediano	0,069
valore minimo	0,022
valore massimo	0,152
deviazione standard	0,027
CV (%)	37,62%



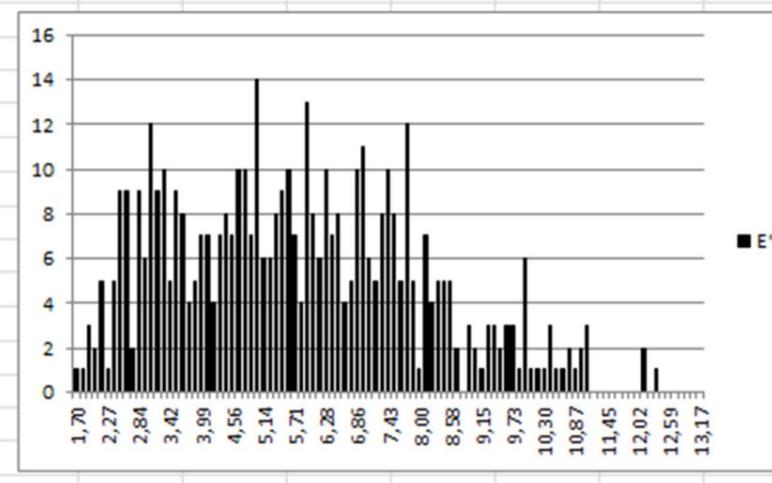
valore medio	3,792
valore mediano	3,415
valore minimo	0,849
valore massimo	12,660
deviazione standard	1,959
CV (%)	51,66%



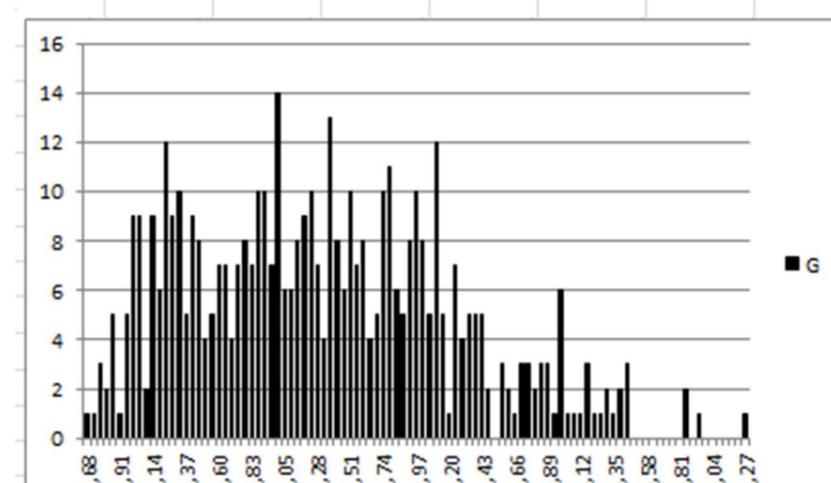
valore medio	1,185
valore mediano	1,067
valore minimo	0,265
valore massimo	3,956
deviazione standard	0,612
CV (%)	51,66%



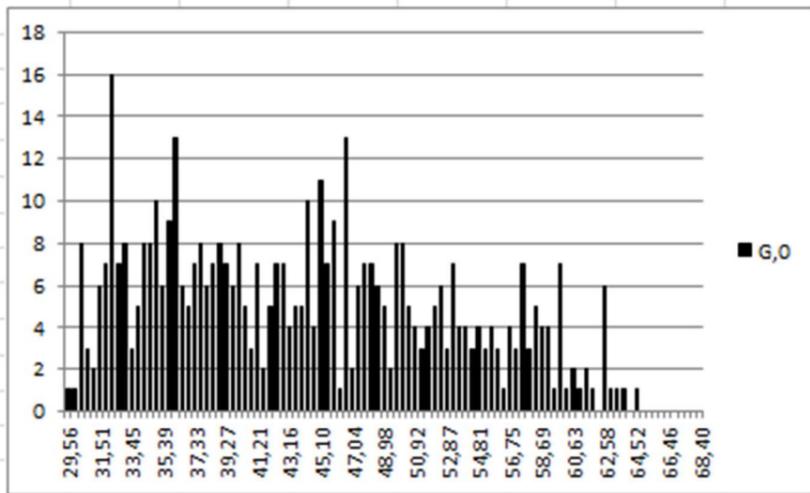
valore medio	6,872
valore mediano	6,659
valore minimo	2,034
valore massimo	15,801
deviazione standard	2,748
CV (%)	39,99%



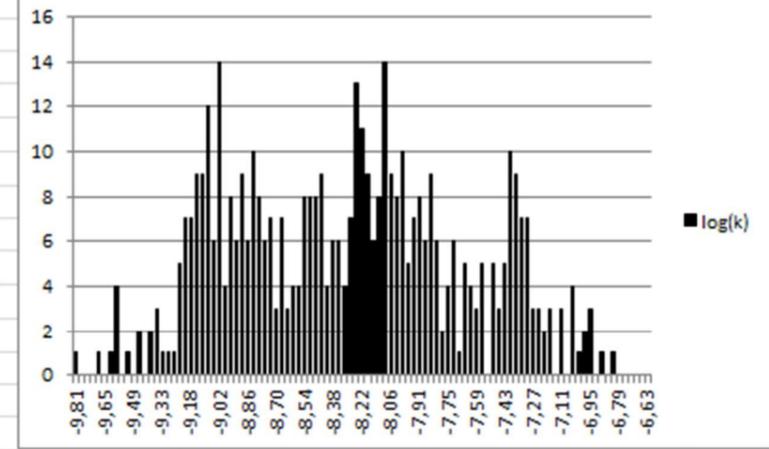
valore medio	5,727
valore mediano	5,550
valore minimo	1,695
valore massimo	13,167
deviazione standard	2,290
CV (%)	39,99%



valore medio	2,291
valore mediano	2,220
valore minimo	0,678
valore massimo	5,267
deviazione standard	0,916
CV (%)	39,99%

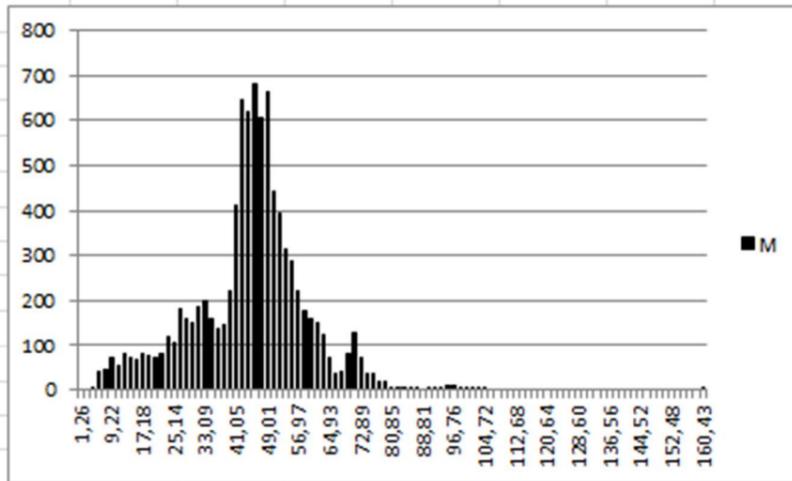


valore medio	43,829
valore mediano	43,338
valore minimo	29,564
valore massimo	64,177
deviazione standard	8,890
CV (%)	20,28%

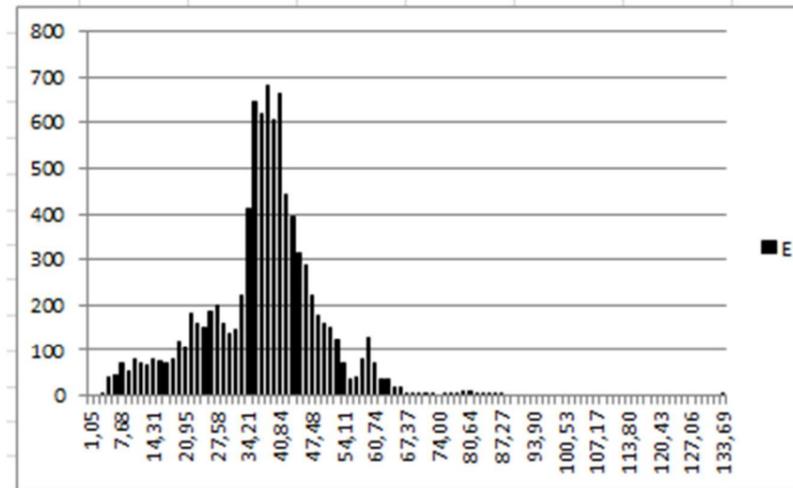


valore medio	-8,322
valore mediano	-8,287
valore minimo	-9,811
valore massimo	-6,828
deviazione standard	0,649
CV (%)	-7,80%

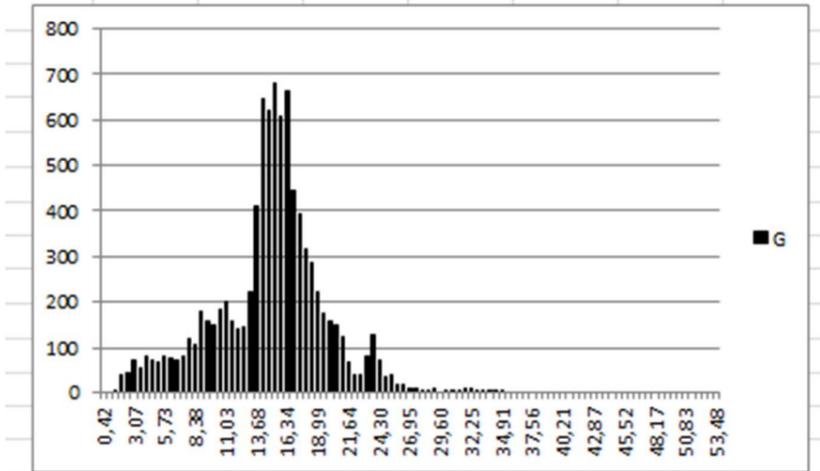
“A” Sabbia, sabbia limosa



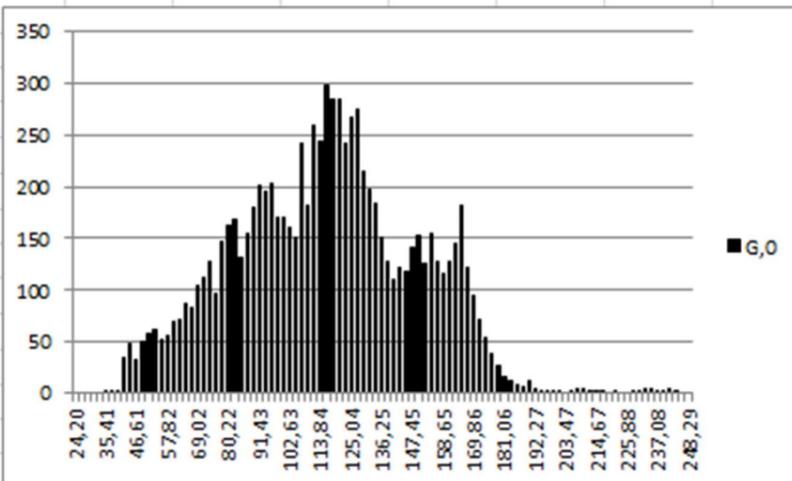
valore medio	43,818
valore mediano	45,004
valore minimo	4,286
valore massimo	160,434
deviazione standard	14,413
CV (%)	32,89%



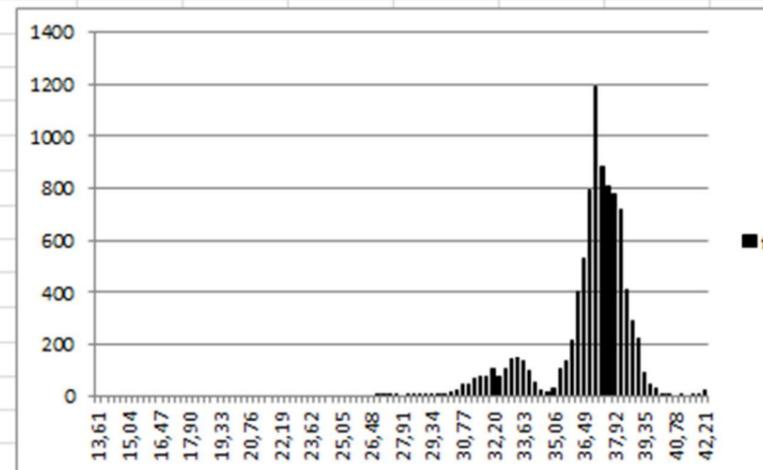
valore medio	36,515
valore mediano	37,503
valore minimo	3,572
valore massimo	133,695
deviazione standard	12,011
CV (%)	32,89%



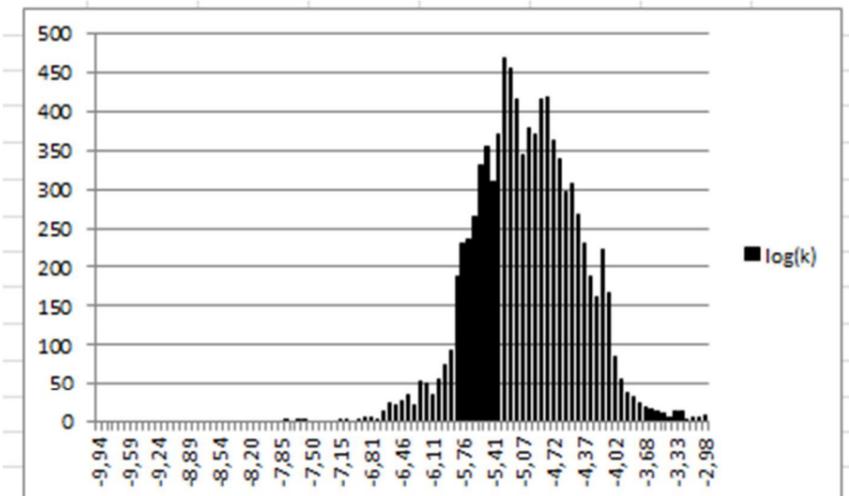
valore medio	14,606
valore mediano	15,001
valore minimo	1,429
valore massimo	53,478
deviazione standard	4,804
CV (%)	32,89%



valore medio	114,635
valore mediano	115,315
valore minimo	33,917
valore massimo	744,020
deviazione standard	33,813
CV (%)	29,50%



valore medio	36,593
valore mediano	37,016
valore minimo	26,736
valore massimo	42,213
deviazione standard	1,958
CV (%)	5,35%



valore medio	-5,059
valore mediano	-5,070
valore minimo	-7,779
valore massimo	-2,979
deviazione standard	0,587
CV (%)	-11,60%

Sintesi dei parametri geotecnici utilizzati per le simulazioni:

ID	Name	Type	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	k_x [m/day]	k_y [m/day]	ν [-]	E_{ref} [kN/m ²]	c_{ref} [kN/m ²]	φ [°]	ψ [°]
1	D1	Drained	15,0	20,0	0,0039	0,0039	0,35	2577,0	1,0	29,8	0,0
2	Ar	Drained	15,0	18,0	0,0051	0,0051	0,35	3856,0	1,0	29,0	0,0
3	C	Drained	16,0	18,0	2,2000E-4	2,2000E-4	0,35	5764,0	1,0	25,0	0,0
4	A	Drained	17,0	20,0	0,7910	0,7910	0,30	37582,0	1,0	36,7	0,0

Figura 56 - Tabella di sintesi dei valori dei parametri geotecnici utilizzati in Plaxis e GeoStudio

3) Introduzione all'uso dei codici agli elementi finiti Plaxis e GeoStudio

3.1) Premessa

Appare evidente, la necessità di disporre di modelli per la simulazione dei campi di moto. In generale, tali campi sono, per loro natura, tridimensionali; tuttavia, risulta conveniente, quando è possibile, ricorrere a rappresentazioni semplificate, cioè a schematizzazioni monodimensionali e bidimensionali. Difatti, dal punto di vista degli schemi di calcolo, si possono utilizzare schemi di calcolo semplificati purché sia oculata la scelta dei parametri.

In questo filone ci si è concentrati sulla modalità di modellazione numerica.

Inoltre, si è inteso pianificare l'attività ricalcando la schematizzazione concettuale del problema sopra esposta. Pertanto, alcuni obiettivi di rilievo studiati possono essere individuati nei seguenti temi:

- valutazione del fattore di sicurezza del sistema argine-fondazione caratterizzati da configurazioni geometriche complesse;
- modelli per lo studio del moto di filtrazione attraverso rilevati arginali mediante studio di variazioni delle pressioni neutre.

VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto della forma e posizione della superficie di scorrimento, dell'assetto strutturale, dei parametri geotecnici e del regime delle pressioni interstiziali.

la verifica di sicurezza deve essere eseguita lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili, in numero sufficiente per ricercare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso.

Il livello di sicurezza è espresso, in generale, come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale.

Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un eventuale fenomeno di instabilità.

La normativa raccomanda di verificare i seguenti stati limite:

- instabilità globale;
- rottura locale lungo la scarpata o alla sommità del rilevato;
- rottura dovuta a erosione interna;
- rottura dovuta a erosione superficiale o scalzamento;
- deformazioni nel rilevato che conducono alla perdita di funzionalità, per esempio cedimenti eccessivi o fratture;
- cedimenti e deformazioni viscosi che conducono a danni o perdita di funzionalità in strutture o infrastrutture di servizio adiacenti;
- deformazioni eccessive nelle zone di transizione, per esempio il rilevato di accesso di una spalla da ponte;
- perdita di funzionalità di aree di traffico a causa di eventi climatici quali cicli di gelo-disgelo o forte essiccamento;
- deformazioni viscosi nei pendii durante il periodo di gelo e disgelo;
- degrado del materiale grossolano a causa di elevati carichi di traffico;
- deformazioni dovute ad azioni idrauliche;
- variazioni delle condizioni ambientali, quali inquinamento delle acque di superficie o del sottosuolo, rumori o vibrazioni.

Inoltre, se pertinenti, si devono considerare le seguenti situazioni di progetto particolari:

- gli effetti del processo di costruzione, come per esempio scavi nelle vicinanze del rilevato e vibrazioni dovute a esplosioni, battitura di pali o per l'utilizzo di attrezzature pesanti;
- gli effetti di strutture che sono realizzate sul rilevato o nelle sue vicinanze;
- l'erosione prodotta da tracimazione, ghiaccio, onde e pioggia sulle scarpate e sulla sommità;
- effetti della temperatura quali il ritiro.

Nell'analisi della stabilità dell'intero rilevato o di una sua parte, si devono considerare tutti i possibili meccanismi di rottura.

Per rilevati lungo corsi d'acqua si raccomanda di considerare le condizioni idrauliche più sfavorevoli. Queste, generalmente, sono la condizione di filtrazione stazionaria con il livello più alto possibile per l'acqua del sottosuolo, e l'abbassamento rapido del livello dell'acqua libera.

MOTO DI FILTRAZIONE

Rispetto alla condizione di assenza di filtrazione, quando si è in presenza di un flusso dovuto ad un regime di piena in un corso d'acqua, il coefficiente di sicurezza si dimezza e addirittura tende ad annullarsi nelle zone al piede della scarpata.

Al piede della scarpata si possono così creare condizioni di sifonamento, con l'annullarsi della resistenza al taglio del terreno e di conseguenza del coefficiente di sicurezza per aver raggiunto il valore critico del gradiente idraulico.

3.2) Introduzione teorica del metodo FEM

Uno dei concetti base su cui si fonda il metodo di analisi strutturale agli elementi finiti è quello della discretizzazione. La discretizzazione è l'atto di scegliere soltanto un certo numero di punti discreti di un corpo. Ciò equivale a descrivere una struttura attraverso un numero finito di punti.

Un modo per discretizzare una struttura è quello di dividerla in un sistema equivalente di strutture più piccole o unità, tali che il loro assemblaggio dia luogo alla struttura reale.

Per un numero così grande di suddivisioni, non è possibile analizzare manualmente un così grande volume di dati, si ricorre perciò all'elaboratore elettronico; anche perché il metodo può essere programmato per poter essere eseguito da un computer in maniera relativamente semplice.

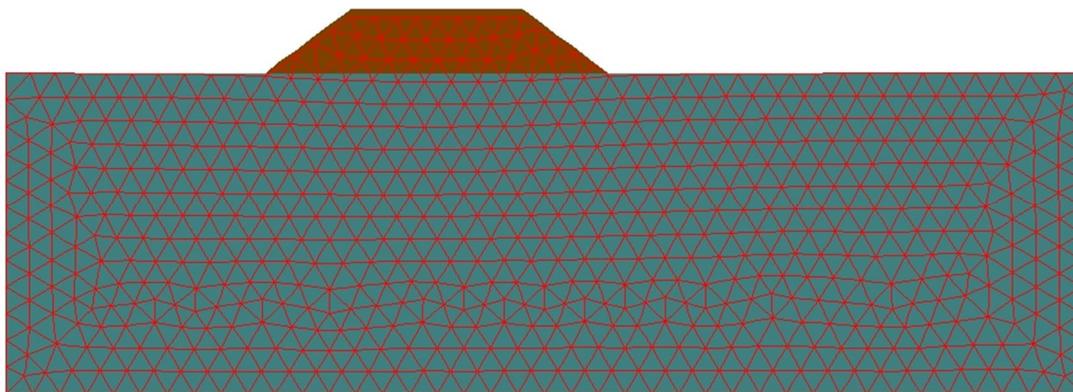


Figura 57 - esempio di discretizzazione

Il metodo degli elementi finiti si basa sul concetto di descrivere lo stato di deformazione di un sistema continuo mediante funzioni di spostamento o “funzioni di forma”, definite in piccole regioni del continuo. In quest’ottica le soluzioni sono formulate per ciascuna unità e combinate per ottenere la soluzione del corpo.

3.3) Scelta del modello

Con l’ausilio di un software specializzato, che risolve un set di equazioni differenziali che regolano il problema di equilibrio con il Metodo degli Elementi Finiti è possibile conoscere il valore delle pressioni neutre, il valore delle tensioni efficaci ed il relativo fattore di sicurezza.

Noto lo stato tensionale nell’intero ammasso arginale, è possibile individuare quando si raggiungono condizioni di instabilità ovvero di criticità del rilevato sotto l’azione delle forze di filtrazione.

Esistono diverse tipologie di modelli di integrazione presenti in letteratura. Questi si possono distinguere in modelli monodimensionali, modelli bidimensionali e modelli tridimensionali.

I modelli completi, essendo non lineari, solo in pochissimi casi riescono a fornire una soluzione esatta del problema. In molti casi reali, in cui sono presenti tutti i termini che compongono le equazioni che descrivono un particolare problema, la soluzione è ricavabile solo per via numerica con metodi agli elementi finiti che integrano le equazioni del problema. Sono da ritenersi sicuramente i più rigorosi e, di conseguenza, i più adatti ad affrontare un problema, anche se per la difficoltà d’implementazione e per l’onerosità computazionale, si sono talvolta mostrati di applicazione limitata a situazioni sufficientemente semplificate. Inoltre, va detto che

vista l'impossibilità di pervenire a soluzioni analitiche spesso anche per situazioni particolarmente semplificate, il set di equazioni può essere risolto solo ricorrendo a tecniche di integrazione numeriche (FDM, FEM, FVM), il che comporta, ovviamente, errori causati dalle approssimazioni che si fanno, sicché il primo passo consiste nella definizione della mesh, che permetta di approssimare lo spazio continuo con un numero finito di punti. E' evidente, quindi, che assume un'importanza prioritaria la definizione della mesh su cui operare la discretizzazione, in quanto una scelta buona consente di ridurre sensibilmente gli errori. Da essa dipendono la maggiore o minore difficoltà di implementazione, l'onerosità dei calcoli e di conseguenza la lunghezza dei tempi computazionali.

3.3.1) Fasi di creazione del modello numerico

Da un punto di vista matematico, l'analisi FEM cerca di determinare la distribuzione di spostamenti e/o altre quantità come tensioni, deformazioni, etc. sotto il carico dato e le condizioni al contorno. La funzione che rappresenta questa distribuzione obbedisce alle equazioni che governano il problema e soddisfa le condizioni al contorno.

Ci si pone come obiettivo quello di insegnare la "filosofia" operativa di un software FEM ("*Metodo agli Elementi Finiti*").

Solo la conoscenza approfondita di un software, ne consente un utilizzo critico e consapevole, scongiurandone un uso tipo "black box" che spesso caratterizza questi strumenti.

