



Università degli Studi di Parma

**Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente, del Territorio e Architettura
Scuola di Dottorato in Ingegneria e Architettura
XXVIII Ciclo
Curriculum: Protezione Idraulica del Territorio**

Roberta Lanubile

Indagine modellistica sulla tenuta idraulica delle difese arginali deputate alla protezione idraulica del territorio

Investigation with numerical models on the hydraulic safety of the embankments appointed for the protection of alluvial plains

Dissertazione per il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca

Tutor: Prof.ssa Ing. Maria Giovanna Tanda

Co-tutor: Ing. Andrea Zanini

Coordinatore del dottorato: Prof. Ing. Gianfranco Forlani

Parma, Gennaio 2016

Sommario

La prima parte di questo lavoro di tesi tratta dell'interazione tra un bacino di laminazione e il sottostante acquifero: è in fase di progetto, infatti, la costruzione di una cassa di espansione sul torrente Baganza, a monte della città di Parma. L'obiettivo di tale intervento è di ridurre il rischio di esondazione immagazzinando temporaneamente, in un serbatoio artificiale, la parte più pericolosa del volume di piena che verrebbe rilasciata successivamente con portate che possono essere agevolmente contenute nel tratto cittadino del torrente. L'acquifero è stato preliminarmente indagato e monitorato permettendone la caratterizzazione litostratigrafica. La stratigrafia si può riassumere in una sequenza di strati ghiaioso-sabbiosi con successione di lenti d'argilla più o meno spesse e continue, distinguendo due acquiferi differenti (uno freatico ed uno confinato). Nel presente studio si fa riferimento al solo acquifero superficiale che è stato modellato numericamente, alle differenze finite, per mezzo del software MODFLOW_2005. L'obiettivo del presente lavoro è di rappresentare il sistema acquifero nelle condizioni attuali (in assenza di alcuna opera) e di progetto. La calibrazione è stata condotta in condizioni stazionarie utilizzando i livelli piezometrici raccolti nei punti d'osservazione durante la primavera del 2013. I valori di conducibilità idraulica sono stati stimati per mezzo di un approccio geostatistico Bayesiano. Il codice utilizzato per la stima è il bgaPEST, un software gratuito per la soluzione di problemi inversi fortemente parametrizzati, sviluppato sulla base dei protocolli del software PEST. La metodologia inversa stima il campo di conducibilità idraulica combinando osservazioni sullo stato del sistema (livelli piezometrici nel caso in esame) e informazioni a-priori sulla struttura dei parametri incogniti. La procedura inversa richiede il calcolo della sensitività di ciascuna osservazione a ciascuno dei parametri stimati; questa è stata valutata in maniera efficiente

facendo ricorso ad una formulazione agli stati aggiunti del codice in avanti MODFLOW_2005_Adjoint. I risultati della metodologia sono coerenti con la natura alluvionale dell'acquifero indagato e con le informazioni raccolte nei punti di osservazione. Il modello calibrato può quindi essere utilizzato come supporto alla progettazione e gestione dell'opera di laminazione.

La seconda parte di questa tesi tratta l'analisi delle sollecitazioni indotte dai percorsi di flusso preferenziali causati da fenomeni di *piping* all'interno dei rilevati arginali. Tali percorsi preferenziali possono essere dovuti alla presenza di gallerie scavate da animali selvatici. Questo studio è stato ispirato dal crollo del rilevato arginale del Fiume Secchia (Modena), che si è verificato in gennaio 2014 a seguito di un evento alluvionale, durante il quale il livello dell'acqua non ha mai raggiunto la sommità arginale. La commissione scientifica, la cui relazione finale fornisce i dati utilizzati per questo studio, ha attribuito, con molta probabilità, il crollo del rilevato alla presenza di tane di animali. Con lo scopo di analizzare il comportamento del rilevato in condizioni integre e in condizioni modificate dall'esistenza di un tunnel che attraversa il manufatto arginale, è stato realizzato un modello numerico 3D dell'argine mediante i noti software Femwater e Feflow. I modelli descrivono le infiltrazioni all'interno del rilevato considerando il terreno in entrambe le porzioni sature ed insature, adottando la tecnica agli elementi finiti. La tana è stata rappresentata da elementi con elevata permeabilità e porosità, i cui valori sono stati modificati al fine di valutare le diverse influenze sui flussi e sui contenuti idrici. Per valutare se le situazioni analizzate presentino o meno il verificarsi del fenomeno di erosione, sono stati calcolati i valori del fattore di sicurezza. Questo è stato valutato in differenti modi, tra cui quello recentemente proposto da Richards e Reddy (2014), che si riferisce al criterio di energia cinetica critica. In ultima analisi è stato utilizzato il modello di Bonelli (2007) per calcolare il tempo di erosione ed il tempo rimanente al collasso del rilevato.

Abstract

The first part of this thesis deals with the interaction between a flood control reservoir with the groundwater system. A flood control structure has been planned to dampen the floods of the Baganza River, upstream the city of Parma (Northern Italy). The reservoir will stow the most dangerous portion of the flood volume that later on will be released at a controlled rate. The aquifer system beneath the structure has been investigated and monitored. A large numbers of boreholes have identified a sequence of gravel-sand and clayey layers that give rise to two distinct aquifers (one phreatic and one confined). With the aim of simulating the aquifer system at the current conditions (no reservoir) and of forecasting the groundwater levels at the design conditions (presence of reservoir and in case of river flood event) a numerical model has been developed by means of the MODFLOW_2005 code. The numerical model has been calibrated in steady-state conditions by means of the observations of water levels (collected during a campaign in spring 2013). The hydraulic conductivity values (parameters) have been defined and estimated by means of a deterministic procedure (PEST software) and a Bayesian Geostatistical Approach. In this last method the hydraulic conductivity field is estimated using both field observations (head data) and prior information on the structure of the unknown parameters. The inverse procedure requires the calculation of the sensitivities of each observation to each of the estimated parameters; that have been efficiently evaluated making use of an adjoint state formulation of the forward model (code MODFLOW_2005-Adjoint). The results of the inversion are consistent with the alluvial nature of the investigated aquifer and the information content of the data. The calibrated model has then been used as a support tool for the design and the management of the new flood control structure.

The second part of this work deals with the analysis of the stresses induced by preferential flow paths in the river embankments caused by piping phenomena. In the studied case the preferential pathways are caused by the tunnels dug by wild animals. This study was inspired by the collapse of the Secchia River embankment (Modena, Northern Italy), that occurred on January 2014 following a flood event, during which the river water level never reached the top of the levee. A scientific commission, whose final report provides the data used for this study, has ascribed, with high probability, the collapse of the embankment to the presence of animal burrows.

With the aim of comparing the behavior of the embankment in undamaged condition and in presence of a tunnel that crosses the entire dyke, a 3D numerical model of the Secchia River levee has been realized by means of the wide known softwares Femwater and Feflow. The models describe the seepage inside the embankment considering the terrain in both saturated and unsaturated portions, adopting the finite element technique. The burrow was represented by elements with high permeability and porosity, whose values have been changed in order to explore the different influence on the water filtration and the safety of the levee. To assess whether the analyzed situations present or not the occurrence of erosion, the computation of the safety factors was carried out. They have been evaluated in different ways including the one recently proposed by Richards and Reddy (2014), which refers to the critic kinetic energy criteria. In addition the Bonelli approach (2007), developed to compute the time erosion and the time to collapse of the embankment, was applied.

Indice

1 Introduzione	1
2 L'idraulica nei mezzi porosi	7
2.1 Equazioni che governano il flusso nelle acque sotterranee	7
2.1.1 La trasmissività	10
2.1.2 Il coefficiente di immagazzinamento	11
2.1.3 Il contenuto idrico e il grado di saturazione	12
2.1.4 Le curve di ritenzione, la conducibilità relativa e la capacità idrica	12
2.2 Metodi di analisi numerica per acque sotterranee: differenze finite ed elementi finiti	15
2.2.1 Analisi FEM	17
2.2.2 Analisi FDM	17
2.3 Le fasi della modellazione numerica	19
2.3.1 Delimitazione del sito su cui sviluppare il modello, raccolta ed interpretazione dati	19
2.3.2 Comprensione del modello concettuale	20
2.3.3 Costruzione del modello numerico	20
2.3.4 Applicazione del modello	21
2.3.5 Presentazione dei risultati	21
2.4 Panoramica dei codici di calcolo per la modellazione alle differenze finite e agli elementi finiti	22
2.5 MODFLOW	22
2.5.1 Il codice di calcolo e la griglia di calcolo	23
2.5.2 Le condizioni iniziali	24
2.5.3 Le condizioni al contorno	24
2.6 FEMWATER	27
2.6.1 Il codice di calcolo e la mesh	28
2.6.2 I materiali e le proprietà del mezzo	31
2.6.3 Le condizioni iniziali	32

Indice

2.6.4 Le condizioni al contorno	33
2.7 FEFLOW	36
2.7.1 Il codice di calcolo e la mesh	36
2.7.2 I materiali e le proprietà del mezzo	37
2.7.3 Le condizioni iniziali e al contorno	38
2.8 SLIDE 2D	39
2.8.1 Il codice di calcolo e la mesh	40
2.8.2 I materiali e le proprietà del mezzo	41
2.8.3 Le condizioni al contorno	42
3 Caso di studio: acquifero che interagisce con la cassa d'espansione del Torrente Baganza	45
3.1 Introduzione	45
3.2 L'intervento di laminazione sul T. Baganza	46
3.3 Inquadramento territoriale e descrizione geologica dell'area di studio	56
3.4 Modellazione area studio	59
3.4.1 La stratigrafia del modello: dalle osservazioni all'interpretazione delle indagini	59
3.4.2 Il modello numerico	66
3.4.3 Condizioni al contorno	68
3.4.4 Parametri idraulici	70
3.4.5 Griglia di calcolo	70
3.5 Stato dell'arte: l'uso della geostatistica per la stima dei parametri idraulici degli acquiferi	71
3.6 PEST	75
3.7 BgaPEST	76
3.7.1 La metodologia dell'approccio geostatistico Bayesiano Quasi-Lineare	77
3.7.2 La routine di ottimizzazione del processo iterativo: line search	83
3.7.3 Calcolo della matrice di sensitività	84
3.8 Calibrazione modello tramite PEST	87
3.9 Calibrazione modello tramite BgaPEST	95

Indice

3.10 Simulazioni	97
3.10.1 Considerazioni sulle condizioni di lago vuoto	105
3.11 Conclusioni	111
4 Caso di studio: rotta arginale del Fiume Secchia del 19 gennaio 2014	115
4.1 Introduzione	115
4.2 Descrizione di quanto accaduto durante la rotta arginale del F. Secchia	119
4.2.1 Inquadramento geologico del territorio	126
4.2.2 Raccolta ed interpretazione dei dati da indagini in sito	130
4.2.3 Modello concettuale: geometria, stratigrafia e proprietà del rilevato	132
5 Caso di studio rotta F. Secchia: stato dell'arte su moti di filtrazione e fenomeno di <i>piping</i>	143
5.1 I moti di filtrazione: rappresentazione tramite reticolo idrodinamico	143
5.2 Gli effetti di natura meccanica causati dai moti di filtrazione	146
5.3 Stato dell'arte sul fenomeno di erosione interna da <i>piping</i>	150
5.3.1 Stato dell'arte dell'analisi sperimentale sul <i>pipeflow</i> ed erosione interna	151
5.3.2 Formulazioni e parametri che descrivono l'insacco del <i>piping</i> e l'erosione interna	165
5.3.3 Il criterio dell'energia cinetica critica	170
5.3.4 Determinazione del coefficiente di sicurezza	177
5.4 Il tempo caratteristico di erosione	179
5.4.1 Applicazioni sperimentali	184
6 Caso di studio rotta F. Secchia: modellazione numerica tramite Femwater	189
6.1 L'argine modellato tramite il codice Femwater	189
6.1.1 La mesh di calcolo: geometria e stratigrafia del modello	189
6.1.2 Condizioni al contorno e iniziali	197
6.2 Risultati ottenuti tramite il codice Femwater	203
6.2.1 Analisi delle velocità effettive rilevate nei nodi di calcolo	207
6.2.2 Influenza della presenza della galleria sulla stabilità arginale	209
7 Caso di studio rotta F. Secchia: modellazione numerica tramite Feflow	217

Indice

7.1 L'argine modellato tramite il codice Feflow	217
7.1.1 La mesh di calcolo: geometria e stratigrafia del modello	217
7.1.2 Condizioni iniziali e al contorno	221
7.2 Risultati ottenuti tramite il codice Feflow	223
7.2.1 Analisi delle velocità effettive rilevate nei punti di osservazione	229
7.2.2 Influenza della presenza della galleria sulla stabilità arginale	231
8 Caso di studio rotta F. Secchia: analisi di stabilità tramite Slide 2D	245
8.1 Verifiche di Stabilità tramite Slide 2D	245
8.1.1 Criteri di verifica	247
8.1.2 Criteri di resistenza	249
8.1.3 La normativa tecnica	250
8.1.4 Modellazione tramite Slide 2D	252
8.1.5 Parametri idraulici e geotecnici	253
8.1.6 Condizioni al contorno	254
8.1.7 Casi analizzati per la verifica di stabilità	255
8.1.8 Risultati verifiche	257
9 Caso di studio rotta F. Secchia: calcolo tempo caratteristico di erosione	265
9.1 Applicazione al caso dell' argine del F. Secchia	265
10 Problematiche e soluzioni per la protezione delle arginature: da letteratura, normativa, test sperimentali ed interventi realizzati	271
10.1 I rilevati arginali: generalità	271
10.2 Interventi contro i fenomeni di filtrazione sul fiume Secchia	277
10.3 I danni provocati dalla fauna selvatica alle opere idrauliche	280
10.3.1 Animali coinvolti e ripercussioni idrauliche	281
10.3.2 Piani adottati per prevenire la minaccia all'integrità dell'argine da parte degli animali fossori	284
10.3.3 Interventi per la nutria	286
10.3.4 Competenze e procedure per la cattura e la delocalizzazione dell'istrice	289
10.4 Interventi di ripristino delle arginature dai danni causati dagli animali	290
10.5 Interventi di delocalizzazione e costruzione di habitat alternativi per il tasso	294

Indice

10.5.1 Linee guida per la creazione di tane artificiali	295
10.5.2 Esempi di costruzione di tane artificiali	300
10.6 Interventi realizzati nel Modenese nei confronti degli scavi di gallerie nei rilevati arginali	304
10.6.1 Interventi di chiusura delle gallerie scavate dagli animali	306
10.6.2 Piani e regolamenti per la gestione della fauna selvatica nel Modenese	313
10.6.3 Indagini geofisiche per la caratterizzazione delle tane nei rilevati arginali	316
11 Caso di studio rotta F. Secchia: conclusioni	325
11.1 Considerazioni conclusive	325
Appendice A	329
A.1 Codice in Matlab per il raggruppamento delle celle di calcolo a cui assegnare la conducibilità idraulica	329
Appendice B	332
B.1 Programma per l'inserimento della galleria nel modello arginale e per l'attribuzione di un materiale differente agli elementi che la costituiscono	332
B.2 Programma per l'identificazione dei nodi e delle relative velocità	337
B.3 Programma per il calcolo delle velocità ad ogni time step per alcuni nodi di interesse	343
Bibliografia	347

1 Introduzione

Il lavoro di tesi affronta le tematiche relative al moto dell'acqua nei mezzi porosi applicato a casi di opere di difesa idraulica del territorio. Una prima tematica vede l'applicazione al caso particolare dell'acquifero sottostante la cassa d'espansione in progetto sul T. Baganza e una seconda tematica riguarda l'analisi dei moti di filtrazione che si sviluppano all'interno del rilevato arginale del fiume Secchia, interessato da percorsi di flusso preferenziale, determinati dalla presenza di gallerie scavate da animali selvatici.

Nel corso della tesi è stato affrontato lo studio di modelli numerici di flusso negli acquiferi e all'interno di rilevati arginali, in particolare:

- La modellazione numerica alle differenze finite di acquiferi sotterranei;
- L'utilizzo di metodologie geostatistiche Bayesiane per la stima dei valori di conducibilità idraulica;
- La modellazione numerica agli elementi finiti con condizioni al contorno variabili nel tempo, considerando condizioni sature ed insature del mezzo poroso relativo al caso di rilevati arginali;
- L'analisi dei moti di filtrazioni e della stabilità di rilevati arginali in presenza di percorso di flusso preferenziale;
- Il calcolo tramite approcci differenti di Fattori di Sicurezza e la stima del tempo di erosione e dell'arrivo a rottura dei rilevati in terra.

L'attività di tesi ha riguardato come primo argomento il modello numerico di flusso dell'acquifero sottostante l'area su cui sorgerà la cassa d'espansione sul Torrente Baganza. Al fine di una corretta progettazione della struttura, che interagisce non solo con il sistema di acque superficiali, ma anche sotterranee, è stato fondamentale determinare la variabilità spaziale dei parametri idraulici del

terreno. L'acquifero è stato preliminarmente indagato permettendo la caratterizzazione litostratigrafica e idraulica del mezzo ed in seguito è stato modellato numericamente, alle differenze finite, per mezzo del software MODFLOW_2005 (Harbaugh, 2005). Lo scopo del modello è stato quello di valutare l'influenza dell'invaso sull'acquifero sottostante e stimare l'approfondimento della diaframmatura sia del manufatto principale che dell'arginatura. Per giungere a questo scopo il modello deve essere in grado di rappresentare il sistema acquifero nelle condizioni attuali (in assenza di alcuna opera) e in quelle di progetto.

Sulla base di una campagna di misura dei livelli piezometrici è stata condotta la calibrazione del modello che ha consentito di stimare i valori di conducibilità idraulica per mezzo prima del software PEST (Model independent Parameter Estimation) e successivamente utilizzando il codice per la stima bgaPEST (Bayesian Geostatistical Approach Parameter estimation, messo a punto dal US Geological Survey), che utilizza l'approccio geostatistico Bayesiano. Il metodo fornisce una distribuzione spaziale dei parametri d'interesse, con la relativa incertezza di stima, sulla base di alcune fondamentali ipotesi (ad es. l'espressione della funzione di covarianza). La procedura inversa ha richiesto il calcolo della sensibilità di ciascuna osservazione a ciascuno dei parametri stimati; questa è stata valutata facendo ricorso ad una formulazione agli stati aggiunti del codice in avanti MODFLOW_2005_Adjoint.

Il modello numerico della falda, una volta calibrato, è stato successivamente utilizzato per determinarne l'assetto della falda in differenti condizioni e ricavare informazioni sulla necessità di inserire dispositivi di tenuta idraulica sotterranea. Si è, in particolare, determinata l'estensione longitudinale e la profondità della diaframmatura necessaria a evitare il sifonamento lato campagna degli argini

nelle condizioni di lago pieno e di eccessivo abbassamento della falda a lago vuoto.

Il secondo tema trattato nella tesi riguarda gli argini fluviali interessati da discontinuità al loro interno, in particolar modo generate dalla presenza di gallerie originate da animali selvatici. L'argomento è stato affrontato adottando diversi software di modellazione numerica delle filtrazioni e successivamente calcolando i fattori di sicurezza dell'opera in oggetto. Sono stati impiegati criteri differenti, dai più tradizionali ai più innovativi e specifici per il fenomeno di erosione interna, in particolare del "*piping*", al fine di comprendere come alcuni parametri, ad esempio la velocità di filtrazione, si comportino sulla struttura in funzione delle diverse caratteristiche di permeabilità e porosità del materiale con cui si vuole rappresentare la galleria.

Il *piping* è uno dei fenomeni di erosione interna più diffusi ed è responsabile del collasso di numerosi rilevati in terra. Il fenomeno comporta l'erosione e la fluidificazione dei grani di terreno a causa delle sollecitazioni indotte dai moti di filtrazione. Il *piping* può svilupparsi nei rilevati arginali progredendo attraverso vie preferenziali all'interno del rilevato, con la formazione progressiva di un tunnel continuo (da qui la denominazione inglese *piping*) tra il paramento di monte e di valle dell'argine; l'aumento di velocità all'interno del tunnel ne fa crescere di conseguenza le dimensioni stesse; un meccanismo che diviene inarrestabile, portando al collasso ed alla rottura.

I moti di filtrazione all'interno del rilevato sono stati analizzati tramite l'utilizzo di diversi software agli elementi finiti riproducendo la geometria e le caratteristiche idrogeologiche del tratto d'argine che ha subito il danno e rappresentando la tana come un mezzo con caratteristiche di elevata permeabilità. La stratigrafia, le caratteristiche idrauliche e geo-meccaniche dei terreni sono state desunte da carotaggi e analisi su campioni estratti in sito.

Sono state condotte differenti simulazioni utilizzando software differenti; le prime elaborazioni sono state condotte con il modulo Femwater di GMS 7.0. E' stato modellato l'argine privo di percorsi preferenziali per verificare se il materiale costituente avesse una resistenza sufficiente a sopportare le sollecitazioni verificatesi nel mese che precede l'evento alluvionale (in particolare il susseguirsi di più colmi ravvicinati). Successivamente si è messo a punto un modello rappresentante l'argine attraversato da una via di flusso preferenziale imputabile ad un tunnel scavato da animali. Sono state eseguite simulazioni in transitorio, riproducendo le condizioni di carico variabile attraverso gli idrogrammi di piena ricostruiti che riportano l'andamento del livello idrico del fiume nel periodo temporale a partire da un mese prima della rotta.

Un'ulteriore approfondimento ha visto l'analisi dei moti di filtrazione attraverso il rilevato arginale utilizzando il software agli elementi finiti FEFLOW, sviluppato dalla DHI-WASY, per i diversi casi in cui la galleria è stata rappresentata con combinazioni differenti dei valori di conducibilità idraulica e porosità.

Successivamente sono stati determinati i fattori di sicurezza del rilevato arginale utilizzando differenti approcci al fine di comprendere come la velocità di filtrazione, gli sforzi tangenziali e il gradiente idraulico si comportino sulla struttura in funzione delle diverse caratteristiche di porosità, permeabilità del materiale con cui si rappresenta la galleria. I risultati sono stati valutati in termini di coefficienti di sicurezza determinati, per ogni nodo di calcolo, come rapporto tra un valore critico e il valore della grandezza nel caso trattato. Gli approcci utilizzati si avvalgono delle espressioni di Richards e Reddy (2014) le quali prevedono il calcolo degli sforzi critici di taglio e degli sforzi agenti. Un criterio innovativo sviluppato per descrivere il fenomeno del *piping* prevede invece il

calcolo dell'energia cinetica critica nei nodi di calcolo, il quale viene posto a confronto con metodologie più tradizionali, come quella di Terzaghi (1939).

E' stato infine impiegato, il software SLIDE/2D della ROCSCIENCE, per analizzare il problema della filtrazione e la stabilità nel corpo arginale del fiume Secchia. In base ai risultati dell'analisi di filtrazione in termini di carico pressorio nei nodi di calcolo della mesh, per l'intero evento di piena, ottenuti tramite lo specifico modulo *groundwater*, è stata verificata la stabilità dell'argine considerando diverse conformazioni geometriche e caratteristiche della galleria. L'analisi di stabilità è basata sulla teoria dell'equilibrio limite al fine di valutare un coefficiente di sicurezza. Questo valore è calcolato per la superficie di scivolamento più critica. Le verifiche eseguite sia lato fiume che lato campagna danno come risultato il fattore di sicurezza e il valore della probabilità di rottura.

In ultima analisi ci si è avvalsi del metodo proposto da Bonelli et al. (2007) per interpretare il fenomeno del *piping* fornendo una stima del tempo rimanente al crollo dell'opera idraulica, quando si verifica una erosione da *piping*, fornendo un'indicazione della quantità di tempo disponibile per intervenire e per organizzare una eventuale evacuazione.

Un ultimo capitolo ha affrontando la problematica, di vasta portata pratica e di attuale interesse scientifico, relativa ai problemi di sicurezza provocati dalla diffusione nella pianura padana degli animali fossori, riportando alcuni approfondimenti sulle tecniche di contrasto ecocompatibili adottate anche all'estero.

2 Idraulica nei mezzi porosi

2.1 Equazioni che governano il flusso nelle acque sotterranee

Un mezzo poroso è caratterizzato dalla presenza di una matrice solida e da spazi vuoti al proprio interno. Gli spazi vuoti sono occupati da una o più fasi fluide e la loro presenza è fondamentale per permettere lo spostamento delle acque sotterranee. Per descrivere il moto dei fluidi nei mezzi porosi si considera il terreno come un mezzo continuo, dal momento che si lavora a scala macroscopica.

Le leggi fondamentali che governano la dinamica di una falda acquifera sono:

1. La legge di Darcy per una situazione di moto monodimensionale e laminare che afferma che la velocità del fluido è direttamente proporzionale alla permeabilità del mezzo e al gradiente di carico:

$$U = K \cdot i$$

dove U è la velocità di Darcy [m/s], K è la permeabilità [m/s] (dipende dal mezzo poroso e dal fluido che lo attraversa) e $i = -\frac{dh}{dx}$ è il gradiente idraulico [-] con dx la distanza tra due punti aventi un dislivello dh .

Nel caso di moto tridimensionale la legge va espressa in termini di gradiente di carico:

$$U = -K \left(\bar{i} \frac{\partial h}{\partial x} + \bar{j} \frac{\partial h}{\partial y} + \bar{k} \frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad (1)$$

La legge di conservazione della massa:

$$\frac{\partial(\rho U_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho U_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho U_z)}{\partial z} = -S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2)$$

Dove:

ρ è la densità del fluido [M/L³];

S_s è il coefficiente di immagazzinamento specifico [-];

U è la portata specifica [L/T].

La portata massica di fluido in ingresso ad un volume di controllo elementare deve essere pari alla portata massica di fluido in uscita dallo stesso.

L'equazione generale del moto (equazione di diffusione) combinando le equazioni 1 e 2:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K \frac{\partial h}{\partial z} \right) = S_s \frac{\partial h}{\partial t}$$

La conducibilità idraulica K , è un parametro fondamentale per lo studio dei mezzi porosi ed è definita come la costante di proporzionalità della legge di Darcy che regola il moto dell'acqua dei mezzi porosi saturi. Si tratta di una grandezza che dipende sia dal mezzo poroso sia dal fluido che lo attraversa, secondo la relazione:

$$K = \frac{k\gamma}{\mu}$$

Dove:

k [L^2] è la permeabilità intrinseca che dipende solo dalle proprietà della matrice solida;

γ è il peso specifico del fluido [$M \cdot T^{-2} \cdot L^{-2}$];

μ è la viscosità dinamica del fluido [$F \cdot T^{-1} \cdot L^{-1}$].

Se il mezzo è omogeneo e isotropo, la permeabilità è uno scalare e la velocità di filtrazione è parallela al gradiente di carico. Se il mezzo è anisotropo (le caratteristiche di resistenza al deflusso sono diverse a seconda della direzione del moto) la permeabilità viene definita come un tensore.

È fondamentale introdurre alcune semplici definizioni in merito alla reale natura del terreno, che a livello microscopico appare un mezzo discontinuo.

Si definisce "porosità" n il rapporto tra il volume dei vuoti e il volume totale:

$$n = \frac{V_{vuoti}}{V_{totali}}$$

Si definisce "indice dei vuoti" e il rapporto tra il volume dei vuoti e il volume dei solidi:

$$e = \frac{V_{vuoti}}{V_{solidi}}$$

Tra la porosità n e l'indice dei vuoti e sussiste la seguente relazione:

$$e = \frac{n}{1 - n}$$

È possibile definire anche una “porosità superficiale” n_s :

$$n_s = \frac{\text{Area superficiale dei vuoti}}{\text{Area superficiale totale}}$$

La “porosità cinematica” n_c o “porosità efficace” viene definita come il rapporto tra il volume d'acqua circolante e il volume totale:

$$n_c = \frac{\text{Volume di acqua circolante}}{\text{Volume totale}}$$

La porosità cinematica gioca un ruolo fondamentale nel moto delle acque sotterranee. Essa differisce dalla porosità n poiché nel terreno non tutti i pori sono comunicanti (quindi non tutti sono utili ai fini del moto) e non tutta l'acqua presente è effettivamente circolante (parte di essa resta adesa ai granelli di terreno), ad esempio, le argille hanno un'elevatissima porosità totale n , ma una porosità efficace molto bassa.

Un altro elemento fondamentale per caratterizzare la matrice porosa dell'acquifero è la curva granulometrica. I due principali parametri granulometrici sono il diametro caratteristico d_x e il coefficiente di uniformità C_u . Il diametro caratteristico è il valore del diametro in corrispondenza di una percentuale di trattenuto scelta arbitrariamente, mentre il coefficiente di uniformità attribuisce un valore numerico alla pendenza della curva granulometrica.

Il terreno in cui l'acqua si trova a scorrere può essere saturo oppure insaturo.

La zona di terreno satura è quella che si viene a formare al di sopra di uno strato impermeabile di terreno. Essa è caratterizzata da vuoti interamente riempiti di acqua. Il contorno superiore di tale zona viene chiamata superficie freatica. Quest'ultima è la prima superficie, partendo dal piano campagna, che presenta tutti

i pori saturi d'acqua a pressione atmosferica. La zona di terreno che si estende dalla superficie freatica fino al piano campagna è detta zona insatura. Per lo studio del moto in zona insatura è fondamentale la descrizione della curva di ritenzione del terreno. I parametri che si utilizzano nella suddetta curva sono il contenuto idrico e il grado di saturazione.

2.1.1 La trasmissività

Il parametro trasmissività T [L^2/T] di un acquifero assume importanza fondamentale nell'ambito degli acquiferi a comportamento bidimensionale, quali quelli che coinvolgono estensioni molto grandi del terreno e che presentano condizioni di flusso prevalentemente in direzione orizzontale o sub orizzontale. Acquiferi di questo tipo possono essere sia confinati che non confinati (o freatici). I primi sono delimitati sia superiormente che inferiormente da formazioni impermeabili e sono in pressione, i secondi, invece, hanno come unico contorno impermeabile quello inferiore, mentre come contorno superiore hanno la superficie freatica, cioè il luogo dei punti con terreno saturo ed a pressione atmosferica.

In entrambi i casi, se l'estensione del terreno è abbastanza grande, si può assumere l'ipotesi di velocità verticale dell'acqua trascurabile e quindi studiare l'acquifero attraverso le equazioni di moto bidimensionale nelle quali la coordinata verticale non ha influenza.

Le equazioni che descrivono il comportamento di un acquifero bidimensionale si avvalgono della seguente definizione del parametro di trasmissività.

$$T_{xx} = \int_{\sigma_1}^{\sigma_2} K_{xx} dz \quad \text{per acquifero confinato}$$

$$T_{xx} = \int_{\sigma}^h K_{xx} dz \quad \text{per acquifero freatico}$$

Dove T_{xx} ha dimensioni $[L^2/T]$ e gli estremi di integrazione rappresentano le due formazioni impermeabili nel caso di acquifero confinato, mentre la formazione impermeabile e la superficie freatica nel caso di un acquifero non confinato.

K_{xx} è la componente 1,1 del tensore della permeabilità. Naturalmente le suddette definizioni si possono sviluppare anche nella direzione y , con il relativo cambiamento dei pedici.

2.1.2 Il coefficiente di immagazzinamento

Il coefficiente di immagazzinamento S [-] rappresenta il volume d'acqua rilasciato per unità di area planimetrica dell'acquifero a causa di un abbassamento unitario della piezometria.

Per gli acquiferi confinati è definito dalla seguente espressione:

$$S = \int_{\sigma_1}^{\sigma_2} S_s dz$$

In cui S è adimensionale, S_s [1/L] è il coefficiente di immagazzinamento specifico σ_1 e σ_2 sono le superfici di confinamento dell'acquifero.

A seconda della struttura geologica, si hanno, per gli acquiferi confinati, valori di S compresi tra 10^{-4} e 10^{-6} .

Per gli acquiferi freatici, al coefficiente di immagazzinamento appena definito si affianca, o addirittura in molti casi si sostituisce, il contributo specifico di un acquifero S_y , assimilato alla porosità cinematica n_c .

In tali casi si hanno valori di S_y dell'ordine di 10^{-1} che pertanto non possono mai essere trascurati. Per entrambi i tipi di acquifero, nelle equazioni di moto bidimensionale, il coefficiente di immagazzinamento moltiplica la derivata parziale rispetto al tempo dell'altezza della falda.

2.1.3 Il contenuto idrico e il grado di saturazione.

Il “contenuto idrico” θ_w [-] corrisponde al rapporto tra il volume occupato dall’acqua e il volume di mezzo poroso:

$$\theta_w = \frac{V_{acqua}}{V_{totale}}$$

Tale parametro può assumere valori compresi tra 0 e la porosità n . Un contenuto idrico pari a n si ha quando il suolo è completamente saturo d’acqua.

Il “grado di saturazione” S_w [-] è il rapporto tra il volume occupato dall’acqua e il volume dei vuoti in uno stesso mezzo poroso:

$$S_w = \frac{V_{acqua}}{V_{vuoti}}$$

Esso può assumere valori compresi tra 0 e 1.

I due parametri sono legati dalla seguente relazione:

$$\theta_w = nS_w$$

2.1.4 Le curve di ritenzione, la conducibilità relativa e la capacità idrica

Esiste una relazione tra il contenuto idrico θ_w nella zona insatura e la pressione a cui si trova l’acqua in questa parte parzialmente satura dell’acquifero: più la pressione dell’acqua assume valori elevati (in modulo ma negativi in segno), minore è il contenuto idrico del terreno. La curva che rappresenta il legame tra il

carico capillare h_c (o suzione uguale all’opposto dell’altezza piezometrica $h_c = \frac{p_c}{\gamma_w}$

in cui $p_c = -p$) ed il contenuto idrico (o in modo equivalente il grado di saturazione S_w) prende il nome di **curva di ritenzione** (Fig. 2.1).

La curva di ritenzione è tutta compresa tra due valori estremi del contenuto idrico: il contenuto idrico irriducibile (o residuo) θ_{w0} che rappresenta la quantità d’acqua che non può essere rimossa dal provino semplicemente per gravità ed il contenuto

idrico a saturazione θ_{ws} che è equivalente alla porosità cinematica o effettiva n_c del mezzo poroso.

Oltre alla curva di ritenzione, fondamentale per lo studio dei mezzi porosi insaturi, è necessario analizzare la permeabilità per i mezzi porosi insaturi.

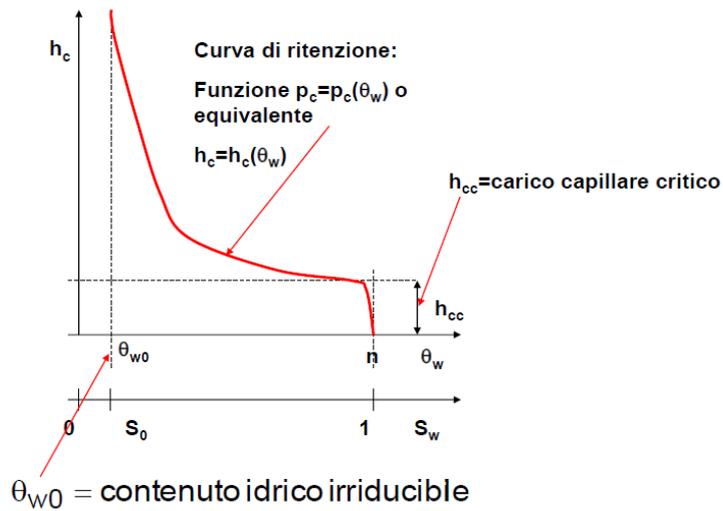


Fig. 2.1 curva di ritenzione.

Anche per questi mezzi si considera una relazione analoga alla legge di Darcy che tiene conto del fatto che la facilità di attraversamento dipende dal contenuto idrico θ_w del mezzo; questo si ottiene attribuendo l'effetto ad una sola variazione della permeabilità in ragione del contenuto idrico θ_w del terreno:

$$\vec{U} = -\bar{K}(\theta_w)\nabla h \quad (3)$$

La permeabilità del terreno è ovviamente massima se il terreno è saturo d'acqua; se si indica con K_0 la permeabilità che si misura nel terreno saturo cioè con $\theta_w = n_c$ si può definire **conducibilità idraulica relativa**:

$$K_{rij} = \frac{K(\theta_w)_{ij}}{K_{0ij}}$$

$$\vec{U} = -\bar{K}(\theta_w)\nabla z + \bar{K}(\theta_w)\frac{d\psi}{d\theta_w}\nabla\theta_w$$

L'equazione 3 si può scindere in due termini: uno che descrive l'effetto della gravità e l'altro che tiene conto delle pressioni esistenti nel terreno:

In questo caso ψ coincide con il carico h_c . L'equazione indefinita di continuità per un mezzo poroso insaturo viene ricavata imponendo il principio di conservazione della massa idrica in un volume di mezzo poroso di dimensioni infinitesime $dx \cdot dy \cdot dz$. Il bilancio di massa scritto per un volume infinitesimo di mezzo poroso insaturo fornisce la seguente equazione:

$$\text{div}(\rho\vec{U}) + \frac{\partial\theta_w\rho}{\partial t} + \rho q = 0$$

Inserendo l'espressione della velocità di Darcy si ottiene la equazione di diffusione per il mezzo insaturo:

$$\text{div}\left(\rho\left(-\bar{K}(\theta_w)\right)\nabla h\right) + \frac{\partial\theta_w\rho}{\partial t} + \rho q = 0$$

Il termine $\frac{\partial\theta_w\rho}{\partial t}$ può essere rielaborato per mettere in evidenza l'effetto di differenti fattori:

$$\frac{\partial\theta_w\rho}{\partial t} = \frac{\partial nS_w\rho}{\partial t} = nS_w\frac{\partial\rho}{\partial t} + n\rho\frac{\partial S_w}{\partial t} + S_w\rho\frac{\partial n}{\partial t}$$

Il primo termine tiene conto della comprimibilità dell'acqua, il secondo termine della variazione del contenuto idrico nel terreno in funzione del tempo ed il terzo termine di una eventuale comprimibilità del terreno.

La forma in carico, invece, risulta:

$$S_wS_0\frac{\partial h}{\partial t} + C_w\frac{\partial h}{\partial t} - \text{div}\left(\bar{K}(\psi)\nabla h\right) = \pm q = 0$$

Dove $C_w [L^{-1}]$ è la **capacità idrica** (water capacity).

La scrittura in forma di carico è quella adottata nei modelli matematici saturo-insaturi che risolvono con un dominio unico il problema di moto nelle zone satura e insatura. L'uso dei modelli matematici saturo-insaturo si è incrementato fortemente a seguito del potenziamento e della diffusione dei calcolatori elettronici anche se, a causa delle non linearità del problema differenziale, sono particolarmente gravosi i problemi di stabilità numerica.

2.2 Metodi di analisi numerica per acque sotterranee: differenze finite ed elementi finiti

I modelli di tipo numerico sono stati sviluppati dall'inizio degli anni '70 a partire dai più semplici modelli a singola cella che si basano sull'applicazione dell'equazione di bilancio della massa. Grazie ai grandi sviluppi raggiunti nel settore della tecnologia informatica, esistono attualmente software per risolvere molti problemi relativi al flusso ed al trasporto delle acque di falda. L'ampia diffusione di questi modelli ha indotto a considerare l'espressione "modello delle acque sotterranee" come un sinonimo di "modelli numerici per le acque sotterranee".

Il codice numerico è uno strumento per risolvere le equazioni che governano il flusso ed il trasporto; questo viene poi trasformato in un modello per lo studio delle acque sotterranee dopo aver rappresentato le caratteristiche geometriche del sito in esame e delle relative condizioni al contorno, introdotto i parametri che caratterizzano il flusso ed il trasporto e calibrato e validato il modello stesso.

Un concetto fondamentale per la modellazione è la discretizzazione del dominio. Per definizione di "discreto" in campo matematico trattasi di una composizione di elementi distinti, separati tra loro; un insieme discreto di punti è quello costituito da un numero finito o da un'infinità numerabile di punti. La discretizzazione rappresenta il processo di trasformazione di modelli matematici ed equazioni continue nelle controparti discrete. La discretizzazione delle geometrie di un

oggetto 3D da analizzare consiste nella creazione di “mesh”, ovvero il dominio è formato da elementi contigui semplici (ad esempio triangoli o quadrilateri) che approssimano la geometria.

Il modello matematico di un qualsiasi problema ingegneristico comporta il calcolo, all'interno di un determinato dominio, dell'andamento di una funzione (generalmente a più variabili) che soddisfi un'equazione differenziale alle derivate parziali (PDE). I metodi di analisi, come ad esempio il FEM (finite element method), permettono di determinare soluzioni approssimate alle equazioni differenziali in un dominio qualsiasi calcolando una funzione discreta (cioè i valori vengono forniti solamente in determinati punti) piuttosto che continua. Tali punti sono chiamati “nodi della griglia di calcolo”. La soluzione discreta dell'equazione differenziale è calcolata in “volumi elementari” definiti da gruppi di nodi adiacenti che costituiscono gli “elementi finiti”. Il risultato del modello numerico consiste nella contemporanea soluzione in tutti i volumi elementari in cui si suddivide il dominio (imponendo sugli elementi adiacenti opportune condizioni di congruenza).

Risulta pertanto importante discretizzare adeguatamente il dominio di integrazione al fine di ottenere una soluzione il più possibile vicina alle esigenze del progettista. Ad esempio, in un problema idraulico di flusso sarà necessario addensare i nodi della griglia, e quindi infittire gli elementi finiti della mesh di calcolo, soprattutto laddove si prevede una rapida variazione del gradiente idraulico, ad esempio in prossimità di pozzi o di sorgenti. Esempi di metodi di discretizzazione sono ad esempio il metodo agli elementi finiti (FEM), metodo alle differenze finite (FDM), il metodo ai volumi finiti (FVM).

I due metodi numerici più utilizzati per risolvere l'equazione del flusso e del trasporto sono: il metodo agli elementi finiti (FEM, Finite Element Method) e il metodo alle differenze finite (FDM, Finite Difference Method). Entrambi questi

approcci numerici richiedono che l'area in esame sia suddivisa da una griglia in tante aree più piccole (celle o elementi), identificate da punti detti nodi.

2.2.1 Analisi FEM

FEM è l'acronimo che sta ad indicare "Finite Element Method" ovvero "Metodo degli Elementi Finiti". Si tratta di una tecnica numerica che ha lo scopo di cercare soluzioni approssimate di problemi complessi attraverso la risoluzione di equazioni differenziali alle derivate parziali le quali vengono semplificate ad un sistema di equazioni algebriche. Le soluzioni di tali equazioni differenziali non sono omogenee sul dominio, segue la necessità di imporre delle condizioni iniziali e al contorno.

Il metodo degli elementi finiti assume delle funzioni delle variabili dipendenti e dei parametri per calcolare formulazioni integrali equivalenti alle equazioni differenziali alle derivate parziali. Il modello di calcolo FEFLOW (Diersch, 2005a), si avvale di questo metodo per descrivere il flusso ed il trasporto in falda. Anche il codice di calcolo agli elementi finiti FEMWATER è in grado di calcolare il moto di filtrazione in condizioni stazionarie e in regime transitorio. Entrambi questi codici sono stati impiegati per analizzare il problema della filtrazione nel corpo arginale del fiume Secchia, oggetto di studio nei Capp. 6 e 7.

Nel software di stabilità dei pendii all'equilibrio limite SLIDE/2D della ROCSCIENCE, nel modulo specifico *groundwater*, utilizzato per analizzare il problema della filtrazione nel corpo arginale del fiume Secchia (Cap. 8), oggetto di questa tesi, è impiegato il Metodo agli Elementi Finiti (FEM) tramite un'Analisi agli Elementi Finiti (FEA, Finite Element Analysis).

2.2.2 Analisi FDM

L'analisi tramite il metodo FDM che sta per "Finite Difference Method" e cioè "Metodo delle differenze finite", si basa sull'approssimazione diretta delle

equazioni differenziali parziali (Partial Differential Equations – PDEs) ottenuta sostituendo alle derivate parziali delle differenze definite sul dominio del problema (Jing, 2003). Si tratta quindi di approssimare un continuo in una serie di punti discreti. La soluzione del sistema derivante si consegue imponendo le condizioni iniziali e quelle al contorno.

Il metodo delle differenze finite approssima le derivate prime presenti nell'equazione differenziale alle derivate parziali come quoziente di differenze: la differenza tra i valori delle variabili nei nodi adiacenti, sia nello spazio che nel tempo, diviso l'intervallo tra questi nodi. Sono numerosi i testi che descrivono nel dettaglio questo metodo (Von Rosenberg, 1969; Remson et al., 1971; Peaceman, 1977). Il software per la simulazione del flusso sotterraneo più diffuso che utilizza questo metodo di discretizzazione è MODFLOW (McDonald e Harbaugh, 1996), che incorpora i modelli bi e tridimensionali descritti da Trescott et al. (1976): l'acquifero viene suddiviso in celle all'interno delle quali sono considerate costanti le proprietà e le condizioni al contorno. In questo lavoro è stato utilizzato l'applicativo alle differenze finite MODFLOW 2005 (Harbaugh 2005) per la caratterizzazione dell'acquifero del Torrente Baganza.

Il FDM (finite difference method) è concettualmente e matematicamente più semplice del FEM, ed è anche più facile da tradurre in codice numerico; il FEM, però, permette una griglia più flessibile, che può approssimare di più le eterogeneità ed anisotropie dell'acquifero e dei suoi limiti.

I risultati derivanti dall'utilizzo dell'approccio numerico sono principalmente mappe di distribuzione di velocità, carichi idraulici o di concentrazione di inquinanti a partire da soluzioni al contorno ed iniziali ben determinate. Avere una mappa del flusso sotterraneo e una distribuzione dei tempi di trasporto è sicuramente un utile strumento per la definizione della vulnerabilità di un acquifero, bisogna tener presente, però che i software che risolvono l'equazione di flusso e del trasporto necessitano di una quantità di dati non sempre disponibile.

2.3 Le fasi della modellazione numerica

La modellazione delle acque sotterranee implica lo sviluppo di strumenti che riproducano i processi che si verificano nei sistemi idrogeologici e che possano essere sfruttati sia nella fase di monitoraggio della risorsa idrica che in quella di previsione. In ogni caso, migliore è lo strumento di modellazione e più attendibili risulteranno le previsioni sul comportamento del sistema.

La costruzione di un modello prevede l'effettuazione dei seguenti passi:

- delimitazione del sito su cui sviluppare il modello, raccolta ed interpretazione dei dati;
- costruzione del modello concettuale come rappresentazione ideale del sistema naturale reale;
- costruzione del modello matematico;
- calibrazione della soluzione adattando i valori simulati a quelli osservati;
- validazione dell'accuratezza delle previsioni del modello;
- simulazione basata sulla versione calibrata del modello concettuale;
- presentazione dei risultati.

Risulta evidente che migliore è lo strumento di modellazione e più attendibili risulteranno le previsioni sul comportamento del sistema.

2.3.1 Delimitazione del sito su cui sviluppare il modello, raccolta ed interpretazione dati

Individuata la problematica del sito e definiti gli obiettivi del modello, la fase iniziale di raccolta dati assume un ruolo fondamentale per l'ottenimento di simulazioni e previsioni attendibili. Un buon modello idrogeologico presuppone una approfondita conoscenza del sito da simulare che deriva da uno studio degli elaborati tecnici esistenti, associato alla raccolta di nuovi dati sia dal punto di vista litostratigrafico che idraulico.

2.3.2 Comprensione del modello concettuale

Per assicurare una modellazione accurata, il sito analizzato deve essere correttamente caratterizzato dal punto di vista della geologia, dell'idrogeologia e delle condizioni al contorno. Si ha quindi la necessità di conoscere un considerevole numero di sondaggi verticali che consentano la ricostruzione della stratigrafia in sezioni appartenenti all'area oggetto di studio. All'aumentare del numero di sondaggi e della profondità degli stessi aumenta il grado di conoscenza della stratigrafia del sistema naturale; in realtà è molto importante anche l'ubicazione dei sondaggi perché, per una caratterizzazione più dettagliata, è necessario che questi siano rappresentativi dell'intera zona esaminata.

Dopo aver analizzato il sistema oggetto di studio, si passa alla fase di costruzione del modello concettuale che lo rappresenta. La modellazione concettuale consiste nel definire l'estensione dell'area di analisi, cioè nel definire i confini del dominio di studio e la loro geometria, nell'individuare il regime di flusso e le unità litostratigrafiche, con le stesse caratteristiche idrogeologiche e nel rappresentare gli elementi che si comportano come ricariche o perdite di portata nei confronti della falda. La strategia modellistica è nell'impostare la griglia di discretizzazione in 2D e 3D in funzione degli obiettivi di modellazione, minimizzando il numero di celle/elementi, ottimizzando l'efficienza numerica e limitando i rischi di instabilità numerica.

2.3.3 Costruzione del modello numerico

La fase di costruzione del modello concettuale è seguita dalla fase di scelta del modello numerico più appropriato, in funzione degli obiettivi e del problema in studio, e successivamente dalla sua trasformazione in modello numerico.

Dopo avere costruito il modello si ha una fase di calibrazione e poi di validazione, necessaria per verificare le ipotesi alla base della semplificazione del sistema naturale. Durante la calibrazione i valori simulati dal modello, come ad esempio la

superficie piezometrica, vengono confrontati con valori misurati all'interno del dominio dello stesso. I parametri di ingresso del modello sono sottoposti a variazioni fino a quando i valori simulati ed osservati coincidono nel rispetto di una tolleranza prestabilita. La variazione può avvenire sia manualmente che automaticamente.

La calibrazione è una fase molto importante e delicata che richiede un certo tempo. Lo scopo è verificare che il modello delle acque sotterranee relativo al sito di interesse sia in grado di riprodurre i valori osservati nel sistema naturale.

Nella validazione si confronta generalmente il modello con dati non utilizzati nella fase di calibrazione. Questa procedura è adottata soprattutto quando le condizioni simulate differiscono significativamente da quelle usate nella calibrazione. Se il modello calibrato non riproduce accuratamente i risultati ottenuti con la validazione, lo stesso deve essere nuovamente calibrato servendosi di entrambe le serie di dati.

Le fasi di calibrazione e validazione si considerano terminate se sono stati simulati tutti gli scenari noti e possibili, senza variare le proprietà dei materiali o le caratteristiche dell'acquifero.

2.3.4 Applicazione del modello

L'applicazione del modello è la fase principale della modellazione di un sistema di acque sotterranee perché consiste proprio nell'esecuzione del modello stesso che porta al conseguimento della soluzione numerica desiderata.

2.3.5 Presentazione dei risultati

I risultati restituiti dai modelli numerici sono numeri, come per esempio altezze idrauliche o valori di velocità in punti discreti del dominio in un dato tempo. Questi risultati vengono generalmente resi più facilmente e velocemente comprensibili

anche a chi non conosce perfettamente il software utilizzato tramite presentazione grafica degli stessi in due o tre dimensioni.

2.4 Panoramica dei codici di calcolo per la modellazione alle differenze finite e agli elementi finiti

In questa tesi sono stati utilizzati diversi software informatici: è stato utilizzato l'applicativo alle differenze finite MODFLOW 2005 per la modellazione e caratterizzazione dell'acquifero del Torrente Baganza (Cap. 3); mentre i codici agli elementi finiti FEMWATER e FEFLOW sono stati impiegati per costruire i modelli di filtrazione dell'argine del fiume Secchia oggetto della rotta del gennaio 2014 (Capp. 6 e 7). E' stato infine impiegato per analizzare il problema della filtrazione nel corpo arginale del fiume Secchia, lo specifico modulo *groundwater* del software SLIDE/2D della ROCSCIENCE (Cap. 8), che permette di calcolare il moto di filtrazione in condizioni stazionarie e in regime transitorio e in base ai valori di pressione interna all'argine nei nodi di calcolo della mesh, che si palesano durante e dopo l'evento di piena, è stata verificata successivamente la stabilità dell'argine. Di seguito si riporta una breve descrizione di come sono strutturati i quattro software utilizzati.

2.5 MODFLOW

Il modello concettuale è stato costruito tramite l'interfaccia grafica GMS 7.0 che permette, attraverso i moduli corrispondenti, di inserire i dati stratigrafici ottenuti, elaborarli ed ottenere una griglia tridimensionale, sia con maglie regolari che irregolari. Inoltre, è possibile assegnare ad ogni cella caratteristiche differenti per ottenere la massima fedeltà nella rappresentazione delle caratteristiche del terreno. Il programma, inoltre, permette di sovrapporre alla griglia di calcolo immagini raster (ad esempio, una base cartografica) per avere una migliore visione dell'area investigata, nel caso in cui il caso studiato sia reale.

Infine, GMS permette di visualizzare la soluzione calcolata dai vari codici di calcolo interni; ad esempio, è possibile analizzare i carichi, gli abbassamenti rispetto alle condizioni iniziali, o i flussi per ogni cella. La visualizzazione grafica dei risultati delle simulazioni varia in funzione delle variabili che si sceglie di visualizzare: la scelta di default è il tracciamento delle isopiezometriche; è possibile, inoltre, visualizzare la variazione nel tempo, in base alla discretizzazione temporale scelta, delle variabili significative.

2.5.1 Il codice di calcolo e la griglia di calcolo

L'U.S. Geological Survey Modular GroundWater Flow Model, o MODFLOW, è un codice di calcolo scritto in Fortran, creato da M. McDonald e A. Harbaugh.

Il codice di calcolo MODFLOW simula il flusso dell'acqua attraverso un mezzo poroso utilizzando il metodo delle differenze finite; in particolare, l'equazione differenziale di diffusione:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) - W = S_s \frac{\partial h}{\partial t}$$

dove:

x, y, z sono le direzioni principali;

t è il tempo [T];

h è il carico idraulico [L];

K_{xx}, K_{yy}, K_{zz} sono le permeabilità lungo le direzioni principali [$L T^{-1}$];

W è il termine di flusso che tiene conto dell'eventuale pompaggio e della ricarica (o altre sorgenti) [T^{-1}];

S_s è il coefficiente di immagazzinamento specifico [L^{-1}];

Come nodi di calcolo MODFLOW può utilizzare sia i vertici del parallelepipedo che definiscono la cella, sia il centro della cella. In questo lavoro è stato risolto con la seconda modalità.

Il punto di partenza per lo sviluppo delle equazioni alle differenze finite è l'equazione di continuità, che esprime la conservazione della massa: la somma dei flussi entranti e uscenti da ogni cella è uguale alla variazione di volume immagazzinato o rilasciato nell'unità di tempo. Il sistema viene risolto per ogni cella per via iterativa una volta definite le condizioni al contorno e le condizioni iniziali.

Variando le dimensioni dei lati delle celle è possibile ottenere un infittimento dei nodi di calcolo nelle aree di maggior interesse in cui sia richiesta, quindi, una maggiore accuratezza di calcolo.

L'ampiezza sia delle righe che delle colonne viene inserita dall'utente, mentre lo spessore degli strati può essere definito sia implicitamente, sia esplicitamente specificando la quota del "top" e del "bottom" di ogni cella.

2.5.2 Le condizioni iniziali

Analiticamente le condizioni iniziali servono per risolvere i problemi in regime transitorio, ma vanno assegnate anche nelle simulazioni stazionarie poiché MODFLOW risolve il sistema per via iterativa partendo da una soluzione iniziale; l'iterazione termina quando si raggiunge la precisione richiesta dall'utente.

2.5.3 Le condizioni al contorno

Le principali opzioni per le condizioni al contorno che si possono utilizzare nel codice MODFLOW sono:

1. *Constant head* (condizione di *Dirichlet*): fissa a priori il carico idraulico; in genere le *constant head cells* corrispondono al contatto con corpi idrici a superfici libere (fiumi e laghi).
2. *No-flow* (condizione di *Neumann*): fissa la derivata del carico (flusso) attraverso la superficie di confine; il valore è zero se la permeabilità è bassa o se le linee isopiezometriche risultano ortogonali alla pareti della cella.

3. *General head* (condizione mista di *Cauchy*): simula la presenza di un serbatoio di capacità infinita ad una distanza prefissata dai confini del modello. Lo scambio d'acqua tra modello e serbatoio avviene tramite un ipotetico condotto a permeabilità nota (pari a quella della cella). La portata che entra o esce dalla cella dipende dalla differenza di carico idraulico e dalla cosiddetta conduttanza (*conductance*):

$$Q = C (h_f - h_s)$$

Dove:

Q è il flusso entrante o uscente dalla cella [$L^3 T^{-1}$];

h_f è il carico idraulico nella cella [L];

h_s è il carico idraulico simulato dal modello [L];

C è la conduttanza della cella [$L^2 T^{-1}$].

Quest'ultima viene calcolata con la seguente equazione:

$$C = K_f \frac{A}{b}$$

Dove:

K_f è la conducibilità idraulica della cella [$L T^{-1}$];

A è l'area della cella [L^2];

b è la distanza tra i baricentri delle celle [L].

4. *River* (condizione mista di *Cauchy*): simula l'azione dei fiumi e la loro interazione con la falda sia come elementi drenanti che alimentanti. Le equazioni utilizzate sono le stesse delle *general head cells*, con l'aggiunta però dei parametri che rappresentano lo spessore e la conducibilità idraulica dei sedimenti che costituiscono il letto del fiume.

5. *Drain* (condizione mista di *Cauchy*): simula la presenza di un dreno che asporta acqua dal modello; è simile alla condizione “*River*” con la differenza che non può mai alimentare la falda. L'acqua viene rimossa dal modello solo quando il carico idraulico è maggiore della quota del dreno.

MODFLOW presenta una struttura modulare, costituita da un insieme di “*packages*” ciascuno dei quali tratta uno degli aspetti idrogeologici. Questa struttura facilita l’introduzione di nuovi *packages* migliorativi, semplifica la preparazione dei dati per una simulazione e permette l’utilizzo di pochi moduli nella simulazione di schemi particolarmente semplici. Nel *Global package* sono inseriti i dati che descrivono la simulazione nel suo complesso ovvero: il tipo di simulazione: regime stazionario (0), regime transitorio (1); l’identificazione del tipo di cella: attiva, interna al modello (1); inattiva esterna al modello (-1), di contorno (0); la determinazione della lunghezza dei passi temporali di calcolo (*Stress Periods*); e le condizioni iniziali. Il *Layer properties flow package (lpf)* si occupa delle informazioni generali (griglia e dati idrologici) del modello. Nel caso si sia scelta l’opzione di utilizzare come nodo di calcolo il centro della cella, esso descrive per ciascun layer: la spaziatura della griglia (Δr_i e Δc_j); la quota, cella per cella, della superficie topografica e del fondo di ogni layer; il tipo di acquifero: confinato o libero; la permeabilità e il coefficiente di immagazzinamento cella per cella; la conducibilità idraulica nelle celle può essere valutata utilizzando tre metodi diversi, che possono essere scelti dall’utente (media aritmetica, media logaritmica e media armonica).

Il *Well (wel) package*: gestisce la schematizzazione dei pozzi all’interno del modello. Il *Recharge (rch) package*: gestisce la ricarica della falda dovuta alla pioggia ed all’infiltrazione superficiale.

L’*Evapotranspiration (evt) package*: considera l’evapotraspirazione delle piante e l’evaporazione diretta dell’acqua; il *River (riv) package*: permette di considerare le interazioni falda-acque superficiali; il *Lake (lak) package*: simula le interazioni lago-acquifero; il *Drain (drn) package*: simile al package *River*, ma non permette il flusso dal dreno alla falda. Il *General Head Boundaries (ghb) package*: fornisce la possibilità di flussi variabili attraverso i confini del modello; lo *Strongly Implicit Procedure (SIP)*, lo *Slice-Successive Overrelaxation (SOR)* ed il *Preconditioned*

Conjugate Gradient (PCG) packages rappresentano i risolutori iterativi del sistema alle differenze finite; l'*Output Control (oc) package*: permette all'utente di controllare quali risultati salvare e stampare ed a quali passi temporali.

I modelli numerici possono essere calibrati con differenti metodologie aventi differenti gradi di complessità:

- calibrazione "trial&error";
- calibrazione automatica con PEST (parametri di output distribuiti in aree omogenee);
- calibrazione automatica con PEST (utilizzo di Pilot Points; i parametri di output variano gradualmente);
- calibrazione con implementazione del BgaPEST (utilizza l'approccio geostatistico Bayesiano);

Il modello calibrato viene sottoposto ad analisi di sensitività e a validazione.

Maggiori e più specifiche informazioni si possono trovare nei manuali di Modflow2005 (Harbaugh 2005).

2.6 FEMWATER

L'analisi numerica della filtrazione in regime non stazionario con la soluzione non lineare nei rilevati arginali è stata condotta mediante il codice di calcolo Femwater (Lin et al. 1997).

Nei primi anni '90 l'agenzia AERL (Athens Laboratory of the U.S. Environmental Protection Agency) e la WES (U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station) condussero, indipendentemente, uno studio su un gran numero di modelli matematici per le acque sotterranee. Questo studio era finalizzato alla scelta di un modello capace di soddisfare le esigenze di modellazione delle due agenzie. L'interesse alla base della ricerca effettuata dalla AERL era l'individuazione di un modello saturo – insaturo tridimensionale, in grado di trattare anche geometrie irregolari, allo scopo di studiare acquiferi sottoposti a prelievi da parte di pozzi.

L'agenzia WES era interessata ad un modello avente le stesse caratteristiche del precedente, ma con la finalità di studiare le soluzioni di protezione delle acque sotterranee da intrusioni saline o di altri inquinanti. Queste due valutazioni indipendenti hanno portato come risultato finale l'individuazione di due modelli: 3DFemwater (Lin et al., 1997), in grado di trattare esclusivamente problemi relativi al flusso, e 3DLEWASTE in grado di trattare esclusivamente problemi riguardanti il trasporto. Il codice di calcolo Femwater nasce dalla fusione di questi due modelli ed è in grado di risolvere problemi di flusso e di trasporto in modo accoppiato. Gli autori di questo modello sono il dott. Hsin-Chi Lin e il dott. Yeh. I miglioramenti introdotti con Femwater, rispetto ai modelli precedenti, sono molteplici. Femwater è un codice di calcolo per la modellazione 3D agli elementi finiti degli acquiferi sotterranei. Può essere utilizzato per la modellazione del flusso e del trasporto in zone sature e insature. Per lo scopo di questa tesi è stato modellato solo il flusso.

2.6.1 Il codice di calcolo e la mesh

L'equazione principale per la modellazione del flusso sotterraneo nella zona insatura è rappresentata da un'equazione differenziale alle derivate parziali non lineari formulata da Richards (1931):

$$\frac{\partial \theta(\psi)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[K(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[K(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[K(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial z} \right]$$

dove:

$K(\psi) = K_r K_s$ è il tensore della conducibilità idraulica [L/T],

K_r è la conducibilità idraulica relativa [L/T],

K_s è il tensore della conducibilità idraulica nella zona satura [L/T],

Ψ è l'altezza piezometrica [L],

θ è il contenuto idrico [-],

t è il tempo [T].

Nella zona satura $\partial\theta(\Psi)/\partial t = 0$, θ e K_r hanno valore massimo (θ coincide con il valore della porosità, mentre $K_r = 1$). Nel codice FEMWATER le relazioni $K_r(\Psi)$, $\partial\theta(\Psi)/\partial t$, $\theta(\Psi)$ possono essere definite come funzioni descritte dalle curve di Van Genuchten (1980) o come funzioni lineari.

Femwater utilizza una discretizzazione tridimensionale agli elementi finiti del dominio da modellare. Gli elementi geometrici ai fini della discretizzazione sono di tre tipi: esaedri, prismi e tetraedri (Fig. 2.2). Ogni faccia e ogni nodo degli elementi sono numerati in sequenza.

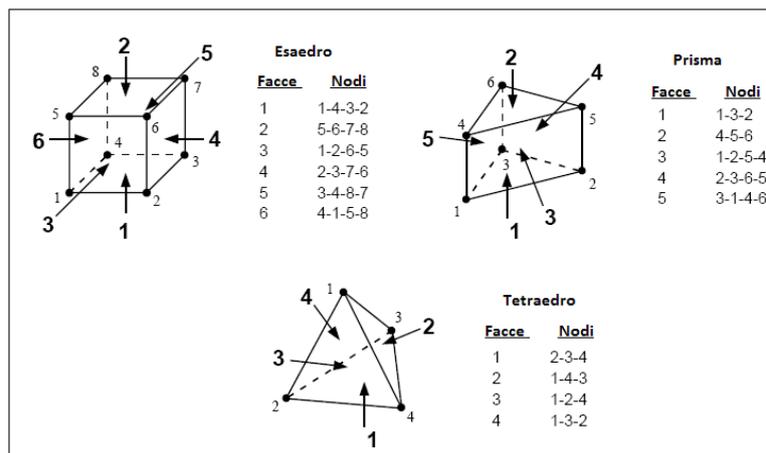


Fig. 2.2 Schema di numerazione delle facce degli elementi.

Tutti gli elementi sono raggruppati all'interno di zone che rappresentano differenti unità stratigrafiche. Ad ogni elemento viene assegnato un codice identificatore (ID). Tale codice è rappresentativo dell'unità stratigrafica alla quale l'elemento appartiene. Prima di creare il reticolo tridimensionale, occorre definire in modo accurato il modello concettuale del problema in studio. A tale scopo è necessario conoscere la stratigrafia del sito e le proprietà idrauliche dei terreni che la costituiscono, nonché le condizioni al contorno da assegnare. Note tutte queste informazioni, si può iniziare a creare il reticolo. Femwater permette la creazione

di modelli a maglie regolari, in cui gli elementi sono costituiti da esaedri, oppure a maglie irregolari, dove gli elementi sono costituiti da prismi e tetraedri. La creazione di queste due tipologie di modelli segue percorsi differenti, ma in entrambi i casi il punto di partenza è costituito da un reticolo bidimensionale, che rappresenta la planimetria del modello numerico. Il reticolo bidimensionale fissa la posizione nel piano xy di tutti i nodi della maglia 3D, mentre la coordinata z di questi punti viene assegnata dalla stratigrafia, utilizzando gli Scatter Data. Nel creare un reticolo bidimensionale si deve decidere dove collocare le condizioni al contorno. Il perimetro più esterno di tale dominio bidimensionale va infatti collocato ove siano note le suddette informazioni. Successivamente si definisce il numero e la migliore distribuzione spaziale degli elementi che verranno utilizzati per risolvere il problema del flusso. La discretizzazione della maglia deve essere più dettagliata nelle zone dove ci si aspetta che i gradienti, del carico o della concentrazione, siano più elevati. Una volta creata la maglia bidimensionale bisogna decidere l'altezza dei singoli elementi che costituiscono le unità stratigrafiche. Tutte le considerazioni fatte sulla dimensione planimetrica degli elementi valgono anche nello sviluppo verticale, ovvero anche per questa dimensione bisogna porre un passo di discretizzazione più piccolo nelle zone con gradienti di carico elevati, in modo particolare nella parte insatura del terreno. È importante notare che a un reticolo meno dettagliato non corrisponde necessariamente una velocità di convergenza maggiore per la soluzione numerica. Infatti ad un minor dettaglio può corrispondere un numero insufficiente di elementi necessari a caratterizzare adeguatamente il problema, di conseguenza la simulazione convergerà con difficoltà. In altri termini, minore è il numero di elementi utilizzati nel calcolo, più grande sarà il numero di iterazioni necessarie per arrivare alla convergenza. Quindi è meglio utilizzare un elevato numero di elementi per poche iterazioni con una soluzione più accurata, rispetto a pochi

elementi per tante iterazioni con una soluzione meno accurata e potenzialmente divergente.

2.6.2 I materiali e le proprietà del mezzo

Per quanto riguarda le proprietà del terreno, esse devono essere assegnate per ogni elemento della Mesh 3D. Femwater richiede l'inserimento delle seguenti proprietà per la caratterizzazione dei materiali. L' *Hydraulic Conductivity* eventualmente anisotropa e le *Soil Properties for Unsaturated Zone* (SP1) specifiche per ogni materiale: tre curve, ovvero la curva di ritenzione, la permeabilità relativa e la capacità idrica, le quali servono a caratterizzare il suolo nella zona insatura.

In particolare, dato che Femwater modella sia il terreno saturo sia quello insaturo, è necessario quindi individuare la curva di ritenzione del modello e la curva di capacità idrica che è la derivata della precedente, nonché la funzione di permeabilità relativa. Il programma ha una libreria interna di curve di ritenzione per le tipologie di terreno più comuni e i valori caratteristici sono riportate in Carsel e Parish (1988) tramite l'espressione di Van Genuchten.

Il modello di Van Genuchten (1980) è un modello a tre parametri (α , n , m) dove:

$$\theta = \frac{1}{\left[1 + (\alpha \cdot \psi)^n\right]^m}$$

Dove α è un parametro legato al tipo di suolo, n è funzione della distribuzione dei pori del terreno ed è tanto più grande quanto tale distribuzione è uniforme, m è il parametro che descrive l'asimmetria della curva di ritenzione. La proposta iniziale del modello prevedeva l'impiego di due soli parametri α ed n , con

$$m = 1 - \frac{1}{n}.$$

2.6.3 Le condizioni iniziali

Per potere realizzare una simulazione con il codice di calcolo Femwater è necessario definire le condizioni iniziali, ovvero i valori iniziali di carico nel nostro caso. Femwater permette di inserire tre tipologie di condizioni iniziali: *cold start*, *hot start* e *flow solutions*.

La condizione iniziale *cold start* è utilizzata quando si vuole definire un set di valori iniziali per una simulazione in condizioni stazionarie o transitorie. Il codice di calcolo Femwater utilizza un metodo di risoluzione di tipo iterativo, ovvero partendo da un valore iniziale di carico e gradualmente modifica tali valori iniziali fino ad arrivare a convergenza. In particolare se si sta eseguendo una simulazione del solo flusso si deve inserire un valore iniziale del carico. Naturalmente, se i valori iniziali sono molto vicini alla soluzione del particolare problema analizzato, la convergenza sarà raggiunta dopo poche iterazioni e quindi in tempi brevi. Tuttavia, a causa della non-linearità delle equazioni di flusso nella zona insatura, può succedere che la soluzione di tali equazioni non sia unica. Inoltre, condizioni iniziali differenti possono portare a soluzioni diverse a parità di condizioni al contorno. Nel caso di simulazioni in regime transitorio, l'individuazione delle condizioni iniziali diventa ancora più critica, in quanto rappresentano la condizione del terreno all'inizio della simulazione. Allo scopo di ottenere una simulazione accurata, le condizioni iniziali devono essere scelte in modo da essere compatibili con le condizioni al contorno e con le condizioni di carico del terreno.

Femwater è un modello agli elementi finiti che utilizza equazioni non lineari. Il raggiungimento della convergenza può richiedere tempi molto lunghi anche per Mesh moderatamente ridotte, soprattutto quando viene eseguita una simulazione in regime transitorio con numerosi steps temporali di calcolo. Nella modellazione numerica di taluni problemi, si possono incontrare situazioni in cui fino ad un certo istante di tempo il sistema è stabile e la soluzione ricavata per ogni intervallo di

tempo varia linearmente, ma subito dopo tale istante il sistema diventi instabile e la soluzione diverge e non si riesca più a raggiungere la convergenza. Queste situazioni possono essere risolte andando a ridurre l'ampiezza dell'intervallo temporale in corrispondenza del punto in cui la soluzione inizia a divergere.

La funzione *hot start* permette di eseguire una simulazione le cui condizioni iniziali non sono altro che le condizioni finali di una precedente simulazione, naturalmente a parità di Mesh e di condizioni al contorno. Per eseguire una simulazione con *hot start* è necessario perciò individuare il set di files di output contenenti la soluzione del dato problema in termini di carico, grado di umidità e velocità, nonché indicare l'istante temporale da cui si vuol far partire la simulazione. In questo modo Femwater considererà come condizioni iniziali i valori di carico per quel dato istante, che andrà a leggere dai file di output. I files di output necessari per *hot start* dipendono dal tipo di simulazione. Per il solo flusso è necessario conoscere il carico.

2.6.4 Le condizioni al contorno

Femwater permette di imporre condizioni al contorno di Dirichlet (carico assegnato), di flusso, di gradiente di flusso e condizioni variabili (pioggia e evaporazione/infiltrazione). Tali condizioni possono essere costanti o variabili nel tempo. Inoltre se non vengono assegnate condizioni al contorno, le superfici che delimitano il contorno della Mesh vengono ritenute impermeabili. Le condizioni al contorno maggiormente utilizzate nella modellazione sono quelle di carico, ovvero di Dirichlet. Le condizioni al contorno variabili possono essere usate per modellare i fenomeni di precipitazione ed evaporazione. In particolare per quanto riguarda le condizioni di flusso, è importante sapere che il flusso è applicato parallelamente alla normale alla faccia su cui viene imposta la data condizione al contorno. Le condizioni al contorno di flusso, di gradiente di flusso e variabili sono applicate sulle facce degli elementi, mentre le condizioni al contorno di carico

assegnato sono applicate nei nodi degli elementi. Le facce e i nodi di ogni elemento sono numerati come già riportato in precedenza.

Le condizioni di Dirichlet impongono un dato valore di carico totale ai nodi. Tali condizioni sono solitamente applicate all'interfaccia suolo-acqua come fiumi, laghi artificiali e linee di costa. Le equazioni di flusso utilizzate da Femwater sono espresse in termini di altezza piezometrica $h=p/\gamma$. Le condizioni di Dirichlet sono scritte nella seguente forma $h' = h_d'(x_b, y_b, z_b, t)$, dove il pedice b indica che tali condizioni valgono sui punti del contorno. Tuttavia, queste condizioni vengono immesse in termini di carico totale e Femwater successivamente le converte internamente in termini di altezza piezometrica, andando a sottrarre al carico totale assegnato il valore della quota geodetica z per ogni nodo.

A differenza delle condizioni di Dirichlet, le condizioni di flusso vengono applicate sulle facce degli elementi che compongono la Mesh e sono costituite essenzialmente da flussi d'acqua dall'esterno $[L/T]$, come una precipitazione. Il valore del flusso è positivo se in ingresso, negativo se in uscita.

Le condizioni al contorno variabili sono applicate sulla faccia superiore degli elementi che costituiscono lo strato più alto della Mesh, ovvero all'interfaccia aria-suolo, e sono imposte quando si vuole simulare il fenomeno di infiltrazione ed evaporazione associato agli eventi piovosi. Un altro uso efficace della condizione al contorno variabile è quello di combinare questa condizione con una condizione al contorno di Dirichlet o di flusso per simulare la presenza di confini con carico o flusso noti, ma con concentrazioni incognite. Tali condizioni al contorno sono dette variabili, non perché esse varino nel tempo, ma in quanto corrispondono ad una condizione al contorno di Dirichlet o ad una condizione al contorno di flusso a seconda del potenziale di evaporazione, della permeabilità del terreno, della disponibilità di acqua e della posizione della falda. Le condizioni al contorno variabili possono essere di due tipologie, a seconda che si stia simulando un periodo in assenza di precipitazioni o un periodo con precipitazioni. Durante i

periodi piovosi, la pioggia si infiltra nel sottosuolo con una velocità pari al flusso di precipitazione. Imponendo una condizione al contorno variabile, se il flusso di precipitazione q_p eccede la capacità di infiltrazione del terreno o il livello della falda supera la superficie della Mesh, l'altezza piezometrica non può superare la "ponding depth h_p ", ovvero la profondità degli specchi d'acqua che si creano sulla superficie del modello. Quando ciò accade, la condizione al contorno di flusso viene cambiata in condizione al contorno di Dirichlet, imponendo un'altezza piezometrica uguale alla "ponding depth". Durante i periodi di assenza di precipitazione l'altezza piezometrica non può superare il valore della "ponding depth". Se il valore dell'altezza piezometrica è inferiore al valore della ponding depth, la condizione al contorno viene modificata in condizione al contorno di flusso, dove il flusso è posto pari al valore del flusso di evaporazione, q_e . Se invece l'altezza piezometrica scende al di sotto del valore minimo di altezza piezometrica (imposto dall'utente), la condizione al contorno viene cambiata in condizione di Dirichlet e l'altezza piezometrica imposta è pari al valore minimo. Durante i periodi in cui la condizione al contorno variabile è data da una condizione di flusso, la direzione del flusso stessa è quella verticale, con verso concorde o discorde all'asse verticale a seconda che il flusso sia in uscita o in entrata. Femwater, per calcolare il flusso volumetrico in entrata nel sistema, moltiplica il valore del flusso (che ha le dimensioni di una velocità [L/T]) per l'area della faccia dell'elemento in superficie, proiettata sul piano orizzontale. In questo modo permette di simulare il fenomeno di infiltrazione ed evaporazione, a seguito di eventi piovosi, su superfici topograficamente varie.

2.7 FEFLOW

FEFLOW (Finite Element subsurface FLOW system) è un software per la modellistica del flusso e del trasporto delle acque sotterranee in falda sviluppato dalla DHI-WASY (Diersch, 2005a), che utilizza il metodo agli elementi finiti, ed ha un'ampia gamma di funzionalità, in quanto permette la simulazione di modelli bi e tridimensionali con condizioni al contorno variabili nel tempo, considera condizioni sature ed insature in mezzi porosi, densità del fluido variabile e trasporto di calore. Include inoltre diversi metodi geostatistici di interpolazione, che permettono di trasformare i dati misurati in campo in mappe di input per il modello. Risulta di facile utilizzo in quanto è possibile inserire direttamente i dati idrogeologici in formato GIS: può condividere i dati con qualunque struttura di database, utilizzando mappe di punti, archi e poligoni per rappresentare dati geografici, idrogeologici e fisici. Inoltre i risultati computazionali di FEFLOW, come la distribuzione di velocità di flusso, possono essere esportati in GIS.

Nel caso particolare di questo lavoro di tesi si sono simulati i flussi idrici ottenendo come output distribuzioni di carico piezometrico, contenuto idrico, velocità e flussi inerenti il modello del rilevato arginale del fiume Secchia al fine di valutare i percorsi di filtrazione preferenziali all'interno di tunnel scavati da animali.

2.7.1 Il codice di calcolo e la mesh

Alla base dei calcoli eseguiti dal software descritto vi sono le equazioni di base che regolano il flusso idrico nei mezzi porosi, medesime equazioni di flusso nella zona satura ed insatura alla base del software agli elementi finiti FEMWATER, espresse in un sistema che ammette la conservazione delle seguenti grandezze:

- conservazione della massa;
- conservazione della quantità di moto;
- conservazione dell'energia (primo principio della termodinamica);

- conservazione della massa di contaminanti e sostanze chimiche disciolte.

Per la parte insatura è impiegata l'equazione differenziale alle derivate parziali non lineari formulata da Richards (1931).

Il programma permette di inserire ed editare dati di riferimento, come punti di osservazione o distribuzioni nodali, per compararli con i risultati della simulazione. La stesura di un modello prevede innanzitutto il disegno del contorno dell'area, la cosiddetta *superelement mesh*: oltre alla delimitazione della superficie studiata, devono essere presi in considerazione tutti gli elementi di discontinuità all'interno della zona esaminata, come fiumi, laghi, aree a diversa conducibilità idraulica, etc. Si procede quindi con la creazione della *finite element mesh*, ovvero la definizione degli elementi finiti, per i quali FEFLOW calcolerà l'equazione del flusso. Ogni elemento finito sarà formato da un numero di nodi che dipende dalla scelta della sua geometria: si possono considerare elementi triangolari o quadrangolari. Per elaborare un modello è necessario indicare le condizioni iniziali, le condizioni al contorno e i parametri del materiale. La condizione iniziale di un modello di flusso può essere assegnata o ai nodi, o ai singoli elementi, o tramite un *database* in cui viene specificato il valore del carico piezometrico e le coordinate x , y dei punti. E' anche possibile utilizzare *Shape file* poligonali: il valore espresso da ogni poligono verrà assegnato a tutti gli elementi finiti interni ad esso.

2.7.2 I materiali e le proprietà del mezzo

I parametri idraulici del mezzo poroso necessari per la stesura di un modello tridimensionale di flusso sono: K_{xx} , K_{yy} , K_{zz} : elementi del tensore di conducibilità idraulica nel caso in cui gli assi principali siano paralleli agli assi cartesiani K_{1m} , K_{2m} , K_{3m} : elementi del tensore di conducibilità idraulica nel caso generale; Φ , ψ , θ : angoli tra gli assi principali e gli assi cartesiani; P_0 rappresenta il tasso di infiltrazione dalla superficie e/o il tasso di perdita dal basso [L/T].

ε_e : porosità effettiva [-] S_0 : immagazzinamento specifico [L^{-1}] $Q\rho$: sorgenti e pozzi; Φ_h^{in} e Φ_h^{out} : coefficienti che indicano il trasferimento di acqua dal fiume alla falda e viceversa.

L'utilizzo che se ne è fatto in questo lavoro (Cap. 7) ha riguardato la simulazione dei flussi idrici, della distribuzione dei livelli piezometrici, velocità e contenuto idrico al fine di valutare i percorsi di filtrazione all'interno del rilevato arginale del fiume Secchia.

2.7.3 Le condizioni iniziali e al contorno

Le condizioni iniziali possono essere condizioni iniziali di carico o di pressione o di flusso.

Le condizioni al contorno che possono essere indicate sono di 4 tipi: Carico idraulico imposto (primo tipo, *Dirichlet*, [L]): descrive una piezometria fissata sui nodi; condizione di flusso imposto (secondo tipo, *Neumann*, [L/T]): assegna un determinato flusso ai nodi; condizione di trasferimento (carico idraulico di riferimento, terzo tipo, *Cauchy*, [L]): definisce un carico idraulico di riferimento di un dominio all'esterno del modello, come un fiume o un lago; condizione di pozzo (quarto tipo, [L^3/T]): definisce la portata di acqua emunta o iniettata in un nodo.

La piattaforma modellistica è dotata di un ambiente grafico avanzato che permette di rappresentare le dinamiche di flusso sotterraneo in situazioni complesse. I risultati possono poi essere elaborati per ottenere distribuzioni su tutto il dominio delle principali grandezze (carichi idraulici, pressione, velocità del fluido) e per calcolarne i flussi di massa uscente.

2.8 SLIDE 2D

SLIDE (ROCSCIENCE, 2015) è un programma 2D per le verifiche di stabilità dei pendii, all'equilibrio limite, per valutare il fattore di sicurezza o la probabilità di rottura, di superfici di rottura circolari o non circolari in terreno o pendii rocciosi. Le due dimensioni su cui lavora sono contenute in un piano verticale. SLIDE, come precedentemente accennato, comprende anche l'analisi agli elementi finiti per modellare le filtrazioni sotterranee sia per condizioni di tipo stazionario che transitorie. Il programma permette di lavorare su due directory principali: quella relativa all'analisi di stabilità vera e propria, attraverso la quale viene inoltre inserita la geometria delle sezioni (*Slope Stability*), e quella attraverso cui vengono fornite al programma le condizioni idrauliche necessarie per l'analisi di filtrazione (*Groundwater*). Il secondo tipo di analisi ha comportato lo studio della filtrazione in regime stazionario per ricavare l'andamento della linea di falda all'interno dell'arginatura e per tener conto in maniera più accurata delle forze di filtrazione. L'analisi dei moti di filtrazione in SLIDE è completamente separata dall'applicativo di analisi di stabilità dei versanti. È possibile eseguire l'analisi delle filtrazioni senza necessariamente eseguire una analisi di stabilità. Tuttavia, dopo l'esecuzione di un'analisi delle filtrazioni, i risultati (ad esempio i valori delle pressioni interstiziali nei nodi della mesh), possono essere utilizzati automaticamente dall'applicativo di analisi di stabilità all'interno del modulo di SLIDE dedicato.

In questo lavoro il software SLIDE è stato utilizzato per simulare i flussi idrici, contenuto idrico, distribuzione delle velocità e flussi in uscita dal modello rappresentativo del rilevato arginale del fiume Secchia al fine di valutare i percorsi di filtrazione preferenziali all'interno di tunnel scavati da animali (Cap. 8). Ottenuti i risultati dal punto di vista idraulico dei moti di filtrazione è stata effettuata

un'analisi dal punto di vista della stabilità arginale considerando il contenuto idrico e i valori di pressione interstiziale del corpo arginale durante l'evento di piena.

2.8.1 Il codice di calcolo e la mesh

Al fine di effettuare un'analisi del moto di filtrazione, è necessario prima definire le impostazioni di progetto. È possibile scegliere di effettuare l'analisi in stazionario, analisi transitoria o sia stato stazionario che transitorio. Per l'analisi in condizioni stazionarie, bisogna impostare il metodo di calcolo agli elementi finiti *steady state*; mentre per l'analisi in transitorio, bisogna selezionare l'opzione di calcolo in transitorio nelle impostazioni avanzate specificando il numero di *stages* e il periodo temporale per ognuno di essi. Se si lascia impostata sia la condizione in stazionario che in transitorio, i risultati delle analisi in condizione stazionaria definiranno le condizioni iniziali del modello di flusso sotterraneo per l'analisi in transitorio.

La geometria viene definita all'inizio importando le coordinate o editando direttamente il contorno del modello e al suo interno le stratigrafie che schematizzano i diversi tipi di terreno. Nel caso si esegua anche l'analisi di stabilità i confini del modello sono definiti prima e poi utilizzati anche per l'analisi dei flussi; i confini del modello possono essere definiti e modificati solo quando la modalità di analisi è impostata sul modulo di stabilità.

L'analisi delle filtrazioni in SLIDE è, come si è detto in precedenza, un'analisi agli elementi finiti, quindi è necessario costruire una mesh di elementi finiti di calcolo per risolvere il problema. La mesh agli elementi finiti può essere creata automaticamente del software discretizzando il dominio di calcolo interno ai confini del modello, oppure può essere personalizzata permettendo di variare il numero totale di elementi finiti e il tipo di elemento (triangolari a 3 o 6 nodi o quadrilateri a 4 o 8 nodi) e infittire o meno una determinata area del dominio a seconda di dove si vuole più o meno dettagliare le informazioni.

2.8.2 I materiali e le proprietà del mezzo

Mentre per il modulo di analisi di stabilità vengono definite le proprietà geomeccaniche (il peso specifico, la coesione e l'angolo di resistenza al taglio) dei diversi strati che costituiscono il modello, per l'analisi delle filtrazioni devono essere definite le proprietà e le caratteristiche idrauliche di ogni materiale. La definizione delle proprietà idrauliche del suolo vale sia per l'analisi in stazionario che in condizioni di transitorio.

Si può definire il valore di permeabilità (conducibilità idraulica) in condizioni di terreno saturo, la cosiddetta K_s , per ogni strato del modello, mentre sono disponibili diversi modelli per definire la permeabilità nei mezzi porosi insaturi. Per ogni materiale è sempre specificata la permeabilità K_s per terreno saturo.

Può essere considerata anche un'anisotropia nella permeabilità in cui la permeabilità varia con la direzione, in questo caso va specificato un fattore K_2/K_1 che specifica la permeabilità relativa nella direzione ortogonale alla direzione di K_1 (dove K_1 equivale alla permeabilità K_s in condizioni di terreno saturo) e l'angolo che specifica la direzione della permeabilità K_1 , che definiscono la permeabilità relativa nelle due direzioni ortogonali.

Per la zona insatura SLIDE dispone di modelli di funzioni di permeabilità espressa in funzione della matrice di suzione ad esempio modelli di: Brooks e Corey (1964), Fredlund e Xing (1994), Gardner (1956), e Van Genuchten (1980) oppure definiti e importati dall'utente.

Con il modello *Semplice*, una funzione di permeabilità in condizioni insature viene determinata automaticamente da SLIDE in base alla permeabilità saturo K_s e del tipo di terreno selezionato. Per il modello *Semplice*, è possibile scegliere uno dei seguenti tipi di terreno: *General*, *Sabbia*, *Limo*, *Argilla*, *Medio impasto*.

Per il tipo di modello *General* la permeabilità per l'insaturo viene ridotta di un ordine di grandezza nel range di valori della matrice di suzione e resta costante per i valori più alti di suzione. Per i tipi di terreno specifici (sabbia, limo e argilla) le

curve medie sono state determinate dai valori tipici di letteratura. Nel caso dell'argine del fiume Secchia sono state usate le curve di Van Genuchten (1980) già citate in precedenza, in cui il grado di saturazione è espresso in funzione della suzione, della permeabilità e di altri parametri moltiplicativi.

2.8.3 Le condizioni al contorno

Una volta che la mesh agli elementi finiti è definita in modo soddisfacente è necessario quindi definire le condizioni al contorno del modello che si desidera risolvere. Questo può essere impostato sia per le condizioni al contorno di tipo stazionarie che variabili nel tempo lungo i confini del modello (ad esempio carico idraulico, pressione, infiltrazione, flusso).

Quando viene generata la mesh le condizioni al contorno predefinite attive sul contorno esterno sono: incognite lungo la parte superiore o inclinata (pendii o argini) e lungo i confini sinistro, destro e inferiore del perimetro esterno la condizione impermeabile. Dopo di che si decide quali condizioni assegnare al modello. Le condizioni che possono essere applicate ai nodi, vertici o ai segmenti interni o esterni sono: l'altezza della superficie freatica, livello idrico nel fiume o nella falda (*Total head* [L]), la pressione (*Pressure head* [L]), il flusso (*Nodal Flow Rate* [L³/T]), l'infiltrazione (*Normal o vertical infiltration*, [L/T] applicabile solo lungo la *seepage face* e non ai singoli nodi). L'infiltrazione può essere specificata in direzione verticale, o normale ai confini (ad esempio precipitazioni sul versante). Si sottolinea che le dimensioni del parametro infiltrazione sono [L/T]. Questo perché l'infiltrazione rappresenta un volume di fluido, in entrata (o in uscita), per unità di area.

Dopo aver calcolato i flussi è possibile visualizzare i risultati delle analisi, selezionando l'opzione *Interpret*. I risultati in termini di carichi idraulici, carichi pressori, velocità (orizzontale, verticale e totale), gradiente idraulico (orizzontale, verticale e totale) e permeabilità (orizzontale e verticale) sono visualizzabili ed esportabili sotto forma di output grafici, immagini o tabelle.

Se i risultati del modello di filtrazione sono soddisfacenti, allora si può cambiare la modalità di analisi e procedere con l'analisi di stabilità. L'analisi di stabilità utilizzerà automaticamente la pressione interstiziali calcolate dall'analisi dei moti di filtrazione.

