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

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

Analisi geotecnica degli argini del fiume Sillaro a seguito delle inondazioni di maggio 2023: valutazione della vulnerabilità e interventi migliorativi

Relatrice:
Chiar.ma Prof.ssa GIORGIA DALLA SANTA
Correlatrice:
Chiar.ma Prof.ssa FRANCESCA CECCATO

Laureando:
EDOARDO BETTIN
Numero di matricola:
2079300

ANNO ACCADEMICO 2023-2024

Desidero esprimere la mia più sincera gratitudine alla Professoressa Francesca Ceccato e alla Professoressa Giorgia Dalla Santa per avermi proposto questo interessante studio e per il prezioso supporto offerto durante la stesura ed elaborazione.

La loro competenza e disponibilità sono stati fondamentali per la realizzazione di questo lavoro.

SOMMARIO

Introduzione 1
1 Caratteristiche generali degli argini 3
1.1 Costruzione di un argine 3
1.1.1 Geometria di un argine 4
1.1.2 Materiali utilizzati per la costruzione di un argine 6
1.2 Tipologie di rilevati arginali 8
1.2.1 Argini in terra 8
1.2.2 Argini zonati 10
1.2.3 Argini con sovrastrutture 11
1.2.4 Argini con presenza di strutture a lato del fiume 12
1.2.5 Argini con strutture interne 13
1.2.6 Argini con terre rinforzate 14
2 Meccanismi di rottura degli argini 15
2.1 Tipologie di rottura dei corpi arginali 16
2.1.1 Instabilità del paramento a lato campagna 16
2.1.2 Instabilità del paramento a lato fiume 17
2.1.3 Rottura traslazionale 18
2.1.4 Rottura per sollevamento o liquefazione 18
2.1.5 Rottura per cedimenti di consolidazione 19
2.1.6 Sormonto causato da una altezza insufficiente dell'argine 20
2.1.7 Sormonto per sifonamento 21
2.1.8 Erosione del corpo arginale lato fiume 22
2.1.9 Erosione del corpo arginale a lato campagna 23
2.1.10 Erosione al piede 24
2.1.11 Erosione interna 24
2.2 Interventi provvisionali durante le piene 28
2.2.1 Sovralzo con sacchetti di sabbia 29
2.2.2 Sovralzo con pannelli in legno 29
2.2.3 Arginelli provvisionali 30
2.2.4 Impermeabilizzazione delle sponde 31

2.2.5 Costruzione di berme a lato campagna ... 31
2.2.6 Interventi per controllo dei fontanazzi ... 32
3 L'evento alluvionale di maggio 2023 in Emilia-Romagna ... 35
3.1 Danni riscontrati sugli argini del fiume Sillaro ... 36
3.1.1 La breccia di Via Merlo ... 39
3.1.2 Collasso delle golene nell'area di Via Dozza ... 42
3.1.3 La breccia di Via Chiesa ... 43
3.1.4 La breccia di Via del Tiglio ... 44
3.2 Eventi alluvionali successivi a quelli di maggio 2023 ... 46
3.2.1 Evento alluvionale di settembre 2024 ... 46
3.2.2 Evento alluvionale di ottobre 2024 ... 47
3.3 Interventi di somma urgenza per la chiusura delle brecce ... 48
3.3.1 Chiusura con palancole ... 48
3.3.2 Chiusura con coronella in pietrame ... 49
3.3.3 Chiusura con materassi, gabbioni e burghe ... 51
4 Caratterizzazione geotecnica del sito ... 53
4.1 Interpretazione delle prove nell'area di via Merlo ... 54
4.1.1 Prove effettuate in sito ... 54
4.1.2 Sezioni stratigrafiche ... 58
4.1.2.1 Stratigrafia longitudinale D in destra idraulica ... 59
4.1.2.2 Stratigrafia longitudinale S in sinistra idraulica ... 60
4.1.2.3 Stratigrafia sezione X ... 61
4.1.2.4 Stratigrafia sezione Z ... 62
4.2 Interpretazione delle prove nell'area di via del Tiglio ... 64
4.2.1 Prove effettuate in sito ... 64
4.2.2 Sezioni stratigrafiche ... 66
4.2.2.1 Stratigrafia longitudinale V in sinistra idraulica ... 71
4.2.2.2 Stratigrafia sezione T ... 72
5 Campionamenti per la classificazione dei terreni ... 73
5.1 Sopralluogo area di via Merlo ... 74
5.1.1 Risultati delle prove di laboratorio dell'area di via Merlo ... 80
5.2 Sopralluogo area di via del Tiglio ... 82
5.2.1 Risultati delle prove di laboratorio dell'area di via del Tiglio ... 83

6 Modellazione geotecnica dell'area di via del Tiglio 85
6.1 Creazione del modello numerico 85
6.1.1 Definizione della geometria del modello 86
6.1.2 Definizione dei materiali del modello 87
6.1.3 Definizione delle condizioni idrauliche di contorno del modello 89
6.1.4 Definizione delle condizioni stazionarie e transitorie del modello 90
6.2 Risultati post evento analisi di filtrazione 92
6.2.1 Risultati dell'analisi di filtrazione in condizione stazionaria 92
6.2.2 Risultati dell'analisi di filtrazione in condizione transitoria 93
6.2.3 Verifica dell'erosione al piede in condizione stazionaria 97
6.2.4 Verifica dell'erosione al piede in condizione transitoria 99
6.2.5 Verifica dell'erosione da contatto 101
6.2.5.1 Criterio granulometrico 102
6.2.5.2 Risultati del criterio granulometrico per l'area di via del Tiglio 103
6.2.5.3 Criterio idraulico 104
6.2.5.4 Risultati del criterio idraulico per l'area di via del Tiglio 106
6.3 Risultati post evento analisi di stabilità 108
6.3.1 Risultati analisi di stabilità in condizione stazionaria a lato campagna 109
6.3.2 Risultati analisi di stabilità in condizione transitoria a lato campagna 117
6.3.3 Risultati analisi di stabilità in condizione transitoria a lato fiume 118
6.4 Confronto tra la condizione stazionaria e transitoria nei modelli post evento .. 118
6.4.1 Risultati del confronto tra il modello stazionario e il modello in transitorio 120
7 Possibili interventi migliorativi 125
7.1 Palancola metallica 126
7.1.1 Modellazione della sezione di via del Tiglio con inserimento di palancola metallica 126
7.1.1.1 Risultati analisi di filtrazione in condizione stazionaria 127
7.1.1.2 Risultati analisi di filtrazione in condizione transitoria 128
7.1.1.3 Verifica dell'erosione al piede in condizione stazionaria 129
7.1.1.4 Verifica dell'erosione al piede in condizione transitoria 130
7.1.1.5 Risultati analisi di stabilità in condizione stazionaria a lato campagna .. 131
7.1.1.6 Risultati analisi di stabilità in condizione transitoria a lato campagna ... 133
7.2 Diaframma plastico 135

7.2.1 Modellazione della sezione di via del Tiglio con inserimento di diaframma plastico 136
7.2.1.1 Risultati analisi di filtrazione in condizioni stazionarie 137
7.2.1.2 Risultati analisi di filtrazione in condizioni transitorie 137
7.2.1.3 Verifica dell'erosione al piede in condizioni stazionarie 139
7.2.1.4 Verifica dell'erosione al piede in condizioni transitorie 140
7.2.1.5 Risultati analisi di stabilità in condizioni stazionarie 141
7.2.1.6 Risultati analisi di stabilità in condizioni transitorie 142
7.3 Confronto di tutte le possibili soluzioni rispetto alla situazione post evento 144
7.3.1 Analisi e confronto dei risultati dei diversi interventi 145
7.4 Altri possibili interventi migliorativi 150
8 Conclusioni 153
Bibliografia 155
Allegati integrativi 159
Allegato 1: Prove ert nell'area di via Merlo 160
Allegato 2: Prove ert nell'area di via del Tiglio 162
Allegato 3: Prove di laboratorio dell'area di via Merlo 163
Allegato 4: Prove di laboratorio dell'area di via del Tiglio 168

INTRODUZIONE

Lo scopo di questo elaborato di tesi è quello di analizza la stabilità degli argini del fiume Sillaro interessati da pesanti dissesti a seguito delle piene estreme avvenute a maggio 2023 e poi rapidamente ripristinati con interventi di somma urgenza. L'obiettivo è quello di valutare le condizioni di sicurezza post-evento e proporre delle soluzioni migliorative.

Il modello geotecnico è stato ottenuto dall'interpretazione delle prove geotecniche effettuate negli anni 2020 e 2024, con le quali è stato possibile identificare la stratigrafia dell'area e i relativi parametri caratteristici. Sono state eseguite prove di laboratorio di campioni prelevati nella zona di studio.

Con i dati ottenuti si sono costruiti dei modelli numerici finalizzati a valutare la stabilità degli argini e i livelli di filtrazione, in condizioni di post evento, valutando il comportamento del corpo arginale al variare di diversi parametri idraulici e di resistenza.

Sulla base di possibili problematiche determinate dal precedente modello, sono state analizzate possibili soluzioni per migliorare la stabilità dei corpi arginali e mitigare il fenomeno dell'erosione interna.

Il corpo dell'elaborato è costituito dai seguenti capitoli:

- Capitolo 1, Caratteristiche generali degli argini: principali tipologie costruttive di argini e il loro funzionamento generale;
- Capitolo 2, Meccanismi di rottura degli argini: possibili rotture che si possono verificare negli argini e quali strategie utilizzare per mitigare il problema della piena;
- Capitolo 3, L'evento alluvionale di maggio 2023 in Emilia-Romagna: descrizione generale sui fenomeni alluvionali che hanno interessato il territorio emiliano, con particolare attenzione al torrente Sillaro;
- Capitolo 4, Caratterizzazione geotecnica del sito: individuazione della stratigrafia e dei parametri del terreno negli argini del torrente Sillaro attraverso l'interpretazione di prove geotecniche effettuate nell'area di interesse;
- Capitolo 5, Campionamenti per la classificazione dei terreni: descrizione delle analisi condotte e i risultati a seguito dei sopralluoghi effettuati nell'area del torrente Sillaro;

- Capitolo 6, Modellazione geotecnica dell'area di via del Tiglio: definizione ed analisi dei risultati dei modelli numerici riferiti alla situazione post evento nell'area di via del Tiglio;
- Capitolo 7, Possibili interventi migliorativi: studio delle criticità riscontrate ed analisi di diverse soluzioni migliorative per mitigare i rischi.
- Capitolo 8: Conclusioni.

1 CARATTERISTICHE GENERALI DEGLI ARGINI

Gli argini fluviali rappresentano una delle principali strutture di difesa idraulica, atti ad impedire lo straripamento dei corsi d'acqua a seguito di piogge intense, riducendo il rischio di allagamenti e proteggendo così territori e infrastrutture circostanti. Queste strutture hanno una funzione cruciale nella gestione dei fenomeni di piena, poiché consentono di delimitare e stabilizzare il corso d'acqua, mantengono il flusso entro determinati limiti spaziali e minimizzano l'impatto di eventuali eventi eccezionali.

La progettazione di un argine richiede un'attenta valutazione della sua geometria, ossia delle dimensioni e delle inclinazioni ideali per garantire stabilità e resistenza, e della scelta dei materiali che devono possedere caratteristiche specifiche per resistere alle sollecitazioni imposte dall'acqua e dal terreno circostante. Nel presente Capitolo verranno analizzati questi aspetti costitutivi degli argini, fornendo una panoramica delle scelte progettuali e tecniche necessarie per costruire strutture arginali sicure e funzionali.

1.1 COSTRUZIONE DI UN ARGINE

La costruzione di argini di fiumi o canali richiede il soddisfacimento di diverse condizioni, sia dal punto di vista meccanico sia dal punto di vista fisico.

Le principali sono:

- garantire una resistenza meccanica per contenere la spinta esercitata dal liquido;
- garantire una resistenza dall' erosione interna;
- garantire l'impermeabilità dell'argine.

La possibile rottura dell'argine, causata da un evento metereologico estremo, può verificarsi sia per tracimazione e conseguente erosione, sia per fenomeni di sifonamento dovuti a una piena prolungata nel tempo. Eventuali esondazioni causerebbero vasti allagamenti nelle aree circostanti, provocando gravi danni alle attività agricole e produttive, alle abitazioni e in generale a tutte le infrastrutture.

Per tale motivo, 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 chiamato "tempo di ritorno", definito come il tempo medio in cui un valore di intensità assegnata viene uguagliato o superato almeno una volta.

Gli argini vengono dimensionati con un tempo di ritorno di 200 anni, con una riserva di sicurezza rappresentata dal franco arginale assunto non inferiore a 1,00 m (pari circa al 10÷15% dell'altezza di progetto). Questo franco viene fissato per tener conto di fattori non noti che possono portare all'incremento dell'altezza di piena calcolata, per esempio per onde prodotte dal vento, effetti dell'urbanizzazione o variazioni climatiche.

1.1.1 Geometria di un argine

Gli argini assumono principalmente una geometria a sezione trapezoidale. 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 libera dei volumi di piena, con conseguenti benefici sia sui livelli idrometrici che sulla propagazione dell'onda di piena stessa.

Quando l'altezza dell'argine supera i 6,00 m, il corpo trapezio principale viene rinfiancato con prismi di terra che a lato fiume prendono il nome di petto, antipetto, parapetto e a lato campagna prendono il nome di banca, sottobanca, piè di banca [Da Deppo e Datei, 2022].

La pendenza delle scarpate è differente a seconda che ci si trovi a lato fiume o a lato campagna; in particolare nel primo caso si adotta una pendenza almeno pari a 2:3 e nel secondo caso almeno pari a 1:2. Questo perché, in condizione di piena del corso d'acqua, è la scarpata a lato campagna a presentare le maggiori criticità, in particolare per quanto concerne la sua stabilità.

In *Figura 1.1* è presente una schematizzazione della sezione del corpo arginale, sia per una geometria semplice sia per una completa [Corpo Reale del Genio Civile, 1923].

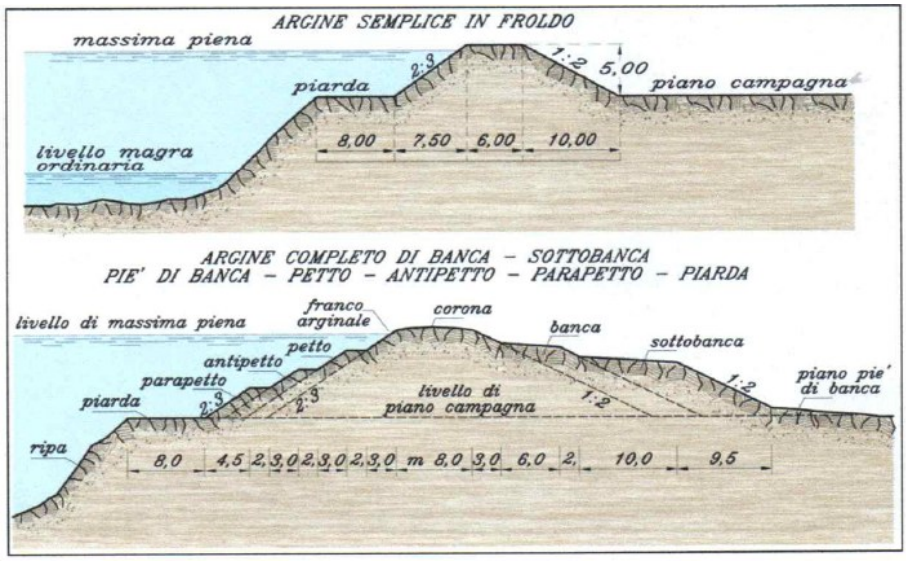


Figura 1.1: Nomenclatura per una sezione arginale (Da Deppo e Datei, 2022)

Altro particolare da tenere in considerazione riguarda la larghezza del corpo arginale, il quale deve contenere la linea d'imbibizione, che può essere considerata in favore di sicurezza avere una pendenza di 1:6 per almeno 1,00 m. Tale linea rappresenta la quota fino alla quale l'acqua ha saturato il materiale dell'argine: l'acqua penetra dal paramento arginale a contatto con il corpo d'acqua migrando verso l'interno dell'argine con l'aumento del livello idrometrico e con il passare del tempo, se le condizioni di alto livello idrometrico si mantengono. La linea d'imbibizione deve essere contenuta e non arrivare al paramento lato campagna poiché l'eccessiva saturazione del corpo arginale può causare problemi di stabilità ma soprattutto di erosione interna, favorendo la creazione di percorsi preferenziali del flusso d'acqua e un conseguente indebolimento della struttura.

Per ridurre l'innalzamento della linea di imbibizione, si possono utilizzare sistemi di drenaggio, materiali a bassa permeabilità o tecniche di rinforzo come l'uso di geosintetici, che aiutano a mantenere la struttura asciutta e stabile anche in presenza di variazioni significative del livello idrometrico.

Per alcuni corsi d'acqua arginati, ove siano disponibili ampie aree golenali, le golene sono talvolta presidiate da argini golenali, la cui sommità è posta a circa 30 cm inferiore a quella della piena di progetto, a partire dalla quale (con franco > 1,00 m) è fissata la sommità degli argini maestri. Questa tipologia di argini viene progettata calcolando un tempo di ritorno di 100 anni permettendo così, nel caso di piena, la tracimazione dell'elemento, l'allagamento dell'area golenale e la laminazione della piena stessa.

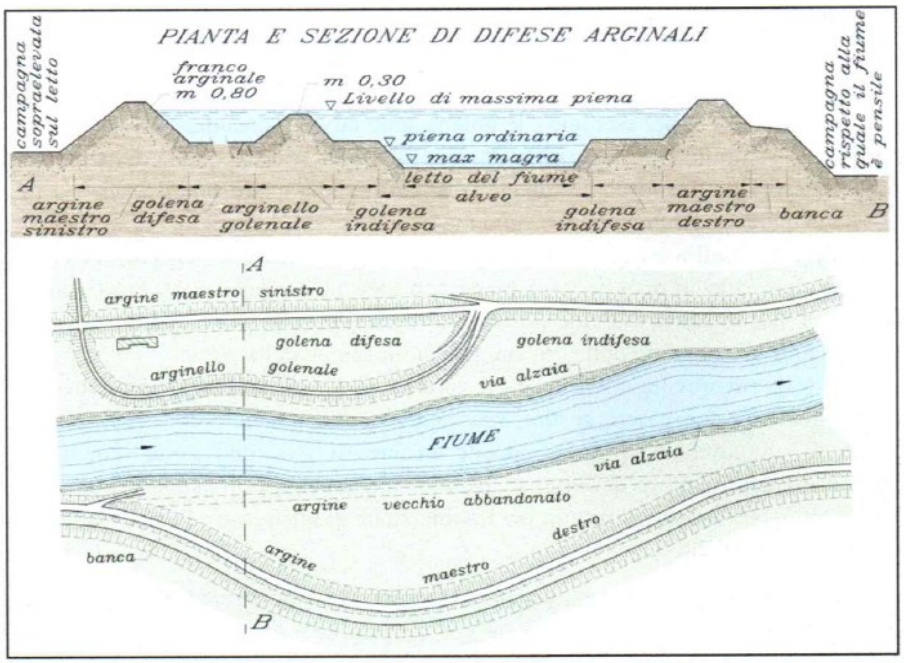


Figura 1.2: Pianta e sezione di un corpo arginale (Da Deppo e Datei, 2022)

1.1.2 Materiali utilizzati per la costruzione di un argine

La scelta dei materiali è un aspetto cruciale nella costruzione degli argini, poiché influisce direttamente sulla stabilità, la durabilità e la capacità della struttura di resistere agli eventi di piena. Un argine ben progettato deve essere costituito da materiali che possiedano caratteristiche specifiche per evitare infiltrazioni e cedimenti strutturali, come elevata resistenza al taglio bassa permeabilità e resistenza all'erosione.

Nella scelta dei materiali, bisognerebbe tenere in considerazione alcuni importanti parametri:

- 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.

Le arginature, di solito, sono eseguite realizzando un rilevato di terra omogenea, in parte con caratteristiche limose e in parte argillose compresa tra il tipo A – 6 con un contenuto di sabbia minimo del 15% e il tipo A – 4 con contenuto massimo di sabbia del 50%, della classificazione CNR – UNI 10006 (1983 – 2002) sostituite dall'UNI 11531 – 1, la quale ha ripreso la classificazione AASHTO [Colleselli, 1994; Colleselli e Da Deppo, 2021].

Il terreno costituente il rilevato è posto in opera secondo strati orizzontali di spessore pari a 0,40 – 0,60 m e adeguatamente compattati fino a ottenere una permeabilità compresa nell' intervallo $10^{-6} \div 10^{-8}$ m/s per contenere i fenomeni di filtrazione e un elevato peso specifico per assicurare la stabilità allo scivolamento.

I fianchi del rilevato, infine, vengono ricoperti da un manto erboso con l'obiettivo di proteggerlo dall'erosione della corrente sul lato fiume e dal dilavamento causato dalle precipitazioni atmosferiche sul lato a campagna.

Oltre ai materiali terrosi, possono essere utilizzati materiali di rinforzo, come geotessili e membrane impermeabilizzanti, per migliorare la tenuta e la protezione dell'argine dalle infiltrazioni. La corretta selezione e disposizione di questi materiali è quindi essenziale per assicurare che l'argine risponda in modo efficace alle sollecitazioni ambientali e idrauliche nel lungo periodo.

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

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

1.2 TIPOLOGIE DI RILEVATI ARGINALI

La scelta della tipologia di rilevati arginale dipende principalmente dalla funzione che l'argine deve svolgere, dalle prestazioni richieste sotto l'azione di carichi esterni provenienti dall'ambiente circostante e da considerazioni di tipo economico e ambientale. Come descritto nel *Capitolo 1.1*, la tipologia di argine fluviale più semplice e diffusa è il rilevato con sezione trapezoidale, costituito da un unico materiale omogeneo. Tuttavia, questa non è l'unica configurazione possibile e, come riportato nel *The International Levee Handbook* [CIRIA, 2013], nei paragrafi successivi verranno illustrate le diverse tipologie realizzabili per garantire la sicurezza e stabilità dell'argine a seguito di un evento meteorologico estremo.

1.2.1 Argini in terra

Gli argini in terra omogenei sono realizzati utilizzando terreni prelevati da cave di prestito o materiali disponibili nelle vicinanze dell'area di costruzione. Di solito si scelgono terreni a bassa permeabilità, come limo e argilla, per garantire un buon livello di impermeabilità. La geometria dell'argine è influenzata da diversi fattori, tra cui l'ambiente circostante, le caratteristiche dei materiali impiegati e le proprietà del suolo di fondazione.

Per assicurare impermeabilità e stabilità, l'argine può essere dotato di elementi aggiuntivi come dreni al piede, taglioni, muri spondali, berme e protezioni per le scarpate. L'inserimento di questi elementi dipende dalle proprietà del suolo di fondazione, dal tipo di materiale di costruzione e dalle sollecitazioni esterne cui l'argine sarà esposto.

In presenza di terreni più permeabili in alcune sezioni, l'argine è più vulnerabile a fenomeni di erosione, come l'erosione interna, che può causare la formazione di percorsi preferenziali di filtrazione. Viceversa, un argine costruito interamente con materiali poco permeabili può presentare criticità di stabilità, rendendo necessario l'uso di protezioni per le scarpate. Infine, un elemento cruciale nella costruzione di un argine è la compattazione accurata del materiale, indispensabile per garantirne la resistenza e la durabilità nel tempo.

Nelle successive *Figura 1.3*, *Figura 1.4*, *Figura 1.5*, *Figura 1.6* sono rappresentate alcune schematizzazioni relative ad un argine in terra omogeneo.

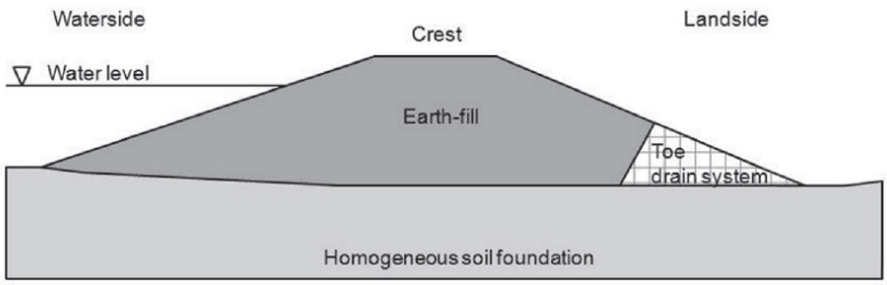


Figura 1.3: Argine in terra omogeneo su terreno di fondazione omogeneo (CIRIA et al., 2013)

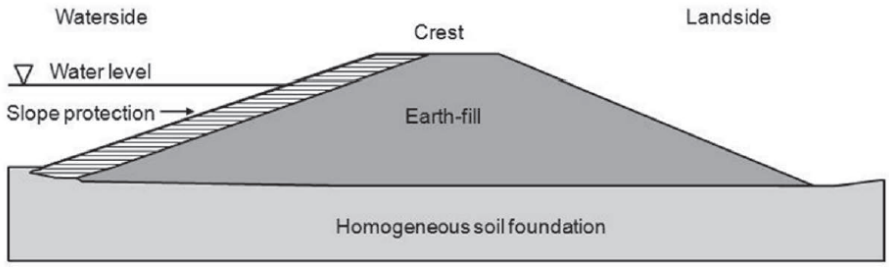


Figura 1.4: Argine in terra omogeneo con protezione della scarpata lato fiume su terreno di fondazione omogeneo (CIRIA et al., 2013)

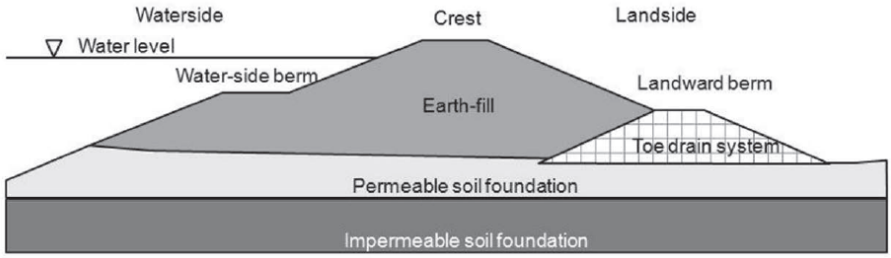


Figura 1.5: Argine in terra omogeneo con berma su uno strato sottile di terreno di fondazione permeabile (CIRIA et al., 2013)

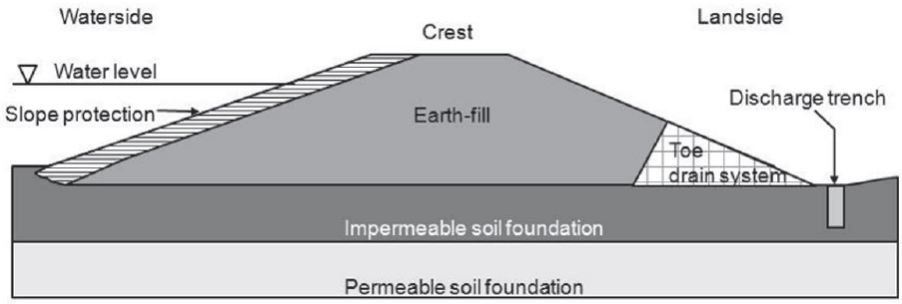


Figura 1.6: Argine in terra omogeneo con protezione della scarpata su uno strato sottile di terreno di fondazione permeabile e trincea drenante (CIRIA et al., 2013)

1.2.2 Argini zonati

Gli argini zonati presentano una sezione trasversale composta sia da materiali permeabili sia da materiali a bassa permeabilità. Si distinguono principalmente tre gruppi:

- Argine zonato con nucleo impermeabile e rivestimento permeabile: questa configurazione permette di limitare la filtrazione dell'acqua anche se il livello rimane alto per lunghi periodi, mantenendo la stabilità della struttura. Di solito, tra i due strati viene inserito un geosintetico per prevenire la migrazione delle particelle fini. In alcuni casi, l'argine è dotato di berme per ridurre la lunghezza del percorso di filtrazione (*Figura 1.7*);

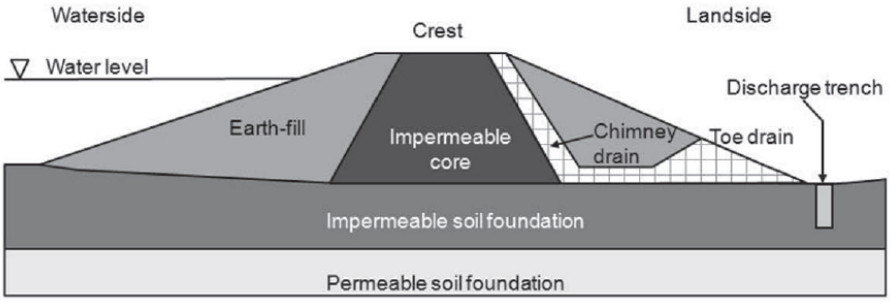


Figura 1.7: Argine zonato con nucleo impermeabile su uno strato sottile di terreno permeabile (CIRIA et al., 2013)

- Argine zonato con nucleo permeabile e rivestimento impermeabile: questa configurazione è utilizzata soprattutto nelle costruzioni marittime, ma risulta più vulnerabile ai fenomeni di erosione interna e filtrazione *(Figura 1.8)*;

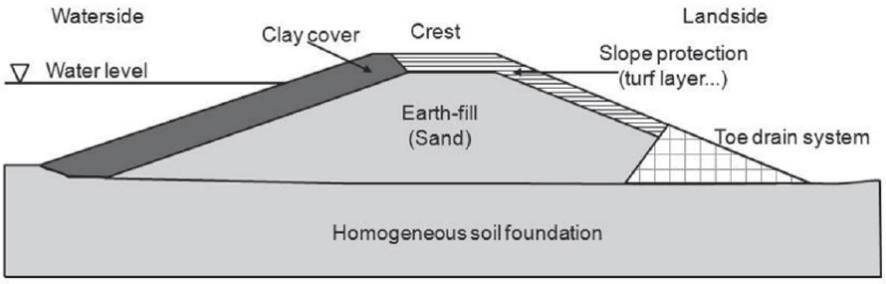


Figura 1.8: Argine zonato con rivestimento impermeabile su terreno di fondazione omogeneo (CIRIA et al., 2013)

- Argine zonato con condizione intermedie: prevede la disposizione di materiale impermeabile sul lato fiume e materiale più permeabile sul lato campagna (*Figura 1.9*)

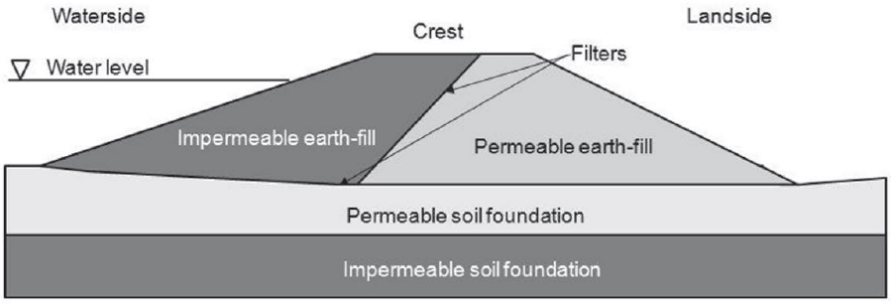


Figura 1.9: Argine zonato su uno strato sottile di terreno permeabile (CIRIA et al., 2013)

Nella pratica costruttiva, si seguono alcune regole generali: in particolare, è preferibile costruire l'argine con materiali a permeabilità decrescente, dal lato campagna verso il lato fiume, quando è disponibile materiale con caratteristiche di permeabilità variabili. Tuttavia, nella maggior parte dei casi si tende a prediligere la costruzione di argini omogenei.

Nel caso in cui l'argine venga costruito su uno strato di terreno permeabile, è importante considerare la possibilità dell'instaurarsi di fenomeni come il sollevamento del piede e l'erosione interna dal fenomeno del *piping*. Per mitigare questi rischi, si possono installare sistemi di drenaggio, come dreni orizzontali, tappeti drenanti, dreni al piede e trincee drenanti.

1.2.3 Argini con sovrastrutture

Gli argini possono essere rinforzati con sovrastrutture per potenziare la loro funzione di contenimento delle piene fluviali, riducendo il rischio di tracimazione quando il livello idrometrico del fiume sale significativamente. Queste sovrastrutture includono principalmente muri verticali (*Figura 1.9*), diaframmi impermeabili e palancole, utilizzati quando le condizioni del terreno di fondazione o dell'ambiente circostante non permettono di ampliare la sezione dell'argine o di aumentare ulteriormente la sua altezza. Una configurazione tipica prevede l'installazione di un muro di sostegno in calcestruzzo armato, che si eleva di circa 2,00 metri oltre la sommità dell'argine. Il muro è fondato su palancole in acciaio infisse nell'argine, la cui stabilità è garantita dalla spinta passiva del terreno circostante (*Figura 1.10*).

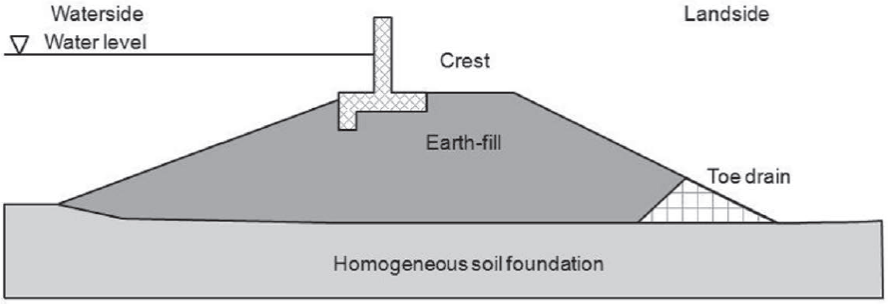


Figura 1.10: Argine con muro a mensola in calcestruzzo armato in sommità su terreno di fondazione omogeneo (CIRIA et al., 2013)

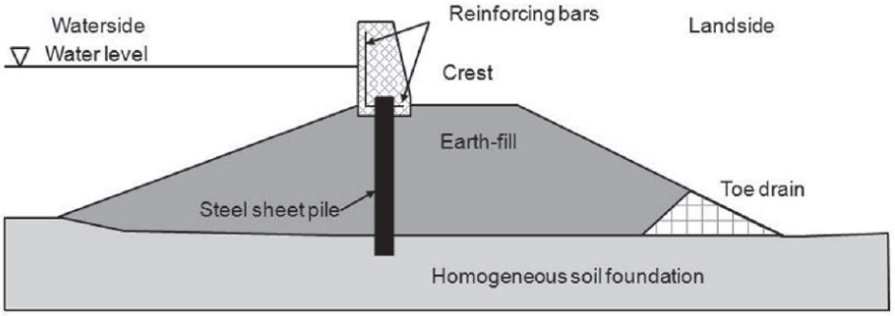


Figura 1.11: Argine con muro in calcestruzzo armato fondato su palancole in sommità su terreno di fondazione omogeneo (CIRIA et al., 2013)

Se è richiesto un innalzamento della cresta dell'argine superiore a 2,00 metri, si utilizza un diaframma in calcestruzzo armato o una palancola. Sul lato campagna, oltre questa struttura, viene aggiunta la parte mancante del rilevato arginale, con l'obbiettivo di conferire una maggior resistenza alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua sul lato fiume (*Figura 1.12*).

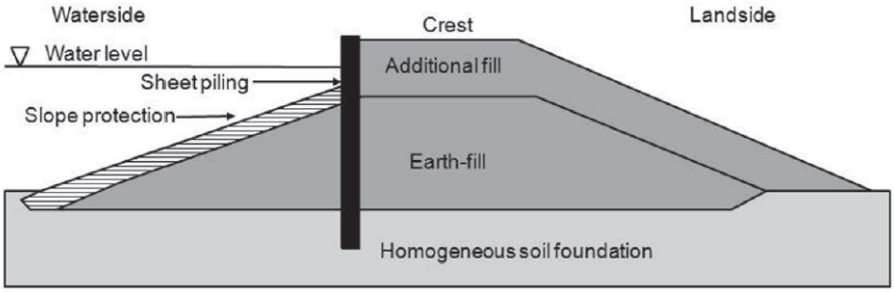


Figura 1.12: Argine con innalzamento della sommità tramite palancole su terreno di fondazione omogeneo (CIRIA el al., 2013)

1.2.4 Argini con presenza di strutture a lato del fiume

Quando lo spazio disponibile non è sufficiente per costruire un rilevato arginale interamente in terra, è necessario ricorrere a opere di sostegno che contengano e proteggano la parte di rilevato effettivamente realizzata in terra.

Queste strutture hanno la funzione di proteggere il terreno retrostante, garantire l'impermeabilità dell'intero sistema arginale e prevenire la migrazione delle particelle fini all'interno del corpo arginale.

Le principali tipologie di strutture di sostegno includono:

- muri a gravità (*Figura 1.13*);
- berlinesi;
- diaframmi;
- muri di sostegno con ancoraggi;
- muri a mensola.

Tali opere possono essere soggette a problematiche legate alla filtrazione dell'acqua attraverso di esse e all'erosione che potrebbe comprometterne la stabilità.

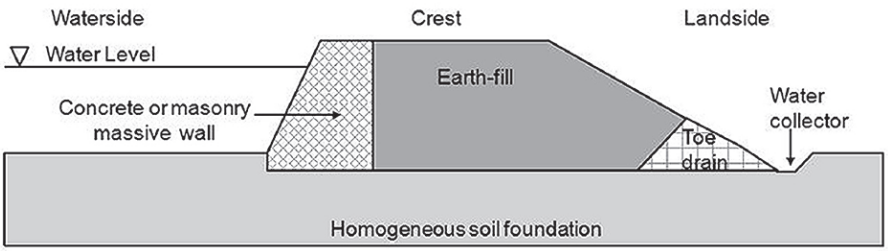


Figura 1.13: Argine con muro di sostegno a gravità su uno strato sottile di terreno permeabile (CIRIA et al., 2013)

1.2.5 Argini con strutture interne

Le strutture integrate all'interno dei rilevati arginali hanno come principale obiettivo la riduzione o la prevenzione della filtrazione dell'acqua attraverso l'argine durante un evento di piena. Queste strutture includono diaframmi in calcestruzzo armato o plastico, realizzati con una miscela di acqua, terreno e bentonite, ai quali possono essere aggiunti barriere in polivinilcloruro (PVC) e palancole in acciaio infisse fino a raggiungere uno strato impermeabile.

Quando queste barriere vengono inserite all'interno di un rilevato arginale, la loro progettazione deve considerare l'intero sistema di arginatura. Infatti, nel tentativo di prevenire la filtrazione dell'acqua in un punto specifico, si potrebbe inavvertitamente creare una via preferenziale per il flusso dell'acqua in un altro punto.

Inoltre, durante le fasi di costruzione, l'inserimento di tali strutture potrebbe comportare rischi per l'arginatura esistente, a causa di carichi aggiuntivi e vibrazioni. Tali eventi devono essere previsti in fase progettuale e affrontati con adeguate misure precauzionali durante la fase costruttiva.

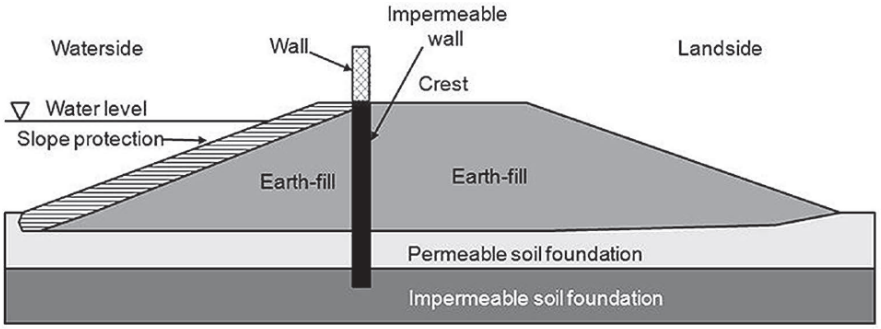


Figura 1.13: Argine con diaframma impermeabile (CIRIA et al., 2013)

1.2.6 Argini con terre rinforzate

Gli argini, infine, possono essere realizzati utilizzando terre rinforzate mediante l'inserimento di geogriglie e geosintetici all'interno del terreno, formando così la scarpata del rilevato. È fondamentale scegliere con attenzione questi materiali, poiché l'esposizione ai raggi UV può compromettere le loro caratteristiche meccaniche, portando a una degradazione nel tempo.

In *Figura 1.15* è rappresentato uno schema di questa tipologia di rilevato arginale.

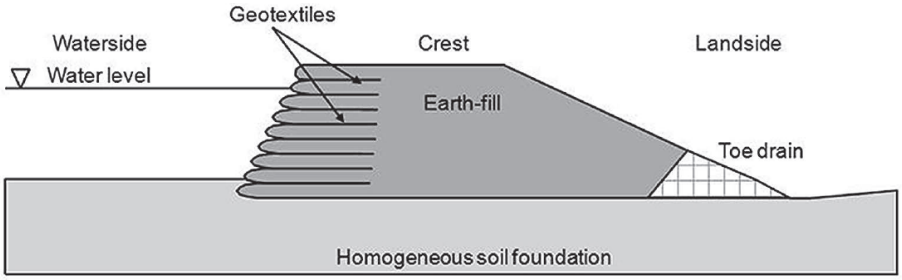


Figura 1.14: Argine con terre rinforzate (CIRIA et al., 2013)

2 MECCANISMI DI ROTTURA DEGLI ARGINI

L'evento più grave che può colpire un territorio attraversato da un corso d'acqua arginato è certamente quello della possibile rottura del corpo arginale. Le modalità con le quali la rotta può verificarsi sono di varia natura, ma sempre legate a problematiche di instabilità o per fenomeni di filtrazione generati dall'azione dell'acqua.

Una prima distinzione tra le varie possibili tipologie di rotte riguarda il fronte verso il quale la rotta si produce, se a campagna o sul lato del fiume.

Una seconda distinzione invece è data dalla tipologia di rottura, distinguendo:

- rottura di carattere strutturale, se viene meno la resistenza del rilevato, causando un collasso che può portare alla apertura di una breccia;
- rottura di carattere idraulico, se non viene garantita la funzione di impermeabilizzazione che dovrebbe avere l'argine, con conseguente filtrazione importante o tracimazione del rilevato.

Va specificato che le due tipologie sono intrinsecamente connesse, in quanto nell'instaurasti di una tipologia di rottura può poi verificarsi l'altra tipologia, portando a un collasso generale del corpo arginale.

Queste rotture arginali possono avere diverse cause, quali per esempio una locale eterogeneità del materiale, la presenza di una tana d'animale, un errore nella progettazione dell'opera, delle modifiche della struttura causate dall'uomo o da condizioni esterne oppure, come nella maggior parte dei casi, da eventi metereologici estremi, che producono un innalzamento idrometrico a quote eccezionali.

Negli ultimi anni, l'allagamento è diventato un fenomeno sempre più frequente in Italia, principalmente a causa degli intensi eventi meteorologici associati ai cambiamenti climatici in atto. Le piogge intense riempiono rapidamente i bacini idrografici, facendo sì che i livelli idrometrici dei fiumi raggiungano o superino le sommità delle strutture di contenimento.

Bisogna inoltre tener conto che, con il passare del tempo, un'opera arginale è soggetta al deterioramento delle sue caratteristiche a causa di fenomeni come lo slittamento e lo scivolamento del terreno, l'erosione (sia esterna che interna) e i cedimenti. Questi fenomeni

non portano necessariamente a una rottura immediata dell'argine, ma contribuiscono al suo progressivo indebolimento.

Quando l'argine non è più in grado di contenere una piena, anche di entità pari o inferiore a quella di progetto, si verifica la rottura di una sua sezione, chiamata breccia. La breccia rappresenta un collasso catastrofico, caratterizzato da una significativa perdita di materiale dal rilevato o dalla completa interruzione di un tratto e questo comporta l'allagamento dell'area precedentemente protetta.

Nei Paragrafi seguenti si illustrano con più dettaglio i meccanismi principali in grado di portare a rottura un rilevato arginale, come descritti nel *The International Levee Handbook* [CIRIA, 2013].

2.1 TIPOLOGIE DI ROTTURA DEI CORPI ARGINALI

2.1.1 Instabilità del paramento a lato campagna

L'instabilità della scarpata a lato campagna può verificarsi principalmente quando l'argine è sottoposto a una piena prolungata. Durante questi eventi, il livello idrometrico cresce e si instaura un moto di filtrazione nel rilevato che tende a saturare progressivamente il terreno, raggiungendo il lato campagna.

Quando l'acqua si infiltra nell'argine inizia a saturare i pori del terreno e in esso, una volta saturo, si generano delle sovrapressioni. Con l'aumento della pressione, la resistenza al taglio diminuisce, rendendo il terreno meno stabile. Questo può favorire lo scivolamento lungo una superficie di taglio, tipicamente sul lato campagna dove il pendio è più ripido.

Il terreno, infatti, subisce una spinta verso l'esterno e, se le tensioni di confinamento sono insufficienti, si possono sviluppare superfici di rottura che compromettono la stabilità della scarpata.

È fondamentale che il terreno utilizzato nella costruzione di un rilevato arginale abbia una buona resistenza al taglio. Per ottenere ciò, durante la costruzione, il terreno viene posato in strati e compattato, migliorando la resistenza e la coesione interna e la capacità di resistere alle sollecitazioni. Tuttavia, nel tempo, il terreno subisce fenomeni di degrado naturale, che riducono gli effetti della compattazione iniziale, abbassando progressivamente la resistenza complessiva.

Questo fenomeno è ulteriormente aggravato dalle variazioni stagionali. Nei mesi estivi, infatti, il rilevato tende a essiccarsi e può sviluppare fessurazioni, che rappresentano potenziali vie preferenziali per l'infiltrazione dell'acqua all'interno dell'argine. Tali fessure compromettono la continuità strutturale del terreno, riducendo la resistenza al taglio e rendendo il rilevato più vulnerabile.

In condizioni idrometriche sfavorevoli, come durante una piena, una ridotta resistenza può portare alla rottura della scarpata lato campagna. Il tipo di rottura che si verifica è spesso un movimento roto-traslatorio, come illustrato in *Figura 2.1*, dove la massa di terreno si sposta lungo una superficie curva e trasla verso l'esterno. Questo tipo di cedimento è particolarmente pericoloso poiché può compromettere in modo significativo la capacità dell'argine di contenere l'acqua e difendere le aree circostanti.

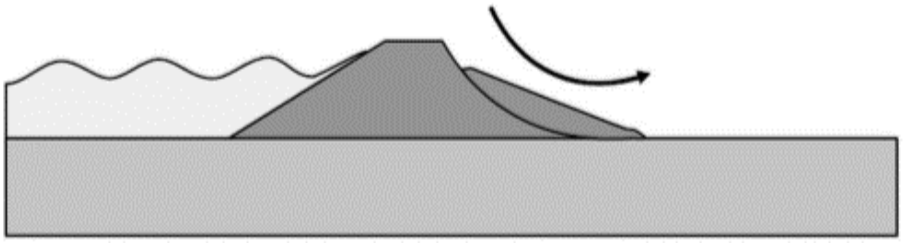


Figura 2.1: Esempio di rottura del paramento lato campagna per instabilità superficiale (CIRIA et al., 2013)

2.1.2 Instabilità del paramento a lato fiume

La presenza di sovrappressioni può causare instabilità nel paramento a lato fiume di un argine. Quando il livello dell'acqua scende rapidamente, la pressione esterna sul lato fiume si riduce bruscamente, mentre la pressione interna nel terreno dell'argine (dovuta all'acqua intrappolata nei pori del suolo) diminuisce più lentamente. Questa differenza di pressione tra l'esterno e il centro dell'argine, dove la pressione interna è massima, genera forze destabilizzanti sul paramento lato fiume.

Di conseguenza, possono formarsi superfici di scivolamento che coinvolgono solo il terreno del rilevato (*Figura 2.2*) o, in casi più gravi, superfici che interessano anche il terreno di fondazione. Questi fenomeni di scivolamento riducono la stabilità dell'argine, aumentando il rischio di cedimenti strutturali.

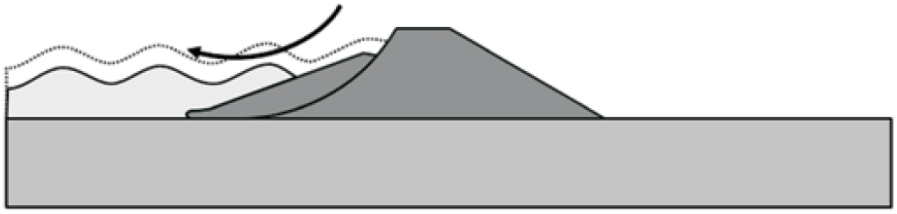


Figura 2.2: Esempio di scivolamento della scarpata dell'argine a lato fiume durante uno svaso rapido (CIRIA et al., 2013)

2.1.3 Rottura traslazionale

Esiste inoltre una rottura di carattere traslazionale, che, più raramente, può avvenire in determinate condizioni.

La presenza nel terreno di fondazione di materiali caratterizzati da una resistenza molto bassa può causare un movimento traslativo dell'intero rilevato. Questo succede quando la resistenza di carattere attritivo esercitata dal contatto rilevato-fondazione non è sufficiente a bilanciare le pressioni generate dalla presenza dell'acqua, che deve essere ad un livello piuttosto alto, sul paramento lato fiume (*Figura 2.3*).

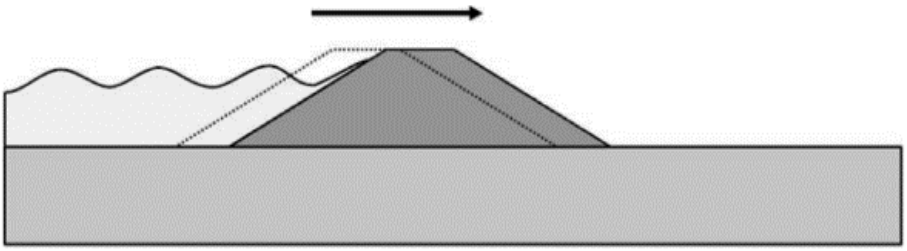


Figura 2.3: Esempio di rottura per traslazione del corpo arginale (CIRIA et al., 2013)

2.1.4 Rottura per sollevamento o liquefazione

In determinate condizioni stratigrafiche, possono verificarsi altre tipologie di rottura per instabilità in un argine. Se il terreno di fondazione è costituito da uno strato di materiale granulare permeabile, sovrapposto a uno strato di materiale fine meno permeabile, si possono manifestare fenomeni di sollevamento e di liquefazione localizzata, con formazione di fontanazzi.

Questi fenomeni sono causati dall'acqua del fiume che filtra nello strato inferiore più permeabile e non riesce a dissipare la sovrapressione generata dal dislivello idraulico. Al piede dell'argine lato campagna, questa sovrapressione esercita una forza instabilizzante sullo strato superiore, meno permeabile che, a causa della riduzione delle tensioni efficaci, può subire sollevamento o liquefazione se non è sufficientemente confinato.

Il sollevamento (*Figura 2.4*) si verifica principalmente alla base dell'argine o nella parte finale della scarpata, dove le tensioni di confinamento sono più basse, e causa un sollevamento verso l'alto del terreno, con conseguenti fenomeni di instabilità rotazionale per diminuzione della resistenza lungo la superficie di contatto.. Questo fenomeno può portare a rotture globali per instabilità o a un'accelerazione dei processi erosivi.

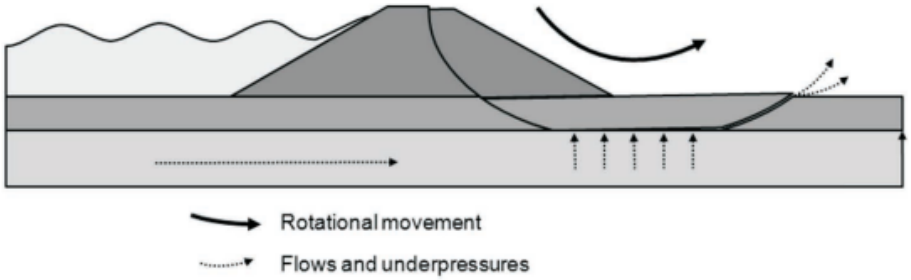


Figura 2.4: Esempio di rottura per sollevamento del corpo arginale (CIRIA et al., 2013)

La liquefazione, che si manifesta soprattutto nei terreni granulari, permette invece all'acqua di risalire alla base dell'argine a causa della differenza di pressione, generando un fontanazzo. Sebbene sia una rottura localizzata e più semplice da gestire, se non viene prontamente affrontata, la liquefazione può innescare fenomeni di erosione retrogressiva che procede molto velocemente fino a compromettere la stabilità dell'argine (*Figura 2.5*).

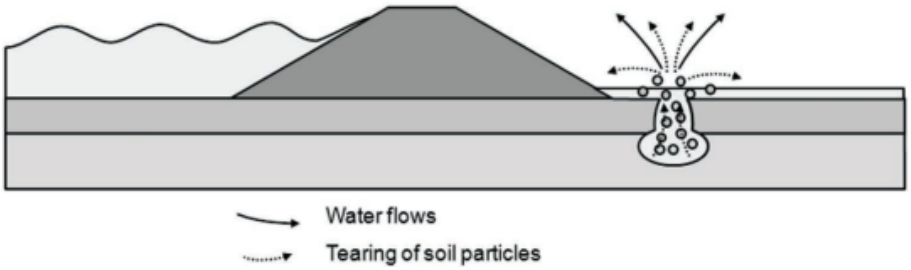


Figura 2.5: Esempio di rottura per liquefazione del corpo arginale (CIRIA et al., 2013)

2.1.5 Rottura per cedimenti di consolidazione

Gli argini costruiti con terreni a matrice limosa e argillosa sono soggetti a fenomeni di assestamento nel tempo, causati dall'annullamento delle sovrapressioni interstiziali e dalla riduzione dei vuoti nel terreno, fenomeni che avvengono in tempi lunghi. Questo processo porta a una graduale compattazione del suolo, che è più marcata nei terreni di nuova costruzione e in quelli che non hanno ancora raggiunto la piena stabilità.

I cedimenti possono compromettere la funzionalità dell'argine in diversi modi. Possono ridurre l'altezza del rilevato, facendo sì che l'argine non fornisca più una barriera impermeabile con l'altezza di progetto , riducendo così lo standard di protezione offerto

(*Figura 2.6*). Inoltre, i cedimenti possono causare fessurazioni nel materiale di riempimento, in particolare se fragile, creando vie preferenziali per l'infiltrazione dell'acqua.

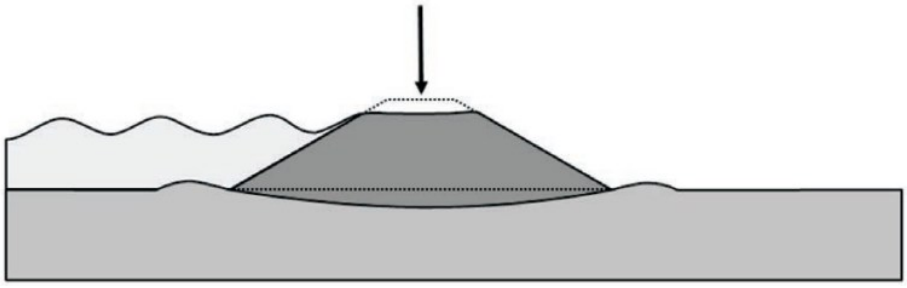


Figura 2.6: Esempio di cedimento di consolidazione di un corpo arginale (CIRIA et al., 2013)

2.1.6 Sormonto causato da una altezza insufficiente dell'argine

La tracimazione arginale o sormonto si verifica quando l'altezza del rilevato non è sufficiente a contenere una piena, situazione che può derivare da una progettazione inadeguata dell'opera, dall'assestamento del terrapieno o da eventi di piena superiori a quelli previsti.

Va ricordato che molte arginature fluviali sono strutture antiche, successivamente adattate sia dal punto di vista strutturale che idrometrico ai livelli massimi raggiunti negli anni. Per mantenere la sicurezza della zona circostante, è necessario eseguire interventi periodici di livellamento della sommità arginale per compensare i cedimenti nel terreno dell'argine e di fondazione o per contrastare gli effetti della subsidenza causata dall'attività umana.

La tracimazione innesca l'erosione esterna, fenomeno che inizia con la rapida asportazione dello strato erboso delle scarpate e prosegue con la progressiva erosione del terreno dell'argine fino alla sua distruzione per un certo tratto. Le dimensioni della breccia formata dipendono dal dislivello tra la quota di piena e il piano campagna, dal materiale e geometria dell'argine, dall'estensione delle aree sommerse e dalla posizione dell'argine rispetto all'alveo del fiume.

Il dislivello è il principale fattore che influisce sulla velocità con cui l'acqua si riversa a campagna, determinando l'entità delle erosioni nel corpo arginale, sia sul fondo che sui bordi della breccia. Anche l'estensione delle superfici allagabili incide: in aree vaste, il riempimento è più lento, aumentando la durata del dislivello idraulico tra il fiume e la campagna.

La velocità della distruzione varia anche in base alla tipologia dell'argine. Se l'argine è in froldo la corrente lo erode più velocemente rispetto a un argine posto a chiusura di una zona

golenale, poiché nel secondo caso la velocità della corrente risulta minore in quanto il fiume presenta un'area maggiore di espansione e scorrimento.

Quando l'acqua tracima, scorrendo lungo il rilevato, provoca uno scavo profondo e ampio alla base dell'argine, noto come gorgo o botro, che contribuisce ulteriormente alla destabilizzazione della struttura.

2.1.7 Sormonto per sifonamento

Il sifonamento in un rilevato arginale si verifica a causa del flusso d'acqua che, attraverso percorsi preferenziali, si muove rapidamente e senza perdite di carico dal lato fiume verso il lato campagna all'interno del corpo arginale. Questo flusso aumenta le pressioni interstiziali nel terreno, superando la pressione idrostatica e mettendo a rischio la stabilità dell'argine. Se il terreno sovrastante non riesce a contrastare queste pressioni in eccesso, si verifica l'asportazione del materiale dall'interno dell'argine, causando l'abbassamento della sua sommità, con il rischio di tracimazione e crollo.

Il fenomeno può essere favorito dalla presenza di alberi sul rilevato: quando muoiono, le radici, formando canali che facilitano l'infiltrazione dell'acqua. In modo analogo, le tane scavate da animali creano vie preferenziali per il flusso d'acqua. Animali come istrici, volpi, conigli selvatici, nutrie e talpe (queste ultime con danni di minore entità) scavano tane articolate e profonde, specialmente in aree poco disturbate e coperte da arbusti o fitta vegetazione. In particolare, le nutrie realizzano tane lunghe fino a quindici metri, con ingressi a pelo d'acqua.

Diversi articoli correlano la presenza di tane all'interno del corpo arginale al possibile danneggiamento della struttura, con la creazione di un fenomeno di erosione concentrata che può portare ad un meccanismo di instabilità [Ceccato F., Simonini P., Malvestio S., 2022].

Nella successiva *Figura 2.7* si riportano alcuni esempi di danni causati dalla presenza di tane in diversi corpi arginali.

Figura 2.7: Evidenze dei danni causati dalla presenza di tane di animali nei corpi arginali

A testimonianza di questo, si riporta nella seguente *Figura 2.8* una tana riscontrata in un argine in prossimità della breccia di Via Chiesa a Sesto Imolese sull'argine del torrente Sillaro, apertasi a maggio 2023.

Figura 2.8: Tana di animale osservata in prossimità della rotta di via Chiesa a Sesto Imolese (BO) (Simonini et al., 2024)

2.1.8 Erosione del corpo arginale lato fiume

L'erosione del corpo arginale sul lato a fiume avviene durante gli eventi di piena e si verifica quando la tensione tangenziale della corrente, che lambisce il rilevato, è maggiore del valore limite ammesso per il materiale terroso che forma l'argine. Tale valore risulta particolarmente

modesto per la parte non rivestita da manto erboso o priva di alcuna protezione, come pietrame o rivestimenti con elementi in calcestruzzo.

Come già accennato nel *Paragrafo 2.1.6*, la tensione tangenziale esercitata dalla corrente è tanto più alta quanto più è elevata la velocità della corrente, con la conseguenza che gli argini in froldo, a diretto contatto con il fiume, sono maggiormente esposti al fenomeno rispetto a quelli in golena.

Allo scopo di controllare e bloccare l'erosione si deve intervenire tempestivamente tramite la stesa di teli protettivi oppure con gettate di massi, che hanno maggiore resistenza all'erosione [Da Deppo e Datei, 2022].