Ne esistono di più svariati ma in tutti i casi sono costituiti da 3 parti essenziali:

1. Pre-processore (fase di "*Input*");
2. Risolutore (fase di "*Solver*") e tipi di analisi disponibili;
3. Post-processore (fase di "*Output*").

Da un punto di vista pratico, le strutture da analizzare vengono principalmente divise in un numero di domini interconnessi, chiamati "*elementi*". I punti di connessione tra gli elementi sono chiamati "*nodi*". L'insieme di nodi ed elementi sono normalmente definiti "*mesh*".

In termini semplici, il modello agli elementi finiti è un modello numerico usato per simulare le condizioni di un sistema fisico, e nello sviluppo di tale modello, si deve considerare quanto segue:

- le rappresentazioni geometriche di un sistema fisico (mesh);
- la descrizione dei materiali usati (equazioni costitutive);
- carichi esterni applicati e vincoli (condizioni al contorno);
- l'analisi richiesta per risolvere il problema (fase di solver).

Il metodo degli FEM non è un metodo esatto, ma approssimato. La convergenza dell'approssimazione con la soluzione esatta deriva da numerosi parametri.

Se il modello è impostato correttamente, siamo comunque nell'ambito di approssimazioni molto vicine alla soluzione esatta.

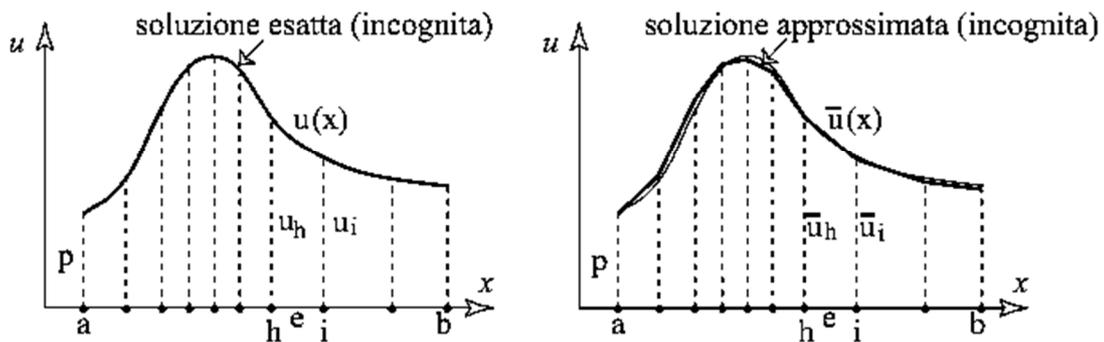


Figura 58 - Esempio di approssimazione di un continuo

3.4) Plaxis

Il PLAXIS è un modello numerico bidimensionale agli elementi finiti, utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni dell'ingegneria geotecnica. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piana oltre a possedere una buona interfaccia grafica che permette di costruire agevolmente un modello geometrico e di generare un reticolo di elementi finiti, partendo da una sezione trasversale ortogonale rappresentativa della situazione considerata.

Prima di poter effettuare un'analisi agli elementi finiti bisogna preparare il file di input redigendo un modello agli elementi finiti ovvero un modello geometrico bidimensionale di cui devono essere specificate le proprietà dei materiali ed imposte

le condizioni al contorno. In particolare, per simulare il comportamento del terreno si è utilizzato il noto modello di “*Mohr–Coulomb*” ovvero un modello elastico perfettamente plastico che richiede la conoscenza di soli cinque parametri, che sono:

- il modulo di Young E ;
- il coefficiente di Poisson ν ;
- la coesione c ;
- l’angolo di attrito φ ;
- l’angolo di dilatanza ψ .

Quindi è stata generata una mesh, che può essere opportunamente modificata, ovvero affinata, e definite le condizioni iniziali attraverso la generazione delle pressioni neutre, delle tensioni totali e delle conseguenti tensioni efficaci iniziali. Oltre alla generazione secondo i livelli di falda, le pressioni neutre possono essere generate anche in base all’analisi del moto di filtrazione (*seepage*) una volta che siano state assegnate le condizioni al contorno per la quota piezometrica. Il programma consente, pertanto, la simulazione del moto di filtrazione e dell’evoluzione morfologica del rilevato arginale sotto l’azione delle forze prodotte dal suddetto moto filtrante in condizioni di regime con diversi livelli di piena. I risultati ottenuti possono essere letti nell’interfaccia di output del programma.

Oltre a queste due interfacce il programma presenta un’interfaccia *Calculations* ed un’interfaccia *Curves*. Nell’interfaccia *Calculations* vengono eseguiti i calcoli agli elementi finiti dopo avere definito il tipo di calcolo che si vuole effettuare (*Plastic*, *Consolidation*, “*Phi/c reduction*” e “*Dynamic analysis*”) ed i tipi di sollecitazione o le fasi di costruzione che si vogliono attivare durante i calcoli. Inoltre, prima di avviare la fase di calcolo possono essere selezionati i punti per la generazione di curve carico–spostamento o percorsi di sollecitazione. Durante i calcoli queste informazioni vengono conservate in opportuni files che vengono poi utilizzati con il programma *Curves* per generare curve carico-cedimento o percorsi di sollecitazione.

Analogamente a quanto già detto, tutti i risultati dei calcoli (tensioni, deformazioni, etc.) possono essere visualizzati sotto forma di grafici e tabelle tramite l’interfaccia di output del programma.

3.4.1) Analisi plastica

Il calcolo plastico dovrebbe essere selezionato per effettuare un'analisi di deformazione elasto-plastica in cui non è necessario cogliere il decadimento delle sovrappressioni neutre nel tempo. Se l'opzione "*Updated Mesh*" non viene selezionata, il calcolo viene eseguito secondo la teoria delle piccole deformazioni. La matrice di rigidità in un normale calcolo plastico, viene calcolata sulla configurazione indeformata. Questo tipo di analisi è appropriato nella maggior parte delle applicazioni geotecniche.

Nonostante può essere specificato un intervallo temporale, il calcolo plastico non tiene conto degli effetti del tempo, tranne quando viene utilizzato il modello del "*Soft Soil Creep*". Può essere scelta l'opzione "*Undrained*" nei casi in cui ci siano dei materiali a grana fine, oppure impostare l'opzione "*Drained*" per valutare gli spostamenti nel lungo termine. Questo darà una ragionevole predizione della situazione finale, sebbene la storia di carico precisa non viene seguita ed il processo di consolidazione non viene trattato in modo esplicito.

3.4.2) Analisi "Phi-c reduction"

L'analisi *Phi/c reduction* è uno speciale calcolo plastico che consente un'analisi di stabilità con il metodo della riduzione dei parametri di resistenza del terreno. Tale analisi consente di calcolare un fattore di sicurezza globale per il problema di studio. Nell'approccio *Phi-c reduction* i parametri di resistenza $\tan\phi$ e c del terreno vengono ridotti fin quando avviene la rottura della struttura. Con il PLAXIS è possibile eseguire un'analisi di stabilità dopo ogni singola fase di calcolo. È importante notare che durante un'analisi del tipo *Phi/c reduction*, il comportamento del terreno sarà quello del modello di Mohr-Coulomb, in quanto nel calcolo vengono trascurati sia la dipendenza della rigidità dallo stato tensionale che l'incrudimento plastico. Nel caso specifico, la rigidità viene calcolata all'inizio della fase di calcolo e mantenuta costante fino al suo completamento.

Infine, esistono dei moltiplicatori, associati al modello della riduzione dei parametri di resistenza del terreno, che consentono il calcolo dei fattori di sicurezza ("*Safety Factor*"). In questo tipo di approccio, " c " e " $\tan\phi$ " vengono ridotti in modo proporzionale:

$$\sum M_{sf} = \frac{\tan \varphi_{input}}{\tan \varphi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}}$$

Questo moltiplicatore è definito come il quoziente dei parametri di resistenza originali e dei parametri di resistenza ridotti e controlla la riduzione di $\tan\varphi$ e di c in un dato stadio dell'analisi.

Il fattore di sicurezza è poi definito come il valore di $\sum M_{sf}$ che porta a rottura:

$$FS = \frac{\text{resistenza disponibile}}{\text{resistenza a rottura}} = \sum M_{sf}$$

3.4.3) Updated Mesh Analysis

I tipi di analisi implementati in PLAXIS, possono essere implementati con la funzione di “*Updated Mesh Analysis*” che tiene conto degli effetti delle grandi deformazioni. Questo tipo di analisi può essere selezionata se la pressione dell'acqua deve essere continuamente ricalcolata aggiornando la posizione dei punti di tensione. Questa opzione tiene conto degli effetti dell'assestamento del suolo (parzialmente) sotto un costante livello della falda freatica.

Un “*Updated Mesh Analysis*” è un tipo di calcolo dove sono presi in considerazione gli effetti delle grandi deformazioni. Dovrebbe essere considerata quando le deformazioni sono previste e che influenzano in modo significativo, la forma geometrica. La matrice di rigidità è basata sulla configurazione deformata. In più, si tengono in considerazione anche dei termini rotazionali. Questa procedura di calcolo è basata su un approccio conosciuto come “*Formulazione Lagrangiana*”.

Per la maggior parte delle applicazioni, gli effetti delle grandi deformazioni sono trascurabili così da non dover selezionare questo tipo di opzione, però ci sono delle circostanze in cui è necessario tenerne conto. Tipicamente queste applicazioni sono le analisi di terre rinforzate, le analisi a collasso di grandi piattaforme offshore e lo studio di progetti che coinvolgono terreni soffici dove occorre tener conto degli effetti delle grandi deformazioni.

Da notare che una fase di *Updated Mesh* non può essere seguita da una fase di calcolo “normale” (cioè senza l'utilizzo della funzione *Updated Mesh*). Diversamente, invece, una fase di calcolo normale, può essere seguita da una

Updated Mesh, a condizione che viene utilizzata l'opzione "*Reset displacements to zero*"³⁰.

Un'analisi con questo tipo di opzione attivata, richiederà un tempo maggiore.

3.5) GeoStudio

Il GeoStudio è una piattaforma composta da più moduli di analisi indipendenti, che possono essere interconnessi tra loro. Questa caratteristica rende possibile utilizzare i risultati di un prodotto in un altro prodotto ed espandere notevolmente i tipi di problemi che possono essere analizzati. Per esempio, SEEP/W calcola le pressioni neutre che possono essere utilizzate in un'analisi di stabilità tramite SLOPE/W. Un altro esempio di prodotto di integrazione è come il fattore di sicurezza per un'analisi di stabilità, cambia col tempo durante un terremoto, integrando nel modulo di analisi QUAKE/W, un'analisi eseguita in SLOPE/W.

3.5.1) Slope/W

Le analisi di stabilità di strutture di terra sono le più antiche tipologie di analisi numeriche in ingegneria geotecnica. L'idea di discretizzare una potenziale superficie di scivolamento in strisce, fu introdotto all'inizio del 20° secolo con i metodi di Fellenius (che introdusse il metodo ordinario delle strisce), Janbu e Bishop che svilupparono metodi avanzati. Con l'avvento dei computer, fu possibile utilizzare dei metodi iterativi ideati da Morgenstern-Price e da Spencer. Una delle ragioni dell'utilizzo del metodo all'equilibrio limite, è che le soluzioni possono essere ottenute anche con calcoli manuali, quindi è l'ideale per un confronto.

³⁰ Questo tipo di opzione dovrebbe essere selezionata quando spostamenti irrilevanti di passi precedenti, non devono essere considerati nella fase attuale e quindi effettuare l'analisi su un campo di spostamenti iniziale (per esempio, le deformazioni dovute ai carichi gravitazionali non hanno significato fisico). Quindi questa opzione viene selezionata dopo una fase in cui vengono calcolate i carichi gravitazionali per rimuovere questi spostamenti. Se l'opzione non viene selezionata, poi ci saranno spostamenti incrementali nella fase corrente che si andranno ad aggiungere a quella precedente. Quest'opzione non influenza il campo di tensione. non può essere usata in una sequenza di fasi di calcolo dove viene usata l'Updated Mesh. Comunque, se un'Updated Mesh inizia da una fase dove l'Updated Mesh non viene usata, poi il "Reset displacements to zero" deve essere usata in quella attuale.

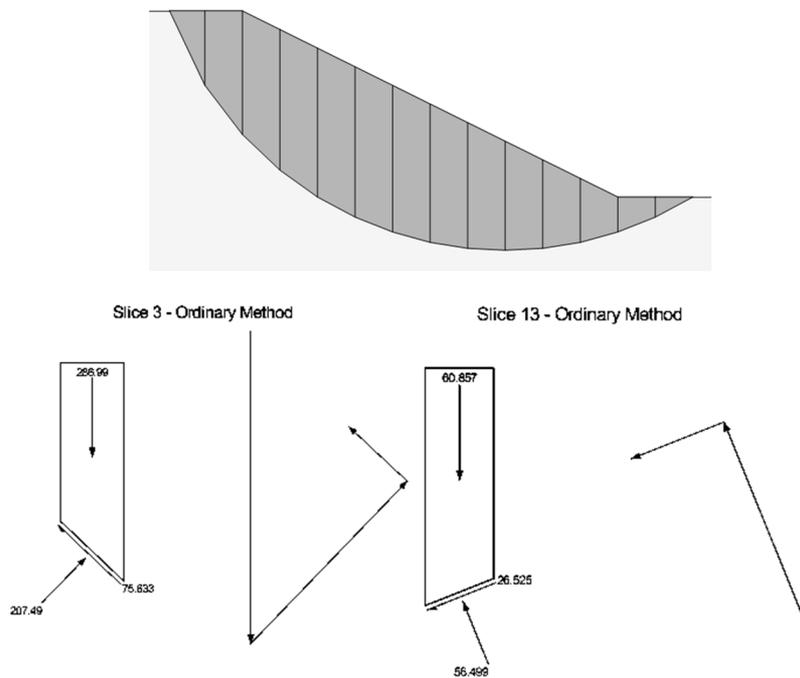


Figura 59 - Metodo delle strisce e poligono delle forze

In pratica si dovrebbe usare un metodo che soddisfi due criteri:

- 1) il metodo dovrebbe soddisfare tutte le equazioni della statica;
- 2) il metodo dovrebbe considerare entrambe le forze di interconoscio sia di taglio che normale.

Il *SLOPE/W* è uno dei componenti di una suite completa di prodotti geotecnici chiamata *GeoStudio*. Uno dei vantaggi maggiori di questo approccio integrato è che apre le porte all'analisi di una più ampia e, quindi, più complesso spettro di problemi, includendo l'uso degli elementi finiti per calcolare le pressioni neutre e tensioni in un'analisi di stabilità. Non solo un approccio integrato può ampliare le possibilità di analisi, ma può aiutare a superare alcuni limiti del puro metodo dell'equilibrio limite.

In *SLOPE/W* si può pensare ad un problema in termini di cinque fondamentali componenti. Queste sono:

- *geometria*: descrizione della stratigrafia e forma di una potenziale superficie di scivolamento;

- *resistenza del terreno*: parametri usati per descrivere le resistenze dei terreni (materiali);
- *pressioni interstiziali*: è il mezzo per definire le condizioni di pressione interstiziali nel terreno;
- *rinforzi o interazioni suolo-strutture*: tessuto, chiodi, ancoraggi, pali, muri e così via;
- *carichi imposti*: supplementi o carichi dinamici del terremoto.

Il SLOPE/W permette, inoltre, di condurre studi di sensitività ed analisi probabilistiche.

Un'analisi di sensitività è qualcosa di analogo ad un'analisi probabilistica. Invece di selezionare le variabili in modo casuale, i parametri vengono selezionati in modo utilizzando una funzione di distribuzione di probabilità uniforme. Si da in input un certo range dei parametri, poi si mantiene costante un parametro e variano gli altri combinando vari scenari.

Alla fine di un'analisi di sensitività in SLOPE/W, viene mostrato un grafico in cui vengono evidenziati differenti valori del fattore di sicurezza rispetto ai valori dei parametri utilizzati. Ad esempio:

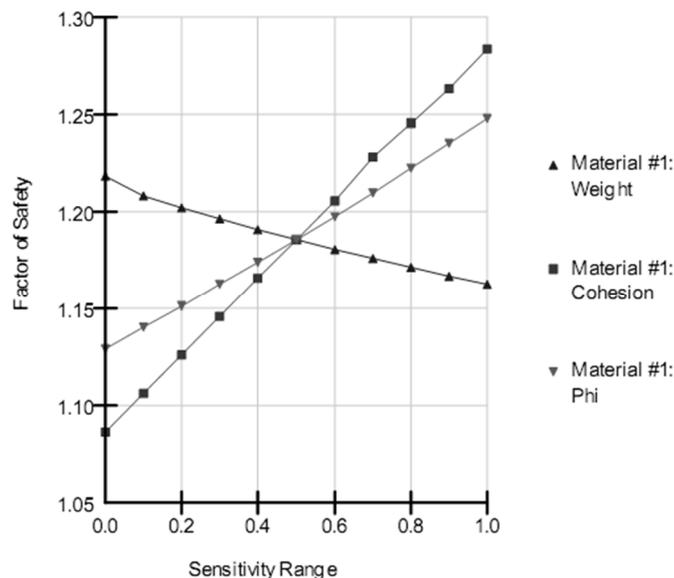


Figura 60 - Sensitivity Data

Si può notare che il fattore di sicurezza è più sensibile alla coesione, ed è meno sensibile al peso materiale. Il punto di incrocio rappresenta il fattore di sicurezza (1.185) dove viene usato il valore medio di tutti i parametri.

Un'analisi probabilistica può essere facilmente eseguita con SLOPE/W quando la variabilità delle proprietà dei suoli o altri parametri in input sono noti. In input, si inserisce il valor medio del parametro e la deviazione standard, combinandoli in modo random, ricreando varie scenari. SLOPE/W consente vari tipi di distribuzione di probabilità, un tipico esempio è la funzione di probabilità normale (con deviazione standard "SD" nota):

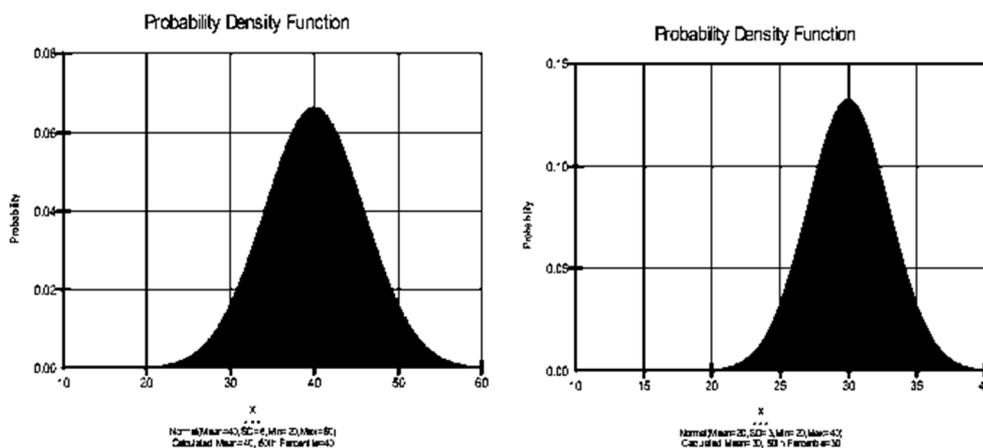


Figura 61 – Esempi di funzione di probabilità, con deviazioni standard differenti

3.5.1.1) Forma della superficie di scivolamento

Determinare la posizione della superficie di scivolamento critica con il più basso fattore di sicurezza, resta uno dei problemi chiave dell'analisi di stabilità. Come è ben noto, trovare la superficie critica comporta una procedura di tentativo. Questa si ripete per molte possibili superfici di scivolamento ed alla fine, la superficie di scivolamento di tentativo col più basso fattore di sicurezza è considerato quello che governa il problema.

Ci sono molti modi per definire la forma e la posizione della superficie di scivolamento. Ma bisogna fare attenzione perché molte volte calcola un fattore di sicurezza su una superficie irrealistica.

Un altro problema che avviene quando si attende di trovare la posizione della superficie di scivolamento è la selezione dei parametri di resistenza del terreno.

Parametri di resistenza dei terreni differenti, può risultare in posizione differente della superficie di scivolamento calcolata.

I vari metodi di calcolo delle superfici di scivolamento possono essere:

- “*Grid and Radius*”: la superficie di scivolamento di tentativo è un arco di cerchio. Quindi, per identificarlo, basta specificare le coordinate x-y del centro ed il raggio. Un’ampia variazione della ricerca delle superfici di scivolamento possono essere definite con una griglia definita di centri di cerchio ed un intervallo di raggi definiti.

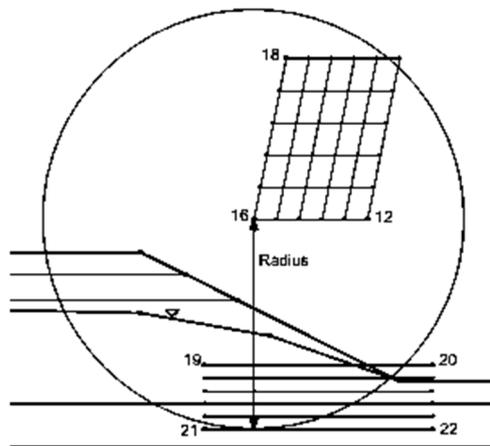


Figura 62 - Metodo “Grid and Radius”

La griglia sopra il pendio, è la griglia dei centri di rotazione. Ogni punto rappresenta il centro del cerchio. In questo esempio ne sono 36 (6 x 6). Il raggio viene specificato con “*Radius*” o “*tangent Lines*”. Per questo esempio, il programma calcola 216 (36 x 6) fattori di sicurezza.

- “*Block Specified*”: può essere usato specificando 2 griglie di punti. Le griglie sono indicate come due blocchi:

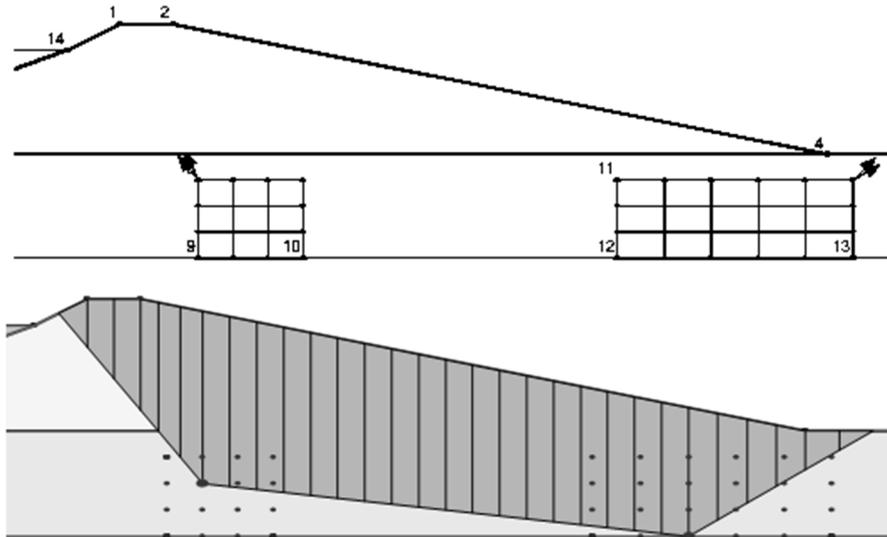


Figura 63 - Metodo "Block Specified"

- “*Entry and Exit*”: uno dei limiti del “*Grid and Radius Method*” è che si ha difficoltà a visualizzare le estensioni o i range delle superfici di scivolamento. Questa limitazione può essere superata specificando il posto dove la superficie di scivolamento entra nella superficie e dove esce.