I risultati delle analisi dei flussi visualizzati con il programma *Interpret* possono essere visualizzati contemporaneamente con i risultati delle analisi di stabilità.

3 Caso di studio: acquifero che interagisce con la cassa d'espansione del Torrente Baganza

3.1 Introduzione

Un intervento strutturale per il controllo delle piene, quale la cassa di espansione, è previsto sul torrente Baganza, a monte della città di Parma, con l'obiettivo di mitigare il rischio di esondazione, immagazzinando temporaneamente una parte consistente del volume di piena rilasciato poi a portata controllata.

Al fine di una corretta progettazione della struttura, che interagisce non solo con il sistema di acque superficiali, ma anche sotterranee, è fondamentale la determinazione della variabilità spaziale dei parametri idraulici dell'acquifero sottostante l'opera. L'acquifero è stato preliminarmente indagato tramite carotaggi, stendimenti geoelettrici e geosismici e prove di pompaggio che ne hanno permesso la caratterizzazione litostratigrafica e idraulica del mezzo. La stratigrafia si può riassumere in una sequenza di strati ghiaioso-sabbiosi con successione di lenti d'argilla più o meno spesse e continue.

Nel presente studio si fa riferimento al solo acquifero superficiale che è stato modellato numericamente, alle differenze finite, per mezzo del software MODFLOW_2005 (Harbaugh, 2005). Lo scopo del modello è stato quello di valutare l'influenza dell'invaso sull'acquifero sottostante e stimare l'approfondimento della diaframmatura sia del manufatto principale che dell'arginatura. L'obiettivo del lavoro è quello di rappresentare il sistema acquifero nelle condizioni attuali (in assenza di alcuna opera) e in quelle di progetto. La calibrazione è stata condotta in condizioni stazionarie utilizzando i livelli piezometrici raccolti in 11 punti d'osservazione durante la primavera del 2013. I valori di conducibilità idraulica sono stati stimati per mezzo di un approccio Bayesiano geostatistico (Kitanidis, 1995). Il codice utilizzato per la stima è il

bgaPEST (Fienen et al., 2013), un software gratuito per la soluzione di problemi inversi fortemente parametrizzati, sviluppato sulla base dei protocolli del software PEST (Doherty, 2008).

La metodologia inversa stima il campo di conducibilità idraulica combinando osservazioni sullo stato del sistema (livelli piezometrici nel caso in esame) e informazioni a-priori sulla struttura dei parametri incogniti (specifico modello di covarianza). Le informazioni a-priori, dal punto di vista geostatistico, impongono un certo grado di continuità e di uniformità al campo dei parametri incogniti e hanno lo scopo di regolarizzare la soluzione. La procedura inversa richiede il calcolo della sensitività di ciascuna osservazione a ciascuno dei parametri stimati; questa è stata valutata in maniera efficiente facendo ricorso ad una formulazione agli stati aggiunti del codice in avanti MODFLOW_2005_Adjoint (Clemo, 2007). Visto l'esiguo numero di osservazioni in confronto al numero di celle attive, si è deciso di ridurre il numero di parametri da stimare accorpando le celle in gruppi di 9 (3×3). Questo ha permesso di ridurre il numero di parametri a circa 18,000 e conseguentemente semplificare il processo di stima.

Questo caso studio è trattato e organizzato nelle seguenti parti:

1. descrizione dell'area di studio, costruzione dei modelli concettuale e numerico;
2. descrizione dei metodi di stima utilizzati per stimare il campo di conducibilità idraulica;
3. analisi dei risultati ottenuti;
4. simulazioni considerando diversi scenari di diaframmatatura.

3.2 L'intervento di laminazione sul T. Baganza

Nel corso degli ultimi decenni, un gran numero d'invasi di laminazione si sono sviluppati nel Nord Italia, al fine di mitigare il rischio di alluvione nelle aree urbane.

Detti invasi sono misure strutturali per la protezione contro le inondazioni, dove un manufatto permette di raccogliere temporaneamente una porzione di volume d'acqua in ingresso e poi rilasciare a valle una determinata portata in funzione di quanto l'opera può invasare. Rossi et al. (1994) e Gardiner et al. (1995) chiariscono che i rischi naturali come le estreme e catastrofiche inondazioni sono essenzialmente rischi naturali che si verificano con una frequenza relativamente bassa e causate da precipitazioni intense nella maggior parte dei casi. Tuttavia, le caratteristiche delle intense alluvioni sono state condizionate da fattori antropici, l'urbanizzazione, o azioni e misure strutturali per mitigare le inondazioni (ad es. il taglio dei meandri del fiume), hanno spesso modificato le caratteristiche naturali delle piene e inondazioni fluviali (Rossi et al, 1994; Gardiner et al, 1995). Quindi, viene sollevata la necessità di progettare e costruire degli invasi per raccogliere un volume considerevole d'acqua in occasione degli eventi alluvionali più critici. Nel frattempo, questi serbatoi potrebbero avere più scopi, infatti durante periodi di siccità potrebbero essere utilizzati per trattenere l'acqua per usi agricoli. Per la prima volta in ambito giuridico all'interno dell'articolo 3 della legge nazionale italiana n. 183 del 1989, "Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo" appare il termine "casse di espansione".

Le casse di espansione rientrano nella categoria delle opere idrauliche finalizzate alla riduzione e regolazione delle portate idriche. Consistono in allargamenti dei corsi d'acqua realizzati per immagazzinare il massimo volume possibile d'acqua nei periodi di piena allo scopo di ridurre gli effetti a valle.

Le casse di espansione, sono interventi strutturali costituiti da manufatti idraulici d'imbocco e di sbocco, che permettono in pratica di arrivare alla riduzione della portata di un'onda di piena attraverso un "taglio", la cosiddetta "decapitazione" dell'onda, nel suo tratto sommitale ottenuto con il temporaneo invaso di parte del volume di piena.

La rilevante diffusione di questa particolare macro-opera può essere letta quale risposta, in termini di “compensazione”, ai processi di trasformazione e stravolgimento del territorio che hanno comportato una progressiva contrazione degli spazi di ritenuta e, in particolare, della capacità di laminazione naturale delle piene. Non a caso, le aree racchiuse nelle casse coincidono, generalmente, con le zone di pertinenza fluviale che il corso d'acqua utilizza o utilizzava per la sua espansione, e che il processo di urbanizzazione di questi ultimi decenni ha progressivamente sottratto mediante le arginature. La trasformazione delle aree residue in casse di espansione consente, pertanto, una crescita dell'efficienza di laminazione che può andare in parte a compensare la riduzione delle superfici di pertinenza idraulica.

Le casse di laminazione in linea sfruttano il volume ottenuto dal rigurgito generato da una traversa o da una diga realizzata in alveo e posizionata trasversalmente, permettendo il controllo della portata effluente. In questa tipologia tutta l'onda di piena attraversa l'opera e fuoriesce “deformata” attraverso appositi manufatti di scarico. La connessione idraulica tra il fiume e la cassa è garantita da un ribassamento dell'intera arginatura.

Il funzionamento idraulico delle casse di espansione è progettato in funzione del tempo di ritorno delle onde di piena che solitamente è pari a duecento anni. L'efficienza di un bacino di laminazione varia in base alla portata al colmo e alla durata dell'evento di piena e chiaramente al tempo di ritorno.

Gli invasi di laminazione di controllo delle inondazioni sono spesso distribuiti su aree molto estese, preferibilmente su terreno pianeggiante nella parte bassa del reticolo idrografico. Per questo motivo nella Regione Emilia Romagna sono stati pianificati e costruiti numerosi invasi o casse di laminazione, di diverse capacità (ad esempio, sul torrente Enza, con un volume di circa 10 Mm^3 , fiume Panaro circa 26 Mm^3 , torrente Parma circa 12 Mm^3 e fiume Secchia circa 15 Mm^3). La città di Parma è caratterizzata dalla confluenza nel territorio cittadino di due torrenti

(Parma e Baganza). La città, dal 2004, è protetta da una cassa d'espansione in linea lungo il torrente Parma (circa 7 km a monte dei confini della città), che ha l'obiettivo di mitigare il rischio di alluvioni in area urbana.

Il nodo idraulico di Parma, inteso in senso ampio e comprendente quindi non solo l'attraversamento della città omonima ma anche quello di Colorno (Fig. 3.1), è notoriamente uno dei più critici a livello regionale. La sua criticità si è palesata in più occasioni e in particolar modo durante lo scorso evento di piena del 13 ottobre 2014.

La cassa di espansione in progetto sul torrente Baganza, in aggiunta alla già esistente cassa sul Parma, è un intervento strutturale necessario a garantire un maggiore livello di sicurezza idraulica alla città di Parma e, più a valle, al nodo di Colorno. Tale opera ha lo scopo di mitigare il rischio di piena nell'eventualità in cui coincidano temporalmente i colmi delle due onde di piena del fiume Parma e fiume Baganza proprio nel tratto di attraversamento della città.

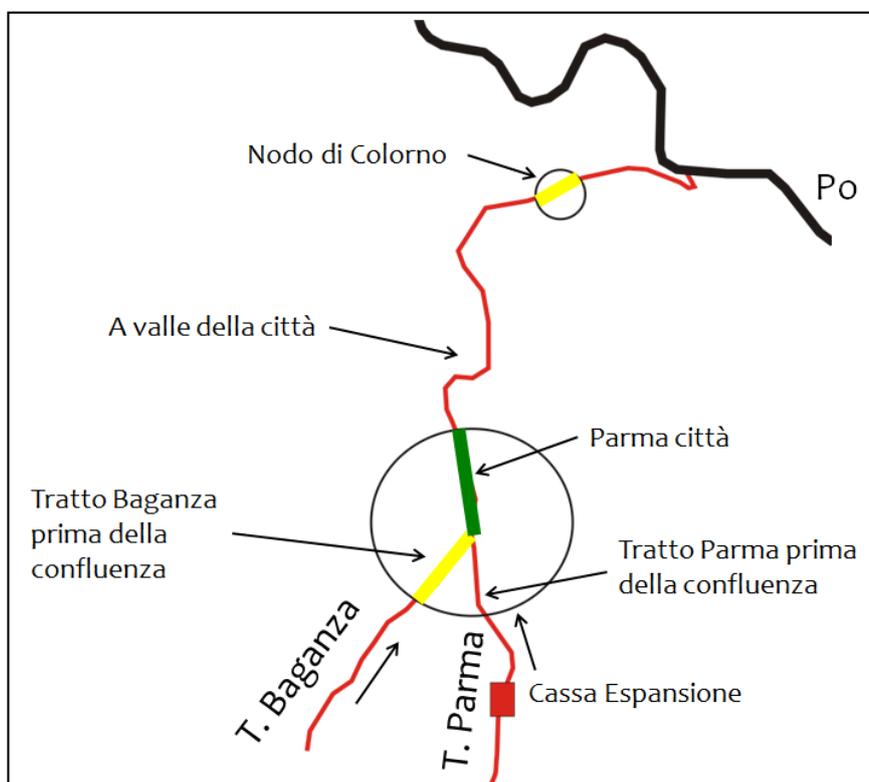


Fig. 3.1 Nodo idraulico di Parma-Colorno.

Sulla base di studi precedenti, è risultato che la porzione del corso d'acqua migliore per la localizzazione dell'invaso di laminazione è quella compresa fra il comune di Sala Baganza e l'abitato di S. Ruffino nel comune di Parma. L'ubicazione è ritenuta idonea in quanto consente la leggera riduzione del volume invasato e va ad interessare, in sponda destra, una porzione di territorio attualmente già soggetta ad attività estrattive.

Il sistema idraulico Parma – Baganza (Tratti considerati nel sistema Parma-Baganza. Fig. 3.1) è stato oggetto di numerosi studi (Servizio Tecnico di Bacini Taro e Parma, 2004, Progetto preliminare della cassa di laminazione sul T. Baganza), allo scopo di determinare le portate compatibili nei vari tratti dei due torrenti e analizzare gli interventi per migliorare le situazioni più critiche. In

estrema sintesi si può ritenere che i tratti più critici sono l'attraversamento cittadino del torrente Baganza (dal Ponte sulla tangenziale Sud fino alla confluenza nel torrente Parma in città) e l'attraversamento di Colorno, in corrispondenza del Ponte di piazza Garibaldi. In subordine, il tratto del torrente Parma immediatamente a valle dell'attraversamento cittadino di Parma.

La particolare criticità dell'attraversamento cittadino del torrente Baganza era nota da tempo. Studi pregressi (Servizio Tecnico di Bacini Taro e Parma, 2004, Progetto preliminare della cassa di laminazione sul T. Baganza), avevano valutato in 450-500 m³/s la portata contenibile in alveo, corrispondente all'incirca ad un evento con tempo di ritorno di 30-40 anni. Il “collo di bottiglia” è in particolare costituito dal tratto compreso tra il ponte ciclopedonale della Navetta ed il ponte Nuovo (o “dei Carrettieri”).

Conferma della criticità dell'attraversamento cittadino del torrente Baganza si è avuta in occasione dell'evento di piena verificatosi il 13 ottobre 2014. Piogge intense sul bacino del Baganza hanno provocato la formazione di una piena rapida, con un picco di portata particolarmente elevato, anche se fortunatamente con un volume complessivo non altrettanto importante.

Anche la particolare criticità dell'attraversamento di Colorno è nota da tempo, tanto che negli anni '70 era stata prospettata l'ipotesi di realizzare uno scolmatore, che restituisse le acque scolmate in Po, a monte della confluenza tra Parma e Po. Tale ipotesi è stata poi abbandonata per diversi motivi, tra i quali un ruolo di primo piano devono aver avuto le numerose interferenze con canali e infrastrutture viarie, che avrebbero richiesto la realizzazione di numerosi (e costosi) interventi.

Nei diversi tratti si hanno differenti compatibilità di portata:

1. La portata compatibile del torrente Baganza, nel tratto più critico a monte del ponte Nuovo, è stimabile in 500 m³/s.
2. La portata compatibile del torrente Parma, a valle della confluenza con il torrente Baganza nell'attraversamento della città di Parma, è stimabile in 900-950 m³/s;

3. La portata compatibile nell'attraversamento dell'abitato di Colorno è stimabile in $600 \text{ m}^3/\text{s}$, solo nell'ipotesi che si dia attuazione ad una serie di interventi in progetto in corrispondenza del ponte ferroviario di Colorno.

La prima condizione implica la necessità di realizzare una cassa di espansione a monte della città di Parma che sia in grado di laminare, per un evento di piena con tempo di ritorno $T=200$ anni, la portata in uscita dalla cassa a non più di $500 \text{ m}^3/\text{s}$. Contemporaneamente la seconda condizione implica, per ridurre al minimo il rischio idraulico per l'abitato di Colorno, la necessità di limitare la portata defluente nel torrente Parma a Colorno al valore di $600 \text{ m}^3/\text{s}$. Appurato lo scarso effetto di laminazione che si verificherebbe lungo l'asta nel tratto Parma-Colorno, a seguito della decapitazione delle onde di piena operata dalle due casse (Parma e Baganza), sarebbe auspicabile limitare già a $600 \text{ m}^3/\text{s}$ la portata immediatamente a valle della confluenza dei due torrenti in città.

La cassa di espansione sul torrente Baganza è stata dimensionata con un volume di $4.7 \times 10^6 \text{ m}^3$ in grado di laminare l'evento di piena con tempo di ritorno di 200 anni a valori tali da garantire la sicurezza idraulica dell'abitato di Parma, ed anche l'evento di piena con tempo di ritorno 100 anni, garantendo una portata massima in uscita non superiore a $300 \text{ m}^3/\text{s}$, indispensabile, assieme alla cassa sul torrente Parma, per la sicurezza idraulica dell'abitato di Colorno. Operando sulla cassa di espansione realizzata sul Torrente Parma in grado di laminare un'onda di piena di $T=100$ anni, garantendo una portata in uscita massima di $300 \text{ m}^3/\text{s}$, con una capienza di 10.5 milioni di m^3 , ne scaturisce che anche nell'ottica di realizzazione della cassa di espansione sul torrente Baganza occorrerà laminare l'onda di piena con $T=100$ anni, garantendo una portata massima in uscita di $300 \text{ m}^3/\text{s}$.

Gli elementi caratteristici dell'invaso della cassa di espansione sono i seguenti:

- l'alveo sistemato del torrente Baganza ha una quota di monte di 133.5 m s.l.m. e una di valle, al piede dello sbarramento, di 131 m s.l.m., con una pendenza media dello 0.2%;

- il fondo della cassa presenta una quota di monte di 135 m s.l.m. e una quota di valle di 134 m s.l.m.;

- due arginelli separano l'alveo dalle zone di espansione; essi hanno una quota di monte di 136.5 m s.l.m. e una di valle di 135 m s.l.m.. Sugli stessi, in prossimità del manufatto, sono presenti due finestrate, che portano la quota dell'arginello da 135 a 134 m s.l.m. per una larghezza di 4 m;

- gli argini perimetrali hanno il coronamento a quota 145.5 m s.l.m. Essi si elevano rispetto al piano campagna a valle, posto a quota 131.5 m s.l.m., di circa 14 m; l'elevazione si riduce progressivamente verso monte, fino ad azzerarsi ove il piano campagna medesimo raggiunge la quota di 145.5 m s.l.m. (Fig. 3.2). Procedendo ulteriormente verso monte la cassa non è più arginata ed il volume a disposizione si ottiene solo mediante scavo.

L'alveo del torrente Baganza all'interno dell'invaso avrà una pendenza costante del 2 per mille, contro una pendenza naturale attuale del 1.5%, partendo dalla quota di monte di 133.5 m e arrivando a valle, dopo aver percorso 1200 m, al piede dello sbarramento, alla quota di 131 m s.l.m.; con una larghezza di circa 100 m. Entrambe le sponde sistemate dell'alveo hanno una pendenza di 2:1 e terminano sulla sommità dell'arginello, in modo da assicurare un contenimento di almeno 3 m a monte, che si incrementa a 4 m a valle, in corrispondenza del manufatto. La funzione degli arginelli è appunto quella di garantire che per portate modeste del torrente la cassa non venga invasata; solo quando la portata supera i 300 m³/s la cassa inizia ad invasare acqua, in modo da non occupare anticipatamente parte del volume disponibile. La quota del ciglio sfiorante del manufatto di regolazione è di 141 m s. l.m. Il volume invasabile alla quota della soglia di tracimazione è di circa 4.7 milioni di m³.

Le arginature perimetrali della cassa hanno una pendenza di 2:1 intervallata ogni 5 m di dislivello da banche della larghezza di 4 m, aventi lo scopo sia di interrompere il ruscellamento che di permettere di muoversi agevolmente sugli

argini per ispezioni e manutenzioni. Il coronamento dell'argine, posto a quota di 145.5 m s.l.m., è largo 5 m per consentire il transito di mezzi di servizio. Gli argini terminano nella parte esterna dell'opera sul piano campagna, mentre all'interno alla quota di progetto, che è inferiore al piano campagna stesso. Le arginature perimetrali raggiungono la quota massima di 145.5 m s.l.m. e presentano una lunghezza lineare di circa 2200 m che sommata alla parte di scarpata tutta in scavo dalla parte di monte, genera una lunghezza complessiva di 3254 m.

Al fine di ridurre i costi di costruzione e aumentarne la flessibilità, la cassa è stata progettata con un unico invaso "in linea": tale configurazione infatti consente di realizzare un solo manufatto, dotato di paratoie mobili, che possono consentire di mantenere la portata in uscita dal manufatto stesso pressoché costante, indipendentemente dal livello idrico nell'invaso.

Il manufatto principale presenta una quota di coronamento di 141 m s.l.m. e uno sviluppo trasversale al torrente di circa 120 m costituito da "becchi d'anatra" i quali con la loro forma garantiscono una lunghezza di sfioro effettivo pari a 247 m. L'opera comporta lo scavo di 3.2 milioni di m³ di materiale e un volume di riporto per la realizzazione delle arginature pari a 545,000 m³.

In Fig. 3.2 è indicata la sagoma della cassa e sono riportate le quote di coronamento del manufatto, la quota di sommità degli argini, la quota del fondo della cassa e dell'alveo risagomato. Inoltre è prevista la costruzione di tre briglie subito a monte della cassa tali da garantire un veloce abbassamento delle quote di fondo dell'alveo. In progetto è anche un tratto stradale di collegamento tra la rotonda della SP 56 a est, la tangenziale di Felino e la rotonda della SP 15 di Calestano a ovest passando sopra i manufatti delle briglie.

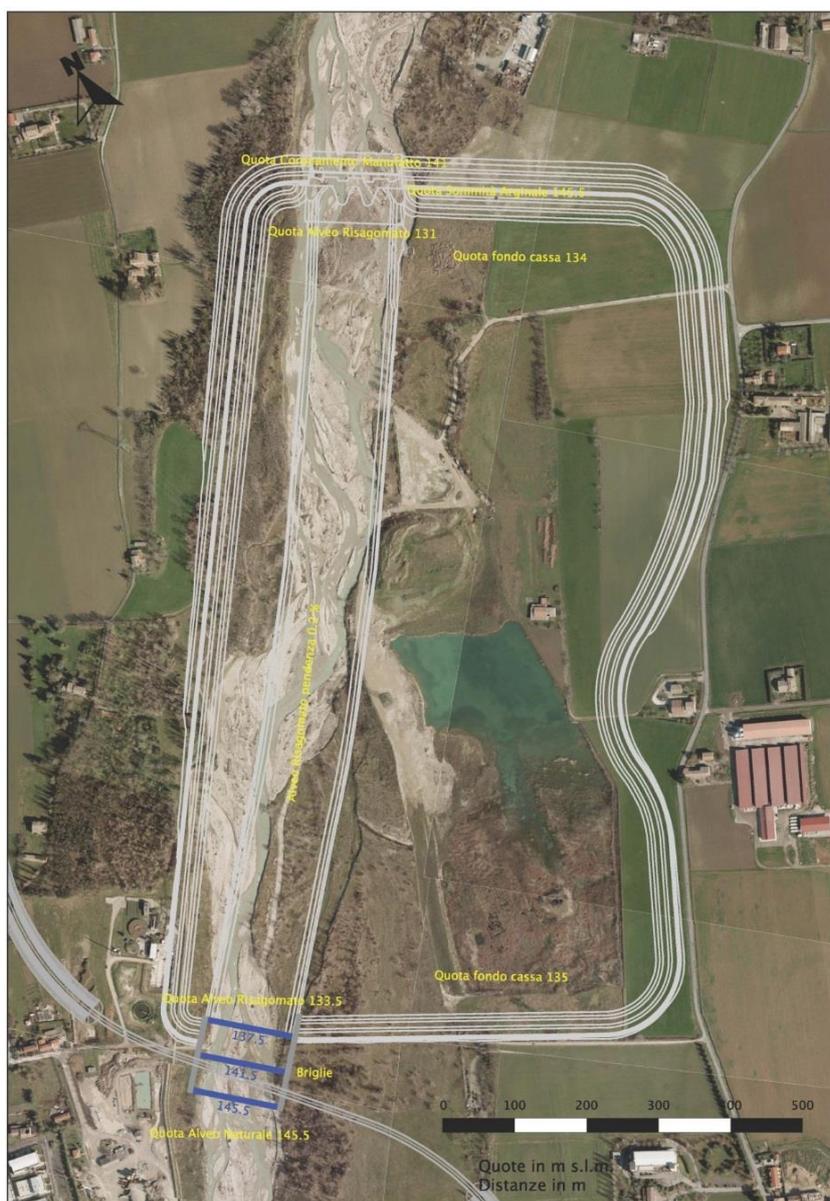


Fig. 3.2 Configurazione e principali quote di progetto della cassa di espansione.

3.3 Inquadramento territoriale e descrizione geologica dell'area di studio

Per l'inquadramento territoriale dell'area su cui sorgerà la cassa d'espansione sul T. Baganza e descrizione di sintesi del progetto preliminare ci si è riferiti alla Relazione illustrativa redatta dal Servizio Tecnico di bacini Taro-Parma della Regione Emilia-Romagna (2004).

Nella parte a monte della città i sottobacini del Parma e del Baganza sono paralleli sino alla loro confluenza che avviene proprio in città immediatamente a monte del Ponte Italia.

I due bacini presentano alcune affinità: un sostanziale parallelismo delle aste torrentizie, alcune caratteristiche idrogeologiche comuni, altitudini elevate, pressoché identici regimi pluviometrici. Questo non significa che necessariamente i due bacini vengano sollecitati da eventi meteorici contemporanei ed uniformi. In effetti, a causa anche delle considerevoli altitudini raggiunte dallo spartiacque interno si registrano spesso sollecitazioni meteoriche differenti. Tuttavia, gli eventi meteorici intensi verificatisi negli ultimi decenni che hanno dato origine a eventi di piena particolarmente gravosi sia per la città di Parma che per il tratto di pianura del torrente Parma, hanno sempre interessato, anche se con precipitazioni differenti, entrambi i bacini montani o medio collinari.

Questo, di fatto, determina la generazione di due onde di piena distinte: una sul torrente Parma e una sul torrente Baganza. Ne consegue che un problema importante è costituito dalla eventuale coincidenza temporale dei due colmi di piena alla confluenza del torrente Baganza proprio nel tratto di attraversamento della città di Parma.

Il torrente Baganza nello specifico ha origine dal complesso del Monte Borgognone (1375 m s.l.m.) e confluisce, dopo un percorso di circa 57 km nel torrente Parma, nella città omonima poco a valle di Ponte Nuovo. Lungo il suo

percorso bagna, in sequenza da monte verso valle, i seguenti comuni: Berceto, Calestano, Terenzo, Sala Baganza, Collecchio, Felino e Parma.

Le caratteristiche idrologiche e morfologiche del bacino, caratterizzato da un regime pluviometrico sublitoraneo-appenninico, danno origine ad un corso d'acqua a carattere torrentizio. L'analisi morfometrica del bacino, consente di individuare due tratti sostanzialmente omogenei: il tratto montano, dalla sorgente sino a Marzolarà, ed il successivo di bassa collina fino alla confluenza con il torrente Parma.

Il bacino del torrente Baganza presenta una forma allungata con direzione prevalente sudovest - nordest. Il corso d'acqua, soprattutto nella sua parte montana, scorre molto più vicino alla Val Taro che alla Val Parma; lo spartiacque che lo separa dalla Val Taro presenta altitudini più basse rispetto allo spartiacque con il torrente Parma; ne consegue che nel tratto che va da Berceto sino a Calestano i versanti di sinistra sono poco estesi e molto pendenti: da questi si generano rii scoscesi e brevi in cui prevale il ruscellamento superficiale.

Le formazioni geologiche prevalenti sono di origine sedimentaria con elevate componenti argillose facilmente erodibili che danno origine nella alta e media collina ad una valle con profilo a "V" con versanti ripidi (calanchi argillosi).

A valle l'alveo del torrente si restringe fino a raggiungere valori minimi di circa 50 m di larghezza in prossimità di Ponte Nuovo. Poco a monte di Sala Baganza cessa completamente la funzione drenante del torrente nei confronti dei versanti e già da Marzolarà hanno inizio le derivazioni idriche superficiali quali il Canale del Vescovo ed il Canale di Felino. Unico affluente degno di nota del torrente Baganza è lo scolmatore del torrente Cinghio che vi si immette nei pressi di Gaione, infine poco a monte dell'idrometrografo di Ponte Nuovo, confluisce dalla sponda sinistra lo scolmatore del Cavo Baganzale. Circa 500 m a valle di Ponte Nuovo il Baganza si immette nel torrente Parma immediatamente a monte di Ponte Italia.

L'area in esame rientra nella fascia di transizione fra l'alta pianura e i primi rilievi collinari dell'Appennino.

In particolare ci troviamo sul terrazzo fluviale della sponda destra del Torrente Baganza, composto da terreni costituiti da alluvioni ghiaiose con lenti argilloso-sabbiose dell'alta Pianura a suolo prevalentemente bruno, e da terreni basso ghiaioso-sabbioso coltivato, nonché alluvioni ghiaiose bianche e sabbiose del greto dei torrenti.

Si tratta di un'unità alluvionale, terrazzata, costituita da ghiaie prevalenti in corrispondenza degli apparati fluviali principali (depositi di conoide e depositi intravallivi terrazzati), passanti a limi prevalenti con rare intercalazioni di sabbia e ghiaia nelle aree di interconoide.

L'età complessiva dell'unità è Pleistocene medio - Olocene.

L'area in esame si trova nella fascia di media pianura, risultato dell'azione prodotta dalle acque di scorrimento superficiale e dall'attività antropica. L'area si estende tra il Torrente Baganza, che rappresenta l'elemento idraulico più evidente, ed il Torrente Cinghio e si colloca all'interno della Pianura olocenica.

L'analisi morfologica evidenzia come la morfogenesi legata allo scorrimento delle acque superficiali sia di gran lunga l'agente morfogenetico che più modifica e ha modificato il territorio dal Pleistocene medio superiore (450.000 anni) ad oggi.

L'area è caratterizzata dalla presenza del conoide fossile del Torrente Baganza ed attualmente caratterizzata dai corsi d'acqua Baganza e Cinghio che si presentano meandreggianti.

L'uso del suolo è prevalentemente a prato permanente irriguo ed a semina.

3.4 Modellazione area studio

La falda sottostante l'area di ubicazione prevista per la cassa di laminazione del t. Baganza, è stata ampiamente indagata realizzandone il modello numerico dell'acquifero.

Al fine di poter correttamente realizzare l'opera idraulica è stato indispensabile indagare e caratterizzare l'acquifero sottostante l'area su cui sorgerà l'opera (Lanubile, 2012).

3.4.1 La stratigrafia del modello: dalle osservazioni all'interpretazione delle indagini

Si è reso indispensabile investire sulla raccolta ed interpretazione delle informazioni litologiche; ciò ha reso possibile l'individuazione delle proprietà idrologiche dell'acquifero e quindi la costruzione del modello stratigrafico dell'area di studio.

Per la costruzione attendibile e dettagliata del modello, una volta individuata la problematica del sito e definiti gli obiettivi del modello, sono stati raccolti numerosi dati di natura idrogeologica. Tra cui è stata reperita una carta della piezometria fornita dalla Regione Emilia-Romagna riportante l'andamento delle piezometriche e del rapporto esistente tra la falda e la presenza dei due torrenti. I dati sono una media delle misure effettuate nell'anno 2003 e sono riferiti alle stazioni di misura facenti parte della rete di monitoraggio. La piezometria risultante riguarda pozzi con profondità variabile. Molte delle stazioni di misura raggiungono e superano i 100 metri di profondità dei pozzi, intercettando quindi una falda più profonda.

Un gran numero di indagini (come ad esempio: pozzi, indagini geoelettriche e geofisiche e prove di pompaggio) sono stati eseguiti durante il periodo tra la primavera del 2012 e l'estate 2013 su tutta l'area di studio. Un considerevole numero di sondaggi verticali sono stati realizzati per avere maggiore grado di

conoscenza della stratigrafia del sistema naturale e sono stati ubicati lungo tutto il perimetro della cassa e in prossimità del manufatto principale, in modo da indagare dettagliatamente la stratigrafia di tutta l'area di nostro interesse. In particolare sono stati eseguiti 28 sondaggi a profondità differenti, di cui 17 a carotaggio continuo e 9 carotaggi a distruzione di nucleo (Fig. 3.4). Alcuni fori sono stati provvisti di tubo piezometrico e finestrati a quota differente per l'intercettazione delle falde. Inoltre nell'area in studio sono state eseguite diverse indagini geofisiche: sono stati registrati 5 Stendimenti geoelettrici multielettrodi con tecnica tomografica della lunghezza complessiva di 2445 m lineari di stendimento distribuiti nell'area di studio e disposti trasversalmente e longitudinalmente al corso d'acqua. L'elaborazione dei dati consente, mediante inversione tomografica del modello delle discontinuità delle resistività apparenti misurate, di ricostruire la situazione geolitologica esistente. Analizzando i valori delle resistività misurate, ed in particolare confrontando con la stratigrafia del sondaggio meccanico, si desume che i materiali sono costituiti dalle alternanze di sabbie argillose-limose e ghiaie fluviali in falda con alcuni locali passaggi a terreni maggiormente argillosi. Inoltre è stato realizzato un rilievo con tecnica downhole nel foro di sondaggio S1 perforato a rotazione e carotaggio continuo, per una lunghezza complessiva di 50 m lineari. L'elaborazione dei dati avviene mediante inversione tomografica delle velocità sismiche sul modello delle discontinuità geomeccaniche e litologiche. Il risultato delle indagini è un valore medio di $V_{s,30}$ pari a 395 m/s, quindi un terreno di fondazione costituito da: depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità.

La modellazione concettuale ha visto inizialmente la costruzione di un primo modello più esteso dell'area in studio, più grande e meno dettagliato, basato sulle sezioni estratte dal sito della Regione Emilia-Romagna e sulle stratigrafie da esse ricostruite; (Lanubile, 2012) successivamente si è entrati più nel dettaglio con un

modello dell'acquifero basato sulla stratigrafia più dettagliata risultante dai carotaggi e dalle prove effettuate su di essi. Le quote della superficie topografica sono state ricavate dal DTM della Provincia e da un rilievo topografico, dettagliato dell'area d'interesse, eseguito per attività estrattiva.

Dal modello è emersa la presenza di un primo e spesso subalveo superficiale e un secondo acquifero scollegato al precedente. Uno spesso strato di argilla, intorno ai 28 m di profondità, separa l'acquifero superficiale da quello profondo. Solo verso monte i due acquiferi tendono a convergere e a comunicare tra loro.

Sul Torrente Baganza (Lanubile, 2012) è stata inoltre portata avanti un'attività di campo che ha previsto il monitoraggio dei livelli di falda acquifera all'interno dei piezometri e di pozzi ubicati nell'area limitrofa, destinati ad uso irriguo e ad allevamento e l'esecuzione di tre prove di pompaggio al fine di stimare dei parametri idraulici dell'acquifero. In seguito all'esecuzione dei sondaggi e messa in opera dei piezometri sono stati misurati mensilmente i livelli della falda mediante misure manuali e automatiche. E' stata pianificata una finestratura differente dei piezometri al fine di intercettare acquiferi diversi alle differenti profondità. Si è osservato così l'andamento della falda e le sue variazioni, nell'arco di due anni, in funzione delle precipitazioni e degli emungimenti da parte dei pozzi agricoli limitrofi.

Sono state condotte più prove di pompaggio (con portata costante), in stagioni differenti e in condizioni climatiche e di utilizzo differenti (e.s. irriguo, periodo piovoso o secco); queste prove hanno interessato i piezometri nell'area del manufatto principale. Tali prove hanno consentito di acquisire i dati riguardanti gli abbassamenti nel tempo, questo sia all'interno del pozzo che in una serie di piezometri di controllo circostanti, per esaminare le caratteristiche idrauliche dell'acquifero, vale a dire la trasmissività T [$L^2 \cdot T^{-1}$] e coefficiente di immagazzinamento S [-], (Lanubile, 2012).

Si è scelto di interpretare i dati della prova di pompaggio utilizzando il metodo sviluppato da Theis (1935) per acquiferi confinati e regime transitorio (moto non permanente). Questo metodo è stato applicato al nostro caso di acquifero freatico correggendo i valori degli abbassamenti secondo la formulazione proposta da Jacob (1963). Si è ragionevolmente applicare il metodo di Theis ad un acquifero libero poiché il rapporto tra l'abbassamento osservato e lo spessore risulta inferiore al 1%.

Si riporta a titolo d'esempio l'adattamento tra la *well function*, che rappresenta l'andamento degli abbassamenti teorici all'interno di un punto di monitoraggio ideale e i dati sperimentali corretti relativi ad uno dei piezometri (Sb, Fig. 3.3).

I risultati in termini di trasmissività T e di permeabilità k sono riportati in Tabella 3.1.

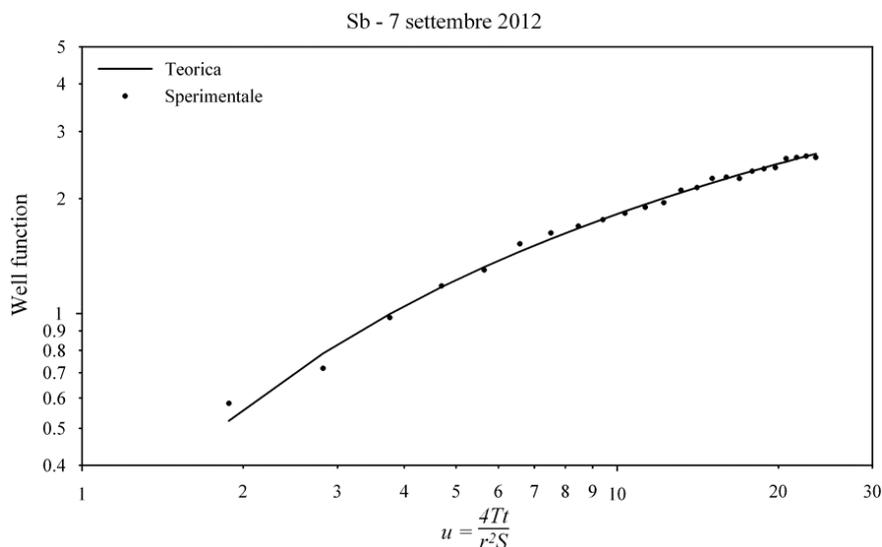


Fig. 3.3 Adattamento tra Well Function e dati sperimentali corretti (piezometro Sb).

Tabella 3.1 Parametri idraulici stimati dalle prove di pompaggio.

Pozzi	r [m]	Trammissività T [m ² /s]	Finestratura [m]	Permeabilità K [m/s]	Coefficiente d'immagazzinamento S [-]
Sa	63.5	$4.94 \cdot 10^{-3}$	26	$1.90 \cdot 10^{-4}$	$8.44 \cdot 10^{-3}$
Sb	43.18	$1.77 \cdot 10^{-3}$	20	$6.81 \cdot 10^{-5}$	$2.42 \cdot 10^{-3}$
Sc	44.70	$2.97 \cdot 10^{-3}$	26	$1.14 \cdot 10^{-4}$	$6.61 \cdot 10^{-3}$
S4	43.40	$4.76 \cdot 10^{-3}$	26	$1.83 \cdot 10^{-4}$	$1.89 \cdot 10^{-3}$
Media		$3.61 \cdot 10^{-3}$		$1.39 \cdot 10^{-4}$	$4.84 \cdot 10^{-3}$

I pozzi di monitoraggio (Fig. 3.4), hanno consentito di monitorare i livelli delle acque sotterranee, fornendo mappe di carico idraulico che descrivono la direzione del flusso, la pendenza e la variazione stagionale.

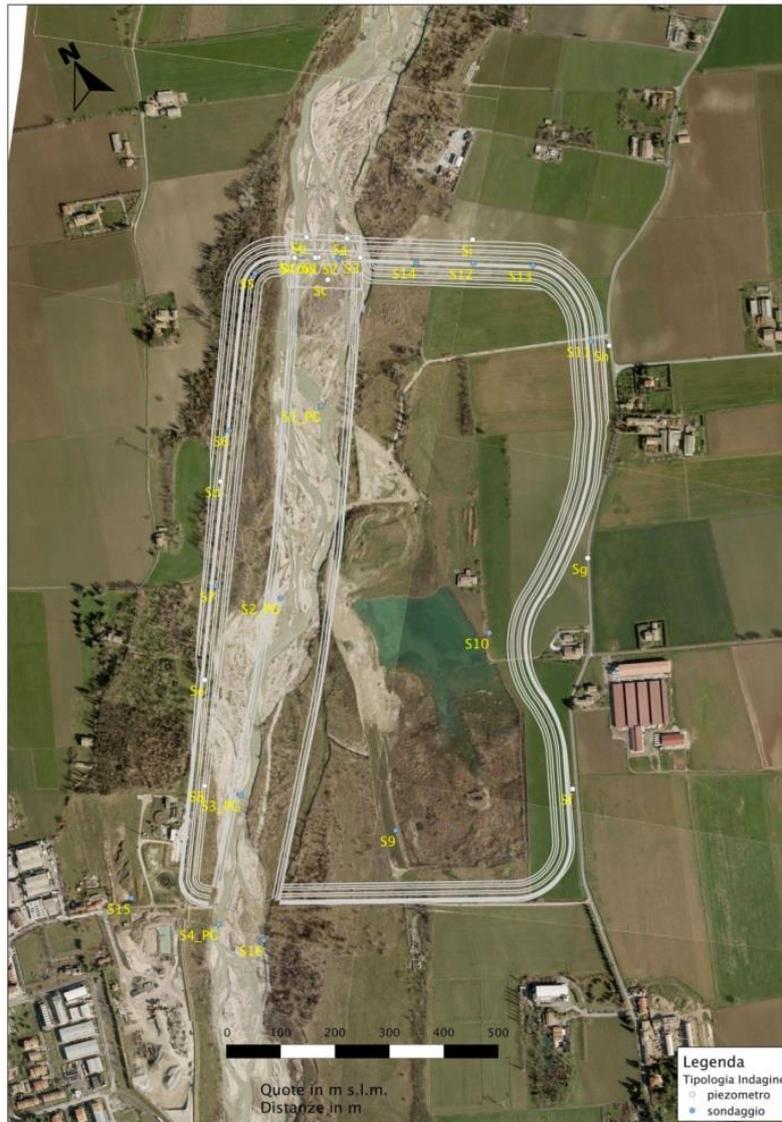


Fig. 3.4 Posizione dei sondaggi e piezometri.

Le indagini eseguite hanno consentito l'individuazione di due sistemi di acquiferi: una falda acquifera superficiale non confinata (chiamata successivamente acquifero principale) composto di sabbia e ghiaia con un susseguirsi di lenti argilloso-limose, e un acquifero profondo confinato composto da sabbia e ghiaia.

Le due falde sono separate mediante uno strato di argilla, che è stato riscontrato in ogni sondaggio, con spessore variabile (da 2 a 7 m). Lo strato di argilla è ad una profondità di circa 28 m in prossimità del manufatto e 15 m in corrispondenza della porzione più a monte della zona allagabile (sezioni Figg. 3.5 e 3.6). L'acquifero principale è strettamente collegato al sistema fluviale. La Fig. 3.5 mostra la stratigrafia sotto la diga, è possibile identificare la falda principale e la falda più profonda sotto la spessa lente di argilla. È importante anche evidenziare la presenza di due lenti argillose sottili a 10 e 15 m di profondità. La prima è stata considerata di scarsissima importanza, infatti presenta uno spessore relativamente sottile (meno di 1 m) e una piccola estensione spaziale (Figg. 3.5 e 3.6); mentre la seconda si estende in un'area abbastanza grande, anche se tende a diradarsi e scomparire risalendo il fiume. La Sezione BB' (Fig. 3.6) mostra i carotaggi in direzione nord-sud o da valle a monte. E' del tutto evidente che la lente di argilla presente sotto i sondaggi S1, Sc e S1PG tende a diradarsi e sparire mentre la lente alla profondità di circa 28 m sotto S1 è continua e spessa e tende a salire verso monte ad una profondità di 15 m sotto il sondaggio S4 PG.

In media si è notato che in tutti i sondaggi è presente uno spessore elevato di materiale a bassa permeabilità, ad una profondità tra i 15 m (a monte) e i 30 m (a valle). Questo strato va quindi a rappresentare il confine inferiore del modello.

Dalla Fig. 3.5, che mostra l'andamento della stratigrafia nella zona dove è prevista la realizzazione del manufatto regolatore, si osserva che lo strato profondo di materiale a bassa permeabilità è presente in ogni sondaggio ed è caratterizzato da uno spessore non trascurabile.

Tra i sondaggi S4 e S17 è invece presente una lente superficiale avente uno spessore di 1-2 m. Questa lente ha però un'estensione limitata e, visti i livelli osservati dai vari piezometri, si è ritenuto di poterla trascurare. Tra i sondaggi S4 e S3 (Fig. 3.5) è presente, alla profondità di circa 18 m, una lente di materiale poco

permeabile. Questa lente ha una estensione planimetrica non trascurabile; si è pertanto deciso di descriverla all'interno del modello.

Le Figg. 3.5 e 3.6 mostrano le sezioni AA' e BB' ricostruite mediante il modello numerico.

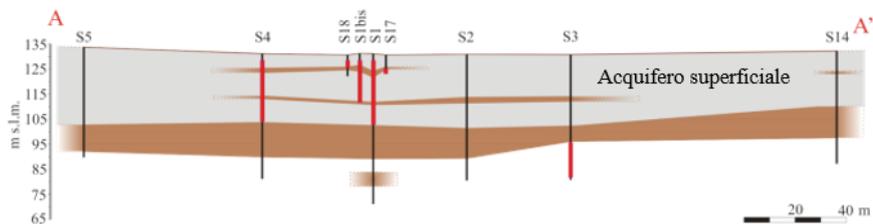


Fig. 3.5 Sezione AA'.

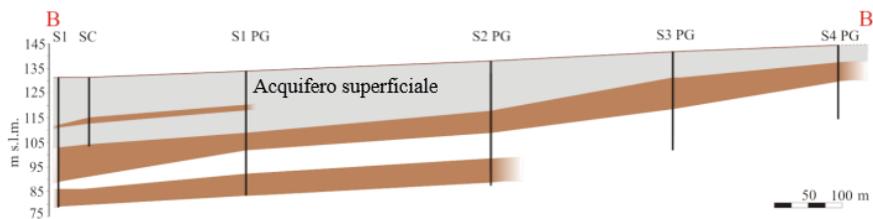


Fig. 3.6 Sezione BB'.

3.4.2 Il modello numerico

Il modello numerico è stato sviluppato per mezzo del software MODFLOW_2005 (Harbaugh, 2005), con l'obiettivo di simulare il sistema acquifero alle condizioni attuali (senza invaso) e di prevedere i livelli dei carichi idraulici dell'acquifero e di stimare le sottopressioni lungo gli argini e a valle del manufatto principale nelle condizioni di progetto: presenza dell'invaso, con e senza diaframature e a differenti profondità e in presenza o meno di evento alluvionale.

Le informazioni stratigrafiche, della porzione di area di studio, raccolte nel modello concettuale sono state utilizzate per la realizzazione di un modello tridimensionale tramite una griglia di calcolo alla differenze finite.

L'obiettivo è quello di stimare le sottopressioni che si verrebbero a creare a valle del manufatto stesso in diverse condizioni di carico e con diverse condizioni al contorno, al fine di determinare la lunghezza di approfondimento del diaframma all'interno del terreno. Inoltre il modello permette di valutare l'influenza dell'opera sulla falda sottostante.

Il modello è costituito da 3 strati, quest'ultimi rappresentanti solamente l'acquifero superficiale sopra lo spesso e continuo strato di argilla. Questi tre strati sono costituiti da un materiale superficiale a maggiore permeabilità (ghiaia alluvionale, ghiaia limosa e sabbia), e un materiale misto a più bassa permeabilità al di sotto, intorno ai 15 metri di profondità ed in corrispondenza del manufatto principale è presente la lente argillosa che si assottiglia e sparisce verso monte.

Il dominio oggetto di studio è suddiviso in layers, e, per ognuno, sono state associate le superfici topografiche che li delimitano inferiormente (il bottom) e superiormente (il top). Il piano campagna è stato ricostruito sulla base del DTM e del rilievo topografico di dettaglio utilizzando la procedura di *Delaunay triangulation*.

Il modello numerico, che riproduce la falda freatica, consta di tre strati e circa 180,000 celle di forma quadrata di lato 10 m. L'area in studio è stata rappresentata mediante 300 righe, 200 colonne e 3 strati con caratteristiche idrogeologiche differenti. La superficie modellata è di 2000-3000 m², per un totale di 600 ha.

Si è scelto di utilizzare condizioni stazionarie per rimanere a favore di sicurezza, nel caso in cui si decidesse di utilizzare la cassa per scopi multipli e tenerla invasata per un lungo periodo nel corso dell'anno.

3.4.3 Condizioni al contorno

Le condizioni al contorno (Fig. 3.7), a monte e a valle, per l'acquifero più superficiale sono state estrapolate dalla piezometria statica del 5 marzo 2013, ritenuta la meno affetta da disturbi (come ad esempio i prelievi irrigui).

In particolare si è deciso di imporre una condizione di livello costante (*Constant head*) a monte (156 m s.l.m.) e una condizione mista a valle (*General head*).

La condizione di valle tiene conto delle proprietà idrauliche del mezzo poroso e dei livelli idrici. Si è scelto questo tipo di condizione poiché i flussi in gioco sono fortemente dipendenti dalle condizioni di monte. Una condizione di carico costante a valle sarebbe stata indipendente dalla presenza della diaframmatura e avrebbe condotto a sovrastimare i livelli della falda.

Il torrente Baganza è stato inserito come condizione di fiume che ha la capacità di alimentare o drenare la falda, in funzione dei rispettivi livelli. La condizione di fiume necessita di un parametro (conductance) che descrive la capacità di infiltrazione del fondo dell'alveo; questo parametro è stato oggetto di taratura.

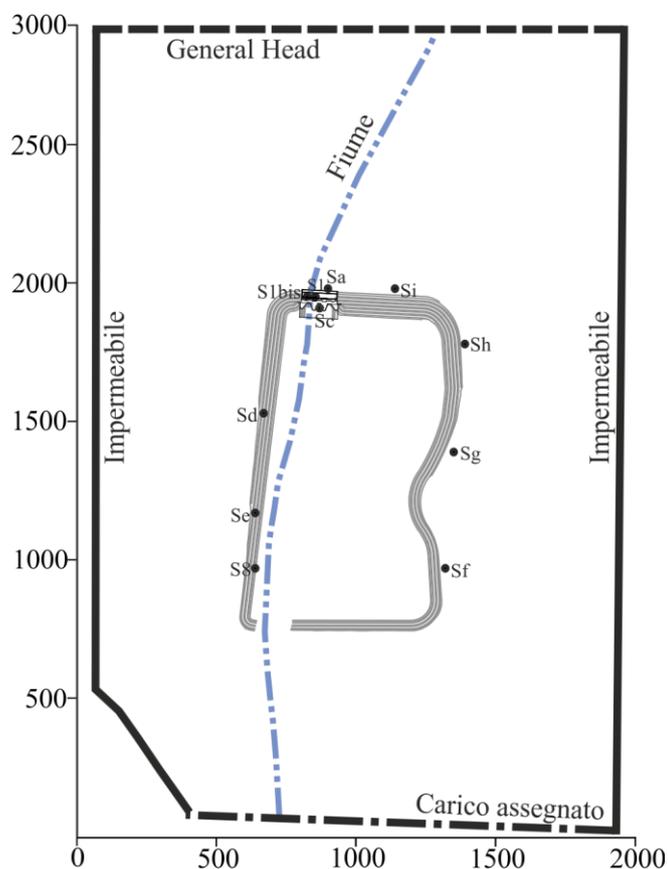


Fig. 3.7 Condizioni al contorno del modello.

La ricarica della falda, causata dalle precipitazioni, rappresenta una condizione importante. Sono stati analizzati i dati disponibili (dal 1 gennaio 1960 al 31 dicembre 2012) della stazione pluviometrica di Sala Baganza, la più vicina alla zona in studio, stimando un valore medio annuale. Dalla analisi dei dati si nota che la precipitazione media è pari a circa 800 mm/anno. Assunta, come primo tentativo, una percentuale di infiltrazione nel terreno pari al 15%, ne consegue una ricarica meteorica media pari a $3.8 \cdot 10^{-9}$ m/s. Successivamente il valore di ricarica meteorica è stato oggetto di taratura.

3.4.4 Parametri idraulici

I valori di permeabilità di primo tentativo sono stati dedotti dalle prove di pompaggio. In via approssimativa, la permeabilità è stata stimata in ogni punto di osservazione come il rapporto tra la trasmissività e lo spessore dei filtri nei piezometri. Infine si è considerato un valore medio delle permeabilità ottenute. L'acquifero, in primo tentativo, è stato considerato omogeneo, avente una permeabilità media pari a $1.39 \cdot 10^{-4}$ m/s, mentre la permeabilità dello strato argilloso è stata assunta pari a $5 \cdot 10^{-7}$ m/s. L'acquifero è stato considerato isotropo sul piano orizzontale e anisotropo sul piano verticale con un rapporto tra la permeabilità orizzontale e quella verticale pari a 10. Essendo il modello in condizioni stazionarie non è necessario definire il coefficiente di immagazzinamento.

3.4.5 Griglia di calcolo

MODFLOW è un codice di calcolo che risolve le equazioni differenziali che descrivono il moto di filtrazione mediante un metodo alle differenze finite. I nodi di calcolo, nel sistema *cell-centered*, sono i baricentri delle celle; queste sono dei parallelepipedi di dimensioni variabili, ognuno dei quali è identificato per mezzo di un indice di riga (i), uno di colonna (j) e uno di strato (k). L'area in studio, come già riferito, è stata rappresentata, mediante celle di dimensioni 10×10 m², con 300 righe, 200 colonne e 3 strati, ottenendo un totale di 180,000 nodi di calcolo; modellando una superficie di 600 ha.

3.5 Stato dell'arte: l'uso della geostatistica per la stima dei parametri idraulici degli acquiferi

Una parte consistente del lavoro di tesi è stata dedicata allo studio di possibili metodi e approcci per la caratterizzazione idraulica dell'acquifero del Baganza.

I parametri che governano il flusso nelle formazioni geologiche sono il risultato di complessi processi geologici e fisico-chimici che hanno agito per lunghi periodi di tempo. Comprendere le proprietà degli acquiferi è una delle più grandi sfide per poter gestire con successo i problemi relativi alle acque sotterranee. I settori dell'idrologia sotterranea nei quali si presenta la necessità di risoluzione di problemi inversi sono numerosi: l'identificazione dei parametri idraulici degli acquiferi, la determinazione della ricarica, le tecniche di tomografia idraulica, le tecniche di localizzazione di una sorgente di inquinante e la ricostruzione della storia di rilascio alla sorgente. Le soluzioni di questi problemi hanno in comune la valutazione della sensibilità ai parametri da identificare, le modalità di gestione della complessità del sistema, la capacità di considerare gli errori nelle misure, la scelta tra metodi deterministici e stocastici. Le proprietà fisiche (ad es: tessitura, densità apparente, porosità) e idrauliche (ad es: conducibilità idraulica, trasmissività, ritenzione idrica) del suolo sono irregolarmente distribuite variando a tutte le scale (Burrough, 1993, Comegna,1996); solamente accurati ed onerosi rilevamenti e con estrema abbondanza di misure possono consentire di descrivere questa variabilità. Spesso anche l'abbondanza di misure dirette o l'uso di tecniche sperimentali innovative rischiano di condurre ad una caratterizzazione dei parametri idraulici sotterranei incerta e introdurre errori non accettabili nelle successive elaborazioni di modelli.

Le variazioni nello spazio delle proprietà idrauliche del suolo sono influenzate da un notevole numero di fattori, secondo leggi non ancora ben identificate o individuabili con estrema difficoltà e introducendo evidenti semplificazioni, e

dunque ben si prestano ad essere analizzate impiegando tecniche di tipo statistico. Accanto quindi ad approcci di tipo puramente deterministico (Bear, 1982), si fa sempre più riferimento ad approcci di tipo stocastico (Dagan, 1989). Tuttavia, i valori assunti nello spazio delle proprietà all'interno di acquiferi sotterranei quasi mai risultano distribuiti in modo del tutto casuale, come richiederebbe l'inferenza statistica, bensì mostrano una dipendenza e una relazione di tipo spaziale. Si manifesta, una struttura spaziale della variabilità che può essere descritta in maniera efficace con ricorso a metodi geostatistici (Goovaerts, 1999). In particolare tecniche geostatistiche sono state utilizzate per la determinazione delle distribuzioni di parametri idrogeologici (Hess et al., 1992). La geostatistica è in grado di fornire una serie di strumenti statistici per integrare coordinate spaziali e temporali delle osservazioni nel trattamento dei dati.

La geostatistica fu introdotta dalla scuola Francese per la stima dei giacimenti minerali (Journel, 1978), ma divenne ben presto uno strumento potente ed efficiente per lo studio di molti fenomeni naturali (Isaaks, 1989). L'introduzione di alcune ipotesi semplificative nell'analisi stocastica di serie spaziali ha permesso di definire la funzione semi-variogramma o più sinteticamente il variogramma che rappresenta lo strumento fondamentale dell'analisi geostatistica delle serie spaziali. L'andamento della funzione variogramma consente di ottenere informazioni qualitative e quantitative circa la struttura spaziale della variabile (regionalizzata) in esame e di guidare in modo efficace la successiva fase d'interpolazione dei dati misurati.

In Italia le prime applicazioni di tecniche geostatistiche a problemi di idrologia sono state eseguite da De Wraichien (1975), per le elaborazioni dei livelli freatici rilevati in un acquifero dell'Est Sesia, da Santini (1994) relativamente alla variabilità spaziale mostrata dai contenuti d'acqua in un suolo sottoposto ad irrigazione e lo studio eseguito da Comegna e Basile (1992) per analizzare la distribuzione spaziale e temporale del contenuto idrico in un suolo vulcanico

vesuviano. Nei processi di modellazione di flusso delle acque sotterranee è una sfida importante ottenere stime ragionevoli della conducibilità idraulica o della trasmissività di campi eterogenei (Romano, 2000). Ciò ha motivato il classico problema di ricavare queste proprietà idrauliche dalle osservazioni di carico idraulico (Carrera 1987; Ginn e Cushman 1990; McLaughlin e Townley 1996; Yeh 1986; libri di Hill e Tiedeman 2007; D'Oria e Fienen, 2012). Questa è una sfida del problema inverso poiché i risultati sono molto sensibili ai dati e i dati sono scarsi e soggetti ad errori. L'accuratezza della stima dipende naturalmente dal numero di misure, come sono ubicate nello spazio di studio, dall'errore osservato e dalla sensibilità della quantità osservata, come ad esempio le caratteristiche del campo di permeabilità o di trasmissività. Un ampio numero di metodi stocastici utilizza la parametrizzazione geostatistica del campo di conducibilità idraulica o di trasmissività (Dagan 1985; Gutjahr et al. 1994; Harvey e Gorelick 1995; Hoeksema e Kitanidis 1984, 1989; Li e Yeh 1999; Kitanidis 1995, 1996; Kitanidis e Vomvoris 1983; Nowak et al. 2003; Rubin e Dagan 1989; Yeh e Zhang 1996; Yeh et al. 2002; Zanini, 2006; Zimmerman et al. 1998; Passarella et al., 2000). La conducibilità idraulica è un parametro chiave necessario per descrivere accuratamente un acquifero e per la costruzione di modelli di previsione. L'approccio tradizionale per stimare le proprietà degli acquiferi, come la conducibilità idraulica vede l'analisi di prove di pompaggio con formule analitiche (Theis, 1935), nel quale il sottosuolo si presume essere omogeneo e il valore di conducibilità ottenuto è una media su un grande volume della falda. In realtà questa assunzione di sottosuolo omogeneo nelle falde acquifere è quasi sempre violata, bensì deve essere considerata una variabilità spaziale del materiale del sottosuolo in modo da rendere più attendibile e precisa la modellazione per poter elaborare modelli, piani di gestione e fare previsioni. Sono stati proposti numerosi metodi per la stima delle proprietà idrauliche, variabili nello spazio dell'acquifero e successivamente validati attraverso esperimenti sul campo, analisi teoriche e

simulazioni numeriche. Spesso, su piccola scala, sono stati utilizzati degli *slug test* per ottenere stime locali dei parametri idraulici. I dati possono poi essere trattati attraverso l'analisi geostatistica incorporando informazioni geologiche, idrogeologiche, e geofisiche per creare un quadro delle proprietà degli acquiferi (Kolterman e Gorelick, 1996). L'approccio della stima dei parametri è efficace computazionalmente, tuttavia può essere necessario un esaustivo campionamento per ottenere delle mappe accurate dell'eterogeneità dell'acquifero. Un approccio recentemente sviluppato per caratterizzare le proprietà del sottosuolo è di tipo idraulico tomografico, in cui vengono effettuate più prove di pompaggio in diversi punti e si ottiene, tramite l'analisi tomografica, un set di dati di variazione di carico idraulico (D'Oria, 2010). Yeh e Liu (2000) hanno originariamente eseguito uno studio di tomografia idraulica numerica per la caratterizzazione di eterogeneità spaziale 3D applicando un approccio geostatistico inverso tramite uno stimatore sequenziale lineare (SSLE); rilevando una più dettagliata eterogeneità dell'acquifero rispetto ai test classici sugli acquiferi. Liu et al. (2007) hanno utilizzato esperimenti di laboratorio tramite l'utilizzo di una sandbox per verificare l'efficacia della tomografia idraulica nel riprodurre modelli di eterogeneità dell'acquifero basata sull'algoritmo SSLE sviluppato da Vargas-Guzman e Yeh (2002). Questo lavoro utilizza l'algoritmo SSLE applicato a modelli con simulazioni in transitorio, convalidando il concetto di tomografia idraulica tramite prelievi dall'acquifero come fonte dei dati tomografici. Anche Liu e Kitanidis (2011) hanno esaminato la modellazione inversa con diversi approcci basati sulla tomografia idraulica per la caratterizzazione dell'eterogeneità degli acquiferi. Cardiff et al. (2012) hanno condotto un test in campo per la stima spaziale dell'acquifero utilizzando la tomografia idraulica 3D in transitorio e confrontando le stime di eterogeneità ottenute con le stime derivanti da prove tramite *slug test*. La tomografia idraulica richiede tempi significativi in campo, prima che vengano raggiunte condizioni stazionarie inoltre, impiegando prove di pompaggio

"tradizionali", che comportano l'estrazione o iniezione di una grande quantità d'acqua nei pozzi, potrebbe potenzialmente avvenire una diffusione di contaminante nel sottosuolo, se applicata in un sito contaminato. Come riassunto da Cardiff e Barrash (2011) è necessario un grande sforzo in campo e un'ingente modellazione numerica in transitorio per generare e analizzare i dati di tomografia idraulica. Combinando i concetti di test oscillatori con la tomografia idraulica, Cardiff ed altri (2013) hanno presentato un approccio di tomografia idraulica modificata, la tomografia idraulica oscillatoria (OHT), in cui l'acqua viene estratta e reiniettata in modo periodico, per caratterizzare la distribuzione spaziale di conducibilità idraulica della falda e le proprietà dell'acquifero.

3.6 PEST

PEST è l'acronimo che sta per Parameter ESTimation. E' un software gratuito sviluppato dal Dr. John Doeherty (2008a) che può essere utilizzato come supporto per l'interpretazione dei dati, la calibrazione dei modelli e l'analisi predittiva con qualsiasi altro modello preesistente.

La caratteristica del PEST d'indipendenza dal modello è molto potente; il modello oggetto dello studio non deve essere adattato al PEST stesso.

PEST si basa sul metodo di Gauss-Marquardt-Levenberg che è una tecnica robusta e potente di stima non lineare sviluppata e già testata su molti modelli ambientali complessi. I parametri vengono "aggiustati" durante il processo di stima fino a che le discrepanze tra gli output selezionati del modello e una serie complementare di valori osservati è ridotto al minimo secondo i minimi quadrati ponderati.

PEST ha bisogno di tre tipi di file in ingresso:

- *template files*, che forniscono le istruzioni necessarie al PEST per scrivere i file del modello di ingresso prima di ogni run del modello;
- *instruction files*, in cui ci sono le informazioni necessarie previste per il PEST per leggere il file di output del modello dopo ogni run;

- *control file*, che contiene i nomi dei file *template* e *instruction* e di tutti i files di input e di output del modello a cui si riferiscono, i valori delle osservazioni, i valori iniziali dei parametri e tutte le altre variabili PEST che controllano l'attuazione del metodo Gauss-Marquardt-Levenberg.

Maggiori informazioni sulla versione corrente di PEST, l'algoritmo di stima e implementazioni possono essere trovate nei lavori di Doherty (2008a, b).

3.7 BgaPEST

Un approccio Geostatistico quasi-lineare, basato sul teorema di Bayes, rappresenta il nocciolo del problema inverso (Kitanidis, 1995); in cui è assunto un valore medio costante ma incognito riguardo la stima del campo di conducibilità idraulica. I dati osservati in questo lavoro sono i carichi idraulici, raccolti in campo, mentre ciò che si intende stimare nel dominio dell'acquifero sono i valori di conducibilità idraulica.

L'informazione a priori sui parametri è limitata alla scelta di un variogramma (o un modello di covarianza) connessa al parametro. L'incertezza epistemica è considerata per mezzo di un termine di errore, stimato tramite il variogramma relativo al parametro.

In questo lavoro il modello in avanti richiesto nell'inversione e che fornisce il rapporto tra i parametri idraulici e le osservazioni è il MODFLOW_2005 (Harbaugh, 2005); mentre una versione *adjoint* dello stesso modello, ovvero MODFLOW_2005-Adjoint (Clemo, 2007), viene utilizzato per calcolare la matrice di sensitività (Jacobiana). La procedura di ottimizzazione nota come "line search" (Zanini e Kitanidis, 2009), è stata adottata in questo lavoro per stabilizzare la soluzione del problema inverso durante la linearizzazione. Il metodo geostatistico Bayesiano permette di stimare un insieme di parametri che dà la migliore riproduzione delle osservazioni e che è vincolato tramite informazioni a priori sulla struttura dei parametri, tramite l'ausilio di funzioni geostatistiche.

I primi sviluppi del metodo risalgono al Kitanidis e Vomvoris (1983) e Hoeksema e Kitanidis (1984) per applicazioni a problemi lineari; un'estensione quasi-lineare è stata poi affrontata da Kitanidis (1995). Il metodo Bayesiano Geostatistico Quasi-lineare (Kitanidis, 1995) è dunque una tecnica di inversione in grado di fornire la più probabile stima di varianza dei parametri dai dati raccolti, vincolati dalla informazione a priori sulla struttura spaziale dei parametri stessi.

Il metodo inverso geostatistico Bayesiano è uno strumento potente ma ha visto poche applicazioni di campo (Michalak e Kitanidis, 2003; Fienen et al, 2008, 2013; D'Oria et al. 2010, 2012, 2015, Tanda et al., 2013). L'obiettivo di questo lavoro è quello di applicare il metodo inverso geostatistico Bayesiano al problema di delineazione del flusso sotterraneo attraverso la caratterizzazione del campo di conducibilità idraulica date osservazioni di campo del carico idraulico usando modelli disponibili e di uso comune, con opportune modifiche, in modo tale che il metodo potrebbe essere applicato sistematicamente ad una più ampia scala di problemi pratici (D'Oria et al., 2015).

3.7.1 La metodologia dell'approccio Geostatistico Bayesiano Quasi-Lineare

Il codice utilizzato per la stima della conducibilità idraulica è il BgaPEST (Fienen et al., 2013), un software gratuito per la soluzione di problemi inversi fortemente parametrizzati, sviluppato sulla base dei protocolli del software PEST (Doherty, 2010). La metodologia inversa è in grado di stimare il campo di conducibilità idraulica combinando le osservazioni sullo stato del sistema (i livelli piezometrici nei pozzi) e le informazioni a-priori sulla struttura dei parametri incogniti, caratterizzate da funzioni geostatistiche, ovvero tramite uno specifico modello di covarianza. Le informazioni a priori, dal punto di vista geostatistico, impongono un certo grado di continuità e di uniformità al campo dei parametri incogniti e hanno lo scopo di regolarizzare la soluzione. La procedura inversa richiede il calcolo della sensitività di ciascuna osservazione a ciascuno dei parametri stimati;

questa è stata valutata in maniera efficiente tramite il codice in avanti MODFLOW_2005_Adjoint (Clemo, 2007) facendo ricorso ad una formulazione agli stati aggiunti.

Visto l'esiguo numero di osservazioni in confronto al numero di celle attive, si è deciso di ridurre il numero di parametri da stimare accorpando le celle e riducendo il numero di parametri e conseguentemente semplificare il processo di stima. Il teorema di Bayes, alla base dell'approccio geostatistico, espresso in funzione di variabili casuali e loro funzioni di densità di probabilità (pdf), afferma:

$$p(\mathbf{s} | \mathbf{y}) = \frac{p(\mathbf{y} | \mathbf{s})p(\mathbf{s})}{p(\mathbf{y})} \quad (1)$$

dove \mathbf{s} e \mathbf{y} sono rispettivamente le incognite (quantità incerte) e le osservazioni (grandezze misurate).

Nell' eq. 1, $p(\mathbf{s}|\mathbf{y})$ è la pdf condizionata di \mathbf{s} noto \mathbf{y} (a posteriori) valutata come il prodotto della pdf di verosimiglianza $p(\mathbf{y}|\mathbf{s})$ di \mathbf{y} per un dato stato di \mathbf{s} e la pdf a priori di \mathbf{s} , $p(\mathbf{s})$ normalizzati rispetto alla pdf totale $p(\mathbf{y})$; tale per cui la somma delle probabilità a posteriori sia 1. I termini a priori e a posteriori sono riferite alle misure.

La probabilità a priori rappresenta la conoscenza circa le incognite a priori, che è nota, prima che ogni dato osservato sia stato considerato; tuttavia, in problemi di interpolazione ed inversi è ragionevole dedurre la struttura di \mathbf{s} , rappresentata dalla pdf a priori, dai dati. Ci si riferisce, in questo caso, ad un metodo "empirico di Bayes".

Un approccio "computazionalmente" conveniente e popolare è quello di adottare una pdf a priori gaussiana e una funzione di verosimiglianza gaussiana in modo che anche la pdf a posteriori è anche essa gaussiana.

Considerando la seguente relazione:

$$\mathbf{y}=\mathbf{h}(\mathbf{s})+\mathbf{r} \quad (2)$$

L'eq. 2 lega il vettore dei dati (le osservazioni di carico) \mathbf{y} $[n_{obs} \times 1]$ al vettore delle incognite (i parametri) \mathbf{s} $[n_{par} \times 1]$; $\mathbf{h}(\mathbf{s})$ $[n_{obs} \times 1]$ rappresenta il modello in avanti che, per un dato \mathbf{s} , fornisce i valori nello stesso luogo e istante dei dati osservati (n_{obs} e n_{par} sono il numero delle osservazioni e dei parametri rispettivamente). Gli errori nel modello concettuale, quelli dovuti alla soluzione numerica del modello e quelli casuali di misura, sono considerati tramite il vettore di errore epistemico \mathbf{r} $[n_{par} \times 1]$. Le incertezze epistemiche sono assunte come un processo casuale con media nulla e matrice di covarianza \mathbf{R} $[n_{obs} \times n_{obs}]$ in cui \mathbf{s} e \mathbf{r} sono scorrelati. Il vettore \mathbf{s} delle incognite a priori è assunto con una distribuzione random multi-Gaussiana con media $E[\mathbf{s}] = \mathbf{X}\boldsymbol{\beta}$ e covarianza $E[(\mathbf{s} - \mathbf{X}\boldsymbol{\beta})(\mathbf{s} - \mathbf{X}\boldsymbol{\beta})^T] = \mathbf{Q}_{ss}$, dove il simbolo E indica il valore atteso, \mathbf{X} $[n_{par} \times p]$ è una matrice nota (funzione di base), $\boldsymbol{\beta}$ $[p \times 1]$ è un vettore dei coefficienti di deriva (*drift coefficients*) e \mathbf{Q}_{ss} è la matrice di covarianza. La matrice \mathbf{X} associa ogni valore del vettore \mathbf{s} al corrispondente valore medio selezionato dal vettore $\boldsymbol{\beta}$ (in questo modo si può riferire a zone con differente media o parametri di diverso tipo) un trend dell'informazione conosciuta a priori riguardo \mathbf{s} può anche essere espresso dalla stessa matrice.

Assumendo $\boldsymbol{\beta}$ incognita a priori uniforme su tutto lo spazio, \mathbf{s} e $\boldsymbol{\beta}$ sono entrambe stimate e la pdf a priori multi-Gaussiana vale:

$$p(\mathbf{s}, \boldsymbol{\beta}) \propto \exp\left[-\frac{1}{2}(\mathbf{s} - \mathbf{X}\boldsymbol{\beta})^T \mathbf{Q}_{ss}^{-1}(\mathbf{s} - \mathbf{X}\boldsymbol{\beta})\right] \quad (3)$$

Nel caso in cui la relazione tra i parametri e le osservazioni fosse lineare, $\mathbf{h}(\mathbf{s})$ può essere sostituito con $\mathbf{H}\mathbf{s}$ dove la matrice \mathbf{H} $[n_{obs} \times n_{par}]$ è indipendente da \mathbf{s} e la funzione di verosomiglianza dell'errore può essere scritta come:

$$p(\mathbf{y} | \mathbf{s}) \propto \exp \left[-\frac{1}{2} (\mathbf{y} - \mathbf{H}\mathbf{s})^T \mathbf{R}^{-1} (\mathbf{y} - \mathbf{H}\mathbf{s}) \right] \quad (4)$$

applicando il teorema di Bayes la pdf multi-Gaussiana a posteriori diventa:

$$p(\mathbf{s} | \mathbf{y}) \propto \exp \left[-\frac{1}{2} \left((\mathbf{s} - \mathbf{X}\boldsymbol{\beta})^T \mathbf{Q}_{ss}^{-1} (\mathbf{s} - \mathbf{X}\boldsymbol{\beta}) - (\mathbf{y} - \mathbf{H}\mathbf{s})^T \mathbf{R}^{-1} (\mathbf{y} - \mathbf{H}\mathbf{s}) \right) \right] \quad (5)$$

Le probabilità a posteriori di \mathbf{s} e $\boldsymbol{\beta}$ sono quelle che massimizzano la probabilità dell'eq 5; per semplicità si minimizza il suo logaritmo negativo. La funzione obiettivo assume la seguente forma:

$$\mathcal{L} \propto (\mathbf{s} - \mathbf{X}\boldsymbol{\beta})^T \mathbf{Q}_{ss}^{-1} (\mathbf{s} - \mathbf{X}\boldsymbol{\beta}) + (\mathbf{y} - \mathbf{H}\mathbf{s})^T \mathbf{R}^{-1} (\mathbf{y} - \mathbf{H}\mathbf{s}) \quad (6)$$

Dopo qualche manipolazione algebrica dei valori a posteriori $\hat{\mathbf{s}}$ (miglior stima) e $\hat{\boldsymbol{\beta}}$, che minimizzano l' eq. 6, si può ottenere risolvendo il seguente sistema di equazioni:

$$\hat{\mathbf{s}} = \mathbf{X}\hat{\boldsymbol{\beta}} + \mathbf{Q}_{ss}\mathbf{H}^T \boldsymbol{\xi} \quad (7)$$

$$\begin{bmatrix} \mathbf{H}\mathbf{Q}_{ss}\mathbf{H}^T + \mathbf{R} & \mathbf{H}\mathbf{X} \\ \mathbf{X}^T\mathbf{H}^T & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \boldsymbol{\xi} \\ \hat{\boldsymbol{\beta}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{y} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad (8)$$

Il sistema dell'eq. 8 è anche noto come sistema ordinario di cokriging usualmente derivato cercando la migliore stima lineare.

Nei problemi inversi i processi di stima, anche se non lineari, possono essere risolti per successive linearizzazioni con una procedura iterativa (metodi quasi-lineari).

Per problemi debolmente non lineari, $\mathbf{h}(\mathbf{s})$ può essere successivamente linearizzata ad una soluzione \mathbf{s}_k seguendo l'approccio geostatistico quasi lineare (Kitanidis, 1995). Ad ogni iterazione k assumendo che l'effettivo $\hat{\mathbf{s}}$ sia prossimo a \mathbf{s}_k , nel processo di linearizzazione, si approssima:

$$\mathbf{h}(\mathbf{s}) \approx \mathbf{h}(\mathbf{s}_k) + \tilde{\mathbf{H}}(\mathbf{s} - \mathbf{s}_k) \quad (9)$$

dove la matrice di sensitività $\tilde{\mathbf{H}}[n_{obs} \times n_{par}]$ deve essere valutata ad ogni linearizzazione come: $\tilde{\mathbf{H}}_k = \frac{\partial \mathbf{h}(s)}{\partial s} \Big|_{s_k}$.

La soluzione può essere ottenuta risolvendo nello stesso modo dell'eq. 8 il sistema lineare:

$$\begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{H}}_k \mathbf{Q}_{ss} \tilde{\mathbf{H}}_k^T + \mathbf{R} & \tilde{\mathbf{H}}_k \mathbf{X} \\ \mathbf{X}^T \tilde{\mathbf{H}}_k^T & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \boldsymbol{\xi}_{k+1} \\ \boldsymbol{\beta}_{k+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{y} - \mathbf{h}(\mathbf{s}_k) + \tilde{\mathbf{H}}_k \mathbf{s}_k \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad (10)$$

La nuova stima di \mathbf{s} in modo analogo all'eq. 7 è:

$$\mathbf{s}_{k+1} = \mathbf{X} \boldsymbol{\beta}_{k+1} + \mathbf{Q}_{ss} \tilde{\mathbf{H}}_k^T \boldsymbol{\xi}_{k+1} \quad (11)$$

Si parte quindi da una stima di \mathbf{s}_k e si migliora il risultato ad ogni iterazione. La procedura viene ripetuta iterativamente. Con questo approccio le iterazioni vengono arrestate quando il miglioramento nella funzione obiettivo è trascurabile. Quando il processo iterativo è giunto a convergenza, può essere calcolata la covarianza a posteriori.

In accordo con Fienen et al. (2008), in questo lavoro è adottata un'approssimazione del modello per la funzione geostatistica di covarianza esponenziale dei parametri a priori:

$$R(d) = \sigma^2 \exp\left(-\frac{d}{l}\right) \quad (12)$$

dove σ^2 è la varianza, d è la distanza tra i nodi e l è la lunghezza di scala.

Assumendo che l sia costante e sufficientemente grande (10 volte (d) massimo) e impiegando la relazione $\sigma^2 = \theta l$, il modello di covarianza a priori secondo l'eq. 12 può essere riscritto come:

$$R(d) = \theta l \exp\left(-\frac{d}{l}\right) \quad (13)$$

Il modello di covarianza sopra descritto è un modello valido per un singolo parametro θ il quale deve essere stimato. In accordo con il modello ogni termine della matrice di covarianza nella funzione di densità di probabilità sarà:

$$Q_{ss\,i,j} = \theta l \exp\left(-\frac{d_{i,j}}{l}\right) \quad (14)$$

Inoltre, in questo lavoro, la distribuzione dell'errore si presume essere indipendente e identicamente distribuita (e non correlata) con la varianza; in questo caso, la matrice di covarianza R assume la forma:

$$R = \sigma^2 I \quad (15)$$

dove I è la matrice identità.

Le funzioni di covarianza (Q_{ss} e R) sono definite mediante due parametri strutturali: il parametro di covarianza a priori θ (eq. 14) e la varianza dell'errore epistemico $\sigma^2 R$ (eq.15).

Nella derivazione dell'approccio geostatistico i parametri strutturali sono considerati noti ma la scelta dei parametri corretti è fondamentale per raggiungere una buona soluzione del problema. La stima dei parametri strutturali può essere basata sull'esame dei residui: la differenza tra l'osservato e lo stimato; in questo lavoro sono stimati analizzando i residui ortonormali come proposto da Kitanidis, 1997. Il vettore ortonormale dei residui è il vettore dei residui normalizzati $\delta[n_{obs} - p \times 1]$ dal vettore degli errori standard $\sigma[n_{obs} - p \times 1]$. L' i -esimo valore residuo δ_i è la differenza tra l' i -esimo valore osservato e l' i -esimo valore stimato usando solo le prime i -esime misure.

In accordo con Kitanidis (1997) quando i parametri corretti vengono utilizzati, i residui ε_i sono indipendenti e identicamente distribuiti con distribuzione gaussiana, media nulla e varianza pari a 1. Per questa ragione, se i parametri non sono noti, la corretta selezione dei parametri è tale per cui:

$$Q_2 = \frac{1}{n_{obs} - p} \sum_{i=p+1}^{n_{obs}} \varepsilon_i^2 = 1 \quad (16)$$

Dal momento che devono essere stimati due parametri è necessario un altro vincolo: è ragionevole selezionare i valori dei parametri che determinano un piccolo errore di stima, cioè i residui δ_i devono essere il più piccolo possibile. Un buon accordo tra il modello e il dato è descritto da:

$$cR = Q_2 \exp\left(\frac{1}{n_{obs} - p} \sum_{i=p+1}^{n_{obs}} \ln(\sigma_i^2)\right) \quad (17)$$

Riassumendo, i parametri strutturali corretti sono i due che minimizzano l' eq. 17 con il vincolo dell' eq. 16.

3.7.2 La routine di ottimizzazione del processo iterativo: line search

Per i problemi fortemente non lineari che sono caratterizzati da grande variabilità, la procedura spesso può rivelarsi molto lenta o addirittura difficilmente tende a convergenza, infatti la procedura di linearizzazione dell'approccio quasi lineare potrebbe dare oscillazione nella soluzione ad ogni iterazione e la stima dei parametri s_{k+1} all'iterazione $k+1$, potrebbe essere troppo diversa da quello precedente s_k . Può essere adottata una procedura di ottimizzazione del processo iterativo al fine di guidare ad ogni iterazione la procedura verso la soluzione migliore. La procedura, "line search" (Zanini and Kitanidis, 2009; Fienen et al., 2008) consiste nel considerare una combinazione lineare della nuova stima s_{k+1} e della precedente s_k :

$$\tilde{s}_{k+1} = s_k \alpha + s_{k+1} (1 - \alpha) \quad (18)$$

La riga del *line search* è definita da due valori: il valore iniziale e il nuovo valore che si ottiene attraverso l'iterazione Gauss-Newton, dove lo scalare α è scelto in modo che la funzione obiettivo abbia un minimo.

Inoltre, per far rispettare la non negatività dei parametri è conveniente lavorare in uno spazio di stima logaritmico \mathbf{s} . Poi, dopo la stima, con un'operazione inversa

$$\tilde{\mathbf{H}} = \frac{\partial \mathbf{h}(\mathbf{s})}{\partial \mathbf{s}} = \frac{\partial \mathbf{h}}{\partial \mathbf{z}} \frac{\partial \mathbf{z}}{\partial \mathbf{s}} \frac{\partial \exp(\mathbf{s})}{\partial \mathbf{s}} = \hat{\mathbf{H}} \exp(\mathbf{s})$$

dei parametri si ritorna allo spazio fisico $\mathbf{z}=\exp(\mathbf{s})$. Questa trasformazione rende il problema non lineare, anche se le equazioni sono lineari, ma garantisce una soluzione fisicamente corretta; è anche necessario che sia convertita nello spazio di stima durante la procedura inversa, la matrice di sensitività. Indicando con $\tilde{\mathbf{H}}$ la matrice di sensitività nello spazio di stima e con $\hat{\mathbf{H}}$ la sensitività nello spazio fisico, è possibile scrivere:

È importante sottolineare che non è necessario durante la procedura di line search ottenere il reale valore minimo della funzione obiettivo, ma l'idea è guidare la funzione nel raggiungere il valore minimo.

Durante il lavoro di tesi il MODFLOW_ADJOINT_2005 è stato aggiornato alla ultima versione del MODFLOW_2005 (versione 1.11.0 08/08/2013) per tenere in considerazione tutte le migliorie apportate per migliorare la convergenza del codice.

3.7.3 Calcolo della matrice di sensitività

Per calcolare la sensitività di ogni osservazione ad ogni parametro incognito è stato utilizzato il codice MODFLOW_2005-Adjoint. La sensitività viene calcolata per i tre strati in base alle 11 osservazioni.

Le modifiche proposte nella nuova versione 1.11.0 sono state importate, modificando e aggiornando i singoli pacchetti interni, del vecchio MODFLOW_2000-Adjoint passando dalla versione 1.0 alla versione 1.11. In particolare si sono aggiornati i pacchetti oggetti dello studio: *layer property flow* (lpf), *basic* (bas), *preconjugate gradient* (pcj), *horizontal flow barrier* (hfb). Di seguito si riportano come dal sito della USGS *groundwater*, per MODFLOW-

2005_v1.11.00, (MODFLOW2005_v1.11.00, *release note*) le principali modifiche e migliorie di pertinenza del presente lavoro che hanno consentito di arrivare a convergenza migliorando il processo di stima.

All'interno del pacchetto *basic* delle osservazioni OBS2BAS7 è stato cambiato il formato con cui sono salvate le osservazioni nel file disco riducendo il numero di cifre; è stato corretto un errore, nei processi multi-layers, che portava ad alcune osservazioni di carico errate per via della presenza di celle asciutte che venivano controllate nello strato sbagliato. Inoltre è stato risolto il problema in cui l'osservazione di carico era erroneamente omessa in quando alcune delle celle vicine utilizzate nell' interpolazione spaziale orizzontale si presentavano asciutte. Nel pacchetto *Preconditioned-Conjugate Gradient* PCG7 è stata aggiunta la scritta delle posizioni delle celle isolate che vengono convertite in assenza di flusso. Nel risolutore *Preconditioned Conjugate Gradient with improved nonlinear control* PCGN2 è stato corretto l'errore che portava ad eccessive iterazioni nel processo iterativo interno all'interno della prima iterazione del processo esterno. Tale correzione ha portato a ridurre i tempi di calcolo.

Una ulteriore e fondamentale operazione, riportata nel lavoro (D'Oria et al., 2015), volta a ridurre il numero di parametri da stimare ed evitare l'annoso problema di sovraccarico di memoria e tempi di calcolo estremamente lunghi, ha consentito di accorpate le celle di calcolo in un gruppo di 9 celle (ricoprendo un'area di 30×30 m²) assumendo un unico valore di conducibilità idraulica. Si è quindi ridotto il numero di celle in cui andare a stimare i parametri, portandolo ad un numero totale di celle pari a 18,141 ovvero circa il 10% del numero iniziale. Questo approccio ha notevolmente ridotto i tempi di calcolo e lo spazio di memoria in cui di volta in volta vengono allocati i parametri, senza però andare ad inficiare e compromettere l'accuratezza nella stima dei parametri.

In Appendice A è stato riportato il codice di calcolo scritto in linguaggio Matlab per la costruzione dei gruppi di celle. Per brevità si riporta il codice per il primo strato del modello, analogo procedimento vale per gli altri strati del modello.

Il baricentro tiene conto delle celle inattive assegnando valore nullo alla coordinata per le celle inattive. Il codice prevede una finestra mobile di dimensioni pari a quella del gruppo di celle che si sposta e ne calcola il baricentro.

La coordinata del baricentro nelle tre dimensioni per ogni singolo gruppo di celle viene calcolato impiegando la seguente espressione:

$$XG_{i,j} = \frac{\sum_{i=1}^3 \sum_{j=1}^3 Ax_{i,j} \cdot IBOUND_{i,j}}{A \sum IBOUND_{i,j}}$$

$XG_{i,j}$ è la coordinata del baricentro del gruppo di 9 celle, la quale poi si sposta al gruppo di celle successive, $x_{i,j}$ rappresenta il baricentro delle 9 celle che costituiscono il gruppo di celle, i e j sono gli indici di riga e colonna delle matrici mobili 3×3 , $IBOUND$ è una matrice 3×3 formata da tanti 0 o 1 quante sono le celle rispettivamente inattive o attive. Le celle hanno dimensioni $10 \times 10 \text{ m}^2$ e la somma delle aree A delle celle al numeratore può così semplificarsi con l'area totale A al denominatore.

Uno schema della griglia di calcolo è rappresentato in Fig. 3.8 in cui in nero sono rappresentate le celle originali del modello, il riempimento grigio rappresenta le celle inattive del modello, mentre con il contorno in rosso sono rappresentate i gruppi di celle che racchiudono le 9 celle di dimensioni $10 \times 10 \text{ m}^2$. Il baricentro del gruppo di celle (nelle tre dimensioni), è stato usato per calcolare la distanza e conseguentemente la correlazione. La sensitività delle incognite calcolata nelle celle raggruppate è la somma delle sensitività per ognuna delle celle di flusso del modello coinvolte. Dove la somma delle sensitività delle singole celle è nulla, il gruppo di celle avrà sensitività nulla.

L'impegno apportato per le succitate modifiche ed integrazioni al modflow_2005 ha consentito una più agevole stima dei parametri, portando delle sostanziali migliorie alla procedura, senza le quali non si sarebbero ottenuti risultati analogamente soddisfacenti.

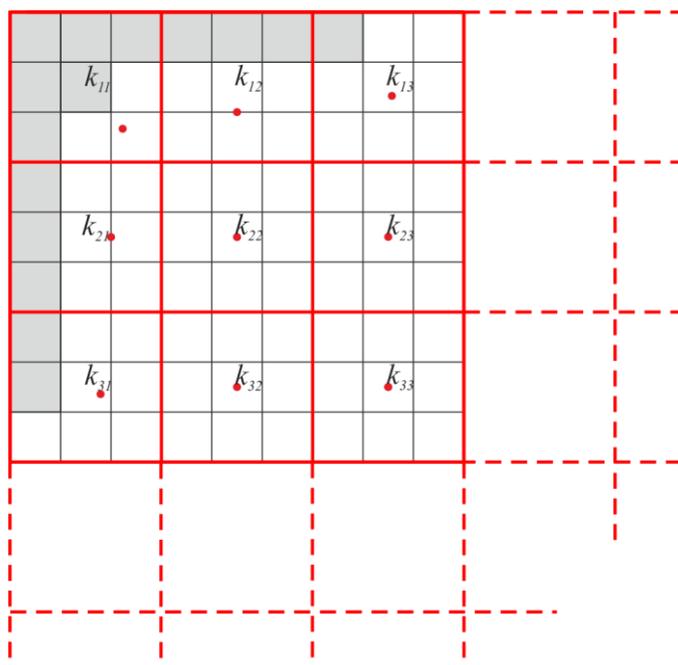


Fig. 3.8 Schema rappresentativo della griglia computazionale. In nero sono contornate le singole celle della griglia di calcolo, le celle inattive sono colorate in grigio. In rosso è rappresentato il contorno del gruppo di 9 celle, il pallino in rosso rappresenta il baricentro del gruppo di celle e k_{ij} è la conducibilità idraulica per le celle ij aggregate calcolata nel baricentro.

