

**Università degli Studi di Napoli ‘Federico II’  
Polo delle Scienze e delle Tecnologie  
Facoltà d’Ingegneria**



**DIIA**

**Dipartimento di Ingegneria Idraulica ed Ambientale ‘Girolamo Ippolito’**

Dottorato di Ricerca in  
**Ingegneria delle Reti Civili e dei Sistemi Territoriali**  
**Indirizzo Ingegneria Idraulica**  
XVIII° ciclo

**Tesi di Dottorato**

**SULLA FORMAZIONE DI BRECCHE NEI RILEVATI ARGINALI:  
IMPLICAZIONI RELATIVE ALLA PROTEZIONE IDRAULICA DEL TERRITORIO**

TUTOR:

**prof. ing. Domenico Pianese**

COORDINATORE :

**prof. ing. Domenico Pianese**

CANDIDATO:

**dott. ing. Carmine Covelli**

## INDICE

<b>1 – Introduzione .....</b>	<b>2</b>
<b>2 – La protezione idraulica del territorio: tipologie di intervento .....</b>	<b>4</b>
2.1 – Premessa .....	4
2.2 – Il concetto di rischio .....	8
2.3 – Interventi ‘non strutturali’ .....	10
2.3.1 - Generalità .....	10
2.3.2 – I criteri per la perimetrazione degli ambiti di pericolosità .....	11
2.3.3 – I sistemi di preallarme e le modalità di intervento .....	14
2.3.4 – La strumentazione di supporto .....	15
2.4 – Interventi ‘strutturali’ .....	18
2.4.1 – Generalità .....	18
2.4.2 – Gli interventi ‘attivi’ .....	19
2.4.3 – Gli interventi ‘passivi’ .....	25
2.5 – Interventi con tecniche di ‘ingegneria naturalistica’ .....	35
<b>3 – I rilevati arginali.....</b>	<b>37</b>
3.1 – Generalità .....	37
3.2 – Problematiche in fase di progettazione, esecuzione e gestione: le normative vigenti .....	44
3.3 – Generalità sui fenomeni di dissesto .....	50
3.4 – Gli argini adiacenti ai più importanti fiumi d’Italia .....	60
3.4.1 – Gli argini del fiume Po .....	60
3.4.2 – Gli argini del fiume Volturno .....	63
<b>4 – I moti di filtrazione negli argini .....</b>	<b>68</b>
4.1 – Generalità .....	68
4.2 – Il reticolo idrodinamico .....	71
4.3 – Gli effetti di natura meccanica dovuti ai moti di filtrazione .....	76
4.3.1 – La stabilità del rilevato ( <i>Slope Stability</i> ) .....	77
4.3.2 – Il ‘piping’ .....	80
4.3.3 – L’‘heaving’ .....	83
4.3.4 – Il ‘roofing’ .....	85
<b>5 – Approccio scientifico alle problematiche di stabilità degli argini: la metodologia di analisi proposta .....</b>	<b>88</b>
5.1 – Premessa .....	88

5.2 – Analisi preliminare finalizzata alla valutazione dell’innescò di un regime di moti di filtrazione.....	90
5.3 – La stabilità dei rilevati sotto l’azione di moti di filtrazione.....	91
5.4 – Il modello matematico utilizzato.....	94
5.4.1 – Generalità sui modelli matematici.....	94
5.4.1 – La mesh.....	95
5.4.2 – Il Metodo agli Elementi Finiti (FEM).....	95
5.4.3 – Il PLAXIS.....	96
5.4.4 – La <i>Phi-c reduction</i> .....	98
5.5 – Interpretazione dei risultati ottenuti.....	99
5.5.1 – Premessa.....	99
5.5.2 – Analisi dimensionale: il Teorema II o di Buckingham.....	100
5.5.3 – Il caso di studio.....	100
5.6 – Descrizione di un approccio razionale per lo studio dell’innescò del piping.....	182
5.6.1 – Formulazione utilizzata nel presente approccio.....	182
5.6.2 – Confronto tra le diverse formulazioni.....	184
5.6.3 – Analisi di sensitività.....	188
5.6.4 – Esempio di applicazione del modello proposto.....	190
<b>6 – La propagazione dell’onda di piena a seguito di una rotta arginale.....</b>	<b>193</b>
6.1 – Generalità.....	193
6.2 – Raccolta ed analisi dei dati disponibili in letteratura.....	196
6.3 – Descrizione dei modelli di calcolo presenti in letteratura.....	200
6.3.1 – Metodi statistici.....	200
6.3.2 – Modelli matematici.....	201
6.4 – Descrizione di un modello matematico bi-dimensionale per la delimitazione di aree allagabili.....	205
6.4.1 Il Metodo ai Volumi Finiti (FVM).....	205
6.4.2 Il modello matematico utilizzato.....	206
6.4.3 Un esempio numerico in un caso di dam-break.....	209
<b>7 – Conclusioni.....</b>	<b>212</b>
<b>Appendice.....</b>	<b>215</b>
– <u>LEGGE 18 MAGGIO 1989, N° 183 "Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo"</u> .....	215
– <u>DECRETO MINISTERO LAVORI PUBBLICI 24 marzo 1982 "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento "</u> .....	240
– <u>DECRETO MINISTERO LAVORI PUBBLICI 11 marzo 1988, N°47 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i</u>	

<u>criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione".....</u>	<b>253</b>
<b>Riferimenti bibliografici.....</b>	<b>258</b>

*Ad Antonella ed agli amici del DIIA*

## 1 – Introduzione

Il presente lavoro di ricerca è incentrato sullo studio delle fenomenologie che possono inficiare la stabilità dei **rilevati arginali** a discapito della *protezione idraulica del territorio* ovvero dell'incolumità fisica dell'uomo (vd. Figura 1) e dei territori in cui esso vive e produce (vd. Figura 2).

Gli eventi di erosione arginale e conseguente rottura allagamenti spesso incomparabilmente più grandi di quelli che si sarebbero verificati, in assenza di argini, per il medesimo periodo di ritorno dell'evento di piena.



**Figura 1.1** – *Villaggio distrutto da alluvione*



**Figura 1.2** – *Territori inondati*

I meccanismi di rottura che possono innescare l'apertura di una breccia nelle **arginature** dei corsi d'acqua e, più in generale, nei **rilevati in terra** sono riassumibili in due grosse categorie:

1. *fenomeni di tracimazione* che, in un punto più debole del coronamento, possono innescare fenomeni erosivi di dilavamento; questi creano un'incisione iniziale che successivamente può evolvere in una vera e propria breccia ovvero in una rottura dell'argine;
2. *fenomeni di sifonamento*, che causano asportazione e trasporto di materiale solido, con possibile collasso dell'opera. Difatti, a causa del moto dell'acqua che filtra negli interstizi tra le particelle solide, si può determinare l'annullamento

dello stato tensionale che le tiene legate innescando il loro movimento. Tali fenomeni rappresentano una delle più frequenti cause di dissesto delle strutture idrauliche e vengono generalmente suddivisi, seguendo l'approccio di Van Zyl e Harr (1981), in *piping*, *heaving* e *roofing* a seconda delle caratteristiche con cui si presentano.

Un aiuto considerevole per l'individuazione delle modalità con cui avviene l'erosione di uno sbarramento in materiale sciolto, è fornito dai resoconti di eventi di rottura rinvenibili in letteratura. Le informazioni in essi contenute possono contribuire ad individuare i fenomeni di interazione tra l'acqua ed il rilevato di cui bisogna tenere conto nello studio di tali problematiche.

Queste informazioni si rivelano altresì importanti per l'implementazione di nuove metodologie di analisi, come quella proposta nel nostro lavoro di ricerca, indirizzate alla simulazione di eventi che possono generare meccanismi di rottura.

Infine, per completezza, si è ritenuto opportuno accennare alle problematiche connesse con la propagazione dell'onda di piena nei territori latitanti i corsi d'acqua a seguito della formazione di una breccia arginale presentando un modello numerico bi-dimensionale ai volumi finiti per la soluzione delle equazioni alle acque basse, in grado di determinare l'estensione delle aree allagabili a seguito di fenomeni di dam-break.

## **2 – La protezione idraulica del territorio: tipologie di intervento**

### **2.1 – Premessa**

Si ritiene indispensabile illustrare, a monte del presente lavoro di ricerca, gli aspetti generali delle attività che occorre sostenere nella *protezione idraulica del territorio*.

Bisogna anzitutto sottolineare l'importanza del controllo dello sviluppo delle piene che possono innescare i fenomeni di allagamento dei territori adiacenti i corsi d'acqua, sia dal punto di vista tecnico che amministrativo, e come questo tipo di controllo può essere fatto. Va detto che le piene hanno carattere aleatorio e che un evento avvenuto in passato può essere superato da un evento di intensità maggiore. Per tale motivo, lo studio delle piene non va fatto in termini assoluti ma con riferimento ad un evento di assegnato periodo di ritorno.

Inoltre le misure di difesa delle piene devono essere affrontate in termini economici basati sul confronto tra i costi di costruzione, gestione e manutenzione dell'opera e i benefici che si ottengono a seguito della sua realizzazione. Cosa ovviamente non facilmente stimabile vista la complessità nonché la difficoltà di quantizzare i danni producibili da un evento di piena riguardanti beni economici non sempre tangibili come la perdita di vite umane o il patrimonio artistico.

Come è noto dalla letteratura le misure di intervento volte alla *protezione idraulica del territorio* soggetto al rischio di inondazione avviene seguendo due diverse metodologie ovvero tipologie:

1. interventi di tipo 'non strutturale';
2. interventi di tipo 'strutturale'.

Gli interventi 'non strutturali' sono interventi di carattere amministrativo finalizzati alla riduzione dei danni conseguenti ad una piena senza intervenire direttamente sulla causa. Questi, difatti, prevedono la mappatura delle zone a



rischio di inondazione mediante piani stralcio di difesa dagli alluvioni elaborati dalle Autorità di Bacino; sviluppo di sistemi di telecontrollo degli eventi meteorici che, con l'ausilio di metodologie di trasformazione di afflusso in deflusso, consentono di conoscere in maniera puntuale l'entità della piena e conseguentemente, con un certo anticipo, di informare la popolazione dell'eventuale pericolo; programmi di assicurazione, finalizzati alla ricostruzione post-alluvione.

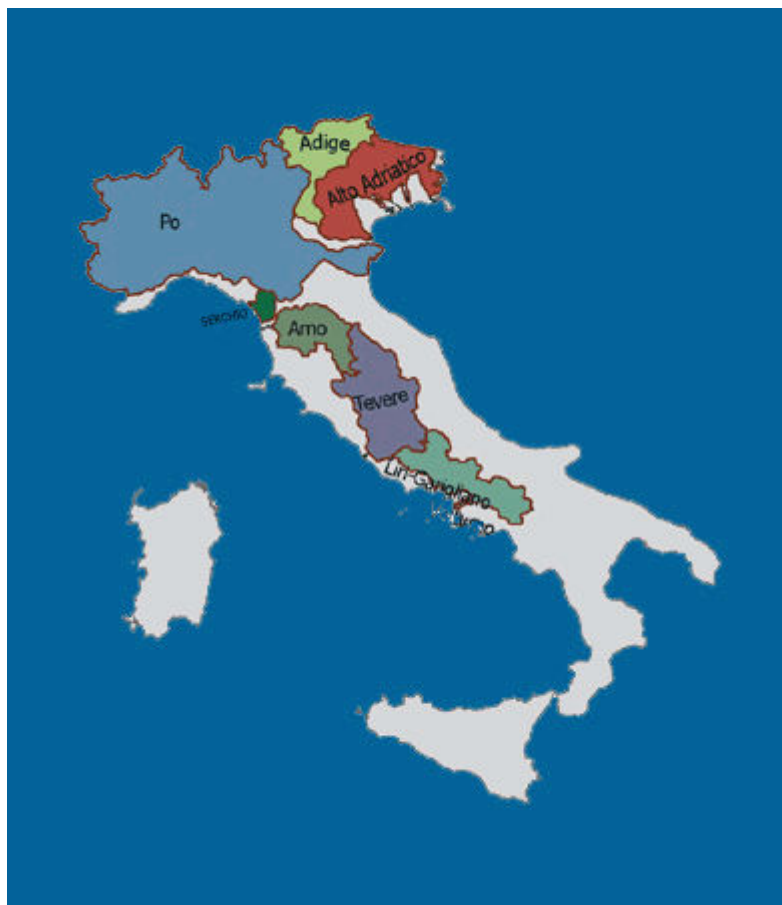
Gli interventi 'strutturali' invece, di competenza squisitamente ingegneristica, mirano in maniera diretta a modificare il carattere delle piene potenziali responsabili di inondazioni. Tali interventi sono a loro volta diversificabili in interventi estensivi ovvero identificabili con tipologie di intervento a scala di bacino ed interventi intensivi che provvedono al complesso di opere aventi come scopo quello di effettuare un'azione diretta sul corso d'acqua. Gli interventi strutturali hanno, quindi, l'obiettivo di modificare le caratteristiche degli eventi di piena a cui è assoggettata una determinata area inondabile riducendo la frequenza delle alluvioni e abbassando i livelli di piena.

Le due tipologie elencate non sono, tuttavia, in antitesi ovvero alternative tra loro bensì si integrano al fine di raggiungere l'obbiettivo principe, per cui esse vengono studiate ed analizzate, che è quello di cercare di garantire l'incolumità dell'uomo e conseguentemente tutelare i territori in cui esso vive.

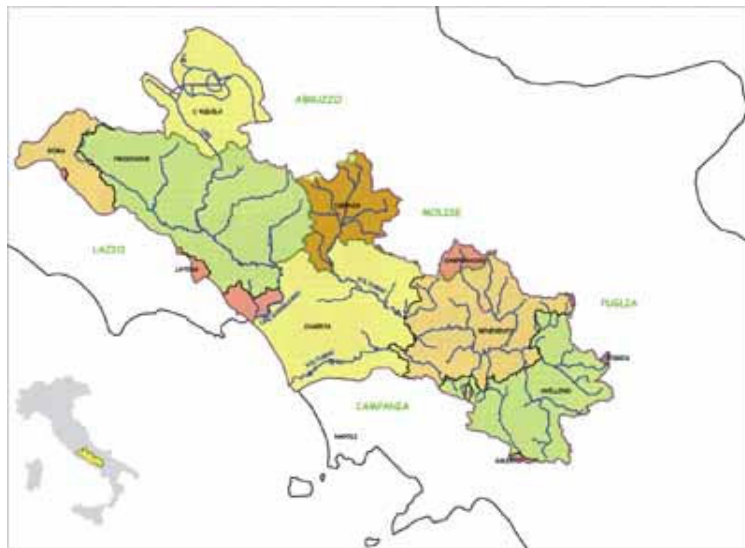
In realtà è proprio a causa della sempre maggiore pressione antropica che viene esercitata sul territorio, spesso con l'urbanizzazione di aree non idonee per il loro utilizzo, che non di rado assistiamo a disastri idrogeologici spesso accompagnati da eventi luttuosi. Questo perché, ancora oggi, chi opera sul territorio lo fa in maniera del tutto sconsiderata e asettica rispetto a quelle che sono le reali capacità e potenzialità della zona in cui si va ad intervenire.

Per far fronte a ciò vengono redatte e/o aggiornate leggi e norme volte alla protezione idraulica del territorio: ricordiamo fra tutte la Legge del 18 maggio 1989, n° 183 "Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del

suolo” (vd. Appendice) che istituisce le *Autorità di Bacino* il cui compito è quello di “assicurare la difesa del suolo, il risanamento delle acque, la fruizione e la gestione del patrimonio idrico per gli usi di razionale sviluppo economico e sociale, la tutela degli aspetti ambientali ad essi connessi”.



**Figura 2.1** – *I bacini italiani*



**Figura 2.2** – Il bacino dei fiumi Liri-Garigliano e Volturno

Ricordiamo, inoltre, la maggiore sensibilità che oggi esiste per gli interventi di sistemazione idraulica a compatibilità ambientale mediante tecniche di *ingegneria naturalistica* che pone particolare attenzione allo studio delle influenze della vegetazione in alveo e sulle sponde. Tuttavia, qualunque tipo di intervento si voglia realizzare su un corso d'acqua, presuppone un'adeguata indagine conoscitiva del sistema fisico e dei principali fenomeni che in essi si svolgono. In funzione degli obiettivi previsti è necessario definire, sulla base dei dati disponibili eventualmente integrati con apposite campagne di rilievi, le caratteristiche idrologiche ed idrauliche ovvero la scabrezza ed il regime delle portate, le caratteristiche sedimentologiche ovvero granulometria e trasporto solido e le caratteristiche morfologiche ed il profilo planoaltimetrico.

L'analisi e l'elaborazione dei dati raccolti, assieme alle equazioni descrittive i principali processi fisici, devono consentire una corretta rappresentazione dei fenomeni considerati a partire dalla formazione e propagazione dell'onda di piena fino ad arrivare all'evoluzione morfologica degli alvei.

## 2.2 – Il concetto di rischio

Il concetto di ‘rischio’ che viene assunto normalmente è quello proposto dalle commissioni tecnico-scientifiche dell’UNESCO. In esso sono contenute le seguenti definizioni funzionali:

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

Quindi il rischio totale  $R$  si esprime applicando il rischio specifico  $R_s$  agli elementi a rischio ( $E$ ):  $R = H \times V \times E = R_s \times E$ .

Un’ulteriore distinzione da fare sull’espressione del ‘rischio’ è che lo si può esprimere sia in maniera qualitativa che quantitativa. Nel primo caso la metodologia consiste nell’acquisizione dei fattori che contribuiscono alla valutazione del rischio (Pericolosità, Elementi a rischio, Vulnerabilità) assegnando ad ognuno di questi elementi un parametro qualitativo scelto all’interno di determinate classi di valori, essenzialmente attraverso un giudizio esperto. Nel

secondo caso si tratta di porre in essere un'attività multidisciplinare che consiste nella valutazione dei suddetti fattori mediante parametri quantificabili ovvero nella combinazione di criteri prevalentemente tecnico-scientifici, che implicano la riduzione a valori numerici della complessa determinazione del danno atteso per i beni esposti negli ambiti di pericolosità.

La valutazione del livello di pericolosità del rischio idrogeologico assume, quindi, particolare interesse sia per gli amministratori che per il mondo scientifico; basti pensare agli investimenti operati dalle Autorità di bacino per la redazione dei piani stralcio sia per la difesa dalle alluvioni che dagli eventi franosi ed alle vittime che sovente accompagnano dissesti idrogeologici. Nel periodo 1971-1974, le vittime causate da alluvioni e/o frane ammontava a circa 600 persone/anno (Varnes, 1984), mentre nel 1979 la International Association of Engineering Geology commission on landslides (IAEG) ha stimato che il 14% delle vittime per calamità naturali erano causate da fenomeni franosi, valore che per l'Italia sale addirittura al 37% (Catenacci, 1992) evidentemente a causa delle particolari caratteristiche geomorfologiche del nostro territorio. A riprova di quanto detto si riporta di seguito un elenco delle maggiori catastrofi avvenute negli ultimi 50 anni nel nostro Paese: la frana del Vajont nel 1963 con oltre 2000 vittime; la colata detritica (debris flow) di Tresenda nel 1983 con 17 vittime; la frana di Val Pola nel 1987 con 38 vittime; il collasso dei bacini di Stava nel 1992 con 285 vittime; l'alluvione nell'alessandrino, in Piemonte, nel 1994 con 70 vittime; le colate detritiche a Sarno, in Campania, nel maggio del 1998 con 161 vittime ed a Soverato, in Calabria, nel 2000 con 12 vittime. A questi numeri va aggiunto il valore delle perdite economiche che ammonta a circa 1000 miliardi/anno.

## **2.3 – Interventi ‘non strutturali’**

### **2.3.1 - Generalità**

Gli interventi ‘non strutturali’ prevedono una molteplicità d’azione che vanno dal miglioramento delle fasi conoscitive nonché di monitoraggio, alla definizione delle linee guida per le attività che possono influenzare i livelli di rischio presenti, alla introduzione di regolamentazioni a carattere normativo, con carattere di prescrizione a tempo indeterminato o con misure di salvaguardia temporanee fino alla realizzazione di sistemi di preallarme e alla pianificazione delle modalità di intervento nei casi di preallerta.

Le priorità nella selezione degli interventi che mirano alla realizzazione di una carta di pericolosità di esondazione e inondazione, sono individuate con l’ausilio di tecniche di valutazione ritenute appropriate nei diversi casi di applicazione. Si fa, in genere, riferimento alle procedure di valutazione di impatto ambientale e all’analisi costi-benefici, tecniche che vengono applicate in seguito a istruttorie fondate sull’inventario dei fenomeni che determinano le condizioni di rischio e sulle soluzioni che vengono proposte dai diversi enti che hanno competenza specifica per la realizzazione dell’intervento di mitigazione del rischio.

Le suddette procedure sono contenute in particolari piani inerenti l’assetto idrogeologico denominati ‘piani stralcio’, la cui redazione è affidata all’ente Autorità di bacino che svolge ogni opportuna azione di carattere conoscitivo, di programmazione e pianificazione degli interventi e di loro esecuzione in conformità alle disposizioni indicate dalla legge. In particolare si intendono comprese le azioni di: raccolta, elaborazione, archiviazione e diffusione dei dati; accertamento, sperimentazione, ricerca e studio degli elementi dell’ambiente fisico e delle condizioni generali di rischio; formazione ed aggiornamento delle carte tematiche del territorio; valutazione e studio degli effetti conseguenti alla esecuzione dei piani, dei programmi e dei progetti di opere previsti dalla suddetta legge; attuazione di ogni iniziativa a carattere conoscitivo ritenuta necessaria per il conseguimento di quanto disposto.

### 2.3.2 – I criteri per la perimetrazione degli ambiti di pericolosità

Esistono due specifici ambiti di pericolosità: uno di carattere idraulico ed uno di carattere geomorfologico.

Con riferimento agli “ambiti di pericolosità idraulica” si intende una sintesi delle varie categorie concettuali utilizzate dalle Autorità di bacino per individuare la perimetrazione delle aree di inondazione in funzione del periodo di ritorno del fenomeno di piena, dei livelli idrici attesi e della velocità raggiunta dalla corrente. Nel caso della pericolosità idraulica è possibile riconoscere un iter operativo per la definizione della perimetrazione delle aree inondabili comune a tutte le Autorità di bacino nazionali. Tale percorso afferma che la pericolosità è funzione della probabilità di inondazione e delle caratteristiche dell’onda di sommersione. I fattori stimati sono, come già detto, il periodo di ritorno di un dato fenomeno di piena, l’entità dei livelli idrici e la velocità della corrente dell’onda di piena.

La procedura di perimetrazione degli ambiti di pericolosità idraulica viene di seguito illustrata:

1. individuazione e caratterizzazione dell’ambito fisico oggetto di studio al fine di definire i tratti di alveo ritenuti idrologicamente confrontabili per dimensionamento geometrico e attribuzione dei coefficienti di scabrezza;
2. analisi idrologica mediante lo sviluppo di un modello idrologico finalizzato a determinare gli eventi di piena di progetto per differenti periodi di ritorno;
3. modellazione idraulica per la determinazione dei livelli idrici associati agli eventi di piena, anche nel caso di **sormonto o di rottura arginale** o di presenza di infrastrutture, esistenti o di progetto, che influenzano l’evoluzione del processo di piena;
4. delimitazione delle aree inondabili mediante il confronto dei risultati della simulazione idraulica con un modello morfologico del terreno.

Differenti sono, invece, le tecnologie, come diverse sono le ipotesi, formulate nei diversi passaggi per giungere alla stesura di un piano.

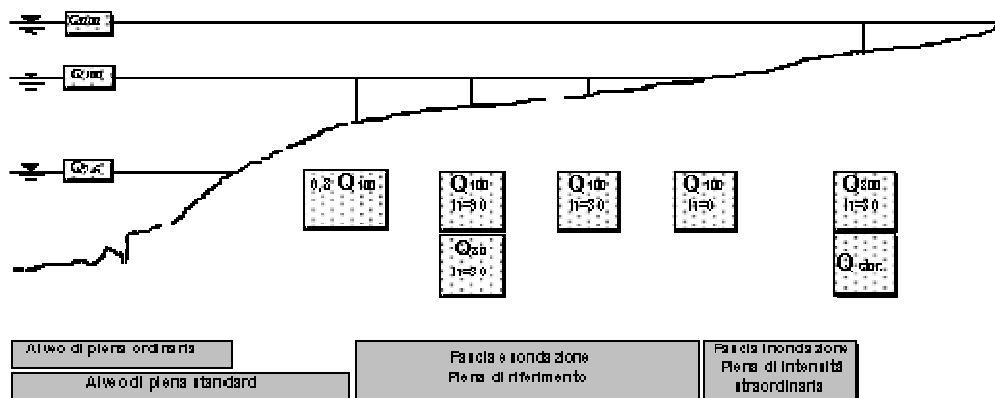
In particolare, diversi sono i modelli idrologici e idraulici mono e bi-dimensionale utilizzati per la definizione della propagazione dell'onda di piena e delle aree potenzialmente allagabili (*HEC-RAS, FLOW2D, MIKE11*) oltre a modelli elaborati ad hoc dalle singole Autorità.

Ulteriori differenze si riscontrano nella definizione della piena di progetto e dei corrispondenti valori di portata come la generalizzazione della piena di progetto di riferimento ricavata sulla base di elaborazioni statistiche. I piani assumono come piene di progetto quelle generate da modelli di afflussi meteorici in deflussi idrici riferiti a periodi di ritorno variabili e non sempre coincidenti.

Infine, ogni Autorità di bacino incrocia in maniera differente i tre fattori tempo di ritorno, livelli idrici attesi e velocità della corrente dell'onda di piena per definire o delle specifiche categorie o aree di pericolosità (criterio adottato dalle Autorità di bacino dell'Arno e del Tevere) oppure tre fasce fluviali a diverso grado di pericolosità (metodologia seguita, per esempio, dalle Autorità di bacino del Po e del Liri-Garigliano-Volturno):

- ✓ *Fascia A o di deflusso della piena*: costituita dalla porzione di alveo che è sede prevalente (80%) del deflusso della corrente per la piena di riferimento;
- ✓ *Fascia B o di esondazione*: esterna alla Fascia A, costituita dalla porzione di territorio interessata da inondazione al verificarsi della piena di riferimento. Il limite di tale fascia si estende fino al punto in cui le quote naturali del terreno sono superiori ai livelli idrici corrispondenti alla piena di riferimento, ovvero sino alle opere idrauliche di controllo delle inondazioni esistenti o programmate;
- ✓ *Fascia C o di inondazione per piena catastrofica*: costituita dalla porzione di territorio esterna alla Fascia B, che può essere interessata da inondazione assumendo come riferimento la massima piena storica registrata o in assenza di essa, la piena di ritorno a 500 anni per l'Autorità di bacino del Po e la piena di ritorno a 300 anni per l'Autorità di bacino del Liri-Garigliano-Volturno.





**Figura 2.3** – Fasce fluviali - Autorità di bacino dei fiumi Liri-Garigliano e Volturno

Come visto per l'ambito di pericolosità idraulica, anche per l'ambito di pericolosità geomorfologica (dissesti di natura geologica e geomorfologia) esistono una serie di metodologie per la mitigazione del rischio volte alla elaborazione di piani ad hoc, ovvero per l'assetto idrogeologico, che derivano strettamente da procedure di classificazione dei livelli di rischio di frana.

È possibile sintetizzare il percorso metodologico in due momenti fondamentali:

1. la fase di inventario dei fenomeni di dissesto potenziali o in essere, la cui estensione territoriale costituisce, in prima battuta, gli ambiti di pericolosità;
2. la definizione di appositi metodi per l'ordinamento degli ambiti di pericolosità su tutti i versanti del bacino o dei sottobacini idrografici al fine di aggiornare e di integrare i dati inventariati nella prima fase.

Anche se sono diverse le procedure seguite dalle singole Autorità di bacino, è possibile individuare una sequenza di azioni logiche che, per la fase di inventario, è riassumibile nelle seguenti attività:

- acquisizione dei dati disponibili presso gli enti pubblici ed i centri di ricerca;
- censimento delle situazioni di dissesto mediante rilievi e sopralluoghi;

- identificazione e classificazione dei tipi, dell'intensità e dei processi in atto dei fenomeni di dissesto;
- definizione degli ambiti morfologici e ubicazione del fenomeno di dissesto su cartografia alla scala opportuna.

Dopodichè si passa alla seconda fase che è quella di ordinare gli ambiti di pericolosità. Per questa fase è possibile individuare due temi fondamentali:

- l'esplicitazione di parametri per individuare e ordinare gli effetti attesi: stato di attività, intensità, tipo di movimento, tipo di materiale, etc;
- l'analisi della suscettibilità al dissesto dell'intero bacino idrografico censito.

Infine, ogni Autorità di bacino restituisce, con l'ausilio di diversi modelli numerici rappresentativi della distribuzione spaziale della pericolosità di frana, una classificazione del territorio in aree con diversi gradi di pericolosità (basso, medio, alto) e la costruzione di una cartografia a livello di dettaglio rappresentativa della propensione al dissesto del territorio.

### **2.3.3 – I sistemi di preallarme e le modalità di intervento**

Come abbiamo visto la redazione dei piani di bacino territoriali mira alla tutela del territorio mediante interventi di pianificazione e manutenzione.

Mentre l'azione operativa in caso di emergenza si basa sulla realizzazione di sistemi di preallarme e previsione di piena in tempo reale che, assieme alla realizzazione di un sistema di supporto decisionale integrato tra i vari Enti (Ufficio Idrografico e Mareografico, Protezione Civile, Autorità di bacino, Comuni, Prefetture, etc.), assicurino, con un ragionevole tempo di preavviso, la possibilità di poter allertare la popolazione dell'eventuale pericolo.

Le disposizioni per fronteggiare una situazione di emergenza sono emanate dal Dipartimento Nazionale di Protezione Civile con nota COAU n. 1936 del 21 Settembre 1995 all'interno del quadro della legge n. 225 del 25 Febbraio 1992. In base a tali disposizioni, le Regioni hanno il compito di valutare l'impatto delle previste condizioni meteorologiche, di individuare le zone a rischio, di diramare

avvertimenti alla popolazione, di informare i prefetti e di preavvisare ed allertare le proprie strutture di Protezione Civile.