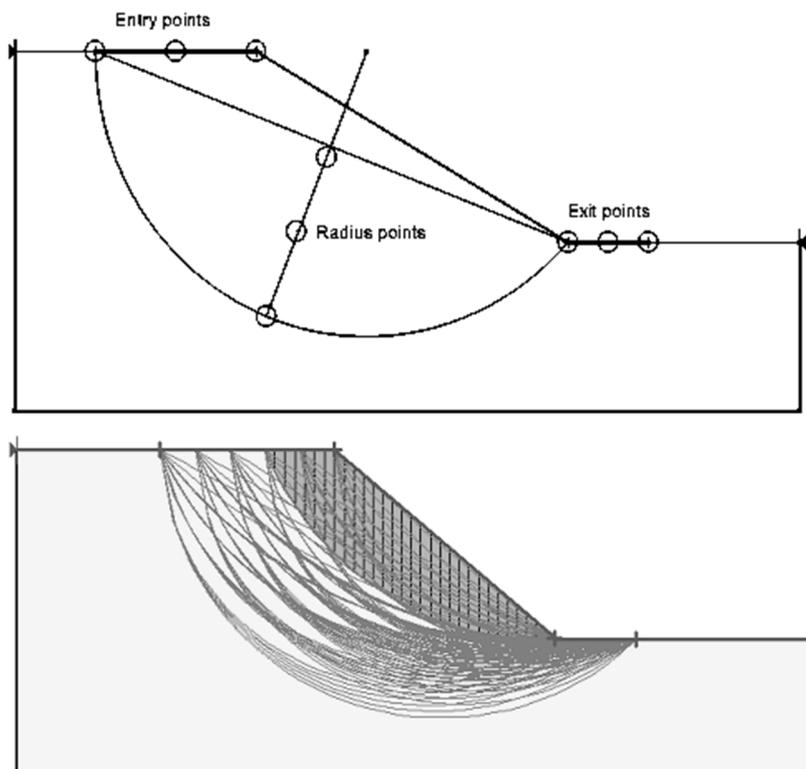


Figura 64 - Metodo "Entry and Exit"

- “*Auto-Locate*”: è una tecnica implementata in SLOPE/W che per tentativi, combina i metodi descritti. Questo metodo può essere utilizzato come lavoro preliminare per poi eseguirne uno più specifico. Quando viene usato, vengono generate 1000 superfici di scivolamento per trovare la superficie di scivolamento minima più probabile prima di applicare un’ottimizzazione. Questo tipo di metodo conduce ad un risultato ragionevole.

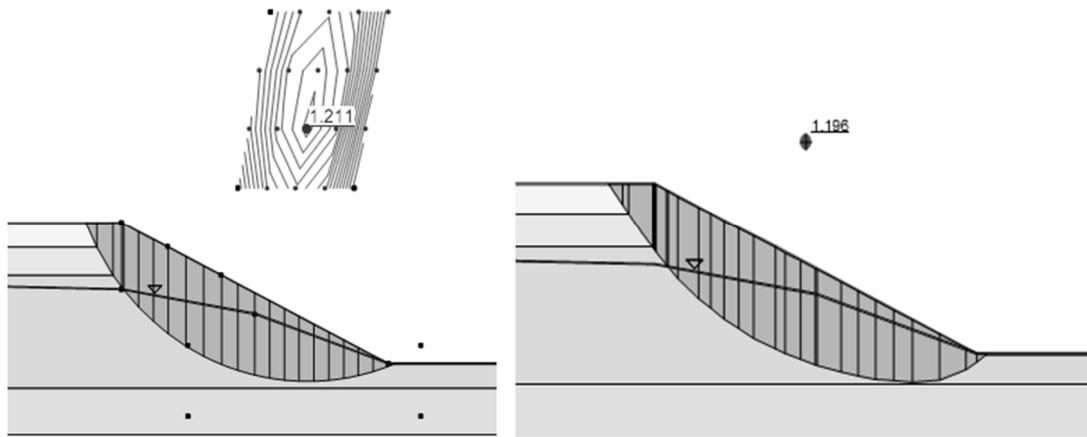


Figura 65 - Confronto tra i metodi "Grid and Radius" e "Auto-Locate"

3.5.2) Seep/W

La modellazione numerica è una simulazione matematica di un reale processo fisico ed il SEEP/W è un modello numerico che può simulare i processi fisici del flusso d’acqua.

La quantità di flusso è spesso considerata come il parametro chiave per quantificare il fenomeno di infiltrazione. La pressione d’acqua, che sia negativa o positiva, ha una diretta conseguenza sulle forze di taglio e sulla variazione di volume come caratteristiche del suolo.

La ricerca in questi ultimi anni ha mostrato che anche il flusso in un terreno non saturo vicino ad un terreno superficiale è molto importante per i fenomeni idraulici.

In passato, le analisi relative ad un moto di filtrazione erano concentrate unicamente su flussi saturi. Come risultato, i problemi di flusso erano tipicamente catalogati come situazioni confinate e non confinate, così come un acquifero confinato o non confinato. Il flusso accanto ad una struttura sarebbe un problema di flusso confinato, mentre un flusso attraverso un argine omogeneo sarebbe un flusso non confinato.

Storicamente parlando, i problemi di flusso non confinato erano molto difficili da analizzare perché le analisi richiedevano di determinare la superficie freatica ed era considerata una condizione al contorno superiore.

Questo non poteva essere accettabile perché, non solo si ignorava un'importante componente di flusso di umidità in suoli, ma questo limitava di molto i tipi di problemi che potevano essere analizzati.

Usando il modulo SEEP/W, si possono analizzare i problemi di seepage che possono così essere usati per analizzare le dissipazioni delle sovrappressioni neutre che cambiano lo stato tensionale del terreno.

Modellare il flusso d'acqua che attraversa il suolo con una soluzione numerica, può essere molto complessa. I depositi di suolo naturali sono generalmente molto eterogenei e non presentano isotropia. In più le condizioni al contorno, spesso cambiano nel tempo e non possono sempre essere definite con certezza all'inizio delle analisi; infatti, le corrette condizioni al contorno possono essere parte della soluzione. Inoltre, quando un suolo diventa parzialmente saturo, il coefficiente di permeabilità diventa una funzione di pressioni negative nel suolo. La pressione dell'acqua principalmente non è conosciuta e quindi bisogna determinarla, così sono richieste tecniche numeriche iterative per identificare la pressione.

Ci sono tre parti principali per un'analisi agli elementi finiti. La prima è la discretizzazione; dividendo il dominio in piccole aree chiamate elementi. La seconda parte è specificare ed assegnare le proprietà dei materiali. La terza è specificare ed applicare le condizioni al contorno.

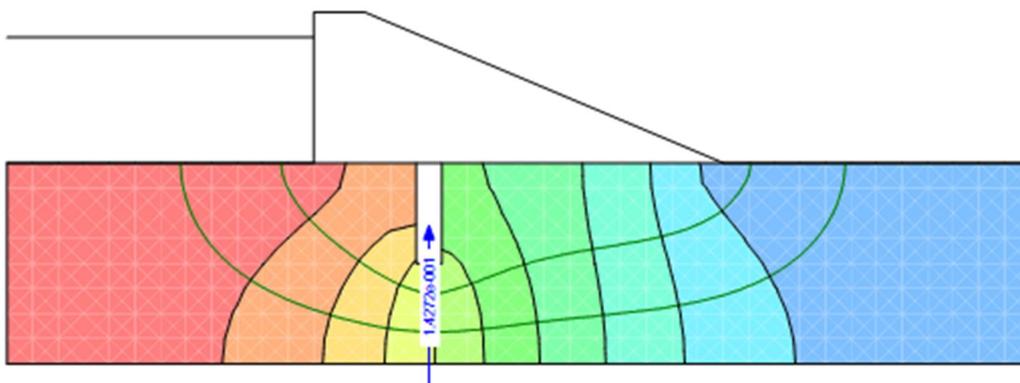
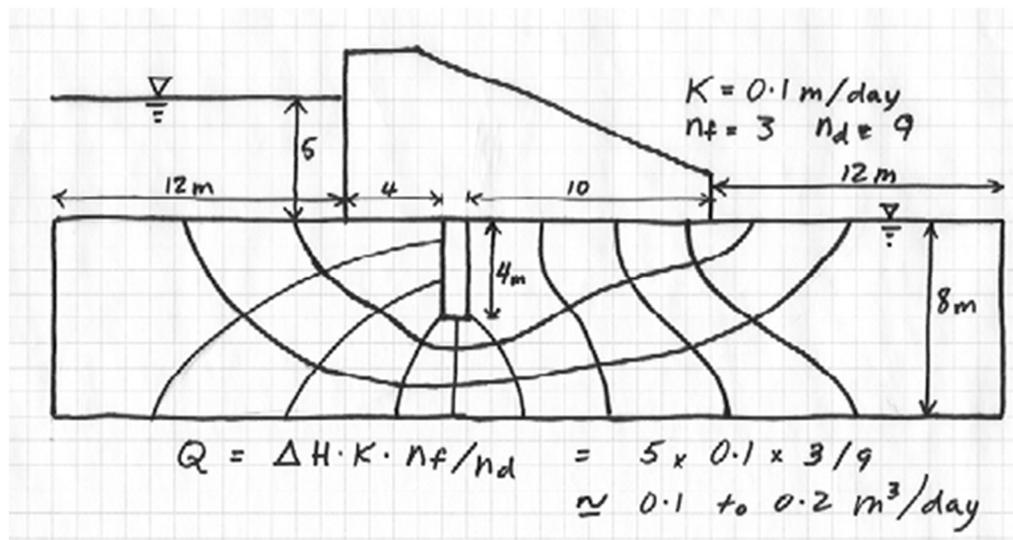


Figura 66 – Esempio di moto di filtrazione in SEEP/W

3.5.3) Fase di input in GeoStudio

I modelli numerici necessitano di semplificare le condizioni reali. Nella realtà la stratigrafia potrebbe essere complessa e le condizioni irregolari. Nei modelli numerici le condizioni al contorno diventano linee dritte e la stratigrafia viene semplificata in modo da ottenere una soluzione comprensibile. Generalmente, il modello, non include tutti i dettagli reali. Se viene fatta attenzione a tutti i minimi dettagli, il modello può diventare così complesso che è difficile a alcune volte impossibile da ottenere ed interpretare i risultati.

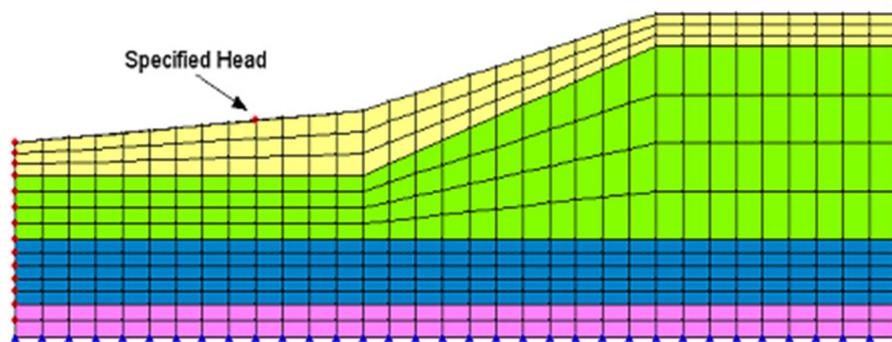
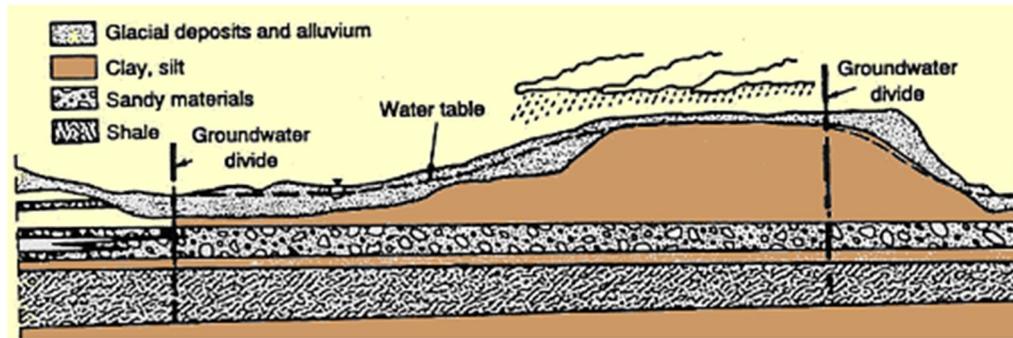


Figura 67 - Esempio di semplificazione della realtà

Come regola generale, un modello dovrebbe essere disegnato per rispondere a specifiche richieste. Bisogna costantemente chiedersi se, durante la modellizzazione, questa caratteristica darà effetti significativi sui risultati. Se si hanno dubbi, non si dovrebbe includerlo nel modello, al massimo non nelle prime fasi dell' analisi. Bisogna partire sempre con un modello semplificato.

In GeoStudio la geometria di un modello è definita nella sua interezza, prima della discretizzazione. Inoltre, algoritmi di generazione automatica della mesh sono sufficientemente avanzati.

L'intero modello può essere costituito seguendo questi semplici passi quali:

- Specificare la regione del suolo formata da linee e punti;
- Specificare ed assegnare i materiali ai vari punti, linee e regioni;
- Predefinire le condizioni al contorno sulla superficie della regione;
- Creazione della mesh.

Le soluzioni ai problemi numerici sono una diretta risposta alle condizioni al contorno impostate. Senza condizioni al contorno non sarebbe possibile ottenere una soluzione.

In un'analisi di seepage, l'equazione che governa il problema, sotto forma di matrici, è la seguente:

$$[K]\{H\} = \{Q\}$$

Dove:

- $[K]$ è una matrice di coefficienti relazionata alle proprietà geometriche e dei materiali;
- $\{H\}$ è un vettore dei carichi idraulici totali applicati ai nodi;
- $\{Q\}$ è un vettore nodale delle quantità dei flussi.

Infatti le condizioni al contorno possono essere espresse sotto forma di H o di Q. In un'analisi stazionaria, almeno un nodo dell'intera mesh dovrebbe avere specificato una condizione sotto forma di carico H.

Quando si specificano le condizioni al contorno per fenomeni di infiltrazione. Si può specificare o H oppure Q applicando o l'una o l'altra in vari modi.

L'acqua entra o esce dal sistema solo ai nodi dove H o Q sono specificati. In tutti i nodi senza una condizione specificata, Q è sempre nullo.

3.5.4) Risolutore: Steady-State Analysis

Ci sono due fondamentali tipi di analisi agli elementi finiti per lo studio del moto di filtrazione:

- *steady-state analysis* (moto stazionario);
- *transient analysis* (analisi transitoria).

Per il progetto in esame è stata utilizzata un'analisi del moto in regime stazionario.

L'analisi stazionaria descrive una situazione dove lo stato del modello è stazionario cioè non cambia. In un fenomeno di infiltrazione, per esempio, la stazionarietà è rappresentata dalla pressione e dal flusso dell'acqua. Se si ricerca un valore, questo significa che si conserverà in quello stato per sempre. In molti casi, dove il problema

geotecnico è esposto agli agenti atmosferici con le condizioni cicliche, è possibile che lo stato stazionario non si raggiunga mai. Una rete superficiale di infiltrazione ed evaporazione non raggiungerà mai un valore costante nel lungo tempo.

È molto importante capire che quando si fa un'analisi stazionaria, non si sta stimando dopo quanto tempo si raggiungeranno le condizioni finali. Si avrà solo una predizione di quello che succederà nel terreno con quel set di condizioni al contorno iniziali.

In un'analisi stazionaria non tenere in considerazione della componente tempo, significa semplificare enormemente le equazioni da risolvere. Dunque, allo stesso tempo si può arrivare a convergenza del risultato ma dipende anche dal grado di non linearità delle funzioni proprietà del suolo. L'analisi stazionaria toglie dall'equazione la variabile tempo omettendo l'intera funzione quantità volumetrica d'acqua³¹.

³¹ Definita "Volumetric Water Content function" e viene usata per capire come l'acqua viene assorbita o persa dal suolo se c'è un cambiamento di pressione (la si utilizza nelle "Transient Analysis").

4) PRESENTAZIONE ANALISI E RISULTATI

In questo capitolo verranno illustrati, ed analizzati, i risultati ottenuti con le simulazioni effettuate in Plaxis e GeoStudio.

4.1) Simulazioni: analisi sezione completa (fase input)

Come primo passo, è stata effettuata un'analisi della sezione completa (che viene riportata per semplicità), per valutare, in prima approssimazione, dove poteva avvenire il fenomeno di instabilità.

In Plaxis i parametri geotecnici dei terreni vengono introdotti in input. I valori assunti per i materiali utilizzati sono riassunti nella tabella seguente:

ID	Name	Type	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	k_x [m/day]	k_y [m/day]	ν [-]	E_{ref} [kN/m ²]	c_{ref} [kN/m ²]	φ [°]	ψ [°]
1	D1	Drained	15,0	20,0	0,0039	0,0039	0,35	2577,0	1,0	29,8	0,0
2	Ar	Drained	15,0	18,0	0,0051	0,0051	0,35	3856,0	1,0	29,0	0,0
3	C	Drained	16,0	18,0	2,2000E-4	2,2000E-4	0,35	5764,0	1,0	25,0	0,0
4	A	Drained	17,0	20,0	0,7910	0,7910	0,30	37582,0	1,0	36,7	0,0

Figura 68 - Tabella riassuntiva parametri utilizzati in Plaxis

Analogamente in GeoStudio, sono stati inseriti i parametri dei materiali in input. A differenza di Plaxis, i parametri si differenziano a seconda del modulo che si utilizza; infatti in SEEP/W sono stati inseriti i valori delle permeabilità:

Materiale	Permeabilità (m/sec)
D1	4,53E-01
Ar	5,91E-05
C	2,55E-04
A	9,16E-01

Figura 69 - Tabella riassuntiva valori permeabilità utilizzati in Seep/W

Invece in SLOPE/W sono stati inseriti i valori, utilizzando il modello alla Mohr-Coulomb:

Il programma svolge l'analisi all'equilibrio limite andando a definire, per varie superfici di scorrimento, il coefficiente di sicurezza. Tale programma individua tra le infinite superfici, quella critica, cioè quella con il fattore di sicurezza minore.

Materiale	γ_{sat} (kN/m³)	Coesione (kPa)	ϕ (°)
D1	20,00	1,00	29,82
Ar	18,00	1,00	29,00
C	18,00	1,00	24,99
A	20,00	1,00	36,71

Figura 70 - Tabella riassuntiva parametri utilizzati in Slope/W

Per le condizioni al contorno, sono state definite in questo modo:

- “*Potential Seepage Face*” in cui c'è un flusso Q nullo, assegnato lato campagna;
- “*Reservoir*” in cui è stato assegnato un carico H costante, pari a 28,58m agente lato fiume.

Nelle analisi svolte si è utilizzato il metodo chiamato “Auto-locate” per la determinazione delle superfici di scivolamento.

La sezione di analisi è la seguente:

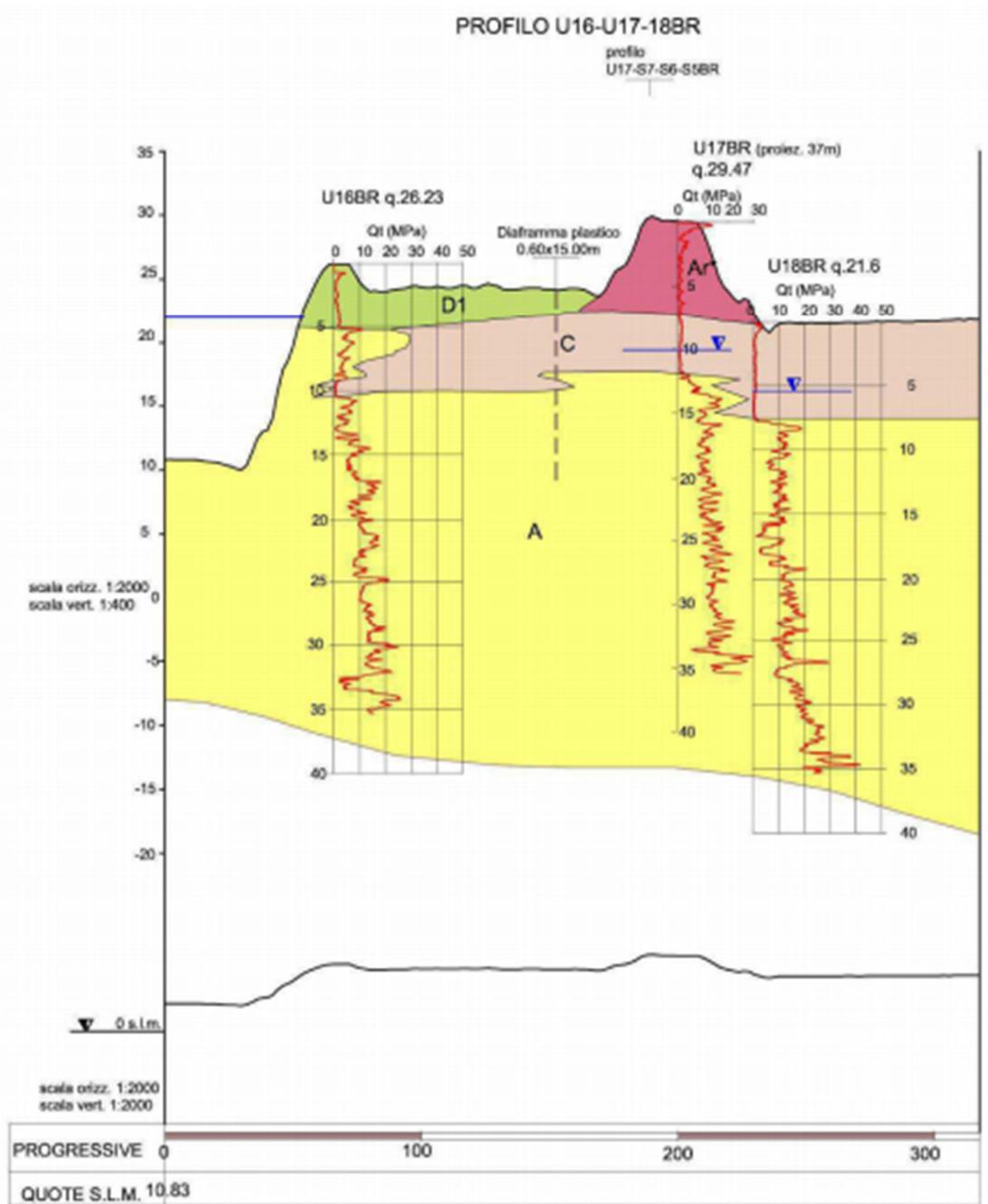


Figura 71 - Sezione di analisi denominata "SEZ6_GU" della Macroarea di Guastalla

Le analisi sono state eseguite con un livello di portata di piena pari a $Q(m) = 28,58$ m

IN PLAXIS:

In Plaxis Input, è stata modellata la geometria, inseriti i materiali con i rispettivi parametri geotecnici, le condizioni dei vincoli e la mesh utilizzata per le analisi (il Plaxis lavora con elementi triangolari) che è stata raffittita in prossimità dell'argine e del substrato di fondazione:

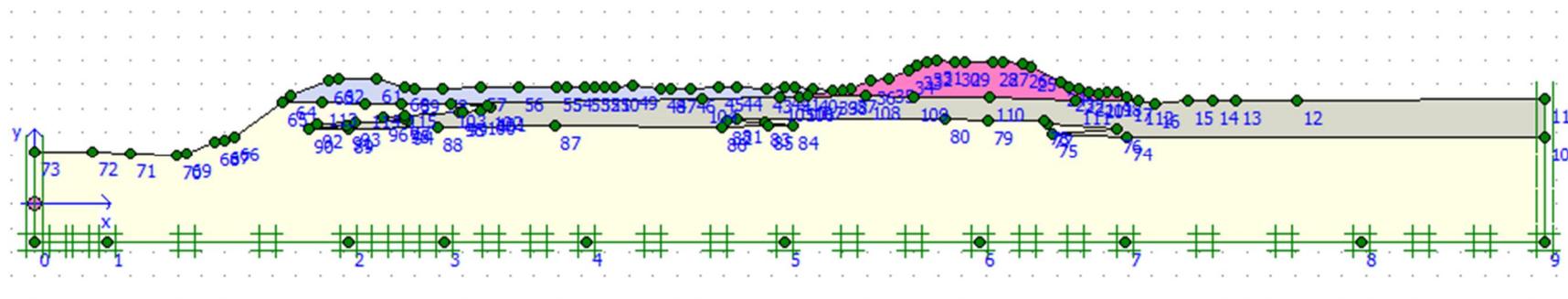


Figura 72 - Fase di input in Plaxis: geometria, materiali e vincoli della sezione completa

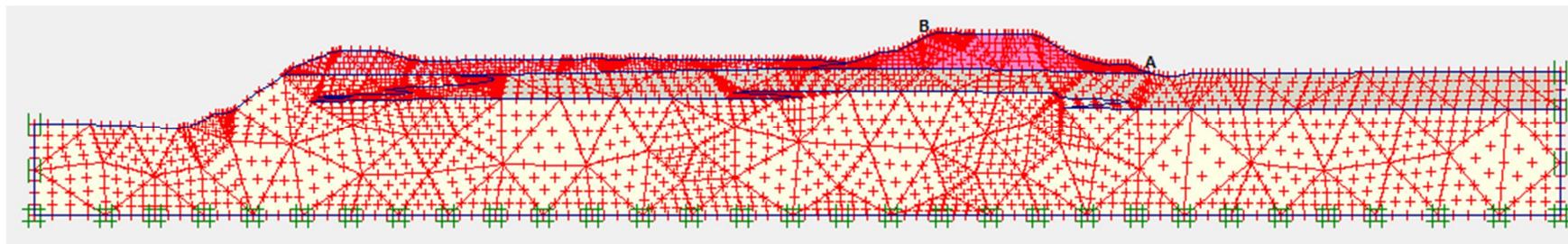


Figura 73 - Fase di input in Plaxis: Mesh utilizzata per l'analisi della sezione completa