3.8 Calibrazione modello tramite PEST

La fase di calibrazione del modello è necessaria per verificare che le ipotesi alla base della semplificazione del sistema naturale ed i parametri utilizzati siano in grado di riprodurre adeguatamente i valori osservati. Durante la calibrazione i valori simulati dal modello, come la superficie piezometrica viene confrontata con

i valori osservati nei punti di misura. I parametri di ingresso del modello sono sottoposti a variazioni fino a quando i valori simulati ed osservati coincidono, a meno di una tolleranza prestabilita. La variazione può avvenire sia manualmente che automaticamente.

Per una prima fase di calibrazione è stato utilizzato preliminarmente il software PEST (*Model independent Parameter Estimation*, Doherty, 2008), per stimare i parametri di permeabilità ma anche la conductance del fiume e l'apporto dovuto alla ricarica meteorica. Il modello è stato tarato sulla base dei dati dei carichi idraulici osservati durante la campagna piezometrica del 5 marzo 2013, poiché si sono ritenuti i meno affetti da disturbi di origine antropica (per esempio prelievi irrigui). Affinché giunga a convergenza commettendo errori piccoli e poche iterazioni la differenza degli scarti è resa minore di una certa tolleranza.

L'analisi della calibrazione può essere effettuata tramite una serie di statistiche (Anderson e Woessner, 1992):

Errore medio:

$$\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Hc_i - Ho_i$$

Errore assoluto medio:

$$\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N |Hc_i - Ho_i|$$

Radice errore quadratico medio (RMSE):

$$\sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (Hc_i - Ho_i)^2}$$

Radice errore quadratico medio normalizzato (nRMSE):

$$\frac{\sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (Hc_i - Ho_i)^2}}{HoMAX - HoMIN}$$

dove N è il numero di punti di osservazione, Hc_i rappresenta il livello calcolato nel punto i , Ho_i è il livello osservato nel punto i , $Ho MAX$ e $Ho MIN$ sono i valori massimi e minimi osservati.

Può ritenersi una buona calibrazione un valore di $nRMSE < 10\%$.

Dalla Tabella 3.2 e dalla Fig. 3.9 si può desumere una buona calibrazione di primo tentativo. La Fig. 3.10 riporta sulla mappa la posizione dei punti di monitoraggio e il valore, in scala cromatica, della differenza in valore assoluto tra il livello di carico calcolato e quello osservato.

Tabella 3.2 Risultati Calibrazione.

Nome	Livello Osservato [m slm]	Livello Calcolato [m slm]	Calcolato - Osservato [m]
S1	130.33	130.26	-0.07
Sa	129.71	129.79	0.08
Sc	130.67	130.58	-0.09
S1bis	130.37	130.28	-0.09
S8	141.25	141.25	0.00
Sd	134.62	134.63	0.01
Se	138.91	138.94	0.03
Sg	135.81	135.73	-0.08
Sh	131.64	131.74	0.10
Si	129.39	129.76	0.37
Sf	141.63	141.52	-0.11

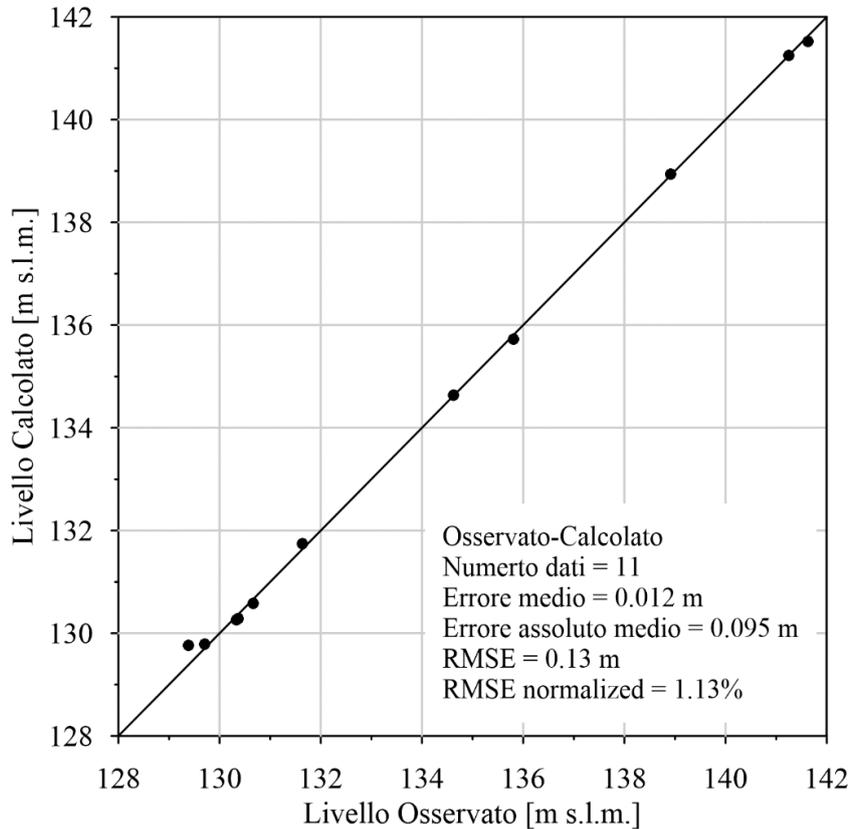


Fig. 3.9 Risultato calibrazione PEST: livello calcolato - osservato.

L'unico punto di osservazione che ha uno scarto superiore ai 30 cm è Si. Il piezometro Si è posto nella zona di valle della cassa, sul lato destro. Visto la buona risposta di tutti gli altri piezometri si pensa che uno scarto così elevato sia attribuibile alle seguenti cause: errore sulla quota altimetrica della bocca pozzo o disturbi locali, infatti a poche decine di metri dal piezometro si trova un piccolo insediamento ed in seguito ad un sopralluogo si è venuti a conoscenza che il piccolo insediamento è dotato di una pompa che preleva nell'acquifero superficiale.

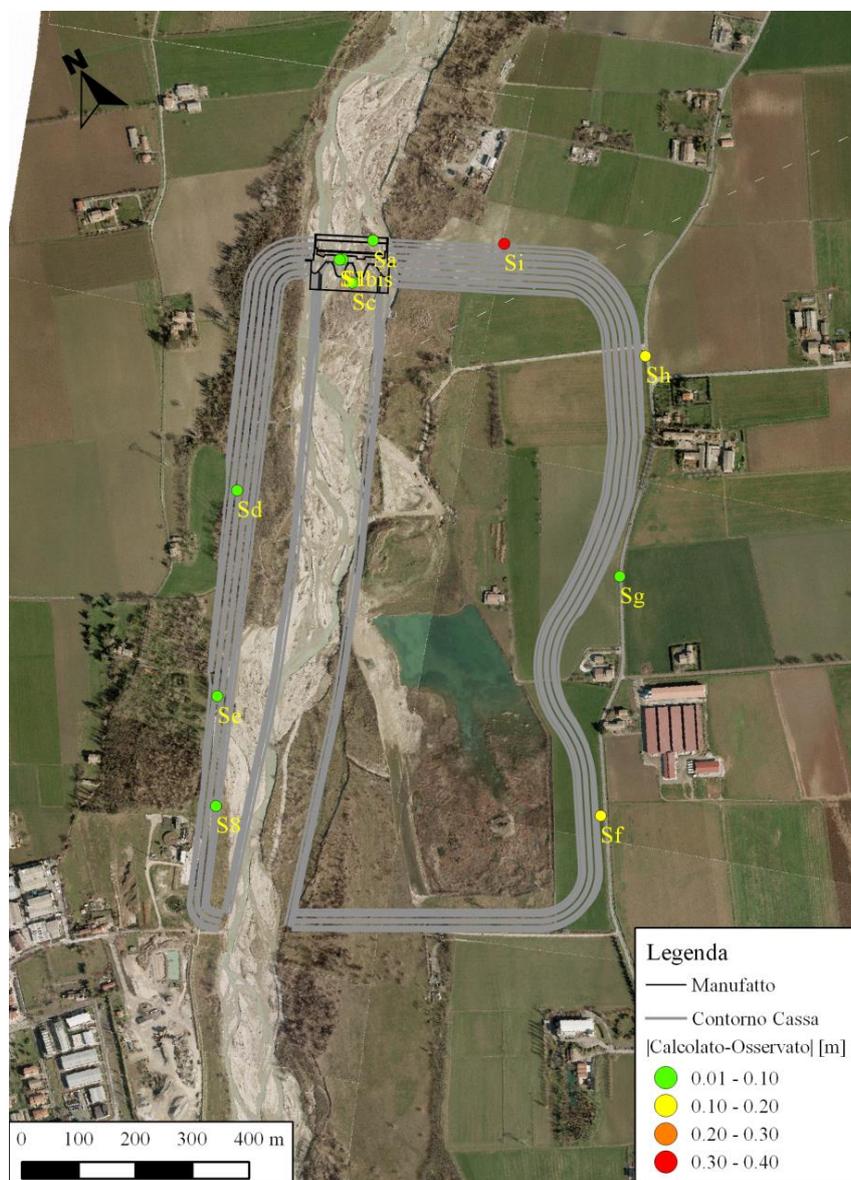


Fig. 3.10 Differenze assolute tra calcolato e osservato.

La calibrazione ha permesso di stimare i parametri principali dell'acquifero in studio, (si veda la Tabella 3.3). In particolare la permeabilità media ($1.80 \cdot 10^{-4}$ m/s) e la ricarica media $4.8 \cdot 10^{-9}$ m/s. Il valore di permeabilità stimato è in linea con i

valori calcolati durante le prove di pompaggio. Mentre il valore di ricarica meteorica è circa il 19% del valore medio annuo. Durante la fase di calibrazione è emersa la necessità di simulare una lente di materiale poco permeabile ($1 \cdot 10^{-8}$ m/s) nell'area sud est della cassa nei pressi del piezometro Sf (si veda la Fig. 3.11).

Tabella 3.3 Parametri stimati.

Parametro	Valore
Permeabilità acquifero (strato 1) [m/s]	$1.80 \cdot 10^{-4}$
Permeabilità lente argillosa presso area manufatto (strato 2) [m/s]	$8.00 \cdot 10^{-8}$
Permeabilità lente argillosa presso zona sud-est (strato 2) [m/s]	$1.00 \cdot 10^{-8}$
Base acquifero (strato 3) [m/s]	$8.00 \cdot 10^{-5}$
Conductance general head [m²/s/m]	$1.34 \cdot 10^{-5}$
Conductance fiume [m²/s/m]	$1.00 \cdot 10^{-4}$
Ricarica meteorica [m/s]	$4.8 \cdot 10^{-9}$

La Fig. 3.12 è una ulteriore conferma della buona calibrazione del modello; infatti, permette un confronto tra la piezometria calcolata dal modello e quella stimata sulla base delle osservazioni sui livelli della falda nei pozzi mediante una interpolazione di tipo Kriging. Si vede chiaramente che sia gli andamenti che i livelli sono molto simili. Si nota un andamento della falda che va da sud ovest a nord est con un gradiente dell'ordine dell'1-1.5%.

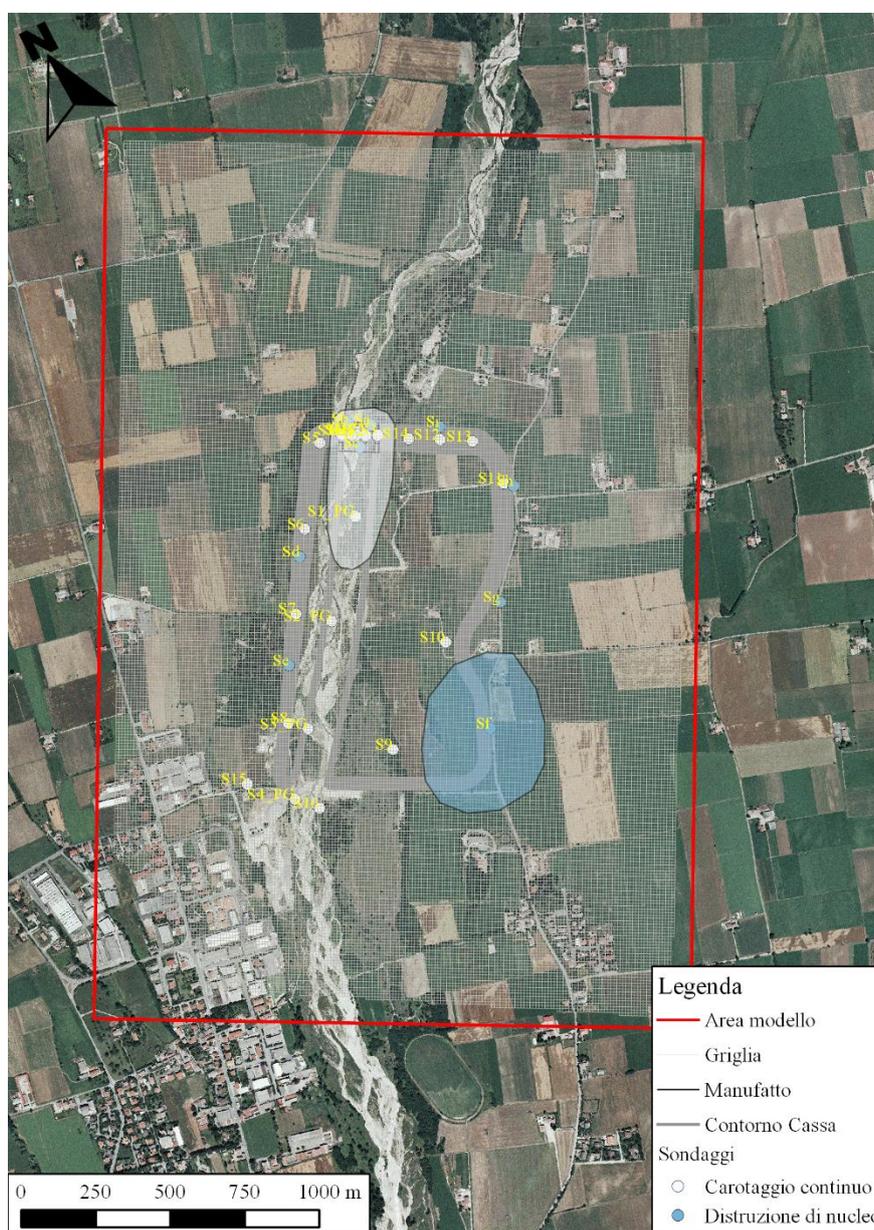


Fig. 3.11 Posizione delle lenti di argilla.

Per quanto riguarda i flussi sull'area in studio (si veda la Tabella 3.4) si ha un ingresso nella zona di monte di 18 l/s, una ricarica meteorica media di 26 l/s, un'alimentazione del fiume verso la falda nella zona a monte di circa 21 l/s. Nella zona di valle si ha un'uscita di 55 l/s e di 10 l/s di drenaggio del fiume.

Tabella 3.4 Flussi ingresso – uscita.

Condizione	Ingresso [l/s]	Uscita [l/s]
Monte	18	
Valle		55
Fiume	21	10
Ricarica meteorica	26	
Totale	66	66

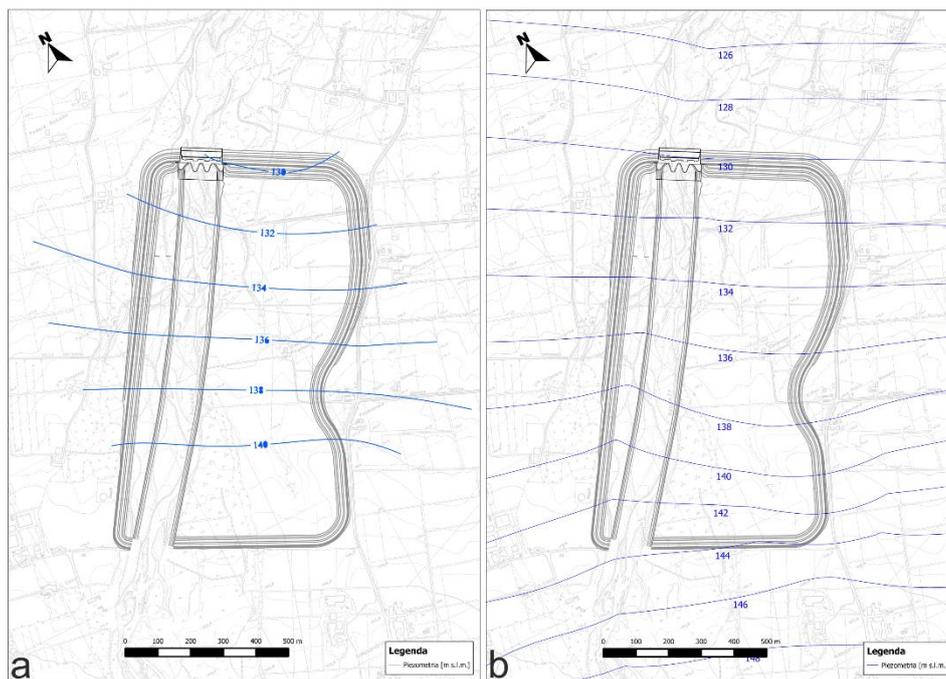


Fig. 3.12 a) Piezometria stimata sulla base delle osservazioni e b) Piezometria risultante dal modello.

3.9 Calibrazione modello tramite BgaPEST

La calibrazione del modello, effettuata in condizioni stazionarie, per mezzo dell'approccio Geostatistico Bayesiano (Kitanidis, 1995) ha permesso di stimare la distribuzione della conducibilità idraulica dell'acquifero che restituisce la migliore riproduzione delle osservazioni, ovvero gli 11 valori di carico idraulico osservati raccolti in marzo 2013, impiegando le informazioni a priori sulla struttura dei parametri stessi, caratterizzate da funzioni di covarianza. Il campo di conducibilità idraulica in scala logaritmica, mostrato in Fig. 3.13 per il primo strato, presenta una conducibilità idraulica inferiore al centro del modello ed una conducibilità idraulica media di $3.28 \cdot 10^{-4}$ m/s ed una varianza di $1.42 \cdot 10^{-4}$ m²/s². Questi valori sono congruenti con i valori ottenuti attraverso le prove di campo; con un range di variazione che va da $1.02 \cdot 10^{-4}$ m/s a $7.73 \cdot 10^{-4}$ m/s.

Stime più accurate si hanno certamente nei pressi delle osservazioni; meno realistici sono i valori di conducibilità idraulica stimati lungo i contorni del modello; ma è importante sottolineare che le dimensioni del modello sono molto più grandi della zona occupata dell'invaso. Per quanto riguarda il bilancio di flusso del modello, la falda è alimentata da monte (a sud) da circa 26 l/s, da una ricarica meteorica media di 26 l/s e dal fiume (zona sud) circa 29 l/s. Il drenaggio del fiume dalla falda acquifera è di circa 22 l/s (parte settentrionale dell'area) e in uscita verso valle (zona a nord) di circa 59 l/s (condizione di general head).

I risultati della metodologia sono coerenti con la natura alluvionale dell'acquifero indagato e con le informazioni raccolte nei punti di osservazione (D'Oria et al., 2015). Il modello calibrato può quindi essere utilizzato come supporto alla progettazione e gestione dell'opera stimando i livelli di falda nelle varie condizioni previste: presenza del serbatoio, assenza o presenza (con differenti profondità) delle diaframature al di sotto dei rilevati arginali e del manufatto regolatore.

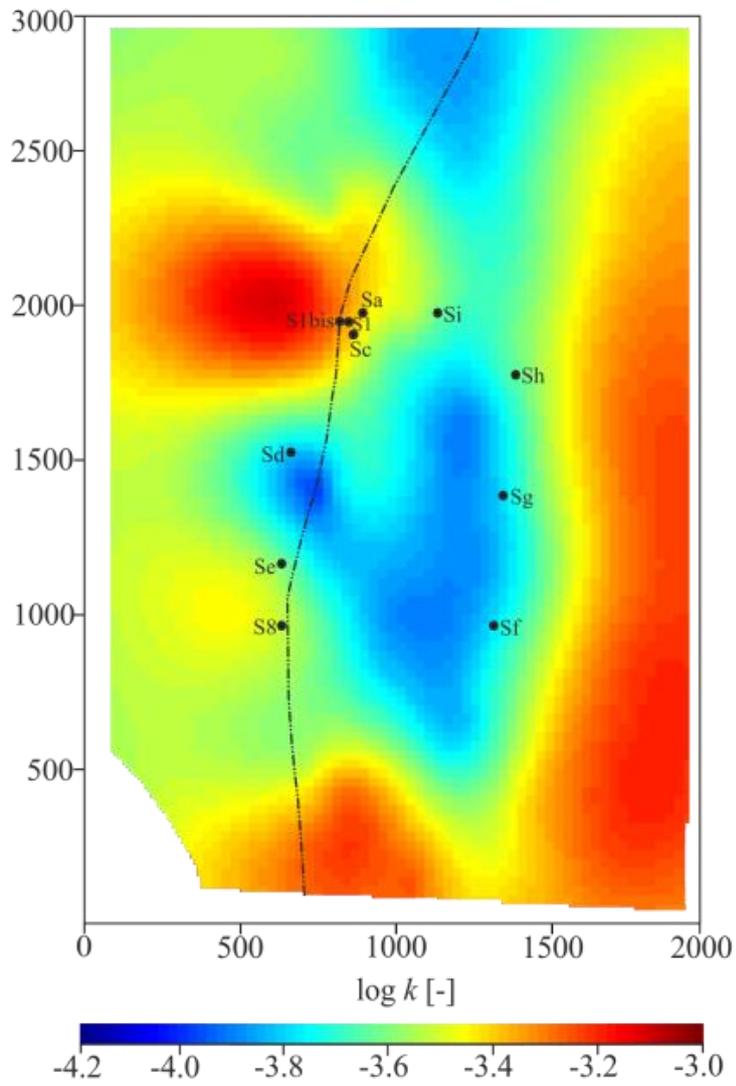


Fig. 3.13 Valori di conducibilità idraulica in scala logaritmica relativi al primo strato.

3.10 Simulazioni

Il modello numerico della falda sottostante la cassa di espansione del torrente Baganza messo a punto e calibrato sulla base dei dati raccolti nella campagna di misura del marzo 2013, è stato successivamente utilizzato per determinarne l'assetto della falda in condizioni di cassa piena e ricavare informazioni sulla necessità di inserire dispositivi di tenuta idraulica sotterranea. Si è, in particolare, determinata l'estensione longitudinale e la profondità della diaframmatura necessaria a evitare il sifonamento lato campagna degli argini nelle condizioni di lago pieno. Queste condizioni possono determinarsi sia durante una piena, che nel corso delle prove di invaso preliminari al collaudo della cassa.

Sono state portate a termine una serie di analisi approfondendo differenti scenari che considerano diverse condizioni della diaframmatura.

Si sono considerate differenti lunghezze della diaframmatura:

- 1) diaframmatura "corta" (L=1350 m): si estende solo ove è presente la prima banca dell'arginatura, ovvero in tutto il tratto in cui le quote del piano campagna esternamente alla cassa sono inferiori (o uguali) a 137.5 m s.l.m.;
- 2) diaframmatura "media" (L=1800 m): si estende per tutto il tratto in cui la quote del piano campagna sono inferiori (o uguali) a 141 m s.l.m. (quota di massima ritenuta);
- 3) diaframmatura "lunga" (L=2400 m): si estende per tutto il tratto in cui la quote del piano campagna sono inferiori (o uguali) a 145.5 m s.l.m. (quota di coronamento arginale).

Si riportano (Tabella 3.5) gli scenari più rilevanti, ovvero assenza di diaframmatura e diaframmatura di tipo 3 ovvero lunga 2400 m, in entrambi si è considerato l'invaso sia vuoto che pieno ovvero a quota di massima ritenuta (141 m s.l.m.). Si è scelto di effettuare simulazioni in condizioni stazionarie per rimanere a favore di

sicurezza, nel caso in cui si decidesse di utilizzare la cassa per scopi multipli, mantenendola invasata per un lungo periodo nel corso dell'anno.

La batimetria è stata aggiornata in base agli ultimi rilievi e modificata nel modello, in particolare la posizione dell'alveo per il deflusso delle portate inferiori a 300 m³/s.

Tabella 3.5 Elenco casi analizzati.

Scenario	Descrizione	Condizione	Figura
1	Stato di fatto	Assenza di lago	3.14
2p	Batimetria aggiornata, assenza di diaframmatura	Lago pieno	3.15
2v	Batimetria aggiornata, assenza diaframmatura	Lago vuoto	3.16
3p	Batimetria aggiornata diaframmatura tipo 3 profondità: base argille	Lago pieno	3.17
3v	Batimetria aggiornata diaframmatura tipo 3 profondità: base argille	Lago vuoto	3.18

Gli Scenari considerati sono i seguenti:

SCENARIO 1: rappresenta lo stato di fatto (Fig. 3.14) e la situazione di riferimento per tutti gli altri scenari. I risultati saranno riportati in termini di differenze tra le condizioni previste dal singolo scenario e lo stato di fatto ovvero in assenza di invaso.

SCENARIO 2p: invaso alla quota di massima ritenuta (141 m s.l.m.) e assenza di diaframmatura. La Fig. 3.15 mostra la differenza tra gli andamenti piezometrici risultanti da questa simulazione e quelli dello stato di fatto. Si deduce, date le elevate differenze positive raggiunte a valle e nell'intorno della cassa, che una

soluzione priva di diaframmatura sia certamente inadeguata, poiché porterebbe ad un innalzamento non accettabile dei livelli piezometrici dell'intera area circostante.

SCENARIO 2v: invaso vuoto e assenza di diaframmatura. Si notano (Fig. 3.16) degli abbassamenti dell'ordine di 1-2 metri al di fuori dell'area della cassa.

SCENARIO 3p: invaso alla quota di massima ritenuta (141 m s.l.m.), diaframmatura che penetra tutto l'acquifero fino a raggiungere l'orizzonte argilloso. Nella zona del manufatto la profondità è dell'ordine dei 28 m. La diaframmatura si estende per circa 2400 m (diaframma 3). In Fig. 3.17 si notano degli innalzamenti della falda nelle zone limitrofe alla cassa di circa 2 metri.

SCENARIO 3v: condizione di invaso vuoto, diaframmatura che penetra tutto l'acquifero fino a raggiungere l'orizzonte argilloso. Nella zona del manufatto la profondità è dell'ordine dei 28 m. La diaframmatura si estende per circa 2400 m (diaframma 3). La Fig. 3.18 mostra gli abbassamenti della superficie piezometrica, di qualche metro a monte e a valle della cassa.

In Tabella 3.6 è riportato il bilancio dei flussi nei diversi casi analizzati. Sono state omesse la condizione di ingresso a monte (circa 18 l/s) e la ricarica meteorica, che ovviamente si mantiene per tutti i casi costante intorno ad un valore di 26 l/s.

Nei casi con lago alla quota di massima ritenuta, in assenza di diaframmatura o con diaframmatura corta, si evidenzia una maggiore tendenza da parte del fiume a drenare la falda verso valle.

Sebbene lo scenario con una diaframmatura di lunghezza "media" profonda fino alla base di argilla sia accettabile, la condizione più cautelativa prevede una diaframmatura con estensione massima della lunghezza (2400 m) e un approfondimento fino alla base dell'acquifero.

3 Caso di studio: acquifero che interagisce con la cassa d'espansione del Torrente Baganza

Tabella 3.6 Bilancio casi analizzati (portate in l/s).

Scenario	Descrizione	Condizione	Uscita Valle	Alimentazione dal Fiume	Drenaggio Fiume	Alimentazione dal Lago
1	Stato di fatto		55	21	10	
2p	Assenza diaframmatura	Lago pieno	75	11	130	150
2v	Assenza diaframmatura	Lago vuoto	51	22	15	
3p	Diaframmatura 3 profondità: base argille	Lago pieno	50	19	13	
3v	Diaframmatura 3 profondità: base argille	Lago vuoto	47	20	17	



Fig. 3.14 SCENARIO 1, stato di fatto: andamento della piezometria risultante dal modello.



Fig. 3.15 SCENARIO 2p, differenze tra la piezometria calcolata (considerando l'invaso con la batimetria aggiornata a quota di massima ritenuta e assenza di diaframature) e quella rappresentante lo stato di fatto.

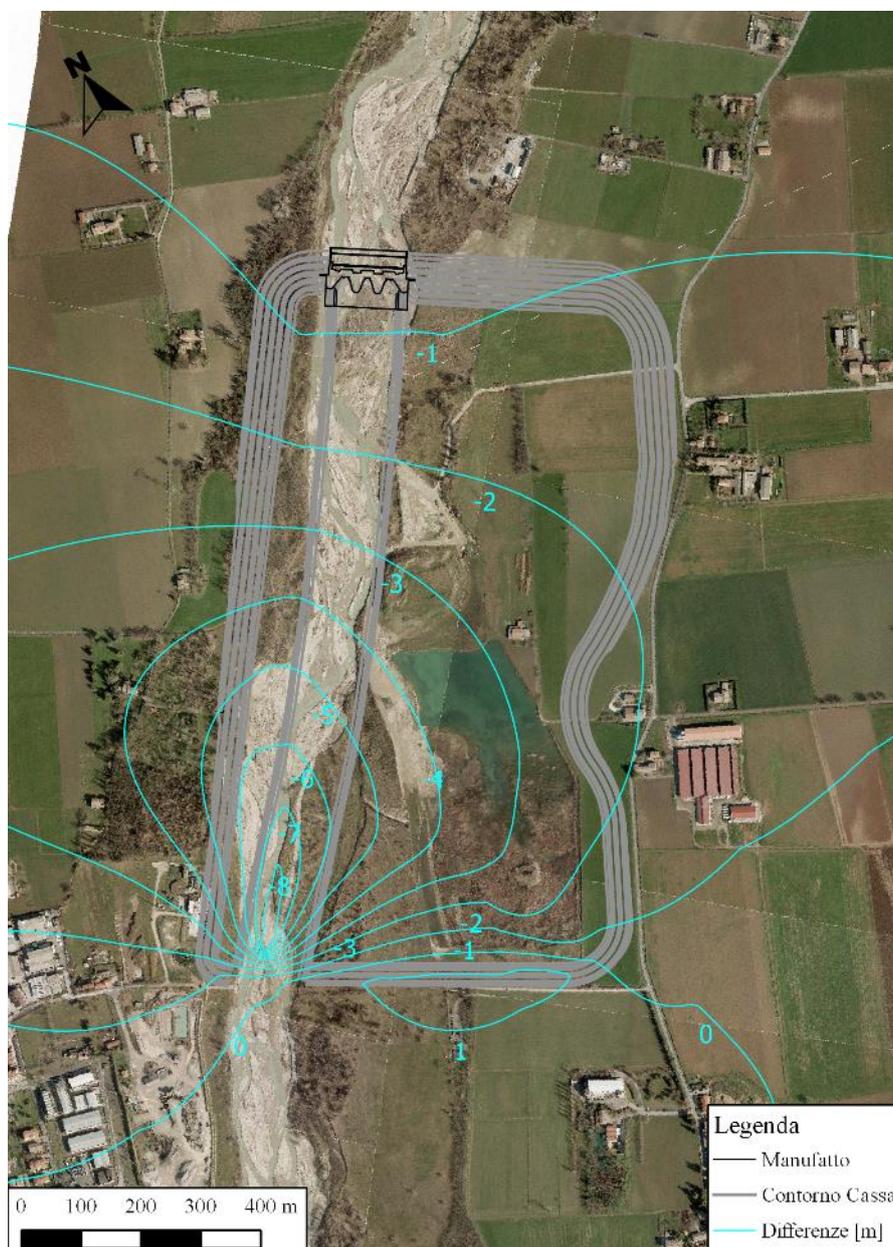


Fig. 3.16 SCENARIO 2v, differenze tra la piezometria calcolata (considerando l'invaso vuoto con la batimetria aggiornata e assenza di diaframature) e quella rappresentante lo stato di fatto.

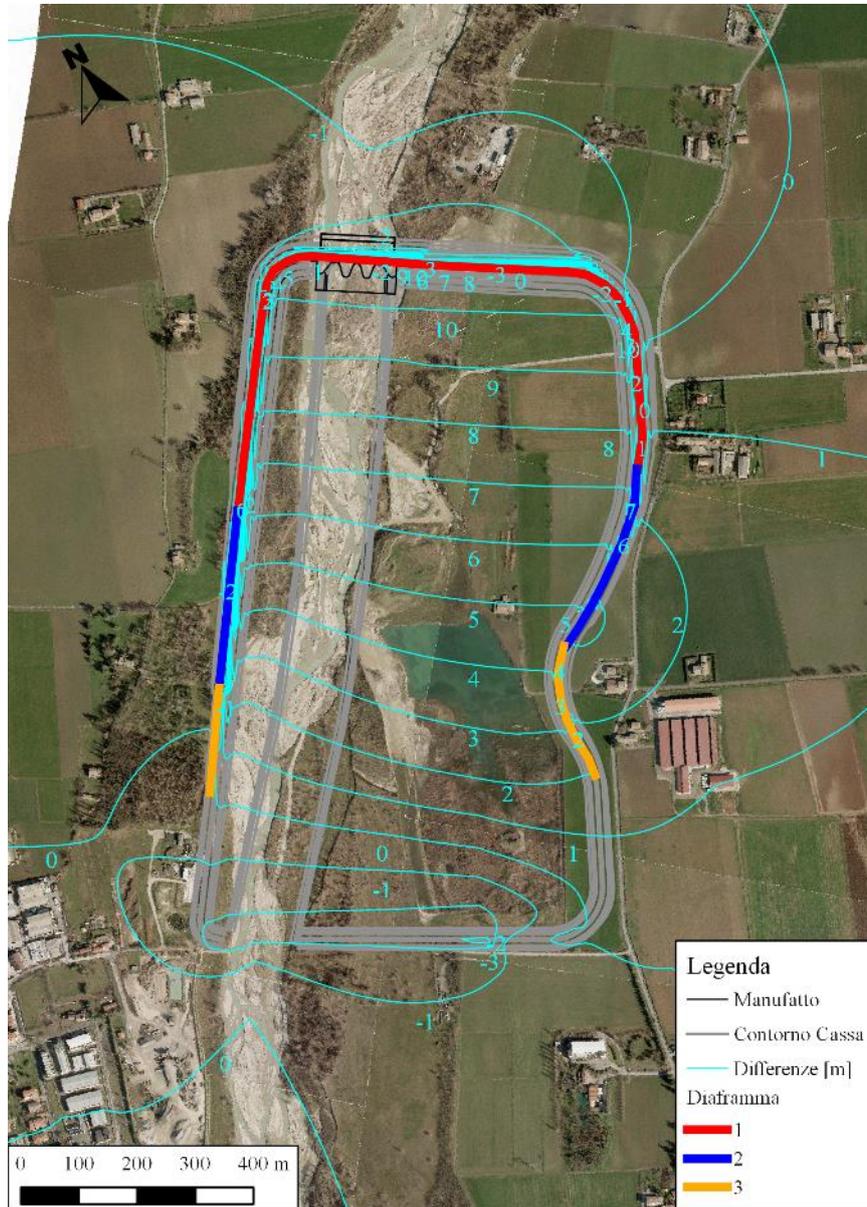


Fig. 3.17 SCENARIO 3p, differenze tra la piezometria calcolata (considerando l'invaso con la batimetria aggiornata a quota di massima ritenuta con la presenza di diaframature (1+2+3) che raggiungono la base dell'acquifero) e quella rappresentante lo stato di fatto.

3.10.1 Considerazioni sulle condizioni di lago vuoto

In una seconda fase sono state apportate delle modifiche al modello in vista di variazioni progettuali che tengono presente di una questione rilevante; ovvero il volume di invaso della cassa è ricavato in parte abbassando il fondo dell'alveo e del terreno interno alla cassa, per cui la falda emerge dal terreno e viene continuamente drenata dal corso d'acqua, che convoglia poi verso valle la portata idrica risultante attraverso le luci di fondo del manufatto di regolazione. In conseguenza del continuo drenaggio anche la falda circostante tende ad abbassarsi e, visto che tale situazione è da ritenersi la normalità, occorre pervenire ad una valutazione degli abbassamenti freatici. Come è noto, questi possono determinare anche assestamenti del terreno e indurre sollecitazioni statiche sulle strutture civili sovrastanti.

In questa nuova configurazione batimetrica il livello della falda entro la cassa viene a coincidere con la nuova superficie (ribassata) del terreno e ciò induce un cambiamento dell'assetto della falda anche al di fuori della cassa. Queste variazioni dovrebbero essere in qualche misura contrastate dai dispositivi aggiuntivi di isolamento idraulico (diaframmi) predisposti per garantire la tenuta idraulica in caso di lago pieno, ma la quantificazione degli effetti è particolarmente significativa per evidenziare eventuali eccessivi abbassamenti del livello freatico che potrebbero causare rischi di instabilità delle strutture civili esistenti. In particolare, risulta di interesse la situazione in corrispondenza dell'impianto di depurazione delle acque reflue di Sala Baganza in sinistra idraulica, dove sono ubicate le vasche di sedimentazione e di trattamento biologico che costituiscono strutture di una certa importanza.

Si è quindi messa a punto una simulazione nella quale le condizioni di monte, di valle e di ricarica meteorica sono state mantenute invariate rispetto alla situazione attuale (taratura del marzo 2013), mentre il terreno interno alla cassa è stato

modificato per rappresentare la nuova morfologia. Sono state poi rappresentate in ingresso alla cassa le tre briglie che, con un dislivello complessivo pari a 12 m, portano ad abbassare di quella entità il fondo dell'alveo. All'interno della cassa, oltre che abbassare le quote del piano campagna, si sono inserite condizioni di dreno per rappresentare nel modello l'abbassamento della falda conseguente allo scavo effettuato e al suo prosciugamento attraverso il drenaggio naturale. Le strutture d'isolamento idraulico considerate nella simulazione fanno riferimento alla cosiddetta diaframmatura "lunga" (1 + 2 + 3, L = 2400 m) che si estende per tutto il tratto in cui le quote del piano campagna sono inferiori (o uguali) a 145.5 m s.l.m. (quota di coronamento arginale).

La Fig. 3.18 mostra l'abbassamento risultante, in metri, del livello della falda nel caso di lago vuoto, rispetto allo stato di fatto.

Analizzando la situazione risulta che lo scavo della cassa, il mantenimento in condizioni asciutte dell'area e la configurazione dei diaframmi ha effetto fino al contorno di monte, dove era stata ipotizzata nel modello una condizione piezometrica invariata rispetto allo stato attuale. Tale effetto si concretizza in un abbassamento del livello freatico che si estende anche a monte della zona della cassa (Fig. 3.18). Il flusso idrico proveniente da monte viene quasi interamente drenato dallo scavo. Di conseguenza la falda, lateralmente alla cassa, risente di una diminuzione di alimentazione che dà luogo ad abbassamenti di entità fino ad un massimo di 6 m.

Per mantenere a livelli più elevati la falda acquifera in corrispondenza dell'impianto di depurazione e scongiurarne problemi di stabilità, si è allora considerato di prolungare la diaframmatura verso monte o inserire un elemento di bassa permeabilità. Le opere di schermo ipotizzate si sviluppano per una lunghezza di 250 m e giungono ad una profondità variabile dai 12 ai 15 m, in relazione alla posizione dello strato argilloso sottostante i materiali più permeabili. Tali elementi sono stati inseriti nel modello numerico, che ha restituito un nuovo assetto dei

livelli freatici nella zona di interesse. In Fig. 3.19 sono riportati gli abbassamenti, rispetto alla situazione attuale, ottenuti dal nuovo calcolo. Si noti come gli abbassamenti nei pressi del depuratore siano notevolmente ridotti, rispetto alla precedente simulazione, visualizzata nelle Fig. 3.18. Più in particolare gli abbassamenti nell'area dell'impianto, prima variabili tra 4 e 6 m (Fig. 3.18), sono ora ridotti a soli 3-4 m (Fig. 3.19).

Dalle prime simulazioni è risultato che, in presenza della cassa e delle diaframature poste a garanzia della tenuta idraulica, il flusso idrico proveniente da monte si riduce di circa il 5% rispetto allo stato attuale. Ciò limita quindi gli apporti idrici che provengono dalla conoide del Baganza, che non dovrebbero invece essere alterati dalla presenza della cassa. Questa circostanza indica che i valori di quota della superficie freatica ottenuti dalla modellazione potrebbero essere in qualche misura sottostimati.

Si è allora aumentata per tentativi la quota idrica, imposta come condizione al contorno di monte, fino ad ottenere, rispetto allo stato di fatto, la medesima portata affluente da monte. A questo scopo è stato sufficiente imporre un incremento di quota idrica di 0.5 m per 1580 m di estensione trasversale. Si tiene conto in questo modo di un effetto analogo al rigurgito in una corrente a pelo libero. La Fig. 3.20 mostra gli abbassamenti della falda, rispetto allo stato di fatto, essi sono in effetti leggermente ridotti, rispetto a quelli della simulazione ottenuta imponendo a monte il carico piezometrico attuale (Fig. 3.18), ma si mantengono comunque piuttosto elevati.

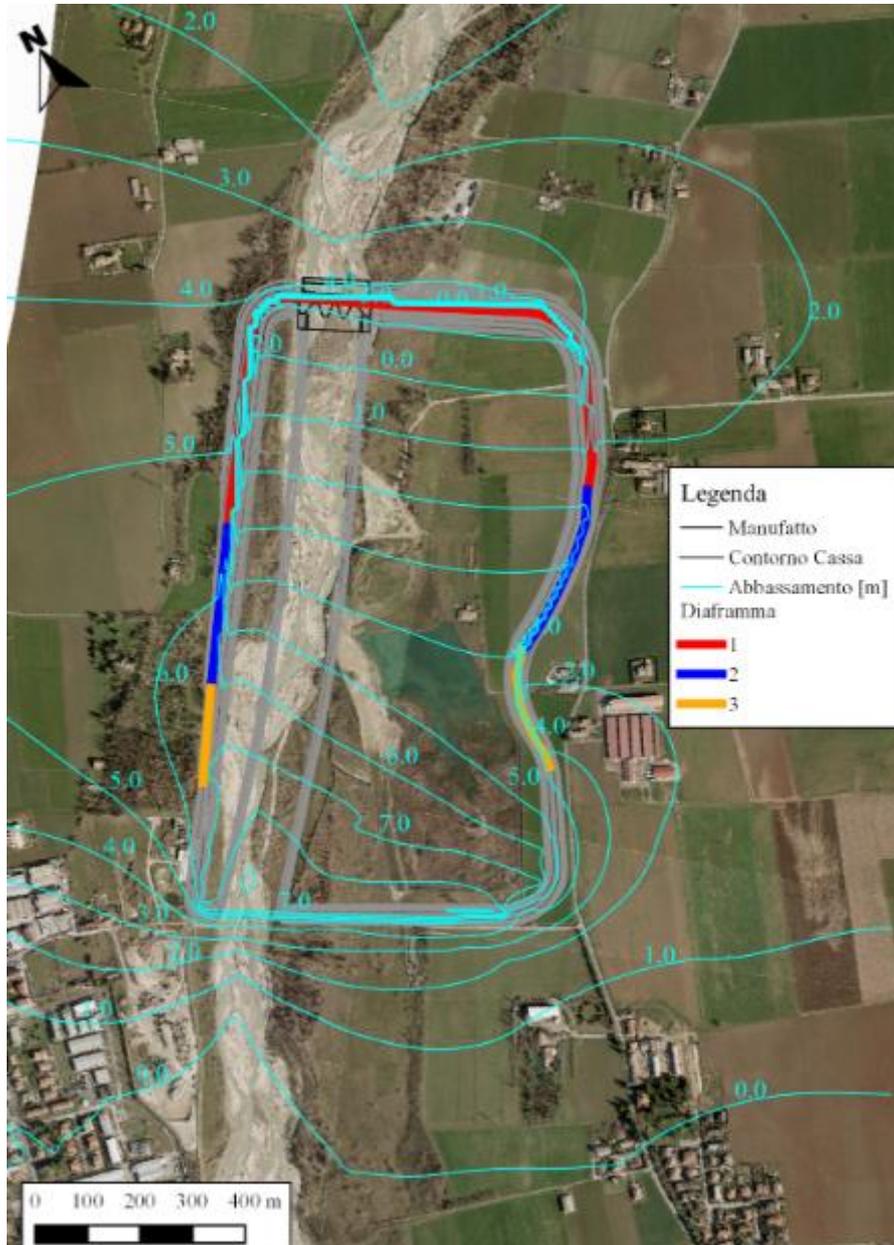


Fig. 3.18 SCENARIO 3v, abbassamenti stimati (m) considerando l'invaso vuoto con la presenza di diaframature (1+2+3) che raggiungono la base dell'acquifero (Invaso vuoto – Stato di fatto).

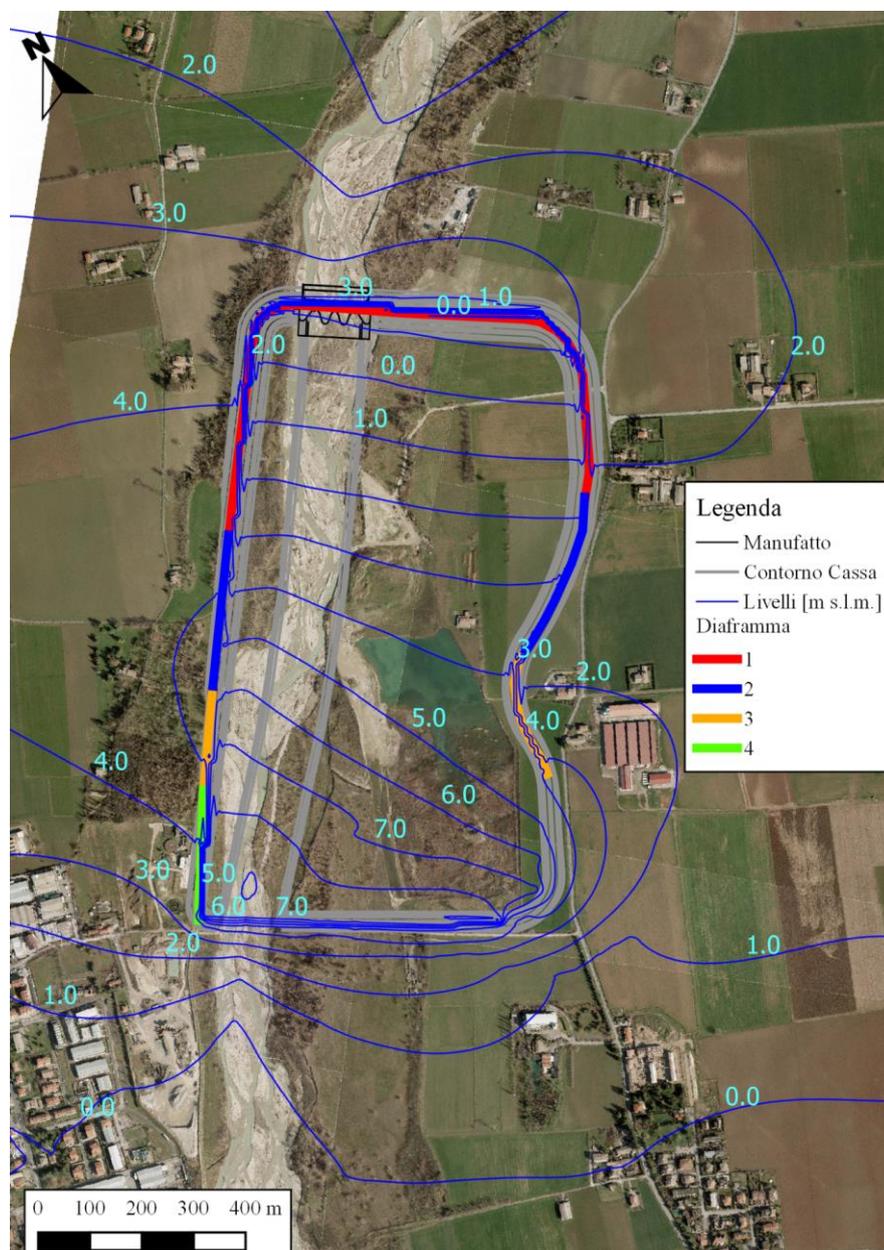


Fig. 3.19 Abbassamenti stimati (m) in condizioni di lago vuoto e presenza di diaframatura 1+2+3+4 con condizioni al contorno incrementate (Invaso vuoto – Stato di fatto).

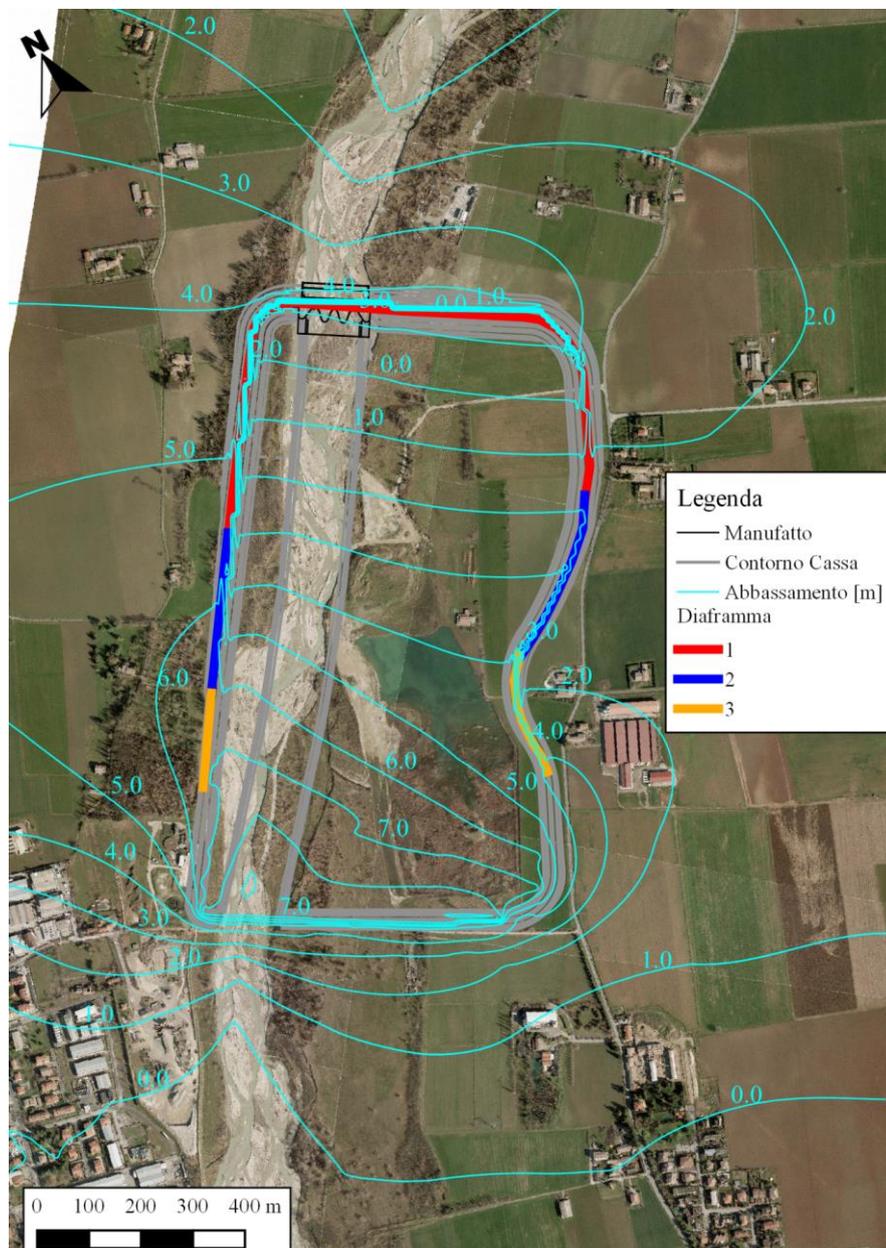


Fig. 3.20 Abbassamenti stimati (m) in condizioni di lago vuoto ed in presenza di diaframmatura 1+2+3 con condizioni al contorno da monte incrementate a parità di portata proveniente da monte (Invaso vuoto – Stato di fatto).

3.11 Conclusioni

L'obiettivo del presente lavoro è stato lo studio delle interazioni tra la cassa di espansione (in fase di progetto) e il sottostante acquifero. In particolare sono state analizzate le differenze tra condizioni ipotetiche (invaso pieno, involucro vuoto) e lo stato di fatto.

Il presente lavoro si è articolato nelle seguenti fasi:

1. raccolta dati disponibili presso AIPo e Regione Emilia Romagna (Paragrafo 3.2 e 3.3);
2. realizzazione di un modello concettuale dell'acquifero sulla base dei dati raccolti (Paragrafo 3.4);
3. implementazione in un modello numerico (Paragrafo 3.4);
4. analisi dei differenti metodi per la caratterizzazione dell'acquifero (Paragrafi 3.5, 3.6 e 3.7);
5. calibrazione e taratura dei parametri sullo stato di fatto del modello tramite Pest e BGAPest (Paragrafo 3.8 e 3.9);
6. determinazione della profondità e della lunghezza delle diaframature ((Paragrafo 3.10);

Il modello numerico ha permesso di stimare la configurazione delle diaframature di minor impatto sull'acquifero, in particolare nelle zone adiacenti alla area allagabile. Si ritiene che i diaframmi debbano raggiungere l'orizzonte impermeabile che rappresenta la base dell'acquifero (circa 30 metri di profondità nella zona del manufatto e circa 15 m nella zona di monte). I diaframmi devono essere posizionati sotto il manufatto e lungo le arginature fino a quando le quote naturali del terreno sono dell'ordine dei 145.5 m s.l.m.. Con questa configurazione nell'area a destra della cassa (in condizioni di massima ritenuta, in moto stazionario) si stima un innalzamento della falda dell'ordine di 3 m. Questo scenario porta ad avere diaframmi per una lunghezza di circa 2400 m.

Il modello concettuale e conseguentemente quello numerico potranno essere aggiornati sulla base di nuove indagini quali: sondaggi, prove di permeabilità e rilievi topografici. In particolare si suggerisce la necessità di alcuni carotaggi all'esterno dell'area in studio per poter valutare con precisione la profondità della base della acquifero libero. Nella zona di monte un sondaggio sarebbe utile per individuare dove lo strato impermeabile affiora e conseguentemente si ha l'alimentazione dell'acquifero.

L'approfondimento riguardante l'invaso vuoto è stato eseguito attraverso un'analisi numerica dell'acquifero utilizzando il modello già allestito per determinare l'assetto ottimale dei diaframmi impermeabili che, in condizioni di invaso pieno, garantiscono la tenuta idraulica degli argini. Le elaborazioni hanno consentito di valutare l'entità degli abbassamenti indotti rispetto allo stato di fatto, evidenziando che questi appaiono piuttosto marcati in corrispondenza dell'impianto di depurazione delle acque reflue di Sala Baganza, dove possono rivestire carattere di pericolosità per le strutture esistenti. Infatti l'area del depuratore è, per le ovvie necessità di minimizzare la lunghezza delle opere di scarico dell'acqua depurata, molto vicino all'alveo fluviale e a valle delle tre briglie che sostengono l'abbassamento dello stesso di 12 metri. La zona si trova poi al di fuori della prevista cinta dei diaframmi arginali. La modellazione numerica fornisce in quella zona una stima dell'abbassamento della falda freatica tra i 4 e 6 m.

Dato l'elevato valore degli abbassamenti stimati, sono state eseguite anche altre simulazioni numeriche, variando le condizioni al contorno in modo da appurarne l'influenza nella zona di interesse e se, in particolare, esse potessero condurre a valutazioni troppo cautelative; è risultato che, anche per la condizione estrema di flusso più agevolato attraverso il contorno ovest, gli abbassamenti in corrispondenza del depuratore si aggirano intorno ai 4-5 m.

Si ritiene pertanto indispensabile prevedere ulteriori opere di schermo che separino in una certa misura il terreno sottostante il depuratore dall'alveo fluviale ribassato a seguito degli scavi programmati. La modellazione numerica indica, che con un'opera di protezione sotterranea di estensione planimetrica pari a 250 m e con profondità variabile da 12 a 15 m, gli abbassamenti risulterebbero contenuti in 3-4 m.

4 Caso di studio: rotta arginale del Fiume Secchia del 19 gennaio 2014

4.1 Introduzione

L'argomento affrontato in questa seconda parte di tesi riguarda lo studio delle criticità indotte dai moti di filtrazione; l'argomento è stato ispirato dalla rottura dell'argine destro del Fiume Secchia avvenuta il 19/01/2014 con il conseguente allagamento dei territori circostanti. Con molta probabilità la causa della rottura risiede nell'azione di scavo di gallerie da parte di animali selvatici che potrebbero aver creato dei veri e propri cunicoli passanti o percorsi di flusso preferenziale che hanno portato all'innescare di processi di erosione e in seguito al cedimento dell'argine.

Durante gli eventi di piena, infatti, l'acqua può innalzarsi fino a livelli idrici tali da raggiungere questi cunicoli, innescare un processo di erosione che può provocare il collasso della sommità dell'argine e la sua successiva tracimazione. Nella tesi si è studiato l'argine interessato da questo tipo di fenomeno.

Le condizioni di stabilità degli argini dipendono sia dall'entità del gradiente idraulico che viene a crearsi e dalle sue variazioni nel tempo, sia dalle caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali costituenti l'argine stesso e dalle eventuali variazioni nel tempo a seguito di processi d'alterazione, di degradazione e di filtrazione.

E' stata preliminarmente portata avanti una ricerca bibliografica sullo stato dell'arte riguardante le problematiche legate ai moti di filtrazione e più in particolare al fenomeno di erosione interna e del "*piping*", che può manifestarsi e minacciare la stabilità nel caso di tunnel scavati da animali (Cap. 5). L'erosione interna inizia localmente con il movimento delle particelle

all'interno della matrice solida. Il *piping* è un fenomeno di erosione interna che si sviluppa negli argini progredendo attraverso vie preferenziali all'interno del rilevato; una volta innescato il *piping*, il flusso all'interno del tunnel tende ad aumentare, poiché diminuiscono le forze di attrito e l'aumento di velocità all'interno del tunnel ne fa crescere di conseguenza le dimensioni, in particolar modo se l'argine è sottoposto ad uno stress, come può essere un evento di piena. Questo aspetto in letteratura è stato trattato marginalmente. La gran parte degli studi ed esperimenti condotti sono frutto di ricerche degli ultimi anni.

I moti di filtrazione all'interno del rilevato sono stati analizzati tramite l'utilizzo di diversi software agli elementi finiti riproducendo la geometria e le caratteristiche idrogeologiche del tratto d'argine che ha subito il danno e rappresentando la galleria come un mezzo con caratteristiche di elevata permeabilità. La stratigrafia, le caratteristiche idrauliche e geo-meccaniche dei terreni sono state desunte da carotaggi e analisi su campioni estratti in sito.

Sono state condotte differenti simulazioni. Tramite il modulo Femwater di GMS 7.0 è stato modellato l'argine privo di percorsi preferenziali, riportato integro per verificare se il materiale costituente abbia una resistenza sufficiente a sopportare le sollecitazioni verificatesi nel mese che precede l'evento alluvionale (in particolare il susseguirsi di più colmi ravvicinati) e successivamente attraversato da una via di flusso preferenziale dovuta alla presenza di una galleria scavata come tana da animali (Cap. 6). Sono state eseguite simulazioni in transitorio riproducendo le condizioni di carico variabile attraverso gli idrogrammi di piena ricostruiti che riportano l'andamento del livello idrico del fiume nel periodo temporale a partire da un mese prima della rotta.

Un'ulteriore approfondimento ha visto l'analisi dei moti di filtrazione attraverso il rilevato arginale utilizzando il software agli elementi finiti

FEFLOW, sviluppato dalla DHI-WASY, per diversi casi in cui la tana presenta combinazioni differenti dei valori di conducibilità idraulica e porosità (Cap. 7). Successivamente sono stati determinati i fattori di sicurezza del rilevato arginale utilizzando differenti approcci al fine di comprendere come la velocità di filtrazione, gli sforzi tangenziali e il gradiente idraulico si comportino sulla struttura in funzione delle diverse caratteristiche di porosità, e permeabilità del materiale che costituisce la tana. I risultati sono stati valutati in termini di coefficienti di sicurezza determinati, per ogni nodo di calcolo, come rapporto tra un valore critico e il valore della grandezza nel caso trattato (Capp. 6 e 7). Gli approcci utilizzati si avvalgono delle espressioni di Richards e Reddy (2014) le quali prevedono il calcolo degli sforzi critici di taglio e degli sforzi agenti. Un criterio innovativo sviluppato per descrivere il fenomeno del *piping* prevede invece il calcolo dell'energia cinetica critica nei nodi di calcolo, il quale viene posto a confronto con metodologie più tradizionali, come quella di Terzaghi (1939).

E' stato infine impiegato, il software SLIDE/2D della ROCSCIENCE, per analizzare il problema della filtrazione e la stabilità nel corpo arginale del fiume Secchia (Cap. 8). In base ai risultati dell'analisi di filtrazione in termini di carico pressorio nei nodi di calcolo della mesh, per l'intero evento di piena, ottenuti tramite lo specifico modulo *groundwater*, è stata verificata la stabilità dell'argine considerando diverse conformazioni geometriche e caratteristiche della galleria. L'analisi di stabilità è basata sulla teoria dell'equilibrio limite al fine di valutare un coefficiente di sicurezza. Questo valore è calcolato per la superficie di scivolamento più critica. Le verifiche eseguite sia lato fiume che lato campagna danno come risultato il fattore di sicurezza e il valore della probabilità di rottura.

In ultima analisi ci si è avvalsi del metodo proposto da Bonelli et al. (2007) per interpretare il fenomeno del *piping* fornendo una stima del tempo rimanente al

crollò dell'opera idraulica, quando si verifica una erosione da *piping*, fornendo un'indicazione della quantità di tempo disponibile per intervenire o per organizzare una eventuale evacuazione (Cap. 9).

Nella parte conclusiva si sono affrontate le problematiche, di recente interesse, della diffusione nella pianura padana degli animali fossori indagando sulle tecniche di contrasto adottate e le tecniche ecocompatibili impiegate all'estero (Cap. 10).

4.2 Descrizione di quanto accaduto durante la rotta arginale del F. Secchia

Il caso studio analizzato in questo capitolo della tesi, come accennato, prende spunto dalla rotta arginale del fiume Secchia. Il giorno 19 gennaio 2014 si è verificato il collasso dell'argine del fiume Secchia nel tratto Modenese.

A seguito di tale rotta arginale è stata costituita una Commissione Scientifica avente il compito di analizzare, indagare e valutare le cause della rottura arginale del fiume Secchia. Molte informazioni per questo lavoro di tesi sono state reperite all'interno della relazione tecnico-scientifica (Regione Emilia-Romagna, Relazione tecnico-scientifica sulle cause del collasso dell'argine del fiume Secchia, 2014). La rotta del Secchia del giorno 19/01/2014 è avvenuta nell'argine destro in località San Matteo, (44°41'57.6''N, 10°56'41.5''E) frazione del Comune di Modena (Fig. 4.1), nel tratto compreso tra la ferrovia TAV ed il passo, o ponte, dell'Uccellina. Questo tratto del fiume corre parallelo alla Strada Nazionale Canaletto Nord, locale denominazione della SS 12. La frazione di San Matteo si trova nel settore meridionale della Pianura Padana, poco a Nord della città di Modena.

La superficie topografica si presenta pianeggiante, ed il piano campagna è posto a 30 – 31 m s.l.m.. La sommità degli argini è ad una quota di circa 7–8 m superiore a quella del piano campagna circostante.

Il 19 gennaio 2014 il fiume è esondato da una breccia larga circa 20 metri nei pressi di Albareto, nella prima periferia di Modena. L' esondazione ha portato all'allagamento di tutta l'arteria che collega la città con la Bassa modenese fino a travolgere Bastiglia, per virare poi verso Bomporto, e tornare infine verso Villavara e Albareto.



Fig. 4.1 Inquadramento geografico della rotta dell'argine del fiume Secchia avvenuta il 19/01/2014 nell'argine destro in località San Matteo, frazione del Comune di Modena.

Dai rilievi è risultato che il 19 gennaio 2014, una parte di forma trapezia con larghezza di base di 10 m, della parte sommitale dell'argine in corrispondenza della rotta è stata asportata fino a portare la quota di contenimento a 35 m s.l.m. (1 metro circa al di sotto della quota idrica presente in quell'istante nel fiume), (Fig. 4.2).



Fig. 4.2 Rottura dell'argine destro del fiume Secchia del 19/01/2014.

La soglia della breccia evolve in quota ed in larghezza nel tempo progressivamente fino a raggiungere, 9 ore dopo l'inizio del fenomeno (alle ore 15 del 19/1/2014) la larghezza massima e la profondità massima (il piano campagna). Successivamente la breccia resta di forma invariata. In Fig. 4.3 si riporta un immagine relativa ai lavori per fermare il flusso di acqua in uscita dalla breccia.

L'evoluzione temporale dell'allagamento provocato dalla rottura dell'argine è stato ricostruito mediante una simulazione realizzata dal Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente e del Territorio, coordinata dal professore Paolo Mignosa (Vacondio et al., 2014), che in passato aveva realizzato un studio commissionato dalla Tetra Pak sugli effetti di una piena del Secchia nella zona ovest della città: i risultati della simulazione mostrano, un'ora dopo la rotta arginale, l'avanzare dell'onda provocata dalla portata uscente dall'alveo fluviale del fiume da S. Matteo fino alla frazione di Albareto (Fig. 4.4).



Fig. 4.3 Lavori per fermare il flusso di acqua in uscita dalla breccia dell'argine destro del fiume Secchia relativi all'evento 19/01/2014.

L'allagamento procede verso Bastiglia e dopo aver inondato i terreni agricoli, posti nelle vicinanze dell'argine, l'acqua prosegue dirigendosi verso Nord, fino a raggiungere, cinque ore dopo l'evento, il paese di Bastiglia.

Nelle due ore successive l'acqua ha proseguito verso Est e mentre una parte si è avvicinata alla zona nord-ovest di Bomporto, l'altra si è diretta più a sud dell'abitato, travolgendo le campagne e avvicinandosi alla frazione di Villavara. Il paese è raggiunto nelle ore successive quando ormai l'allagamento ha ricoperto una zona vasta che va da S. Matteo a Sorbara.

Nella mattina del giorno seguente intorno alle ore 11.20 l'acqua ha travolto e sommerso anche il paese di Bomporto. L'allagamento si è sviluppato andando ad occupare progressivamente le zone a quote minori, e, mano a mano che il livello idrico dell'acqua fuoriuscita dal Secchia cresceva, venivano raggiunte progressivamente le zone a quote maggiori.



Fig. 4.4 Simulazione 48 ore dopo la rottura dell'argine del fiume Secchia del 19/01/2014, realizzata dall'Università degli studi di Parma (Vacondio et al., 2014).

Dai risultati delle modellazioni idrauliche risulta che la quota idrica stimata, in corrispondenza della zona di rotta, ha raggiunto, alle ore 6:00 del 19 gennaio 2014, valori compresi tra 35.78 e 36.04 m s.l.m.. Assunta, in base al DEM, la quota del coronamento arginale circa pari a 37.30 m s.l.m., il franco disponibile non è mai sceso quindi al di sotto di 1.26 m. Ciò porta ad escludere a priori qualsiasi ipotesi di rotta per sormonto, se non dopo un abbassamento cospicuo della quota di coronamento generata da altre cause; il volume idrico stimato che dalla rotta si è riversato nelle campagne circostanti, provocando tra l'altro l'allagamento dei centri di Bastiglia e di Bomporto, è compreso tra $36.3 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ e $38.7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. Il volume complessivo uscito dall'alveo è pari a $38.7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. Di questi, $17.1 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ sono proseguiti a valle di Bastiglia, rimanendo a ovest dell'argine sinistro del canale Naviglio.

Anche le testimonianze oculari riferite nella relazione tecnica riportano che alle 7:00 circa, l'acqua usciva dalla breccia (di larghezza circa pari a 2 metri) con una distanza della lama d'acqua dalla sommità degli argini integri circa pari a 1 metro. Alle 8:30 circa, aveva assunto una lunghezza di circa 6 metri e l'acqua usciva dalla breccia scivolando sulla parte della schiena ancora intatta. Alle ore 9:00 circa, la schiena arginale era interamente aperta per effetto dell'erosione della corrente in uscita.

Inoltre il 19 gennaio, mentre si cercava di fermare la breccia arginale nell'argine del fiume Secchia, poco distante l'argine del fiume Panaro era interessato dallo stesso fenomeno che potrebbe aver provocato la rottura. Le immagini (Figg. 4.5 e 4.6) mostrano l'argine del Panaro attraversato da un flusso d'acqua, incanalato nella tana di un animale, dal paramento lato fiume al paramento lato campagna. La Fig. 4.5 mostra l'imbocco della tana e l'acqua che si incanala al suo interno, mentre in Fig. 4.6 si nota il flusso in uscita. Il flusso attraverso la tana in quel caso è stato fermato per tempo e il contenimento arginale è stato ripristinato.



Fig. 4.5 Imbocco del flusso d'acqua incanalatosi all'interno di una tana nell'argine del fiume Panaro contemporaneamente alla vicina rottura dell'argine del fiume Secchia il 19/01/2014.



Fig. 4.6 Flusso d'acqua in uscita da una tana nell'argine del fiume Panaro contemporaneamente alla vicina rottura dell'argine del fiume Secchia il 19/01/2014.

La commissione scientifica si è occupata di comprendere le cause della rotta, analizzando i possibili meccanismi di collasso del corpo arginale.

Dall'analisi effettuate, dalla rilevazione fotografica e dalle testimonianze oculari, né le quote idriche nel corso d'acqua né tanto meno la spinta della corrente, considerando il tratto interessato rettilineo, possono essere state tali da provocare la tracimazione dell'argine. Le quote altimetriche dei fori delle tane, osservate sul paramento interno dell'argine, appaiono invece prossime ai massimi livelli idrici raggiunti in alveo durante la piena del 19 gennaio 2014.

Dalle informazioni fornite da foto aeree la Commissione Scientifica ha potuto determinare la relazione geometrica tra le tane degli animali selvatici osservate e i limiti della breccia. Nella Fig. 4.7, sono riportate le quote del foro osservato lato fiume (36.3 m s.l.m.) e dei tre fori lato campagna (37.1, 35.1 e 34.8 m s.l.m.) assieme alle quote idriche stimate dai diversi modelli matematici alle ore 6:00 del giorno 19-01-2014. Tenuto conto delle inevitabili incertezze sia dei metodi di analisi dei dati topografici sia di quelle dei modelli idraulici, si ritiene che la quota del foro lato fiume possa essere stata raggiunta dai livelli di piena nelle ore prossime al collasso.

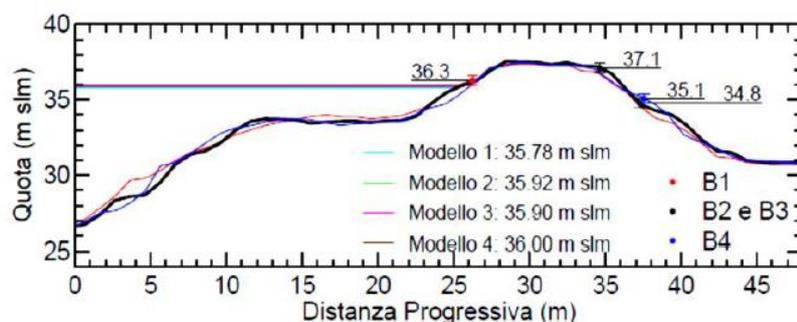


Fig. 4.7 Ricostruzione della posizione altimetrica delle tane scavate da animali selvatici sull'argine (Regione Emilia-Romagna, 2014).

4.2.1 Inquadramento geologico del territorio

Il sottosuolo degli argini del fiume Secchia è costituito da almeno 400 m di depositi alluvionali di età compresa tra 700.000 anni e il presente. La cartografia geologica oggi disponibile, realizzata alla scala 1:25.000, deriva soprattutto dagli studi realizzati dall'Università degli Studi di Modena e Reggio Emilia e dal Servizio Geologico regionale per la redazione dei fogli del progetto CARG (Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000). Il substrato di questa successione alluvionale è costituito da sedimenti prevalentemente sabbiosi di transizione marino - continentale riferibili alle formazioni delle Sabbie di Imola, di età compresa tra 1.000.000 e 700.000 anni. La successione alluvionale è costituita da un'alternanza di orizzonti prevalentemente sabbiosi e argilloso - limosi, riferibili a due unità stratigrafiche principali, corrispondenti ad altrettanti cicli sedimentari. L'unità stratigrafica inferiore è costituita dal Sintema Emiliano - Romagnolo inferiore (AEI), di età compresa tra 700.000 e 400.000 anni circa, che qui si colloca tra le profondità di circa 450 m e 300 m, mentre l'unità stratigrafica superiore è costituita dal Sintema Emiliano - Romagnolo superiore (AES) di età compresa tra 400.000 anni e il presente (Fig. 4.8).

Nello specifico, la porzione di questa successione alluvionale, che può essere considerata il sottosuolo di fondazione dei rilevati arginali, vale a dire i primi 20-30 m dal piano di campagna, sono costituiti da terreni riferibili al subsistema di Ravenna (AES8) di età olocenica (12.000 anni-presente), qui costituiti da alternanze di orizzonti sabbiosi, sabbie limose e limi sabbiosi, con intervalli prevalentemente argilloso - limosi. In questo settore non sono presenti orizzonti grossolani, ghiaioso - sabbiosi, prossimi alla superficie.

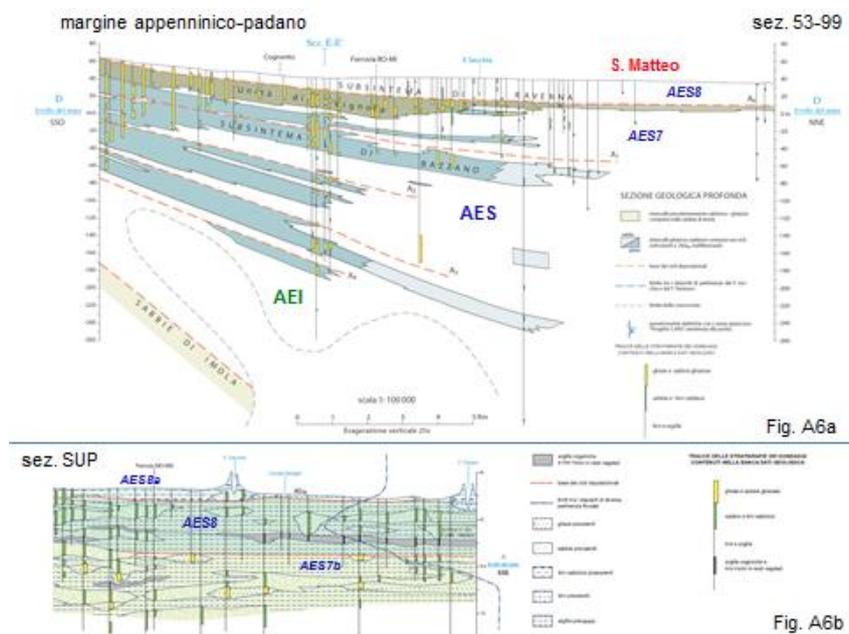


Fig. 4.8 Sezioni geologiche, da foglio CARG n. 201 Modena (ISPRA, 2009).

Di particolare interesse, per la conoscenza della stratigrafia del substrato dei rilevati arginali, sono le sezioni che si ottengono correlando prove in sito, sondaggi a carotaggio continuo e prove penetrometriche statiche, disponibili nella banca dati del Servizio Geologico Regionale, gran parte delle quali realizzate per i progetti TAV e CARG. In particolare dalla sezione TAV si nota che il substrato del fiume Secchia, in questo tratto (parte centrale della Fig. 4.9), è costituito da alternanze di limi sabbiosi, sabbie limose e argille limose fino a 10 m, localmente anche fino a

20 m, dal piano campagna che, sulla base dei dati disponibili, si può ipotizzare essere sede della falda freatica in contatto idraulico con il fiume Secchia.

Al di sotto è presente un livello complessivamente più fine in cui predominano argille limose, che a tratti contengono livelli ricchi in sostanza organica. Tale livello fine è presente sino a circa 30 m dal piano campagna e rappresenta lo strato semipermeabile che sostiene la suddetta falda freatica. Al di sotto, grossomodo per tutta la restante parte di sottosuolo è presente un livello complessivamente più grossolano, sede di un acquifero confinato composto.

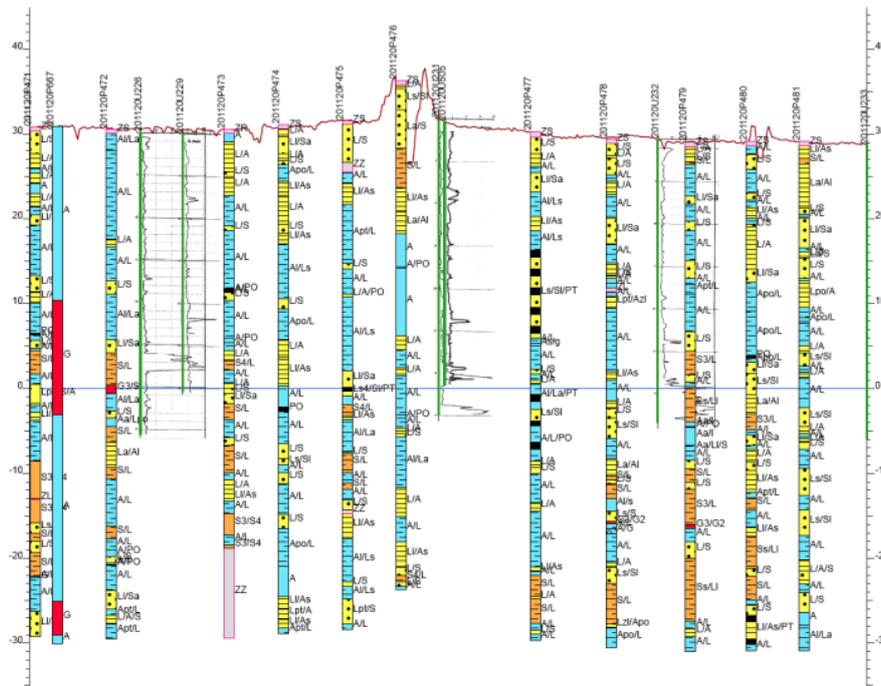


Fig. 4.9 Sezione lungo il tracciato della ferrovia TAV.



Fig. 4.10 Posizione dei transetti in corrispondenza dei quali sono state eseguite le prove in sito.

Indagini geofisiche di superficie sono state realizzate in corrispondenza dei tre transetti (Fig. 4.10), al fine di identificare la presenza di discontinuità, disomogeneità o eventualmente di cavità all'interno del corpo arginale. Le indagini realizzate sono linee di tomografia elettrica di superficie e sezioni di georadar. La tomografia elettrica di superficie è basata sull'acquisizione di misure elettriche, effettuate su un discreto numero di elettrodi posizionati nel terreno. La configurazione applicata al caso in esame è di 24 elettrodi interdistanziati di m 1, 2 e per una lunghezza complessiva della linee di 23, 46 e 69 m. La ricostruzione tomografica consente di rappresentare la distribuzione di resistività dei terreni indagati. Le misure di resistività, opportunamente calibrate in base alla caratteristiche granulometriche dei terreni presenti nella aree esaminate, consentono di individuare la presenza di eventuali cavità in termini di anomalie resistive. Anche lo strumento georadar è stato impiegato successivamente alla rotta, per indagare eventuali anomalie e cavità lungo le sezioni (transetti) indagate; il principio di funzionamento del georadar si basa sull'emissione e propagazione di impulsi elettromagnetici nel terreno, i quali sono riflessi e rifratti dalle

discontinuità fisiche ed elettriche presenti nel sottosuolo. La penetrazione del segnale impulsivo è funzione dello spettro del segnale irradiato e delle proprietà elettriche del terreno nel quale si propaga: terreni o mezzi molto conduttivi (per esempio un terreno saturo d'acqua) sono responsabili di una forte attenuazione. Il terreno agisce come un filtro passa basso sul segnale emesso dalle antenne; una penetrazione maggiore si ottiene con spettro prevalentemente a bassa frequenza. Per contro, al diminuire del contenuto in frequenza del segnale irradiato peggiora la risoluzione. Il metodo, attraverso una serie di profili tracciati a distanze regolari, permette di ricavare immagini ad alta risoluzione del terreno fino a qualche metro di profondità. L'indagine georadar sugli argini del Fiume Secchia è stata condotta mediante l'utilizzo di un sistema georadar IDS RIS corredato con antenna multifrequenza di tipo monostatico da 200 e 600 MHz. Il raffronto tra i litotipi presenti nelle sezioni indagate e le misure di resistività permette di associare possibili discontinuità o cavità a valori di resistività dell'ordine di $70 \Omega\text{m}$. Il corpo arginale, nonostante la presenza di locali anomalie associabili a disuniformità litologiche dei terreni costituenti il corpo arginale, non è risultato affetto da presenza di significative anomalie direttamente e univocamente associabili a cavità.

4.2.2 Raccolta ed interpretazione dei dati da indagini in sito

Le indagini eseguite in sito consistono di 3 prove penetrometriche con piezocono (CPTU) ed un sondaggio a carotaggio continuo (S-CC) per ogni sezione, secondo lo schema riportato in Fig. 4.11. Per ogni allineamento sono state effettuate una prova CPTU in corrispondenza del petto d'argine, una in corrispondenza della sommità e una lato campagna. Per le prove eseguite dalla sommità arginale la sonda penetrometrica è stata attrezzata con un modulo sismico per la misura della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s (SCPTU). Le indagini sono state eseguite nei 3 transetti (Fig. 4.10). Il transetto 1 è collocato immediatamente a valle

del tratto riparato dove l'argine è stato modificato o disturbato durante le operazioni di ricostruzione; il transetto 2 invece è posizionato di fronte alla rotta in sinistra idraulica ed infine il transetto 3 è posto a monte nel tratto di argine destro più vicino alla zona della rotta.

In corrispondenza dei tre transetti sono stati effettuati sondaggi a carotaggio continuo fino alla profondità di 30 m da ciascuno dei quali sono stati prelevati 6 campioni indisturbati destinati alle analisi di laboratorio. Le prove CPTU sono state realizzate fino ad una profondità di 20 m, mentre le prove SCPTU fino ad una profondità di 30 m (Fig. 4.11).

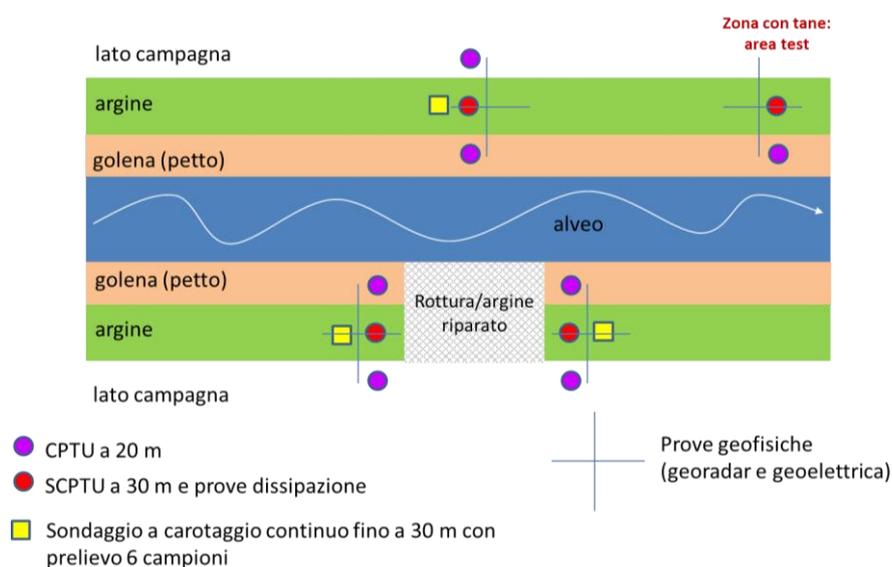


Fig. 4.11 Programma delle prove geotecniche eseguite nella zona della rottura.

4.2.3 Modello concettuale: geometria, stratigrafia e proprietà del rilevato

Nella zona dove si è verificata la rotta gli argini del Secchia presentano l'andamento altimetrico riportato in Fig. 4.12, in cui sono rappresentate due sezioni trasversali all'alveo fluviale e i suoi argini destro e sinistro, in direzione monte-valle, collocate, la prima in prossimità della rotta (colore nero), e la seconda poco a valle rispetto alla rottura (colore rosso). La sommità arginale sinistra, nella sezione in cui è avvenuta la rotta, raggiunge la quota di 38.09 m e corrisponde alle coordinate planimetriche Est e Nord pari rispettivamente a 653959.3 m e 4951325 m. Nella medesima sezione la sommità arginale destra raggiunge la quota di 37.52 m s.l.m. alle coordinate planimetriche Est e Nord pari rispettivamente a 654046 m e 4951287 m. L'argine ha un'elevazione di 11 m circa lato fiume (26.5 m s.l.m) e di circa 6 m lato campagna (31.5 m s.l.m circa). La scarpa esterna non presenta delle banche ma è a pendenza circa costante fino al piano campagna e forma un angolo con l'orizzontale di circa 32°. La scarpa interna presenta a quota 33.6 m s.l.m. un tratto grosso modo pianeggiante per poi proseguire con l'alveo a pendenza ripida circa costante fino a raggiungere il letto del fiume. L'andamento altimetrico del rilevato arginale in tale sezione è stato ottenuto grazie a rilievi con strumento laser scanner ed è riportato nella relazione della Commissione Scientifica (Relazione tecnica, Regione Emilia Romagna, 2014). In Fig. 4.12 è indicato il livello massimo raggiunto dall'onda di piena prima che si verificasse la rottura dell'argine nella sezione in prossimità della rotta, mentre in Fig. 4.13 è riportata la sola sagoma destra dell'argine che ha subito il danno.

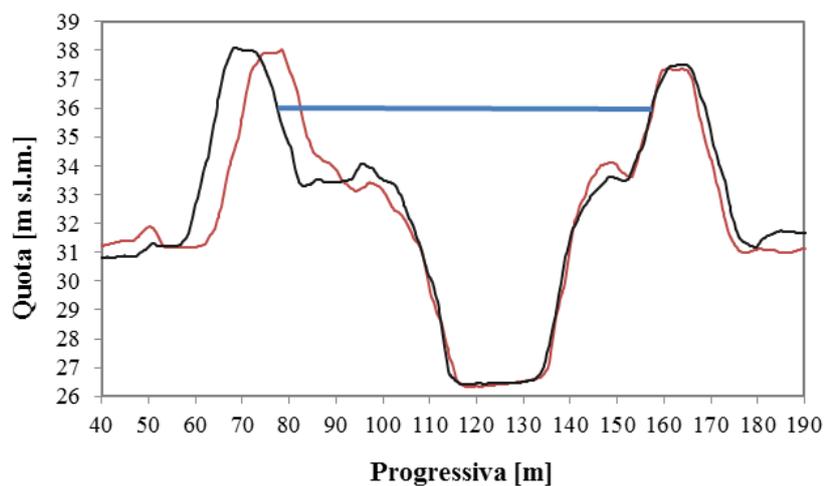


Fig. 4.12 Andamento altimetrico di una sezione trasversale dell'alveo fluviale del Secchia posta in prossimità della rotta, in azzurro il livello idrico raggiunto durante la rotta (scala orizzontale e verticale differente).

Le linee colorate rappresentano le pendenze della ipotetiche superfici freatiche; secondo la normativa tecnica per un argine di Po la linea di filtrazione deve essere compresa tra una pendenza di 1:7 a 1:5. In questo caso si può comprendere che la sezione arginale ha una scarpata molto ripida e tutte le ipotetiche curve per una quota idrica di 36 m s.l.m. intercettano il paramento lato campagna; questo, in caso di eventi con quote idriche superiori ed eventi di piena prolungati, potrebbe causare problemi di filtrazione a lato campagna.

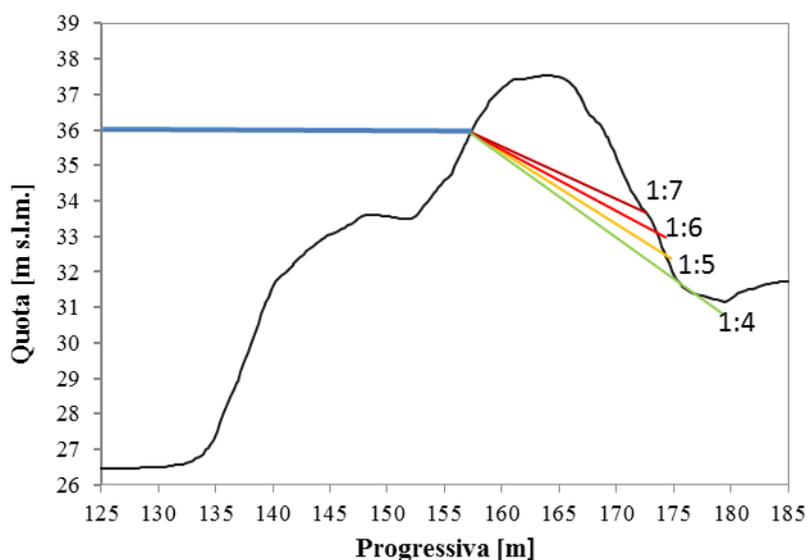


Fig. 4.13 Sagoma arginale destra del fiume Secchia in sezione posta poco a valle della rottura ottenuta tramite laser scanning, in azzurro il livello idrico raggiunto durante la rotta (scala orizzontale e verticale differente).

Per determinare la stratigrafia del tratto d'argine che è stato distrutto con l'apertura della breccia sono stati interpretati i tre sondaggi a disposizione (Fig. 4.11) e per la scelta finale della stratigrafia si è fatto soprattutto riferimento al sondaggio S3, ovvero quello eseguito in corrispondenza del transetto 1, quello posto più vicino alla rotta, immediatamente a valle della stessa.

Per la determinazione delle curve granulometriche, della tessitura e delle curve di Van Genuchten sono, inoltre, stati prelevati campioni in corrispondenza delle posizioni indicate in Fig. 4.14 e analizzati dal laboratorio dell'Università Federico II di Napoli.