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

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

- effettuazione di previsioni di piena mediante modelli di afflusso-deflusso, a partire dalle misure e dalle previsioni di pioggia, mediante modelli continui di previsione;
- determinazione della propagazione dell'onda di piena lungo le aste fluviali mediante modelli idraulici che consentano di individuare le zone a criticità maggiore;
- effettuazione di simulazioni di ipotesi di intervento e verifica dei loro effetti in una situazione di emergenza dichiarata.

#### **2.3.4 – La strumentazione di supporto**

La redazione dei piani di bacino territoriali richiede una particolareggiata conoscenza della morfologia dell'alveo fluviale e dei territori ad esso connessi. Diviene, quindi, indispensabile disporre di un'adeguata strumentazione in grado di restituirci una dettagliata descrizione delle caratteristiche planoaltimetriche del territorio analizzato ovvero un modello numerico del terreno. La tecnica di rappresentazione fotogrammetrica ci restituisce una descrizione della superficie terrestre ovvero un modello numerico (DTM) attraverso curve di livello non sempre soddisfacenti in quanto incontra notevoli difficoltà su zone boschive o densamente edificate. Al contrario, risulta essere un metodo altamente competitivo,

la tecnica del telerilevamento attraverso strumentazioni come il ‘laserscanning’ che per mezzo di un telemetro laser determina la distanza del terreno in funzione del tempo impiegato da un laser nel percorrere il tragitto di andata e di ritorno senza incappare nelle difficoltà suddette. Con una tecnica del genere è possibile eseguire un rilievo topoaltimetrico così preciso da poter realizzare degli ottimi prodotti georiferiti quali il modello numerico del terreno (DEM) e le relative ortofoto digitali.

Purtroppo mancano ancora significativi sviluppi relativamente a software di trattamento dei dati rilevati e di elaborazione di post-processing. Difatti, non sono disponibili strumenti di gestione operativi semplici e potenti che consentano un organico utilizzo del flusso dei dati dal rilievo degli stessi alle produzioni cartografiche.

Invece, per quanto riguarda la strumentazione relativa al complesso sistema di preallarme ovvero di previsione e allerta di eventi meteorologici e/o idrologici esistono ottime tecnologie (radar meteorologico e satellite geostazionario) e soprattutto importanti possibilità offerte dai modelli atmosferici ad area limitata (LAM) che ci permettono di fare ipotesi previsionali a scale temporali sempre più grandi.

Tra i sistemi operativi di misura delle precipitazioni ai fini della previsione di piena in tempo reale distinguiamo tre diverse tipologie:

1. le reti di telepluviometri: collegati mediante una rete telefonica o via satellite ad un centro di raccolta dati;
2. il radar meteorologico: presenta il vantaggio di avere una maggiore risoluzione spaziale del solido di precipitazione e la possibilità di osservare le precipitazioni in arrivo con un certo anticipo;
3. i satelliti geostazionari: misurano le precipitazioni mediante l’analisi della temperatura della superficie delle nubi.

Infine si ritiene opportuno soffermarsi brevemente sui modelli che sono attualmente disponibili:

- modelli alla mesoscala: nati come modelli descrittivi del clima e del tempo in generale, questi modelli presentano un ordine di grandezza delle maglie di (100x100) kmq e col tempo si sono specializzati anche nella stima delle precipitazioni;
- modelli ad area limitata (LAM): rappresentano un ulteriore sviluppo nella rappresentazione del campo delle precipitazioni e presentano una maggiore accuratezza con maglie dell'ordine di (10x10) kmq.

Sfortunatamente i modelli suddetti possono essere ritenuti affidabili solo per previsioni di pioggia a 24-48-72 ore, mentre c'è ancora tanto da lavorare per previsioni di pioggia a breve durata ovvero dell'ordine di 6-12 ore, che ci consentirebbero una stima delle piene in tempo reale tale da poter mettere in moto istantaneamente il complesso meccanismo di allerta della popolazione evitando ingiustificati allarmismi.

## 2.4 – Interventi ‘strutturali’

### 2.4.1 – Generalità

Gli interventi di tipo ‘strutturale’ si attuano valutando non solo la mitigazione del rischio nella zona di studio ma anche gli aspetti economici. Gli interventi strutturali hanno, difatti, dei costi in genere molto elevati che sono giustificabili solo in condizioni di rischio che interessano beni importanti quali centri abitati, beni monumentali o terreni con colture particolarmente pregiate.

A seconda della modalità con cui assolvono alla funzione di mitigazione del rischio idraulico, le tipologie di intervento ‘strutturale’ si distinguono in due grossi gruppi:

- a) interventi strutturali di *tipo attivo*: agiscono direttamente sulla portata transitante ovvero diminuiscono la portata di piena che, con prefissata frequenza, transita nel tratto del corso d’acqua in esame;
- b) interventi strutturali di *tipo passivo*: aumentano la capacità di convogliamento del corso d’acqua ovvero garantiscono che la portata al colmo di piena non esondi.

Nel primo gruppo (interventi di tipo attivo) troviamo:

- scolmatori e diversivi: riducono la portata deviandone parte in un altro corpo idrico ricettore;
- serbatoi di laminazione e casse di espansione: riducono la portata tramite l’immagazzinamento temporaneo di parte del volume dell’onda di piena; i serbatoi si diversificano dalle casse per le diverse opere che creano la ritenuta: dighe anziché traverse.

Mentre per quanto riguarda la seconda tipologia di interventi ovvero quelli di tipo passivo abbiamo:

- risezionamento o ricalibratura dell’alveo fluviale: comporta la riduzione delle velocità (perché aumenta la sezione trasversale di convogliamento) e quindi delle perdite di carico con conseguente riduzione della quota di pelo libero;

- rettifica di alcuni tratti d'alveo o drizzagno: accorciando il percorso del fiume a valle con il taglio di una o più anse si ottiene un risultato analogo al precedente oltre al controllo dell'erosione dei territori adiacenti al fiume;
- arginature: contengono la portata al colmo di piena in una zona detta golena aumentando la capacità di convogliamento della sezione fluviale.

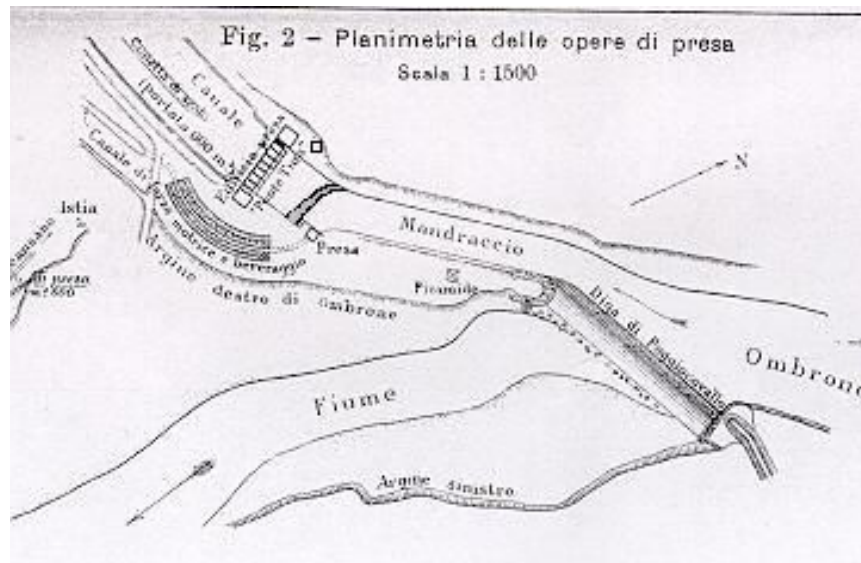
#### **2.4.2 – Gli interventi ‘attivi’**

In questo paragrafo vengono descritti gli interventi appartenenti alla prima categoria suddetta. In particolare, di seguito, sono descritti il loro funzionamento ed i principali criteri di progettazione:

##### ➤ *Scolmatori e diversivi*

Sia gli scolmatori che i diversivi sono opere che si realizzano derivando parte della portata transitante in una certa sezione di un corso d'acqua col risultato di difendere i territori ubicati a valle del punto di presa.

In particolare i due interventi si distinguono tra loro in base a quello che è il corpo idrico ricettore della portata derivata. Difatti, mentre gli scolmatori scaricano la portata in eccesso in condizioni di piena in un altro corpo idrico (esempi ci sono dati dagli scolmatori del fiume Volturno, lo scolmatore Fiumarella collegato con i Regi Lagni a difesa dell'abitato di Grazzanise e lo scolmatore Focella in località Lavapiatti, costruito per difendere il centro abitato di Castelvoturno, che scarica parte della portata proveniente dal fiume Volturno direttamente a mare), i diversivi reimmettono la portata derivata nello stesso corso d'acqua a valle dell'area da proteggere.



**Figura 2.4** – *Diversivo in destra al fiume Ombrone*

Per questi tipi di intervento riveste grande importanza la progettazione dell'opera di presa. Questa, generalmente, viene realizzata con uno stramazzo a soglia fissa o munito di paratoie mobili. Di frequente si realizzano opere di presa mediante uno stramazzo laterale a soglia fissa con un'altezza tale da cominciare a funzionare quando il battente idrico supera una determinata altezza.



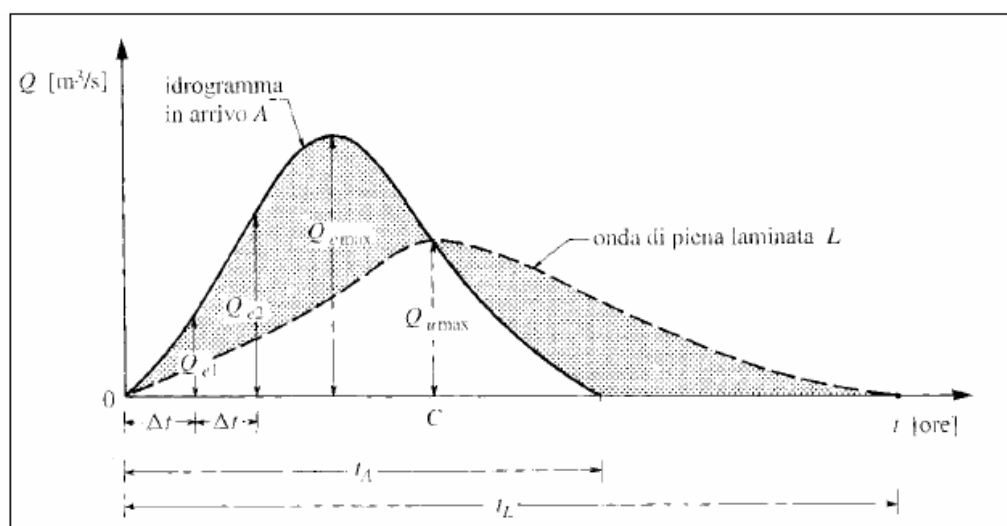
Questo tipo di opere, poiché sono concepite per funzionare sporadicamente devono essere continuamente sottoposte ad interventi di pulizia e manutenzione, in quanto il canale può risultare asciutto anche per un lungo periodo di tempo col rischio di essere eccessivamente colonizzato dalla vegetazione che può comprometterne il buon funzionamento.

➤ **Serbatoi di laminazione e casse di espansione**

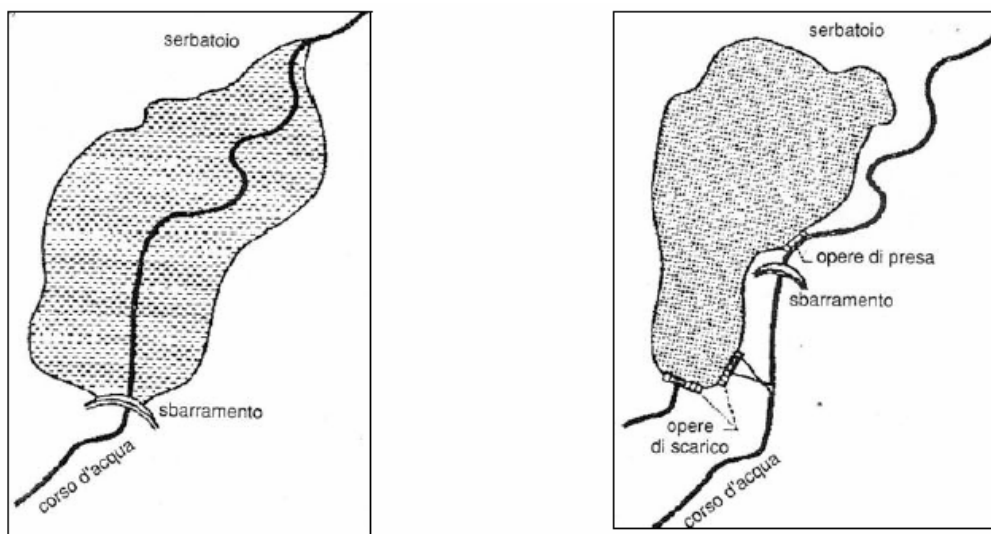
Si tratta di particolari opere che consentono di ridurre le portate al colmo di piena invasando temporaneamente un volume variabile d'acqua per poi rilasciarlo, generalmente, durante e dopo l'esaurimento della piena.

Queste due opere di difesa si differenziano tra loro perché, anche se assolvono al medesimo scopo, sono progettate per essere adoperate, rispettivamente, in zone montane o pedemontane e in territori vallivi.

Difatti i serbatoi di laminazione vengono costruiti sfruttando la particolare orografia dei territori montuosi quali ad esempio le gole. Le capacità di accumulo sono ottenute costruendo, sull'asta centrale, un'opera di sbarramento, diga o traversa, con un foro centrale o scarico di fondo, libero o presidiato, dimensionato per far fluire le portate ordinarie e ritenendo, rigurgitandole, le portate corrispondenti all'onda di piena in arrivo che, di fatto, vengono laminate e restituite nel tempo al corso d'acqua.



**Figura 2.5** – Ricostruzione dell'idrogramma della piena uscente dal serbatoio di laminazione



**Figura 2.6** – Schema di cassa di espansione on-line e di cassa di espansione off-line

I serbatoi vennero utilizzati per la prima volta in Francia nel XVIII secolo con la costruzione dello sbarramento di Pinay sulla Loira con una capacità di accumulo di circa 100 milioni di metri cubi e solo qualche secolo più tardi vengono realizzati in Italia. Il primo esempio di serbatoio di laminazione è stato quello dell'invaso di Montebello Vicentino del 1926, usato per laminare le piene di un piccolo corso d'acqua, con una capacità di accumulo di poco più di 5 milioni di metri cubi. Successivamente sono stati realizzati un serbatoio sul fiume Noce in prossimità di Trento, un serbatoio su di un affluente del fiume Adige ed uno in Sicilia, nel trapanese, dopo l'alluvione del novembre del 1976.

Infine, va sottolineato che, poichè i serbatoi vengono impegnati completamente una volta ogni 100 anni o altro intervallo di tempo, ma comunque dipendente dal periodo di ritorno prefissato, è preferibile un loro uso promiscuo, che accoppia la finalità di protezione dalle piene con l'uso idroelettrico o irriguo dell'invaso, per un maggiore rendimento degli investimenti.

Diversamente dai serbatoi di laminazione, le casse di espansione, sono costruite nei territori vallivi lateralmente all'asta fluviale con un collegamento in parallelo ed entrano in funzione solo durante gli eventi di piena.

Le casse possono essere classificate in due categorie: in linea (on-line) ed in derivazione (off-line).

Le casse in linea sfruttano, come i serbatoi di laminazione, il volume ottenuto dal rigurgito provocato da un'opera trasversale realizzata in alveo, mentre le casse in derivazione sfruttano parti di territori adiacenti al corso d'acqua alle quali sono idraulicamente connesse mediante soglie tracimabili, sifoni o altri sistemi idraulici collocati nel corpo dell'argine fluviale.

Va evidenziato, a proposito, il rilevante danno economico causato dalla costruzione di una cassa di espansione dato che i territori di pianura allagati sono sede, solitamente, di insediamenti agricoli con colture più o meno pregiate.

Per poter realizzare questo tipo di manufatto è necessaria, pertanto, un'area priva di insediamenti e sufficientemente estesa in grado di contenere il volume d'acqua che si vuole laminare. Riveste, quindi, particolare importanza un'accurata progettazione idraulica dell'opera che, presuppone, una buona conoscenza dell'idrologia del loco.

Generalmente, l'equazione differenziale che regge il funzionamento di una cassa di espansione è:  $Q_e(t) - Q_u(t) = \frac{dW(t)}{dt}$  dove  $Q_e(t)$  indica la portata in ingresso alla cassa all'istante  $t$  mentre  $Q_u(t)$  indica la portata in uscita dalla cassa all'istante  $t$ .

Pertanto, ipotizzando di conoscere l'andamento temporale della funzione  $Q_e(t)$ , per eventi con un determinato periodo di ritorno, la progettazione della cassa di espansione consiste nell'elaborazione delle funzioni  $Q_u(t)$  e  $W(t)$  in modo tale che il picco della funzione  $Q_u(t)$  non superi un prefissato valore di progetto che rappresenta la massima portata che può transitare nel fiume senza pericolo di esondazione ed allo stesso tempo che la cassa abbia dimensioni tali da poter contenere il massimo volume da invasare rappresentato dal picco della funzione  $W(t)$ . Chiaramente l'andamento delle tre funzioni in esame dipende, oltre che dalle caratteristiche idrologiche locali, anche dalle caratteristiche idrauliche del corso d'acqua nonché dalle caratteristiche geometriche dell'opera di laminazione.

Infine, per quanto riguarda la progettazione di questo tipo di opere esistono diversi metodi sia per la valutazione dell'evento critico che per la determinazione delle dimensioni della vasca ed eventualmente del funzionamento dell'organo di regolazione. In particolare, il dimensionamento delle vasche di laminazione dipende dal *rapporto di laminazione* 'm' che si vuole ottenere, rappresentato dal

rapporto  $\frac{Q_u \max}{Q_e \max}$  e rappresenta di fatto l'entità dell'abbattimento dell'onda di

piena che si vuole ottenere: note le caratteristiche idrologiche è possibile ottenere una stima del volume necessario per l'invaso attraverso la formula  $S_b \times h_b \max = 1 - m \times \Phi \times S \times h$ , dove:  $S_b$  rappresenta la superficie del bacino di laminazione,  $h_b \max$  rappresenta l'altezza massima invasabile nel bacino di laminazione,  $m$  è il rapporto di laminazione di progetto,  $\Phi$  rappresenta il coefficiente di afflusso,  $S$  rappresenta la superficie del bacino drenante ed infine  $h$  rappresenta l'altezza della precipitazione critica.

Possiamo altresì trovare degli interventi 'attivi' ibridi ovvero una combinazione delle due tipologie sopra esposte (vd. figura seguente).



**Figura 2.7** – *Scolmatore con cassa d'espansione*

### 2.4.3 – Gli interventi ‘passivi’

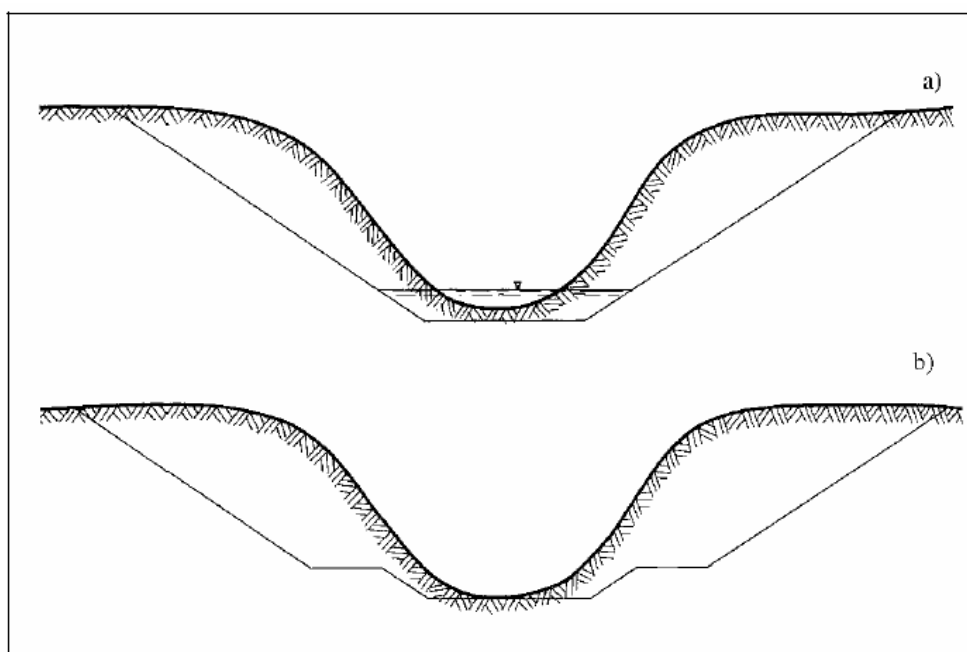
Passiamo adesso alla descrizione delle tipologie e delle modalità di progettazione degli interventi di tipo passivo, ovvero di quegli interventi che, modificando la sezione trasversale di un corso d’acqua, garantiscono il convogliamento della portata di piena. Tra questi interventi abbiamo:

➤ ***Risezionamento o ricalibratura dell’alveo fluviale***

Il risezionamento di un corso d’acqua è necessario quando si vuole aumentare la sua capacità di portata ovvero dopo aver preliminarmente verificato che la massima portata convogliata nel tronco in esame assume un valore  $Q^*$  maggiore di  $Q_T$  per cui la sezione fluviale è idraulicamente insufficiente. Il risezionamento di un alveo può essere fatto per scavo ovvero rimodellando la sezione fluviale oppure allargandosi lateralmente a spesa dei terreni circostanti.



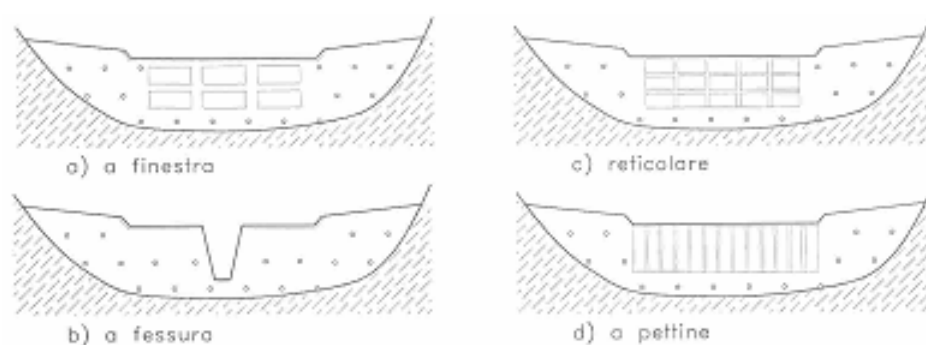
**Figura 2.8** – Esempio di ricalibratura d'alveo



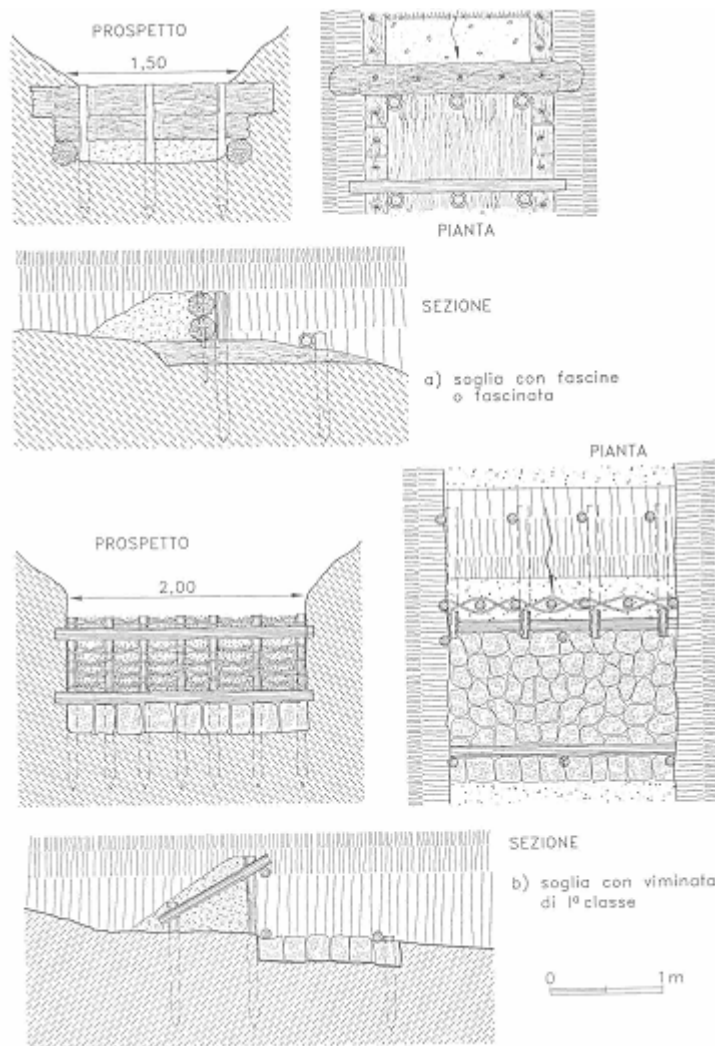
**Figura 2.9** – Sistemazione dell'alveo per solo scavo

Queste tipologie di intervento presentano l'inconveniente di comportare notevoli spostamenti di terreno, ma allo stesso tempo hanno il vantaggio di mantenere inalterata la quota massima della sponda non richiedendo, pertanto, il rifacimento di attraversamenti fluviali della rete viaria e ferroviaria e di limitare l'esproprio delle fasce rivierasche. Un intervento siffatto richiede, ovviamente, un'attenta manutenzione dei terreni interessati i quali devono essere privi di impedimenti di

ogni genere affinché la scabrezza sia quanto più bassa possibile così da garantire il buon convogliamento delle portate. Al contempo, vanno fatte attente valutazioni su quelle che possono essere le conseguenze sui tratti immediatamente a valle dell'intervento. Difatti, l'incremento della capacità di portata, prodotto dal risezionamento, riduce l'effetto di laminazione comportando un aumento di portata al colmo di piena che potrebbe risultare incompatibile con le caratteristiche idrauliche del corso d'acqua a valle. Infine, non deve essere sottovalutato l'effetto che la variazione delle caratteristiche dinamiche della corrente, conseguente agli interventi di ricalibratura, produce sul trasporto solido tanto da poter pregiudicare l'equilibrio dell'alveo fluviale stesso. I fenomeni erosivi, conseguenti a questo tipo di operazione, possono essere arginati con l'ausilio di briglie o soglie di fondo che contribuiscono alla stabilizzazione del fondo alveo.



**Figura 2.10** – Schemi di briglie aperte: a finestra; a fessura; reticolare; a pettine



**Figura 2.11** – Esempi di soglie con fascine o con viminate

➤ ***Rettifica di alcuni tratti d'alveo o drizzagno***

Per rettifiche fluviali si intendono quella serie di interventi che tendono a modificare l'assetto planoaltimetrico di un corso d'acqua che viene forzato, per tratti più o meno brevi, a lasciare il letto originale. Viene così determinato un accorciamento del percorso che, restando invariate le quote dei due estremi del tratto rettificato, determina un aumento della pendenza cui corrisponde un aumento della velocità e conseguentemente una modifica del regime di trasporto solido con una maggiore forza erosiva a monte e sedimentazione a valle.



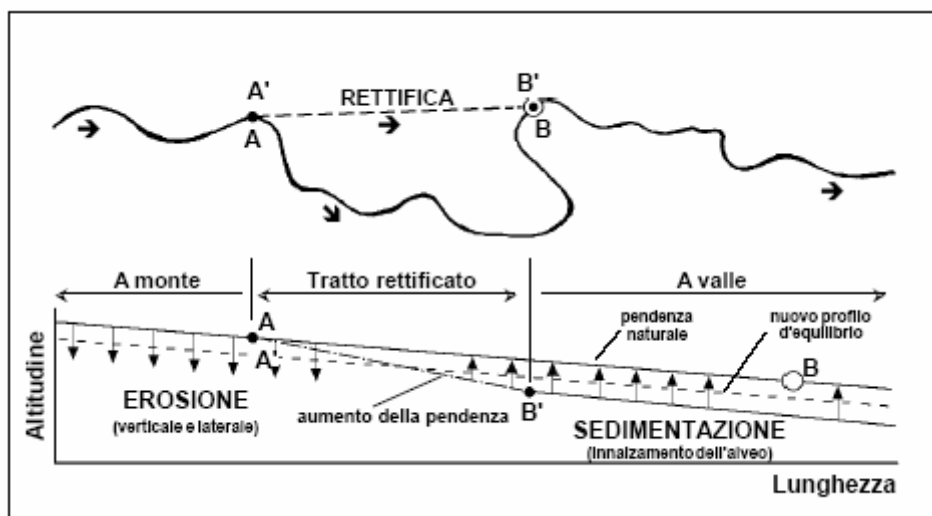


Figura 2.12 – Erosione e sedimentazione negli alvei rettificati

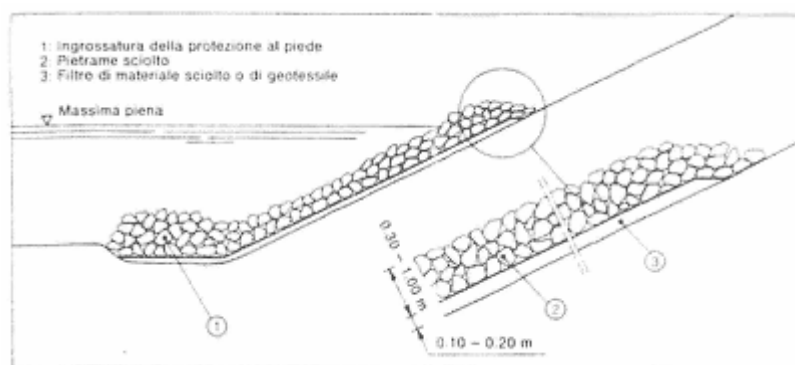
I fenomeni erosivi comportano aggiustamenti morfologici con rilevanti conseguenze economiche a causa dell'instabilità delle sponde che induce alla necessità di ulteriori interventi difensivi, quali briglie, soglie e difese spondali che, a loro volta, trasferiscono altrove il danno, in un circolo vizioso di danni ambientali e di sperpero di risorse economiche. Inoltre, l'aumento di velocità della corrente comporta una protezione puntuale dalle esondazioni ma, determina a valle, piene più frequenti e violente. Si ritiene, pertanto, che le rettifiche fluviali (o drizzagni) siano ammesse solo laddove sussistano motivi inderogabili quali la sicurezza di un centro abitato e non siano possibili altre tipologie di intervento strutturale.