IN GEOSTUDIO:

Nel SEEP/W, sono stati inseriti la geometria, i materiali, le condizioni al contorno e la mesh utilizzata (in GeoStudio è possibile scegliere vari tipi di elementi e sono stati utilizzati elementi quadrati e triangolari):

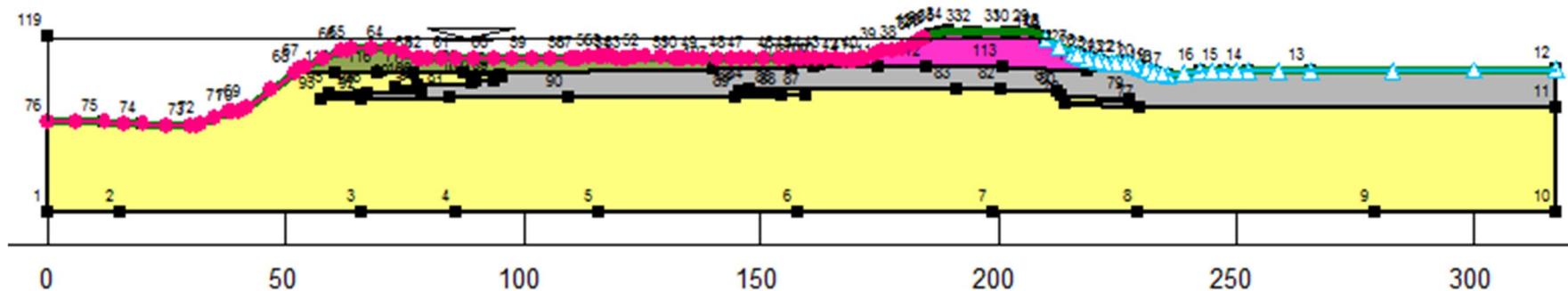


Figura 74 - Fase di input in Seep/W: geometria, materiali e vincoli della sezione completa

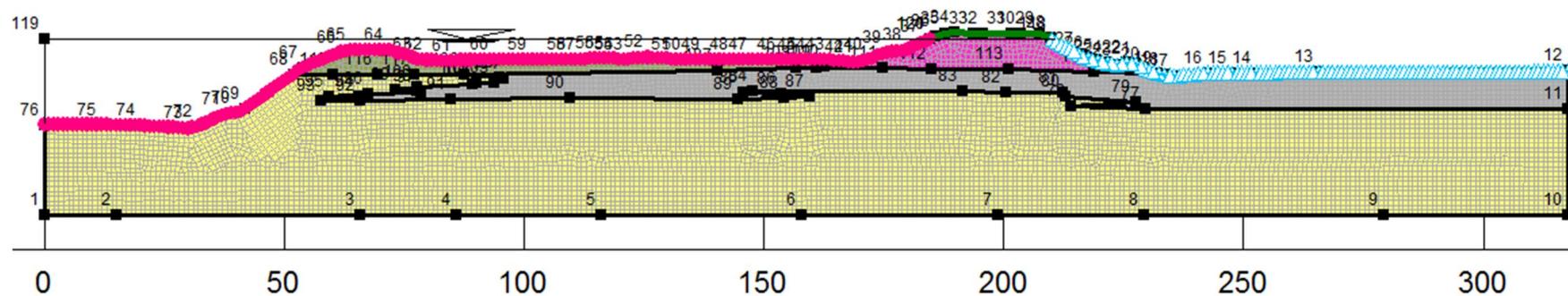


Figura 75 - Fase di input in Seep/W: Mesh e condizioni al contorno della sezione completa

4.2) Simulazioni: analisi sezione completa (fase calcolo)

Per le fasi di calcolo, i due software si differenziano nell'impostazioni. Infatti, mentre in GeoStudio, basta inserire le condizioni al contorno agenti sulle superfici, in Plaxis bisogna inserirle nella schermata di "Plaxis Calculations" come definizione delle pressioni agenti sul modello:

in Plaxis sono state impostate due fasi di calcolo:

- fase denominata "*Calc*": in cui viene eseguita un'analisi plastica con l'opzione di "Updated Mesh" attiva (si può leggere con la scritta "UM+");
- fase denominata "*FS_final*": in cui viene eseguita un'analisi phi-c reduction per la determinazione del fattore di sicurezza FS

IN PLAXIS:

Dopo le fasi di input si passa allo step successivo, che rappresenta una fase intermedia tra l'input e la fase di calcolo, dove si procede all'assegnazione dei carichi agenti. In questo caso si è calcolato il flusso delle acque agente sul modello.

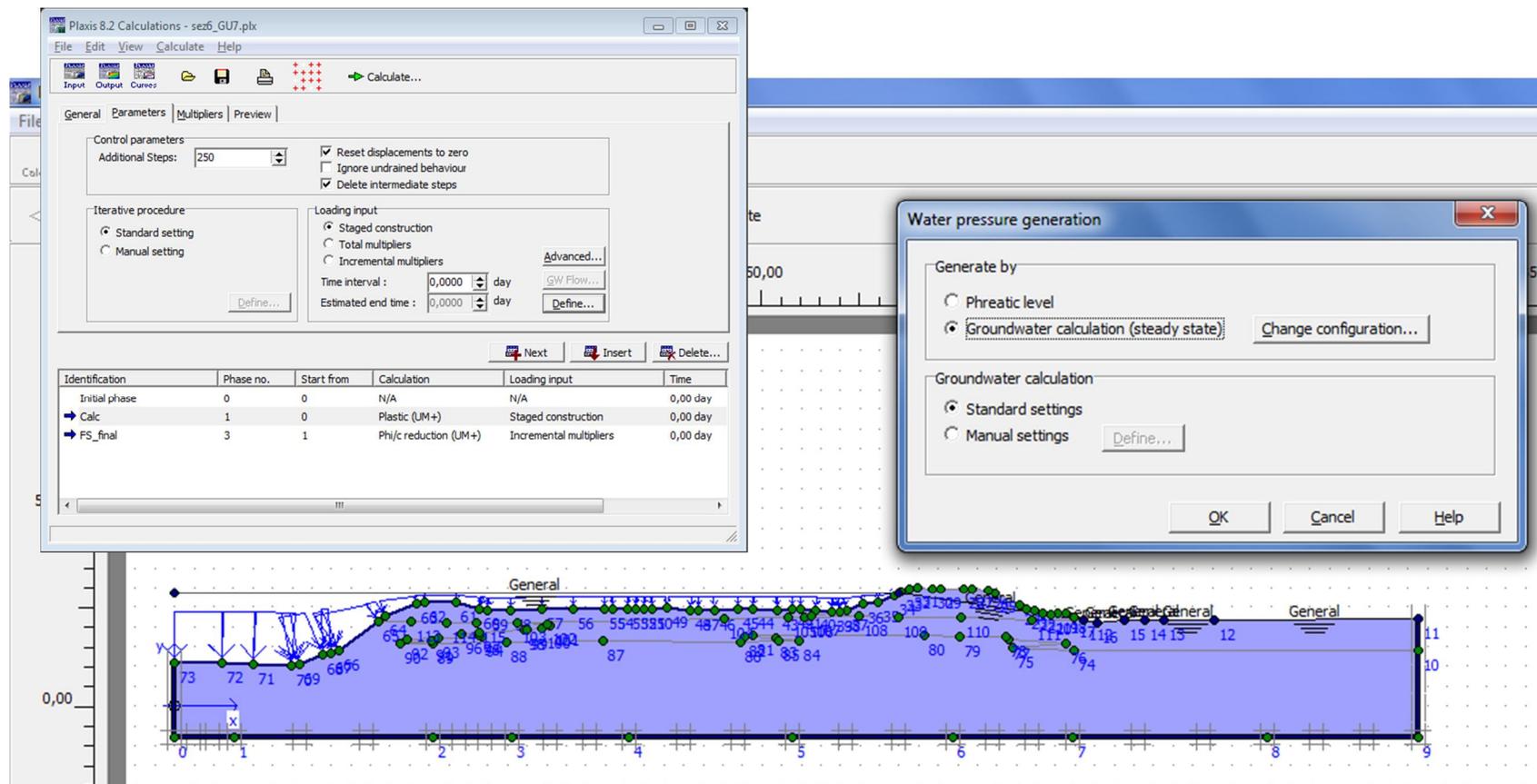


Figura 76 – Fase di generazione del livello di falda tramite la funzione “Groundwater Calculation”

Lanciando la “Groundwater Calculations”, si è ottenuto il seguente risultato in termini di vettori del campo di flusso:

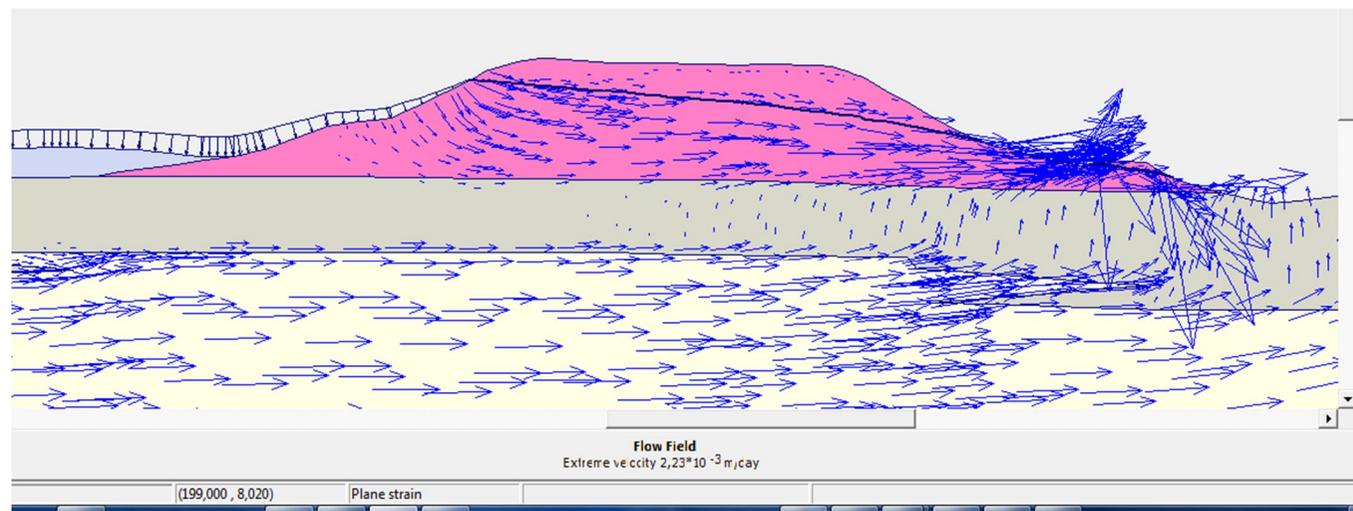
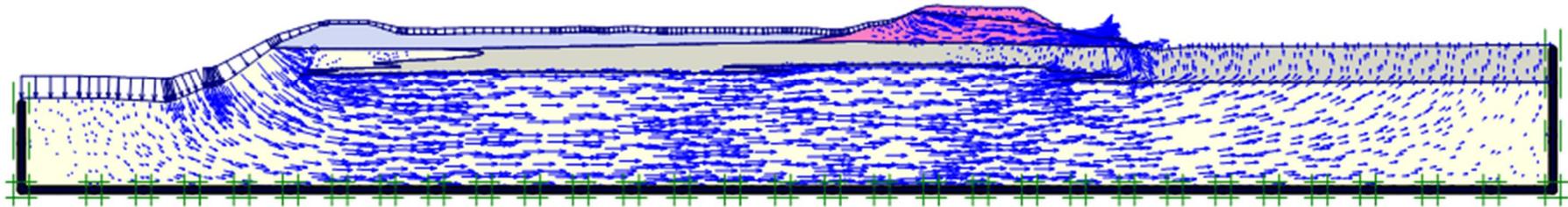
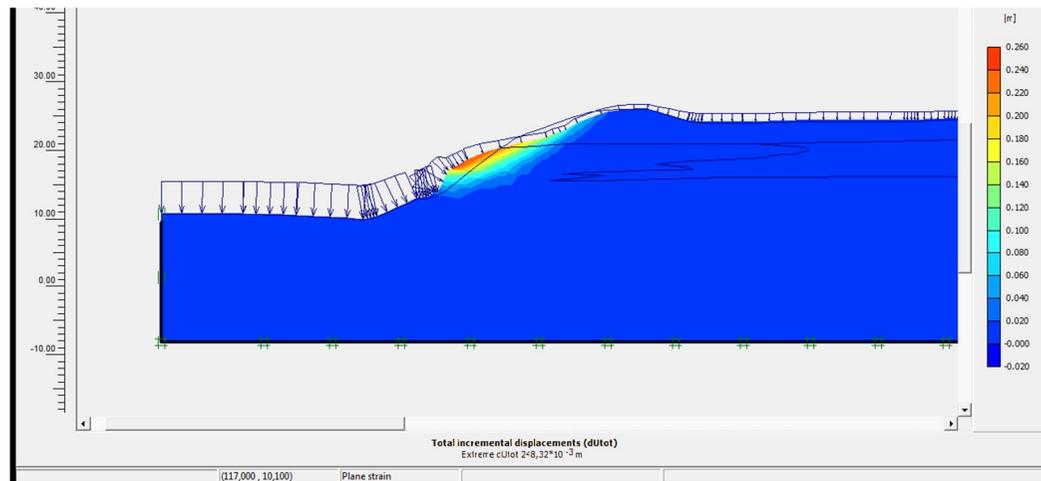
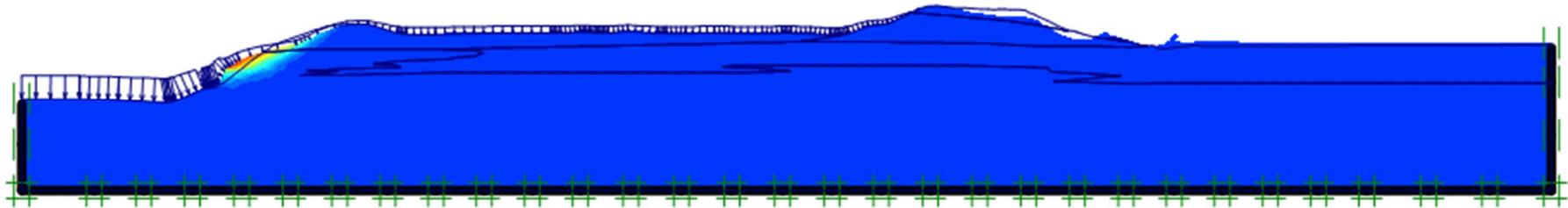


Figura 77 - Distribuzione del flusso dei vettori esercitati dall'acqua generati mediante la funzione “Groundwater Calculations” e particolare del flusso di vettori alla base dell'argine sulla sezione completa

Dopo aver lanciato l'analisi, in output, si possono vedere ed analizzare varie caratteristiche. Tra cui il campo di spostamenti (con vista "shadings"), che evidenzia il fenomeno di instabilità in lontananza dall'argine, avvenendo nel corpo golenale lato fiume. Il coefficiente di sicurezza è pari a $FS=1,471$:



Calculation information			
Multipliers		Step Info	
Step	106 of 106	Extrapolation factor	1,000
UPDATED MESH STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers			
	Incremental Multipliers	Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp: 0,000	Σ -Mdisp:	1,000
Load system A	MloadA: 0,000	Σ -MloadA:	1,000
Load system B	MloadB: 0,000	Σ -MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight: 0,000	Σ -Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel: 0,000	Σ -Maccel:	0,000
Streight reduction factor	Msf: 0,010	Σ -Msf:	1,471
Time	Increment: 0,000	End time:	0,000
Dynamic Time	Increment: 0,000	End time:	0,000

Figura 78 - Rappresentazione degli spostamenti totali derivanti dalle operazioni di calcolo e Fattore di Sicurezza

IN GEOSTUDIO:

In Seep/W è stata effettuata una “Steady-State Seepage Analysis” per il calcolo del moto di filtrazione, prendendo in considerazione le condizioni al contorno impostate di carico H e di flusso Q:

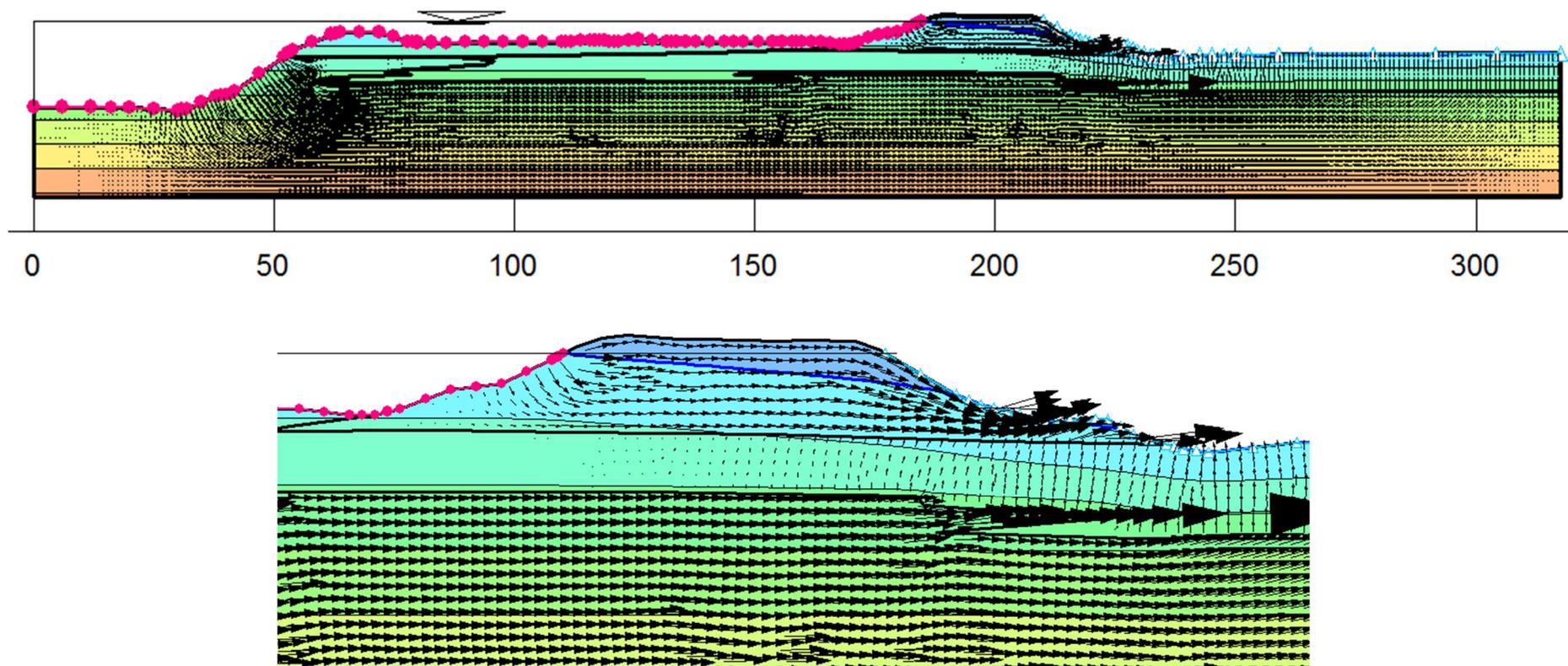


Figura 79 - Schermata di output delle pressioni esercitate dall'acqua individuate dall'analisi steady-state e particolare del moto di filtrazione agente nell'argine della sezione intera

Come si può vedere con i vari metodi di analisi, si sono ottenuti differenti valori dei fattori di sicurezza:

metodo:	FS
Bishop	1,354
Janbu	1,257
Morgestern-Price	1,290

Figura 81 - Tabella risultati dei FS ottenuti in Slope/W (sezione completa)

Per i metodi sovraesposti si evince che c'è la stabilità.

4.3) Simulazioni: analisi sezione ridotta (fase input)

In questa fase, ci si è concentrati su una sezione ridotta, per individuare i possibili meccanismi di collasso del sistema argine–substrato di fondazione.

In Plaxis i valori dei parametri geotecnici dei terreni sono invariati. Analogamente in GeoStudio.

Allo stesso modo sono state fissate le condizioni al contorno:

- “*Potential Seepage Face*” in cui c’è un flusso Q nullo, assegnato lato campagna);
- “*Reservoir*” in cui è stato assegnato un carico H costante, pari a 28,58m agente lato fiume.

Nelle analisi svolte si è utilizzato il metodo chiamato “Auto-locate” per la determinazione delle superfici di scivolamento.