Nella *Figura 2.9* si illustra schematicamente quanto appena descritto.

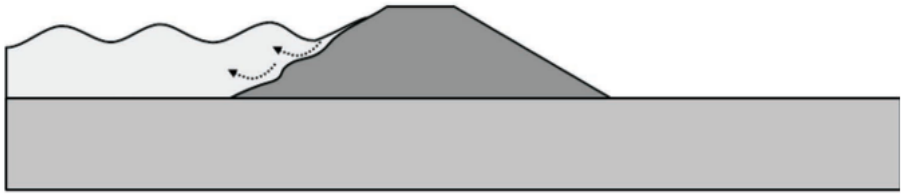


Figura 2.9: Erosione del corpo arginale sul lato a fiume a causa della corrente (CIRIA et al., 2013)

2.1.9 Erosione del corpo arginale a lato campagna

Il paramento esterno, a lato campagna, è invece soggetto ad azioni di natura diversa, come la presenza di vegetazione che con le radici può danneggiare il corpo arginale, l'azione umana o quella di animali che possono scavare tane o fori. A queste, come stato già detto nel precedente *Paragrafo 2.1.6*, si aggiunge l'azione dell'acqua che può provenire dalla tracimazione del rilevato o dallo straripamento: in questi casi, la velocità dei flussi è tale da erodere anche grandi porzioni di terreno (*Figura 2.10*). Il fenomeno di erosione inizia ad asportare parte del materiale costituente l'arginatura e può procedere fino alla completa erosione del rilevato.

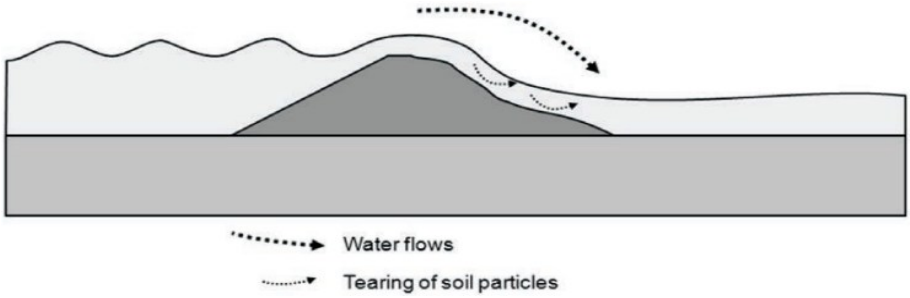


Figura 2.10: Esempio di erosione del paramento lato campagna (CIRIA et al., 2013)

2.1.10 Erosione al piede

L'erosione al piede avviene a causa della forza erosiva della corrente. Nei grandi fiumi, gli i argini maestri generalmente presentano la golena con una funzione protettiva: evita che la corrente entri in contatto diretto con il rilevato arginale, offre una fascia di terreno per agevolare le operazioni di manutenzione ordinaria e permette eventuali interventi di ripristino. Quando però l'erosione del fiume asporta l'arginello a difesa della golena e la golena stessa, l'argine maestro può diventare un argine in froldo, ossia esposto direttamente alla corrente fluviale. In questo caso, la zona della sponda che subisce l'erosione viene chiamata piarda, mentre la parte inclinata della sponda che raggiunge il fondo viene detta ripa [Da Deppo, L., Datei, C., Salandin, P., 2004].

L'erosione di un argine in froldo può iniziare dalla base, soprattutto quando la piarda si avvicina al piede dell'argine a causa dell'erosione dell'alveo principale. Questa erosione può progredire e coinvolgere anche il corpo arginale, compromettendone la stabilità.

Intervenire contro lo scalzamento di un argine in froldo è complesso, poiché risulta difficile monitorare tempestivamente l'entità e la localizzazione precisa dell'erosione. La *Figura 2.11* fornisce una rappresentazione schematica dell'erosione al piede di un argine in froldo, evidenziando come la corrente possa erodere progressivamente il terreno fino a minacciare la stabilità della struttura arginale.

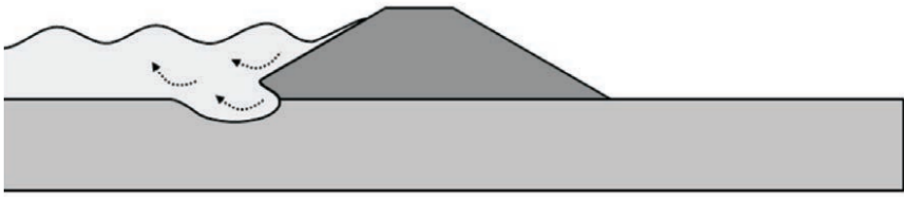


Figura 2.11: Erosione al piede del corpo arginale sul lato a fiume a causa della corrente (CIRIA et al., 2013)

2.1.11 Erosione interna

Il fenomeno dell'erosione interna nasce dal moto di filtrazione che si genera all'interno del corpo arginale, prodotto dalla saturazione del terreno a seguito del mantenimento del livello di piena per un medio periodo. Il moto di filtrazione genera una forza di filtrazione che è una forza volumetrica di trascinamento direttamente proporzionale al gradiente idraulico che fa distaccare le particelle di terreno, trasportandole lungo il flusso d'acqua (generalmente da lato fiume verso lato campagna).

Si formano così dei canali preferenziali dove, a seguito della perdita di resistenza tra le particelle del terreno, si ha un lento indebolimento del rilevato, il quale può portare alla generazione di una rotta e un successivo collasso della struttura.

Naturalmente, la presenza di un orizzonte stratigrafico a matrice granulare o con fessure all'interno del corpo arginale stesso, può favorire lo sviluppo del fenomeno dell'erosione interna. Particolare attenzione deve essere posta all'attività di animali nell'area, che possono scavare tane e dunque punti dove può essere favorito lo sviluppo di un flusso d'acqua concentrato, come già descritto.

Si specifica che di per sé la filtrazione all'interno del corpo arginale non è un problema prioritario, nonostante venga meno lo scopo principale dato dall'impermeabilizzazione della struttura. Diventa un fenomeno pericoloso quando la componente erosiva aumenta e cioè quando l'acqua, iniziando a fuoriuscire dal paramento esterno senza che venga messo in atto nessun tipo di intervento, erode e trasporta particelle di terreno, in quantità sempre maggiore a causa dell'aumento di permeabilità dovuta all'asportazione di terreno fine.

Possono generarsi dunque delle fessure all'interno del rilevato, o in alcuni casi dei veri canali, che permettono al flusso dell'acqua di fuoriuscire dal lato campagna dell'argine, allagando di conseguenza l'area esterna. Ovviamente, come già accennato a inizio del *Capitolo 2,* questa rottura di carattere idraulico può compromettere la stabilità del corpo arginale, portando a una possibile rottura di carattere strutturale.

Sono stati riconosciuti e studiati diversi meccanismi di erosione interna, riportati e illustrati qui sommariamente [Simonini P., Cola S., Bersan S., (2014)]:

- erosione retrogressiva (piping): si verifica quando l'acqua, infiltrandosi attraverso l'argine, inizia a trasportare particelle di terreno, creando canali sotterranei. Fenomeno scatenante è dato dal superamento del gradiente idraulico critico nel punto di fuoriuscita dell'acqua. Questo processo erosivo si intensifica progressivamente all'aumentare del flusso, allargando i canali e indebolendo la struttura. Se non controllato, il piping può causare il crollo dell'argine e la conseguente fuoriuscita d'acqua, provocando allagamenti. Nella *Figura 2.12* si illustra l'innesco del fenomeno in corrispondenza dei grani costituenti il terreno.

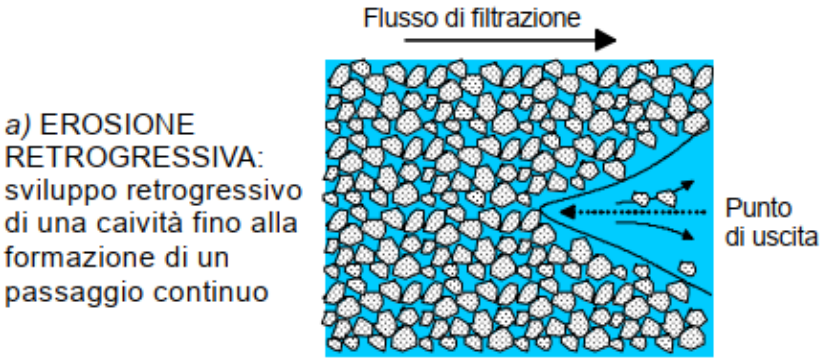


Figura 2.12: Innesco del fenomeno dell'erosione retrogressiva (Simonini P., Cola S., Bersan S., 2014)

Il processo con cui si sviluppa questo fenomeno è rappresentato in maniera ancora più chiara nella successiva *Figura 2.13*. Come si nota, il possibile canale preferenziale si può sviluppare anche al di sotto del corpo arginale, sfruttando la presenza di uno strato con un'alta percentuale di materiale granulare. È importante dunque valutare la stratigrafia del rilevato nella sua completezza, portando particolare attenzione alla possibile presenza di piccole lenti di materiale sabbioso, anche nella fondazione, come citato nel *Best Practices in Dam and Levee Safety Risk Analysis* [U.S. Army Corps of Engineers and Bureau of Reclamation, 2019].

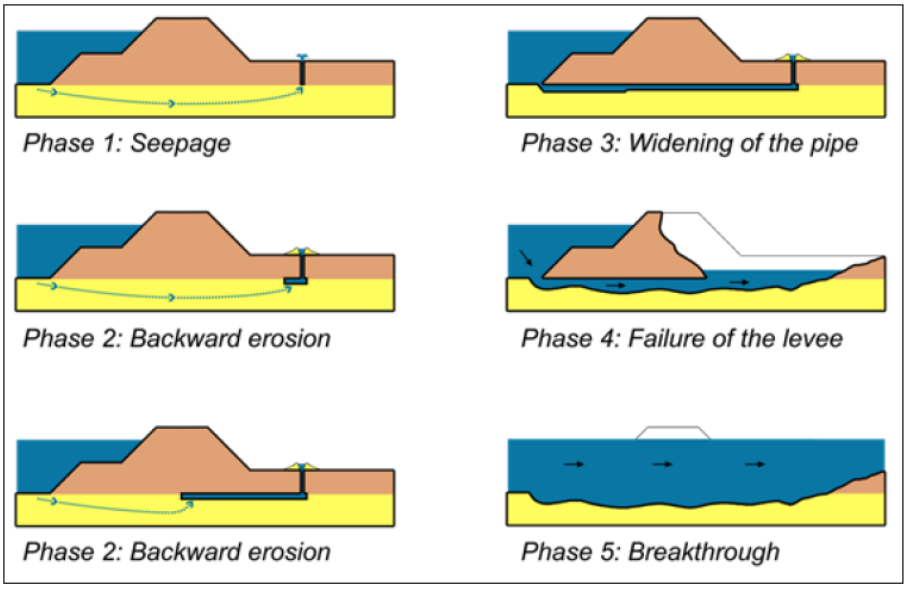


Figura 2.13: Processo di formazione ed evoluzione dell'erosione retrogressiva (Best Practices in Dam and Levee Safety Risk Analysis, 2019)

- erosione concentrata: nasce a seguito della presenza di una fessura o di un elemento che genera eterogeneità, quale per esempio la presenza di una tana all'interno del corpo arginale, come già anticipato nel *Paragrafo 2.1.7*. Come conseguenza si ha una concentrazione del flusso in questo punto, l'aumento degli sforzi di taglio sulla superficie e un progressivo distacco delle particelle di terreno, con l'ulteriore espansione della cavità (*Figura 2.14*).

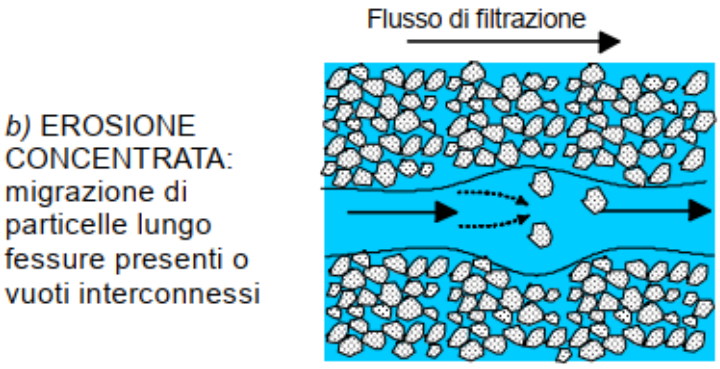


Figura 2.14: Innesco del fenomeno di erosione localizzata (Simonini P., Cola S., Bersan S., 2014)

Anche attraverso l'elaborazione di modelli numerici rappresentativi di situazioni dove si analizza la presenza di piccole cavità in comunicazione idraulica con fiume, si riscontra che all'aumento della pressione dell'acqua all'interno della cavità si possono innescare fenomeni di erosione concentrata, che possono portare a un cedimento locale[Ceccato F., Simonini P., 2022].

- erosione di contatto: si sviluppa all'interfaccia tra due strati di diversa granulometria nel caso in cui non sia stata prevista un'adeguata ritenzione (uso di geotessuto): il materiale fine sottostante viene trasportato dal flusso d'acqua all'interno dei pori del materiale grossolano, generando delle zone di vuoto all'interfaccia, che possono a loro volta essere causa di cedimenti ed aumentata erosione e permeabilità (*Figura 2.15*);

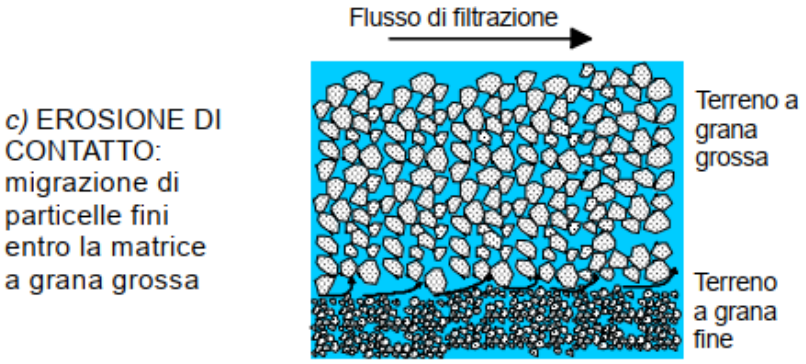


Figura 2.15: Innesco del fenomeno di erosione da contatto (Simonini P., Cola S., Bersan S., 2014)

- erosione per migrazione: è una tipologia di erosione che avviene in materiali dalla granulometria variabile e che consiste nel trasporto delle particelle più fini tra quelle più grandi fino a fuoriuscire dal volume di partenza, aumentando la porosità del materiale e di conseguenza la sua permeabilità (*Figura 2.16*).

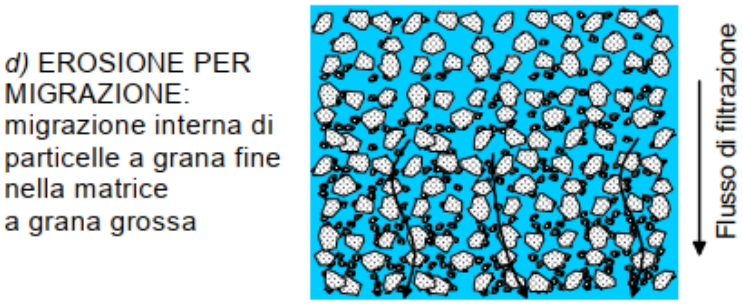


Figura 2.16: Innesco del fenomeno di erosione per soffusione (Simonini P., Cola S., Bersan S., 2014)

2.2 INTERVENTI PROVVISIONALI DURANTE LE PIENE

Durante le piene fluviali, gli interventi provvisionali sugli argini sono fondamentali per garantire la stabilità e prevenire danni strutturali. Questi interventi comprendono misure temporanee volte a contenere la pressione idrica, limitare infiltrazioni e mitigare fenomeni erosivi. Attraverso il monitoraggio costante e l'applicazione di diverse tecniche di protezione, si cerca di ridurre il rischio di collasso della struttura, assicurando la tenuta dell'argine fino al deflusso delle acque. Nei paragrafi successivi si presentano le principali opere di difesa dalle piene, in particolare per contrastare l'erosione esterna, l'erosione interna e l'instabilità delle scarpate del rilevato, come descritti nel *Manuale sulla difesa dalle esondazioni e sulla chiusura delle rotte arginali* [Da Deppo e Datei, 2022].

2.2.1 Sovralzo con sacchetti di sabbia

Il sovralzo arginale realizzato con sacchi di sabbia, limo o argilla è una misura provvisionale rapida per innalzare temporaneamente la quota dell'argine in caso di piena. I sacchi di polipropilene, riempiti di materiale, sono disposti a formare una sezione trapezoidale alta massimo 1,00 m, con una base larga almeno tre volte l'altezza.

La costruzione dell'arginello inizia con una fila di sacchi parallela al corso d'acqua e distanziata dal bordo arginale, mantenendo una disposizione sfalsata per evitare continuità nei giunti e ridurre le infiltrazioni. Ogni sacco viene compattato per minimizzare i vuoti. A protezione dall'acqua, un telo di polietilene copre la struttura, ancorandosi dalla sommità arginale e scendendo lungo entrambi i lati.

Nella *Figura 2.17* si illustra schematicamente la tecnica costruttiva dell'arginello provvisorio precedentemente spiegata.

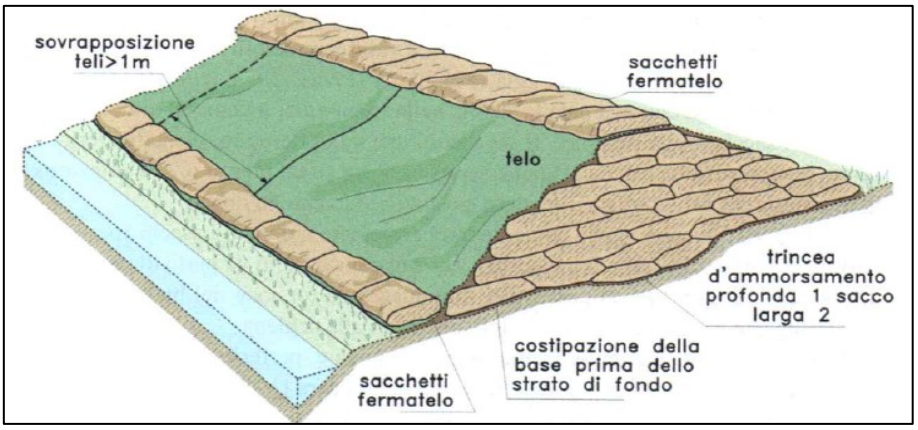


Figura 2.17: Sovralzo arginale con sacchi di sabbia con rivestimento impermeabile sul lato a fiume (Da Deppo e Datei, 2022)

2.2.2 Sovralzo con pannelli in legno

Una struttura di difesa del corpo arginale molto semplice da utilizzare è data dall'uso di pannelli di legno, ossia elementi prefabbricati e agevolmente trasportati sul luogo d'impiego.

Possono essere utilizzati con diversi scopi:

- protezione della sponda: hanno lo scopo di proteggere il paramento lato fiume ed evitare un repentino aumento della permeabilità del corpo arginale;
- sovralzo arginale: i pannelli vengono predisposti verticalmente, sulla cresta arginale, con lo scopo di innalzare l'argine ed evitare un possibile sormonto da parte del fiume. Si crea una struttura per supportare i pannelli e infine, per sopperire alla spinta del

fluido, si posizionano dei sacchi di sabbia alle spalle della paratia creata con tali elementi lignei. (*Figura 2.18*).

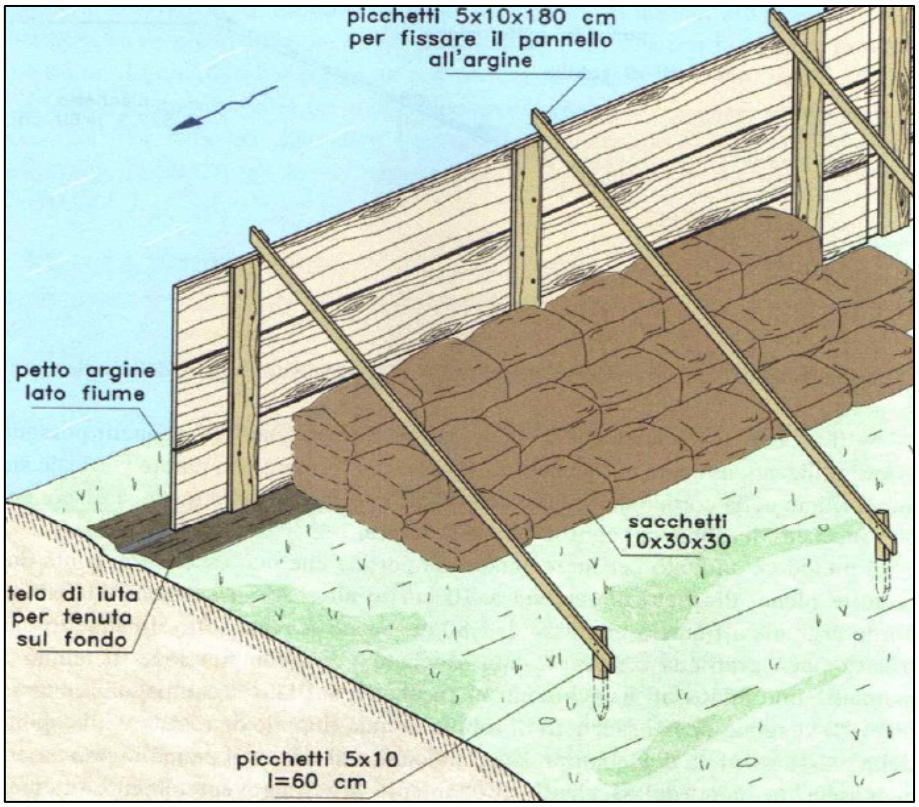


Figura 2.18: Sovralzo arginale con pannelli di legno (Da Deppo L. e Datei C., 2022)

- supporto per la creazione di un arginello: si predispongono due file di pannelli sostenuti verticalmente da dei picchetti e collegati alla parte alta con dei traversi per garantire maggior stabilità. Viene successivamente riempito lo spazio con del materiale prelevato in loco con lo scopo anche in questo caso di innalzare la cresta arginale.

2.2.3 Arginelli provvisionali

Gli arginelli provvisionali possono essere realizzati utilizzando un telo impermeabile in materiale plastico, che viene steso e coperto con terra prelevata dalla cresta dell'argine o trasportata sul posto. La sezione dell'arginello assume una forma pseudo-trapezoidale, con la base larga circa il doppio dell'altezza. Dopo aver steso il telo, questo viene ripiegato verso il lato campagna, dove sacchi di sabbia ne bloccano le sovrapposizioni, garantendo maggiore stabilità.

Nella *Figura 2.19* si illustra una rappresentazione schematica della realizzazione di un arginello provvisionale con terreno e telo impermeabile.

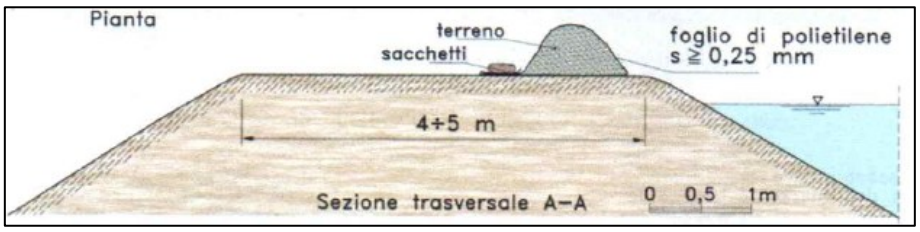


Figura 2.19: Arginello provvisionale con terreno e telo impermeabile (Da Deppo L e Datei C, 2022)

2.2.4 Impermeabilizzazione delle sponde

Per prevenire l'innesco di fenomeni di erosione interna, una soluzione efficace è proteggere la sponda lato fiume dell'argine con un telo impermeabile, che serve a bloccare le infiltrazioni d'acqua. Questo telo viene posizionato sul petto dell'argine e fissato al terreno tramite picchetti, assicurandone una buona tenuta. La legatura è eseguita con una fune resistente collegata a un dispositivo di ancoraggio detto bottone, situato sotto il telo per una stabilità aggiuntiva. Vengono infine disposti dei sacchi di sabbia lungo i quattro lati della zona protetta per aumentare la sicurezza e garantire l'aderenza del telo alla superficie arginale. (*Figura 2.20*)

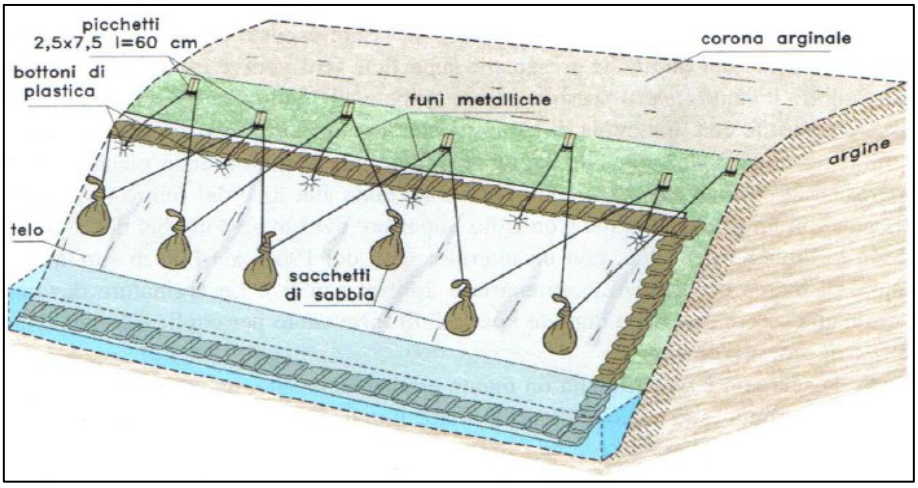


Figura 2.20: Protezione della scarpata a fiume di un argine con il metodo dell'impermeabilizzazione (Da Deppo L e Datei C, 2022)

2.2.5 Costruzione di berme a lato campagna

Pensando ad interventi più a lungo termine, quando persistono problemi di filtrazione o sollevamento del piede arginale, l'intervento più efficace è la costruzione di una berma sul lato campagna. Questa struttura serve ad allungare il percorso di filtrazione, riducendo

pressioni interstiziali e forze di filtrazione nel corpo arginale con conseguente miglioramento della stabilità al piede. Le berme possono essere realizzate solo se c'è spazio sufficiente sul lato campagna e sono presenti le condizioni ideali, tra cui un livello di magra del corso d'acqua. È da tener presente anche che è un intervento importante e significativo anche dal punto di vista economico se da realizzare per tratti estesi di arginature.

Esistono quattro tipi di berme, ciascuna con caratteristiche specifiche:

- berma impermeabile: riduce le pressioni interstiziali prolungando il percorso di filtrazione;
- berma semipermeabile: lascia passare una parte del flusso, adattandosi a condizioni di maggiore permeabilità;
- berma permeabile: utilizza materiale sabbioso a elevata permeabilità, ma può incrementare le pressioni al piede;
- berma filtrante: combina sabbia e ghiaia per un efficace drenaggio, riducendo le pressioni di filtrazione con un tubo di scarico alla base.

In alternativa, una barriera impermeabile lato fiume, continua lungo la sponda, può limitare il flusso di filtrazione e abbassare le pressioni interstiziali nel lato a campagna dell'argine.

2.2.6 Interventi per controllo dei fontanazzi

Come già spiegato nel *Paragrafo 2.1.11*, i fontanazzi sono fenomeni di erosione interna che si manifestano sul lato campagna degli argini durante le piene, quando l'acqua in pressione filtra attraverso il corpo arginale, trasportando particelle di terreno verso l'esterno. Questo fenomeno è dettato dalla differenza di quota tra il fiume e la sezione di sbocco. La dissipazione di energia lungo il percorso di filtrazione non è sufficiente per abbassare significativamente il gradiente idraulico in uscita, il quale rimane superiore al valore critico, annullando le tensioni efficaci e causando quindi l'asportazione delle particelle costituenti la frazione fine del terreno.

Questo flusso erosivo crea piccole sorgenti, simili a fonti d'acqua, da cui il termine "fontanazzi". Se non controllati, i fontanazzi possono allargarsi, formare canali sotterranei e compromettere la stabilità dell'argine, poiché causano una perdita di materiale e aumentano il rischio di collasso strutturale.

La creazione di un fontanazzo è un chiaro segnale del raggiungimento della condizione critica del corpo arginale. Viene indicato dalla presenza d'acqua affiorante in superficie sul lato campagna: essa rappresenta la presenza di una lenta filtrazione che denuncia l'avvio del fenomeno.

Nella successiva *Figura 2.21* è schematizzata la formazione di un fontanazzo al piede di un rilevato arginale, con un contenimento dell'acqua tramite il posizionamento di sacchi di sabbia.

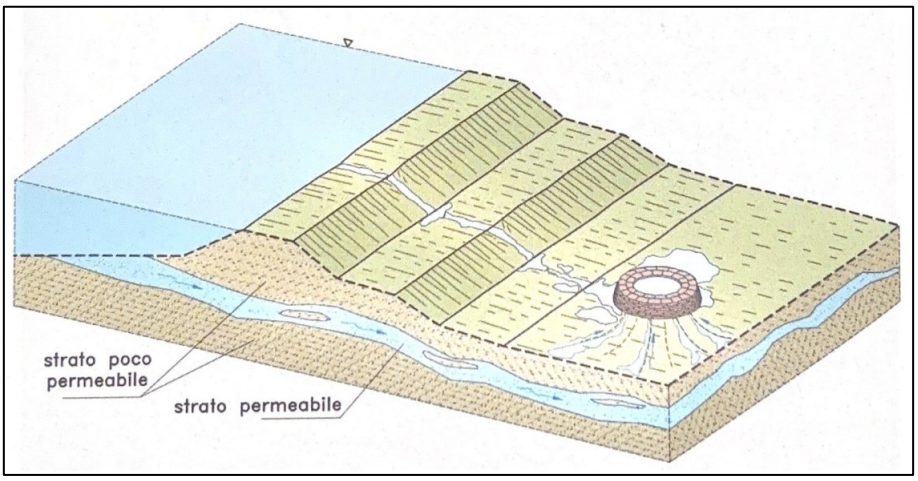


Figura 2.21: Schema di formazione di un fontanazzo ai piedi di un rilevato (Da Deppo L e Datei C, 2022)

Esistono diversi interventi per contenere il fenomeno, quali:

- creazione di una coronella con sacchi di sabbia. La prima metodologia è quella già anticipata nella precedente immagine. Si tratta di andare a circondare il punto di fuoriuscita dell'acqua con dei sacchi di sabbia, con lo scopo di innalzare progressivamente il livello dell'acqua e di conseguenza abbassare il gradiente idraulico in quel punto. In questo modo è possibile anche limitare il trasporto solido dato che il materiale trasportato rimane in zona e non viene disperso. La portata d'acqua presente nel fontanazzo viene allontanata con una tubazione. In *Figura 2.22* si riporta una immagine relativa ad un contenimento di un fontanazzo presso l'argine del fiume Po in località Cavanella, nel comune di Adria;

Figura 2.22: Coronella di sacchi per il controllo di un fontanazzo nell'argine del Po (Il Gazzettino, 2021)

- impermeabilizzazione della scarpata lato fiume: la seconda metodologia, più difficile ma comunque efficace, è quella di andare a impermeabilizzare il lato dell'argine verso il fiume attraverso un telo impermeabile, con una metodologia analoga a quanto già citato nel *Paragrafo 2.2.4*. Il primo metodo risulta migliore in quanto si va ad intervenire in un punto localizzato e ben identificabile, mentre con questa metodologia è necessario ricoprire una superficie più vasta perché non sono note le zone di origine dell'acqua di filtrazione che va ad alimentare il fontanazzo.

3 L'EVENTO ALLUVIONALE DI MAGGIO 2023 IN EMILIA-ROMAGNA

In questo capitolo viene approfondito l'evento meteorologico che ha interessato la Regione Emilia-Romagna nel maggio 2023.

L'alluvione che ha colpito il territorio emiliano è stata una catastrofe naturale, caratterizzata da piogge eccezionalmente copiose concentrate in pochi giorni. Dopo mesi di siccità, questo evento estremo ha colpito diverse province, saturando i terreni, sovraccaricando i fiumi e facendo straripare 23 corsi d'acqua nelle medesime ore. Le precipitazioni hanno generato un volume d'acqua che i bacini idrografici non sono riusciti a contenere, causando la rottura e l'esondazione degli argini in varie provincie, in particolare Bologna, Ravenna e Forlì-Cesena.

Nella successiva *Figura 3.1* si riporta un'immagine satellitare fornita dal modulo Rapid Mapping del Copernicus Emergency Management Service (CEMS), che ha prodotto una mappa di delimitazione delle aree allagate a seguito dell'alluvione nei giorni tra il 16 e 18 maggio 2023.

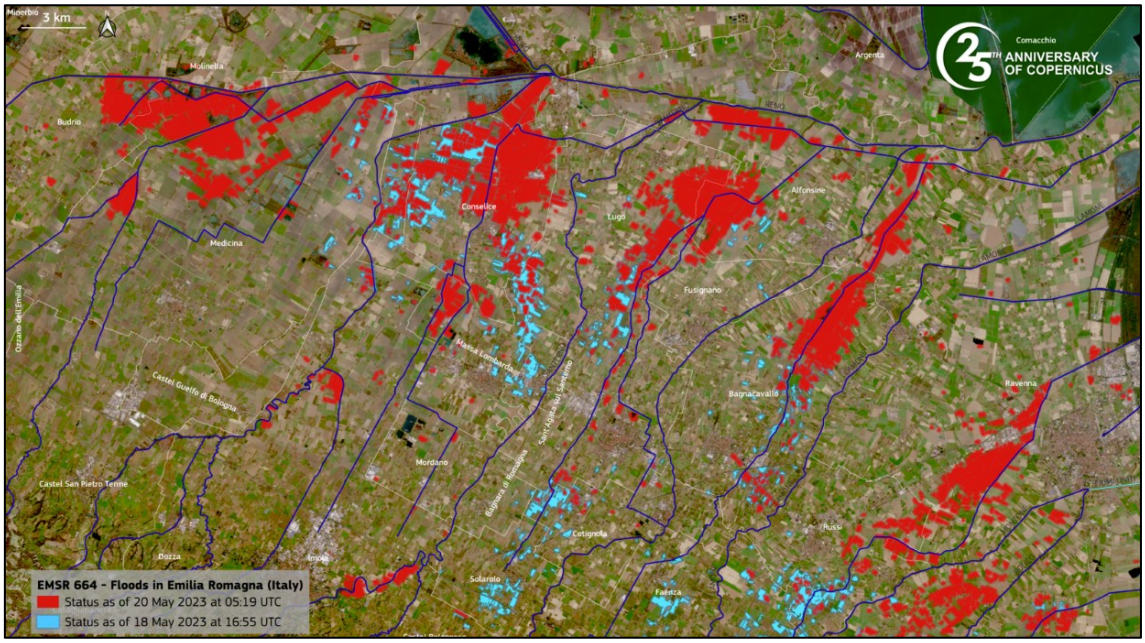


Figura 3.1: Immagine satellitare raffigurante le aree allagate a seguito dell'alluvione del 2023 (Copernicus Emergency Management Service)

L'impatto di questa alluvione è stato devastante: vaste aree agricole, industriali e urbane sono state sommerse, con danni stimati per miliardi di euro. Migliaia di famiglie sono state costrette ad evacuare le proprie abitazioni, mentre le infrastrutture essenziali come strade, ponti e ferrovie, sono state gravemente danneggiate, complicando ulteriormente le operazioni di soccorso. Le città maggiormente colpite sono state Faenza, Cesena, Lugo e Ravenna, dove interi quartieri sono rimasti sommersi per giorni.

Le conseguenze di questi eventi hanno evidenziato la vulnerabilità del territorio, sia nelle aree pianeggianti che collinari, spesso già compromessa da una gestione non adeguata dei problemi idrogeologici e dalla scarsità di interventi di manutenzione e prevenzione. Questo evento drammatico ha alimentato un ampio dibattito sulla necessità di interventi strutturali mirati a ridurre il rischio idrogeologico e a mitigare gli effetti del cambiamento climatico, che contribuisce ad aumentare l'intensità e la frequenza di fenomeni estremi come questo.

3.1 DANNI RISCONTRATI SUGLI ARGINI DEL FIUME SILLARO

In particolare, in questa tesi si vuole studiare e dare un parere sull'efficienza delle riparazioni delle brecce che si sono verificate sugli argini del torrente Sillaro, effettuate in emergenza.

Il torrente Sillaro è un affluente del Reno, con una lunghezza di circa 70 km. La sorgente si trova in provincia di Firenze, scorre per gran parte nella provincia di Bologna, percorre pochi km nei comuni di Massa Lombarda e Conselice (provincia di Ravenna) per poi immettersi nel Reno in provincia di Ferrara.

Assieme ai torrenti Santerno e Senio, il Sillaro è stato il fiume più colpito dagli eventi metereologici di maggio 2023. Per comprendere meglio la portata dell'evento, viene analizzata la serie storica della pluviometria compresa tra il 1921 e il 2021, facendo fede ai dati idrografici rilevati da un pluviometro situato a Sesto Imolese [Brath et al., 2023].

Nella *Figura 3.2* si riporta la ricostruzione della serie storica dei massimi annuali della pioggia media areale giornaliera con l'indicazione di quella caduta durante il primo evento pari a 116,78 mm (evidenziato in colore rosso) e di quella caduta durante il secondo evento, pari a 104,77 mm (evidenziata in colore blu).

Come si può notare tali valori non sono maggiori dei massimi storici, ma gli si avvicinano molto.

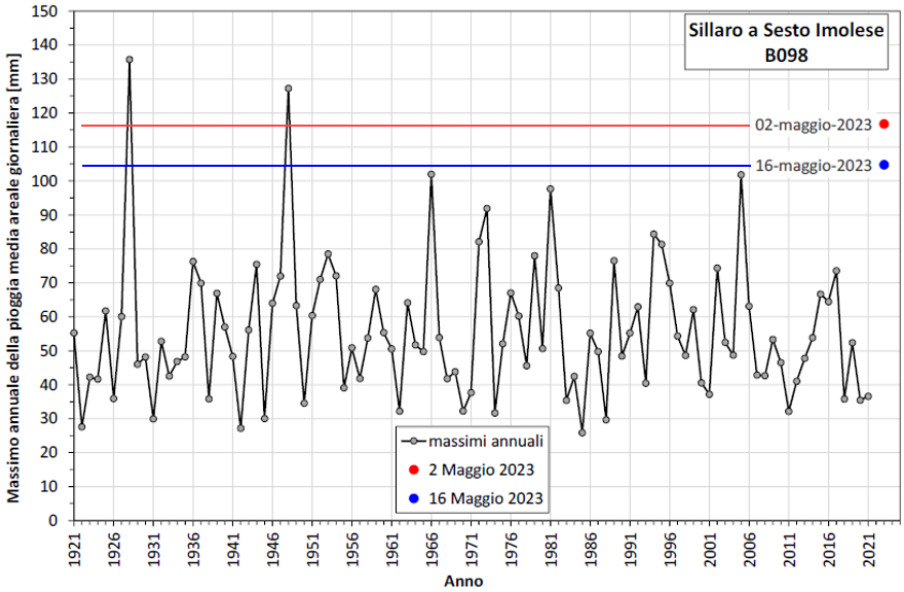


Figura 3.2: Serie storica dei massimi di pioggia media areale giornaliera per il bacino del Sillaro (Brath et al. 2023)

Nella *Figura 3.3* si evidenzia invece la serie storica dei massimi annuali della pioggia media areale giornaliera sommata su due giorni con l'indicazione di quella caduta durante il primo evento (evidenziato in colore rosso) e di quella caduta durante il secondo evento (evidenziata in colore blu). In questo caso, la quantità precipitata si avvicina molto al massimo storico del 1928 [Brath et al., 2023].

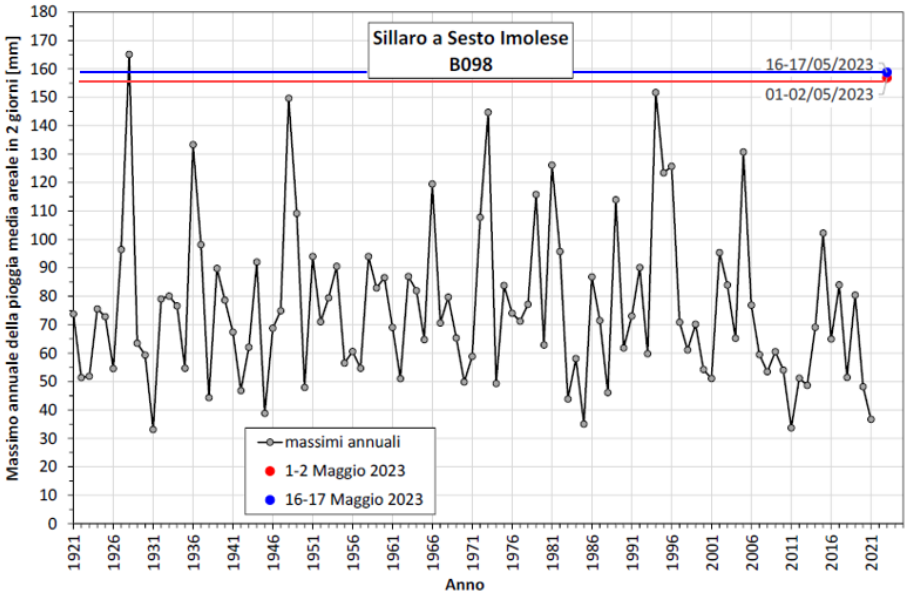


Figura 3.3: Serie storica dei massimi di pioggia media areale giornaliera in 2 giorni per il bacino del Sillaro (Brath et al. 2023)

Questi dati confermano che l'evento meteorologico è stato di un'intensità eccezionale per tutta la sua durata.

In particolare, per la stazione pluviometrica di Sesto Imolese, la Commissione tecnico-scientifica incaricata di analizzare l'evento ha stimato, utilizzando analisi statistiche degli eventi estremi, un tempo di ritorno di circa 78 anni per la pioggia media giornaliera e di 65 anni per la precipitazione mediata su due giorni.

Sebbene significativi, questi tempi di ritorno risultano modesti se confrontati con quelli di altre stazioni pluviometriche della zona, alcune delle quali hanno stimato valori superiori a 500 anni. Ciò implica che eventi simili potrebbero ripetersi con una maggiore frequenza sul fiume Sillaro rispetto ad altri corsi d'acqua nella stessa area. Nonostante i livelli idrometrici non abbiano raggiunto un record assoluto, i danni subiti dal territorio sono stati ingenti e hanno evidenziato come le strutture di contenimento esistenti non fossero adeguate a contenere un evento di tale portata.

Per una maggiore comprensione del problema, risulta essenziale analizzare le rotture dei corpi arginali limitrofi al torrente Sillaro, valutando i danni creati e le riparazioni effettuate.

In particolare, nella zona di nostro interesse, si sono verificate le seguenti rotture arginali:

- apertura di una breccia in corrispondenza dell'area di Via Merlo, nel comune di Conselice;
- il collasso delle golene nell'area di Via Dozza, nel comune di Medicina;
- l'apertura di una breccia nell'area di Via Chiesa, nel comune di Sesto Imolese;
- l'apertura di una breccia nell'area di Via del Tiglio, nel comune di Massa Lombarda.

Nella *Figura 3.4* viene riportata la mappa identificativa di tutte queste rotture arginali.

Figura 3.4: Mappa identificativa delle diverse rotture arginali verificatesi lungo il torrente Sillaro

3.1.1 La breccia di Via Merlo

Come riportato nella perizia giustificativa [Manuelli C. Gamberini G.,29 maggio 2023], il primo evento di piena avvenuto il 2 maggio 2023, ha causato l'apertura di una breccia nel corpo arginale a circa 200 m da Via Merlo (comune di Conselice). La rotta è stata prontamente chiusa ma durante la seconda piena del 16-17 maggio, il fiume ha sormontato la struttura appena realizzata, causando la riapertura della breccia.

Grazie ai video forniti dalla Protezione Civile, è stato possibile escludere il sormonto come possibile causa della prima rottura, che molto probabilmente è stata causata da un difetto locale, quale la presenza di una tana di un animale, che potrebbe aver innescato un'erosione concentrata nel corpo arginale.

Questa è stata la rottura più grave verificatasi lungo il Sillaro e ha causato l'allagamento delle colture e di un gruppo di edifici ad uso residenziale presenti nella zona.

La *Figura 3.5* riporta un fermo immagine ricavato da un video fornito dalla Protezione Civile, nel quale può ricavare il tipo di rottura e l'entità di volume coinvolto.

Figura 3.5: Apertura della prima breccia di via Merlo, Conselice (BO) (Protezione Civile)

Il livello idrometrico ha raggiunto un valore record mai registrato, pari a 15,29 m (*Figura 3.6*). Durante il secondo evento di maggio 2023, tale livello è stato addirittura superato, arrivando a una quota di 15,52 m (*Figura 3.7*).

Come si nota, in entrambe i grafici la curva identificativa dell'andamento idrometrico supera i valori limite di soglia limite (retta gialla), soglia di attenzione (retta arancione) e soglia critica (retta rossa).

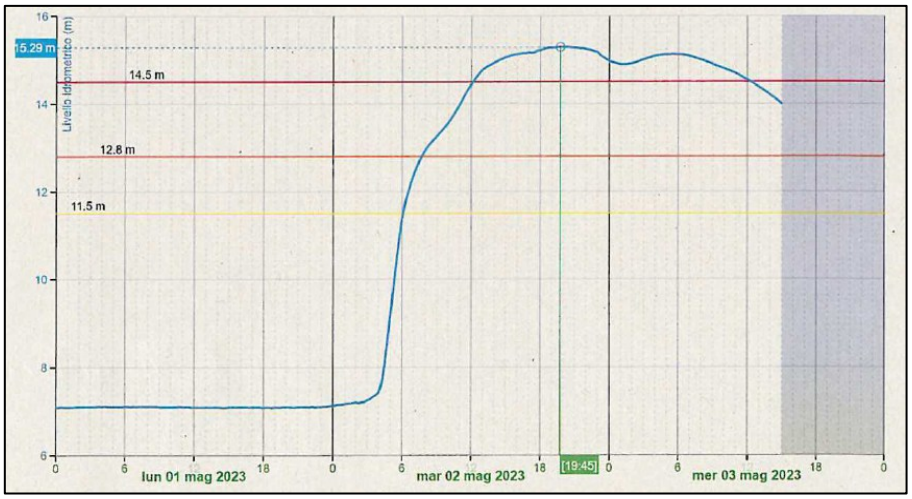


Figura 3.6: Idrogramma di piena dell'idrometro di Sesto Imolese, 1 – 3 maggio 2023 (Manuelli et al. 2023)

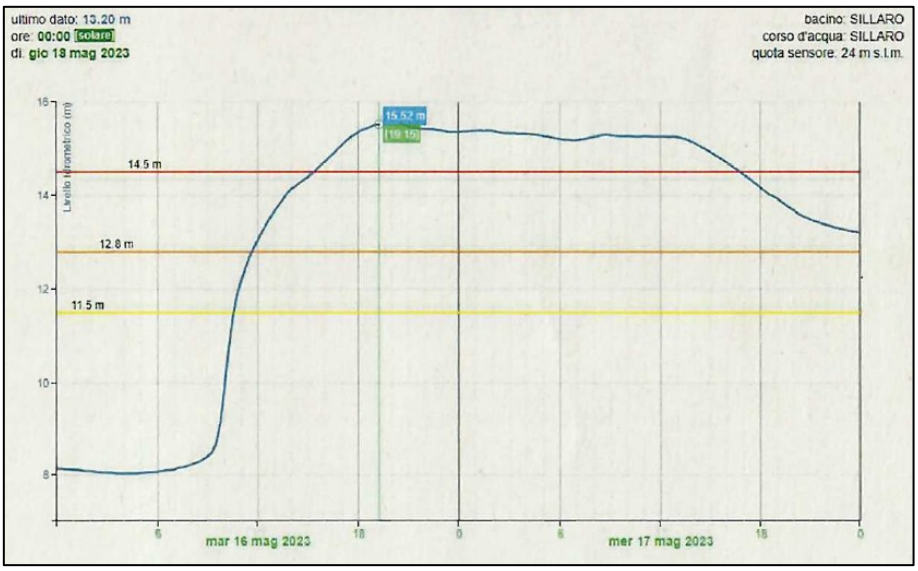


Figura 3.7: Idrogramma di piena dell'idrometro di Sesto Imolese, 15 – 17 maggio 2023 (Manuelli et al. 2023

Oltre a questa rottura, si è verificato un fenomeno di svaso rapido con conseguente instabilità della sponda lato fiume nel tratto posto sia a monte che a valle della breccia, che ha portato alla compromissione di 900,00 m di golene, valore comprendente i tratti in destra e sinistra idraulica.

A seguito di questi danni, appena possibile sono stati effettuati i seguenti interventi per riportare in condizioni di sicurezza il corpo arginale:

- ripristino delle rotture mediante la posa di massi ciclopici, che consentono di rallentare il flusso dell'acqua in uscita dal torrente Sillaro (*Figura 3.8*);

Figura 3.8: Riparazione della rotta di via Merlo tramite massi ciclopici (Manuelli et al. 2023)

- ricostruzione della golena erosa mediante abbassamento della quota golenale posta a monte della rotta arginale;
- ricostruzione del corpo arginale mediante terreno proveniente da cava;
- installazione di palancole di tipo Larsen della lunghezza di 12,00 m per una lunghezza di 100,00 m, al piede interno del corpo arginale (*Figura 3.9*).

Figura 3.9: Diaframma in palancole in corrispondenza del piede interno dell'argine di via Merlo (Manuelli et al. 2023)

3.1.2 Collasso delle golene nell'area di Via Dozza

A seguito del secondo evento di maggio 2023 e dell'apertura della breccia di via Merlo, come riportato nella perizia giustificativa [Manuelli C. Gamberini G., 14 luglio 2023], gli argini lato golena sono collassati e il fenomeno si è propagato a ritroso, interessando il corpo arginale in sinistra idraulica nei pressi di Via Dozza, nel comune di Medicina (*Figura 3.10*). Tale fenomeno è stato causato dallo svaso rapido e da fenomeni erosivi indotti dalla elevata corrente.

Figura 3.10: Rottura arginale in corrispondenza di via Dozza (Manuelli et al. 2023)

Gli interventi migliorativi hanno interessato la golena, la quale è stata risagomata e protetta dall'erosione con pietrame, creando una coronella a tergo del fiume (*Figura 3.11*). Nei punti in cui anche il rilevato arginale era parzialmente crollato, è stato posizionato del pietrame al piede e poi l'argine è stato ricostruito.

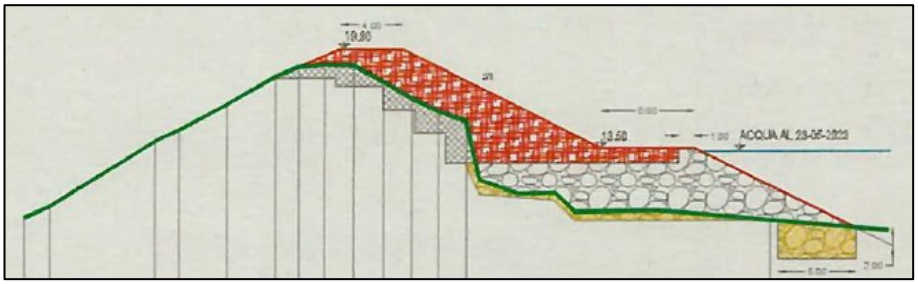


Figura 3.11: Sezione di progetto riportata nelle perizie per la riparazione in via Dozza (Manuelli et al. 2023)

3.1.3 La breccia di Via Chiesa

Durante la prima piena di maggio 2023 si è aperta una breccia in un argine privato in corrispondenza di Via Chiesa, nel comune di Sesto Imolese.

Alcuni sopralluoghi in questa zona hanno evidenziato la presenza di diverse tane di animali ed è plausibile ritenere che questa possa essere stata la causa della breccia. L'argine è stato totalmente ricostruito (*Figura 3.12*).

Figura 3.12: Porzione di argine ricostruito in via della Chiesa (Manuelli et al. 2023)

3.1.4 La breccia di Via del Tiglio

Come evidenziato dalla perizia giustificativa [Manuelli C. Gamberini G., 29 maggio 2023], si è verificata infine un'ultima rotta arginale nei pressi di Via del Tiglio, nel comune di Massa Lombarda. Questa zona coincide molto probabilmente con una breccia antecedentemente riparata mediante il posizionamento di massi ciclopici nella parte inferiore del rilevato e successivamente coperti con del terreno.

Un sopralluogo effettuato a marzo 2024 ha constatato segni di filtrazione del corpo arginale che ha eroso il piede di valle, portando alla luce i massi con cui era stata chiusa la rotta e innescando piccole instabilità della scarpata a lato campagna (*Figura 3.13*).

Figura 3.13: Manifestazioni di erosione nel corpo arginale nella zona di via del Tiglio

Grazie alla testimonianza di alcuni residenti, è emerso che durante la piena l'acqua è fuoriuscita a getto dal corpo arginale, escludendo quindi una rottura per sormonto. Questo può confermare una possibile rottura per erosione interna, molto probabilmente causata dalla presenza di un difetto localizzato, che con il passare del tempo e della piena si è progressivamente allargato, aumentando la permeabilità della sezione fino a causarne il collasso.

In tale punto, la permeabilità è alta a causa del tipo di materiale utilizzato. Inoltre, si sospetta un fenomeno di erosione da contatto, tipico nelle interfacce tra materiali con granulometria molto diversa, dove la filtrazione provoca un aumento della permeabilità e una riduzione della resistenza dell'argine.

Per affrontare e mitigare questi fenomeni, sono stati eseguiti interventi urgenti, tra cui:

- chiusura della breccia con il posizionamento di massi ciclopici per rallentare il flusso d'acqua fuoriuscito dal torrente Sillaro (*Figura 3.14*)

Figura 3.14: Posa in opera dei massi ciclopici per la chiusura della breccia in via del Tiglio (Manuelli et al. 2023)

- ricostruzione dell'argine utilizzando terreno prelevato dalla contro banca interna sul lato sinistro idraulico;
- telonatura dell'argine ricostruito (*Figura 3.15*);

Figura 3.15: Posizionamento del telo per coprire il nuovo rilevato arginale in corrispondenza dell'area di via del Tiglio (Manuelli et al. 2023)

- realizzazione di un pre-scavo effettuando uno sbancamento preliminare, seguito da uno scavo a sezione obbligata lungo il corso d'acqua per 200 metri, con lo scopo di intercettare e bloccare i sifonamenti.

3.2 EVENTI ALLUVIONALI SUCCESSIVI A QUELLI DI MAGGIO 2023

Purtroppo, verso la fine del 2024, nel territorio emiliano si sono verificati altri due eventi alluvionali, che hanno provocato esondazioni lungo diversi torrenti. Si descrivono brevemente nei successivi paragrafi.

3.2.1 Evento alluvionale di settembre 2024

Tra il 17 e il 20 settembre 2024, si sono verificate nuove rotture degli argini nelle province di Bologna e Ravenna a causa di intense precipitazioni, un fenomeno che ha colpito in particolare i comuni di Faenza e Traversara, entrambi in provincia di Ravenna. I corsi d'acqua coinvolti sono stati il Lamone, il Senio, il Sillaro e l'Idice, che già avevano subito danni rilevanti durante l'alluvione del maggio 2023.

A Faenza e Traversara, le criticità sono state particolarmente gravi. In queste aree, la rottura dell'argine del fiume Lamone ha causato estese inondazioni, come documentato nella *Figura 3.16*, e ha ulteriormente messo in evidenza le fragilità persistenti delle infrastrutture fluviali, già sottoposte ad elevato stress nelle emergenze precedenti [Rai news, 2024].

Figura 3.16: Apertura della breccia sull'argine in sinistra del fiume Lamone (Rai news)

Per quanto concerne il bacino del torrente Sillaro, si è generata una nuova rotta, a una distanza di circa 700 m dal tratto precedentemente riparato, in prossimità di via Merlo. Nella *Figura 3.17* si riporta l'andamento idrografico rilevato nella stazione di Portonovo, frazione del comune di Medicina, a pochi km da dove si è verificata la nuova rotta arginale [Arpae, 2024].

Come è possibile osservare, il livello del fiume ha raggiunto i livelli critici in meno di 5 ore, passando da un livello del fiume di 6,00 metri in condizioni normali alla quota di quasi 14,00 metri.

Anche se con valori idrometrici minori rispetto all'evento meteorico di maggio 2023, si evidenzia come il livello del fiume (linea verde) supera il valore di soglia limite posta a 10,3 m (linea gialla), il valore di soglia di attenzione posta a 11,8 m (linea arancione) e anche il valore di soglia critica posta a 13,0 m (linea rossa).

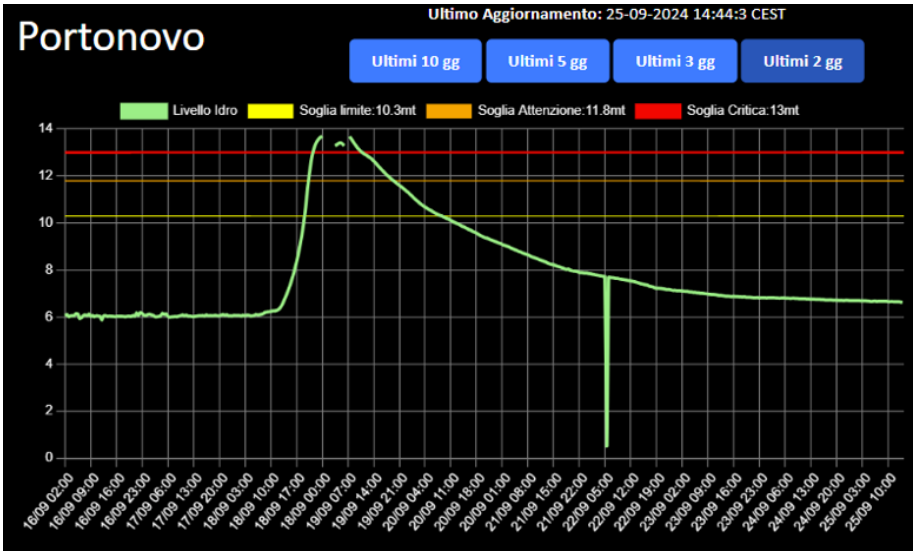


Figura 3.17: Idrogramma di piena rilevato nella stazione di Portonovo, frazione del comune di Medicina (Arpae)

3.2.2 Evento alluvionale di ottobre 2024

Nel mese di ottobre, a cavallo tra il 20 e 24, il territorio emiliano è stato nuovamente colpito da alcuni eventi alluvionali che hanno portato anche in questo caso all'esondazione e rottura di diversi corpi arginali. In particolare, sono esondati il canale Tassone e i torrenti Quaderna e Savena. A testimonianza di questo, si riportano i fermoimmagine ricavati da alcuni video forniti dalla Protezione Civile, relativi alla rottura del torrente Savena (*Figura 3.18*) e della rottura del canale Tassone (*Figura 3.19*).

Figura 3.18: Breccia sull'argine sinistro del torrente Savena (Protezione Civile)

Figura 3.19: Breccia sull'argine destro del canale Tassone (Protezione Civile)

3.3 INTERVENTI DI SOMMA URGENZA PER LA CHIUSURA DELLE BRECCE

Nei momenti successivi all'apertura di una breccia in un argine, l'obiettivo principale è intervenire tempestivamente per chiudere la falla e facilitare il drenaggio delle aree colpite dall'esondazione. Non appena la corrente d'acqua in uscita dalla breccia diminuisce a un livello gestibile, è cruciale effettuare una ricognizione per valutare l'entità del danno e pianificare le misure di ripristino.

La strategia d'intervento varia a seconda della tipologia di corso d'acqua. Nel caso di fiumi pensili, cioè corsi d'acqua il cui fondo è sopraelevato rispetto al piano campagna, le acque tendono a defluire con elevata velocità anche dopo il picco della piena, rendendo la chiusura della breccia più complessa e pericolosa. Al contrario, per i corsi d'acqua con fondo inferiore al piano campagna, le acque possono essere ricondotte nell'alveo più facilmente, rendendo il contenimento e la chiusura della breccia meno ardui e meno soggetti a pericoli immediati.