#### ➤ *Rivestimenti e protezione delle sponde*

Per difendere le sponde di un corso d'acqua occorre preventivamente fare un'adeguata sistemazione del corso d'acqua con tecniche di ricalibratura o risagomatura e stabilizzazione del fondo alveo (vd. paragrafi precedenti).

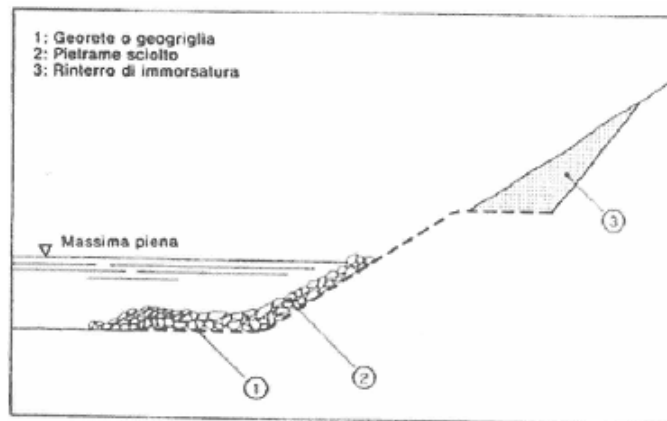
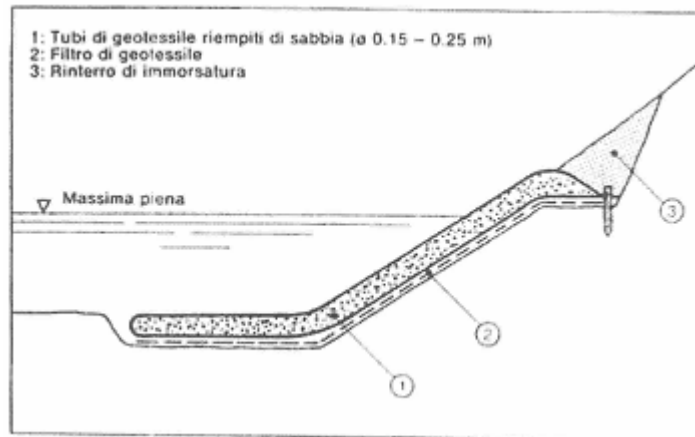
Gli interventi di difesa spondale si distinguono in longitudinali al corso d'acqua (gabbionate, tralicciate, scogliere, etc.) e trasversali alla direzione della corrente (pennelli). In entrambi i casi, queste opere possono essere realizzate con l'impiego di diverse strutture che si distinguono in materiali sciolti, flessibili, rigide e

semirigide. Le strutture in materiali sciolti sono costituite da strati di materiale di diversa pezzatura, naturale o artificiale, disposti in maniera tale da poter preservare al meglio le sponde da fenomeni erosivi. Tali opere, anche se si prestano molto bene ad assolvere il loro compito di protezione, risultano essere abbastanza onerose a causa dell'ingente materiale da utilizzare non solo per la loro realizzazione ma anche per le successive ricariche necessarie a causa dell'assestamento del terreno su cui vengono realizzate.

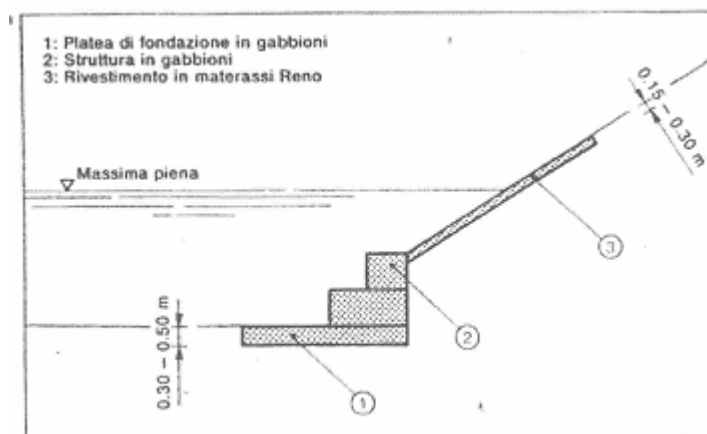


**Figura 2.13** – Protezione delle sponde con pietrame

Per quanto riguarda la seconda tipologia di strutture, ovvero quelle flessibili, distinguiamo le fascinate, le gabbionate e i materassi Reno, ed i materiali sintetici quali geogriglie e geotessili. Queste strutture trovano un buon impiego per prevenire i cedimenti differenziali del terreno e riescono a sopportare anche deformazioni importanti. Un loro aspetto peculiare è rappresentato dal fatto che, essendo permeabili, attenuano significativamente le pressioni e conseguentemente prevengono possibili fenomeni di sifonamento. Sono, infine, difficilmente attaccabili dagli agenti corrosivi e comunque facilmente ripristinabili in caso di necessità.

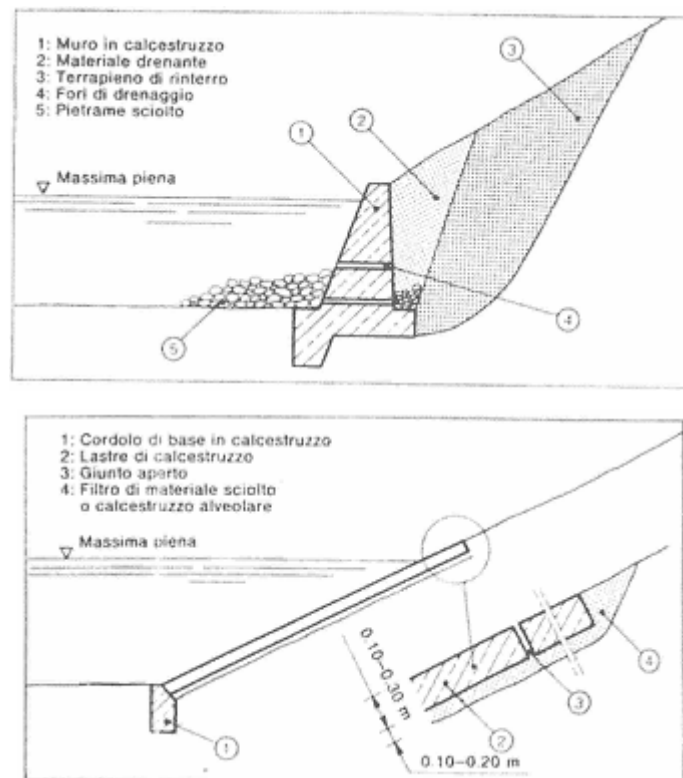


**Figura 2.14** – Protezione delle sponde con materiali sintetici



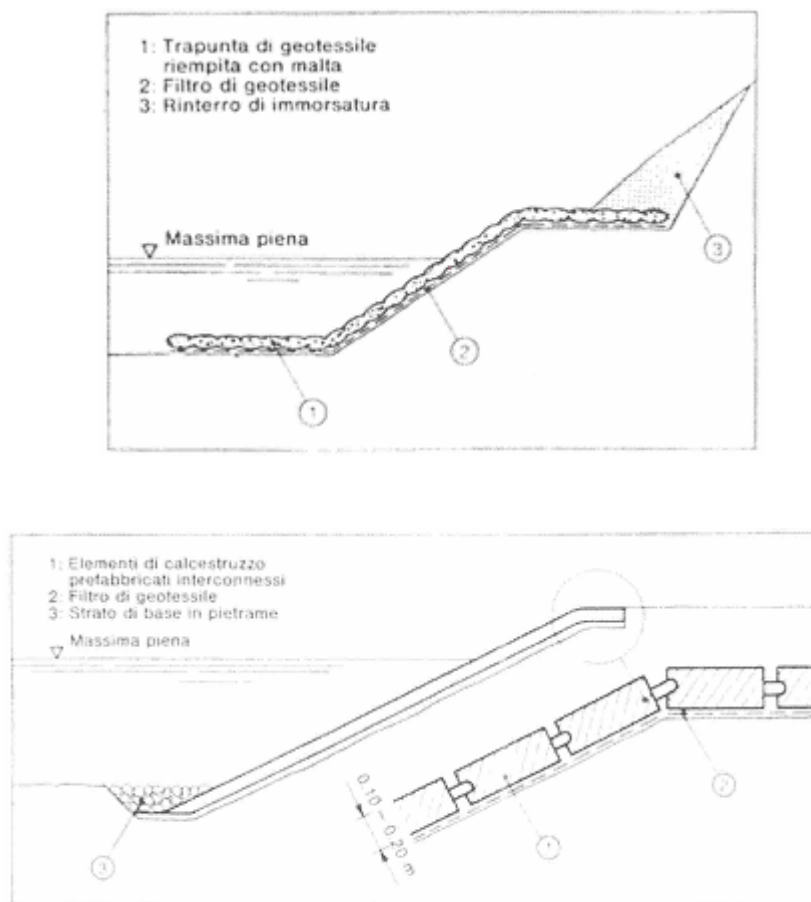
**Figura 2.15** – Protezione delle sponde con gabbionate

Le strutture rigide si possono distinguere in murature o pennelli in pietra con malta oppure murature o pennelli in calcestruzzo semplice od armato. Queste opere non consentono movimenti per cui risultano particolarmente sensibili ai cedimenti differenziali del piano di posa. Per questo motivo, solitamente, vengono costruite su fondazioni indirette il che le rende particolarmente costose. Inoltre, essendo strutture impermeabili, tali opere sono soggette, a parità di condizioni di carico, ad uno stato tensionale eccessivo causato da forti pressioni neutre che le rende particolarmente vulnerabili a fenomeni di sifonamento. In ogni caso queste strutture, diversamente da quanto osservato per le tipologie precedentemente esaminate, non si prestano ad interventi atti a modificarne la struttura o la geometria essendo ciò particolarmente oneroso.

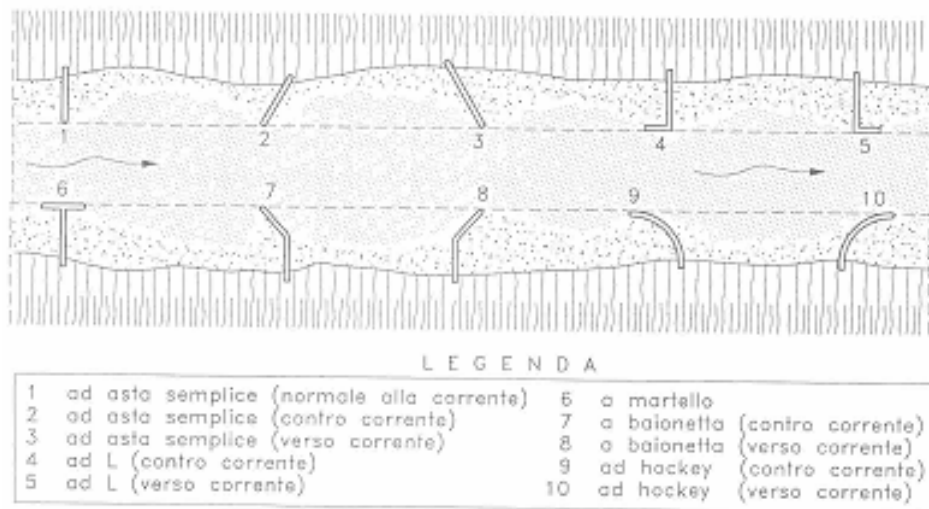


**Figura 2.16** – Protezione spondale con muri o cordoli in calcestruzzo

Infine, per quanto riguarda le strutture semirigide, distinguiamo le murature a secco, i rivestimenti in materiale semplice od armato (quali lastroni), i pennelli in pietra e prodotti ibridi costituiti da materiali sintetici annegati nel calcestruzzo. Queste strutture, anche se più leggere di quelle rigide, mal sopportano i cedimenti differenziali dei terreni di fondazione per cui necessitano di fondazioni poggianti su terreni stabili preferibilmente al riparo dagli scalzamenti.



**Figura 2.17** – Protezione spondale con strutture semirigide: i lastroni



**Figura 2.18** – Opere di protezione spondale trasversali alla corrente: i pennelli

➤ **Arginature**

Le arginature rappresentano una soluzione alternativa alla risagomatura della sezione fluviale per scavo per il contenimento delle piene.

Vengono trattate nel dettaglio nei prossimi capitoli in cui sono descritte le tipologie, le normative vigenti per la loro costruzione oltre ad una dettagliata illustrazione delle problematiche che possono inficiarne il buon funzionamento.

## 2.5 – Interventi con tecniche di ‘ingegneria naturalistica’

Per completezza si vuole fare un breve accenno a quelli che sono gli interventi di ‘ingegneria naturalistica’ che possono essere considerati un particolare tipo di intervento ‘strutturale’. Più in generale, questi tipi di intervento riguardano sia interventi in alveo sia su pendio e possono essere suddivisi in tre gruppi principali in base ai loro principali campi di applicazione:

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

A seconda del tipo di intervento ovvero del tipo di opera che si va a realizzare necessitano opportune verifiche come la verifica di stabilità strutturale dell’opera, la verifica idraulica, nonché una verifica che tenga conto della dinamica dell’alveo chiaramente riferita alla sua stabilità planoaltimetrica e alla sua capacità di trasporto e apporto solido.

Per effettuare suddette verifiche, e per controllare i limiti di applicabilità di suddette tecniche, esistono delle grandezze fondamentali da quantificare:

- caratteristiche stazionali quali sono i dati climatici, la geomorfologia e podologia, l’altitudine e l’esposizione;
- caratteristiche biotecniche delle specie presenti;
- caratteristiche meccaniche dei materiali inerti o vivi;
- densità e sviluppo degli apparati radicali, dimensione e struttura morfologica della parte epigea della vegetazione;
- caratteristiche idrologiche, morfologiche e idrauliche: portate di assegnato periodo di ritorno, geometria della sezione idrica e scabrezza, andamento planoaltimetrico, pendenza del fondo, granulometria dei sedimenti del letto;

- caratteristiche geotecniche del terreno: angolo di attrito, coesione, resistenza al taglio e capacità portante limite del terreno;
- erosività della precipitazione ed erodibilità del terreno;
- velocità di filtrazione e coefficiente di permeabilità, curva di ritenzione o suzione che esprime la variazione di permeabilità col grado di saturazione del terreno, profondità e oscillazione del livello di falda.

Questi tipi di intervento, che stanno avendo sempre più un discreto successo in quanto presentano l'indubbio vantaggio di essere a basso impatto ambientale, spesso risultano essere poco idonei a realizzare pienamente la funzione di mitigazione del rischio per la quale vengono progettati e realizzati.



### **3 – I rilevati arginali**

#### **3.1 – Generalità**

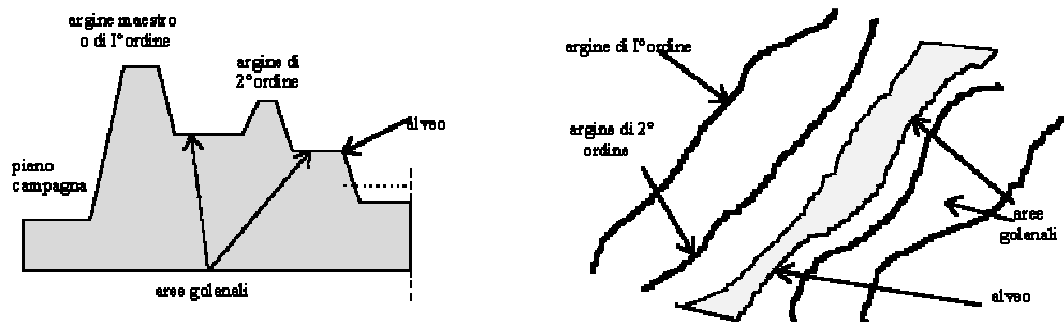
I rilevati arginali vengono realizzati qualora sia necessario proteggere aree in cui il rischio idraulico, derivante da inondazioni, possa inficiare le normali attività che vi si svolgono quali abitare e produrre. La realizzazione di un'arginatura va comunque attentamente valutata poiché tali interventi possono aumentare i rischi di esondazione a valle in quanto sottraggono aree alla laminazione delle piene.



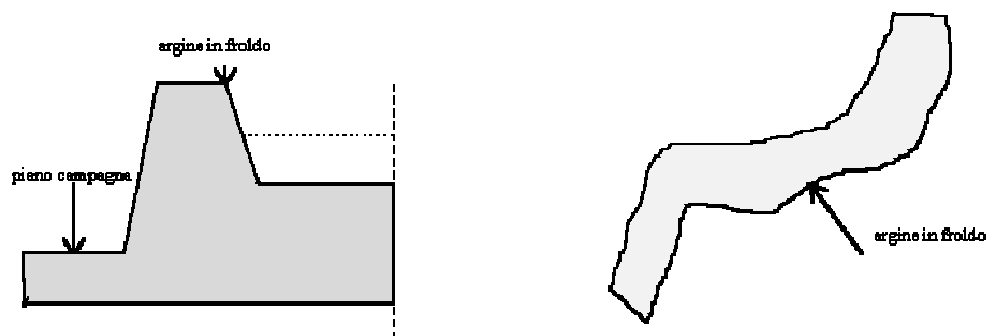
**Figura 3.1** – *Esondazione conseguente ad una rotta arginale*

Gli argini sono elementi artificiali costruiti in terra o in cemento. Nei tratti montano-collinari dei corsi d'acqua gli argini sono naturali, ripidi nella parte più vicina alla sorgente e bassi nella sezione collinare. Nei tratti pianeggianti gli argini sono alti, costruiti e mantenuti efficienti dall'uomo per evitare esondazioni.

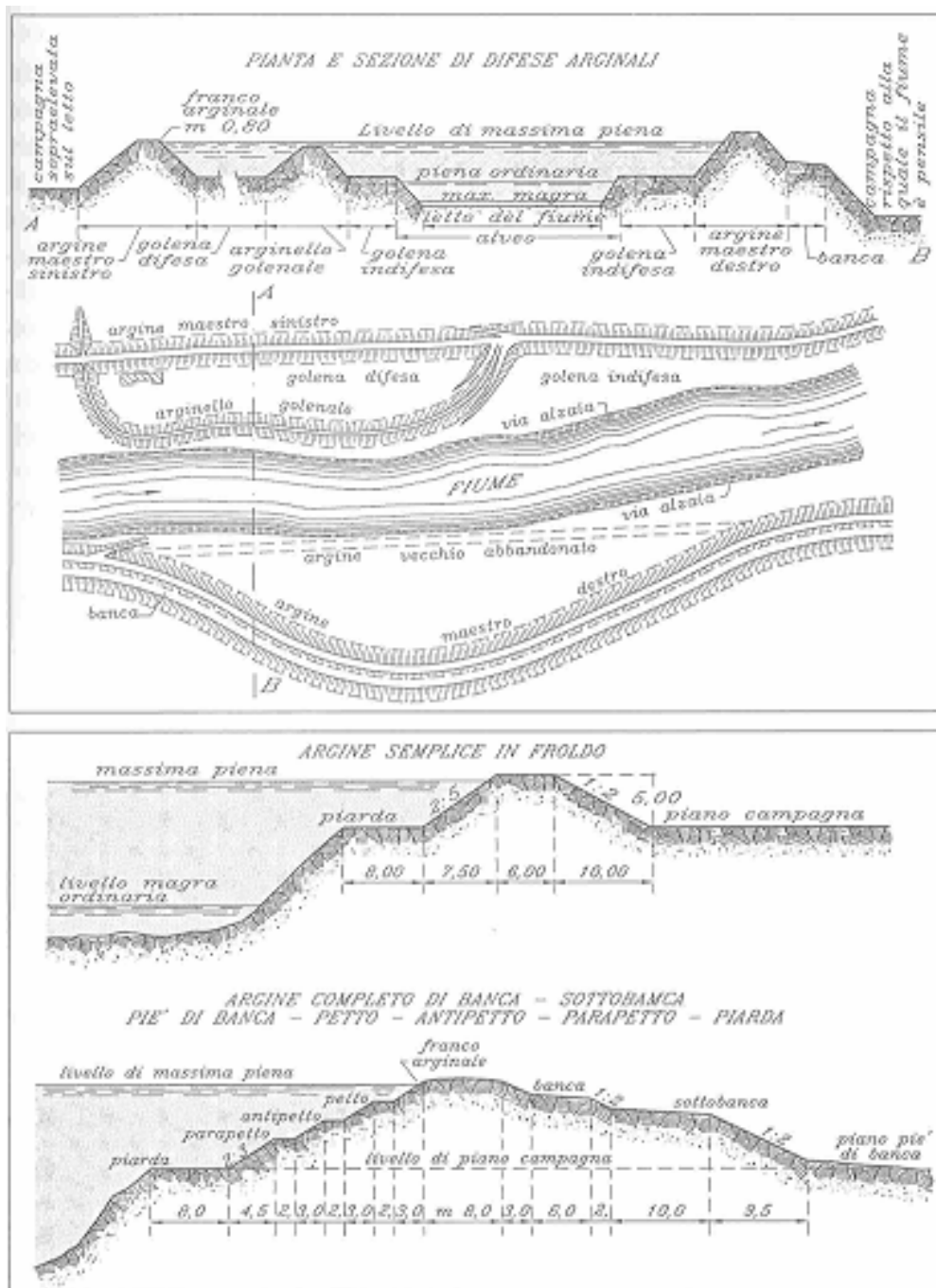
Nella sezione trasversale di un corso d'acqua arginato si distinguono due zone di deflusso idrico: una zona detta *'alveo di magra'* circoscritta da piccoli argini detti *'golenali'* capace di contenere le portate ordinarie ed una zona detta *'golena'*, circoscritta da grossi argini detti *'maestri'*, che contiene il livello di massima piena. L'insieme dell'alveo di magra e delle golene individua l'*alveo di piena*.



Mentre se, nella sezione fluviale, dovesse mancare la golena, l'eventuale argine presente sarebbe detto collocato *'in froldo'* ovvero sarebbe perennemente a contatto con l'acqua defluente nel fiume il che lo rende, però, più esposto all'azione erosiva della corrente idrica stessa.



Nella figura seguente viene illustrata la nomenclatura specifica per le arginature come pubblicato dal Ministero dei Lavori Pubblici:



**Figura 3.2 – Nomenclatura in uso per la arginature**

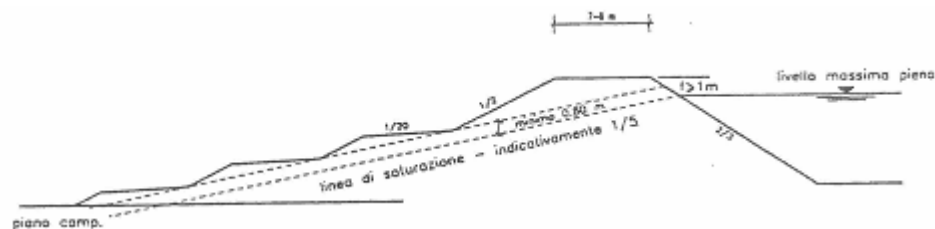
Gli argini, sviluppandosi parallelamente ai corsi d'acqua per decine di chilometri, possono essere costruiti su qualsiasi tipo di terreno. Per tale motivo è preferibile

costruirli in materiale sciolto, in quanto più idonei alle diverse tipologie di fondazioni sia dal punto di vista tecnico che economico.

Ovviamente gli argini in terra, diversamente dagli argini in muratura, sono più vulnerabili all'azione erosiva della corrente idrica. Difatti, maggiore è la probabilità di rottura che può verificarsi a valle di un evento di piena per tracimazione e conseguente dilavamento oppure per sifonamento a causa di piene estese nel tempo. Eventuali straripamenti causerebbero notevoli allagamenti nel territorio circostante e ingenti danni a campi, abitazioni, strutture produttive, sedi stradali e ferroviarie.

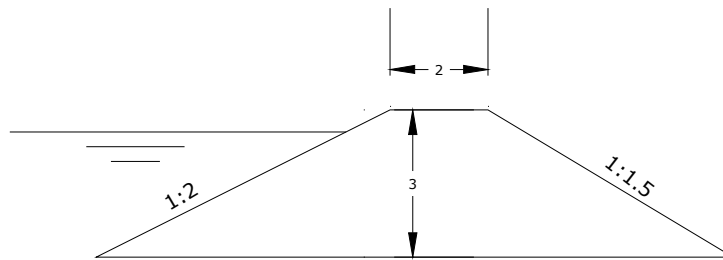
Per la messa in sicurezza dei rilevati arginali rispetto a fenomeni tracimativi viene di norma fissata una quota di coronamento pari alla quota di pelo libero riferita alla piena centennale con una riserva di sicurezza rappresentata da un franco arginale assunto pari al  $(10\div 15)\%$  dell'altezza di progetto per tenere conto dell'abbassamento del terreno e del costipamento dell'argine.

Mentre per assicurare l'opera rispetto al sifonamento, oltre che alla stabilità, va attentamente progettata la geometria della sezione trasversale. Questa, di forma trapezoidale per argini di altezza modesta ed eventualmente banchinata per altezze più importanti, deve garantire la copertura dell'eventuale superficie freatica 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 uno spessore di terreno non inferiore di  $(0,80\div 1,00)$  m. Un criterio empirico di prima approssimazione, frequentemente utilizzato nella pratica e apprezzato dal Corpo del Genio Civile del Ministero dei LL.PP., 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  $1/7$ .

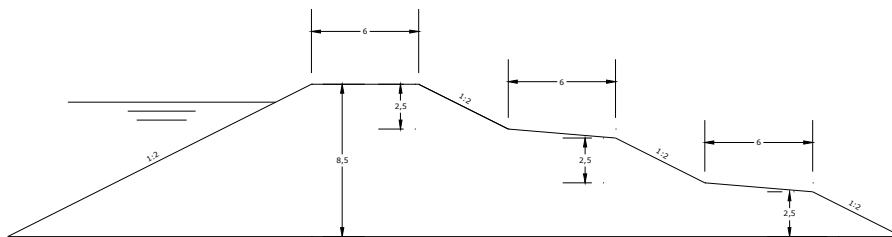


**Figura 3.3** – *Linea di infiltrazione con pendenza costante*

Infine, per quanto riguarda la costruzione degli argini in terra, va detto che questi sono costituiti da terra omogenea e di medio impasto collocata in strati successivi di (50÷60) cm e costipata strato per strato. Difatti, se la costruzione avvenisse rapidamente si genererebbero elevate sovrappressioni neutre positive, che renderebbero la fase costruttiva critica nei confronti della stabilità del rilevato stesso. Per ovviare a ciò, è possibile adottare l'accorgimento di suddividere la costruzione del rilevato in più fasi successive. Affinché sia garantita la copertura della linea freatica, si fissa la pendenza del paramento lato campagna pari a valori prossimi a 1/2, mentre il paramento lato fiume ha pendenza variabile 1/2 o 2/3 per assicurare l'opera allo scivolamento. Come già detto, gli argini meno elevati (3÷4) m sono senza banche (tipo fiume Volturno), mentre quelli con altezze più importanti ovvero fino a (10÷12) m sono banchinati (tipo fiume Po) ovvero presentano banche sulla scarpa lato campagna larghe almeno 3÷4 m, distanti tra loro in senso verticale non oltre 5 m e pendenza trasversale del 5% circa per evitare che si appantano le acque. Il coronamento ha una larghezza pari a (4÷5) m o maggiore in funzione dell'eventuale traffico, deve avere una leggera convessità o una pendenza trasversale verso fiume del (2÷3) % per garantire lo scolo delle acque piovane.



**Figura 3.4** – Argine trapezoidale tipo fiume Volturno



**Figura 3.5** – Argine banchinato tipo fiume Po

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

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

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

Appare, ovviamente, opportuno che anche il terreno d'appoggio dell'argine abbia buone caratteristiche meccaniche come quelle del rilevato; perché ciò sia possibile è buona norma sbancare parte dello strato superficiale (operazione di scotico) e sostituirlo con materiale idoneo. Questa operazione garantisce, tra l'altro, un opportuno collegamento dell'argine al terreno di fondazione evitando che si abbiano delle discontinuità.

### **3.2 – Problematiche in fase di progettazione, esecuzione e gestione: le normative vigenti**

I primi criteri per la realizzazione di opere di sistemazione dei corsi d'acqua risalgono al 1500. Si ricordano, ad esempio, l'ordinanza della Duchessa Isabella Clara del 1666 per la provincia di Mantova, le ordinanze del Governo Estense del 1853 per le Province di Reggio Emilia e Modena, la Costituzione del Cardinale Legato del 1785 per la Provincia di Ferrara ed il Regolamento Ansaldo del 1819 per l'Adige. Tutte queste istanze furono poi in gran parte recepite nel Testo Unico sulle opere idrauliche con R.D. 25/7/1904 n° 523 (art. 96, lettera f) in cui viene disposto che la realizzazione delle opere di sistemazione dei corsi d'acqua divenga competenza esclusiva del Genio Civile. Con il suddetto decreto sono state altresì classificate le opere idrauliche, mentre con il successivo regolamento, approvato con R.D. 9/12/1937 n° 2669, sono stati fissati i criteri per la salvaguardia dei corsi d'acqua con l'istituzione del servizio di vigilanza e di piena. Le Regioni possono demandare ai coordinatori dei servizi decentrati le attribuzioni già proprie degli ingegneri capi del genio civile, compreso l'espletamento degli adempimenti necessari in caso di piene. Inoltre, la regolamentazione delle costruzioni e l'esercizio delle dighe di ritenuta in materiali sciolti è dettata dalla Legge n° 584 del 21/10/1994 e dal DPR n° 1363 del 1/11/1959.

Nello specifico, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli argini sono regolamentati dal D.M.LL.PP. 24/03/1982 (punto H) 'Dighe in materiali sciolti' nonché dal D.M.LL.PP. 11/03/1988 (punto E) 'Manufatti in materiali sciolti'. Le normative suddette indicano i coefficienti di sicurezza minimi da adottare nelle verifiche di stabilità globale allo scivolamento: 1,2 a termine costruzione, 1,4 in condizioni di massima piena, 1,2 a seguito di rapido svuotamento e 1,2 per tutte le opere ubicate in zona sismica. La normativa geotecnica suggerisce un unico coefficiente pari a 1,3 in assenza di sisma.