La curva granulometrica permette di calcolare due principali parametri granulometrici: il diametro caratteristico d_x ed il coefficiente di uniformità C_U . Il diametro caratteristico, d_x , in mm, è misurato con il valore letto in ascisse, corrispondente ad una percentuale in pesi cumulati, scelta arbitrariamente, in ordinate. La scelta più frequente è il diametro efficace, d_{10} , ottenuto in



Fig. 4.14 Mappa con indicazione dei punti nei quali sono stati prelevati i campioni.

corrispondenza del valore 10%, cioè il 10% in peso del materiale analizzato ha un diametro inferiore o uguale a d_{10} . Possono essere calcolati altri diametri caratteristici, come il diametro d_{50} e il d_{60} .

Il coefficiente di uniformità, C_u , adimensionale, attribuisce un valore numerico alla pendenza della curva. È calcolato con l'espressione: $C_u = d_{60}/d_{10}$. I risultati delle analisi granulometriche sono riportati nella Tabella 4.1. Secondo la classificazione USDA (Tabella 4.2) il suolo dell'arginatura può essere considerato un medio impasto limoso "loam" (Relazione tecnica, Regione Emilia Romagna, 2014) in cui si indica che la frazione fine, che costituiscono il corpo arginale, è in genere costituita da limi e argille inorganiche. Le prove di classificazione evidenziano che la frazione fine (diametro dei grani inferiore a 0.425 mm) del corpo arginale costituito da limo, limo-sabbioso, è caratterizzata da indice plastico IP piuttosto basso ($< 10\%$, terreni non plastici o poco plastici) e da contenuto d'acqua inferiore al limite plastico LP nei primi 4-5 m dalla sommità arginale (consistenza semisolida). Lo strato di fondazione della struttura arginale,

litologicamente è molto simile ai terreni costituenti il rilevato arginale; anche in questo caso la frazione fine risulta poco plastica ma il contenuto d'acqua è talvolta superiore al limite liquido LL (consistenza fluida, fluido-plastica).

Queste informazioni sulle caratteristiche litostratigrafiche sono state impiegate per la costruzione dei modelli di filtrazione dell'argine per mezzo dei diversi software Femwater, Feflow e Slide 2D.

Tabella 4.1 Granulometria dei campioni analizzati: percentuale in pesi cumulati in funzione dei diametri.

Nome	$d [mm]$										
	1.000	0.500	0.250	0.100	0.050	0.028	0.016	0.009	0.005	0.003	0.001
	% cum. [-]										
1	100.00	100.00	99.50	83.50	53.83	33.75	23.75	20.00	15.00	12.50	8.75
3	99.38	98.55	96.63	78.98	55.68	36.25	28.75	23.75	17.50	15.00	11.25
15	100.00	100.00	99.68	87.25	56.50	32.50	23.75	18.75	15.00	12.50	7.50
26	100.00	99.80	98.93	88.10	68.75	50.00	41.25	33.75	26.25	22.50	16.25
37	99.65	98.95	97.33	80.88	57.83	40.00	32.50	26.25	22.50	18.75	12.50
43	100.00	99.88	98.10	79.55	55.68	40.00	31.25	26.25	21.25	17.50	11.25
44	100.00	99.90	98.10	81.15	58.70	41.25	31.25	25.00	20.00	16.25	11.25
46	100.00	99.88	98.38	79.35	56.23	38.75	30.00	23.75	18.75	16.25	11.25
57	100.00	99.95	98.00	81.15	61.00	45.00	33.75	27.50	21.25	17.50	12.50
A1	100.00	99.88	99.00	84.30	63.40	42.50	31.25	26.25	20.00	16.25	12.50
A6	100.00	100.00	99.53	89.35	73.05	57.50	48.75	40.00	31.25	26.25	20.00
A64	100.00	100.00	99.50	83.50	53.83	33.75	23.75	20.00	15.00	12.50	8.75

Tabella 4.2 Classificazione dei campioni analizzati secondo i sistemi di classificazione U.S.D.A. e S.I.S.S.

NOME	U.S.D.A.				S.I.S.S.			
	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)	classe	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)	classe
(-)								
1	46.17	43.94	9.89	medio impasto	72.58	17.53	9.89	sabbioso
3	44.33	43.26	12.41	medio impasto	68.38	19.21	12.41	sabbioso
15	43.50	47.49	9.01	medio impasto	73.07	17.92	9.01	sabbioso
26	31.25	50.47	18.28	medio impasto - limoso	54.83	26.89	18.28	sabbioso -limoso
37	42.18	43.35	14.47	medio impasto	64.49	21.04	14.47	sabbioso -limoso
43	44.33	42.47	13.20	medio impasto	65.27	21.53	13.20	sabbioso
44	41.30	45.90	12.80	medio impasto	64.74	22.46	12.80	sabbioso -limoso
46	43.78	43.42	12.80	medio impasto	66.57	20.63	12.80	sabbioso
57	39.00	46.93	14.07	medio impasto	61.56	24.37	14.07	sabbioso -limoso
A01	36.60	49.73	13.67	medio impasto	64.20	22.13	13.67	sabbioso -limoso
A06	26.95	50.96	22.09	medio impasto - limoso	46.98	30.93	22.09	sabbioso -limoso
A64	30.25	48.50	21.25	medio impasto	50.91	27.84	21.25	sabbioso -limoso

La tessitura dei campioni è riportata in Tabella 4.3 e nel relativo triangolo che esprime la classe tessiturale in Fig. 4.15.

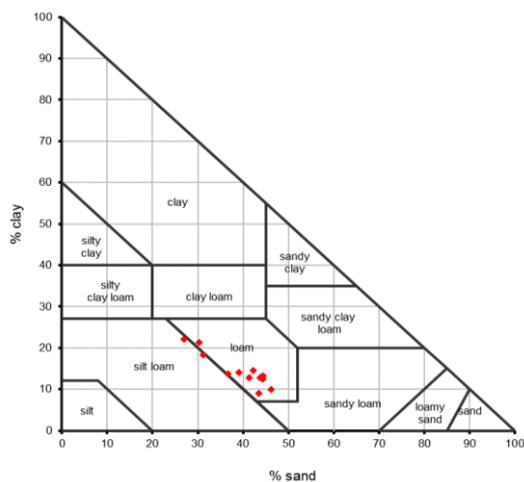


Fig. 4.15 Tessitura dei campioni analizzata.

Tabella 4.3 Percentuali di sabbia e argilla possedute dai campioni analizzati.

Sample #	USDA Textural triangle	
	% SAND	% CLAY
1	46.17	9.89
3	44.33	12.41
15	43.50	9.01
26	31.25	18.28
37	42.18	14.47
43	44.33	13.20
44	41.30	12.80
46	43.78	12.80
57	39.00	14.07
A1	36.60	13.67
A6	26.95	22.09
A54	30.25	21.25

I valori di permeabilità in condizioni di terreno saturo K_0 e le curve di Van Genuchten, necessarie per la caratterizzazione del terreno insaturo, desunti dalle analisi di laboratorio sui campioni suddetti prelevati in sito e analizzati dell'Università Federico II di Napoli, sono riportati nelle Tabelle 4.4.

Tabella 4.4 Parametri idraulici del modello di Van Genuchten dei campioni prelevati presso l'argine del Fiume Secchia e analizzati in laboratorio.

NOME	θ_r	$\theta_0 = \theta_{\text{sat}}$	α_{VG}	n_{VG}	$m_{VG} = 1 - 1/n_{VG}$	K_0	τ_{VG}
	[cm ³ cm ⁻³]	[cm ³ cm ⁻³]	[cm ⁻¹]	[-]	[-]	[cm·h ⁻¹]	[-]
37	0.123	0.347	0.011	1.572	0.364	0.6306	10.4
A06	0.174	0.362	0.043	1.558	0.358	0.0378	7.87
A64	0.202	0.365	0.003	3.34	0.700	0.0072	31.50
3	0.000	0.407	0.0098	1.398	0.285	0.385	0.50
26	0.135	0.435	0.0105	1.906	0.475	3.037	9.67
46	0.0719	0.443	0.0194	1.409	0.290	4.684	0.5

Per la descrizione della zona insatura del corpo arginale costituito prevalentemente, da medio-impasto (*loam*), all'interno dei modelli numerici descritti nei paragrafi successivi per il corpo arginale sono stati impiegati i parametri di conducibilità idraulica e delle curve di Van Genuchten (1980) medi dei campioni succitati, prelevati nella sezione poco a valle del rilevato arginale oggetto della rotta (Tabella 4.5). Mentre per la fondazione, la quale durante la piena che ha generato la rotta, è, per gran parte del tempo, quasi completamente satura, sono stati utilizzati i parametri della curva di Van Genuchten relativa al campione analizzato e prelevato più in profondità (campione A06) che corrisponde ad un medio impasto limoso (*silt loam*) confrontabile con i valori di letteratura di Carsel e Parrish (1988), (Tabella 4.5).

Di seguito si riportano i grafici delle curve della conducibilità relativa, della capacità idrica e la curva di ritenzione utilizzate nel modello (Figg. 4.16, 4.17 e 4.18).

Tabella 4.5 Valori di conducibilità idraulica e dei parametri delle curve di di Van Genuchten impiegate nella modellazione che descrivono la zona insatura all'interno dei materiali del corpo arginale e della fondazione.

Materiale	Quota da - a		Conducibilità idraulica K [m/s]	Contenuto idrico a saturazione θ_s [-]	Contenuto idrico residuo θ_r [-]	Coefficiente curva Van Genuchten α [m ⁻¹]	Esponente curva Van Genuchten β [-]
	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]					
Argine	37.60	31.68	1.88E-06	0.4037	0.0785	1.540	1.494
Fondazione	31.68	21.57	1.05E-07	0.443	0.0719	1.948	1.409

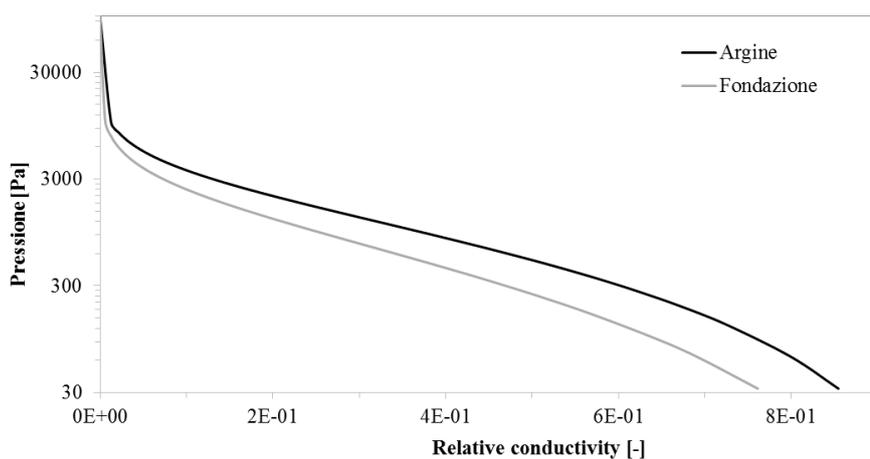


Fig. 4.16 Curve di Van Genuchten impiegate nella modellazione che descrivono la zona insatura all'interno dei materiali del corpo arginale e della fondazione in termini di conducibilità relativa in funzione della pressione in scala logaritmica espressa in Pa.

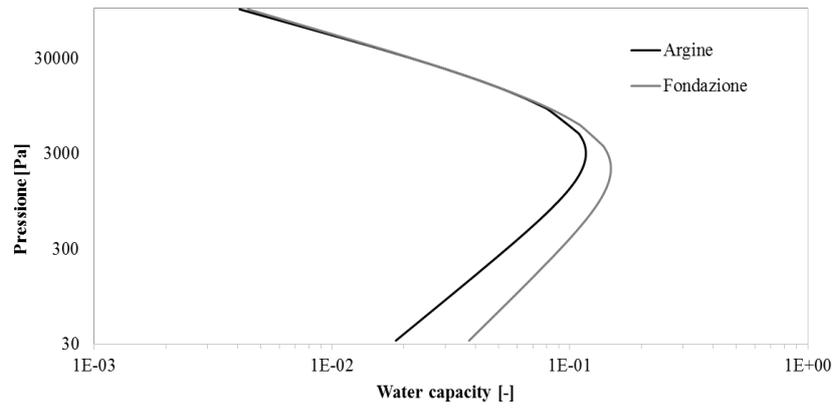


Fig. 4.17 Curve di Van Genuchten impiegate nella modellazione che descrivono la zona insatura all'interno dei materiali del corpo arginale e della fondazione in termini di capacità idrica in funzione della pressione in scala logaritmica espressa in Pa.

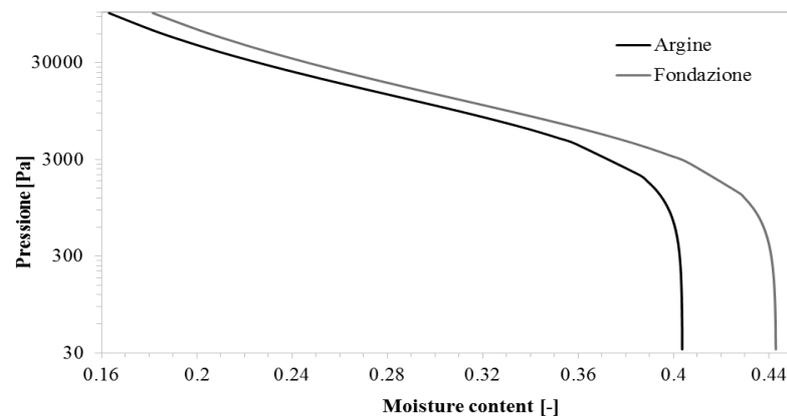


Fig. 4.18 Curve di Van Genuchten impiegate nella modellazione che descrivono la zona insatura all'interno dei materiali del corpo arginale e della fondazione in termini di contenuto di umidità in funzione della pressione in scala logaritmica espressa in Pa.

5 Caso di studio rotta F. Secchia: stato dell'arte su moti di filtrazione e fenomeno di *piping*

5.1 I moti di filtrazione: rappresentazione tramite reticolo idrodinamico

E' possibile analizzare i moti di filtrazione che si sviluppano attraverso un argine fluviale utilizzando la costruzione grafica del reticolo idrodinamico, che permette di visualizzare le velocità in tutto il campo di moto. Esso è costituito da linee equipotenziali e da linee di flusso, due distinte famiglie di curve ortogonali tra loro. Le prime sono caratterizzate da un uguale valore della funzione potenziale definita nel seguente modo:

$$\varphi = kh + cost$$

Dove φ è la funzione potenziale e k è la permeabilità del terreno.

Considerando un terreno di permeabilità k [m/s] sede di un moto di filtrazione è possibile per una qualsiasi direzione s generica scrivere la legge di Darcy in termini di velocità come segue:

$$U = k i = k \frac{\partial h}{\partial s} = \frac{\partial kh}{\partial s}$$

Si ottiene, quindi:

$$\frac{\partial \varphi}{\partial s} = \frac{\partial kh}{\partial s} = k \frac{\partial h}{\partial s}$$

E' possibile riscrivere la velocità come:

$$U = \frac{\partial \varphi}{\partial s}$$

Indicata con n la normale ad una linea equipotenziale, ovvero ad uguale valore della funzione potenziale φ si ha:

$$\frac{\partial \varphi}{\partial n} = 0$$

Il moto avviene nella direzione del gradiente del potenziale, cioè da punti a potenziale minore verso punti a potenziale maggiore. In Fig. 5.1 sono rappresentate le linee equipotenziali in cui sono indicate le zone a maggiore velocità di flusso laddove le linee equipotenziali sono più ravvicinate. Se si dispone di due curve con noto valore di φ riportate su un disegno in scala, un valore approssimato della velocità può essere calcolato dal rapporto tra la differenza di potenziale $\Delta\varphi$ e la distanza minima tra le due curve Δs come:

$$U \cong \frac{\Delta\varphi}{\Delta s}$$

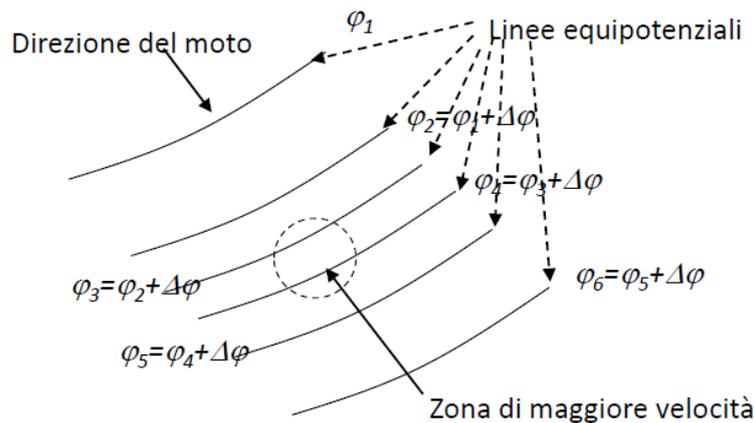


Fig. 5.1 Linee equipotenziali con zone a maggiore velocità di flusso laddove sono più ravvicinate. La costruzione del reticolo idrodinamico permette, inoltre, il calcolo della spinta dell'acqua sulla superficie di fondazione dell'opera, denominata sottospinta ed il calcolo per la verifica al sollevamento del terreno al piede dell'opera (sifonamento).

Tracciare il reticolo idrodinamico significa quindi delineare l'andamento del potenziale φ nel terreno: noto il valore del potenziale φ è possibile determinare il valore del carico idraulico nel terreno $h = \varphi/k$ e della pressione $p = \gamma h$.

Le linee a carico costante sono anche a potenziale costante, mentre le linee di flusso sono dette anche linee di corrente e, per la stazionarietà del moto, sono anche le traiettorie idriche. Esse sono, dunque, parallele al vettore velocità e possono interpretarsi come iso-linee di una particolare funzione detta funzione di corrente ψ . Nei mezzi porosi in moto stazionario e con densità costante la funzione di corrente corrisponde alla componente z ($\psi = \Psi_z$) di un vettore chiamato potenziale vettore Ψ legato alla velocità dalla relazione:

$$\vec{U} = \text{rot } \Psi$$

Per le proprietà dell'operatore rotore, dato che il moto è piano la sola componente di Ψ diversa da zero è Ψ_z che costituisce appunto la funzione di corrente ψ . Le curve iso- ψ sono anche linee parallele alla velocità. Tramite una serie di passaggi si ottiene la seguente relazione che esprime il parallelismo tra la curva iso- ψ e il vettore velocità:

$$\frac{U_y}{dy} = \frac{U_x}{dx}$$

Considerando una terna intrinseca con s versore tangente ad una generica curva e n perpendicolare ad s con verso uscente, il vettore velocità può essere espresso come:

$$\vec{U} = \nabla\psi = s \frac{d\psi}{ds}$$

E il suo modulo come:

$$U = \frac{d\psi}{ds} = \frac{\partial\psi}{\partial n}$$

Si ottiene:

$$U \cong \frac{\Delta\psi}{\Delta n}$$

L'introduzione dei concetti di linea equipotenziale e di linea di corrente permette di tracciare il reticolo idrodinamico. Tale reticolo è costituito dall'involuppo di tutte le linee equipotenziali e di corrente relativo ad un determinato moto di filtrazione.

In particolare se si considerano due linee equipotenziali con potenziali diversi tra loro, tracciando due linee di corrente distanti tra loro di un determinato valore si ottiene una maglia del reticolo di flusso. Questa maglia essendo delimitata da due linee di corrente, si può considerare come un tubo di flusso. È possibile, quindi, tracciare il reticolo idrodinamico partendo dalla valutazione delle condizioni al contorno per qualsiasi problema di filtrazione in regime stazionario o non stazionario che comporta l'assunzione che le variazioni di pressione imposte al contorno si propagano istantaneamente all'interno dell'acquifero. Per esprimere la variazione del moto nel tempo è necessario inserire la dipendenza temporale attraverso condizioni al contorno variabili nel tempo, come nel caso in cui si voglia analizzare il regime di filtrazione che si sviluppa internamente ad un rilevato arginale al variare del livello idrico nel corso d'acqua o della falda acquifera.

5.2 Gli effetti di natura meccanica causati dai moti di filtrazione

La formazione di una breccia negli argini fluviali e, più in generale, nei rilevati in terra, può essere innescata da diversi meccanismi di cui si distinguono due categorie principali: a) fenomeni di tracimazione nei pressi di una finestra del coronamento arginale carente in termini di proprietà (carenze strutturali o cedimenti differenziali della fondazione) o di quote altimetriche (franco ridotto o portata superiore a quella di progetto); essi possono innescare fenomeni erosivi di dilavamento; questi creano una apertura iniziale che successivamente può evolvere in una vera e propria breccia e successivamente in una rottura dell'argine; b) fenomeni di filtrazione, che causano asportazione e trasporto delle particelle solide. I moti di filtrazione attraverso l'argine possono causare un progressivo sviluppo di cavità, che ingrandendosi inducono il crollo del terreno sovrastante, provocando l'abbassamento della sommità arginale. Il moto di filtrazione negli interstizi tra le particelle di terreno, può determinarsi quando si annulla lo stato tensionale, che le tiene legate, innescando il loro movimento. Quest'ultimo tipo di fenomeno è molto frequente e si manifesta tutt'oggi ancora di frequente anche a

causa della difficoltà di indagine e monitoraggio che interessano porzioni interne al rilevato. Tale fenomeno detto *seepage erosion* viene generalmente suddiviso, seguendo l'approccio di Van Zyl e Harr (1981), in *piping*, *heaving* e *roofing* a seconda delle caratteristiche con cui si presentano.

Il fenomeno di filtrazione non essendo visibile dall'esterno è difficilmente prevedibile e necessita di un accurato studio delle manifestazioni dei dissesti e delle instabilità arginali che possono verificarsi. E' possibile che internamente al rilevato arginale esistano già percorsi preferenziali di filtrazione che favoriscano ulteriormente il verificarsi di moti di filtrazione attraverso il rilevato, come ad esempio la presenza di radici di alberi o piante o tane scavate da animali (nutrie, tassi, istrici e volpi). Essi scavano gallerie profonde e articolate nei rilevati provocando l'instabilità e aumentando la probabilità di collasso durante gli eventi di piena, nei quali l'acqua, incanalandosi nelle suddette tane, induce l'imbibizione del corpo arginale e con il ritirarsi dell'onda di piena può portare al crollo causato dalle elevate velocità di erosione, che si sviluppano all'interno di tali cunicoli. Per alcuni animali gli argini, ricoperti di vegetazione e laddove non avvenga con frequenza la manutenzione e il monitoraggio, possono essere un habitat ideale per vivere e riprodursi.

Il rischio di collasso arginale è certamente aggravato nel caso in cui la tana sia passante e percorra interamente il rilevato creando un passaggio tra il paramento lato fiume e il lato campagna (Covelli, 2006).

Uno studio dei dati storici, accostato ad un'indagine sugli aspetti idraulico-geotecnici dei rilevati, è fondamentale per comprendere il motivo della formazione di rotture nei rilevati arginali per *overtopping* o *seepage*, valutando la probabilità di accadimento di un collasso.

Analizzando i dati relativi alle rottura di argini che si sono verificate durante gli ultimi secoli si rileva che le cause di dissesto arginale dovuto a moti di filtrazione all'interno del rilevato è una delle cause più diffuse che si manifesta fin dalla

costruzione delle prime arginature. Le prime tipologie di arginature non prevedevano l'utilizzo dei materiali idonei e modalità costruttive degli argini che limitassero le filtrazioni, poiché non consideravano in modo adeguato la possibilità di instaurarsi di tali moti (Covelli, 2006).

Il termine *internal erosion*, ovvero erosione interna viene generalmente utilizzato per identificare qualsiasi tipologia di processo che causa l'erosione all'interno di un terreno arginale. Possono verificarsi differenti modalità di dissesto arginale dovute a erosione interna (Richards e Reddy, 2007). Una di queste è il processo denominato *heaving*, che consiste nel movimento di terreno quando le forze di sollevamento indotte dalla filtrazione non sono più bilanciate dal peso del rilevato ed eventualmente dalla componente verticale della spinta dell'acqua sul paramento lato fiume. Tale fenomeno viene studiato, confrontando le forze di filtrazione per unità di volume col peso effettivo unitario di terreno riferito ad un determinato volume di controllo. Terzaghi (1922) fu il primo a dedicarsi a questo problema elaborando un criterio di verifica per le opere di ritenuta interessate dal regime dei moti di filtrazione.

Un'altra modalità di dissesto per erosione interna è l'erosione per perdita concentrata o *concentrated-leak erosion*, che si manifesta quando in corrispondenza di strutture verticali (come diaframmi) nell'argine o tra l'argine e il terreno di fondazione o nella struttura geologica stessa del terreno sono presenti discontinuità, fratture o difetti strutturali. Questa costituisce una causa di rottura arginale per filtrazione molto diffusa.

Il *tunneling* o *jugging* sono processi tipici della zona vadosa e si possono innescare sia in pendii naturali sia in rilevati arginali se costituiti da terreno dispersivo (Sherard e Decker, 1977). Sono fenomeni di erosione dovuti all'infiltrazione piovosa e al ruscellamento.

La più comune delle modalità di dissesto per erosione interna è provocata da una *backward erosion*, ovvero da un'erosione retrograda, chiamata comunemente con

il nome di *piping* (Fig. 5.2) e descritta da Terzaghi (1939), Lane (1934) e Sherard et al. (1963). Le particelle solide del mezzo poroso vengono progressivamente dislocate ed allontanate sotto gli sforzi di trazione esercitati dalla filtrazione interstiziale Darciana del fluido. Le sollecitazioni erosive sono maggiori nella zona di uscita del flusso preferenziale, dal paramento dell'argine lato campagna, inizialmente equilibrate dalla resistenza al taglio esercitata dall'attrito tra i grani e dal peso del terreno. Quando tali sollecitazioni riescono a vincere le forze di resistenza ha inizio l'erosione del terreno e le particelle cominciano ad essere trascinate via dal flusso, che aumenta così la sezione di passaggio, e di conseguenza anche la sua azione erosiva. La forza di trazione che causa questo tipo di fenomeno è direttamente proporzionale alla velocità del flusso intergranulare. L'erosione retrograda ha inizio quando la resistenza offerta dai grani della matrice solida è vinta dal gradiente idraulico. Il fenomeno di *piping* può verificarsi, come precedentemente accennato, anche all'interno di un'apertura preesistente nel rilevato, come fessure, crepe o tane di animali. I flussi che ne derivano non si sviluppano, in questo caso, attraverso gli interstizi tra le particelle solide, ma lungo percorsi con sezioni maggiori. Per questo motivo le conseguenze sull'argine provocate da tale fenomeno sono differenti, più rapide e più gravose rispetto a quelle indotte dal precedente. In questo caso l'erosione interna non inizia dal paramento del rilevato ovvero dai punti di uscita del flusso ma è scaturita dagli sforzi tangenziali sulle pareti del cunicolo nel quale si sviluppa il flusso preferenziale.

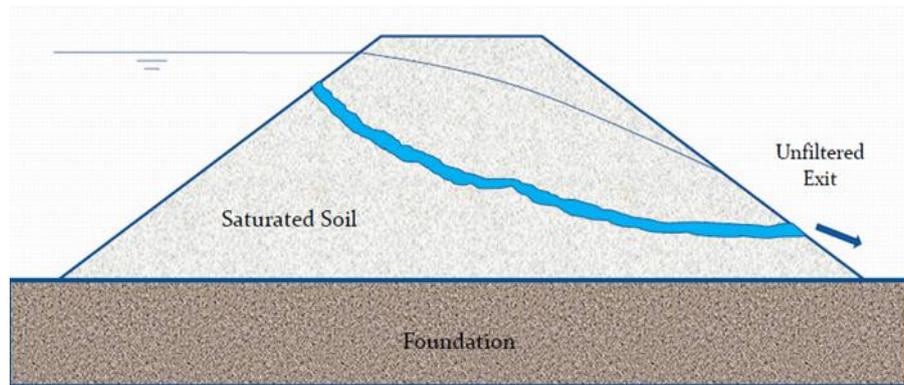


Fig. 5.2 Modalità di dissesto arginale per erosione retrograda (*backward erosion*, o *piping*).

5.3 Stato dell'arte sul fenomeno di erosione interna da *piping*

La tracimazione e il fenomeno di *piping* risultano, come accennato, le cause più comuni di collasso per i rilevati in terra (Foster, et al. 2000a, b). La rottura causata dall'innescò del fenomeno di *piping*, a differenza del crollo arginale per tracimazione, non è stato studiato in modo così esteso se non negli ultimi anni, a causa della difficoltà di osservare il fenomeno dall'interno e monitorare il processo di erosione nel tempo. Il processo di erosione interna si presenta in modo differente a seconda della composizione del terreno, al grado di compattazione, al contenuto idrico, alla geometria della struttura e molti altri fattori.

In questo capitolo si riportano gli approcci di tipo analitico, numerico e gli esperimenti condotti ad oggi in sito e in laboratorio volti a simulare il fenomeno di flusso da *piping* e il fenomeno di erosione interna.

Gli studi esaminati includono ciò che riguarda il processo di formazione di cavità causato da fratture dovuti al flusso nelle discontinuità presenti nel terreno, il processo di stabilità dei pendii affetti dalla ostruzione di vie di flusso all'interno del terreno ed il processo di innescò di grosse voragini causate dal collasso del tunnel a causa del progressivo allargamento dello stesso, dovuto al processo di erosione interna.

L'entità del fenomeno di *piping* che può palesarsi è valutabile in base alla natura dell'acqua che sgorga: se l'acqua è limpida il fenomeno può non essere particolarmente preoccupante, in quanto l'acqua è di scarsa forza erosiva e non è in grado di asportare particelle solide nel suo percorso sotterraneo; se invece l'acqua appare torbida, la corrente denota un'apprezzabile forza erosiva, e ciò è certamente più preoccupante per la sicurezza dell'argine.

Trovare dei metodi di analisi deterministica che consentano di affermare se in una sezione arginale possano verificarsi o meno fenomeni di *piping* è alquanto impossibile date le incertezze del caso; metodi di tipo probabilistico possono invece fornire una qualche stima del rischio di collasso di un rilevato arginale.

5.3.1 Stato dell'arte dell'analisi sperimentale sul *pipeflow* ed erosione interna

Le prime teorie relative alle criticità connesse al fenomeno del *piping* sono state sviluppate da Clibborn (1902) che condusse esperimenti su larga scala sullo sviluppo del fenomeno in materiali granulari, fino a scoprire che esisteva una correlazione con il gradiente idraulico. Tale relazione è stata successivamente utilizzata nel 1922 da Terzaghi. Bligh (1910, 1913) ha riconosciuto un possibile legame tra la lunghezza del percorso di flusso e le forze necessaria per mobilitare le particelle di terreno. Lo studioso ha derivato un metodo empirico per valutare il *piping*, lungo la superficie di contatto tra terreno e struttura, conosciuta come la teoria della *line of creep* in cui il percorso di flusso è la sommatoria delle distanze verticali e orizzontali lungo la superficie di contatto (Richards e Reddy, 2007). All'inizio del XX secolo Terzaghi (1922) ha condotto esperimenti sul fenomeno erosivo detto *heaving* tramite il quale è stato sviluppato un modello che consente di fare previsioni su tale fenomeno. Sulla base di questa teoria è stata elaborata l'equazione per la determinazione del fattore di sicurezza per il sollevamento, che è stata in seguito adottata nella normativa tecnica per l'analisi della stabilità arginale. La teoria di Bligh è stata migliorata da Lane nel 1934. Bligh (1910) e

successivamente Lane (1934) hanno riconosciuto una fondamentale differenza nei meccanismi di filtrazione tra quelli che si verificano attraverso il flusso intergranulare (*backward erosion*) e quelli, invece, che si sviluppano in corrispondenza dell'interfaccia struttura-fondazione o dove vi sono discontinuità o fratture (*concentrated-leak erosion*). Lane successivamente distingue i due differenti moti di filtrazione per sviluppare il suo *weighted-creep-method*. La metodologia di Lane (1934) assume il flusso anisotropo riducendo la lunghezza dei percorsi di flusso orizzontale e considera variazioni nella resistenza all'erosione nei diversi tipi di suolo. Numerosi ricercatori hanno tentato di correlare i meccanismi di rottura dovuti al *piping* con le diverse caratteristiche del suolo. Esperimenti condotti da Sellmeijer (1988) su terreni sabbiosi per modelli di filtrazione, al disotto di manufatti o barriere impermeabili, hanno evidenziato che il carico idraulico critico è principalmente una funzione della permeabilità della sabbia e della dimensione delle particelle (granulometria). Studi condotti da Schmertmann (2000) hanno, inoltre, consentito il calcolo di un fattore di sicurezza lungo un percorso di filtrazione preferenziale, evidenziando una correlazione fondamentale tra i gradienti che provocano l'inizio del fenomeno del *piping* e il coefficiente di uniformità del terreno C_u dato dal rapporto tra il diametro della maglia del setaccio con il 60% di passante e il diametro con il 10% di passante. Ojha et al. (2001, 2003) hanno ottenuto risultati sperimentali che mostrano una relazione che lega la porosità e la conduttività idraulica dei suoli al gradiente idraulico critico. Jacobson (2013) ha condotto un'analisi per lo sviluppo del fenomeni di *piping* in termini di gradiente idraulico critico in terreni sabbiosi. Le analisi di laboratorio condotte da T. Jacobson (2013) eseguite su una varietà di campioni di terreno hanno permesso di valutare l'influenza di fattori quali il peso specifico, l'angolo di attrito interno, la granulometria e il gradiente idraulico critico con cui ha inizio e progredisce il fenomeno del *piping*. Per prevedere con precisione il gradiente critico è necessario tenere in considerazione ciascuno di tali

fattori. Anche la metodologia di Fleshman e Rice (2013) prevede una correlazione tra peso specifico del terreno e gradiente critico oltre che il legame del gradiente con i fattori d'influenza sopra menzionati. Le equazioni utilizzate per porre in relazione il gradiente critico con tali fattori sono sviluppate utilizzando una regressione lineare a più variabili tenendo conto anche dell'influenza della differente scala del modello rispetto al reale. L'analisi di Jacobson (2013) mostra l'effetto del coefficiente di uniformità sui diversi tipi di terreno; per terreni più uniformi i gradienti critici sono più elevati a parità di peso specifico. Questa tendenza avviene in tutte le fasi del *piping*. Si può dedurre che i suoli più uniformi hanno una maggiore resistenza all'erosione. Per quanto riguarda la forma dei grani, i terreni che presentano particelle più spigolose presentano una variabilità maggiore di gradienti critici, in quanto dipendono da come i grani si dispongono tra di loro e dalla distribuzione dei vuoti interstiziali che ne consegue. Anche l'orientamento dei grani influenza la disposizione dei vuoti. I terreni costituiti da grani di forma più arrotondata, invece, presentano una minore variabilità. Gli effetti dell'angolo di attrito interno si risentono maggiormente con il progredire del fenomeno. Lo studio di Jacobson (2013) evidenzia, quindi, che la distribuzione granulometrica dei suoli influenza la disposizione dei vuoti interstiziali all'interno del campione e quindi la formazione di percorsi di flusso interstiziali.

In letteratura esiste una quantità limitata di lavori sperimentali ed il lavoro sperimentale svolto finora ha visto l'utilizzo di tecniche più disparate. In alcuni di questi studi, i tunnel, in cui avviene il processo di *pipeflow* e di erosione interna, sono riprodotti con tunnel artificiali forati posizionati nel terreno, mentre in altri casi sono prodotti nel terreno stesso. Il primo lavoro sul *pipeflow* è stato condotto da Pierson (1983) per un mezzo poroso in cui le elevate pressioni nei pori, sufficienti per innescare una frana, deriverebbero dalla chiusura improvvisa del tunnel artificiale creato all'interno. Sidle et al. (1995) hanno condotto il primo studio di laboratorio sul *pipeflow* in mezzi porosi (sabbia) sotto condizioni

idrauliche controllate. Sapendo che la rugosità all'interno del mezzo e la velocità dell'acqua nei pori sono legate, hanno costruito il tunnel artificiale nel terreno attraverso cinque sezioni, ciascuna con un diverso grado di rugosità, rivestendo l'interno di ogni sezione di tubo in PVC con delle perle di vetro. L'estremità a monte del tunnel artificiale si presenta chiusa, quindi l'acqua entra nel tunnel infiltrandosi attraverso la sabbia adiacente. Il flusso attraverso la sabbia è stato applicato tramite un carico costante imposto a monte della *sand box*, posta inclinata rispetto l'orizzontale, mentre con dei piezometri sono state misurate le pressioni dell'acqua nel terreno sabbioso. Esiste una relazione log-lineare del carico piezometrico tra il flusso nel tunnel e il flusso nella matrice del terreno. Sidle et al. (1995) hanno quindi individuato che nei tratti di tunnel con maggiore rugosità interna si associa un aumento delle pressioni interstiziali nel terreno. Il loro lavoro ha mostrato una prova del principio che l'intasamento dei tunnel causa l'aumento della pressione all'interno e le conseguenti frane. Kosugi et al. (2004) hanno studiato ulteriormente la questione dell'intasamento di tunnel associato all'innescamento di frane. Invece di simulare l'intasamento associato alla rugosità, hanno effettuato una serie di esperimenti includendo: una *sand box* privo di tunnel, una *sand box* con tunnel aperto, e una *sand box* con tunnel chiuso (discontinuo). Tutti i tunnel artificiali, in acrilico avvolti in un panno di cotone e lunghi 30 cm, sono sigillati all'estremità a monte, e traforati. Il carico è imposto sia a monte che a valle della *sand box*. Si osserva che nel caso dei tunnel aperti la pressione dell'acqua nel terreno potrebbe aumentare la stabilità dei versanti; mentre un aumento della pressione dell'acqua nel terreno all'estremità inferiore dei tunnel chiusi potrebbe diminuirne la stabilità. Il lavoro di Kosugi et al. (2004) mostra che le pressioni interstiziali nel terreno adiacente al tunnel chiuso all'estremità sono maggiori rispetto al caso senza tunnel o con tunnel aperto, e che questo aumento delle pressioni potrebbe innescare dei cedimenti. Questo lavoro ha inoltre sostenuto la teoria che la presenza del tunnel nel terreno potrebbe stabilizzare i versanti

fornendo un effetto di drenaggio, tendendo a diminuire la pressione idrica nel terreno (Sidle et al., 2006). I precedenti studi hanno utilizzato tunnel artificiali (in PVC e acrilico) posti all'interno di *sandbox*. Wilson et al. (2008) hanno condotto studi di laboratorio simili per affrontare il ruolo della presenza di tunnel nel terreno nella formazione di calanchi. Il loro progetto sperimentale è basato su osservazioni in campo di portate e concentrazione di sedimenti per un diametro del tunnel nel terreno naturale di 3 cm.

E' stato simulato mettendo un tubo di irrigazione poroso con diametro 2 centimetri lungo 50 cm su uno strato di materiale impermeabile (argilla limo-sabbiosa) e ricoperto superiormente da materiale limoso più permeabile. Le condizioni al contorno sono di carico costante a monte e effetto della precipitazione sulla superficie. Tra l'interfaccia dello strato impermeabile e terreno gli autori hanno inseriti dei tensiometri, misurando la pressione interstiziale nel tratto discendente del tunnel. Si verificano filtrazioni in condizione di pressione interstiziale negativa nel terreno 1 cm sopra lo strato impermeabile (zona insatura); il flusso attraverso il tunnel con l'aggiunta dell'effetto della precipitazione produce così un improvviso distacco della matrice di terreno. Questi studi hanno dato nuove intuizioni per il meccanismo del *pipeflow* ma hanno dei limiti nel rappresentare il fenomeno di erosione interna; l'uso del tunnel artificiale ha impedito lo studio dell'erosione interna, più ampiamente inteso a rappresentare il processo di distacco di particelle dalle pareti di un percorso di flusso preferenziale, cioè, un tunnel di terreno e il suo impatto sul *pipeflow*, e gli eventi conseguenti come cedimenti, frane o smottamenti.

Questa forma di erosione interna è stata caratterizzata sperimentalmente per decenni tramite il *Pinhole Erosion Test* (MacIver e Hale, 1970); un test sviluppato in origine come un metodo qualitativo per identificare la dispersione nei suoli. Il flusso è stabilito attraverso un nucleo di terreno compattato con un piccolo foro al centro.

La torbidità, per classificare la natura dispersiva del materiale, viene misurata attraverso il diametro del foro finale. Wan e Fell (2004a, b) hanno esteso questo metodo con una procedura quantitativa per misurare l'erosione interna, il cosiddetto *Hole Erosion Test* (HET), attraverso un foro circolare, misurando le variazioni di portata nel tempo e calcolando le variazioni del diametro del tunnel e quindi l'erosione interna (Fig. 5.3).

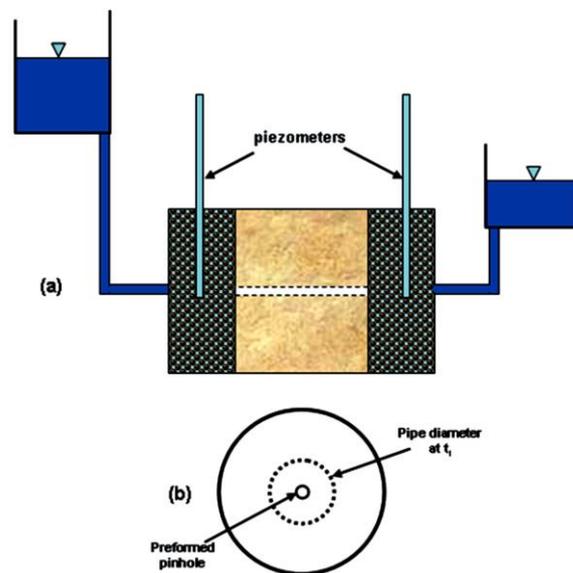


Fig. 5.3 Schema dell' *Hole Erosion Test* (da Wilson et al., 2012).

Wan e Fell (2004a) per quantificare l'erosione interna hanno anche sviluppato lo *Slot Erosion Test* (SET) attraverso una fessura nel terreno (Fig. 5.4). Il foro in questo caso è esteso per tutta l'intera lunghezza dell'apparato sperimentale ed è visibile attraverso la parete in plexiglass. La variazione nel tempo delle dimensioni della fessura (rappresentante il tunnel) sono misurate tramite l'acquisizione di immagini digitali.

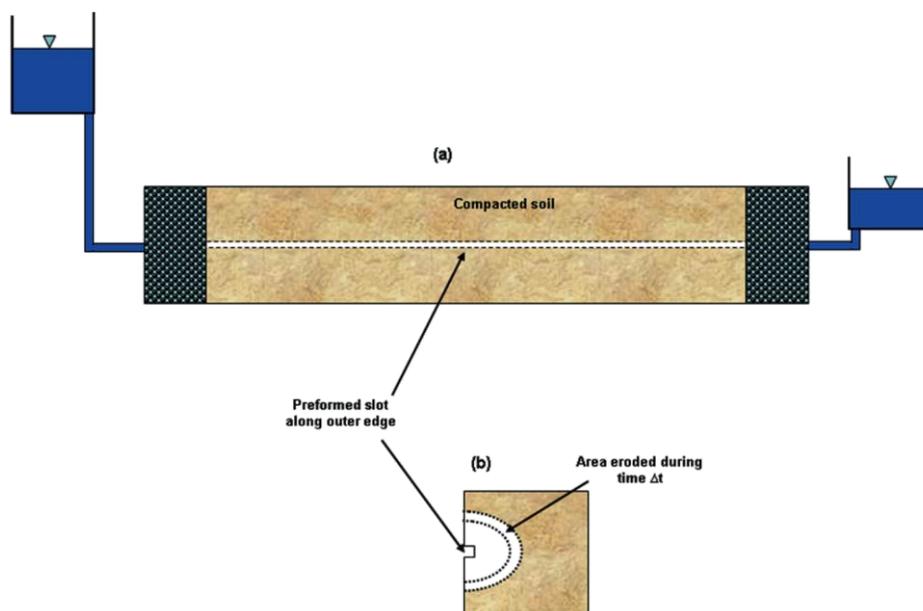


Fig. 5.4 Dispositivo di prova *Slot Erosione test* raffigurante una fessura, creata attraverso il terreno per l'intera lunghezza, lungo la parete esterna trasparente (a). Il flusso è imposto attraverso la fessura, tramite un carico costante e viene monitorata nel tempo la portata uscente del foro (b) osservando la modifica del diametro della fessura nell'intervallo di tempo Δt . (da Wilson et al., 2012).

L'HET e il SET consentono il calcolo dell'erosibilità del terreno e dello sforzo di taglio critico, (*initial shear stress*). Gli autori hanno usato l'indice negativo di erosibilità del terreno come un indice del grado d'erosione per caratterizzare l'erosione interna dei materiali.

Wan e Fell (2004a) hanno testato 13 campioni di terreno per mettere in relazione le proprietà di erosione con le altre proprietà del terreno. Essi hanno scoperto che è conveniente utilizzare l'indice di erosione, I , definito $I = -\log(k_{er}\rho_d)$, dove ρ_d è la densità del terreno asciutto; k_{er} è il coefficiente di erosione, I ha una escursione compresa tra 0 e 6 ed è fortemente influenzato dai parametri di compattazione del terreno (contenuto d'acqua e densità). Valori più piccoli di I implicano maggiore erosione del terreno, valori maggiori di I indicano un terreno resistente all'erosione. Essi hanno trovato una buona correlazione per i valori di I ,

corrispondenti al 95% di compattazione e contenuto d'acqua ottimale, ottenuti tramite lo *Slot Erosion Test* (SET) e l'*Hole Erosion Test* (HET). Wan e Fell (2004a) hanno introdotto due formule per il calcolo dell'indice di erosione per terreni a grana grossa e fine. Recentemente, Bonelli et al. (2010) hanno stimato i gradi di erosione tramite l'*Hole Erosion Test* e quantificato in maniera indiretta il tempo di erosione e rottura dell'argine attraversato da un tunnel. Così come per diversi tipologie di terreno hanno individuato grado di erosione differente e hanno anche tentato di correlare la tensione tangenziale critica e il coefficiente di erosione alle proprietà geotecniche del terreno. Wilson (2009) ha studiato l'erosione interna del terreno nel tunnel di materiale limo argilloso conducendo esperimenti di laboratorio in strati spessi di terreno con il 15% di pendenza (Fig. 5.5).

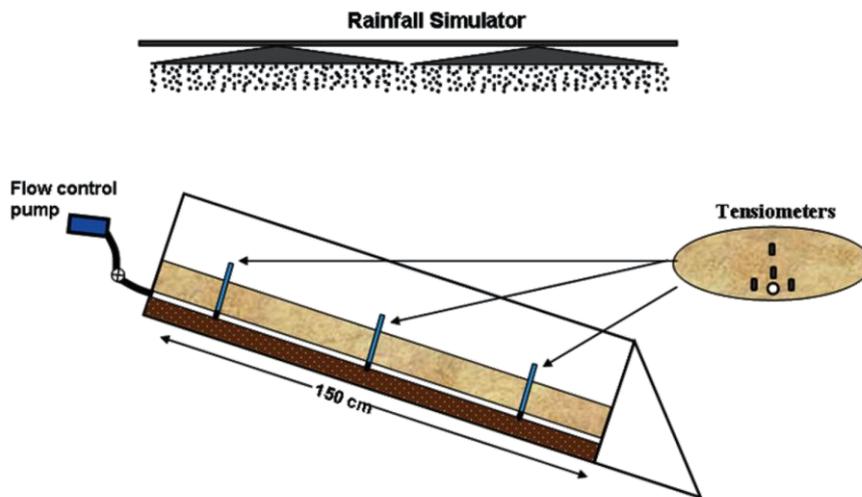


Fig. 5.5 Apparato sperimentale utilizzato da Wilson (2009) per studiare il flusso e l'erosione interna attraverso il tunnel in condizioni di flusso, con e senza apporto della precipitazione. Si trovano tensiometri a 25, 50 e 75 cm di profondità. Il letto del terreno consiste in uno strato di base impermeabile. Il tunnel è stato posizionato immediatamente al di sopra dello strato impermeabile (da Wilson et al., 2012).

E' stato creato un tunnel nel terreno, in questo caso formato da terreno posto attorno ad un'asta di diametro di 1 cm, successivamente rimossa, tirando via l'asta dallo strato di terreno. Il tunnel è stato creato immediatamente sopra uno strato

impermeabile. Dei tensiometri sono stati installati su ciascun lato del tunnel e su profondità differenti immediatamente sopra il tunnel. Gli esperimenti sono stati condotti con e senza precipitazioni simulate e con condizioni in stazionario con diverse portate indotte nel tunnel.

Wilson (2009) ha osservato dei picchi di pressione all'interno del suolo adiacente al tunnel dovuti all'erosione interna nel momento dell'intasamento del tunnel. Il tunnel risulta ingrandito, passando da 1 cm di diametro iniziale a 5 cm ma non si è osservato il collasso. Questa è stata il primo studio sperimentale volto all'osservazione dell'intasamento da erosione interna del tunnel nel terreno. Tuttavia, le pressioni interstiziali nel terreno all'interno del tunnel o immediatamente adiacente alle sezioni del tunnel non sono state misurate.

Wilson (2011) ha modificato l'apparato sperimentale utilizzato nel 2009, mediante l'applicazione di un carico costante su tunnel con diametro iniziale di 2, 4, 6, 8, e 10 mm. Inoltre, non vi è lo strato di terreno impermeabile sotto il tunnel ma esso è stato posizionato direttamente 60 mm sopra il fondo in plexiglass del contenitore. Si osservano dei picchi nel pipeflow con tassi di crescita rapida del flusso al variare delle dimensioni del tunnel a tal punto da dover sospendere gli esperimenti a causa della portata superiore alla capacità di flusso. Nei tunnel con 2 e 4 mm di diametro non si evidenzia un flusso preferenziale poiché questi tunnel sono troppo piccoli e appena il flusso si è stabilito si occludono a causa dell'intasamento. Il risultato dato dalle misure dei tensiometri delle pressioni interstiziali non mostra aumenti pressori associati all'intasamento del tunnel, questo risultato probabilmente è associato al fatto che i tensiometri non sono posizionati all'interno o molto vicini al tunnel. Wilson (2011) ha applicato i metodi introdotti di Wan e Fell (2004a) a questo apparato sperimentale, per ottenere l'erodibilità del terreno e i valori di sollecitazione di taglio critico da erosione interna.

A differenza del precedente lavoro che ha affrontato le dinamiche del *pipeflow* nei versanti e l'erosione interna associata a calanchi, il lavoro di Hanson e Hunt (2007)

è stato il primo esperimento controllato sull'erosione interna dei tunnel associato al crollo arginale. Hanson e Hunt (2007), impiegando il metodo del *Jet Erosion Test* (JET), (esempio dell'apparato sperimentale è riportato in Fig. 5.6), hanno rilevato che la struttura del terreno, il grado di plasticità e la compattazione sono importanti fattori che influenzano il coefficiente di erodibilità del terreno.



Fig. 5.6 Esempio di apparato sperimentale del *Jet Erosion Test* (JET) (da Mercier, 2014).

I risultati ottenuti tramite il JET riportano la variazione dei valori dell'coefficiente di erodibilità K_{er} in funzione del contenuto di acqua a differenti stati di compattazione, concordi con i risultati sull'allargamento del tunnel ottenuti in campo.

Hanson et al. (2010a, b) hanno condotto un test di erosione interna da *pipeflow*, su larga scala, tramite un argine in terra presso l'USDA-ARS (Unità di Ricerca di Ingegneria Idraulica a Stillwater, nell'Oklahoma) (Fig. 5.7).

L'argine in questione è alto 1.3 metri, la larghezza della sommità è pari a 1.8 metri e 9.6 m è la larghezza alla base (pendenza di 3H:1V).

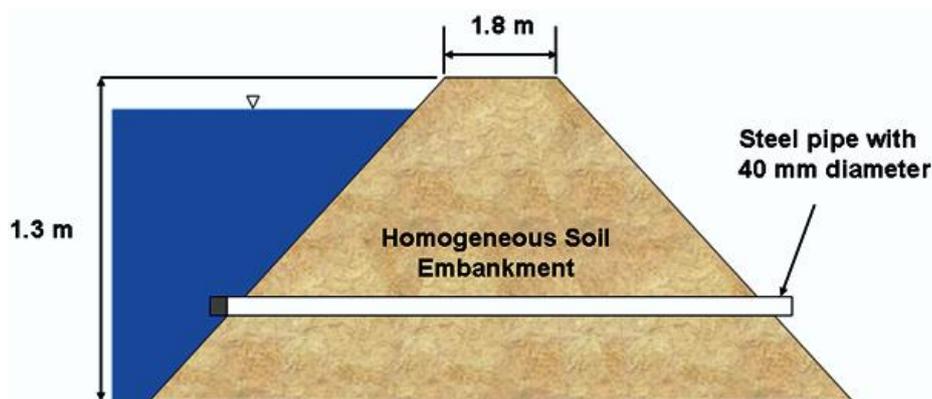


Fig. 5.7 Schema esperimento condotto da Hanson et al. (2010) sull'erosione interna e *pipeflow* attraverso un argine (da Wilson et al., 2012).

Il tunnel è stato creato con terreno posto intorno ad un tunnel di acciaio di 40 mm di diametro, con l'estremità a monte del tunnel chiusa. L'impianto sperimentale, attivata la simulazione, prevede la presenza di un grande serbatoio d'acqua a contatto con il terrapieno. Una volta che è stato stabilito il carico costante, il tunnel d'acciaio è stato tirato via dal lato opposto. E' stato registrato il flusso attraverso il tunnel ed è stata monitorata l'erosione interna tramite delle telecamere. La conseguente erosione interna appare come erosione retrograda in corrispondenza del paramento arginale. Sono stati testati diversi terreni con una varietà di caratteristiche di erosione dopo una attenta caratterizzazione dei materiali. Per materiali con un grado di erodibilità elevata il collasso del tunnel si osserva in pochi minuti. A seguito del crollo del tunnel, la falla si allarga rapidamente sui fianchi. Per i materiali con bassa erodibilità, il tunnel lentamente si espande a causa dell'erosione interna. Questo lavoro ha documentato la vulnerabilità degli argini soggetti al *pipeflow*, il ruolo fondamentale delle caratteristiche di erodibilità del terreno e l'importanza delle altre proprietà del terreno e del posizionamento del tunnel. Essi hanno trovato che i valori medi ottenuti del coefficiente k_{er} nel JET test in sito sono di $100 \text{ [cm}^3 \cdot (\text{N} \cdot \text{s})^{-1}]$ per il materiale SM (sabbia limosa), (64% di sabbia, 29% limo e argilla 7%), in cui l'erosione avviene molto rapidamente e

$0.03 \text{ [cm}^3 \cdot (\text{N}\cdot\text{s})^{-1}]$ per il materiale CL (argilla magra), (25% di sabbia, 49% limo e argilla 26%) in cui l'erosione avviene più lentamente. Gli esperimenti condotti danno inoltre conferma del non equilibrio idraulico tra le pressioni interstiziali all'interno del tunnel e quelle nel terreno adiacente indicando la necessità di avere osservazioni all'interno della cavità nel terreno se il fenomeno di crollo è causato dall'aumento di pressione dovuto all'intasamento del tunnel. Un confronto tra HET e JET (Regazzoni, et al. 2008) indica che i valori di K_{er} calcolati tramite il JET sono dalle 3 alle 80 volte superiori a quelli ottenuti tramite l'HET, e gli sforzi di taglio critico calcolato col JET sono da 20 a 100 volte più piccoli di quelli ottenuti con l'HET. Attualmente, il JET è applicato soprattutto per gli esperimenti di rottura arginale causata da tracimazione, mentre l'HET viene applicato per studiare il fenomeno di erosione interna.

Elkholy et al. (2015) hanno anch'essi studiato il processo di erosione interna indotto dalla presenza di un tunnel in un argine in terra costruito in una canaletta artificiale di laboratorio. Per la preparazione dei test le miscele sono classificate come sabbia limosa (classificazione USCS). Per l'argine sono state impiegate diverse miscele di sabbia, argilla (caolinite) e limo. La coesione, c , delle miscele del terreno e l'angolo di attrito interno φ sono ottenute tramite prova di taglio diretto. Il contenuto idrico ottimale viene determinato dalla prova Proctor standard con il corrispondente unità di peso massimo a secco. Le prove sono eseguite con flusso continuo e carico costante a monte. Per monitorare il processo d'erosione, gli autori hanno utilizzato una tecnica di elaborazione di immagini utilizzando un algoritmo di rilevamento del bordo dalle immagini registrate con vista sia laterale che dal basso. Gli autori hanno studiato la variazione dell'altezza di erosione durante il fenomeno di *piping* per differenti composizioni di terreno. I risultati mostrano che piccole variazioni nel contenuto di argilla nelle miscele di terreno influenzano significativamente il grado di erosione. L'altezza media di erosione risulta approssimativamente uguale alla larghezza media nella zona inferiore del

tunnel; per stimare la profondità di erosione viene usata un'espressione esponenziale funzione del tempo e del coefficiente di erodibilità del terreno.

L'altezza massima di erosione si verifica per la miscela che ha la più bassa percentuale di argilla; aumentando la percentuale di argilla dal 6% all' 8% viene influenzato significativamente il tempo di esecuzione del test. La Fig. 5.8 mostra le risultanti linee di erosione e i confini del tunnel ad intervalli di tempo differenti per una delle miscele con caratteristiche intermedie. L'altezza massima di erosione si trova a monte della zona di erosione. L'acqua durante l'esperimento nella zona di flusso è in pressione ad eccezione degli ultimi 50 mm dove l'acqua si stacca dalla linea di erosione superiore dell'argine.

Dai risultati del lavoro condotto gli autori osservano che la crescita verticale massima (in altezza) dell'erosione si verifica sul lato a monte, mentre la massima crescita orizzontale (in larghezza) dell'erosione nel canale avviene sul lato di valle. Va notato che, dopo un certo tempo, l'altezza di erosione cresce molto rapidamente in pochi secondi causando un significativo abbassamento del livello dell'acqua nel serbatoio a monte, seguito da un crollo totale del tetto sul tunnel. Il processo erosivo presenta caratteristiche di simmetria, il quale si evince dalle immagini registrate dalla telecamera situata nella parte inferiore al tunnel posto lungo il centro del canale artificiale a livello della base: il flusso si presenta simmetrico intorno all'asse del canale artificiale.

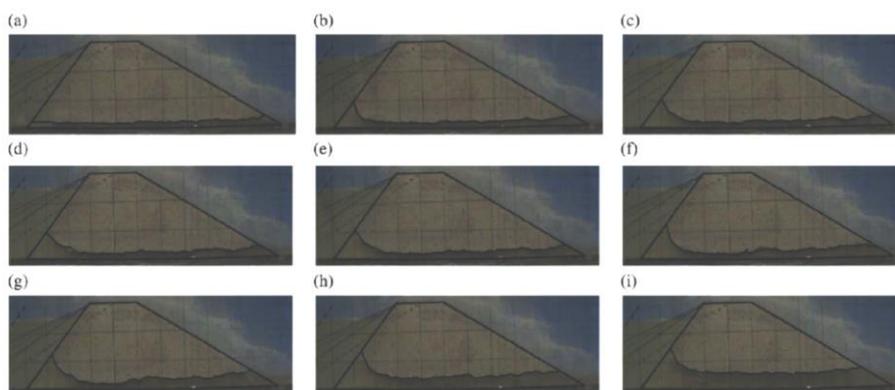


Fig. 5.8 Delineazione dell'erosione all'interno del tunnel per diversi intervalli di tempo: (a) a $t = 0$ s, (b) a $t = 10$ s, (c) a $t = 20$ s, (d) a $t = 30$ s, (e) a $t = 40$ s, (f) a $t = 50$ s, (g) a $t = 60$ s, (h) a $t = 70$ s e (i) a $t = 80$ s (da Elkholy et al., 2015).

I risultati del lavoro (Elkholy et al. 2015) mostrano che la modifica della composizione del terreno incide in modo significativo sul tempo che provoca l'erosione. Gli autori hanno stimato la sollecitazione di taglio critico ed il coefficiente di erodibilità del terreno. Con l'aumento del coefficiente di erodibilità del terreno, l'altezza media di erosione aumenta. I risultati in termini di coefficiente di erodibilità sono concordi con quelli ottenuti con l' HET ma non con quelli ottenuti con il JET, che probabilmente si trova ad essere meno appropriata per il processo di erosione interna. Lo studio mostra anche che la tecnica di elaborazione delle immagini può essere applicata per studiare i fenomeni di erosione da piping in ambiente di laboratorio.

Wilson et al., 2012 hanno esaminato i diversi studi e approcci di modellazione mostrando eventuali lacune sulla comprensione del fenomeno di pipeflow e di erosione interna. Gli autori ritengono che devono essere fatti ancora progressi per comprendere i meccanismi del *pipeflow* come: a) la determinazione di come si innesca e prosegue il fenomeno del *pipeflow*; b) la quantificazione del trasferimento di acqua all'interno del tunnel e dal tunnel verso la matrice di terreno; c) la determinazione di che tipo di terreno e di condizioni idrauliche possono

favorire il *pipeflow* e d) la misura delle pressioni interstiziali durante il *pipeflow* lungo le pareti del tunnel stesso e nel suolo adiacente. Inoltre più realistico sarebbe impiegare delle aperture o tunnel naturali creati all'interno del terreno stesso in campo esaminando più varietà di terreni e condizioni idrologiche. Ad esempio Midgley et al. (2013) hanno misurato in sito l'aumento di pressione interstiziale all'interno del terreno causate dall'intasamento di un tunnel. Gli autori hanno creato dei tunnel nel terreno in banche arginali e tappato le estremità per simulare l'intasamento del tunnel misurando le pressioni interstiziale all'interno del tunnel e nel terreno adiacente al tunnel intasato.

5.3.2 Formulazioni e parametri che descrivono l'insacco del *piping* e l'erosione interna

Soluzioni di tipo analitico sono state applicate ai dati sperimentali di erosione interna da *piping* all'interno del terreno per calcolare i valori critici dello sforzo di taglio, gradiente, carico idraulico e velocità.

Il gradiente idraulico critico

Un parametro idraulico fondamentale per descrivere la condizione di insacco del *piping* è il gradiente critico. Il peso specifico del terreno, il diametro, la forma dei grani, la porosità, la distribuzione granulometrica, l'angolo di attrito interno influenzano, ciascuno in modo più o meno evidente, il gradiente critico.

Il modello presentato da Terzaghi (1939) può essere utilizzato per la descrizione della condizione critica d' insacco del fenomeno, pur essendo stato concepito inizialmente per la modellazione del fenomeno di *heaving*. L'equazione alla base del modello di Terzaghi esprime il gradiente critico i_{crit} come rapporto tra il peso specifico del terreno alleggerito γ' quello del fluido che lo attraversa γ_w :

$$i_{crit} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

Può essere scritta anche come:

$$i_{crit} = \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_w} (1 - n)$$

Dove:

γ_s è il peso specifico del terreno;

n è la porosità del terreno.

Anche se tale approccio è finalizzato alla modellazione del fenomeno dell'*heaving*, viene comunemente utilizzato anche per calcolare i fattori di sicurezza per fenomeni erosivi di *piping*, sebbene la base teorica di questo adattamento delle equazioni di Terzaghi non è stato confermato con esperimenti di laboratorio. Il fenomeno di erosione retrograda è stato definito tale da “sfidare l’approccio teorico” (Richards e Reddy, 2007).

Khilar et al. (1985) presentano, invece la seguente relazione per la determinazione del gradiente critico per il *piping*:

$$i_{crit} = \frac{\tau_{crit}}{2,78\gamma_w} \left(\frac{n}{K} \right)^{0.5}$$

Dove:

n è la porosità del terreno;

γ_w è il peso specifico dell’acqua [dynes/cm³];

K è la conducibilità idraulica [cm/s]

$\tau_{crit,3}$ sono le sollecitazioni critiche di trazione [dynes/cm²]

Tale metodo sfrutta il gradiente critico i_{crit} , funzione degli sforzi di taglio critici, che possono essere determinati utilizzando la relazione di Ojha et al., (2001):

$$\tau_{crit} = cd_{50}$$

Dove:

c è un coefficiente che può essere assunto pari a 10 per terreno incoerente;

d_{50} è il diametro con il 50% di passante del terreno [mm]

τ_{crit} sforzo di taglio critico [g/m²].

Il carico idraulico critico

Sellmeijer (1988) e successivamente Ojha et al., (2001), hanno esaminato il carico idraulico critico per l'innescò del fenomeno del *piping* ritenendo che si verificano condizioni critiche quando la lunghezza della fessura si avvicina a metà della lunghezza della base del rilevato ed il carico idraulico raggiunga il valore critico:

$$H_{crit} = c_1 \frac{\gamma_p}{\gamma_w} \tan \theta (1 - 0.61c_1^{0.42}) L$$

Dove:

γ_p è il peso specifico delle particelle sommerse [kN/m³];

γ_w è il peso specifico dell'acqua [kN/m³];

θ è l'angolo di attrito a riposo [gradi];

L è la lunghezza del percorso di filtrazione [m];

c_1 è il coefficiente dato dalla formula:

$$c_1 = 0.25\pi\eta \left(\frac{2d^3}{kL} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Dove:

η è il coefficiente di trascinamento [-];

L è la lunghezza del percorso di filtrazione [m];

d è il diametro delle particelle [m];

k è la permeabilità intrinseca [m²].

Mentre, in un secondo momento, Weijers e Sellmeijer (1993) per il carico critico hanno suggerito la seguente espressione:

$$H_{crit} = \alpha c_2 \frac{\gamma_p}{\gamma_w} \tan \theta (0.68 - 0.10 \ln c_2) L$$

Dove i termini hanno lo stesso significato della formula precedente e i coefficienti α e c_2 possono essere così calcolati:

$$\alpha = \left(\frac{D}{L}\right)^C$$

$$c_2 = \eta \left(\frac{d_{70}^3}{kL}\right)^{\frac{1}{3}}$$

Con l'esponente C pari a:

$$C = \frac{0.28}{\left(\frac{D}{L}\right)^{0.28} - 1}$$

E' dunque necessario per una più precisa determinazione del gradiente critico esprimere la conducibilità idraulica k con una relazione che non consideri solamente la granulometria del terreno ma anche la sua porosità n , tramite la formula di Kozeny-Carman:

$$k = \frac{n^3}{5S_0^2(1-n)^2}$$

Dove S_0 è la superficie specifica del granello solido che per una sfera di raggio R vale:

$$S_0 = \frac{4\pi R^2}{\frac{4\pi R^3}{3}} = \frac{3}{R}$$

La relazione permette così di valutare l'effetto della porosità sulla stima del carico idraulico critico che produce l'innescò del *piping*.

Considerando il carico critico H_{crit} , la porosità n e le corrispondenti perdite di carico h_f lungo il percorso di filtrazione L , corrisponderà ad una condizione critica di incipiente *piping*, che si innescherà con una velocità critica V_c . Tale velocità può essere espressa in funzione del carico applicando il teorema di Bernoulli e facendo

il bilancio di energia tra un punto posto in corrispondenza della superficie idrica del fiume, con velocità di flusso nulla, pressione atmosferica e carico pari ad H_2 e il punto A dove la pressione è assunta pari a quella atmosferica, il carico è nullo e la velocità di flusso è pari a V_s , (Fig. 5.9):

$$V_s = \sqrt{2g(H_2 - h_f)}$$

Considerando la condizione critica in corrispondenza della quale si ha che, $H_2 = H_{crit}$ si ottiene la relazione che lega la velocità critica al carico critico:

$$V_c = \sqrt{2g(H_{crit} - h_f)}$$

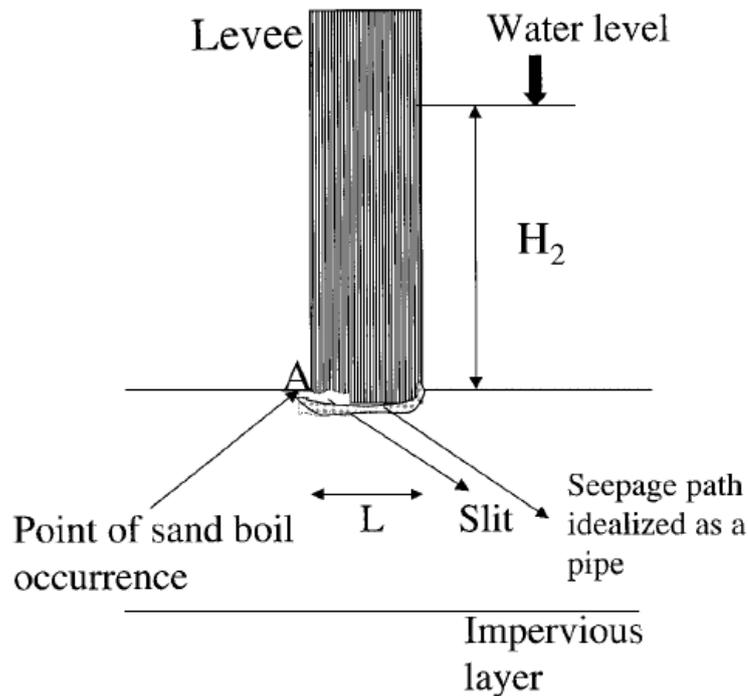


Fig. 5.9 Schematizzazione di un argine fluviale soggetto a *piping* (Ojha et al., 2001).

5.3.3 Il criterio dell'energia cinetica critica

Un approccio innovativo per l'analisi delle criticità indotte dal fenomeno del *piping* è stato elaborato da Richards e Reddy (2008, e 2014) per colmare alcune lacune riguardo la conoscenza del fenomeno dell'erosione retrograda; esso è basato sull'analisi dei parametri fisici che influenzano l'innesco di questa modalità di filtrazione. Richards e Reddy (2012) hanno dimostrato che la velocità di filtrazione è un valido indicatore del comportamento dei moti di filtrazione, realizzando esperimenti con l'utilizzo di una nuova apparecchiatura per l'esecuzione delle prove triassiali, chiamata TTPTA (*True-triaxial piping test apparatus*). I componenti principali del TTPTA sono mostrati in Fig. 5.10.

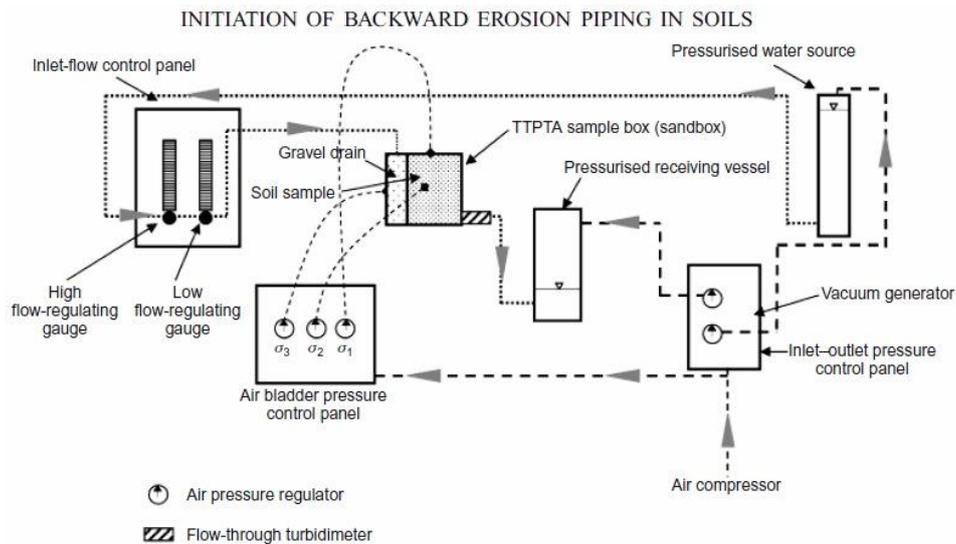


Fig. 5.10 Componenti dell'apparecchiatura TTPTA (*True-triaxial piping test apparatus*), da Richards e Reddy (2014).

Il TTPTA è stato progettato per eseguire esperimenti che consentano il monitoraggio della formazione di una frattura da *piping* nei terreni sottoposti a vari sforzi di confinamento e condizioni di filtrazione. L'apparecchiatura è, infatti, in grado di testare l'avvio del *soffusion* (processo erosivo di erosione retrograda, tipico di terreni internamente instabili) e dell'erosione retrograda, in un ampio

campione di suoli, che siano coesivi o non coesivi. Una componente chiave del TTPTA è la *sandbox*, una cella di carico nella quale i campioni uniformi di terreno sono preventivamente preparati e sottoposti a sollecitazioni. Il terreno è stato consolidato in cella, sotto un desiderato stato tensionale, prima di effettuare il test di filtrazione. La filtrazione è stata avviata dopo che sono state impostate le condizioni pressorie e di gradiente idraulico desiderate in ingresso ed in uscita. I moti di filtrazione indotti vengono controllati imponendo variazioni della velocità di filtrazione. I terreni sottoposti al test sono stati preparati utilizzando sabbia (SP) come base e aggiungendo ad essa del caolino o montmorillonite con concentrazioni del 10% o 20% in peso. Un altro terreno misto è stato preparato mescolando ghiaia con la base di sabbia e il 10% di caolino. Inoltre, sono stati raccolti da vari siti e sono stati sottoposti alle prove quattro diversi terreni (Richards e Reddy, 2012). La metodologia ha consentito la determinazione dei fattori d'influenza del *piping* in terreni coesivi e non coesivi, con particolare attenzione rivolta verso l'erosione retrograda, il fenomeno della *concentrated-leak erosion* e il *suffusion*. La quantità e la tipologia di terreno a granulometria fine influenzano l'inizio di flussi preferenziali e ne determinano la tipologia. La presenza, infatti, di terreno a granulometria fine non plastica provoca una diminuzione della velocità di filtrazione critica necessaria per l'insorgere del *piping*, mentre la presenza di terreno fine plastico aumenta il gradiente critico necessario all'insorgere del fenomeno. L'erosione per perdita concentrata, ad esempio, necessita di velocità di filtrazione in terreni a granulometria fine plastica molto basse, ma di gradienti critici estremamente elevati. Il fenomeno di *suffusion* una volta avviato prosegue sotto forma di erosione retrograda, soprattutto quando avviene in terreni che necessitano di velocità di filtrazione basse, come quelli con percentuali di terreno a granulometria fine non plastica. La nuova metodologia di prova adottata ha condotto alla determinazione di velocità critiche per differenti tipologie di terreni, legate alle caratteristiche del terreno, ovvero alla porosità, allo stato tensionale

agente, ovvero alla pressione interstiziale, alla distribuzione degli sforzi principali, alla altezza piezometrica e alle caratteristiche del moto.

Il TTPTA fornisce la velocità critica, ovvero la velocità di filtrazione che provoca l'innescò del *piping* con una deviazione standard di circa il 10%. Si è constatato che la conducibilità idraulica può cambiare le sollecitazioni idrauliche corrispondenti che provocano lo stato critico in cui avviene l'innescò del fenomeno. La velocità di filtrazione è calcolata come rapporto tra la portata critica, misurata 5 secondi prima e 5 secondi dopo l'inizio del *piping* e mediata su tale intervallo e l'area effettiva di passaggio:

$$v_s = \frac{q}{A_v} = \frac{vA}{A_v} = \frac{vA}{nA} = \frac{v}{n}$$

Dove:

v_s è la velocità di filtrazione intergranulare [m/s];

q è la portata [m³/s];

v è la velocità di flusso Darciana [m/s];

A è l'area totale della sezione trasversale al flusso [m²],

n è la porosità;

A_v è l'area trasversale, dei vuoti, effettiva, di passaggio [m²], pari alla porosità moltiplicata per l'area della sezione trasversale totale di flusso.

I risultati delle prove hanno mostrato una relazione tra lo sforzo al contorno e la velocità critica di filtrazione. Tuttavia solo la tensione principale massima sembra influenzare il *piping* nei terreni a bassa plasticità. La velocità critica di filtrazione aumenta, infatti, all'aumentare della sollecitazione principale massima, provocando un effetto stabilizzante contro l'innescò del *piping*. Nessuna relazione sistematica è stata, invece, trovata tra velocità critica e gli sforzi principali medio e minimo. I test sono stati condotti anche per valutare l'effetto della direzione dei moti di filtrazione e il grado di compattazione del terreno. La velocità critica risulta sostanzialmente inferiore quando la direzione di filtrazione è ad un'inclinazione

inferiore all'orizzontale, mentre un grado di compattazione maggiore provoca un aumento della velocità critica necessaria per l'innescamento dei moti di filtrazione.

Nel complesso, questo studio (Richards e Reddy, 2012) ha dimostrato che la percentuale di terreno fine e l'indice di plasticità di tale percentuale giocano un ruolo fondamentale sulle modalità di innescamento del fenomeno del *piping*. Questo evidenzia l'importanza di valutare attentamente la tipologia di terreno da utilizzare per la progettazione e la costruzione di un rilevato, nonché per le verifiche di stabilità da eseguire sui rilevati esistenti, per evitare che si verifichino tali moti di filtrazione estremamente pericolosi.

Per approfondire meglio il legame che intercorre tra velocità critica e l'innescamento del *piping* è necessario comprendere il rapporto tra le forze interparticellari e le sollecitazioni di taglio critiche agenti. Sharma et al. (1992) hanno dimostrato che le particelle che vengono erose dal flusso non subiscono uno scorrimento puro, ma rotolano sotto l'azione delle forze idrodinamiche. L'equazione proposta da Fernandez (1974) per descrivere l'equilibrio prima dell'inizio dell'erosione tra la forza del legame interparticellare e la forza di trascinamento trasmessa alla superficie delle particelle dagli sforzi di taglio dovuti alla filtrazione è la seguente:

$$F = \beta \left(\frac{R^3}{a} \right) \tau_c$$

Dove:

F è la forza del legame interparticellare [N];

R è il raggio della particella considerata sferica [m];

β è un coefficiente di proporzionalità adimensionale pari a 44.84;

a è il raggio della superficie di contatto delle particelle [m];

τ_c è la tensione tangenziale critica [kPa].

L'equazione trascura qualsiasi forza di sollevamento, il che è appropriato se si considera il flusso tangenziale sufficientemente lento e viscoso in un mezzo poroso statisticamente eterogeneo.

Il termine β nell'equazione di cui sopra è una combinazione di termini adimensionali che sono stati ricavati per la stima della forza tangenziale trasferita ad una particella dal flusso e per l'applicazione della forza risultante su una particella rotolante.

Aspetto fondamentale è comprendere anche quale sia la sollecitazione idraulica di taglio critico ovvero lo sforzo di taglio indotto dal flusso per il quale la particella inizialmente in equilibrio comincia a rotolare. Richards e Reddy analizzando il fenomeno del *piping* hanno considerato lo sforzo di taglio critico uguale alla sollecitazione tangenziale agente sul contorno nel mezzo poroso e la velocità tangenziale che induce il distacco della prima particella solida dal terreno viene assunta pari alla velocità tangenziale di filtrazione. La relazione tra la velocità tangenziale di filtrazione e lo sforzo tangenziale idraulico agente sull'interfaccia suolo-fluido può essere espressa con la seguente formula (Shields 1936):

$$\tau = \rho_f v^2$$

Dove:

τ è la sollecitazione idraulica di taglio [Pa];

ρ_f è la densità del fluido [kg/m³];

v è la velocità tangenziale di filtrazione [m/s].

Combinando le due equazioni sopra descritte si può notare che la forza del legame interparticellare F è direttamente proporzionale al quadrato della velocità di filtrazione critica. Si ottiene, infatti (Richards e Reddy, 2014):

$$F = \beta \left(\frac{R^3}{a} \right) \rho_f v_c^2$$

Dove v_c è la velocità di filtrazione critica [m/s].

La massa delle particelle di terreno è proporzionale al cubo del suo raggio (supponendo particelle sferiche), e può essere scritta come:

$$M_p = \rho_p \left(\frac{4}{3} \right) \pi R^3$$

Dove:

M_p è la massa della particella [kg];

ρ_p è la densità della particella [kg/m³];

R è il raggio della particella [m].

Combinando le ultime due equazioni l'equilibrio limite diventa:

$$\left(\frac{2\pi}{3} \right) \left(\frac{a}{\beta} \right) F = \left(\frac{1}{2} \right) \left(\frac{\rho_f}{\rho_p} \right) M_p v_c^2$$

Sulla base della suddetta equazione, le forze interparticellari allo stato limite eguagliano e vengono immediatamente superate dalle forze idrauliche che sono direttamente proporzionali al quadrato della velocità critica.

La legge di conservazione di energia può essere ulteriormente utilizzata per valutare i movimenti delle particelle durante l'inizio dell'erosione. È richiesta energia per mettere in movimento le particelle di terreno. Trascurando possibili variazioni termiche dovute all'attrito, secondo la legge di Bernoulli, vi sono tre differenti tipi di energia che contribuiscono all'erosione in un mezzo poroso:

$$E_{tot} = E_i + E_v + E_p$$

Dove:

E_{tot} è l'energia idraulica totale [J];

E_i è il contributo energetico dovuto al gradiente idraulico [J];

E_v è l'energia dovuta alla velocità filtrazione [J];

E_p è l'energia pressoria [J].

In termini generali, l'equazione di Bernoulli è espressa come:

$$\rho g h + \frac{1}{2} \rho v^2 + p = \text{cost}$$

Nei mezzi porosi, l'energia totale del sistema comprende l'energia sia della fase solida sia di quella liquida. Quindi, se vi è un aumento di energia cinetica nella fase solida, ad esempio quando una particella si distacca, la somma delle altre componenti energetiche deve diminuire di un'uguale quantità per mantenere costante l'energia totale del sistema.

L'equazione di equilibrio limite non include termini funzione della pressione o dell'elevazione, ma è strettamente legata alla velocità di filtrazione, alla massa delle particelle, e al rapporto tra la densità del fluido e quella delle particelle. Un aumento della velocità di filtrazione quando ci si trova in corrispondenza dell'equilibrio limite è necessaria per vincere le forze interparticellari ed avviare il meccanismo di erosione delle particelle discusso.

Per un volume unitario di mezzo poroso, che contiene il volume di una particella e lo spazio saturo circostante, l'equazione può essere riscritta in termini di energia cinetica della fase fluida nel seguente modo:

$$e \left(\frac{2\pi}{3} \right) \left(\frac{a}{\beta} \right) F = \left(\frac{1}{2} \right) M_f v_c^2 = E_{k,crit}$$

Dove:

e è l'indice dei vuoti [-];

M_f è la massa del fluido [kg].

Il termine di destra rappresenta l'energia cinetica di filtrazione critica di incipiente erosione per *piping*. Il valore di tale energia è, dunque, proporzionale alla forza del legame interparticellare F e dipende dalle caratteristiche del suolo, quali l'indice dei vuoti, dai grani e dalla granulometria. Questi parametri variano da suolo a suolo, quindi l'energia cinetica critica è strettamente legata alla tipologia di terreno.

Per un volume unitario di suolo (1 m^3), la massa di fluido è uguale alla porosità del terreno moltiplicata per la densità dell'acqua (998 kg/m^3 a temperatura ambiente).

Considerando ciò e sostituendo alla velocità di filtrazione la velocità Darciana si può riscrivere l'equazione nel seguente modo:

$$E_k = \left(\frac{1}{2}\right)M_f v_v^2 = \left(\frac{1}{2}\right)(998n) \frac{v^2}{n^2} = 499 \frac{v^2}{n}$$

Se si sostituisce a v la velocità Darciana critica si otterrà l'energia cinetica critica espressa in funzione della sola porosità e della velocità Darciana critica.

5.3.4 Determinazione del coefficiente di sicurezza

Nell'analisi condotta nella presente tesi verranno utilizzati differenti approcci per la determinazione dei coefficienti di sicurezza per un argine interessato dal fenomeno del *piping*.

E' possibile utilizzare il criterio dell'energia cinetica critica per la determinazione di un fattore di sicurezza espresso come il rapporto tra l'energia cinetica critica $E_{k,crit}$ e l'energia cinetica agente (calcolata nei nodi del nostro modello arginale)

$E_{k,available}$ (Richards e Reddy, 2014):

$$FS = \frac{E_{k,crit}}{E_{k,available}}$$

Richards e Reddy (2014) hanno riscontrato che il metodo basato sull'energia cinetica non è propriamente adattabile per i suoli con percentuali maggiori del 10% di terreno a granulometria fine con indice plastico superiore a 7. Come spiegato da Richards e Reddy (2012), infatti, c'è differenza di comportamento per erosione interna tra terreni non coesivi e suoli coesivi. Pertanto per terreni con indice di plasticità superiore a 7 è consigliabile un differente approccio. Il fattore di sicurezza per questa tipologia di terreni può essere valutato in termini di sforzi idraulici di taglio (Richards e Reddy, 2014):

$$FS = \frac{\tau_{crit}}{\tau_{available}}$$

Dove:

τ_{crit} è lo sforzo tangenziale critico [kPa];

$\tau_{available}$ è lo sforzo tangenziale presente in una perdita concentrato [kPa].

La sollecitazione di taglio agente, invece, può essere espressa come:

$$\tau_{available} = \gamma_w h_p i$$

Dove:

γ_w è il peso specifico dell'acqua [kN/m³];

h_p è il carico pressorio [m];

i è il gradiente idraulico.

Lo sforzo agente così ottenuto è in [kPa].

Può essere utilizzata la medesima formulazione per la determinazione dello sforzo tangenziale critico sostituendo al posto del gradiente, il gradiente critico con una delle espressioni proposte da Terzaghi (1939) o Khilar et al. (1985).

Il vantaggio del metodo dell'energia critica è che la velocità critica ottenuta dalle prove di laboratorio per i diversi tipi di terreno, può essere utilizzata per la determinazione dell'energia critica e, quindi, dei fattori di sicurezza nei casi reali. E' stato, dunque, applicato al caso di studio per la determinazione delle condizioni di stabilità arginale. In particolare per il calcolo del fattore di sicurezza è stata utilizzato il valore della velocità critica del campione di terreno 1A-20K (Richards and Reddy, 2012) con caratteristiche simili a quelle dei campioni prelevati in sito.

5.4 Il tempo caratteristico di erosione

I modelli numerici più comuni per il *pipeflow* sono basati sulle equazioni di Richards, che vedono la presenza di un tunnel, all' interno del terreno, trattato come un mezzo altamente conduttivo e poroso invece che vuoto.

Considerare il fenomeno di erosione interna nella modellazione è dimostrato essere complicato a causa del progressivo allargamento nel tempo del raggio del tunnel. Il fenomeno del *piping*, come già detto, è considerato come il flusso attraverso un tunnel nel terreno, e tale tunnel di terreno può essere visto come un macro-poro che è stato ingrandito dall'erosione interna, cioè, dove il distacco di particelle e aggregati lungo le pareti del tunnel del terreno vengono trasportate fuori dal rilevato in terra, attraverso il tunnel stesso. L' erosione da *piping*, causa dei principali danni alle opere idrauliche, come riportato in precedenza, comporta la progressiva formazione di un tunnel continuo tra i paramenti opposti delle dighe o degli argini (Bonelli et al., 2007, 2008). Nel campo della geomeccanica, tra i diversi metodi sperimentali sviluppati per la simulazione del processo di erosione da *piping*, vi è l' *Hole Erosion Test* in particolare, riportato nel paragrafo 5.3.1 (Wan e Fell, 2002). L'esperienza acquisita sui diversi tipi di suolo, conferma questo test come strumento per quantificare il grado di erosione da *piping* nel terreno. Il modello di *Hole Erosion Test* (HET) sviluppato da Bonelli et al. (2006) serve ad interpretare l'erosione in un tunnel o una cavità interni ad opere o rilevati in terra. Questo modello proposto ha dimostrato di essere conforme ai dati sperimentali ottenuti con l'HET su diversi terreni con una vasta gamma di coefficienti di erodibilità e sollecitazioni critiche di taglio.

Lo studio condotto da Bonelli et al. (2007) riguarda il processo di allargamento di una fessura, che porta ad un processo di erosione del tunnel fino al collasso del rilevato. Ciò che quindi può essere difficile da prevedere, ma fondamentale per intervenire nella realtà, è la stima del tempo di collasso nel momento in cui si sospetta si stia verificando, o è già rilevata in sito, l'erosione da *piping*. Ciò può

verificarsi in opere idrauliche in cui la formazione e la progressione continua di un tunnel, passante tra il lato di monte e quello di valle ovvero tra lato campagna e lato fiume, comporta un'instabilità. Per essere in grado di sviluppare piani di emergenza efficaci per prevenire pesanti perdite e danni, è necessario avere un tempo caratteristico da usare come parametro base. Lo scopo dello studio proposto da Bonelli è quello di elaborare un modello utile per stimare il tempo caratteristico di arrivo al crollo.

Gli autori Bonelli et al. (2006) partendo dalle equazioni di massa, propongono due parametri fondamentali della legge dell'erosione da filtrazione. Il primo parametro è la tensione tangenziale critica, il secondo è il tempo caratteristico d'erosione, che è una funzione del gradiente idraulico iniziale e del coefficiente di erosione (o erodibilità). La validità di tale legge è confermata dal confronto con i dati sperimentali. E' possibile quindi fare una stima del tempo che porta al crollo di opere idrauliche come argini o dighe.