Possono essere adoperate diverse tipologie di interventi, tra le quali:

- chiusura tramite palancole;
- chiusura tramite una coronella in pietrame;
- chiusura tramite materassi, gabbioni e burghe.

3.3.1 Chiusura con palancole

Per chiudere una breccia arginale, una seconda opzione è l'uso di palancole in acciaio, rinforzate su uno o entrambi i lati. Questa tecnica è particolarmente indicata per terreni a grana media o fine, come sabbie e argille. Tra i principali vantaggi dell'uso delle palancole ci

sono la rapidità d'installazione e la possibilità di infissione anche in presenza di acqua. Per assicurare stabilità, è sufficiente che la parte infissa delle palancole sia lunga tra una e due volte l'altezza della porzione fuori terra. In alcuni casi, la lunghezza può essere ridotta se la parte superiore delle palancole viene stabilizzata con tiranti di ancoraggio.

In *Figura 3.20* si riporta un esempio di impiego dell'elemento metallico con la funzione di bloccare la possibile filtrazione in prossimità di un corso d'acqua.

Figura 3.20: Posizionamento di palancola metallica su un corpo arginale

Le palancole metalliche sono disponibili in diversi profili e possono essere assemblate in modo da formare strutture resistenti e rigide, capaci di resistere alle forze imposte dall'acqua e dal terreno circostante. I profili delle palancole, a volte componibili tra loro, includono sistemi di innesto a tenuta che garantiscono continuità e resistenza alla struttura, anche sotto pressione idraulica.

3.3.2 Chiusura con coronella in pietrame

La riparazione di una breccia arginale tramite la costruzione di una coronella in pietrame è una delle modalità più utilizzate per contenere temporaneamente le acque e limitare i danni dell'esondazione. La coronella, progettata sulla base dei rilievi territoriali e della valutazione della turbolenza (o gorgo) generata dalla breccia, viene collocata in posizione arretrata rispetto all'argine, evitando la zona del gorgo per garantire stabilità e sicurezza dell'intervento.

Come viene indicato nel *Manuale sulla difesa dalle esondazioni e sulla chiusura delle rotte arginali* [Da Deppo e Datei, 2022], la progettazione della coronella richiede diversi accorgimenti tecnici, tra cui un rilievo planimetrico e batimetrico dell'area intorno alla breccia, la valutazione degli

spazi per il posizionamento della coronella stessa (che può essere situata sul lato di campagna, sul tracciato dell'argine o, in presenza di una golena, anche sul lato fiume), e l'organizzazione dell'accesso per i mezzi di trasporto e costruzione.

Il materiale principale per la costruzione della coronella è il pietrame, la cui gestione richiede la selezione da cave vicine per ridurre tempi e costi di trasporto.

Una volta posato, il pietrame della coronella viene avvolto in un geotessile, che previene il dilavamento dell'argine, bloccando la migrazione del materiale fine durante l'aumento del livello idrometrico o la fase di svuotamento del corso d'acqua.

Questo intervento completo permette di rinforzare l'argine, controllando le infiltrazioni e preservando l'integrità del sistema arginale.

In *Figura 3.21* vengono riportati dei possibili schemi di ricostruzione della sezione arginale.

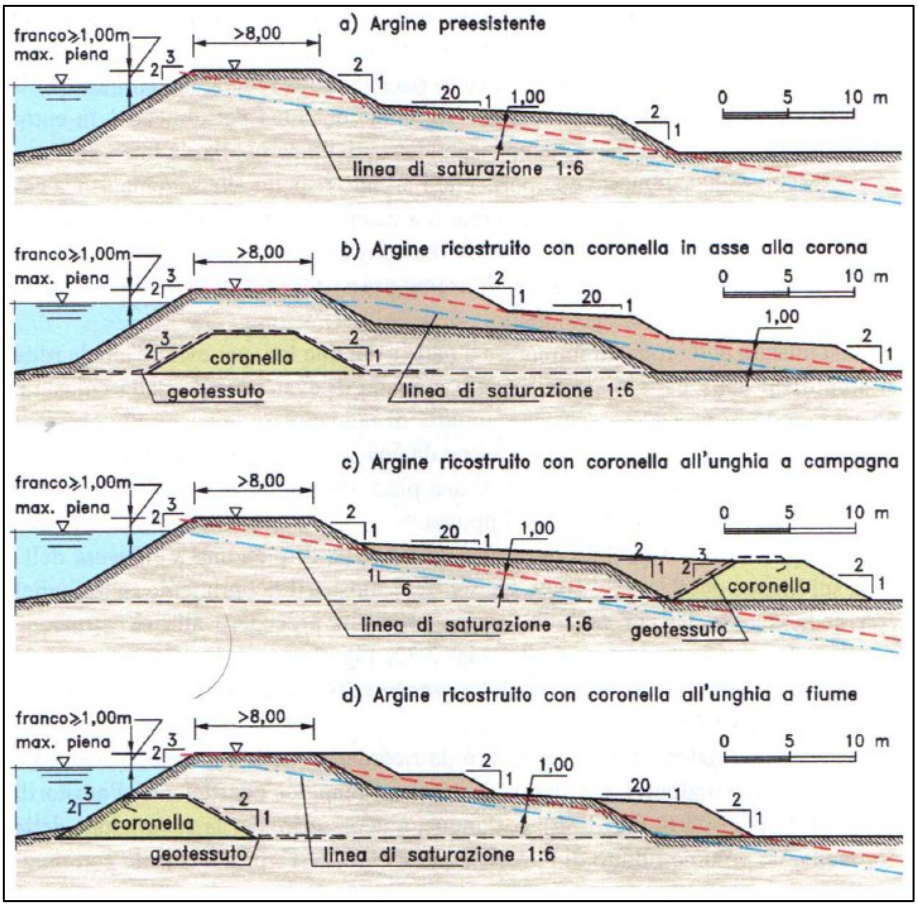


Figura 3.21: Posizioni che può assumere una coronella in pietrame rispetto al rilevato arginale ricostruito (Da Deppo L e Datei C, 2022)

3.3.3 Chiusura con materassi, gabbioni e burghe

Quando il pietrame disponibile ha una granulometria troppo piccola per resistere alla forza della corrente del fiume o alle sollecitazioni provocate da una portata che fuoriesce verso la campagna, è possibile utilizzare gabbioni di rete metallica per contenere il materiale, a formare una struttura. Questi gabbioni, a forma parallelepipeda con dimensioni variabili, vengono posizionati in modo da formare una sezione trapezoidale: la base minore è larga quanto un singolo gabbione, mentre la base maggiore corrisponde all'altezza della riparazione. Per assicurare stabilità alla struttura, i gabbioni delle file superiori vengono disposti con giunti sfalsati rispetto a quelli delle file inferiori, aumentandone la resistenza.

In *Figura 3.22* si riporta un esempio di gabbione metallico.

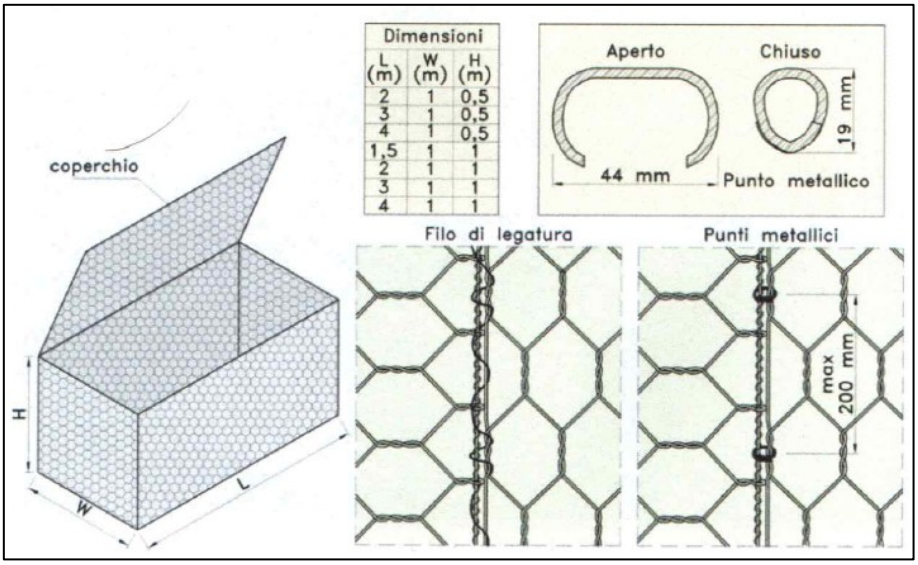


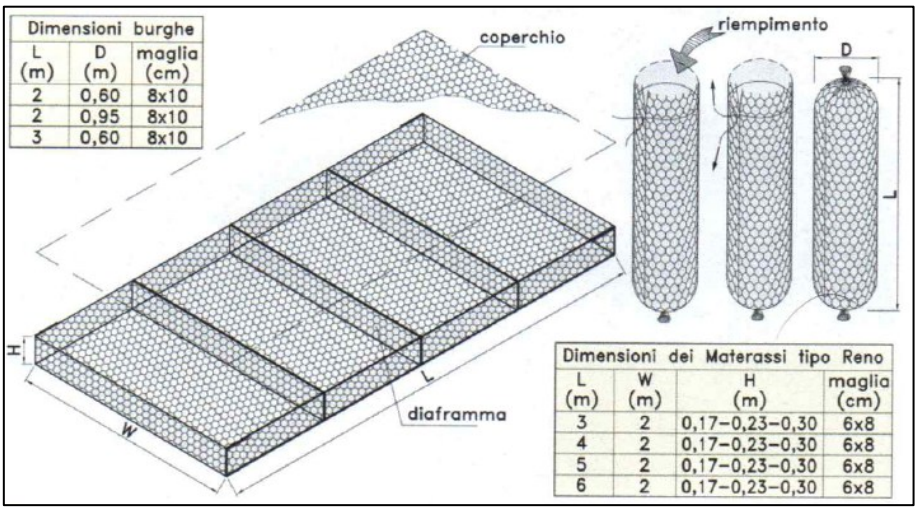
Figura 3.22: Dimensioni dei gabbioni metallici (Da Deppo L e Datei C, 2022)

Un'altra opzione consiste nel realizzare la coronella utilizzando pietrame di pezzatura minore racchiuso all'interno di materassi di rete metallica riempiti di pietrame, di dimensioni variabile. Questi materassi creano una struttura stabile e continua in grado di disperdere l'energia dell'acqua.

In alternativa, il pietrame può essere contenuto in strutture cilindriche, chiamate "burghe", realizzate in metallo o geotessuto, in quest'ultimo caso a formare un elemento di forma adattabile. Queste strutture offrono un'opzione versatile e facilmente posizionabile per proteggere il terreno circostante dalla corrente e contenere l'erosione in punti critici.

Nei casi in cui l'ambiente presenta un alto grado di aggressività chimica o corrosiva, le reti metalliche utilizzate per gabbioni e materassi possono essere rivestite con uno strato di polivinilcloruro (PVC). Questo rivestimento migliora la durabilità della struttura, proteggendo il metallo dall'ossidazione e prolungando la vita utile della riparazione arginale.

In *Figura 3.23* si riporta un esempio di materassi metallici e burghe.



Dimensioni burghe		
L (m)	D (m)	maglia (cm)
2	0,60	8x10
2	0,95	8x10
3	0,60	8x10

Dimensioni dei Materassi tipo Reno			
L (m)	W (m)	H (m)	maglia (cm)
3	2	0,17–0,23–0,30	6x8
4	2	0,17–0,23–0,30	6x8
5	2	0,17–0,23–0,30	6x8
6	2	0,17–0,23–0,30	6x8

Figura 3.23: Dimensioni di materassi metallici e burghe (Da Deppo L e Datei C, 2022)

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

Per poter studiare e valutare la bontà delle riparazioni eseguite in somma urgenza lungo il corso del Torrente Sillaro, per prima cosa è stata svolta la caratterizzazione geotecnica dei siti allo studio.

La caratterizzazione geotecnica di un terreno rappresenta un aspetto fondamentale per poter comprendere le proprietà fisiche e meccaniche del suolo al fine di valutarne il comportamento a seguito di possibili inondazioni.

In questo capitolo verrà illustrato il processo seguito per ottenere una descrizione accurata del terreno, confrontando e interpretando le varie prove effettuate in sito.

Le prove in sito, quali ad esempio prove penetrometriche o sondaggi, sono state condotte per valutare le condizioni geotecniche del terreno direttamente sul campo, ottenendo informazioni preliminari sulle proprietà meccaniche e stratigrafiche. A completamento, sono state raccolte informazioni anche provenienti da indagini geotecniche precedentemente eseguite i cui risultati erano disponibili.

Successivamente, come verrà spiegato nel *Capitolo 5*, sono stati prelevati dei campioni dalle aree di studio e sottoposti ad un'analisi dettagliata presso il laboratorio di Geotecnica dell'Università degli Studi di Padova, per determinare le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni.

L'approccio combinato tra indagini in sito e prove di laboratorio ha permesso di ottenere una visione più completa e dettagliata delle condizioni geotecniche del terreno, necessaria per supportare le fasi progettuali e garantire la stabilità e la sicurezza delle strutture future.

Per una maggiore comprensione dell'area presa in esame, vengono prese in considerazione sia le prove effettuate in corrispondenza di via Merlo, sia quelle in via del Tiglio, la cui locazione viene indicata nella successiva *Figura 4.1* [Simonini P., Ceccato F., Dalla Santa G., Lenzi M., Bettin E., Nordio M. (2024)].

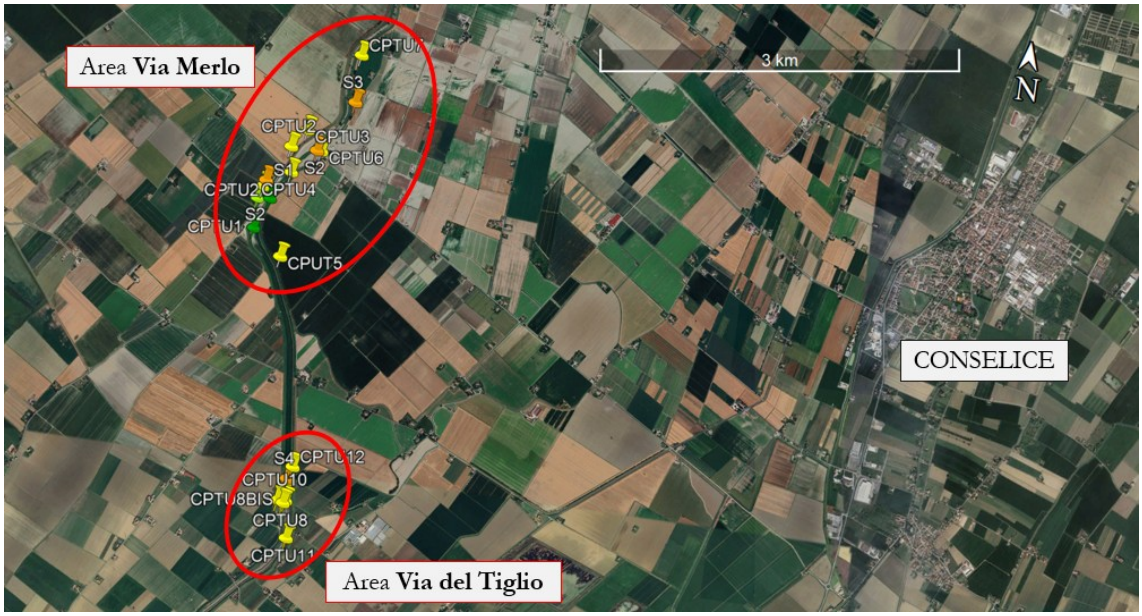


Figura 4.1: Localizzazione delle aree soggette a caratterizzazione geotecnica (Simonini et al., 2024)

4.1 INTERPRETAZIONE DELLE PROVE NELL'AREA DI VIA MERLO

4.1.1 Prove effettuate in sito

La zona presa in esame è quella compresa tra via Dozza e via Merlo, attraversata dal fiume Sillaro da Sud verso Nord. Nell'area è stata effettuata una campagna indagine nel giugno 2024 comprensiva di:

- 7 prove penetrometriche spinte fino a -20,00 metri (nello specifico CPTU 1, CPTU 2 e CPTU 6 ai piedi del rilevato arginale lato campagna e CPTU 3, CPTU 4, CPTU 5 e CPTU 7 sulla sommità arginale);
- 3 sondaggi geognostici spinti fino a 20,00 metri, eseguiti tutti sulla sommità arginale (denominati S1, S2 e S3);
- 2 prove ERT condotte nella cresta arginale (in destra idraulica per una lunghezza di 1000 metri, in sinistra idraulica per una lunghezza di 860 metri).

A completamento di queste, sono state utilizzate anche alcune prove effettuate in una precedente campagna indagine del 2020, comprensiva anch'essa di alcune prove CPTU e sondaggi geognostici.

Nella successiva *Figura 4.2* sono rappresentate le collocazioni delle diverse prove.

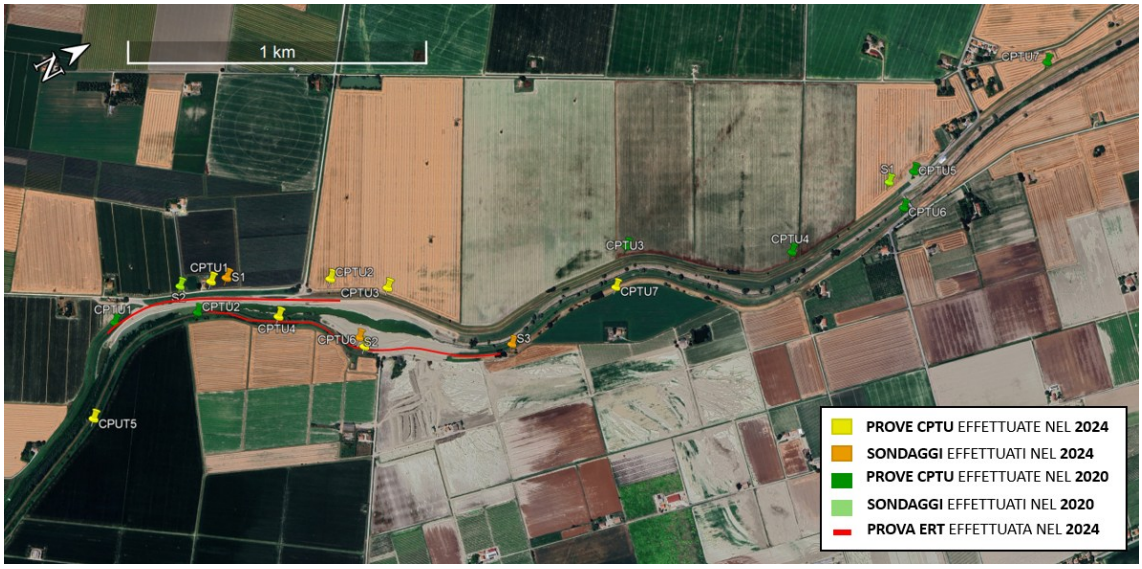


Figura 4.2: Collocazione delle diverse prove geotecniche effettuate nell'area di via Merlo (Simonini et al., 2024)

Sui campioni prelevati tramite i 3 sondaggi effettuati nel 2024 (S1, S2 e S3) e quello effettuato nel 2020 (S2), sono state eseguite una serie di prove di laboratorio per determinare le caratteristiche dei terreni necessarie all'analisi:

- Contenuto naturale d'acqua;
- Peso di volume naturale;
- Peso specifico dei grani;
- Analisi granulometrica per vagliatura;
- Analisi granulometrica per sedimentazione con aerometro;
- Limiti di Atterberg (WL, WP);
- Prova triassiale su tre provini con misura delle pressioni interstiziali CIU;
- Prova di permeabilità diretta in cella triassiale.

In *Tabella 4.1* si riportano i valori dei parametri necessari alla classificazione e alla caratterizzazione, derivati da entrambe le campagne di indagine. Per identificare il terreno, viene espressa una percentuale riferita al contenuto di sabbia, limo e argilla.

Tali parametri vengono desunti dai seguenti documenti, forniti dai vari uffici della Protezione Civile: "*Indagine geologica geotecnica descrittiva in merito ad indagini eseguite in destra e sinistra idrografica del Sillaro"* del 2020 e "*Rapporto Tecnico Descrittivo relativo alle indagini eseguite in due tratti del Fiume Sillaro – "O.C.S. 15/2023 – Intervento 18670 – Intervento di rinforzo delle arginature del Torrente Sillaro"* del 2024.

Tabella 4.1: Parametri dei campioni dei sondaggi effettuati in corrispondenza dell'area di via Merlo (Simonini et al., 2024)

Sondaggio	Campione	Profondità dal p.c. [m]	Terreno			WL	WP	IP	Φ [°]	c' [kPa]
			S%	L%	A%					
S1 (2024)	S1 Sh1	3,5-4,0	16	47	37	48	22	26	24	20,69
	S1 Sh2	9,0-9,6	31	46	23	46	25	21	28	2,62
	S1 Sh3	15,0-15,6	4	61	35	51	23	28	23	4,21
S2 (2024)	S2 Sh1	3,4-4,0	23	47	30	46	22	24	28	45,86
	S2 Sh2	7,4-8,0	4	52	44	49	23	26	27	60,21
	S2 Sh3	13,4-14,0	3	71	26	47	22	25	26	23,14
S3 (2024)	S3 Sh1	6,0-6,6	31	45	24	48	24	24	28	31,13
	S3 Sh2	9,4-10,0	15	51	34	49	24	25	25	23,01
	S3 Sh3	13,4-14,0	1	54	45	50	22	28	25	13,70
S2 (2020)	Sh1	2,5-3,0	13	53	34	50	18	32	24	29,27
	Sh2	9,0-9,5	27	47	26	50	17	33	30	0,64

Vengono riportati nella successiva *Tabella 4.2* i dati inerenti alla profondità della falda e alla conducibilità idraulica K del terreno, valutata attraverso prove di laboratorio o prove in situ relativi esclusivamente ai sondaggi effettuati nel 2024.

Tabella 4.2: Parametri idraulici relativi ai sondaggi effettuati nell'area di via Merlo (Simonini et al., 2024)

Prova	Altezza falda [m]	Profondità [m]	Permeabilità K [m/sec]	Tipologia di prova
S1 (2024)	-9,00	3,5-4,0	$1{,}09 \cdot 10^{-10}$	Permeabilità in laboratorio con cella triassiale
		9,0-9,6	$8{,}17 \cdot 10^{-11}$	Permeabilità in laboratorio con cella triassiale
		13,4-14,4	$1{,}32 \cdot 10^{-8}$	Permeabilità in sito con prova Lefranc
		15,0-15,6	$6{,}57 \cdot 10^{-11}$	Permeabilità in laboratorio con cella triassiale
		16,2-17,2	$5{,}19 \cdot 10^{-9}$	Permeabilità in sito con prova Lefranc

S2 (2024)	-9,00	3,4-4,0	$1,59 \cdot 10^{-11}$	Permeabilità in laboratorio con cella triassiale
		7,4-8,0	$3,48 \cdot 10^{-11}$	Permeabilità in laboratorio con cella triassiale
		9,0-10,0	$1,08 \cdot 10^{-6}$	Permeabilità in sito con prova Lefranc
		10,5-12,0	$2,42 \cdot 10^{-6}$	Permeabilità in sito con prova Lefranc
		13,4-14,0	$2,57 \cdot 10^{-11}$	Permeabilità in laboratorio con cella triassiale
S3 (2024)	-11,00	6,0-6,6	$1,75 \cdot 10^{-10}$	Permeabilità in laboratorio con cella triassiale
		9,4-10,0	$1,5 \cdot 10^{-10}$	Permeabilità in laboratorio con cella triassiale
		9,0-10,0	$3,44 \cdot 10^{-6}$	Permeabilità in sito con prova Lefranc
		13,5-15,00	$7,99 \cdot 10^{-7}$	Permeabilità in sito con prova Lefranc
		13,4-14.0	$2,04 \cdot 10^{-11}$	Permeabilità in laboratorio con cella triassiale

Allo stesso modo, viene valutata la profondità della falda e la permeabilità del terreno ricavata attraverso le prove CPTU eseguite nel 2024 (*Tabella 4.3*). In questo caso, per la valutazione della permeabilità, sono state eseguite prove di dissipazione.

Tabella 4.3: Parametri idraulici relativi alle prove penetrometriche effettuate nell'area di via Merlo (Simonini et al., 2024)

Prova	**Profondità falda [m]**	**Profondità [m]**	**Permeabilità K [m/sec]**	**Tipologia di prova**
CPTU1 (in lato campagna)	-1,30	5,00	$6,42 \cdot 10^{-8}$	Prova di dissipazione
		9,78	$5,60 \cdot 10^{-8}$	Prova di dissipazione
		12,83	$9,40 \cdot 10^{-9}$	Prova di dissipazione
CPTU2 (in lato campagna)	-1,30	6,87	$9,14 \cdot 10^{-7}$	Prova di dissipazione
		11,77	$4,50 \cdot 10^{-7}$	Prova di dissipazione
		15,70	$4,10 \cdot 10^{-7}$	Prova di dissipazione
CPTU3 (in cresta arginale)	-10,60	9,80	$3,67 \cdot 10^{-7}$	Prova di dissipazione
		12,73	$7,57 \cdot 10^{-8}$	Prova di dissipazione
		14,70	$3,41 \cdot 10^{-8}$	Prova di dissipazione

CPTU4 (in cresta arginale)	-9,80	9,80	$2{,}90 \cdot 10^{-6}$	Prova di dissipazione
		12,73	$3{,}37 \cdot 10^{-6}$	Prova di dissipazione
		16,00	$6{,}00 \cdot 10^{-7}$	Prova di dissipazione
CPTU5 (in cresta arginale)	-10,40	15,68	-	Prova di dissipazione
		17,65	-	Prova di dissipazione
		19,60	$1{,}27 \cdot 10^{-7}$	Prova di dissipazione
CPTU6 (in lato campagna)	-2,00	11,80	$7{,}72 \cdot 10^{-6}$	Prova di dissipazione
		13,00	$4{,}85 \cdot 10^{-6}$	Prova di dissipazione
		18,50	$6{,}12 \cdot 10^{-6}$	Prova di dissipazione
CPTU7 (in cresta arginale)	-10,5	11,80	$9{,}51 \cdot 10^{-8}$	Prova di dissipazione
		15,00	$5{,}88 \cdot 10^{-7}$	Prova di dissipazione
		18,00	$2{,}64 \cdot 10^{-8}$	Prova di dissipazione

4.1.2 Sezioni stratigrafiche

Combinando tra loro i risultati della recente campagna di indagini e utilizzando anche delle prove del 2020, sono state determinate le seguenti sezioni stratigrafiche

- due stratigrafie longitudinali, una in destra (sezione D - in corrispondenza della rotta di via Merlo) e una in sinistra idraulica (sezione S) del fiume Sillaro;
- tre stratigrafie trasversali, due delle quali raffiguranti lo stesso tratto (sezioni X e Y) e una (sezione Z) nel punto poco a monte di dove si è verificata la rotta.

Si sottolinea che la quota altimetrica delle indagini non è stata registrata al momento di esecuzione della prova; quindi, la quota zero di ciascuna indagine è stata dedotta a posteriori dal livello della falda misurata durante le indagini, assumendo che fosse orizzontale nel tratto considerato. Questo introduce piccole incertezze sulle quote di separazione degli strati identificati.

Nella successiva *Figura 4.3* sono indicati i posizionamenti delle varie sezioni identificative effettuate nell'area di via Merlo.

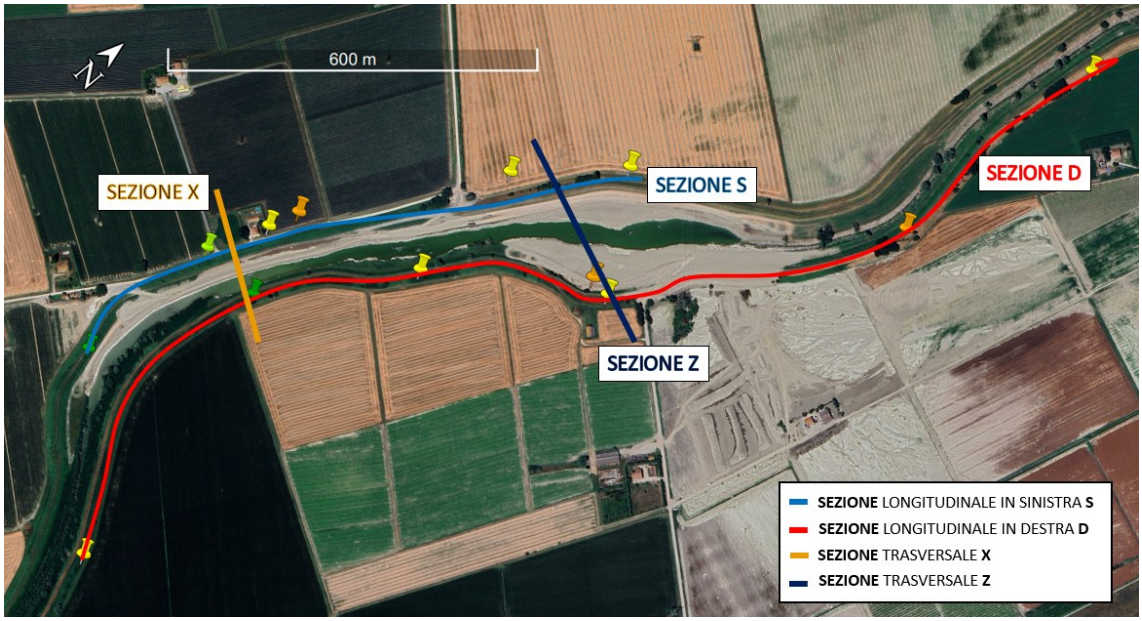


Figura 4.3: Indicazione delle sezioni rappresentate nell'area di via Merlo (Simonini et al., 2024)

4.1.2.1 Stratigrafia longitudinale D in destra idraulica

Si riporta nella seguente *Figura 4.4* la stratigrafia longitudinale in destra idraulica, la quale si estende a partire dalla CPTU 5, eseguita nel 2024, fino alla CPTU 7, eseguita nel 2024, per una lunghezza complessiva di circa 2000 metri. Per tale sezione, oltre all'utilizzo dei risultati forniti dalle prove CPTU e dei sondaggi, è stata valutata anche l'analisi fornita dalla prova ERT che ha evidenziato come, per esempio, in corrispondenza della ricostruzione della nuova sponda sia presente un materiale più fine, identificato come argilloso (tratto tra S2 2024 e S3 2024).

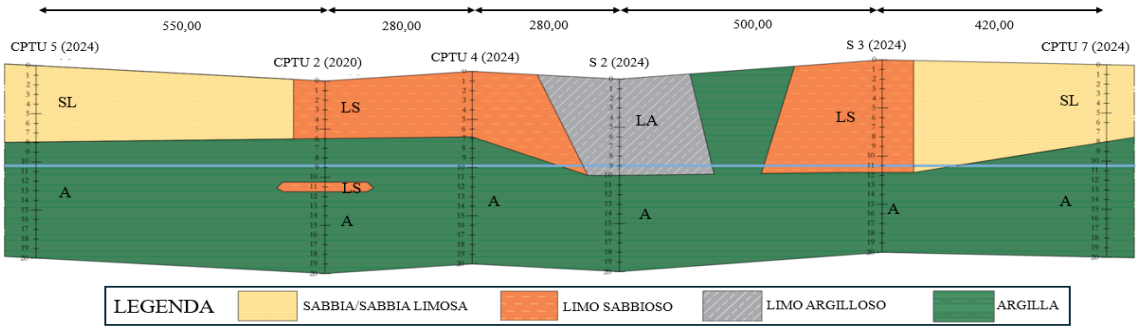


Figura 4.4: Stratigrafia della sezione longitudinale in destra idraulica di via Merlo (Simonini et al., 2024)

Sempre dai risultati forniti dalla prova ERT si notano come siano presenti diversi tratti in sommità arginale con un orizzonte stratigrafico assimilabile ad una sabbia. Tipicamente, le informazioni ricavate in un punto di indagine sono state estese ed estrapolate anche tra un punto e l'altro, con un certo livello di incertezza nei tratti intermedi dove non sono disponibili

indagini dirette. Si pone attenzione anche alle scale orizzontali e verticali, molto diverse tra loro, per necessità di rappresentazione.

Nella seguente *Tabella 4* si riportano i risultati inerenti ai parametri caratterizzanti i livelli di terreno presenti nella precedente sezione stratigrafica longitudinale, indicando anche da quali indagini sono stati ricavati, in modo che il lettore possa stimarne l'affidabilità.

Tabella 4.4: Parametri meccanici della stratigrafia longitudinale in destra idraulica di via Merlo (Simonini et al., 2024)

Tipo di terreno Sezione S	Angolo di attrito efficace φ' [°]	Coesione efficace c' [kPa]	Coesione non drenata Cu [kPa]	Permeabilità k [m/sec]
Sabbia/Sabbia limosa	32-36 *Da 2 CPTU (5 2024 e 7 2024)	-	-	10^{-4}-10^{-5}
Limo sabbioso	27-32 *Da 2 CPTU (2 2020 e 4 2024) e 1 sondaggio (S3 2024)	20-30 *Da sondaggio S3 2024	-	10^{-6}-10^{-7}
Limo argilloso	25-28 *Da 2 sondaggi (S2 2024 e S3 2024)	30-50 *Da sondaggio S2 2024	-	10^{-7}-10^{-8}
Argilla	24-26 *Da 2 sondaggi (S2 2024 e S3 2024)	10-25 *Da sondaggio S2 2024 e S3 2024	50-110 *Da 4 prove CPTU (5 2024, 2 2020, 4 2024 e 7 2024)	10^{-8}-10^{-10}

4.1.2.2 Stratigrafia longitudinale S in sinistra idraulica

Si riporta nella seguente *Figura 4.5* la sezione stratigrafica longitudinale in sinistra idraulica, la quale si estende a partire dalla CPTU 1 del 2020 fino alla CPTU 3 del 2024, per una lunghezza complessiva di circa 1000 metri.

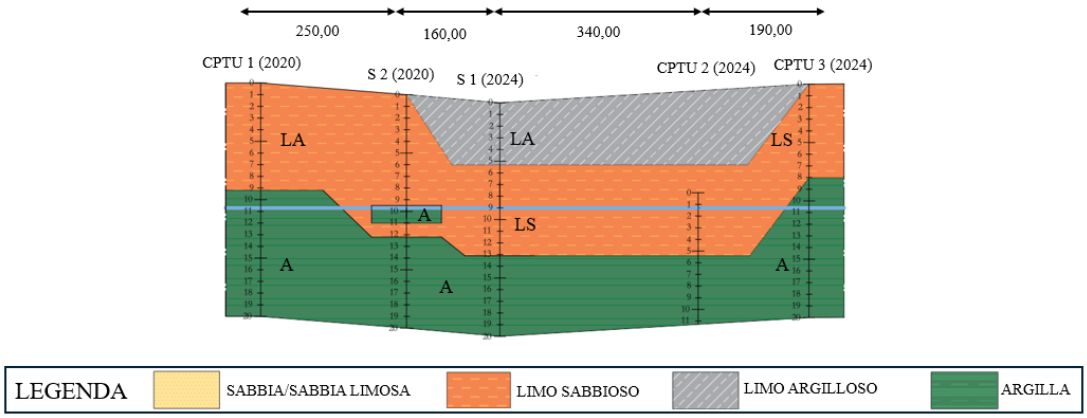


Figura 4.5: Stratigrafia della sezione longitudinale in sinistra idraulica di via Merlo

Tale sezione si ricava principalmente a seguito dell'interpretazione della prova geofisica ERT effettuata sulla cresta arginale in sinistra idraulica che ha evidenziato la presenza di uno strato più granulare. Si rimanda all'*Allegato* 1 per visualizzare i risultati della prova tomografica (denominata ERT 2 via Merlo). Nella seguente *Tabella 4.5* si riportano i risultati inerenti ai parametri caratterizzanti i terreni presenti nella sezione S, indicando anche da quali indagini sono stati ricavati, in modo che il lettore possa stimarne l'affidabilità.

Tabella 4.5: Parametri meccanici della stratigrafia longitudinale in sinistra idraulica di via Merlo (Simonini et al., 2024)

Tipo di terreno Sezione D	Angolo di attrito efficace φ' [°]	Coesione efficace c' [kPa]	Coesione non drenata Cu [kPa]	Permeabilità k [m/sec]
Limo sabbioso	28-35 *Da sondaggio S1 2024 e CPTU 3 2024	-	-	10^{-6}-10^{-7}
Limo argilloso	24-30 *Da prova CPTU 1 2020 e 2 sondaggi (S2 2020 e S1 2024)	20-30 *Da sondaggio S2 2020	35-80 *Da prova CPTU 1 2020	10^{-7}-10^{-8}
Argilla	22-24 *Da 3 prove CPTU (1 2020, 2 2024 e 3 2024) e 2 sondaggi (S2 2020 e S1 2024)	0-15 *Da 2 sondaggi (S2 2020 e S1 2024)	40-100 *Da 3 prove CPTU (1 2020, 2 2024 e 3 2024)	10^{-8}-10^{-10}

4.1.2.3 Stratigrafia sezione X

Si riporta la sezione stratigrafica trasversale effettuata in corrispondenza di via Dozza, in particolare nel tratto in cui in destra idraulica è presente la prova CPTU 2 effettuata nel 2020 in sommità arginale mentre in sinistra idraulica, in sommità arginale.

A seguito dell'interpretazione della prova geofisica effettuata sulla sommità arginale, si è evidenziato come sia presente con maggior frequenza uno strato di carattere granulare identificato in un limo sabbioso (con proprietà ricavate dal sondaggio S1 del 2024).

Si decide dunque di rappresentare nella successiva *Figura 4.6* il possibile orizzonte stratigrafico relativo a tale sezione.

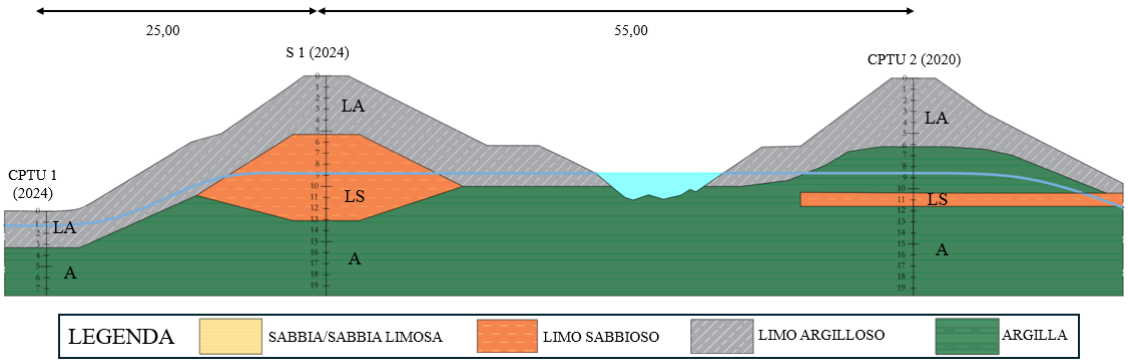


Figura 4.6: Stratigrafia trasversale della sezione X di via Merlo (Simonini et al., 2024)

Vengono di seguito riportati in *Tabella 4.6* parametri caratterizzanti i terreni presenti nella sezione X, indicando anche da quali indagini sono stati ricavati, in modo che il lettore possa stimarne l'affidabilità.

Tabella 4.6: Parametri meccanici della stratigrafia trasversale della sezione X di via Merlo (Simonini et al., 2024)

Tipo di terreno Sezione X	Angolo di attrito efficace φ' [°]	Coesione efficace c' [kPa]	Coesione non drenata Cu [kPa]	Permeabilità k [m/sec]
Limo sabbioso	27-32 *Da sondaggio S1 2024 e CPTU 2 2020	0-15 *Da sondaggio S1 2024	-	10^{-6}-10^{-7}
Limo argilloso	23-25 *Da 2 sondaggi (S1 2024 e S2 2020)	20-30 *Da 2 sondaggi (S1 2024 e S2 2020)	40-65 *Da sondaggio S2 2024 e 2 prove CPTU (1 2024 e 2 2020)	10^{-7}-10^{-8}
Argilla	22-24 *Da 2 sondaggi (S1 2024 e S2 2020)	0-15 *Da 2 sondaggi (S1 2024 e S2 2020)	35-90 *Da sondaggio S2 2024 e 2 prove CPTU (1 2024 e 2 2020)	10^{-8}-10^{-10}

4.1.2.4 Stratigrafia sezione Z

In *Figura 4.7* viene riportata una seconda sezione stratigrafica trasversale che interessa la zona di via Merlo, comprendendo la prova CPTU 3 del 2024 in sommità arginale in sinistra idraulica e il sondaggio S2 del 2024 eseguito in destra idraulica, sempre in sommità arginale. In questa sezione sono presenti anche due prove effettuate a piano campagna, una per ciascuna estremità. La sezione presenta una lunghezza complessiva di circa 230 metri.

Si pone in risalto il fatto che in entrambe le golene non sono state eseguite indagini geotecniche, per cui l'identificazione della stratigrafia complessiva indagata è stata individuata tramite i sondaggi e le prove CPTU già eseguite nelle precedenti campagne d'indagine (2020 e 2024), che si trovano in testa argine o a campagna. I materiali in golena sono quindi ipotizzati, per estensione dell'informazione acquisita in testa argine.

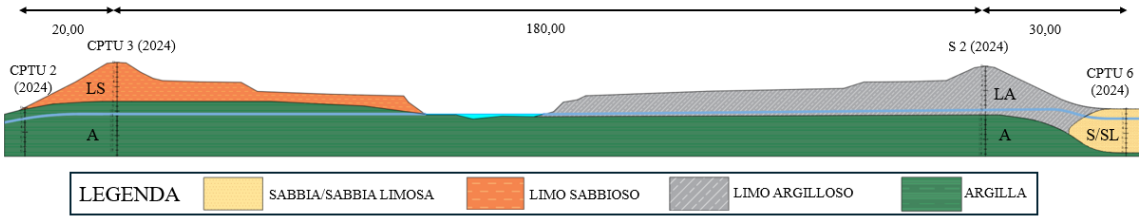


Figura 4.7: Stratigrafia trasversale della sezione Z di via Merlo (Simonini et al., 2024)

Nella seguente *Tabella 4.7* si riportano i risultati inerenti ai parametri caratterizzanti i terreni presenti nella sezione Z, indicando anche da quali indagini sono stati ricavati, in modo che il lettore possa stimarne l'affidabilità.

Tabella 4.7: Parametri meccanici della stratigrafia trasversale della sezione Z di via Merlo (Simonini et al., 2024)

Tipo di terreno Sezione Z	Angolo di attrito efficace φ' [°]	Coesione efficace c' [kPa]	Coesione non drenata Cu [kPa]	Permeabilità k [m/sec]
Sabbia/Sabbia limosa	34-38 *Da prova CPTU 6 2024	-	-	10^{-4}-10^{-5}
Limo sabbioso	32-36 *Da prova CPTU 3 2024	-	-	10^{-6}-10^{-7}
Limo argilloso	27-28 *Da sondaggio S2 2024	30-50 *Da sondaggio S2 2024	-	10^{-7}-10^{-8}
Argilla	24-26 *Da sondaggio S2 2024	10-25 *Da sondaggio S2 2024	40-110 *Da prove CPTU (2 2024, 3 2024 e 6 2024)	10^{-8}-10^{-10}

4.2 INTERPRETAZIONE DELLE PROVE NELL'AREA DI VIA DEL TIGLIO

4.2.1 Prove effettuate in sito

Allo stesso modo fatto precedentemente, anche nell'area di Via del Tiglio sono state condotte diverse prove, le quali sono qui sottoelencate:

- 5 prove penetrometriche spinte fino a -20 metri (nello specifico CPTU 8, CPTU 9 e CPTU 11 e CPTU 12 sulla sommità arginale mentre CPTU 10 ai piedi del rilevato arginale lato campagna);
- 1 sondaggio geognostico spinto fino a 20 metri, eseguito sulla sommità arginale (denominato S4);
- 2 prove ERT longitudinali, condotte nella cresta arginale (in destra idraulica per una lunghezza di 1000 metri, in sinistra idraulica per una lunghezza di 860 metri);
- Tre prove ERT trasversali, eseguite sul corpo arginale in diverse sezioni.

Va specificato che la CPTU 8, inizialmente prevista da eseguire sulla sommità arginale, è stata fatta nella banca interna del rilevato arginale a seguito di problemi di ancoraggio: è stata quindi denominata CPTU 8bis.

Nella successiva *Figura 4.8* viene riportata la carta ubicazione delle prove.

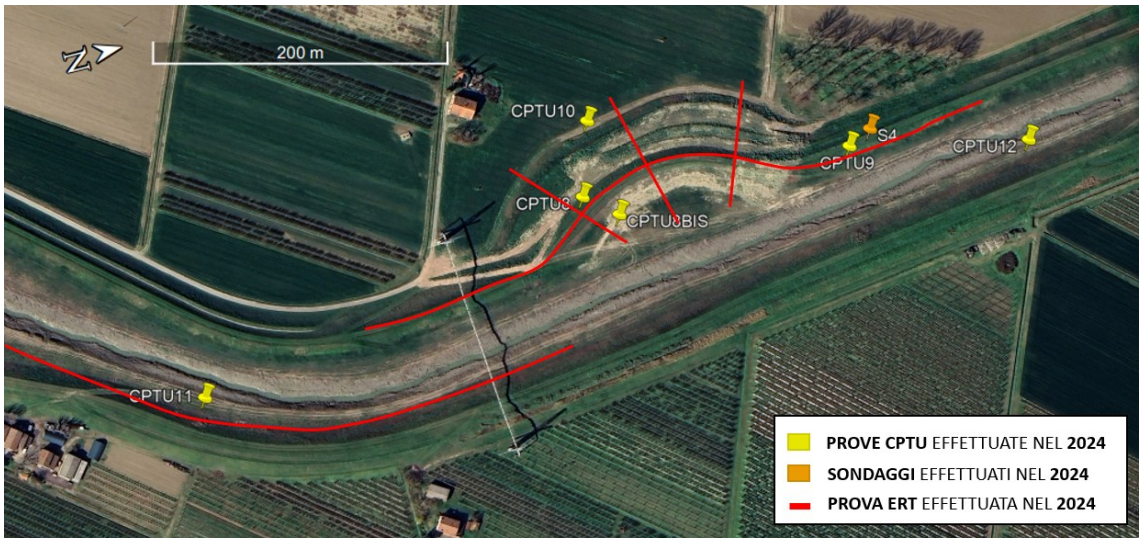


Figura 4.8: Collocazione delle diverse prove geotecniche effettuate nell'area di via del Tiglio

Attraverso il sondaggio S4 sono stati prelevati 3 campioni Shelby, con i quali si eseguono le prove di laboratorio medesime a quelle già citate nel *Paragrafo 4.1.1*.

In *Tabella 4.8* si riportano i valori dei parametri necessari alla classificazione e alla caratterizzazione. Per identificare il terreno, anche in questo caso, viene espressa una percentuale riferita al contenuto di sabbia, limo e argilla.

Tabella 4.8: Parametri dei campioni dei sondaggi effettuati in corrispondenza dell'area di via del Tiglio

Sondaggio	Campione	Profondità dal p.c. [m]	Terreno			WL	WP	IP	Φ [°]	c' [kPa]
			S%	L%	A%					
S4 (2024)	S4 Sh1	4,4-5,0	27	42	30	49	24	25	25	12,83
	S4 Sh2	9,4-10,0	15	57	28	46	25	21	24	30,96
	S4 Sh3	13,7-14,0	1	58	41	49	24	25	25	37,27

Viene valutata la permeabilità del terreno e la profondità della falda ricavata dalle prove CPTU eseguite nel 2024 (*Tabella 4.9*).

Tabella 4.9: Parametri idraulici relativi alle prove penetrometriche effettuate nell'area di via del Tiglio

Prova	Profondità falda [m]	Profondità [m]	Permeabilità K [m/sec]	Tipologia di prova
CPTU 8 bis (su prima berma lato fiume)	-7,10	8,80	$9,44 \cdot 10^{-8}$	Prova di dissipazione
		13,70	$2,71 \cdot 10^{-8}$	Prova di dissipazione
		19,50	$8,79 \cdot 10^{-9}$	Prova di dissipazione
CPTU 9 (in cresta arginale)	-9,5	11,80	$1,81 \cdot 10^{-7}$	Prova di dissipazione
		14,80	$4,22 \cdot 10^{-8}$	Prova di dissipazione
		17,90	$3,73 \cdot 10^{-8}$	Prova di dissipazione
CPTU 10 (in lato campagna)	-1,85	7,00	$3,14 \cdot 10^{-8}$	Prova di dissipazione
		12,00	$2,89 \cdot 10^{-8}$	Prova di dissipazione
		15,00	$1,13 \cdot 10^{-7}$	Prova di dissipazione
CPTU 11 (in cresta arginale)	-11,30	15,00	-	Prova di dissipazione
		17,00	$4,43 \cdot 10^{-8}$	Prova di dissipazione
		19,00	$1,16 \cdot 10^{-7}$	Prova di dissipazione

CPTU 12 (in cresta arginale)	-10,20	12,00	$2{,}30 \cdot 10^{-7}$	Prova di dissipazione
		16,00	$3{,}06 \cdot 10^{-8}$	Prova di dissipazione
		19,00	$3{,}44 \cdot 10^{-7}$	Prova di dissipazione

Infine, viene valutata la permeabilità e la profondità della falda anche attraverso il sondaggio S4 (*Tabella 4.10*).

Tabella 4.10: Parametri idraulici relativi ai sondaggi effettuati nell'area di via del Tiglio

Prova	Profondità falda [m]	Profondità [m]	Permeabilità K [m/sec]	Tipologia di prova
S4 (in cresta arginale)	-9,00	9,0-10,0	$3{,}95 \cdot 10^{-7}$	Permeabilità in sito con prova Lefranc
		12,0-13,0	$1{,}62 \cdot 10^{-6}$	Permeabilità in sito con prova Lefranc

4.2.2 Sezioni stratigrafiche

Attraverso i risultati della recente campagna di indagini sono state determinate le seguenti stratigrafie:

- una stratigrafia longitudinali, in corrispondenza della cresta arginale in sinistra idraulica del fiume Sillaro (denominata sezione V);
- una stratigrafia trasversale (denominata sezione T) corrispondente alla sezione del corpo arginale.

Come già detto in precedenza, si sottolinea che, anche in questo caso, la quota altimetrica delle indagini non è stata registrata al momento di esecuzione della prova; quindi, la quota zero di ciascuna indagine è stata dedotta a posteriori dal livello della falda misurata durante le indagini, assumendo che fosse orizzontale nel tratto considerato. Questo introduce piccole incertezze sulle quote di separazione degli strati identificati.

Nella successiva *Figura 4.9* vengono raffigurate le varie sezioni sopra citate e il loro posizionamento.

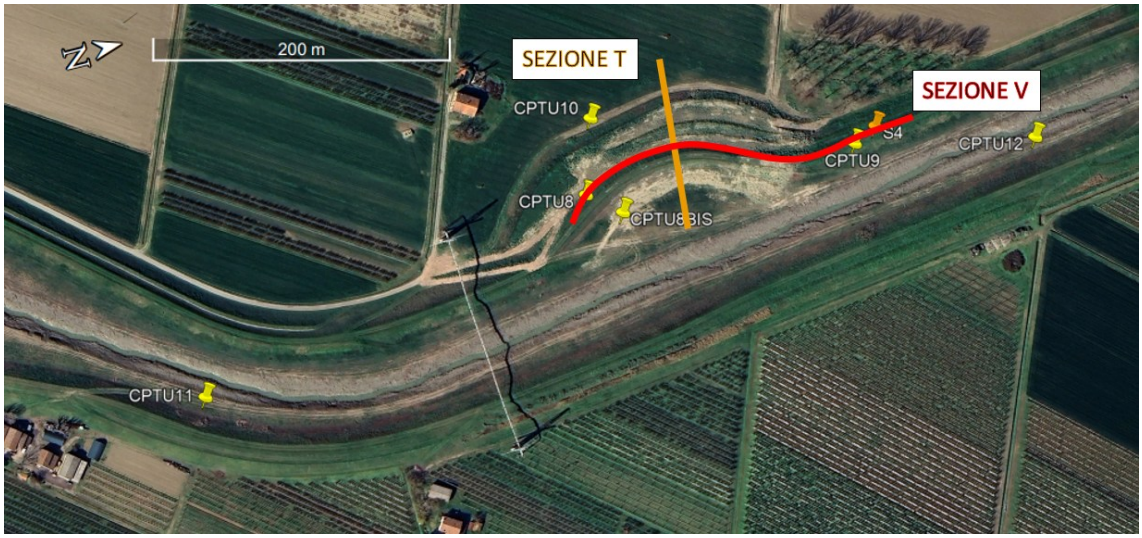


Figura 4.9: Indicazione delle sezioni rappresentate nell'area di via del Tiglio

È necessario accennare a una importante premessa per quanto concerne l'identificazione della stratigrafia di quest'area. Viste le poche prove effettuate nella zona e non essendoci state campagne di indagini svolte negli anni precedenti, si è deciso di dare maggior importanza all'interpretazione delle prove geofisiche di tipo ERT svolte sia in sommità arginale e sia trasversalmente rispetto al corpo dell'argine.

Tali prove misurano la resistività elettrica del sottosuolo tramite l'invio di corrente elettrica nel terreno attraverso una serie di elettrodi. L'ERT permette di ottenere un'immagine del sottosuolo in base alla distribuzione della resistività, utile per individuare variazioni litologiche, la presenza di acqua o cavità.

La resistività dei materiali varia in funzione della granulometria e dell'umidità, oltre che della chimica dell'acqua interstiziale e della temperatura. Si può dire che terreni saturi d'acqua e argille presentano bassa resistività, mentre rocce compatte e materiali secchi hanno valori più alti [Simonini, P., Cola S., Bersan S., 2014].

I risultati si leggono attraverso sezioni tomografiche, dove i diversi colori rappresentano la distribuzione della resistività, con gradazioni che identificano le caratteristiche del sottosuolo. In particolare:

- in azzurro si identificano materiali con bassissima resistività, rappresentante per esempio un materiale ad alto contenuto coesivo;
- in verde si ha una medio-bassa resistività, indicando dunque un materiale limoso con un contenuto di sabbia ridotto;
- in giallo si ha una resistività maggiore rispetto al caso precedente, identificando un terreno limoso con una percentuale maggiore di sabbia;
- in marrone si ha un elevato valore di resistività, il quale identifica la presenza di massi e pietrame.

La nomenclatura con cui vengono indicate le diverse prove ERT effettuate nell'area di via del Tiglio vengono indicate nella successiva *Figura 4.10*.

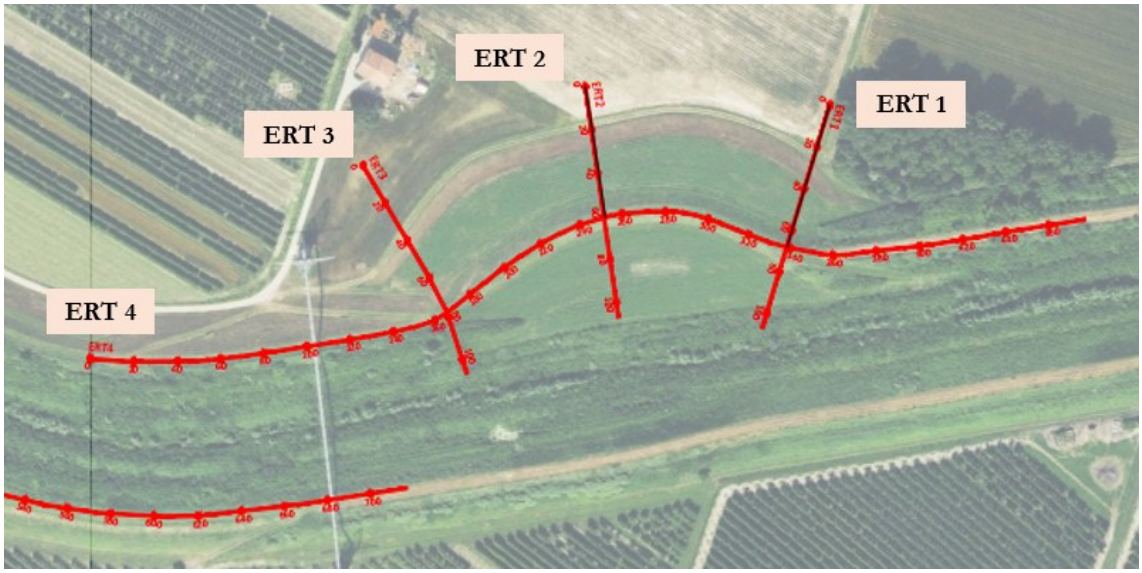


Figura 4.10: Nomenclatura e posizionamento delle diverse prove ERT effettuate nell'area di via del Tiglio

Nell'*Allegato 2* si riporta il risultato dettagliato della prova tomografica svolta longitudinalmente in sinistra idraulica (denominata ERT 4 Via del Tiglio), mentre in *Figura 4.11* viene riportato l'andamento complessivo, il quale evidenzia un'apparente eterogeneità del materiale in superficie.

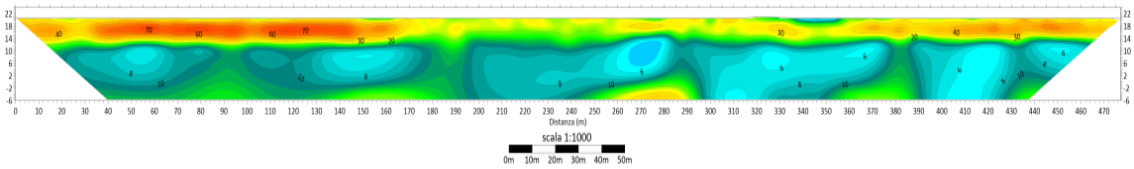


Figura 4.11: Andamento complessivo della prova ERT 4 longitudinale in sinistra idraulica nell'area di via del Tiglio

A completamento dell'indagine tramite tomografia elettrica, sono stati eseguiti dei rilievi trasversali rispetto al corpo arginale, in differenti posizioni per valutarne la variazione stratigrafica. Vengono riportati i risultati relativi alla prova ERT 1 (*Figura 4.12*), la ERT 2 (*Figura 4.13*) e ERT 3 (*Figura 4.14*). Anche per queste, per osservare con maggior dettaglio, si rimanda all'*Allegato* 2.

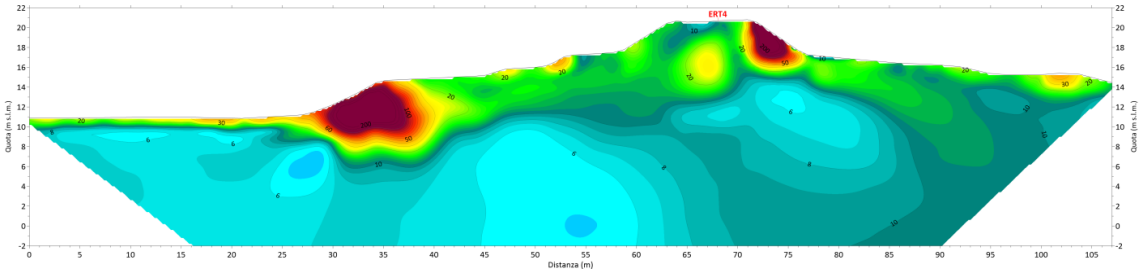


Figura 4.12: Andamento della prova ERT 1 trasversale effettuata nell'area di via del Tiglio

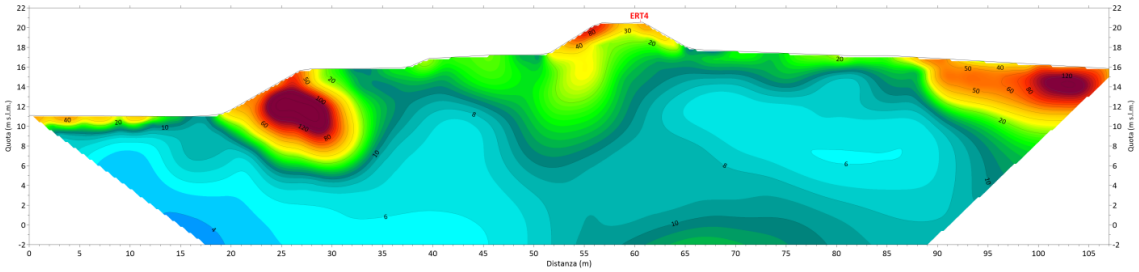


Figura 4.13: Andamento della prova ERT 2 trasversale effettuata nell'area di via del Tiglio

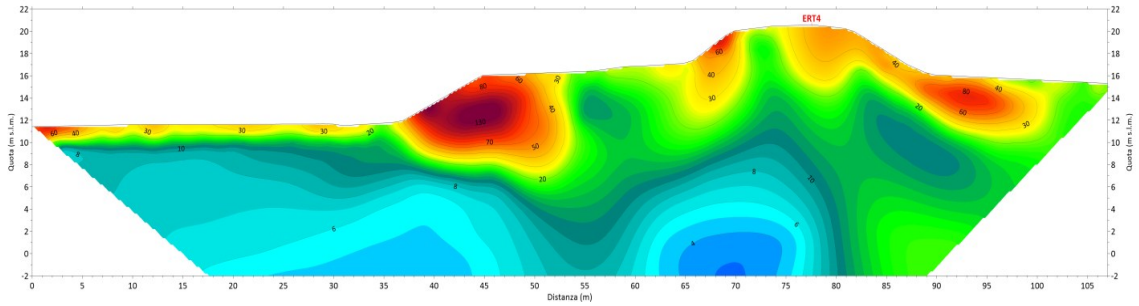


Figura 4.14: Andamento della prova ERT 3 trasversale effettuata nell'area di via del Tiglio

Si è deciso di definire una sezione trasversale rappresentativa del corpo arginale nell'area di via del Tiglio, come descritto nel *Paragrafo 4.2.2.2*, adottando un approccio cautelativo che include tutti gli elementi di maggior criticità riscontrati nelle diverse sezioni analizzate. Questo permette di costruire un modello numerico che sia il più possibile rappresentativo della situazione complessiva.