Di fatto la progettazione di un rilevato prevede, a monte, uno specifico e dettagliato studio idraulico relativamente alla conoscenza del corso d'acqua che si vuole



arginare oltre ad un attento e puntuale studio delle caratteristiche meccaniche dei terreni interessati dalla costruzione dell'opera. L'operazione preliminare alla costruzione del rilevato è lo scotico ovvero la pulizia del terreno di fondazione dallo strato superficiale di terreno vegetale che presenta scarse caratteristiche geotecniche che mal si adattano a sopportare il peso dell'opera. In particolare, potrebbero verificarsi pericolosi cedimenti differenziali che ne inficerebbero il buon funzionamento. Se il terreno su cui poggia l'argine non è adatto a sostenere carichi, allora conviene allargare la base dell'argine per mezzo delle banche e conviene pure costruire l'argine in tempi successivi, avanzando con strati di materiale di 30-50 cm rialzandolo sino a completarlo. La costruzione del rilevato per strati successivi è richiesta anche perché il materiale possa essere opportunamente rullato e costipato; il costipamento avviene con un rullo vibrante che a breve distanza può perdere di efficacia. La compattezza di un materiale viene fissata in base al suo contenuto d'acqua valutato preliminarmente con prove di laboratorio affinché si abbia il massimo costipamento del terreno (prova PROCTOR). E' evidente, quindi, l'importanza che riveste la scelta del materiale che costituisce il corpo arginale: deve possedere delle peculiari caratteristiche meccaniche affinché possa meglio preservarsi rispetto a fenomeni di erosione e rottura ma deve anche essere facilmente reperibile in termini di materiale attingibile in loco per contenere gli oneri dovuti alla realizzazione.

Inoltre, secondo le indicazioni dettate dal Decreto Ministeriale del Marzo 1988, deve essere valutata la stabilità dell'insieme manufatto terreno di fondazione sia nelle varie fasi costruttive che durante l'esercizio, nonché il calcolo dei cedimenti dovuti alle deformazioni dei terreni di fondazione e dei materiali costituenti il rilevato. L'analisi statica viene condotta ricercando tra le diverse superfici potenziali di rottura, generalmente assunte di forma circolare, quella a cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza: tale valore deve risultare superiore a quello del coefficiente di sicurezza prescelto. In particolare, la stabilità degli argini dipende anche dal regime dei moti di filtrazione (*seepage*) che possono interessare soprattutto il rilevato ( $k_r > k_f$ ) ovvero il terreno di fondazione ( $k_r < k_f$ )

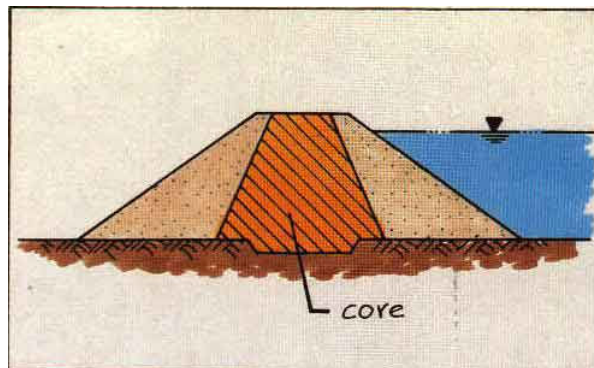
oppure l'insieme rilevato arginale terreno di fondazione allorquando le caratteristiche geotecniche dei materiali risultassero omogenee ( $k_r \approx k_f$ ). All'uopo è opportuno ricordare che è buona norma realizzare il rilevato arginale con materiale di idonea permeabilità, in modo che la superficie libera di filtrazione (*water surface*) rimanga tutta interna al rilevato stesso senza intersecarne il paramento lato campagna (*land side*). A rigore, la linea di saturazione andrebbe determinata considerando condizioni di moto vario, dato che, durante le piene, il livello d'acqua nel fiume varia nel tempo. Tuttavia, risultati accettabili e comunque a vantaggio di sicurezza, si ottengono ipotizzando condizioni di moto permanente corrispondenti al massimo livello di piena (vd. capitoli successivi).

La normativa dà, infine, indicazioni rispetto alla scelta dei materiali ed alle fonti di approvvigionamento oltrechè agli specifici interventi di protezione del rilevato dagli agenti esterni. In particolare, per tenere conto dell'azione erosiva dell'acqua possono essere eseguiti una serie di interventi di protezione spondale, per fronteggiare l'azione erosiva esterna, oppure realizzare dei filtri e dreni specifici o diaframature e zonizzazioni per mitigare l'azione erosiva dell'acqua internamente al rilevato (*piping*).

Gli interventi di protezione spondale vanno attentamente verificati sia staticamente che idraulicamente a secondo delle loro caratteristiche di permeabilità e rigidità. Interventi di consolidamento ed adeguamento delle arginature con diaframature del corpo arginale e protezione delle scarpate interne al piede con massi di scogliera sono regolamentati dalla Legge 109/94 art. 13 e successivo DPR 554/99.



**Figura 3.6** – Esempi di protezione spondale (*geostuoie, rinverdimento*)



**Figura 3.7** – Esempio di protezione da fenomeni erosivi interni (clay core)

Infine, non meno importante è la fase di gestione e manutenzione dei rilevati arginali che, se si escludono saltuari interventi finalizzati alla conservazione dell'efficienza della pista di servizio, posta in genere sul coronamento dei rilevati arginali, consiste essenzialmente negli sfalci stagionali delle erbe che vegetano sui loro paramenti e nella risagomatura dei paramenti medesimi. Dette operazioni in se caratterizzate da costi unitari modesti, se estese alle migliaia di chilometri di arginatura esistenti, determinano spese annuali decisamente consistenti, tanto più se confrontate con quelle del passato, allorché, invece, detto costo era quasi nullo perché le operazioni erano effettuate dagli stessi proprietari frontisti, i quali con il ricavato del prodotto erboso sfalciato facevano abbondantemente fronte ai costi della concessione della pertinenza demaniale. Oggi, in special modo per i paramenti interni delle arginature, non è più possibile ricorrere a tale supporto per le seguenti ragioni:

- i mezzi di sfalcio delle erbe da parte dell'agricoltore non sono più manuali bensì veloci mezzi meccanici operanti prevalentemente in piano;
- i paramenti interni delle arginature oltreché avere caratteristiche di forte pendenza (3/2) hanno assunto sviluppi ragguardevoli e sono tali da non consentire l'impiego delle comuni sfalciatrici agricole;
- il valore di mercato del prodotto sfalciato non copre le spese del taglio e della raccolta con le attrezzature speciali.

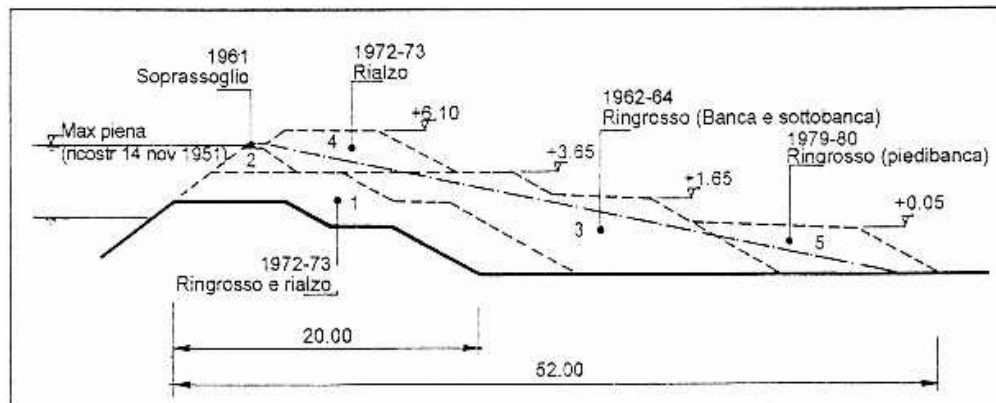
Tali circostanze hanno indotto, ad esempio, il Magistrato per il Po a studiare, nel piano di riassetto delle arginature, sezioni conformi che oltre a meglio garantire la tenuta idraulica e la stabilità favoriscano anche la possibilità di operare su di essi una buona manutenzione. Un buon risultato può essere ottenuto anche mediante l'esecuzione di petti arginali a fiume con profilo simile a quello delle banche lato campagna oppure riducendo la pendenza delle scarpate a valori non superiori all'uno su tre. L'operazione è facilitata quando si è in presenza di una golena, la quale, peraltro, costituisce una seconda via di accesso (dal basso) ai mezzi di manutenzione in alternativa alla pista di servizio che corre sul coronamento. Va, tuttavia, sottolineato che la mancata manutenzione, anche se soltanto per una stagione, comporta sia l'aumento dei costi per lo sfalcio nella stagione successiva che la perdita del cotico erboso dell'arginatura per la crescita spontanea e rapida delle erbe infestanti nonché delle essenze cespugliose e soprattutto arboree tipiche degli ambienti fluviali. Ciò, oltre tutto, comporta ragguardevoli danni all'opera di contenimento delle piene.



**Figura 3.8** – *Cespugli ed alberi negli argini del fiume Volturno*

Infine, come abbiamo già accennato, ricordiamo che i rilevati arginali possono essere delle sede stradali. Questa pratica, anche se opportuna per gli ordinari interventi di manutenzione in quanto permettono il passaggio alle macchine di servizio, non è raccomandabile. Difatti, il carico dovuto al traffico costipa il

rilevato comportando, accanto agli indubbi vantaggi che ne conseguono, l'aumento della probabilità di esondazione per la pericolosa riduzione del franco. Interventi periodici di controllo ed eventualmente ricarico del rilevato potrebbero essere un'ideale soluzione per ripristinare la quota ed evitare pericolose esondazioni; è pratica comune realizzare un soprassoglio o piccolo sovrizzo arginale per ovviare ad un'eventuale stato di emergenza o di dichiarato pericolo grave. La figura seguente mostra, in un caso reale, come si possa provvedere ad un rialzo arginale:



**Figura 3.9** – Esempio di rialzi e ringrossi di un argine del fiume Po

### 3.3 – Generalità sui fenomeni di dissesto

Le cause più comuni di rotture arginali sono attribuibili a fenomeni di tracimazione (*flood overtopping*) o a moti di filtrazione attraverso l'ammasso arginale (*through-seepage*).

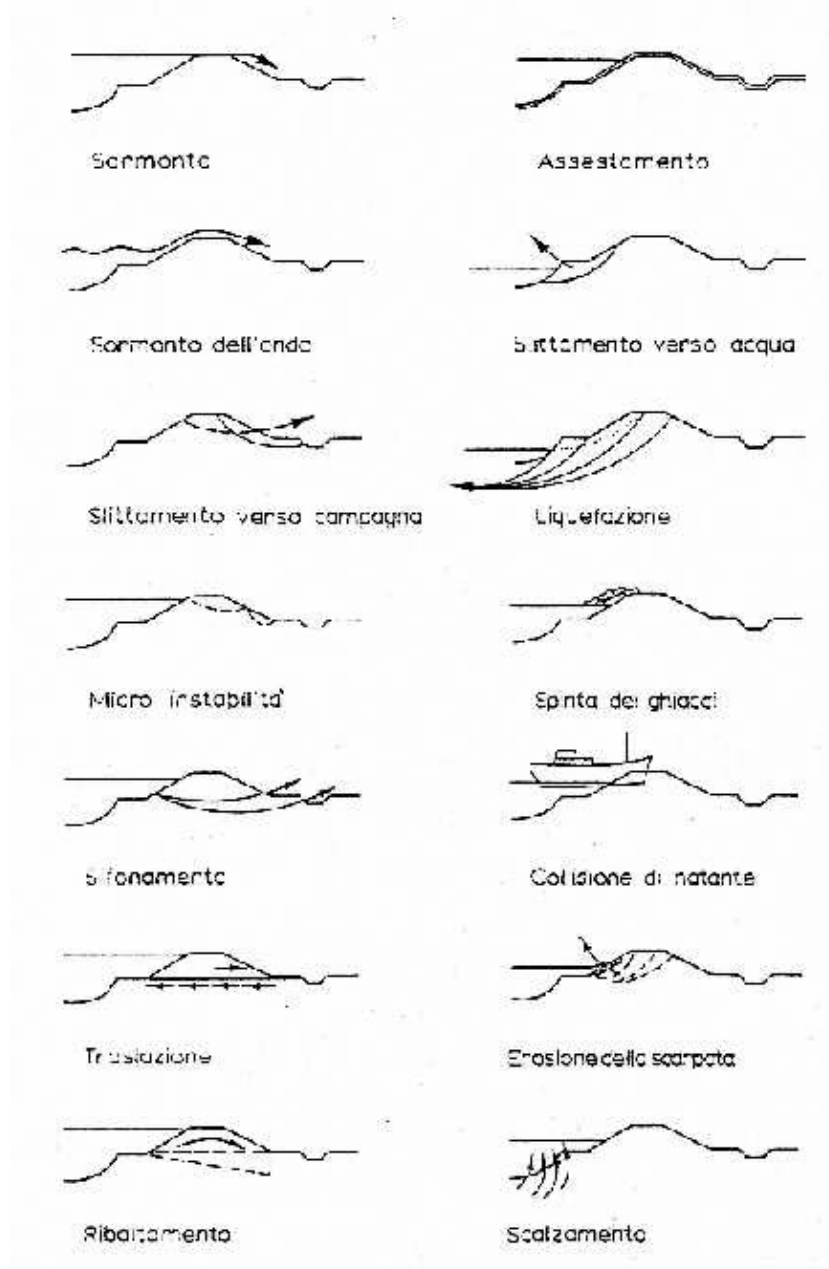


Figura 3.10 – Meccanismi di rottura degli argini (Adani)

Lo studio delle fenomenologie che possono causare un cedimento di un argine viene condotto, solitamente, attraverso la stima di parametri prestazionali fisicamente basati. Tali parametri tengono conto sia degli argini interessati da eventi di rottura che di quelli che non hanno subito alcun incidente, in quanto, i dati di campo relativi ad eventi di rottura risulterebbero chiaramente insufficienti per poter giustificare un approccio stocastico del problema. Una considerazione a parte va fatta per gli argini che sono stati modificati nel corso della loro storia, con un rialzo o un qualsiasi tipo di alterazione della sezione trasversale, in quanto ciò può pregiudicarne la stabilità indipendentemente da fenomeni di tracimazione o filtrazione.

Il primo step della presente ricerca, quindi, è stato la raccolta dei dati relativi agli eventi di rottura e di incidenti occorsi in rilevati arginali. In particolare, nella seguente tabella, desunta da Foster et al. (2000), si riporta una statistica relativamente al numero ed alle tipologie di rottura avvenuti in rilevati in materiali sciolti fino al 1986:

**Table 2.** Overall failure statistics for large embankment dams up to 1986, excluding dams constructed in Japan pre-1930 and in China.

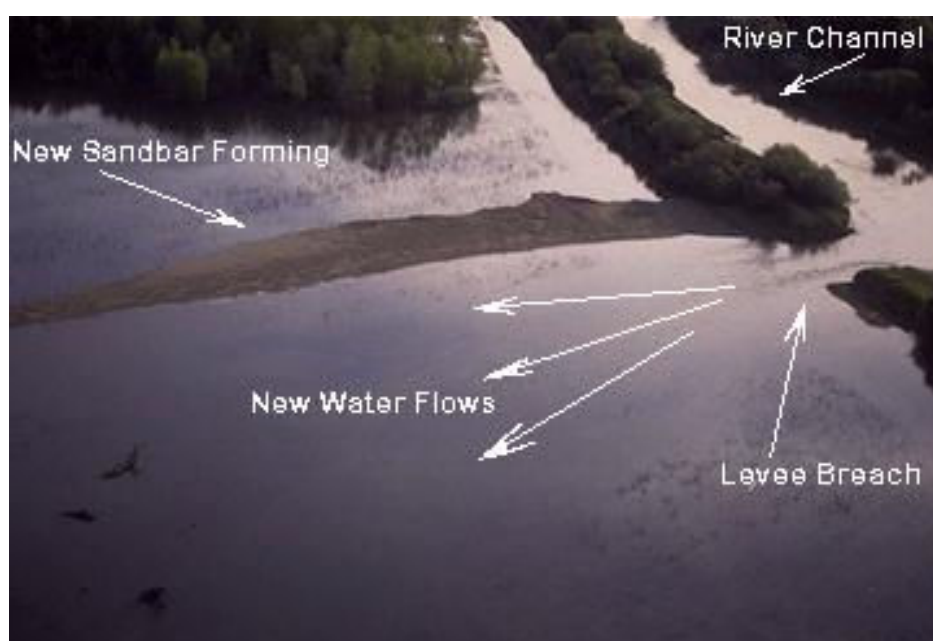
Mode of failure	No. of cases		% failures (where known)		Average frequency of failure ( $\times 10^{-3}$ )	
	All failures	Failures in operation	All failures	Failures in operation	All failures	Failures in operation
<b>Overtopping and appurtenant</b>						
Overtopping	46	40	35.9	34.2	4.1	3.6
Spillway-gate	16	15	12.5	12.8	1.4	1.3
Subtotal	62	55	48.4	47.0	5.5	4.9
<b>Piping</b>						
Through embankment	39	38	30.5	32.5	3.5	3.4
Through foundation	19	18	14.8	15.4	1.7	1.6
From embankment into foundation	2	2	1.6	1.7	0.18	0.18
Subtotal	59	57	46.1	48.7	5.3	5.1
<b>Slides</b>						
Downstream	6	4	4.7	3.4	0.54	0.36
Upstream	1	1	0.8	0.9	0.09	0.09
Subtotal	7	5	5.5	4.3	0.63	0.45
Earthquake-liquefaction	2	2	1.6	1.7	0.18	0.18
Unknown mode	8	7				
Total no. of failures	136	124			12.2 (1.2%)	11.1 (1.1%)
Total no. of failures where mode of failure known	128	117				
No. of embankment dams	11 192	11 192				

Note: Subtotals and totals do not necessarily sum to 100%, as some failures were classified as multiple modes of failure.

**Figura 3.11** – Tabella relative alle tipologie di rottura di rilevati (Foster et al., 2000)

Dalla tabella si evince chiaramente che circa la metà degli eventi di rottura è dovuta ad un regime di moti di filtrazione instauratosi in seno al rilevato.

Dalla raccolta dei dati disponibili in letteratura è emerso, inoltre, come nei rilevati in materiali sciolti, assoggettati a processi di erosione per overtopping o seepage, si siano aperti delle breccie di grandi dimensioni, generalmente di forma trapezoidale (Johnson e Illes, 1976) con pendenza delle sponde variabili tra (1:1) e (2:1) (Singh e Scarlatos, 1985).



**Figura 3.12** – Apertura di breccia in un argine

La fase successiva è stata quella di investigare sugli aspetti idraulico-geotecnici più importanti nonché sui relativi modelli matematici che meglio si adattano allo studio della formazione di rotture in rilevati arginali a causa di ‘*overtopping*’ e/o ‘*seepage*’, valutando la probabilità di accadimento di un insuccesso.

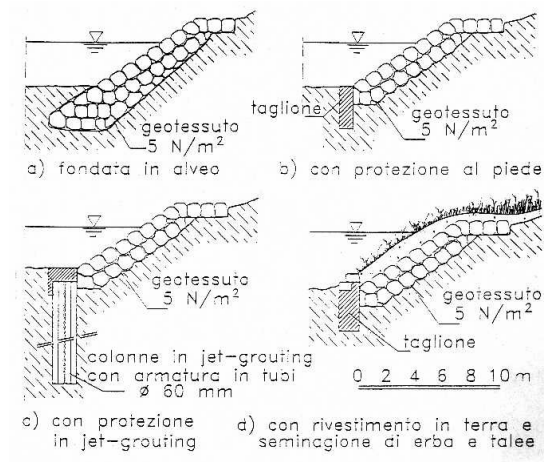
Diversi sono i motivi per cui può avvenire la tracimazione di un rilevato arginale. Può, ad esempio, accadere che nel corso d’acqua transiti una portata di piena superiore alla piena di progetto; si può avere tracimazione per un fenomeno di rigurgito causato da un ostacolo imprevisto posto subito a valle della sezione di



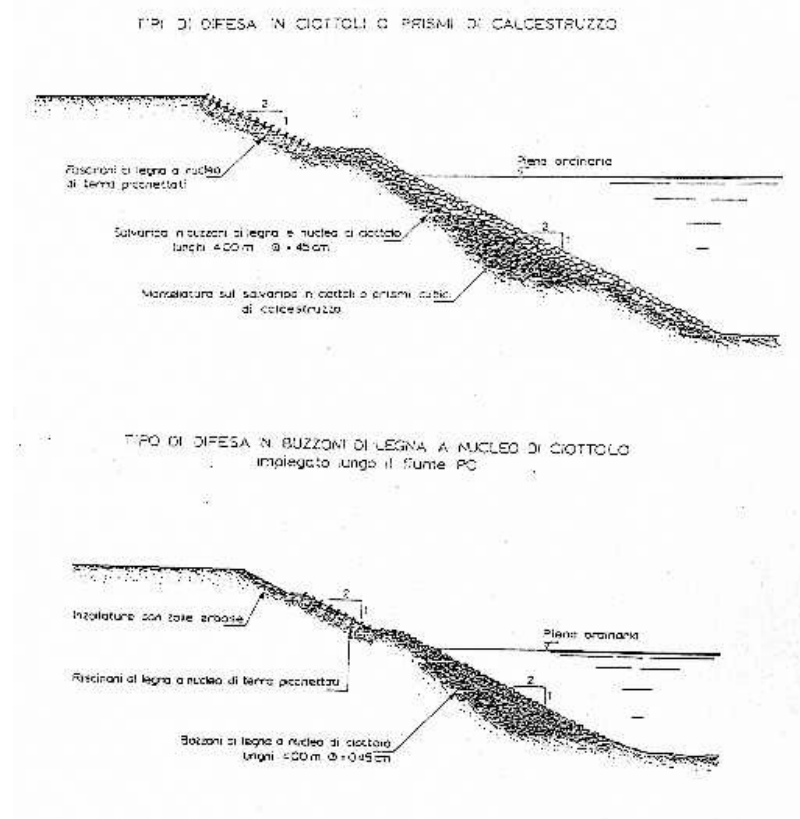
studio; infine può accadere che l'argine non abbia più a disposizione un adeguato franco di sicurezza per eccessivi costipamenti del corpo arginale o per cedimenti differenziali in fondazione. E' interessante osservare, anche, che la tracimazione di un rilevato può avvenire come conseguenza di eventi di rottura dovuti ai moti di filtrazione. Difatti, l'infiltrazione dell'acqua attraverso l'argine può causare un progressivo sviluppo di una cavità, la quale ingrandendosi favorisce il crollo del terreno sovrastante, provocando l'abbassamento puntuale del coronamento con l'apertura di una breccia superficiale che dà origine alla tracimazione.

A seguito dell'esondazione, l'onda di piena che si sviluppa oltre a causare ingenti danni ai territori ed alle popolazioni limitrofe, può causare un eccessivo dilavamento del paramento di valle del rilevato arginale che, se non è protetto da rivestimenti adeguati può degenerare in una vera e propria rottura. Un rimedio speditivo è il soprizzo del ciglio arginale mediante la posa di sacchetti di sabbia tenendo sotto controllo il livello delle acque del fiume in procinto di tracimare.

E' evidente che la prevenzione riveste un ruolo fondamentale per la protezione delle scarpate arginali che devono essere opportunamente rivestite affinché siano protette dall'azione erosiva esercitata dalla corrente idrica (*river side*), dalle acque piovane ovvero dagli agenti meteorici e da eventuali tracimazioni del corpo arginale. Per il paramento esterno è generalmente sufficiente un rivestimento erboso, impiantato su una ricopertura di terreno vegetale; per quello interno, i rivestimenti erbosi risultano applicabili limitatamente al caso in cui l'argine venga a contatto con l'acqua solo occasionalmente, altrimenti devono essere previsti rivestimenti particolari in materiali lapidei, di cemento o bituminosi, in grado di resistere all'azione dilavante della corrente fluviale.



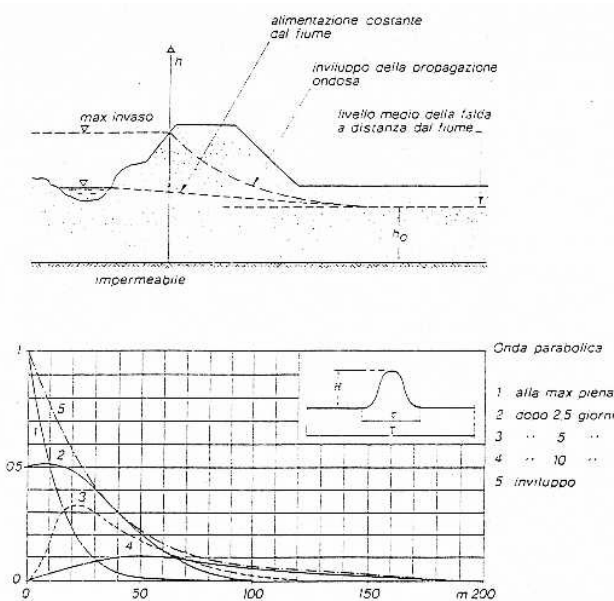
**Figura 3.13** – Protezione dei paramenti con materiali lapidei



**Figura 3.14** – Difesa di sponda degli argini del fiume Po

Maggiore attenzione va posta ai dissesti causati dai moti di filtrazione. Difatti, l'acqua che si infiltra attraverso l'ammasso arginale non è visibilmente percepibile e di conseguenza i danni che può provare (piping e instabilità arginale) difficilmente prevedibili. Prima di tutto interessa quantificare l'acqua filtrante nel rilevato ovvero conoscere il regime di pressioni neutri che si sono sviluppate durante un evento di piena sia nel corpo arginale che nel terreno di fondazione, per poi costruire un reticolo idrodinamico in funzione della permeabilità dei materiali costituenti l'argine ed il terreno di fondazione tenendo possibilmente in conto dell'anisotropia del coefficiente di permeabilità ( $k_h \neq k_v$ ).

Tale schematizzazione, però, non rispecchia la situazione reale, in quanto non tiene conto del fatto che gli argini ed il terreno di fondazione sono interessati da un livello d'acqua che è variabile nel tempo per cui il flusso d'acqua andrebbe studiato in condizioni di moto vario. Comunque l'esperienza mostra ('Le reti idrauliche', G. Supino) che considerare una situazione di regime ci pone in condizioni di sicurezza in quanto la linea di inviluppo corrispondente a condizioni di moto vario risulta essere sempre più bassa della linea di saturazione che si ottiene in condizioni di moto permanente. La linea di inviluppo risulta, inoltre, anche più bassa della linea di infiltrazione stimata empiricamente con pendenza (1:5÷1:6). Una verifica sperimentale di quanto affermato può essere fatta operando delle misure dirette con l'ausilio di piezometri posti all'interno dei rilevati arginali nonché dei terreni di fondazione.



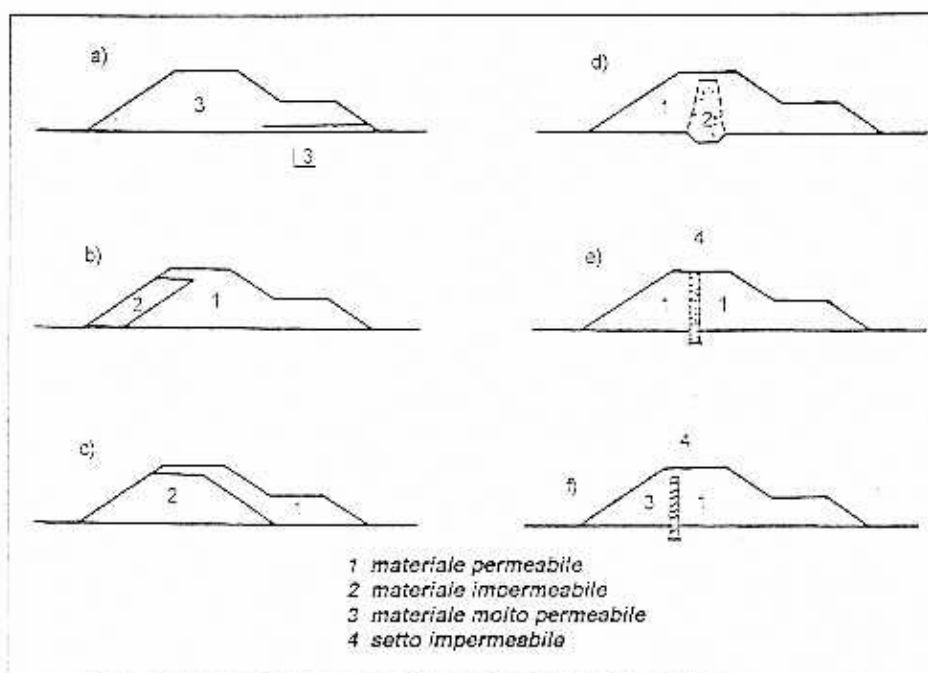
**Figura 3.15** – Linea di saturazione in condizioni di moto vario (Le reti idrauliche, G. Supino)

Noto l'andamento della linea di saturazione è possibile conoscere come variano le pressioni neutre nel corpo arginale e nel terreno di fondazione e quindi passare alla stima del grado di sicurezza (*safety analysis*) per la verifica di stabilità rispetto allo scivolamento del paramento arginale verso campagna.

Un classico rimedio, rispetto alle problematiche dovute ai moti di filtrazione, è quello di creare sezioni arginali miste, zonate oppure realizzare delle diaframmature o, ancora, dei pozzi drenanti.

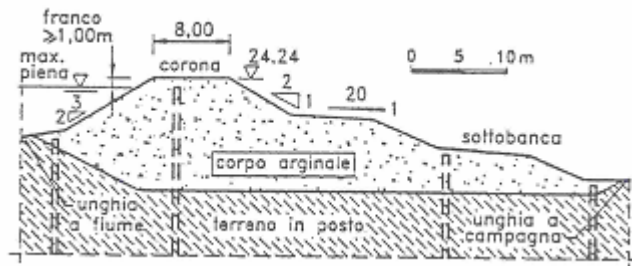
La creazione di sezioni arginali zonate è spesso effettuata per la limitata disponibilità di materiale di bassa permeabilità presente in loco, per cui si costruiscono particolari sezioni formate da materiali omogenei con filtri e drenaggi sul lato campagna (esempio *a*, fig 3.16) oppure delle sezioni semplicemente bi-zonate ponendo il materiale meno permeabile nella parte a fiume e quello più permeabile nella parte lato campagna (esempi *b,c* fig 3.16). Un'altra valida alternativa è quella di creare un nucleo di argilla all'interno del rilevato (*clay core*) per evitare un regime di filtrazione nel terreno di fondazione (esempi *d,e,f* fig 3.16); bisogna porre particolare cura che il nucleo di argilla vada a pescare nello

strato di terreno impermeabile se quest'ultimo non si trova ad una profondità troppo eccessiva; altrimenti si può prolungare il nucleo con un taglione in calcestruzzo o in acciaio fino a raggiungere lo strato impermeabile.