IN PLAXIS:

In Input, è stata modellata la geometria, inseriti i materiali con i rispettivi parametri geotecnici, le condizioni dei vincoli e la mesh utilizzata per le analisi che è stata raffittita in prossimità dell'argine e del substrato di fondazione:

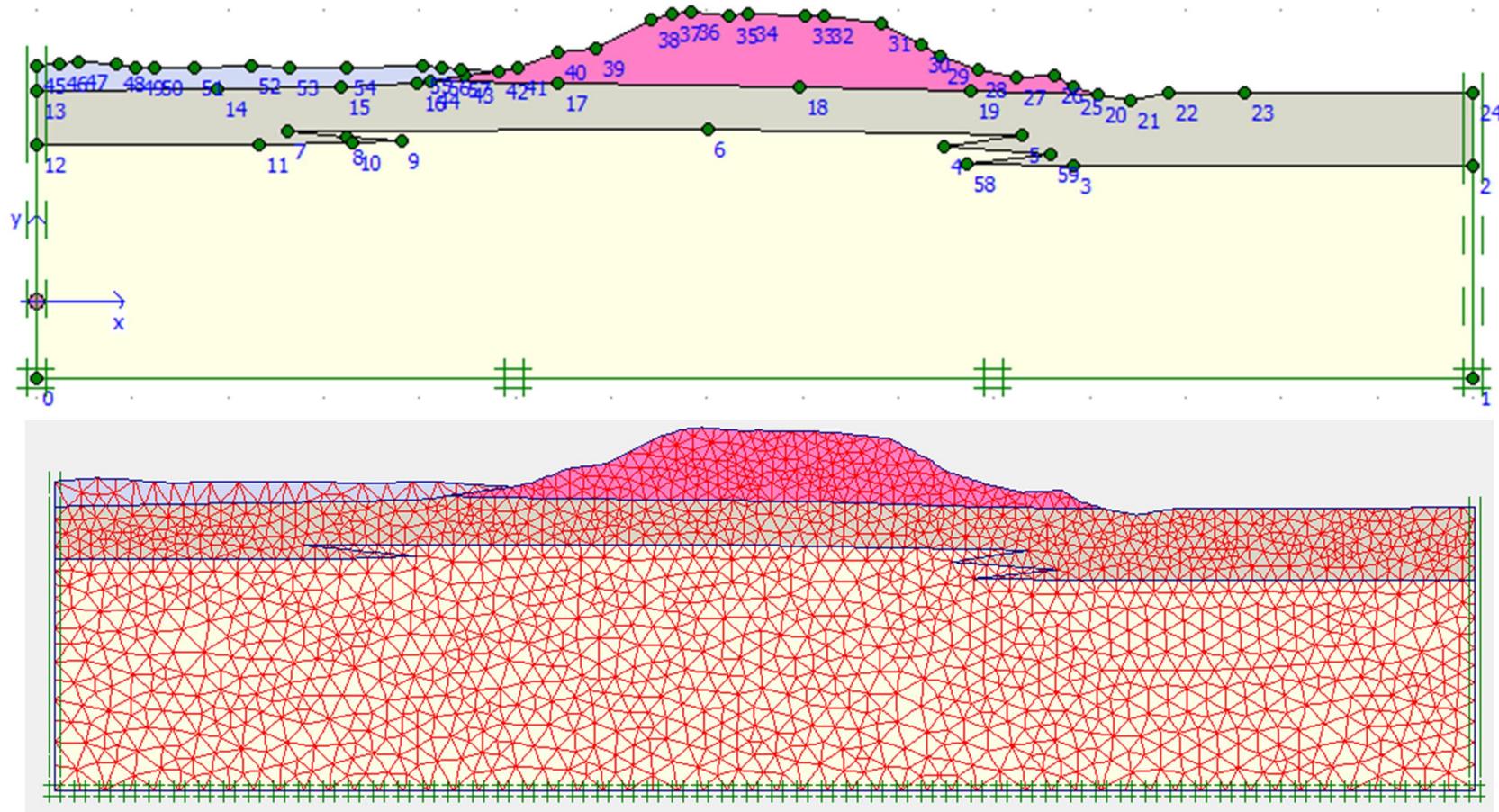


Figura 82 - Fase di input in Plaxis: geometria, materiali, vincoli e mesh della sezione ridotta

IN GEOSTUDIO:

Nel SEEP/W, sono stati inseriti la geometria, i materiali, le condizioni al contorno e la mesh utilizzata (in GeoStudio è possibile scegliere vari tipi di elementi e sono stati utilizzati elementi quadrati e triangolari):

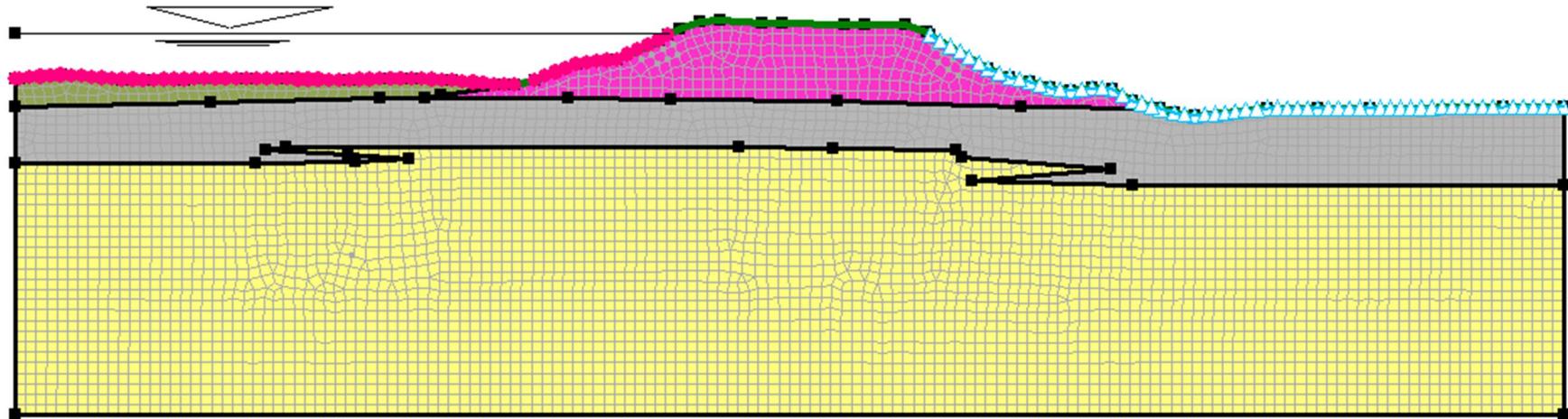


Figura 83 - Fase di input in Seep/W: geometria, materiali, vincoli e mesh della sezione ridotta

4.4) Simulazioni: analisi sezione ridotta (fase calcolo)

Per le fasi di calcolo, i due software si differenziano nell'impostazioni. Infatti, mentre in GeoStudio, basta inserire le condizioni al contorno agenti sulle superfici, in Plaxis bisogna inserirle nella schermata di "Plaxis Calculations" come definizione delle pressioni agenti sul modello:

in Plaxis sono state impostate due fasi di calcolo:

- fase denominata "*Calc*": in cui viene eseguita un'analisi plastica con l'opzione di "Updated Mesh" attiva (si può leggere con la scritta "UM+");
- fase denominata "*FS_final*": in cui viene eseguita un'analisi phi-c reduction per la determinazione del fattore di sicurezza FS

IN PLAXIS:

Dopo le fasi di input si passa allo step successivo, che rappresenta una fase intermedia tra l'input e la fase di calcolo, dove si procede all'assegnazione dei carichi agenti, come condizioni iniziali. In questo caso si è calcolato il flusso delle acque agente sul modello.

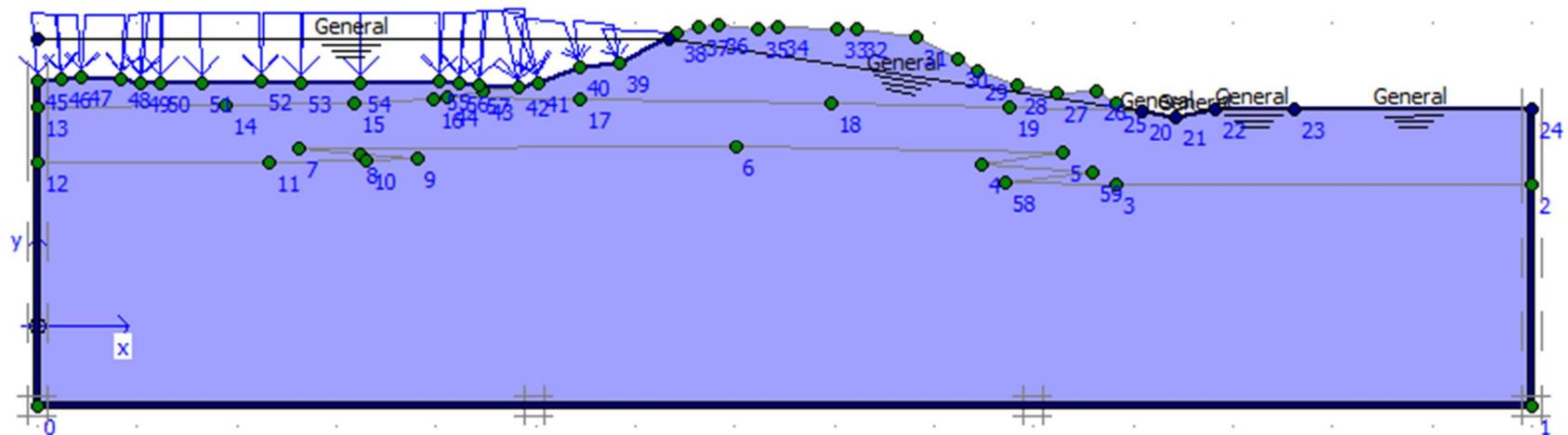


Figura 84 - Fase di generazione del livello di falda tramite la funzione "Groundwater Calculation" della sezione ridotta

Lanciando la “Groundwater Calculations”, si è ottenuto il seguente risultato in termini di vettori del campo di flusso:

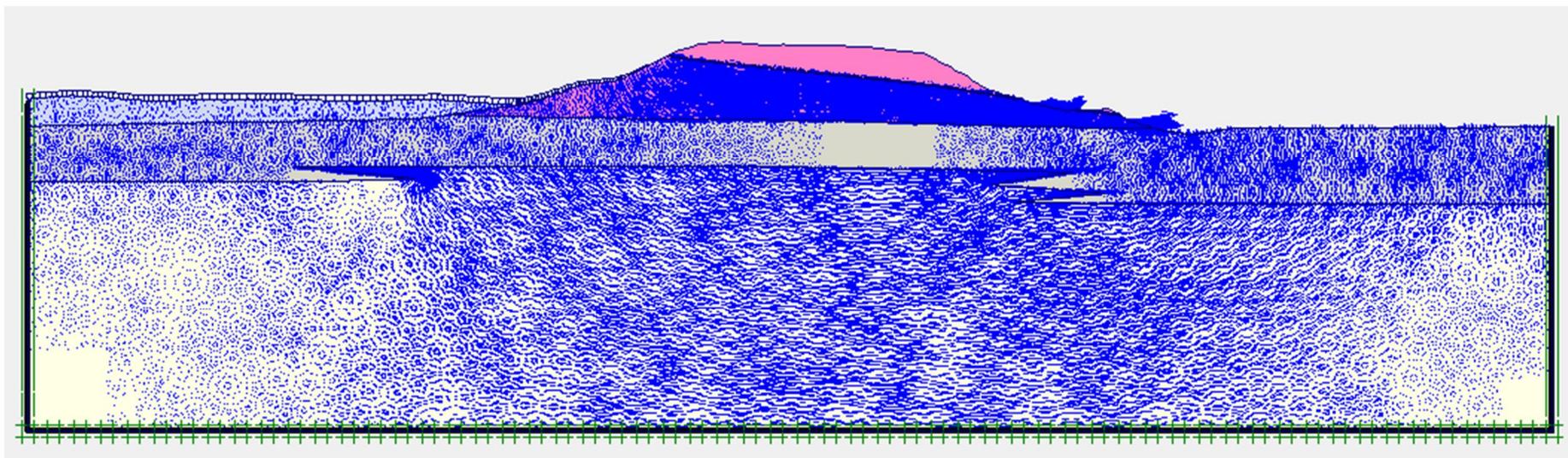


Figura 85 – Distribuzione del flusso dei vettori esercitati dall’acqua generati mediante la funzione “Groundwater Calculations” e particolare del flusso di vettori alla base dell’argine della sezione ridotta

Dopo aver lanciato l'analisi, in output, si possono vedere ed analizzare varie caratteristiche. Tra cui il campo di spostamenti (con vista "shadings"), che evidenzia il meccanismo di collasso che avviene ai piedi dell'argine. Il coefficiente di sicurezza non viene calcolato, perché il meccanismo di collasso ha portato a rottura il terreno e quindi non può partire la seconda fase di calcolo per l'analisi "phi-c reduction":

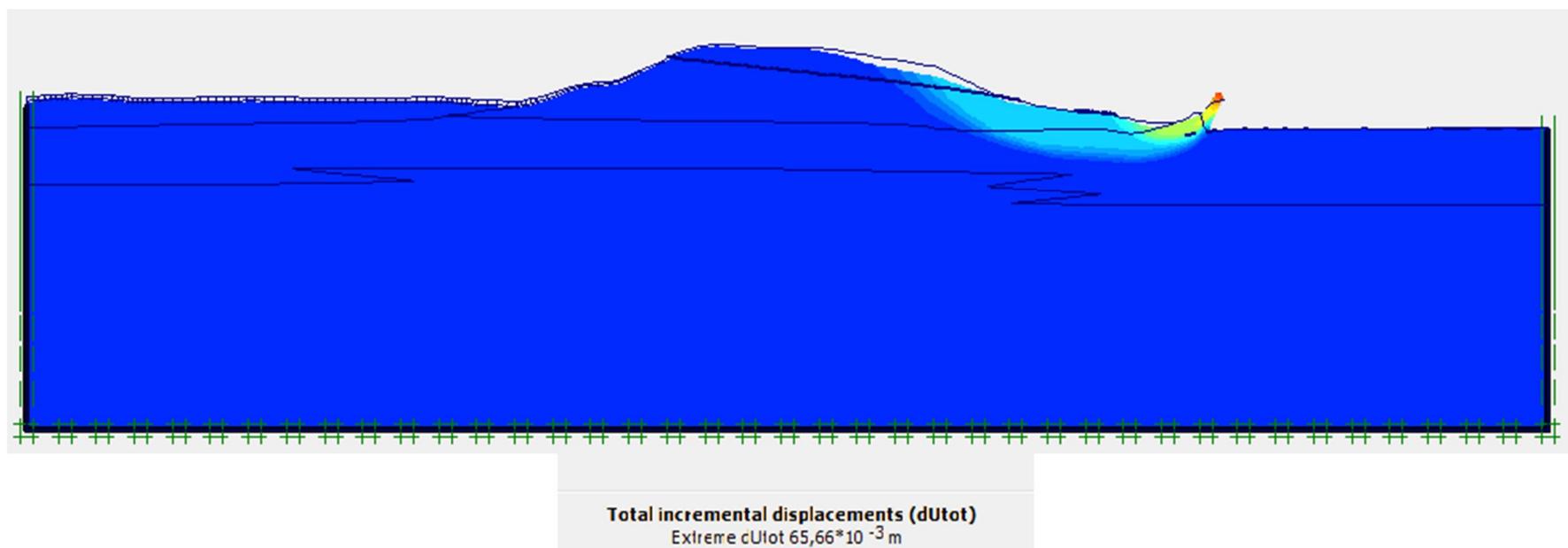


Figura 86 - Rappresentazione degli spostamenti totali con vista shadings, in cui si evidenzia la formazione della superficie di scivolamento con annesso collasso del terreno alla base dell'argine

IN GEOSTUDIO:

in Seep/W è stata effettuata una “Steady-State Seepage Analysis” per il calcolo del moto di filtrazione, prendendo in considerazione le condizioni al contorno impostate di carico H e di flusso Q:

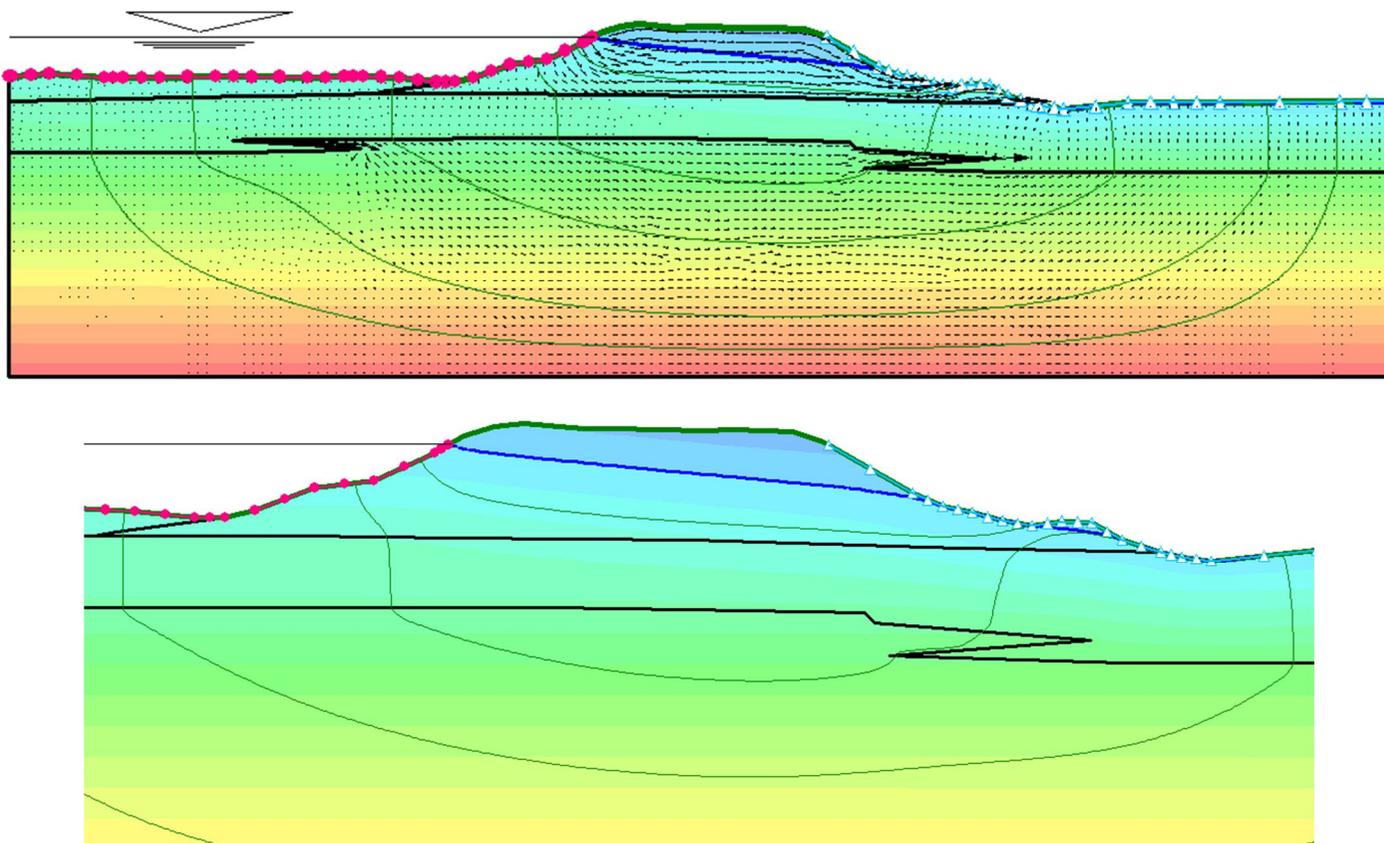


Figura 87 - Schermata di output delle pressioni esercitate dall'acqua individuate dall'analisi steady-state e particolare del moto di filtrazione agente nell'argine della sezione ridotta

IN SLOPE/W, una volta determinato il moto di filtrazione, questo viene importato in Slope/W tramite l'opzione "Parent Analysis" e si è proceduto al calcolo dei Fattori di Sicurezza con vari metodi di analisi.

Le direzioni di movimento possono essere:

- da sinistra verso destra;
- da destra verso sinistra;

Considerando come direzione di movimento da destra verso sinistra, cioè per verificare la stabilità dell'argine lato fiume:

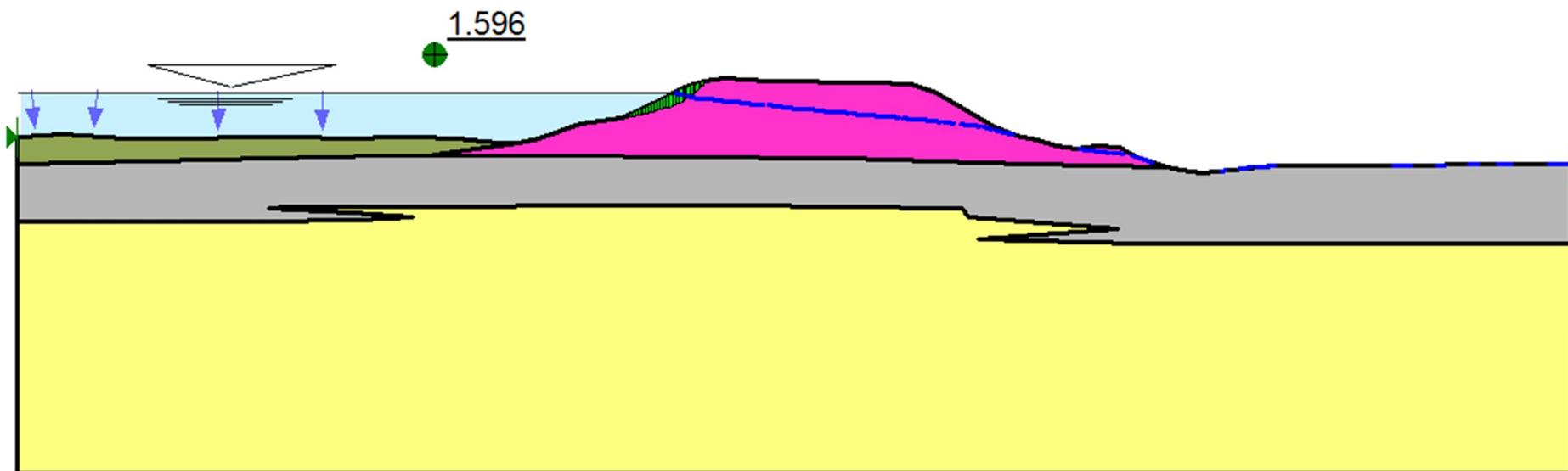


Figura 88 - Sezione ridotta: risultato della scelta come direzione di movimento della massa di terreno da destra verso sinistra

Considerando come direzione di movimento da sinistra verso destra:

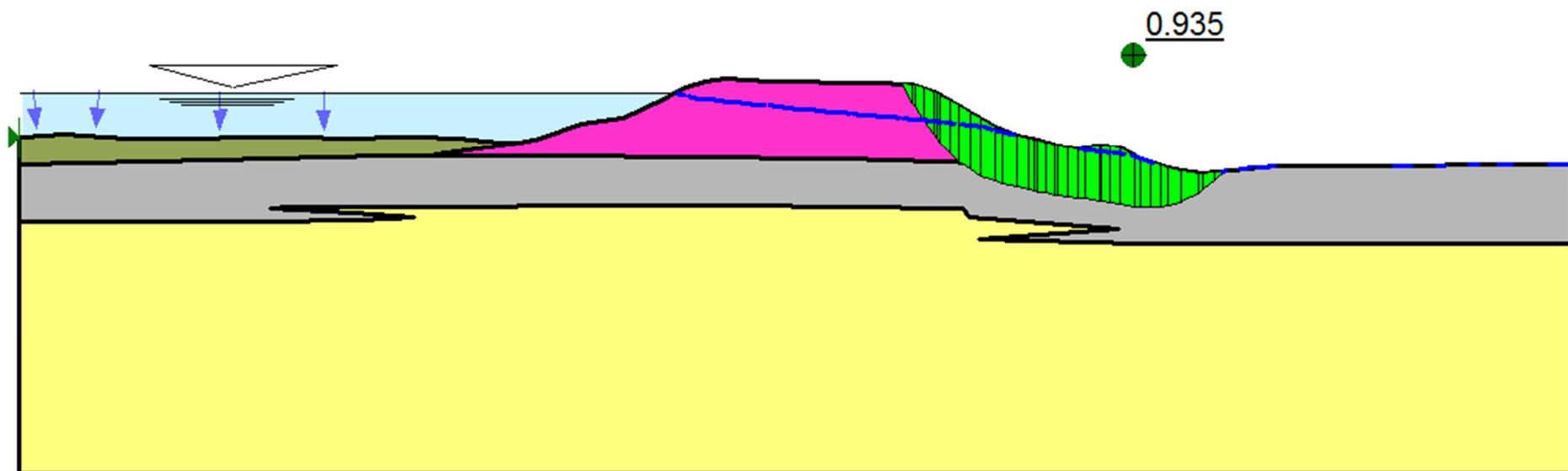


Figura 89 - Sezione ridotta: risultato della scelta come direzione di movimento della massa di terreno da sinistra a destra

Considerando la direzione di movimento da destra verso sinistra, si può vedere che i fattori di sicurezza sono tutti, ampiamente, maggiori dell'unità. Questo conduce ad una maggiore sicurezza per la stabilità dell'argine lato fiume.

metodo:	FS
Fellenius	1,409
Bishop	1,779
Janbu	1,548
Morgestern-Price	1,596

Figura 90 - Tabella risultati dei FS ottenuti in Slope/W con direzione di movimento da destra verso sinistra (sezione ridotta)

Discorso differente se si ipotizza la direzione di movimento da sinistra verso destra, cioè lato campagna:

metodo:	FS
Fellenius	0,715
Bishop	1,012
Janbu	0,848
Morgestern-Price	0,935

Figura 91 - Tabella risultati dei FS ottenuti in Slope/W con direzione di movimento da sinistra verso destra (sezione ridotta)

Tutti i fattori di sicurezza, ottenuti con i vari metodi, sono inferiori all'unità. Questo conduce ad un risultato analogo a quanto riscontrato in Plaxis, cioè in una situazione come quella descritta dall'analisi, in assenza di argine golenale, soggetto ad una tale portata di piena, si avrebbe il collasso dell'argine.

4.5) Simulazioni: analisi sezione falda piano campagna (fase input)

In questa fase, ci si è concentrati su una sezione ridotta considerando il livello di falda al piano campagna, per comprendere se l'instabilità è dovuta al moto di filtrazione oppure ai carichi agenti sull'argine.

In Plaxis i valori dei parametri geotecnici dei terreni sono invariati.

In GeoStudio sono state fissate le condizioni al contorno:

- “*Potential Seepage Face*” in cui c'è un flusso Q nullo, assegnato lato campagna);
- “*Reservoir*” in cui è stato assegnato un carico H agente lato fiume al piano campagna.

Nelle analisi svolte si è utilizzato il metodo chiamato “Auto-locate” per la determinazione delle superfici di scivolamento.