Le osservazioni preliminari hanno consentito di identificare aree caratterizzate da un'uniformità cromatica che suggerisce la presenza di un unico materiale. In particolare, le zone evidenziate in rosso scuro (zone ad alta resistività) dalle prove ERT, indicano la presenza di materiali granulari (massi) ad alta permeabilità, potenzialmente critici per il corpo arginale a causa del rischio di filtrazioni e conseguenti fenomeni di erosione interna.

Tra le sezioni analizzate, la geometria più rappresentativa è risultata quella fornita dalla prova ERT 2, che mostra tratti ben definiti in corrispondenza della cresta arginale, della banca e della sotto banca lato campagna. I risultati forniti da questa prova evidenziano, in prossimità dell'alveo del fiume, una zona a elevata resistività riconducibile probabilmente a un vecchio corpo di materiale grossolano, abbattuto in passato per fare spazio all'argine attuale con geometria e posizione differenti.

Dalle tutte le prove eseguite trasversalmente, si nota inoltre una zona a elevata resistività in corrispondenza della banca bassa lato campagna. Osservazioni sul campo condotte a marzo 2023 hanno confermato la presenza di massi e pietrame coperti da terreno, validando i risultati delle prove. La prova ERT 3, invece, ha rilevato un'area ad alta resistività lungo il paramento lato fiume, compatibile con interventi di consolidamento eseguiti in seguito alla breccia verificatasi nel maggio 2023. È plausibile che in tale area siano stati posizionati massi per sigillare la rotta e stabilizzare l'argine, prevenendo fenomeni di instabilità dovuti a uno svuotamento rapido.

La sezione rappresentativa integra quindi tre aree identificate come composte da massi e pietrame, caratterizzate da un'elevata permeabilità idraulica ($k = 10^{-2}$ m/s). Per semplificare la rappresentazione stratigrafica, il dominio della sezione è stato suddiviso in due materiali: un limo argilloso dalla cresta arginale fino al piano campagna e uno strato di argilla nella fondazione.

La stratigrafia complessiva e i parametri ipotizzati sono descritti con maggior dettaglio nel *Paragrafo 4.2.2.2*.

4.2.2.1 Stratigrafia longitudinale V in sinistra idraulica

Si riporta nella seguente *Figura 4.15* la sezione stratigrafica longitudinale in sinistra idraulica nell'area di Via del Tiglio ricavata dall'interpretazione delle prove CPTU, sondaggi e ERT eseguite nella zona di studio, la quale si estende a partire dalla CPTU 8bis del 2024 fino al sondaggio S4 del 2024, per una lunghezza complessiva di circa 200 metri.

Si pone attenzione alla differenza di materiale nella zona dove è stata eseguita la riparazione a seguito della breccia di maggio 2023, dove tale diversità si è riscontrata nella prova ERT4, osservabile nell'*Allegato 2*.

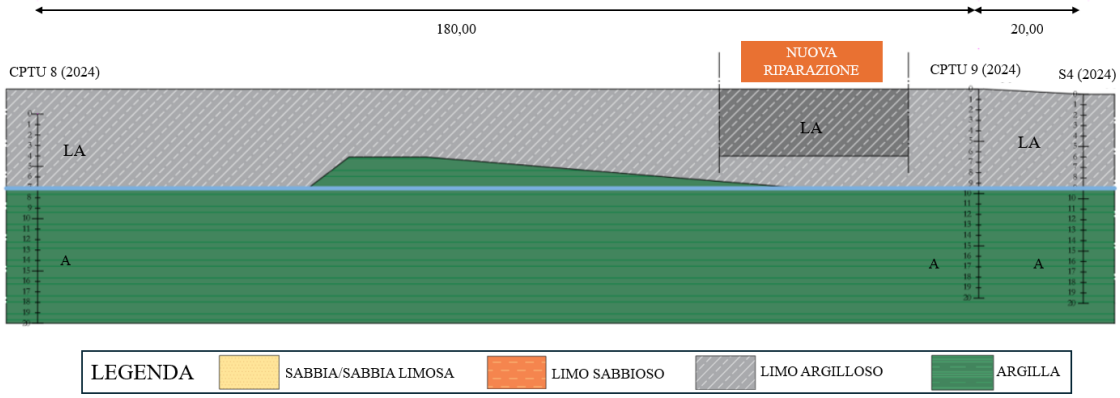


Figura 4.15: Stratigrafia della sezione longitudinale in sinistra idraulica di via del Tiglio

Nella seguente *Tabella 4.11* si riportano i risultati inerenti ai parametri caratterizzanti i terreni presenti nella sezione V, indicando anche da quali indagini sono stati ricavati, in modo che il lettore possa stimarne l'affidabilità.

Si specifica che, per quanto concerne lo strato di limo argilloso, i parametri sono stati calcolati valutando i risultati di laboratorio forniti dal sondaggio S4: in questo si riscontrano due materiali limosi con differenti percentuali di sabbia ma che per semplicità nei successivi modelli vengono assimilati ad un unico materiale, con un range di valori dei parametri molto variabile.

Tabella 4.11: Parametri meccanici della stratigrafia longitudinale in sinistra idraulica di via del Tiglio

Tipo di terreno Sezione V	Angolo di attrito efficace φ' [°]	Coesione efficace c' [kPa]	Coesione non drenata Cu [kPa]	Permeabilità k [m/sec]
Limo argilloso	27-28 *Da sondaggio S2 2024	30-50 *Da sondaggio S2 2024	-	10^{-6}-10^{-8}
Argilla	24-26 *Da sondaggio S2 2024	10-25 *Da sondaggio S2 2024	40-110 *Da prove CPTU (2 2024, 3 2024 e 6 2024)	10^{-8}-10^{-10}

4.2.2.2 Stratigrafia sezione T

Si riporta nella seguente *Figura 4.16* la stratigrafia relativa alla sezione trasversale del corpo arginale. Come detto precedentemente, tale sezione risulta essere rappresentativa delle varie sezioni ricavate dalle prove geofisiche ERT svolte, considerando le diverse particolarità rilevate e già analizzate nel precedente *Paragrafo 4.2.2*.

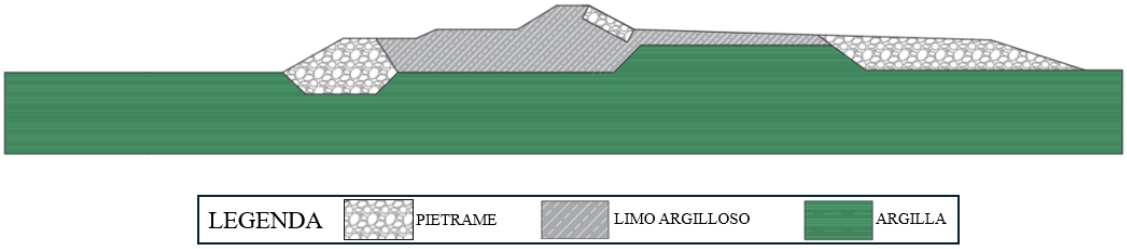


Figura 4.16: Stratigrafia trasversale della sezione T di via del Tiglio

Con riferimento alla stratigrafia sopra riportata, si indicano nella seguente *Tabella 4.12* i valori dei parametri relativi ai diversi materiali.

Tabella 4.12: Parametri meccanici della stratigrafia trasversale della sezione T di via del Tiglio

Tipo di terreno Sezione T	Angolo di attrito efficace φ' [°]	Coesione efficace c' [kPa]	Coesione non drenata Cu [kPa]	Permeabilità k [m/sec]
Pietrame	40	-	-	10^{-2}
Limo argilloso	27-28 *Da sondaggio S2 2024	30-50 *Da sondaggio S2 2024	-	10^{-6}-10^{-8}
Argilla	24-26 *Da sondaggio S2 2024	10-25 *Da sondaggio S2 2024	40-110 *Da prove CPTU (2 2024, 3 2024 e 6 2024)	10^{-8}-10^{-10}

5 CAMPIONAMENTI PER LA CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI

Per comprendere con maggior dettaglio la composizione e le caratteristiche meccaniche del sottosuolo, sono stati effettuati due sopralluoghi nelle aree di studio (identificate come cia Merlo e via del Tiglio), con lo scopo di osservare da vicino le geometrie del corpo arginale e le riparazioni svolte a seguito dei fenomeni di maggio 2023.

Con l'occasione, sono stati prelevati dei campioni di terreno per essere successivamente analizzati attraverso test di caratterizzazione nei laboratori dell'Università degli Studi di Padova.

Nella *Figura 5.1* si riporta un'immagine effettuata durante il primo sopralluogo effettuato nell'area di via Merlo, nel comune di Conselice.

Figura 5.1: Immagine effettuata durante un sopralluogo effettuato nell'argine di via Merlo (Conselice)

Nello specifico, i test effettuati comprendevano:

- granulometria per vagliatura meccanica a secco;
- aerometrie con materiale fine passante al vaglio 200;
- limiti di Atterberg.

Si descrivono ora i sopralluoghi effettuati nelle aree soggette a studio.

5.1 SOPRALLUOGO AREA DI VIA MERLO

In data 8 marzo 2024 è stato effettuato un sopralluogo lungo l'argine del fiume Sillaro, in particolare all'altezza della rotta di via Merlo (identificata nei campioni con la sigla SILC), per prelevare alcuni campioni di terreno da sottoporre a successive prove di laboratorio.

Sono stati prelevati dei campioni in 4 sezioni differenti:

- a monte della breccia (MON);
- sul tratto della breccia non direttamente interessato dall'evento di maggio 2023 (RIPV);
- sul tratto interessato dalla riparazione successiva agli eventi di maggio 2023 (RIPN);
- a valle della breccia (VAL).

Per ciascuna di queste sezioni sono state realizzate 3 verticali di campionamento, le quali sono raffigurate nella successiva *Figura 5.2* e qui riportate:

- 1 in golena;
- 1 sulla sommità arginale;
- 1 a lato campagna;
- 1 sulla banca lato campagna (se presente).

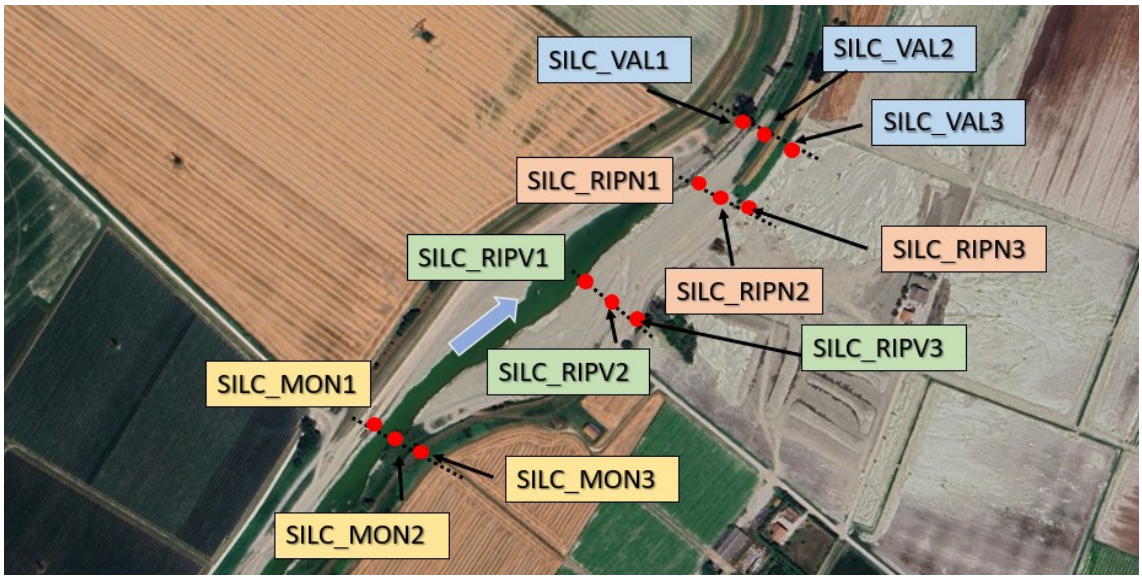


Figura 5.2: Nomenclatura e posizionamento dei campioni prelevati nell'area di via Merlo

Con l'ausilio di un carotiere manuale, sono state prelevate delle carote di terreno fino alla profondità di circa 2 metri per individuare il possibile cambiamento stratigrafico, conservando infine un campione di terreno relativo ad una quota di 1,00 m e un campione di terreno relativo a una quota di 2,00 m, da analizzare in laboratorio.

Alla profondità di 1,50 m circa si è inoltre prelevato un campione indisturbato, inserito in un cilindro metallico di dimensioni note, con l'ausilio di uno strumento apposito (*Figura 5.3*/A).

Figura 5.3: Fasi ed esecuzioni dei campionamenti effettuati durante i sopralluoghi nelle aree di via Merlo e via del Tiglio

È interessante osservare come in alcuni tratti, vista la presenza di materiale ad alto contenuto sabbioso, fosse impossibile scendere con il carotiere fino alla profondità desiderata, poiché il materiale presentava scarsa coesione per poter essere trattenuto dal campionatore. Nella successiva *Figura 5.4* si mostra come alla quota di 1,00 m nella sezione denominato SILC MON 2, il terreno presenti una composizione molto differente rispetto al terreno preso in sommità, indice di un contenuto sabbioso maggiore.

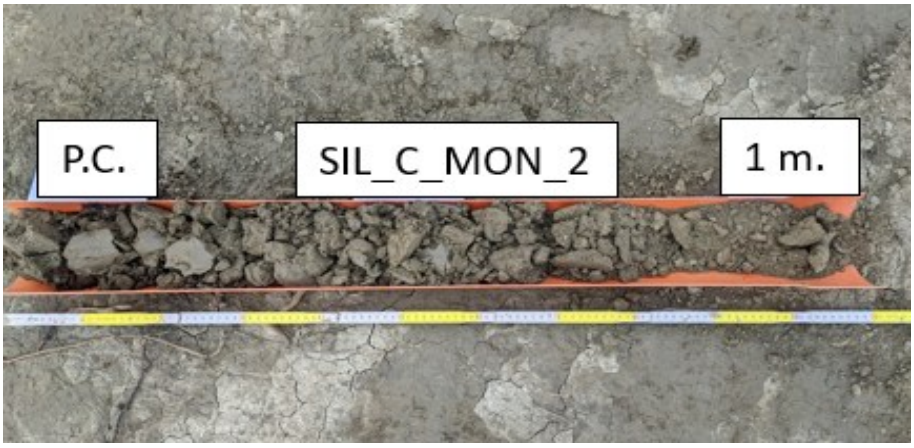


Figura 5.4: Carota di terreno nel tratto SILC MON 2

Una volta prelevati i campioni di terreno, questi sono stati accuratamente catalogati e suddivisi in contenitori etichettati per garantire un'adeguata tracciabilità e poi trasportati in laboratorio di geotecnica. Ogni campione è stato identificato con un codice univoco, che consente di risalire facilmente alla posizione di prelievo e alle relative caratteristiche stratigrafiche (*Figura 5.5*).

Una parte dei campioni è stata sottoposta a un processo di essiccazione in forno per rimuovere il contenuto di acqua. Dopo l'essiccazione, i campioni sono stati lavorati meccanicamente per separare le frazioni granulometriche attraverso la vagliatura meccanica con setacci aventi un diametro dei vagli sempre inferiore.

Figura 5.5: Fotografie effettuate presso il laboratorio dell'Università degli Studi di Padova

Successivamente, è stata effettuata una vagliatura con l'aerometro, che ha consentito di analizzare le particelle di dimensioni più piccole (diametro passante al vaglio 200), fornendo un quadro completo della granulometria del campione di terreno.

Il principio dell'aerometria si basa sulla misurazione del tempo necessario affinché le particelle di terreno, sospese in un liquido, sedimentino a una certa profondità. Il campione essiccato viene mescolato con un liquido (solitamente acqua) e disperso in modo da evitare agglomerati. La sospensione viene quindi agitata e, una volta che l'agitazione viene interrotta, le particelle iniziano a sedimentare.

A questo punto si utilizza un aerometro, uno strumento che misura la densità della sospensione. L'aerometro viene immerso nella soluzione e, mentre le particelle sedimentano, il tempo di sedimentazione è monitorato. Secondo la legge di Stokes, le particelle più grandi sedimentano più rapidamente rispetto a quelle più piccole. Registrando il tempo necessario per la sedimentazione a diverse profondità, è possibile calcolare il diametro delle particelle e ottenere una distribuzione granulometrica.

Nella successiva *Figura 5.6* si riassumono alcuni dei passaggi svolti per il completamento di tale prova di laboratorio.

Figura 5.6: Procedimento per l'esecuzione di alcune prove presso il laboratorio dell'Università degli Studi di Padova

Per completare la caratterizzazione del terreno, una parte dei campioni prelevati è stata utilizzata per determinare i limiti di Atterberg, con il calcolo del Limite Plastico (LP) e del Limite Liquido (LL). Questi parametri sono fondamentali per comprendere il comportamento dei suoli fini, in particolare quelli argillosi e limosi ad alto contenuto di materiale fine.

Il limite liquido (LL) è il contenuto d'acqua per il quale un campione di materiale fine, posto nel cucchiaio di Casagrande, equivalente alla chiusura del solco (per una lunghezza di 13 mm) dopo 25 colpi. La prova viene eseguita mescolando con acqua distillata il materiale da analizzare finché non raggiunge una discreta omogeneità ed in modo che il contenuto d'acqua

sia al di sopra del limite liquido. Fatto ciò, il campione viene posto in modo uniforme dentro la cucchiaia, con la superficie superiore livellata, e si traccia il solco con l'apposito strumento.

Si deve segnare il numero di colpi per il quale il solco si chiude a 13 mm. Difficilmente il numero di colpi che si raggiunge è pari a 25, perciò questo procedimento viene ripetuto almeno 3 volte. Ogni prova deve differire dalla precedente per un contenuto d'acqua sempre minore: questo si fa rimescolando il provino con altro materiale asciutto fino ad amalgamarlo.

Per ogni prova valida si preleva, in corrispondenza della chiusura del solco, una porzione di campione che va messo in un apposito recipiente (del quale si conosce il peso) contrassegnato con il numero della prova, pesato e fatto essiccare a 110°C. Una volta secco il campione viene ripesato, per avere il peso secco.

Il limite plastico (LP) è invece il contenuto di acqua in corrispondenza del quale il campione di terra inizia a perdere il suo comportamento plastico, ossia il campione non può più essere modellato senza che si formino fessure o senza che si abbiano fenomeni di sbriciolamento.

Questo lo si fa con il materiale rimanente dalla prova del limite liquido, formando per rotolamento dei cilindri di 3 mm. Appena formate le prime crepe, il campione viene pesato in modo da avere il suo peso umido. A questo punto il campione viene messo ad essiccare in stufa a 110°C, per almeno 12 ore. Una volta essiccato il campione viene pesato nuovamente per avere il suo peso secco. La prova viene fatta con almeno tre misurazioni dello stesso campione, prendendo come valore finale la media [Lancellotta R., 2023].

L'intervallo all'interno del quale il materiale ha un comportamento plastico è descritto dall'indice di plasticità I_P:

$$I_P = LL - LP$$

I valori calcolato precedentemente sono utilizzati per entrare nella carta di Casagrande (*Figura 5.7*) con la quale è possibile classificare il terreno.

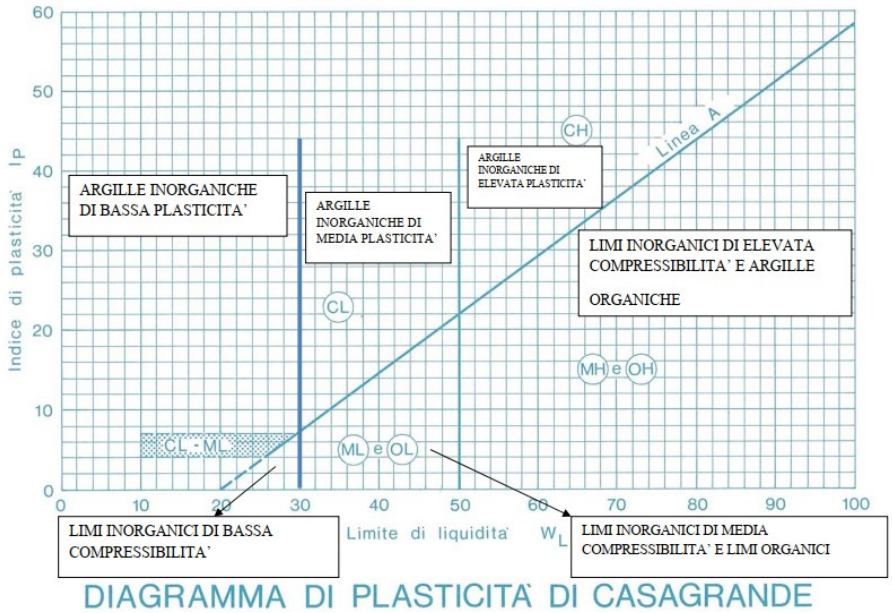


Figura 5.7: Diagramma di plasticità di Casagrande

Si riportano ora i risultati relativi alle prove di laboratorio effettuate per l'area di via Merlo e nel successivo *Paragrafo 5.2.1* quelli relativi all'area di via del Tiglio [Simonini P., Ceccato F., Dalla Santa G., Charad M. A., Lenzi M., Bettin E., Nordio M. (2024)].

5.1.1 Risultati delle prove di laboratorio dell'area di via Merlo

A seguito della vagliatura meccanica e della aerometria precedentemente descritta ed eseguita sui campioni prelevati dall'area di via Merlo, è stato possibile definire una curva granulometrica.

Nella *Figura 5.8* si riporta il fascio di tutte le curve granulometriche definite a seguito della vagliatura di tutti i campioni di terreno prelevati dall'area di via Merlo.

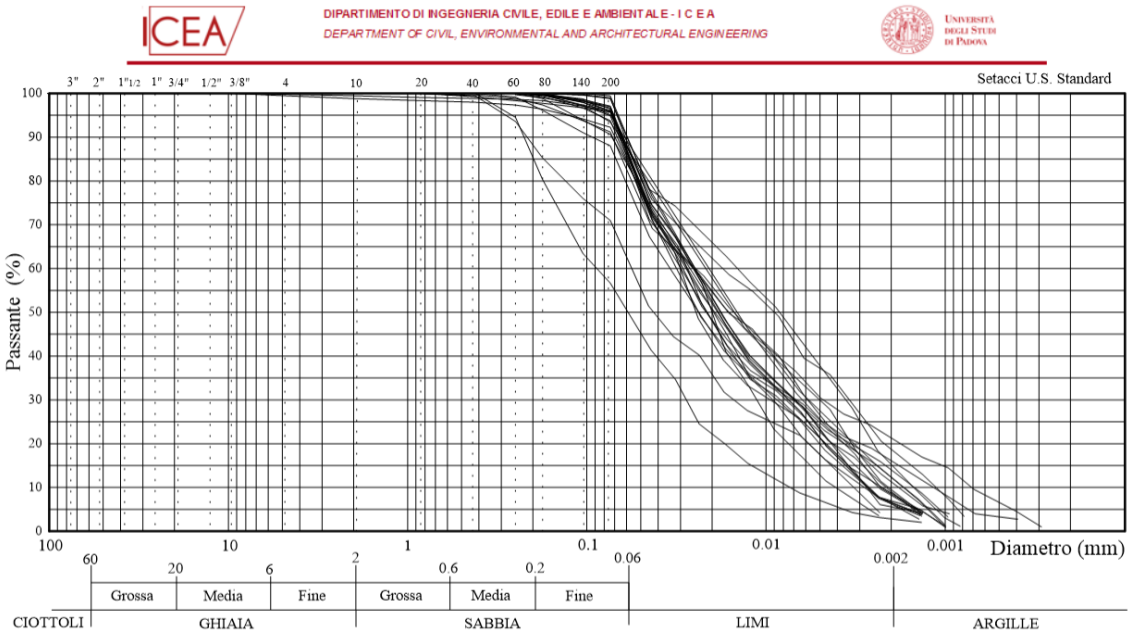


Figura 5.8: Fascio delle curve granulometriche dei campioni relativi all'area di via Merlo

Tutti i campioni hanno una percentuale di fine molto elevata, quasi per tutti oltre il 90%, se non per due campioni: il SILC MON 102, prelevato sulla sommità del rilevato arginale ad una quota di 2.00 m di profondità e il SILC MON 302 prelevato in corrispondenza del lato campagna ad una profondità pari a 2.00 m, i quali, tuttavia, hanno comunque una parte fine prevalente (~60%).

Per la classificazione del materiale fine, mediante i limiti di Atterberg, si è usata la Carta di Casagrande: su di essa si riportano i punti corrispondenti a ciascun campione, suddivisi a seconda della sezione.

Complessivamente tutti i campioni risultano essere argille di media plasticità. Si può però notare una certa differenziazione: i campioni prelevati dalla sezione a monte hanno una plasticità medio-bassa (12 ≤ IP ≤ 20), mentre quelli prelevati dalle sezioni in prossimità delle riparazioni hanno una plasticità più elevata (16 ≤ IP ≤ 28).

Si riporta dunque in *Figura 5.9* la carta di Casagrande totale relativa ai campioni di terreno prelevati nell'area di via Merlo.

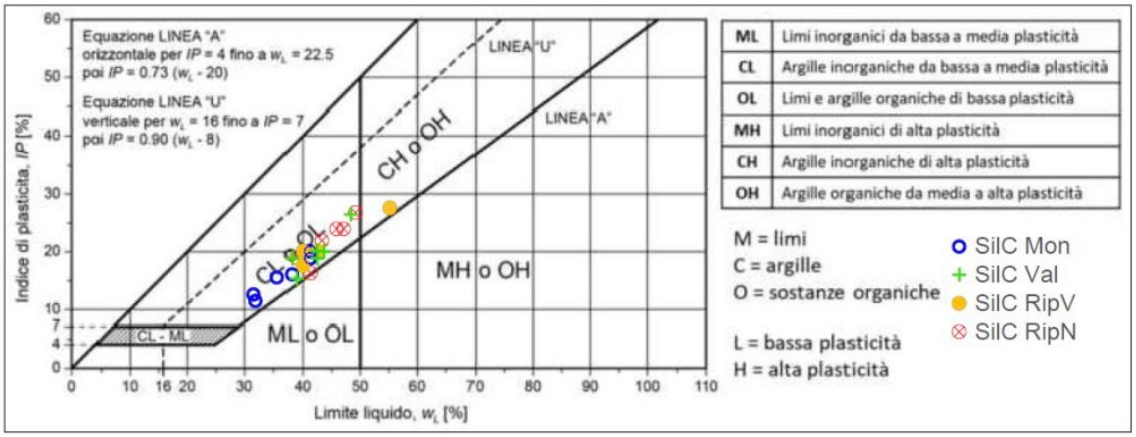


Figura 5.9: Carta di Casagrande relativa all'area di via Merlo

Nell'*Allegato 3* si riportano le curve granulometriche di ciascuna sezione, le carte di Casagrande per ciascuna sezione e la tabella contenente la classificazione dei campioni di terreno prelevati, appartenenti al sondaggio SILC.

5.2 SOPRALLUOGO AREA DI VIA DEL TIGLIO

Il giorno 22 marzo 2024 è stato effettuato un secondo sopralluogo sul fiume Sillaro, questa volta in corrispondenza della rotta avvenuta nei pressi di Via del Tiglio (identificata con la sigla SILB), al fine di valutare le condizioni del corpo arginale e prelevare dei campioni di terreno da poter successivamente analizzare, come fatto per l'area di Via Merlo.

I campioni sono stati prelevati nelle seguenti sezioni:

- a monte della breccia (MON);
- sul tratto della breccia non direttamente interessato dall'evento di maggio 2023 (RIPV);
- sul tratto interessato dalla riparazione successiva agli eventi di maggio 2023 (RIPN);
- a valle della breccia (VAL).

Per ciascuna di queste sezioni sono state realizzate 3 o 4 verticali di campionamento, le quali sono raffigurate nella successiva *Figura 5.10* e qui riportate:

- 1 in golena;
- 1 sulla sommità arginale;
- 1 a lato campagna;
- 1 sulla banca lato campagna (se presente).

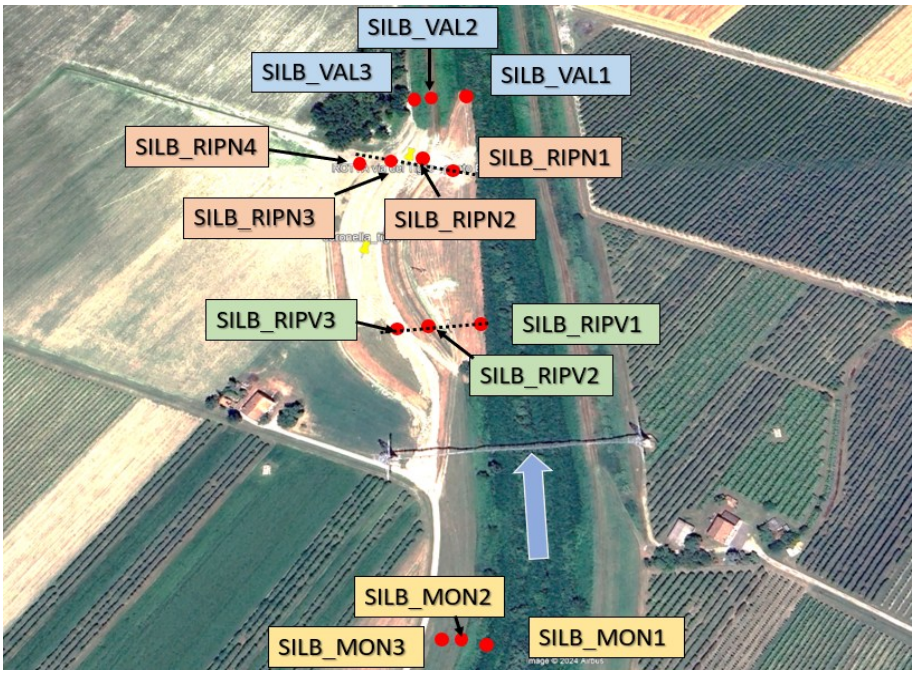


Figura 5.10: Nomenclatura e posizionamento dei campioni prelevati nell'area di via del Tiglio

5.2.1 Risultati delle prove di laboratorio dell'area di via del Tiglio

Come fatto precedentemente, si eseguono delle prove di classificazione granulometrica con la quale è stato possibile definire un fascio complessivo derivante dalla rappresentazione di tutte le singole curve definite a seguito dell'interpretazione di ogni campione. Tale curva è riportata nella seguente *Figura 5.11*.

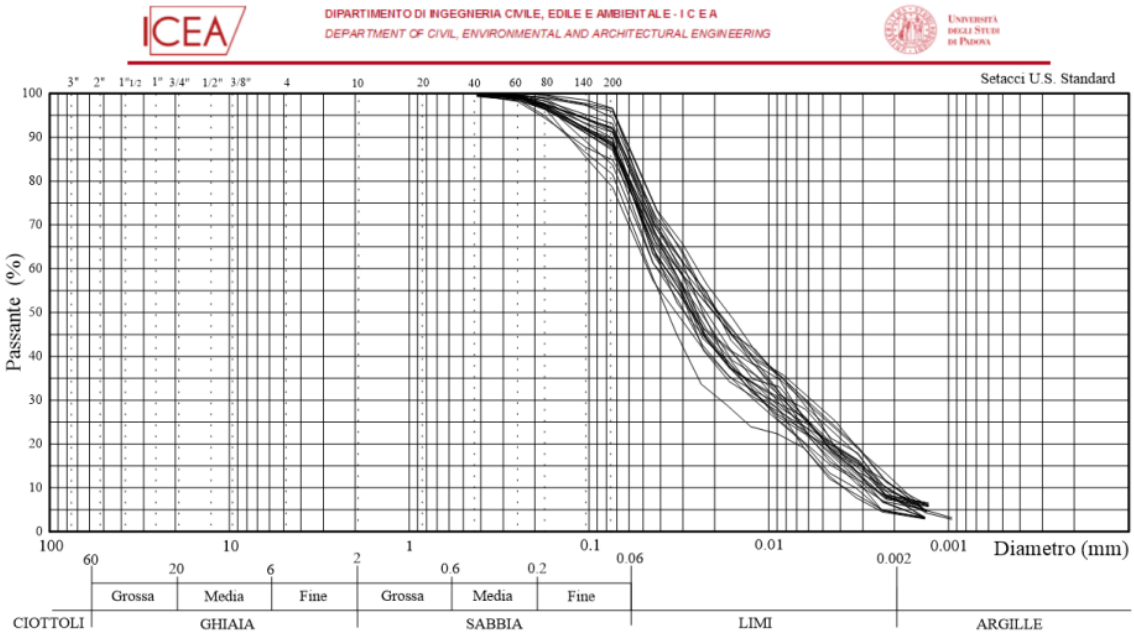


Figura 5.11: Fascio delle curve granulometriche dei campioni relativi all'area di via del Tiglio

Tutti i campioni hanno una percentuale di fine molto elevata, corrispondente nella maggior parte dei casi a valori oltre il 90%.

La classificazione del fine è stata eseguita mediante i limiti di Atterberg e la Carta di Plasticità di Casagrande: su di essa si riportano i punti corrispondenti a ciascun campione, suddivisi a seconda della sezione.

Tutti i campioni risultano formati da argille di medio-bassa plasticità; in questo caso non si notano differenze apprezzabili a seconda della sezione, ma si può notare come alcuni campioni risultino più limosi (posizionandosi più vicini alla linea A). Un unico campione risulta più ad alta plasticità (IP=28), si tratta del campione SILB RIPN 402 prelevato dal tratto di recente riparazione, sul lato campagna alla profondità di 1.25 m dal piano campagna.

Si riporta dunque in *Figura 5.12* la carta di Casagrande totale relativa ai campioni di terreno prelevati nell'area di via Merlo.

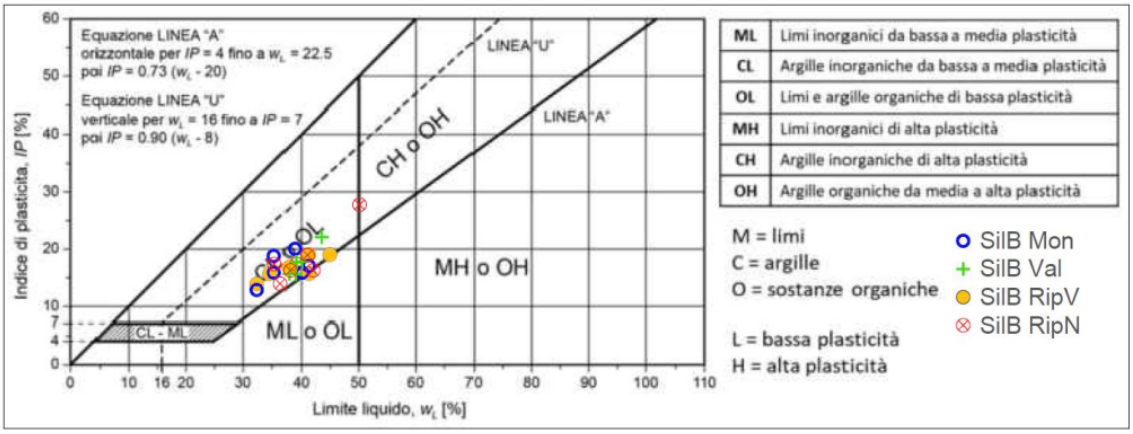


Figura 5.12: Carta di Casagrande relativa all'area di via del Tiglio

Nell'*Allegato 4* si riportano le curve granulometriche di ciascuna sezione, le carte di casagrande per ciascuna sezione e la tabella contenente la classificazione dei campioni di terreno prelevati, appartenenti al sondaggio SILB.

6 MODELLAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA DI VIA DEL TIGLIO

Lo scopo di questo capitolo è quello di analizzare la situazione post evento della sezione in sinistra idraulica del fiume Sillaro, in corrispondenza dell'area di via del Tiglio dove si è verificata la breccia nei giorni tra l'1 e il 2 maggio 2023, successivamente riparata con un lavoro di somma urgenza.

Non avendo a disposizione geometrie e dati antecedenti alla data in cui si è verificato l'evento estremo che ha portato al collasso della struttura, è stata eseguita la valutazione delle condizioni attuali a seguito degli interventi, per poi confrontare questa con un possibile scenario migliorativo descritto nel successivo *Capitolo 7*.

È necessario dunque definire il modello geotecnico che descrive la condizione attuale dell'argine, partendo dalla sua sezione, definendo poi le caratteristiche dei materiali e infine le condizioni al contorno. Lo scopo è quello di ottenere, a seguito dell'elaborazione e analisi dei risultati, dei parametri che permettano di valutare la sicurezza dell'opera.

In particolare, trattandosi di un argine, si vuole ricavare mediante l'utilizzo del software di calcolo GeoStudio2024 il fattore di sicurezza garantito dall'argine a seguito delle riparazioni nelle condizioni idrometriche corrispondenti ad uno scenario pari a quello avvenuto a maggio 2023.

6.1 CREAZIONE DEL MODELLO NUMERICO

GeoStudio è un software avanzato per la modellazione numerica di problematiche geotecniche, che consente l'analisi del comportamento meccanico e idraulico di terreni e strutture. La modellazione di una sezione di terreno con tale software permette di simulare vari scenari di carico, condizioni al contorno e interazioni tra i materiali per simulare fenomeni legati alla stabilità dei pendii, consolidamento e infiltrazioni all'interno del corpo arginale. Attraverso l'utilizzo di diversi moduli interconnessi, come SLOPE/W per l'analisi di stabilità e SEEP/W per la filtrazione, è possibile analizzare le caratteristiche di una sezione specifica di terreno, valutando la risposta fornita e studiare possibili soluzioni migliorative.

Per avere una maggior completezza sul fenomeno preso in esame, è bene valutare il comportamento del corpo arginale soggetto a una situazione di tipo stazionario (costante nel tempo) e successivamente ad una transitoria, più realistica alla realtà dei fatti, dove le condizioni esterne sono variabili nel tempo.
Identifichiamo dunque:

- condizioni stazionarie, le quali rappresentano uno stato in cui le variabili idrauliche (come la pressione e il gradiente) rimangono costanti nel tempo. Questo è utile per analisi a regime, dove l'equilibrio è raggiunto e il flusso è stabilizzato;
- condizioni transitorie, dove, invece, è possibile considerare e valutare le conseguenze di condizioni al contorno che cambiano nel tempo, come la risposta del terreno alle variazioni del livello di piena del fiume. In questo caso, i parametri variano nel tempo e si osserva l'evoluzione del sistema fino a raggiungere una nuova condizione di equilibrio.

È necessario ora definire le caratteristiche del modello geotecnico, per poi analizzare i diversi risultati ottenuti.

6.1.1 Definizione della geometria del modello

La prima cosa necessaria per poter creare un modello numerico rappresentativo dell'area presa in esame è quello di identificare una sezione trasversale caratteristica, sulla quale saranno svolte le analisi di stabilità e filtrazione.

Nonostante si avessero a disposizione alcune misure topografiche effettuate tramite rilievi DTM in diversi punti del corpo arginale, si è deciso di utilizzare le sezioni geometriche ricavate a seguito delle prove geofisiche di tipo ERT. Queste, già ampiamente citate nel *Capitolo 4*, sono state eseguite trasversalmente rispetto al corpo arginale e ne definiscono la geometria in maniera molto più accurata rispetto a quelle fatte attraverso i rilievi precedentemente citati.

Come già detto nel *Paragrafo 4.2.2,* tra le tre prove effettuate nella zona allo studio, si decide di utilizzare la sezione data dalla prova ERT 2 (*Figura 6.1*) per definire la geometria della sezione rappresentativa, permettendo di distinguere in maniera sufficientemente precisa le dimensioni e inclinazioni delle berme a lato campagna.

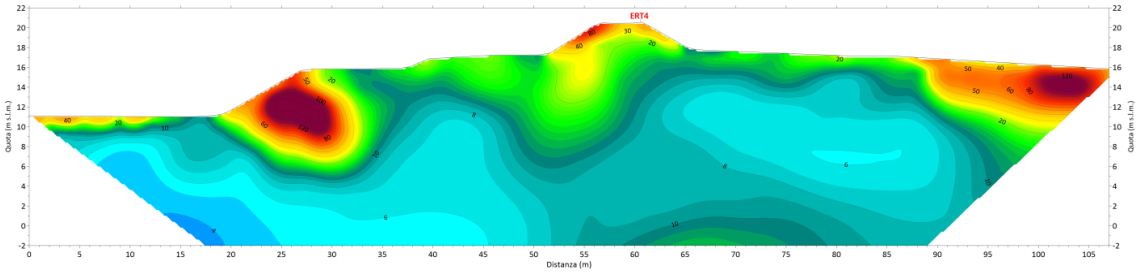


Figura 6.1: Risultato della prova ERT 2 effettuata trasversalmente al corpo arginale nell'area di via del Tiglio

Si procede, quindi, definendo la sezione d'interesse sul software GeoStudio2024. La geometria creata è riportata in *Figura 6.2*.

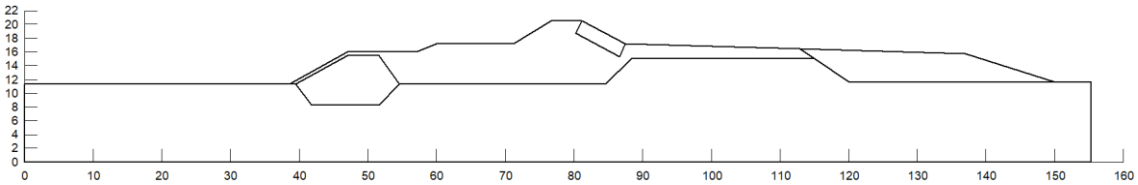


Figura 6.2: Definizione della geometria rappresentativa della sezione trasversale nell'area di via del Tiglio

Come già accennato nel *Paragrafo 4.2.2*, nella creazione della geometria viene deciso di evidenziare la presenza di uno strato di pietrame a tergo del fiume e un secondo strato nella berma bassa a lato campagna, come riscontrato dai risultati forniti dalla prova ERT riportati nella *Figura 6.1,* che evidenziano la una zona ad alta resistività (area colorata di rosso). Viene infine inserito un terzo strato di pietrame nella berma alta a lato fiume come indicato dai risultati della ERT 1, ossia quella effettuata nella zona dove si è verificata la breccia e successivamente riparata.

6.1.2 Definizione dei materiali del modello

Una volta definita la geometria del modello, è di fondamentale importanza comprendere quali sono i materiali che compongono il dominio oggetto di studio. Oltre ai materiali che costituiscono il corpo arginale, infatti, bisogna conoscere le caratteristiche del terreno di fondazione, al fine di rappresentare in modo realistico il comportamento del sistema.

Questo problema è già stato esaminato nel *Capitolo 4.2*, nel quale viene definita una stratigrafia trasversale con una suddivisione degli orizzonti stratigrafici. Per maggiore completezza del problema, viene riportata nella successiva *Figura 6.3* la sezione, dove è possibile osservare la distinzione dei materiali ipotizzati.

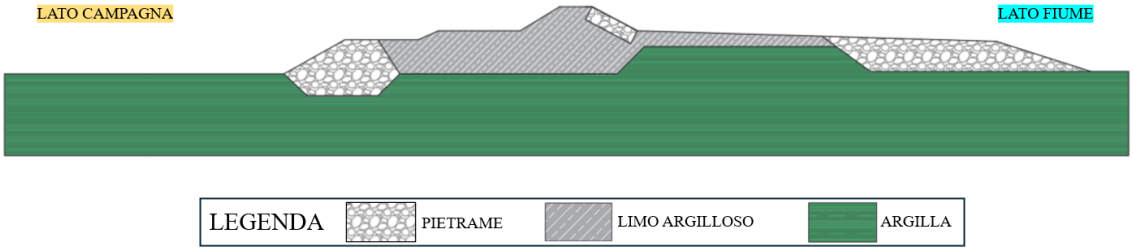


Figura 6.3: Definizione della geometria e dei materiali utilizzati per rappresentare la sezione nell'area di via del Tiglio

Data una forte incertezza nella valutazione esatta dei parametri meccanici di resistenza dei materiali, verrà effettuata nei successivi paragrafi un'analisi di sensitività sull'influenza dei parametri di resistenza e di permeabilità, variando i valori relativi alla coesione, all'angolo di attrito e alla permeabilità dello strato limo-argilloso. Questo nasce principalmente a seguito dell'interpretazione dei risultati delle prove di tipo ERT effettuate nell'area di studio, dove si riscontra una forte eterogeneità del materiale in superficie, indice probabilmente di una compattazione della struttura poco omogenea.

Nella successiva *Tabella 6.1* si riportano le proprietà dei materiali utilizzati per condurre le varie analisi, mentre, nella *Figura 6.4* si propone una schermata presa dal software che permette di identificare con maggior semplicità la geometria e l'esatto posizionamento dei vari orizzonti stratigrafici.

Tabella 6.1: Parametri dei materiali utilizzati per il modello della sezione di via del Tiglio

Tipo di terreno	Angolo di attrito φ' [°]	Coesione c' [kPa]	Peso di volume [kN/m^3]	Permeabilità k [m/sec]
Pietrame	40	-	20,00	10^{-2}
Limo argilloso	20 - 24	12 - 32	19,40	10^{-6}-10^{-8}
Argilla	25	38	19,00	10^{-10}

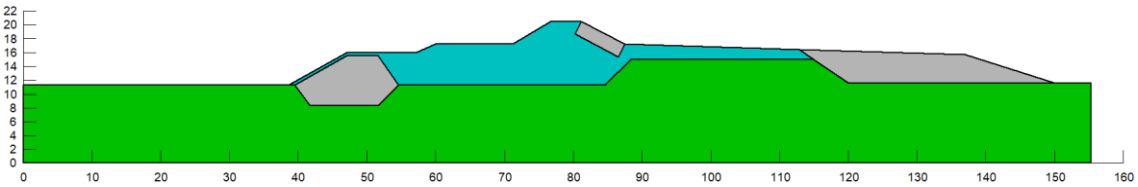


Figura 6.4: Rappresentazione del modello della sezione di via del Tiglio ricavato da GeoStudio

Va specificato che per poter condurre le analisi in transitorio, è stato necessario inserire un valore numerico del contenuto volumetrico d'acqua del terreno saturo, posto pari a 0,3 per

ogni terreno, e del modulo di compressibilità edometrico (m_v), posto pari a 0,001 kPa^{-1}, per tutte le tipologie di terreni riscontrate.

Infine, è fondamentale scegliere la discretizzazione del dominio, determinando la dimensione degli elementi finiti più opportuna per ottimizzare l'accuratezza della soluzione.

La *mesh* di calcolo è costituita principalmente da elementi quadrangolari e triangolari aventi la dimensione di un lato pari a circa 1,00 m, ma si va ad infittirla nelle zone in cui si ha il contatto tra due materiali con caratteristiche meccaniche differenti.

Nella *Figura 6.5* è rappresentata la scelta di discretizzazione utilizzata per il terreno del corpo arginale, in particolare si evidenzia la differenza di discretizzazione della *mesh* all'interfaccia tra il limo argilloso e la coronella di massi.

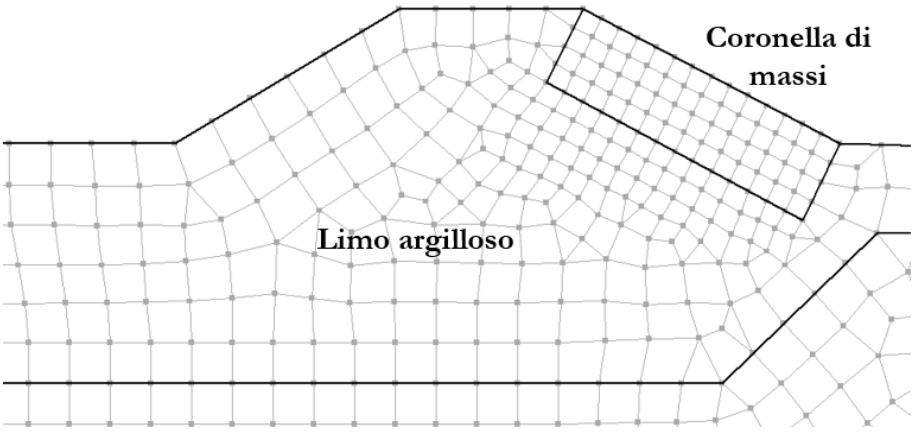


Figura 6.5: Discretizzazione della mesh ed infittimento nell'interfaccia tra due materiali differenti

6.1.3 Definizione delle condizioni idrauliche di contorno del modello

Le analisi condotte necessitano di diverse condizioni al contorno per poter effettuare le analisi di filtrazione e stabilità del corpo arginale. In particolare, per quanto riguarda la filtrazione:

- livello idrometrico del corso d'acqua (*Total Head* lato fiume), identifica il livello del corso d'acqua a tergo dell'argine. Presenta dei valori diversi in base alla condizione in cui decide di effettuare l'analisi, se in condizioni stazionarie è costituito da un valore costante, se in condizioni transitorie da una funzione dipendente dal tempo;
- altezza di falda (*Total Head* lato campagna), identifica il livello della falda a piano campagna ed è un valore costante, poiché la falda è ritenuta in questo caso costante nel tempo;

- potenziale superficie di filtrazione (*Potential Seepage Face*), rappresenta una condizione limite in cui il software identifica automaticamente le aree di drenaggio o fuoriuscita dell'acqua lungo una superficie. Questo è utile nei modelli di flusso sotterraneo, perché permette di calcolare dove e come l'acqua può emergere o infiltrarsi sulla superficie senza imporre una condizione di flusso specifica.

In *Figura 6.6* viene indicato l'effettivo posizionamento delle condizioni sopra elencate nel modello geotecnico riferito al caso studio.

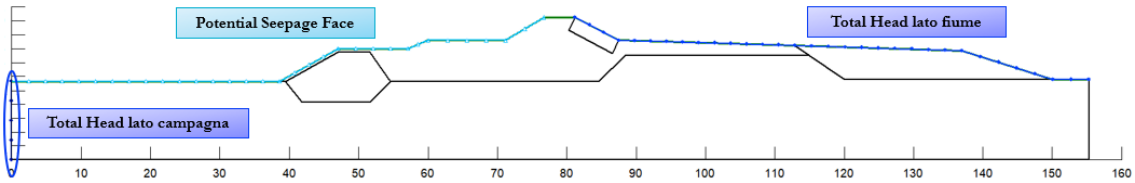


Figura 6.6: Posizionamento delle condizioni idrauliche di contorno all'interno del modello

6.1.4 Definizione delle condizioni stazionarie e transitorie del modello

Vengono dunque indicate i valori assunti per definire le caratteristiche esterne atte a rappresentare le condizioni idrauliche.

Per quanto concerne la condizione stazionaria, si assume:

- un valore della *Total Head* a lato campagna posta a 1,80 m al di sotto del piano campagna, dove tale valore è stato riscontrato dalla prova penetrometrica CPTU10 effettuata nella campagna di indagini del 2024;
- un valore della *Total Head* lato fiume pari all'altezza massima del corpo arginale, ossia 20,50 m.

Per la condizione transitoria, il valore della *Total Head* a lato campagna rimane identico rispetto alla condizione precedente. Varia invece il valore della *Total Head* lato fiume, il quale è stato detto precedentemente, è dipendente dal fattore tempo.

La funzione che permette di legare la variazione del livello idraulico del fiume al tempo viene ricavata dai dati pluviometrici riferite alle giornate tra il 2 e il 6 maggio 2023, registrati dalla stazione pluviometrica di Sesto Imolese.

La simulazione è stata condotta facendo riferimento a un periodo temporale di cinque giorni partendo da un'altezza del fiume di 11,60 m, si porta il livello a un'altezza di piena (20,5 m) in 12 ore, lasciandolo a questa quota per 12 ore e successivamente farlo calare fino a riportarlo alle condizioni normali.

Sul software di calcolo si crea una curva che identifica l'andamento del livello idrometrico nel tempo. L'andamento di tale curva è riportato nella successiva *Figura 6.7*.

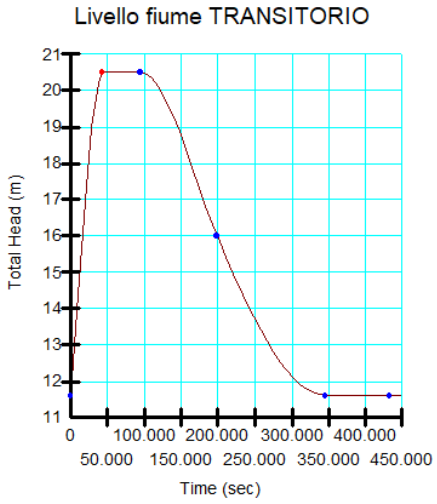


Figura 6.7: Curva rappresentativa dell'andamento della piena

Di seguito verranno descritti risultati ottenuti dal modello, per il quale sono state condotte le seguenti simulazioni, in diversi scenari:

- Paragrafo 6.2.1: analisi di filtrazione in condizione stazionaria;
- Paragrafo 6.2.2: analisi di filtrazione in condizione transitoria;
- Paragrafo 6.2.3: verifica dell'erosione al piede in condizione stazionaria;
- Paragrafo 6.2.4: verifica dell'erosione al piede in condizione transitoria;
- Paragrafo 6.2.5: verifica dell'erosione da contatto;
- Paragrafo 6.3.1: analisi di stabilità in condizione stazionaria a lato campagna;
- Paragrafo 6.3.2: analisi di stabilità in condizione transitoria a lato campagna;
- Paragrafo 6.3.2: analisi di stabilità in condizione transitoria a lato fiume.

6.2 RISULTATI POST EVENTO ANALISI DI FILTRAZIONE

Si procede ora ad analizzare i risultati ricavati dall'elaborazione dei modelli numerici creati con una permeabilità del limo argilloso (il livello costituente il corpo arginale) di 10^{-6} m/s e 10^{-8} m/s, valutando le condizioni sia in stazionario sia quelle in transitorio per le due diverse conducibilità idrauliche.

Nei successivi paragrafi verranno effettuate le verifiche inerenti problematiche di erosione interna, in particolare all'erosione al piede del rilevato e l'erosione da contatto, vista la presenza di due materiali con differenti granulometrie.

Nell'illustrazione dei modelli di filtrazione, d'ora in avanti, si mostrerà soltanto l'andamento delle pressioni interstiziali in corrispondenza del rilevato arginale, espresse con un range di valori indicato nella legenda presente in *Figura 6.8*.

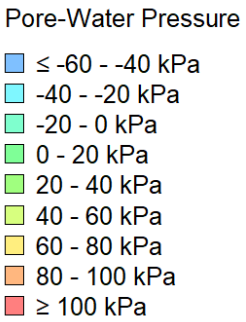


Figura 6.8: Legenda relativa alla pressione dell'acqua all'interno dei pori, espressa in kPa

Le *pore water pressure* si riferisce alla pressione dell'acqua trattenuta nei pori all'interno di un terreno. Può essere misurata in metri in colonna d'acqua o in kPa, come nel caso preso in esame.

6.2.1 Risultati dell'analisi di filtrazione in condizione stazionaria

Viene riportato nella successiva *Figura 6.9* il moto di filtrazione in condizione stazionaria per il modello avente la permeabilità del limo argilloso pari a k=10^{-6} m/s.

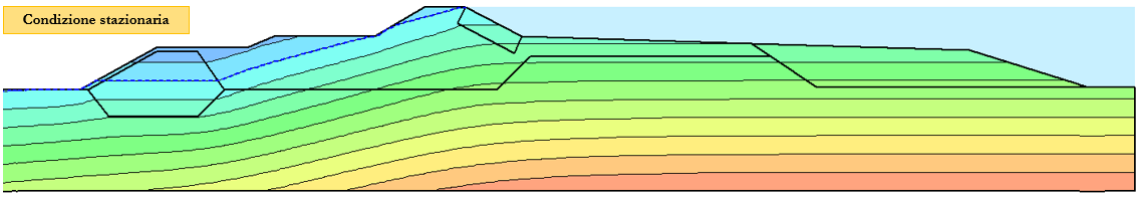


Figura 6.9: Andamento delle pressioni interstiziali in condizioni stazionarie del modello con permeabilità 10^{-6} m/s del limo argilloso

Si riporta ora in *Figura 6.10* il moto di filtrazione in condizione stazionaria per il modello avente la permeabilità del limo argilloso pari a $k=10^{-8}$ m/s.

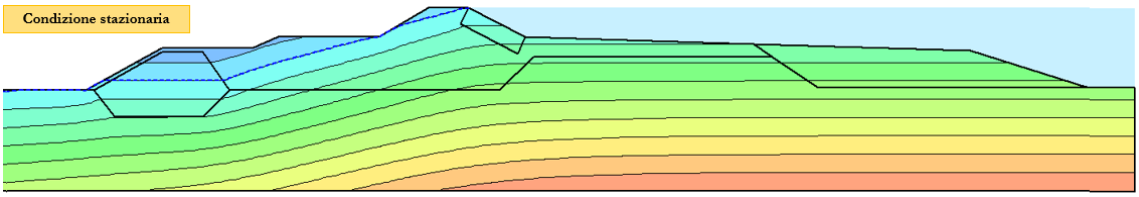


Figura 6.10: Andamento delle pressioni interstiziali in condizioni stazionarie del modello con permeabilità 10^{-8} m/s del limo argilloso

I due modelli risultano molto simili tra di loro e si nota come la filtrazione porti a saturazione buona parte del corpo arginale.

In entrambi i casi però è possibile osservare come la linea di imbibizione esca dal corpo arginale in corrispondenza della prima berma a lato campagna. In quel punto sarà necessario valutare un possibile fenomeno di erosione al piede, per evitare una possibile erosione che può causare il collasso parziale della sezione.

6.2.2 Risultati dell'analisi di filtrazione in condizione transitoria

Vengono ora illustrati i risultati forniti a seguito dell'analisi in condizioni transitorie, con una durata complessiva di 120 ore (5 giorni). Il software permette di visualizzare l'andamento attraverso degli step temporali che nel caso in oggetto vengono fatti ogni 2 ore. In questo modo è possibile valutare la risposta del modello in diversi periodi differenti.

Nelle successive immagini vengono riportati i risultati relativi al modello numerico avente una permeabilità dello strato limo argilloso pari a $k=10^{-6}$ m/s, a diversi step temporali.