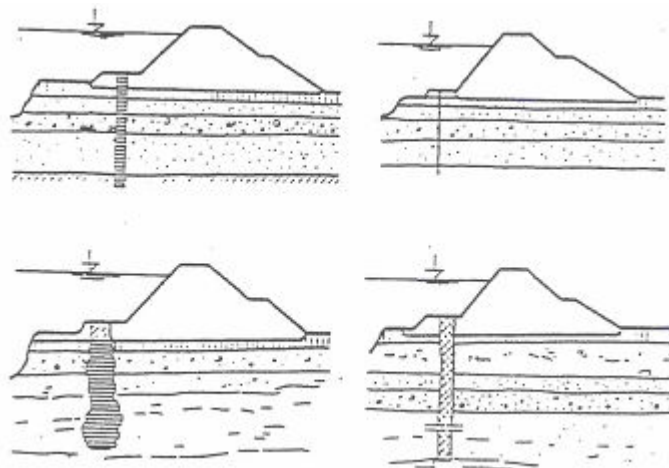


**Figura 3.16** – Sezioni di argini zonati

Simile alla costruzione di un taglione è la realizzazione di un diaframma. Le diaframature hanno, difatti, come i taglioni, lo scopo di prolungare il percorso dei filetti fluidi in modo da poter dissipare quanta più energia possibile fino a valori ottimali per la stabilità delle arginature. Le diaframature possono essere realizzate con elementi prefabbricati ed infissi (palancole) in materiali metallici o di calcestruzzo oppure con tecniche tipo jet-grouting.



**Figura 3.17** – Possibili collocazioni di un diaframma in un corpo arginale (Da Deppo, 1996)

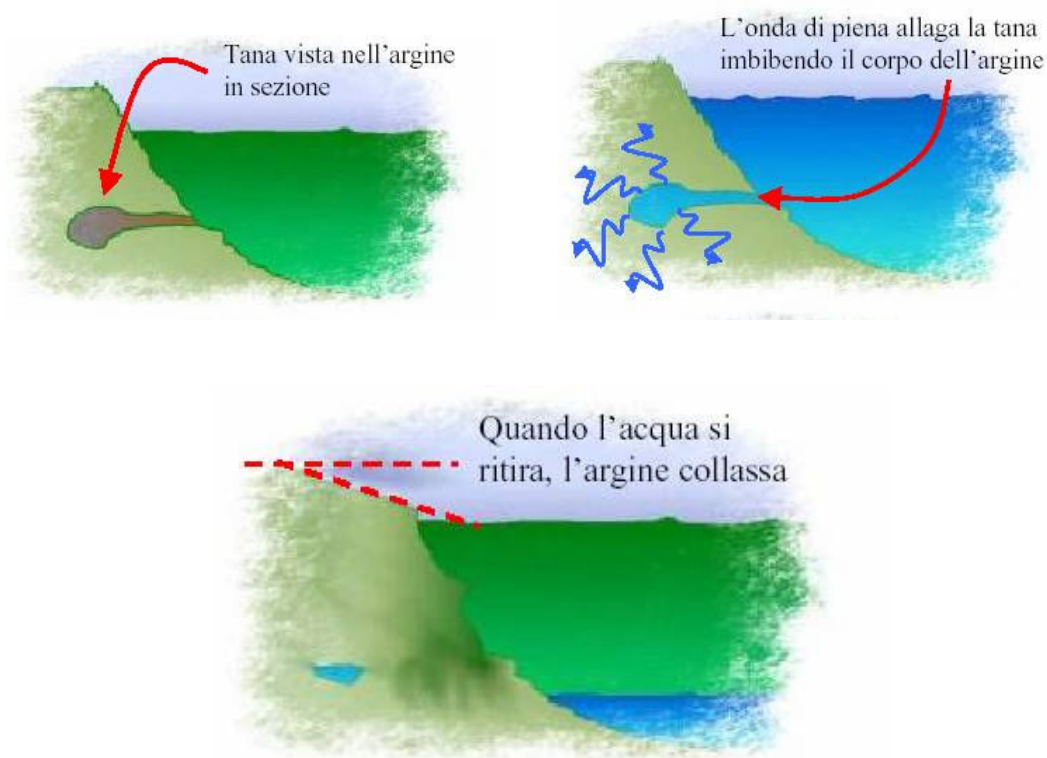


**Figura 3.18** – Tipologie di diaframmi (Peter, 1982)

Un'ulteriore soluzione per evitare erosione all'interno del rilevato arginale o del terreno di fondazione, è la creazione di filtri orizzontali mediante la posa in opera di veri e propri strati di terreno più permeabili al di sotto del rilevato per richiamare i filetti di acqua, oppure creare dei filtri verticali ovvero dei pozzi drenanti che, come i drenaggi orizzontali, hanno lo scopo di indirizzare il moto di filtrazione nel sottosuolo.

Infine, un altro fenomeno di dissesto, non meno pericoloso di quelli analizzati in precedenza è causato dalle escavazioni di tane da parte di alcune particolari

famiglie di roditori originari del Sud America: le nutrie. Il forte impatto sugli argini e sulle sponde fluviali è causato dalla loro abitudine di scavare tane profonde e molto articolate nel terreno favorendo la probabilità di collasso degli argini e delle rive durante le piene; l'onda di piena allaga le tane favorendo l'imbibimento del corpo centrale dell'argine che collassa quando l'acqua si ritira. Gli argini sono spesso trascurati e coperti di cespugli. Per questi motivi le difese arginali antialluvione, le sponde dei fiumi e dei canali di drenaggio della falda freatica affiorante costituiscono spesso un habitat ideale per vivere e riprodursi. Le tane di questi animali sono quasi sempre costruite a non più di un metro dallo specchio d'acqua o del canale dove vivono e sempre scavate all'interno della sponda. Preservare le sponde con delle reti antintrusione è l'unica soluzione possibile.



**Figura 3.19** – *Il collasso di un argine causato da tane di animali*

### **3.4 – Gli argini adiacenti ai più importanti fiumi d'Italia**

Come accade per i più importanti fiumi d'Europa anche i maggiori fiumi d'Italia sono arginati: questo intervento garantisce l'incremento della sezione trasversale ovvero della capacità di convogliamento del corso d'acqua riducendo la probabilità di esondazione delle piene. Arginare un corso d'acqua, comporta, però, accanto agli indubbi vantaggi di contenimento della portata al colmo di piena anche l'incremento del rischio di inondazione a causa dell'incremento del livello dell'acqua connesso con la costruzione degli argini. Infatti l'eventuale onda di piena conseguente all'apertura di una breccia in un rilevato arginale sarebbe molto più dannosa di ciò che si potrebbe verificare in assenza di argini.

Partendo da questo tipo di considerazione si è pensato di studiare le possibili cause di rottura di un argine. In particolare, durante il presente lavoro di ricerca, si è focalizzata l'attenzione sulle tipologie arginali 'classiche' (quelle trapezoidali) dei più importanti fiumi d'Italia prendendo poi in esame quelli del Po e del Volturno.

#### **3.4.1 – Gli argini del fiume Po**

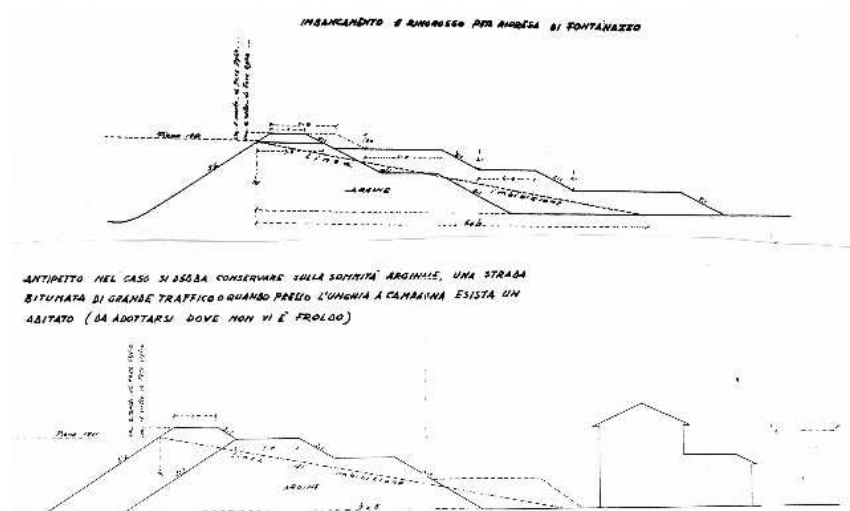
Il fiume Po ovvero il più importante fiume italiano è stato più volte interessato, nel corso dell'ultimo secolo, da disastrosi eventi di piena: 1872, 1926, 1951, 1994, 2000. Ogni volta sono state valutate e aggiornate soluzioni per la protezione dei territori latitanti il corso d'acqua dalle inondazioni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

Gli argini di contenimento del fiume Po possono distare fra loro anche qualche chilometro, come accade, per esempio, nel tratto medio del fiume Po a valle di Piacenza. Rispettando le indicazioni del Consiglio Superiore dei LL.PP. dell'8 febbraio 1873. Essi presentano pendenze di 1:2 per le scarpate verso campagna e di 1:1,5 e 1:2 per quelle verso fiume, rispettivamente al disopra e al disotto delle quote di piena ordinaria. Inoltre, l'argine è spesso rinforzato, verso campagna, con banche di larghezza di (6÷10) m a partire da 3 m al disotto della sommità arginale o l'una dall'altra. Il coronamento degli argini presenta generalmente una larghezza



variabile di (5÷9) m, che si allarga presso i centri abitati dove raggiunge i 10 metri di larghezza e si riduce ad 8 m nei pressi della foce.

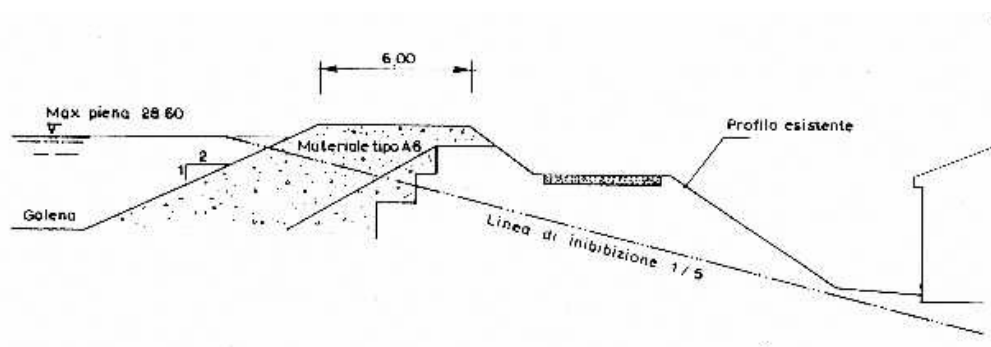
Dopo la piena del 1951 il Circolo Superiore di Ispezione del Po ha definito, con circolare datata 25 luglio 1952, la sezione attuale dell'arginatura maestra del medio e basso Po. La sezione deve ricoprire la linea ipotetica di imbibizione di 1:6, con scarpate con pendenza di 1:1,5 verso fiume e di 1:2 verso campagna e banche di larghezza variabile da 6 a 10 metri. Nella figura seguente è riportata la sezione attuale degli argini del fiume Po.



**Figura 3.20** – Sezione delle arginature del fiume Po (Circolo Superiore di Ispezione del Po, 1952)

Successivamente, a causa della piena del 1994, il Magistrato per il Po ha stabilito, con delibera del 22 ottobre 1999, le 'linee guida per l'esecuzione degli interventi di adeguamento della arginature del Po sia in corso di esecuzione che di progettazione'. Nelle suddette linee guida vengono previsti rialzi e ringrossi arginali lato fiume con riferimento al profilo di piena SIMPO 82. Viene, inoltre, previsto l'addolcimento della pendenza, portandola da 1:1,5 a 1:2 (lato fiume) oltre all'eventuale costruzione di una banca di 3,5 m a (2÷3) m sul piano della golena. Inoltre, si stabilisce che la larghezza del coronamento sia tale da consentire con un

semplice incappucciamento il rialzo arginale successivo per l'adeguamento del rilevato alle quote della piena di riferimento "94+51" adottata dall'Autorità di bacino del fiume Po. In seguito, nella provincia di Parma, a causa delle piene del 1999 e del 2000, sono stati eseguiti ulteriori lavori di diaframmatura e di sovrizzo dell'argine maestro del Fiume Po per scongiurare il verificarsi di infiltrazioni nelle arginature. Così, nel corso degli ultimi quattro anni, la maggior parte delle arginature del fiume e dei suoi affluenti sono state adeguate. Quest'ultimo miglioramento funzionale degli argini si riferisce a quei tratti che più volte sono rimasti interessati dal rigurgito del Po per l'immissione degli affluenti Enza e Crostolo.



**Figura 3.21** – *Rinforzo arginature (Magistrato per il Po, 1999)*

Lungo il fiume Po sono presenti anche altre tipologie di argini quali quelle per le casse di laminazione e di difesa dal mare. Le arginature delle casse di espansione presentano sostanzialmente problemi analoghi a quelli dei rilevati arginali di protezione dei fiumi. Tipologicamente queste arginature possono presentare varie sezioni ed essere costituite da diversi materiali. Ciò è essenzialmente legato alla possibilità di poter reperire e disporre in loco delle ingenti quantità richieste. Nella maggior parte delle situazioni non è possibile ricorrere a sezioni arginali formate da materiale omogeneo per la mancanza di cave di terreni idonei e quindi è necessario il ricorso a sezioni con impiego di nuclei o diaframmi impermeabili. Infine,

l'aspetto più interessante delle arginature di difesa e protezione dal mare, come quelle che si trovano nel Delta del Po, riguarda il paramento esposto al moto ondoso ed il dimensionamento delle opere di protezione dal mare che solitamente sono disposte su più linee di difesa.

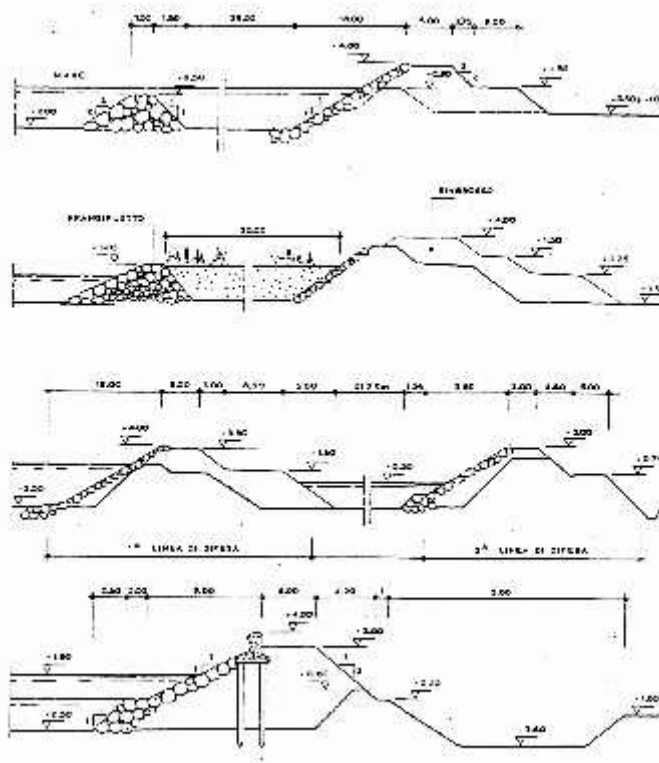
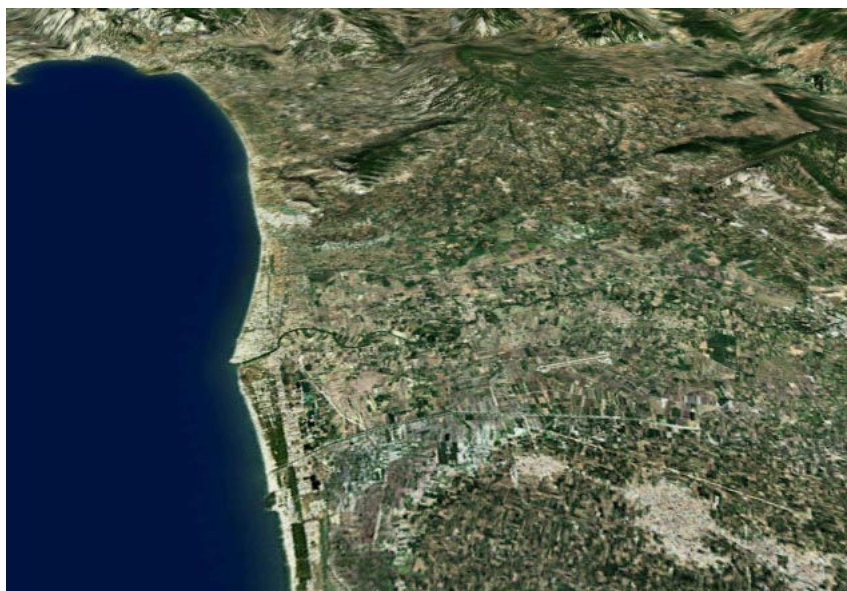


Figura 3.22 – Difese a mare nel Delta del Po

### 3.4.2 – Gli argini del fiume Volturno

Il fiume Volturno è lungo 175 km ed ha un bacino di 5558 kmq se si esclude il tratto da Capua al mare dove il fiume scorre tra argini e non ha più bacino. E' il corso d'acqua più importante dell'Italia meridionale. Nasce sul monte Rocchetta (972 m) dalla Sorgente Capo Volturno o Capo d'Acqua a quota 568 m.s.l.m.m. nelle Mainarde e si getta a delta nel Mar Tirreno presso l'abitato di Castelvoturno. La sua portata media è di 82,70 mc/s; le piene non sono frequenti, ma talvolta

gravi, quando i venti di scirocco sciolgono le nevi dell'alto bacino, favorendo la possibilità di esondazione nei tratti vallivi. Il fiume Volturno attraversa le regioni di Abruzzo, Molise e Campania; il suo maggiore affluente è il fiume Calore, da cui riceve le acque in sinistra nei pressi di Telesse Terme. Il suo percorso viene diviso in tre parti: *Alto Volturno*, ovvero la parte del fiume compresa fra la sorgente e la stretta di Rocca Ravindola; *Medio Volturno*, ovvero quella compresa fra la stretta di Rocca Ravindola e la stretta di Triflisco; *Basso Volturno*, che va dalla stretta di Triflisco fino alla foce nel Tirreno.



**Figura 3.23** – *Aerofotogrammetria tratto finale arginato fiume Volturno (Capua-Castelvolturno)*

Nel corso degli anni è stato interessato da numerosi e molto spesso catastrofici eventi di piena:

- 5 gennaio 1915: a Ponte Annibale è stata registrata una portata pari a 2400 mc/s;
- 2 marzo 1935: a Ponte Annibale è stata registrata una portata pari a 2230 mc/s;
- 2 ottobre 1949: a Ponte Annibale è stata registrata una portata pari a 3200 mc/s;

- 16 dicembre 1952: a Ponte Annibale è stata registrata una portata pari a 2250 mc/s;
- 16 dicembre 1968: a Ponte Annibale è stata registrata una portata pari a 3060 mc/s.

Subito dopo l'evento del 1915 le Autorità competenti si attivarono per la realizzazione delle arginature previste dalla foce a mare fino all'abitato di Capua. L'evento del 1935 indusse le Autorità a completare le opere di arginatura che, di fatto, erano state realizzate solo in minima parte. I successivi eventi del 1949 ( $Q = 3200$  mc/s) e del 1968 ( $Q = 3060$  mc/s) sono noti come quelli più disastrosi. Difatti, durante l'evento del 1949, si registrarono estesi allagamenti sia lungo l'asta del fiume Calore, tra Benevento e la confluenza col Volturno, che lungo l'asta di quest'ultimo dalla confluenza fino a Capua, laddove, esondò una portata pari a circa 60 milioni di mc che permise la riduzione del picco di piena consentendo alla corrente di defluire sino alla foce interamente contenuta negli argini. L'evento successivo del 1952 non fece registrare incidenti rilevanti in quanto la portata fu contenuta negli argini ormai completati. Particolarmente disastroso fu invece l'evento del 1968 che si presentò con caratteristiche diverse da quello del 1949, in quanto fece registrare due picchi di piena a distanza di quasi due giorni ed il secondo picco fu maggiore del primo. La portata transitò, contenuta negli argini, attraverso l'abitato di Capua e di Grazzanise ma ruppe l'argine in sinistra poco a monte dell'abitato di Cancellone e Arnone allagando i territori latitanti fino a Capua: la lunghezza di tali rotte è stata di 270 m come emerge dai rilievi effettuati dall'Ufficio del Genio Civile di Caserta.

Nel 1983 il Ministero dei LL.PP. Provveditorato alle OO.PP. per la Campania, bandì un appalto concorso per la sistemazione idraulica dei tratti dei fiumi Volturno e Calore a ridosso della confluenza. Tra le opere da realizzare furono previste la elevazione dei cigli arginali nei tratti da Brezza a Cancellone e Arnone. Successivamente, con una delibera del 7 settembre 1999 in fase di adozione del PSDA, l'Autorità di bacino dei fiumi Liri-Garigliano e Volturno ordinò la

elevazione degli argini fino all'abitato di Capua. Attualmente quest'ultimo soprizzo arginale è stato realizzato solo per una lunghezza pari a 3200 metri in destra idraulica a valle di Capua.

Attualmente, il Volturno è arginato per quasi 30 Km, da Capua al mare. Gli argini si presentano larghi e non seguono l'andamento meandriforme del fiume restringendosi in corrispondenza di Cancellone e Arnone, dove il fiume diventa pensile cioè in posizione più alta rispetto all'abitato circostante. A valle di Cancellone e Arnone, gli argini si allargano per contenere il fiume che forma delle anse a doppio cappio, il Caricchiano, lungo le quali è stato anche realizzato un drizzagno. Poi l'alveo si allarga, andando verso la foce, assieme alla sua area golenale che comprende anche il centro abitato di Castelvoturno.

La lunghezza complessiva degli argini è di circa 57 km, di cui 28 km misura l'argine sinistro e 29 km l'argine destro. E' possibile distinguere ben 13 differenti tipologie costruttive tra terrapieni e muretti, anche se gli argini sono fatti prevalentemente in terra con eventuale rivestimento in calcestruzzo sul lato fiume. Generalmente l'argine in terra è presente nelle zone agricole mentre le tipologie in terra rivestite o in muratura si trovano a protezione dei centri abitati adiacenti al corso d'acqua. In particolare, la sezione dell'argine in terra risulta essere quasi sempre trapezoidale con pendenze pari a 1:1,5 sul lato campagna e 1:2 sul lato fiume, le lastre di rivestimento in calcestruzzo presentano spessori pari a 30 cm, talvolta ricoperte da materassini reno per la mitigazione dell'impatto ambientale, mentre i muretti presentano paramenti verticali di spessore pari a (60÷80) cm con o senza armatura. Nei tratti iniziali gli argini presentano altezze massime fino a 8 metri sul piano campagna per poi scendere fino a (2,5÷4,5) metri rispetto al piano golenale nei tratti più a valle. Non esiste alcuna simmetria tipologica tra gli argini dx e sx essendo differenti le destinazioni d'uso delle aree retroarginali.

Lo stato di manutenzione ovvero di conservazione degli argini è generalmente buono, se si escludono tratti puntuali le cui condizioni non sono idonee a garantire una buona tenuta in caso di evento di piena. In particolare si distinguono alcune interruzioni del corpo arginale, abbassamenti della quota in sommità per la

presenza di strade di accesso alle golene e veri e propri dissesti interni al corpo arginale. Interruzioni arginali sono presenti nei pressi di Capua, dove durante l'evento alluvionale del gennaio 2003 si è avuta l'erosione del fiume, e nei pressi di Brezza a causa dell'attraversamento della strada provinciale. Abbassamenti della quota in sommità arginale sono causate, invece, dalla presenza di strade di accesso alle golene realizzate in tempi successivi a quelli di costruzione degli argini, che superano perpendicolarmente il corpo arginale interrompendone la continuità della quota massima e generando differenze di altezze talvolta superiori a 1 metro.



**Figura 3.24** – *Dissesti negli argini del fiume Volturno*

Nei tratti arginali in terra sono presenti, altresì, avvallamenti, buche e tane di animali che alterano la stabilità del rilevato in quanto ne deformano la sagoma o causano abbassamenti della quota di sommità con conseguente pericolo di tracimazione; mentre i tratti in terra rivestiti da lastre di calcestruzzo spesso possono presentare delle lesioni lungo i paramenti in cui solitamente si sviluppano arbusti e piante che crescendo incrementano tali dissesti.

## 4 – I moti di filtrazione negli argini

### 4.1 – Generalità

L'instaurarsi di un regime di moti di filtrazione all'interno di un rilevato arginale rappresenta, spesso, una causa di rottura. È noto dalla letteratura che l'acqua infiltrandosi nel terreno determina dissesti di carattere strutturale: formazione di canali d'acqua (*piping*), sifonamento (*heaving, roofing*), instabilità del rilevato (*slope instability*) (Foster et al., 2000).

La filtrazione dell'acqua avviene in un mezzo poroso attraverso una serie di canalicoli irregolari quando esiste un carico idraulico specifico ovvero un dislivello idraulico tra monte e valle di un'opera. Il fluido, infiltrandosi nel terreno, incontra resistenze molto elevate tanto da poter considerare il moto molto laminare e trascurare il contributo dell'energia cinetica rispetto l'energia posseduta dal fluido. In ogni punto del mezzo poroso attraversato dal fluido possiamo esprimere il valore della sua energia ovvero quanto vale la sua quota piezometrica  $h = z + p/\gamma$ . L'energia piezometrica è costante lungo la verticale al moto poiché si ha una distribuzione idrostatica della pressione. In particolare, l'acqua si infiltra nel terreno poiché esiste un gradiente di quota piezometrica  $h$  nella direzione del moto. Ovviamente la filtrazione viene studiata globalmente rispetto al mezzo poroso in esame studiando, cioè, il moto che contemporaneamente avviene in tutto l'insieme dei canali.

È opportuno ricordare, a questo punto, il concetto di velocità apparente come la velocità media calcolata in una sezione generica comprensiva di vuoti e grani. Data una sezione  $dA$  del mezzo poroso la velocità apparente si può esprimere come  $V = dQ/dA$ , dove  $dQ$  rappresenta la portata transitante nella sezione di studio. La velocità apparente è sempre inferiore della velocità reale che si ha in un singolo canale e rappresenta proprio la velocità di filtrazione. Il gradiente idraulico dipende dalla velocità che varia con la dimensione dei vuoti e dei grani all'interno del mezzo, ma per piccoli volumi del mezzo i piccoli meati possono essere considerati uniformemente distribuiti sicché anche il gradiente idraulico può essere considerato uniformemente distribuito nella direzione del moto. Fatte le dovute osservazioni su energia piezometrica, velocità di filtrazione e gradiente idraulico si può sostituire



all'andamento discreto delle grandezze che costituiscono il moto lungo una qualsiasi direzione, un campo di moto continuo.

La legge che descrive come avviene il moto di filtrazione all'interno di un mezzo poroso è la Legge di Darcy ovvero una legge lineare che relaziona la velocità alla dissipazione di energia tramite una costante  $k$  detta coefficiente di permeabilità. Il coefficiente di permeabilità  $k$ , che dimensionalmente è una velocità, può assumere diversi valori in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno:

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

Un valore approssimato del coefficiente di filtrazione  $k$  può essere stimato con la seguente relazione:

$$k = \frac{2\rho g d^2}{1150\mu}$$

In particolare, il coefficiente  $k$  può essere stimato in laboratorio o in sito. In laboratorio si può utilizzare un particolare dispositivo detto permeametro. Questo dispositivo è costituito da un campione del mezzo poroso prelevato indisturbato e posto in un tubo alimentato con una portata liquida per gravità. All'inizio ad alla fine del tratto poroso vengono posti due piezometri il cui dislivello di quota piezometrica ( $h_1 - h_2$ ) indica quanta energia si è dissipata. Poi facendo il rapporto tra il dislivello di quota piezometrica e la lunghezza del provino otteniamo il valore del gradiente idraulico. La velocità di filtrazione è determinata dividendo il valore della portata  $Q$  misurata con idoneo strumento per l'area  $A$  della sezione del condotto. Tramite la legge di Darcy si determina infine il valore del coefficiente di filtrazione:

$$k = \frac{V}{i} = \frac{Ql}{A(h_1 - h_2)}$$

In sito, invece, il coefficiente di filtrazione può essere stimato con diversi metodi. Il metodo più classico è quello di misurare le quote piezometriche di una falda in tre pozzi relativamente vicini in modo da poter determinare, interpolando, l'andamento della falda. La velocità di filtrazione viene stimata introducendo del tracciante nel pozzo di monte e misurando il tempo che occorre al tracciante nel passare negli altri due pozzi. Nota la distanza tra i due pozzi ed il tempo impiegato al tracciante per raggiungerli discende la componente della velocità e quindi il valore della velocità stessa. Da questo valore e dalla stima del gradiente idraulico, mediante la legge di Darcy, si calcola il coefficiente di filtrazione  $k$ .

## 4.2 – Il reticolo idrodinamico

I moti di filtrazione possono essere studiati con la costruzione di appositi reticoli idrodinamici.