IN PLAXIS:

In Input, è stata modellata la geometria, inseriti i materiali con i rispettivi parametri geotecnici, le condizioni dei vincoli e la mesh utilizzata per le analisi che è stata raffittita in prossimità dell'argine e del substrato di fondazione:

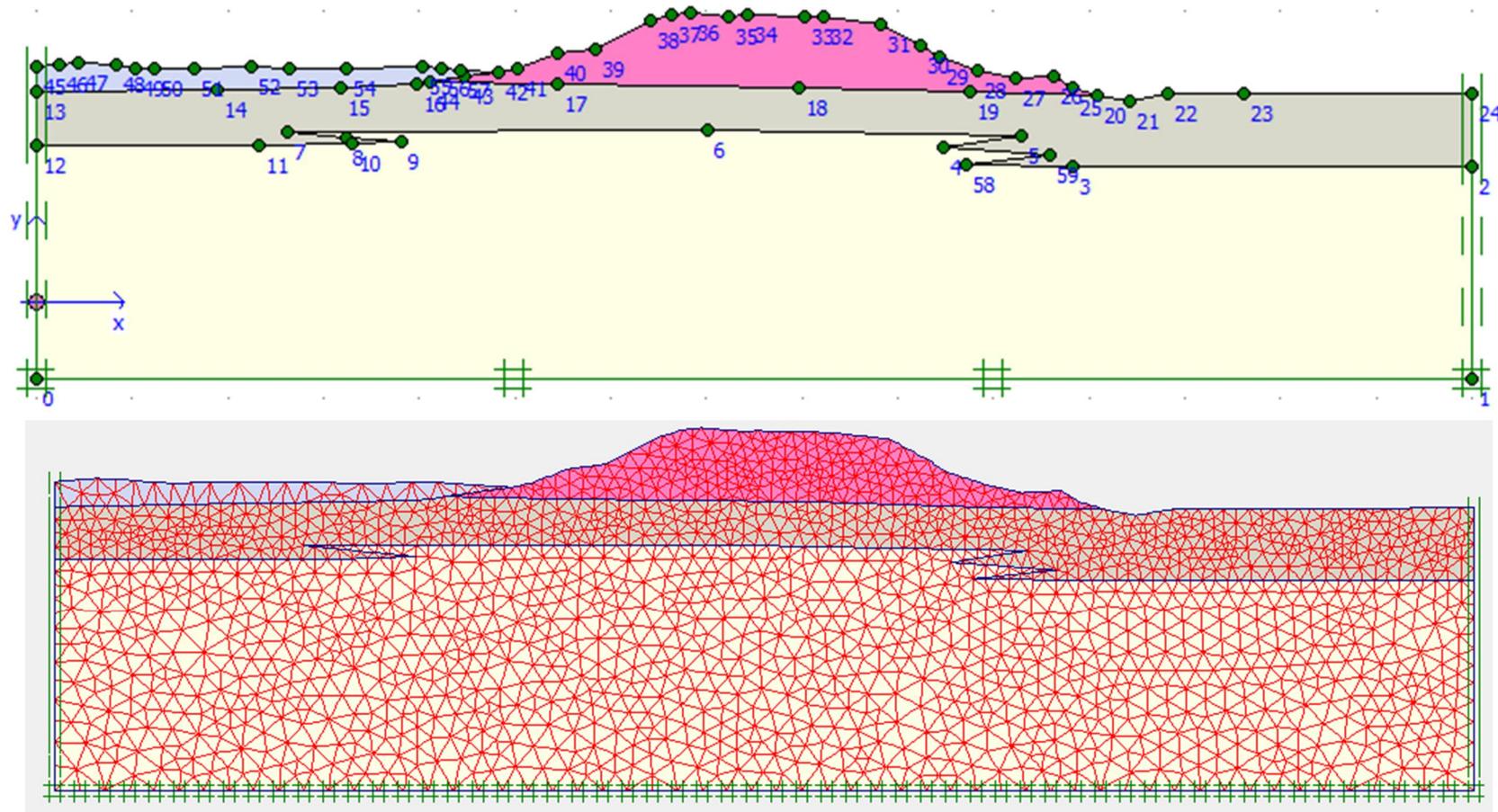


Figura 92 - Fase di input in Plaxis: geometria, materiali, vincoli e mesh della sezione ridotta

IN GEOSTUDIO:

Nel SEEP/W, sono stati inseriti la geometria, i materiali, le condizioni al contorno e la mesh utilizzata (in GeoStudio è possibile scegliere vari tipi di elementi e sono stati utilizzati elementi quadrati e triangolari):

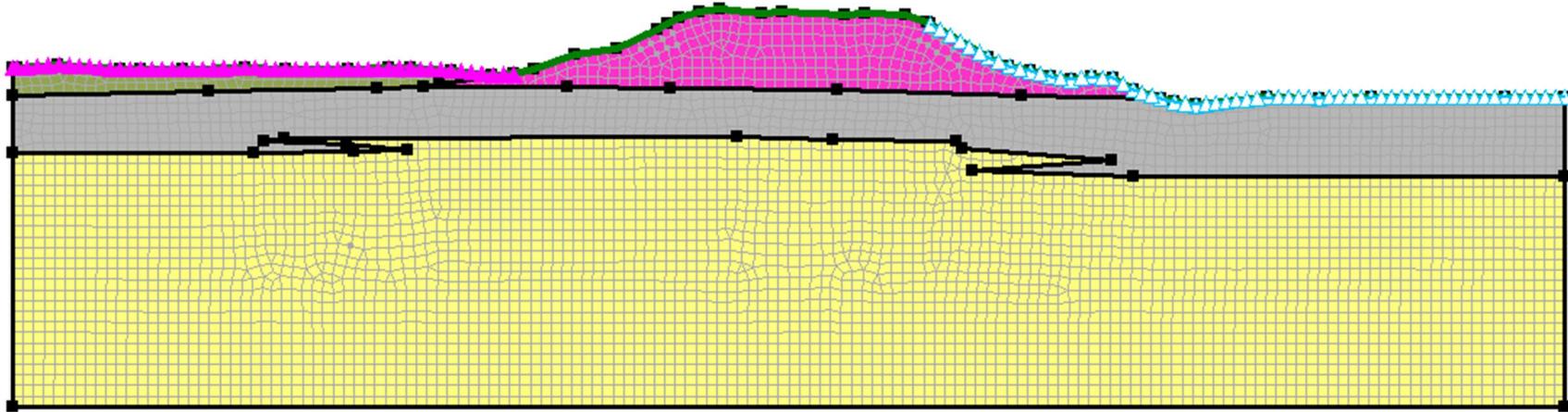


Figura 93 - Fase di input in Seep/W: geometria, materiali, vincoli e mesh della sezione con livello idrico agente a piano campagna

4.6) Simulazioni: analisi sezione falda piano campagna (fase calcolo)

Per le fasi di calcolo, i due software si differenziano nell'impostazioni. Infatti, mentre in GeoStudio, basta inserire le condizioni al contorno agenti sulle superfici, in Plaxis bisogna inserirle nella schermata di "Plaxis Calculations" come definizione delle pressioni agenti sul modello:

in Plaxis sono state impostate due fasi di calcolo:

- fase denominata "*Calc*": in cui viene eseguita un'analisi plastica con l'opzione di "Updated Mesh" attiva (si può leggere con la scritta "UM+");
- fase denominata "*FS_final*": in cui viene eseguita un'analisi phi-c reduction per la determinazione del fattore di sicurezza FS

IN PLAXIS:

Dopo le fasi di input si passa allo step successivo, che rappresenta una fase intermedia tra l'input e la fase di calcolo, dove si procede all'assegnazione dei carichi agenti, come condizioni iniziali. In questo caso si è calcolato il flusso delle acque agente sul modello.

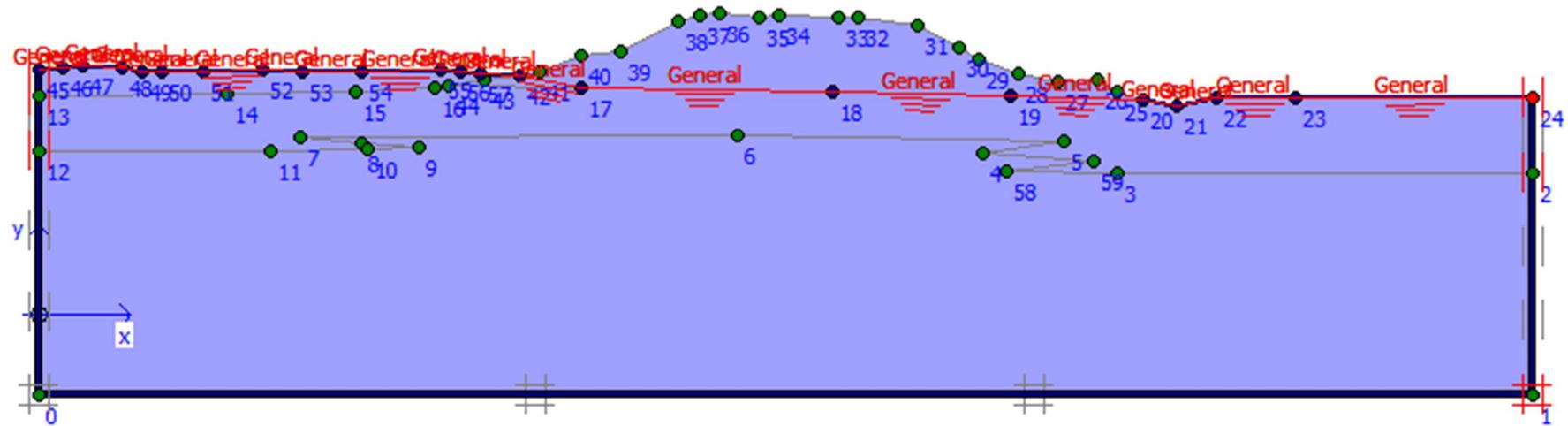


Figura 94 - Fase di generazione del livello di falda tramite la funzione "Groundwater Calculation" della sezione ridotta

Lanciando la “Groundwater Calculations”, si è ottenuto il seguente risultato in termini di vettori del campo di flusso:

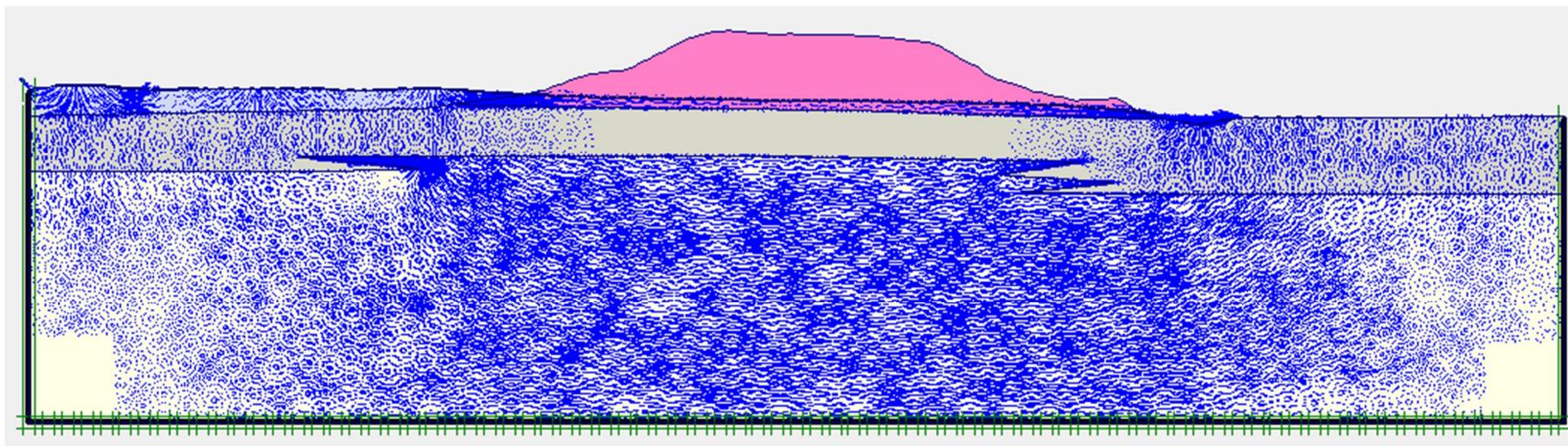


Figura 95 – Distribuzione del flusso dei vettori esercitati dall’acqua generati mediante la funzione “Groundwater Calculations” e particolare del flusso di vettori alla base dell’argine della sezione ridotta

Dopo aver lanciato l'analisi, in output, si possono vedere ed analizzare varie caratteristiche. Tra cui il campo di spostamenti (con vista "shadings"), che evidenzia una piccola concentrazione dei vettori spostamento al piede dell'argine. Il coefficiente di sicurezza è pari a FS=1,605:

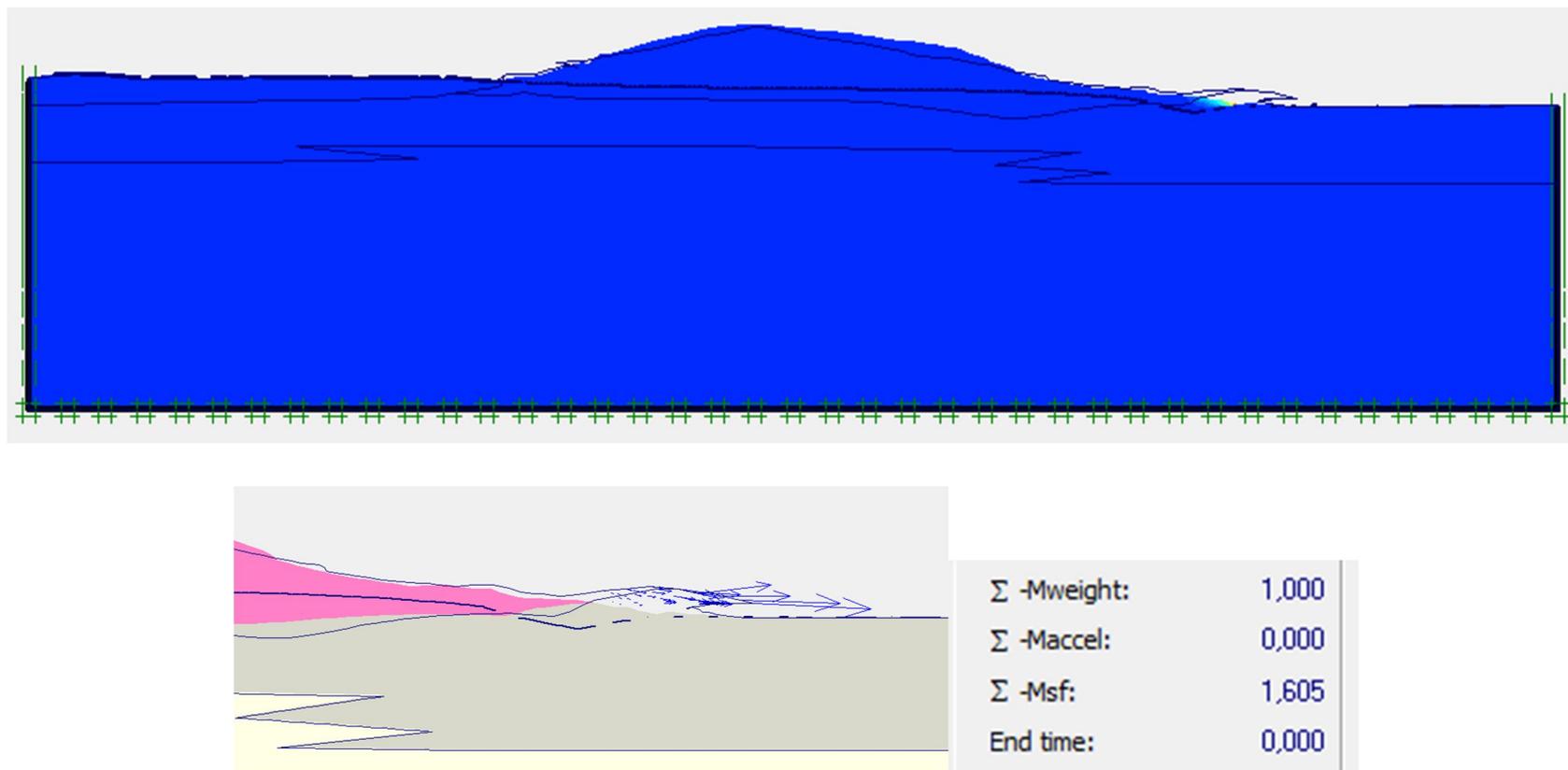


Figura 96 - Rappresentazione degli spostamenti totali con vista shadings, e particolare al piede dell'argine in cui si evidenzia una leggera modifica che risulta inconsistente con annesso valore del fattore di sicurezza FS=1,605

IN GEOSTUDIO:

in Seep/W è stata effettuata una “Steady-State Seepage Analysis” per il calcolo del moto di filtrazione, prendendo in considerazione le condizioni al contorno impostate di carico H e di flusso Q:

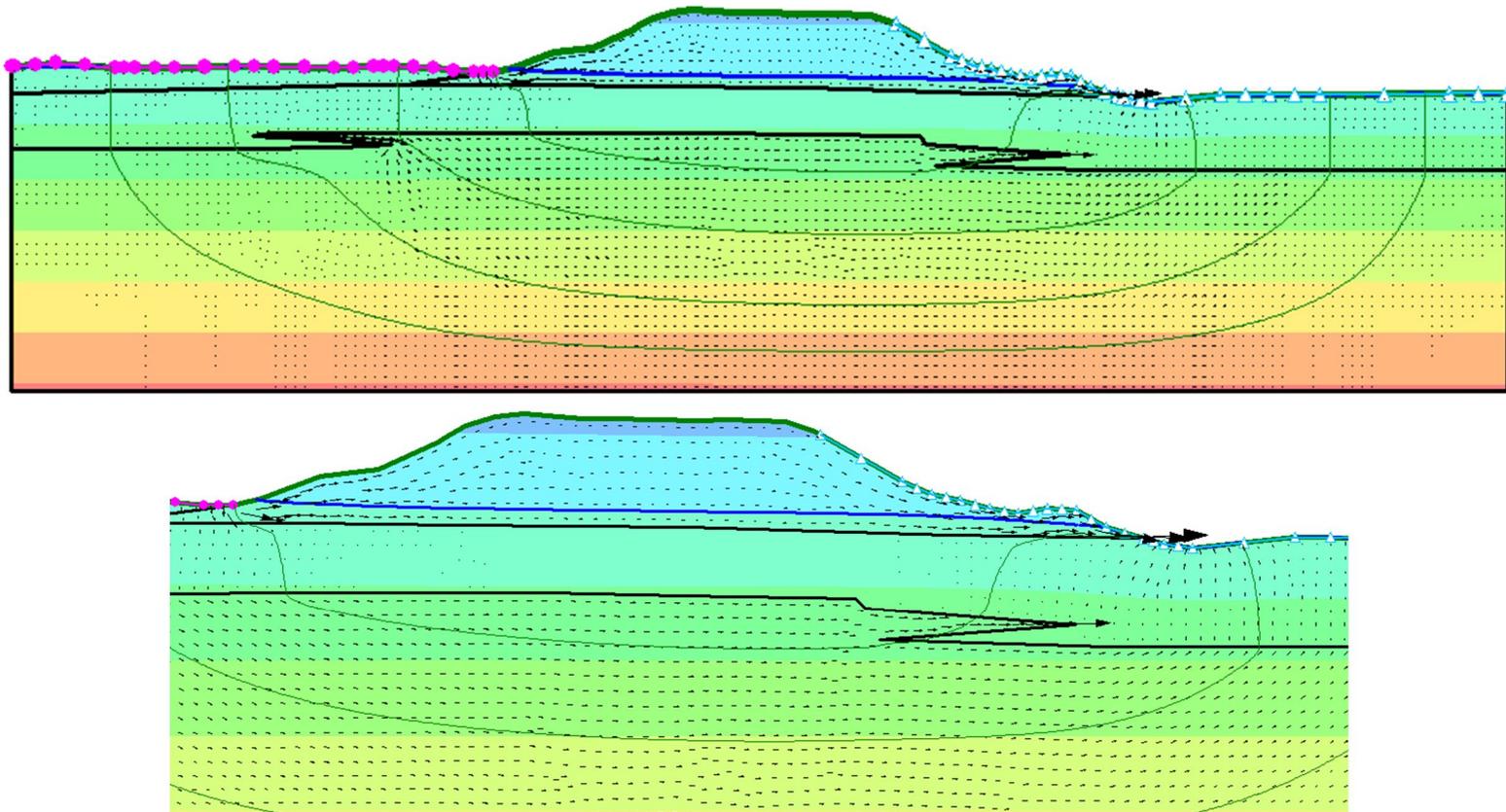


Figura 97 - Schermata di output delle pressioni esercitate dall'acqua individuate dall'analisi steady-state e particolare del moto di filtrazione agente nell'argine della sezione con falda agente a piano campagna

IN SLOPE/W, una volta determinato il moto di filtrazione, questo viene importato in Slope/W tramite l'opzione "Parent Analysis" e si è proceduto al calcolo dei Fattori di Sicurezza con vari metodi di analisi.

Le direzioni di movimento possono essere:

- da sinistra verso destra;
- da destra verso sinistra;

Considerando come direzione di movimento da destra verso sinistra, cioè per verificare la stabilità dell'argine lato fiume:

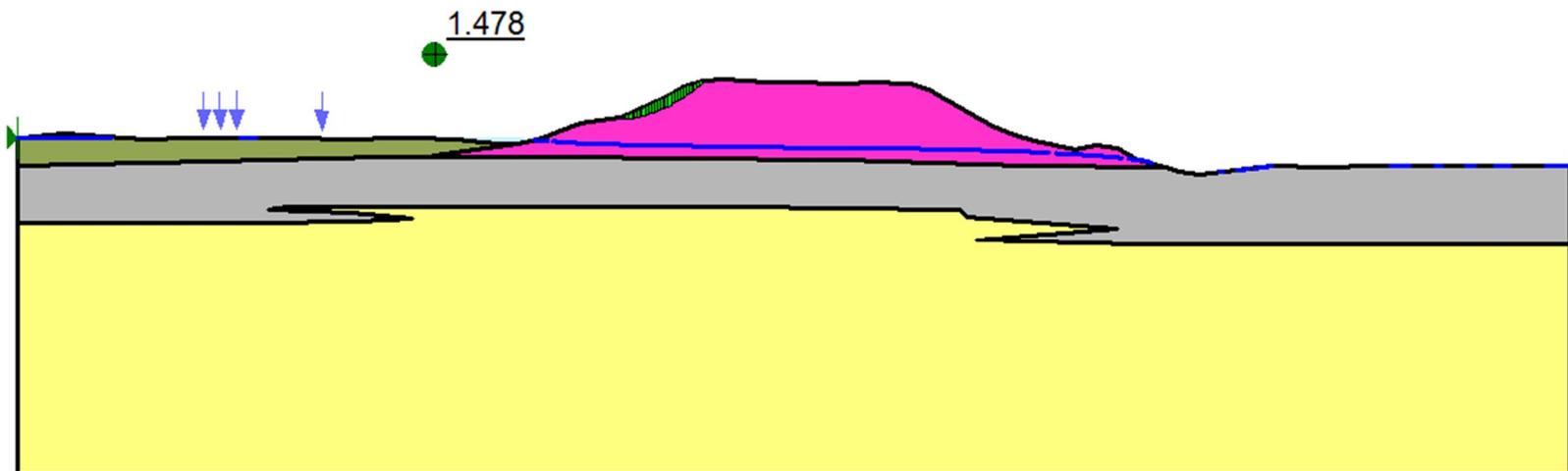


Figura 98 - Sezione con falda a piano campagna: risultato della scelta come direzione di movimento della massa di terreno da destra verso sinistra

Considerando come direzione di movimento da sinistra verso destra:

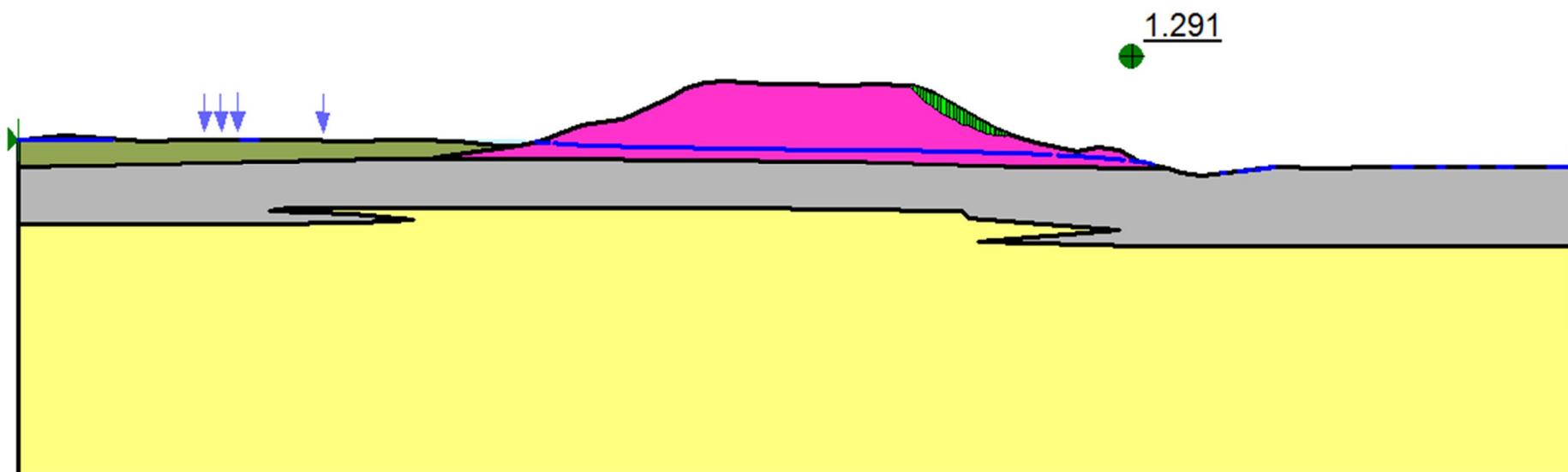


Figura 99 - Sezione con falda a piano campagna: risultato della scelta come direzione di movimento della massa di terreno da sinistra a destra

Considerando la direzione di movimento da destra verso sinistra, si può vedere che i fattori di sicurezza sono tutti, ampiamente, maggiori dell'unità. Questo conduce ad una maggiore sicurezza per la stabilità dell'argine lato fiume.

metodo:	FS
Fellenius	1,447
Bishop	1,596
Janbu	1,436
Morgestern-Price	1,478

Figura 100 - Tabella risultati dei FS ottenuti in Slope/W con direzione di movimento da destra verso sinistra (sezione ridotta con falda al piano campagna)

Analogamente se si ipotizza la direzione di movimento da sinistra verso destra, cioè lato campagna:

metodo:	FS
Fellenius	1,255
Bishop	1,386
Janbu	1,246
Morgestern-Price	1,291

Figura 101 - Tabella risultati dei FS ottenuti in Slope/W con direzione di movimento da sinistra verso destra (sezione ridotta con falda al piano campagna)

Tutti i fattori di sicurezza, ottenuti con i vari metodi, sono superiori all'unità. Questo conduce ad un risultato analogo a quanto riscontrato in Plaxis, cioè in una situazione come quella descritta dall'analisi, si può vedere che l'instabilità è dovuta al moto di filtrazione agente nell'argine.