Durante il fenomeno di filtrazione, il flusso allontana le particelle: finché esse sono sufficientemente piccole in confronto al flusso, questo può dirsi un continuum. In questa analisi la sedimentazione e i processi di deposito sono trascurati, e il terreno è considerato saturo. Prendendo Ω per indicare il volume della miscela bifasica e Γ l'interfaccia liquido/terreno, l'equazione di conservazione di massa per la miscela di acqua/particelle e della conservazione di massa delle particelle, nonché l'equazione di equilibrio del moto della miscela all'interno di Ω , si può scrivere in forma euleriana quanto segue:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \vec{\nabla} \cdot (\rho \vec{u}) = 0,$$

$$\frac{\partial \rho Y}{\partial t} + \vec{\nabla} \cdot (\rho Y \vec{u}) = -\vec{\nabla} \cdot \vec{J},$$

$$\frac{\partial \rho \vec{u}}{\partial t} + \vec{\nabla} \cdot (\rho \vec{u} \times \vec{u}) = -\vec{\nabla} \cdot \sigma$$

In queste equazioni, ρ è la densità della miscela, a seconda della frazione Y di particelle di terreno, \bar{u} è la velocità media, \bar{J} è la diffusione di massa del flusso delle particelle, e σ è il tensore degli sforzi di Cauchy nella miscela. Dato il processo di erosione, il flusso di massa attraversa l'interfaccia Γ , considerando \bar{n} per indicare il vettore normale unitario di Γ orientato verso l'esterno, e v_Γ per indicare il vettore normale della velocità di Γ . Le equazioni su Γ valgono:

$$\begin{aligned}\|\rho(\vec{v}_\Gamma - \bar{u}) \cdot \bar{n}\| &= 0, \\ \|\rho Y(\vec{v}_\Gamma - \bar{u}) \cdot \bar{n}\| &= \|\bar{J} \cdot \bar{n}\|, \\ \|\rho \bar{u}(\vec{v}_\Gamma - \bar{u}) \cdot \bar{n}\| &= \|\sigma \cdot \bar{n}\|.\end{aligned}$$

In generale le equazioni che governano il flusso totale di materiale eroso lungo una superficie di contatto suolo-fluido dovuta a un flusso tangenziale sono spesso scritte sotto forma di leggi soglia come:

$$\dot{m} = \begin{cases} k_{er} (|\tau_w| - \tau_c) \rightarrow |\tau_w| > \tau_c \\ 0 \rightarrow |\tau_w| < \tau_c \end{cases}$$

Dove:

\dot{m} è il flusso totale di massa, costituito da fluido e da materiale eroso [$\text{kg}\cdot\text{s}^{-1}\cdot\text{m}^{-2}$];

τ_w è lo sforzo tangenziale agente lungo l'interfaccia [$\text{N}\cdot\text{m}^{-2}$];

τ_c è lo sforzo critico [$\text{N}\cdot\text{m}^{-2}$];

k_{er} è il coefficiente di erosione [$\text{s}\cdot\text{m}^{-1}$]

Lo sforzo di taglio tangenziale all'interfaccia è definito come segue:

$$|\tau_w| = \sqrt{(\sigma \cdot \bar{n})^2 - (\bar{n} \cdot \sigma \cdot \bar{n})^2}_w$$

Questo set completo di equazioni è stato precedentemente usato per studiare varie situazioni che coinvolgono lo strato limite e la superficie libera su un terreno erodibile (Brivois, 2005). L'uso di queste equazioni è stata estesa allo studio di erosione da *piping* (Bonelli et al., 2006), introducendo l'integrazione spaziale su un cilindro Ω con raggio R (con valore iniziale pari R_0).

La velocità di riferimento iniziale è $V = Q_0/\pi R_0^2$, dove Q_0 è il flusso iniziale. Il tempo di flusso è $t_0 = R_0/V_0$. La pressione è $P = R(p_{in} - p_{fin})/(2L)$, dove il valore iniziale di pressione vale P_0 , le p_{in} e p_{out} sono le pressioni di ingresso e uscita, rispettivamente ($p_{in} > p_{fin}$), e L indica la lunghezza caratteristica geometrica del sistema. $V_{er} = k_{er}P_0/\rho_s$ indica la velocità di riferimento di erosione. Il tempo di erosione corrisponde a $t_{er} = R_0/V_{er}$ ed il flusso totale di volume di materiale eroso è pari a: $Q_{er} = 2\pi R_0 L V_{er}$.

Il rapporto tra il flusso di materiale eroso e il flusso iniziale è espresso dall'espressione: $Q_{er}/Q_0 = 2LV_{er}/(R_0V_0)$.

La frazione di volume di riferimento è definita da $c_0 = (1-n) Q_{er}/Q_0$ dove n è la porosità del suolo. E infine, si definisce $\tilde{k}_{er} = k_{er}V_0$ come coefficiente cinematico di erosione. Si tratta di due numeri chiave adimensionali.

Nel caso in cui $c_0 \ll (1-n)$, la quantità di materiale eroso è molto più bassa rispetto all'acqua allontanata ne consegue che il flusso di erosione è trascurabile rispetto al flusso iniziale ($Q_{er} \ll Q_0$). In questo caso, il fluido è in sospensione, e la frazione di volume di materiale eroso non influenza il sistema. Questo caso si verifica quando la cavità del tunnel non è troppo estesa ($L \ll R_0 (k_{er} - 1)$).

Se $\tilde{k}_{er} \ll 1$, la scala dei tempi del flusso è inferiore alla scala dei tempi di erosione ($T_0 \ll t_{er}$), e la velocità di erosione è molto più piccola della velocità di flusso ($V_{er} \ll V_0$). Poiché l'erosione superficiale è un processo lento, l'erosione si evolve in una scala molto più lunga rispetto alla scala del flusso. Il flusso può essere considerato come quasi statico e i termini inerziali possono essere trascurati.

Per risolvere le equazioni, si introducono le variabili adimensionali:

$$\tilde{t} = \frac{t}{t_{er}}, \tilde{R} = \frac{R}{R_{er}}, \tilde{V} = \frac{V}{V_0}, \tilde{P} = \frac{P}{P_0}, \tilde{Q} = \frac{Q}{Q_0}, \tilde{\tau}_c = \frac{\tau_c}{P_0}$$

In condizione di sospensione diluita ($L \ll R_0 (k_{er} - 1)$) e condizione $k_{er} \ll 1$, le equazioni ottenute si semplificano notevolmente. La velocità e il flusso sono correlate alla

pressione e il raggio è espresso secondo le seguenti relazioni: $\tilde{R}\tilde{P} = \tilde{V}^2$ e $\tilde{R}^5\tilde{P} = \tilde{Q}^2$.

Si considera un gradino unitario di pressione $\tilde{P}(\tilde{t}) = 0$ se $\tilde{t} < 0$, mentre vale 1 se $\tilde{t} > 0$. La soluzione in forma chiusa del sistema ottenuto è interamente data dalla seguente evoluzione del raggio del tunnel:

$$\tilde{R}(\tilde{t}) = \begin{cases} 1 \rightarrow \tilde{t} \leq 0 \vee \tilde{\tau}_c > 1 \\ \tilde{\tau}_c(1 - \tilde{\tau}_c)\exp(\tilde{t}) \rightarrow \tilde{t} > 0 \vee \tilde{\tau}_c < 1 \end{cases}$$

Questo importante risultato ha conseguenze di vasta portata pratica; può essere utilizzato per adattare dati sperimentali, esprimendo la variazione del raggio $\tilde{R} - \tilde{\tau}_c$ in funzione del tempo $\tilde{t} + \ln(1 - \tilde{\tau}_c)$, e rende possibile una descrizione univoca dell'erosione interna di suoli differenti, in tunnel di vario diametro.

Lo sviluppo del fenomeno prosegue erodendo progressivamente le particelle di terreno lungo l'interfaccia e provocando così un aumento del raggio del tunnel di flusso, fino a raggiungere un raggio critico che può essere espresso utilizzando la formula ottenuta dal modello tridimensionale sviluppato da Alamdari et al. (2013):

$$R_{crit} = \frac{2c}{\rho(\tan\phi + 2)} + \frac{\tan\phi}{(\tan\phi + 2)}(H_{dam} - H_p)$$

Dove:

c è la coesione del terreno [kPa];

ϕ è l'angolo di attrito del terreno;

ρ è la densità del terreno [kg/m³];

H_{dam} è l'elevazione del rilevato [m];

H_p è l'elevazione dell'asse del cunicolo [m].

La determinazione del raggio critico è utile per determinare quando lo sviluppo del fenomeno raggiunge la condizione di collasso dell'argine, ma volendo prevedere l'innescio del fenomeno, ovvero l'incipiente erosione del terreno è necessario fare riferimento alle leggi che governano il fenomeno e analizzare i fattori scatenanti.

5.4.1 Applicazioni sperimentali

Per simulare il processo di erosione interna in un tunnel è stato implementato il test sperimentale di erosione da *piping*, per un campione di terreno attraversato da un flusso lungo un tunnel preesistente (Bonelli et al., 2006). I risultati del test sono in termini di portata in funzione del tempo per variazioni costanti di pressione. Pertanto, la portata è una misura indiretta della velocità di erosione. Nel lavoro di Bonelli (2007) si è fatto un confronto tra la legge di erosione e i dati sperimentali pubblicati in precedenza da Wan e Fell (2002). Le analisi effettuate consistono in più prove, utilizzando campioni diversi di terreno. I dati sperimentali confermano la validità della legge. E' noto infatti che diversi terreni vengono erosi a velocità differente. Tuttavia, il rapporto tra i parametri dell'erosione (τ_c , k_{er}) e le proprietà geotecniche e chimiche dei suoli restano sconosciuti (Wan e Fell, 2002) e sarebbe raccomandabile utilizzare il test d'erosione, per valutare i parametri d'erosione, su più campioni di terreno.

Questa metodologia può essere utile per comprendere come il grado di erosione abbia un'influenza significativa sul tempo di progressione del tunnel e l'induzione al totale crollo di un argine in terra o di una diga; fornendo un'indicazione della quantità di tempo disponibile per avvertire la popolazione a rischio. Essa ha importanti implicazioni per la gestione della emergenza. Una volta quindi che il processo di erosione è avviato l'erosione progredisce formando un tunnel continuo. La velocità con cui questo tunnel si ingrandisce dipende dal gradiente idraulico e dall'erodibilità del suolo, misurata dal coefficiente di erosione k_{er} . L'allargamento massimo del tunnel, come più volte detto, può indurre ad un cedimento e collasso della colonna di terreno situato al di sopra di esso.

Il problema principale della sperimentazione e modellazione è quindi indirizzato a comprendere qual è il tempo per la progressione ed allargamento del tunnel fino al crollo completo della parte sovrastante il tunnel.

Il tempo di erosione del tunnel può essere scritto come:

$$t_{er} = \frac{2\gamma_s L}{k_{er} g \gamma_w \Delta H_w}$$

in cui k_{er} è il coefficiente di erosione, γ_s e γ_w sono il peso specifico del suolo e dell'acqua, ΔH_w la differenza di carico, L la lunghezza del tunnel, e g la costante gravitazionale. Si suppone che la tensione tangenziale critica τ_c e il coefficiente di erosione k_{er} siano noti, con prove preliminari di laboratorio e si conosca il raggio massimo di collasso $R_{collasso}$ del tunnel nel corpo del rilevato prima del crollo della parte sommitale al tunnel. Uno schema dell'evoluzione nel tempo del raggio del tunnel dalla comparsa del fenomeno di erosione sino al collasso e rottura dell'argine è rappresentato in Fig. 5.11 (Bonelli et al. 2007).

Il processo di erosione interna inizia con il raggio iniziale R_0 . Le testimonianze oculari possono essere in grado di fornire una stima del flusso di uscita, così come una stima del raggio del foro effettivo R_d sul paramento. La legge di scala di erosione interna ci dà la seguente stima del tempo residuo per il collasso Δt_u :

$$\Delta t_u \approx t_{er} \ln \left(\frac{R_{collasso} - R_{\min}}{R_d - R_{\min}} \right),$$

$$R_{\min} = \frac{2L\tau_c}{\gamma_w \Delta H_w}$$

Un'applicazione al caso del crollo della diga Teton (Bonelli, 2007), sull'omonimo fiume nello stato dell'Idaho (Stati Uniti), stima approssimativamente il tempo rimanente al collasso posto a confronto con le testimonianze oculari e l'osservazione dell'apertura del varco. La diga, crollata durante il suo primo riempimento il 5 giugno 1976, è stata la più alta diga in materiale sciolto crollata catastroficamente in tutta la storia delle costruzioni di dighe in terra (Penman, 1987).

La differenza di carico e la lunghezza del tunnel sono state approssimativamente stimate pari a: $\Delta H_w \approx 30$ m e $L \approx 100$ m. Prove di laboratorio hanno restituito un

valore di tensione critica di 20 Pa e il coefficiente di erosione k_{er} pari a 10^{-3} s/m (Wan e Fell, 2002). Ponendo $R_{min} \approx 13$ cm e $R_{collapse} = 2H/3$ dove $H \approx 90$ m è l'altezza della diga in questione (Bonelli, 2007).

Testimoni oculari hanno notato una fuoriuscita d'acqua che scorreva dal foro prima delle 9:30 AM. Si stima il corrispondente diametro del foro pari a $2R_d \approx 50$ cm. La stima del tempo rimanente tra le osservazioni del foro da parte di testimoni oculari e l'apertura della breccia è di circa 2:30 ore. Questo risultato è concorde con la realtà: testimonianze riportano che alle 11.20 del mattino il foro eroso nella diga era grande a tal punto che i bulldozer inviati a riempire il buco affondavano, e verso le 11:55 del mattino il coronamento della diga era completamente crollato e trasportato via dalla corrente. Il coefficiente di erosione k_{er} può servire come indicatore del tempo rimanente alla rottura: un valore di 10^{-4} s/m avrebbe portato ad esempio ad un tempo residuo di 20 ore.

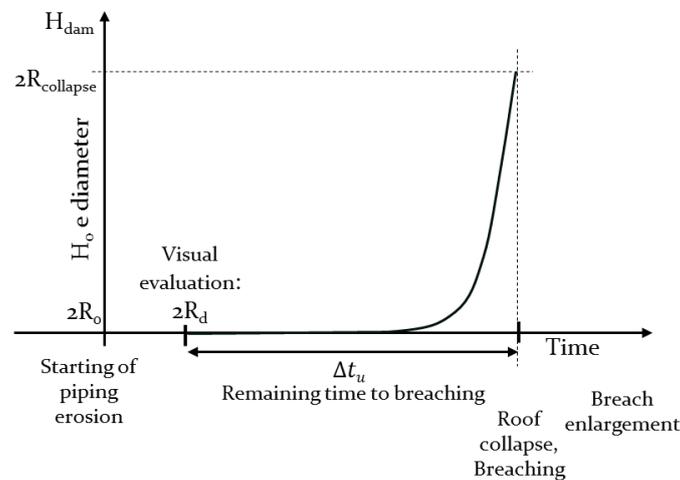


Fig. 5.11 Evoluzione de tempo rimanente alla rottura dell'argine usando la legge scala proposta da Bonelli et al., 2007.

Allo stesso modo si è applicato il modello di Bonelli et al. (2007, 2008) per il calcolo del tempo di erosione e del tempo rimanente al collasso per l'argine del

Fiume Secchia, dalla comparsa del foro a campagna al crollo arginale, in base ai dati a disposizione e alle testimonianze oculari (Cap. 9).

L'hole erosion test sembra essere un mezzo efficace e semplice per quantificare il grado di erosione in presenza di cavità all'interno di rilevati. La legge ottenuta per interpretare i risultati del test fornisce una stima del tempo rimanente al crollo di opere idrauliche (rilevati in terra o dighe) quando si verifica una erosione da *piping*, dando un'indicazione della quantità di tempo disponibile per l'evacuazione. Tuttavia, sono necessarie due condizioni ovvero l'immediato rilevamento visivo del foro, e indagini e prove di laboratorio preliminari su campioni prelevati in prossimità del sito dove si produrrebbe il crollo causato dal *piping*.

6 Caso di studio rotta F. Secchia: modellazione numerica tramite Femwater

La modellazione matematica tramite software è finalizzata allo studio dei moti di filtrazione all'interno del rilevato arginale causati dalla presenza di vie preferenziali in concomitanza di eventi di piena del fiume Secchia. Con queste simulazioni si vuole indagare quali conseguenze comporta l'esistenza del percorso preferenziale nel corso dell'evento di piena considerato.

6.1 L'argine modellato tramite il codice Femwater

6.1.1 La Mesh di calcolo: geometria e stratigrafia del modello

La geometria dell'argine descritta nel capitolo 4 (Paragrafo 4.2.3) è stata rappresentata tramite il Femwater (Lin et al., 1997) attraverso una maglia tridimensionale ad elementi finiti tetraedrici che comprende tutto il dominio da modellare. Le coordinate della sagoma arginale, ottenuti mediante rilievo laser scanner, sono state assegnate ai nodi della maglia come dati di ingresso per il modello Femwater. Tali punti vengono inseriti automaticamente nel modello nel piano xy. Le maglie triangolari della Mesh 2D creata a seguito dell'inserimento di poligoni tra gli archi costruiti con i nodi scelti, sono circa a passo costante. La Mesh 3D rappresenta gli strati dell'argine e fondazione che vogliamo modellare ottenendo così un solido costituito da elementi tetraedrici avente la geometria desiderata. Per rappresentare il solido tridimensionale in esame è stato necessario ruotarlo. La faccia appartenente al piano xy è stata ribaltata sul piano xz, mentre i layer che prima si innalzavano in direzione z, sono stati disposti lungo l'asse y. Per ottenere questa trasformazione sono state invertite all'interno del file .3dm, file che contiene le informazioni relative alla geometria del reticolo di calcolo costituenti il modello, le colonne delle Y e quella delle Z dei nodi della Mesh. I nodi della Mesh così orientata sono stati rinumerati.

A seguito dell'inversione delle colonne nel file .3dm il programma non consente di procedere con nuove simulazioni sulla nuova geometria poiché il volume dei tetraedri con le nuove coordinate dei nodi risulta negativo.

Lo strumento geometrico che consente di capire se il volume di un tetraedro è positivo o negativo è la sequenza dei punti nello spazio che costituiscono l'elemento. Data una quaterna di punti a, b, c, d , il volume del tetraedro che essi formano è il modulo di V_s definito come:

$$V_s = \frac{1}{6} \begin{vmatrix} a_x & a_y & a_z & 1 \\ b_x & b_y & b_z & 1 \\ c_x & c_y & c_z & 1 \\ d_x & d_y & d_z & 1 \end{vmatrix}$$

Prendendo il piano formato dai punti non allineati a, b, c ; V_s è positivo quando la sequenza di punti nello spazio a, b, c è letta in senso orario quando è vista dal lato opposto del piano rispetto a d .

In Fig. 6.1, ad esempio, il volume V_s della quaterna a, b, c, e , sarà positivo, mentre il volume di a, b, c, d , sarà negativo. L'ordine con il quale vengono considerati i punti è fondamentale.

Nel caso in esame modificando l'orientamento del solido la lettura della sequenza dei nodi che costituiscono i singoli elementi tetraedrici eseguita dal programma di calcolo fornisce volumi negativi e non consente di eseguire simulazioni. Per poter ripristinare la sequenza di lettura corretta che consenta di ottenere volumi tetraedrici di segno positivo è stato necessario invertire nel file .3dm anche la terza e quarta colonna contenente i nodi di ciascun elemento costituente la Mesh 3D.

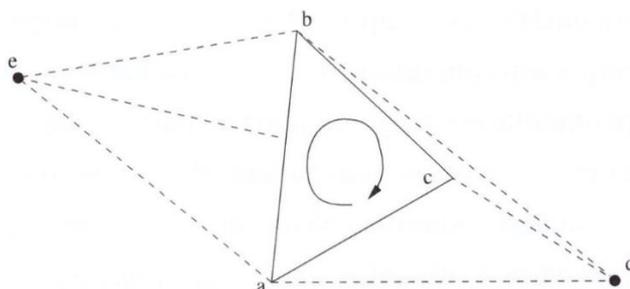


Fig. 6.1 Punti costituenti due elementi tetraedrici: il volume dei punti a, b, c, e , è positivo, mentre il volume di a, b, c, d è negativo.

La geometria del rilevato è ottenuta mediante rilievo laser scanner e considera un volume che si estende in direzione lungo la progressiva orizzontale per 55.68 m circa (ortogonale al corso del fiume) e in direzione ortogonale ad essa per 9 m mentre per quanto riguarda la quota z è si è deciso di raggiungere la profondità di 16 m (da circa 37 m s.l.m. a 21 m s.l.m.) dalla sommità arginale, corrispondente ad una profondità di circa 10 m dal piano campagna e di circa 5 m dal fondo del letto fiume.

La sezione trasversale si è ipotizzata di forma costante per tutta la sua estensione. La larghezza di 9 m è sufficiente a modellare il rilevato e il percorso preferenziale quale la tana che attraversa il rilevato (la tana ha dimensioni del diametro inferiori al mezzo metro). Per modellare al meglio l'andamento di tale percorso e per avere informazioni dettagliate sulle variabili di interesse calcolate nei nodi si è effettuato un raffittimento degli elementi della Mesh nella zona nella quale si desidera inserire il percorso preferenziale che simula la presenza di una galleria scavata da animali.

Questa operazione è stata ripetuta nella stessa zona interessata dal precedente raffittimento, ma in un'area più circoscritta per ottenere una fitta maglia di calcolo localizzata solo dove strettamente necessario, evitando così di appesantire il modello che rischierebbe dei tempi di elaborazione e tempi di calcolo eccessivamente lunghi. La fondazione invece presenta una mesh meno fitta vista l'esigenza di simulare più dettagliatamente i flussi all'interno del rilevato soprattutto nei tratti interessati dalla tana. La Mesh di calcolo (Figg. 6.2, 6.3 e 6.4) così ottenuta è costituita da 78,211 elementi e da 13,889 nodi di calcolo.

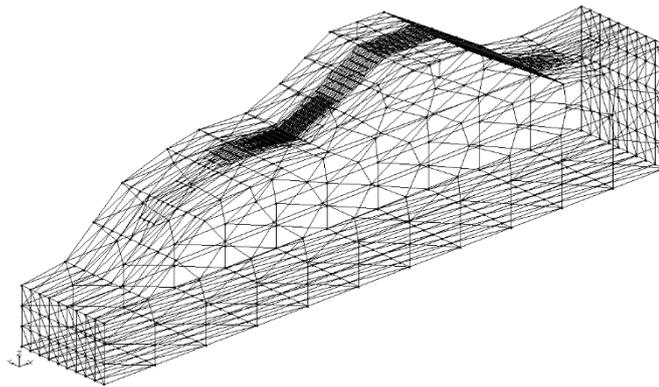


Fig. 6.2 Mesh di calcolo tridimensionale in cui si osservano gli elementi che la costituiscono e i diversi raffittimenti.

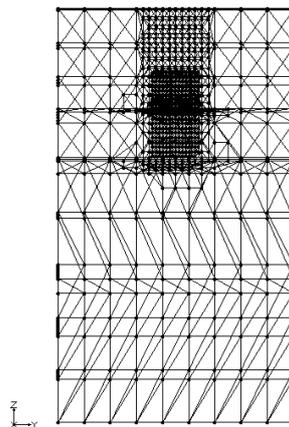


Fig. 6.3 Prospetto yz della Mesh di calcolo.

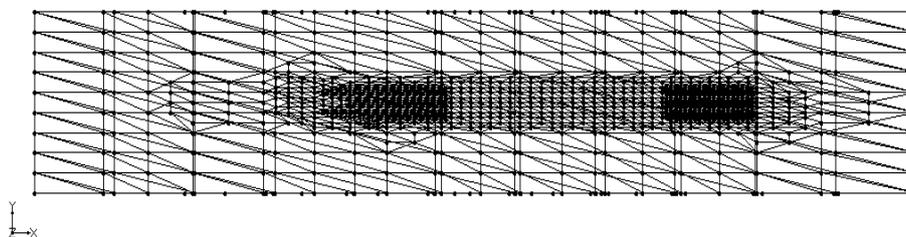


Fig. 6.4 Prospetto xy della Mesh di calcolo.

Successivamente alla costruzione della geometria del reticolo, si è proceduto all'inserimento delle caratteristiche dei materiali costituenti la Mesh di calcolo. Dall'analisi risultante dalle prove eseguite in sito, delle quali si è trattato dettagliatamente nel paragrafo precedente (Capitolo 4 Paragrafo 4.2.3), si è desunta la stratigrafia del modello che si è deciso di schematizzare con una sovrapposizione di 2 strati di terreno aventi le caratteristiche rappresentate in Tabella 4.5 (Capitolo 4 Paragrafo 4.2.3).

Per la descrizione della zona insatura del terreno arginale costituito prevalentemente, da medio-impasto (*loam*), sono stati utilizzati i parametri medi delle curve di Van Genuchten (1980) desunti dai campioni analizzati e prelevati in una sezione poco a valle del rilevato arginale oggetto della rotta. Mentre per la fondazione, la quale durante la piena che ha generato la rotta, è per gran parte del tempo, quasi completamente satura, vengono impiegati i parametri della curva di Van Genuchten relativa al campione analizzato e prelevato più in profondità che corrisponde ad un medio impasto limoso (*silt loam*).

La Fig. 6.5 mostra il modello ottenuto dopo aver inserito la geometria dell'argine del fiume Secchia in corrispondenza della rottura e dopo aver assegnato ai singoli strati le relative proprietà.

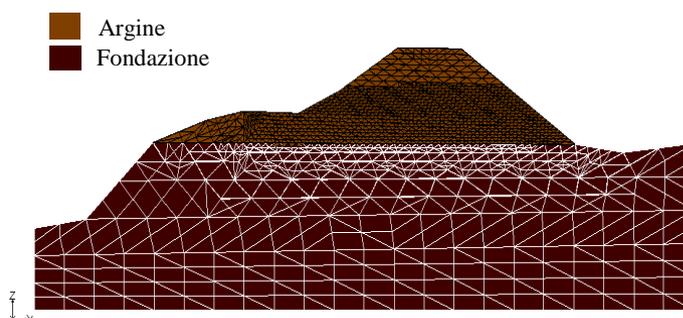


Fig. 6.5 Elementi tetraedrici della Mesh di calcolo con assegnata geometria e materiali.

A tale scopo sono stati realizzati due modelli: uno in cui è presente una via preferenziale, ovvero la rappresentazione della galleria, mentre l'altro non presenta vie di flusso preferenziali.

Volendo rappresentare il percorso di una tana, è fondamentale definire a quale animale potrebbe appartenere. Analizzando la fauna presente in loco e dalle testimonianze raccolte potrebbe trattarsi di nutrie (*Myocastor coypus*) o più verosimilmente di tassi (*Meles meles*), (Linneaus, 1958).

Come si è approfondito nel Capitolo 9 gli animali sopraccitati presentano diverse modalità di scavo delle loro tane, in sintesi la nutria scava tane ipogee, la maggior parte delle quali presenta un solo cunicolo, ma in condizioni particolari possono essere complesse e ramificate ed estendersi per oltre 15 metri di lunghezza, mentre i tassi amano scavare tane lungo sponde naturali o argini artificiali, meglio se protetti da vegetazione; tali tane sono spesso lontane dall' acqua, articolate e profonde. Le tane, dotate generalmente di due o tre aperture, con al loro interno numerose gallerie, vengono ingrandite via via dalle generazioni successive di tassi che vi abitano. Varia nella dimensione, da 1 a più camere sotterranee, nell'estensione dei tunnel, da 2 a 300 m circa, e nel numero di entrate, da 1 a più di 50 (Neal, 1986; Roper, 1992b). La grandezza della tana non è correlata all'ampiezza del gruppo che la occupa (Kruuk, 1978) o al numero di entrate (Neal, 1986), piuttosto è influenzata dall'età (una tana vecchia è stata più volte ampliata), dal tipo di suolo (nei suoli facili da scavare è più estesa), e dall'intensità del disturbo umano (una tana particolarmente disturbata presenta più entrate) (Neal & Cheeseman, 1996). Le entrate hanno raramente un diametro inferiore ai 25 cm (Tavecchia, 1995), tipicamente misurano 30-35 cm fino ad arrivare a 60 cm.

L'impatto che si potrebbe avere, come già riportato, nel caso in cui una tana scavata nell' argine, non chiusa tempestivamente ed intercettata dai livelli idrici durante un evento di piena, è il possibile collasso e cedimento della parte superiore dell'argine su quella sottostante.

Per verificare se effettivamente la presenza di una discontinuità o disomogeneità all'interno del manufatto possa comprometterne il funzionamento dell'argine al punto da causarne il collasso, all'interno del modello arginale è stata quindi inserita la tana, rappresentata da un cunicolo con le caratteristiche geometriche ritenute più idonee a rappresentare il percorso naturale scavato da un animale. Un aspetto più insidioso è la configurazione dal punto di vista della modellazione di una tana all'interno del solido arginale; si è scelto di rappresentare la galleria considerandola costituita da materiale con permeabilità molto elevata.

Considerando le dimensioni dei diametri delle tane di tasso rilevati in campo, si è deciso di ricreare una tana con diametro medio di 40 cm passante attraverso l'intero rilevato arginale. L'imbocco è posizionato in froldo alla quota di circa 36 m s.l.m. ad una quota sufficiente da rimanere scoperto durante la maggior parte del tempo, mentre lo sbocco si trova lato campagna alla quota di 32.1 m s.l.m.

Il rapporto tra il diametro medio della tana e lo spessore del rilevato considerato è pari al 4% quindi si ritiene che lo spessore scelto permetta di osservare ampiamente l'influenza del cunicolo sul campo di moto. L'andamento scelto è grossomodo rettilineo, ottenuto congiungendo le coordinate spaziali dei punti lato fiume a quelli lato campagna.

Per inserire tale percorso nel modello agli elementi finiti del Femwater si è reso necessario selezionare tramite un programma scritto in linguaggio Matlab, (Appendice B.1), gli elementi che circondano l'asse descritto dalla congiungente dei fori della tana fino ad un raggio di 20 cm. Il programma è in grado di gestire anche spezzate a differente pendenza.

Per fare ciò è necessario considerare la distanza nello spazio tra il baricentro dei singoli elementi tetraedrici e la congiungente dei punti della tana ed imporre che sia inferiore al raggio scelto, ovvero 20 cm. Se tale distanza è minore, a quell'elemento sarà assegnato il nuovo materiale (materiale tana) ad elevata permeabilità, in caso contrario l'elemento manterrà il proprio materiale. La Fig. 6.6 mostra la Mesh ottenuta dopo l'inserimento del nuovo materiale, indicato in arancio. La discretizzazione agli elementi finiti fa sì che la superficie del cunicolo non sia regolare, ma accidentata e ciò permette di conferire ulteriore naturalezza al percorso.

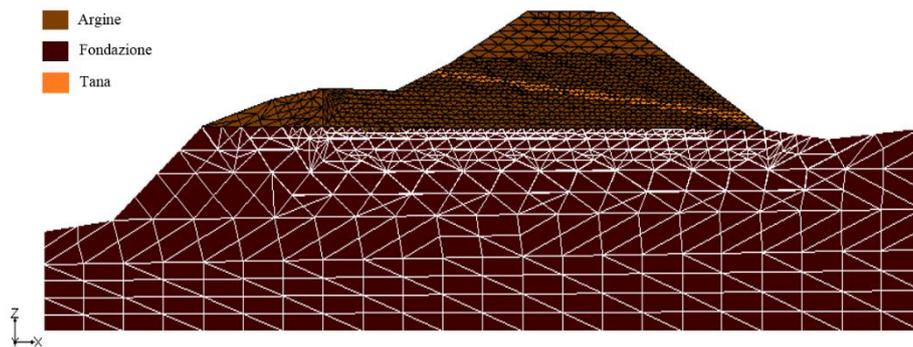


Fig. 6.6 Modello agli elementi finiti dell'argine del fiume Secchia con i materiali costituenti l'argine e la presenza di galleria all'interno del rilevato, rappresentata da materiale a permeabilità elevata assimilabile a quella del vuoto.

6.1.2 Condizioni al contorno e iniziali

Sono state imposte tipi diversi di condizioni al contorno del modello che schematizza il rilevato arginale: carico assegnato, ovvero di Dirichlet e variabile al contorno. Le condizioni al contorno di Dirichlet (DB) impongono un dato valore di carico totale ai nodi, il quale viene convertito da Femwater in altezza piezometrica (negativa nella zona insatura), andando a sottrarre al carico totale assegnato il valore della quota geodetica z per ogni nodo.

Sulla porzione del modello arginale lato esterno (lato campagna) si è utilizzata una condizione di carico idraulico costante nel tempo corrispondente alla condizione al contorno di falda indisturbata sufficientemente distante dal corso d'acqua di circa 2 m sotto il piano campagna, pari a 29 m s.l.m. desunto dai risultati delle prove di dissipazione eseguite durante le indagini penetrometriche con piezocono e una condizione al contorno variabile di seepage (Fig. 6.7). A differenza delle condizioni di Dirichlet, le condizioni al contorno variabili sono applicate sulla faccia superiore degli elementi che costituiscono lo strato più alto della Mesh 3D, ovvero all'interfaccia aria-suolo, e sono imposte quando si vuole simulare il fenomeno di infiltrazione ed evaporazione associato agli eventi piovosi. Un uso efficace della condizione al contorno variabile è quello di combinare questa condizione con una condizione al contorno di Dirichlet o di flusso per simulare la presenza di confini con carico noto. Tali condizioni al contorno non è variabile nel tempo, ma corrisponde ad una condizione al contorno di Dirichlet che varia a seconda della disponibilità di acqua e della posizione della falda. Durante i periodi piovosi, la pioggia si infiltra nel sottosuolo con una velocità pari al flusso di precipitazione. Imponendo una condizione al contorno variabile, se il flusso di precipitazione q_p eccede la capacità di infiltrazione del terreno o il livello della falda supera la superficie della 3D Mesh, l'altezza piezometrica non può superare la "ponding depth h_p ", ovvero la profondità degli specchi d'acqua che si creano sulla superficie del modello. Quando ciò accade, la condizione al contorno di flusso viene cambiata in condizione al contorno di Dirichlet, imponendo un'altezza piezometrica uguale alla "ponding depth". Durante i periodi di assenza di precipitazione l'altezza piezometrica non può superare il valore della "ponding depth". Se il valore dell'altezza piezometrica è inferiore al valore della ponding depth (in questo caso è stato posto pari a 0.1 m), la condizione al contorno è modificata in condizione al contorno di flusso, dove il flusso è posto pari al valore del flusso di evaporazione, q_e . Se invece l'altezza piezometrica scende al di sotto

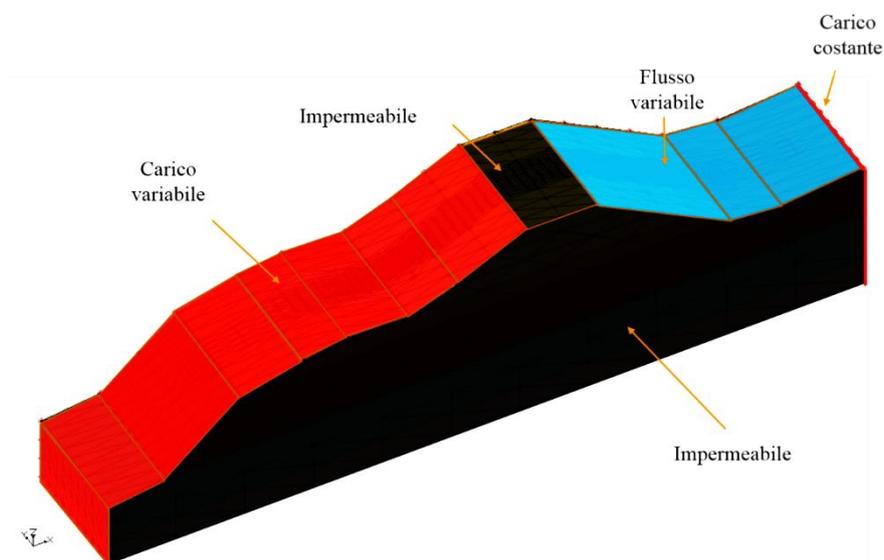


Fig. 6.7 Condizioni al contorno del modello arginale.

del valore minimo di altezza piezometrica, la condizione al contorno viene cambiata in condizione di Dirichlet e l'altezza piezometrica imposta è pari al valore minimo (*minimum pressure head*, in questo caso pari a 0.001 m). Durante i periodi in cui la condizione al contorno variabile è data da una condizione di flusso, la direzione del flusso stessa è quella verticale, con verso concorde o discorde all'asse verticale a seconda che il flusso sia in uscita o in entrata. Femwater per calcolare il flusso volumetrico in entrata nel sistema moltiplica il valore del flusso (che ha le dimensioni di una velocità $[L/T]$) per l'area della faccia dell'elemento in superficie, proiettata sul piano orizzontale. In questo modo permette di simulare il fenomeno di infiltrazione ed evaporazione, a seguito di eventi piovosi, su superfici topograficamente varie.

Lato fiume si è utilizzata, invece, una condizione di carico idraulico variabile nel tempo rispetto alla quota idrica della falda indisturbata. Come condizione di carico variabile è stato inserito l'idrogramma orario dal 15 dicembre 2013 al 24 gennaio 2014 dei livelli idrici nell'asta del fiume Secchia (Fig. 6.8).

Per imporre la condizione di carico variabile sono stati utilizzati gli idrogrammi di piena che riportano l'andamento del livello idrico del fiume dal 15/12/2013 al 24/01/2014 in corrispondenza della rottura arginale, mostrato in Fig. 6.8. Tali idrogrammi sono stati ricostruiti dal gruppo di lavoro del DICATeA (Vacondio et al., 2014). Dalle 00.00 del 15 dicembre fino alle 00.00 del 22 dicembre non vi sono particolari variazioni di livello. Dal 22 dicembre, invece, si sono susseguiti fino al giorno della rottura tre picchi di notevole entità, tutti compresi tra i 35.5 ed i 36 m s.l.m. (Fig. 6.8). L'ultimo picco in particolare è quello che raggiunge il livello più elevato, andando a sfiorare i 36 m s.l.m. Tale valore, però, potrebbe non essere quello effettivamente raggiunto, in quanto la rottura e la fuoriuscita di una porzione del volume di piena, ha provocato un rapido decremento di livello. Confrontando l'andamento delle prime due onde di piena con l'ultima (quella del 19 gennaio) si denota un andamento irregolare dopo il picco, dovuta quasi certamente alla brusca fuoriuscita di portata dall'alveo fluviale. In Fig. 6.8 è indicato il tratto di onda stimato ovvero come sarebbe potuto essere l'andamento reale del livello idrico in assenza di rotta. Le simulazioni tramite Femwater sono state eseguite in un primo momento con la condizione iniziale *Cold Start*. Le condizioni al contorno a carico variabile (lato fiume) imposte per eseguire le simulazioni con condizione iniziale *Cold Start* sono rappresentate dai valori di livello idrico del fiume nella prima settimana di osservazione, che va dalle ore 00.00 del 15/12/2013 alle 00.00 del 22/12/2013.

Il livello idrico della settimana dal 15/12/2013 al 22/12/2013 non sembra presentare un andamento critico per la stabilità del rilevato, in quanto non vi sono stati picchi, ma solamente oscillazioni attorno al valore di circa 26.62 m s.l.m. L'imposizione di questa condizione al contorno è, pertanto, necessaria per consentire di ricreare lo stato delle grandezze idriche iniziali dell'argine d'interesse dal momento in cui ha iniziato ad essere soggetto alle sollecitazioni più gravose di carico, assegnate nella simulazione con condizioni di carico *Hot Start*.

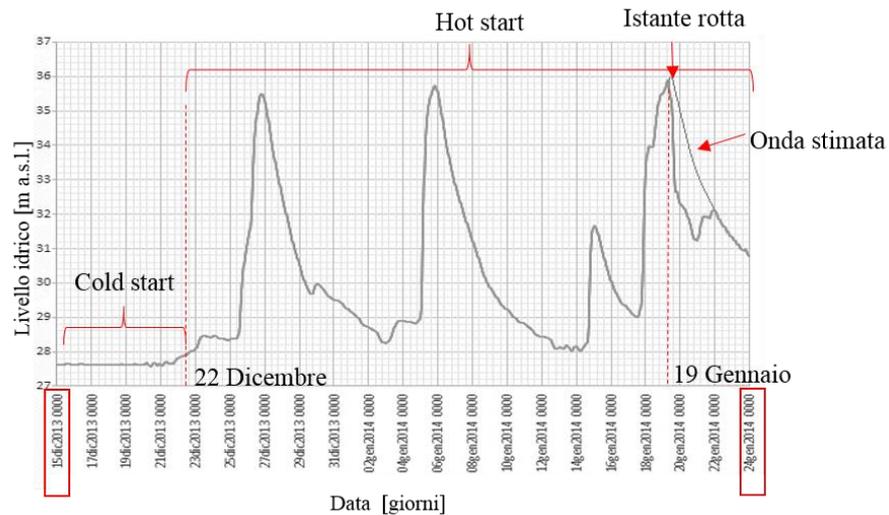


Fig. 6.8 Andamento del livello idrico del Fiume Secchia dal 15/12/2013 al 24/01/2014 in corrispondenza della rotta arginale avvenuta il 19/01/2014.

Le successive simulazioni sono state imposte con condizioni al contorno di Dirichlet di carico idrico variabile del fiume *Hot Start* (intera onda di piena tra le ore 00.00 del 15/12/2013 alle 00.00 del 24/01/2014, Fig. 6.9).

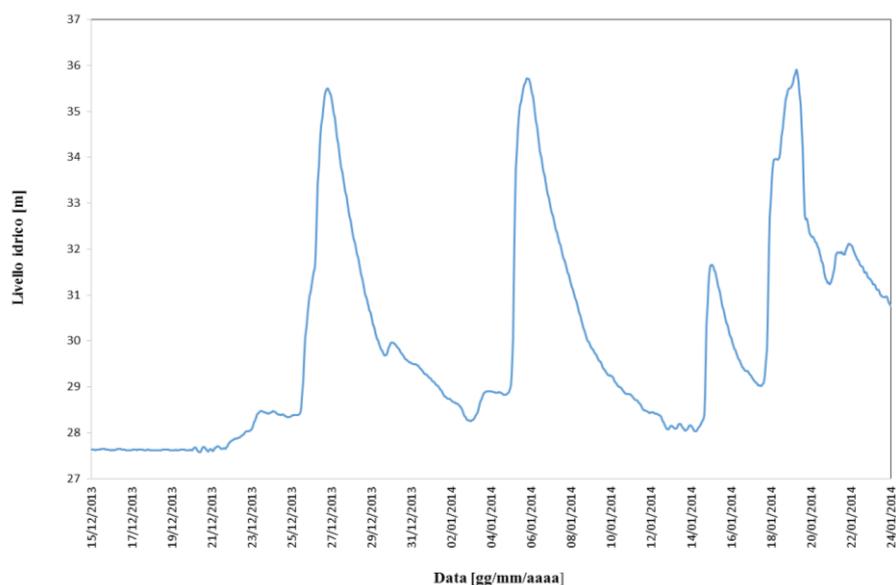


Fig. 6.9 Andamento del livello idrico del fiume Secchia dal 15/12/2013 al 24/01/2014 in corrispondenza della rotta arginale.

Come condizioni iniziali sono stati assegnati i valori delle grandezze di interesse presenti al termine della prima settimana di osservazione, restituiti dalle simulazioni in *Cold Start*.

6.2 Risultati ottenuti tramite il codice Femwater

Sono state condotte simulazioni rappresentanti due situazioni differenti: in un caso l'argine è privo di percorsi preferenziali, nell'altro è rappresentata l'esistenza di un tunnel a simulare una galleria di animale passante attraverso l'argine.

L'estensione temporale delle simulazioni con condizioni al contorno iniziali in *Cold Start* coincide con la durata della prima settimana di osservazione ovvero 604800 s (7 gg o 168 ore), mentre quella delle simulazioni con condizioni in *Hot Start* è pari alla durata complessiva delle osservazioni, ovvero 3456000 s (40 gg o 960 h) caratterizzata dal susseguirsi di tre importanti colmi di piena che raggiungono quote idriche quasi prossime ai 36 m s.l.m. Nella realtà il crollo dell'argine è avvenuto appena prima che l'onda di piena raggiungesse il terzo colmo.

Per quanto riguarda gli intervalli temporali di calcolo (*time steps*), essi sono stati scelti di passo costante pari a 600 s sia per le simulazioni in *Cold Start* sia per quelle in *Hot Start*. Data la durata considerevole delle osservazioni dei livelli idrometrici nel tempo utilizzati, ridurre ancora i *time steps* avrebbe dilatato enormemente i tempi di simulazione. I risultati delle simulazione sono stati registrati ogni 3600 s. La scelta è stata, quindi, di visualizzare i risultati negli intervalli coincidenti con gli intervalli ai quali sono forniti i dati dell'onda di piena osservata. I risultati ottenuti sono forniti in termini di altezze piezometriche, carichi totali, contenuto di umidità e velocità nei nodi.

Nelle Figg. da 6.10 a 6.12 sono riportate le distribuzioni dei carichi totali, delle altezze piezometriche e le velocità nei nodi presenti in una sezione trasversale dell'argine collocata in corrispondenza della galleria, passante per l'asse della stessa, ottenute con la simulazione *Hot Start* ovvero per le simulazione con l'onda di piena complessiva partendo da quelli che sono i risultati della simulazione precedente in condizioni iniziali in *Cold Start*.

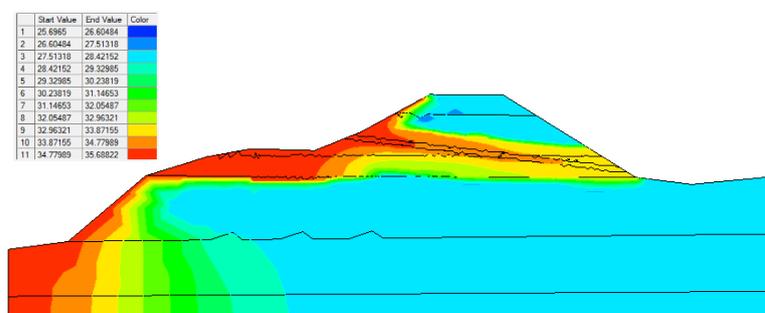


Fig. 6.10 Sezione trasversale del modello arginale collocata in corrispondenza dell'asse della galleria che mostra la distribuzione dei carichi totali durante il terzo picco dell'onda di piena delle ore 07.00 del 19/01/2014.

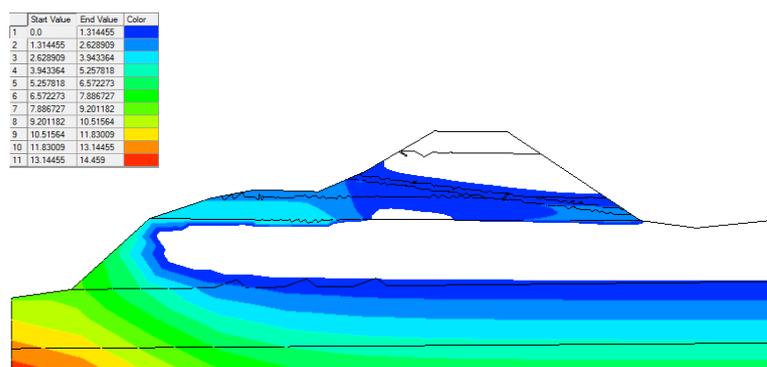


Fig. 6.11 Sezione trasversale del modello arginale con galleria, collocata in corrispondenza dell'asse della galleria che mostra la distribuzione delle altezze piezometriche (la zona bianca indica le zone insature con pressioni negative), durante il picco dell'onda di piena delle ore 07.00 del 19/01/2014.

In Fig. 6.12 sono riportate le distribuzioni delle altezze piezometriche in una sezione trasversale dell'argine del modello in assenza della galleria.

I valori sono quelli che si sono verificati durante il picco dell'onda di piena reale inserita in tale simulazione delle ore 07.00 del 19/01/2014, ovvero trascorse 847 ore dall'inizio dell'evento.

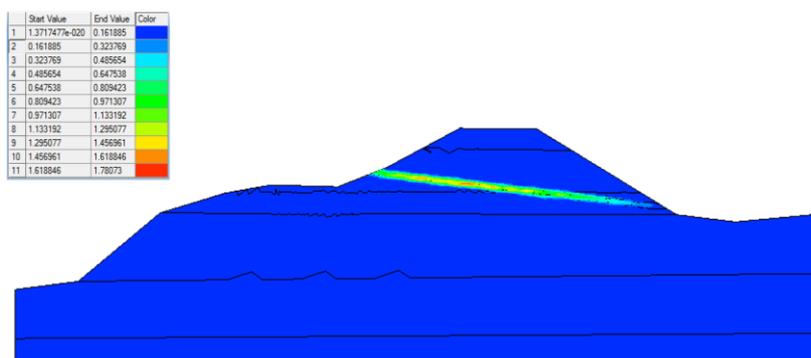


Fig. 6.12 Sezione trasversale del modello arginale collocata in corrispondenza dell'asse della galleria, che mostra la distribuzione delle velocità nodali calcolate alle ore 07.00 del 19/01/2014.

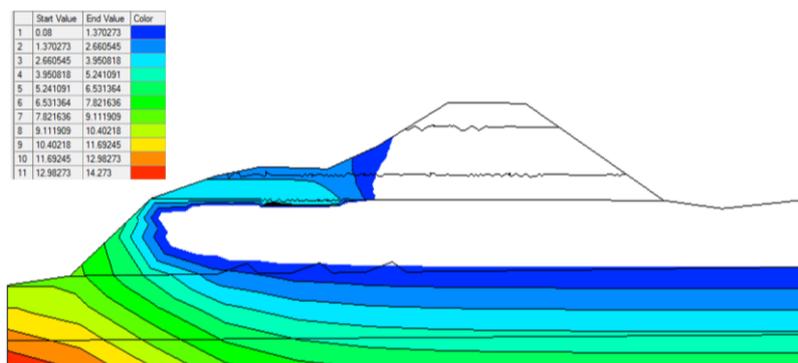


Fig. 6.13 Sezione trasversale del modello arginale in assenza di galleria che mostra la distribuzione delle altezze piezometriche durante il colmo di piena, ore 07.00 del 19/01/2014 (la zona bianca indica le zone insature con pressioni negative).

Dai risultati delle simulazioni si evidenzia che la presenza della galleria apporta un rilevante contributo in termini di variazione dei flussi all'interno del corpo arginale. In particolare i carichi totali (Fig. 6.10) durante il picco dell'onda di piena avvenuto il 19/01/2014 alle ore 07.00, vengono influenzati dalla presenza del cunicolo che ne consente più rapide variazioni di carico rispetto al materiale circostante. Così come le altezze piezometriche (Fig. 6.11) presentano valori positivi ed elevati in prossimità della galleria, completamente satura e attraversata dal flusso, mentre la zona circostante del rilevato arginale mantiene valori pressori negativi ad indicare la non completa saturazione del mezzo. Il flusso all'interno di tale cavità arginale presenta valori di velocità elevati (Fig. 6.12) e maggiori rispetto al resto del materiale circostante. Le velocità rilevanti che si realizzano lungo la galleria sono evidentemente pericolose ai fini della stabilità arginale, in quanto possono provocare l'erosione e trascinamento delle particelle di terreno collocate sulle pareti. Nel modello senza galleria, invece, le variazioni della distribuzione delle altezze piezometriche (Fig. 6.13) nell'argine sono legate unicamente alle caratteristiche del materiale costituente il rilevato e alla variazione della condizione al contorno di carichi variabili nel tempo lato fiume. Le velocità che si originano nel modello senza galleria, sono inferiori di diversi ordini di grandezza, ma, in particolare in corrispondenza della porzione di argine lato fiume, sono presenti velocità non trascurabili ai fini dell'analisi della stabilità arginale; questa circostanza sarà esaminata nell'analisi numerica condotta nel Capitolo 8.

6.2.1 Analisi delle velocità effettive rilevate nei nodi di calcolo

Le criticità indotte dai moti di filtrazione che si innescano nel modello del rilevato arginale a seguito dell'evento di piena possono essere valutate in funzione delle velocità che si possono misurare nei nodi di calcolo. Per valutare la risposta di alcuni nodi al passaggio dell'onda di piena sono state analizzate le variazioni di velocità nel tempo in alcuni nodi di calcolo strategici. Sono stati, dunque, scelti a tale scopo alcuni nodi di confine con la galleria, disposti lungo il percorso di flusso preferenziale (Fig. 6.14) di alcuni dei quali sono state riportate nei grafici nelle Figg. 6.15 e 6.16 le velocità durante il passaggio dell'onda di piena simulata.

In Fig. 6.16 sono state riportate le velocità dei medesimi punti nel modello privo del percorso preferenziale.

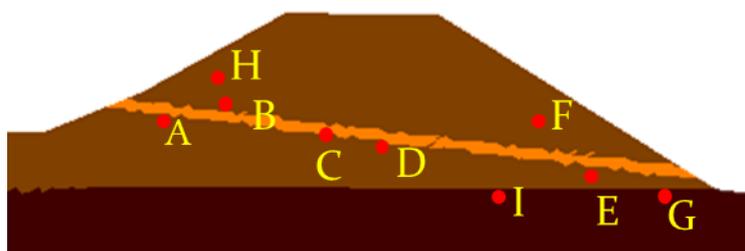


Fig. 6.14 Alcuni nodi di calcolo in cui sono state esaminate le velocità simulate e calcolati i fattori di sicurezza.

Per ottenere tali valori di velocità è stato creato un programma in linguaggio Matlab (Appendice B.2 e B.3) che consente di selezionare alcuni nodi inseriti nel programma come file input e che individua all'interno del file di estensione "vel", le velocità effettive dei nodi scelti per ogni time step, per poi scriverle in un nuovo file utilizzato per le analisi effettuate. I valori di output del modello sono in termini di velocità di Darcy mentre per il calcolo dei coefficienti di sicurezza tramite l'analisi di Richards e Reddy (2014) occorrono i valori delle velocità effettive nei nodi ovvero è si è reso necessario dividere la velocità di Darcy per il valore di porosità assegnato.

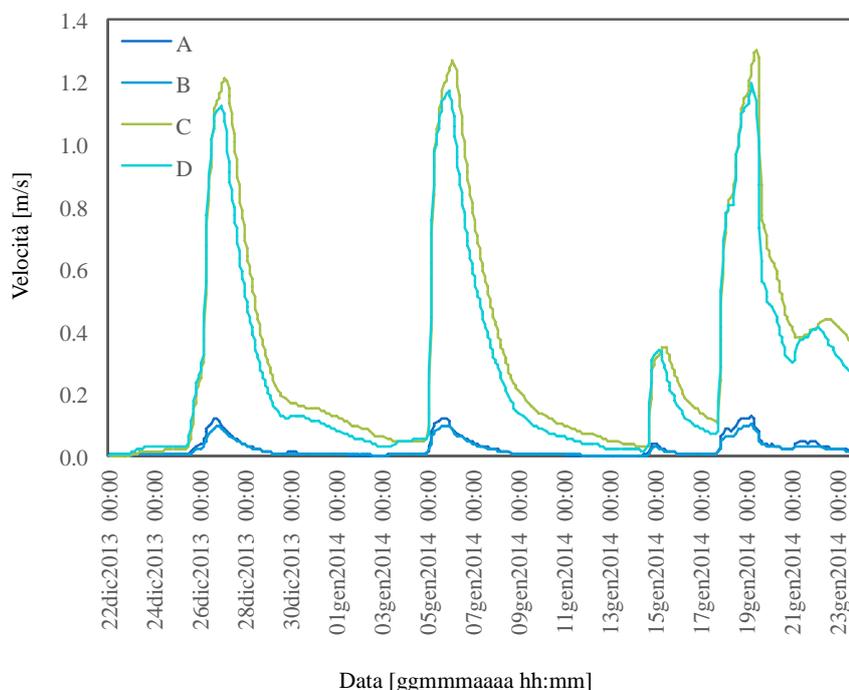


Fig.6.15 Valori di velocità registrati per alcuni nodi del modello arginale.

I nodi del modello arginale manifestano, anche se in modo differente, a seconda della loro posizione e dalla presenza o meno della galleria, un andamento delle velocità che varia in accordo col variare dei livelli fluviali con variazioni repentine di velocità al passaggio dei 3 colmi di piena.

I nodi di calcolo che confinano con la galleria presentano valori di velocità elevati rispetto ai nodi più lontani. Nel modello arginale senza galleria, invece, sono i nodi, più influenzati dalla vicinanza della condizione al contorno di carico variabile lato fiume a presentare variazioni più evidenti di velocità nodale (Grafico delle velocità per alcuni dei nodi di calcolo, Fig. 6.16), comunque inferiori di svariati ordini di grandezza rispetto alle velocità rilevate nel modello attraversato da galleria.

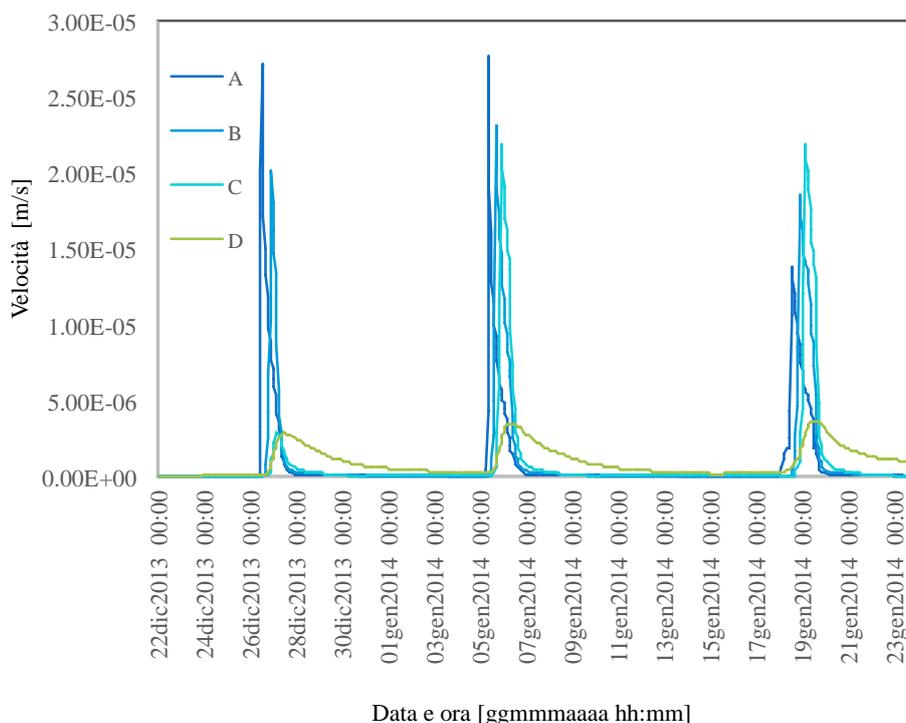


Fig. 6.16 Valori di velocità registrati per alcuni nodi del modello arginale in assenza di flusso preferenziale indotto dalla presenza della galleria.

6.2.2 Influenza della presenza della galleria sulla stabilità arginale

I risultati delle simulazioni sono stati utilizzati per quantificare l'influenza dei moti di filtrazione indotti dalla galleria sulla stabilità del rilevato.

Per poter elaborare i valori delle grandezze d'interesse è stato realizzato in Matlab un programma che individua i nodi appartenenti alla galleria ed i nodi che confinano con essa e successivamente riscrive ordinatamente tali nodi e di seguito quelli fuori dalla galleria (Appendice B.3). Lo stesso programma è stato utilizzato anche per il modello arginale senza galleria. Per ciascun nodo, a seguito delle simulazioni eseguite, è stata estratta, dal file di estensione "vel", il rispettivo valore di velocità all'istante in cui transita la portata di picco ($t=3049200$ s), ovvero alle 07.00 del 19/01/2014.

Oltre a tali dati sono necessari ai fini dell'analisi che si vuole svolgere anche i valori dei carichi piezometrici h_p ottenuti come output dalle simulazioni. I dati utilizzati per l'analisi che si vuole condurre sono riportati per alcuni nodi del modello arginale affetto dalla presenza della galleria nelle Tabelle 6.1 e 6.2 e per gli stessi nodi del modello arginale senza galleria nelle Tabelle 6.3 e 6.4.

L'analisi condotta è limitata all'istante nel quale transita la portata di picco delle ore 07.00 del 19/01/2014.

Sono di seguito proposti i differenti approcci utilizzati per la determinazione del fattore di sicurezza dell'argine al momento del transito della portata di picco durante la rotta. Ogni metodo ha consentito il calcolo di un fattore di sicurezza, il quale in condizioni di sicurezza deve mantenersi al di sopra dell'unità. Il primo approccio è basato sul metodo di Richards e Reddy (2014) esso calcola gli sforzi di taglio critico τ_{crit} e li pone a confronto con gli sforzi agenti $\tau_{available}$. Il valore dello sforzo rappresentativo τ è stato determinato con la formula di Richards e Reddy (2014):

$$\tau = \gamma_w i h_p$$

Dove:

γ_w è il peso specifico dell'acqua, i è il gradiente idraulico, calcolato come rapporto tra la velocità v e la permeabilità k e h_p è il carico piezometrico.

Per il calcolo di τ_{crit} si usa, invece l'espressione seguente:

$$\tau_{crit} = \gamma_w i_{crit} h_p$$

Dove γ_w e h_p sono le medesime dell'equazione precedente, mentre il gradiente critico i_{crit} può essere determinato in due differenti modi: si può calcolare $i_{crit,1}$ come rapporto tra una velocità caratteristica critica e la permeabilità del materiale, oppure $i_{crit,2}$ utilizzando l'espressione più tradizionale di Terzaghi (1939):

$$i_{crit,2} = \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_w} (1-n)$$

Dove γ_s è il peso specifico del terreno secco e n è la porosità.

Il primo metodo (Richards e Reddy, 2014) è più adatto a rappresentare il comportamento dell'argine attraversato da un flusso d'acqua preferenziale, più adatto quindi a descrivere il fenomeno del *piping* rispetto al secondo metodo (Terzaghi, 1939). Il metodo di Terzaghi, infatti, è legato unicamente alle caratteristiche del terreno e non a quelle del moto che si instaura, restituendo così un fattore di sicurezza più cautelativo (FS_2), ritenuto adatto in generale allo studio della stabilità dell'argine, rispetto a quello ottenuto con il primo metodo (FS_1).

In Tabella 6.1 e 6.2 sono riportati i valori del gradiente idraulico i e degli sforzi di taglio τ calcolati nei nodi indicati in Fig. 6.13, posti a confronto con gli sforzi di taglio critico calcolati con il metodo di Richards e Reddy (2014) $\tau_{crit,1}$ e con quelli ottenuti con il metodo più tradizionale di Terzaghi $\tau_{crit,2}$ per la determinazione dei due fattori di sicurezza FS_1 e FS_2 per il modello arginale in presenza e non del percorso preferenziale.

Tabella 6.1 Valori di gradiente idraulico i , dello sforzo di taglio τ , sforzo di taglio critico $\tau_{crit,1}$ di Richards e Reddy (2014) e sforzo critico di Terzaghi $\tau_{crit,2}$ per i nodi indicati. Determinazione dei fattori di sicurezza FS_1 e FS_2 per il modello arginale in presenza di percorso preferenziale determinato dalla galleria.

ID	i	τ	$i_{crit,1}$	$\tau_{crit,1}$	FS_1	$i_{crit,2}$	$\tau_{crit,2}$	FS_2
	[-]	[N/m ²]	[-]	[N/m ²]	[-]	[-]	[N/m ²]	[-]
Nodi confinanti con la galleria								
A	1.61E+00	-3.23E+04	5.60E-02	-1.12E+03	3.47E-02	0.55	-1.10E+04	3.41E-01
B	1.33E+00	-5.16E+04	5.60E-02	-2.17E+03	4.20E-02	0.55	-2.13E+04	4.13E-01
C	1.25E+01	-4.30E+05	5.60E-02	-1.92E+03	4.48E-03	0.55	-1.89E+04	4.40E-02
D	1.15E+01	1.63E+05	5.60E-02	7.94E+02	4.88E-03	0.55	7.80E+03	4.79E-02
Nodi fuori galleria								
E	5.20E-01	6.10E+03	2.98E+03	3.49E+06	5.73E+02	0.55	6.45E+03	1.06E+01
F	2.60E-01	1.58E+05	2.98E+03	1.81E+08	1.15E+03	0.55	3.34E+05	2.12E+01
G	5.40E-01	2.36E+05	2.98E+03	1.30E+08	5.52E+02	0.55	2.40E+05	1.02E+01
H	3.37E-01	2.28E+05	2.98E+03	2.02E+08	8.84E+02	0.55	3.72E+05	1.63E+01
I	2.61E-01	5.54E+04	2.98E+03	6.32E+07	1.14E+03	0.55	1.17E+05	2.11E+01

Tabella 6.2 Valori di gradiente idraulico i , dello sforzo di taglio τ , sforzo di taglio critico $\tau_{crit,1}$ di Richards e Reddy (2014) e sforzo critico di Terzaghi $\tau_{crit,2}$ per i nodi indicati. Determinazione dei fattori di sicurezza FS_1 e FS_2 per il modello arginale privo di percorso preferenziale.

ID	i	τ	$i_{crit,1}$	$\tau_{crit,1}$	FS_1	$i_{crit,2}$	$\tau_{crit,2}$	FS_2
	[-]	[N/m ²]	[-]	[N/m ²]	[-]	[-]	[N/m ²]	[-]
A	6.97E+00	-1.40E+05	2.98E+03	-5.97E+07	4.27E+02	0.55	5.04E+02	3.21E+00
B	9.89E+00	-3.83E+05	2.98E+03	-1.15E+08	3.01E+02	0.55	-2.31E+02	4.31E+02
C	1.35E+01	-4.63E+05	2.98E+03	-1.02E+08	2.21E+02	0.55	6.06E+03	1.00E+00
D	1.23E+00	1.74E+04	2.98E+03	4.23E+07	2.42E+03	0.55	-2.96E+03	1.04E+01
E	4.35E-01	-2.86E+02	2.98E+03	-2.00E+06	7.00E+03	0.55	-3.68E+02	1.28E+00
F	3.37E-09	-1.37E-04	2.98E+03	-1.24E+08	9.03E+11	0.55	-2.23E+04	1.63E+08
G	3.19E-09	-1.35E-04	2.98E+03	-1.29E+08	9.54E+11	0.55	-2.32E+04	1.72E+08
H	3.18E-09	-2.48E-04	2.98E+03	-2.37E+08	9.57E+11	0.55	-4.29E+04	1.73E+08
I	3.71E-07	-1.96E-02	2.98E+03	-1.61E+08	8.20E+09	0.55	-2.91E+04	1.48E+06

Il valore critico di velocità utilizzato per determinare $i_{crit,1}$, è stato scelto pari a 0,56 cm/s ricavato da valori tabellati ottenuti da esperimenti condotti da Richards e Reddy (2012) tramite l'apparato sperimentale descritto nel Capitolo 5 Paragrafo 5.3.3 prendendo il valore corrispondente al campione di terreno con caratteristiche litostratigrafiche e proprietà simili a quelle del terreno costituente il rilevato arginale.

Osservando, dunque, i fattori di sicurezza FS_1 dell'argine, calcolati con il metodo di Richards e Reddy, in presenza della cavità si osserva che in corrispondenza dei nodi confinanti con il cunicolo i fattori sono nettamente inferiori all'unità e l'argine, quindi, non risulta essere in condizioni di sicurezza; ciò è inoltre confermato anche dal metodo di Terzaghi (1939). Al di fuori della galleria, invece, i fattori di sicurezza del primo approccio sono abbondantemente superiori all'unità, in quanto dipendono principalmente dal regime di velocità presente nell'argine che è elevato in prossimità della galleria fino ad una certa distanza da essa e quasi nullo allontanandosi da essa. Anche il metodo Terzaghi conferma analogo comportamento, anche se i fattori risultano di poco superiori all'unità.

Analizzando i risultati relativi all'argine privo di percorso preferenziale si nota che per entrambi i metodi tutti i fattori di sicurezza risultano superiori all'unità, quelli del primo metodo abbondantemente e maggiori rispetto a quelli ottenuti con il secondo metodo.

Il terzo metodo proposto è frutto di un approccio innovativo alle problematiche connesse al fenomeno del *piping* messo a punto da Richards e Reddy (2014), del quale si è riferito nel Capitolo 5 Paragrafo 5.3.3. Il metodo è stato sviluppato per il caso specifico dei fenomeni di *piping*, ed è per tale ragione particolarmente adatto all'analisi della situazione in esame, poiché descrive le criticità che possono verificarsi studiando la velocità del moto in relazione alle caratteristiche del terreno nel quale il flusso si sviluppa. Tale approccio si basa, infatti, sul calcolo dell'energia cinetica critica secondo la formula:

$$E_{\text{crit}} = \frac{1}{2} \rho_w n \left(\frac{v_{\text{crit}}}{n} \right)^2 = 499 \frac{v_{\text{crit}}^2}{n}$$

Dove:

ρ_w è la densità dell'acqua pari a 998 kg/m³ e v_{crit} è la velocità critica già utilizzata per il primo metodo, pari a 0.0056 m/s.

Per il calcolo del fattore di sicurezza FS₃ vengono poste in rapporto l'energia cinetica critica con l'energia cinetica calcolata con la medesima formula, utilizzando non la velocità critica ma la velocità calcolata dal software nei rispettivi nodi. Nelle Tabelle 6.3 e 6.4 sono riportati i risultati rispettivamente per l'argine attraversato dalla galleria e per l'argine privo di galleria. I fattori di sicurezza ottenuti sono molto bassi nei nodi confinanti con il cunicolo, evidenziando una marcata carenza di stabilità nella zona interessata dal fenomeno del *piping*.

Essendo realizzato per descrivere fenomeni di *piping* il metodo in assenza di tali fenomeni, ovvero per un argine privo di percorso preferenziale fornisce fattori di sicurezza di gran lunga più elevati perdendo di significato.

Tabella 6.3 Calcolo dell'energia cinetica (E) e dell'energia cinetica critica (E_{crit}) per i nodi indicati con il metodo innovativo proposto da Richards e Reddy (2014) per la determinazione del fattore di sicurezza FS_3 per il modello arginale attraversato dalla galleria.

ID	E	E_{crit}	FS_3
	[J]	[J]	[-]
Nodi confinanti con la galleria			
A	2.89E-03	3.48E-06	1.20E-03
B	1.97E-03	3.48E-06	1.77E-03
C	1.73E-01	3.48E-06	2.01E-05
D	1.46E-01	3.48E-06	2.38E-05
Nodi fuori dalla galleria			
E	1.27E-12	5.22E-06	2.74E+06
F	5.46E-12	5.22E-06	6.36E+05
G	1.28E-12	5.22E-06	2.72E+06
H	2.12E-12	5.22E-06	1.64E+06
I	1.28E-12	5.22E-06	2.72E+06

Tabella 6.4 Calcolo dell'energia cinetica (E) e l'energia critica (E_{cri}) calcolata nei nodi indicati con il metodo di Richards e Reddy (2014) per la determinazione del fattore di sicurezza FS_3 per il modello arginale privo di percorso di flusso preferenziale.

ID	E	E_{cri}	FS_3
	[J]	[J]	[-]
A	1.90E -11	5.22E-06	2.74E +05
B	3.84E-11	5.22E-06	1.36E+05
C	7.10E-11	5.22E-06	7.35E+04
D	5.92E-13	5.22E-06	8.82E+06
E	5.20E-14	5.22E-06	6.68E+07
F	2.12E-28	5.22E-06	1.64E+22
G	2.12E-28	5.22E-06	1.64E+22
H	1.90E-28	5.22E-06	1.82E+22
I	1.89E-28	5.22E-06	1.84E+22

7 Caso di studio rotta F. Secchia: modellazione numerica tramite Feflow

7.1 L'argine modellato tramite il codice Feflow

L'argine destro del fiume Secchia oggetto della rotta del 19/01/2014 è stato modellato per mezzo del software agli elementi finiti Feflow (Diersch, 2005a, 2005b) in grado di simulare il processo di filtrazione all'interno di un mezzo sia saturo che insaturo basandosi sulle equazioni di flusso insaturo note con il nome di equazioni di Richards (1931). Lo scopo della modellazione è di analizzare il problema della filtrazione attraverso un percorso di flusso preferenziale determinato dalla presenza di una galleria interamente passante il corpo arginale; più in particolare si vuole indagare, nel corso dell'evento di piena considerato, quali conseguenze si hanno in termini di velocità, carichi pressori e gradi di saturazione, in prossimità del percorso preferenziale, in modo da evidenziare se il valore di tali grandezze può indicare se l'argine si trovi in condizioni di sicurezza o meno.

7.1.1 La Mesh di calcolo: geometria e stratigrafia del modello

Anche nel caso del modello realizzato con Feflow è necessario rappresentare l'argine nella sua corretta orientazione nello spazio. La difficoltà nel rappresentare l'argine in tre dimensioni riscontrata anche con il Femwater è appunto quella per cui partendo dal poligono della mesh, relativo alla geometria della sagoma arginale in due dimensioni, entrambi i software estrudono il solido in altezza lungo l'asse delle z ottenendo in questo modo un solido tridimensionale dell'argine disposto ruotato di 90°.

Questo problema, risolto per il Femwater agendo sul file dati con opportune operazioni sulle coordinate, è stato risolto nel Feflow, più semplicemente, sostituendo come asse di direzione della gravità, all' interno del modulo di impostazione, l'asse delle z negative con quello delle y negative.

Il modello arginale realizzato con il Feflow è costituito da 3 strati verticali a cui è assegnato spessore differente; l'ultimo strato contenente la galleria ha lo spessore più sottile e prossimo alle dimensioni di una tana di animale fossorio. In accordo con la letteratura scientifica (Bonelli et al., 2008, Lachouette et al. 2008, Elkholy et al. 2015) si è assunto che il fenomeno di *piping* si evolva con andamento radiale a partire dall'asse del tunnel. Per questo motivo è stato pensato di modellare solamente metà dell'argine ponendo la galleria nello strato sottile più esterno e riducendo così il numero di elementi e quindi i tempi di calcolo.

Si è costruita una maglia tridimensionale ad elementi finiti prismatici con base triangolare (parallela al piano xz) che rappresenta la geometria dell'argine e che comprende tutto il dominio da modellare. Le coordinate della sagoma arginale, sono le medesime usate per il modello del Femwater visto nel capitolo precedente (Paragrafo 6.1.1).

Il solido modellato ha una profondità di 4 m lungo l'asse delle y, larghezza 55.68 m in direzione orizzontale x (ortogonale al corso del fiume) e altezza complessiva dalla sommità arginale di circa 16 m (le quote vanno da 21 m s.l.m. a 37 m s.l.m.). Il piano orizzontale inferiore è posto ad una profondità di circa 10 m dal piano campagna e di circa 5 m dal fondo del letto del fiume.

La parte arginale centrale percorsa dalla galleria è stata rifinita (Fig. 7.1) e presenta elementi di minore dimensione in modo da determinare una maglia di calcolo più fitta che fornirà maggiori dettagli nei risultati. La fondazione invece presenta una

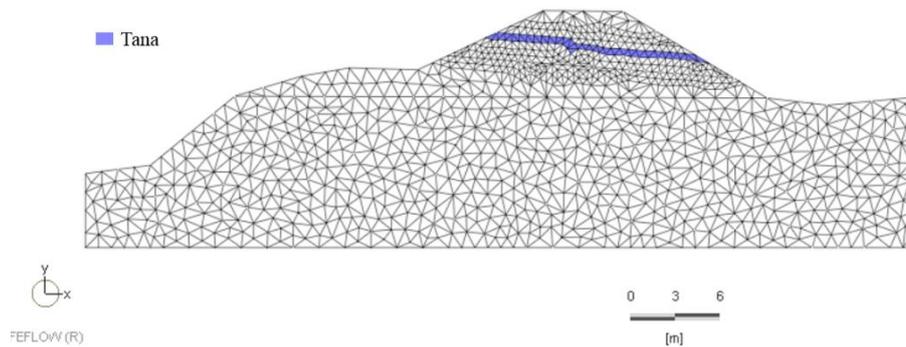


Fig. 7.1 Sezione esterna della Mesh di calcolo tridimensionale in cui si osservano gli elementi che la costituiscono, i diversi raffittimenti e il percorso della galleria.

maglia di calcolo meno fitta visto che non sono prevedibili problemi particolari. La Mesh così ottenuta è costituita da poco meno di 6000 elementi e 4000 nodi di calcolo.

Una volta costruita la geometria si è passati all' inserimento delle proprietà idrauliche dei materiali costituenti l'argine. Il modello è costituito da due materiali differenti per l'argine e la fondazione; come per il modello realizzato con Femwater sono stati utilizzati i parametri di conducibilità idraulica e le curve di Van Genuchten per descrivere i diversi strati (Tabella 4.5, Capitolo 4 Paragrafo 4.2.3). La Fig. 7.2 mostra il modello nella configurazione finale.

All' interno del modello arginale si sono differenziati gli elementi che rappresentano la galleria in modo da delineare un cunicolo che percorre l'argine da lato fiume a lato campagna. La galleria è stata rappresentata come costituita da un mezzo poroso altamente permeabile di cui, volendo indagare l'effetto di tale semplice descrizione, si sono considerati diversi valori di permeabilità k (compresi tra 1 e 0.001 m/s) e di porosità n (0.3, 0.47 e 0.6).

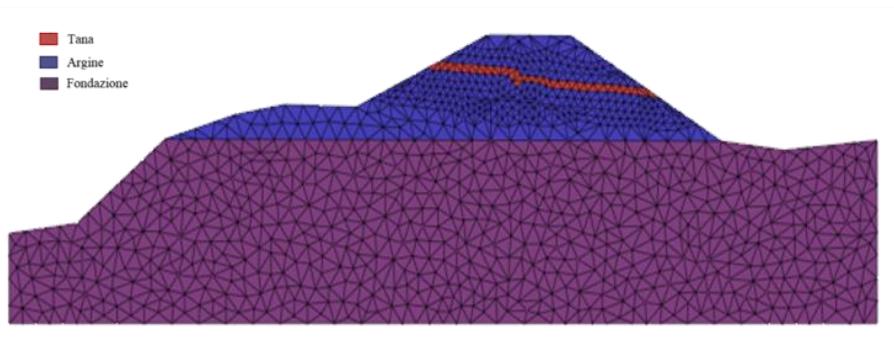


Fig. 7.2 Elementi tetraedrici della Mesh di calcolo con assegnata geometria e materiali.

La galleria studiata con Feflow presenta dimensioni analoghe a quella simulata dal modello Femwater ovvero diametro di 40 cm. L'imbocco è posizionato in frodo alla quota di circa 36 m s.l.m., quota che rimane asciutta per la maggior parte dell'evento di piena, mentre lo sbocco si trova lato campagna alla quota di circa 34 m s.l.m.

La Fig. 7.3 mostra la Mesh 3D rappresentante l'intero rilevato con la presenza della galleria indicata con colore rosso. La discretizzazione agli elementi finiti fa sì che anche in questo caso la superficie del cunicolo non sia regolare, conferendo naturalezza al percorso.

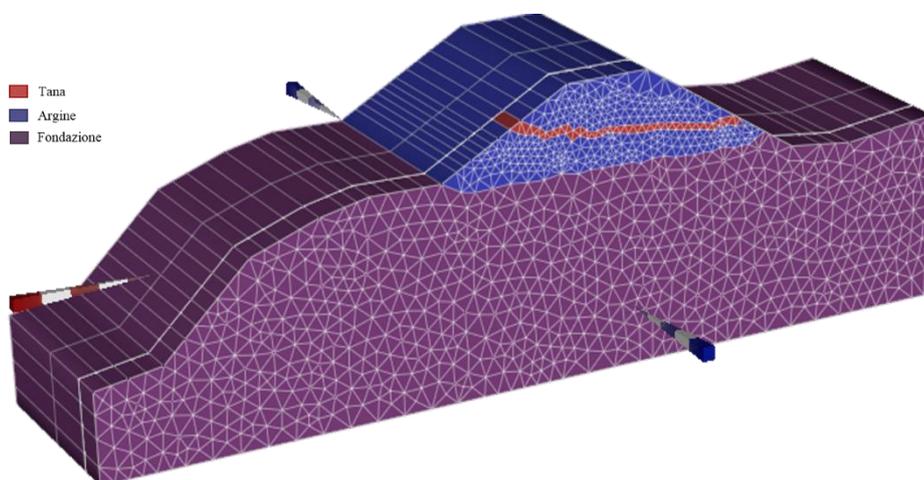


Fig. 7.3 Modello agli elementi finiti dell'argine del fiume Secchia con i materiali costituenti l'argine e con la galleria di animale selvatico a permeabilità elevata.

7.1.2 Condizioni iniziali e condizioni al contorno

Successivamente alla creazione della mesh e all'assegnazione, per i diversi strati, delle proprietà dei materiali, sono state imposte le condizioni iniziali e al contorno schematizzate in Fig. 7.4.

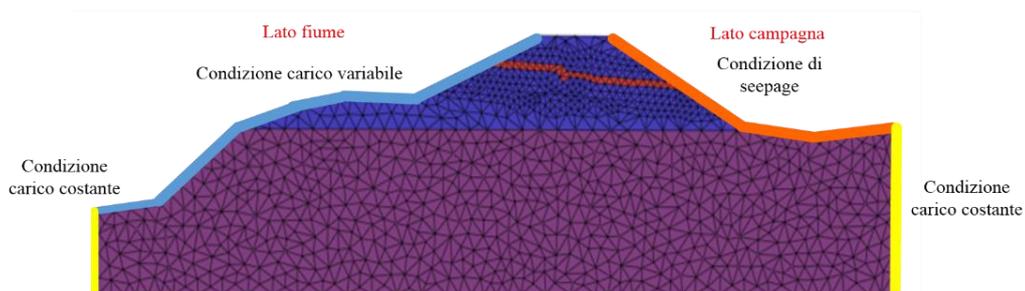


Fig. 7.4 Condizioni al contorno di carico nei nodi e sulle facce lato fiume e lato campagna del rilevato arginale.

Sulla porzione del modello arginale relativo allo strato di fondazione lato esterno (lato campagna) si è utilizzata una condizione di carico idraulico costante nel tempo corrispondente alla condizione al contorno di falda indisturbata sufficientemente distante dal corso d'acqua di circa 2 m sotto il piano campagna, pari a 29 m s.l.m. La posizione della superficie libera della falda freatica, è stata dedotta dai risultati delle prove di dissipazione eseguite durante le indagini penetrometriche con piezocono.

Sempre a lato campagna sulla porzione di rilevato arginale è stata imposta una condizione al contorno di *seepage*. Questa condizione corrisponde ad una condizione al contorno variabile che dalla situazione iniziale di flusso immesso nullo ($0 \text{ m}^3/\text{s}$) si tramuta in pressione nulla se questa tende a diventare positiva. Questo tipo di condizione è di norma applicato alle superfici di ruscellamento sulle quali l'acqua non può accumularsi e non si verificano flussi in ingresso.

Sul lato fiume si è imposta un condizione di carico idraulico variabile nel tempo rappresentativo della variazione dei livelli idrici nell'asta del fiume Secchia a scansione oraria per il periodo dal 15 dicembre 2013 al 24 gennaio 2014 (Fig. 6.9, Paragrafo 6.1.2). Come detto in precedenza, dal 22 dicembre, si sono susseguiti fino al giorno della rottura tre picchi di notevole entità, tutti compresi tra i 35.5 ed i 36 m s.l.m. (Fig. 6.8 Paragrafo 6.1.2).

Le simulazioni tramite Feflow sono state eseguite in un primo momento con la condizione iniziale con i livelli idrometrici nel fiume pari ad una quota idrica di 27 m s.l.m, confrontabile con il livello idrico della settimana dal 15/12/2013 al 22/12/2013, il quale presentare un andamento pressappoco costante con oscillazioni attorno ad un valore di circa 26.62 m s.l.m. L'imposizione di questa condizione al contorno consente di ricreare lo stato delle grandezze idriche iniziali dell'argine d'interesse prima del momento in cui si sono verificate le sollecitazioni più gravose di livello idrico (Fig. 6.9 Paragrafo 6.1.2).

7.2 Risultati ottenuti tramite il codice Feflow

Si riportano di seguito i risultati ottenuti dalle simulazioni tramite Feflow sull'argine percorso dalla galleria. La presenza del cunicolo è la causa che, nel Fiume Secchia, durante l'evento del 19 gennaio 2014, avrebbe indotto la formazione di una via di flusso preferenziale favorendo lo sviluppo del fenomeno del *piping*, l'erosione e portato al conseguente cedimento e crollo arginale. Anche in queste elaborazioni si è rappresentato il volume della galleria come un mezzo poroso con proprietà idrauliche differenti dal resto del rilevato, in particolare con valori di conducibilità idraulica elevati compresi tra 1 e 0.001 m/s e porosità comprese tra 0.3 e 0.6.

Per quanto riguarda gli intervalli di tempo di calcolo sono stati scelti costanti e pari a 600 s. Mentre i risultati sono registrati ogni ora coincidente con l'intervallo orario dei dati degli idrogrammi di piena.

I risultati delle simulazioni in corrispondenza della sezione del modello arginale in cui è rappresentata la galleria che attraversa il rilevato arginale sono in termini di altezze piezometriche, carichi totali, contenuto di umidità, saturazione e velocità nei nodi. Si riportano i risultati per il caso più gravoso ovvero considerando la galleria avente permeabilità k pari a 1 m/s e porosità n pari a 0.3. In Fig. 7.5 è riportata la distribuzione delle altezze piezometriche per la sezione trasversale del modello arginale attraversato dal flusso preferenziale, collocata in corrispondenza dell'asse della galleria, dove la curva di colore bianco rappresenta l'isopiezometrica con valori pressori nulli che separa la zona insatura dalla zona satura a pressione positiva, durante il passaggio del colmo dell'onda di piena del 19/01/2014 (ore 7.00).

La Fig. 7.6 mostra invece la distribuzione dei valori di saturazione del modello arginale in cui è ben evidente la saturazione della galleria e della zona circostante ad essa al passaggio del colmo di piena.

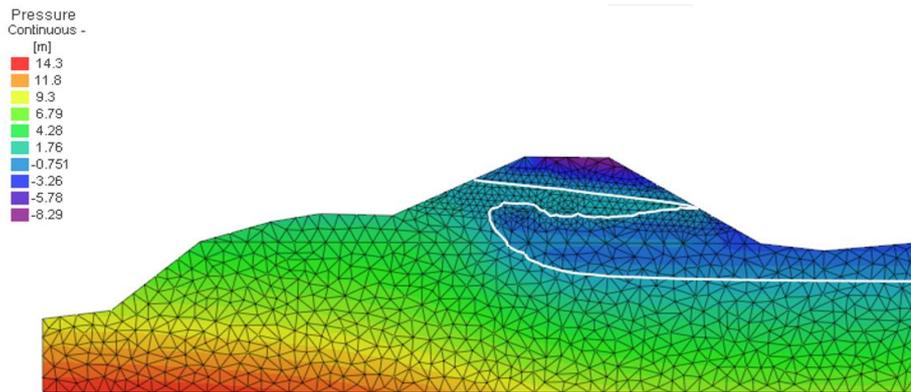


Fig. 7.5 Sezione trasversale del modello arginale con galleria, avente permeabilità $k = 1$ m/s e porosità $n = 0.3$, collocata in corrispondenza dell'asse della galleria che mostra la distribuzione delle altezze piezometriche (la curva di colore bianco rappresenta l'isopiezometrica con $p=0$) durante il passaggio del colmo dell'onda di piena del 19/01/2014 (ore 7.00).

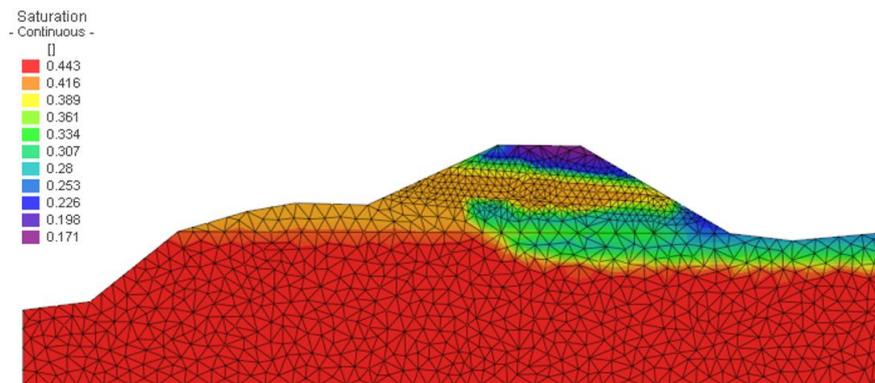


Fig. 7.6 Sezione trasversale del modello arginale con galleria, avente permeabilità $k = 1$ m/s e porosità $n = 0.3$, collocata in corrispondenza dell'asse della galleria che mostra la distribuzione dei valori di saturazione durante il colmo dell'onda di piena del 19/01/2014 (ore 7.00).

I valori sono quelli ricostruiti in corrispondenza del picco d'onda delle ore 07.00 del 19/01/2014. Nelle Figg. da 7.7 a 7.10 è riportata la distribuzione delle velocità lungo una sezione trasversale dello strato del modello arginale attraversato dal flusso preferenziale, collocata in corrispondenza dell'asse della galleria in istanti diversi durante il terzo colmo dell' evento di piena considerato.

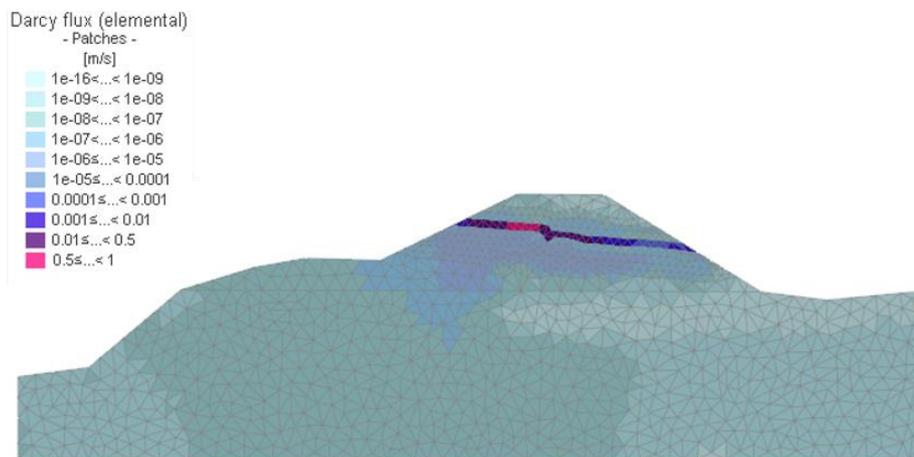


Fig. 7.7 Sezione trasversale del modello arginale attraversata dalla tana, avente permeabilità k pari a 1 m/s e porosità n pari a 0.3, che mostra la distribuzione delle velocità di Darcy in m/s all'interno degli elementi, durante il passaggio del colmo dell'onda di piena alle ore 6.00 del 19/01/2014.