Assumendo un valore del coefficiente di filtrazione  $k$  costante in ogni direzione ed in ogni punto del mezzo poroso (ipotesi di omogeneità ed isotropia) sede di un moto di filtrazione è possibile per una qualsiasi direzione  $s$  generica scrivere la legge di Darcy nel seguente modo:

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

La genericità della direzione  $s$  permette l'introduzione della funzione potenziale di velocità:

$$\Phi = k \cdot h + \text{cost}$$

per cui essendo:

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

si può esprimere la velocità con la seguente espressione:

$$V = \frac{\partial \Phi}{\partial s}$$

Una linea per cui  $\Phi$  è costante è denominata linea equipotenziale. Indicata con  $n$  la normale ad una linea equipotenziale si ha:

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

Se consideriamo due percorsi diversi  $s_1$  ed  $s_2$  essi avranno due valori diversi delle velocità in quanto anche se abbiamo che il salto di potenziale  $\Delta\Phi = \Phi_1 - \Phi_2$  per i due percorsi  $s_1$  e  $s_2$  è uguale ponendo  $s_1 < s_2$  si avrà che  $V_1(\Delta\Phi/s_1) > V_2(\Delta\Phi/s_2)$  ed  $i_1(V_1/k) > i_2(V_2/k)$ . Poiché l'acqua, a parità di dissipazione di energia segue la strada a maggiore pendenza, ovvero a maggiore gradiente idraulico, la velocità di filtrazione è diretta perpendicolarmente alla linea equipotenziale. Per cui possiamo asserire che le linee di corrente sono normali alle linee equipotenziali.

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 ha la particolare proprietà di avere le diagonali congiungenti i vertici opposti tra loro perpendicolari in modo che la lunghezza e la larghezza della maglia coincidano. La maglia, essendo delimitata da due linee di corrente, si può considerare come un tubo di flusso.

Per la proprietà della maglia:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial s} = \frac{\partial \phi_{12}}{\partial n} = \frac{\phi_1 - \phi_2}{\partial n}$$

ed esprimendo la velocità di filtrazione come:

$$V = k \frac{\partial \Phi_{12}}{\partial n}$$

possiamo ricavare il valore della portata  $q$  che attraversa una superficie di assegnata profondità  $\Delta L$ :

$$q = V \Delta L = k \frac{\partial \phi_{12}}{\partial n} \Delta L$$

Quindi se il campo di moto in esame è composto da  $n$  tubi di flusso di sezioni  $\Delta L$ , la portata totale per unità di profondità è:

$$Q = nk \frac{\partial \phi_{12}}{\partial n} \Delta L$$

Ed infine se il reticolo di flusso ha  $N$  salti equipotenziali con maglie di lati uguali, ponendo la differenza di potenziale all'inizio e alla fine del reticolo di flusso  $\Delta \Phi = \Delta h$ , possiamo scrivere:

$$Q = nk \frac{\partial h}{N}$$

È possibile, quindi, tracciare qualsiasi reticolo idrodinamico partendo dalla valutazione delle condizioni al contorno e procedendo per tentativi ricordando che le linee di corrente equipotenziali sono tra loro ortogonali e che le maglie devono avere le diagonali congiungenti i vertici opposti perpendicolari tra loro.

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  $\Phi$  nel terreno: noto il valore del potenziale  $\Phi$  è possibile determinare il valore del carico idraulico nel terreno  $h = \Phi/k$  e della pressione  $p = \gamma h$ .

Infine, rimuovendo le ipotesi restrittive di terreno omogeneo ed isotropo ovvero considerando un terreno relativamente omogeneo si può assumere che il valore di  $k$  sia costante in tutto il terreno ma non in tutte le direzioni (terreno anisotropo). In genere il coefficiente di permeabilità  $k$  è maggiore nella direzione orizzontale rispetto quella verticale ( $k_o > k_v$ ). Inoltre, l'equazione di continuità della massa in un tubo di flusso ( $\partial q / \partial s = 0$ ) con valore puntuale in forma differenziale si scrive come segue:

$$\frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial z} = 0$$

dove  $x$ ,  $y$  e  $z$  rappresentano le coordinate cartesiane. Questa relazione in ipotesi di moto bidimensionale ( $\frac{\partial V}{\partial y} = 0$ ), sostituendo la legge di Darcy e non trascurando

l'anisotropia del terreno ( $k_x \neq k_y$ ) diviene:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = 0$$

che per terreno omogeneo ( $k_x = \text{cost}$ ;  $k_z = \text{cost}$ ) diviene:

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

in condizioni di isotropia ( $k = k_x = k_z$ ) si ha:

$$k \left( \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) = \frac{\partial^2 kh}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 kh}{\partial z^2} = 0$$

sostituendo, poi, il potenziale, l'equazione di sopra diviene:

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

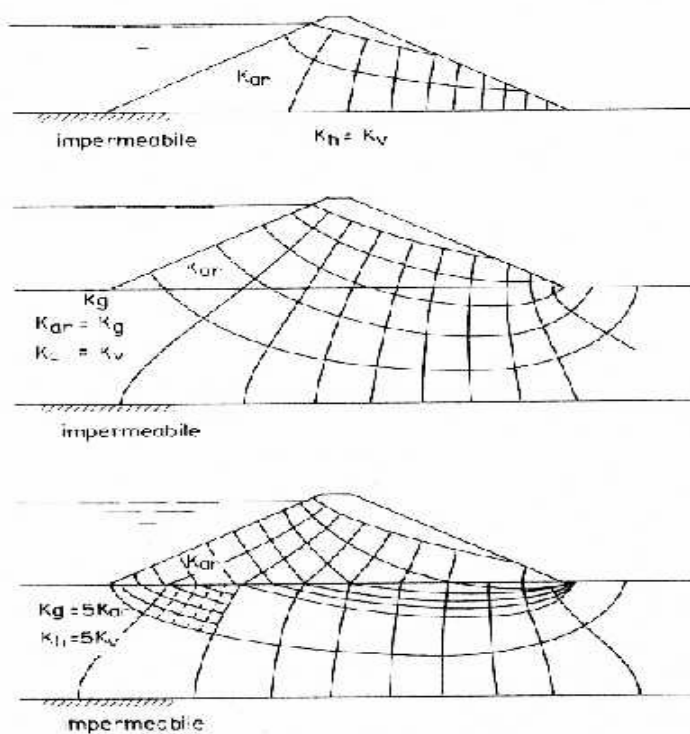
la cui soluzione grafica è rappresentata proprio dal reticolo idrodinamico.

Adottando opportuni coefficienti di permeabilità e trasformando le coordinate cartesiane in maniera adeguata possiamo scrivere la seguente equazione:

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

che descrive il campo di moto per un terreno anisotropo e la cui soluzione grafica è rappresentata da un reticolo deformato ovvero allungato nel verso della direzione in cui si ha un valore maggiore del coefficiente di permeabilità. Il reticolo idrodinamico trasformato permette il calcolo delle pressioni, mentre per conoscere il valore della portata filtrante attraverso le singole maglie si può continuare ad usare la formula vista in precedenza  $Q = nk \frac{\partial h}{N}$  con un coefficiente di permeabilità medio pari a:

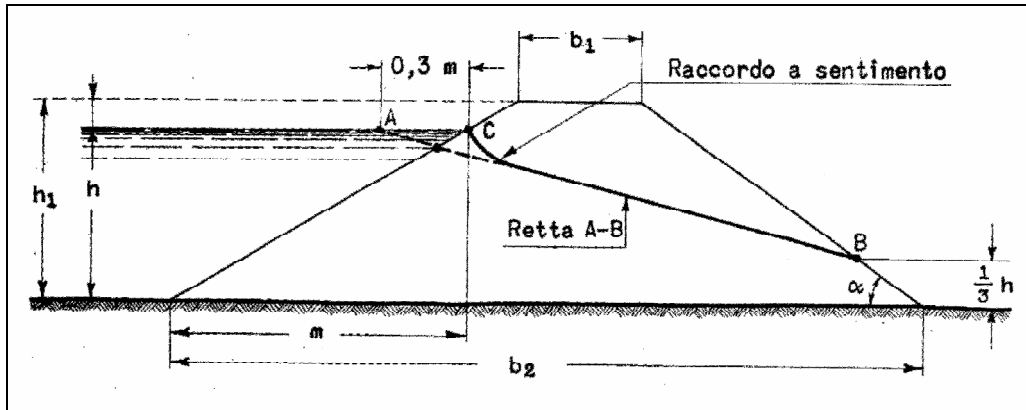
$$k = \sqrt{k_{orizz} \cdot k_{vert}}$$



**Figura 4.1** – Esempi di reticoli idrodinamici (Colombo, 1993)

Infine, in considerazione degli obiettivi che si intendono conseguire e della permanenza per lunghi periodi di tempo di elevati livelli idrici, il tracciamento della linea di superficie libera (*phreatic surface*) all'interno di un argine può essere fatto riferendosi al metodo grafico suggerito dall'Evangelisti nel suo libro "Impianti

Idroelettrici” (vol. I, par. 74, pp. 159-160), e, più in particolare, alla figura seguente tratta dal testo:



**Figura 4.2** – Schema di riferimento per il tracciamento della linea di saturazione in un rilievo permeabile su terreno impermeabile

### 4.3 – Gli effetti di natura meccanica dovuti ai moti di filtrazione

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

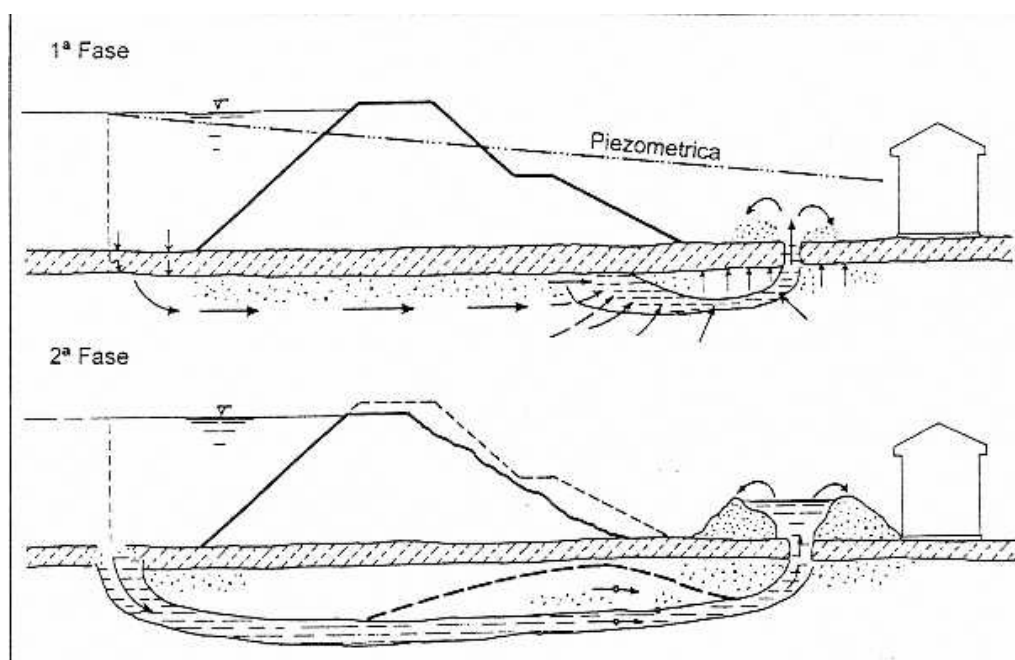


Figura 4.3 – Esempio di rottura per sifonamento

Nel primo caso l'apertura della breccia è attribuibile ad una riduzione della stabilità complessiva del rilevato arginale connessa ad una riduzione del peso proprio dello stesso (*heaving*), nel secondo l'apertura della breccia è collegabile solo alla successiva invasione della stessa da parte delle acque che precedentemente defluivano in alveo.



Indipendentemente dalle modalità con cui le brecce si sono andate effettivamente formando all'interno del corpo arginale, l'origine del fenomeno è, comunque, sempre riconducibile ai moti di filtrazione generatisi all'interno degli argini. Di seguito, sono elencate le possibili cause di rotture arginali dovute ai moti di filtrazione (*seepage*).

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

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

#### **4.3.1 – La stabilità del rilevato (*Slope Stability*)**

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

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

Si possono avere problemi di stabilità e di cedimenti di carattere puramente geotecnico quando sono direttamente interessati strati di terreno argilloso o argilloso-limoso normalmente consolidato, strati di argilla e limo con terreno organico, strati di terreno organico di vario tipo. Mentre con argille sovraconsolidate e più in particolare con sabbie e ghiaie o con rocce vi possono essere problemi di stabilità strettamente legati alle infiltrazioni di acqua ovvero problemi di sifonamento in

quanto è più facile che un regime di moti di filtrazione (*seepage*) possa dar luogo a fenomeni erosivi tipo *piping*.

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

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

A tale scopo, sapendo che le superfici di probabile rottura dei rilevati non risulteranno sicuramente piane ma, molto più verosimilmente, pseudo-circolari o consimili, esistono diversi metodi di verifica tra i quali, i più recenti e "precisi", sono quelli di Fellenius, che ipotizza una superficie di scorrimento circolare e nulla la risultante delle forze agenti sulle facce laterali di ogni concio; il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto tra il momento stabilizzante e quello ribaltante. Il metodo di Bishop (1955) considera ancora il rapporto tra i momenti, ma nelle ipotesi che la risultante nella direzione delle forze agenti sulle facce di ogni concio sia nulla. Vi sono poi altri metodi che considerano superfici di rottura di forma qualsiasi e fra questi meritano particolare attenzione il metodo di Janbu (1956) e quello di

Morgenstern e Price (1965). Nel metodo di Janbu si tiene conto delle forze di interazione tra i conci, considerando che esse agiscono lungo una linea di spinta prefissata. Inoltre si fa anche l'equilibrio dei momenti per calcolare le forze di taglio sulle facce laterali e la soluzione viene ottenuta per iterazioni successive. Infine, nel metodo di Morgenstern e Price vengono soddisfatti l'equilibrio delle forze in direzione verticale e in direzione orizzontale e l'equilibrio dei momenti. Per rendere il problema staticamente determinato si fa l'ipotesi che le forze di interazione tra i conci siano tra loro legate da una relazione in cui compare una funzione arbitraria che definisce come varia la direzione della risultante delle forze di interazione nella massa in scivolamento cioè la distribuzione di queste forze. Quindi vengono determinati i coefficienti di sicurezza corrispondenti all'equilibrio dei momenti e all'equilibrio delle forze. Tuttavia, qualsiasi metodo si vuole utilizzare, va evidenziato che l'accuratezza della soluzione dipende dalla scelta dei parametri della resistenza a taglio e delle pressioni neutre allorché la superficie di scivolamento ipotizzata si avvicina, quanto più possibile, alla forma della reale superficie di scivolamento.

Inoltre, un noto criterio di verifica della stabilità complessiva dei rilevati arginali è quello proposto da Creager et al. (1945), riportato in numerosi libri di testo normalmente utilizzati nella pratica ingegneristica (cfr. G. Evangelisti, "Impianti Idroelettrici", 1964; G. Supino, "Le reti idrauliche", 1965).

In base a tale approccio, si valuta se, in corrispondenza degli eventi di piena, la componente orizzontale della spinta complessivamente esercitata dall'acqua e dal materiale arginale  $H_c$  sia adeguatamente controbilanciata dalle forze di attrito agenti sull'interfaccia argine-terreno di fondazione  $R_c$ , in modo tale che il coefficiente di sicurezza globale:

$$F_g = R_c / H_c$$

risulti non inferiore al valore  $F_g = 2,0$  consigliato in letteratura (Supino, "Le reti idrauliche", p. 738).

Infine, va osservato che durante la costruzione degli argini si ha un incremento delle tensioni sia nel rilevato che in fondazione. La pressione iniziale dei pori dipende sostanzialmente dal contenuto d'acqua del materiale che man mano viene posto in

opera e conseguentemente anche l'aumento di pressioni neutre durante la costruzione. Se il terreno presenta un basso coefficiente di permeabilità e se il periodo di costruzione è breve, la dissipazione delle pressioni neutre nel rilevato è pressoché nulla (condizione non drenata). In questi terreni il coefficiente di sicurezza del rilevato a fine costruzione è minore che a lungo termine. Se in fondazione abbiamo terreno argilloso normalconsolidato o leggermente sovraconsolidato, il coefficiente di sicurezza dell'insieme rilevato-fondazione è più basso a fine costruzione (breve termine) che a lungo termine perché a fine costruzione si ha il massimo valore delle pressioni neutre ed è quindi opportuno procedere con verifiche a breve termine ovvero in condizioni non drenate con  $\tau = c_u$ .

#### 4.3.2 – Il 'piping'

Il *piping* è un fenomeno dinamico, generalmente si sviluppa a partire dall'unghia di valle dell'opera regredendo verso monte attraverso vie preferenziali all'interno del terreno di fondazione o del rilevato o tra rilevato e fondazione (Sellmeijer, 1988). La rimozione delle particelle (in genere della frazione più fina o di quella con minore peso specifico) ha, pertanto, inizio sul lato campagna manifestandosi, talvolta, con la presenza di piccole sorgenti localizzate (*sand boil*). Successivamente, il fenomeno di erosione tende ad estendersi verso monte, con un meccanismo di tipo regressivo, per effetto dell'incremento di velocità dovuto alla riduzione delle resistenze idrauliche, fino al raggiungimento della zona golenale e conseguente collasso dell'opera. L'unico provvedimento possibile, in questi casi, consiste nell'arginare il *sand boil* con opere provvisoriale in terra o mediante l'ausilio di sacchetti di sabbia o materiale diverso (coronelle), in modo da ottenere l'innalzamento del livello di affioramento e ridurre così il carico motore disponibile all'acqua per infiltrarsi nel terreno.

Per individuare la condizione di innesco del piping è possibile valutare il valore del gradiente idraulico ovvero quando si attinge al suo valore critico.

Esistono diversi studi nonché diverse pubblicazioni fatte sull'argomento.

Sherard nel 1963 ha condotto degli studi sul meccanismo del piping rispetto alle dighe in terra e a quelle miste formate da terra e rocce. Egli ha osservato che quando si instaura un moto di filtrazione la pressione viene dissipata dall'attrito dovuto alle forze di trascinamento che si oppongono al moto dell'acqua attraverso i pori presenti nel terreno. L'acqua, filtrando, genera erosione e tende a trascinare via con sé le particelle di terreno. Se l'erosione dovuta alla filtrazione dell'acqua assume valori

significativi, le particelle di terreno vengono trasportate via ed ha inizio il piping. Se il terreno è coesivo, si possono formare dei piccoli conali al di sotto del percorso seguito dalla filtrazione. Una volta che si è innescato il piping, il flusso all'interno del tubicino tende ad aumentare in quanto diminuiscono le forze di attrito, ed il fenomeno accelera trasformando i piccoli tunnel in veri e propri tubi d'acqua sotterranei. Secondo Van Zyl e Harr l'analisi degli effetti erosivi dovuti al piping non sono di facile interpretazione a causa delle numerose discontinuità. Nonostante ciò gli approcci sviluppati da Bligh (1927) e Lane (1935) sono ancora oggi largamente usati per la progettazione di dighe ed argini (vd. paragrafi successivi).

L'erosione interna inizia localmente con il movimento delle piccole particelle all'interno della matrice terrosa fino a formare poco alla volta delle piccole cavità, quindi il collasso e infine la rottura. Il meccanismo con cui avviene questo fenomeno è un concetto molto importante per l'analisi della filtrazione attraverso le strutture di ritenuta. Il Casagrande (1937) ha calcolato il valore del gradiente idraulico attraverso lo studio del reticolo idrodinamico. Khosla (1936) e Harr (1962) suggeriscono dei metodi teorici per determinare il gradiente in uscita per particolari sezioni trasversali. Nel 1985 Khilar et al. hanno condotto studi su terreni argillosi per la determinazione dei gradienti critici che comportano erosione. Essi hanno elaborato la seguente formula in cui si stima il valore del gradiente idraulico critico che può innescare il piping:

$$i_c = \frac{\tau_c}{2,828\gamma_w} \left( \frac{n}{\kappa} \right)^{0,5}$$

dove  $n$  rappresenta la porosità;  $\kappa$  rappresenta la permeabilità intrinseca del materiale,  $\gamma_w = 9806 \text{ N/m}^3$  è il peso specifico dell'acqua e  $\tau_c$  rappresenta la tensione di taglio critico. Per terreni granulari, la tensione di taglio critico può essere stimata dal valore del  $d_{50}$  (Lane, 1935) come  $\tau_c = 10d_{50}$  (il diametro è espresso in millimetri). Successivamente Aralunandan e Perry (1983) hanno condotto degli studi sull'erodibilità del *clay core* all'interno delle dighe in pietra; essi hanno verificato che il valore critico della  $\tau_c$ , di incipiente movimento delle particelle di terreno, è sempre maggiore a 9 dynes/cm<sup>2</sup>. Inoltre, nel caso specifico delle argille, un valore massimo accettabile del rapporto di  $L/H_{crit}$ , indicato da Khilar, è pari a 40.

Possiamo, quindi, affermare da quanto detto, che ciò che influenza la rottura di un argine per infiltrazione d'acqua è il tipo di terreno, il valore del carico idraulico ed il relativo reticolo idrodinamico (Van Zyl e Harr, 1981).

Ulteriori studi sperimentali sull'erosione dovuta al piping sono stati condotti da Tomlinson e Vaid (2000), i quali hanno testato diversi filtri granulari artificiali su diverse combinazioni di terreni di base. Essi, mediante l'uso di un permeometro sottoposto a diverse condizioni di pressioni, hanno determinato il valore del gradiente idraulico critico che comportava erosione nel terreno attraverso il filtro. Essi, inoltre, hanno osservato che il gradiente critico assumeva valori bassi se il carico idraulico si faceva crescere rapidamente. A tale proposito, Van Zyl e Harr (1981) hanno sottolineato l'importanza di valutare lo sviluppo di un flusso d'acqua (lento o veloce) rispetto a problemi di piping. Infine, in accordo con le osservazioni condotte sul campo, Tomlinson e Vaid hanno constatato che un terreno non saturo può rompersi per valori di gradienti idraulici critici molto più bassi rispetto a quelli propri del terreno in esame.

Studi sull'innescò del piping sono stati condotti anche da Sellmeijer (Ph. D. Thesis, 1988) e dallo stesso Sellmeijer e Koenders (1991). Essi affermano che si ha un concreto pericolo di rottura per piping quando la lunghezza del canale eroso, che si è sviluppato partendo dal lato-campagna dell'argine, è più grande della metà della lunghezza della base del rilevato. Essi, in particolare, hanno sviluppato un modello matematico con cui è possibile prevedere se esiste una situazione di equilibrio al di sotto di un rilevato dopo che parte del materiale è stato trascinato via per filtrazione ed erosione. Ebbene, essi hanno osservato che in particolari condizioni lo sviluppo del canale può arrestarsi evitando la rottura globale del sistema argine terreno di fondazione. A valle dei loro studi, Sellmeijer e Koenders hanno elaborato degli abachi in cui sono rappresentate le relazioni che esistono tra la lunghezza del canale eroso e la differenza di carico idraulico.

Ricordiamo, inoltre, gli studi condotti da Ojha, Singh e Adrian (2001) che hanno sviluppato un modello per lo studio del piping che si basa sulla legge di Darcy. Essi, a differenza delle formule elaborate da Sellmeijer e Koenders, hanno sottolineato l'importanza della dipendenza della permeabilità non solo dalla dimensione dei grani ma anche dall'indice di porosità. In effetti una formulazione per la valutazione del

gradiente critico in funzione della porosità restituisce risultati molto più soddisfacenti.

Infine, Ozkan (Ph. D. Thesis, 2003) evidenzia l'importanza degli effetti di transitorietà del gradiente idraulico durante un evento di piena. Ella, in particolare, ha sviluppato un modello analitico monodimensionale per lo studio del moto dell'acqua al di sotto di un argine rispetto alle variazioni delle condizioni idrauliche che si possono avere in un corso d'acqua. In particolare, Ozkan sottolinea l'importanza degli effetti cumulativi dovuti alle variazioni del carico idraulico ai fini dell'innescare di piping e formazione di sand boil a valle di un argine.

Un miglioramento delle condizioni di sicurezza al piping può essere ottenuto con l'uso di diaframmi, i quali allungando il percorso delle linee di corrente riducono il gradiente idraulico medio. Per ottenere una riduzione del gradiente idraulico in uscita ed un aumento delle pressioni efficaci nel terreno si può fare anche uso di filtri (cfr. capitoli precedenti).

#### **4.3.3 – L'heaving'**

L'heaving viene studiato confrontando le forze di filtrazioni per unità di volume col peso effettivo unitario di terreno riferito ad un determinato volume di controllo.

Il primo ad occuparsi dettagliatamente di questo problema è stato il Terzaghi che ha elaborato un criterio di verifica per le opere di ritenuta interessate da un regime di moti di filtrazione. In particolare, il Terzaghi (1929) ha elaborato un approccio per lo studio dei moti di filtrazione che si basa sulla valutazione del gradiente idraulico. La teoria sviluppata dal Terzaghi si basa sull'equilibrio delle forze agenti su un volumetto di controllo ovvero sulla somma delle forze verticali dovute ai moti di filtrazione esercitate dal flusso dell'acqua verso l'alto con le forze dovute al peso proprio del terreno che agiscono verso il basso. Egli definisce un gradiente idraulico critico capace di innescare heaving come il seguente rapporto:

$$i_c = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{G_s - 1}{1 + e}$$

dove  $\gamma_s$  è il peso del volume unitario del terreno immerso,  $\gamma_w$  è il peso dell'acqua,  $G_s$  è la forza di gravità ed  $e$  rappresenta l'indice dei pori del terreno. Per terreni comuni il valore del gradiente critico secondo Terzaghi vale all'incirca 1.

Nella pratica tecnica il D.M.LL.PP. 11/03/1988 prevede la verifica al sifonamento per heaving valutando un coefficiente di sicurezza  $F$  rispetto al raggiungimento del valore della cosiddetta ‘cadente critica’  $i_c (= H_{crit}/L)$  valutabile in base a due distinti approcci:

1. con la classica relazione di Terzaghi:

$$i_c = \frac{\gamma_t - \gamma_a}{\gamma_a}$$

che, per condizioni di flusso prossimo alla verticale, si riduce al rapporto vista prima pari a  $\gamma_s/\gamma_w$ , ove  $\gamma_s$  è ancora il peso di volume unitario immerso del terreno ( $0,8 \div 1,1 \text{ t/m}^3$ ) e  $\gamma_w$  il peso di volume unitario dell'acqua ( $1 \text{ t/m}^3$ ).

2. con la relazione proposta da Harza (cfr. G. Supino, “Le reti idrauliche”, 1965):

$$i_c = (1 - a e) \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w}$$

in cui  $i_c$  rappresenta il valore minimo della cadente piezometrica per cui il materiale solido costituente l'argine si muove;  $e = \frac{n}{1-n}$  rappresenta l'indice dei pori, con  $n$  porosità del materiale che costituisce il corpo arginale;  $a$  è una costante, di valore pari a ( $1.2 \div 1.3$ ) (Canali, “L'Acqua”, 1949, n. 7, 8 e 9),  $\gamma_w$  e  $\gamma_s$  sono, rispettivamente, il peso specifico dell'acqua e del materiale costituente il rilevato arginale. Questa relazione costituisce una generalizzazione della formula proposta da Terzaghi valida quando  $e \neq 0$  (cioè, per  $n \neq 0$ ).

La verifica al sifonamento può ritenersi soddisfatta se il coefficiente di sicurezza  $F$ , definito come il rapporto tra il gradiente critico ed il gradiente in uscita ( $F = \frac{i_c}{i_e}$ ), assume valori maggiori dell'unità. Diversi autori hanno elaborato dei valori del coefficiente di sicurezza che vengono di seguito elencati:

- $F \geq 2,0$  (G. Supino, “Le reti idrauliche”, 1965);
- $F \geq 2.5 \div 4$  (U. Maione: “La sistemazione dei corsi d'acqua montani”, 1998);
- $F \geq 2.5$  (“Manuale di Ingegneria Civile” – Sezione Terza, 1983);



- $F \geq 3 \div 5$  (“Manuale di Ingegneria Civile” – Sezione Terza, 1983);
- $F \geq 4 \div 5$  (Da Deppo et. al., “Sistemazione dei corsi d’acqua”, 1997);
- $F \geq 6 \div 7$  per sabbia media e fine (Khosla, Bose e Taylor, “Design of Weirs on Permeable Foundations”, New Delhi, 1954, richiamato da M. Ferraresi nella sua memoria “Effetti dei fenomeni di filtrazione sulle strutture sotterranee di comune impiego nelle costruzioni idrauliche”, Istituto di Costruzioni Idrauliche, Facoltà di Ingegneria, Università di Bologna).

Nei terreni argillosi o limosi ovvero con una grande percentuale di particelle fini e quindi coefficiente di permeabilità molto basso si può avere molto più facilmente ‘*heaving*’ ovvero sollevamento globale della massa di terreno, specialmente quando in corrispondenza del piede dell’opera la permeabilità degli strati superficiali è molto più bassa di quelli sottostanti.

In questi terreni un rapido incremento del carico idraulico può comportare il sollevamento del terreno superficiale, comportando la rottura del paramento lato campagna (*landside*). Di contro, anche un incremento molto lento del carico idraulico può comportare sifonamento per heaving.

Quando la filtrazione interessa anche lo strato superficiale del terreno, la verifica può essere condotta con un metodo analogo a quello proposto da Terzaghi; il coefficiente di sicurezza viene in questi casi così definito:

$$F = (1/2 \gamma' D/2) / (\gamma_w h_w D/2)$$

ossia come il rapporto tra il peso efficace del prisma di terreno compreso tra la superficie superiore dell’ammasso ed il piede del rilevato con base larga  $D/2$  e la spinta esercitata dall’acqua sulla base di tale prisma. Per garantire la sicurezza al sifonamento per heaving  $F$  deve risultare maggiore di 2. Per il calcolo di  $h_w$  occorre tracciare, preliminarmente, il reticolo idrodinamico nel mezzo poroso in cui sta avvenendo la filtrazione.

#### **4.3.4 – Il ‘roofing’**

Si parla di ‘roofing’ per indicare quel fenomeno, ancora connesso col piping, che si basa sul trasferimento di materiale dallo strato di fondazione dell’argine verso le sezioni di valle della struttura.