4.7) Simulazioni: analisi sezione con substrato di fondazione ridotto (fase input)

In ultim'analisi, si è pensato di ipotizzare uno substrato di fondazione con uno spessore dimezzato, in modo da poter studiare eventuali fenomeni di sifonamento.

I valori dei parametri dei terreni e le condizioni al contorno, sono rimaste invariate.

IN PLAXIS:

In Input, è stata modellata la geometria, inseriti i materiali con i rispettivi parametri geotecnici, le condizioni dei vincoli e la mesh utilizzata per le analisi che è stata raffittita in prossimità dell'argine e del substrato di fondazione:

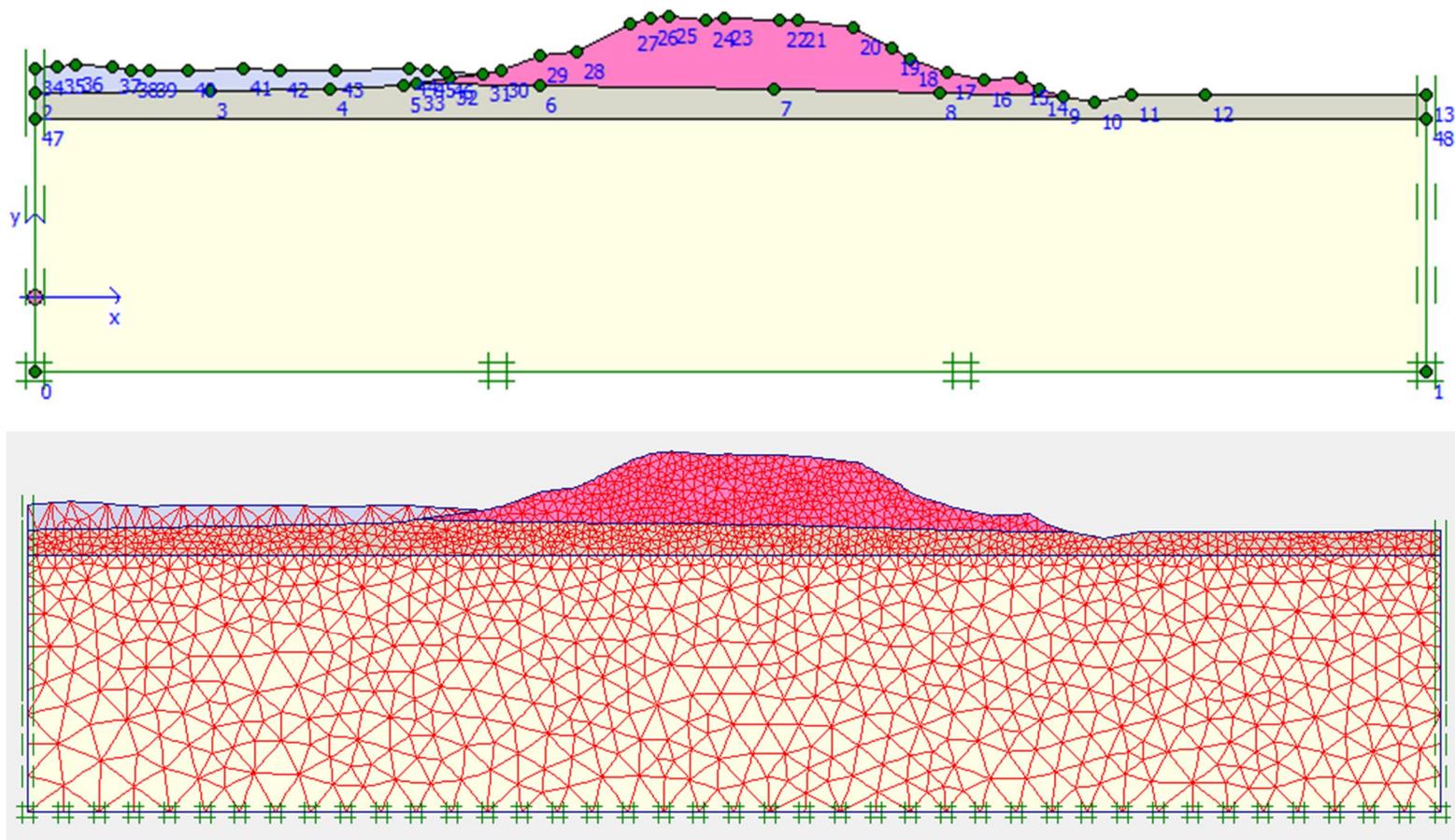


Figura 102 - Modellazione geometria in Plaxis della sezione con substrato di fondazione dimezzato

IN GEOSTUDIO:

Nel SEEP/W, sono stati inseriti la geometria, i materiali, le condizioni al contorno e la mesh utilizzata (in GeoStudio è possibile scegliere vari tipi di elementi e sono stati utilizzati elementi quadrati e triangolari):

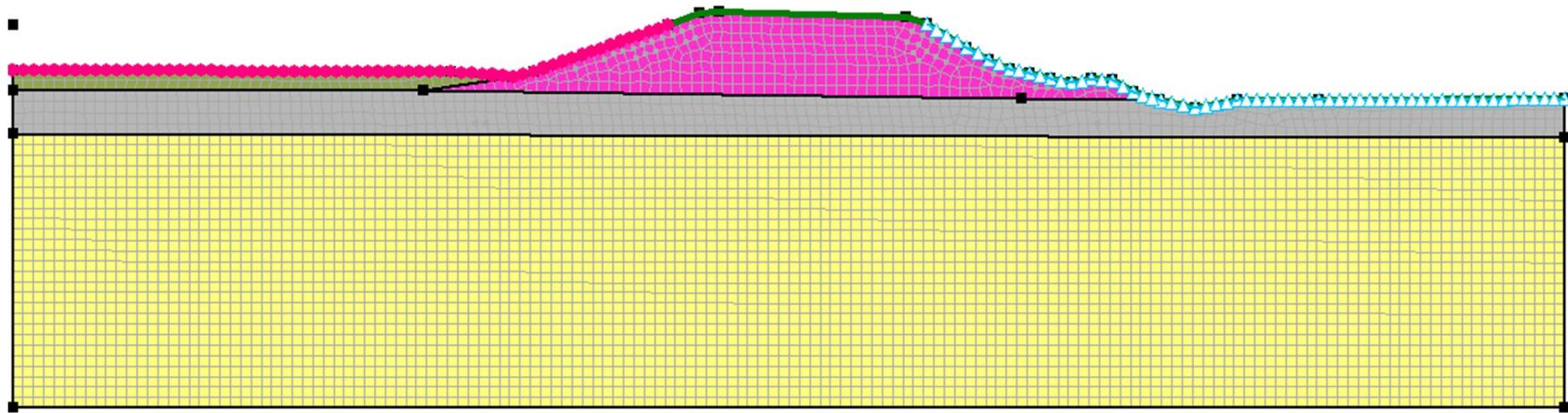


Figura 103 - Modellazione geometria in GeoStudio della sezione con substrato di fondazione dimezzato

4.8) Simulazioni: analisi sezione con substrato di fondazione ridotto (fase calcolo)

Analogamente a quanto fatto in precedenza, si eseguono le fasi di calcolo.

IN PLAXIS:

Dopo le fasi di input si passa allo step successivo, che rappresenta una fase intermedia tra l'input e la fase di calcolo, dove si procede all'assegnazione dei carichi agenti, come condizioni iniziali. In questo caso si è calcolato il flusso delle acque agente sul modello.

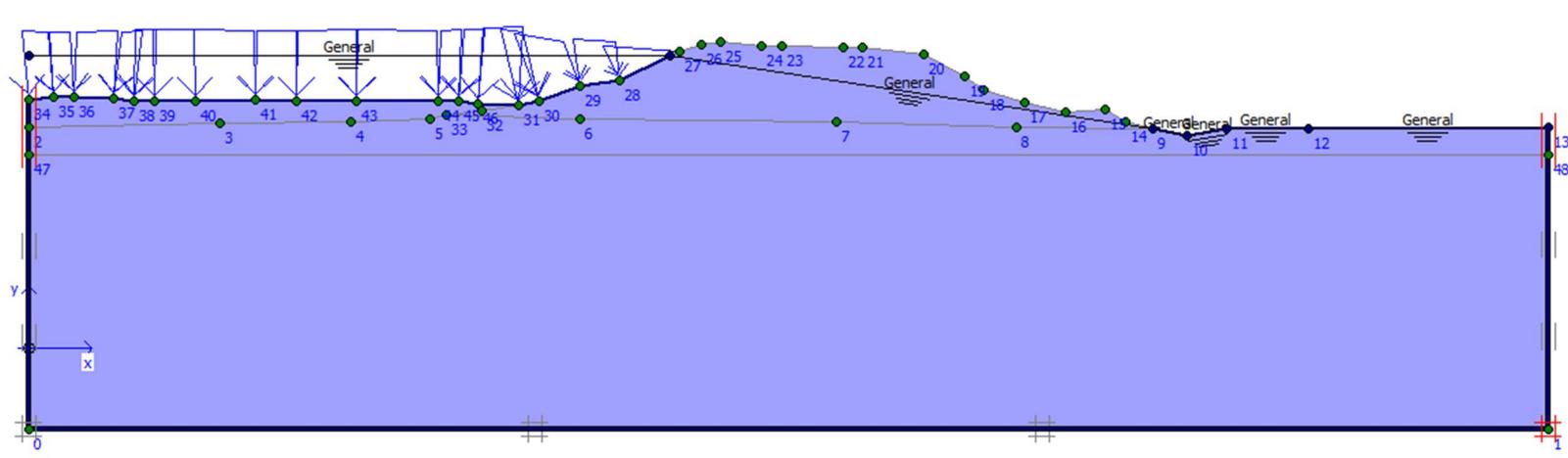


Figura 104 - Schermata delle condizioni iniziali della sezione con substrato di fondazione dimezzato

Lanciando la “Groundwater Calculations”, si è ottenuto il seguente risultato in termini di vettori del campo di flusso:

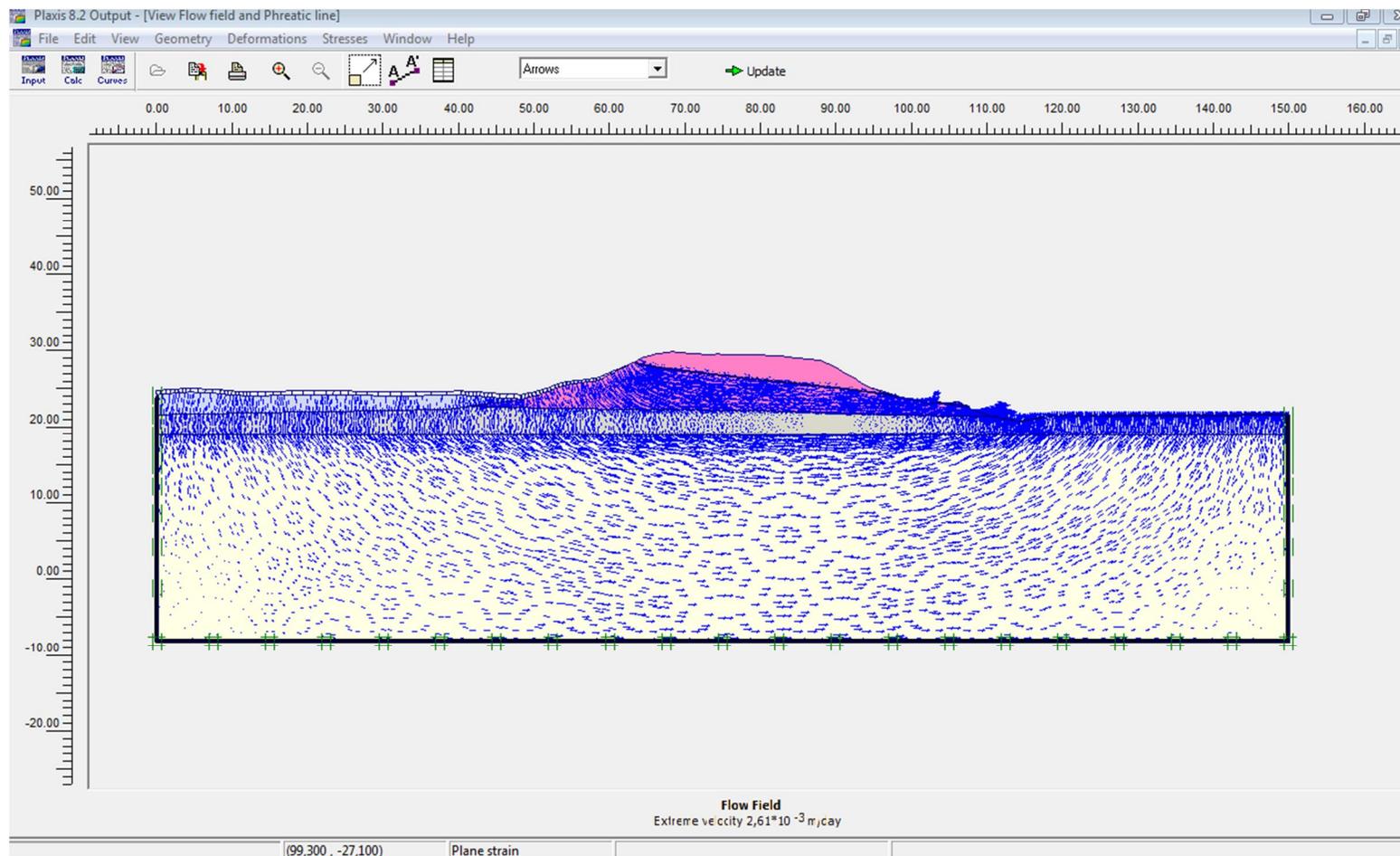


Figura 105 - Fase di generazione del livello di falda tramite la funzione “Groundwater Calculations” della sezione dimezzata

Dopo aver lanciato l'analisi, in output, si possono vedere ed analizzare varie caratteristiche. Tra cui il campo di spostamenti con vista "arrows" (cioè vettori spostamento), che evidenzia degli spostamenti eccessivi ai piedi dell'argine che conduce alla rottura del terreno di fondazione:

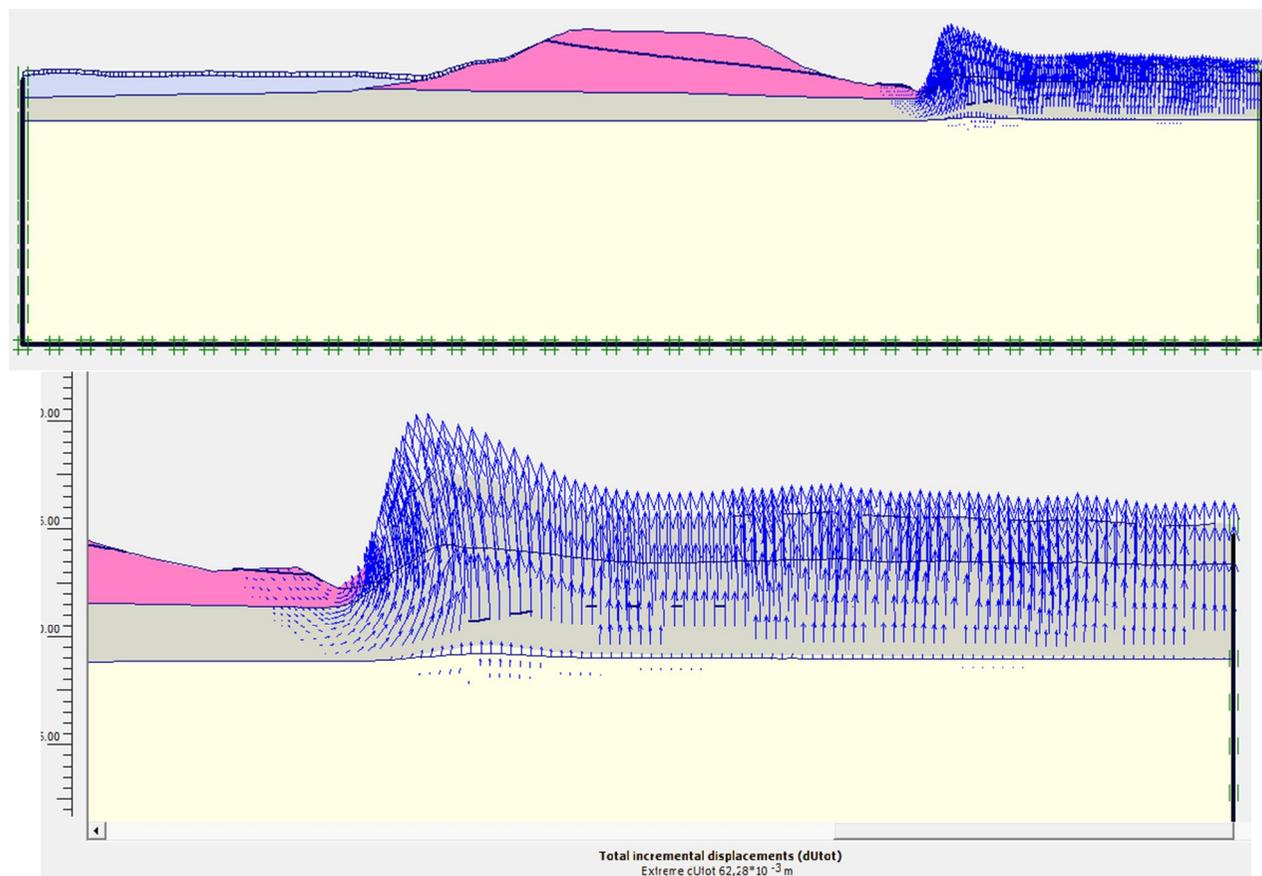


Figura 106 - Schermata output del campo di spostamenti, in cui si evidenzia la rottura del terreno causata da probabile fenomeno del sifonamento

IN GEOSTUDIO:

in Seep/W è stata effettuata una “Steady-State Seepage Analysis” per il calcolo del moto di filtrazione, prendendo in considerazione le condizioni al contorno impostate di carico H e di flusso Q:

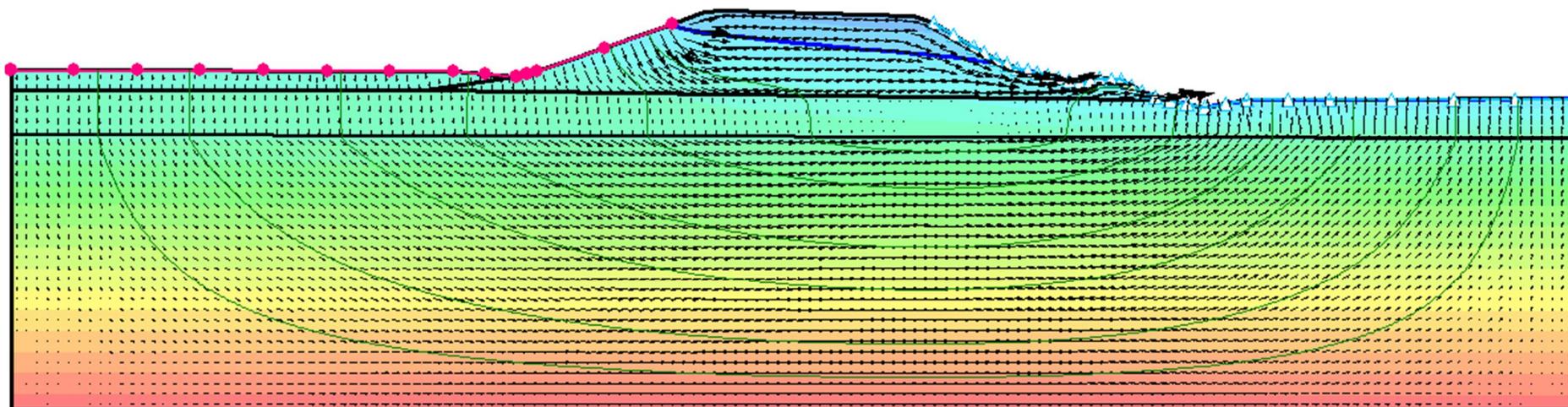


Figura 107 - Schermata di output delle pressioni esercitate dall'acqua individuate dall'analisi steady-state e particolare del moto di filtrazione agente nell'argine della sezione dimezzata

Considerando come direzione di movimento da sinistra verso destra:

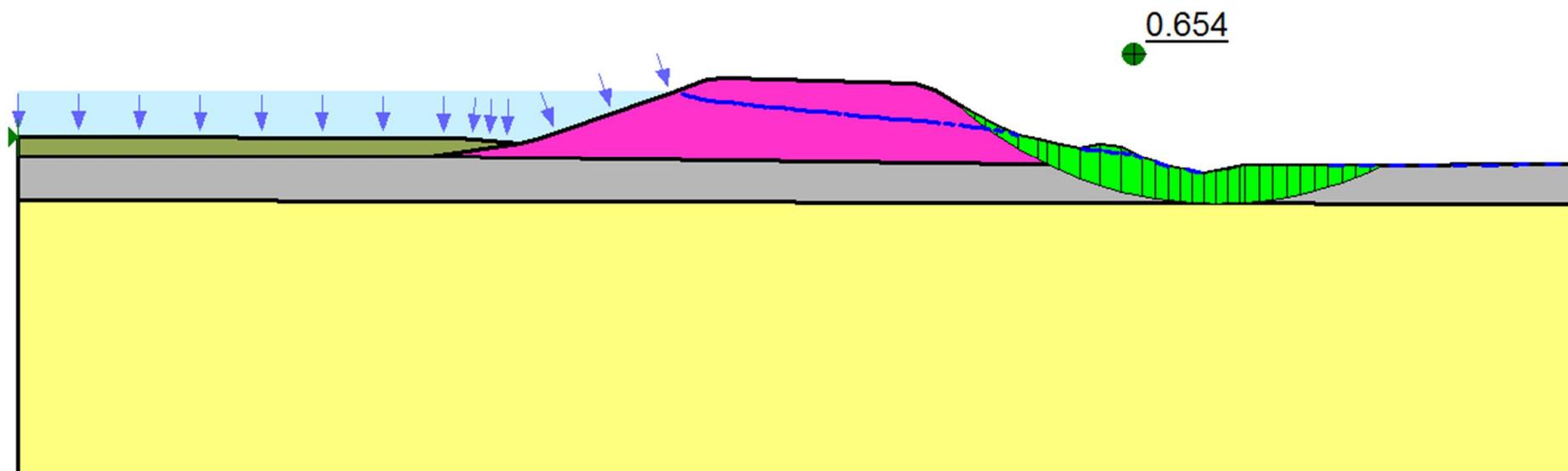


Figura 109 - Sezione con substrato di fondazione dimezzato: risultato della scelta come direzione di movimento della massa di terreno da sinistra a destra

Considerando la direzione di movimento da destra verso sinistra, si può vedere che i fattori di sicurezza sono tutti, ampiamente, maggiori dell'unità. Questo conduce ad una maggiore sicurezza per la stabilità dell'argine lato fiume.

metodo:	FS
Fellenius	1,606
Bishop	2,247
Janbu	1,910
Morgestern-Price	1,956

Figura 110 - Tabella risultati dei FS ottenuti in Slope/W con direzione di movimento da destra verso sinistra (sezione con substrato di fondazione ridotto)

Discorso differente se si ipotizza la direzione di movimento da sinistra verso destra, cioè lato campagna:

metodo:	FS
Fellenius	0,519
Bishop	0,655
Janbu	0,662
Morgestern-Price	0,654

Figura 111 - Tabella risultati dei FS ottenuti in Slope/W con direzione di movimento da sinistra verso destra (sezione con substrato di fondazione ridotto)

Come si può vedere, tutti i fattori di sicurezza ottenuti con i vari metodi, sono inferiori all'unità.