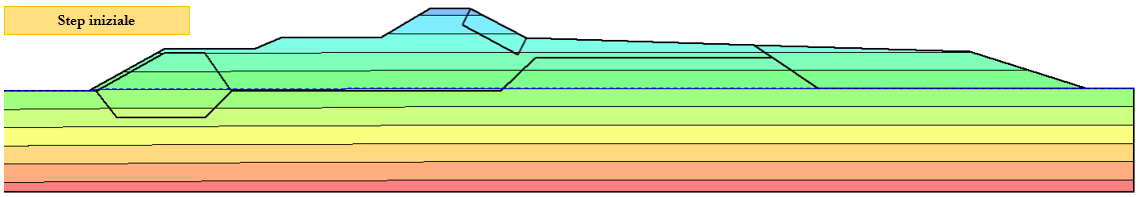


Figura 6.11: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato in regime transitorio allo step iniziale ($k=10^{-6}$ m/s)

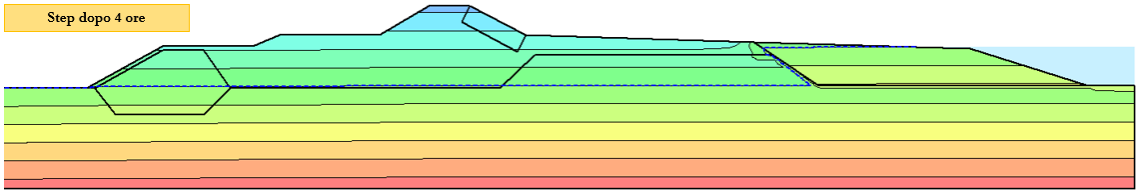


Figura 6.12: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato in regime transitorio dopo 4 ore ($k=10^{-6}$ m/s)

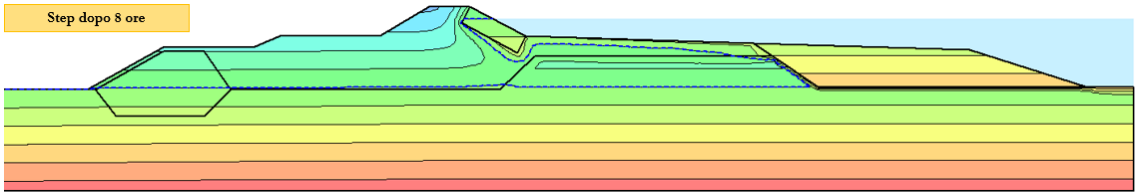


Figura 6.13: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato in regime transitorio dopo 8 ore ($k=10^{-6}$ m/s)

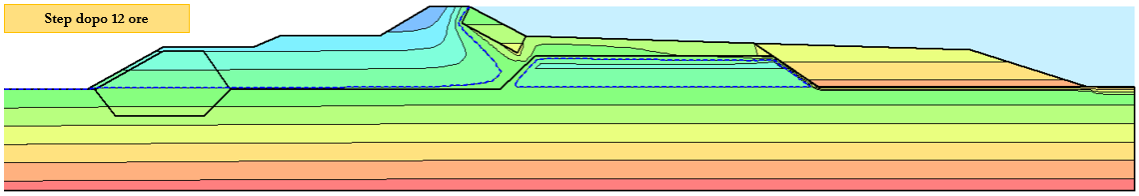


Figura 6.14: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato in regime transitorio dopo 12 ore ($k=10^{-6}$ m/s)

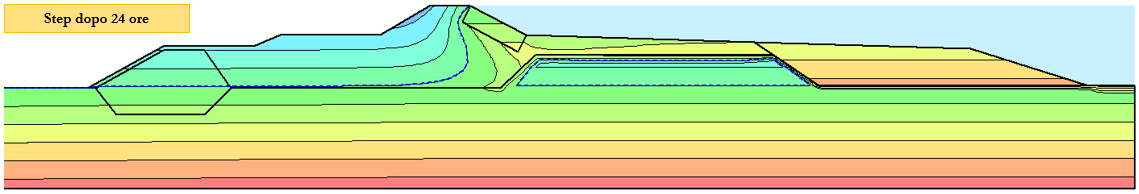


Figura 6.15: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato in regime transitorio dopo 24 ore ($k=10^{-6}$ m/s)

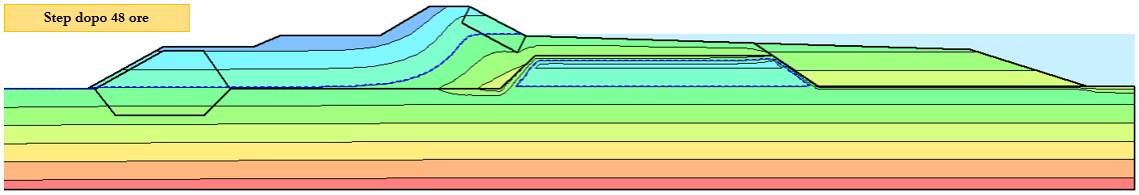


Figura 6.16: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato in regime transitorio dopo 48 ($k=10^{-6}$ m/s)

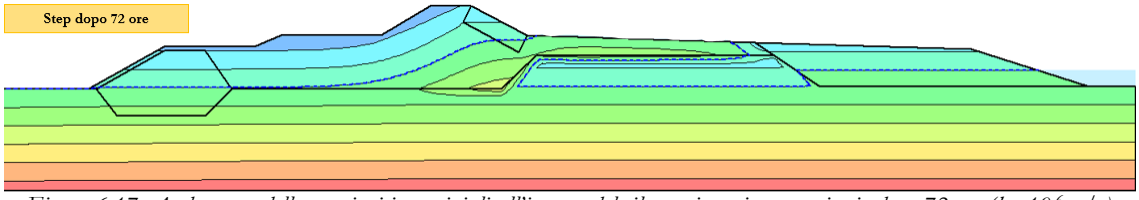


Figura 6.17: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato in regime transitorio dopo 72 ore ($k=10^{-6}$ m/s)

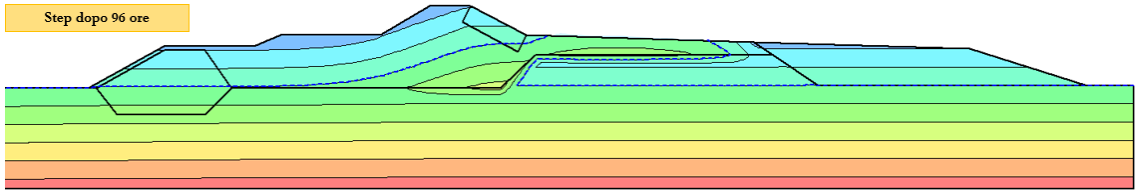


Figura 6.18: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato in regime transitorio dopo 96 ore ($k=10^{-6}$ m/s)

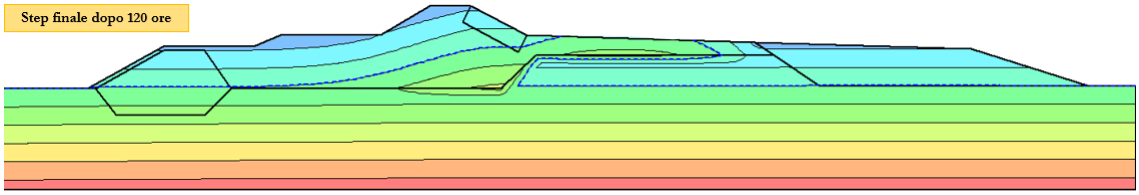


Figura 6.19: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato in regime transitorio dopo 120 ore (k=10^{-6} m/s)

Nelle successive immagini vengono riportati infine i risultati relativi al modello numerico avente una permeabilità dello strato limo argilloso pari a k=10^{-8} m/s, ai medesimi step temporali riportati sopra.

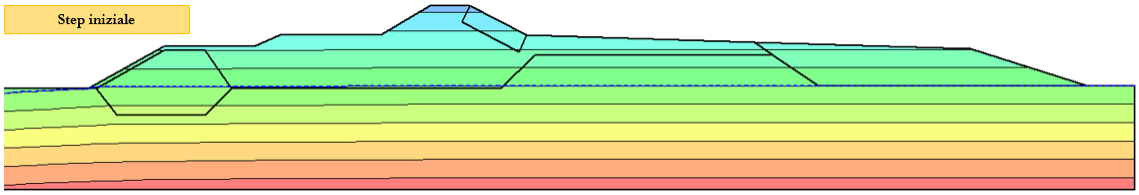


Figura 6.20: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato in regime transitorio allo step iniziale (k=10^{-8} m/s)

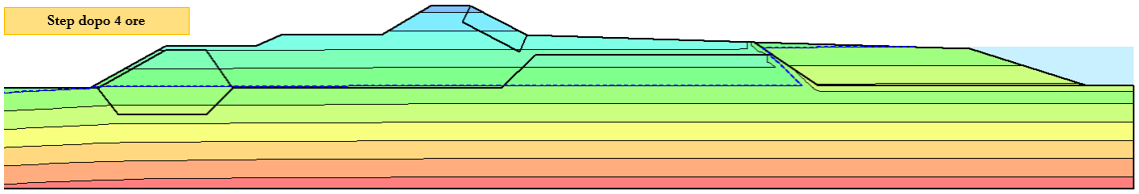


Figura 6.21: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato in regime transitorio dopo 4 ore (k=10^{-8} m/s)

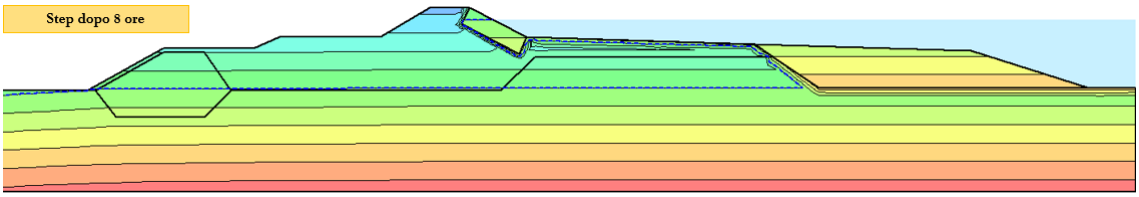


Figura 6.22: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato in regime transitorio dopo 8 ore (k=10^{-8} m/s)

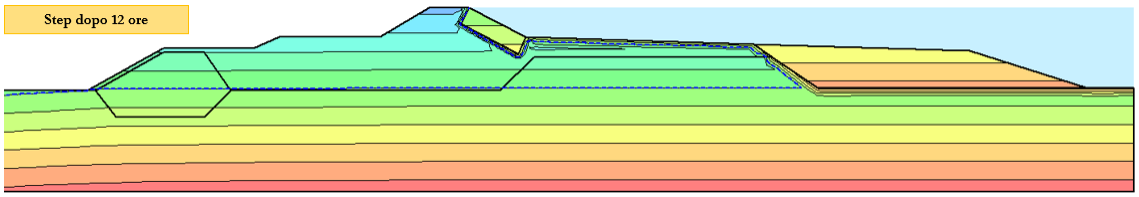


Figura 6.23: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato in regime transitorio dopo 12 ore (k=10^{-8} m/s)

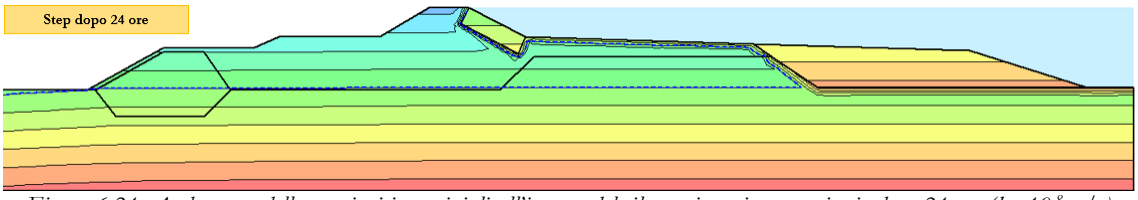


Figura 6.24: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato in regime transitorio dopo 24 ore (k=10^{-8} m/s)

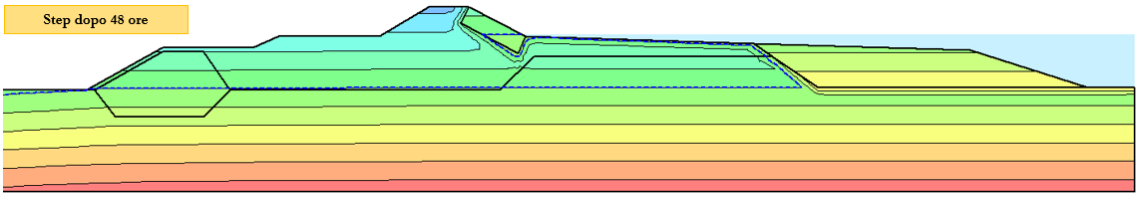


Figura 6.25: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato in regime transitorio dopo 48 ore (k=10^{-8} m/s)

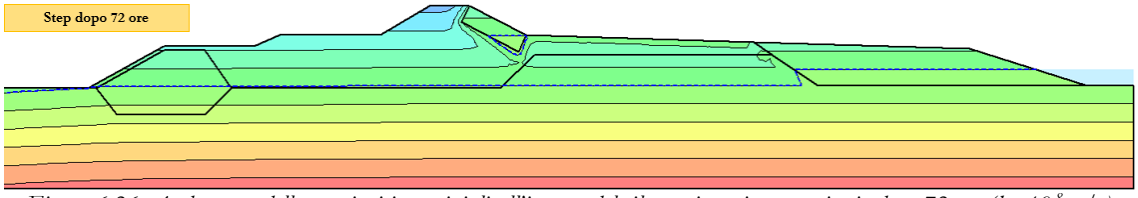


Figura 6.26: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato in regime transitorio dopo 72 ore (k=10^{-8} m/s)

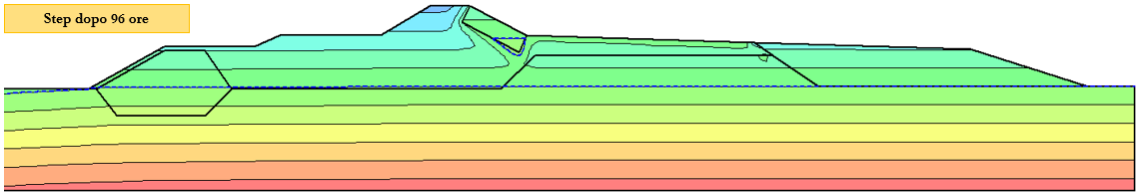


Figura 6.27: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato in regime transitorio dopo 96 ore (k=10^{-8} m/s)

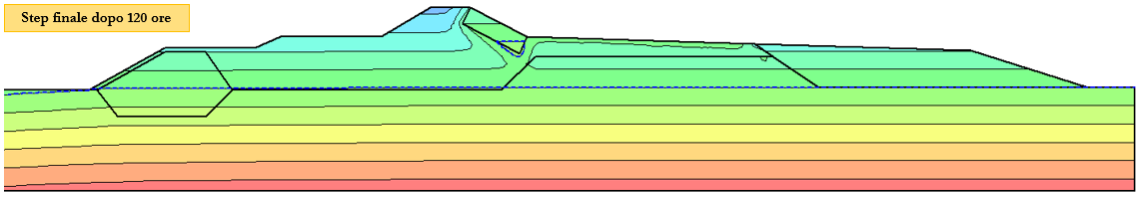


Figura 6.28: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato in regime transitorio dopo 120 ore (k=10^{-8} m/s)

La principale considerazione che si può trarre da quest'analisi è che, per la tutta la durata dell'evento meteorologico, date le basse permeabilità del rilevato, la piena non ha tempo a sufficienza per penetrare interamente nel corpo arginale.

La situazione più gravosa risulta essere quella dove lo strato di limo argilloso presenta una permeabilità maggiore, pari a k=10^{-6} m/s.

6.2.3 Verifica dell'erosione al piede in condizione stazionaria

L'erosione al piede di un corpo arginale è un fenomeno che si verifica quando l'acqua di un corso d'acqua agisce sulla base (o piede) dell'argine, asportando progressivamente il materiale che lo compone.

La verifica della stabilità a questo fenomeno è condotta confrontando il gradiente idraulico (al quale sono proporzionali le forze di filtrazione, i) con un gradiente idraulico limite (i_{lim}).

Non ci sono valori di gradienti critici in normativa, ma ne sono state proposte diverse formulazioni in letteratura, quella che si adotterà nei vari casi sarà quella proposta da Philippe e Richard (2008):

$$i \leq i_{lim} = i_{critico} \cdot \frac{sin\,(\varphi' - \beta)}{sin\,(\varphi' + \lambda)}$$

Nella precedente formula, i parametri impiegati sono:

- l'angolo λ, che rappresenta la direzione del flusso di filtrazione rispetto alla direzione della pendenza della scarpata del rilevato arginale;
- l'angolo β, che rappresenta l'inclinazione del pendio rispetto all'orizzontale;
- $i_{critico}$ il gradiente idraulico critico, determinato mediante la seguente relazione:

  $$i_{critico} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w}$$

  Per calcolarlo viene utilizzato γ_{sat}, ossia il peso di volume del terreno saturo al piede della scarpata (assunto pari a 19,40 kN/m^3) e γ_w che indica il peso di volume dell'acqua (assunto pari a 9,81 kN/m^3).

Risulta indispensabile conoscere la variazione del gradiente idraulico all'interno del rilevato. Nella *Figura 6.29*, viene riportato il grafico relativo al gradiente idraulico in direzione XY, rappresentativa del modello con permeabilità del limo argilloso pari a k=10^{-6} m/s. Si nota una variazione di colore nei punti in cui la linea di imbibizione esce dalla sezione arginale. In questi punti è necessario eseguire la verifica all' erosione.

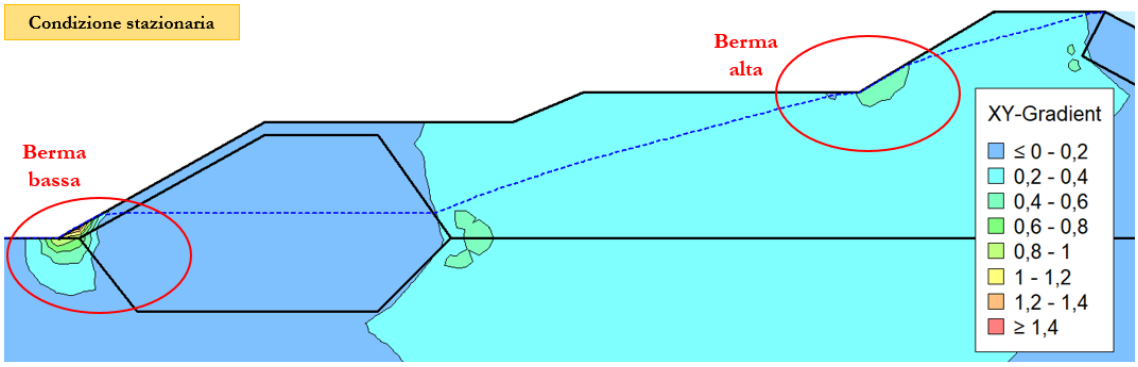


Figura 6.29: Andamento del gradiente idraulico in direzione XY nel modello stazionario con permeabilità k=10^{-6} m/s

I risultati della verifica per il modello con conducibilità idraulica maggiore del limo argilloso vengono riportati nella successiva *Tabella 6.2*. Come si nota, tale verifica non è soddisfatta.

Tabella 6.2: Risultati della verifica dell'erosione al piede in condizione stazionaria con permeabilità k=10^{-6} m/s

BERMA ALTA		BERMA BASSA	
$i_{modello}$	0,502	$i_{modello}$	0,872
$i_{critico}$	0,978	$i_{critico}$	0,978
i_{limite}	0,207	i_{limite}	0,181
VERIFICA	NON VERIFICATO	VERIFICA	NON VERIFICATO

Viene eseguito il calcolo anche per il modello con una permeabilità dello strato limo argilloso pari a k=10^{-8} m/s. Nella successiva *Figura 6.30* si riporta l'andamento del gradiente idraulico in direzione XY, dove si riscontrano le stesse problematiche del caso precedente.

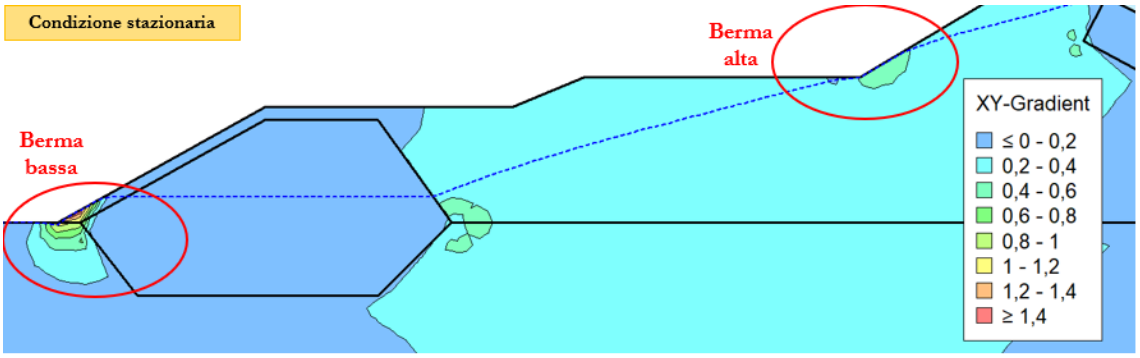


Figura 6.30: Andamento del gradiente idraulico in direzione XY nel modello stazionario con permeabilità k=10^{-8} m/s

I risultati della verifica per il modello con conducibilità idraulica maggiore del limo argilloso vengono riportati nella successiva *Tabella 6.3*. Come si nota, tale verifica non è soddisfatta.

Tabella 6.3: Risultati della verifica dell'erosione al piede in condizioni stazionarie con permeabilità k=10^{-8} m/s

BERMA ALTA		BERMA BASSA	
$i_{modello}$	0,494	$i_{modello}$	1,125
$i_{critico}$	0,978	$i_{critico}$	0,978
i_{limite}	0,207	i_{limite}	0,181
VERIFICA	NON VERIFICATO	VERIFICA	NON VERIFICATO

6.2.4 Verifica dell'erosione al piede in condizione transitoria

La verifica dell'erosione al piede viene eseguita anche per le condizioni transitorie, andando a considerare il valore di gradiente idraulico più gravoso riscontrato durante tutta la simulazione eseguita in condizioni transitorie. Per sceglierlo, si utilizza il grafico che mette in relazione il gradiente idraulico in direzione XY rispetto al tempo, valutato in un nodo prossimo alla berma alta ed un altro prossimo alla berma bassa.

Nella successiva *Figura 6.31* si riporta l'andamento del gradiente idraulico nei nodi vicini alla berma alta e berma bassa relativi al modello con permeabilità del limo argilloso di k=10^{-6} m/s.

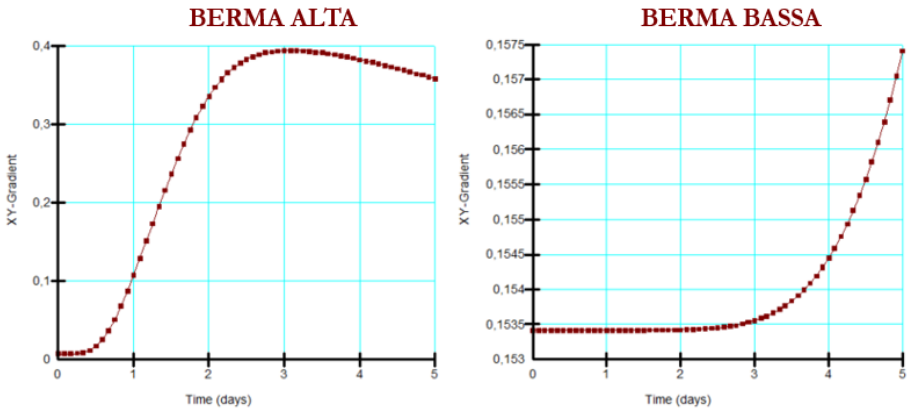


Figura 6.31: Andamento del gradiente idraulico in direzione XY rispetto al tempo, con permeabilità k=10-6 m/s

I risultati per il modello con la permeabilità dello strato di limo argilloso pari a k=10^{-6} m/s vengono riportati nella successiva *Tabella 6.4*.

Tabella 6.4: Risultati della verifica dell'erosione al piede in condizioni transitorie con permeabilità k=10^{-6} m/s

BERMA ALTA		BERMA BASSA	
$i_{modello}$	0,400	$i_{modello}$	0,157
$i_{critico}$	0,978	$i_{critico}$	0,978
i_{limite}	0,387	i_{limite}	0,527
VERIFICA	NON VERIFICATO	VERIFICA	VERIFICATO

Nella successiva *Figura 6.32* si riporta l'andamento del gradiente idraulico nei nodi vicini alla berma bassa e alta relativi al modello con permeabilità del limo argilloso di $k=10^{-8}$ m/s.

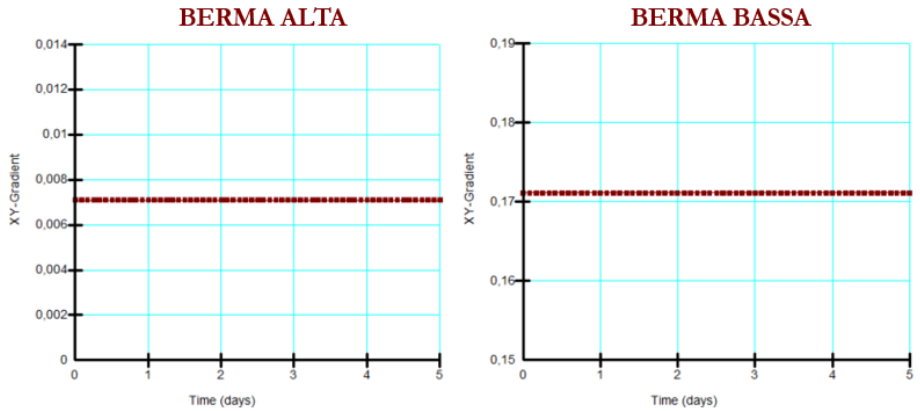


Figura 6.32: Andamento del gradiente idraulico in direzione XY rispetto al tempo, con permeabilità $k=10^{-8}$ m/s

Come è possibile osservare, a causa della bassa permeabilità i gradienti che si generano sono molto bassi se confrontati al caso precedente.

Allo stesso modo, si illustrano nella successiva *Tabella 6.5* i risultati del modello avente la permeabilità dello strato di limo argilloso pari a $k=10^{-8}$ m/s.

Tabella 6.5: Risultati della verifica dell'erosione al piede in condizioni transitorie con permeabilità $k=10^{-6}$ m/s

BERMA ALTA		BERMA BASSA	
$i_{modello}$	0,007	$i_{modello}$	0,171
$i_{critico}$	0,978	$i_{critico}$	0,978
i_{limite}	0,496	i_{limite}	0,281
VERIFICA	VERIFICATO	VERIFICA	VERIFICATO

Osservando i risultati ottenuti, possiamo affermare che assumendo una permeabilità pari $k=10^{-6}$ m/s in condizioni transitorie molto simili a quanto realmente successo nel territorio preso in esame, l'argine è soggetto a fenomeni di instabilità legati all'erosione al piede lato campagna.

Risulta necessario dunque intervenire per contrastare questo fenomeno per portare a sicurezza il corpo arginale.

6.2.5 Verifica dell'erosione da contatto

Si verifica infine la possibile erosione da contatto dettata dalla presenza di materiali aventi granulometrie molto diverse tra loro. Tale fenomeno si sviluppa se sussistono contemporaneamente due condizioni: una tensione tangenziale all'interfaccia di intensità sufficiente ad erodere e trasportare le particelle del terreno fine, e il fatto che queste particelle riescano a filtrare all'interno dei vuoti del materiale più grossolano. Il materiale avente granulometria più grossa può essere costituito da sabbia o ghiaia, mentre quello più fine si può identificare come una miscela di sabbia, limo e argilla.

L'analisi di questo fenomeno è stata eseguita attraverso la scala del campione, una metodologia di analisi che ha origine da prove di laboratorio considerando un volume di terreno rappresentativo. Si vanno a determinare le soglie di innesco del fenomeno e le velocità medie dell'erosione, per poterle comparare con altri modelli eseguiti [Bonelli, 2013].

Le zone in cui si può verificare l'erosione da contatto possono assumere diverse configurazioni (*Figura 6.33*), dipendenti dalla loro direzione (orizzontale o verticale) e dalla direzione che assume il flusso d'acqua rispetto all'interfaccia stessa (perpendicolare o parallela).

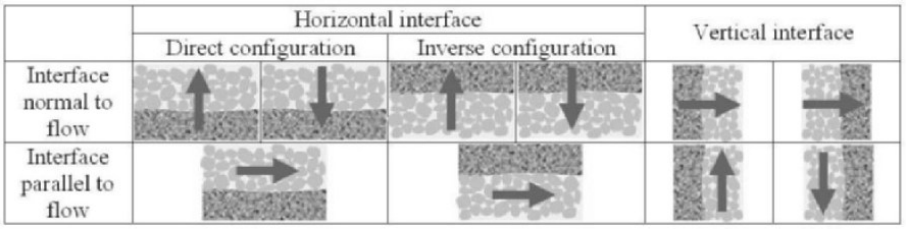


Figura 6.33: Differenti configurazioni che assumono le zone suscettibili a erosione da contatto (S. Bonelli, 2013)

In letteratura sono presenti diversi studi in cui è stata studiata la configurazione diretta, ponendo uno strato di ghiaia sopra ad uno di sabbia. Più recentemente si è analizzata la configurazione inversa, utilizzando anche del materiale coesivo in sostituzione alla sabbia.

Tali formulazioni sono state recepite dalle linee guida statunitensi sulla riparazione delle dighe [U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, U.S. Army Corps of Engineers building strong, 2019], che attraverso un programma, scritto in Excel, forniscono i risultati una volta introdotti i parametri richiesti. La configurazione a cui si riferiscono le varie formulazioni è quella diretta.

Per poter valutare la possibilità di generazione di un fenomeno erosivo da contatto è dunque necessario valutare il comportamento tra le diverse granulometrie dei materiali all'interfaccia (criterio granulometrico) e successivamente il comportamento con cui l'acqua si infiltra nelle porosità (criterio idraulico). Perché si instauri l'erosione, devono verificarsi contemporaneamente entrambe le condizioni (criteri).

6.2.5.1 Criterio granulometrico

Il criterio granulometrico si basa sulle caratteristiche dimensionali delle particelle del terreno, in proporzione. Per evitare l'erosione interna, è fondamentale che le particelle più grandi (che fungono da filtro) siano sufficientemente fitte per trattenere quelle più fini. La verifica viene fatta poiché non è detto che ci sia trasporto dell'interfaccia tra i due materiali, in termini di mobilità delle particelle all'interno dei vuoti del materiale grossolano con un intenso flusso.

Questa condizione pone una soglia iniziale espressa dal rapporto tra il D_{15} del terreno grossolano e il d_{85} del terreno fine. Questo significa che la soglia corrisponde al massimo rapporto tra i diametri delle due tipologie di grani, per cui la filtrazione è completa ma non si evidenziano segni di erosione alla massima capacità idraulica del dispositivo sperimentale.

I massimi valori proposti da diversi autori, per cui si ha filtrazione e non erosione, variano da 4 a 9 e corrispondono a:

- 7,5 secondo gli esperimenti di Brauns, 1985;
- 8,1 secondo gli esperimenti di Den Adel, 1994;
- 4 o 9 secondo gli esperimenti di Sherard, 1984.

Questi valori coincidono se si considera il valore limite dei grani per cui si ha il passaggio di una sfera di diametro (d) attraverso i vuoti lasciati da sfere di diametro D disposte secondo uno schema tetraedrico, come indicato nella seguente espressione:

$$\frac{D}{d} = \left(\frac{2}{\sqrt{3}-1}\right)^{-1} \approx 6{,}5$$

Al di sopra di altre soglie, l'erosione da contatto si manifesta puramente per cause idrauliche e non più per cause geometriche. Tali limiti corrispondono a:

- 25 secondo gli esperimenti di Brauns, 1985;
- 14,6 secondo gli esperimenti di Wörman,1992;
- 11,7 secondo gli esperimenti di Den Adel, 1994.

In fase di verifica o di progetto ci si deve porre al di sotto della seconda soglia per evitare qualsiasi innesco del fenomeno erosivo. Nella *Figura 6.34*, tratta dalla normativa statunitense, si riassumono i limiti precedentemente descritti.

	Grading ratio D_{15} / d_{85} →				
Brauns (1985) soil with n=0.4	Geometrical condition	7.5	Geometrical and Hydraulic condition	25	Hydraulic condition
Wörman (1992) soil with D_{15}=0.88D_H				14.6	
Den Adel (1994) soil with d_{85}=d_{50}/0.9		8.1		11.7	

Figura 6.34: Soglie oltre cui si innesca l'erosione da contatto (Best Practices in Dam and Levee Safety Risk Analysis, 2019)

6.2.5.2 Risultati del criterio granulometrico per l'area di via del Tiglio

Nella zona in cui è stata posizionata la coronella di massi a tergo del torrente, si è condotta la verifica del fenomeno dell'erosione da contatto poiché i due materiali a contatto presentano due granulometrie molto diverse, presentando quindi una configurazione possibilmente rischiosa.

L'indagine è stata condotta solamente in corrispondenza dell'interfaccia della scogliera con il terreno di fondazione, come raffigurato nella *Figura 6.2.1.2*.

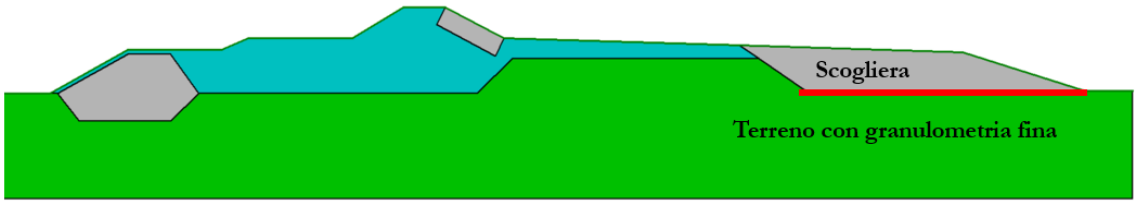


Figura 6.35: Interfaccia tra la scogliera e il terreno con granulometria fine in fondazione

La verifica, come detto precedentemente, è stata effettuata basandosi da soluzioni analitiche studiate da diversi autori e da linee guida predisposte dal documento "*Best Practices in Dam and Levee Safety Risk Analysis*" del 2019, applicato negli stati Uniti d'America.

Di seguito è riportato il criterio granulometrico utilizzato (*Tabella 6.6*). Nel caso in esame, la granulometria del materiale fine è stata determinata considerando le curve granulometriche ricavate per l'argine nei pressi di via del Tiglio (campionamenti Sillaro SILB).

Sono studiati quattro casi di d_{85} del terreno più fine e si sono potuti determinare i D_{15} corrispondenti alle varie soglie, noti i coefficienti proposti e invertendo la relazione che lega i diametri caratteristici dei due materiali.

Come si può notare dalla *Tabella 6.6,* i diametri del materiale grossolano necessario per soddisfare il criterio granulometrico e quindi evidenziare un rischio di erosione da contatto dovrebbero essere tuttalpiù al di sopra di qualche millimetro. Non essendo così, in questo punto si è verificato che le condizioni per erosione da contatto non sussistono dal momento che la coronella è stata costruita con pietrame di prima categoria.

Di conseguenza, il criterio granulometrico non potrà essere mai verificato.

Tabella 6.6: Criterio granulometrico per la verifica di erosione da contatto per la sezione di via del Tiglio

CRITERIO GRANULOMETRICO			
d_{85} (campionamenti Sillaro SILB) [mm]	**Coefficiente**	**D_{15} (Massi coronella) [mm]**	**Erosione da contatto**
0,10	7,50	0,75	Brauns, no erosione da contatto
		0,60	
		0,45	
		0,38	
0,08	-	-	Woerman, no erosione da contatto
		-	
		-	
0,06	8,10	0,81	Den Adel, no erosione da contatto
		0,65	
		0,49	
		0,41	
0,05	25,00	2,50	Brauns, erosione da contatto
		2,00	
		1,50	
		1,25	
-	14,60	1,46	Woerman, erosione da contatto
		1,17	
		0,88	
		0,73	
-	11,70	1,17	Den Adel, erosione da contatto
		0,94	
		0,70	
		0,59	

6.2.5.3 Criterio idraulico

Il criterio idraulico per prevenire l'erosione interna si basa sull'analisi delle forze che l'acqua esercita sulle particelle del terreno e sulla determinazione del gradiente idraulico limite critico, che rappresenta il valore massimo di gradiente sostenibile dal terreno senza che avvenga trasporto di particelle. Il gradiente limite critico, per lo stesso strato di materiale fine, dipende

dalla dimensione dei grani di quello più grosso, in cui la velocità di Darcy, all'inizio dell'erosione, rimane pressoché costante. Se il gradiente idraulico reale supera quello critico, le particelle iniziano a muoversi, dando origine al fenomeno erosivo.

Anche per questo criterio in letteratura sono presenti diverse formulazioni.

Il primo a proporre una relazione matematica che permettesse di quantificare questo fenomeno fu Brauns (1985), il quale scelse la seguente formulazione per esprimere la velocità di filtrazione critica U_{crit}:

$$F_r = \frac{\frac{U_{crit}}{n}}{\sqrt{\left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}\right) \cdot g \cdot d_{50}}} = 0{,}65 - 0.70$$

Nell'espressione si identificano:

- U_{crit} che è la velocità critica di filtrazione, incognita che vogliamo determinare;
- n ossia la porosità dello strato di ghiaia;
- ρ_s e ρ_w rappresentano la densità del terreno e dell'acqua;
- g è la gravità specifica delle particelle del terreno più fine;
- F_r è il numero di Froude, un numero adimensionale che mette in relazione la forza d'inerzia e il peso, con un valore compreso tra 0,65 e 0,70;
- d_{50} indica il diametro medio dei grani del terreno di base.

Una seconda formulazione per il calcolo della velocità di filtrazione critica U_{crit} venne trovata da Guidoux et al. (2010), che misurarono le velocità critiche e i gradienti critici per differenti tipologie di suoli di base. In questo caso suggerirono l'utilizzo del diametro effettivo dei grani (d_H) di Koženy (1953) al posto del diametro medio, per una descrizione più rappresentativa delle particelle del terreno. La formulazione per descrivere il diametro effettivo viene espresso con:

$$d_H = \left(\sum_{j=1}^{m} \frac{F_j}{d_j}\right)$$

Nell'espressione si identificano il diametro della j – esima frazione della curva granulometrica del terreno di base (d_j) e la massa della j – esima frazione (F_j). Per un terreno con curva granulometrica ben distribuita si ha che d_H è molto prossimo al d_{50}.

Con queste formulazioni è stato possibile redigere dei grafici che permettono di comprendere se il criterio idraulico può portare ad erosione o meno.

6.2.5.4 Risultati del criterio idraulico per l'area di via del Tiglio

Per quanto riguarda la valutazione del criterio idraulico, è necessario ricavarsi dai risultati forniti dal modello numerico in condizioni transitorie i valori dei carichi idraulici in corrispondenza dell'estremità destra e sinistra della scogliera. Tali valori vengono riportati nella successiva *Tabella 6.7*.

Tabella 6.7: Carichi idraulici rilevati nei nodi di estremità inferiore della scogliera

Tempo [h]	4	8	10	12	16	20	24
H_1 [m]	52,113	62,927	66,102	67,257	67,267	67,274	67,267
H_1 [m]	51,969	62,920	66,099	67,257	67,267	67,274	67,267

L'analisi condotta è di tipo probabilistico, la gravità specifica è stata posta pari a 2,70 (valore più frequente riscontrato nei terreni), la porosità del pietrame pari a 0,40, la permeabilità è stata posta pari a 10^{-2} m/s e la lunghezza di estensione dell'interfaccia (L) tra i due materiali risulta essere circa di 60,00 m.

Nella *Tabella 6.8* si illustra la variazione del diametro effettivo delle particelle (d_H), il quale tiene conto sia di quello del terreno del terrapieno sia di quello del pietrame costituente scogliera.

Tabella 6.8: Diametro effettivo delle particelle secondo la formulazione di Guidoux et al. (2010)

Parametro	Minino [mm]	Più probabile [mm]	Massimo [mm]
d_H	0,010	0,122	1,536

In seguito, tramite la formula di Guidoux et al. (2010) si è determinata la velocità critica di erosione da contatto all'interno dell'argilla limosa che risulta essere pari a 0,0253 m/s.

Attraverso la determinazione della velocità di Darcy, che è pari al prodotto tra la permeabilità orizzontale del pietrame (k_h) e il gradiente idraulico all'interfaccia (i) per ogni passo temporale tra quelli determinati, si determina il fattore di sicurezza FS all'interfaccia tramite la formula seguente:

$$FS = \frac{U_{crit}}{k_h \cdot i}$$

Nella *Tabella 6.9* sono riportati i fattori di sicurezza ottenuti a seguito dell'implementazione della formula di Guidoux et al. (2010).

Tabella 6.9: Fattori di sicurezza determinati con la formulazione di Guidoux et al. (2010) per i diversi step temporali

Tempo [h]	4	8	10	12	16	20	24
FS	1721,255	37867,611	75735,223	∞	∞	∞	∞

Nel grafico di *Figura 6.36* si illustra l'area occupata dal terreno presente in corrispondenza del confine tra la scogliera e il terreno di fondazione rispetto alle velocità di Darcy critiche per l'innesco del fenomeno erosivo.

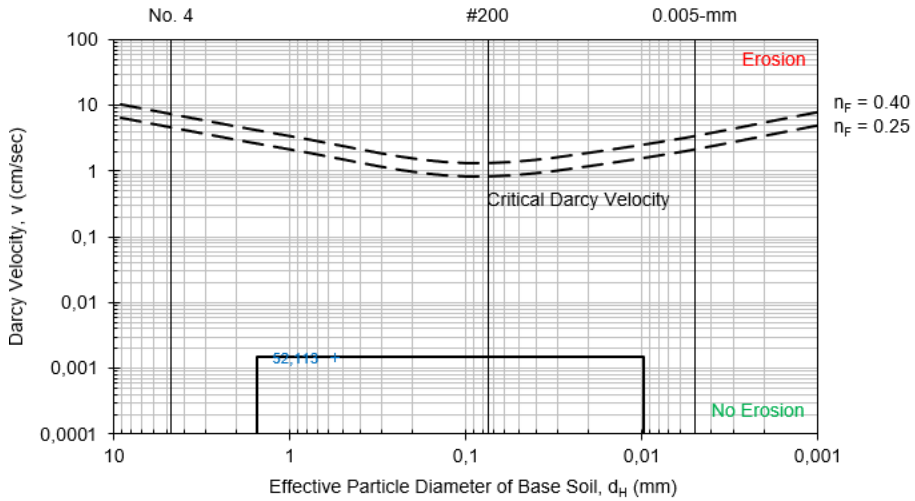


Figura 6.36:Suscettibilità all'innesco dell'erosione da contatto all'interfaccia tramite la formula di Guidoux et al. (2010)

Come si può notare dall'esito della verifica, i fattori di sicurezza assumono valori molto elevati e crescenti con l'aumento del livello idrometrico del corso d'acqua. Pertanto, si sarebbe portati a dire che per il criterio idraulico non si evidenzia la possibilità che s'inneschi un fenomeno erosivo.

Tale conclusione però risulta essere poco cautelativa, in quanto, come abbiamo visto precedentemente, il criterio granulometrico evidenzia la possibilità di innesco del fenomeno. Analisi più approfondite e dettagliate anche tramite sperimentazioni in laboratorio potrebbero far comprendere in maniera più completa il fenomeno, il quale è dotato di una complessità elevata.

A completamento di quanto detto nei precedenti paragrafi, lo stesso tipo di verifica è stata eseguita applicando la formula di Brauns (1985), che però usufruisce del d_{50} dei grani di terreno.

La distribuzione granulometrica viene riportata nella seguente *Tabella 6.2.1.6*

Tabella 6.10: Diametro effettivo delle particelle secondo la formulazione di Brauns (1985)

Parametro	Minino [mm]	Più probabile [mm]	Massimo [mm]
D_{50}	0,024	0,191	1,536

Come fatto per la formulazione precedente, vengono riportati in *Tabella 6.11* i fattori di sicurezza ottenuti a seguito dell'implementazione della formula di Brauns (1985).

Tabella 6.11: Fattori di sicurezza determinati con la formulazione di Brauns (1985) per i diversi step temporali

Tempo [h]	4	8	10	12	16	20	24
FS	1721,255	37867,611	75735,223	∞	∞	∞	∞

Alla luce di quanto ottenuto si afferma dunque non può essere escluso l'innesco del fenomeno di erosione interna.

6.3 RISULTATI POST EVENTO ANALISI DI STABILITÀ

Per risolvere i modelli di stabilità, l'applicativo SLOPE/W adotta un approccio basato sull'equilibrio limite, assumendo che una massa di terreno si muova in modo rigido lungo una superficie di scorrimento ipotizzata.

Il metodo dell'equilibrio limite, una volta individuata una certa superficie di scivolamento, suddivide il dominio coinvolto dal meccanismo di rottura in una serie di conci: per ciascun concio vengono risolte le equazioni di equilibrio e, combinando i risultati dei vari conci, restituisce un fattore di sicurezza globale. Per questo caso studio viene utilizzato il metodo di Morgestern e Price. Questo metodo è impiegato per calcolare il fattore di sicurezza contro il cedimento di pendii instabili, distinguendosi per la flessibilità nell'ipotesi del piano di scivolamento.

A differenza di altri metodi che presuppongono una geometria predefinita del piano di scivolamento, il metodo di Morgenstern e Price consente di modellarne liberamente la forma,

includendo un maggior numero di variabili e risultando così particolarmente adatto per l'analisi di pendii complessi [Morgenstern, NR U., V. Eo Price. (1965)].

La risoluzione del problema avviene attraverso un processo numerico iterativo, che ottimizza la forma del piano di scivolamento e determina il fattore di sicurezza (FS).

Per effettuare le analisi di stabilità con SLOPE/W si devono definire una serie di condizioni al contorno, ossia:

- le superfici di entrata e uscita che definiscono i punti per i quali vengono fatte passare le possibili superfici di scivolamento, da cui è possibile determinare quella critica caratterizzata dal minimo valore del coefficiente di sicurezza FS (*Figura 6.37*);

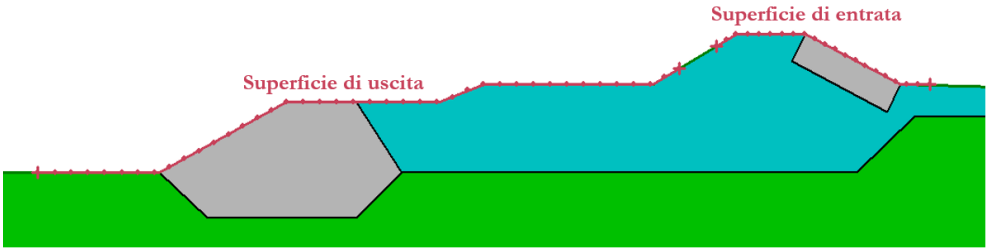


Figura 6.37: Indicazione e posizionamento della superficie di entrata e uscita per la risoluzione dei modelli SLOPE/W

- il livello di falda, definito automaticamente a partire dalla *parent analysis* di un modello di filtrazione, precedentemente risolto.

È chiaro che il livello di saturazione, e dunque il moto di filtrazione, presente all'interno del corpo arginale ha un ruolo fondamentale nei fenomeni di stabilità.

6.3.1 Risultati analisi di stabilità in condizione stazionaria a lato campagna

Si vuole verificare che sussista la stabilità del rilevato arginale a lato campagna in regime stazionario, al fine di considerare la condizione più critica in assoluto, cioè, supponendo il livello di piena del torrente mantenuto a tempo infinito.

La stabilità viene valutata andando a calcolare il fattore di sicurezza FS, il quale è stato determinato tenendo conto dei coefficienti parziali di sicurezza, forniti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018. In particolare, viene utilizzata la combinazione 2 dell'approccio 1, cioè A2 + M2 + R2 (verifica di tipo GEO).

I coefficienti parziali di sicurezza inseriti all'interno dei modelli numerici sono ripotati nella *Figura 6.38* e *Figura 6.38* tratte dalla normativa italiana.

Importante osservare come il coefficiente di sicurezza globale minimo R1 è pari a 1,10 per l'analisi di stabilità di rilevati in terra [Lancellotta et al., 2020].

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Figura 6.38: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (NTC 2018)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Figura 6.39: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (NTC 2018)

È stata fatta un'analisi di sensitività facendo variare l'angolo d'attrito efficace (φ') e la coesione efficace (c') del limo argilloso, mantenendo una conducibilità idraulica pari a $k=10^{-6}$ m/s.

In *Tabella 6.6* vengono riportati i risultati ricavati dall'analisi di stabilità effettuata al modello.

Tabella 6.12: Fattori di sicurezza FS derivanti dall'analisi di stabilità globale per il modello con permeabilità $k=10^{-6}$ m/s

Angolo di attrito [°]	Coesione [kPa]	FS
20	12	1,51
20	17	1,86
20	22	2,19
20	27	2,51
20	32	2,84
22	12	1,59
22	17	1,92
22	22	2,26
22	27	2,58
22	32	2,84
24	12	1,66
24	17	2,00
24	22	2,34
24	27	2,67
24	32	2,84

In *Figura 6.34* si riporta graficamente quanto illustrato sopra.

Le tre curve identificano il variare del valore di FS al variare della coesione, mentre la linea tratteggiata blu indica la soglia limite imposta da NTC. In verde si riporta l'andamento del fattore di sicurezza al variare della coesione, assumendo un angolo di attrito efficace pari a 20°, in azzurro si ipotizzano gli stessi cari di coesione efficace fatti precedentemente ma si utilizza un angolo di attrito efficace pari a 22°. In conclusione, con il color magenta, si varia con lo stesso passo utilizzato per le precedenti simulazioni il valore della coesione efficace, ma si sceglie un valore dell'angolo di attrito efficace pari a 24°.

Si può evidenziare che più migliorano le caratteristiche del terreno, più il margine di sicurezza è abbondante, rispetto alla soglia minima da normativa. Dunque, al crescere della coesione e dell'angolo d'attrito, cresce anche la stabilità complessiva.

Tutti i valori di FS risultanti sono al di sopra della linea limite. La verifica di stabilità globale, adottando una permeabilità dello strato di limo argilloso pari a $k=10^{-6}$ m/s, in tutti gli scenari di angolo d'attrito e coesione risulta essere sempre soddisfatta.

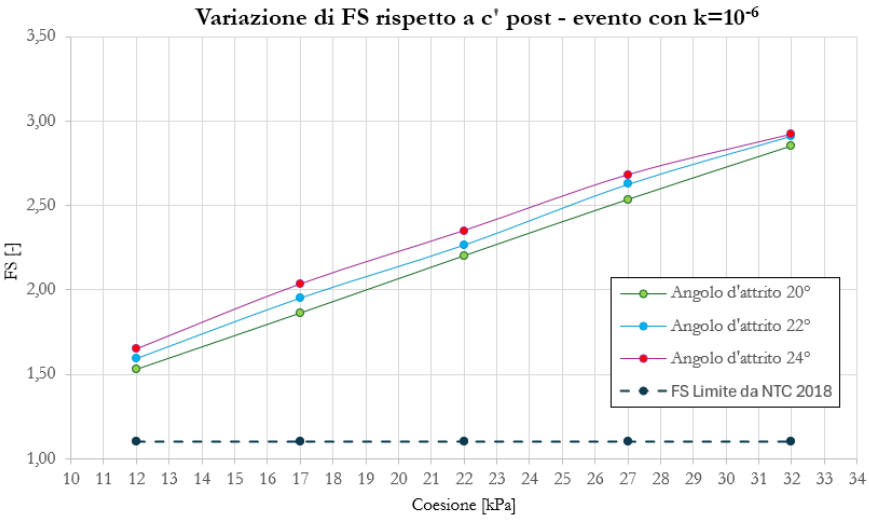


Figura 6.40: Variazione di FS al variare dei parametri del terreno per il modello con permeabilità $k=10^{-6}$ m/s

Si illustrano nelle successive immagini, le superfici di scivolamento determinate dai modelli numerici al variare dei parametri geotecnici dello strato di limo argilloso, con una conducibilità idraulica pari a $k=10^{-6}$ m/s.

In verde si visualizza l'area soggetta a possibile instabilità, contenuta nella superficie di rottura critica, ossia quella che fornisce il minor valore di fattore di sicurezza FS. Notiamo comunque

che il fattore di sicurezza relativo ad ogni casistica risulta essere sempre maggiore rispetto al limite imposto da normativa italiana.

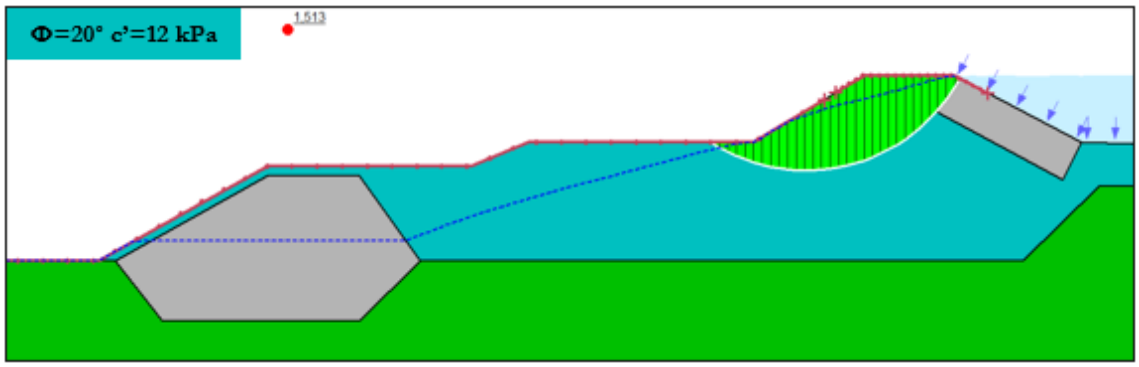


Figura 6.41: Possibile superficie di scivolamento per φ'=20°, c'=12 kPa e k=10^{-6} m/s.

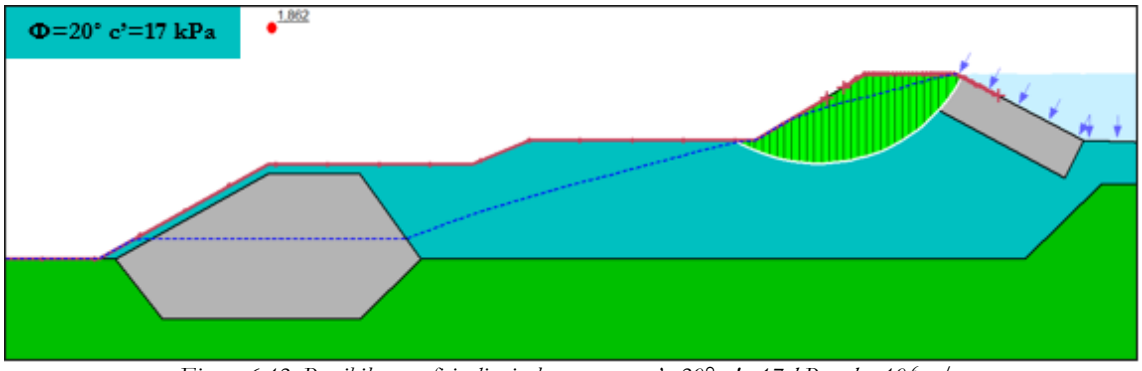


Figura 6.42: Possibile superficie di scivolamento per φ'=20°, c'=17 kPa e k=10^{-6} m/s.

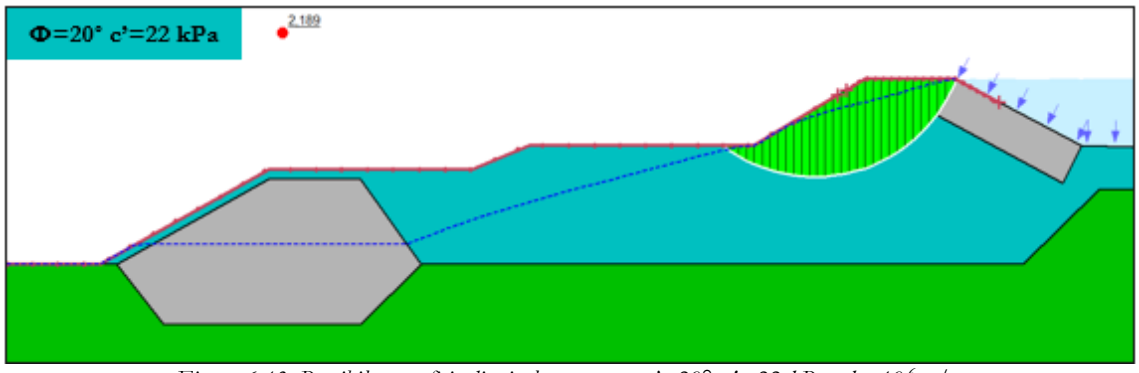


Figura 6.43: Possibile superficie di scivolamento per φ'=20°, c'=22 kPa e k=10^{-6} m/s.

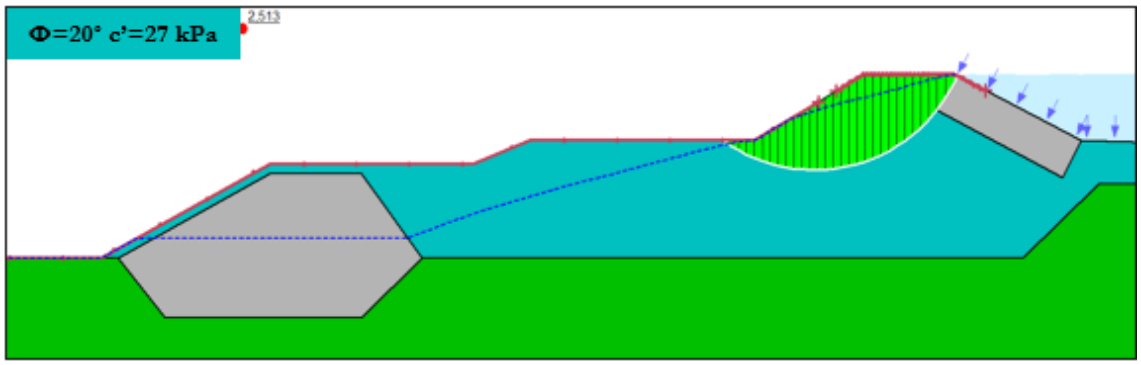


Figura 6.44: Possibile superficie di scivolamento per φ'=20°, c'=27 kPa e k=10^{-6} m/s.

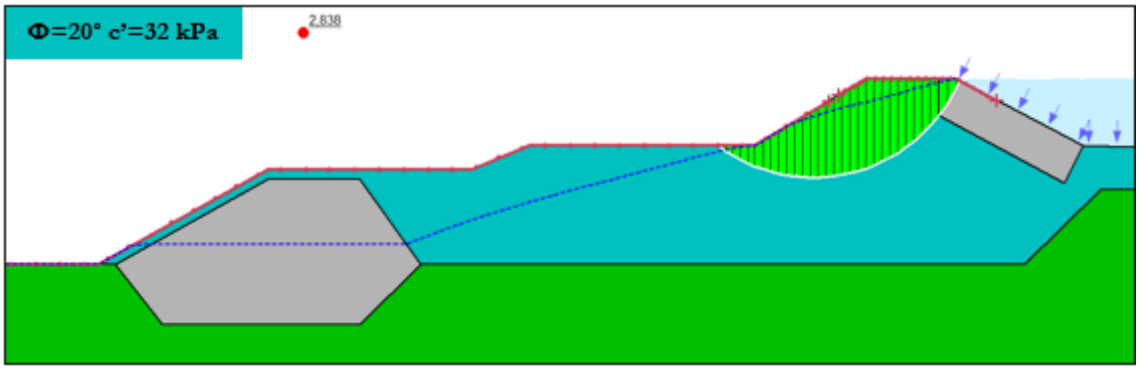


Figura 6.45: Possibile superficie di scivolamento per φ'=20°, c'=32 kPa e k=10⁻⁶ m/s.