L'innescò di tale fenomeno avviene nel momento in cui viene raggiunto il valore critico della velocità di filtrazione che è a sua volta funzione della granulometria del terreno. Per cui, evidentemente, per prevenire questo tipo di instabilità, connessa con i moti di filtrazione, bisogna rendere basse, appunto, le velocità di filtrazione in special modo dove minori sono le resistenze della struttura. Uno dei punti più vulnerabili della struttura all'infiltrazione dell'acqua, è sicuramente la base della struttura arginale per la difficoltà di creare un contatto solidale fra il materiale costituente l'intradosso della struttura ed il terreno di fondazione. Questo percorso è sicuramente il più pericoloso possibile rispetto alla crisi per piping (a parità di carico idraulico) se si pensa che è anche il più breve percorso possibile che l'acqua deve compiere per portarsi da monte a valle del rilevato e quindi presenta il maggiore gradiente medio. Tale percorso è definito, in letteratura tecnica, come cammino critico o cammino di scorrimento.

I primi a teorizzare questo fenomeno sono stati Bligh (1910) e Lane (1935) che hanno elaborato dei coefficienti di sicurezza dipendenti dal particolare tipo di terreno. Il suddetto coefficiente di sicurezza può essere determinato con metodi che fanno riferimento al gradiente idraulico medio  $i_m$ , definito come rapporto tra il carico idraulico ed il percorso della linea di flusso più corta.

Secondo Bligh (1910) il rapporto  $C = L/h$  tra il percorso più breve  $L$  che l'acqua compie per portarsi da monte a valle ed il carico idraulico  $h$ , detto rapporto di scorrimento, deve assumere valori compresi tra 3 e 20 a seconda del tipo di terreno affinché siano garantite condizioni di sicurezza; si hanno i seguenti valori di  $C$ :

Fango o limo	20
Sabbia fine	15
Sabbia medio-grossa	10
Ghiaia	5
Argilla media	6
Argilla compatta	3

In particolare, se si vuole portare in conto l'anisotropia del terreno ovvero la maggiore permeabilità del terreno in una direzione (quella orizzontale) rispetto all'altra (quella verticale), il coefficiente di sicurezza viene calcolato con l'espressione:  $C = \frac{1/3 L_o + L_v}{h}$  (regola di Lane, 1935) in cui  $L_o$  e  $L_v$  sono le lunghezze dei percorsi, rispettivamente, orizzontale e verticale.  $C$  assume valori tabellati:

Sabbia molto fine o limo	8,5
Sabbia fine	7,0
Sabbia media	6,0
Sabbia grossa	5,0
Ghiaia fine	4,0
Ghiaia media	3,5
Ghiaia grossa con ciottoli	3,0
Massi con ciottoli e ghiaia	2,5
Argilla molle	3,0
Argilla media	2,0
Argilla compatta	1,8
Argilla molto compatta	1,6

I valori più elevati di  $C$  si riferiscono a terreni con granulometria più fina (sabbie fini e limose), quelli più bassi a materiali di granulometria più grossolana.

Di norma negli argini formati con terreni limosi ed argillosi bastano piccoli valori della coesione per impedire l'asportazione delle particelle di terreno anche in condizioni di gradiente idraulico prossimo al valore critico.

## **5 – Approccio scientifico alle problematiche di stabilità degli argini: la metodologia di analisi proposta**

### **5.1 – Premessa**

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

Questi modelli derivano, essenzialmente, da integrazioni spaziali effettuate sulle equazioni tridimensionali sotto assunzioni che, ovviamente, possono limitarne l'applicabilità.

Recentemente la comunità scientifica ha intrapreso lo studio della formazione di brecce in rilevati quali arginature lungo i corsi fluviali. Se, come sembra, le formule di origine sperimentale per la valutazione della capacità di trasporto della corrente in moto uniforme non possono essere utilizzate per i casi in cui non sussiste l'uniformità del moto (come invece è prassi fare per le formule per la valutazione delle resistenze del moto) sorge la necessità di disporre di modelli di validità più generale.

Lo studio dei temi presentati può considerarsi propedeutico per affrontare i problemi in cui l'effetto dell'azione idrodinamica sui rilevati arginali ne modifica sensibilmente la conformazione, proprio in conseguenza delle azioni di filtrazione, erosione, trasporto e deposizione.

Nell'ambito di questa ampia tematica, si è affrontato lo studio delle azioni meccaniche che, durante il moto di filtrazione, intervengono sui grani dell'ammasso poroso formante le arginature.

Per quanto attiene alle metodologie di Ricerca già esistono studi avviati presso il nostro Dipartimento di Ingegneria Idraulica e Ambientale “G. Ippolito” ad attività attinenti alla tematica esposta - seppur nella diversità di approcci ed intenti - sia di natura sperimentale sia di carattere teorico-numerico (vd. lavori pubblicati negli ‘Scritti in Onore di Lucio Tagliatela’ - “Opere Idrauliche di Ritenuta: la Filtrazione in Mezzi Isotropi ed Anisotropi” - a cura di N. Fontana e P. Esposito). In questo

filone si è intesa collocare l'attività di ricerca concentrando l'attenzione ad una modalità di indagine squisitamente numerica.

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

- modelli per lo studio del moto di filtrazione attraverso rilevati arginali mediante studio di variazioni delle pressioni neutre;
- valutazione degli sforzi sulle arginature in campi di moto caratterizzati da configurazioni geometriche complesse.

Relativamente a quanto esposto, l'obiettivo del lavoro di ricerca è stato individuato nella realizzazione di una nuova metodologia di analisi che porta in conto la variabilità del campo tensionale in seno all'ammasso arginale relativamente alla variabilità delle condizioni iniziali e al contorno. In tal caso, si è posta l'attenzione anche sulle problematiche di carattere teorico-matematico connesse con l'assegnazione delle condizioni iniziali e al contorno al fine di elaborare una metodologia di analisi quanto più "completa" e al contempo semplice per quanto riguarda il costo computazionale.

Nello svolgimento della tesi si è focalizzata l'attenzione sugli argomenti presentati alla luce degli spunti che sono nati di volta in volta all'interno della ricerca grazie anche alla disponibilità di dati relativi alle tipologie arginali dei più importanti fiumi d'Italia che ci sono stati gentilmente messi a disposizione dalle diverse istituzioni scientifiche competenti in particolare l'Autorità di Bacino dei fiumi Liri-Garigliano e Volturno ed il Magistrato per il fiume Po.

## **5.2 – Analisi preliminare finalizzata alla valutazione dell’innescò di un regime di moti di filtrazione**

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

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

Dal punto di vista della stabilità le zone al piede della scarpata risultano quindi quelle maggiormente instabili e necessitano di particolare cura nel progetto dei provvedimenti di protezione e stabilizzazione.

Gli interventi volti a migliorare le condizioni di stabilità delle sponde hanno due finalità: l’aumento della pressione efficace oppure la diminuzione delle pressioni neutre.

Disponendo sulla scarpata un sovraccarico ( $q$ ), formato con materiale più permeabile, tale da non modificare il regime del flusso, ad esempio con una scogliera in pietrame, con filtrazione parallela al pendio, si può valutare l’incremento del coefficiente di sicurezza.

La diminuzione delle pressioni neutre, che è strettamente legata all’abbassamento del livello della falda nel pendio, comporta un aumento della tensione efficace e quindi della resistenza al taglio.

Lungo le scarpate degli argini fluviali, generalmente, non si eseguono interventi di abbattimento e controllo della falda, con trincee o tubi drenanti come per i pendii instabili, interventi che possono pregiudicare la funzionalità e la tenuta idraulica delle scarpate naturali ed artificiali in occasione di eventi di piena.

### 5.3 – La stabilità dei rilevati sotto l’azione di moti di filtrazione

Il tipo di approccio sviluppato si basa sulla determinazione del coefficiente di sicurezza rispetto al raggiungimento del valore della cosiddetta “cadente critica” valutando il campo tensionale che si determina in un terreno sottoposto ad un regime di moti di filtrazione oltre al campo di forze gravitazionali.

Ipotizzando il terreno completamente saturo lo immaginiamo come un sistema formato da uno scheletro solido con i vuoti intergranulari completamente pieni d’acqua. Quindi, possiamo studiare lo stato tensionale come formato da sollecitazioni taglienti interamente sopportate dallo scheletro solido e tensioni normali in parte assorbite dallo scheletro solido ed in parte dalla fase liquida intergranulare.

Indichiamo con  $u$  la pressione che agisce in modo omnidirezionale sull’acqua e sui grani con uguale intensità; mentre indichiamo con  $\sigma'$  lo stato tensionale proprio dello scheletro solido noto come stato tensionale efficace.

E’ possibile scrivere:

$$\sigma = \sigma' + u$$

avendo indicato con  $\sigma$  la tensione totale pari alla somma della componente supportata dal solo scheletro solido ( $\sigma'$ ) più l’aliquota della pressione neutra  $u$ .

Per studiare il comportamento meccanico del terreno bisogna anzitutto determinare lo stato tensionale del fluido all’interno del terreno distinguendo le due possibili condizioni che si possono avere:

- *condizioni idrostatiche*: per determinare le  $u$  basta usare dei piezometri; la quota piezometrica  $h = z + u/\gamma$  è costante ovunque, per cui una volta determinata è facile calcolare puntualmente il valore delle  $u$ ;
- *condizioni idrodinamiche*: c’è una differenza di quota piezometrica e quindi il valore di  $h$  non è più costante e ciò determina l’instaurarsi di un regime di moti di filtrazione. Se  $v$  è la velocità di filtrazione possiamo scrivere:  $v = -k\nabla h$  (*legge di Darcy*), dove  $h$  è il coefficiente di filtrazione (di valore costante ed eventualmente un tensore). L’equazione scritta può essere accoppiata con un’ulteriore equazione esprime la conservazione della massa. Per esempio nel caso stazionario abbiamo:  $\nabla v = 0$ ;  $k = \text{cost} \Rightarrow \nabla^2 h = 0$  (*equazione di Laplace*). Stabilite le condizioni al contorno si arriva ad un regime di filtrazione a carattere

stazionario da cui è possibile ricavare un reticolo idrodinamico e di conseguenza il valore puntuale delle pressioni neutre.

La conoscenza di un reticolo idrodinamico a maglie quadrate, come si è visto, consente il calcolo di tutte le caratteristiche del moto filtrante in ogni punto; il tracciamento della rete può essere fatto con metodi analitici o numerici.

Se il mezzo filtrante di studio è omogeneo ed isotropo la rete idrodinamica, e quindi il valore della pressione neutra in ciascun punto, è indipendente dalla permeabilità; in un mezzo eterogeneo ed anisotropo, invece la soluzione è fortemente influenzata dal rapporto di anisotropia e dai rapporti dei valori della permeabilità ( $k_1/k_2$ ).

I depositi naturali di materiali sciolti che formano un rilevato arginale, sono quasi sempre dotati di una struttura assai complessa e non facilmente caratterizzabile, soprattutto nei riguardi della permeabilità, a causa delle variazioni casuali di tale parametro e dei dettagli stratigrafici, per cui caratterizzare il nostro materiale come un mezzo anisotropo ci permette di ottenere risultati quanto più prossimi alla realtà.

Va fatto a questo punto una precisazione: il problema di determinare lo stato tensionale nell'ammasso di terreno si riconduce ad un problema di 'sistema ripetitivo' proprio della Scienza delle Costruzioni.

In particolare lo stato tensionale che si sviluppa semplifica le 'equazioni dell'equilibrio elastico di Navier':

$$\partial\sigma_x/\partial x + \partial\tau_{xz}/\partial z = 0$$

$$\partial\tau_{zx}/\partial x + \partial\sigma_z/\partial z + Z = 0$$

dove la Z rappresenta nel caso specifico il contributo della forza peso che indichiamo con la lettera  $\gamma$  per cui sostituendo possiamo scrivere:

$$\partial\sigma_x/\partial x + \partial\tau_{xz}/\partial z = 0$$

$$\partial\tau_{zx}/\partial x + \partial\sigma_z/\partial z - \gamma = 0$$

A queste va poi accoppiata un'equazione di congruenza:

$$\Delta_2(\sigma_x + \sigma_z) = (-m/m - 1)(\partial X/\partial x + \partial Z/\partial z)$$

che rende il sistema risolvibile. Esse sono le condizioni necessarie e sufficienti perché una terna  $\sigma_x, \sigma_z, \tau_{xz}$ , sia soluzione.



Per forze di massa costante l'equazione di congruenza diviene:

$$\Delta_2(\sigma_x + \sigma_z) = 0$$

Ovvero sempre in ipotesi di forze di massa costanti, lo stato tensionale piano può farsi derivare da un'unica funzione delle coordinate  $x, z$ :

$$\partial^4 \phi / \partial x^4 + 2 \partial^4 \phi / \partial x^2 \partial z^2 + \partial^4 \phi / \partial z^4 = 0$$

Il problema viene quindi ricondotto alla determinazione di una funzione  $\phi(xz)$ , definita nel dominio del piano  $xz$  occupato dal corpo.

Con l'ausilio di un software specializzato (*plaxis*) che risolve il set di equazioni differenziali che regolano il problema di equilibrio con il Metodo degli Elementi Finiti è possibile quindi conoscere il valore puntuale delle tensioni totali nel terreno, delle pressioni neutre ed il relativo valore delle tensioni efficaci.

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

Quanto detto è possibile caratterizzarlo in modo da poter individuare un determinato numero di casi in cui al variare di opportuni parametri quali: l'altezza del rilevato ( $H$ ), la larghezza della base arginale ( $B$ ), la pendenza delle sponde ( $\alpha_1, \alpha_2$ ), il carico totale ( $h$ ), il valore del coefficiente di permeabilità del terreno di fondazione ( $k_f$ ) e del rilevato arginale ( $k_a$ ), ovvero le caratteristiche meccaniche del terreno ( $\gamma, \phi, c$ ) ed avvalendosi del ben noto 'Teorema II' ovvero 'Teorema di Buckingham' si individuano le condizioni critiche in cui si innescano movimenti nell'ammasso arginale che possono destabilizzare l'opera.

## 5.4 – Il modello matematico utilizzato

### 5.4.1 – Generalità sui modelli matematici

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

In idraulica molto spesso si ricorre a modelli del tipo monodimensionale, che possono essere ‘semplificati’ (rispetto alla descrizione della geometria della zona di interesse nell’ambito dell’applicazione delle equazioni del De Saint Venant) o ‘completi’ (si basano, ad esempio, sulle equazioni che descrivono il moto vario delle correnti a pelo libero ovvero sulle equazioni del De Saint Venant). Spesso, risulta più opportuno utilizzare modelli semplificati in quanto essi risultano essere i soli modelli mediante i quali è possibile giungere a soluzioni analitiche del problema affrontato. Inoltre, i modelli completi, essendo non lineari, solo in pochissimi casi riescono a fornire una soluzione esatta del problema. In molti casi reali, in cui sono presenti tutti i termini che compongono le equazioni che descrivono un particolare problema, la soluzione è ricavabile solo per via numerica: classicamente con metodi alle differenze finite ovvero con metodi agli elementi finiti che integrano le equazioni del De Saint Venant in forma conservativa.

Comunque, anche se di immediata implementazione, i modelli monodimensionali possono essere utilizzati solo per un numero limitato di problemi, ad esempio quando un flusso esondante presenta una direzione privilegiata nel moto rispetto alle altre. Per questo motivo spesso, in idraulica, si ricorre all’uso di modelli bidimensionali che meglio approssimano la realtà. Anche per questi modelli esistono, però, modelli semplificati come i ‘modelli non proprio monodimensionali’ che portano in conto delle eventuali variazioni di sezione del canale o i ‘modelli concettuali’ detti anche ‘modelli quasi-bidimensionali’, che schematizzano un fenomeno come una successione di fenomeni monodimensionali. Mentre, per quanto riguarda i ‘modelli completi’, questi sono da ritenersi sicuramente i più rigorosi e, di conseguenza, i più adatti ad affrontare un problema idraulico, anche se per la difficoltà d’implementazione e per l’onerosità computazionale, si sono talvolta mostrati di applicazione limitata a situazioni sufficientemente semplificate. Inoltre, va detto che vista l’impossibilità di pervenire a soluzioni analitiche spesso anche per situazioni

particolarmente semplificate, il set di equazioni può essere risolto solo ricorrendo a tecniche di integrazione numeriche (FDM, FEM, FVM), il che comporta, ovviamente, errori causati dalle approssimazioni che si fanno, sicché il primo passo consiste nella definizione di una griglia, che permetta di approssimare lo spazio continuo con un numero finito di punti. E' evidente, quindi, che assume un'importanza prioritaria la definizione della griglia su cui operare la discretizzazione, in quanto una scelta buona consente di ridurre sensibilmente gli errori.

#### **5.4.1 – La mesh**

Come detto nel paragrafo precedente, le griglie (*mesh*) rappresentano una fase particolarmente delicata nell'impostazione del problema numerico, infatti, da essa dipendono la maggiore o minore difficoltà di implementazione, l'onerosità dei calcoli e di conseguenza la lunghezza dei tempi computazionali.

Una griglia può essere classificata rispetto a diverse caratteristiche: la *forma* (triangolare o rettangolare); l'*ortogonalità* ovvero la misura degli angoli tra le linee di separazione delle celle (se gli angoli misurano  $90^\circ$  la griglia si dirà ortogonale); la *struttura* (nel FVM solitamente si ricorre a griglie strutturate mentre col FEM si preferisce usare una griglia non strutturata); i *blocchi* (si può avere una griglia multi-blocco se si mettono assieme più griglie strutturate); i *punti di integrazione*, in quanto un modello può essere più o meno stabile a secondo della scelta dei punti in cui vengono calcolate le grandezze fisiche che possono non coincidere tra loro (in questo caso si parla di griglia *staggered* ovvero *sfalsata*). Per il FEM le variabili vengono solitamente calcolate nei punti intersezione della griglia e, talvolta, nel centro delle celle, mentre per il FVM le variabili vengono sempre calcolate nei centri delle singole celle. Infine, un'ulteriore caratteristica di una griglia è rappresentata dalla sua *mobilità* (*adaptive grid*): una griglia mobile segue l'evoluzione del fenomeno con maggiore precisione nei punti in cui si ritiene che si debba tenere in conto della mutevole geometria del dominio oggetto di studio.

#### **5.4.2 – Il Metodo agli Elementi Finiti (FEM)**

Il Metodo agli Elementi Finiti costituisce un classico metodo di integrazione numerica che nasce, fondamentalmente, per soddisfare alle esigenze della meccanica strutturale, ma che può essere esteso anche ad altri settori dell'ingegneria civile.

Il FEM permette l'integrazione delle equazioni differenziali previa discretizzazione del dominio in particelle areali discrete: gli elementi. Il FEM, in particolare, è un metodo numerico molto flessibile, in quanto, gli elementi possono avere forma qualsiasi e la mesh di cui fanno parte non deve essere necessariamente strutturata. Questa proprietà permette di studiare anche casi in cui le geometrie siano molto complesse. La soluzione di un generico problema, ottenuta mediante una procedura numerica agli elementi finiti, ha carattere definibile a priori così come è determinabile a monte l'ordine della funzione nei punti nodali (lineare, quadratico o di ordine superiore) che possono, a loro volta, essere individuati nei vertici, nei punti medi dei lati o nei punti centrali dei singoli elementi. La dipendenza della soluzione del problema dalla scelta dei nodi la rende fortemente legata alla rappresentazione geometrica del dominio. Inoltre, mediante il FEM, si può pervenire ad una soluzione in forma integrale delle equazioni che reggono il fenomeno, partendo dalla cosiddetta formulazione dei residui pesati mediante cui il metodo agli elementi finiti assume la capacità di tenere in conto naturalmente delle condizioni differenziali al contorno. Impiegando tale metodo, quindi, possono essere inserite, con un maggiore grado di accuratezza ovvero in maniera più prossima alla realtà, sia la geometria del confine del dominio considerato che le relative condizioni al contorno. Ciò garantisce un migliore grado di precisione della soluzione.

Comunque, il FEM non dà risultati molto soddisfacenti nel campo dell'idraulica a causa del carattere non dissipativo dell'approssimazione di Galerkin, nonostante che, negli ultimi anni, tale metodo sia stato inquadrato con maggiore rigore formale, con la definizione di precisi criteri di esistenza ed accuratezza, mediante una formulazione variazionale equivalente. Difatti, ciò non è sempre applicabile per equazioni di tipo iperbolico ovvero per tipiche equazioni dell'idraulica, il che ha rallentato gli sviluppi del FEM nel campo della fluidodinamica diversamente da quanto è accaduto nel campo della meccanica strutturale.

### **5.4.3 – II PLAXIS**

Per lo sviluppo della metodologia esposta si è utilizzato il *PLAXIS* che è un modello numerico bidimensionale agli elementi finiti, utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni dell'ingegneria geotecnica. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piana oltre a possedere una buona interfaccia grafica che permette di costruire agevolmente un modello geometrico e di generare un reticolo di

elementi finiti, partendo da una sezione trasversale ortogonale (*cross section*) rappresentativa della situazione considerata.

Prima di poter effettuare un'analisi agli elementi finiti bisogna preparare il file di input redigendo un modello agli elementi finiti ovvero un modello geometrico bidimensionale di cui devono essere specificate le proprietà dei materiali ed imposte le condizioni al contorno. In particolare, per simulare il comportamento del terreno si è utilizzato il noto Modello di Mohr-Coulomb ovvero un modello elastico perfettamente plastico che richiede la conoscenza di soli cinque parametri, che sono il modulo di Young  $E$ , il coefficiente di Poisson  $\nu$ , la coesione  $c$ , l'angolo di attrito  $\phi$  e l'angolo di dilatanza  $\psi$ . Quindi è stata fatta generare una mesh, che può essere opportunamente modificata ovvero affinata, e definite le condizioni iniziali attraverso la generazione delle pressioni neutre, delle tensioni totali e delle conseguenti tensioni efficaci iniziali. Oltre alla generazione secondo i livelli di falda, le pressioni neutre possono essere generate anche in base all'analisi del moto di filtrazione (*seepage*) una volta che siano state assegnate le condizioni al contorno per la quota piezometrica. Il programma consente, pertanto, la simulazione del moto di filtrazione e dell'evoluzione morfologica del rilevato arginale sotto l'azione delle forze prodotte dal suddetto moto filtrante in condizioni di regime con diversi livelli di piena. I risultati ottenuti possono essere letti nell'interfaccia di output del programma.

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

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

#### 5.4.4 – La *Phi-c reduction*

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

Infine, esistono dei moltiplicatori, associati al modello della riduzione dei parametri di resistenza del terreno, che consentono il calcolo dei fattori di sicurezza (*Safety factor*).

In particolare, il moltiplicatore  $\sum Msf = \frac{\tan \phi_{input}}{\tan \phi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}}$  è definito

come il quoziente dei parametri di resistenza originali e dei parametri di resistenza ridotti e controlla la riduzione di  $\tan\phi$  e di  $c$  in un dato stadio dell'analisi. Una volta sviluppato completamente il meccanismo di rottura è possibile conoscere il valore

del coefficiente di sicurezza  $Sf = \frac{resistenzadisponibile}{resistenzaarottura} = valore di \sum Msfarottura$ .

La procedura della *Phi-c reduction* comporta una definizione del coefficiente di sicurezza simile alla definizione che si adopera convenzionalmente nei calcoli eseguiti con i metodi dell'equilibrio limite globale.

## 5.5 – Interpretazione dei risultati ottenuti

### 5.5.1 – Premessa

Seguendo l'approccio scientifico esposto sono state studiate diverse sezioni arginali variabili sia per caratteristiche geometriche che per caratteristiche meccaniche. In particolare, fissate le caratteristiche geotecniche dei terreni (sabbia o argilla) e le relative permeabilità (uguali o diverse tra rilevato e fondazione) sono state studiate sezioni arginali con altezze variabili da (3÷6) m (simili tra loro) con due tipi diversi di pendenza per i paramenti: 1/1,5 (lato campagna o lato fiume) e 1/2 (lato fiume o lato campagna). Le informazioni sono state opportunamente desunte dalla letteratura tecnica e successivamente parametrizzate. Per ogni sezione di studio è stato fatto variare il valore del carico idraulico da una condizione di magra (falda a quota piano campagna) ad una condizione di massimo invaso coincidente con la quota di coronamento, valutando ogni volta il valore del coefficiente di sicurezza. In talune sezioni, qui prese in esame, elevati livelli idrici spesso danno luogo a coefficienti di sicurezza minori dell'unità.

Quindi, si è testata la metodologia di analisi proposta attraverso la verifica su alcune sezioni arginali del fiume Volturno che sono state interessate, in passato, da fenomeni di rottura a causa delle infiltrazioni d'acqua nel terreno (informazione avuta dall'Autorità di Bacino dei fiumi Liri-Garigliano e Volturno). Il test ha dato risultati soddisfacenti in quanto ha mostrato chiaramente che la sezione arginale presa in esame era insufficiente a resistere ad un regime di moti di filtrazione per carichi superiori a 2,5 m ovvero prossimi al coronamento.

Inoltre, è stato considerato un diverso modello di crisi del rilevato arginale consistente nel sifonamento per erosione dall'interno (piping) (modello che prende le mosse da quello descritto da Khilar et al. (1985)), operando su analoghe sezioni arginali studiate per l'approccio precedentemente descritto, sia per geometria che per caratteristiche meccaniche ed idrauliche. In particolare, si è valutato il carico idraulico critico connesso con l'innescò del piping con l'ausilio del modello numerico SEEP/W. I risultati preliminari di questo secondo modello mostrano che le altezze critiche per il sifonamento dell'argine sono paragonabili, per ordine di grandezza, a quelle critiche per stabilità.

Infine, sono stati elaborati degli abachi nei quali il coefficiente di sicurezza relativo alla crisi per instabilità dell'argine viene messo in relazione con opportuni parametri dimensionali di chiaro significato fisico.

### **5.5.2 – Analisi dimensionale: il Teorema II o di Buckingham**

Nata verso la fine del 1800, l'analisi dimensionale ha avuto un grande sviluppo nel secolo scorso in quanto ha consentito una vera e propria rivoluzione nel modo di approcciarsi alle sperimentazioni fisiche.

Questa analisi consente di inquadrare in una maniera più completa il problema dei modelli di similitudine. In particolare, l'analisi dimensionale può essere applicata a qualsiasi problema fisico purchè siano note tutte le grandezze fisiche che lo governano, in quanto è noto un principio fondamentale della fisica secondo cui ogni legge fisica deve essere valida indipendentemente dal sistema di unità di misura prescelto.

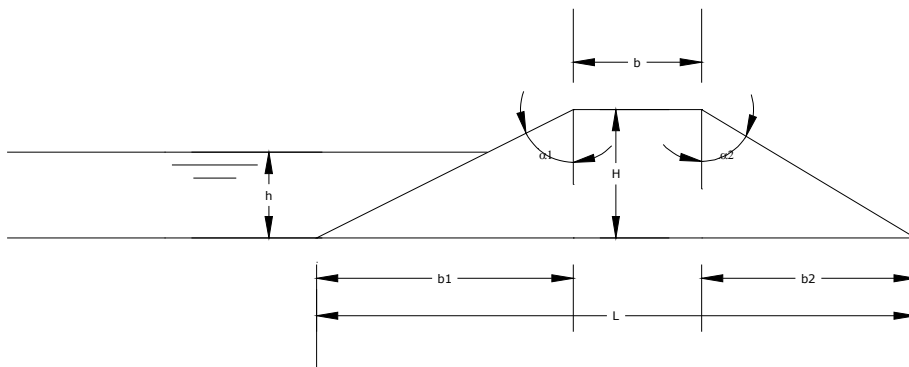
E' possibile dimostrare, in base al teorema di Buckingham, che qualunque grandezza fisica rilevante in un problema di fisica matematica, dotata di opportuna dimensione, dipendente da altre grandezze fisiche, pure dotate di opportuna dimensione, può essere opportunamente adimensionalizzata, in maniera tale che la sua espressione adimensionale sia funzione di opportune espressioni, a loro volta adimensionali, delle principali grandezze fisiche che reggono il problema.

Il vantaggio di tale procedimento è che si traduce sempre in una riduzione del numero di parametri dai quali il problema dipende (non più le grandezze fisiche ma i raggruppamenti adimensionali), e dunque in una riduzione degli esperimenti (su modello fisico o su modello numerico) da dovere eseguire per giungere alla struttura delle leggi fisiche che reggono il problema.

### **5.5.3 – Il caso di studio**

Nel caso in esame del problema della stabilità di un rilevato arginale, le grandezze fisiche che reggono il problema, in condizioni di moto permanente, possono essere così riassunte (vd figura):





**Figura 5.1** – Parametri fisici considerati nel caso di studio

$H$  = altezza del rilevato;

$L$  = dimensioni della base del rilevato;

$\alpha_1$  = scarpa del lato a fiume dell'argine;

$\alpha_2$  = scarpa del lato campagna dell'argine;

$h$  = carico in corrispondenza del paramento di fiume;

$n_1$  = porosità del materiale costituente il rilevato;

$n_2$  = porosità del materiale costituente il suolo di fondazione;

$\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua;

$\gamma_s$  = peso specifico della frazione solida;

nonché alcune grandezze derivate, dipendenti da viscosità cinematica del fluido che si infiltra, accelerazione di gravità, diametro dei grani e forma di questi, eventuale esistenza di coesione:

$\tan \varphi_1$  = resistenza al taglio del materiale costituente il rilevato;

$\tan \varphi_2$  = resistenza al taglio del materiale costituente il suolo di fondazione;

$c_1$  = coesione del materiale costituente il rilevato arginale;

$c_2$  = coesione del materiale costituente il suolo di fondazione;

$k_a$  = permeabilità del materiale costituente il rilevato arginale;

$k_f$  = permeabilità del materiale costituente il suolo di fondazione.

In generale, dunque, si deve potere scrivere che il coefficiente di sicurezza del rilevato è esprimibile come:

$$SF = SF(h, H, L, \alpha_1, \alpha_2, \gamma_w, \gamma_s, n_1, n_2, \tan \varphi_1, \tan \varphi_2, c_1, c_2, k_a, k_f)$$

Si osserva che, nelle elaborazioni numeriche preliminari, oggetto di questo lavoro di tesi, le prove numeriche sono state suddivise in gruppi, per i quali sono stati tenuti costanti, da un lato, tutti i parametri che caratterizzano il profilo del rilevato, dall'altro quelli che caratterizzano la struttura e le proprietà fisiche del materiale costituenti rilevato arginale e suolo di fondazione. Il numero non ancora sufficientemente largo di prove non permette di determinare in maniera compiuta la variabilità di  $Sf$  in funzione di  $\alpha_1$ ;  $\alpha_2$ ;  $n_1$ ;  $n_2$ ;  $\gamma_w$ ;  $\gamma_s$ ;  $\tan \varphi_1$ ;  $\tan \varphi_2$ ;  $c_1$ ;  $c_2$ ;  $k_a$ ;  $k_f$ .