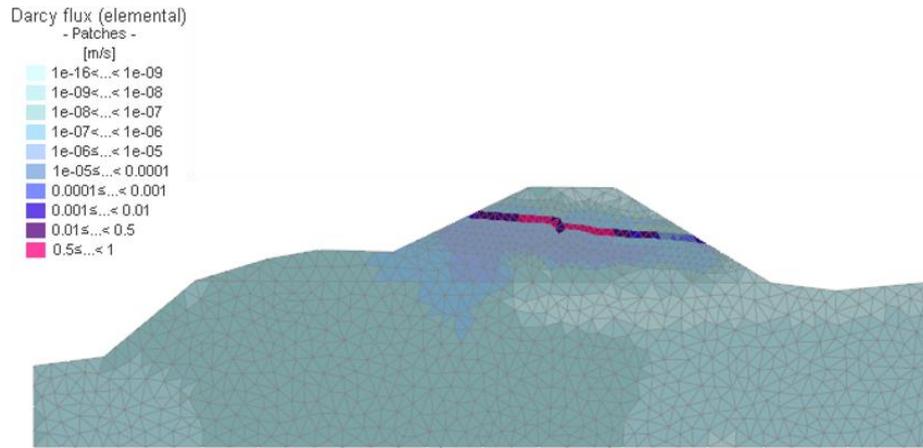


Fig. 7.8 Sezione trasversale del modello arginale attraversato dalla galleria, avente permeabilità k pari a 1 m/s e porosità n pari a 0.3, che mostra la distribuzione delle velocità di Darcy in m/s all'interno degli elementi, durante il passaggio del colmo dell'onda di piena alle ore 7.00 del 19/01/2014.

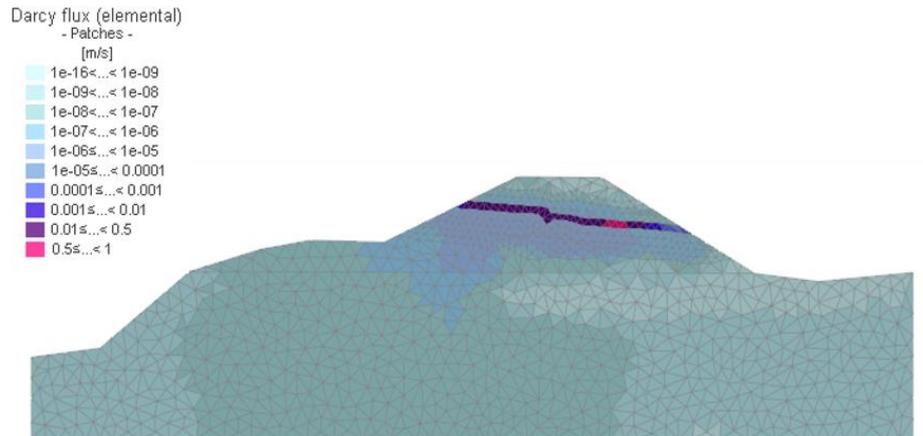


Fig. 7.9 Sezione trasversale del modello arginale attraversato dalla galleria, avente permeabilità k pari a 1 m/s e porosità n pari a 0.3, che mostra la distribuzione delle velocità di Darcy in m/s all'interno degli elementi, durante il passaggio del colmo dell'onda di piena alle ore 8.00 del 19/01/2014.

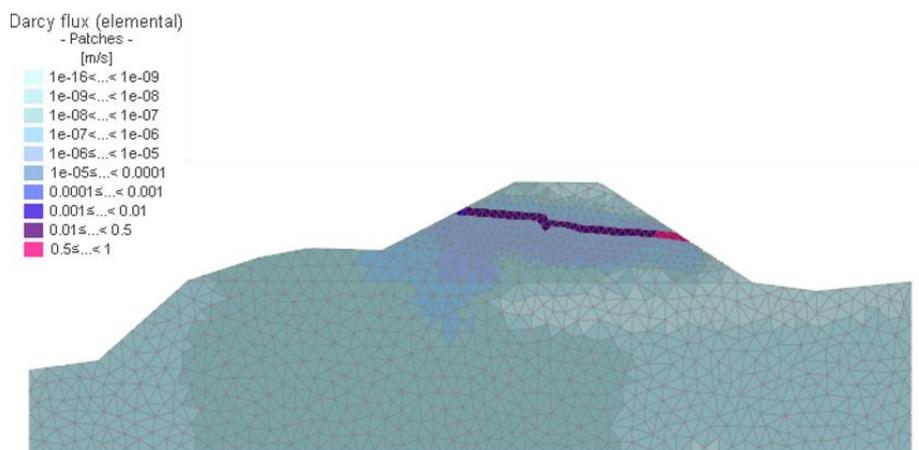


Fig. 7.10 Sezione trasversale del modello arginale attraversato dalla galleria, avente permeabilità k pari a 1 m/s e porosità n pari a 0.3, che mostra la distribuzione delle velocità di Darcy in m/s all'interno degli elementi, durante il passaggio del colmo dell'onda di piena alle ore 9.00 del 19/01/2014.

Prendendo in esame una sezione trasversale lontana dalla galleria (circa 3.5 m dall'asse) (Fig. 7.11) si vede come non siano riconoscibili effetti indotti dalla galleria. Le pressioni appaiono tutte con valori modestissimi notandosi solo un aumento delle stesse sul lato fiume in concomitanza con il passaggio del colmo di piena.

Così come le velocità (Fig. 7.12) sono inferiori di diversi ordini di grandezza rispetto alle velocità che si sviluppano in prossimità della cavità; si nota ancora che, in corrispondenza della porzione di argine lato fiume, sono presenti velocità non trascurabili influenzate dalla variazione delle quote idriche durante il colmo.

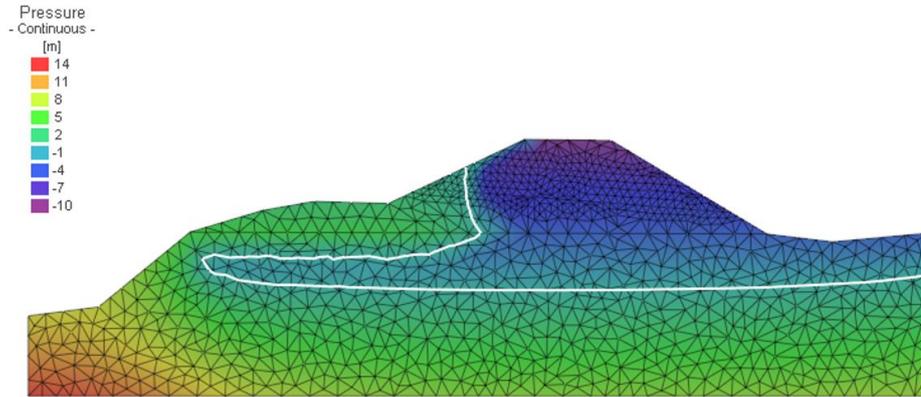


Fig. 7.11 Distribuzione delle altezze piezometriche (la curva di colore bianco rappresenta l'isopiezometrica con $p=0$) durante il passaggio dell'onda di piena alle ore 7.00 del 19/01/2014, lungo la sezione trasversale del modello arginale lontano dalla galleria.

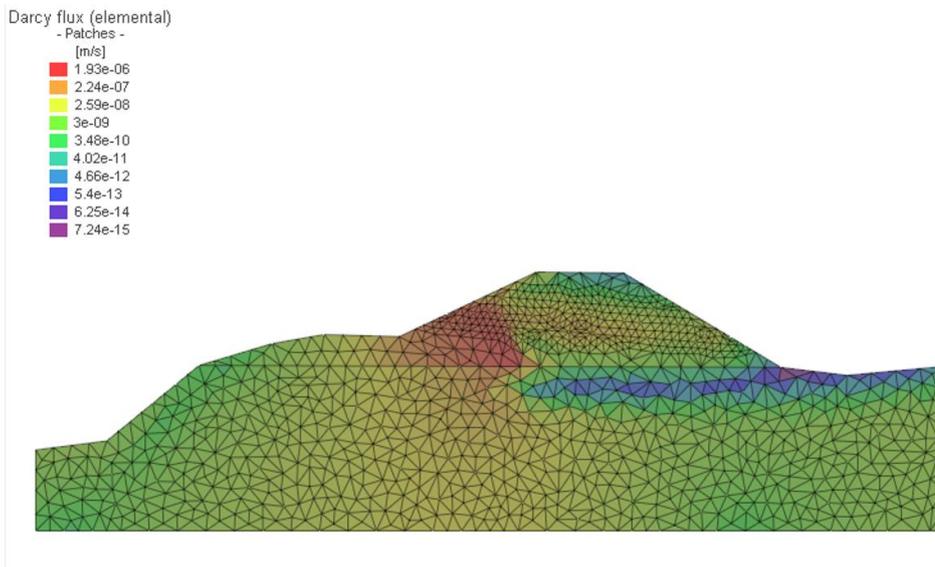


Fig. 7.12 Distribuzione delle velocità di Darcy in m/s all'interno dei elementi, durante il passaggio del colmo dell'onda di piena alle ore 7.00 del 19/01/2014 lungo la sezione trasversale del modello arginale lontano dalla galleria.

7.2.1 Analisi delle velocità rilevate nei punti di osservazione

Per un maggiore dettaglio di analisi sono state analizzate le velocità in alcuni nodi strategici di osservazione (Fig. 7.13 e Tabella 7.1 delle coordinate dei nodi).

Tabella 7.1 Coordinate dei nodi di calcolo in cui si è andati a calcolare le velocità e i fattori di sicurezza.

Nodi	X [m]	Z [m s.l.m.]
A	27.271	34.457
B	29.088	34.371
C	29.972	35.240
D	27.479	33.584
E	30.581	34.243
F	31.329	32.847
G	32.565	33.535
H	33.560	35.431
I	33.797	32.867
L	34.482	33.607
M	35.503	33.438
N	36.610	33.352
O	37.771	33.283
P	38.924	33.234
Q	40.417	33.116
R	41.796	32.923
S	40.517	32.124
T	36.529	32.438
U	37.707	34.524

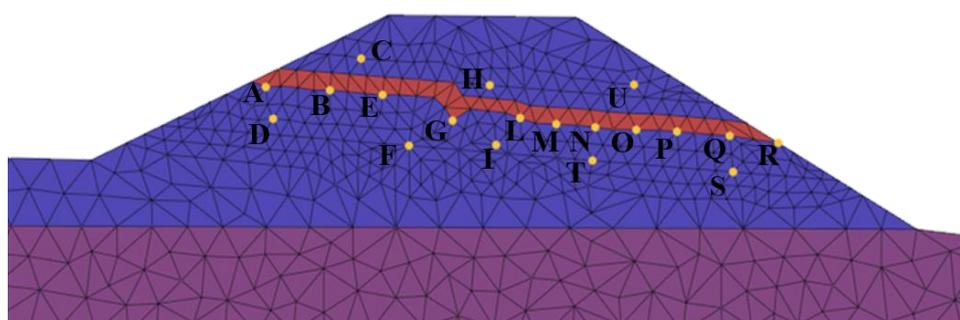


Fig. 7.13 Nodi di calcolo in cui si è evidenziato le velocità e calcolati i valori del fattore di sicurezza.

Sono stati, dunque, scelti a tale scopo alcuni nodi di confine della galleria, disposti lungo il percorso di flusso preferenziale e più lontani da esso per verificare anche quanto la presenza della galleria influisca sui nodi presenti nella zona circostante ad essa. In Figura 7.14 è riportato l'andamento delle velocità, in alcuni nodi di calcolo, durante il passaggio dell'evento transitate dall'inizio delle osservazioni (15/12/2013) fino al termine dell'analisi (24/01/2014).

I nodi del modello arginale presentano a seconda della loro posizione e dalla vicinanza o meno della galleria, un andamento delle velocità che varia in accordo col variare della portata transitante in alveo con variazioni repentine di velocità al passaggio dei 3 colmi di piena. I nodi di calcolo che confinano con la galleria presentano valori di velocità elevati rispetto agli altri nodi che hanno velocità più modeste.

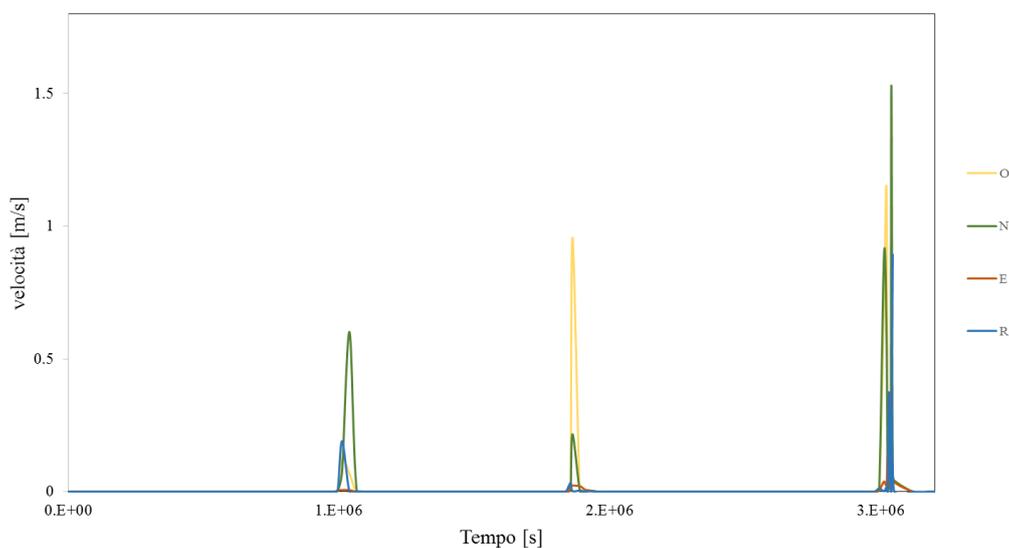


Fig. 7.14 Andamento delle velocità nel tempo (in secondi), in alcuni nodi di calcolo, durante il passaggio dell'evento di piena.

7.2.2 Influenza della presenza della galleria sulla stabilità arginale

Analogamente a quanto effettuato con i risultati delle simulazioni con Femwater sono stati utilizzati i valori delle velocità nei nodi e i valori dei carichi piezometrici. Per sinteticità i calcoli riportati si riferiscono solo ad alcuni nodi del modello arginale (nodi riportati in Fig. 7.13), scelti lungo il percorso della galleria e posti a distanza variabile dalla stessa.

I calcoli sono stati eseguiti per l'istante nel quale transita la portata di picco delle ore 07.00 del 19/01/2014. Sono stati esaminati diversi casi in cui sono stati fatti variare i valori di permeabilità k e di porosità n per il materiale di cui è costituita la galleria. Si riportano i risultati per i casi più caratterizzanti ovvero considerando la galleria avente permeabilità k pari a 1 m/s e 0.1 m/s e porosità n pari a 0.3 e 0.47. I differenti approcci utilizzati per la determinazione dello stato di stabilità dell'argine al momento del transito della portata di picco che ne ha causato la rottura sono i medesimi utilizzati per l'analisi con il Femwater per i modelli arginali in presenza o meno della galleria. Ogni metodo ha consentito il calcolo di un fattore di sicurezza che per garantire la stabilità del rilevato deve mantenersi al di sopra dell'unità. Il primo approccio, basato sul metodo di Richards e Reddy, 2014 calcola gli sforzi di taglio critico τ_{crit} e li pone a confronto con gli sforzi agenti $\tau_{available}$. Il valore di τ è stato determinato con la formula di Richards e Reddy (2014) ed è funzione del carico piezometrico h_p . Per il calcolo di τ_{crit} l'espressione è analoga a quella del τ ma è necessario calcolare il gradiente critico i_{crit} al posto del gradiente i . Esso può essere determinato in due differenti modi: si può calcolare $i_{crit,1}$ come rapporto tra la velocità e la permeabilità del materiale, utilizzando come velocità una velocità critica oppure utilizzando l'espressione più tradizionale di Terzaghi (1939) funzione della porosità e dei pesi specifici dell'acqua e del suolo. Il valore critico di velocità utilizzato per determinare $i_{crit,1}$, è stato scelto pari a 0,0056 m/s ricavato da valori tabellati ottenuti da esperimenti condotti da Richards

e Reddy (2012) tramite l'apparato sperimentale descritto nel Capitolo 5 Paragrafo 5.3.3 prendendo il valore corrispondente al campione di terreno con caratteristiche litostratigrafiche e proprietà simili a quelle del terreno costituente il rilevato arginale.

Il primo metodo (Richards e Reddy, 2014) è più adatto a rappresentare il comportamento dell'argine attraversato da un flusso d'acqua preferenziale, più adatto quindi a descrivere il fenomeno del *piping* rispetto al secondo metodo (Terzaghi, 1939). Il metodo di Terzaghi, infatti, è legato unicamente alle caratteristiche del terreno e non a quelle del moto che si instaura, restituendo così un fattore di sicurezza ritenuto adatto in generale allo studio della stabilità dell'argine, rispetto a quello ottenuto con il primo metodo (FS_1).

Nelle Tabelle 7.2 e 7.3 sono riportati i valori del gradiente idraulico i e degli sforzi di taglio τ calcolati nei nodi indicati in Fig. 7.13, posti a confronto con gli sforzi di taglio critico calcolati con il metodo di Richards e Reddy (2014) $\tau_{crit,1}$ e con quelli ottenuti con il metodo più tradizionale di Terzaghi $\tau_{crit,2}$ per la determinazione dei due fattori di sicurezza FS_1 e FS_2 , rispettivamente per modello arginale in presenza del percorso preferenziale in cui la galleria presenta permeabilità k pari a 1 m/s e porosità n pari a 0.3 e il caso k pari 0.1 m/s e n 0.47.

7 Caso di studio rotta F. Secchia: modellazione numerica tramite Feflow

Tabella 7.2 Calcolo del gradiente idraulico i , degli sforzi di taglio τ per i nodi indicati (ID) e degli sforzi di taglio critici calcolati con il metodo di Richards e Reddy (2012) $\tau_{crit,1}$ e con il metodo più tradizionale di Terzaghi $\tau_{crit,2}$ per la determinazione dei due fattori di sicurezza FS_1 e FS_2 per il modello arginale in cui la galleria presenta permeabilità k pari a 1 m/s e porosità n pari a 0.3.

ID	i	$\tau_{available}$	$i_{crit,1}$	$\tau_{crit,1}$	FS_1	$i_{crit,2}$	$\tau_{crit,2}$	FS_2
	[-]	[N/m ²]	[-]	[N/m ²]	[-]	[-]	[N/m ²]	[-]
Nodi confinanti con la galleria								
A	3.98E-02	1.68E+02	5.60E-03	2.36E+01	1.41E-01	0.70	2.95E+03	1.76E+01
B	3.82E-01	1.86E+03	5.60E-03	2.73E+01	1.47E-02	0.70	3.42E+03	1.83E+00
E	3.90E-01	1.86E+03	5.60E-03	2.67E+01	1.44E-02	0.70	3.33E+03	1.79E+00
G	4.43E-01	5.60E+03	5.60E-03	7.07E+01	1.26E-02	0.70	8.83E+03	1.58E+00
L	2.00E+00	2.34E+04	5.60E-03	6.55E+01	2.80E-03	0.70	8.19E+03	3.49E-01
M	2.09E+00	2.78E+04	5.60E-03	7.42E+01	2.67E-03	0.70	9.27E+03	3.34E-01
N	2.56E+00	3.58E+04	5.60E-03	7.83E+01	2.19E-03	0.70	9.78E+03	2.73E-01
O	2.55E+00	2.20E+04	5.60E-03	4.82E+01	2.19E-03	0.70	6.02E+03	2.74E-01
P	2.28E+00	-4.53E+03	5.60E-03	-1.11E+01	2.46E-03	0.70	-1.39E+03	3.07E-01
Q	1.30E+00	8.56E+03	5.60E-03	3.68E+01	4.30E-03	0.70	4.60E+03	5.37E-01
R	7.40E-01	7.26E-04	5.60E-03	5.49E-06	7.57E-03	0.70	6.86E-04	9.45E-01
Nodi non confinanti con la galleria								
C	5.54E-01	-3.95E+03	2.98E+03	-2.12E+07	5.38E+03	0.70	-4.99E+03	1.26E+00
D	4.49E+00	4.56E+02	2.98E+03	3.02E+05	6.63E+02	0.70	7.10E+01	1.56E-01
F	4.50E+00	4.99E+02	2.98E+03	3.31E+05	6.62E+02	0.70	7.77E+01	1.56E-01
H	9.65E-01	-1.50E+03	2.98E+03	-4.62E+06	3.09E+03	0.70	-1.09E+03	7.25E-01
I	5.07E+00	6.81E+03	2.98E+03	4.00E+06	5.87E+02	0.70	9.40E+02	1.38E-01
T	8.25E-01	-2.35E+03	2.98E+03	-8.50E+06	3.61E+03	0.70	-2.00E+03	8.48E-01
S	4.33E+00	2.11E+03	2.98E+03	1.45E+06	6.88E+02	0.70	3.41E+02	1.62E-01
U	1.35E-01	-6.62E+03	2.98E+03	-1.46E+08	2.21E+04	0.70	-3.43E+04	5.19E+00

7 Caso di studio rotta F. Secchia: modellazione numerica tramite Feflow

Tabella 7.3 Calcolo del gradiente idraulico i , degli sforzi di taglio τ per i nodi indicati (ID) e degli sforzi di taglio critici calcolati con il metodo di Richards e Reddy (2012) $\tau_{crit,1}$ e con il metodo più tradizionale di Terzaghi $\tau_{crit,2}$ per la determinazione dei due fattori di sicurezza FS_1 e FS_2 per il modello arginale in cui la galleria presenta permeabilità pari a 0.1 m/s e porosità n pari a 0.47.

ID	i	$\tau_{available}$	$i_{cri,1}$	$\tau_{cri,1}$	FS_1	$i_{cri,2}$	$\tau_{cri,2}$	FS_2
	[-]	[N/m ²]	[-]	[N/m ²]	[-]	[-]	[N/m ²]	[-]
Nodi confinanti con la galleria								
A	1.86E-02	1.59E-01	5.60E-02	4.80E-01	3.01E+00	0.53	4.54E+00	2.85E+01
B	1.02E-01	4.84E+00	5.60E-02	2.64E+00	5.46E-01	0.53	2.50E+01	5.17E+00
E	1.64E-01	1.24E+01	5.60E-02	4.23E+00	3.41E-01	0.53	4.00E+01	3.23E+00
G	1.55E-01	1.11E+01	5.60E-02	4.01E+00	3.61E-01	0.53	3.79E+01	3.41E+00
L	8.33E-01	3.20E+02	5.60E-02	2.15E+01	6.72E-02	0.53	2.03E+02	6.36E-01
M	4.91E-01	1.11E+02	5.60E-02	1.27E+01	1.14E-01	0.53	1.20E+02	1.08E+00
N	1.85E+00	1.57E+03	5.60E-02	4.77E+01	3.03E-02	0.53	4.51E+02	2.87E-01
O	8.94E-01	3.69E+02	5.60E-02	2.31E+01	6.26E-02	0.53	2.18E+02	5.92E-01
P	4.83E-01	1.07E+02	5.60E-02	1.25E+01	1.16E-01	0.53	1.18E+02	1.10E+00
Q	2.46E-01	2.78E+01	5.60E-02	6.34E+00	2.28E-01	0.53	6.00E+01	2.16E+00
R	3.81E-01	6.71E+01	5.60E-02	9.85E+00	1.47E-01	0.53	9.31E+01	1.39E+00
Nodi non confinanti con la galleria								
C	4.47E-01	1.10E-03	2.98E+03	7.36E+00	6.67E+03	0.70	1.73E-03	1.57E+00
D	4.55E+00	1.14E-01	2.98E+03	7.49E+01	6.55E+02	0.70	1.76E-02	1.54E-01
F	4.94E+00	1.35E-01	2.98E+03	8.15E+01	6.02E+02	0.70	1.91E-02	1.41E-01
H	9.10E-01	4.58E-03	2.98E+03	1.50E+01	3.27E+03	0.70	3.52E-03	7.69E-01
I	5.16E+00	1.47E-01	2.98E+03	8.50E+01	5.77E+02	0.70	2.00E-02	1.36E-01
T	6.37E-01	2.24E-03	2.98E+03	1.05E+01	4.68E+03	0.70	2.46E-03	1.10E+00
S	4.54E+00	1.14E-01	2.98E+03	7.47E+01	6.57E+02	0.70	1.75E-02	1.54E-01
U	1.51E-01	1.27E-04	2.98E+03	2.49E+00	1.97E+04	0.70	5.85E-04	4.62E+00

Osservando, dunque, i fattori di sicurezza FS_1 dell'argine, calcolati con il metodo di Richards e Reddy, in presenza della cavità si osserva che in corrispondenza dei nodi confinanti con il cunicolo i fattori sono nettamente inferiori all'unità e l'argine, quindi, non risulta essere in condizioni di sicurezza; ciò è inoltre confermato anche dal metodo di Terzaghi (1939).

Al di fuori della galleria, invece, i fattori di sicurezza del primo approccio sono superiori all'unità, in quanto dipendono principalmente dal regime di velocità presente nell'argine che è elevato in prossimità della galleria fino ad una certa distanza da essa e quasi nullo allontanandosi da essa. Anche il metodo Terzaghi conferma analogo comportamento, anche se i fattori risultano prossimi all'unità. Questo potrebbe indicare che il materiale costituente l'argine già di per se potrebbe essere soggetto all' innesco di moti di filtrazione.

La situazione risulta appena meno gravosa per il caso in cui la galleria presenti permeabilità pari a 0.1 m/s e porosità n pari a 0.47 con una variazione di circa un ordine di grandezza di FS_1 rispetto al caso precedente legato al valore delle velocità nei nodi, funzione a sua volta delle permeabilità.

Il terzo metodo proposto è frutto di un approccio innovativo alle problematiche connesse al fenomeno del *piping* messo a punto da Richards e Reddy (2014), del quale si è riferito nel Capitolo 5 Paragrafo 5.3.3 Il metodo è stato realizzato per il caso specifico dei fenomeni di *piping*, ed è per tale ragione particolarmente adatto all'analisi della situazione in esame, poiché descrive le criticità che possono verificarsi studiando la velocità del flusso in relazione alle caratteristiche del terreno nel quale il flusso si sviluppa. Tale approccio si basa, infatti, sul calcolo dell'energia cinetica critica in cui v_{crit} è la velocità critica già utilizzata per il primo metodo, pari a 0.0056 m/s.

Per il calcolo del fattore di sicurezza FS_3 vengono poste in rapporto l'energia cinetica critica con l'energia cinetica calcolata con la medesima formula, utilizzando non la velocità critica ma la velocità calcolata dal software nei rispettivi

nodi. Nelle Tabelle 7.4 e 7.5 sono riportati i risultati rispettivamente per l'argine in cui la galleria presenta permeabilità k pari a 1 m/s e porosità n pari a 0.3 e il caso k pari 0.1 m/s e n 0.47. I fattori di sicurezza ottenuti in entrambi i casi sono molto bassi nei nodi confinanti con il cunicolo, evidenziando una marcata carenza di sicurezza nella zona interessata dal fenomeno del *piping*. Essi sono più elevati man mano che ci si allontana dalla galleria. Essendo realizzato per descrivere fenomeni di *piping* il metodo, in assenza di tali fenomeni, ovvero per un argine privo di percorso preferenziale fornisce fattori di sicurezza di gran lunga più elevati perdendo di significato.

In Fig. 7.15 è riportato l'andamento nel tempo dei FS calcolati con i tre differenti approcci; in questo caso si è scelto a titolo d'esempio il nodo M disposto lungo il confine della tana. I FS₁ e FS₂, calcolati rispettivamente con il metodo di Richards e Reddy della τ_{cri} e il metodo di Terzaghi, durante gli istanti temporali in cui l'argine si presenta in condizione di parziale saturazione e le velocità di filtrazione sono prossime allo zero, risultano inferiori rispetto ai FS₃ relativi al criterio dell'energia cinetica critica, pur presentando tutti valori di gran lunga superiori all'unità, perdendo anche di significato. Viceversa in prossimità dei tre picchi dell'onda di piena i FS calcolati con il metodo dell'energia critica risultano minori dei FS della τ_{cri} e di Terzaghi e di molto inferiori all'unità, ciò dovuto all'incremento delle velocità di filtrazione quando i livelli idrici, in prossimità dei picchi, sono tali da intercettare la galleria. Questo conferma la maggiore adattabilità del metodo dell'Energia critica di Richards e Reddy a rappresentare il caso specifico del fenomeno di *piping* attraverso il cunicolo all'interno dell'argine. In Fig 7.16 è riportato l'andamento nel tempo dei FS₃ calcolati con il metodo dell'energia critica di Richards e Reddy (2014) per il nodo di calcolo M per differenti valori di conducibilità idraulica. Risulta evidente che per conducibilità idrauliche maggiori, i FS risultano minori. Per un valore di permeabilità k pari a

$1 \cdot 10^{-2}$ m/s i FS sono di circa due ordini di grandezza superiori rispetto al caso k pari a $1 \cdot 10^{-1}$ m/s e di circa quattro ordini rispetto al caso k pari a 1 m/s.

In Fig. 7.17 è riportato l'andamento nel tempo dei FS₃ calcolati con il metodo dell'energia critica di Richards e Reddy (2014) insieme con il grafico dell'idrogramma di piena, in cui è evidente come il fattore di sicurezza vari in alcuni nodi di calcolo seguendo le variazioni di livello idrico nel fiume e subisca una drastica riduzione in prossimità dei tre picchi. Si può osservare come i FS₃ risultano inferiori per i nodi confinanti con il percorso della tana o posti più in prossimità delle sollecitazioni indotte dalle variazioni dei livelli idrici lato fiume. Nelle Figg. da 7.18 a 7.21 sono riportati i valori dei FS più piccoli, calcolati per alcuni nodi di calcolo con i tre diversi metodi, riportati per quattro differenti combinazioni di rappresentazione della galleria, ovvero valori di permeabilità k pari a 1 m/s e 0.1 m/s e porosità n pari a 0.3 e n 0.47. Il metodo dell'energia cinetica di Richards e Reddy (2014) dimostra essere il più adatto ad interpretare il fenomeno di *piping*, poiché descrive le criticità che possono verificarsi studiando la velocità del flusso; i FS risultano più bassi per i nodi di calcolo lungo il confine della galleria (nodi: A, B, E, G, L, M, N, O, P, Q, R), in prossimità dei picchi di piena (in particolare per il terzo colmo) mentre per i nodi più lontani dalla tana (nodi: C, D, F, H, I, S, T, U) risultano inferiori i FS₁ e FS₂ calcolati con il metodo di Richards e Reddy della τ_{cri} e il metodo di Terzaghi. Si può osservare anche come i FS si riducano all'aumentare della conducibilità idraulica a parità di porosità e si riducano i FS al diminuire della porosità a parità di conducibilità idraulica, dovuto all'aumento della velocità effettiva nei nodi.

7 Caso di studio rotta F. Secchia: modellazione numerica tramite Feflow

Tabella 7.4 Calcolo dell'energia cinetica (E) per i nodi indicati (ID) e dell'energia critica (E_{crit}) calcolata con il metodo innovativo proposto da Richards e Reddy (2014) per la determinazione del fattore di sicurezza FS_3 per il modello arginale in cui la galleria presenta permeabilità k pari a 1 m/s e porosità n pari a 0.3.

ID	E	E_{crit}	FS_3
	[J]	[J]	[-]
Nodi confinanti con la galleria			
A	2.63E-04	5.22E-06	1.98E-02
B	2.43E-02	5.22E-06	2.15E-04
E	2.53E-02	5.22E-06	2.06E-04
G	3.27E-02	5.22E-06	1.60E-04
L	6.67E-01	5.22E-06	7.82E-06
M	7.30E-01	5.22E-06	7.15E-06
N	1.08E+00	5.22E-06	4.81E-06
O	1.09E+00	5.22E-06	4.78E-06
P	8.65E-01	5.22E-06	6.03E-06
Q	2.82E-01	5.22E-06	1.85E-05
R	9.11E-02	5.22E-06	5.73E-05
Nodi non confinanti con la galleria			
C	1.80E-13	5.22E-06	2.89E+07
D	1.19E-11	5.22E-06	4.40E+05
F	1.19E-11	5.22E-06	4.39E+05
H	5.48E-13	5.22E-06	9.52E+06
I	1.51E-11	5.22E-06	3.45E+05
T	4.00E-13	5.22E-06	1.30E+07
S	1.10E-11	5.22E-06	4.73E+05
U	1.07E-14	5.22E-06	4.88E+08

7 Caso di studio rotta F. Secchia: modellazione numerica tramite Feflow

Tabella 7.5 Calcolo dell'energia cinetica (E) per i nodi indicati (ID) e dell'energia critica (E_{crit}) calcolata con il metodo innovativo proposto da Richards e Reddy (2014) per la determinazione del fattore di sicurezza FS_3 per il modello arginale presenta permeabilità k pari a 0.1 m/s e porosità n pari a 0.47.

ID	E	E_{crit}	FS_3
	[J]	[J]	[-]
Nodi confinanti con la galleria			
A	3.67E-07	3.33E-06	9.07E+00
B	1.11E-05	3.33E-06	2.99E-01
E	2.86E-05	3.33E-06	1.17E-01
G	2.56E-05	3.33E-06	1.30E-01
L	7.37E-04	3.33E-06	4.52E-03
M	2.56E-04	3.33E-06	1.30E-02
N	3.63E-03	3.33E-06	9.18E-04
O	8.49E-04	3.33E-06	3.92E-03
P	2.47E-04	3.33E-06	1.35E-02
Q	6.41E-05	3.33E-06	5.20E-02
R	1.54E-04	3.33E-06	2.16E-02
Nodi non confinanti con la galleria			
C	7.49E-14	5.22E-06	6.96E+07
D	1.22E-11	5.22E-06	4.29E+05
F	1.44E-11	5.22E-06	3.63E+05
H	4.87E-13	5.22E-06	1.07E+07
I	1.57E-11	5.22E-06	3.33E+05
T	2.38E-13	5.22E-06	2.19E+07
S	1.21E-11	5.22E-06	4.31E+05
U	1.35E-14	5.22E-06	3.88E+08

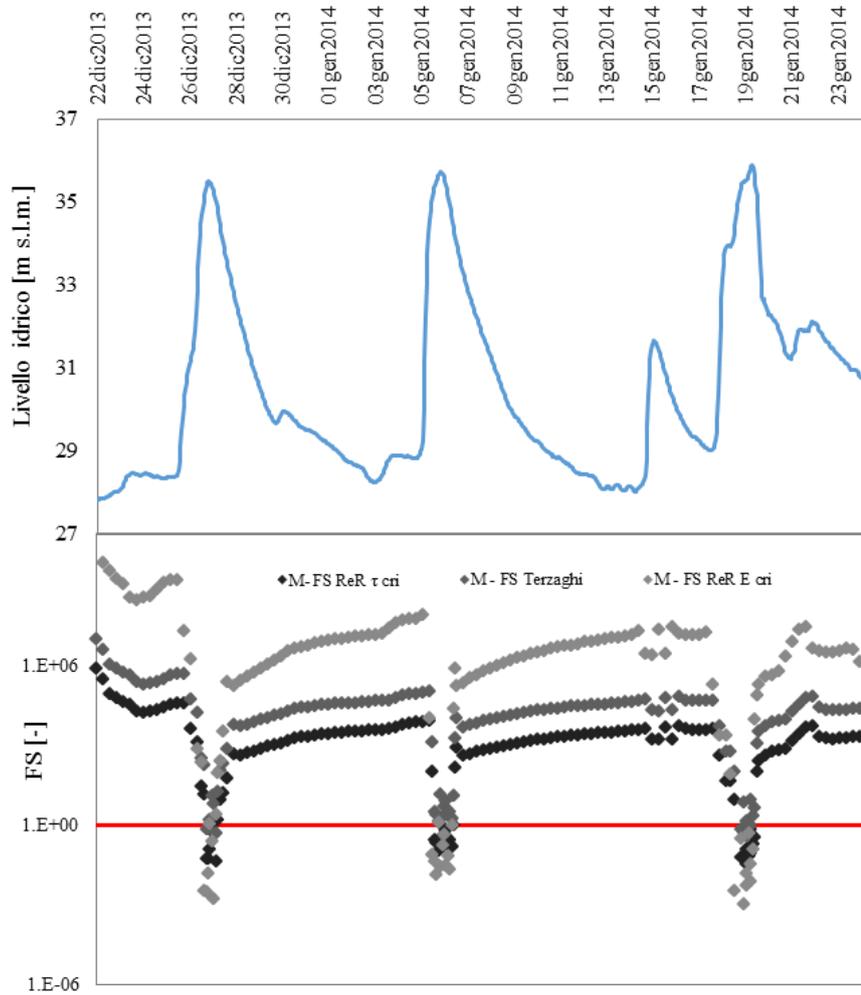


Fig. 7.15 Andamento nel tempo dei FS calcolati con i differenti approcci, per il nodo di calcolo M, insieme al grafico dell'idrogramma di piena.

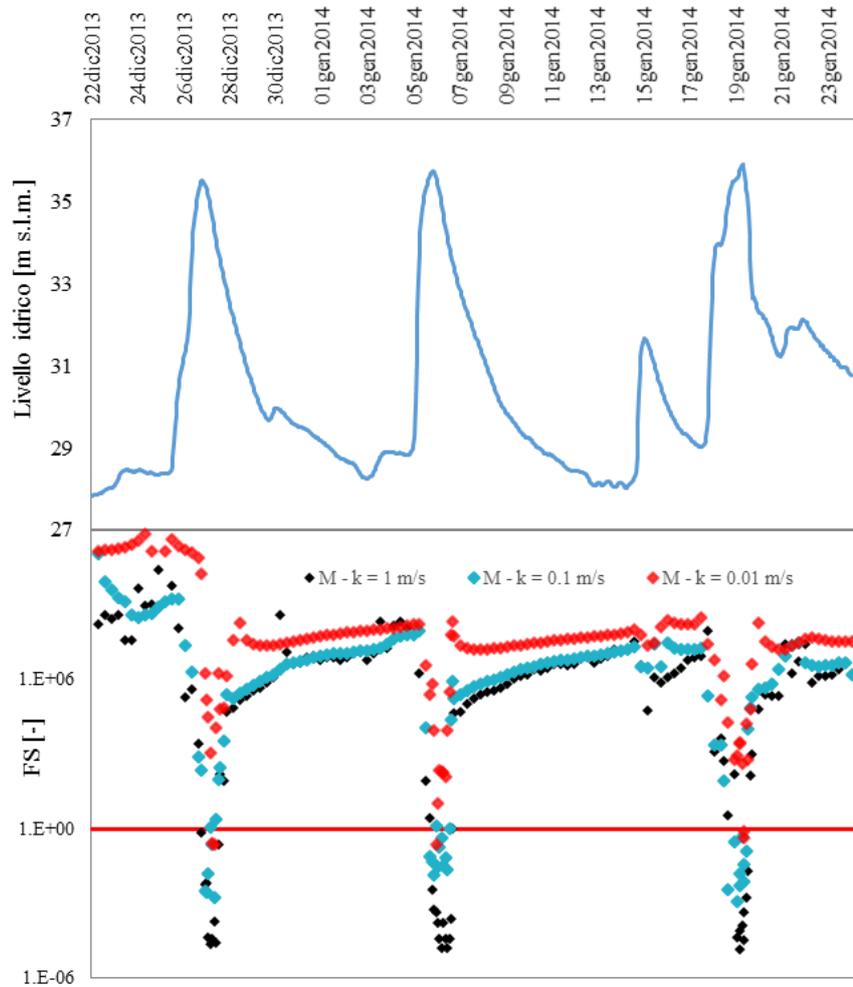


Fig. 7.16 Andamento nel tempo dei FS calcolati con il metodo dell'energia critica di Richards e Reddy (2014), per il nodo di calcolo M, per differenti valori di permeabilità k , insieme al grafico dell'idrogramma di piena.

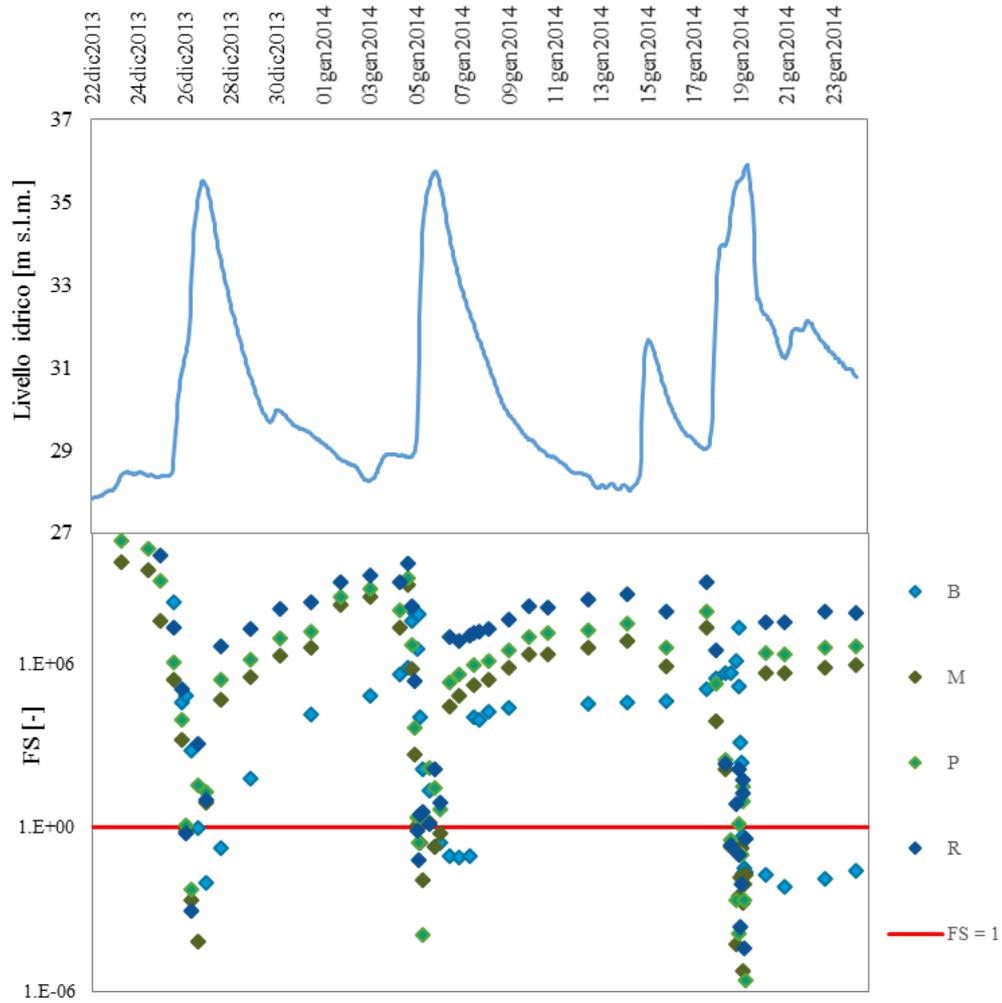


Fig. 7.17 Andamento nel tempo dei FS_3 calcolati con il metodo dell'energia critica di Richards e Reddy (2014), per alcuni nodi di calcolo, insieme al grafico dell'idrogramma di piena.

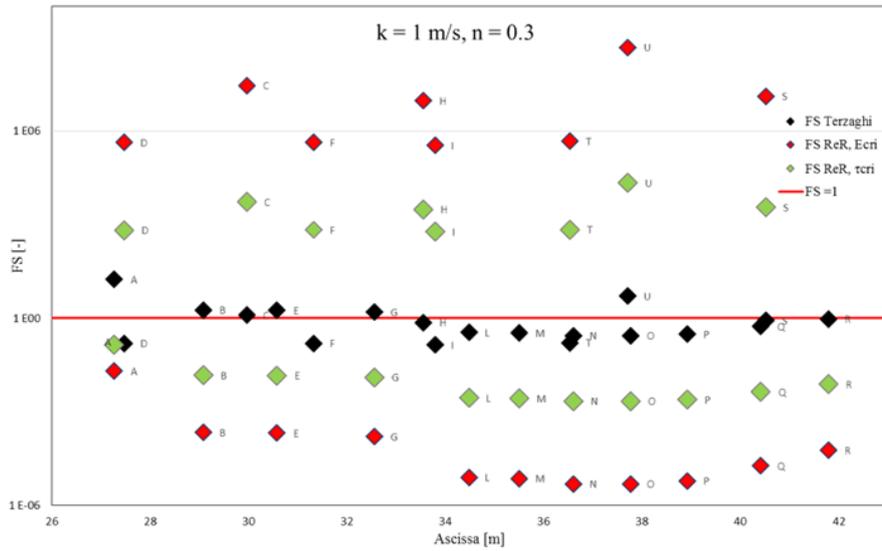


Fig. 7.18 Valore dei FS più bassi calcolati con i differenti approcci, per alcuni nodi calcolo, per il caso in cui la galleria presenta permeabilità k pari a 1 m/s e porosità n pari a 0.3.

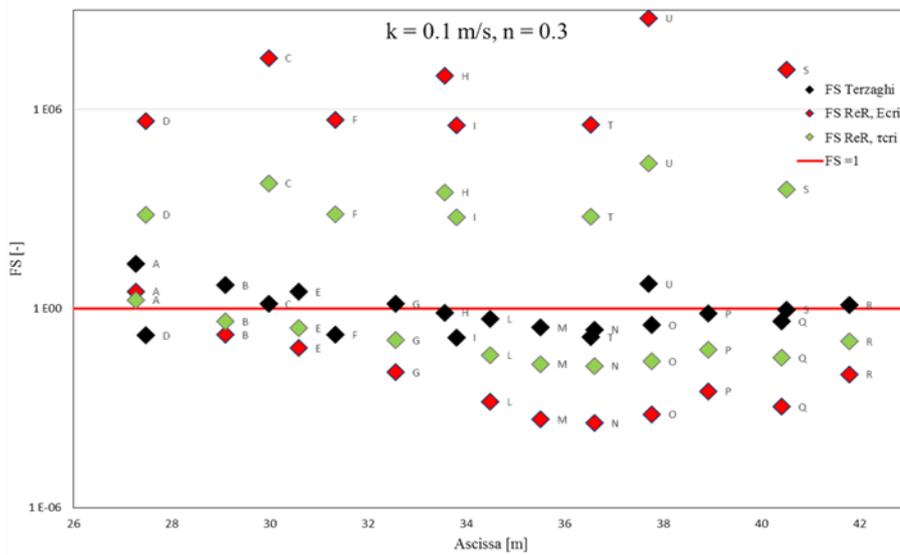


Fig. 7.19 Valore dei FS più bassi calcolati con i differenti approcci, per alcuni nodi calcolo, per il caso in cui la galleria presenta permeabilità k pari a 0.1 m/s e porosità n pari a 0.3.

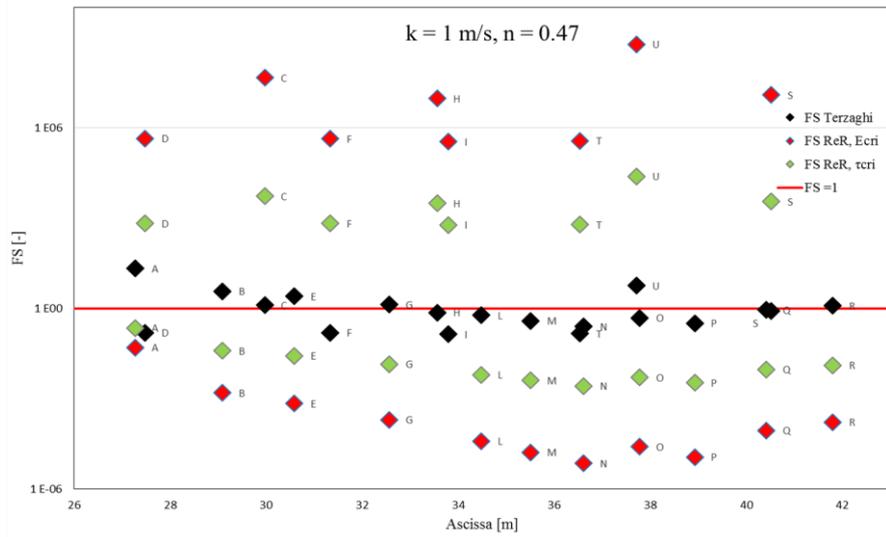


Fig. 7.20 Valore dei FS più bassi calcolati con i differenti approcci, per alcuni nodi calcolo, per il caso in cui la galleria presenta permeabilità k pari 1 m/s e porosità n 0.47.

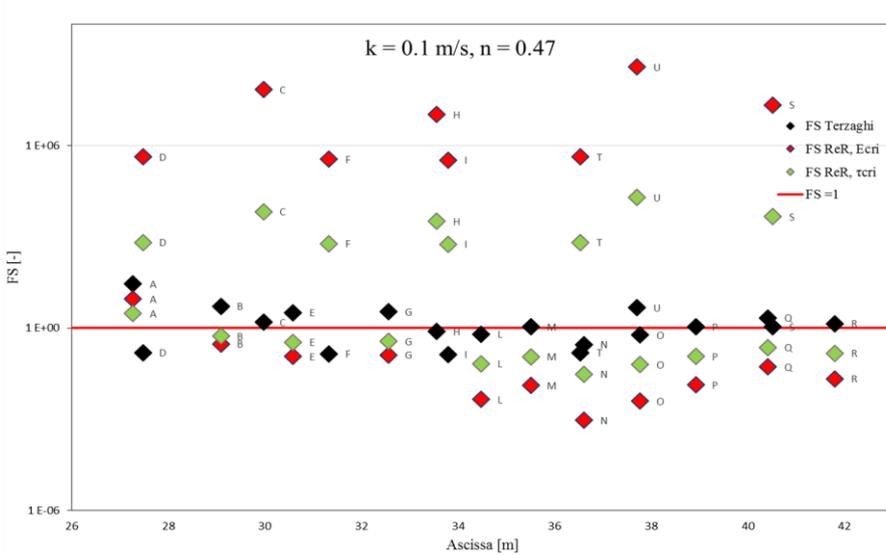


Fig. 7.21 Valori dei FS più bassi calcolati con i differenti approcci per alcuni nodi calcolo, per il caso in cui la galleria presenta permeabilità k pari 0.1 m/s e porosità n 0.47.

8 Caso di studio rotta F. Secchia: analisi di stabilità tramite Slide 2D

8.1 Verifiche di stabilità tramite Slide 2D

La stabilità di un pendio è usualmente analizzata mediante i metodi all'equilibrio limite globale. Questo tipo di analisi richiede la sola conoscenza della resistenza al taglio del terreno e non il comportamento sforzi - deformazioni. Con questi metodi non si hanno informazioni riguardanti l'entità dei movimenti di un pendio, ma si ottiene, un coefficiente di sicurezza. Questi metodi sono implementati in programmi di calcolo agli elementi finiti come Slide 2D in cui la procedura del calcolo del fattore di sicurezza è automatizzata. Nei metodi basati sul concetto di equilibrio limite globale, l'analisi di stabilità è effettuata quindi al fine di valutare un coefficiente di sicurezza. Questo valore deve essere calcolato per la superficie di scivolamento più critica, normalmente definita come "superficie di scivolamento critica".

Le verifiche di stabilità della sezioni arginale si sono svolte attraverso l'uso del codice di calcolo Slide 2D, versione 6.0 distribuito da Rocscience, software in grado di valutare la stabilità dei pendii basata sulla teoria dell'equilibrio limite.

Si ricorda che il problema trattato ha carattere fortemente tridimensionale: l'analisi mediante software 2D deve quindi intendersi come una approccio semplificato, al più complesso problema 3D; anche nella recente letteratura scientifica sono presenti applicazioni di analisi 2D per il caso del tutto analogo a quello trattato (Richards e Reddy, 2014 e Orlandini et al., 2015).

Le analisi di stabilità riportate studiano la stabilità dell'opera per diverse condizioni di carico applicate ai diversi modelli. L'argine, avendo due versanti (lato fiume e lato campagna), necessita di due verifiche di stabilità, una interna ed una esterna. In questo paragrafo verrà descritta l'analisi delle verifiche di stabilità e di filtrazione condotte per le sezioni di rilevato arginale del fiume Secchia oggetto della presente tesi.

Sono state eseguite verifiche di stabilità sull'argine privo di galleria e attraversato dalla galleria, che anche in questo caso, viene rappresentata con permeabilità elevata. La sagoma arginale, così come la mesh di calcolo sono importate direttamente dal Feflow.

Le verifiche di stabilità sono state condotte sul modello arginale con livello idrico del fiume basso pari alla quota di falda e successivamente, in transitorio e in stazionario, sia facendo eseguire prima la verifica alla filtrazione direttamente attraverso il modulo groundwater presente in Slide 2D, sia importando i valori di altezza piezometrica ottenute dal Feflow nei nodi di calcolo della griglia. Il Software Slide 2D, come descritto nel paragrafo 2.8 del Capitolo 2, è infatti in grado di effettuare analisi agli elementi finiti.

Le analisi sono state condotte sia dal punto di vista deterministico (in tal caso il risultato è un fattore di sicurezza FS) che probabilistico (si ottiene la probabilità di rottura PR %).

Il programma di calcolo determina il fattore di sicurezza a partire da metodi all'equilibrio limite. Per le verifiche sono stati utilizzati tutti i metodi contemplati:

1. *metodo di Fellenius;*
2. *metodo di Bishop semplificato;*
3. *metodo di Janbu;*
4. *metodo di Spencer;*
5. *metodo di Lowe-Karafiath;*
6. *metodo di Morgenstern-Price.*

Ognuno di questi metodi può dare un minimo fattore di sicurezza riferito ad una superficie di scivolamento differente.

Nella seguente trattazione si è deciso di riportare i risultati di stabilità ottenuti con il metodo all'equilibrio limite di Morgenstern & Price. Tra i tanti proposti si è deciso di scegliere quello di Morgenstern & Price (1965) poiché è uno dei metodi più diffusi, soddisfa tutte le condizioni di equilibrio, è applicabile a qualsiasi forma di superficie di scorrimento e è considerato un metodo molto accurato (3N equazioni ed incognite, Tanzini 2001).

8.1.1 Criteri di verifica

I criteri di verifica sono contenuti nelle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, dalle quali si apprende che le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto della forma e posizione della superficie di scorrimento, dell'assetto strutturale, dei parametri geotecnici e del regime delle pressioni interstiziali. Il livello di sicurezza è espresso, in generale, come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e sforzo di taglio agente mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale. Il coefficiente di sicurezza è definito anche come il rapporto tra la resistenza al taglio e la tensione tangenziale richiesta per l'equilibrio.

Il rapporto che esprime il livello di sicurezza di cui si è fatto cenno sopra corrisponde, di fatto, al fattore di sicurezza espresso dalla seguente relazione:

$$F_s = \frac{\tau_s}{\tau_m}$$

In definitiva le procedure attuate per le verifiche di sicurezza consistono nella ricerca lungo tutte le superfici di scorrimento possibili del fattore di sicurezza critico, quello cioè minore in termini di valore assoluto.

I metodi dell'equilibrio limite globale determinano, attraverso le equazioni della statica, la resistenza al taglio agente lungo la superficie di scivolamento presa in considerazione, necessaria all'equilibrio. Il coefficiente di sicurezza è da intendersi come un fattore per il quale possono essere ridotti i parametri di resistenza al taglio per portare il pendio in condizioni d'incipiente rottura.

I metodi all'equilibrio limite prevedono di suddividere il pendio in una serie di conci o strisce; ciascuno di essi viene analizzato separatamente calcolando le forze che vi agiscono. Il sistema di forze agenti su un singolo concio è riportato in Fig. 8.1:

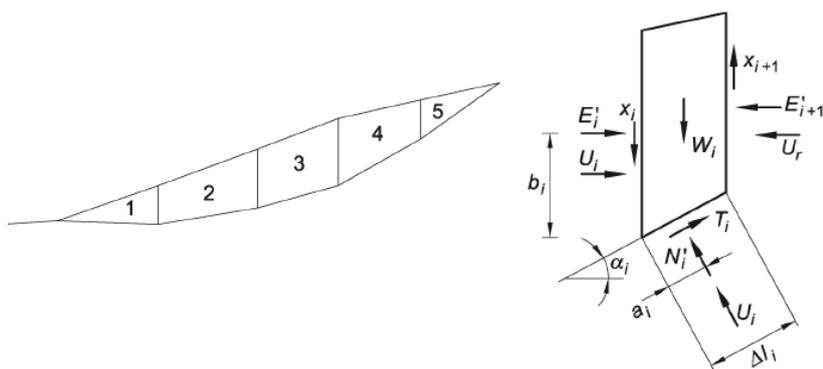


Fig. 8.1 Suddivisione del pendio in conci e sistema di forze agenti su ognuno di essi.

Le incognite del sistema sono:

- n forze N'_i ;
- $(n - 1)$ componenti E'_i ;
- $(n - 1)$ componenti X'_i ;
- n coordinate a_i per definire il punto di applicazione delle N'_i ;
- $(n - 1)$ coordinate b_i per definire il punto di applicazione delle E'_i ;
- 1 fattore di sicurezza FS.

Si hanno dunque $(5n - 1)$ incognite in $3n$ equazioni di equilibrio (2 equazioni di equilibrio alla traslazione e 1 equazione di equilibrio alla rotazione), nessun metodo rigoroso è quindi in grado di risolvere il sistema; per individuare una soluzione è necessario introdurre delle ipotesi semplificative.

8.1.2 Criteri di resistenza

I parametri di resistenza dei vari materiali possono essere definiti con diversi criteri di resistenza, di cui i principali sono:

- Criterio di resistenza di Mohr-Coulomb:

$$\tau = \sigma' \tan \varphi' + c'$$

dove $\sigma' = \sigma - u$ è lo sforzo efficace;

σ è lo sforzo totale;

u è la pressione interstiziale;

φ' è l'angolo di resistenza al taglio;

c' è la coesione efficace.

- Criterio di resistenza in condizioni non drenate, in cui:

$$\tau = c_u$$

Dove c_u è la coesione non drenata.

Si è deciso di modellare il terreno attraverso il modello di Mohr-Coulomb, uno dei modelli implementati nel programma. I parametri richiesti sono quelli che si possono ricavare dalle prove di laboratorio e dai dati provenienti da prove in sito. I parametri richiesti dal programma ed utilizzati per definire il modello Mohr-Coulomb sono i seguenti:

- Peso del terreno γ_s (kN/m³)
- Angolo di Resistenza al taglio φ (°)
- Coesione c (kPa).

8.1.3 La normativa tecnica

La normativa vigente in materia di opere geotecniche è descritta nelle Norme tecniche per le costruzioni, D.M. 14 Gennaio 2008 (NTC 2008), Ministero delle Infrastrutture, 2008, in particolare nel capitolo 6; i rilevati arginali rientrano tra le opere in materiali sciolti e necessitano di una normativa particolare. Quest'ultima viene riportata nelle Norme tecniche per la progettazione delle dighe di sbarramento (D.M. 24 marzo 1982).

Per le diverse verifiche sono stati utilizzati i parametri di amplificazione dei carichi e riduzione dei parametri geotecnici dettati dalle NTC 2008 per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo ovvero l'Approccio 1-Combinazione 2 (A2+M2+R2, il 2 si riferisce allo SLU di tipo geotecnico (GEO)) per lo Stato Limite Ultimo (SLU) e la verifica SLU al sifonamento. I coefficienti sono riassunti in Tabella 8.1 e Tabella 8.2.

Tabella 8.1 Coefficienti parziali per l'Approccio 1-Combinazione 2: (A2+M2+R2) per le verifiche SLU (NTC 2008).

Azioni Permanenti (A2)		Coefficienti Parziali
Favorevoli	γ_{G1}	1,0
Sfavorevoli	γ_{G1}	1,0
Azioni Variabili (A2)		Coefficienti Parziali
Favorevoli	γ_{G2}	0,0
Sfavorevoli	γ_{G2}	1,3
Parametri dei Materiali (M2)		Coefficienti Parziali
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio ($\tan\phi'$)	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Coesione efficace (c')	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistenza non drenata (c_u)	γ_{c_u}	1,4
Peso dell'unità di volume (γ)	γ_{γ}	1,0
Resistenze (R2)		Coefficienti Parziali
Resistenza del terreno	γ_R	1,1

Tabella 8.2 Coefficienti parziali per le verifiche SLU al sifonamento (NTC 2008).

Azioni Permanenti (A2)		Coefficienti Parziali
Favorevoli	γ_{G1}	1,3
Sfavorevoli	γ_{G1}	0,9
Azioni Variabili (A2)		Coefficienti Parziali
Favorevoli	γ_{G2}	0,0
Sfavorevoli	γ_{G2}	1,5
Parametri dei Materiali (M2)		Coefficienti Parziali
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio ($\tan\phi'$)	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Coesione efficace (c')	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistenza non drenata (c_u)	γ_{c_u}	1,4
Peso dell'unità di volume (γ)	γ_{γ}	1,0
Resistenze (R2)		Coefficienti Parziali
Resistenza del terreno	γ_R	1,1

Applicando i coefficienti di riduzione sui parametri geotecnici e di amplificazione sulle azioni instabilizzanti da normativa tecnica (NTC 2008) si ritiene che le verifiche si possono considerare soddisfatte per l'argine esistente in questione se il Fattore di Sicurezza FS risulta maggiore di 1. A riguardo di questa materia vi sono, inoltre, le normative che trattano la parte sismica delle verifiche di stabilità ma non sono riportate ed esulano dalla presente trattazione.

8.1.4 Modellazione tramite Slide 2D

Nello specifico, tramite questo software si è voluto verificare, in primis, l'opera priva di disomogeneità all'interno della struttura arginale (caso ARGINE INTEGRIO), successivamente verificare la stabilità per il caso risultato peggiore dalle precedenti simulazioni sui modelli di filtrazione, in cui la permeabilità k della galleria è pari a 1 m/s (caso GALLERIA $k = 1$ m/s) e importando i valori del carico pressorio nei nodi direttamente dal Feflow per la sezione attraversata dalla galleria. Inoltre sono state condotte verifiche di stabilità nel caso di galleria per metà vuota (caso GALLERIA METÀ VUOTA e $k = 1$ m/s) in questo caso si è proceduto prima all'analisi delle filtrazioni tramite il software Slide 2D e successivamente, dai risultati ottenuti, il software esegue le verifiche di stabilità.

La geometria della sezione del rilevato arginale sono le medesime dei modelli eseguiti tramite Femwater e Feflow. Si riportano in Figg. 8.2, 8.3 e 8.4 le sezioni in assenza di galleria (caso ARGINE INTEGRIO), con la presenza della galleria interamente passante l'argine, costituita tutta da materiale con permeabilità elevata (caso GALLERIA $k = 1$ m/s), e la sezione con la galleria per metà vuota e metà costituita tutta da materiale con permeabilità $k = 1$ m/s (caso GALLERIA METÀ VUOTA e $k = 1$ m/s).

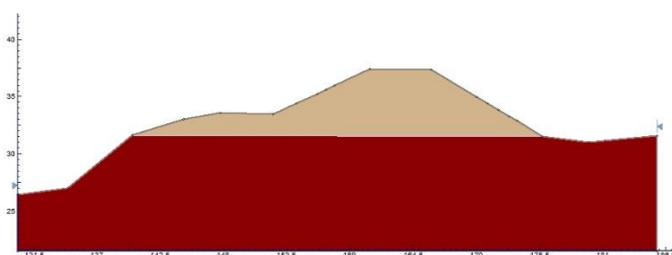


Fig. 8.2 Sezione argine e fondazione in assenza di galleria (caso ARGINE INTEGRIO).

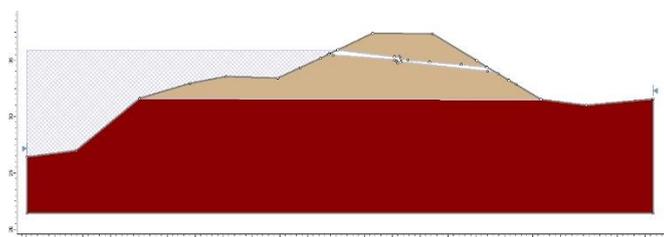


Fig. 8.3 Sezione argine e fondazione in presenza di galleria passante simulata con permeabilità elevata (caso GALLERIA $k = 1$ m/s).

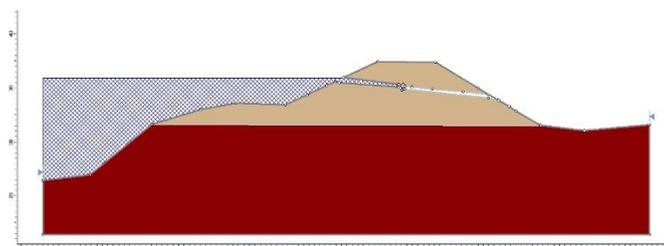


Fig. 8.4 Sezione argine e fondazione in presenza di galleria vuota per metà e con permeabilità elevata (caso GALLERIA METÀ VUOTA e $k = 1$ m/s).

8.1.5 Parametri idraulici e geotecnici

La stratigrafia, le proprietà idrauliche (permeabilità e parametri curve Van Genuchten) e geotecniche utilizzati per le verifiche di stabilità e simulazioni delle filtrazioni, sono state desunte dai sondaggi e analisi di laboratorio riportati nella relazione della commissione scientifica ed impiegati anche per i modelli di filtrazioni realizzati con Feflow e Femwater. I sondaggi hanno permesso d'individuare il tipo di materiale presente in sito e la successione stratigrafica, mentre attraverso le indagini di laboratorio sono stati determinati i parametri di resistenza meccanica del terreno.

A scopo cautelativo e come anche ipotizzato nelle verifiche eseguite per la relazione finale post rotta in cui il materiale è stato considerato con coesione nulla, il materiale costituente l'argine è stato ipotizzato debolmente coesivo ($c=1$ kN/m²) mentre la fondazione presenta coesione nulla.

I valori di peso specifico sono considerati all'interno del modello, come peso secco o peso saturo, a seconda del livello di saturazione. Mentre per la galleria, nelle analisi delle filtrazioni, si è ipotizzato un materiale molto permeabile ($k = 1 \text{ m/s}$) e per le verifiche di stabilità sono considerate caratteristiche geotecniche più scadenti rispetto al materiale costituente il rilevato (i parametri geotecnici γ e ϕ sono stati ridotti del 25 %).

Si riportano in Tabella 8.3 le proprietà idrauliche e geotecniche per il rilevato arginale e per la fondazione.

Tabella 8.3 Parametri geotecnici e idraulici: corpo arginale e fondazione.

Materiale	Peso Specifico γ [kN/m ³]	Coesione c [kN/m ²]	Angolo d'attrito ϕ	Permeabilità k [m/s]	Parametri VanGen. α [1/m]	Parametri VanGen. n [-]
Corpo arginale	19	1	32	1.88 E-6	1.540	1.494
Fondazione	18.8	0	28.8	1.05 E-7	1.948	1.409

8.1.6 Condizioni al contorno

Per quanto riguarda la verifica in moto stazionario la condizione al contorno di carico idraulico assegnato (lato fiume) prevede il livello idrico pari a 35.9 m s.l.m. valore approssimativamente pari al colmo dell'evento di piena del 19/01/2014.

Per le verifiche in transitorio è stato impiegato l'idrogramma di piena utilizzato anche per i precedenti modelli di filtrazione che va dal 15/12/2013 al 24/1/2014 (idrogramma in Fig. 6.9, Paragrafo 6.1.2). In entrambi i casi la condizione lato campagna è una condizione di carico idraulico costante nel tempo corrispondente alla condizione al contorno di falda indisturbata sufficientemente distante dal corso d'acqua di circa 2 m sotto il piano campagna, pari a 29 m s.l.m..

8.1.7 Casi analizzati per la verifica di stabilità

Sono state eseguite diverse verifiche per diverse tipologie di sezione (Tabella 8.4) la prima (ARGINE INTEGRO) considera la geometria analoga a quella esaminata con i software di modellazione delle filtrazioni Feflow e Femwater in assenza della galleria, la seconda sezione (GALLERIA $k = 1$ m/s) contempla il caso peggiore in cui è presente la galleria passante ed è considerata riempita di materiale molto permeabile mentre la terza sezione verificata (GALLERIA METÀ VUOTA e $k = 1$ m/s) presenta una galleria che è stata per metà rappresentata vuota e per metà riempita di materiale molto permeabile ($k = 1$ m/s) con caratteristiche geotecniche scadenti (parametri geotecnici ridotti del 25 %).

Le verifiche di stabilità condotta lato fiume **0A** e lato campagna **0B** in presenza di livello idrico pari a 27 m s.l.m., utilizzano i parametri di amplificazione dei carichi e riduzione dei parametri geotecnici dettati dalle NTC 2008 per la combinazione di Stato Limite Ultimo denominata A2+M2+R2 (Tabella 8.1).

Le verifiche di stabilità **1A** e **1B** rispettivamente lato fiume e lato campagna sono eseguite successivamente alle verifiche e analisi di filtrazione in transitorio attribuendo come condizione al contorno lato fiume l'onda di piena relativa all'evento di piena che ha generato la rotta arginale.

Nel corso della verifica di filtrazione vengono condotte verifiche di stabilità a intervalli di tempo prefissati (stages). Per il caso in transitorio in cui sono stati registrati e visualizzati i risultati ogni ora, si riportano i risultati dell'analisi di filtrazione e del calcolo del FS in corrispondenza del terzo colmo ore 7:00 del 19/1/2014. In questo caso è stata impostata una verifica lato campagna con la combinazione di parametri più gravosa, ovvero quella relativa allo Stato Limite Ultimo di Sifonamento (Tabella 8.2).

Le verifiche per i casi **2A** e **2B**, rispettivamente lato fiume e lato campagna, prevedono l'analisi della filtrazione in moto stazionario. La verifica di stabilità viene condotta con la combinazione di parametri relativa allo Stato Limite Ultimo A2+M2+R2 lato fiume e Stato Limite Ultimo al Sifonamento lato campagna (Tabella 8.1 e 8.2).

Tabella 8.4 Tipologie di verifiche eseguite per i diversi casi.

ID verifica	Condizione di carico	Verifica	Lato	Tipo verifica
0A	27 m s.l.m.	SLU (A2+M2+R2)	CAMPAGNA	stabilità
0B	27 m s.l.m.	SLU (A2+M2+R2)	FIUME	stabilità
1A	Onda di piena 15/12/13 - 24/1/14	S SLU (A2+M2+R2)	FIUME	filtrazione in transitorio - stabilità
1B	Onda di piena 15/12/13 - 24/1/14	SLU al sifonamento	CAMPAGNA	filtrazione in transitorio - stabilità
2A	Colmo 35.9 m s.l.m.	SLU (A2+M2+R2)	FIUME	filtrazione in stazionario - stabilità
2B	Colmo 35.9 m s.l.m.	SLU al sifonamento	CAMPAGNA	filtrazione in stazionario - stabilità

8.1.8 Risultati verifiche

Di seguito si riportano le analisi effettuate riportando alcuni dei casi più critici dal punto di vista della stabilità (Figg. da 8.5 a 8.12). Si riportano i risultati delle superfici aventi fattori di sicurezza FS più bassi, calcolati impiegando più metodi all'equilibrio limite, e riportando quelli relativi al metodo Morgenstern-Price per le ragioni esposte precedentemente.

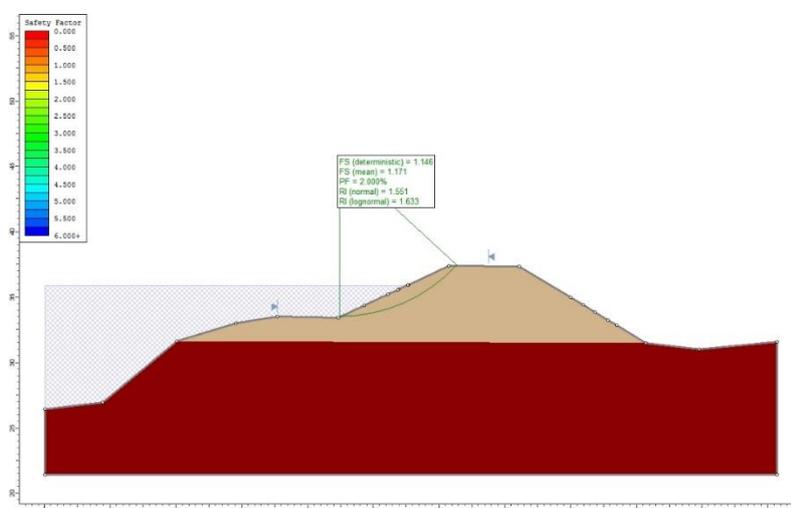


Fig. 8.5 Risultato dell'analisi di stabilità lato fiume per il caso di argine privo di galleria (caso ARGINE INTEGRO), derivante dall'analisi della filtrazione in stazionario (2A) per il massimo livello della piena. Il FS più basso si registra lungo il paramento lato fiume ed è pari a 1.146 con PR pari al 2%.

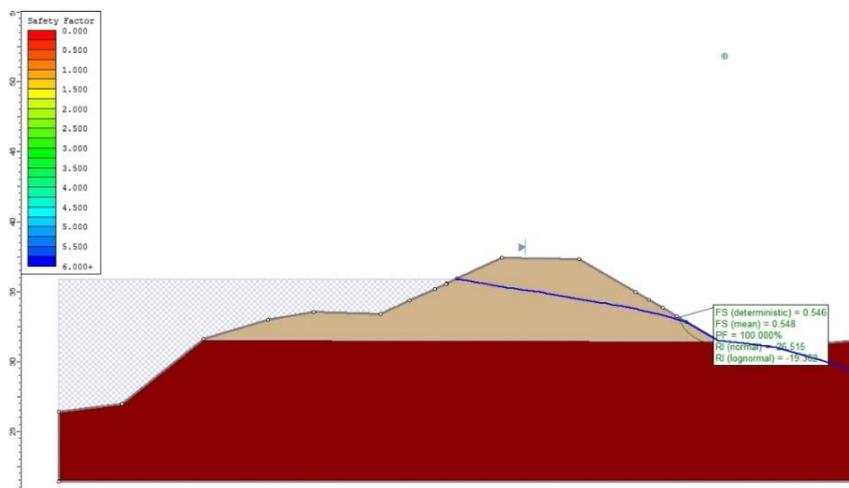


Fig. 8.6 Risultato dell'analisi di stabilità lato campagna per il caso di argine privo di galleria (caso ARGINE INTEGRO), derivante dall'analisi della filtrazione in stazionario (2B) per il massimo livello della piena. Il FS più basso si registra lungo la superficie al piede dell'argine ed è pari a 0.546 con PR pari al 100%. In blu è rappresentata la linea di saturazione.

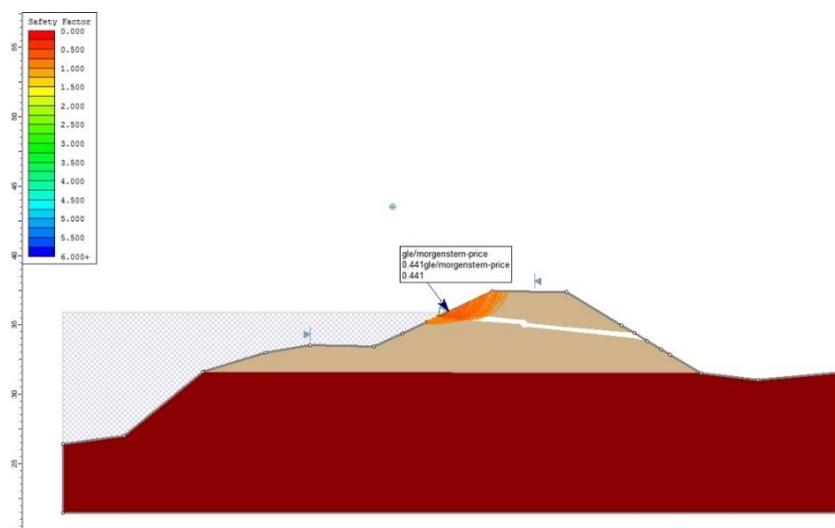


Fig. 8.7 Risultato dell'analisi di stabilità lato fiume per il caso di GALLERIA $k = 1$ m/s, derivante dall'analisi della filtrazione in stazionario (2A) per il massimo livello della piena. Il FS più basso è localizzato lungo la superficie in prossimità dell'ingresso della galleria lato fiume ed è pari a 0.441 con PR pari al 100%. Nelle diverse tonalità di colore arancio sono rappresentate le superfici più critiche, con FS inferiori ad 1, nella zona sommitale dell'argine e dall'ingresso della galleria.

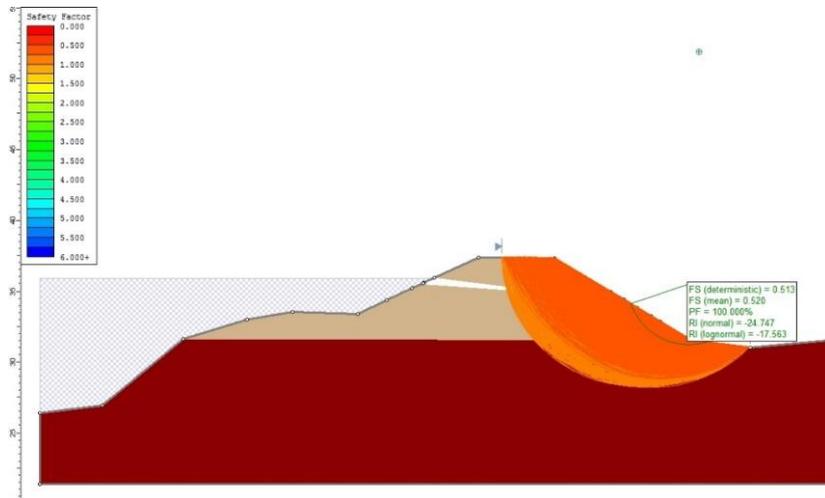


Fig. 8.8 Risultato dell'analisi di stabilità lato campagna per il caso di GALLERIA $k = 1$ m/s, derivante dall'analisi della filtrazione in stazionario (2B) per il massimo livello della piena. Il FS più basso si registra lungo la superficie al piede dell'argine ed è pari a 0.513 con PR pari al 100%. Nelle diverse tonalità di colore arancio sono rappresentate le superfici più critiche con FS inferiori ad 1.

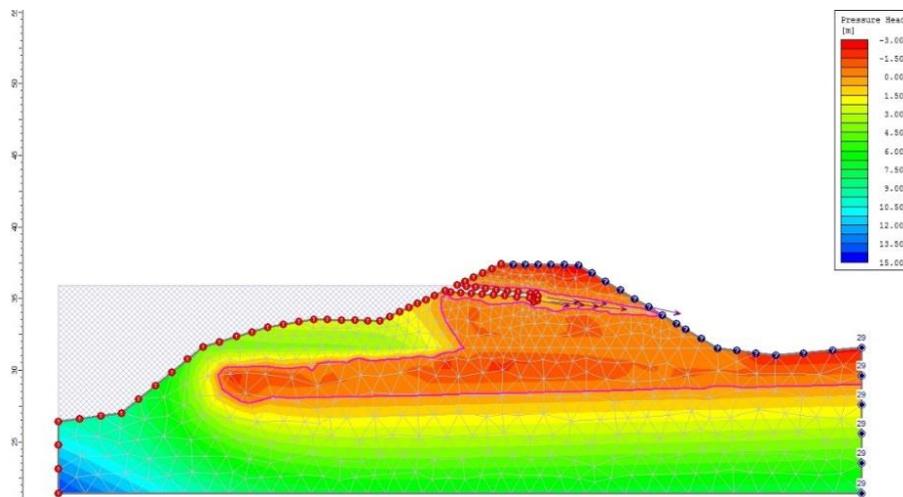


Fig. 8.9 Risultato delle analisi delle filtrazioni in regime transitorio (casi 1A e 1B) in termini di altezze pressorie (istante relativo al 3 colmo ore 7.00 del 19/1/2014) per il caso GALLERIA METÀ VUOTA e $k = 1$ m/s. In rosso è rappresentata l'isopiezometrica con valori pressori nulli che separa la zona insatura dalla zona satura a pressione positiva.

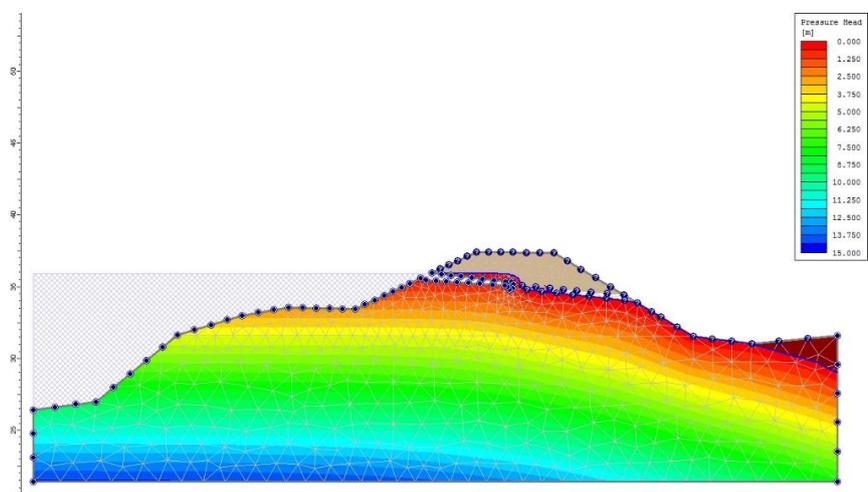


Fig. 8.10 Risultato delle analisi delle filtrazioni in regime stazionario (livello massima piena 35.9 m s.l.m.) (casi **2A** e **2B**) in termini di altezze pressorie (istante relativo al 3 colmo ore 7.00 del 19/1/2014) per il caso GALLERIA METÀ VUOTA e $k = 1$ m/s. In blu è riportata l'isopiezometrica con valori pressori nulli che separa la zona insatura dalla zona satura a pressione positiva.

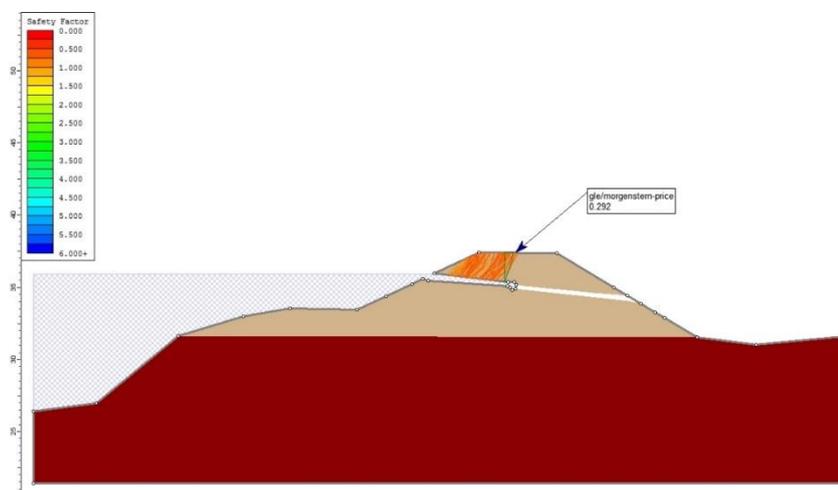


Fig. 8.11 Risultato dell'analisi di stabilità lato fiume per il caso di GALLERIA METÀ VUOTA e $k = 1$ m/s derivante dall'analisi della filtrazione in stazionario (**2A**) per il massimo livello di piena. Il FS più basso si registra nella parte sommitale dell'argine ed è pari a 0.292 con PR pari al 100%. Nelle diverse tonalità di colore arancio sono invece rappresentate le superfici più critiche con FS inferiori ad 1.

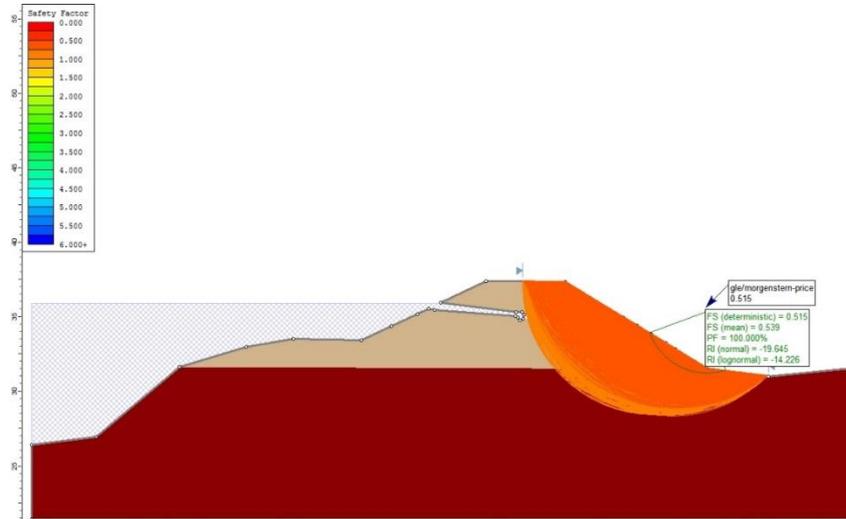


Fig. 8.12 Risultato dell'analisi di stabilità lato campagna per il caso di GALLERIA METÀ VUOTA e $k = 1$ m/s derivante dall' analisi di filtrazione in stazionario (2B) per il massimo livello della piena. Il FS più basso si registra nella parte sommitale dell'argine ed è pari a 0.515 con PR pari al 100%. Nelle diverse tonalità di arancione sono invece rappresentate le superfici più critiche con FS inferiori ad 1.

In Tabella 8.5 è riportata una sintesi dei risultati ottenuti, che evidenzia per ogni sezione la geometria adottata, i fattori di sicurezza e le probabilità di rottura per la superficie più critica.

Tabella 8.5 Fattori di Sicurezza FS e Probabilità di Rottura PR per i diversi casi analizzati.

CASI	ARGINE INTEGRO		GALLERIA $k = 1$ m/s		GALLERIA METÀ VUOTA e $k = 1$ m/s	
	FS	PR (%)	FS	PR (%)	FS	PR (%)
0A	1.152	6	0.689	100	0.726	100
0B	0.898	81	0.506	100	0.616	100
1A	1.306	0	0.716	98.2	0.580	100
1B	0.878	96	0.488	100	0.578	100
2A	1.146	2	0.441	100	0.292	100
2B	0.546	100	0.513	100	0.515	100

Le verifiche effettuate hanno evidenziato una generale condizione di instabilità legata alle condizioni di massima saturazione del corpo arginale in particolar modo nel caso limite stazionario che risulta per le diverse geometrie verificate il caso peggiore in assoluto. La verifica relativa al caso ARGINE INTEGRO (sezione privo di disomogeneità o discontinuità generate dalla presenza della galleria al suo interno) presenta già fattori di sicurezza lato campagna non particolarmente incoraggianti in particolar modo al piede arginale (Fig. 8.6) in cui nel caso stazionario si hanno FS estremamente bassi figurando la presenza di possibili percorsi di filtrazione che destabilizzano il rilevato.

Certamente il caso stazionario è un caso limite ed è poco realistico poiché considera un carico idraulico assegnato che permane nel tempo mentre nella realtà la permanenza del livello di massima piena ha una durata di poche ore; inoltre è da rimarcare il fatto che nella caratterizzazione dei parametri geotecnici si è cautelativamente assegnato una coesione quasi nulla e ciò certamente va ad inficiare sulla resistenza meccanica dell'argine. Mentre nelle verifiche lato fiume, sempre relativa al caso ARGINE INTEGRO, la presenza dell'acqua svolge una funzione stabilizzante.

Nel caso in cui la galleria è stata rappresentata con un materiale estremamente permeabile (caso GALLERIA $k = 1$ m/s) si riscontrano FS sconcertanti e probabilità di rottura elevate anche per il caso transitorio: la galleria svolge una funzione drenante agevolando i processi di filtrazione da fiume a campagna. I FS più bassi sono localizzati in particolar modo all'ingresso della galleria lato fiume e al piede per le verifiche a campagna mentre il resto delle superfici di rottura (curve di colore arancione nelle Figg. 8.7 e 8.8) hanno FS seppur inferiori, prossimi all'unità. Per il caso in cui è stato asportato il materiale all'interno dell'argine per metà e per la restante porzione di galleria è stato utilizzato del materiale molto permeabile (caso GALLERIA METÀ VUOTA e $k = 1$ m/s, Figg. 8.11 e 8.12) i FS sono minimi in sommità per la verifica lato fiume; ciò risulta evidente dal fatto che

manchi il materiale su cui poggia la sommità. Per le verifiche lato campagna per il caso di galleria per metà vuota i FS sono inferiori all'unità ancor di più nel caso stazionario, dove la linea di filtrazione (Fig. 8.10), a differenza del caso transitorio (Fig. 8.9), intercetta il paramento a campagna in corrispondenza del piede arginale. La situazione generale evidenzia che la presenza di cavità, discontinuità nel materiale e percorsi di flusso preferenziali, determinati dall'azione di scavo di gallerie da parte di animali selvatici, pregiudica indiscutibilmente la stabilità e la sicurezza dei rilevati; ad ogni modo eventuali opere in grado di contrastare i moti di filtrazione all'interno del rilevato come banche lato campagna o diaframature renderebbero più sicura la struttura nei confronti dei fenomeni di filtrazione.

Si riportano nelle Figg. 8.13 e 8.14 le verifiche di stabilità condotte lato fiume e lato campagna in condizioni stazionarie con livelli idrici del fiume crescenti da 32 m s.l.m. al valore del colmo 35.9 m s.l.m. per i casi: ARGINE INTEGRO, GALLERIA $k = 1$ m/s e GALLERIA METÀ VUOTA e $k = 1$ m/s. Emerge che i FS lato fiume sono superiori all'unità solo nel caso di assenza di galleria mentre in tutti gli altri casi sono inferiori. A lato campagna i FS risultano abbondantemente inferiori all'unità riducendosi sempre più al crescere delle quote idriche ed evidenziando sicuramente un'instabilità arginale in presenza dell'elemento galleria ma anche in condizioni di argine integro. Si sottolinea che le verifiche condotte in stazionario risultano senza dubbio a favore di sicurezza e si rimarca il fatto che nella caratterizzazione dei parametri geotecnici si è cautelativamente assegnato un valore di coesione molto basso.