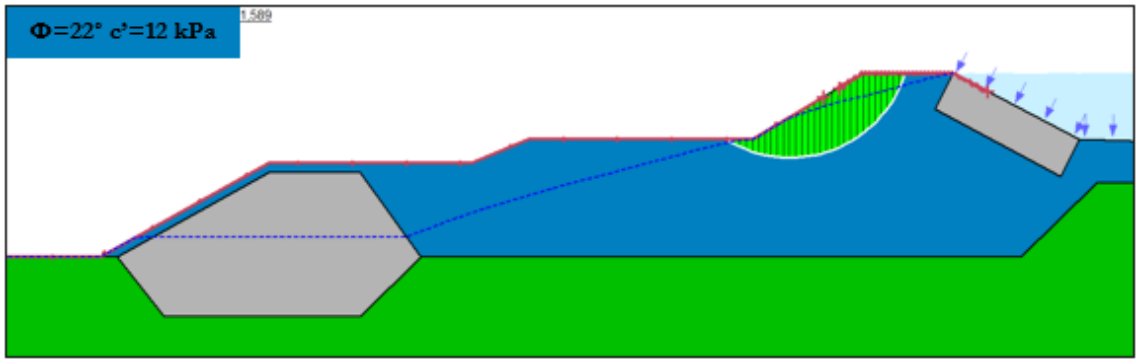


Figura 6.46: Possibile superficie di scivolamento per φ'=22°, c'=12 kPa e k=10⁻⁶ m/s.

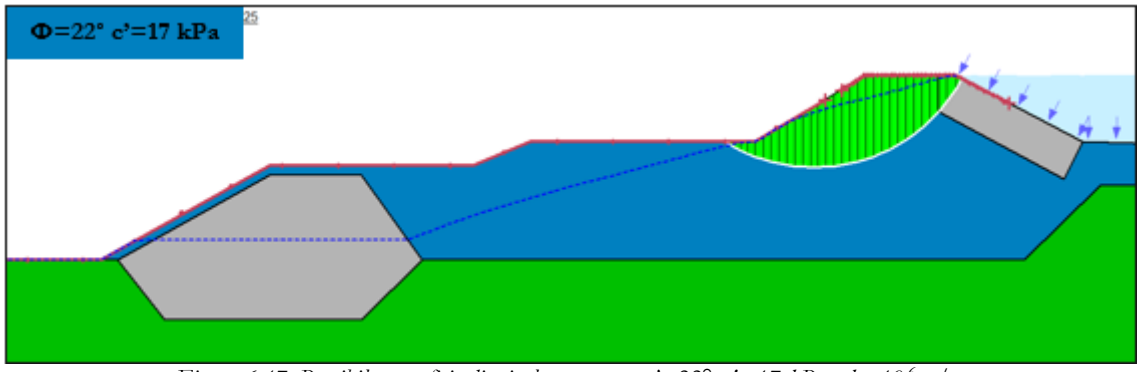


Figura 6.47: Possibile superficie di scivolamento per φ'=22°, c'=17 kPa e k=10⁻⁶ m/s.

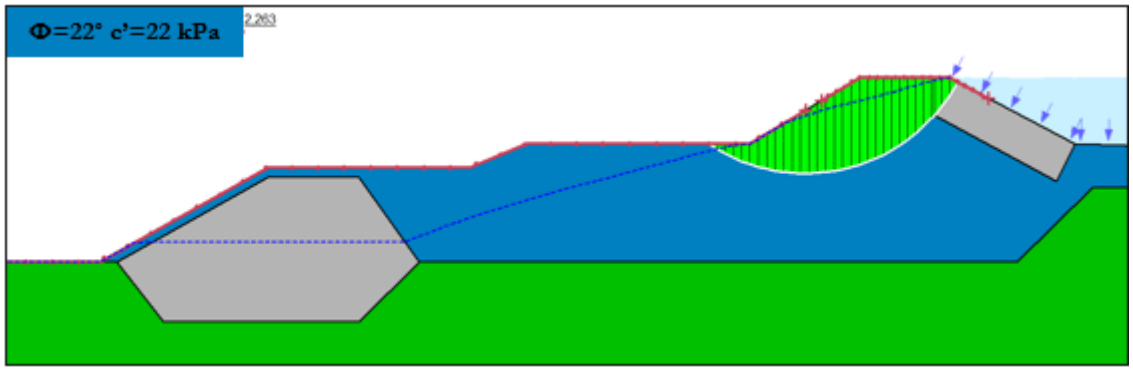


Figura 6.48: Possibile superficie di scivolamento per φ'=22°, c'=22 kPa e k=10⁻⁶ m/s.

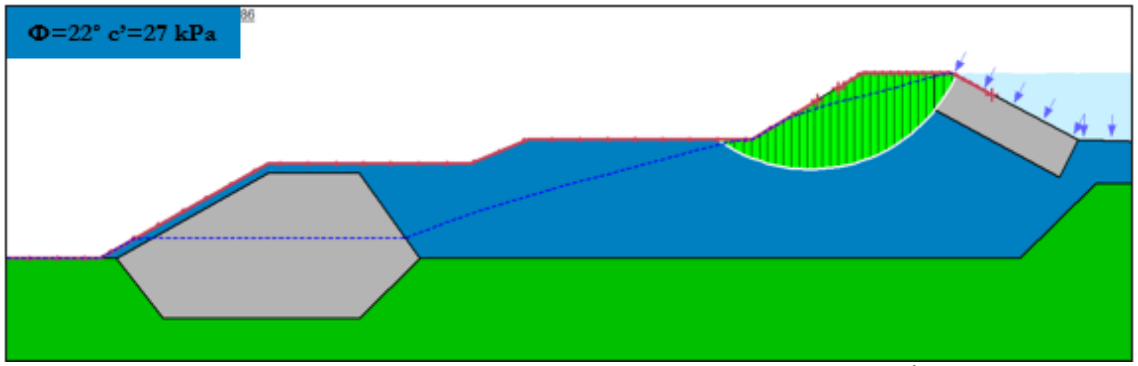


Figura 6.49: Possibile superficie di scivolamento per φ'=22°, c'=27 kPa e k=10^{-6} m/s.

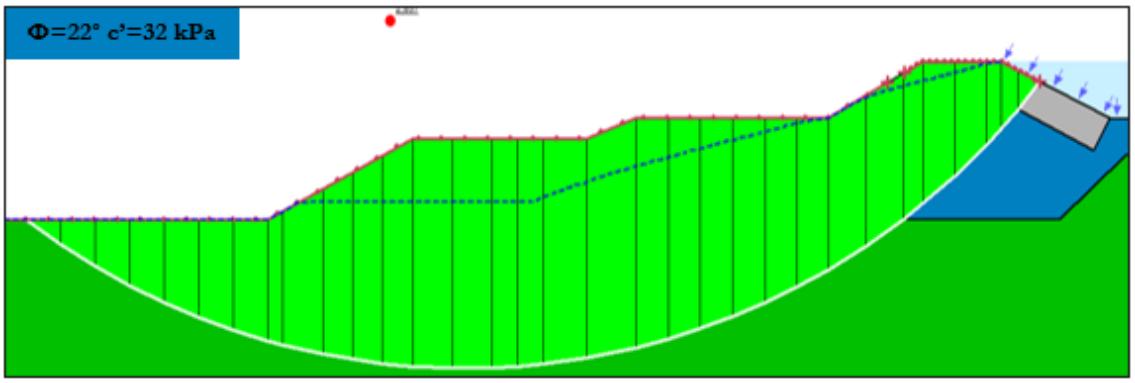


Figura 6.50: Possibile superficie di scivolamento per φ'=22°, c'=32 kPa e k=10^{-6} m/s.

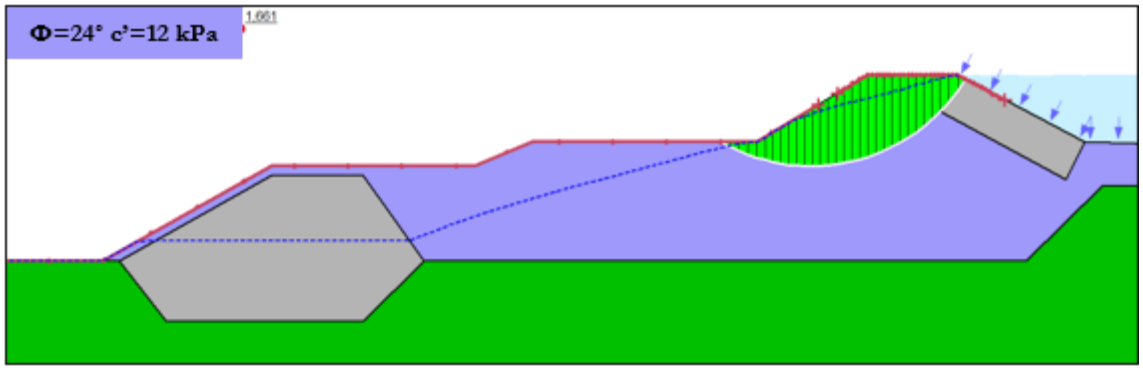


Figura 6.51: Possibile superficie di scivolamento per φ'=24°, c'=12 kPa e k=10^{-6} m/s.

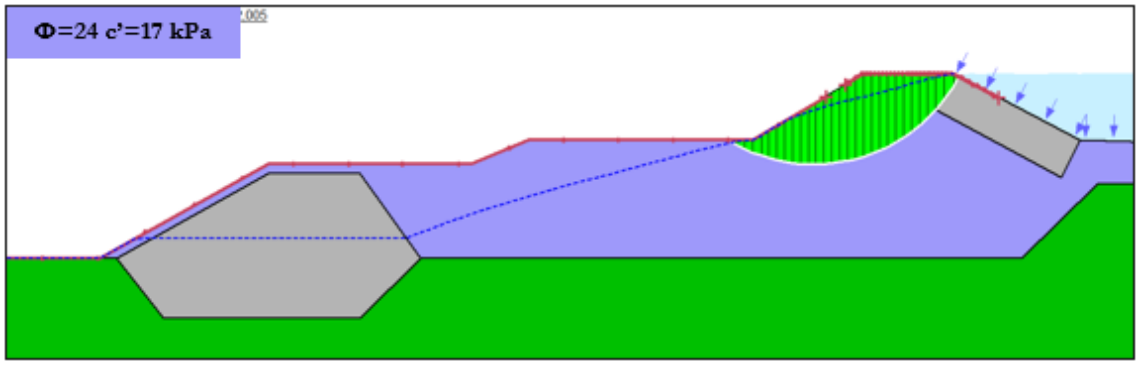


Figura 6.52: Possibile superficie di scivolamento per φ'=24°, c'=17 kPa e k=10^{-6} m/s.

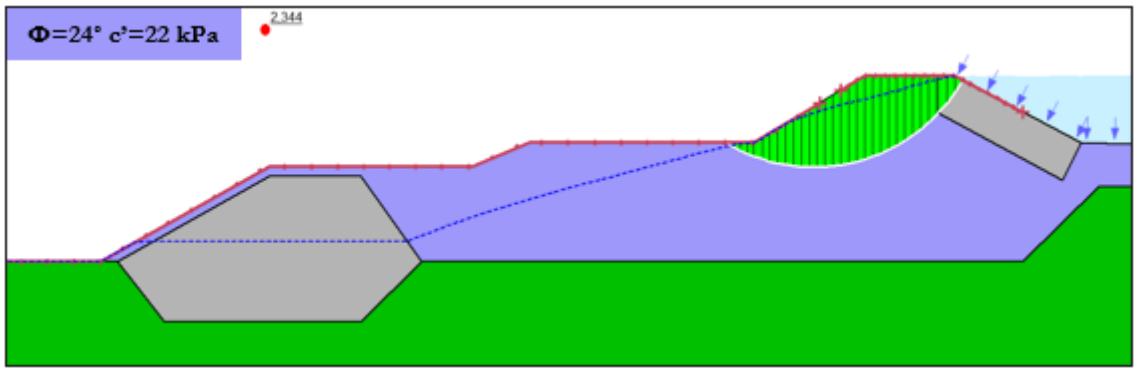


Figura 6.53: Possibile superficie di scivolamento per φ'=24°, c'=22 kPa e k=10^{-6} m/s.

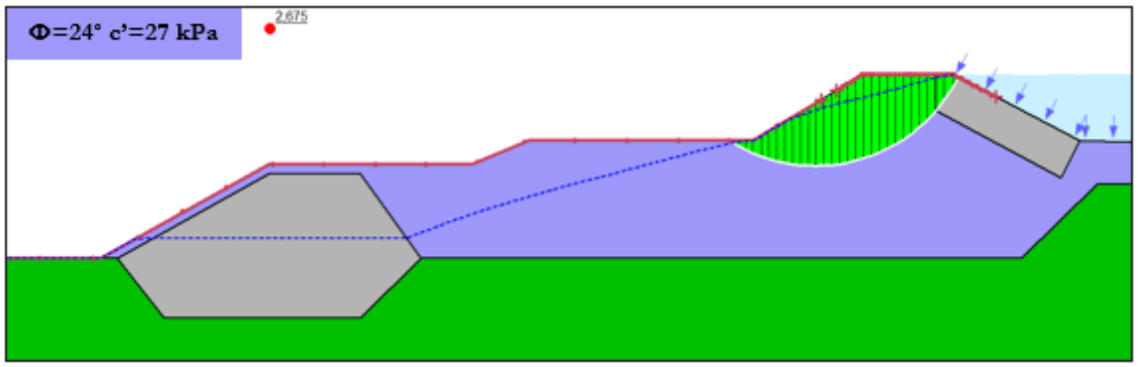


Figura 6.54: Possibile superficie di scivolamento per φ'=24°, c'=27 kPa e k=10^{-6} m/s.

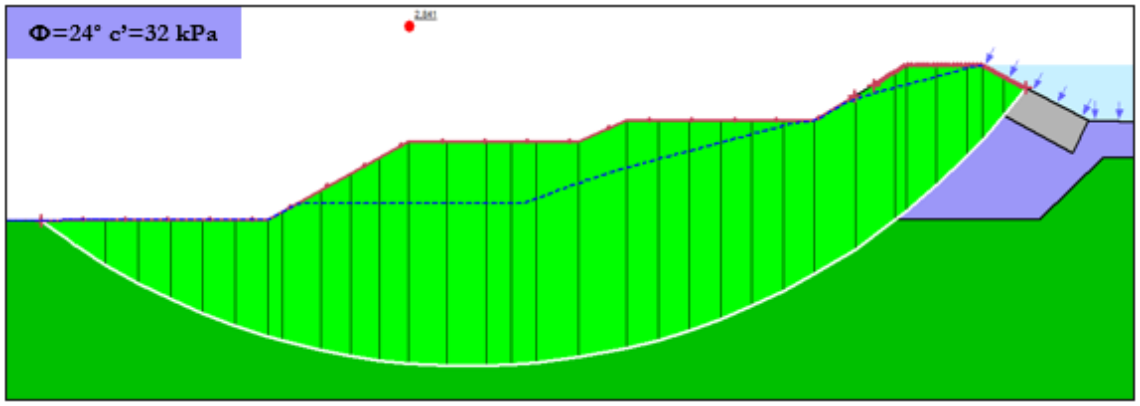


Figura 6.55: Possibile superficie di scivolamento per φ'=24°, c'=32 kPa e k=10^{-6} m/s.

Come fatto in precedenza, viene effettuata una valutazione delle condizioni di stabilità tramite un'analisi di sensitività, variando come fatto precedentemente la coesione efficace (c') e l'angolo d'attrito efficace (φ') del limo argilloso. In questo secondo caso però, viene scelta una permeabilità pari a k=10^{-8} m/s. Nella *Tabella 6.13* si riportano i risultati ricavati dall'analisi di stabilità per il modello.

Tabella 6.13: Fattori di sicurezza FS derivanti dall'analisi di stabilità globale per il modello con permeabilità k=10^{-8} m/s

Angolo di attrito [°]	Coesione [kPa]	FS
20	12	1,53
20	17	1,87
20	22	2,19
20	27	2,52
20	32	2,86
22	12	1,59
22	17	1,94
22	22	2,27
22	27	2,60
22	32	2,93
24	12	1,65
24	17	2,01
24	22	2,35
24	27	2,68
24	32	2,92

Come fatto per il caso precedente, si riportano in *Figura 6.34* i risultati dell'analisi. Anche in questo caso, le tre linee si dispongono superiormente rispetto alla soglia limite dettata da normativa italiana.

Anche per questa situazione, adottando una permeabilità dello strato di limo argilloso pari a k=10^{-8} m/s, in tutti gli scenari di angolo d'attrito e coesione la verifica di stabilità globale risulta essere sempre soddisfatta.

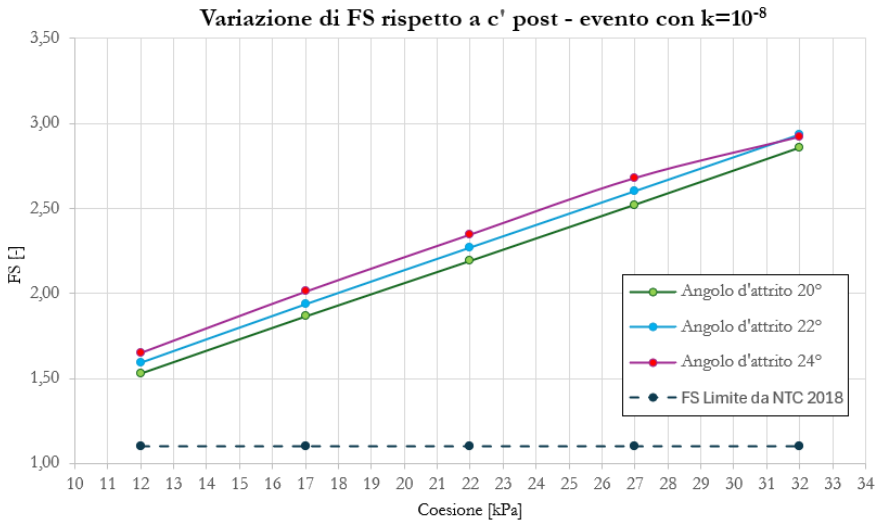


Figura 6.56: Variazione di FS al variare dei parametri del terreno per il modello con permeabilità k=10^{-8} m/s

Possiamo dunque affermare che il corpo arginale non risulta soggetto a possibili problemi di stabilità a lato campagna in condizioni stazionarie, con entrambe le permeabilità ipotizzate.

6.3.2 Risultati analisi di stabilità in condizione transitoria a lato campagna

La condizione transitoria viene eseguita scegliendo le proprietà meccaniche e idrauliche peggiori dello strato di limo argilloso, poiché come è possibile osservare dal caso in stazionario, all'aumentare delle caratteristiche meccaniche del terreno si ha un aumento del fattore di sicurezza FS.

Si decide dunque di utilizzare i valori che rendono la situazione più onerosa per quanto riguarda lo strato di limo argilloso, scegliendo un valore di angolo d'attrito efficace (φ') paro a 20°, una coesione efficace (c') pari a 12 kPa e una permeabilità pari a $k=10^{-6}$ m/s.

Com'è possibile osservare dalla *Figura 6.57* dove viene rappresentato graficamente la variazione del coefficiente di sicurezza FS rispetto al tempo, il valore risulta sempre pari a 1,863. Questo valore, superiore al limite soglia dato da normativa italiana posto pari a 1,10, rimane costante poiché l'acqua non ha abbastanza tempo per poter saturare l'area a campagna del corpo arginale.

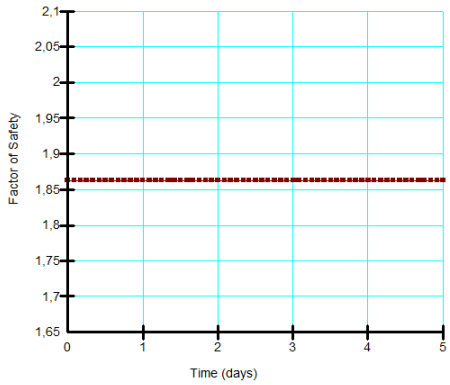


Figura 6.57: Andamento del fattore di sicurezza FS per la stabilità del paramento lato campagna in condizioni transitorie

In *Figura* viene riportata una rappresentazione della possibile superficie di scivolamento critica prodotta a seguito dell'analisi in condizioni transitorie.

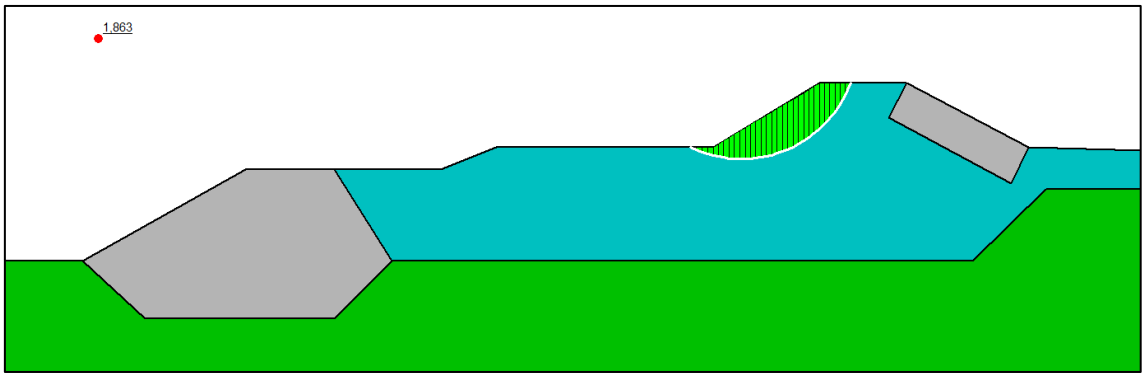


Figura 6.58: Superficie di scivolamento per il paramento lato campagna in condizioni transitorie

6.3.3 Risultati analisi di stabilità in condizione transitoria a lato fiume

È stata inoltre verificata la possibile rottura causata da uno svaso rapido lato fiume, prodotta dalla rapidità con cui il livello di piena si abbassa. Per far questo ci si basa esclusivamente sui risultati ottenuti dalle simulazioni condotte con il modello in condizioni transitorie, tenendo conto anche in questo caso dei parametri più onerosi dello strato limo argilloso.

In questo caso però è presente a lato fiume una coronella costituita da un materiale con proprietà meccaniche aventi angolo d'attrito efficace (φ') pari a 40° ed una coesione efficace (c') pari a 0 kPa. Il fattore di sicurezza risulta sempre maggiore del limite dato da normativa, raggiungendo un minimo di 1,576. La variazione riscontrata durante la fase di analisi è quasi trascurabile.

In *Figura 6.59* si riporta l'andamento del fattore di sicurezza FS rispetto al tempo.

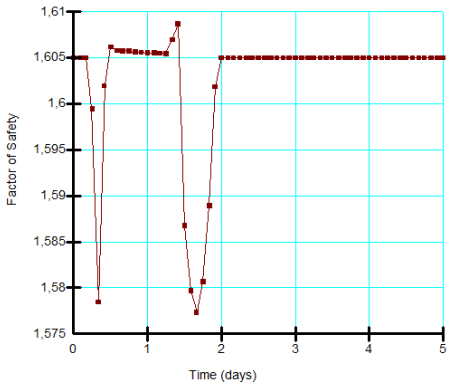


Figura 6.59: Andamento del fattore di sicurezza FS per la stabilità del paramento lato fiume in condizioni transitorie

6.4 CONFRONTO TRA LA CONDIZIONE STAZIONARIA E TRANSITORIA NEI MODELLI POST EVENTO

Com'è stato detto nei precedenti paragrafi, la condizione stazionaria risulta essere una condizione non realmente rappresentativa della reale situazione che si genera durante un fenomeno di piena. Si vuole allora comparare la risposta in stazionario con quella in transitorio dei modelli in condizioni post – evento nella sezione di via del Tiglio.

Questo tipo di analisi è stata condotta confrontando i tempi di raggiungimento di un certo livello di pressione in alcuni punti notevoli, in condizioni stazionarie e transitorie. SI è quindi estratto dal modello in quanto poco tempo dei punti appartenenti alla *mesh* di calcolo raggiungono l'entità dell'altezza di pressione dello stazionario in regime transitorio, per

decretare se la prima condizione possa essere compatibile con l'andamento di una possibile piena comparabile con quella avvenuta nel maggio 2023.

Per fare ciò è stata considerata una curva di piena che, al tempo zero, parte dal fondo dell'alveo e dopo tre ore raggiunge la sommità arginale, per poi mantenere il livello costante per venti giorni.

Tale studio è stato condotto attribuendo allo strato di limo argilloso differenti proprietà meccaniche, modificando la conducibilità idraulica k e coefficiente di compressibilità m_v.

In *Tabella 6.14* si riportano i parametri scelti per effettuare il confronto tra la situazione in stazionario e transitorio.

Tabella 6.14: Parametri utilizzati per effettuare il confronto tra le condizioni stazionarie e transitorie

Coefficiente di permeabilità [m/s]	Coefficiente di compressibilità [kPa^{-1}]
10^{-5}	10^{-5}
10^{-6}	10^{-4}
	10^{-5}
10^{-8}	10^{-4}
	10^{-5}

Successivamente si sono inseriti specifici nodi all'interno della *mesh* per poterne valutare l'altezza di pressione, parametro con il quale è stato possibile eseguire il confronto tra il modello stazionario e quello in transitorio. In *Figura* si riporta il posizionamento dei diversi nodi.

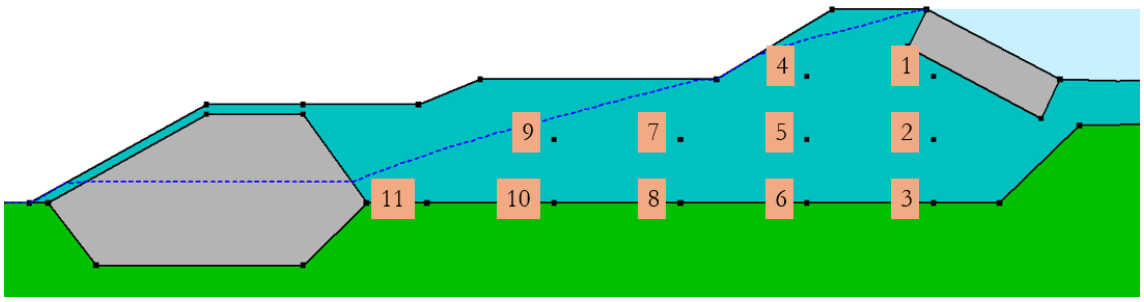


Figura 6.60: Posizionamento dei nodi all'interno del modello di calcolo per valutare il confronto tra la soluzione stazionaria e quella transitoria

Per ciascun punto identificato all'interno della sezione arginale si riportano i grafici in cui si evidenzia in quanto tempo la soluzione del modello transitorio tende asintoticamente a quella in stazionario. L'errore tra le due soluzioni, per cui si considera il raggiungimento della soluzione in stazionario, è posto pari al 5% della differenza di carico idraulico.

6.4.1 Risultati del confronto tra il modello stazionario e il modello in transitorio

Dall'elaborazione dei vari modelli di filtrazione si può notare come, aumentando la permeabilità del terreno dell'argine, il tempo di raggiungimento della condizione di stazionarietà aumenta. Inoltre, man mano che ci sia allontana dalla cresta del rilevato arginale, il carico idraulico agente sul singolo punto diminuisce, a causa della dissipazione delle pressioni durante il processo di filtrazione.

Se si considera uno stesso punto all'interno della geometria, all'aumentare del coefficiente di compressibilità il tempo in cui il modello in regime transitorio converge allo stazionario aumenta, anche considerevolmente, in quanto un m_v elevato consente una maggiore compressibilità del terreno, aumentando così la dissipazione delle pressioni interstiziali.

Più ci si sposta verso la scarpata a campagna più il tempo in cui il campo di pressioni raggiunte nel corpo arginale in transitorio tende a quello in stazionario aumenta, in quanto la permeabilità dello strato di limo argilloso ostacola la propagazione dell'acqua all'interno del terreno.

Vengono ora illustrati graficamente, per ogni nodo d'indagine, i risultati relativi all'andamento della soluzione in transitorio rispetto a quella in regime stazionario.

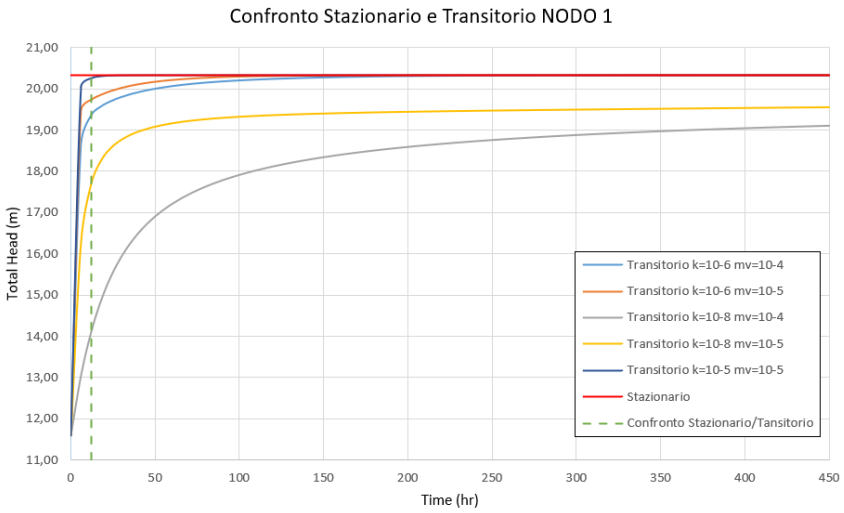


Figura 6.61: Confronto tra la condizione stazionaria e quella transitoria per il nodo 1

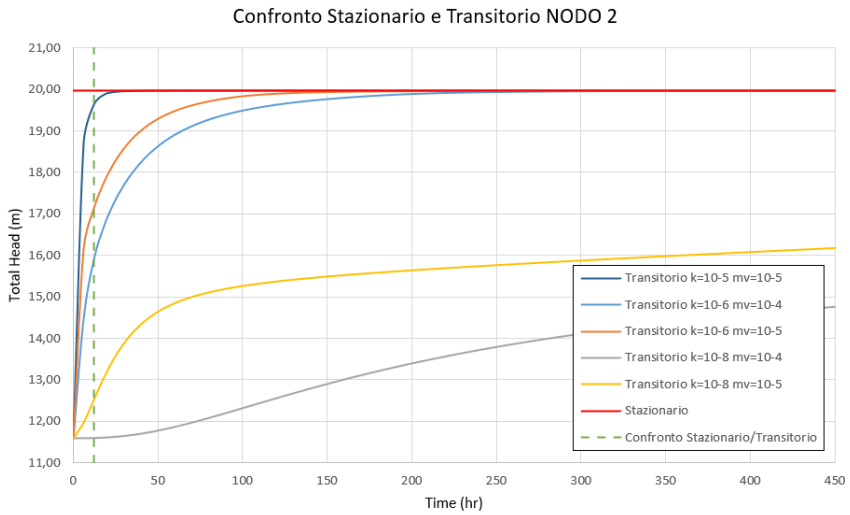


Figura 6.62: Confronto tra la condizione stazionaria e quella transitoria per il nodo 2

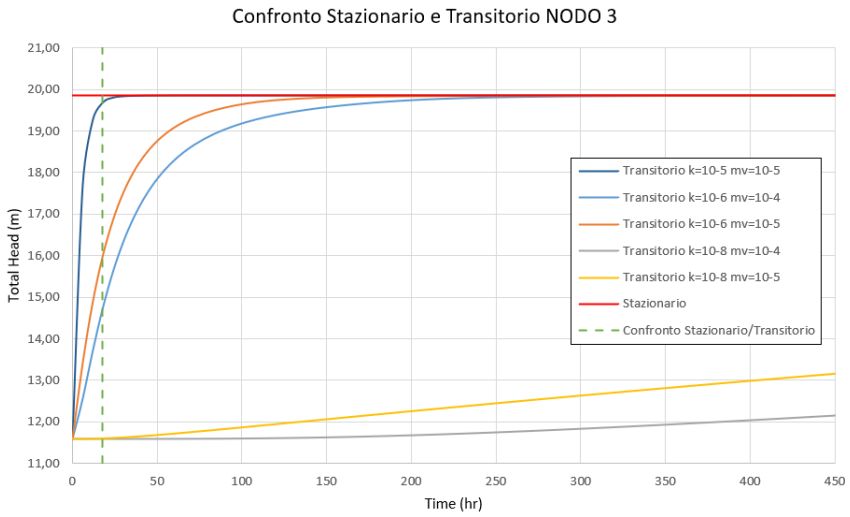


Figura 6.63: Confronto tra la condizione stazionaria e quella transitoria per il nodo 3

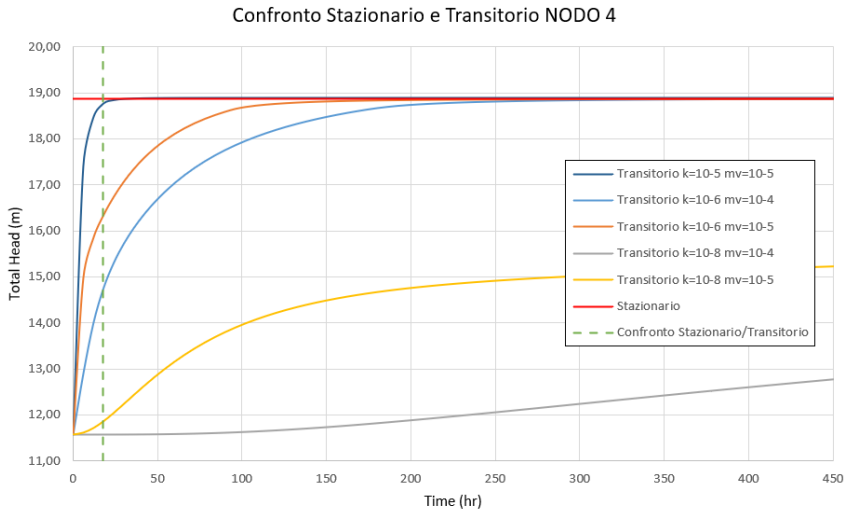


Figura 6.64: Confronto tra la condizione stazionaria e quella transitoria per il nodo 4

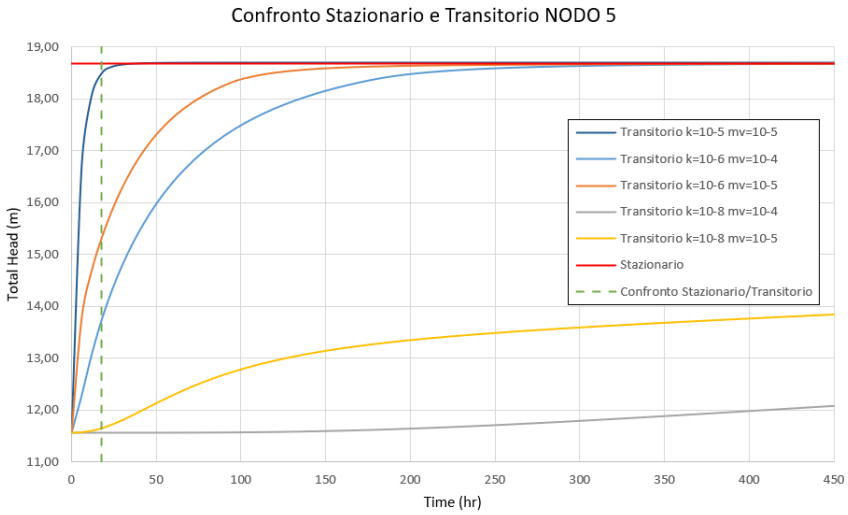


Figura 6.65: Confronto tra la condizione stazionaria e quella transitoria per il nodo 5

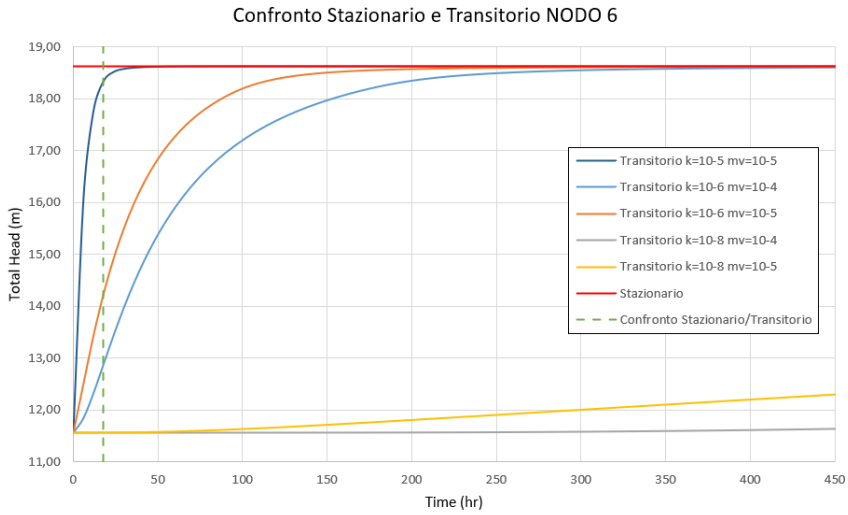


Figura 6.66: Confronto tra la condizione stazionaria e quella transitoria per il nodo 6

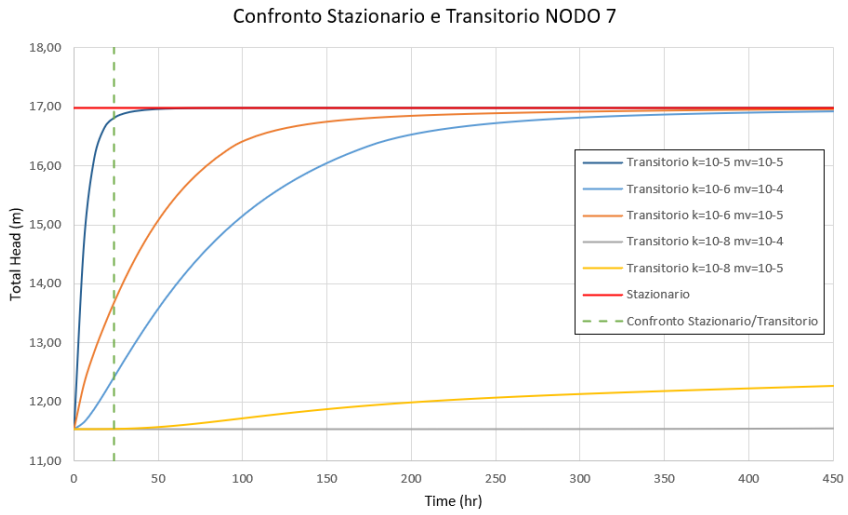


Figura 6.67: Confronto tra la condizione stazionaria e quella transitoria per il nodo 7

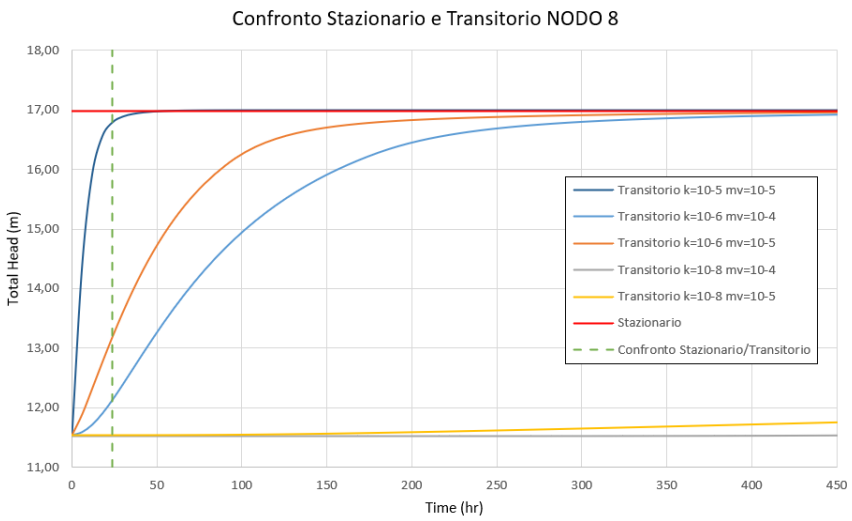


Figura 6.68: Confronto tra la condizione stazionaria e quella transitoria per il nodo 8

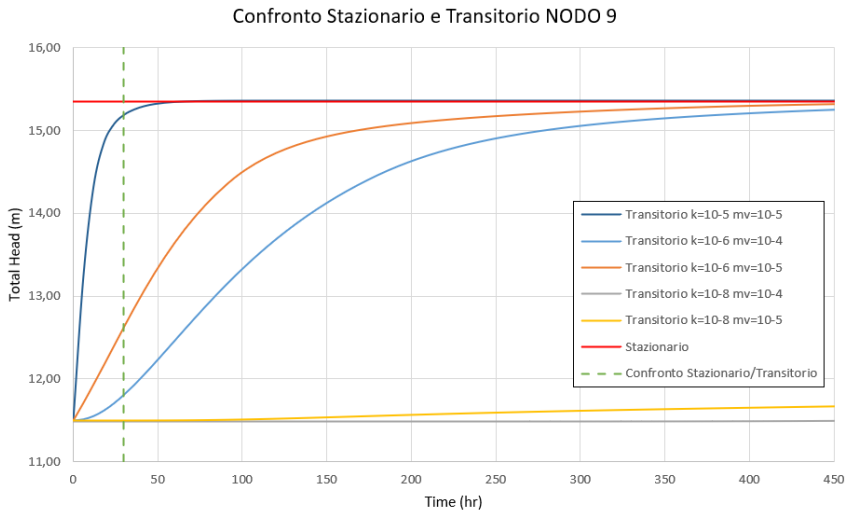


Figura 6.69: Confronto tra la condizione stazionaria e quella transitoria per il nodo 9

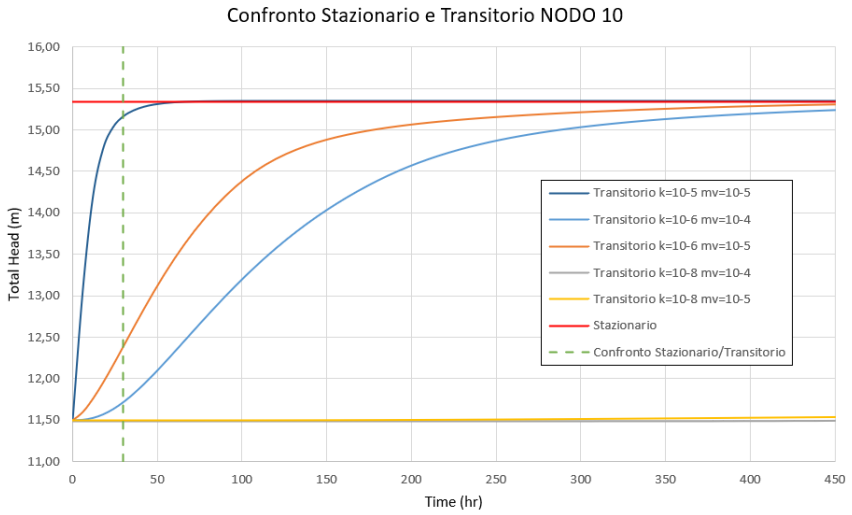


Figura 6.70: Confronto tra la condizione stazionaria e quella transitoria per il nodo 10

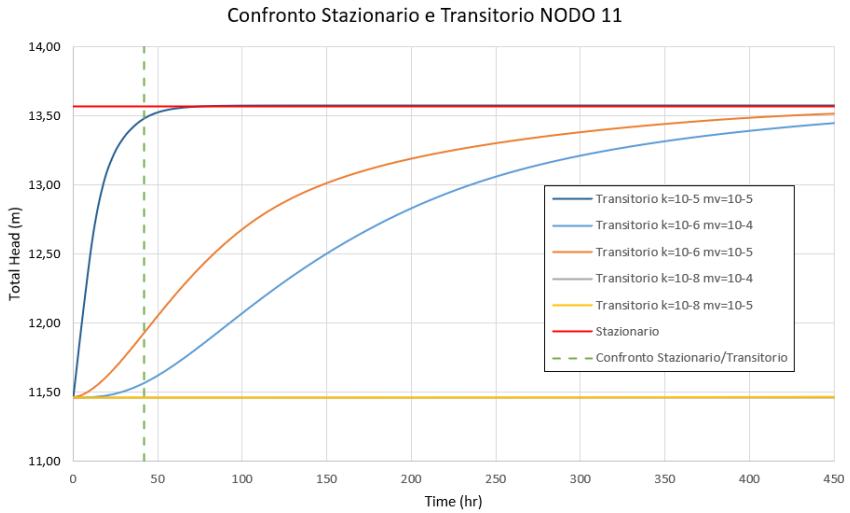


Figura 6.71: Confronto tra la condizione stazionaria e quella transitoria per il nodo 11

Nella *Tabella 6.15* vengono riassunti i tempi di convergenza dei modelli in transitorio, valutato in base alla permeabilità ed al coefficiente di compressione scelto.

Si evidenzia che, per una permeabilità alta ($k=10^{-5}$ m/s) il tempo è compatibile con quello di una piena realmente concretizzabile, con un valore compreso tra le 6 e 42 ore. Per permeabilità minori ($k=10^{-8}$ m/s), i tempi si dilatano e talvolta assumono valori che eccedono le 480 ore, vale a dire 20 giorni. Questo è un tempo troppo lungo per una piena nel fiume Sillaro: questo ci permette di dire che, se la permeabilità del corpo arginale è $k=10^{-8}$ m/s, non vengono mai raggiunte le condizioni assimilabili a quelle stazionarie.

Tabella 6.15: Tempo di convergenza dei modelli in stazionario e transitorio

NODO	**Tempo per arrivare a condizione stazionaria [h]**				
	$k=10^{-5}$	$k=10^{-6}$		$k=10^{-8}$	
	$mv=10^{-5}$	$mv=10^{-4}$	$mv=10^{-5}$	$mv=10^{-4}$	$mv=10^{-5}$
1	6	42	24	> 480	> 480
2	12	144	66	> 480	> 480
3	18	132	84	> 480	> 480
4	18	156	84	> 480	> 480
5	18	174	96	> 480	> 480
6	18	192	108	> 480	> 480
7	24	246	144	> 480	> 480
8	24	258	156	> 480	> 480
9	30	360	246	> 480	> 480
10	30	366	252	> 480	> 480
11	42	468	372	> 480	> 480

7 POSSIBILI INTERVENTI MIGLIORATIVI

In questo capitolo si vogliono analizzare alcuni possibili interventi per la sezione di via del Tiglio, con l'obbiettivo di migliorare le condizioni di sicurezza attuali e mitigare le possibili rotture riscontrate a seguito dell'elaborazione dei modelli numerici.

Come illustrato nei paragrafi precedenti, la stabilità globale dell'argine riparato non desta preoccupazione, anche in condizioni di saturazione dello stesso. Le analisi di stabilità condotte, infatti, evidenziano come le superfici di scorrimento individuate per ciascuna di esse, sia globali che locali, sono caratterizzate da fattori di sicurezza di molto superiori all'unità.

Per queste motivazioni, non è dunque ritenuto necessario un ulteriore rinforzo strutturale.

Possono invece presentarsi dei problemi di erosione al piede in corrispondenza della prima berma a lato campagna a causa della presenza di un materiale molto eterogeneo presente nel corpo arginale, come riscontrato dalle prove geofisiche effettuate nel 2024. Questa erosione può portare lentamente all'allontanamento del materiale, riducendone la sezione e causando una possibile rottura dell'argine.

Tale problematica può essere risolta bloccando totalmente o limitando la filtrazione dell'acqua verso il paramento esterno.

Al fine di questo elaborato, sono state presi in considerazione due possibili interventi migliorativi, ciascuno dei quali viene, nei paragrafi successivi, illustrato nel dettaglio e confrontato con la situazione attuale.

I due interventi ipotizzati sono:

- l'inserimento di una palancola metallica al centro del rilevato ammorsata nello strato argilloso di fondazione, il quale ha il fine di bloccare totalmente la filtrazione nell'argine;
- l'inserimento di un diaframma plastico al centro del rilevato ammorsata fino allo strato argilloso di fondazione, con lo scopo di limitare la filtrazione nel carpo arginale.

Per quanto riguarda il diaframma plastico, si è voluto valutarne l'efficacia, assumendone uno spessore pari a 1,00 m e 0,50 m.

7.1 PALANCOLA METALLICA

L' installazione di palancole metalliche all'interno di un argine è una soluzione utilizzata per rinforzare, stabilizzare e proteggere la struttura, in particolare nelle aree soggette a erosione o a rischio di infiltrazioni d'acqua. Le palancole, elementi verticali in acciaio, vengono infisse nel terreno per creare una barriera che riduce il flusso d'acqua attraverso l'argine, migliorandone la resistenza e la durabilità.

Tali elementi agiscono come una barriera fisica che impedisce o limita il passaggio dell'acqua attraverso il terreno. Questo contrasta l'erosione interna e il flusso incontrollato, obbligando l'acqua a seguire percorsi alternativi, spesso lungo la superficie o in direzioni prestabilite.

Se ben progettata e installata, la palancola può ridurre significativamente i rischi legati all'infiltrazione di acque superficiali e sotterranee.

Tuttavia, l'efficacia può dipendere da fattori quali le caratteristiche del terreno, la profondità di fissaggio e la qualità dei giunti tra le palancole , che devono essere sigillati correttamente per evitare passaggi d'acqua.

Nelle sezioni successive verrà illustrata la modellazione numerica dell'intervento , con un'analisi degli aspetti migliorativi e delle principali criticità, fornendo un quadro dettagliato delle prestazioni e dell'efficacia delle soluzioni adottate.

7.1.1 Modellazione della sezione di via del Tiglio con inserimento di palancola metallica

Nel caso in esame si decide si posizionare all'interno del corpo arginale una palancola metallica per una lunghezza di 12,00 m, con lo scopo di ammorsarsi per almeno 2,50-3,00 m all'interno dello strato argilloso di fondazione. L'elemento è posizionato al centro cresta arginale, a pochi metri dalla coronella di massi.

L'inserimento di questo intervento è stato simulato attraverso l'inserimento di una regione nell'argine, a partire dalla quota di sommità, a cui non è stata assegnata alcuna proprietà di materiale. Lo spessore è stato assunto pari 0,40 m, per riprodurre la sagomatura dell'elemento.

Nella successiva *Figura 7.1* viene riportata la modellazione numerica rappresentativa della sezione di via del Tiglio a seguito del posizionamento della palancola al centro del corpo arginale.

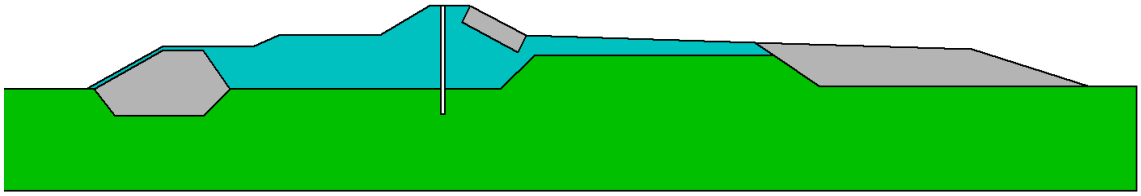


Figura 7.1: Modellazione della sezione con l'inserimento di una palancola metallica

Si precisa, che le caratteristiche dei materiali, le condizioni al contorno e la discretizzazione dei modelli sono identiche a quelle delle analisi discusse precedentemente.

Per quanto concerne lo strato di limo argilloso, decide di eseguire la verifica utilizzando una permeabilità $k=10^{-6}$ m/s poiché dalle precedenti analisi effettuate, si è notato che le condizioni più gravose si generano con questo valore e non con una conducibilità idraulica minore pari a $k=10^{-8}$ m/s.

La palancola invece non presenta proprietà idrauliche: verrà identificato dal software come un elemento impermeabile, non permettendo al flusso di passare attraverso l'elemento.

Di seguito si illustrano le modellazioni numeriche eseguite e i risultati per quanto riguarda l'analisi di filtrazione e stabilità, sia in condizioni stazionarie che transitorie. Si determina il nuovo livello di sicurezza del rilevato arginale e si effettua la verifica dell'erosione al piede, la quale risultava l'unica problematica riscontrata nella condizione attuale precedentemente simulata.

7.1.1.1 Risultati analisi di filtrazione in condizione stazionaria

Si riporta nella *Figura 7.2* i risultati, in termini di pressione all'interno dei pori del terreno, della simulazione in condizioni stazionarie a seguito del posizionamento della palancola nel corpo arginale.

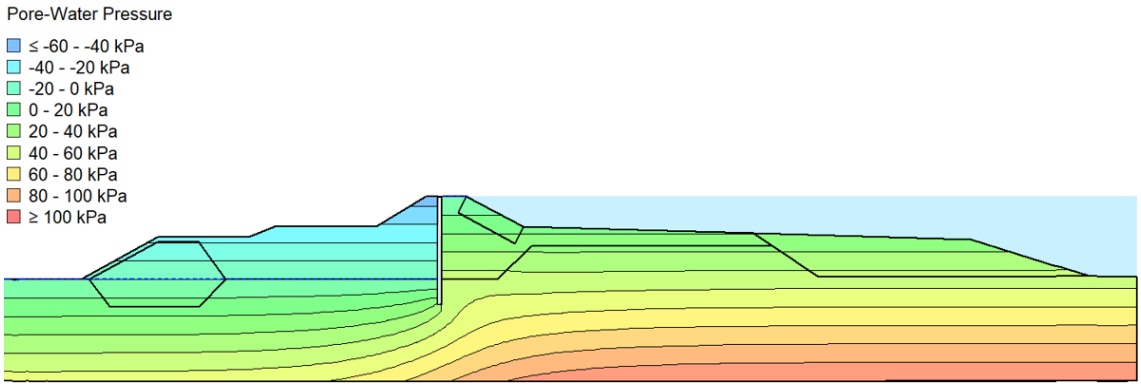


Figura 7.2: Andamento delle pressioni interstiziali in condizioni stazionarie del modello a seguito dell'inserimento della palancola metallica

Attraverso il posizionamento della palancola notiamo che il flusso d'acqua è completamente bloccato. Questo lo si intuisce poiché l'andamento delle linee di pressione presentano un andamento orizzontale in corrispondenza della parte di rilevato a campagna, con valori negativi a testimoniare la non saturazione del terreno. Il flusso si concentra al di sotto dell'elemento, attraversando lo strato argilloso presente in fondazione.

Notiamo che la linea di imbibizione non arriva in prossimità della prima berma a lato campagna: possiamo intuire che non possano esserci problemi di erosione al piede.

7.1.1.2 Risultati analisi di filtrazione in condizione transitoria

Nell'analisi in regime transitorio, la curva di piena assunta per descrivere l'andamento della piena è la medesima utilizzata per le altre modellazioni numeriche precedenti, come riportato nel *Paragrafo 6.1.4*.

Si riportano nelle successive immagini degli step temporali relativi all'analisi di filtrazione a seguito del posizionamento dell'elemento.

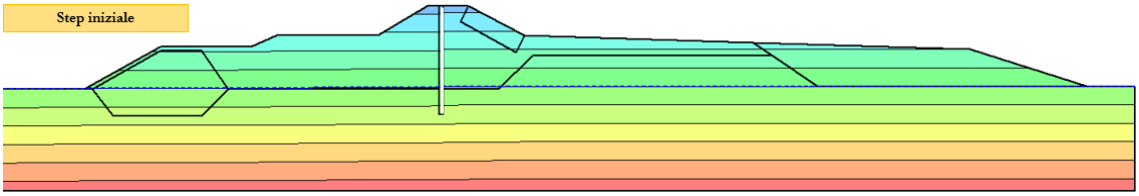


Figura 7.3: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato con palancola in regime transitorio allo step iniziale

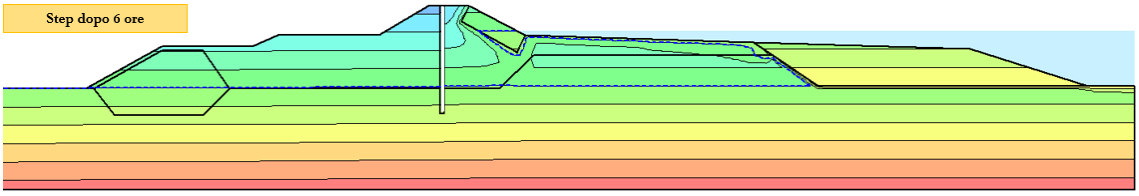


Figura 7.4: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato con palancola in regime transitorio dopo 6 ore

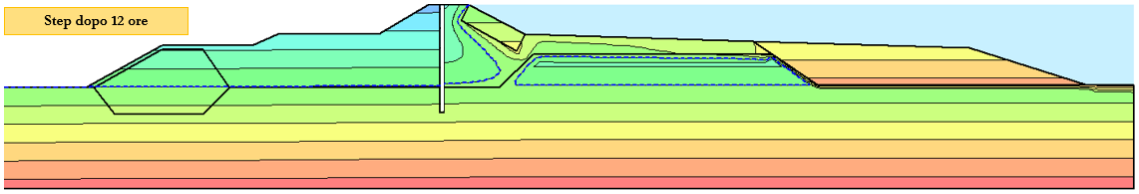


Figura 7.5: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato con palancola in regime transitorio dopo 12 ore

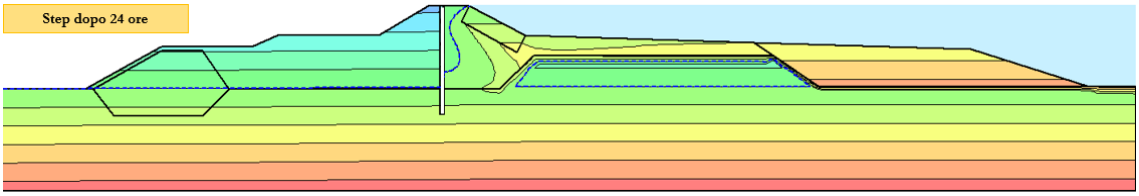


Figura 7.6: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato con palancola in regime transitorio dopo 24 ore

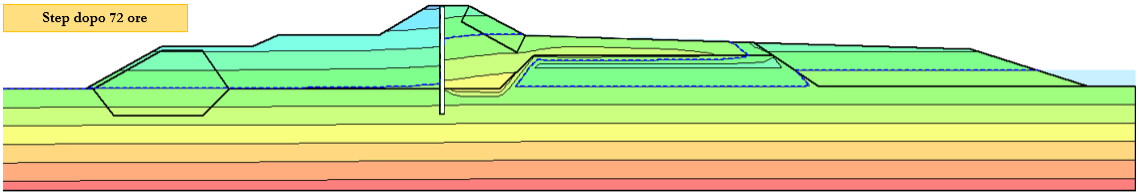


Figura 7.7: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato con palancola in regime transitorio dopo 72 ore

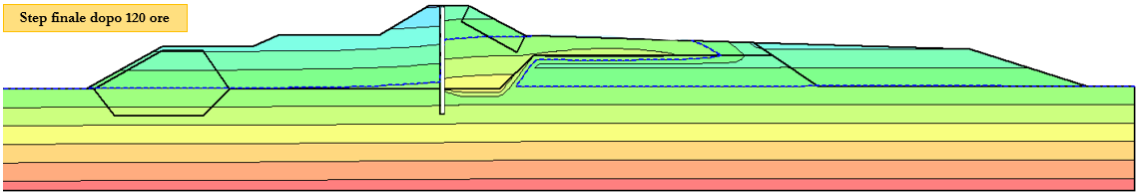


Figura 7.8: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato con palancola in regime transitorio dopo 120 ore

Come si può osservare, nell'arco temporale della curva di piena, la palancola è in grado di bloccare totalmente il flusso d'acqua, poiché anche in questo caso si può vedere l'andamento delle linee di pressione essere orizzontale in corrispondenza della parte di rilevato arginale a campagna. Il flusso si concentra quasi esclusivamente nell'argine lato fiume, come si denota anche dall'andamento della linea di imbibizione.

7.1.1.3 Verifica dell'erosione al piede in condizione stazionaria

La verifica dell'erosione al piede viene condotta con lo stesso procedimento indicato nel *Paragrafo 6.2.3*, dove in quel caso tale verifica non risultava soddisfatta a causa di una elevata filtrazione in corrispondenza della berma alta e berma bassa a lato campagna.

In questo caso, come già osservato nel precedente paragrafo, la linea di imbibizione non arriva nella zona d'interesse, ma si esegue comunque la verifica per controllo.

Nella successiva *Figura 7.9* si riporta l'andamento del gradiente idraulico in direzione XY riscontrato all'interno del corpo arginale a seguito dell'inserimento della palancola, in condizione stazionaria.