5) CONCLUSIONI

L'obiettivo della presente tesi era quello di utilizzare delle indagini in sito, quali appunto le prove CPTU, per creare un modello geotecnico della sezione denominata "SEZ.6_GU" della Macroarea di Guastalla. In seguito all'elaborazione dei dati di tre prove CPTU, sono stati ricavati:

- profilo stratigrafico di dettaglio;
- proprietà fisico-meccaniche delle principali unità stratigrafiche individuate;
- posizione e caratteristiche delle falde idriche.

L'elaborazione è stata condotta attraverso l'utilizzo di correlazioni prese da letteratura e di diffuso utilizzo nella pratica professionale.

Attraverso tali correlazioni, si è giunti a definire le caratteristiche geotecniche delle unità stratigrafiche.

Il profilo stratigrafico ottenuto, è formato da:

- Corpo arginale "Ar" artificiale, caratterizzato da materiale di riporto di materiali che variano dalle sabbie, sabbie limose, limi sabbiosi e limi argillosi;
- Substrato di fondazione "C" composto da materiale argilla con intercalazioni di materiale organico;
- Materiale denominato "D1" che è un'unità prevalentemente limosa, da limo-sabbiosa a limo-argillosa;
- Materiale denominato "A" composto da sabbia e sabbia limosa.

Le proprietà fisico-meccaniche ricavate delle unità stratigrafiche sono state:

- Coesione non drenata c_u ;
- Grado di sovraconsolidazione OCR;
- Densità relativa DR;
- Permeabilità K;
- Angolo di resistenza al taglio ϕ' ;
- Modulo Edometrico M;
- Modulo di Young E' ;

- Modulo di Taglio G;
- Modulo di taglio a bassi livelli di deformazione G_0 ;

Tali parametri sono stati utilizzati per creare un modello così da poter effettuare delle verifiche di stabilità.

I risultati ottenuti da queste analisi eseguite in Plaxis e GeoStudio, hanno un buon riscontro in quanto utilizzano entrambi delle analisi agli elementi finiti e si può modellare in maniera più realistica il problema della filtrazione, ricavando inoltre un andamento più attinente alla realtà della linea di falda.

Partendo dalla prima condizione, cioè quella a sezione completa, si è modellato il problema considerando la verifica di stabilità globale, soggetta alla portata di piena con tempo di ritorno pari a 200 anni, in cui si evidenzia una potenziale superficie di scivolamento in golena. Confrontando i valori dei Fattori di sicurezza dei due software, si evince che in Plaxis si ha un Fattore di Sicurezza pari a 1,471 che è maggiore di quelli ricavati da Slope/W dovuto al fatto che Slope/W utilizza un metodo all'equilibrio limite.

Con la seconda condizione di carico, si è ipotizzato un sistema argine-substrato di fondazione in assenza di area golenale verificandone la stabilità. Come si è verificato, il sistema arriva a rottura per instabilità. Si è passati poi alla verifica locale dell'argine soggetta alla stessa condizione di carico in cui si è arrivati ad instabilità in entrambi i software. Il Slope/W restituisce dei valori di Fattori di Sicurezza che sono in ogni caso inferiori all'unità, quindi rottura, in accordo con il risultato della phi-c reduction di Plaxis dove non viene visualizzato un valore in output, ma un messaggio di errore in cui il terreno ha raggiunto la rottura.

La terza simulazione è stata effettuata sulla stessa sezione dell'analisi precedente considerando però in questo caso, il livello del fiume al piano campagna. I risultati ottenuti hanno appurato che l'instabilità dell'argine è dovuta alla portata di piena che genera un moto di filtrazione che conduce a rottura il sistema.

Infine nell'ultima ipotesi, il substrato di fondazione è stato ridotto, per verificare l'eventuale ipotesi di studio del fenomeno di sifonamento con i due software. Come si è appurato dalle analisi, in Plaxis si ha un maggiore risalto del potenziale

fenomeno, dovuto alla visualizzazione grafica della mesh deformata, soggetta al campo di flusso.

Il Plaxis ha come punti di forza la visualizzazione della mesh in output della configurazione deformata come detto in precedenza, nel poter utilizzare altri modelli costitutivi del terreno (come ad esempio il modello di “Hardening–Soil model”), la “phi-c reduction” dove opera una riduzione dei parametri geotecnici fino a portare a rottura il terreno e l’opzione “Updated Mesh” in cui tiene conto degli effetti del secondo ordine delle deformazioni.

Il Plaxis ha come svantaggio principale che, affinando ad esempio la mesh oppure utilizzando l’opzione dell’aggiornamento della mesh per ogni step di analisi, i tempi di analisi aumentano in modo esponenziale.

Il GeoStudio ha i suoi punti di forza in un’analisi più speditiva ed un’interfaccia grafica più user–friendly ed ha il vantaggio di utilizzare un metodo con una consolidata base teorica come il metodo all’equilibrio limite dei conci. Un altro vantaggio è quello di poter effettuare analisi di sensibilità e di probabilità (come il metodo Monte–Carlo), molto applicate nella pratica ingegneristica, in cui vengono inseriti in input i parametri statistici di media e deviazione standard, dando la possibilità di ricavare in output un certo grado di affidabilità dell’analisi eseguite.

Il GeoStudio ha come svantaggio principale quello di utilizzare un modello all’equilibrio limite con tutti i limiti connessi.

6) LISTA IMMAGINI

Figura 1 – Vista di un tratto di argine maestro del fiume Po.....	5
Figura 2 – Alveo di piena	6
Figura 3 - Situazione caratteristica per il sifonamento.....	7
Figura 4 – Rottura per scivolamento	10
Figura 5 - Fenomeno dell'underseepage e dell'erosione interna	11
Figura 6 - Fenomeno della tracimazione dell'argine	12
Figura 7 - Overtopping and jetting	12
Figura 8 - Erosione superficiale	13
Figura 9 – “Wave impact”	13
Figura 10 - Idrogramma di piena	16
Figura 11 - Esempi di cassa di espansione	16
Figura 12 - Esempio di ricalibratura d'alveo.....	17
Figura 13 - Tipico esempio di protezione delle sponde	17
Figura 14 - Condizioni idrostatiche.....	20
Figura 15 - Condizioni idrodinamiche	21
Figura 16 - Valori caratteristici della permeabilità	22
Figura 17 - Reticolo idrodinamico a maglie quadre.....	25
Figura 18 – Modello di comportamento del terreno rigido-perfettamente plastico ...	28
Figura 19 - Analisi equilibrio limite, Concio elementare.....	29
Figura 20 - Concio di Fellenius.....	30
Figura 21 - Concio di Bishop semplificato.....	30
Figura 22 - Concio di Morgenstern & Price	31
Figura 23 - Metodo di Janbu generalizzato	32
Figura 24 – Scelta dei parametri geotecnici	34
Figura 25 - Il fiume Po e il suo bacino idrografico	35
Figura 26 - Sezione delle arginature del fiume Po.....	40
Figura 27 - Suddivisione in Macroaree nella regione Emilia Romagna	43
Figura 28 - Sezione S38-C di analisi del Catasto arginature maestre del fiume Po..	45
Figura 29 - Immagine da Google Maps, planimetria ubicazione sezione S38-C	45
Figura 30 - Sezione 38-C proveniente dal catasto dell'Autorità di Bacino del Fiume Po.....	46
Figura 31 - Sez 6 Macroarea 1 di Guastalla	48
Figura 32 - Involuppo di rottura di Coulomb	54
Figura 33 - Indicazioni sul volume significativo del sottosuolo a seconda del tipo e delle dimensioni del manufatto, nel caso di terreno omogeneo.....	56
Figura 34 - Categorie geotecniche secondo l'Eurocodice EC7	57
Figura 35 - Punta del penetrometro elettrico	59
Figura 36 - Esempio di rappresentazione dei risultati di una prova CPT.....	60
Figura 37 - Carta di classificazione di Robertson (1990).....	62
Figura 38 - Punta CPTU.....	64
Figura 39 - Esempio di profili di misure eseguiti con CPTU	65
Figura 40 - Carta di Robertson per CPTU (1990).....	66

Figura 41 - Esempio di curva di dissipazione in una prova CPTU.....	67
Figura 42 - Stima della conducibilità idraulica da prova di dissipazione con piezocono.....	68
Figura 43 - Stima della densità relativa in terreni NC.....	69
Figura 44 - Correlazione diretta tra q_c e ϕ' (Robertson e Campanella, 1983).....	69
Figura 45 - Tabella riassuntiva correlazioni empiriche utilizzate in unità stratigrafiche con prevalenza di sedimenti a grana fine	73
Figura 46 - Tabella riassuntiva correlazioni empiriche utilizzate in unità stratigrafiche con prevalenza di sedimenti a grana grossa	74
Figura 47 - Esempio di variabilità spaziale di una proprietà geotecnica.....	75
Figura 48 – Coefficiente di Variazione delle proprietà geotecniche.....	76
Figura 49 - Grado di affidabilità dei parametri geotecnici	78
Figura 50 - Analogia del bersaglio per la definizione concettuale di accuratezza e precisione	80
Figura 51 - Esempio di individuazione di strati di terreno omogeneo per la determinazione dei parametri geotecnici.....	82
Figura 52 - Schema semplificato per l'individuazione del livello di falda.....	82
Figura 53 - Tabella di sintesi dei parametri statistici nella prova CPTU U16BR eseguita nel corpo golenale.....	84
Figura 54 - Tabella di sintesi dei parametri statistici nella prova CPTU U17BR eseguita sull'argine.....	88
Figura 55 - Tabella di sintesi dei parametri statistici nella prova CPTU U18BR eseguita ai piedi dell'argine.....	92
Figura 56 - Tabella di sintesi dei valori dei parametri geotecnici utilizzati in Plaxis e GeoStudio	104
Figura 57 - esempio di discretizzazione	108
Figura 58 - Esempio di approssimazione di un continuo	110
Figura 59 - Metodo delle strisce e poligono delle forze.....	115
Figura 60 - Sensitivity Data.....	116
Figura 61 – Esempi di funzione di probabilità, con deviazioni standard differenti. 117	117
Figura 62 - Metodo “Grid and Radius”	118
Figura 63 - Metodo "Block Specified"	119
Figura 64 - Metodo "Entry and Exit"	119
Figura 65 - Confronto tra i metodi "Grid and Radius" e "Auto-Locate".....	120
Figura 66 – Esempio di moto di filtrazione in SEEP/W	122
Figura 67 - Esempio di semplificazione della realtà.....	123
Figura 68 - Tabella riassuntiva parametri utilizzati in Plaxis	126
Figura 69 - Tabella riassuntiva valori permeabilità utilizzati in Seep/W.....	126
Figura 70 - Tabella riassuntiva parametri utilizzati in Slope/W.....	127
Figura 71 - Sezione di analisi denominata "SEZ6_GU" della Macroarea di Guastalla	128
Figura 72 - Fase di input in Plaxis: geometria, materiali e vincoli della sezione completa.....	129

Figura 73 - Fase di input in Plaxis: Mesh utilizzata per l'analisi della sezione completa.....	129
Figura 74 - Fase di input in Seep/W: geometria, materiali e vincoli della sezione completa.....	130
Figura 75 - Fase di input in Seep/W: Mesh e condizioni al contorno della sezione completa.....	130
Figura 76 – Fase di generazione del livello di falda tramite la funzione “Groundwater Calculation”	132
Figura 77 - Distribuzione del flusso dei vettori esercitati dall'acqua generati mediante la funzione “Groundwater Calculations” e particolare del flusso di vettori alla base dell'argine sulla sezione completa	133
Figura 78 - Rappresentazione degli spostamenti totali derivanti dalle operazioni di calcolo e Fattore di Sicurezza	134
Figura 79 - Schermata di output delle pressioni esercitate dall'acqua individuate dall'analisi steady-state e particolare del moto di filtrazione agente nell'argine della sezione intera	135
Figura 80 - Sezione completa: risultato della scelta come direzione di movimento della massa di terreno da destra a sinistra.....	136
Figura 81 - Tabella risultati dei FS ottenuti in Slope/W (sezione completa)	137
Figura 82 - Fase di input in Plaxis: geometria, materiali, vincoli e mesh della sezione ridotta.....	139
Figura 83 - Fase di input in Seep/W: geometria, materiali, vincoli e mesh della sezione ridotta	140
Figura 84 - Fase di generazione del livello di falda tramite la funzione “Groundwater Calculation” della sezione ridotta	142
Figura 85 – Distribuzione del flusso dei vettori esercitati dall'acqua generati mediante la funzione “Groundwater Calculations” e particolare del flusso di vettori alla base dell'argine della sezione ridotta.....	143
Figura 86 - Rappresentazione degli spostamenti totali con vista shadings, in cui si evidenzia la formazione della superficie di scivolamento con annesso collasso del terreno alla base dell'argine	144
Figura 87 - Schermata di output delle pressioni esercitate dall'acqua individuate dall'analisi steady-state e particolare del moto di filtrazione agente nell'argine della sezione ridotta	145
Figura 88 - Sezione ridotta: risultato della scelta come direzione di movimento della massa di terreno da destra verso sinistra	146
Figura 89 - Sezione ridotta: risultato della scelta come direzione di movimento della massa di terreno da sinistra a destra.....	147
Figura 90 - Tabella risultati dei FS ottenuti in Slope/W con direzione di movimento da destra verso sinistra (sezione ridotta).....	148
Figura 91 - Tabella risultati dei FS ottenuti in Slope/W con direzione di movimento da sinistra verso destra (sezione ridotta).....	148
Figura 92 - Fase di input in Plaxis: geometria, materiali, vincoli e mesh della sezione ridotta.....	150

Figura 93 - Fase di input in Seep/W: geometria, materiali, vincoli e mesh della sezione con livello idrico agente a piano campagna	151
Figura 94 - Fase di generazione del livello di falda tramite la funzione "Groundwater Calculation" della sezione ridotta	153
Figura 95 – Distribuzione del flusso dei vettori esercitati dall'acqua generati mediante la funzione "Groundwater Calculations" e particolare del flusso di vettori alla base dell'argine della sezione ridotta.....	154
Figura 96 - Rappresentazione degli spostamenti totali con vista shadings, e particolare al piede dell'argine in cui si evidenzia una leggera modifica che risulta inconsistente con annesso valore del fattore di sicurezza FS=1,605	155
Figura 97 - Schermata di output delle pressioni esercitate dall'acqua individuate dall'analisi steady-state e particolare del moto di filtrazione agente nell'argine della sezione con falda agente a piano campagna	157
Figura 98 - Sezione con falda a piano campagna: risultato della scelta come direzione di movimento della massa di terreno da destra verso sinistra.....	157
Figura 99 - Sezione con falda a piano campagna: risultato della scelta come direzione di movimento della massa di terreno da sinistra a destra	158
Figura 100 - Tabella risultati dei FS ottenuti in Slope/W con direzione di movimento da destra verso sinistra (sezione ridotta con falda al piano campagna).....	159
Figura 101 - Tabella risultati dei FS ottenuti in Slope/W con direzione di movimento da sinistra verso destra (sezione ridotta con falda al piano campagna).....	159
Figura 102 - Modellazione geometria in Plaxis della sezione con substrato di fondazione dimezzato.....	161
Figura 103 - Modellazione geometria in GeoStudio della sezione con substrato di fondazione dimezzato.....	162
Figura 104 - Schermata delle condizioni iniziali della sezione con substrato di fondazione dimezzato.....	164
Figura 105 - Fase di generazione del livello di falda tramite la funzione "Groundwater Calculations" della sezione dimezzata	165
Figura 106 - Schermata output del campo di spostamenti, in cui si evidenzia la rottura del terreno causata da probabile fenomeno del sifonamento.....	166
Figura 107 - Schermata di output delle pressioni esercitate dall'acqua individuate dall'analisi steady-state e particolare del moto di filtrazione agente nell'argine della sezione dimezzata.....	167
Figura 108 - Sezione con substrato di fondazione dimezzato: risultato della scelta come direzione di movimento della massa di terreno da destra verso sinistra.....	168
Figura 109 - Sezione con substrato di fondazione dimezzato: risultato della scelta come direzione di movimento della massa di terreno da sinistra a destra.....	169
Figura 110 - Tabella risultati dei FS ottenuti in Slope/W con direzione di movimento da destra verso sinistra (sezione con substrato di fondazione ridotto).....	170
Figura 111 - Tabella risultati dei FS ottenuti in Slope/W con direzione di movimento da sinistra verso destra (sezione con substrato di fondazione ridotto).....	170

7) BIBLIOGRAFIA

- Cho, S. E. (2007). Effects of spatial variability of soil properties on slope stability. 13.
- Christian, J., & Urzua, A. (1998, Novembre). Probabilistic evaluation of earthquake-induced Slope Failure. *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING*, 4.
- Colleselli, F., & Colombo, P. (1996). *Elementi di Geotecnica*. Palermo: Zanichelli.
- Covelli, C. (2005). *Tesi di Dottorato sulla formazione di brecce nei rilevati arginali: implicazioni relative alla protezione idraulica del territorio*. Napoli.
- Decreto Ministero delle Infrastrutture. (2008, 01 14). Norme tecniche per le costruzioni.
- DeGroot, D., & Baecher, G. (January, 1993). ESTIMATING AUTOCOVARANCE OF IN-SITU SOIL PROPERTIES . *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 119, No. 1, 20.
- Duncan, J. (April, 2000). FACTORS OF SAFETY AND RELIABILITY IN GEOTECHNICAL ENGINEERING. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 126, No. 4, 10.
- Eurocodice 7. (2005, Febbraio). Progettazione geotecnica.
- Favaretti, M., & Cortellazzo, G. (s.d.). *Movimenti franosi di estensione limitata: schematizzazione del fenomeno e verifiche di stabilità*. Padova.
- FLOODsite Consortium . (2007). *Failure Mechanisms for Flood Defence Structures*.
- Gottardi, G., Madiari, C., Marchi, M., Tonni, L., & Vannucchi, G. (2013). Methodological approach for the stability analysis of the Po river banks. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, (p. 4). Paris.
- Gottardi, G., Marchi, M., & Tonni, L. (2013). “*VERIFICHE SISMICHE DEGLI ARGINI IN SPONDA DESTRA DEL FIUME PO NEL TRATTO*”. Bologna.
- <http://it.wikipedia.org/wiki/Argine>. (s.d.). Tratto da www.wikipedia.it.
- http://it.wikipedia.org/wiki/Liquefazione_delle_sabbie. (s.d.). Tratto da www.wikipedia.it.
- http://it.wikipedia.org/wiki/Tempo_di_ritorno. (s.d.). Tratto da www.wikipedia.it.
- <http://www.adbpo.it/on-multi/ADBPO/Home/IlbacinodelPo.html>. (s.d.). Tratto da <http://www.adbpo.it/on-multi/ADBPO/Home/LEnte.html>.

- <http://www.adbpo.it/on-multi/ADBPO/Home/LEnte.html>. (s.d.). Tratto da <http://www.adbpo.it/on-multi/ADBPO/Home.html>.
- <http://www.adbpo.it/on-multi/ADBPO/Home/verifichesismichedelleopereidrauliche/ArginidelfiumePo.html>. (s.d.). Tratto da <http://www.adbpo.it/on-multi/ADBPO/Home/LEnte.html>.
- Kudale, M., & Kobayashi, N. (s.d.). Hydraulic Stability Analysis of Leaside Slopes of Overtopped Breakwaters.
- Malkawi, A., Hassan, W., & Abdulla, F. (2000). Uncertainty and reliability analysis applied to slope stability. *Structural Safety* 22, 27.
- Mantica, I. (1987). Lezioni di: COSTRUZIONI IDRAULICHE "Sistemazioni montane, torrentizie e fluviali, opere sui corsi d'acqua naturali". Ancona.
- Santoro, M. (s.d.). *IL CANALE SCOLMATORE*. Palermo.
- Simonini, P., & Cortellazzo, G. (s.d.). *Rilevati e argini*. Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Ambientale, Marittima e Geotecnica, Università di Padova .
- Vannucchi, G. (1985). *Analisi probabilistica speditiva in geotecnica e fondazioni*.
- Vannucchi, G., & Uzielli, M. (2004). Variabilità geotecnica e affidabilità della sperimentazione. *Seminario sulla caratterizzazione geotecnica dei terreni in relazione a problemi di ingegneria civile*, (p. 26). Firenze.
- Vannucchi, G., & Uzielli, U. (2004). VARIABILITÀ GEOTECNICA ED AFFIDABILITÀ DELLA SPERIMENTAZIONE. *Seminario di studio sulla caratterizzazione geotecnica dei terreni in relazione a problemi di ingegneria civile*, (p. 39). Firenze.
- Wolff, T., Ashoor, M., Ramon, C., & Richter, T. (1999). *Risk Analysis for Water Resources Investments Research Program*. Michigan: Department of Civil and Environmental Engineering, Michigan State University.

Ringraziamenti

Come si può fare una classifica per i ringraziamenti? Al primo posto, al secondo, al terzo...non è una gara, non c'è una classifica, un risultato più utile di un altro. Ma voglio provarci, non perché debba farlo, ma solo per esternare parte delle emozioni che si prova. Non farò un elenco di nomi, sarebbe impossibile e troppe persone dovrei elencare, col rischio di dimenticarne qualcuno. D'altronde chi mi conosce, sa cosa ne penso di ciascuno di loro.

Un ringraziamento sentito va sicuramente alla mia famiglia, che nel bene e nel male, mi hanno sempre sorretto. Se sono qui, a questo punto della mia vita lo devo a loro e ai loro sacrifici.

Sento di dover ringraziare gli amici, quelli che hanno fatto parte della mia vita, anche solo per poco tempo. Gli amici persi e ritrovati; gli amici che una volta entrati nella mia vita non sono più andati via. I nuovi amici incontrati in questa mia parentesi bolognese.

Voglio ringraziare tutti quelli che son passati nella mia vita anche solo per avermi regalato un'emozione. D'altronde son convinto che la saggezza di una persona non sia quantificabile.

In ultimo, ma non meno importante, tutti quei professori che mi hanno trasmesso non solo la materia, non solo un fatto meramente accademico/scolastico, ma mi hanno anche insegnato come ci si comporta.

Vorrei chiudere questi ringraziamenti facendo un confronto tra la persona che ero dopo la laurea triennale e quella che sono ora, a questo punto della vita. Quando chiusi quel capitolo, sui ringraziamenti alla triennale, sapevo che ero giunto ad un traguardo circondato da persone che mi volevano bene. Fu allora in quel momento che feci una promessa a me stesso: cercare sempre di migliorare sia culturalmente sia come uomo. A distanza di alcuni anni, sento di rinnovare questa promessa e di non fermarmi ora, d'altronde non si finisce mai di imparare nella vita ponendosi sempre delle domande. Una volta una persona mi disse: "una domanda può sembrare stupida, e magari lo è davvero, ma tu ponila lo stesso, non ti vergognare di averla posta, ti fai una risata e tutto passa ed alla fine vedrai che ci avrai rimesso solo la domanda; ma se commetti un errore stupido, come farai a rimediare? Alle volte ci

riuscirai, ma il più delle volte non ti sarà semplice riuscirci”. Sono sicuro di voler continuare sulla mia strada.

Grazie a tutti, di cuore

Alessandro Limodio

“Trova qualcosa da fare nella vita che ti interessi veramente. Poniti degli obiettivi, perseguili e impegnati per raggiungere l'eccellenza. Fai sempre il meglio che puoi.”

Chris Evert