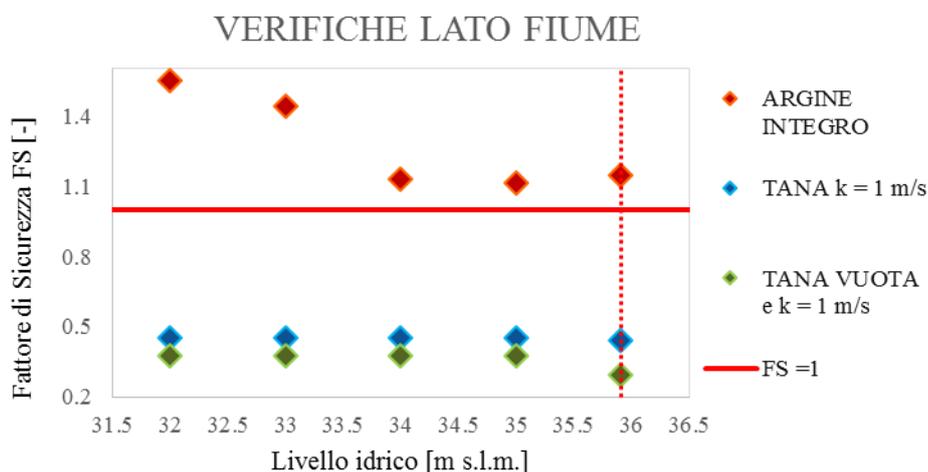


Fig. 8.13 Verifiche di stabilità condotte lato fiume in condizioni stazionarie (livelli idrici del fiume crescenti da 32 m s.l.m. al valore del colmo 35.9 m s.l.m.) per i casi ARGINE INTEGRO, caso GALLERIA $k = 1$ m/s ed il caso GALLERIA METÀ VUOTA e $k = 1$ m/s.

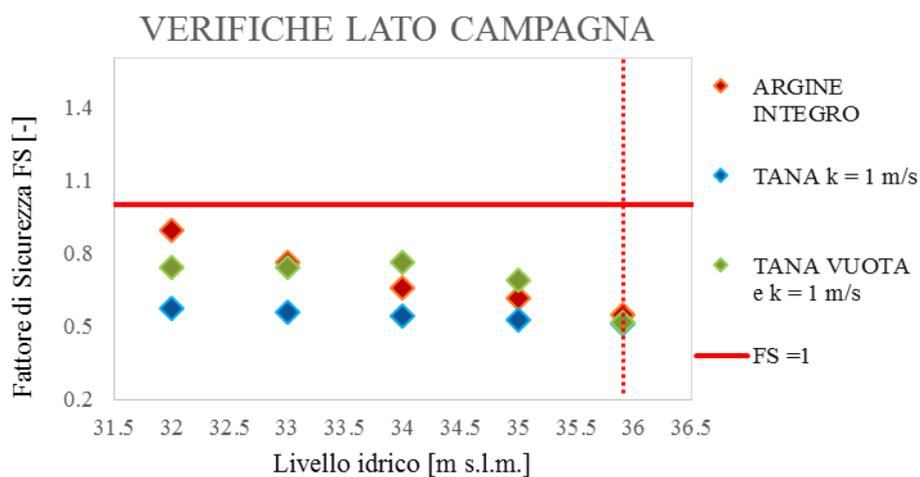


Fig. 8.14 Verifiche di stabilità condotte lato campagna in condizioni stazionarie (livelli idrici del fiume crescenti da 32 m s.l.m. al valore del colmo 35.9 m s.l.m.) per i casi ARGINE INTEGRO, caso GALLERIA $k = 1$ m/s ed il caso GALLERIA METÀ VUOTA e $k = 1$ m/s.

9 Caso di studio rotta F. Secchia: calcolo tempo caratteristico di erosione

9.1 Applicazione al caso dell'argine del F. Secchia

L'erosione da *piping*, causa dei principali danni alle opere idrauliche, comporta la progressiva formazione di un tunnel continuo tra i paramenti opposti delle dighe o degli argini (Bonelli et al., 2007). Il modello di *Hole Erosion Test* sviluppato da Bonelli et al. (2006) serve ad interpretare l'erosione in tunnel o cavità interne ad opere o rilevati in terra.

Lo studio condotto da Bonelli (2007) riguarda il processo di progressivo allargamento di una fessura, che porta all'erosione del tunnel fino al collasso del rilevato. Ciò che può essere difficile da prevedere, ma fondamentale per intervenire nella realtà, è la stima del tempo di collasso dal momento in cui si sospetta si stia verificando, o è già rilevata in sito, l'erosione da *piping*. Ciò può verificarsi in opere idrauliche in cui la formazione e la progressione continua di un tunnel passante tra il lato di monte e quello di valle può indurre un dissesto e un'instabilità. Lo scopo dello studio proposto da Bonelli et al. (2007 e 2008) è quello di elaborare un modello utile per stimare il tempo caratteristico per il crollo; per essere in grado di sviluppare piani di emergenza efficaci per prevenire pesanti perdite e danni.

Gli autori Bonelli et al. (2006) propongono due parametri fondamentali della legge dell'erosione da filtrazione (*piping*). Il primo parametro è la tensione tangenziale critica τ_c , il secondo è il tempo caratteristico d'erosione t_{er} , che è una funzione del gradiente idraulico iniziale e del coefficiente di erosione k_{er} . La validità di tale legge è confermata dal confronto con i dati sperimentali.

Questa metodologia può essere utile per comprendere come il grado di erosione ha un'influenza significativa sul tempo di progressione del tunnel e l'induzione al totale crollo di un argine in terra o di una diga; fornendo un'indicazione della

quantità di tempo disponibile per avvertire la popolazione a rischio, con importanti implicazioni per la gestione della sicurezza.

Una volta quindi che il processo di erosione è avviato, l'erosione progredisce formando un tunnel continuo. La velocità con cui questo tunnel si ingrandisce dipende dal gradiente idraulico e dalla capacità di erosione del suolo, misurata dal coefficiente di erosione k_{er} . L' allargamento massimo del tunnel può creare un cedimento e collasso della colonna di terreno situato al di sopra di esso. Il problema principale della sperimentazione e modellazione è quindi indirizzato a stimare il tempo di progressivo allargamento del tunnel fino al crollo completo della parte sovrastante il tunnel.

Il tempo di erosione del tunnel secondo Bonelli (2007) può essere scritto come:

$$t_{er} = \frac{2\gamma_s L}{k_{er} g \gamma_w \Delta H_w}$$

in cui k_{er} è il coefficiente di erosione, γ_s e γ_w sono il peso specifico del suolo e dell'acqua, ΔH_w la differenza di carico, L la lunghezza del tunnel e g la costante gravitazionale. Ipotizzando che la tensione tangenziale critica τ_c e il coefficiente di erosione k_{er} siano noti, con prove preliminari di laboratorio, si suppone di conoscere il raggio massimo di collasso $R_{collasso}$ del tunnel nel corpo del rilevato prima del crollo del tetto.

Uno schema dell'evoluzione nel tempo del raggio del tunnel dall'inizio del fenomeno di erosione sino alla rottura dell'argine è rappresentato in Fig. 9.1. In Fig. 9.2 è riportata una rappresentazione del piping interno ad un rilevato argine.

Il processo di erosione interna inizia con il raggio iniziale, mentre le testimonianze oculari possono essere in grado di fornire una stima del flusso di uscita, così come una stima del raggio del foro effettivo R_d all'esterno. La legge di erosione interna ci dà la seguente stima del tempo residuo al collasso Δt_u :

$$\Delta t_u \approx t_{er} \ln \left(\frac{R_{collasso} - R_{min}}{R_d - R_{min}} \right)$$

Il modello di Bonelli (2008) per la stima del tempo caratteristico di erosione applicato al caso della diga Teton è stato in questo caso impiegato per la stima del tempo di erosione e il tempo rimanente al collasso, dell'argine del Fiume Secchia, dalla comparsa del foro a campagna al cedimento della parte sommitale dell'argine, in base ai dati a disposizione e alle testimonianze oculari.

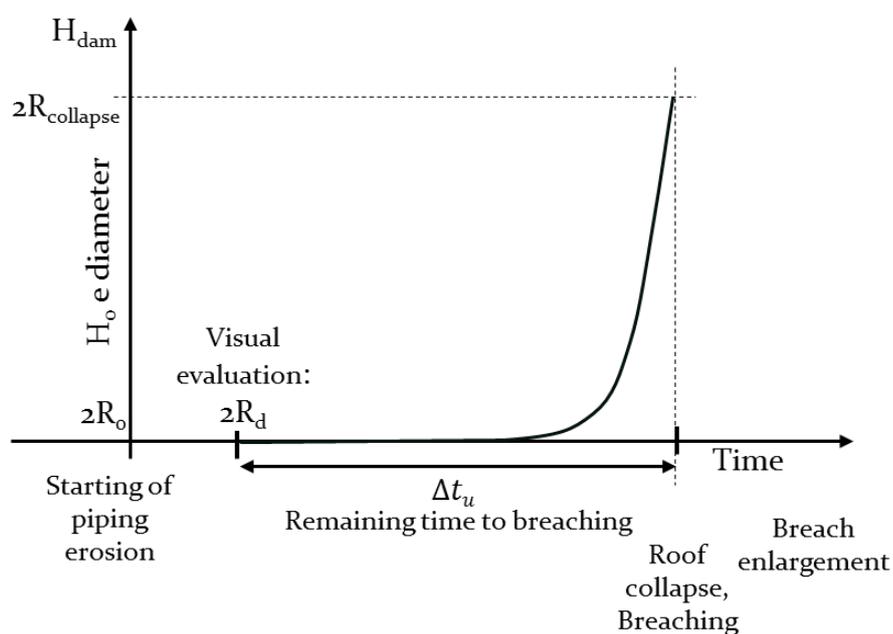


Fig. 9.1 Evoluzione nel tempo del raggio del tunnel dalla comparsa del fenomeno di *piping* sino alla rottura dell'argine usando l'espressione proposta da Bonelli et al., (2008).

Considerando la composizione e la tessitura dei campioni di terreno costituente il rilevato arginale del F. Secchia, sono stati utilizzati i valori di tensione critica τ_c e coefficiente di erosione k_{er} pari rispettivamente a 13 Pa e $10 \cdot 10^{-4}$ s/m, desunti da prove di laboratorio condotte su campioni di terreni con caratteristiche e tessitura

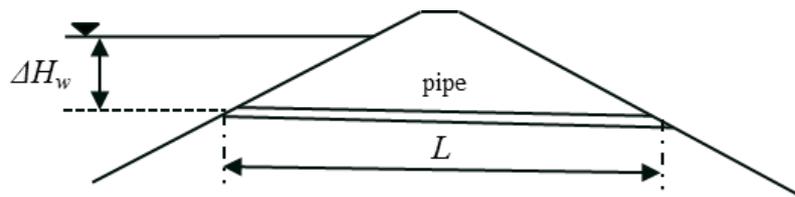


Fig. 9.2 Schema del fenomeno di erosione da *piping* in un argine (riprodotto da Bonelli et al., 2008).

analoghe (Wan e Fell, 2004, Bonelli et al., 2008). Nota la geometria del rilevato e le quote idriche e avendo una documentazione fotografica inerente la posizione e dimensioni delle cavità presenti nell'argine, ipotizzando una galleria passante da lato fiume a campagna, come rappresentato nello schema in Fig. 9.2, è possibile approssimativamente stimare la lunghezza del tunnel pari a $L \approx 14$ m. Da testimonianze oculari in sito di tane nei pressi della stessa area si può ipotizzare un raggio effettivo Rd di circa pari a 20 cm. Il raggio massimo che porta al collasso del rilevato, utilizzando l'espressione utilizzata da Bonelli (2008), si pone pari a $R_{\text{collasso}} = 2H/3$ dove $H \approx 6$ m rappresenta l'altezza dell'argine in questione misurata lato fiume. Dai calcoli risulta un raggio minimo pari a circa $R_{\text{min}} \approx 4$ cm, un tempo di erosione del tunnel t_{er} stimato pari a circa 3 ore e il tempo rimanente Δt_u tra le osservazioni oculari da parte di testimoni della fuoriuscita d'acqua dal foro e l'apertura completa della breccia con conseguente collasso è stimato pari a circa 5 ore. Tali tempi risultano confrontabili con le testimonianze oculari che affermano di aver visto un ruscellamento dal foro sul paramento lato campagna dell'argine del fiume Secchia intorno alle ore 6:00 del mattino e infine l'apertura della breccia con collasso della parte sommitale dell'argine tra le 9:00 e le 10:00 (Regione

Emilia-Romagna, 2014, Relazione tecnica sulle cause del collasso arginale del fiume Secchia). Il coefficiente di erosione k_{er} può servire come indicatore del tempo rimanente alla rottura. A parità di condizioni e del valore di sforzo critico τ_c all'aumentare del coefficiente k_{er} si riduce di molto il tempo di erosione e di arrivo a rottura dell'argine: infatti un valore di k_{er} pari a 10^{-4} s/m darebbe origine ad un fenomeno moderatamente lento portando ad un tempo residuo di circa 50 ore mentre un valore di k_{er} pari a $3 \cdot 10^{-3}$ s/m darebbe origine ad un fenomeno estremamente rapido con un tempo residuo inferiore ad un'ora.

L'hole erosion test (Wan e Fell, 2004, Bonelli et al., 2006) può essere un mezzo efficace e semplice per quantificare il grado di erosione in presenza di cavità. La legge ottenuta per interpretare i risultati del test fornisce una stima del tempo rimanente al crollo di opere in rilevato, quando si verifica un'erosione da *piping*, dandoci un'indicazione della quantità di tempo disponibile per intervenire. E' necessario, tuttavia, l'immediato rilevamento visivo del foro, e analisi di laboratorio su campioni estratti in sito nell'area che manifesta criticità nei confronti del fenomeno di *piping*.

Le testimonianze oculari sono un apporto fondamentale: le dimensioni della breccia e la registrazione dei vari momenti dall'inizio del fenomeno sino alla completa rottura sono particolarmente utili, in questo modo è possibile stimare il tempo di rottura arginale, in particolare da quando si manifesta il fenomeno di erosione a quando l'argine collassa, al fine di poter in futuro utilizzare tale metodo per avere una stima del tempo a disposizione per intervenire e chiudere tempestivamente la falla per evitare il crollo e il conseguente allagamento e danni connessi.

10 Problematiche e soluzioni per la protezione delle arginature: da letteratura, normativa, test sperimentali ed interventi realizzati

10.1 I rilevati arginali: generalità

Le arginature fluviali sono l'opera più diffusa per la difesa dei territori soggetti a rischio idraulico derivante da inondazioni. Fin dai tempi antichi sono annoverate tra le soluzioni più efficaci per il contenimento delle piene fluviali, e quindi a scongiurare l'allagamento delle zone abitate. Nei tratti montani e collinari il corso d'acqua è naturalmente contenuto all'interno dell'alveo naturale che scorre ad una quota più profonda rispetto al piano campagna del terreno circostante. Mentre nei tratti pianeggianti gli argini sono stati costruiti dall'uomo sempre più alti per evitare esondazioni. La progettazione di un'arginatura va valutata attentamente, in quanto sottrarre aree alla laminazione naturale delle piene provoca l'aumento del rischio di esondazione a valle. La costruzione delle arginature, inoltre, portando alla riduzione del rischio di allagamento delle zone limitrofe al corso d'acqua, da una maggiore percezione di sicurezza, facendo sì che l'uomo nel tempo abbia sfruttato maggiormente tali aree, accostandosi sempre più alle arginature. Risulta chiaramente fondamentale una corretta gestione e costante manutenzione di tali opere idrauliche poiché un eventuale allagamento di tali zone provocherebbe, paradossalmente, danni maggiori di quelli che si sarebbero verificati in assenza di arginature. Il monitoraggio dello stato di salute degli argini, come la ricerca di eventuali dissesti, frane, discontinuità, infrazioni da parte dell'uomo o presenza di cavità lungo i paramenti arginali, costituiscono una problematica importante da affrontare, operativamente ispezionando visivamente gli argini durante i periodi nei quali si presentano asciutti e preferibilmente privi di vegetazione.

Dal punto di vista strutturale gli argini sono assimilabili alle dighe in terra, ma sono soggetti a sollecitazioni differenti, in quanto l'azione dell'acqua rispetto ad un vaso artificiale è dinamica. Gli argini possono essere collocati in posizioni sensibilmente differenti a seconda della conformazione dell'alveo fluviale del corso d'acqua che devono contenere. Possono essere disposti al limite dell'alveo inciso, detti argini in *froldo*, oppure ad una certa distanza da esso. Nella sezione trasversale di un corso d'acqua arginato si distinguono due zone di deflusso idrico: una zona detta '*alveo di magra*', circoscritta da piccoli argini detti '*golenali*', capace di contenere le portate ordinarie ed una zona detta '*golena*', circoscritta da grossi argini detti '*maestri*', volti a contenere il livello di massima piena. Si definisce alveo di piena l'insieme dell'alveo di magra e delle golene. Se, invece, nella sezione fluviale, dovesse mancare la golena, l'eventuale argine presente sarebbe collocato in froldo a contatto frequente con l'acqua defluente nel fiume e soggetto ad una maggiore azione erosiva della corrente fluviale. La nomenclatura specifica per i rilevati arginali è definita dal Ministero dei Lavori Pubblici ed è riportata in Fig. 10.1. Nella progettazione dei rilevati arginali, per evitare fenomeni di tracimazione viene generalmente fissata una quota di coronamento pari alla quota di pelo libero riferita alla piena centennale. A questa si aggiunge una riserva di sicurezza rappresentata da un franco arginale pari al 10÷15 % dell'altezza di progetto per tenere conto dell'abbassamento del terreno e del costipamento dell'argine.

La geometria della sezione trasversale del rilevato deve assicurare la stabilità dell'opera rispetto al sifonamento. La sezione è di forma trapezoidale, per argini di altezza modesta, ed eventualmente banchinata per altezze più importanti, per garantire la copertura dell'eventuale superficie di filtrazione che può stabilirsi nel corpo arginale a partire dalla quota di massima piena, affinché il rilevato sia preservato da pericolosi moti di filtrazione. Il paramento esterno deve essere sagomato in maniera tale che la linea freatica sia costantemente ricoperta da un

considerevole spessore di terreno. Un criterio empirico di prima approssimazione, frequentemente utilizzato per gli argini del Po, è quello di ipotizzare che la linea freatica abbia andamento rettilineo a partire dal livello di massima piena, con pendenza compresa tra 1/5 e 1/7.

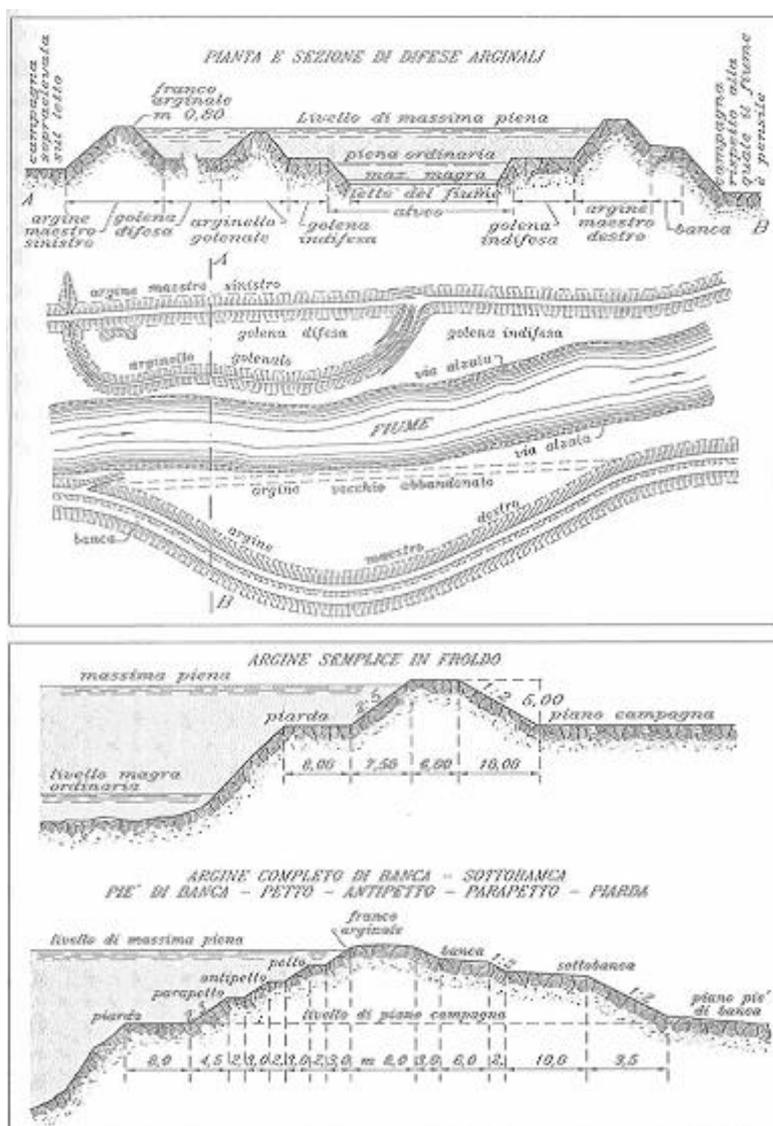


Fig. 10.1 Nomenclatura specifica per le arginature definita dal Ministero dei Lavori Pubblici.

Il materiale da utilizzare per la realizzazione degli argini deve essere sufficientemente impermeabile per impedire il rapido progresso verso valle della linea di saturazione, ovvero, per far sì che la superficie libera di filtrazione resti all'interno del rilevato senza intersecare il paramento lato campagna. Deve, inoltre, essere dotato di buona resistenza meccanica, per assicurare la stabilità dei paramenti, plasticità medio-bassa, per evitare rigonfiamenti e fessurazioni da ritiro al variare dell'umidità. Essendo di materiale sciolto l'argine è maggiormente soggetto all'azione erosiva della corrente idrica rispetto, ad esempio, ad un manufatto in muratura, oltre ad essere più vulnerabile all'azione degli animali che in esso costruiscono le loro dimore.

I rilevati arginali possono essere costruiti su qualsiasi tipo di terreno ed è preferibile costruirli in materiale sciolto in quanto più idonei alle diverse tipologie di fondazioni sia dal punto di vista tecnico che economico. I materiali ottimali per la realizzazione dei rilevati arginali sono costituiti da terra omogenea limosa e argillosa avente contenuto di sabbia che può variare tra il 15% ed il 50%. Questa opportuna mescolanza di sabbia e argilla rappresenta un'ottima soluzione per la realizzazione di un argine, in quanto la sabbia garantisce la resistenza allo scivolamento mentre l'argilla preserva l'opera da eccessivi fenomeni di filtrazione. Le proprietà meccaniche richieste ad un materiale terroso perché sia idoneo per la costruzione di un argine sono una permeabilità modesta, non superiore a $10^{-6} \div 10^{-8}$ m/s, per contenere i problemi legati ai moti di filtrazione, un peso specifico elevato per assicurarne la stabilità allo scivolamento e una buona compattazione che assicuri una maggiore tenuta e stabilità. Appare, ovviamente, opportuno che anche il terreno d'appoggio dell'argine abbia buone caratteristiche meccaniche come quelle del rilevato ed è, dunque, buona norma eseguire prima della costruzione del rilevato un'operazione di scotico sbancando parte dello strato superficiale e sostituendolo con del materiale adatto. Questa operazione garantisce, tra l'altro, una migliore adesione dell'argine al terreno di fondazione evitando che si abbiano

delle discontinuità. Gli argini possono essere costituiti da materiale omogeneo oppure strutturati in modo da inibire la realizzazione di moti di filtrazione pericolosi per l'integrità del rilavato. A tale scopo si possono realizzare sezioni arginali miste, zonate, dotate di pozzi drenanti o di diaframature.

Le diaframature hanno il medesimo scopo dei setti impermeabili, ovvero inibire i moti di filtrazione o perlomeno allungarne il percorso, in modo da dissipare la maggiore quantità di energia possibile per la stabilità delle arginature. Le diaframature possono essere collocate in posizioni differenti a seconda dei moti di filtrazione previsti (Fig. 10.2) ed essere realizzate con elementi prefabbricati ed infissi in materiali metallici, ad esempio palancole (Fig. 10.3) o in calcestruzzo tramite tecniche tipo jet-grouting (Fig. 10.4).

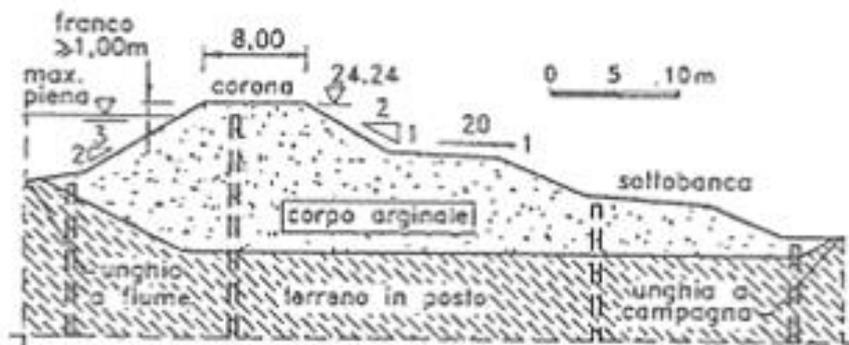


Fig. 10.2 Possibili collocazioni di un diaframma in un corpo arginale (Da Deppo, 1996).



Fig. 10.3 Dettagli di diaframmatura realizzata con palancole in metallo.

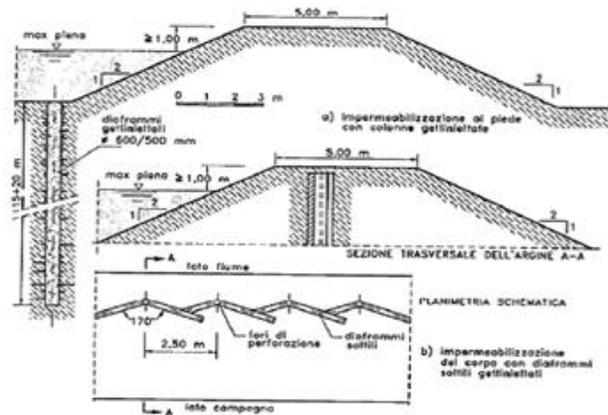


Fig. 10.4 Impermeabilizzazione arginale con tecnica jet-grouting.

Esempi di sezioni arginali a zone con permeabilità diversa, atte a garantire funzioni di drenaggio e di impermeabilizzazione sono rappresentati in Fig. 10.5.

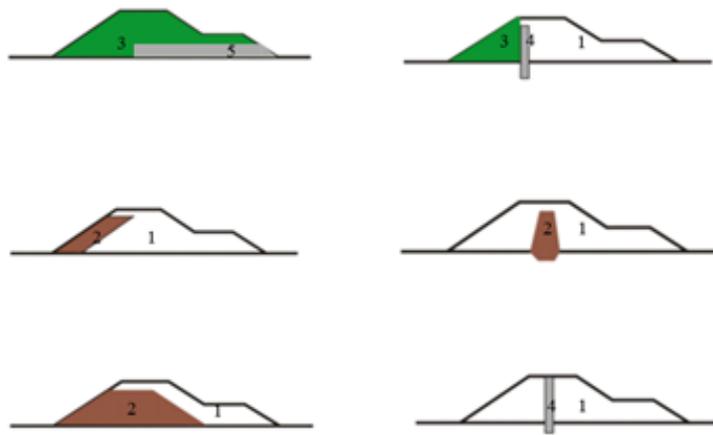


Fig. 10.5 Sezioni arginali a zone con permeabilità diversa, atte a garantire funzioni di drenaggio e di impermeabilizzazione: 1 rappresenta un materiale molto permeabile, 2 è un materiale impermeabile, 3 è un materiale permeabile, 4 è un setto impermeabile e 5 rappresenta il drenaggio. (ridisegnato da Colleselli, 1998).

10.2 Interventi contro i fenomeni di filtrazione sul fiume Secchia

Al fine di mantenere l'officiosità idraulica a seguito dell'alluvione che ha colpito vaste aree della pianura compresa tra i fiumi Secchia e Panaro nel mese di gennaio 2014, sono state emanate numerose ordinanze finalizzate al ripristino e al miglioramento delle arginature. A protezione dei fenomeni di filtrazione sono stati eseguiti numerosi interventi di intercettazione e messa in sicurezza, migliorando la stabilità del corpo arginale nei confronti dei fenomeni di filtrazione. In particolare le arginature del fiume Secchia presentano delle altezze importanti e scarpate molto ripide e prive di banca, specie nel tratto verso valle e verso la confluenza del Po dove superano la quota di 10 metri dal p.c.. Durante gli eventi di piena in cui si raggiungono quote idriche considerevoli, la linea di saturazione che attraversa il corpo arginale va ad intercettare il paramento lato campagna e dà luogo a fenomeni

di filtrazioni che oltre al costante monitoraggio necessitano di interventi di messa in sicurezza.

Si riportano a titolo d'esempio alcuni degli interventi realizzati dall'Agenzia interregionale per il fiume Po (AIPo) lungo l'asta del fiume Secchia (Mo), in provincia di Modena, successivamente alla rotta arginale avvenuta nella frazione di San Matteo. Si riportano due momenti dell'intervento di limitazione del fenomeno di filtrazione in Via Bozzala (Cavezzo, Mo) tramite infissione di palancole e successivo rivestimento del paramento arginale lato fiume in c.a. (Fig. 10.6).

La scelta progettuale di realizzare le palancole in quest'area fino ad una determinata profondità è stata desunta analizzando la conformazione della zona (dalla quale è scaturita l'impossibilità di rinforzare l'argine tramite un ringrosso data la presenza di edifici lato campagna) e le indagini geologiche-geognostiche effettuate nella zona. Le indagini geognostiche hanno mostrato che con le palancole si arriva ad una profondità alla quale sono presenti materiali a minore permeabilità in modo da riuscire a creare un'interruzione o a limitare i moti di filtrazione.



Fig. 10.6 Interventi di limitazione del fenomeno di filtrazione in Via Bozzala (Cavezzo, Mo) tramite infissione di palancole e successivo rivestimento del paramento arginale lato fiume in c.a. (Aipo, 2015).

Altra tipologia di intervento tramite iniezioni di jet grouting a Sorbara (Mo) in Via Nazionale è riportata in Fig. 10.7 in cui si può osservare una porzione del setto impermeabile ottenuto tramite iniezioni di jet-grouting realizzato nel campo prove (Fig. 10.7).

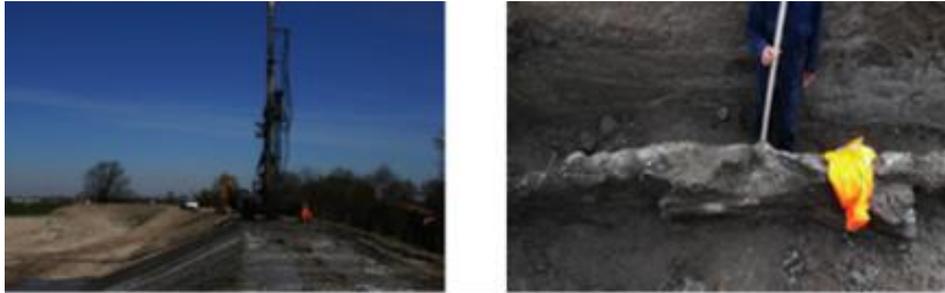


Fig. 10.7 Intervento di limitazione del fenomeno di filtrazione tramite iniezioni di jet grouting realizzato a Sorbara (Mo) in Via Nazionale (AIPo, 2015).

Oltre alla serie di interventi localizzati realizzati, è emerso un quadro generale di necessità di adeguamento strutturale della geometria degli argini. Per ottenere un'efficace resistenza rispetto a una maggiore esposizione temporale del corpo arginale ad eventi di piena come quelli del 23 e 25 dicembre 2009 e per migliorare la stabilità, riducendo la possibilità di sifonamenti, è necessario eseguire opere consistenti in ringrossi arginali e infissione di palancole.

E' infatti in corso la fase preliminare per la progettazione degli interventi di adeguamento strutturale e funzionale del sistema arginale. La modellazione idraulica in moto vario (profilo dei massimi livelli idrometrici della piena di riferimento a tempo di ritorno 200 anni laminata ad un valore al colmo di $900 \text{ m}^3/\text{s}$ in seguito all'adeguamento della cassa di espansione esistente) è stata condotta e sono stati individuati i tratti da rialzare per la Tr 20. L'infissione di palancole al piede e la realizzazione di banche sarebbero auspicabili per allungare i possibili percorsi di filtrazione, anche se la difficoltà di realizzazione delle banche a campagna certamente emerge in un contesto fortemente urbanizzato, in cui le

abitazioni e le arterie stradali costeggiano per lunghi tratti le arginature relative all'asta fluviale del Secchia.

10.3 I danni provocati dalla fauna selvatica alle opere idrauliche

Gli argini dei fiumi della Pianura Padana sono spesso interessati dalla presenza di scavernamenti e gallerie interni causati dall'attività fossoria della fauna locale (in particolare nutrie, volpi, tassi ed istrici). Le gallerie scavate dagli animali si sviluppano spesso molto in profondità all'interno dei rilevati in terra.

Questo fenomeno, come già più volte sottolineato, determina delle zone di fragilità nei rilevati arginali e può portare al sifonamento se non alla rottura dell'argine stesso in occasione degli eventi piena.

Per mantenere i rilevati arginali in condizioni di sicurezza e tali da conservare le proprietà idraulico-geotecniche proprie per la loro funzione di protezione delle vite umane, vengono intraprese azioni e pratiche e realizzati interventi diversi. Altre ancora potrebbero essere valutate, nei confronti dei danni e dissesti causati dai fenomeni di filtrazione dovuti alla presenza delle tane scavate da roditori e mammiferi. Negli ultimi anni la frequenza in aumento di tane di animali selvatici lungo gli argini dei corsi d'acqua è divenuta una vera emergenza. Il Servizio tecnico di Bacino dell'Emilia Romagna ha predisposto un approfondito Piano di gestione del problema, ribattezzato "bonifica dalla bioturbazione di argini e sponde fluviali" (Regione Emilia Romagna, sito difesa del suolo, servizi tecnici e autorità di bacino).

Gli elementi per un efficace programma di controllo degli animali prevedono la manutenzione degli argini come prevenzione e risoluzione contro la formazione di tane da parte di animali. Sono contemplate diverse azioni come la previsione dei tipi di rischi causati dalle tane di animali; l'identificazione della specie e il potenziale rischio in relazione alle caratteristiche e alla tipologia di tana, la

formulazione di piani di prevenzione per l'integrità degli argini e l'adozione di interventi per la riparazione e sistemazione dell'opera idraulica strutturale.

Nello specifico i rischi, della presenza di tane di animali all'interno degli argini, possono essere l'innescarsi di fenomeni di piping (con l'accorciarsi e l'ampliarsi dei fenomeni di filtrazione), l'erosione interna, l'indebolimento meccanico dell'argine e la successiva instabilità che a sua volta può portare ad un cedimento e crollo della sommità e conseguente sormonto una volta ridotta l'altezza sommitale o la filtrazione diretta attraverso il tunnel scavato nel rilevato arginale.

10.3.1 Animali coinvolti e ripercussioni idrauliche

Le **nutrie**, ma soprattutto gli **istrici**, le **volpi** e i **tassi** scavano sugli argini le loro tane, che spesso creano caverne di dimensioni anche rilevanti, con inevitabili ricadute per la sicurezza territoriale. La Nutria *Myocastor coypus* è una specie originaria del sud America introdotta in Italia negli anni '20 ed impiegata nell'industria della pellicceria per la produzione del cosiddetto "castorino", in strutture spesso inadeguate che hanno facilitato ripetute immissioni nell'ambiente, più o meno accidentali, avvenute nel corso degli ultimi decenni che nel tempo hanno determinato la naturalizzazione della specie sull'intero territorio italiano.

La Nutria ha avuto modo di diffondersi in Europa grazie alla grande adattabilità, all'elevato tasso di natalità ed alla pressoché completa assenza di predatori; l'incremento annuo della specie è molto consistente a causa dell'elevato tasso riproduttivo (13,96 piccoli per femmina) delle nascite distribuite nell'intero corso dell'anno con picchi stagionali compresi tra maggio e novembre, favoriti del nostro clima caldo umido e della buona disponibilità alimentare. La mortalità naturale è provocata quasi unicamente da inverni freddi caratterizzati da temperature al di sotto degli 0 gradi per periodi di tempo prolungati. Inoltre la nutria possiede un'elevata capacità dispersiva e la presenza di un fitto reticolo idrografico, che caratterizza la regione Emilia-Romagna, facilita l'incontrollata diffusione e

aumento della consistenza della specie. La comparsa del roditore ha creato non pochi problemi sul territorio: impatto sulla biodiversità locale, danni alle coltivazioni intensive quali il granoturco, la barbabietola da zucchero e diverse colture ortive e alle infrastrutture (Cocchi R., Riga F., 2001).

Il più rilevante, probabilmente sotto il profilo economico e a maggior rischio anche per la pubblica incolumità, è il danneggiamento che il roditore può provocare alle arginature di canali a seguito dello scavo di tane lungo le arginature con conseguente cedimento, instabilità e rischio d'esondazione.

Tali specie alloctone invasive, diffuse nei climi umidi, fanno tane con foro d'ingresso da 25 a 60 cm di diametro con tunnel anche di alcuni metri di lunghezza. Le tane delle nutrie possono innescare fenomeni di dissesto delle scarpate, con maggiori ripercussioni sui corsi d'acqua non arginati. Trovano il loro habitat naturale lungo i fiumi con presenza diffusa di vegetazione (arbusti, cespugli, canne, ecc). Le nutrie scavano tane sulle scarpate dell'alveo creando quindi i presupposti per dissesti e crolli.

Le nutrie necessitano della vicinanza dell'acqua. Quasi sempre, le tane sono scavate nella sponda del corso d'acqua; il loro impatto è principalmente sulle rive più vicine all'acqua piuttosto che sul rilevato arginale.

Le tane d'istrice *Hystrix cristata* (Linnaeus, 1758), volpe rossa *Vulpes vulpes* (Linnaeus, 1758) e tasso europeo *Meles meles* (Linnaeus, 1758) sono invece posizionate lontane dall'acqua, meglio se nascoste tra cespugli e canneti in prossimità dell'argine mettendo in pericolo direttamente gli argini dei corsi d'acqua principali, con ripercussioni gravi sul territorio circostante. In particolare, le tane dei tassi e degli istrici sono composte da veri e propri labirinti, con varchi ampi e profondi (Fig. 10.8), che ospitano colonie molto numerose, rappresentando un grave pericolo per la tenuta degli argini causando crolli anche in presenza di piene di modesta entità.



Fig. 10.8 Immagine scattata in destra idraulica Panaro (Mo), lato fiume che mostra le ramificazioni della galleria scavata dal tasso all' interno del rilevato arginale, rinvenute durante le operazioni di scavo meccanico nell' ambito dei lavori di chiusura delle tane.

Il tasso europeo *Meles Meles* (Linnaeus, 1758) scava tane approssimativamente di 40 cm di diametro con più ingressi e tunnels (da 5 a 10), la lunghezza di tali tunnel può andare dagli 8 fino anche ad oltre 50 metri, provviste di ventilazione. In Fig. 10.8 si riportano le ramificazioni dei cunicoli scavati dal tasso emerse durante le operazioni di scavo meccanico nell' ambito dei lavori di chiusura di tane e ripristino arginatura in destra idraulica Panaro (Mo), lato fiume; si possono osservare almeno quattro ramificazioni; prima dei lavori di ripristino del rilevato era visivamente evidente un unico foro d'ingresso. L'ingresso principale è di solito più esteso in larghezza che in altezza e la particolarità è che durante lo scavo il tasso crea un evidente cumulo attorno al foro (Fig.10.9); è possibile che all'interno di questi tunnel siano presenti anche delle vere e proprie camere all'interno (Ciria, 2008).



Fig. 10.9 Tana di tasso scavata su arginatura in cui è evidente il grosso cumulo di terra rimossa dal rilevato.

Le tane dei tassi sono diffuse sugli argini proprio perché questi animali amano scavare in terreni con superficie molto ripida oltre a prediligere un materiale sabbioso limoso di cui possono essere costituiti gli argini. I conigli selvatici, preferiscono scavare la sabbia o sabbia limosa, scavano tane da 10 a 20 cm di diametro e si riconoscono dagli escrementi nelle vicinanze del foro. Le volpi hanno un'attività di scavo più limitata, fanno tane più piccole e con foro tondeggiante ma spesso utilizzano tane inattive talvolta abbandonate dai tassi.

10.3.2 Piani adottati per prevenire la minaccia all'integrità dell'argine da parte degli animali fossori

Interventi di controllo ordinario prevedono una costante manutenzione, monitoraggio del territorio e pulizia degli argini. La rimozione della vegetazione, sfalcio e taglio, con mezzo meccanico, vanno a disturbare e scoraggiare gli animali a frequentare e scavare tane, oltre che prevenire la crescita di piante densamente radicate che creano un habitat naturale idoneo alla vita degli animali, oltre che fornirgli il cibo.

L'installazione di reti antintrusione di metallo, posizionate appena al disotto della superficie del paramento arginale è un intervento diffuso che può avere la sua efficacia. Tali reti, infatti, devono essere di materiale idoneo, posizionate appena al disotto sulla superficie più compattata e stabile, estese preferibilmente su tutto il tratto arginato per evitare il trasferimento del problema in altre aree.

Un programma di controllo potrebbe includere un piano di regolare rimozione delle tane di animali dagli argini, prendendo in considerazione prima di intervenire sulle tane anche la vigente legislazione ambientale e di protezione degli animali, disponendo delle dovute licenze in caso di animali protetti. In alcuni casi la legge protegge gli animali che praticano tane negli argini e quindi è necessario seguire le prescrizioni. Molte di queste leggi proibiscono l'uccisione di questi animali, l'uso della violenza, la messa in cattività, l'uso di trappole o di agenti chimici e pesticidi; è anche proibito in alcuni casi disturbare le fasi di costruzione delle tane, la fasi di ricerca del cibo e l'accoppiamento.

Nel Regno Unito e in Irlanda sono state adottate alcune pratiche che conciliano la necessità di proteggere gli argini dai danni causati dalle tane di animali e le ristrettezze delle normative ambientali e di protezione degli animali. Ad esempio esemplari protetti quali il tasso o la lontra sono stati dislocati dalla loro tana naturale e trasferiti in tane artificiali o anche in Inghilterra ed in Galles sono emesse delle licenze e liberatorie per la cattura e uccisione di alcuni roditori ad esempio da parte dell'ente Natural England Wildlife Management and Licensing Service nel caso acclarato che queste specie procurino seri danni a strutture e persone. La creazione di un habitat alternativo per indurre gli animali lontano dagli argini adottando preferibilmente tecniche "animal friendly" che non richiedano necessariamente l'uccisione dell'animale, può prevedere per le specie protette la costruzione di abitazioni alternative (nel Paragrafo 10.5 si riporta un approfondimento sulla realizzazione di tane artificiali per il tasso).

In alternativa, l'impiego di gabbie-trappole come mezzo selettivo e strumento di controllo della densità della specie ad esempio può essere applicato per la comprensione delle abitudini fossorie. Successivamente bisogna procedere con la bonifica totale del sito, provvedendo, nel caso di tana abitata, alla cattura e all'allontanamento degli animali.

10.3.3 Interventi per la nutria

Da alcuni anni a questa parte diverse Amministrazioni locali conducono campagne di controllo numerico, di popolazioni di nutria, finalizzate al contenimento dei danni. Nel corso del 2000 si calcola che siano state soppresse sul territorio nazionale più di sessanta mila nutrie (Panzacchi et al, 2003). Pur tuttavia le rimozioni attuate non permettono di apprezzare una significativa inversione di tendenza della dinamica dei danni.

Gli interventi di limitazione numerica possono essere condotti attraverso efficaci campagne di trappolaggio nelle aree maggiormente sensibili sotto il profilo del rischio ecologico (zone umide ad elevato grado di naturalità) ed economico. L'uso di controllo chimico tramite somministrazione di dosi di sostanze velenose non è consentito dalla legge se non per particolari casi come per i roditori per i quali viene somministrato dell'anticoagulante che causa piccole rotture dei capillari fino alla morte dell'animale. L'uso di dissuasori acustici che vengono utilizzati solitamente per altre specie, per la nutria si ritiene che forniscano risultati non molto apprezzabili. Nonostante quanto indicato dalla letteratura scientifica in merito all'efficacia delle protezioni meccaniche delle arginature occorre però considerare anche le difficoltà espresse dai tecnici che le progettano e le realizzano. Secondo i tecnici del Servizio Difesa del Suolo e il personale della Polizia Idraulica, l'attività di allontanamento degli animali selvatici dalle arginature non può essere effettuata solo con metodi "ecologici" quali l'applicazione di reti o di protezioni in calcestruzzo degli argini al fine di impedire la formazione di cavità

all'interno di essi. La protezione meccanica delle arginature con reti posate al suolo nel caso di rilevati in terra maggiormente a rischio di esondazione in aree importanti sotto il profilo economico e della pubblica incolumità, (agricoltura intensiva, industrie, insediamenti abitativi, infrastrutture) risulta la tecnica di prevenzione ad ora più diffusa ed efficace.

Tramite una convenzione tra la Officine Maccaferri S.p.A. e l'Istituto Nazionale per la Fauna Selvatica (INFS, attuale ISPRA) in collaborazione con il Consorzio di Bonifica Polesine Adige è stato effettuato uno studio sugli "Effetti sull'uso dello spazio da parte di esemplari di nutria (*Myocastor coypus*) derivanti dalla protezione meccanica di tratti di canali di bonifica" Canal bianco di Rovigo (Hydrogeo, 2014). Essi hanno testato l'idoneità di un sistema di protezione con rete metallica a doppia torsione delle banchine dei canali finalizzato ad impedire lo scavo di gallerie.

E' stata effettuata preliminarmente un'indagine radiotelemetrica per valutare la dinamica dell'uso dello spazio dei soggetti monitorati prima e dopo la messa in opera di un sistema di protezione meccanica con rete del canale Zabarelle (Rovigo). La maggior parte degli animali selvatici non ha abitudini nomadi ma svolge le proprie attività (ricerca del cibo, corteggiamento, accoppiamento, allevamento della prole) in un'area spazialmente definita. Nel corso di tale ricerca sono stati radio collarati 48 animali (24 femmine e 24 maschi). Gli animali radio collarati sono stati suddivisi in due distinti gruppi: gruppo 1: le nutrie la cui area vitale è stata modificata dalla posa della rete; gruppo 2: nutrie la cui area vitale non è stata influenzata dalla presenza della rete. Un certo numero di esemplari al fine di monitorarli sono stati indotti in cattività temporanea tramite gabbie trappola comunemente utilizzate per il controllo numerico delle specie per l'acquisizione di indici di abbondanza e per la messa a disposizione su alcuni individui di radio marcaggi tramite targhette auricolari in alluminio. Le nutrie sono state monitorate

al fine di individuare le loro propensioni a spostarsi e a costruire nuove tane prima e dopo la stesura della rete lungo il rilevato.

L'azienda Maccaferri ha sperimentato l'uso delle reti metalliche a doppia torsione, aventi lo scopo di costituire uno schermo anti intrusione.

La stesura della rete ha interessato la porzione centrale del tratto sperimentale del canale Zabarelle. La ricerca effettuata da Maccaferri e Ispra ritiene che la rete abbia contribuito alla modifica nell'uso dello spazio da parte delle nutrie inducendole a concentrarsi nel tratto di canale senza rete. Nell'ecologia della nutria la tana rappresenta il baricentro spaziale e comportamentale intorno al quale ruotano la gran parte delle attività. La tana costituisce infatti il ricovero diurno a cui gli animali fanno ritorno al termine delle esplorazioni notturne. Caratteristica comune a tutti i soggetti è stato il graduale allontanamento dalla zona con rete.

I risultati del lavoro sperimentale condotto da ISPRA e Officina Maccaferri (Hydrogeo, 2014) hanno consentito di valutare l'idoneità del sistema di protezione con rete, delle arginature rispetto al danneggiamento tramite scavo da parte delle nutrie. La ricerca ha monitorato la localizzazione delle tane e degli esemplari per circa due anni prima e dopo la posa delle reti mostrando la scomparsa delle tane nel tratto di canale con sponde rivestite con rete o biostuoia rinforzata con rete metallica a doppia torsione.

Per quanto riguarda gli aspetti tecnici-idraulici, successivamente alla stesura delle reti si è osservato un calo significativo della cattura delle nutrie nelle trappole poste in prossimità dell'argine dove è stata posata la rete, l'ubicazione delle tane nel periodo successivo alla posa delle reti evidenzia un abbandono delle vecchie tane e l'utilizzo di nuove fuori dalla zona protetta dalla rete, la rete ha esercitato una efficace azione anti-intrusiva; in particolare dallo studio risulta che la rete di maglia tipo 6x8 garantisce una maggiore impermeabilità all'accesso alla banchina da parte di nutrie anche di ridotte dimensioni escludendo il rischio di apertura di fori e tane.

Si riportano degli esempi di rete prodotti dalla Maccaferri e Hydrogeo di soluzioni con prodotti di rete metallica antintrusione a doppia torsione, in maglia tipo 6x8 (Fig. 10.10).

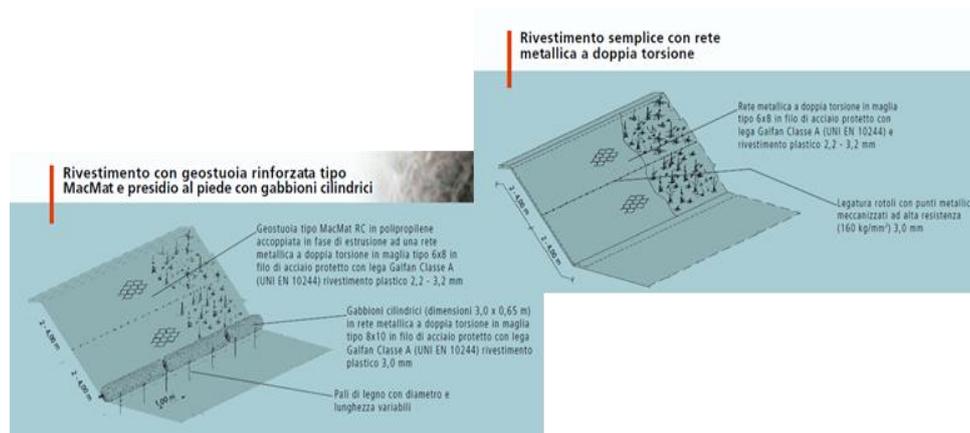


Fig. 10.10 Esempio di rivestimento arginale con reti antintrusione o geostuoia rinforzata, tipologia Maccaferri (da Hydrogeo S.r.l., 2014).

10.3.4 Competenze e procedure per la cattura e la delocalizzazione dell'istrice

Per l'istrice *Hystrix cristata* (Linnaeus, 1758) sono previste delle procedure specifiche in quanto è specie d'importanza comunitaria ed è protetta; non può essere cacciata e per la cattura e lo spostamento degli istrici occorre un'apposita autorizzazione del Ministero dell'Ambiente e di un parere dell'Ispra (Istituto superiore per la protezione e la ricerca ambientale). La procedura di *Gestione tane di mammiferi sugli argini dei fiumi*, sperimentata dal Servizio tecnico di Bacino Romagna (Stb), (Sito Regione Emilia Romagna, 2014), prevede le seguenti fasi:

- Richiesta di autorizzazione della Provincia all'Istituto nazionale fauna selvatica per la campagna di cattura;
- Comunicazione all'Ausl dell'inizio della procedura di cattura;
- Informazione e formazione dei volontari e delle persone residenti disponibili, con predisposizione di procedure e turnazioni per le ispezioni;

- Ricerca e individuazione delle tane da parte dei tecnici e sorveglianti idraulici;
- Raccolta del Stb delle segnalazioni di volontari e cittadini;
- Posizionamento dei picchetti e segnalazione del Stb alla Provincia;
- Predisposizione delle trappole, da parte del Stb in collaborazione con la Protezione civile e la Provincia;
- Controlli quotidiani di Stb, volontari e cittadini;
- Comunicazione al Stb e alla Provincia dell'avvenuta cattura;
- Visita all'animale e consenso alla delocalizzazione da parte dei veterinari Ausl;
- Rilascio dell'animale a cura del Stb nei siti concordati (ad esempio, per Ravenna le pinete a Lido di Classe nord e per Forlì-Cesena il Monte Grosso).

L'estirpazione tramite uccisione deve essere regolamentata dalla legge e richiede un permesso per l'uccisione e può essere fatta solo in un periodo o nella stagione giusta e in aree geografiche ristrette.

10.4 Interventi di ripristino delle arginature dai danni causati dagli animali

Di seguito si riportano gli interventi volti a ripristinare l'integrità e la funzionalità idraulica di protezione del rilevato arginale, causate dallo scavo di cavità da parte di animali selvatici. Per garantire la sicurezza idraulica e la tenuta dell'argine, i buchi delle tane vanno rapidamente tamponati, nei periodi autunnali, dopo gli sfalci di rito; ripristinando o ricostruendo la scarpata.

Il problema della compromissione della tenuta delle arginature è divenuto oramai una emergenza e svariati tentativi sono stati fatti per cercare di limitare al più i danni.

La tecnica più diffusa e più semplice consiste nello scavo dell'area attorno al foro, riempimento del tunnel e ri-stratificazione e compattazione dell'argine. Meglio impiegare lo stesso materiale con grado di compattazione simile di cui è costituito il resto dell'argine; preoccupandosi di intercettare la fine del tunnel o le eventuali

ramificazioni possibili della tana. Questo può voler dire in caso di grosse dimensioni ed estensioni di questi tunnel che l'intervento più consistente ed impegnativo prevede la ricostruzione completa dell'opera arginale nel tratto danneggiato. E' un intervento tampone, non sempre risolutivo dato che l'animale spesso ritenta lo scavo nello stesso posto. La tecnica di posa in opera di un foglio di rete a protezione del foro successivamente alla chiusura in terra può non risolvere in toto il problema.

La protezione meccanica delle arginature realizzata con reti metalliche o composite stese al suolo, che coprono sia la parete degli argini fino ad immorsarsi al piede e alla sommità, una volta eseguito lo scotico dello strato superficiale, è sicuramente una soluzione che fa sì che l'animale non torni a scavare. Sulla rete può essere depositata una trama di materiale plastico biodegradabile che ha la funzione di trattenere il terreno e di permettere l'attecchimento del cotico erboso. Dopo poco tempo rimane la rete inglobata nella parte più profonda del cotico erboso, permettendo così di effettuare le normali operazioni di manutenzione e sfalcio di tali opere idrauliche. Il risultato finale è quello di un argine protetto dall'azione dell'animale, il quale non è in grado di perforare la rete metallica.

Analogamente a quanto già realizzato per il cinghiale, potrà essere prevista la possibilità di porre in opera recinzioni elettrificate, costituite da un filo elettrico, con cui perimetrare le aree suscettibili di danno. Tale misura potrà essere impiegata essenzialmente in contesti locali a forte rischio e soprattutto su aree nelle quali il danno economico può risultare rilevante.

Un'alternativa all'uso di terra e di eventuale posa in opera di una rete metallica, atta a scoraggiare l'animale a riscavare nuovamente la tana nel medesimo tratto di argine, è l'iniezione a bassa pressione e riempimento del tunnel con una soluzione di malta fluida con viscosità adeguata al riempimento del tunnel in grado di aderire alle pareti (comunemente viene usata una soluzione di cemento-bentonite in proporzione rispettivamente 3:1). Una volta che le tane scavate sono

accuratamente riempite, l'habitat per l'animale risulta compromesso e disturbato scoraggiandolo a ritornarci. La miscela viene iniettata a bassa pressione, iniziando dal livello più basso dell'argine, questo fa sì che la malta riempia il tunnel assicurando di intercettare tutti i vuoti dal basso verso l'alto. E' importante sottolineare che eventuali problemi potrebbero sorgere nel caso di argini già soggetti a fenomeni di piping poiché l'interfaccia tra la superficie del suolo e quella del cemento costituisce un addizionale percorso di filtrazione (Ciria, 2008). Ad esempio l'impiego della miscela cls-bentonite a bassa pressione è stata usata in California, e ripetuta per diversi anni. Stimati i costi e valutata l'efficacia, l'intervento con tale miscela, risulta più vantaggioso rispetto al riempimento in terra. Anche sul fiume Panaro (Mo) nel novembre 2015 è stata fatta, da parte dell'AIPo, una prova sperimentale di riempimento con miscela fluida di cls-bentonite iniettata direttamente all'interno di una grossa cavità scavata lato fiume da un tasso, (Paragrafo 10.6.1). L'intervento è stato effettuato in corrispondenza di un tratto arginale già oggetto più volte di interventi di chiusura con terra e impiego di reti metalliche, che non avevano, purtroppo, sortito alcun effetto di scoraggiamento per la famiglia di tassi presente in quell'area. Il tratto d'argine in questione è stato preliminarmente indagato tramite una campagna dettagliata di indagini volte appositamente alla comprensione della posizione e dimensioni di questi cunicoli scavati all'interno dell'argine (Paragrafo 10.6.3).

Anche la possibilità di mettere in opera reti metalliche che impediscano la formazione di tane di animali di taglia media (come appunto istrici, volpi, nutrie e tassi) su tutto il reticolo idraulico dei corsi d'acqua arginati, può risultare molto onerosa, oltre che potrebbe risultare dannosa alla gestione delle arginature per due motivi fondamentali. In momenti di piena si possono creare erosioni della sponda interna alla sezione idraulica, innescate anche da smottamenti di piccola entità, con asportazione via via crescente di terra ad opera della corrente, fino a raggiungere dimensioni sufficientemente ampie da poter determinare il distacco delle reti.

Queste, trasportate dalla corrente, potrebbero bloccarsi al primo ostacolo, determinando ostruzioni significative e conseguenti rigurgiti, anche non contenuti entro la sezione idraulica, che possono determinare ulteriori crolli per sormonto. Il secondo motivo si evidenzia in caso di riparazioni di urgenza o di pronto intervento: la rete metallica può costituire un ostacolo notevole alle operazioni di ripristino del corpo arginale. Come sopra accennato, nel corso di operazioni di chiusura tane può essere utile proteggere il fronte di scavo da reti metalliche per impedire la pronta ricostruzione da parte degli animali facilitati dalla presenza di terreno smosso. Tuttavia, per gli inconvenienti sopra esposti, tali rivestimenti non possono eccedere in lunghezza poche decine di metri. Un rivestimento continuo in calcestruzzo, non può essere accettato per più motivi. Il costo sarebbe proibitivo e l'impatto ambientale sarebbe insostenibile anche a fronte di diverse direttive regionali in merito ed in particolare dal punto di vista idraulico per la velocizzazione delle correnti. In casi particolari, una certa affidabilità è stata fornita dall'esecuzione di colonne di jet-grouting realizzate all'interno del corpo arginale, per una profondità che va dal livello di piena massimo possibile (il franco di sicurezza sotto la sommità) fino a interessare livelli eventuali permeabili presenti nel terreno in posto, comunque fino oltre il fondo alveo. Tale tecnica consente di realizzare un "parete" invalicabile dagli animali che possono realizzare le tane o all'interno e/o all'esterno di tale diaframma, la cui presenza garantisce la "tenuta" dell'argine e scongiura fenomeni di sifonamento/crollo autoinnescanti e progressivi. Va però detto che tale tecnica, oltre che molto onerosa, se si estendesse indistintamente su tutte le arginature esistenti, presenta notevoli controindicazioni ed impatti. In primo luogo tali diaframmi vanno così a costituire una discontinuità o se volgiamo una frattura profonda all'interno del corpo arginale che in caso di eventi estremi o col tempo potrebbe far staccare e crollare la parte arginale lato fiume; ed in secondo luogo perché tali diaframmi vanno ad intercettare i livelli più permeabili e quindi le falde idriche che sono generalmente drenate dai corsi

d'acqua, benché arginati. Questo fatto determinerebbe la creazione di aree soggette ad innalzamento dei livelli di falda con notevoli ripercussioni sulla coltivazione di tali aree e sulle aree urbanizzate interessate.

10.5 Interventi di delocalizzazione e costruzione di habitat alternativi per il tasso

Come più volte accennato, i tassi scavano tane negli argini che hanno dimensioni e lunghezze tali da compromettere la stabilità dei rilevati soprattutto in caso di piena. Numerose delle tane individuate e chiuse nel modenese lungo le aste dei fiumi Secchia e Panaro sono state scavate da tassi. Per la nutria, specie alloctona e infestante, ritenuta fino a poco tempo fa la responsabile per eccellenza delle tane scavate negli argini, sono previsti dei programmi annuali per la cattura e uccisione. Per il tasso, invece, specie protetta in Italia, esiste un regolamento ISPRA, Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale, che ne vieta la cattura e l'eliminazione. Nonostante il monitoraggio delle arginature venga eseguito costantemente dall'Agenzia Interregionale per il fiume Po e dai volontari della protezione civile e la chiusura delle tane venga effettuata in modo tempestivo, il problema sembra non risolversi, in quanto, sebbene le tane vengano chiuse, i tassi, con la loro spiccata abilità fossoria, non fanno altro che rifarne delle nuove; d'altro canto, comprensibile, trattandosi della loro dimora. Nel nord Europa, in particolare in Inghilterra e in Irlanda così come in alcuni stati americani il tasso è una specie protetta e la legge è molto restrittiva al riguardo; infatti non solo non possono essere messi in cattività gli animali ma anche le loro abitazioni, ovvero le tane da essi scavate, sono protette e non possono essere distrutte se non sotto licenza (Natural England, Department for Environment, Food & Rural Affairs, UK), esclusivamente in determinate situazioni di rischio (per l'uomo e per il tasso stesso). In Inghilterra i tassi sono tutelati dalla legge del 1992, tuttavia l'ente Natural England (che rilascia la licenza governativa) può emettere licenze per poter

distruggere o interferire con le tane di tasso, qualora ciò sia inevitabile, definendo con precisione cosa è permesso e in quale momento dell'anno, un'azione altrimenti illegale. Per questo motivo nel momento in cui è necessario escludere il tasso dal suo principale insediamento, bisognerà procurare all'animale una tana artificiale ancor prima che la tana naturale venga chiusa.

10.5.1 Linee guida per la creazione di tane artificiali

Ci sono alcune linee guida da seguire al fine di evitare il rischio di infrangere la legge. Le linee guida della *Badger Policy* descrivono le circostanze in cui può essere necessario costruire una tana artificiale di tasso (www.snh.gov.uk). Anche se possono non essere complicate da realizzare, un'attenta considerazione deve essere data agli aspetti della posizione delle tane, al progetto e alla costruzione. E' necessaria la presenza di una guardia ecologica adeguatamente qualificata che dovrebbero controllare il processo fin dall'inizio, cioè dalla progettazione all'installazione. Un periodo di monitoraggio sarà richiesto per comprendere l'uso delle tane artificiali da parte dei tassi. La durata e la frequenza del monitoraggio dipende da quando e se i tassi colonizzano le tane artificiali.

Mentre utilizzare tecniche per determinare se una tana è in uso o no e sorvegliare la zona non richiede una licenza, scoraggiare i tassi ad utilizzare una tana, o la loro esclusione da una particolare tana e/o la cattura dei tassi e lo spostamento da una tana richiede una licenza da parte dell'autorità competente.

Un modo per attirare i tassi in esplorazione verso le nuove tane è tramite l'utilizzo di cibo, in modo che vedano le nuove tane come luogo confortante e sicuro. Ad un certo punto, i tassi possono quindi essere esclusi dalla loro tane (mediante anche l'uso di porte a senso unico). Una volta ambientato nella nuova tana artificiale è possibile distruggere la vecchia anche iniettando malte cementizie o rivestendo le tane con reti.

Anche se questo può sembrare strano in un primo momento, si è avuto modo di considerare che il tasso selvatico vive dove è in grado di adattarsi e non è disturbato; per cui escludendolo dalla sua casa spesso il tasso scava un'altra tana subito di fianco alla vecchia. Bisognerebbe in qualche modo valutare di lasciare i tassi in prossimità del sito da loro individuato, piuttosto che avere a che fare con ripetuti tentativi di scavo di tunnel da parte loro, lungo un breve tratto.

In primo luogo si deve accertare se la tana in questione è in uso. Per verificare che si tratti di un tasso si può osservare all'ingresso della tana e nelle vicinanze, la presenza di impronte fresche, feci e segni che la lettiera viene cambiata. In altri casi si possono collocare al crepuscolo dei bastoncini attraverso gli ingressi per verificare l'attività del tasso durante la notte; quando i tassi escono dalla tana i bastoni verranno spostati dall'animale. Le tane possono essere osservate al tramonto e con del nastro adesivo posizionato nella parte superiore dell'ingresso si possono raccogliere i peli per poi identificarli. I peli di tasso si presentano grossolani e con striature nero e grigie o bianche. Nella stagione fredda, in dicembre e gennaio, in particolare, i tassi possono restare sotto terra anche per diverse notti consecutive.

Le ragioni per la costruzione di una tana artificiale possono essere di varia natura:

- facilitare il trasferimento dei tassi nel loro territorio esistente nei casi in cui una tana principale o secondaria è stata distrutta;
- facilitare il rilascio dei tassi in nuove aree, cioè la loro traslocazione al di fuori di un dato territorio per motivi che possono andare dall'espansione e sviluppo territoriale alla prevenzione da danni causati dalle tane dei tassi su opere e infrastrutture come rilevati stradali, ferroviari e arginali.

La rimozione del tasso come anche la distruzione della sua tana è possibile solo sotto licenza nel caso di Inghilterra, Irlanda e Stati Uniti. Nella maggior parte dei casi tale licenza prevede che la tana originale debba essere sostituita da tane artificiali.

Devono essere considerati alcuni criteri riguardo la posizione di una tana artificiale. Il gruppo sociale dei tassi è territoriale; pertanto, qualsiasi tana artificiale alternativa deve essere situata all'interno del territorio nell' appropriato gruppo sociale. Se è possibile è preferibile la vicinanza a tane esistenti. I tassi devono essere in grado di individuare la tana sostitutiva senza alcuna difficoltà. La dimensione del sito in cui realizzare le tane artificiali dipenderà dalla dimensione della tana naturale che sostituisce, una superficie minima di 30 metri di raggio deve essere delimitato dai fori periferici della tana artificiale per evitare danni e disturbi. Un'area 10 m x 10 m sarebbe ottima per ospitare una piccola tana artificiale comprendente due ingressi con tunnel che portano ad almeno due camere. Pertanto, è importante costruire una struttura con camere adeguate e tunnel che riproduca il più possibile la tana naturale che va a sostituire; normalmente si utilizza un escavatore meccanico per preparare il sito e la quantità di terreno necessaria.

Caratteristiche della tana di un tasso sono la propensione all'ingrandimento delle gallerie già esistenti, una ventilazione sufficiente, la sicurezza dai predatori ed interferenze e che non si allaghi.

La realizzazione delle tane può essere varia: lunghe e sottili strisce di terra o boschetti possono essere un valida ubicazione. È importante che vi sia drenaggio sufficiente per evitare che la tana artificiale si allaghi. E' anche importante che l'acqua scorra verso gli ingressi delle tane e non ristagni nelle camere. Le camere dovrebbero essere ricoperti con legno compensato spesso, impermeabile sia lateralmente che sul soffitto. È altresì importante assicurare uno spessore di almeno un metro di terra sopra le camere.

Il modo migliore è costruire la tane o in un terreno in pendenza con i fori emergenti nel punto più basso, o se questo non è possibile, l'intera tana può essere coperta con un cumulo di terra. E' anche una buona idea, far si che i due ingressi siano a differenti livelli orizzontali, ottenendo un maggiore flusso d'aria attraverso i tunnel: tipo effetto "camino".

Per quanto riguarda i tempi di costruzione delle tane, è da considerare che la distruzione di una tana naturale occupata comporterà l'esclusione dei tassi lì residenti; il tempismo quindi è fondamentale per garantire che le specie escluse abbiano il tempo di adattarsi ad una tana alternativa. La tana artificiale dovrebbe quindi essere costruita almeno 6 mesi prima dell'esclusione. Una delocalizzazione dei tassi e distruzione delle tane principali viene generalmente concessa, in licenza, solo tra la fine di giugno e la fine di novembre.

Principi generali di un progetto di tane artificiali

Le camere devono sempre essere costruite a fine diramazione del tunnel principale. Le camere sono costruite utilizzando cemento o blocchi di legno o plastica (Fig. 10.11). Così, possono essere usate lastre di cemento 3' x 2' per il pavimento o in alternative possono essere usate camere di legno in genere di misura da 45 a 75 centimetri quadrati. La camera deve sempre essere riempita generosamente con fieno secco o paglia.

I tunnel sono costituiti da tubi di almeno 30 cm di diametro e possono essere di argilla o cemento. Tuttavia i tubi lunghi sono difficili da gestire soprattutto sono più difficili da costruire le curve. Un ramo del tunnel lasciato aperto al terreno circostante consente ai tassi di scavare ed espandere la tana se lo desiderano, possono anche essere utilizzati tubazioni in plastica più facili da maneggiare. Il tempo impiegato per costruire una tana artificiale è determinato da quanto bene la costruzione è stata organizzata. Supponendo che tutti i materiali e la manodopera sono prontamente disponibili (compreso un escavatore), la tana può essere costruita in quattro giorni. Si riportano due tipi di progetto a titolo d'esempio. Entrambi sono costruzioni in moduli. Le dimensioni di entrambi i tipi di progetti dovrebbero riflettere la dimensione e lo stato delle tane sostituite.

Il progetto di tipo 1 è composto da camere di forma quadrata o rettangolare costruite in legno e con un'altezza da 30 a 45 cm. Le camere sono collegate da un sistema di tunnel in plastica di circa 40 cm di diametro. Il progetto di tipo 2 è

composto da blocchi e lastre di cemento per la pavimentazione della camera, per la riproduzione e per la prole e un sistema di tunnel con tubazioni di argilla o cemento con diametro di circa 30 centimetri.

I materiali tipici per la costruzione delle tane artificiali prevedono:

- Lastre di pavimentazione in calcestruzzo 3 'x 2';
- Un centinaio di blocchi di cemento (per la base della cameretta) 18" x 9" x 6";
- Otto tubi di diametro 12 "(300 mm), rivestiti in terra, lunghi circa 150 cm;
- Due tubi di diametro 9 "(225 millimetri) rivestiti in terra, lunghi circa 150 cm;
- Due incroci ad angolo retto rivestiti in terra di diametro 12" (300 mm);
- Fieno o paglia sufficiente per riempire le camere.

Del terreno potrebbe essere necessario, ai fini della copertura o per abbellimento della tane artificiale completata. Tubi lunghi 150 cm sono più facili da usare; quelli



Fig. 10.11 Esempio di realizzazione di tane artificiali: in legno e compensato sono costruite le camerette collegate tramite un sistema di tunnel con tubazioni in plastica.

più lunghi diventano molto pesanti da gestire. I tubi incrociati ad angolo retto sono più facili da utilizzare ma se questi non fossero disponibili, saranno sufficienti angoli di 120 gradi.

Un escavatore meccanico è in genere adatto per la costruzione delle tane. Due uomini (escluso l'operatore per l'escavatore) per due giornate di lavoro, possono

essere necessari per la costruzione di una tana artificiale. Costo stimato dalla guida è di circa 6000 euro per la costruzione di tane artificiali con 3 camerette, lavori esclusi.

10.5.2 Esempi di costruzione di tane artificiali

A Nottingham, nel Regno Unito, degli insediamenti artificiali per tassi sono stati messi a punto in modo da spostare i tassi dalle loro tane naturali scavate nel rilevato. Una volta ottenuta la licenza, i tassi sono stati temporaneamente catturati, allontanati dagli argini e trasferiti nelle nuove tane artificiali.

Il progetto di questi insediamenti artificiali prevede un insediamento (Fig. 10.12) principale con sei camere. In sei punti diversi sono stati scavati dei tunnel e installate tre camere da 1m x 1m. Le camere sono realizzate con paletti di legno, ciascuna con un tetto di compensato; sopra il tetto deve essere assicurato almeno 1 m di terreno.



Fig. 10.12 Realizzazione di insediamenti artificiali con sei camere in legno e compensato collegati da tunnel costituiti da tubi in plastica. (Nottingham, da www.emec-ecology.co.uk).

Anche i rilevati ferroviari possono essere presi d'assalto dai tassi. In Italia è stato affrontato il problema delle tane di tasso all'interno di un rilevato ferroviario nella tratto ferroviario di Alessandria del bacino Torinese (Balestrieri e Remonti, 2000). In particolare la presenza delle tane di tasso nelle massicciate ferroviarie ha provocato l'instaurarsi di progressivi cedimenti. Reso obbligatorio il monitoraggio comunque il traffico ferroviario risultava in pericolo. In passato, il problema è stato gestito senza successo, tentando di distruggere le tane e disturbando l'animale. Nel

1997 le ferrovie italiane hanno deciso di promuovere alcune ricerche specifiche. Sono state individuate quattro tane frequentate da tassi lungo i rilevati delle linee ferroviarie. Da tali studi è risultato infatti che i tassi evitano suoli con una prevalenza di componenti di grossa granulometria, che probabilmente non sono facili scavare e non sono sufficientemente coesi e plastici. I parametri pedologici dei terreni sono di grande importanza nella scelta dei siti in cui scavare delle tane (Kruuk, 1978). Secondo gli studi (Clements, 1974), il tasso preferisce terreni soffici, con un'alta percentuale di sabbia fine e limo. Lo studio condotto da Balestrieri e Remonti (2000) ha evidenziato, facendo un confronto tra le banche del rilevato usate dal tasso per scavarci la tana e le restanti non danneggiate, che i terreni oggetto di scavo contengono percentuali significativamente più basse di ghiaia e percentuali maggiori di sabbia fine. Per scoraggiare i tassi dal costruire delle tane, alcuni autori inglesi (Harris et al, 1990; Neal e Cheeseman, 1996) suggeriscono o la loro esclusione forzata, seguita immediatamente dalla protezione del pendio, oppure la loro traslocazione. Il primo lascia i tassi liberi di trovare un altro sito in cui fare le tane nel loro territorio, senza subire eccessivo stress; mentre il secondo di traslocare i tassi, per cercare un sito alternativo adatto in cui rilasciarli, più complicato e oneroso in termini di tempo ed energie. Neal (1977) suggerisce anche l'orario in cui è preferibile chiudere le tane (preferibilmente di notte). Un monitoraggio da parte di esperti è fondamentale per un'analisi sulle abitudini dell'animale e per determinare gli orari migliori per la chiusura dei fori. Per proteggere argini e terrapieni Harris (1990) segnala tre metodi: coprire i rilevati con una rete metallica, costruire una recinzione attorno alla banca, o impiegare una recinzioni elettrificate. Nel caso del rilevato ferroviario, i tassi sono stati dissuasi, allontanati e successivamente il rilevato è stato coperto con una rete zincata. (Fig. 10.13).



Fig. 10.13 Esempio di rilevato ricoperto con rete zincate e con ingresso unidirezionale.

Allo stesso modo durante l'aggiornamento dei lavori di una sottostazione elettrica in un sito nel Suffolk (in Inghilterra), cinque tane di tasso eurasiatico sono state chiuse nel 2009 per via dei lavori. (McDonald P. J. and Allen T. P., 2011). Per la chiusura delle tane è stato necessario il rilascio della licenza da parte delle autorità ambientali. Parte del contratto di licenza, comprende la fornitura di tre tane artificiali. Le tane sono costituite da tunnel scavati con escavatore e sono state costruite delle camerette rivestite in legno e compensato, 1,5 m di terra ricopre la tana e sono stati disposti diversi cumuli di terra (circa 1,5 m di altezza, lunghi 10 m e larghi 3 m) adiacenti alle tane artificiali per favorire lo scavo di nuove tane da parte dei tassi stessi. Dopo il completamento della costruzione, il monitoraggio ha indicato che tutte e tre le tane evidenziano segni di occupazione. Nel 2011 è stata utilizzata una telecamera ad infrarossi che è attivata dal movimento e passaggio dell'animale, per determinare l'occupazione delle tane artificiali, le abitudini e monitorare le attività del tasso nei tre ingressi delle tane; questa tecnica potrebbe essere applicata in altre situazioni simili in cui è necessario molto tempo e personale prima di vedere dei risultati dell'adattamento del tasso alle nuove tane. Anche nella cittadina di Congresbury, nel nord ovest dell'Inghilterra, i tassi

vengono accusati di aver messo il paese a rischio, scavando attraverso le difese arginali lungo il fiume Yeo e aver causato un'alluvione nel 2012 rompendo le arginature nei pressi del Millennium Bridge lungo la strada che va verso la città di Bristol. Nonostante siano stati eseguiti lavori per ripristinare e rafforzare le arginature, al fine di scongiurare altre inondazioni, rivestendo l'arginatura in un tratto di banca di circa 60 m lungo la sponde del fiume, con cemento e reti, il Consiglio del paese ha dichiarato che gli animali hanno trovato il modo di aggirare queste difese e ripreso a scavare nella stessa area indebolendo sempre più la banca. Alle ripetute riaperture e scavi di nuove tane da parte dei tassi il paese ha risposto costruendo delle tane artificiali. I tassi sembrano essere ora stabiliti nelle nuove tane artificiali.

Nella cittadina di Hythe nella contea del Kent, a sud est dell'Inghilterra una rete di tunnel scavate da tassi rischiava di compromettere un vecchio rilevato ferroviario impiegato come difesa arginale di un invasivo. L'Agenzia per l'ambiente ha riparato il rilevato al costo totale di euro 900.000. Le tane sono state chiuse e i tassi sono stati spostati nelle vicinanze in un terreno privato ad un costo di circa 100.000 euro. Molti scettici si sono chiesti se valesse la pena spendere tali soldi per il progetto.



Fig. 10.14 Esempio di realizzazione di una tana artificiale in rilevato.
<http://www.badger-watch.com>.

L'agenzia per l'ambiente, sostiene che più di 100 case sarebbero a rischio di allagamento, senza la realizzazione della diga, ed il progetto non può che prevedere

il rafforzamento e messa in sicurezza dell'argine oltre che traslocare i tassi in un posto più adatto, per evitare di compromettere nuovamente il rilevato.

I tassi sono stati invitati nelle nuove tane utilizzando del cibo e con cancelli unidirezionali li è stato impedito il ritorno alle vecchie tane. Le nuove tane sono costruite prevedendo alcune camerette e tubi di drenaggio utilizzati per formare i tunnel.

10.6 Interventi realizzati nel Modenese nei confronti degli scavi di gallerie nei rilevati arginali

La sicurezza e la stabilità dei rilevati arginali è uno dei principali impegni dell'Agenzia Interregionale per il Fiume Po.

A seguito dell'evento occorso sull'argine de fiume Secchia il 19 Gennaio 2014 e, in considerazione, delle conclusioni della relazione tecnica che ne ha stabilite le cause, è aumentata l'attenzione nei confronti dei fenomeni di scavo imputabili all'azione degli animali selvatici. Il monitoraggio continuo eseguito regolarmente e accuratamente, la diagnosi precoce e la riparazione è ciò che ad oggi viene praticato a protezione degli argini da parte dell'Agenzia per il fiume Po coadiuvata dalla Protezione Civile. Tuttavia il continuo proliferare e il ripetersi nel tempo di questa azione di scavo nelle arginature da parte della fauna selvatica, in assenza di predatori, è divenuta un'emergenza ed un problema molto serio e non più trascurabile, aumentando la probabilità che si possano verificare altri fenomeni di filtrazioni localizzate, dissesti o cedimenti di entità analoga alla rotta arginale avvenuta sul fiume Secchia. Numerose azioni sono state intraprese per garantire la sicurezza e la stabilità dei rilevata arginali tra cui: l'adozione di piani di gestione della vegetazione, l'approvazione di regolamenti per la gestione della fauna selvatica e la messa in atto delle chiusure delle tane.

Lo Staff Tecnico dell'Agenzia Interregionale per il fiume Po, a cui compete la definizione delle misure di mitigazione, ha individuato gli interventi da eseguire,

opportunamente calibrati tra aspetti idraulici, vegetazionali, faunistici e di tutela del territorio. E' emersa la necessità di affrontare anche strutturalmente il tema della manutenzione dei corsi d'acqua con riferimento agli aspetti che maggiormente incidono sulla messa in sicurezza idraulica ovvero la gestione della vegetazione ripariale e quella della fauna responsabile della realizzazione delle tane nelle arginature (AIPo, 2015). Tra le numerose Ordinanze Commissariali, a seguito dell'alluvione che ha colpito le aree della pianura compresa tra i fiumi Secchia e Panaro, ed in relazione all'eccezionale piovosità del periodo dell'estate 2014, sono stati inoltre finanziati interventi di sfalcio straordinario sulle arginature di Secchia, Panaro e casse d'espansione, ad integrazione della manutenzione ordinaria usualmente programmata, al fine di predisporre sufficienti condizioni di transitabilità e visibilità nelle fasi di monitoraggio ed intervento.

Nel 2014 AIPo ha inoltre redatto un programma di gestione della vegetazione, svolgendo attività di rilievo di dettaglio della vegetazione ripariale, attività di modellazione idraulica con definizione di obiettivi di gestione della vegetazione in relazione alle criticità. Modificando la vegetazione, oltre che adeguare la scabrezza nei tratti a rischio e migliorare la stabilità delle sponde vicine alle arginature, si riducono le criticità idrauliche legate alla presenza di vegetazione. Ciò ha consentito di migliorare le attività di sorveglianza e manutenzione ordinaria degli argini e delle opere connesse, dato che la presenza di vegetazione fitta e impenetrabile inibisce la sorveglianza delle sponde e degli argini per il controllo della presenza di tane di animali o altre criticità.

10.6.1 Interventi di chiusura delle gallerie scavate dagli animali

Nel 2015 a seguito di una capillare campagna di monitoraggio sono state individuate e chiuse, lungo gli argini dei fiumi Secchia e Panaro, oltre 600 tane scavate da diverse specie animali.

A titolo di esempio si riporta in Fig. 10.15 una grossa tana di tasso rinvenuta lungo l'arginatura destra del fiume Panaro (Mo) lato fiume in cui si possono notare due ingressi e i cumuli di terra prodotti dallo scavo dell'animale; in una zona già più volte oggetto di interventi come mostra la Fig. 10.16 in cui, durante i lavori di ripristino dell'arginatura compromessa dall'azione di scavo dell'animale, si nota la presenza di una rete posta a chiusura di tane scavate in precedenza nella stesso tratto di argine. Gli interventi di ripristino delle arginature in corrispondenza di tratti danneggiati da tane di animali, comprese le attività di rilevamento e geolocalizzazione, finalizzate al monitoraggio e controllo successivo della persistenza funzionale degli interventi, prevedono lo scavo necessario all'individuazione delle tane all'interno del corpo arginale, eseguito sia a mano che a macchina, in corrispondenza dell'area danneggiata, sino all'intercettazione della fine della cavità.



Fig. 10.15 Tana di tasso rinvenuta lungo l'arginatura destra del fiume Panaro (Mo) lato fiume in cui si possono notare i due ingressi e i cumuli di terra prodotti dallo scavo dell'animale.



Fig. 10.16 Lavori di ripristino delle arginature danneggiate dall'azione di scavo del tasso: si notano le ramificazioni della tana e un lembo della rete che era posta a chiusura di tane scavate in precedenza.

Ciò nel caso in cui questa non presenti estensioni considerevoli, altrimenti comporterebbe il rifacimento completo, con posa in opera per strati successivi di terra e la realizzazione di un tratto nuovo di arginatura.

Le cavità vengono solitamente riempite con terra agraria di medio impasto poi compattata. E' prevista successivamente la posa in opera, ad una profondità di circa 10-15 cm dalla superficie del paramento arginale, di una rete metallica a doppia torsione, con maglie tipo 6x8, diametro filo in lega di Zinco-Alluminio 2,7 mm e bordo esterno rinforzato con filo 3,4 mm, compresi ancoraggi in sommità e alla base costituiti da picchetti od ancoraggi in acciaio del diametro di 20 mm, rivestiti in lega di Zinco-Alluminio (Linee guida per la redazione di capitolati per l'impiego di rete metallica a doppia torsione, 2006). Il cotico erboso precedentemente rimosso viene successivamente utilizzato per il ripristino della parte superficiale della sagoma arginale.

Nel mese di Novembre 2015 a seguito della continue chiusure e riaperture di tane da parte di tassi è stata effettuata un'attività di chiusura sperimentale, alternativa alla usuale e purtroppo non sempre risolutiva chiusura tramite terra e posa di rete sulla zona interessata dalla galleria.

Una cavità arginale con foro d'ingresso lato fiume, sull' argine sinistro del fiume Panaro, presso l'abitato di Finale Emilia (Mo), è stata sperimentalmente chiusa iniettando una miscela di cls-bentonite. Le caratteristiche e le dimensioni della tana sono state preliminarmente indagate tramite tecniche di indagini di tipo geofisico, non invasive, realizzate per l'AIPo (sede di Modena), dallo Spin-Off Universitario di Trieste (Esplora S.r.l., con la collaborazione dell' Ufficio di Modena, e dell'Università degli studi di Bologna), (Presentazione AIPo, 2015). Tali indagini sono ripetute post-riempimento per valutare l'efficacia del riempimento con tali miscele, ovvero se la malta abbia riempito interamente il tunnel e le eventuali ramificazioni, intercettando tutti i vuoti, riempiendoli dal basso verso l'alto. In caso contrario potrebbero sorgere eventuali problemi di *piping* poiché l'interfaccia tra la superficie del suolo e quella del cemento può costituire un addizionale percorso di filtrazione.

La bentonite è un materiale costituito da un'argilla del gruppo delle smectiti, la montmorillonite. Il termine bentonite comprende categorie di prodotti differenziati con proprietà fisico-meccaniche differenti. Le bentoniti naturali: sono argille smectitiche, in cui predomina la componente montmorillonite, che devono le loro spiccate proprietà colloidali in sospensione acquosa ad una struttura molecolare di tipo lamellare fortemente idratata a causa della presenza del catione sodio che viene sostituito dall'acqua. Il rigonfiamento varia fra le 3 e le 18 volte. In natura ne sono presenti due tipi: la bentonite calcica, che è l'unica presente in Europa, ha proprietà colloidali modeste ed una capacità di rigonfiamento da 3 a 7 volte, e la bentonite sodica, presente in quantità sfruttabili solo nel Wyoming (U.S.A.) e presenta un tasso d'idratazione che varia da 12 a 18. La bentonite artificiale prodotta artificialmente con caratteristiche specifiche, ad esempio le bentoniti permutate sono bentoniti calciche naturali trasformate artificialmente in bentoniti sodiche per addizione di carbonato di sodio prima dell'essiccazione (si ottiene un rigonfiamento da 10 a 15 volte); le bentoniti attivate sono bentoniti permutate alle

quali sono aggiunti dei polimeri per migliorare il rigonfiamento (ottenendo valori variabili fra 10 e 25). Le proprietà della bentonite (montmorillonite), tra le quali l'elevata capacità di scambio ionico, l'espandibilità, la tixotropia, la plasticità e le proprietà impermeabilizzanti, sono dovute alla struttura propria del materiale, che è in grado di assorbire e rilasciare grandi quantità d'acqua con facilità e senza bisogno di grandi scambi di energia con l'ambiente. In conseguenza dell'ingresso dell'acqua il minerale si dilata, e rigonfia, viceversa si ricompatta quando il fluido fuoriesce (Bringiotti et al., 2009).

L'esperienza in sito ha previsto l'iniezione nella cavità di una miscela costituita in parte da cemento e in parte da bentonite, quest'ultima, come accennato, conferisce alla miscela la proprietà rigonfiante rendendo la miscela più viscosa e spumosa aumentandone il volume, in grado di aderire alle pareti ma mantenendone la plasticità.

Il lavoro è consistito in due giornate per un totale di circa 18 m³ di miscela iniettata. La miscela è stata inietta a caduta anche se considerando il dislivello tra la quota del miscelatore in sommità e l'ingresso della manichetta nel foro, la miscela acquisisce una minima pressione (Fig. 10.17).

Considerando il volume di miscela iniettato (18 m³ circa) e un diametro medio della tana ipotizzabile a circa 40 cm (quindi un area di circa 0.12 m²) si può avere un'idea della lunghezza del tunnel. Il tunnel potrebbe avere ramificazioni e raggiungere lunghezze complessive anche di un centinaio di metri o più verosimilmente è possibile che vi siano delle camerette con diametro di dimensioni maggiore, anche di mezzo m³ di volume, per il riempimento occorre un quantitativo elevato di miscela.

E' stata iniettata una soluzione iniziale di cemento-bentonite in proporzione rispettivamente 4:1 (80 quintali di cemento 20 kg di bentonite), successivamente portata 3:1 aumentando la componente bentonitica; si tratta della analoga miscela adottata per la tecnica di jet grouting, in cui il fango bentonitico iniettato in



Fig. 10.17 Approntamento del cantiere per il riempimento della tana scavata dal tasso con miscela di cls e bentonite. (AIPo, 2015).

pressione si espande e va a formare diaframmi impermeabili. Il foro in cui è stata immessa la miscela, per evitare che la stessa fuoriesca viene parzialmente chiuso con dei sacchi che vengono posti perimetralmente all'ingresso del cunicolo. In Fig. 10.18 è riportata la fase di lavoro conclusiva di riempimento della galleria con la miscela cemento-bentonite. Una volta solidificata la miscela, il foro viene chiuso completamente con della terra livellando la scarpata.



Fig. 10.18 Immagine della tana quasi completamente riempita con la miscela cemento-bentonite.