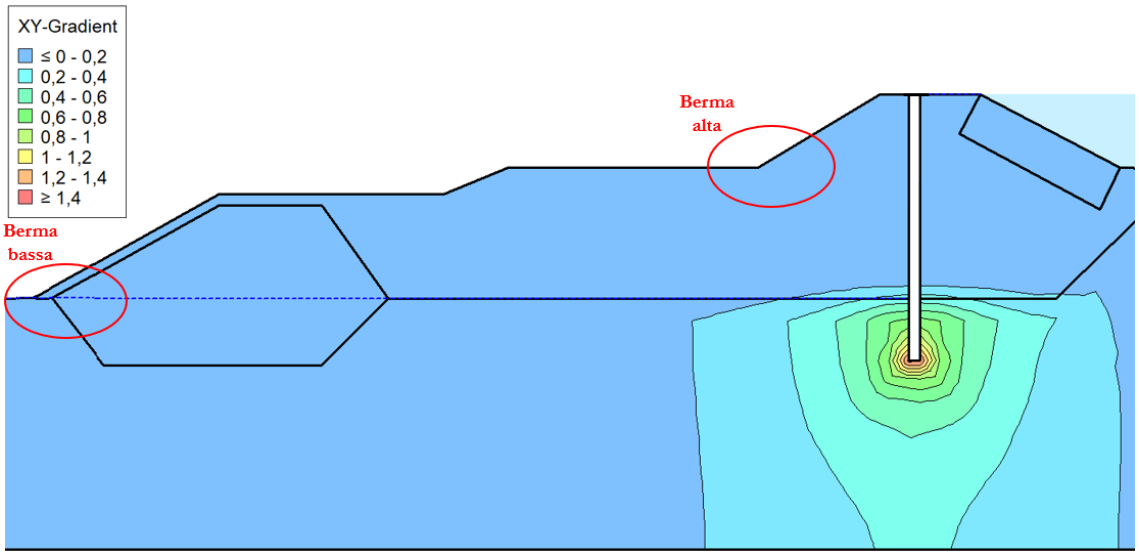


Figura 7.9: Andamento del gradiente idraulico in direzione XY nel modello stazionario con l'inserimento della palancola metallica

Notiamo già da subito dei valori quasi trascurabili vista la assenza di flusso dell'acqua, sia in corrispondenza della berma alta sia in corrispondenza della berma bassa. I risultati della verifica vengono riportati nella *Tabella 7.1*. Come si nota, tale verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Tabella 7.1: Risultati della verifica dell'erosione al piede in condizioni stazionarie con l'inserimento della palancola metallica

BERMA ALTA		BERMA BASSA	
$i_{modello}$	0,000	$i_{modello}$	0,005
$i_{critico}$	0,978	$i_{critico}$	0,978
i_{limite}	0,496	i_{limite}	0,496
VERIFICA	VERIFICATO	VERIFICA	VERIFICATO

7.1.1.4 Verifica dell'erosione al piede in condizione transitoria

Nella successiva *Figura 7.10* si riporta l'andamento del gradiente idraulico nei nodi vicini alla berma alta e berma bassa rispetto al tempo, relativi al modello in condizioni transitorie.

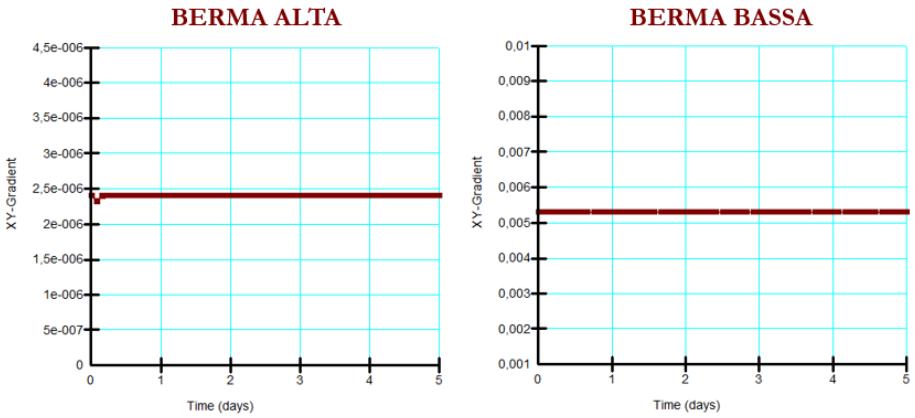


Figura 7.10: Andamento del gradiente idraulico in direzione XY rispetto al tempo con l'inserimento della palancola metallica

Anche per questa situazione, notiamo dei valori quasi trascurabili sia in corrispondenza della berma alta sia in corrispondenza della berma bassa. I risultati della verifica vengono riportati nella *Tabella 6.3*. Per la condizione in regime transitorio tale verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Tabella 7.2: Risultati della verifica dell'erosione al piede in condizioni transitorie con l'inserimento della palancola metallica

BERMA ALTA		**BERMA BASSA**	
$i_{modello}$	0,000	$i_{modello}$	0,005
$i_{critico}$	0,978	$i_{critico}$	0,978
i_{limite}	0,496	i_{limite}	0,496
VERIFICA	VERIFICATO	VERIFICA	VERIFICATO

Possiamo dunque affermare che a seguito del posizionamento della palancola metallica, il problema dell'erosione al piede riscontrato nella condizione post evento non risulta essere un problema.

7.1.1.5 Risultati analisi di stabilità in condizione stazionaria a lato campagna

La stabilità della scarpata a lato campagna è stata valutata in modo analogo a quanto riportato nel *Paragrafo 6.3.1*. La differenza rispetto alla situazione post evento senza interventi migliorativi è che in questo caso la superficie di scivolamento non può intersecare la regione corrispondente a quella che identifica la palancola. Questo è dettato dal fatto che la rigidezza della palancola è molto maggiore di quella del terreno e dunque è plausibile pensare che, caso mai, si verifichi un distacco della porzione di terreno a diretto contatto con essa.

Nel software è possibile far questo inserendo una *tension crak*, ossia una linea in corrispondenza dell'interfaccia tra palancola e terreno che permette alla superficie di scivolamento, una volta intersecato l'elemento, di prosegue lungo lo stesso in maniera verticale, senza attraversarlo.

Come per la situazione post evento, è stata fatta un'analisi di sensitività facendo variare l'angolo d'attrito efficace (φ') e la coesione efficace (c') del limo argilloso, mantenendo una conducibilità idraulica pari a $k=10^{-6}$ m/s. In *Tabella 7.3* vengono riportati i risultati ricavati dall'analisi di stabilità effettuata al modello

Tabella 7.3: Fattori di sicurezza FS derivanti dall'analisi di stabilità globale per il modello a seguito dell'inserimento della palancola metallica

Angolo di attrito [°]	Coesione [kPa]	FS
20	12	1,754
20	17	2,157
20	22	2,467
20	27	2,863
20	32	3,206
22	12	1,869
22	17	2,381
22	22	2,667
22	27	3,084
22	32	3,417
24	12	1,944
24	17	2,412
24	22	2,807
24	27	3,228
24	32	3,434

In *Figura 7.11* si riporta graficamente quanto illustrato sopra. Le tre curve identificano il variare del valore di FS al variare della coesione, mentre la linea tratteggiata blu indica la soglia limite imposta dalla normativa tecnica italiana, pari a 1,1 [NTC, 2018].

Tutti i valori di FS sono al di sopra della linea limite quindi la verifica di stabilità globale risulta essere sempre soddisfatta.

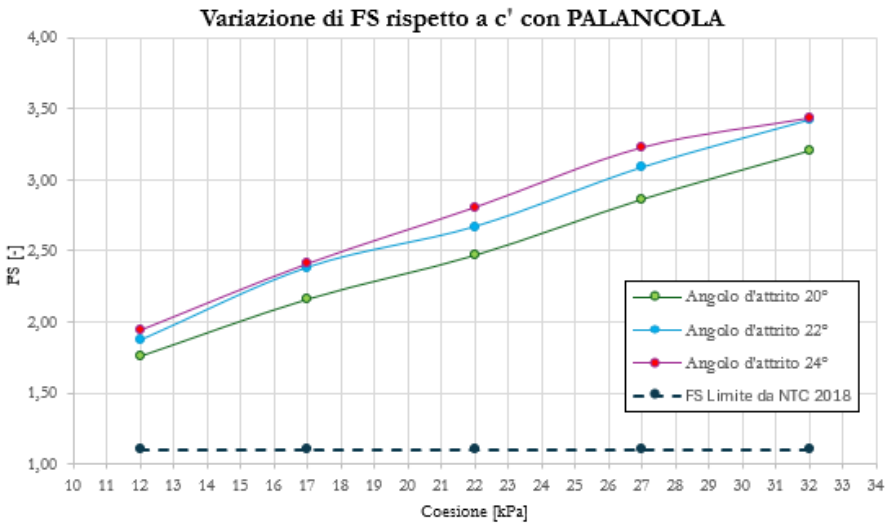


Figura 7.11: Variazione di FS al variare dei parametri del terreno per il modello a seguito dell'inserimento della palancola metallica

A titolo informativo viene riportata nella successiva *Figura 7.12* la possibile superficie di scivolamento critica per la condizione più gravosa del limo argilloso, ossia quella che presenta angolo di attrito efficace pari a 20° e coesione efficace pari a 12 kPa. Si nota come in corrispondenza della palancola, la superficie abbandoni il suo andamento curvo per chiudersi verticalmente, stando a tergo rispetto all'elemento stesso.

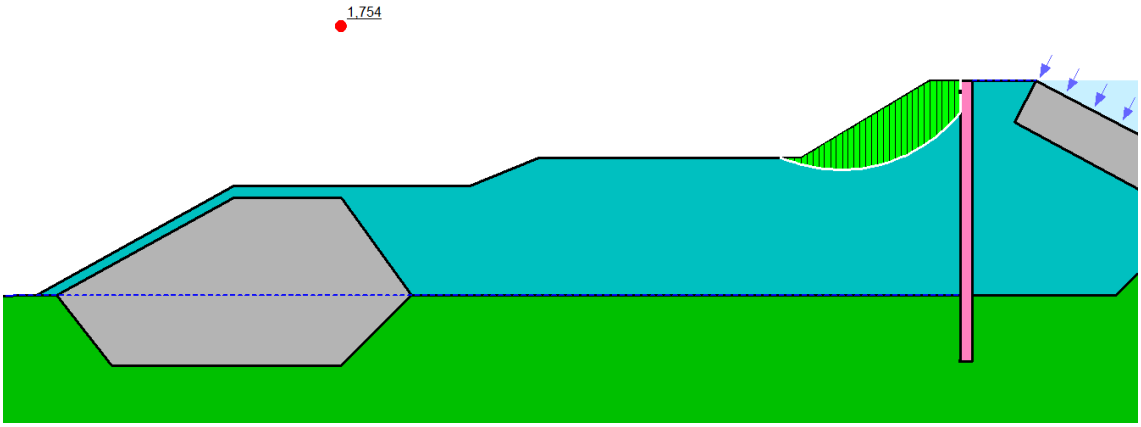


Figura 7.12: Individuazione della superficie critica più gravosa nel modello a seguito dell'inserimento della palancola metallica

7.1.1.6 Risultati analisi di stabilità in condizione transitoria a lato campagna

La condizione transitoria viene eseguita scegliendo le proprietà meccaniche e idrauliche peggiori dello strato di limo argilloso, poiché come è già stato evidenziato dal caso in stazionario, all'aumentare delle caratteristiche meccaniche del terreno si ha un aumento del fattore di sicurezza FS.

Si decide dunque di utilizzare le proprietà peggiori per quanto riguarda lo strato di limo argilloso, scegliendo un valore di angolo d'attrito efficace pari a 20°, una coesione efficace pari a 12 kPa e una permeabilità pari a $k=10^{-6}$ m/s.

Nella successiva *Figura 7.13* viene rappresentato graficamente la variazione del coefficiente di sicurezza FS rispetto al tempo. Il valore risulta costante pari a 1,826. Il motivo della sua non variazione è legato al fatto che il terreno, non entrando mai in contatto con il flusso d'acqua, non cambia il suo peso. Tale valore risulta comunque superiore al limite soglia dato da normativa italiana posto pari a 1,10.

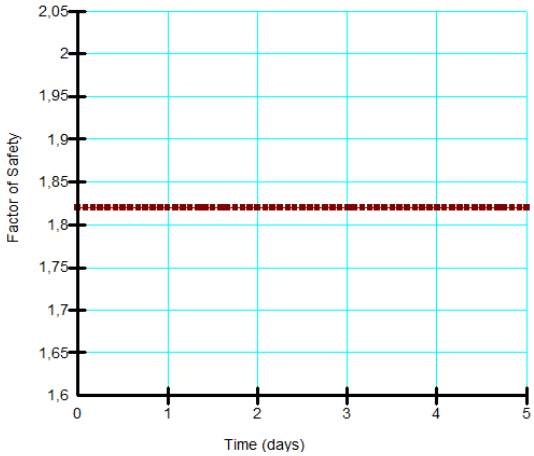


Figura 7.13: Andamento del fattore di sicurezza FS per la stabilità del paramento lato campagna in condizioni transitorie a seguito dell'inserimento della palancola metallica

In *Figura 7.14* viene riportata una rappresentazione della possibile superficie di scivolamento critica prodotta a seguito dell'analisi in condizioni transitorie.

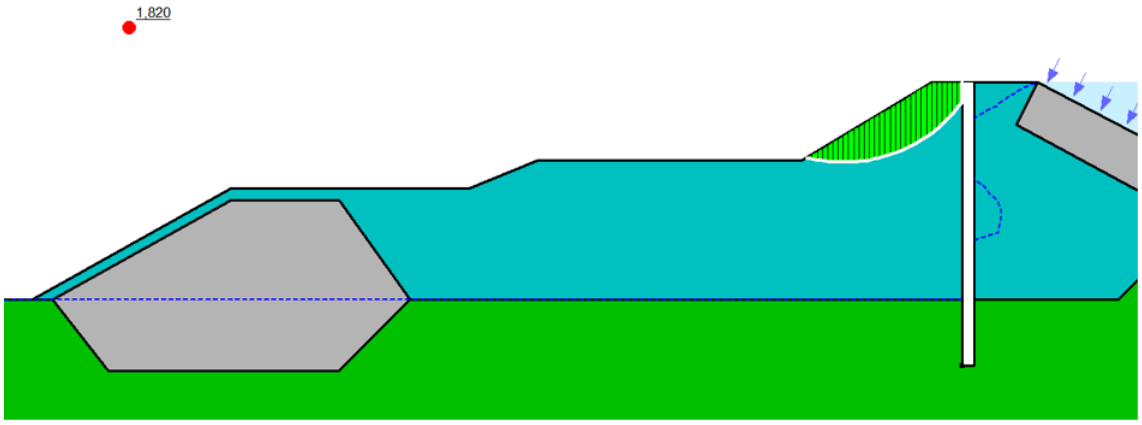


Figura 7.14: Raffigurazione della possibile superficie critica in condizioni transitorie a seguito dell'inserimento della palancola metallica

Possiamo dunque dire che anche per la condizione in transitorio la verifica di stabilità risulta soddisfatta.

7.2 DIAFRAMMA PLASTICO

Una seconda soluzione può essere data dal posizionamento all'interno del corpo arginale di un diaframma plastico. Si tratta di una barriera impermeabile utilizzata per prevenire infiltrazioni d'acqua in strutture come argini, dighe o canali. È costituito da una miscela di materiali come bentonite, cemento e additivi plastici, che conferiscono flessibilità e resistenza chimica. L'elemento non presenta armatura specifica, da qui la denominazione "plastico", al fine di indicare un elemento con solo scopo di filtrazione e non di stabilità.

Il diaframma viene inserito nel terreno attraverso tecniche di scavo specializzate e forma una parete continua che sigilla il substrato, riducendone la permeabilità e stabilizzando l'argine contro erosione e filtrazioni. Si distingue anche per la sua facilità di posa nel terreno circostante, adattandosi alle sue irregolarità senza comprometterne l'efficacia. La miscela riempie vuoti e fessure, migliorando ulteriormente la continuità della barriera.

Il calcestruzzo protegge la struttura dall'usura fisica e meccanica, mentre la bentonite resiste agli agenti chimici e biologici presenti nel suolo, garantendo così una durabilità elevata. L'aspetto sostenibile di questa soluzione è rappresentato dall'utilizzo di quest'ultima, un materiale naturale ed ecocompatibile, che riduce l'impatto ambientale rispetto ad altre tecniche più invasive.

La realizzazione del diaframma avviene direttamente in situ. Durante i lavori, si esegue lo scavo con un'attrezzatura specifica, dotata di una benna mordente, seguendo cordoli guida costituiti da muretti armati. Questi muretti permettono di rispettare la sagoma progettuale e garantiscono la continuità dei pannelli. Durante l'operazione, la miscela plastica viene immessa direttamente nel terreno per sostenere le pareti dello scavo. Una volta completata, la miscela indurisce per effetto della reazione di idratazione del cemento, formando una massa con una permeabilità molto bassa, generalmente compresa tra 10^{-7} e 10^{-9} m/s. Gli spessori tipici del diaframma variano tra 0,50 m e 1,20 m, a seconda delle necessità progettuali e delle caratteristiche dei materiali da contenere [U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, U.S. Army Corps of Engineers building strong, 2019].

Nell'ambito della modellazione numerica, sono state analizzate due: una con spessore del diaframma pari a 0,50 me l'altra con spessore di 1,00 m. Questo confronto ha permesso di valutare le differenze prestazionali e di verificare il margine di sicurezza rispetto ai requisiti normativi. La configurazione con spessore ridotto rappresenta un caso limite, poiché offre

un margine inferiore rispetto a quello richiesto, pur garantendo un controllo efficace delle infiltrazioni e una stabilità strutturale accettabile.

Nei successivi paragrafi verranno illustrati in dettaglio i risultati relativi al diaframma di spessore inferiore, evidenziandone le criticità e le possibilità di miglioramento. Questo studio permette di comprendere appieno le prestazioni dell'intervento e di ottimizzare la progettazione in funzione delle condizioni operative.

7.2.1 Modellazione della sezione di via del Tiglio con inserimento di diaframma plastico

L'intervento che si decide di effettuare in corrispondenza della sezione arginale nell'area di via del Tiglio è rappresentata attraverso una modellazione numerica nella *Figura 7.15*.

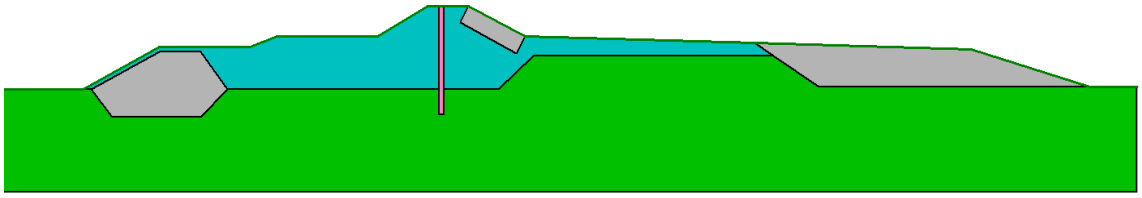


Figura 7.15: Modellazione della sezione con l'inserimento di un diaframma plastico

Si tratta di inserire un diaframma plastico nel terreno, di profondità pari a 12,00 m, ammorsata nel terreno di fondazione per un tratto lungo circa 3,00 m.

Esso è stato simulato attraverso l'inserimento di una regione nell'argine, a partire dalla quota di sommità, a cui sono assegnate le proprietà idrauliche e meccaniche riportate in *Tabella 7.4*, corrispondenti alle caratteristiche geotecniche peggiori ipotizzate per l'argilla limosa sabbiosa. L'elemento è stato discretizzato attraverso l'inserimento di quattro elementi finiti quadrangolari in corrispondenza della larghezza. allo scopo di ottenere risultati più precisi.

Tabella 7.4: proprietà idrauliche e meccaniche del diaframma plastico

Materiale	Peso di volume γ	Permeabilità k	Angolo di attrito φ'	Coesione c'
[-]	[kN/m³]	[m/s]	[°]	[kPa]
Diaframma	19,00	10^{-9}	24	18

Di seguito si illustrano le modellazioni numeriche eseguite e si determina il nuovo livello di sicurezza del rilevato arginale, con maggiore attenzione ai fenomeni che evidenziavano criticità in condizioni post – evento.

In questo caso si illustrerà la verifica a erosione al piede del rilevato arginale in corrispondenza del lato a campagna e la variazione della stabilità del paramento esterno e interno a seguito dell'esecuzione dell'intervento.

7.2.1.1 Risultati analisi di filtrazione in condizioni stazionarie

Si riporta nella *Figura 7.16* i risultati, in termini di pressione all'interno dei pori del terreno, della simulazione in condizioni stazionarie a seguito del posizionamento del diaframma plastico all'interno del corpo arginale.

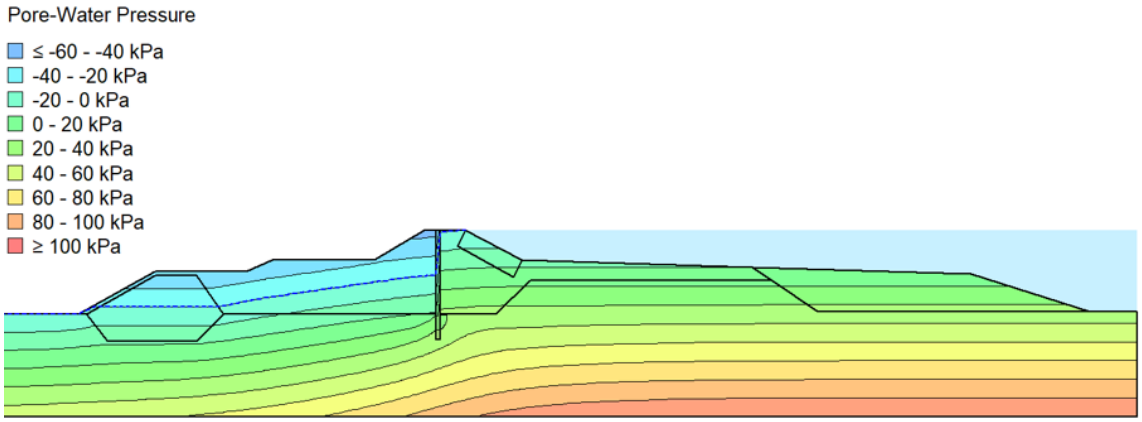


Figura 7.16: Andamento delle pressioni interstiziali in condizioni stazionarie del modello a seguito dell'inserimento del diaframma plastico

A differenza della situazione precedente, il diaframma abbatte la linea di imbibizione ma in maniera molto meno marcata rispetto a quanto fatto dalla palancola. I valori bassi a lato campagna del corpo arginale, identificato dall'andamento delle linee di pressione, indica l'efficacia di bassa permeabilità data dal posizionamento del diaframma.

Notiamo che anche in questo caso il terreno non presenta saturazione in corrispondenza della berma alta. Una situazione contraria invece si verifica nella berma bassa, dove la linea di imbibizione tocca il piede del rilevato. Si dovrà dunque verificare l'erosione al piede, sia per la condizione stazionaria sia per quella in transitorio.

7.2.1.2 Risultati analisi di filtrazione in condizioni transitorie

Si procede nell'analisi in regime transitorio, dove anche per questo caso come fatto precedentemente, viene assunta una curva di piena medesima a quella utilizzata per le altre modellazioni numeriche nelle condizioni post evento rappresentative della situazione attuale.

Nelle successive immagini vengono rappresentate alcuni step temporali riscontrati durante la simulazione, con la soluzione espressa sempre in termini di pressioni interstiziali.

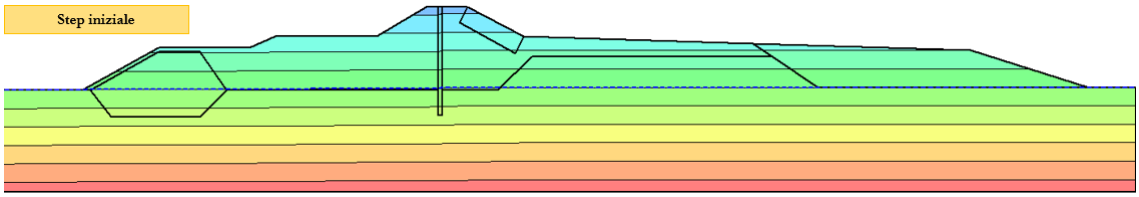


Figura 7.17: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato con diaframma in regime transitorio allo step iniziale

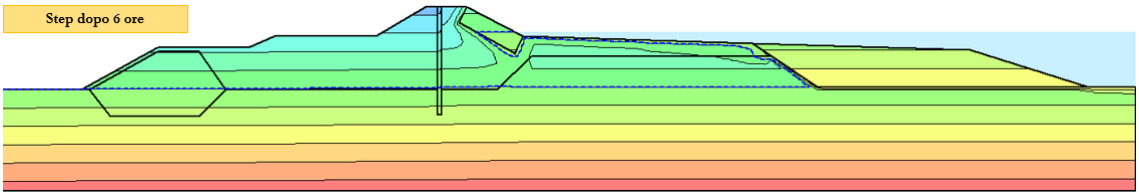


Figura 7.18: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato con diaframma in regime transitorio dopo 6 ore

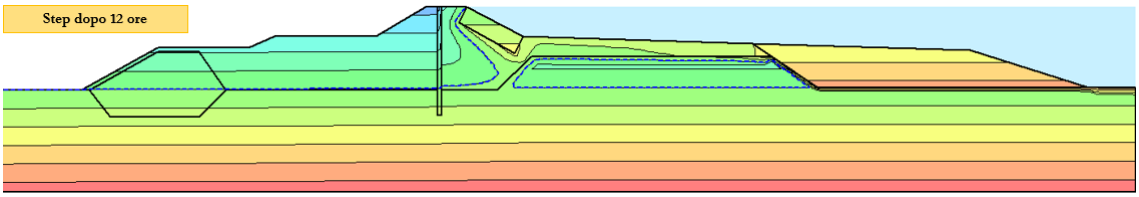


Figura 7.19: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato con diaframma in regime transitorio dopo 12 ore

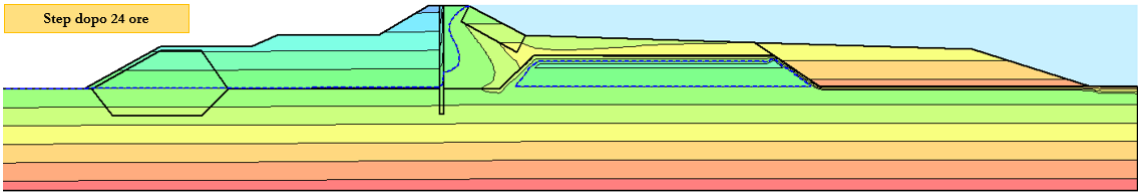


Figura 7.20: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato con diaframma in regime transitorio dopo 24 ore

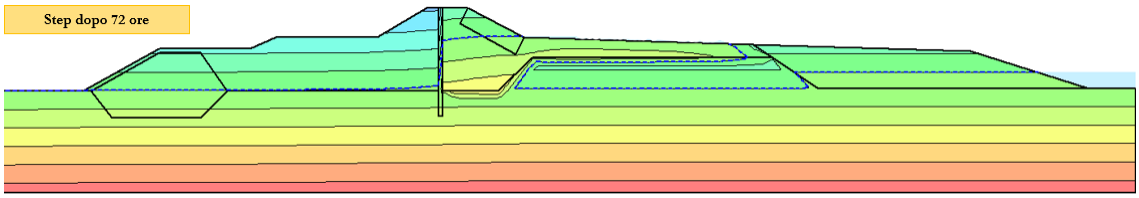


Figura 7.21: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato con diaframma in regime transitorio dopo 72 ore

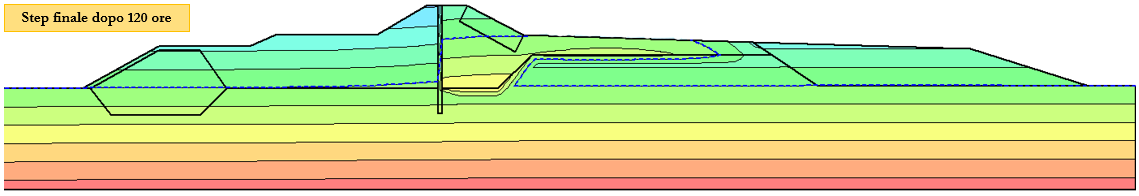


Figura 7.22: Andamento delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato con diaframma in regime transitorio dopo 120 ore

Come si può osservare, nell'arco temporale della curva di piena, il diaframma assolve totalmente il compito di rallentare la filtrazione dell'acqua.

7.2.1.3 Verifica dell'erosione al piede in condizioni stazionarie

La verifica dell'erosione al piede viene condotta con lo stesso procedimento indicato precedentemente.

Nella successiva *Figura 7.23* si riporta l'andamento del gradiente idraulico in direzione XY riscontrato all'interno del corpo arginale a seguito del posizionamento del diaframma plastico.

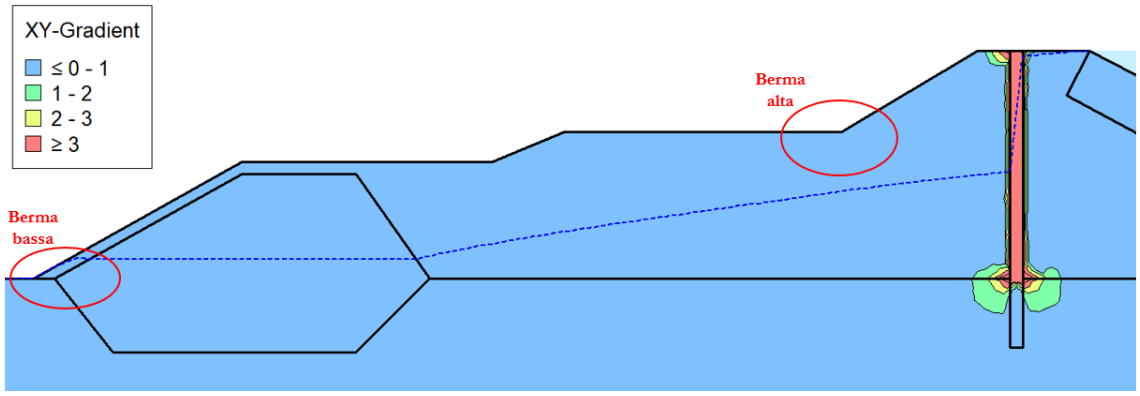


Figura 7.23: Andamento del gradiente idraulico in direzione XY nel modello stazionario con l'inserimento del diaframma plastico

Notiamo come sia presente un elevato valore di gradiente idraulico in corrispondenza del diaframma plastico, luogo in cui si ha un'elevata dissipazione del carico idraulico.

I risultati della verifica dell'erosione al piede per la berma alta e la berma bassa in condizione stazionaria vengono riportati nella successiva *Tabella 6.3*. Come si nota, tale verifica è soddisfatta per la berma alta mentre non lo è per la berma bassa.

Tabella 7.5: Risultati della verifica dell'erosione al piede in condizioni stazionarie con l'inserimento del diaframma plastico

BERMA ALTA		BERMA BASSA	
$i_{modello}$	0,159	$i_{modello}$	1,105
$i_{critico}$	0,978	$i_{critico}$	1,039
i_{limite}	0,496	i_{limite}	0,170
VERIFICA	VERIFICATO	VERIFICA	NON VERIFICATO

Questo apparente problema non lo è in realtà per due motivi: il primo è legato al fatto che essendoci una coronella di massi in corrispondenza del piede dell'argine e presentando dunque un'alta permeabilità, il flusso si concentrerà in quel punto, defluendo a campagna in un possibile fosso di scolo. Inoltre, una possibile erosione in quel punto non può

compromettere la stabilità del corpo arginale, vista la geometria e vista la presenza di materiale grossolano con elevata resistenza meccanica.

Infine, va ricordato che questa è una situazione in stazionario, non rappresentativa di una possibile piena del fiume.

7.2.1.4 Verifica dell'erosione al piede in condizioni transitorie

Viene eseguita la verifica in condizioni transitorie e nella successiva *Figura 7.24* si si riporta l'andamento del gradiente idraulico nei nodi vicini alla berma alta e berma bassa relativi al modello.

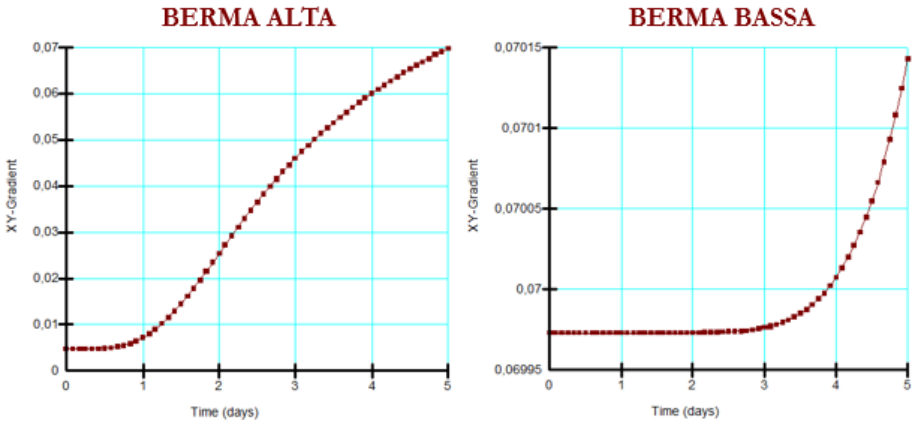


Figura 7.24: Andamento del gradiente idraulico in direzione XY rispetto al tempo con l'inserimento del diaframma plastico

I valori risultano essere particolarmente bassi sia in corrispondenza della berma alta sia in corrispondenza della berma bassa.

I risultati della verifica vengono riportati nella *Tabella 7.6*. Per la condizione in regime transitorio tale verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Tabella 7.6: Risultati della verifica dell'erosione al piede in condizioni transitorie con l'inserimento del diaframma plastico

BERMA ALTA		BERMA BASSA	
$i_{modello}$	0,070	$i_{modello}$	0,070
$i_{critico}$	0,978	$i_{critico}$	1,039
i_{limite}	0,496	i_{limite}	0,496
VERIFICA	VERIFICATO	VERIFICA	VERIFICATO

Si può affermare che, anche attraverso il posizionamento del diagramma plastico, il problema dell'erosione al piede viene efficacemente contrastato.

7.2.1.5 Risultati analisi di stabilità in condizioni stazionarie

La stabilità globale della scarpata a lato campagna è stata valutata in modo analogo a quanto riportato in seguito all'intervento con la palancola. Anche per questo caso, all'interfaccia tra diaframma è materiale è stata inserita una *tension crack*, con l'obbiettivo di non far attraversare la superficie di scivolamento con l'elemento stesso.

Nella *Tabella 7.7* si riportano i fattori di sicurezza FS ricavati a seguito di una analisi di sensibilità, facendo variare i parametri di resistenza del limo argilloso.

Tabella 7.7: Fattori di sicurezza FS derivanti dall'analisi di stabilità globale per il modello a seguito dell'inserimento del diaframma plastico

Angolo di attrito [°]	Coesione [kPa]	FS
20	12	1,896
20	17	2,189
20	22	2,482
20	27	2,974
20	32	3,078
22	12	1,874
22	17	2,323
22	22	2,690
22	27	3,066
22	32	3,064
24	12	1,955
24	17	2,385
24	22	2,792
24	27	3,16
24	32	3,127

In *Figura 7.25* si riporta graficamente quanto illustrato sopra. Le tre curve identificano il variare del valore di FS al variare della coesione, mentre la linea tratteggiata blu indica la soglia limite imposta da NTC.

Tutti i valori di FS sono al di sopra della linea limite quindi la verifica di stabilità globale risulta essere sempre soddisfatta.

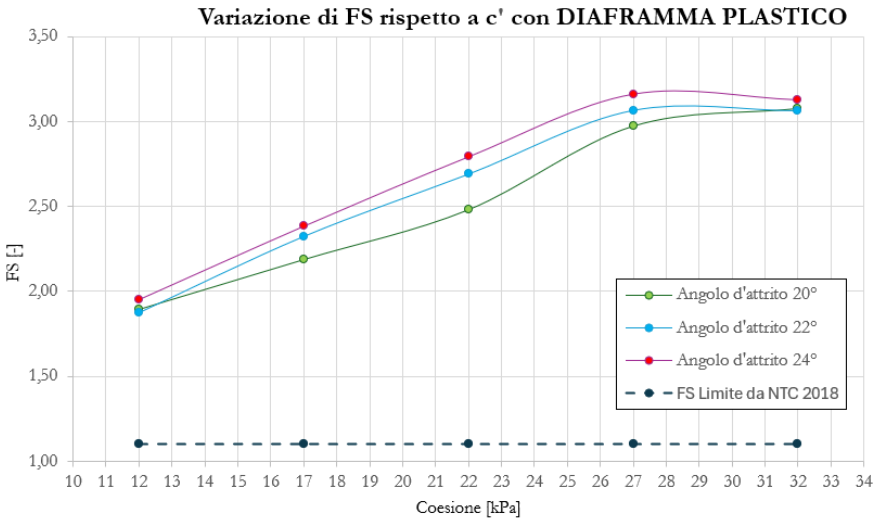


Figura 7.25: Variazione di FS al variare dei parametri del terreno per il modello a seguito dell'inserimento del diaframma plastico

Anche per questo caso, viene riportata nella successiva *Figura 7.26* la possibile superficie di scivolamento critica per la condizione più gravosa a seguito dell'inserimento del diaframma plastico.

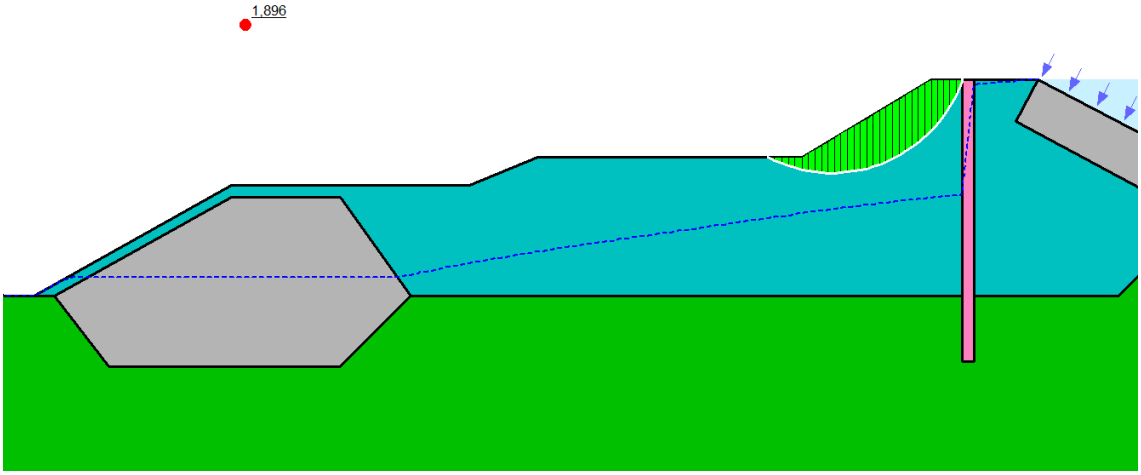


Figura 7.26: Individuazione della superficie critica più gravosa nel modello a seguito dell'inserimento del diaframma plastico

7.2.1.6 Risultati analisi di stabilità in condizioni transitorie

Come nel precedente paragrafo, viene eseguita la condizione transitoria scegliendo le proprietà meccaniche e idrauliche più gravose dello strato di limo argilloso.

Nella successiva *Figura 7.27* viene rappresentata graficamente la variazione del coefficiente di sicurezza FS rispetto al tempo, a seguito dell'inserimento del diaframma plastico nel terreno.

Il valore risulta sempre pari a 1,804. Il motivo del suo andamento costante nel tempo, anche in questo caso come nella configurazione con la palancola metallica, è legato al fatto che il terreno, non entrando mai in contatto con il flusso d'acqua, non cambia il suo peso di volume. Tale valore risulta comunque superiore al limite soglia dato da normativa italiana posto pari a 1,10.

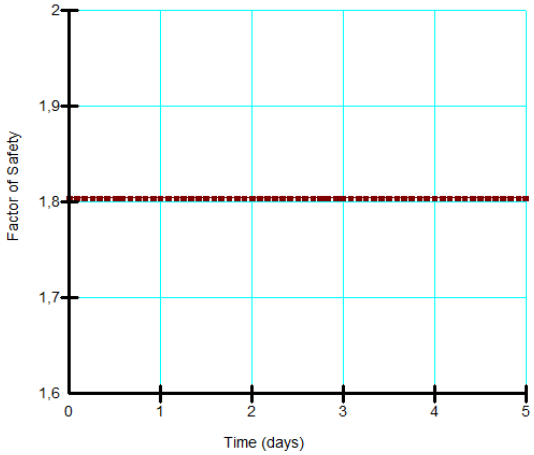


Figura 7.27: Andamento del fattore di sicurezza FS per la stabilità del paramento lato campagna in condizioni transitorie a seguito dell'inserimento della palancola metallica

In *Figura 7.28* viene riportata una rappresentazione della possibile superficie di scivolamento critica prodotta a seguito dell'analisi in condizioni transitorie.

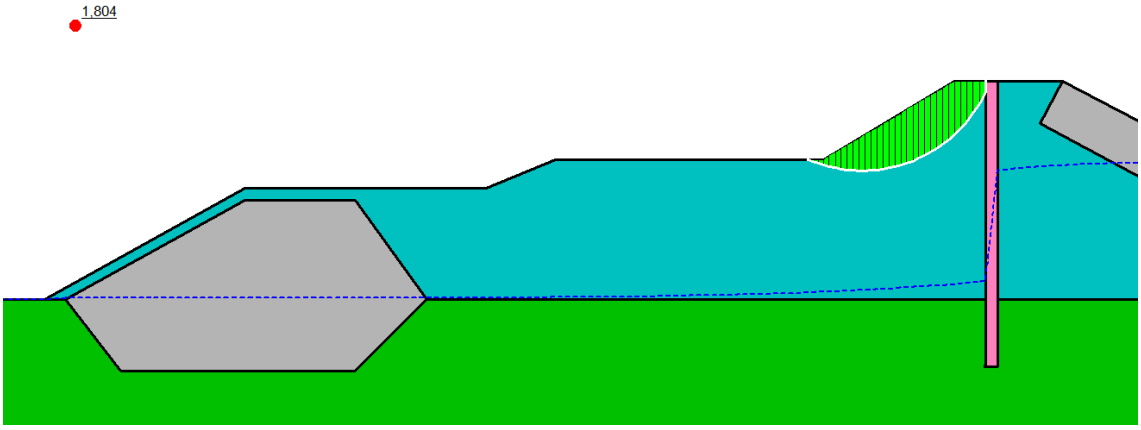


Figura 7.28: Raffigurazione della possibile superficie critica in condizioni transitorie a seguito dell'inserimento del diaframma plastico

Possiamo dunque affermare che anche a seguito del posizionamento del diaframma plastico, la verifica di stabilità del corpo arginale lato campagna è soddisfatta.

7.3 CONFRONTO DI TUTTE LE POSSIBILI SOLUZIONI RISPETTO ALLA SITUAZIONE POST EVENTO

Si vuole ora mettere in relazione le diverse tipologie di intervento proposte precedentemente, con lo scopo di confrontarle con la situazione attuale e valutarne l'efficienza assumendo diversi parametri idraulici del terreno che costituisce il rilevato.

Per ottenere ciò, si sono creati dei modelli in regime stazionario delle condizioni dell'argine post – evento e dell'argine a seguito dell'inserimento della palancola metallica o del diaframma plastico. Per quest'ultimo, si è valutata l'efficienza data da uno spessore 0,50 m e di 1,00 m.

All'interno del modello numerico rappresentativo della sezione di via del Tiglio, sono stati dunque posizionati 7 nodi da cui poi è stato possibile calcolare l'altezza di pressione.

In *Figura 7.29* viene indicata la loro disposizione e numerazione.

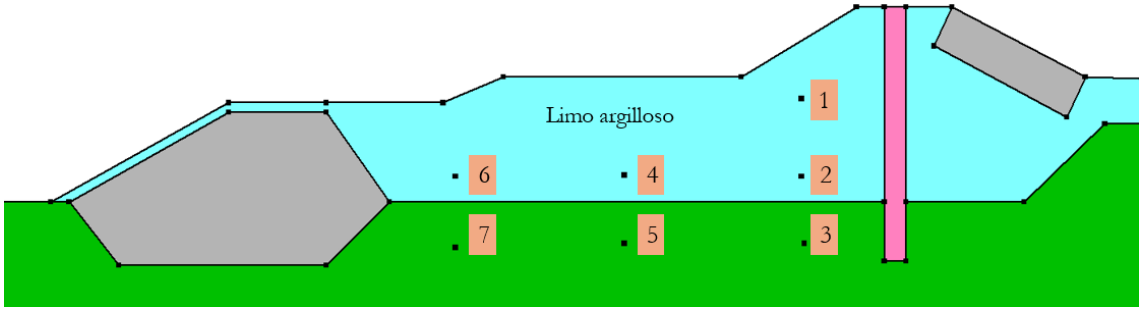


Figura 7.29: Numerazione e posizionamento dei nodi all'interno del modello di calcolo per la valutazione dell'efficienza degli interventi proposti

I parametri geotecnici dei materiali risultano gli stessi utilizzati per i precedenti modelli. Si decide di variare esclusivamente la permeabilità dello strato limo argilloso, vista la forte eterogeneità che è emersa a seguito dell'elaborazione delle prove ERT effettuate sia longitudinalmente che trasversalmente al corpo arginale nell'area di via del Tiglio.

Nella successiva Tabella si riportano i valori di conducibilità idraulica proposti.

Tabella 7.8: Parametri di permeabilità idraulica dello strato di limo argilloso per la valutazione degli interventi proposti

Permeabilità del limo argilloso per la valutazione degli interventi migliorativi	
10^{-6}	m/s
10^{-7}	m/s
10^{-8}	m/s
10^{-9}	m/s

7.3.1 Analisi e confronto dei risultati dei diversi interventi

Si riportano ora, nelle successive immagini, i grafici identificativi di ogni nodo nel quale sono stati confrontati i valori dell'altezza di pressione per ogni tipologia di intervento, al variare della permeabilità del materiale costituente il corpo arginale.

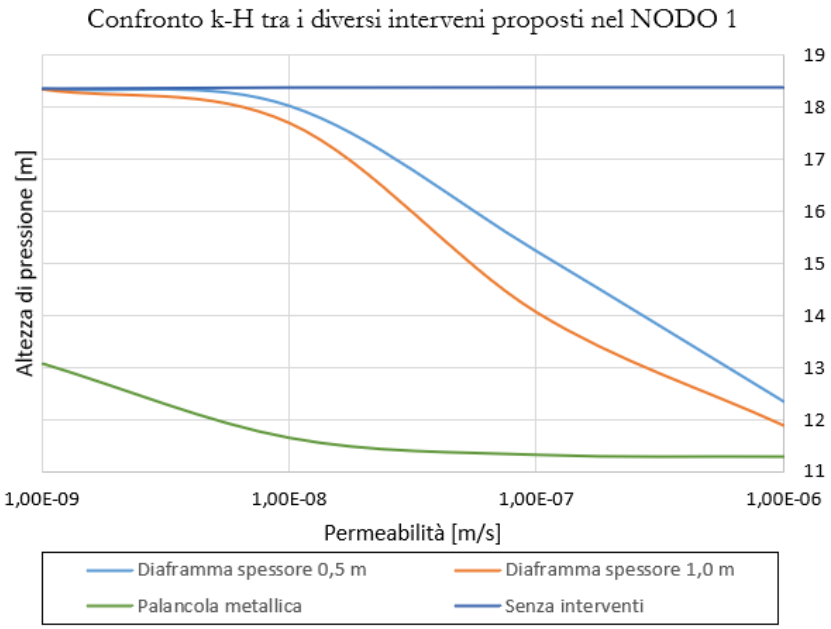


Figura 7.30: Confronto permeabilità- altezza di pressione per il NODO 1

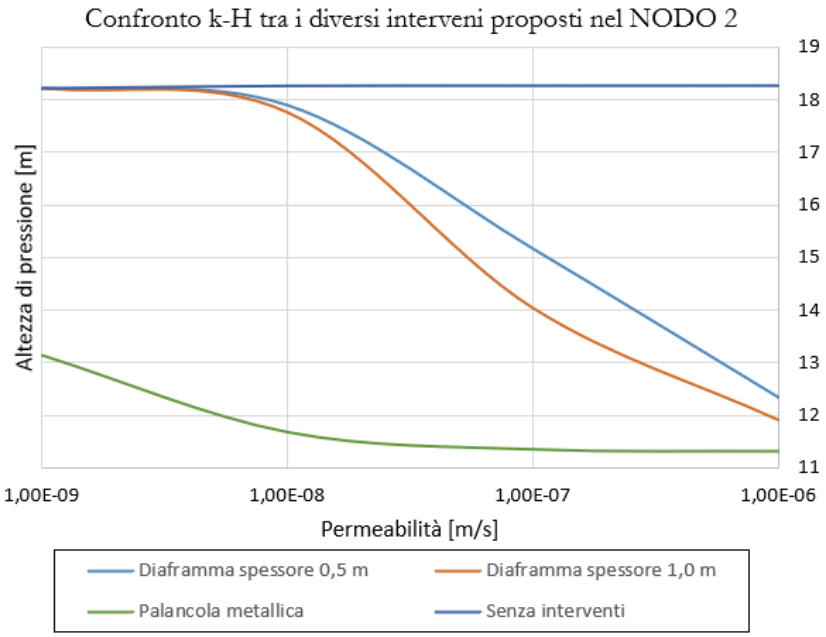


Figura 7.31: Confronto permeabilità- altezza di pressione per il NODO 2

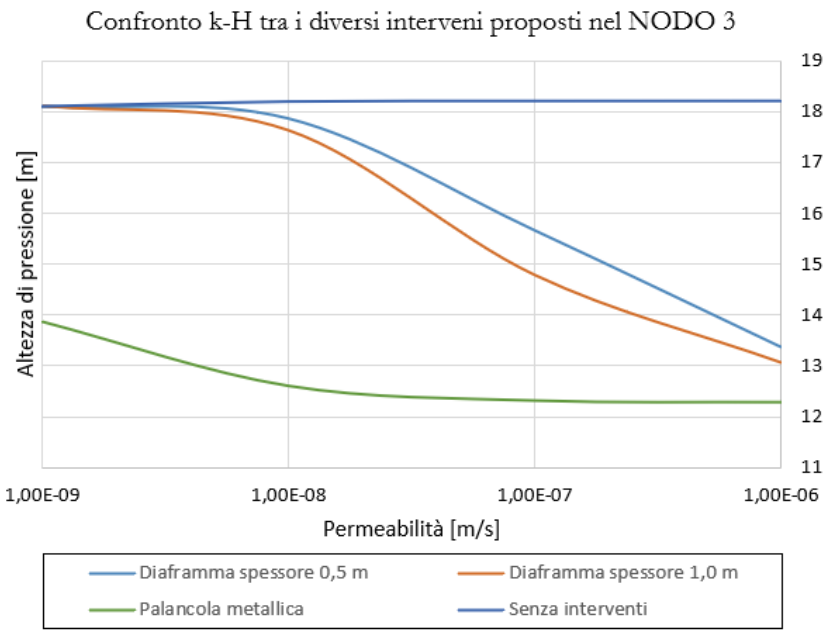


Figura 7.32: Confronto permeabilità- altezza di pressione per il NODO 3

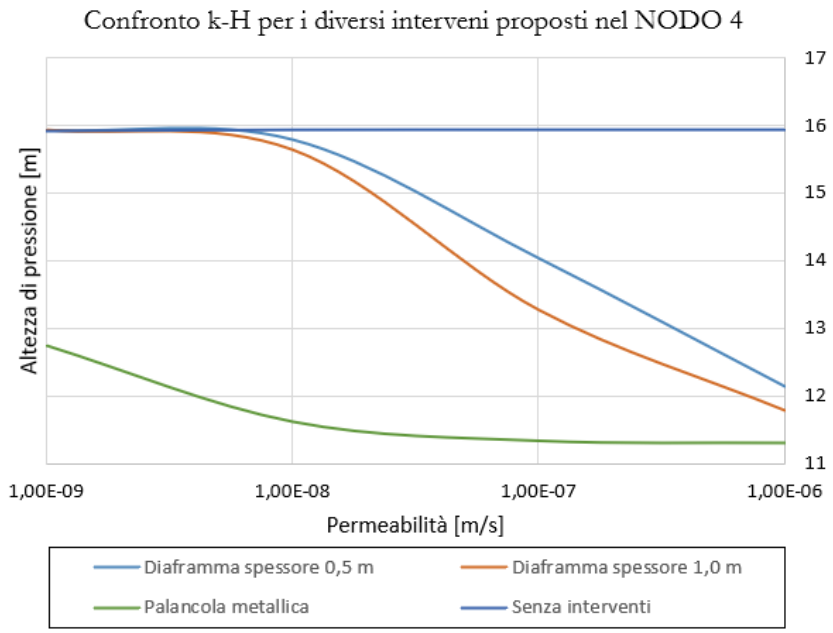


Figura 7.33: Confronto permeabilità- altezza di pressione per il NODO 4

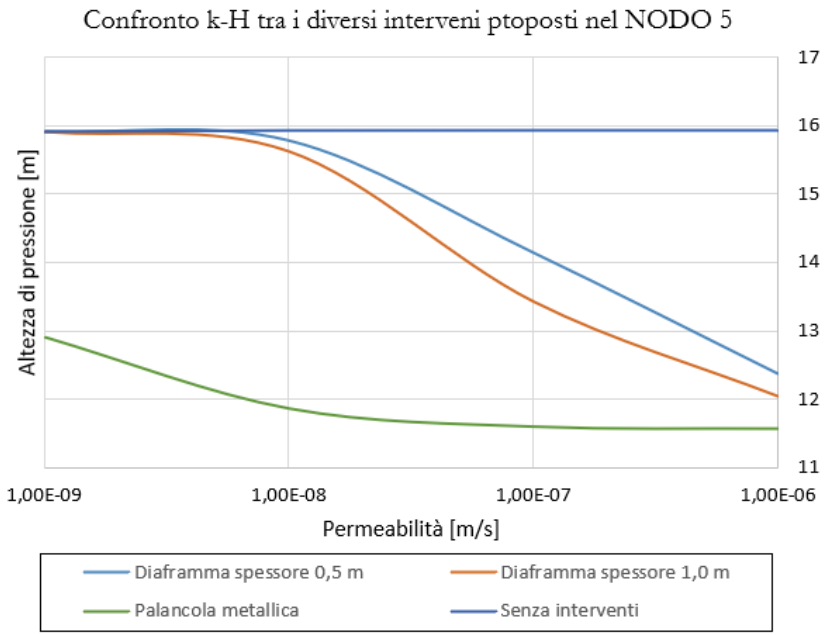


Figura 7.34: Confronto permeabilità- altezza di pressione per il NODO 5

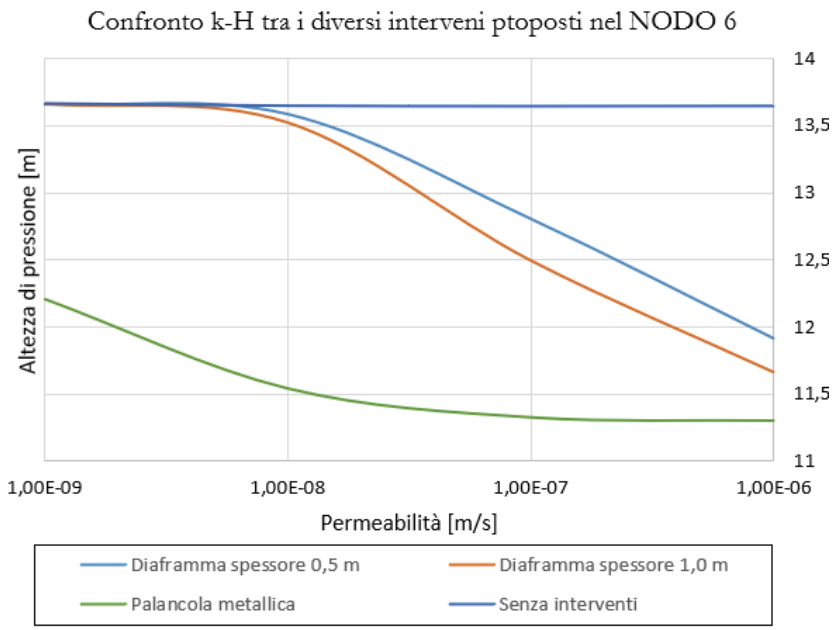


Figura 7.35: Confronto permeabilità- altezza di pressione per il NODO 6

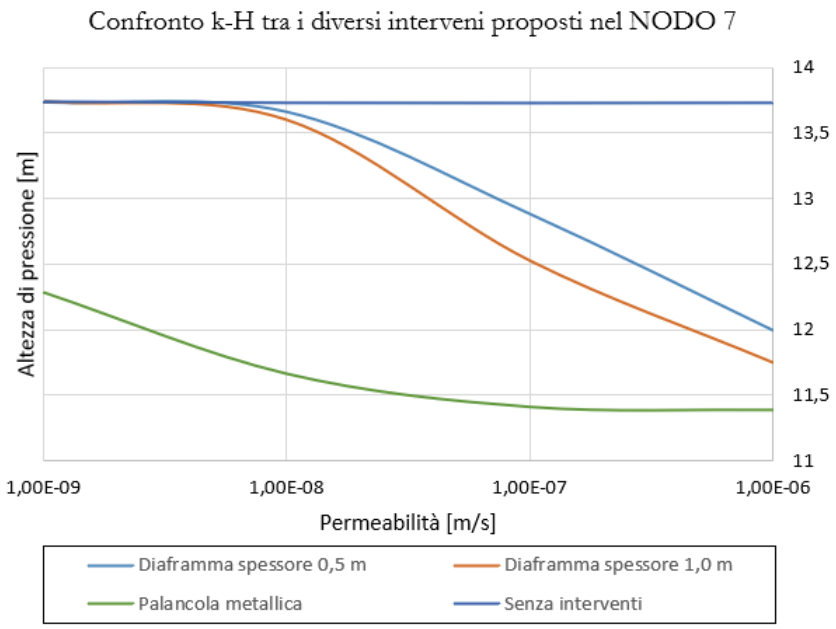


Figura 7.36: Confronto permeabilità- altezza di pressione per il NODO 7

Innanzitutto, come ci si aspettava, l'efficienza dei vari interventi è garantita poiché all'aumentare della conducibilità idraulica del terreno, l'abbattimento dell'altezza di pressione, prodotta dall'opera d'intercettazione del flusso, è progressivamente maggiore rispetto a quella della condizione da cui si è partiti.

Possiamo inoltre notare come tra tutti gli interventi proposti, quello che garantisce una maggiore efficienza in termini di abbattimento dell'altezza di pressione è dato dall'impiego della palancola metallica. Questo perché, essendo un elemento impermeabile, blocca totalmente il flusso dell'acqua, permettendo ad esso di passare esclusivamente al di sotto, nello strato di fondazione.

Il primo aspetto riscontrabile è che, all'aumentare della conducibilità idraulica del terreno, l'abbattimento dell'altezza di pressione, prodotta dall'opera d'intercettazione del flusso, è progressivamente maggiore rispetto a quella della condizione da cui si è partiti. Tuttavia, per terreni dotati di una medio – bassa permeabilità (valori intorno a 10^{-5} -10^{-6} m/s) sono da considerarsi validi entrambi gli interventi, poiché gli abbattimenti di H generato sono pressoché simili.

Si pone ora l'attenzione sull'effetto del diaframma plastico al variare del suo stesso spessore. Confrontando le due configurazioni, si può evincere che, se il rapporto tra la permeabilità dell'opera e quella del terreno è di circa due ordini di grandezza (valori del terreno pari a $k=10^{-7}$ m/s) l'abbattimento della pressione totale è maggiore nel diaframma di spessore pari

a 1,00 m rispetto a quello avente spessore di 0,50 m. Questo lo si riscontra in tutti i grafici dei vari nodi, in particolare nel nodo 1 (*Figura 7.30*), dove la differenza tra le due soluzioni è maggiore di 1,00 m.

Se però la permeabilità del terreno che costituisce il corpo arginale è più elevata, si denota come lo spessore giochi un ruolo meno importante sulla sua efficacia, in quanto per tutti i grafici le due curve tendono ad avvicinarsi raggiungendo un valore simile. Ancora una volta si evince che, la conoscenza della stratigrafia e la definizione corretta delle proprietà dei vari livelli sono estremamente importanti nella determinazione dell'efficacia di un'opera rispetto all'altra.

Guardando i diagrammi nel loro insieme, invece, si può affermare che più ci si allontana dalla cresta dell'argine, e quindi dalla zona in cui è situata l'opera, più la diminuzione dell'altezza di pressione è minore, anche perché essa è influenzata dalla condizione al contorno posta a lato campagna.

7.4 ALTRI POSSIBILI INTERVENTI MIGLIORATIVI

Oltre alle soluzioni proposte nel precedente paragrafo, è opportuno considerare ulteriori interventi migliorativi che possono contribuire significativamente alla mitigazione del rischio idraulico e alla protezione delle aree soggette a inondazioni.

Uno dei primi interventi valutabili è l'ampliamento della berma alta sul lato campagna. Questo intervento risulta particolarmente efficace poiché i risultati delle analisi numeriche hanno evidenziato, in questa area, fenomeni di erosione al piede. L'ampliamento della berma consente di contenere la linea di imbibizione, riducendo le erosioni al piede e quindi incrementare la stabilità strutturale dell'argine, limitandone il rischio di scivolamento o cedimento locale.

Un'altra opzione, più radicale ma talvolta necessaria, è la ricostruzione completa dell'argine. Questa soluzione è particolarmente indicata nei casi in cui gli argini esistenti presentano gravi deficit strutturali o non rispettano più i requisiti stabiliti dalle normative italiane. Nel caso di via del Tiglio, dalle prove ERT si è riscontrata una forte eterogeneità nel materiale che costituisce il corpo arginale, indice forse di una non adeguata compattazione. Anche in corrispondenza del paramento esterno si sono riscontrati, durante i sopralluoghi effettuati nel marzo 2024, diversi solchi in corrispondenza del paramento a lato campagna (*Figura 7.31*).

Figura 7.37: Problematiche riscontrate a seguito dei sopralluoghi effettuati nell'area di via del Tiglio

Una ricostruzione ex novo permetterebbe di adottare criteri progettuali moderni, materiali di alta qualità e metodologie costruttive avanzate, garantendo così un miglioramento globale

in termini di resistenza idraulica e durata nel tempo. Tale intervento, sebbene più oneroso, offre una soluzione definitiva alle problematiche riscontrate.

Infine, è possibile prevedere l'inserimento di bacini di laminazione lungo il corso del fiume, in particolare nei tratti più critici o dove la pressione idraulica durante gli eventi di piena è maggiore. Le vasche di laminazione fungono da bacini di accumulo temporaneo, permettendo di trattenere parte delle portate di piena e rilasciarle gradualmente a valle. Questo approccio non solo riduce il livello massimo della piena, ma protegge anche gli argini dalle sollecitazioni eccessive, diminuendo il rischio di tracimazione e collasso.

Figura 7.38: Esempio di vasche di laminazione a cielo aperto nel comune di Castrezzato (Brescia)

I bacini di laminazione possono sembrare una soluzione particolarmente drastica, in quanto richiedono ampie aree di terreno, significativi investimenti economici e un'attenta pianificazione territoriale. Tuttavia, le recenti inondazioni che hanno colpito il territorio emiliano, con quasi tre eventi rilevanti registrati in un solo anno, evidenziano l'urgenza di strategie più incisive.

Questi eventi, strettamente legati ai cambiamenti climatici in corso, mostrano un aumento della frequenza e dell'intensità delle piene, rendendo indispensabile un ripensamento delle infrastrutture di gestione idraulica. In tale contesto, le vasche di laminazione si configurano non solo come una soluzione necessaria per ridurre le portate di piena, ma anche come un adattamento preventivo e resiliente a fronte di uno scenario climatico sempre più problematico.

8 CONCLUSIONI

Questo studio ha consentito di analizzare le problematiche legate alla rottura e all'immediata riparazione dell'argine nell'area di via del Tiglio, nel comune Massa Lombarda (RA), a seguito della grave inondazione di maggio 2023.

Attraverso l'elaborazione di modelli numerici, si sono identificate le principali criticità della struttura esistente, quali infiltrazioni significative e conseguenti problemi di erosione al piede del corpo arginale. Non sono stati invece rilevati problemi di stabilità globale della struttura.

Grazie ai risultati ottenuti, sono stati proposti interventi strutturali mirati alla riduzione dei rischi idraulici e al conseguente aumento della sicurezza dell'argine.

Tra le soluzioni ipotizzate, l'impiego di palancole metalliche e diaframmi plastici si è rivelato particolarmente efficace per contenere il fenomeno della filtrazione. La palancola metallica fornisce delle prestazioni migliori rispetto all'impiego del diaframma plastico. Lo studio ha inoltre evidenziato come nel secondo caso non sussistano evidenti differenze tra la modellazione con uno spessore di 1,00 m e quello di 0,50 m, anche se questo dipende dai rapporti di permeabilità con il materiale costituente l'arginatura.

Questo studio, considerata la frequenza degli eventi alluvionali, potrebbe contribuire significativamente al miglioramento della sicurezza idraulica ed essere di riferimento per futuri interventi su altre aree fluviali in caso di simili calamità.

A conferma di questo, nel settembre ed ottobre 2024, si sono verificati due eventi alluvionali di simile entità che hanno causato una nuova rottura a poche centinaia di metri da quella generatasi nel maggio 2023 in via Merlo, nel comune di Conselice (RA). Prendendo in considerazione però l'area di studio di via del Tiglio, l'argine ha dimostrato di resistere alle sollecitazioni straordinarie senza subire danni rilevanti, evidenziando dunque l'efficacia degli interventi effettuati. Questo risultato rappresenta una prova concreta della validità delle analisi effettuate.

In conclusione, dunque, si può affermare che al momento il tratto dell'argine nell'area di via del Tiglio è stato riparato correttamente. Si evidenzia però come il verificarsi di nuovi eventi alluvionali di simili entità potrebbero portare a fenomeni di erosione al piede della banca lato campagna. Si raccomanda pertanto uno studio più approfondito per valutarne le modalità di intervento che consentano di mitigarne il problema.

BIBLIOGRAFIA

Bonelli S. (2013) "Erosion in Geomechanics Applied to Dams and Levees". Contact erosion. Series Editor François Nicot.

Brath A, Casagli N., Marani M., Mercogliano P., Motta R. (Bologna, 12 dicembre 2023) Rapporto della Commissione tecnico-scientifica istituita con deliberazione della Giunta Regionale n. 984/2023 e determinazione dirigenziale 14641/2023, al fine di analizzare gli eventi meteorologici estremi del mese di maggio 2023. Regione Emilia – Romagna. Direzione generale cura del territorio e dell'ambiente.

Ceccato F., Simonini P., Malvestio S., Effect of Animal Burrows on the Vulnerability of Levees to Concentrated Erosion, 2022

Ceccato F. Simonini P. The effect of heterogeneities and small cavities on levee failures: The case study of the Panaro levee breach (Italy) on 6 December 2020, 2022

Ciria, U.S. Army Corps of Engineers (2013) "The International Levee Handbook". CIRIA C731.

Colleselli F. (a cura di) (1994) "Problemi geotecnici relativi alle arginature e alle sponde dei fiumi e canali". CISM, Udine.

Colleselli F. e Da Deppo L. (2021) "Designes, Codes and Standards development in Italy for levees. Atti del 42° Corso di Aggiornamento "Tecniche per la difesa del suolo e dell'inquinamento". EdiBios, Cosenza 2021.

Corpo Reale del Genio Civile (1929) "Istruzioni generali per il servizio di piena delle arginature maestre del fiume Po e dei fiumi e torrenti rigurgitati". Tipografia Riunite Donati, Parma.

Da Deppo L., Datei C. (2022) "Manuale sulla difesa dalle esondazioni e sulla chiusura delle rotte arginali". Terza edizione, Edizioni progetto Padova.

Da Deppo, L., Datei, C., & Salandin, P. (2004). Sistemazione dei corsi d'acqua. Libreria Internazionale Cortina.

Lancellotta R. (giugno 2012) Geotecnica. Quarta Edizione. Zanichelli.

Lancellotta R., Ciancimino A., Costanzo D., Foti S., Progettazione geotecnica, 2020

Manuelli C. Gamberini G. (Bologna, 29 maggio 2023) Perizia giustificativa dei lavori (Art.163 comma 4 D.Lgs 50/2016) – Comune di Imola – Lavori di Somma Urgenza per il ripristino del corpo arginale del torrente Sillaro a seguito di rotta in corrispondenza di Via Merlo 5 verificatasi in conseguenza delle avverse condizioni meteorologiche che, a partire dal giorno 1° maggio 2023, hanno colpito il territorio della Città Metropolitana di Bologna.

Manuelli C. Gamberini G. (Bologna, 29 maggio 2023) Perizia giustificativa dei lavori (Art.163 comma 4 D.Lgs 50/2016) – Comune di Imola (Bo) – Lavori di Somma Urgenza per il ripristino del corpo arginale sinistro del torrente Sillaro a seguito della rotta in corrispondenza di via del Tiglio, verificatasi successivamente all'evento di piena del 2 maggio 2023.

Manuelli C. Gamberini G. (Bologna, 14 luglio 2023) Perizia giustificativa dei lavori (Art.163 comma 4 D.Lgs 50/2016) – Comune di Medicina – Lavori di Somma Urgenza per il ripristino del corpo arginale del torrente Sillaro a seguito del crollo del paramento interno in corrispondenza di via di Dozza 1264 verificatasi in conseguenza delle avverse condizioni meteorologiche che, a partire dal giorno 16 maggio 2023, hanno colpito il territorio della Città Metropolitana di Bologna.

Manuelli C. Gamberini G. (Bologna, 16 agosto 2023) Perizia giustificativa dei lavori - Integrazione (Art.163 comma 4 D.Lgs 50/2016) – Comune di Imola – Lavori di Somma Urgenza per il ripristino del corpo arginale del torrente Sillaro a seguito di rotta in corrispondenza di Via Merlo 5 verificatasi in conseguenza delle avverse condizioni meteorologiche che, a partire dal giorno 1° maggio 2023, hanno colpito il territorio della Città Metropolitana di Bologna.

Manuelli C. Gamberini G. (Bologna, 30 agosto 2023) Perizia giustificativa dei lavori (Art.140 del D.Lgs 31 marzo 2023 N.36) – Comuni di Medicina e Imola – Lavori di Somma Urgenza per la ripresa erosioni spondali Torrente Sillaro verificatesi in seguito alle avverse condizioni meteorologiche che, a partire dal giorno 16 maggio 2023, hanno colpito il territorio della Città Metropolitana di Bologna.

Ministero delle infrastrutture e dei trasporti (Decreto 17 gennaio 2018) Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni". Gazzetta ufficiale della Repubblica Italiana.

Morgenstern, NR U., e V. Eo Price. "L'analisi della stabilità delle superfici di scivolamento generali." Geotechnique 15.1 (1965)

Philippe P. e Richard T. (2008). "Start and stop of an avalanche in a granular medium subjected to an inner water flow". Physical Review E 77, 041306.

Sileo M., Gregori L. (febbraio 2020) Indagine geologica geotecnica descrittiva in merito ad indagini eseguite in destra e sinistra idrografica del Sillaro. Committente: Regione Emilia - Romagna – Agenzia Regionale per la Sicurezza territoriale e la Protezione Civile – Servizio Area Reno e Po di Volano. SILGEO.

Sileo M. (22 luglio 2024) Rapporto Tecnico Descrittivo relativo alle indagini eseguite in due tratti del Fiume Sillaro – "O.C.S. 15/2023 – Intervento 18670 – Intervento di rinforzo delle arginature del Torrente Sillaro". Committente: Regione Emilia - Romagna Settore Sicurezza Territoriale e Protezione Civile Distretto Reno – Ufficio territoriale di Bologna. SILGEO.

Simonini P., Ceccato F., Dalla Santa G., Charad M. A., Lenzi M., Bettin E., Nordio M. (2024) Corso d'acqua: Sillaro. Quadri di sintesi delle criticità occorse e azioni di sistemazione.

Simonini P., Ceccato F., Dalla Santa G., Lenzi M., Bettin E., Nordio M. (2024) Corso d'acqua: Sillaro. Linee d'indirizzo tecnico-operativo per la valutazione degli interventi di ripristino e miglioramento delle condizioni di sicurezza nel medio periodo.

Simonini, P., Cola, S., & Bersan, S. Caratterizzazione geotecnica, meccanismi di collasso e monitoraggio degli argini fluviali-relazione generale (2014)]

U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, U.S. Army Corps of Engineers building strong, 2019, "Best Practices in Dam and Levee Safety Risk Analysis".

ALLEGATI INTEGRATIVI

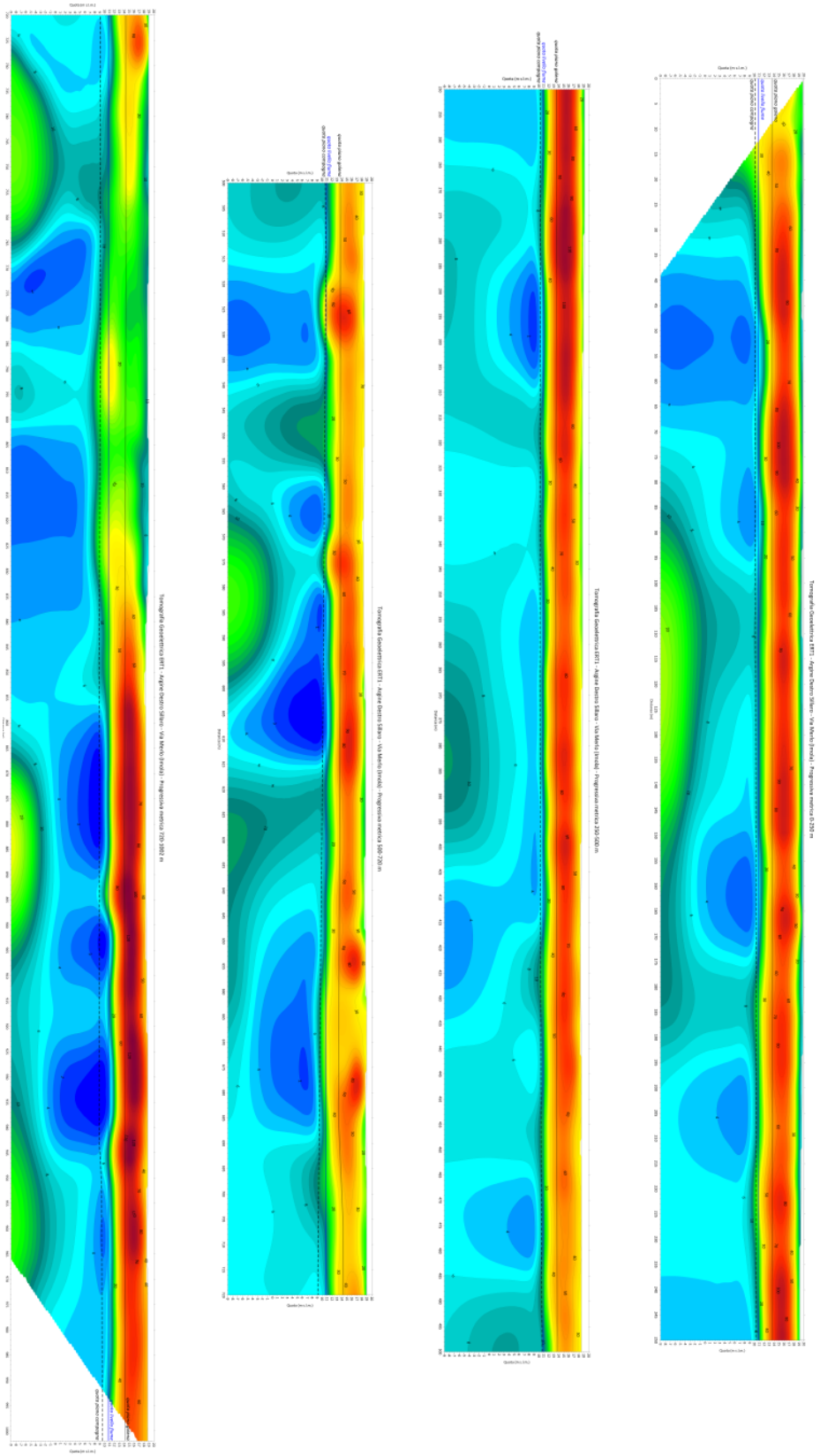
A supporto delle analisi descritte nel presente lavoro, si allegano documenti integrativi che includono dettagli tecnici, elaborati grafici e fotografie dei sopralluoghi effettuati. Questi materiali forniscono un ulteriore approfondimento sui dati rilevati e sulle metodologie utilizzate, contribuendo a una maggiore comprensione degli aspetti trattati e delle soluzioni proposte.

In particolare:

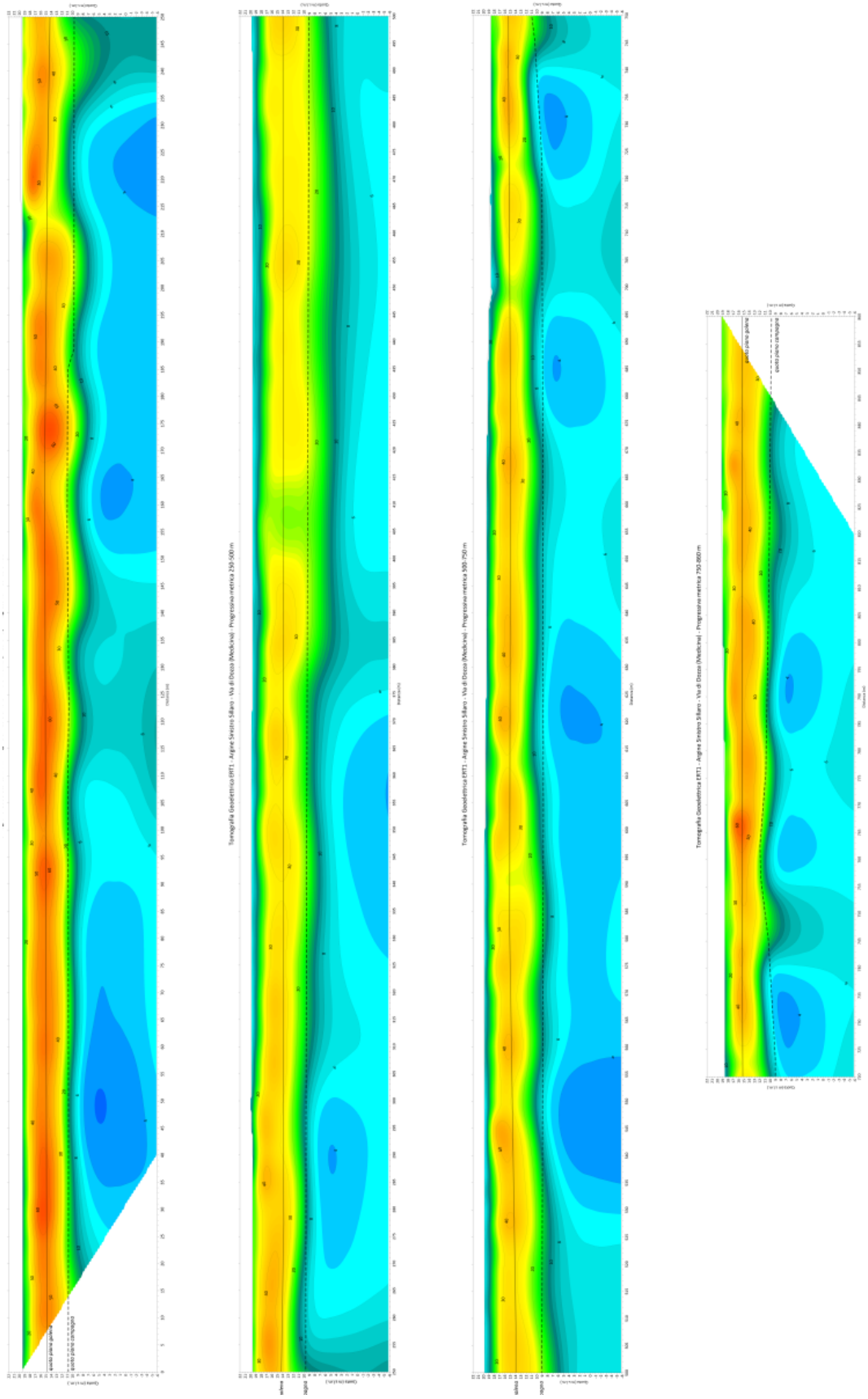
- L'Allegato 1 contiene con dettaglio i risultati delle prove ERT effettuate nell'area di via Merlo;
- L'Allegato 2 contiene con dettaglio i risultati delle prove ERT effettuate nell'area di via del Tiglio;
- L'allegato 3 contiene informazioni dettagliate relative alle prove di laboratorio effettuate per i campioni prelevati nell'area di via Merlo;
- L'allegato 4 contiene informazioni dettagliate relative alle prove di laboratorio effettuate per i campioni prelevati nell'area di via del Tiglio.

ALLEGATO 1: PROVE ERT NELL'AREA DI VIA MERLO

Prova ERT longitudinale sull' argine in destra idraulica di via Merlo

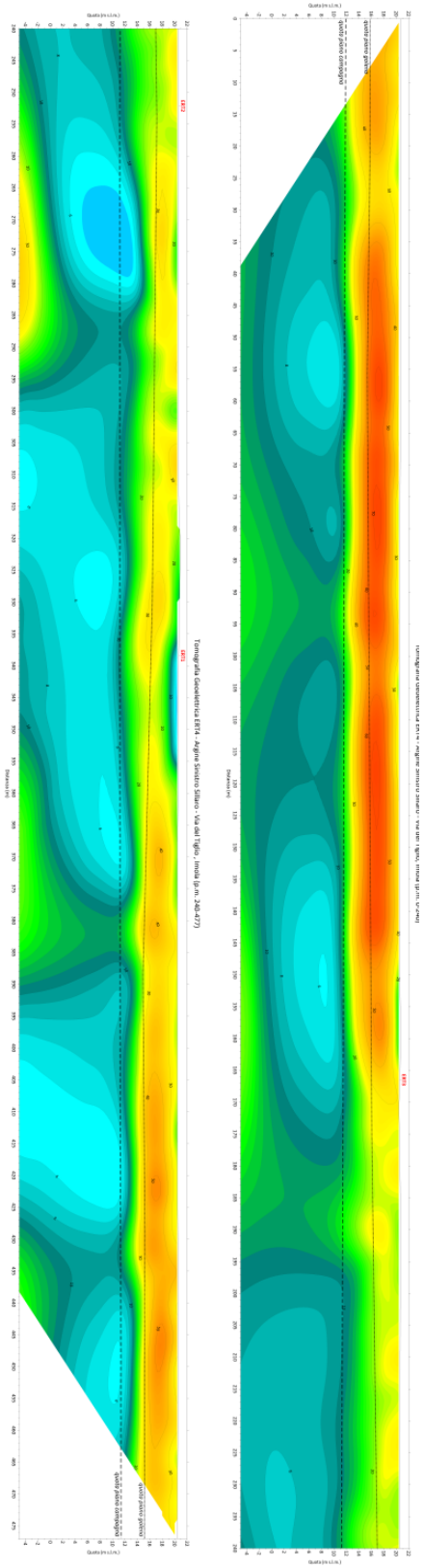


Prova ERT longitudinale sull'argine sinistro in sinistra idraulica nell'area di via Merlo



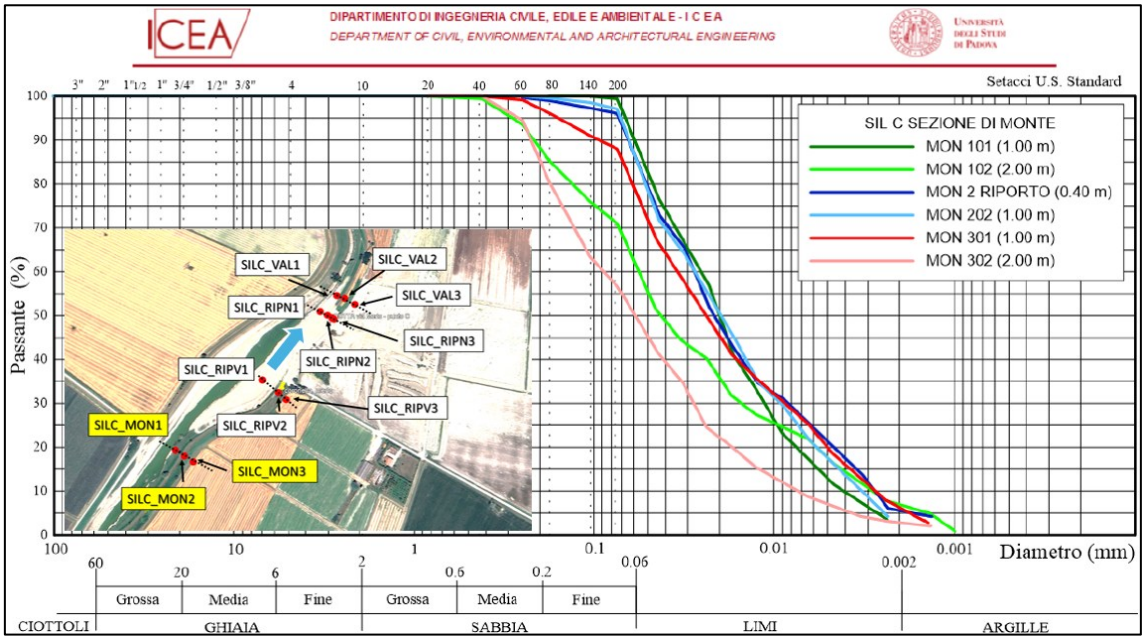
ALLEGATO 2: PROVE ERT NELL'AREA DI VIA DEL TIGLIO

Prova ERT longitudinale sull'argine sinistro in sinistra idraulica nell'area di via del Tiglio

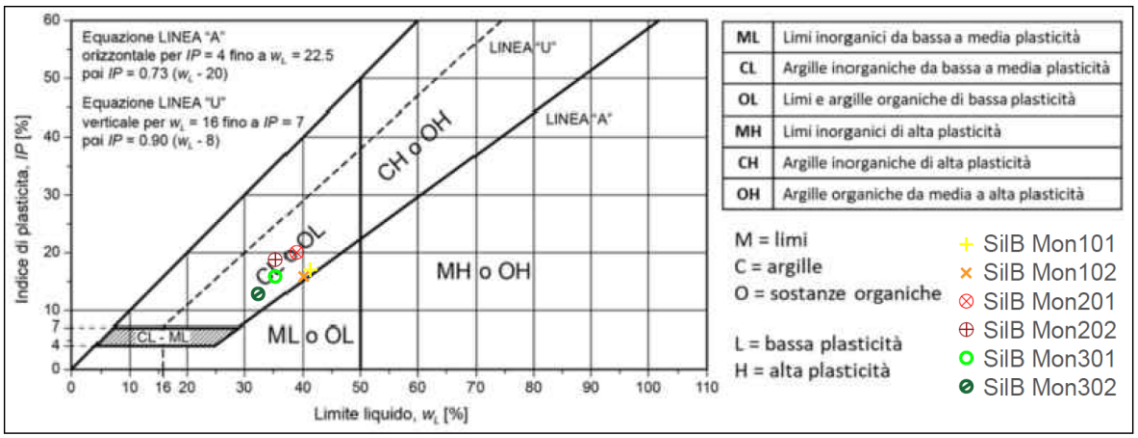


ALLEGATO 3: PROVE DI LABORATORIO DELL'AREA DI VIA MERLO

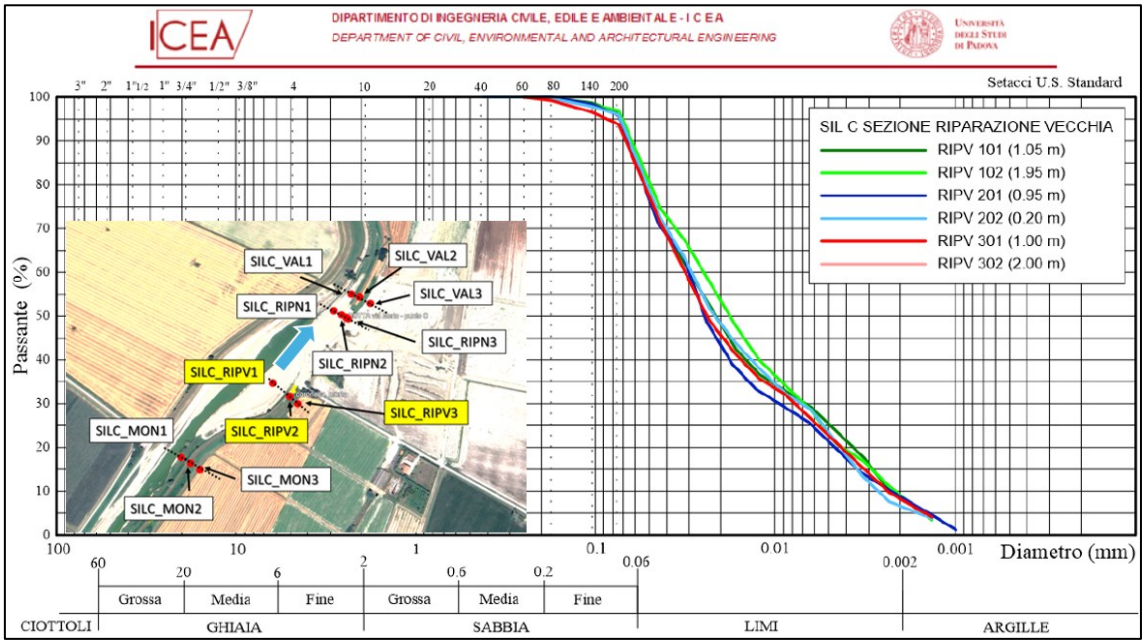
Curva granulometrica dei sondaggi nel tratto di monte, denominato SILC_MON.



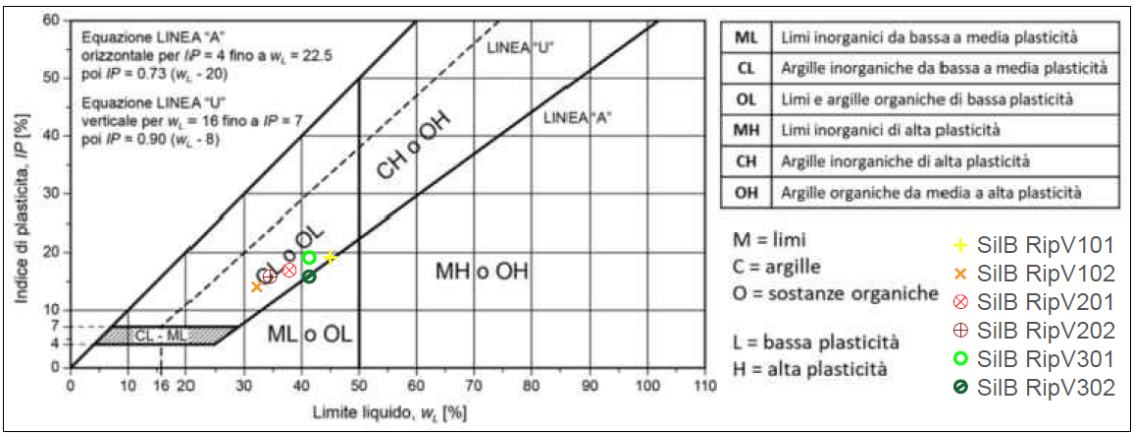
Carta di Casagrande dei sondaggi nel tratto di monte, denominato SILC_MON.



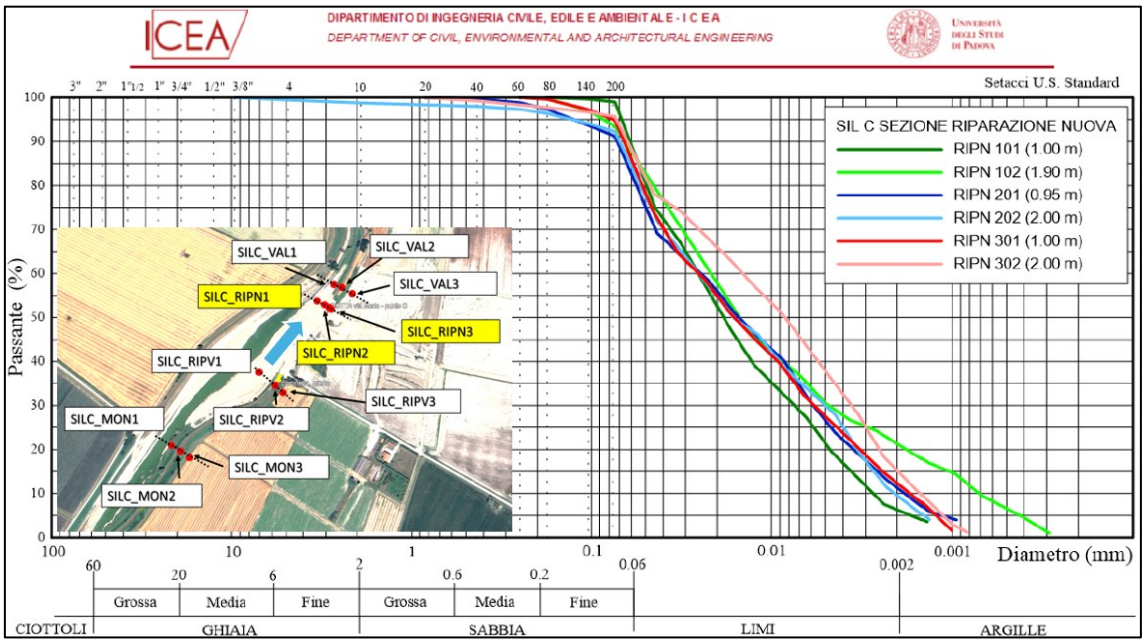
Curva granulometrica dei sondaggi nel tratto della riparazione vecchia, denominato SILC_RIPV.



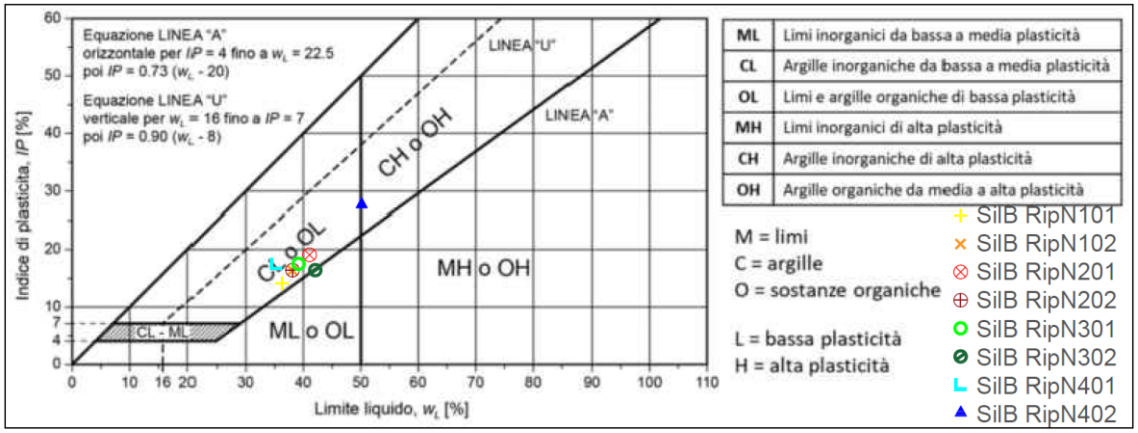
Carta di Casagrande dei sondaggi nel tratto della riparazione vecchia, denominato SILC_RIPV.



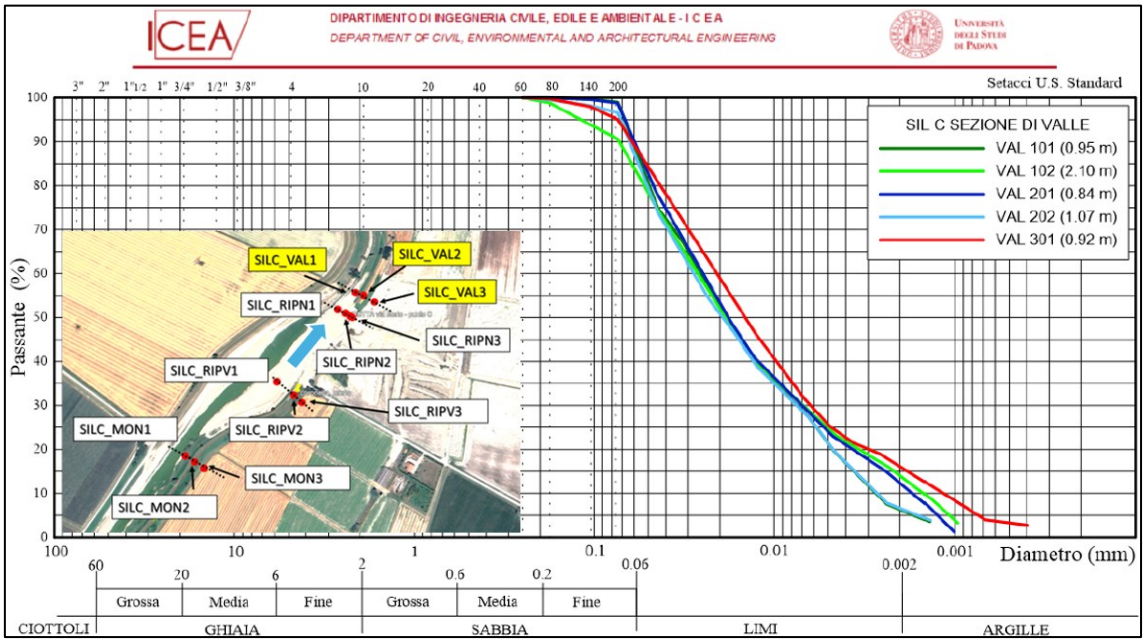
Curva granulometrica dei sondaggi nel tratto della riparazione nuova, denominato SILC_RIPN.



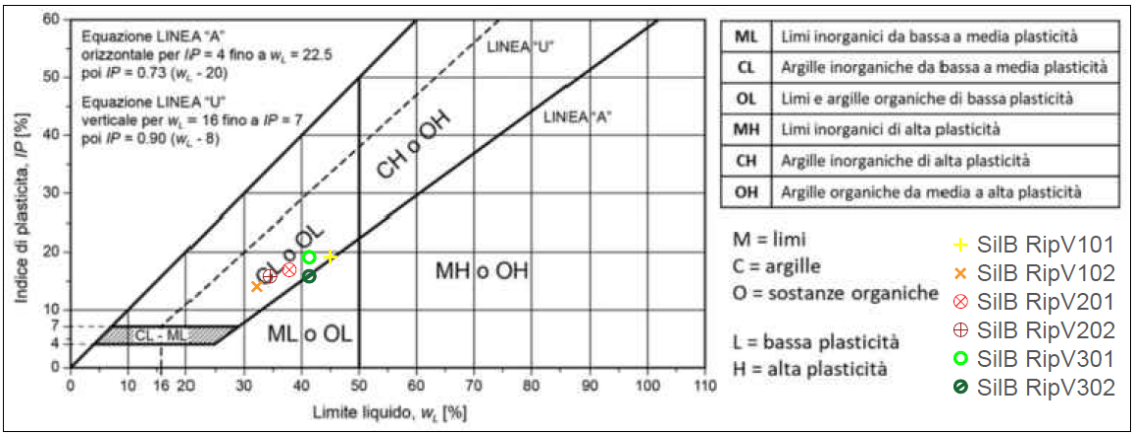
Carta di Casagrande dei sondaggi nel tratto della riparazione nuova, denominato SILC_RIPN.



Curva granulometrica nel tratto di valle, denominato SILC_VAL.



Carta di Casagrande dei sondaggi nel tratto di valle, denominato SILC_VAL.

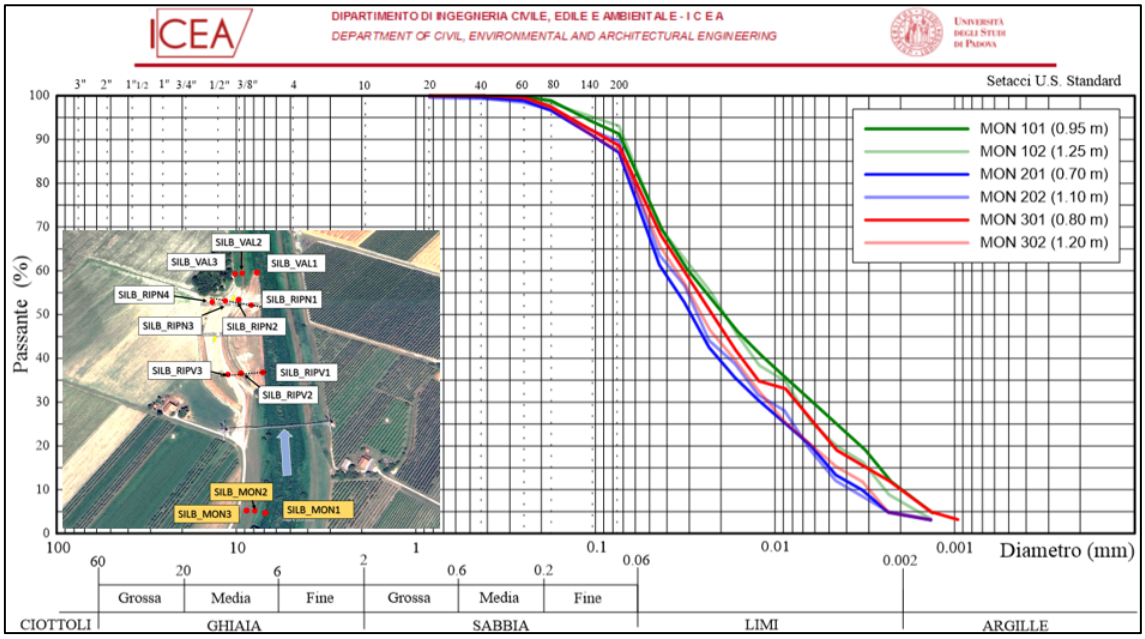


Risultati delle prove di laboratorio per i campioni sull'area di via Merlo.

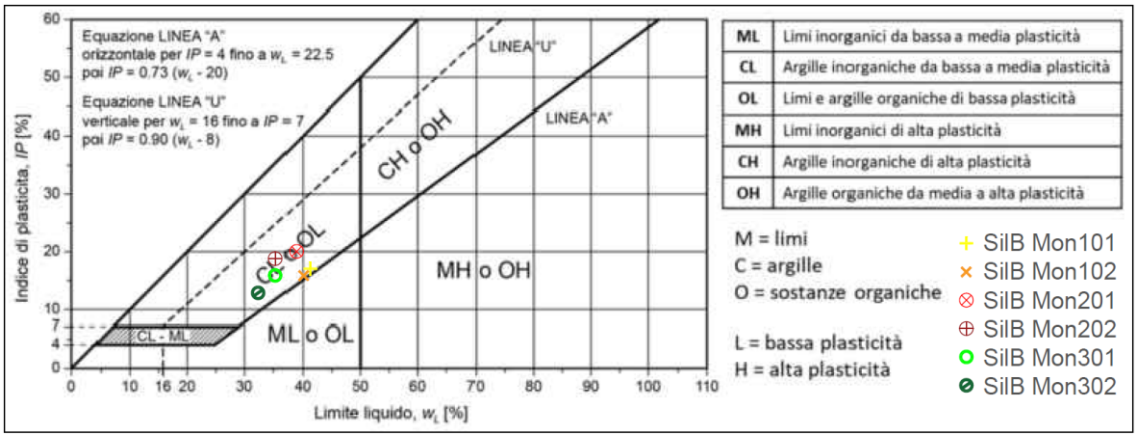
CLASSIFICAZIONE CAMPIONI SONDAGGIO SILC							
CAMPIONE	QUOTA	G_S	w_L	w_P	I_P	CLASSIFICAZIONE	
-	[m. da P.C.]	-	[%]	[%]	[%]	DESCRIZIONE DEL MATERIALE	USCS
SILC MON 101	1,00	2,627	38	22	16	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILC MON 102	2,00		31	18	13	Argilla limosa inorganica con presenza di sabbia media e con sabbia fine	CL
SILC MON 2 RIPORTO	0,40		41	22	19	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILC MON 202	1,00	2,694	41	21	20	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILC MON 301	1,00	2,708	36	16	20	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia media e presenza di sabbia fine	CL
SILC MON 302	2,00		32	20	12	Argilla limosa inorganica con sabbia da media a fine	CL
SILC RIPN 101	1,00	2,687	43	21	22	Argilla inorganica con tracce di sabbia da grossa a fine	CL
SILC RIPN 102	1,90		39	20	19	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILC RIPN 201	0,95	2,602	47	23	24	Argilla inorganica con tracce di sabbia media e fine	CL
SILC RIPN 202	2,00		46	22	24	Argilla inorganica con tracce di sabbia da grossa a fine	CL
SILC RIPN 301	1,00	2,645	41	25	16	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILC RIPN 302	2,00		49	22	27	Argilla limosa inorganica con tracce di sabbia media e fine	CL
SILC RIPV 101	1,05	2,708	40	22	18	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILC RIPV 102	1,95		42	22	20	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILC RIPV 201	0,95	2,707	40	20	20	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILC RIPV 202	2,00		41	22	19	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILC RIPV 301	1,00	2,681	41	22	19	Argilla debolmente limosa inorganica con presenza di sabbia fine	CL
SILC RIPV 302	2,00		55	27	28	Argilla inorganica	CH
SILC VAL 101	0,95	2,649	43	23	20	Argilla debolmente limosa inorganica	CL
SILC VAL 102	2,10		42	23	19	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILC VAL 201	0,84	2,681	38	19	19	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILC VAL 202	1,07		42	22	20	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILC VAL 301	0,92	2,676	39	24	15	Argilla debolmente limosa inorganica con presenza di sabbia fine	CL
SILC VAL 302	2,00		47	21	26	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL

ALLEGATO 4: PROVE DI LABORATORIO DELL'AREA DI VIA DEL TIGLIO

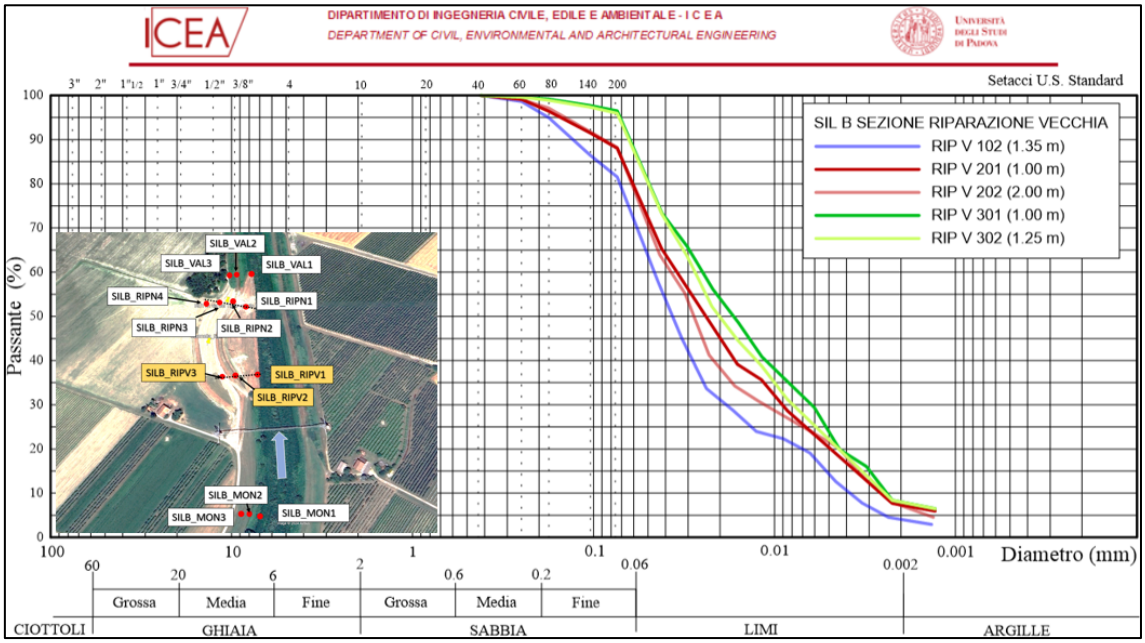
Curva granulometrica dei sondaggi nel tratto di monte, denominato SILB_MON.



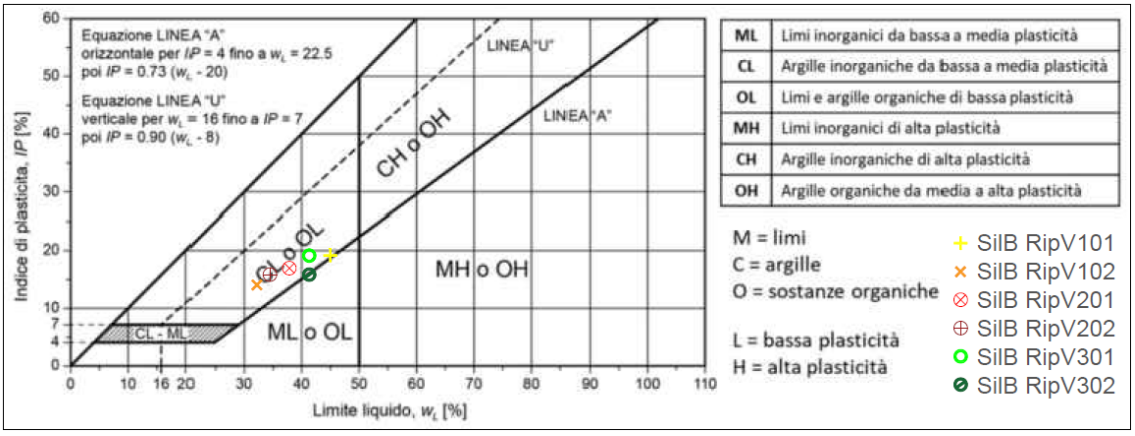
Carta di Casagrande dei sondaggi nel tratto di monte, denominato SILB_MON.



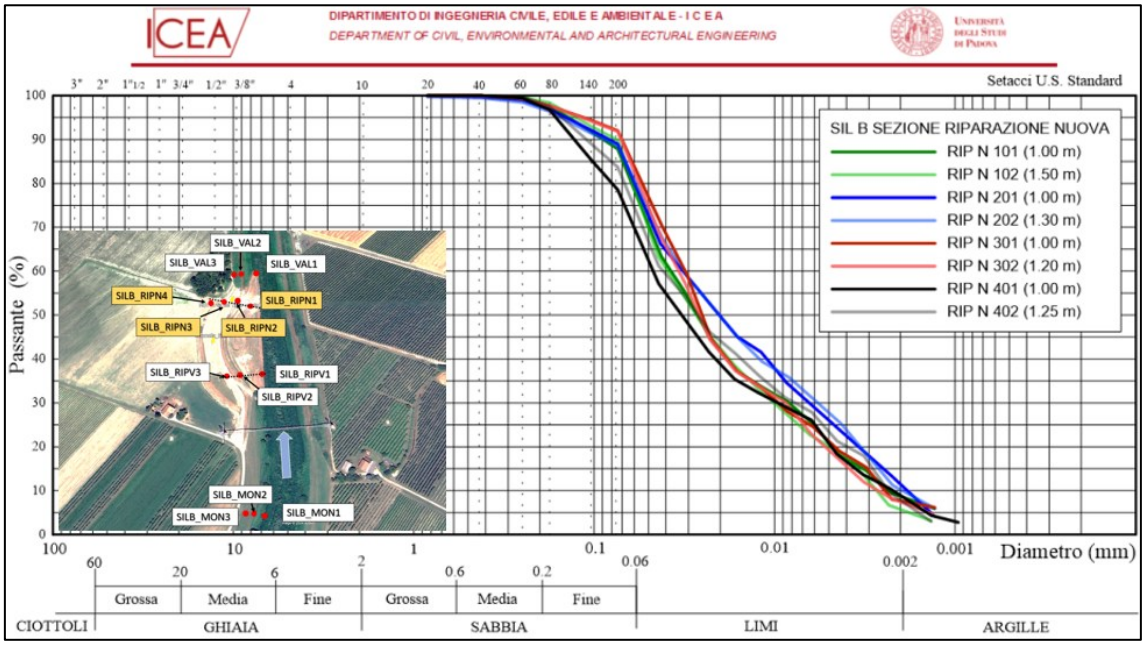
Curva granulometrica dei sondaggi nel tratto della riparazione vecchia, denominato SILB_RIPV.



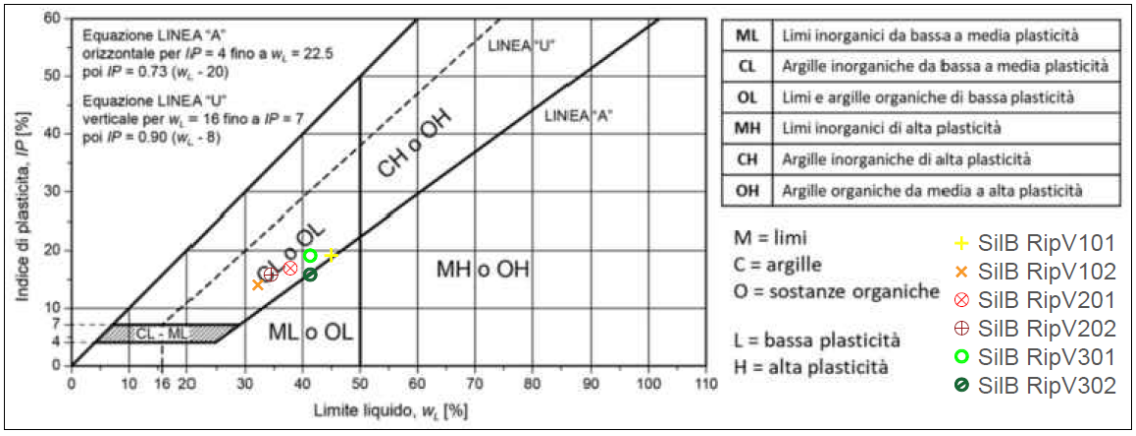
Carta di Casagrande dei sondaggi nel tratto della riparazione vecchia, denominato SILB_RIPV.



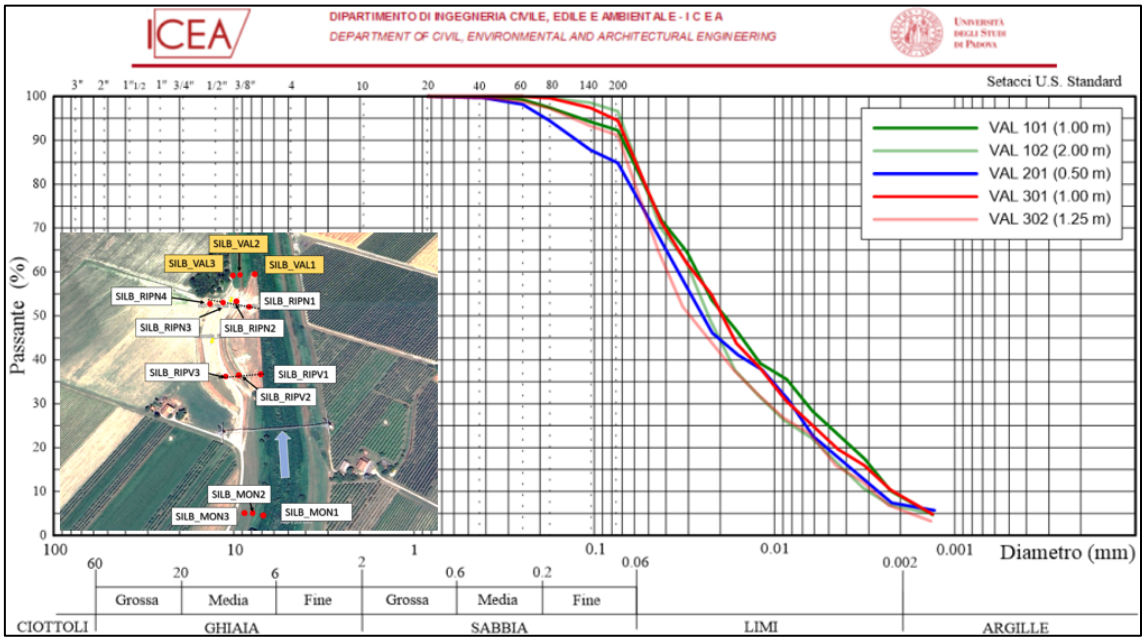
Curva granulometrica dei sondaggi nel tratto della riparazione nuova, denominato SILB_RIPN.



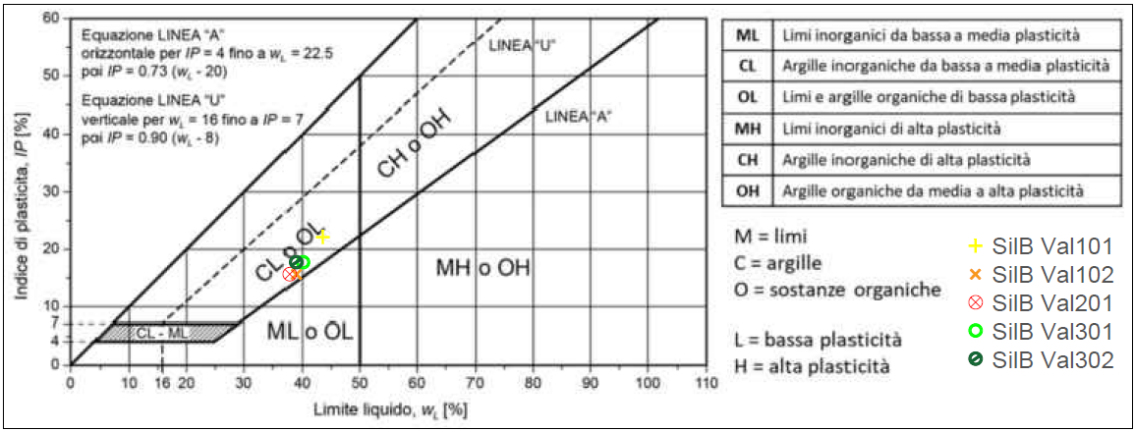
Carta di Casagrande dei sondaggi nel tratto della riparazione nuova, denominato SILC_RIPN.



Curva granulometrica nel tratto di valle, denominato SILB_VAL.



Carta di Casagrande dei sondaggi nel tratto di valle, denominato SILB_VAL.



Risultati delle prove di laboratorio per i campioni sull'area di via del Tiglio.

CLASSIFICAZIONE CAMPIONI SONDAGGIO SILB							
CAMPIONE	QUOTA	G_S	w_L	w_P	I_P	CLASSIFICAZIONE	
-	[m. da P.C.]	-	[%]	[%]	[%]	DESCRIZIONE DEL MATERIALE	USCS
SILB MON 101	0,95		41	24	17	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILB MON 102	1,25		40	24	16	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILB MON 201	0,70	2,660	39	19	20	Argilla debolmente limosa inorganica con presenza di sabbia medio-fine	CL
SILB MON 202	1,10		35	22	19	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILB MON 301	0,80	2,692	35	19	16	Argilla debolmente limosa inorganica con presenza di sabbia fine	CL
SILB MON 302	1,20		32	19	13	Argilla debolmente limosa inorganica con presenza di sabbia fine	CL
SILB RIPN 101	1,00	2,688	36	22	14	Argilla limosa inorganica con presenza di sabbia fine	CL
SILB RIPN 102	1,50		38	22	16	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILB RIPN 201	1,00	2,684	41	22	19	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILB RIPN 202	1,30		38	22	16	Argilla debolmente limosa inorganica con presenza di sabbia medio-fine	CL
SILB RIPN 301	1,00	2,682	39	22	17	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia medio-fine	CL
SILB RIPN 302	1,20		42	26	16	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILB RIPN 401	1,00	2,677	35	18	17	Argilla debolmente limosa inorganica con sabbia fine	CL
SILB RIPN 402	1,25		50	22	28	Argilla inorganica con presenza di sabbia fine	ML
SILB RIPV 101	0,90	2,680	45	26	19	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILB RIPV 102	1,35		32	18	14	Argilla limosa inorganica con presenza di sabbia fine	CL
SILB RIPV 201	1,00		38	21	17	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILB RIPV 202	2,00		34	18	16	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILB RIPV 301	1,00		41	22	19	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILB RIPV 302	1,25		41	25	16	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	ML
SILB VAL 101	1,00	2,661	43	21	22	Argilla inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILB VAL 102	2,00		39	23	16	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILB VAL 201	1,00	2,691	38	22	16	Argilla debolmente limosa inorganica con presenza di sabbia medio-fine	CL
SILB VAL 301	1,25	2,656	40	22	18	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL
SILB VAL 302	0,50		39	21	18	Argilla debolmente limosa inorganica con tracce di sabbia fine	CL