Certamente si tratta di una soluzione valida a rendere la tana, compromessa e inutilizzabile da parte del tasso; il quale non riuscirà a scavare il materiale di riempimento della tana una volta solidificato, ma ciò molto probabilmente

comporterà lo scavo da parte dell'animale, di una nuova tana nelle vicinanze della vecchia.

Un'esperienza di modalità di riempimento delle cavità arginali scavate da animali selvatici è stata condotta, in via sperimentale, su argini di Po golenali iniettando all'interno delle resine poliuretatiche; anche in questo caso le tane sono da imputare probabilmente all'attività di un tasso, visti i cumuli di terra presenti a ridosso dei fori d'ingresso delle tane (con diametro circa di 40 cm).

La resina espandente viene impiegata, di solito in maniera diffusa, iniettata nelle fondazioni a protezione dei cedimenti differenziali o sotto pavimentazioni; in questo caso è stata impiegata allo scopo di risanare l'argine attraversato da gallerie scavate al suo interno (Geosec S.r.l., 2011, quaderni del consolidamento del terreno con resine espandenti). Esistono resine con caratteristiche differenti, in linea generale resine ad alta densità presentano resistenze meccaniche maggiori ma un minore grado di espansione, il contrario vale per le resine a bassa densità. La resina va a riempire i vuoti riducendo la porosità del mezzo e aumentandone il grado di impermeabilità; risulta leggera, duratura e ha una capacità di espansione di 20-30 volte del volume iniziale (in condizioni libere non confinate). Solidificata si presenta come un inerte rigido. Può essere iniettata a pressioni elevate, anche se nel caso degli argini non è necessario anzi questo può indurre anche danni rilevanti per cui è necessario conoscere anche le caratteristiche del terreno in cui si va ad iniettare, per adottare la resina con caratteristiche meccaniche più adatte e per regolare la pressione di iniezione.

Il tratto su cui si è intervenuti è lungo meno di 20 metri e i fori della tana individuati sono 4 lato fiume e 1 lato campagna. Sono stati eseguiti più fori con diametro di 1 pollice circa dalla sommità da cui è stata iniettata la resina che è in grado di riempire le cavità, per graduale saturazione dei vuoti. Si è atteso il tempo necessario affinché essa venisse fuori dai fori lungo i paramenti arginali. Anche in questo caso è fondamentale l'utilizzo di tecniche geognostiche non invasive per

individuare le cavità all'interno del rilevato. La risposta strumentale delle tecniche impiegate è in termini di resistività del materiale: ad un maggiore grado di resistività si associa in generale un materiale con maggiore conduttività idraulica. L'argine indagato in questo caso presenta una quota dal p.c. di circa 3.5 m e l'estensione dell'indagine è inferiore ai 20 m. L'esperienza ha riportato che non tutti i fori di iniezione dalla sommità hanno intercettato le cavità, ma alcuni, riempiendo i vuoti presenti nell'arginatura sono stati impiegati come taratura per la metodologia d'iniezione. Sono stati iniettati circa 20 m³ di resina. La resina in eccesso fuoriuscita dagli ingressi delle tane è rimossa poiché oltre che "antiestetica", essendo fotosensibile è più soggetta ad invecchiamento; il foro è stato infine ricoperto con terra. Si è riscontrata l'efficacia all'intrusione dell'animale che scoprendo i primi cm di terra ha desistito una volta intercettato il riempimento in resina.

Le indagini geognostiche non invasive per la localizzazione e caratterizzazione della cavità all'interno dell'arginatura risultano anche in questo caso indispensabili e fondamentali per una prima diagnosi a monte dell'intervento di questo genere, essendo mirato a riempire una cavità sotterranea ad una certa profondità dal p.c., poco visibile e indagabile anche tramite videoendoscopia; ma utile anche successivamente al riempimento, per valutare l'efficacia nel riempire tutte le cavità e i vuoti.

Si potrebbe anche pensare se questo metodo possa essere preso in considerazione e utilizzato nel caso si riscontrino, durante un evento di piena, la presenza di una fessura, fenomeno di filtrazione, sifonamento o presenza di una tana in grado di mettere in pericolo le arginature. La tempestività dell'intervento deve essere in questo caso garantita; per cui sebbene la presa e solidificazione della resina avviene in pochi minuti occorre valutare i tempi necessari per l'approntamento del cantiere con mezzi e strumentazione.

Entrambe le tecniche d'iniezione di cls-bentonite o di resine poliuretaniche possono essere considerate risolutive per la chiusura ed impermeabilizzazione delle gallerie scavate da animali, certamente la modalità migliore da impiegare è l'iniezione dall'alto in modo da riuscire ad intercettare le diverse ramificazioni dei tunnel posti a quota differenti. Prima di far ciò è certamente necessaria un'indagine approfondita sulla posizione e articolazione delle tane, questo può essere condotto o tramite tecniche invasive come perforazioni con i quali ci si rende conto, durante la fase di carotaggio, dalla caduta improvvisa del carotiere quando attraversa una cavità, oppure tramite tecniche geofisiche, non invasive, (come strumenti di indagine georadar, elettromagnetometro o geoelettrica 3D), le quali fanno una sorta di radiografia dell'argine in termini di variazione di resistività del materiale; queste tecniche sono da preferire alle precedenti, tradizionali e invasive, poiché evitano di procurare ulteriori danni e compromettere ulteriormente l'argine. Chiaramente all'aumentare della quota dell'argine aumentano le difficoltà nell'ottenere una buona accuratezza nella risoluzione di queste tecniche (ad esempio vi è la necessità di indagare non solo tramite rilievi dalla sommità ma anche lungo i paramenti inclinati per raggiungere le cavità più profonde).

10.6.2 Piani e regolamenti per la gestione della fauna selvatica nel Modenese

Dall'estate 2014 sono state avviate le attività propedeutiche funzionali al superamento delle criticità dovuta alla presenza di tane suddivise in interventi di chiusura delle tane presenti e di gestione della fauna responsabile; per quanto riguarda la gestione della fauna selvatica risulta evidente la presenza di mammiferi selvatici con differenti status giuridici: volpi, tassi ed istrice con livelli di protezione assai differenti (l'istrice ad esempio è elencato tra le specie di cui all'Allegato IV della Direttiva 92/43/CEE del Consiglio per cui si applica il regime di protezione rigorosa).

Viene presa in considerazione la possibilità di interventi in grado di limitare l'impatto delle diverse specie con abitudini fossorie inquadrata all'interno delle specifiche normative di riferimento. In particolare il comma 2 dell'art. 19 della L. 157/92 individua nella Regione l'Ente responsabile ad attuare piani di limitazione numerica, anche nei territori vietati alla caccia.

L'ISPRA, soggetto deputato ai sensi della L. 157/92, a cui compete, quindi, la definizione delle possibili modalità di intervento nei confronti della fauna selvatica ad abitudini fossorie, ha rilevato la necessità di procedere ad un puntuale censimento delle effettive criticità lungo tutti i tratti arginati. L'AIPo con il supporto del sistema di protezione civile provinciale ha impostato un'attività di monitoraggio ordinario delle arginature, con apposita schedatura, censendo le tane e le altre criticità già presenti negli argini. Tale attività ha comportato la rilevazione in campo delle tane, la compilazione di apposite schede di censimento, la georeferenziazione dei dati raccolti e la condivisione per l'analisi e la messa in atto delle azioni necessarie.

Dall'analisi dei dati, nel caso dei fiumi del modenese, è scaturito un piano di limitazione numerica di carattere "ordinario" sui rilievi arginali, dato che il proliferare di tane animali in numero sempre maggiore va a compromettere la stabilità e rischia di vanificare i numerosi investimenti messi in atto per gli adeguamenti strutturali delle opere di difesa idraulica. La Provincia di Modena ha provveduto ad approvare i Piani di limitazione numerica con atti del Presidente rispettivamente n. 204 del 14/10/2015 per la specie del tasso, n. 205 del 14/10/2015 per l'istrice e n. 208 del 15/10/2015 per la volpe, identificando per ciascuno metodi, mezzi e strumenti, tempistiche di riferimento nonché il personale che può essere autorizzato.

ISPRA e il Ministero dell'Ambiente e della tutela del Territorio e del Mare, rispettivamente con note acquisite agli atti della Provincia con prot. n° 79532 e n° 86295, hanno espresso parere favorevole alla proposta suddetta che prevede

interventi su volpi (*Vulpes vulpes*), tassi (*Meles meles*) ed istrici (*Hystrix cristata*) rendendo ordinari gli interventi lungo le aste fluviali principali.

Tali interventi prevedono l'abbattimento o la traslocazione degli animali a seconda del rispettivo livello di protezione attraverso l'attuazione di specifici piani di limitazione con un arco temporale triennale e conseguente chiusura delle tane liberate (stralcio Ordinanza Regione Emilia Romagna n. 14 del 4 Novembre 2015). Per quanto riguarda la nutria invece non si applicano più le norme di tutela per la fauna selvatica. L'elevata presenza delle nutrie rappresenta una minaccia per la conservazione della biodiversità locale e di molte specie faunistiche autoctone. Inoltre, questo roditore può portare epidemie (leptosirosi). Piani di controllo della diffusione e della consistenza numerica della specie nutria si rendono necessari a causa della mancanza di fattori naturali di regolazione numerica, compresa l'assenza di predatori. La Regione, nonché l'ISPRA e il Ministero dell'Ambiente; considerano le nutrie alla stregua della fauna infestante. In pratica le nutrie rientrano nel campo d'intervento che si applica ai ratti e ai topi. Di conseguenza diventa decisamente più facile lo sforzo dei coadiutori di eradicare o di ridurre decisamente la presenza, soprattutto sugli argini dei fiumi e dei canali. Il Sindaco di Modena a febbraio 2015, dichiarata l'emergenza nutrie nel territorio comunale di Modena ha avviato, tramite Ordinanza, il controllo numerico della specie. Si è considerato il territorio del comune, con un'importante presenza di arginature e zone umide ed essendo interessato dall'attraversamento dei fiumi Secchia e Panaro, soggetto a rischio allagamento.

Il territorio comunale con gli interventi di controllo della Provincia di Modena effettuati fino ad agosto 2014 ha comportato un abbattimento medio di oltre 640 capi annui.

Sono state quindi distribuite gabbie per la cattura e la sterminazione e i coadiutori dell'ATC (Ambiti territoriali di caccia) sono autorizzati alla cattura. In particolare, si sancisce che la cattura mediante gabbie-trappola e la successiva soppressione-

eutanasia secondo le Linee Guida Ispra può essere effettuata dai proprietari conduttori dei fondi interessati dalla presenza della specie, dal personale degli enti delegati alla gestione e tutela delle acque, nonché da ditte di disinfestazione affidatarie di incarico di disinfestazione, su tutto il territorio comunale, durante l'intero arco dell'anno, e senza limite di orario.

Sarebbe necessario accorpate entro un unico quadro operativo il maggior numero di istituti di gestione a prescindere dalla normativa cui ciascuno fa riferimento (legge n. 157/92 piuttosto che legge n. 394/91), al fine di uniformare e coordinare le azioni; potrebbe risultare utile l'istituzione di "unità di coordinamento" che gestisca i principali aspetti operativi connessi con la realizzazione d'iniziativa di limitazione numerica su scala di bacino (Cocchi e Riga, 2001).

10.6.3 Indagini geofisiche per la caratterizzazione delle tane nei rilevati arginali

Al fine di un'analisi approfondita sulla condizione delle arginature, in particolar modo a seguito della rotta dell'argine del fiume Secchia, il monitoraggio accurato dello stato di salute degli argini, è sicuramente imprescindibile per l'individuazione di tane ed il loro ripristino. Per valutare in modo tempestivo la vulnerabilità della struttura e provvedere di conseguenza alla riparazione, può risultare utile l'utilizzo di tecniche d'indagine che, riescano ad individuare le cavità presenti all'interno delle arginature e la loro conformazione, in modo non invasivo. L'Agenzia interregionale per il fiume Po ha avviato una sperimentazione in collaborazione con la Ditta Esplora S.r.l., Azienda Spin-Off dell'Università degli Studi di Trieste, per studiare i metodi più adeguati per la caratterizzazione di tali cavità nei corpi arginali. Ovvero si è trattato di individuarne le dimensioni e lo sviluppo, al fine di mettere a confronto diverse metodologie non invasive per valutare il loro potere risolutivo, l'accuratezza dei dati e la velocità di acquisizione. Le attività eseguite dal gruppo di lavoro consistono nell'esecuzione di tali indagini

geofisiche integrate, all'interno del corpo arginale del fiume Panaro, a seguito del ritrovamento di una tana scavata da un tasso, in modo da dare un'indicazione di quanto queste tane siano estese e si addentrino nella struttura dell'argine e sui parametri fisici modificati dalla presenza di queste discontinuità.

Le attività eseguite dallo Spin-off sono consistite in:

- rilievi con termocamera, sulle sponde e sulla sommità dell'argine, con diversi punti di ripresa ed eseguiti in diversi momenti della giornata sfruttando l'irraggiamento solare e il diverso calore specifico dei materiali;
- profili georadar (GPR) longitudinali e trasversali da piede argine sponda lato campagna a piede argine lato fiume (Fig. 10.19);
- profili con elettromagnetometro frequency domain (FDEM) (Fig. 10.20);
- acquisizioni di geoelettrica 3D (ERT);
- videoendoscopia della cavità.

I rilievi effettuati dal gruppo di lavoro hanno permesso di valutare l'efficacia di diversi approcci quali georadar, elettromagnetometro, geoelettrica e termografia supportati da indagini dirette di tipo topografico, geotecnico, aerofotogrammetrico e videoendoscopico.



Fig. 10.19 Strumentazione georadar (GPR) munita di antenna GPS (Esplora S.r.l.).

L' argine è stato preliminarmente rilevato topograficamente, date le diverse indagini, per garantire il miglior posizionamento durante le fasi di rilievo e le successive attività di restituzione dei dati. E' stato eseguito anche un rilievo aereofotogrammetrico tramite drone ed è stato eseguito un carotaggio continuo in sommità, in prossimità della tana, utile anche per la taratura dei diversi metodi.



Fig. 10.20 Rilievo con strumento elettromagnetometro frequency domain (FDEM) (dotazione Esplora S.r.l.).

La termografia ad infrarossi è una tecnica diagnostica non distruttiva che sfrutta il principio fisico secondo cui i corpi con una temperatura maggiore dello zero assoluto ($-273,14^{\circ}\text{C}$), emettono energia sotto forma di radiazione infrarossa. La

termocamera converte l'energia emessa da un corpo sotto forma di onde elettromagnetiche infrarosse in un segnale digitale. L'immagine a colori ottenuta, abbinando la scala di temperature alla scala colorimetrica, fornisce come risultato la mappa termica superficiale dell'oggetto. Nella Fig. 10.21 a sinistra, è riportata la sponda arginale sinistra lato fiume elaborata in scala cromatica. L'immagine è stata scattata di notte; la tana in questo caso è termicamente più calda e risulta ben identificabile dal colore rosso. Attorno alla tana viene evidenziata un'area abbastanza estesa e termicamente più calda che indica la possibile presenza di cavità interne alla struttura. Nella Fig. 10.21 a destra, è riportata l'immagine relativa ad una ripresa termografica diurna della sponda opposta in cui è presente un'altra tana. L'ingresso della tana si presenta come nel primo caso con una temperatura molto differente rispetto al resto, inoltre attorno all'ingresso della tana è presente anche il materiale smosso o scavato dall'animale durante la costruzione della tana e i percorsi degli animali creati nella vegetazione. Questa tecnica anche se ha una capacità d'indagine più superficiale rispetto agli altri metodi è risultata molto efficace in quanto è in grado di fornire in modo rapido un'idea della localizzazione e distribuzione delle tane; mentre un eventuale limite può essere legato alla copertura vegetale dell'argine. Il georadar GPR (Ground Penetrating Radar) utilizza il fenomeno di riflessione delle onde elettromagnetiche permettendo di indagare sia il sottosuolo sia le strutture, e di rivelare in modo non invasivo la presenza e la posizione di oggetti sepolti o oggetti metallici e difetti nelle strutture. Il limite del GPR è legato alla scarsa penetrazione a causa di forte attenuazione in caso il terreno sia molto saturo oppure molto conduttivo.

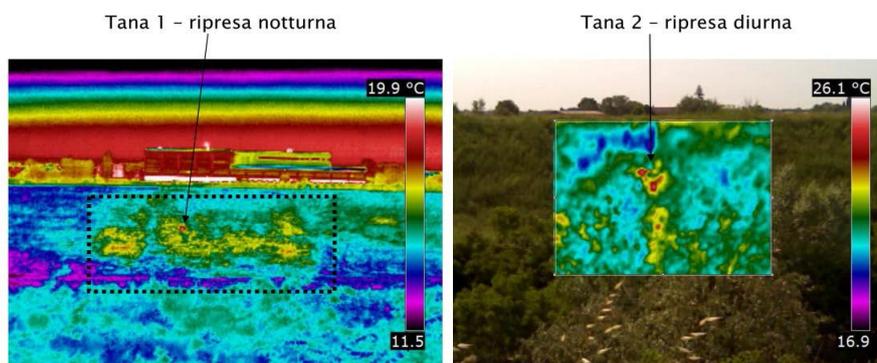


Fig. 10.21 Risultato da termocamera ad infrarossi (Esplora S.r.l.). Immagine termografica in scala cromatica di due tane riprese in due differenti momenti: a sinistra ripresa in notturno e in destra diurna: il colore rosso è associato all'ingresso della tana (AIPo, 2015).

Il metodo è basato sul principio della propagazione di impulsi elettromagnetici nei materiali e sulla loro riflessione in corrispondenza delle superfici di discontinuità dovute a variazioni di permittività dei materiali investigati (Hussein K. et al. 2014). Il principio di funzionamento della strumentazione radar vede l'acquisizione dei dati facendo scorrere l'antenna trasmittente e ricevente ad una certa distanza costante sulla superficie di terreno; nell'unità centrale (Fig. 10.19) sono generati dei segnali ad intervalli regolari che servono a sollecitare i circuiti elettronici dell'antenna trasmittente, da questa sono irradiati degli impulsi elettromagnetici che, propagandosi attraverso i materiali, vengono riflessi in corrispondenza delle interfacce tra materiali con caratteristiche dielettriche diverse. La frequenza del segnale elettromagnetico emesso dall' antenna può variare, in questo caso si è scelta una frequenza di 300 MHz. In generale, ad una minore frequenza del segnale emesso (lunghezza d'onda maggiore), corrisponde una maggiore penetrazione, ma una conseguente minore sensibilità alla presenza di limitate eterogeneità. Il parametro che influisce sulla profondità d'indagine è costituito dalla costante dielettrica del mezzo attraversato. Minore sarà la costante dielettrica e maggiore sarà la profondità raggiunta durante l'indagine. L'energia ceduta dall'onda

elettromagnetica dipende dalla conducibilità del mezzo in cui viaggia, perciò, in mezzi conduttivi (ad esempio le argille) si avrà un forte assorbimento dell'onda elettromagnetica ed una scarsa penetrazione del segnale. L'obiettivo dell'indagine sull'argine con georadar è la localizzazione di anomalie associabili a vuoti o cavità. L'interpretazione del segnale elettromagnetico ha permesso di individuare delle zone associate ad anomalie nel terreno riconducibili a cavità vuote o riempite e rimaneggiate, in corrispondenza della tana, o attorno ad essa, in cui non si manifestavano evidenze sulla superficie. I rilievi sono eseguiti lungo diversi profili da Ovest verso Est rispettivamente sulla sponda lato campagna, lato fiume e trasversalmente. A titolo di esempio si riportano le immagini che mostrano le anomalie nei rilevati e la presenza di tane lato fiume lungo i profili P1 e P2 perpendicolari tra loro (Fig. 10.22).

Sono state evidenziate in prossimità del foro d'ingresso della tana tre anomalie legate a tre cavità che potrebbero diramarsi dal foro in superficie (riquadro bianco ed ellissi lungo il profili longitudinale P1, Figg. 10.23 e 10.24).



Fig. 10.22 Due dei diversi profili tracciati durante i rilievi con tecnica georadar: profili P1 e P2 perpendicolari tra loro lato fiume in prossimità della tana.

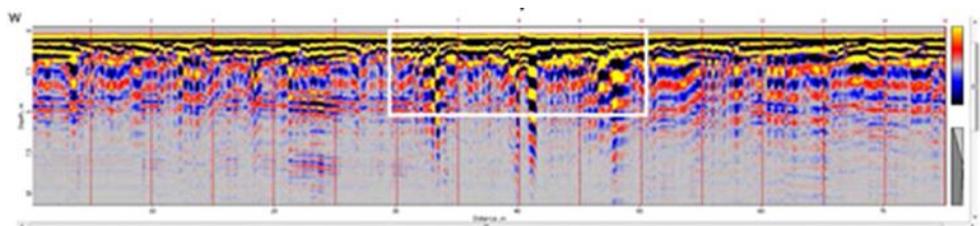


Fig. 10.23 Profilo P1 longitudinale che attraversa la tana: il riquadro bianco racchiude le tre anomalie legate alle tre cavità che potrebbero diramarsi dall'ingresso della tana visibile in superficie (da AIPo, 2015).

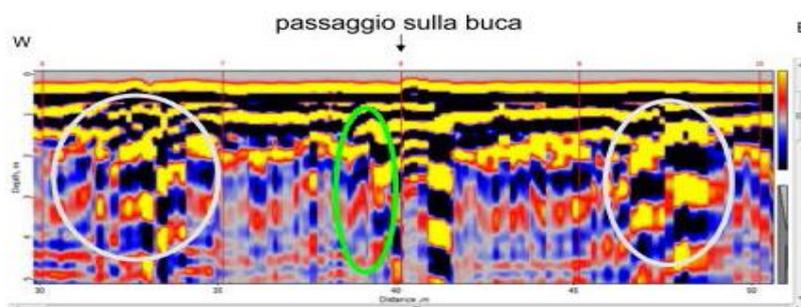


Fig. 10.24 Dettaglio profilo P1 longitudinale che attraversa la tana, le ellissi bianche mostrano un segnale caotico che può evidenziare la presenza di materiale rimaneggiato. L'ellisse verde indica la zona della tana in cui si incrociano i due profili P1 e P2 ortogonali tra loro (da AIPo, 2015).

Anche sul profilo trasversale, come mostra la Fig. 10.25, sono state individuate le anomalie legate a delle possibili cavità rimaneggiate, come ad esempio indicato sul profilo trasversale P2 (tratteggio verde Fig. 10.25). Dall'analisi dei risultati effettuate dallo Spin-Off Esplora S.r.l, si ottiene un maggior dettaglio, anche se più superficiale, tramite il rilievo georadar mentre si ha una maggiore penetrazione d'indagine tramite lo strumento elettromagnetometro. La termografia ha dato una buona rispondenza tra le anomalie termiche e la presenza di cavità riscontrate sulle sponde arginali anche se con dettaglio superficiale e con migliori risultati dell'evidenza della tana in ripresa notturna.

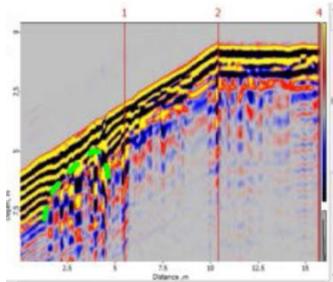


Fig. 10.25 Profilo P2 trasversale 1 m ad ovest dalla tana, dove il tratteggio in verde evidenzia la risposta del segnale in corrispondenza della cavità (da AIPo, 2015).

Quello che può ritenersi interessante da applicare in futuro è l'utilizzo della termocamera ad infrarossi montata su drone per una rapida radiografia superficiale ed individuazione delle anomalie come la presenza di tane o discontinuità in generale. Per un rilievo delle strutture arginali e individuazione di criticità associate a cavità, si potrebbe prevedere una serie d'indagini preliminare tramite l'utilizzo di termocamera; precedute da un accurato sfalcio delle arginature, data la presenza di vegetazione che potrebbe limitare le riprese. Successivamente si potrebbero indagare le singole anomalie emerse, tramite Georadar e/o Elettromagnetometro. Se si volesse definire con più accuratezza la geometria delle cavità, il metodo della geoelettrica 3D risulta il più accurato ma anche quello con maggiore tempo di esecuzione. Le indagini indirette GPR e FDEM necessitano in ogni caso un'interpretazione approfondita da parte di tecnici esperti ancor meglio se accompagnate da sondaggi geotecnici. Ciononostante risulta tutt'oggi un investimento oneroso da apportare per tutta l'estensione dell'arginatura, tenuto conto che andrebbe ripetuto anche più volte durante l'anno (dato il reale problema dei numerosi e ripetuti scavi nelle arginature ad opera della fauna selvatica).

11 Caso di studio rotta F. Secchia: conclusioni

11.1 Considerazioni conclusive

I risultati relativi ai diversi modelli di filtrazione relativi all'argine destro del fiume Secchia, ottenuti sulla base delle differenti simulazioni eseguite e dei metodi, tradizionali ed innovativi applicati, forniscono valori dei fattori di sicurezza calcolati nei nodi di calcolo del modello in grado di dare indicazioni sulle condizioni di salute del rilevato, che risultano particolarmente compromesse nel caso in cui l'argine sia attraversato da gallerie.

Si è constatato che i fattori di sicurezza dell'argine risultanti per i modelli realizzati con i due software Femwater e Feflow, calcolati con il metodo della sforzo di taglio critico di Richards e Reddy (2014), in presenza della cavità che attraversa il rilevato, in corrispondenza dei nodi confinanti con il cunicolo sono nettamente inferiori all'unità e l'argine, quindi, non risulta essere in condizioni di sicurezza; ciò è inoltre confermato anche dal metodo di Terzaghi (1939). Altrettanto bassi risultano i fattori di sicurezza calcolati nei nodi confinanti con il cunicolo tramite il metodo dell'energia cinetica critica proposto dagli autori Richards e Reddy (2014) evidenziando una marcata carenza di stabilità nella zona interessata dal fenomeno del piping (Capp. 6 e 7). Il metodo dell'energia cinetica critica proposto da Richards e Reddy (2014) è frutto di un approccio innovativo alle problematiche specifiche connesse al fenomeno del piping ed è per tale ragione particolarmente adatto all'analisi della situazione in esame, poiché descrive le criticità che possono verificarsi studiando la velocità del moto, in relazione alle caratteristiche del terreno nel quale il flusso si sviluppa. Al di fuori della galleria, invece, i fattori di sicurezza sono prossimi o superiori all'unità, in quanto dipendono principalmente dal regime di velocità presente nell'argine che è elevato in prossimità della galleria fino ad una certa distanza da essa e quasi nullo allontanandosi da essa.

Analizzando i risultati relativi all'argine privo di percorso preferenziale si nota che quasi tutti i fattori di sicurezza risultano superiori all'unità; i fattori calcolati con il metodo di Terzaghi, risultano, di poco superiori all'unità; questo potrebbe indicare che il materiale costituente l'argine già di per sé potrebbe essere soggetto all'innescamento di moti di filtrazione.

Anche dalle analisi di stabilità condotte tramite il software Slide 2D bidimensionale, nonostante le limitazioni nel rappresentare il complesso fenomeno di filtrazione all'interno del rilevato, si ha una conferma della vulnerabilità dell'argine interessato da cavità. Risulta infatti che i percorsi di flusso preferenziale, determinati dall'azione di scavo di tane da parte di animali selvatici, generano una situazione che pregiudica indiscutibilmente la stabilità e la sicurezza dei rilevati.

Uno studio ulteriore ha visto l'applicazione del metodo proposto da Bonelli (2007) per stimare il tempo di erosione interna e quantificare il lasso di tempo in cui può avvenire il collasso arginale, consentendo di avere una stima del tempo a disposizione per intervenire tempestivamente alla chiusura della falla ed evitare il crollo e il conseguente allagamento e i danni che ne conseguono.

In ultima analisi si è affrontando la problematica di attuale interesse pratico e scientifico, dedicando attenzione ai problemi di sicurezza provocati dalla diffusione nella pianura padana degli animali fossori e riportando alcuni approfondimenti sulle tecniche di contrasto ecocompatibili adottate anche all'estero.

Per quanto riguarda lo stato dell'arte sul fenomeno del piping, nonostante la ricchezza della ricerca condotta su tale fenomeno, certamente ancora molti studi dovranno essere portati avanti. Le osservazioni sul campo forniscono una forte evidenza che il fenomeno di pipeflow e l'erosione interna sono responsabili di frane, cedimenti e crolli di rilevati arginali, ma la documentazione sperimentale necessita ancora di approfondimenti. La ricerca potrebbe contemplare studi su

tunnel naturali o creati artificialmente nel terreno ad esempio in rilevati come argini sperimentali o golenali, e dovrebbe anche fornire osservazioni del regime delle pressioni che si instaurano nel terreno, all'interno del tunnel e nel terreno immediatamente adiacente al tunnel in cui si può verificare il fenomeno di erosione interna. Dovrebbero essere sviluppate tecniche che in tempo reale siano in grado di quantificare l'allargamento del tunnel da erosione interna, prevedendo l'inserimento di micro-telecamere o scansioni laser interne (Wilson, 2012).

In aggiunta a questi sforzi sperimentali, l'analisi numerica deve verificare l'adeguatezza delle formulazioni per la determinazione dell'erosione interna e le prestazioni dei fondamentali modelli di filtrazione e modelli basati sulla rottura. Sforzi futuri per quanto concerne la modellazione dovrebbero integrare, nei modelli di simulazioni di flusso, il fenomeno di erosione interna.

In alternativa modellando il tunnel come se fosse vuoto la sfida nella modellazione sta nell'interpretare l'interazione tra il tunnel e la matrice solida, data la natura transitoria delle dinamiche di flusso, la quale richiede la conoscenza delle condizioni al contorno transitorie da applicare lungo la parete del tunnel ovvero lungo il confine dell'interfaccia matrice solida-vuoto e il fatto che il tunnel non risulta sempre pieno d'acqua. Un grande ostacolo a qualsiasi metodo di soluzione numerica per la modellazione del pipeflow, nel contesto di erosione interna, è che il tunnel si allarga nel tempo. Sono quindi necessarie ulteriori evoluzioni nella capacità di modellare il flusso preferenziale, associati all'erosione interna del terreno che costituisce il tunnel; tali capacità permetterebbero di valutare la probabilità che, indipendentemente dall'azione degli animali, si sviluppino percorsi preferenziali originati da modeste eterogeneità che possono evolvere in veri e propri pipeflow pregiudicando la stabilità dei rilevati arginali.

Appendice A

A.1 Codice in Matlab per il raggruppamento delle celle di calcolo a cui assegnare la conducibilità idraulica

Si riporta di seguito il codice scritto in linguaggio Matlab che consente di accorpate le celle di calcolo in un gruppo di 9 celle (ricoprendo un'area di 30×30 m²) assumendo un unico valore di conducibilità idraulica calcolato nel baricentro delle 9 celle. Il baricentro tiene conto delle celle inattive assegnando valore nullo alla coordinata per le celle inattive. Si è quindi ridotto il numero di celle in cui andare a stimare i parametri di conducibilità, portandolo ad un numero totale di celle pari a 18,141. Per brevità si riporta il codice per il primo strato del modello, analogo procedimento vale per gli altri strati del modello:

```
clear
clc
A= load ('matricelLAY.dat'); %carica matrice di celle
attive/inattive primo layer da file.bas
colonne = 300; %matrice partenza primo layer
righe = 200; %matrice partenza primo layer
LAY1= reshape(A',colonne,righe)';
    %la matrice A è costituita da 10 colonne e 6000 righe,
    in questo modo si cambiano le dimensioni in 200 righe e
    300 colonne
[Xg1,Yg1]=meshgrid(5:10:2995,5:10:1995);
    % costruisco due griglie X e Y con tante celle di
    larghezza 10X10 quanto le celle della mia griglia di
    modflow e gli assegno valore pari alla coordinata x e y
    del baricentro della cella
xg1=Xg1.*LAY1;
    %prodotto tra matrice celle att/inat e matrice
    coordinata baricentro così che le celle inattive hanno
    coord. baricentro nulla (non conta nei calcoli)
yg1=Yg1.*LAY1;
larg = 3;%prendo 3cellex3 potrei fare anche 4x4
new_C = floor(colonne/larg);
    %prendo il nuovo numero intero di colonne in base alle
    dimensioni che voglio del gruppo di celle da 3x3
```

Appendice A

```
new_R = floor(righe/larg);
%prendo il nuovo numero intero di righe in base alle
dimensioni che voglio del gruppo di celle da 3x3
DX = zeros(new_R,new_C);
%matrice di dimensioni nuove costituita da zeri
DY = zeros(new_R,new_C);
%matrice di dimensioni nuove costituita da zeri

for i=1:new_R
    for j=1:new_C

        mobileX=xg1(1+larg*(i-1):larg*(i-1)+larg,1+larg*
(j-1):larg*(j-1)+larg);
        % matrice originaria dalla xg dei baricentri delle
singole celle che è mobile e si sposta in questo
caso particolare di 3x3(se i=1 prendo i valori da 1
a 3 se i=2 prendo da 4 6...)
        mobileY=yg1(1+larg*(i-1):larg*(i-1)+larg, 1+larg*
(j-1):larg*(j-1)+larg);
        %marice delle yg mobile

        z1 = LAY1(1+larg*(i-1):larg*(i-1)+larg, 1+larg
*(j1:larg*(j-1)+larg);
        %prendo anche le matrice di celle attive/inattive
in gruppi tre x tre
        somma = sum(sum(z1));
        %faccio la sommatoria delle matricione inatt/ att
        if somma == 0
            %se la singola matrice somma è zero, la nuova
matrice dei baricentri DX o DY varrà zero
            DX(i,j) = 0;
            DY(i,j) = 0;
        else
            DX(i,j)= sum(sum(mobileX))/somma;
            %LA NUOVA MATRICE DEI BARICENTRI DEL gruppo di
celle 3x3
            DY(i,j)= sum(sum(mobileY))/somma;
        end
        XG1= reshape(DX',1,6600)';
        %unica colonna di coordinate x del baricentro
        YG1= reshape(DY',1,6600)';
        %unica colonna di coordinate y del baricentro
    end
end
end
```

```

for i = 1:new_R
    for j = 1:new_C
        AA (i,j) = {strcat('P_',
num2str(i), '_', num2str(j))};
    end
end
BB = reshape(AA,1,6600)';
CC=char(BB);
SS=cellstr(CC);

fid= fopen('prova2.txt','wt');
formatSpec = '%c%c%c%c%c%c%c%c\n';
string=sprintf(formatSpec,' K Xg Yg');
formatSpec = '%s %s %s\n';
fprintf(fid,formatSpec,string);
for i= 1:6600
    nome = BB{i};
    formatSpec = '%s %d %d\n';
    string= sprintf(formatSpec,nome,XG1(i),YG1(i));%
    fprintf (fid,'%s %s %s\n',string);
end

fclose ('all');

```

Appendice B

B.1 Programma per l'inserimento della galleria nel modello arginale e per l'attribuzione di un materiale differente a tali elementi

E' stato realizzato un programma in linguaggio Matlab per inserire nel modello arginale agli elementi finiti la galleria di un animale selezionando gli elementi che circondano l'asse descritto dalla congiungente dei punti desiderati (nel caso in esame corrispondono alle coordinate dei fori d'ingresso della galleria rispettivamente lato fiume e lato campagna) fino ad un diametro prefissato, scelto di 40 cm. Il programma è in grado di gestire anche spezzate a differente pendenza. Per fare ciò è necessario considerare la distanza nello spazio tra il baricentro dei singoli elementi tetraedrici e la congiungente dei punti della galleria ed imporre che sia inferiore al raggio scelto, ovvero 20 cm. Se tale distanza è minore, a quell'elemento sarà assegnato il nuovo materiale (materiale 3) ad elevata permeabilità, in caso contrario l'elemento manterrà il proprio materiale. Per determinare la distanza nello spazio euclideo E^3 tra una retta (la congiungente dei punti scelti) e un punto (il baricentro degli elementi tetraedrici) bisogna conoscere la direzione della retta definita come:

$$v=[v_1, v_2, v_3]$$

Se r è definita in forma parametrica per trovarne la direzione basta considerare il vettore dei coefficienti dei termini parametrici e prenderli ordinatamente. Se, invece, la retta è data in forma cartesiana considerando la sua equazione è immediato determinarne la direzione:

$$r: P(t)+tv$$

dove t è un parametro reale, P un punto di passaggio e v la direzione della retta.

Per determinare la distanza desiderata bisogna trovare, inoltre, nota la retta r data mediante equazioni cartesiane o parametriche, e il punto P del piano da

individuare, il piano ortogonale alla retta e passante per il punto. L'equazione cartesiana di tale piano π sarà della forma:

$$\pi: ax+by+cz+d=0$$

Dove il vettore dei coefficienti direttori del piano (a, b, c) rappresenta la direzione perpendicolare a tutti i vettori paralleli al piano. Sostituendo ad (a, b, c) rispettivamente (v_1, v_2, v_3) si ottiene l'equazione del piano passante per la retta:

$$v_1x+v_2y+v_3z+d=0$$

Perché il piano passi anche per il punto P è necessario calcolare il valore del coefficiente d , utilizzando la condizione di passaggio per il punto. Dato che un punto appartiene ad un piano se e solo se le sue coordinate soddisfano l'equazione cartesiana del piano, basta sostituire le coordinate del punto nell'equazione:

$$v_1x_p+v_2y_p+v_3z_p+d=0$$

Da cui si ricava:

$$d=-(v_1x_p+v_2y_p+v_3z_p)$$

L'equazione cartesiana del piano ortogonale alla retta r e passante per il punto P è data da:

$$v_1x+v_2y+v_3z-(v_1x_p+v_2y_p+v_3z_p)=0$$

Si procede individuando la proiezione del punto P sulla retta r , sia essa P' , come intersezione tra la retta e il piano.

Per ricavare l'intersezione tra retta e piano sarà sufficiente mettere a sistema le equazioni cartesiane di retta e piano, nel caso in cui la retta sia data in forma cartesiana, ottenendo così un sistema di 3 equazioni in tre incognite. Se la retta è, invece, definita parametricamente è sufficiente sostituire le coordinate parametriche $(x(t), y(t), z(t))$ nell'equazione cartesiana di π . In questo modo si

passa ad un'unica equazione, la cui soluzione $t=\bar{t}$ individua il punto P' su r (si dovrà sostituire il valore \bar{t} nelle equazioni di r).

La distanza di un punto da una retta è definita come la distanza del punto dalla sua proiezione sulla retta. Non resta, dunque che calcolare $d(P,r)$ come distanza euclidea tra due punti:

$$d(P,r)=d(P,P')=\sqrt{(x_p-x_{p'})^2+(y_p-y_{p'})^2+(z_p-z_{p'})^2}$$

Si riporta di seguito il programma.

```
%Programma di modifica del reticolo per variare i
materiali

close all
clear all
filein=input('Nome del file 3dm da modificare: ','s');
filestrato=input('Nome del file con le coordinate della
strato e materiali da modificare: ','s');
filemod=input('Nome del file con le correzioni: ','s');
%legge le coordinate dei punti con nuovo materiale
fidmat=fopen(filestrato,'r');
frasel=fgetl(fidmat);
npunti=str2num(frasel(1:5));
for i=1:npunti
    frasel=fgetl(fidmat);
    lung=numel(frasel);
    A=str2num(frasel(1:lung));
    coop(i,1)=A(1,1);
    coop(i,2)=A(1,2);
    coop(i,3)=A(1,3);
    matp(i)=A(1,4);
end
fclose(fidmat);
disp('coordinate dei punti LETTE')
%Apri il file 3dm da modificare
%lo apre due volte; nella prima individua il # di elementi
fidi=fopen(filein,'r');
dum1='GE8';
dum2='GN';
DEND='END';
for i=1:4
    frasel=fgetl(fidi);
end
neletot=0;
```

```

for i=1:100000
frase=fgetl(fidi);
if isequal(frase(1:2),'GE')
    numvertex=str2num(frase(1,3));
    neletot=neletot+1;
else
    break
end
end
%chiude e riapre il file 3dm
fclose(fidi);
fidi=fopen(filein,'r');
%legge e trascrive le prime 4 righe di intestazione
%del file 3dm
fido=fopen(filemod,'w');
for i=1:4
frase1=fgetl(fidi);
fprintf(fido,'%s\n',frase1);
end
%legge i dati degli elementi
for i=1:neletot
frase=fgetl(fidi);
if isequal(frase(3:3),'8')
    lung=numel(frase);
    A=str2num(frase(4:lung));
    nele(i)=A(1,1);
    for j=1:8
        nnfor(i,j)=A(1,j+1);
    end
    nmat(i)=A(1,10);
elseif isequal(frase(3:3),'3')
    lung=numel(frase);
    A=str2num(frase(4:lung));
    nele(i)=A(1,1);
    for j=1:4
        nnfor(i,j)=A(1,j+1);
    end
    nmat(i)=A(1,6);
else
    disp('Tipo di elemento non supportato')
    return
end
end
disp('LETTI dati elementi')
%legge le coordinate dei nodi
i=0;

```

```

frase=fgetl(fidi);
lung=numel(frase);
while ~isequal(frase(1:3), 'END')
i=i+1;
A=str2num(frase(4:lung));
nodo(1,i)=A(1,1);
coorn(i,1)=A(1,2);
coorn(i,2)=A(1,3);
coorn(i,3)=A(1,4);
frase=fgetl(fidi);
lung=numel(frase);
end
numnodi=i;
disp('LETTE coordinate dei nodi')
input('Batti un tasto per continuare: ','s')
fclose(fidi);
%Cambia il materiale negli elementi che contengono i punti
elencati
tipomat=zeros(1,2);
raggio=0.20;
ncambiati=0;
for i=1:npunti-1
disp(i)
for j=1:neletot
coorbar=zeros(1,3);
for ii=1:4
nodot=nnfor(j,ii);
for jj=1:3
coorbar(jj)=coorbar(jj)+0.25*coorn(nodot,jj);
end
end
v=[coorp(i,1)-coorp(i+1,1) coorp(i,2)-coorp(i+1,2)
coorp(i,3)-coorp(i+1,3)];
d=-v(1)*coorbar(1)-v(2)*coorbar(2)-v(3)*coorbar(3);
t=-(v(1)*coorp(i,1)+v(2)*coorp(i,2)+v(3)*coorp(i,3)+d)/
(v(1)^2+v(2)^2+v(3)^2);
for ii=1:3
coorpp(ii)=coorp(1,ii)+v(ii)*t;
end
dist2=0;
for ii=1:3
dist2=dist2+(coorbar(ii)-coorpp(ii))^2;
end
dist=sqrt(dist2);
if dist<=raggio
nmat(j)=matp(i);

```

```

        ncambiati=ncambiati+1
    end
end
end
%trascrive i nuovi dati nel nuovo file 3dm
%prima scrive gli elementi
%newmat=2;
%nmat(1,1:neletot)=newmat;
for i=1:neletot
    if numvertex==4
        fprintf(fido,'GE%u %u %u %u %u %u
%u\n',numvertex,nele(i),nnfor(i,1),...
nnfor(i,2),nnfor(i,3),nnfor(i,4),nmat(i));
    else
        fprintf(fido,'GE%u %u %u %u %u %u %u %u %u %u %u
%u\n',numvertex,nele(i),nnfor(i,1),nnfor(i,2),nnfor(i,
3),nnfor(i,4),nnfor(i,5),nnfor(i,6),nnfor(i,7),nnfor(i
,8),nmat(i));
    end
end
end
%poi scrive i nodi
for i=1:numnodi
    fprintf(fido,'GN %u %d %d
%d\n',nodo(i),coorn(i,1),coorn(i,2),coorn(i,3));
end
fprintf(fido,'END');
fclose(fido);

```

File necessari:

File *.3dm da modificare,

File con le coordinate della strato e materiali da modificare.

B.2 Programma per l'identificazione dei nodi e delle relative velocità

Il programma individua i nodi della galleria e quelli che confinano con essa e li riscrive ordinatamente aggiungendo di seguito quelli fuori dalla galleria. Lo stesso programma è stato utilizzato anche per il modello arginale senza galleria con l'unica differenza che non sono presenti nodi galleria o confinanti con essa.

Per ciascun nodo:

è riportato il suo numero identificativo (ID);

è indicata la quota (Z);

è stato prelevato dal file di estensione “vel” prodotto dal GMS a seguito delle simulazioni eseguite, il rispettivo valore di velocità all’istante in cui transita la portata di picco (t=3049200 s), ovvero alle 07.00 del 19/01/2014 (Vel);

E’ stata calcolata la permeabilità come media aritmetica delle permeabilità degli elementi ai quali il singolo nodo appartiene.

E’ stato calcolato il numero di elementi aventi in comune quel nodo e, nel caso in cui si tratti di un nodo di confine con la galleria, il numero di elementi ai quali quel nodo appartiene che non siano elementi della galleria (n conf).

Si riporta di seguito il programma sopra descritto.

```
%Programma di identificazione dei nodi "galleria" e delle
relative velocità
%Individua anche i nodi e le velocità fuori galleria
close all
clear all
filek=input('Nome del file 3bc da analizzare: ','s');
fidk=fopen(filek,'r');
frase=fgetl(fidk);
i=0;
while ~isequal(frase(1:3),'DB1')
    if isequal(frase(1:3),'MP2')
        lungh=numel(frase);
        A=str2num(frase(4:lungh));
        i=i+1;
        %Legge nel file 3bc la colonna con il numero
        associato ai materiali
        imat(i)=A(1,1);
        %Legge la permeabilità del i-esimo materiale
        kmat(imat(i))=A(1,2);
    end
    frase=fgetl(fidk);
end
fclose(fidk);
filein=input('Nome del file 3dm da analizzare: ','s');
prompt='n° del materiale che identifica la galleria ';
%ngalleria: numero che identifica il materiale della
galleria = 3
ngalleria=input(prompt);
disp(ngalleria)
fileout=input('Nome del file con i risultati: ','s');
```

```

%Apri il file 3dm da analizzare
%lo apre due volte; nella prima individua il # di elementi
fidi=fopen(filein,'r');
dum1='GE8';
dum2='GN';
DEND='END';
for i=1:4
frase1=fgetl(fidi);
end
%neletot: numero totale di elementi
neletot=0;
for i=1:100000
frase=fgetl(fidi);
if isequal(frase(1:2),'GE')
    %numvertex: numero di vertici degli elementi della mesh
    (= 4 per i tetraedri)
    numvertex=str2num(frase(1,3));
    neletot=neletot+1;
else
    break
end
end
nnodi=0;
for i=1:100000
if isequal(frase(1:2),'GN')
    %nnodi: numero totale di nodi
    nnodi=nnodi+1;
else
    break
end
frase=fgetl(fidi);
end
%chiude e riapre il file 3dm
fclose(fidi);
fidi=fopen(filein,'r');
%ntt: numero di nodi della galleria
%nelegalleria: numero di elementi della galleria
ntt=0;
nelegalleria=0;
%legge le prime 4 righe di intestazione del file 3dm
for i=1:4
frase1=fgetl(fidi);
end
flag=zeros(nnodi,1);
%legge i dati degli elementi
for i=1:neletot

```

```

frase=fgetl(fidi);
if isequal(frase(3:3),'8')
    lung=numel(frase);
    A=str2num(frase(4:lung));
    %nele: matrice riga 1xneletot che associa l'ID ad ogni
    elemento
    nele(i)=A(1,1);
    for j=1:8
    %nnfor: matrice neletot x 4 con i vertici di ogni
    elemento
        nnfor(i,j)=A(1,j+1);
    end
    %nmat: matrice riga 1xneletot che associa il numero del
    materiale ad ogni elemento
    nmat(i)=A(1,10);
elseif isequal(frase(3:3),'4')
    lung=numel(frase);
    A=str2num(frase(4:lung));
    nele(i)=A(1,1);
    for j=1:4
        nnfor(i,j)=A(1,j+1);
    end
    nmat(i)=A(1,6);
else
    disp('Tipo di elemento non supportato')
    return
end
%Conta gli elementi della galleria e i rispettivi nodi
if nmat(i)==ngalleria
    nelegalleria=nelegalleria+1;
    for j=1:4
        inser=1;
        for k=1:ntt
            %elgalleria: matrice ntt x 1 contenente l'ID dei
            nodi della galleria
            if nnfor(i,j)==elgalleria(k,1)
                inser=0;
            end
        end
        if inser==1
            ntt=ntt+1;
            elgalleria(ntt,1)=nnfor(i,j);
            flag(nnfor(i,j))=1;
        end
    end
end
end
end

```

```

end
disp('Individuati i nodi della galleria')
%Legge le velocità di tutti i nodi
filevel=input('Nome del file txt con le velocità: ','s');
fvel=fopen(filevel,'r');
z=zeros(nnodi,1);
vel=zeros(nnodi,1);
for i=1:nnodi
    frase=fgetl(fvel);
    lung=numel(frase);
    A=str2num(frase(1:lung));
    %inodo: Legge il nodo i-esimo (inodo) fino a nnodi e
    gli associa la relativa quota z e velocità vel
    inodo=A(1,1);
    z(inodo)=A(1,4);
    vel(inodo)=A(1,5);
end
fclose(fvel);
for i=1:ntt
    %associa le velocità ai nodi i-esimi della galleria
    (jngalleria) e li inserisce nella seconda colonna
    della matrice elgalleria
    jngalleria=elgalleria(i,1);
    elgalleria(i,2)=vel(jngalleria);
end
for i=1:ntt
    %kmedia: permeabilità media associata ai nodi di
    confine della galleria
    %calcolata come media aritmetica delle permeabilità
    degli elementi aventi in comune un determinato nodo
    kmedia(i)=0;
    %nconf: numero di elementi che hanno un nodo della
    galleria e materiale diverso da quello della galleria
    nconf(i)=0;
    for j=1:neletot
        for k=1:4
            %Prende tutti gli elementi che hanno il nodo i
            If and(elgalleria(i,1)==nnfor(j,k,
            nmat(j)~=ngalleria)
            %se il nodo dell'elemento j che ha un nodo della
            galleria ha matriale diverso da quello della
            galleria allora contalo
            %if nmat(j)~=ngalleria
                nconf(i)=nconf(i)+1;
                kmedia(i)=kmat(nmat(j))+kmedia(i);
            end
        end
    end
end

```

```

        end
    end
    if nconf(i)==0
        kmedia(i)=kmat(ngalleria);
    else
        kmedia(i)=kmedia(i)/nconf(i);
    end
end
b=(1:1:nnodi)';
for i=1:nnodi
    kmediatot(i)=0;
    nconftot(i)=0;
    for j=1:neletot
        for k=1:4
            %Prende tutti gli elementi che hanno il nodo i
            if and(b(i,1)==nnfor(j,k),nmat(j)~=ngalleria)
                nconftot(i)=nconftot(i)+1;
                kmediatot(i)=kmat(nmat(j))+kmediatot(i);
            end
        end
    end
    kmediatot(i)=kmediatot(i)/nconftot(i);
end
%Scrivo i risultati sul fileout
fidout=fopen(fileout,'w');
fprintf(fidout,'nnodi= %u nodigalleria= %u\n',nnodi,ntt);
for i=1:ntt
    fprintf(fidout,'%u %d %d
    %u\n',elgalleria(i,1),elgalleria(i,2),kmedia(i),nconf(i));
end
fprintf(fidout,'Elenco dei nodi fuori galleria e delle
velocità\n')
for i=1:nnodi
    if flag(i)==0
        fprintf(fidout,'%u %d %d %d
        %u\n',i,z(i),vel(i),kmediatot(i),nconftot(i));
    end
end
fclose(fidout);

```

File necessari:

File *.3bc,

File *.3dm,

File *.txt con le velocità nodali relative al tipe step che si vuole analizzare.

B.3 Programma per il calcolo delle velocità ad ogni time step per alcuni nodi di interesse

Sono stati scelti alcuni nodi di confine della galleria, disposti lungo il percorso di flusso preferenziale dei quali sono state determinate le variazioni di velocità durante il passaggio delle portate fluviali transitate dall'inizio delle osservazioni (15/12/2013) fino al termine dell'analisi (24/01/2014). Il programma legge il file "txt" con i nodi di interesse ed il file di estensione "vel" in formato ASCII restituito da FEMWATER a seguito delle simulazioni eseguite, contenente le velocità di tutti i nodi del dominio per ogni time step. In seguito scrive in un file di testo le velocità dei alcuni nodi scelti per gli istanti di calcolo.

```
%Programma di calcolo delle velocità per i nodi di
interesse
close all
clear all
filevel=input('Nome del file vel da leggere: ','s');
filenodi=input('Nome del file con l'elenco dei nodi di
interesse: ','s');
filemod=input('Nome del file con le serie temporali di
interesse: ','s');
fileout=input('Nome del file con i risultati: ','s');
%legge l'elenco dei nodi di interesse
fidmat=fopen(filenodi,'r');
frasel=fgetl(fidmat);
npunti=str2num(frasel(1:1));
for i=1:npunti
    frasel=fgetl(fidmat);
    lung=numel(frasel);
    A=str2num(frasel(1:lung));
```

```

        nodo(i)=A(1,1)
    end
    fclose(fidmat);
    %Apre il file .vel da leggere (lo apre due volte, nella
    prima individua il n. di elementi)
    fidi=fopen(filevel,'r');
    for i=1:3
        frasel=fgetl(fidi);
    end
    frasel=fgetl(fidi);
    lung=numel(frasel);
    A=str2num(frasel(3:lung));
    ndtot=A(1,1);
    frasel=fgetl(fidi);
    frasel=fgetl(fidi);
    frasel=fgetl(fidi);
    nstep=0;
    %Legge le componenti x, y e z della velocità di ogni nodo
    ad ogni time step dal file .vel di GMS e calcola il modulo
    della velocità
    while ~isequal(frasel(1:5),'ENDDS')
    if isequal(frasel(1:2),'TS')
        nstep=nstep+1;
        lung=numel(frasel);
        A=str2num(frasel(3:lung));
        time(nstep)=A(1,2);
        for j=1:ndtot
            frasel=fgetl(fidi);
            v=str2num(frasel);%fscanf(frasel,'%d %d %d',[1 3]);
            vel(nstep,j)=sqrt(v(1,1)^2+v(1,2)^2+v(1,3)^2);
        end
        frasel=fgetl(fidi);
    end
    end
    %Individua le velocità dei nodi di interesse per ogni time
    step
    for j=1:nstep
        for k=1:npunti
            velint(j,k)=vel(j,nodo(k))
        end
    end
    %Scrive nella prima riga 'time' e l'ID dei nodi di
    interesse mentre nelle seguenti righe scrive le velocità
    dei nodi di interesse ad ogni time step
    fidout=fopen(fileout,'w');
    B=[12184 13574 12812 13425 13264 13324];

```

```
fprintf(fidout,'time 12184 13574 12812 13425 13264
13324\n');
for k=1:nstep
    %         str=[str '%u'];
    %         str=sprintf(str,B(i))
    fprintf(fidout,'%d %d %d %d %d %d %d\n',
        time(k,velint(k,:)));
end
fclose(fidout);
```

File necessari:

Nome del file *.vel da leggere,

Nome del file *.txt con l'elenco dei nodi di interesse,

Nome del file *.txt contenente le serie temporali di interesse.

Bibliografia

- Agenzia Interregionale per il fiume Po, Università degli studi di Parma, 2014, Realizzazione di un modello matematico della falda mirato a simulare gli effetti della presenza del lago sull'acquifero sottostante, Relazione ed integrazione.
- Agenzia Interregionale per il fiume Po, (AIPo), Presentazione Convegno Modena, 2015, <http://www.agenziainterregionalepo.it/pubblicazioni-e-documentazione/doc-details-/1939-presentazione-aipo-convegno-modena.html>.
- Anderson, A. E., Weiler, M., Alila, Y., & Hudson, R. O., 2009, Dye staining and excavation of a lateral preferential flow network. *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 13(6), 935-944.
- Anderson, M. P. & Woessner, W. W., 1992, *Applied Grounwater Modelling - Simulation of Flow and Advective Trasport*, San Diego, CA, Academic Press, pp. 380.
- Arulanandan, K., & Perry, E. B., 1983, Erosion in relation to filter design criteria in earth dams, *Journal of Geotechnical Engineering*, 109, 682–698.
- Balestrieri, A., Remonti L., 2000, Reduction of badgers (meles meles) setts damage to artificial elements of the territory, *Hystrix*, (as.) 11:2, 95-98.
- Bear, J., 1982, *Hydraulics of groundwater*, McGraw-Hill, New York.
- Bligh, W. G., 1913, Lessons from the Failure of a Weir and Sluices on Porous Foundations, *Engineering News*, 69(6), 266-270.
- Bligh, W. G., 1910, Dams, Barrages, and Weirs on Porous Foundations, *Engineering News* 64(26), 708-710.
- Bocci, S., 2014, Studio delle sollecitazioni indotte da un percorso di filtrazione preferenziale in un argine fluviale, Tesi di Laurea Magistrale, Università degli Studi di Parma, Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente, del Territorio e Architettura.

Bonelli, S., & Benahmed, N., 2010, Piping flow erosion in water retaining structures: Inferring erosion rates from hole erosion tests and quantifying the failure time, IECS 2010, 8th ICOLD European Club Symposium Dam Safety-Sustainability in a Changing Environment.

Bonelli, S., & Brivois, O., 2008, The scaling law in the hole erosion test with a constant pressure drop, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 32, 1573–1595.

Bonelli, S., Brivois, O., & Lachouette, D., 2007, The scaling law of piping erosion. 18ème Congrès Français de Mécanique (*Grenoble 2007*).

Bonelli, S., Brivois, O., Borghi, R., & Benahmed, N., 2006, On the modelling of piping erosion, *Comptes Rendus de Mécanique*, 8-9, 334, 555-559.

Bringiotti, M., Dossi, M., Nicastro D., GeoTunnel S.r.l., 2009, Miscelazione profonda dei terreni: Metodi classici e tecnologie innovative – Csm by bauer.

Brivois, O., 2005, Contribution to strong slope erosion by a two-phase turbulent flow, PhD, University of Aix-Marseille II.

Brooks, R. H. & Corey, A. T., 1964, Hydraulic properties of porous media, *Hydrol. Pap. 3*, Colorado State Univ., Fort Collins.

Burrough, P. A., 1993, Soil Variability: a late 20th century view, *Soil and Fertilizers*, 56, 529-562.

Cardiff, M., Bakhos, T., Kitansdis, P. K., & Barrash W., 2013, Aquifer heterogeneity characterization with oscillatory pumping, Sensitivity analysis and imaging potential. *Water Resour. Res.*, 49, 5395–5410, doi:10.1002/wrcr.20356.

Cardiff, M., Barrash, W., & Kitansdis P. K., 2012, A field proof-of-concept of aquifer imaging using 3-D transient hydraulic tomography with modular, temporarily emplaced equipment, *Water Resour. Res.*, 48, W05531.

Cardiff, M., & Barrash W., 2011, 3-D transient hydraulic tomography in unconfined aquifers with fast drainage response, *Water Resour. Res.*, 47, W12518.

Carrera, J., 1987, State of the art of the inverse problem applied to the flow and solute transport problems, In: Custodio E, Gurgui A, Lobo-Ferreira JP (eds) Groundwater flow and quality modeling (NATO ASI Series), Reidel, Hingham, 549–585.

Carsel, R. F., & Parrish, R. S., 1988, Developing joint probability distribution of soil water retention characteristics, *Water Resour. Res.* 24, 755-769.

Castagna, M., & Bellin, A., 2009, A bayesian approach for inversion of hydraulic tomographic data, *Water Resources Research* 45, W04410.

Chanson, H., 1999, *The Hydraulics of Open Channel Flows: An Introduction*; Butterworth-Heinemann, Oxford, UK.

Clements, E. D., 1974, National survey in Sussex, Sussex Trust for Nat. Cons. Mamm. Rep. for 1970/1.

CIRIA, 2008, *The International Levee Handbook*, Griffin Court, 15 Long Lane, London, UK.

Clemo, T. M., 2007, MODFLOW-2005 ground water model - user guide to the adjoint state based sensitivity process (ADJ). Tech. Rep. BSU CGISS 07-01, Boise State University http://cgiss.boisestate.edu/pubs/CGISS_Techreports.html.

Clibborn, J., 1902, *Experiments on the passage of water through sand*, Calcutta, India: Government of India, Central Printing Office.

Cocchi, R., & Riga, F., 2001, *Linee guida per il controllo della Nutria (Myocastor coypus)*. Quad. Cons. Natura, 5, Min. Ambiente - Ist. Naz. Fauna Selvatica.

Colleselli, F., Da Deppo, L., & Modena, C., July 1998, Evaluation and Rehabilitation of a Movable Barrier Dam and Road Bridge, Proc. 5th Int. Conf. on Short and Medium Span Bridges, Calgary, Canada.

Comegna, V., 1996, *Analisi Statistiche delle Proprietà Idrauliche Del Suolo*, Edizioni CUSL, Salerno.

Comegna, V., & Basile, A., 1992, Variabilità spaziale e temporale del contenuto idrico del suolo, *Rivista di ingegneria Agraria*, 23, 147-156.

Covelli, C., 2006, Tesi di dottorato sulla formazione di brecce nei rilevati arginali: implicazioni relative alla protezione idraulica del territorio, Università degli Studi di Napoli, 'Federico II' Polo delle Scienze e delle Tecnologie, Facoltà d'Ingegneria.

D'Oria, M., Lanubile, R., & Zanini A., 2015, Bayesian Estimation of a Highly Parameterized Hydraulic Conductivity Field: A Study Case, *Procedia Environmental Sciences*, 25, 82-89.

D'Oria, M. & Fienen, M. N., 2012, MODFLOW-Style Parameters in Underdetermined Parameter Estimation. *Ground Water*, 50(1), 149-153.

D'Oria, M., 2010, Characterization of Aquifer Hydraulic Parameters: from Theis to Hydraulic Tomography, Tesi di dottorato, Università degli Studi di Parma. Dipartimento di Ingegneria Civile ed Architettura.

Da Deppo, L., Datei C., & Paolo Salandin, P., 1996, Sistemazione dei corsi d'acqua, Edizioni Libreria Cortina, Padova.

Dagan, G., 1989, *Flow and transport in porous formation*, Springer-Verlag, Berlin.

Dagan, G., 1985, Stochastic modeling of groundwater-flow by unconditional and conditional probabilities: the inverse problem, *Water Resour. Res.* 21(1), 65–72.

De Wraichen, D., 1975, Procedimenti automatici di trattamento dei dati idrologici, *Idrotecnica*, 2, 56-67.

Diersch, H. J. G., 2005b, *FEFLOW Reference Manual*, , WASY GmbH Institute for water resources planning and systems research Ltd, Berlin.

Diersch, H. J. G., 2005a, *FEFLOW-White papers vol. I*, WASY GmbH Institute for water resources planning and systems research Ltd, Berlin.

Doherty, J., 2010a, PEST, Model-independent parameter estimation—User manual (5th ed., with slight additions), Brisbane, Australia, Watermark Numerical Computing.

Doherty, J., 2008b, PEST, model independent parameter estimation. User manual: 5th edition, <http://www.sspa.com/PEST/>.

Doherty, J., 2008a; PEST, model independent parameter estimation, Addendum to user manual: 5th edition, <http://www.sspa.com/PEST/>.

Elkholy, M., Yusuf, A., Sharif, M., Hanif, C., & Jasim I., 2015, Effect of soil composition on piping erosion of earthen levees, *Journal of Hydraulic Research*, 53:4, 478-487.

Emec-Ecology, Badger sett closure Information and artificial sett construction, <http://www.emececology.co.uk/services%20%20badger%20surveys.html>; www.emec-ecology.co.uk.

Fernandez, R., 1974, Erosion and Transport of Bed-Load Sediment: Doctoral Dissertation, Technische Hogeschool Delft.

Fienen, M. N., D'Oria, M., Doherty, J. E., & Hunt, R. J., 2013, Approaches in Highly Parameterized Inversion: bgaPEST, a Bayesian Geostatistical Approach Implementation With PEST—Documentation and Instructions, U.S. Geological Survey.

Fienen, M. N., Clemo, T. M., & Kitanidis, P. K., 2008, An interactive Bayesian geostatistical inverse protocol for hydraulic tomography, *Water Resources Research* 44, W00B01.

Fienen, M. N., 2007, Inverse methods for nearfield hydrogeologic characterization. Ph. D. dissertation, Stanford University.

Fleshman, M., & Rice, J., 2013, Laboratory Modeling of the Mechanisms of Piping Erosion Initiation, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, GTENG-3418R1.

Foster, M. A., Fell, R., & Spannagle, M., 2000b, The statistics of embankment dam failures and accidents, *Canadian Geotechnica Journal*, 37, 1000–1024.

Foster, M. A., Fell, R., & Spannagle, M., 2000a, A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping, *Canadian Geotechnical Journal*, 37, 1025–1061.

Fredlund, D. G., Xing, A., & Huang, S., 1994, Predicting the permeability function for unsaturated soil using the soil-water characteristic curve, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, No. 3, 533-546.

Gardner, W., 1956, Mathematics of isothermal water conduction in unsaturated soils, Highway Research Board Special Report 40 International Symposium on Physico-Chemical Phenomenon in Soils, Washington D.C., 78-87.

Geosec S.r.l., 2011, quaderni del consolidamento del terreno con resine espandenti.

Gerke, H. H., 2006, Preferential flow descriptions for structured soils, *J. Plant Nutr. Soil Sci.* 169(3), 382-400.

Gerke, H. H., & van Genuchten, M. Th., 1993, A dual-porosity model for simulating the preferential movement of water and solutes in structure porous media. *Water Resour. Res.* 29(2), 305-319.

Ghetti, P. F., 1993, *Manuale per la difesa dei fiumi*, Fondazione Giovanni Agnelli, Torino, 28.

Ginn, T. R., & Cushman J. H., 1990, Inverse methods for subsurface flow: a critical review of stochastic techniques. *Stoch Hydrol Hydraul* 4, 1–26.

Gonzalez, R. C., Woods, R. E., & Eddins, S. L., 2009, *Digital image processing using MATLAB*, Vol. 2. Tennessee, Gatesmark Publishing.

Goovaerts, April 1999, *Geostatistics in soil science: state-of-the-art and perspectives* Volume 89, Issues 1–2, 1–45.

Gutjahr, A. L., Bulard, B., Hatch, S., & Hughson, L., 1994, Joint conditional simulations and the spectral approach for flow modeling. *Stoch Hydrol Hydraul* 8(1), 79–108.

Hanson, G., Wahl, T., Temple, D., Hunt, S., & Tejral, R., 2010b, Erodibility characteristics of embankment materials, *State Dam Safety Officials Association Proceedings*.

Hanson, G., Tejral, R., Hunt, S., & Temple, D., 2010a, Internal erosion and impact of erosion resistance, *Proceedings of the 30th US Society on Dams Annual Meeting and Conference*, 773–784.

Hanson, G., & Hunt, S., 2007, Lessons learned using laboratory jet method to measure soil erodibility of compacted soils, *Applied Engineering in Agriculture*, 23, 305.

Hanson, G., & Robinson, K., 1993, The influence of soil moisture and compaction on spillway erosion, *Transactions of the ASAE*, 36.

Hanson, G., 1991, Development of a jet index to characterize erosion resistance of soils in earthen spillways, *Transactions of the ASAE*, 34.

Harbaugh, A. W., 2005, MODFLOW-2005, The U.S. Geological Survey modular ground-water model - the Ground-Water Flow Process, *U.S. Geological Survey Techniques and Methods 6-A16*.

Harbaugh, A. W., Banta, E. R., Hill, M. C., & McDonald, M. G., 2000, MODFLOW-2000, The U.S. Geological Survey Modular Ground-Water Model - User guide to modularization concepts and the ground-water flow process, *U.S. Geological Survey Open-File Report 00-92*.

Harris, S., Jefferies, D., Cheeseman, C. & Cresswell, W., 1990, *Problems with badgers* RSPCA Wildlife Department, Causeway, Horsham, 60.

Harvey, C. F., Gorelick, S., 1995, Mapping hydraulic conductivity: Sequential conditioning with measurements of solute arrival time, hydraulic head, and local conductivity. *Water Resour. Res.* 31(7), 1615–1626.

Hess K. M., Wolf S. H. & Celia M. A., 1992, Large-scale Natural Gradient Tracer Test in Sand and Gravel, Cape Cod, Massachusetts, 3, Hydraulic Conductivity Variability and Calculated Macrodispersivity, *Water Resources Research*, 28, 2011-2027.

Hill, M. C., & Tiedeman. C., 2007, *Effective groundwater model calibration*, Wiley, London,

Hoeksema, R. J., & Kitanidis, P. K., 1989, Prediction of transmissivities, heads, and seepage velocities using mathematical modeling and geostatistics. *Adv. Water Resour. Res.*12, 90–101.

Hoeksema, R. J., & Kitanidis, P. K., 1984, An application of the geostatistical approach to the inverse problem in two-dimensional groundwater modeling, *Water Resources Research* 20 (7), 1003-1020.

Hussein, K.C., Hanan M., Haydar A., Mehmet M.S, Aycan C., & Najah A., 2014, Using ground penetrating radar in levee assessment to detect small scale animal burrows, *Journal of Applied Geophysics*, 103, 121-131.

Hydrogeo, Report finale Nutria e protezioni antintrusive, 2014, <http://www.hydrogeo.net/wp-content/uploads/2014/02/Report-Nutria.pdf>.

Illman, W. A., Liu, X. Y., & Craig, A., 2007, Steady-state hydraulic tomography in a laboratory aquifer with deterministic heterogeneity: Multi-method and mul-tiscale validation of hydraulic conductivity tomograms, *Journal of Hydrology* 341 (3-4), 222-234.

Isaak, E., & Srivastava, M. R., 1989, *An introduction to Applied Geostatistics*, Oxford University Press Inc., New York.

Jacob, C. E., 1963, Correction of drawdowns caused by a pumped well tapping less than the full thickness of an aquifer, *Wat.Supply pap.U.s.geol.Surv.*, 1536-1, 272-282.

Jacobson, T., 2013, An Analysis on Soil Properties on Predicting Critical Hydraulic Gradients for Piping Progression in Sandy Soils, All Graduate Plan B and other Reports, 336.

Jähne, B., 1997, Image processing for scientific applications, Boca Raton: CRC Press.

Journel, A. G., & Huijbregts, C. J., 1978, Mining geostatistics, Academic Press Inc., London.

Khilar, K. C., Folger, H. S., and Gray, D. H., 1985, Model for piping-plugging in earthen structures, *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 111(7), 833–846.

Kitanidis, P. K., 1997, Introduction to geostatistics, applications in hydrogeology, Cambridge University Press, New York.

Kitanidis, P. K., 1997, Introduction to Geostatistics: Applications in Hydrogeology, Cambridge University Press, New York, NY.

Kitanidis, P. K., 1996, On the geostatistical approach to the inverse problem, *Adv Water Resour.* 19(6), 333–342.

Kitanidis, P. K., 1995, Quasi-linear geostatistical theory for inversing, *Water Resour. Res.* 31(10), 2411–2419.

Kitanidis, P. K., 1991, Orthonormal residuals in geostatistics: model criticism and parameter estimation. *Math. Geol.* 23, 741–758.

Kitanidis, P. K., & Vomvoris, E. G., 1983, A geostatistical approach to the inverse problem in groundwater modeling (steady state) and one dimensional simulations, *Water Resour. Res.* 19(3), 677–690.

Koltermann, C. E. & Gorelick, S. M., 1996, Heterogeneity in sedimentary deposits: A review of structure-imitating, process-imitating, and descriptive approaches, *Water Resour. Res.*, 32: doi: 10.1029/96WR00025.

Kosugi, K., Uchida, T., & Mizuyama, T., 2004, Numerical calculation of soil pipe flow and its effect on water dynamics in a slope. *Hydrol. Proc.* 18(4), 777-789.

Kruuk, H., 1978, Spatial organization and territorial behaviour of the European badger (*Meles meles*), *J. Zool.*, London, 184, 1-19.

Lachouette, Golay & Bonelli, 2008, One-dimensional modeling of piping flow erosion Damien, *Science Direct: C. R. Mecanique* 336, 731–736.

Lagomarsino, D., 2010, Comparazione di metodi per l'elaborazione di mappe di vulnerabilità degli acquiferi, Tesi di dottorato, Bologna.

Lane, E. W., 1934, Security from under-seepage masonry dams on earth foundations. *Trans. ASCE* 60, No. 4, 929–966.

Lanubile, R., 2012, Indagini di campo e modellazione numerica dell'acquifero sottostante la cassa di espansione in progetto sul torrente Baganza, Tesi di laurea magistrale, Università degli studi di Parma, Facoltà di Ingegneria Ambiente e Territorio.

Lin, H. C., Richards, D. R., Yeh, G. T., Cheng, H-P., & Jones, N.L., 1997, FEMWATER: a three-dimensional finite element computer model for simulating density- dependent flow and transport, Technical Report, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.CHL-97–12.

Linnaeus, 1958, *Systema Naturae per Regna Tria Naturae, secundum classes, ordines, genera, species, cum characteribus, differentiis, synonymis, locis*. Stoccolma, Impensis Laurentii Salvii, Decima edizione.

Liu, X., & Kitanidis, P. K., 2011, Large-scale inverse modeling with an application in hydraulic tomography, *Water Resour. Res.*, 47, W02501.

Liu, X., Illman, W., Craig, A., Zhu, J., & Yeh, T. C. J., 2007, Laboratory sandbox validation of transient hydraulic tomography, *Water Resour. Res.*, 43(5), W05404, doi:10.1029/2006WR005144.

Lu, Z., & Wilson G. V., 2012, Acoustic measurements of soil pipeflow and internal erosion. *SSSA J.* 76(3): 853-866.

Maranha das Neves, E., 1989, Analysis of crack erosion in dam cores, The crack erosion test. de Mello Volume, Sao Paulo, Brazil, 284–298.

Marot, D., Regazzoni, P. L., & Wahl, T., 2011, Energy-based method for providing soil surface erodibility rankings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137, 1290–1293.

McDonald, P. J., & Allen, T. P., 2011, Provision of artificial badger setts and use of remote camera monitoring to determine Eurasian tasso *Meles meles* tane occupancy, Suffolk, England Conservation Evidence, 107-110.

McLaughlin, D., Townley, L.R., 1996, A reassessment of the groundwater inverse problem., *Water Resour. Res.* 32(5), 1131– 1161.

Mercier, F., 2013, Numerical modelling of erosion of a cohesive soil by a turbulent flow, *Fluids mechanics*. Aix-Marseille Université, PhD Thesis.

Michalak, A. M., & Kitanidis P. K., 2003, A method for enforcing parameter non-negativity in Bayesian inverse problems with an application to contaminant source identification. *Water Resour. Res.* 39(2) SBH 7-1, 7-14.

Midgley, T. L., Fox G. A., Wilson G. V., Felice, R. C., & Heeren, D. M., 2013. In situ soil pipeflow experiments on contrasting streambank soils. *Trans. ASABE* 56(2): 479-488.

Modflow-2005 release note http://water.usgs.gov/ogw/modflow/MODFLOW-2005_v1.11.00/release.txt

Natural England, 2009, Guidance on ‘Current Use’ in the definition of a badger sett

Natural England, 2007, Technical information note TIN005, <http://www.naturalengland.org.uk/conservation/wildlifemanagementlicensing>

Neal, E., & Cheeseman, C., 1996. *Badgers*. T & A D Poyser, London, 271.

Neal, E., 1986, *The natural History of badgers*, Helm, London, 238.

Neal, E., 1977, *Badgers*. Blanford Press, Poole Dorset, 321.

Nieber, J. L., & Sidle, R. C., 2010, How do disconnected macropores in sloping soils facilitate preferential flow *Hydrol. Proc.* 24(12), 1582-1594.

Nieber, J. L., T. S. Steenhuis, Walter, T., & Bakker, M., 2006, Enhancement of seepage and lateral preferential flow by biopores on hillslopes, Bratislava 61(suppl. 19), S225-S228.

Nowak, W., Tenklenve, S., & Cirpka, O.A., 2003, Efficient computation of linearized cross-covariance matrices of interdependent quantities, *Math Geol* 35(1), 53–66.

Ojha, C. S. P., Singh, V. P. & Adrian, D. D., July 2003, Determination of Critical Head in Soil Piping, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 129, No. 7, 511-518.

Ojha, C. S. P., Singh, V. P., & Adrian, D. D., 2001, Influence of Porosity on Piping Models of Levee Failure, *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127 (12), 1071-1074.

Orlandini, S., Moretti, G., & Albertson, J. D., 2015, Evidence of an emerging levee failure mechanism causing disastrous floods in Italy, *Water Resour. Res.*, 51(10), 7995–8011.

Passarella, G., Vurro, M., D'Agostino, V., & Giuliano, G., 2000, La geostatistica nella gestione delle risorse idriche sotterranee: alcune esperienze, In *Workshop Geostatistica per lo studio e la gestione della variabilita*, Milano.

Peaceman, D. W., 1977, *Fundamentals of Numerical Reservoir Simulation*, Elsevier, Amsterdam, 176.

Penman, A.D.M., 1987, Teton Investigation – A review of Existing Finding, *Engineering Geology*, 24, 221-237.

Pierson, T. C., 1983, Soil pipes and slope stability. *Qtly. J. Eng. Geol. and Hydrogeol.* 16(1), 1-11.

Provincia di Modena, 2015, Piani di limitazione numerica e controllo di mammiferi selvatici ad abitudini fossorie lungo le aste fluviali principali disposizioni per la specie del tasso, 2015/436.

Reddi, L. N., Lee, I. M., & Bonala, M. V. S., 2000, Comparison of internal and surface erosion using flow pump tests on a sand-kaolinite mixture, *Geotech. Testing J.* 23(1), 116-122.

Regazzoni, P., Marot, D., Courivaud, J., Hanson, G., & Wahl, T., 2008, Soil erodibility: A comparison between the jet erosion test and the hole erosion test, *Proceedings of the Inaugural International Conference of the Engineering Mechanics Institute, Minneapolis, Minnesota*, 1-7.

Regione Emilia-Romagna, Convenzione Dip. Agraria UniNA, 2014 - Argine fiume Secchia parametri idraulici del modello "Van Genuchten/Mualem unimodale".

Regione Emilia-Romagna, 2014 - Relazione tecnico-scientifica sulle cause del collasso dell'argine del fiume Secchia avvenuto il giorno 19 gennaio 2014 presso la frazione San Matteo, Bologna.

Regione Emilia Romagna, Sito difesa del suolo, servizi tecnici e autorità di bacino.

Remson, I., Hornberger, G. M., Molz, F. J., 1971, *Numerical Methods in Subsurface Hydrology*, Wiley, New York, 389.

Richards & Reddy, 2014, Kinetic Energy Method for Predicting Initiation of Backward Erosion in Earthen Dams and Levees, *Environmental & Engineering Geoscience*, Vol. XX, No. 1, February 2014, 85-97.

Richards, K. S., & Reddy, K. R., 2012, Experimental investigation of initiation of backward erosion piping in soils, *Geotechnique* 62, No. 10, 933-942.

Richards, K. & Reddy, K. R., 2008 - Experimental investigation of piping potential in earthen structures, *Proc. Geo-Congress Conf.*, New Orleans, LA, 367-376.

Richards, K. S., & Reddy, K. R., 2007, Critical appraisal of piping phenomena in earth dams. *Bull. Eng. Geol. Environ.* 66(4), 381-402.

Richards, L. A., 1931, Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics*, 1, 318-333.

Rocscience Inc., 2015, Slide 2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes, *Slope Stability Verification Manual Part 2*.

Romano, N., 2000, Applicazioni di tecniche geostatistiche per la caratterizzazione idraulica dei suoli, *Rivista di ingegneria Agraria*, 4, 216-225.

Roper, T. J., 1992b, Badger (*Meles meles*) setts: architecture, internal environment and function, *Mammal Rev.*, 18, 11-23.

Rubin, Y., & Dagan, G., 1989, Stochastic analysis of boundaries effects on head spatial variability in heterogeneous aquifers, 2, impervious boundary, *Water Resour. Res.* 25(4), 707–712.

Santini, A., 1994, Aspetti idrologici della conservazione del suolo, *Rivista di Agronomia*, 28, 258-272.

Schmertmann, J.H., 2000, "The Non-Filter Factor of Safety Against Piping Through Sand" ASCE Geotechnical Special Publication No. 111, *Judgment and Innovation*, Edited by F. Silva and E. Kavazanjian, ASCE, Reston, VA, 65-132.

Sellmeijer, J. B., 1988, On the mechanism of piping under impervious structures, PhD thesis, Technical University, Delft, The Netherlands.

Servizio tecnico di Bacini Taro e Parma, 2004, Progetto preliminare della cassa di laminazione sul T. Baganza: Relazione illustrativa.

Servizio Politiche Ambientali Unione Comuni Modenesi Area Nord: Piano di controllo della specie nutria dell'Area Nord (Delibera di G.U. n.55 del 28.07.2015)

Sharma, R. H., H. Konietzky, and K. Kosugi. 2010. Numerical analysis of soil pipe effects on hillslope water dynamics. *Acta Geotechnica* 5: 33-42.

Sharma, U. M., Chamoun H., Sita Rama Sarma D. S. H., & Schechter R. S., 1992, Factors controlling the hydrodynamic detachment of particles from surfaces, *Journal Colloid Interface Science*, Vol. 149, No. 1, 121–134.

Shields, A., 1936, Application of Similarity Principles and Turbulence Research to Bed-Load Movement, *Mitteilungen der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau*, Berlin, Germany.

Sidle, R. C., 2006, Comments on "Predicting soil erosion for alternative land uses" by E. Wang, C. Xin, J. R. Williams, and C. Xu. *J. Environ. Qual.* 35: 459-467, *J. Environ. Qual.* 35(6), 2435-2438.

Sidle, R. C., Noguchi, S., Tsuboyama, Y., & Laursen, K., 2001, A conceptual model of preferential flow systems in forested hillslopes: Evidence of self-organization. *Hydrol. Proc.* 15(10), 1675-1692.

Sidle, R. C., Kitahara, H., Terajima, T., & Nakai, Y., 1995, Experimental studies on the effects of pipeflow on throughflow partitioning. *J. Hydrol.* 165(1-4), 207-219.

Tanda, M., D'Oria, M., & Mignosa, P., Bayesian estimation of levee breach progression in natural rivers, *AGU Fall Meeting Abstracts* 1, 1458.

Tavecchia, G., 1995, Data on urban badger activity in South Wales: a brief study, *Hystrix*, 7(1-2), 173-177.

Terzaghi, K., 1939, *Soil Mechanics: a new chapter in engineering science*, *J. Instn Civ Eng*, Vol. 12, 106-141.

Terzaghi, K., 1922, *Der Grundbruch an Stauwerken und seine Verhütung*, In *From theory to practice in soil mechanics* (1960), 445-449. New York, NY, USA, John Wiley & Sons.

Theis, C. V., 1935, The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage. *Transactions of the American Geophysical Union* 2, 519-524.

Thoman, R. W., & Niezgodá, S. L., 2008, Determining erodibility, critical shear stress, and allowable discharge estimates for cohesive channels: Case study in the powder river basin of Wyoming. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134, 1677-1687.

Trescott, P. C., Peter, C. F., Larson, S. P., 1976, Finite difference model for aquifer simulation. Ed. USGS.

Tsutsumi, D., Sidle, R. C., & Kosugi, K., 2005, Development of a simple lateral preferential flow model with steady state application in hillslope soils, *Water Resour. Res.* 41: W12420, doi: 101029/2004WR003877.

Uchida, T., Kosugi, K., & Mizuyama, T., 2001, Effects of pipeflow on hydrological process and its relation to landslide: A review of pipeflow studies in forested headwater catchments. *Hydrol. Proc.* 15(11), 2151-2174.

Vacondio, R., Dal Palù, A., Mignosa, P., 2014, GPU-- enhanced Finite Volume Shallow Water solver for fast flood simulations. *Environmental Modelling & Software* (57), 60 - 75.

van Genuchten, M. Th., 1980, A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of America Journal* 44, 892-898.

van Genuchten, M. Th., & Wierenga, P. J., 1976, Mass transfer studies in sorbing porous media: I. Analytical solutions. *SSSA J.* 40(4), 473-480.

Van Zyl, D.J. & Harr, M.E., 1981, Seepage Erosion Analysis of Structures, *Proc. 10^o International Conference, On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden, Vol. I*, pp. 503-509.

Vardoulakis, I., Stavropoulou, M., & Papanastasiou, P., 1995, Hydromechanical aspects of sand production problem. *Transport in Porous Media*, 22, 225-244.

Vargas-Guzman, A. J., & Yeh T. C. J., 2002, The successive linear estimator: A revisit, *Adv. Water Resour. Res.*, 25, 773 – 781.

Verachtert, E., Van Den Eeckhaut, M., Poesen, J., & Deckers, J., 2010, Factors controlling the spatial distribution of soil piping erosion on loess-derived soils: A case study from central Belgium. *Geomorphology* 118(3-4); 339-348.

Von Rosenberg, D. U., 1969, *Methods for the Numerical Solution of Partial Differential Equations*, Elsevier, New York, 128.

Wahl, T., 2010, A comparison of the hole erosion test and jet erosion test, *Proceedings of the Joint Federal Interagency Conference on Sedimentation and Hydrologic Modeling*, Las Vegas, NV, 1–11.

Wan, C. F., & Fell, R., 2004b, Laboratory tests on the rate of piping erosion of soils in embankment dams. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, 27, 295–303.

Wan, C., & Fell, R., 2004a, Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130, 373–380.

Wan, C.F., & Fell, R., 2002, Investigation of internal erosion and piping of soils in embankment dams by the slot erosion test and the hole erosion test. UNICIV Report No R-412, The University of New South Wales Sydney ISSN 0077 880X.

Weijers, J.B.A and J.B. Sellmeijer, 1993 - A New Model to Deal with the Piping Mechanism on Filters, Brauns, Herbaum and Schuler (editors), Balkema, Rotterdam, pp. 349-355.

Weiler, M., & McDonnell, J. J., 2007, Conceptualizing lateral preferential flow and flow networks and simulating the effects of gauged and ungauged hillslopes. *Water Resources Research* 43: W03403, doi: 10.1029/2006WR004867.

Wilson, G. V., Nieber, J. L., Sidle, R. C., Fox, G. A., 2012, Internal erosion during soil pipeflow: state of the science for experimental and numerical analysis, *American Society of Agricultural and Biological Engineers*, ISSN 2151-0032 Vol. 56(2): 465-478.

Wilson, G. V., 2011, Understanding soil-pipeflow and its role in ephemeral gully erosion. *Hydrol. Proc.* 25(15), 2354-2364.

Wilson, G. V., 2009, Mechanisms of ephemeral gully erosion caused by constant flow through a continuous soil-pipe. *Earth Surface Proc. and Landforms* 34(14), 1858-1866.

Wilson, G. V., Cullum, R. F., & Römken, M. J. M., 2008, Ephemeral gully erosion by preferential flow through a discontinuous soil-pipe. *Catena* 73(1),98-106.

Yeh, T. C. J., Liu, S., Glass, R. J., Baker, K., Brainard, J. R., Alumbaugh, D., & LaBrecque, D., 2002, A geostatistically based inverse model for electrical resistivity surveys and its applications to vadose zone hydrology, *Water Resour. Res.*, 38:12.

Yeh, J. T. C., & Liu, S., 2000, Hydraulic tomography: Development of a new aquifer test method, *Water Resour. Res.*, 36(8), 2095–2105.

Yeh, T. C. J., & Zhang, J., 1996, A geostatistical inverse method for variably saturated flow in the vadose zone, *Water Resour. Res.* 32(9), 2757–2766.

Yeh, W. W. G., 1986, Review of parameter identification procedures in groundwater hydrology: the inverse problem, *Water Resour. Res.* 22(1), 95–108.

Zanini, A., & Kitanidis, P.K., 2009, Geostatistical inversing for large-contrast transmissivity fields, *Stoch Environ Res. Risk Assess.*, 23, 565–577.

Zanini, A., 2006, Geostatistical approach for solving inverse problems in groundwater: applications and improvements, Phd Thesis, Parma University, Parma, Italy.

Zimmerman, D. A., DeMarsily, G., Gotway, C. A., Marietta, M. G., Axness, C. L., Beauheim, R. L., Bras, R. L., Carrera, J., Dagan, G., Davies, P. B., Gallegos, D. P., Galli, A., Gomez-Hernandez, J. J., Grindrod, P., Gutjahr, A. L., Kitanidis, P. K., Lavenue, A. M., McLaughlin, D., Neuman, S.P., RamaRao, B. S., Ravenne, C., & Rubin, Y., 1998, A comparison of seven geostatistically based inverse approaches to estimate transmissivities for modeling advective transport by groundwater flow, *Water Resour. Res.*, 34(6), 1373–1413.

Ringraziamenti

L'attività di ricerca perseguita in questi tre anni di dottorato è frutto del supporto di molte persone che terrei a ringraziare.

Un ringraziamento speciale ai professori del dipartimento di idraulica che mi hanno dato la possibilità di svolgere e portare a termine questo dottorato; ringrazio il mio tutor, la Prof.ssa Ing. Maria Giovanna Tanda per la sua grande disponibilità, per il rapporto sereno e costruttivo e l'aiuto nella stesura e correzione di questa tesi. Un ringraziamento va al mio co-tutor, l'Ing. Andrea Zanini, che con il suo pragmatismo, mi ha consigliato e aiutato quando è stato necessario.

Un riconoscimento doveroso va all'AIPo (Agenzia Interregionale per il Fiume Po), l'ente presso cui lavoro, in particolare all'Ing. Mioni e all'Ing. Pellegrini, per avermi dato la possibilità di mettere in pratica le conoscenze acquisite in questi anni di studio ma soprattutto per avermi concesso il periodo necessario per portare a termine la stesura della tesi.

Ringrazio i colleghi ed amici: l'Ing. Marco D'oria per i suoi consigli preziosi e sinceri, l'Ing. Luca Chiapponi per il clima piacevole creato in ufficio e i dottorandi: Fausto, Marina, Susanna, Paolo, Camilla ed Elisa con cui ho trascorso e condiviso bei momenti durante questi anni di tesi di dottorato.

Infine, vorrei ringraziare i miei genitori per il loro immenso sostegno ed incoraggiamento e Davide per la grande pazienza e comprensione.