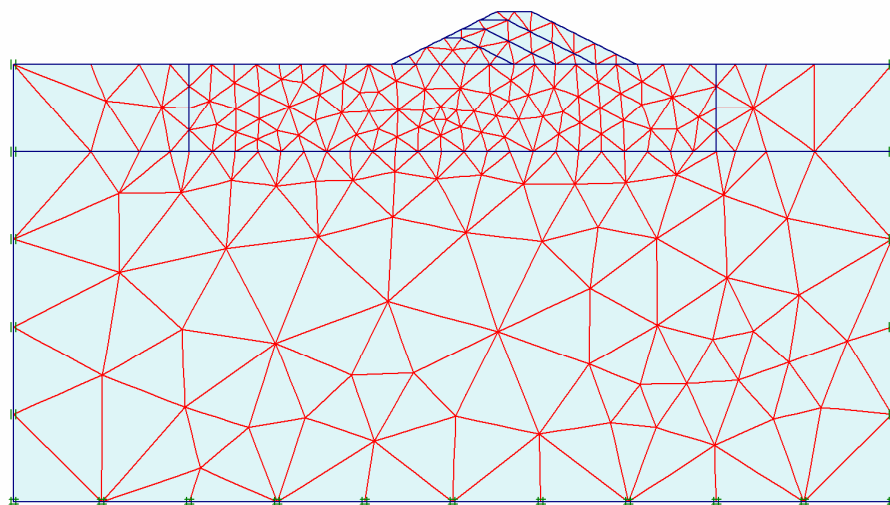
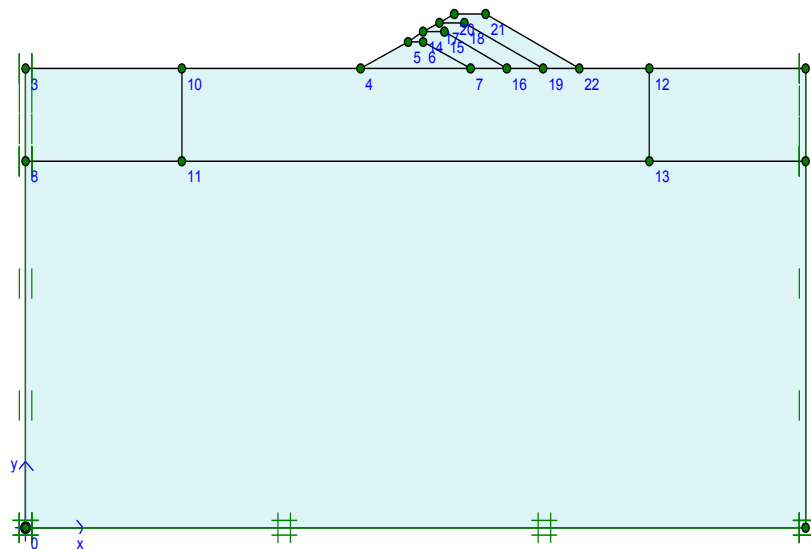
Pertanto verranno considerati esclusivamente dipendenze aventi la seguente struttura, per ognuno dei gruppi di prove:

$$SF = SF\left(\frac{h}{L}, \frac{c_1}{\gamma_w h}\right)$$

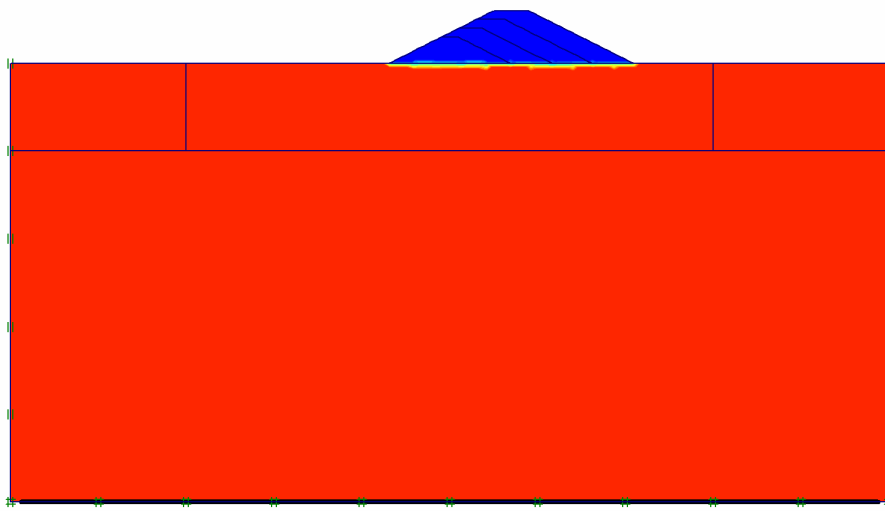
Si è infatti osservato che la crisi del rilevato avviene quando il rapporto adimensionale  $h/L$  cresce oltre un certo limite, essendo tale rapporto adimensionale significativo delle pressioni neutre nel rilevato, le quali tendono ad annullare le tensioni efficaci facendo venire meno la resistenza al taglio: la grandezza  $h/L$  è significativa della pendenza della linea freatica. Del resto, la presenza di effetti non lineari (ad esempio la coesione del materiale), rende il problema della resistenza dell'argine non dipendente solo dal profilo di questo e del rapporto  $h/L$ , ma anche delle sue effettive dimensioni. Di ciò si può tenere conto attraverso il parametro adimensionale  $c_1/\gamma_w H$ . In particolare, si è provveduto dapprima ad evidenziare quali sono le grandezze geometriche nonché le caratteristiche geotecniche da tenere in conto per poi passare all'analisi dimensionale in cui si è visto quali caratteristiche possono essere considerate indipendenti e quali, invece, possono essere messe in funzione delle altre.

**CASO A – PERMEABILITA' COSTANTE ( $k_{argine} = k_{fondazione}$ );**

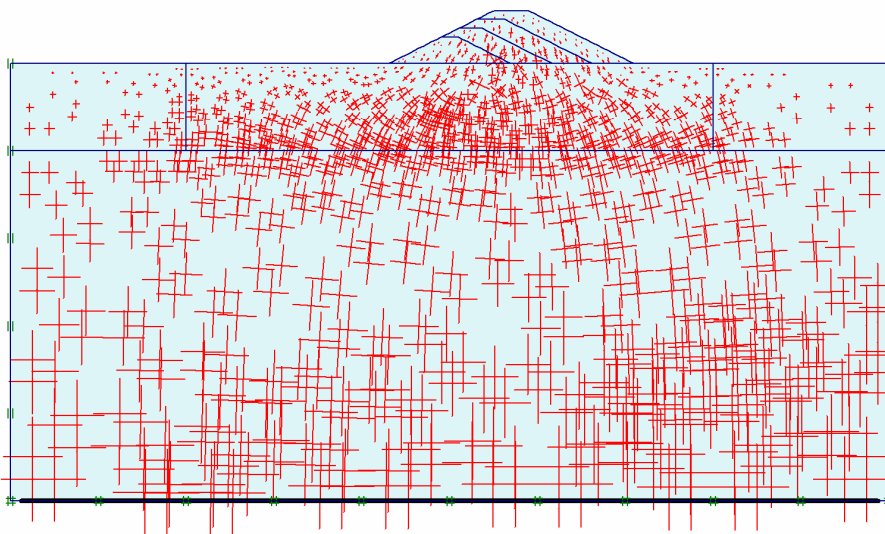
**INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE COSTANTE ( $\alpha_1 = \alpha_2$ )**



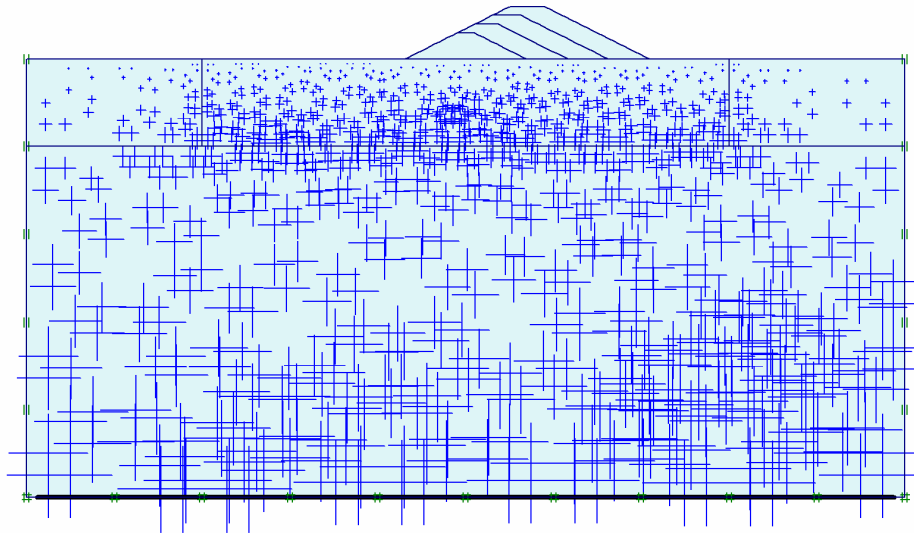
(es.:  $H_{\text{ARGINE}} = 6\text{m}$ ;  $h = 3\text{m}$ )



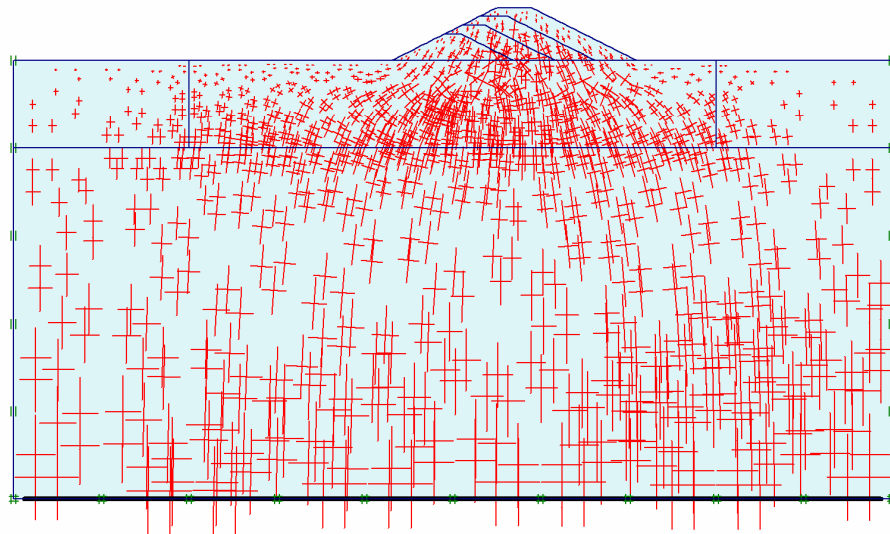
Degree of saturation  
Extreme degree of saturation 100.00%



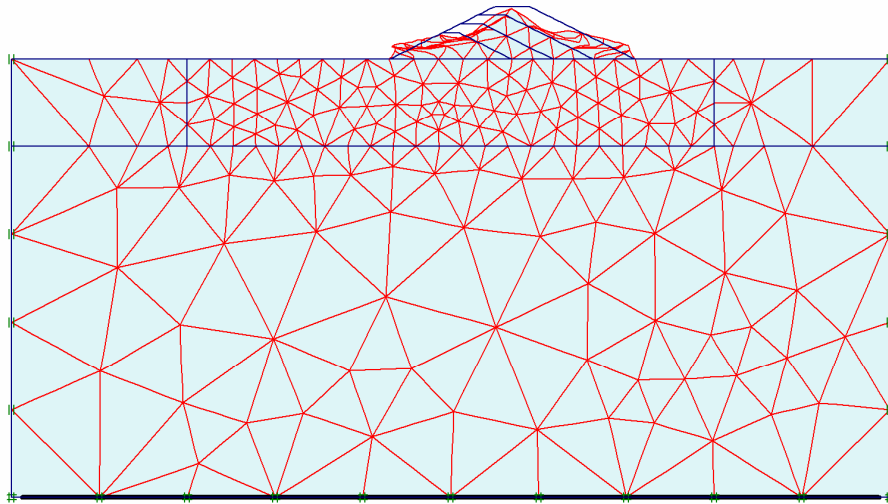
Total stresses  
Extreme total principal stress  $-1.01 \cdot 10^9 \text{ kN/m}^2$



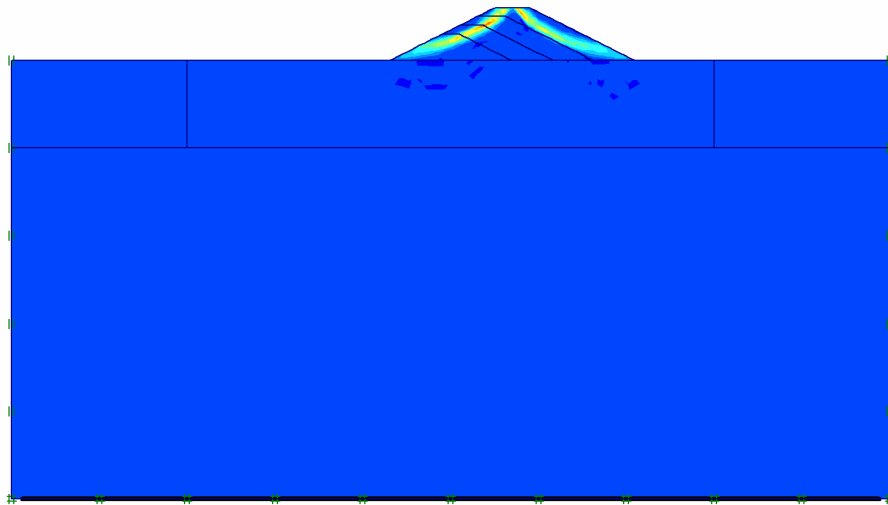
Active pore pressures  
Extreme active pore pressure -497.96 kN/m<sup>2</sup>  
(pressure = negative)



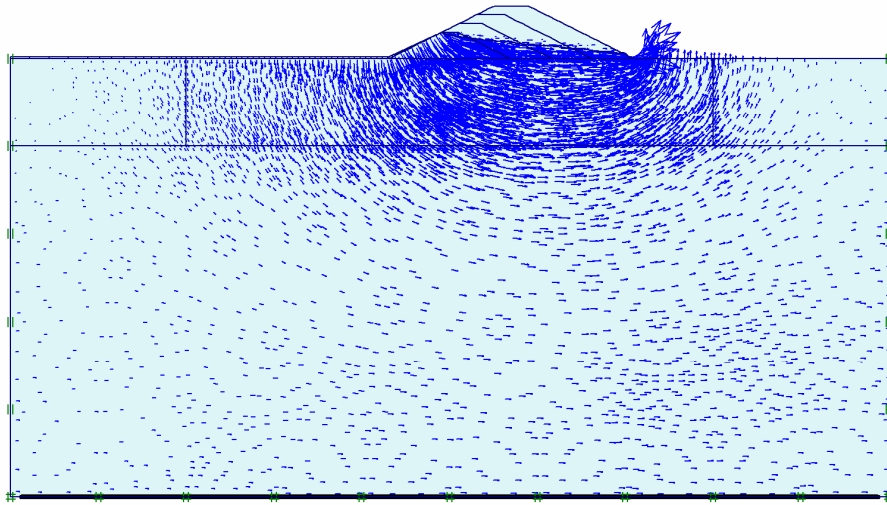
Effective stresses  
Extreme effective principal stress -516.76 kN/m<sup>2</sup>



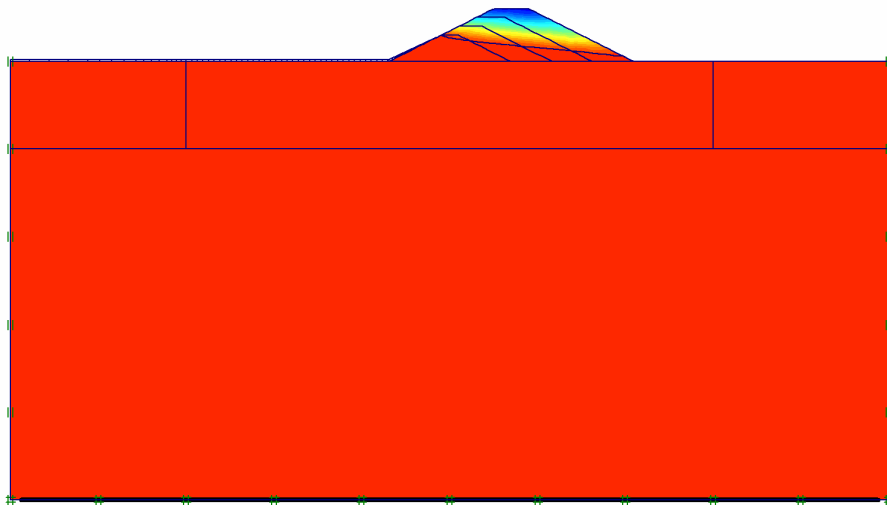
Deformed Mesh  
Extreme total displacement  $2.59 \cdot 10^{-6}$  m  
(displacements scaled up  $2.00 \cdot 10^{-6}$  times)



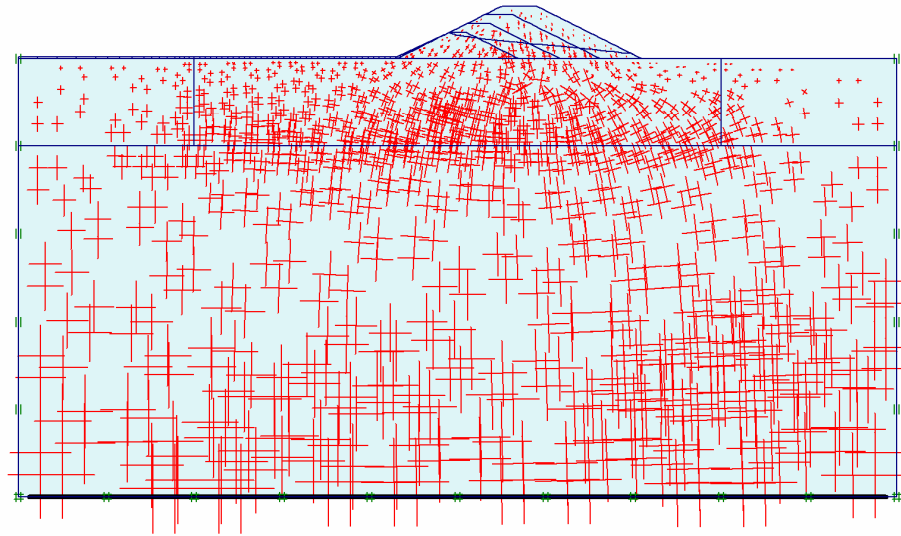
Incremental shear strains  
Extreme shear strain incremental  $9.45 \cdot 10^{-6}$  %



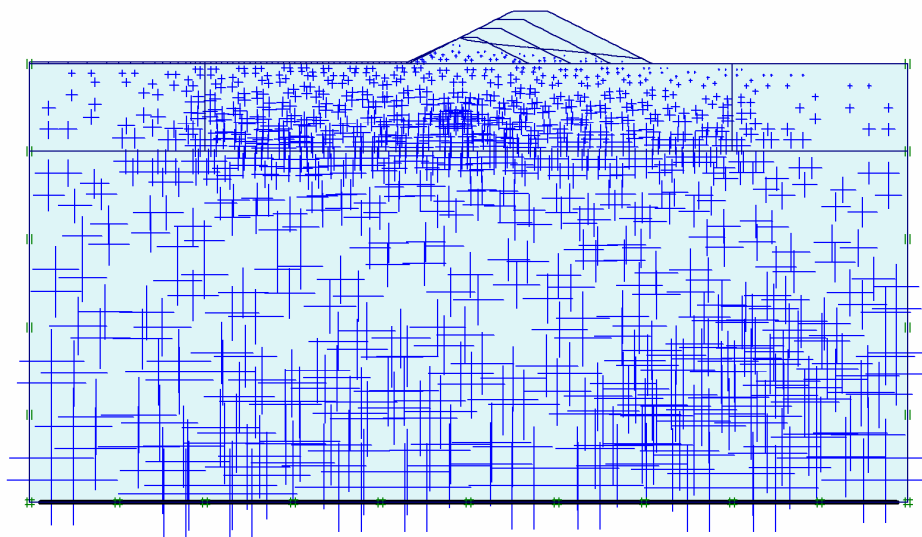
Flow Field  
Extreme velocity  $318.19 \cdot 10^{-3}$  m/day



Degree of saturation  
Extreme degree of saturation 100.00%

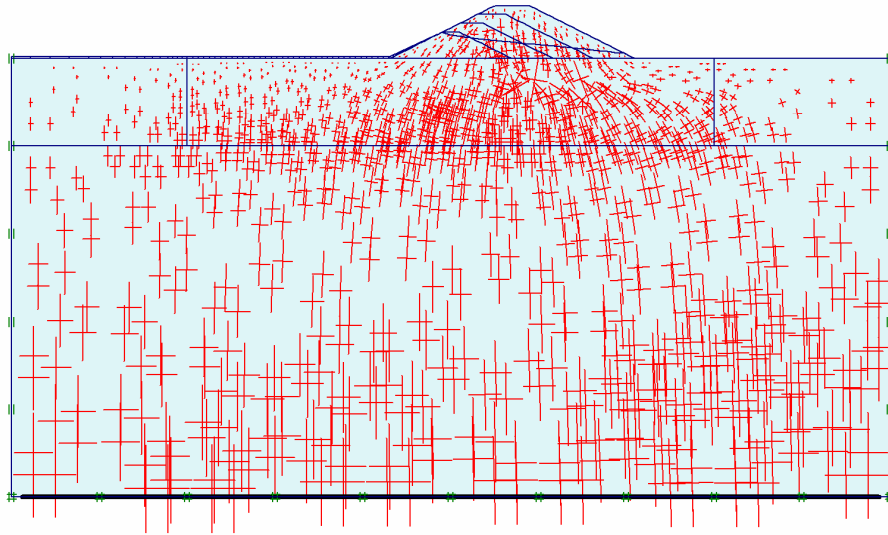


**Total stresses**  
Extreme total principal stress  $-1.03 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$

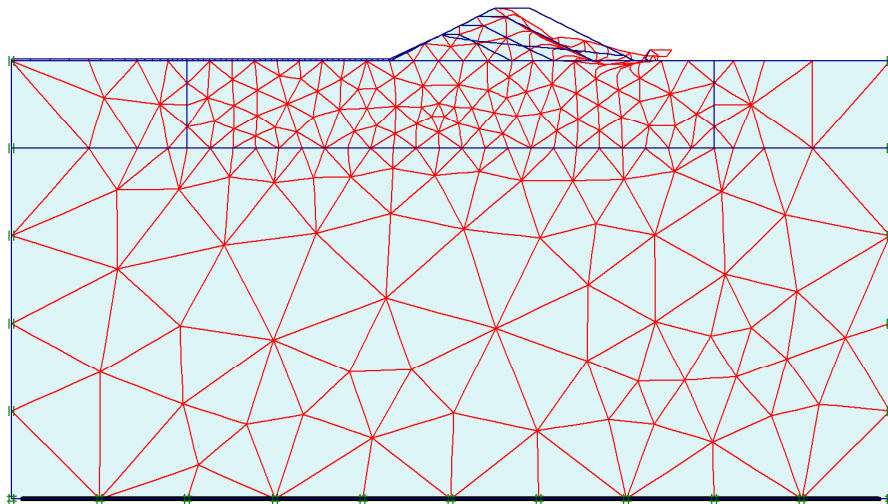


**Active pore pressures**  
Extreme active pore pressure  $-525.34 \text{ kN/m}^2$   
(pressure = negative)

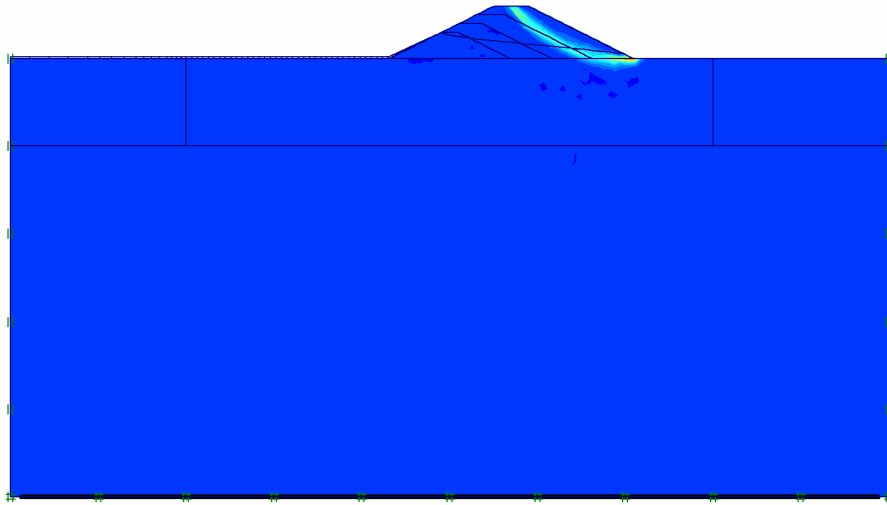




Effective stresses  
Extreme effective principal stress  $-516.25 \text{ kNm}^{-2}$



Deformed Mesh  
Extreme total displacement  $480.87 \cdot 10^{-3} \text{ m}$   
(displacements scaled up  $10.00 \cdot 10^{-6}$  times)



Incremental shear strains  
Extreme shear strain incremental  $1.26 \times 10^{-6} \%$

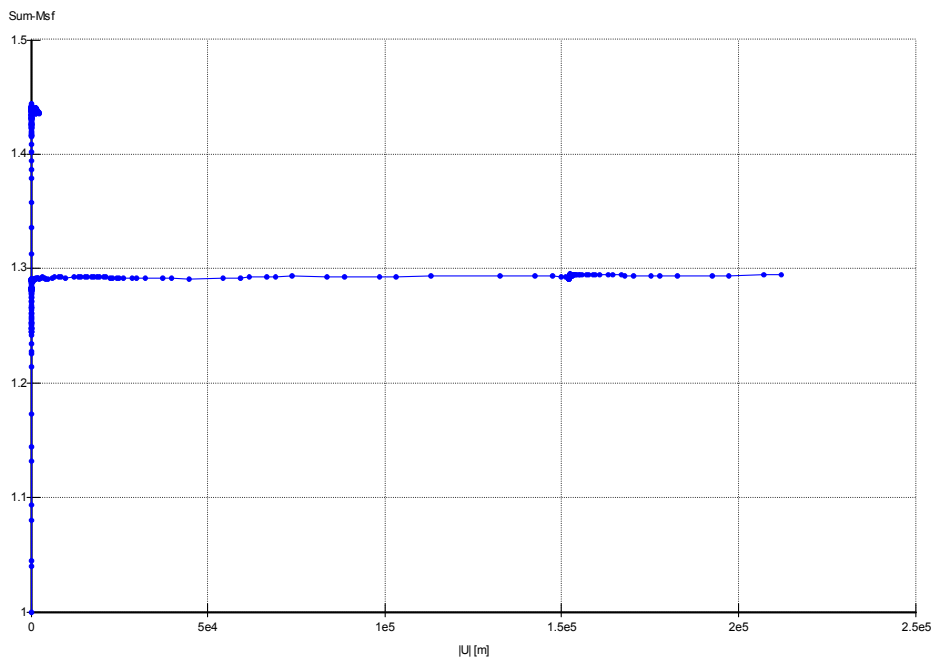


Chart 1

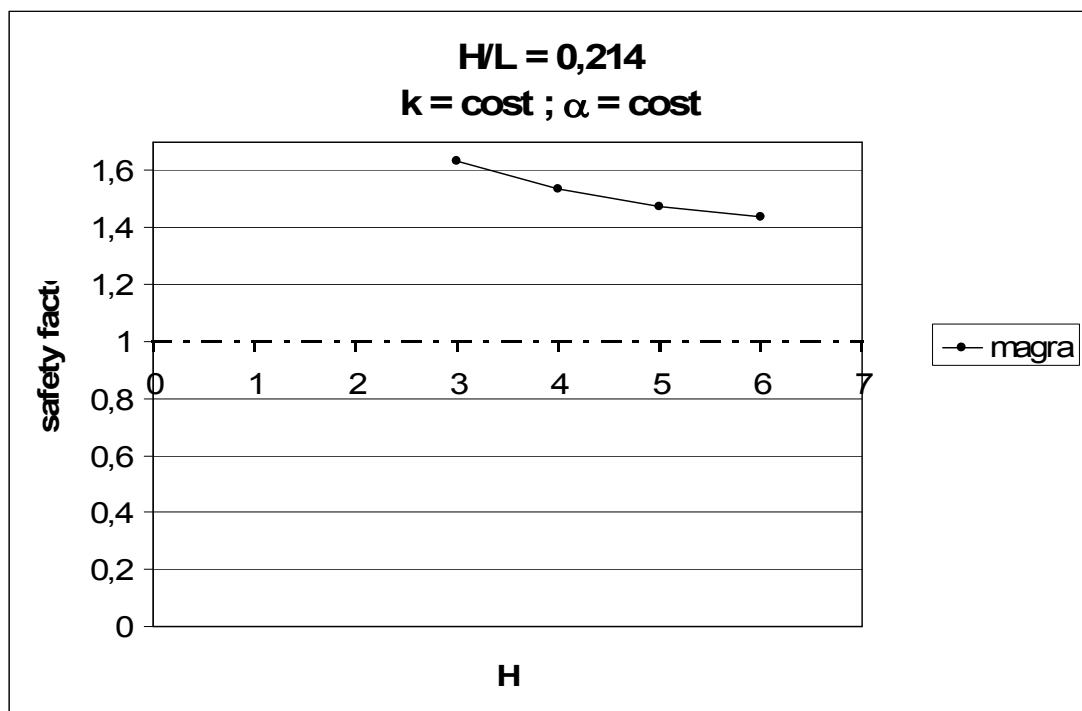
Curve 1

### Condizioni di magra per argini simili e per diverse altezze

PERMEABILITA' COSTANTE ( $k_{argine} = k_{fondazione}$ );

INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE COSTANTE ( $\alpha_1 = \alpha_2$ )

H [m]	L [m]	H/L	Sf
3	14	0,214286	1,632
4	18,7	0,213904	1,535
5	23,3	0,214592	1,472
6	28	0,214286	1,436

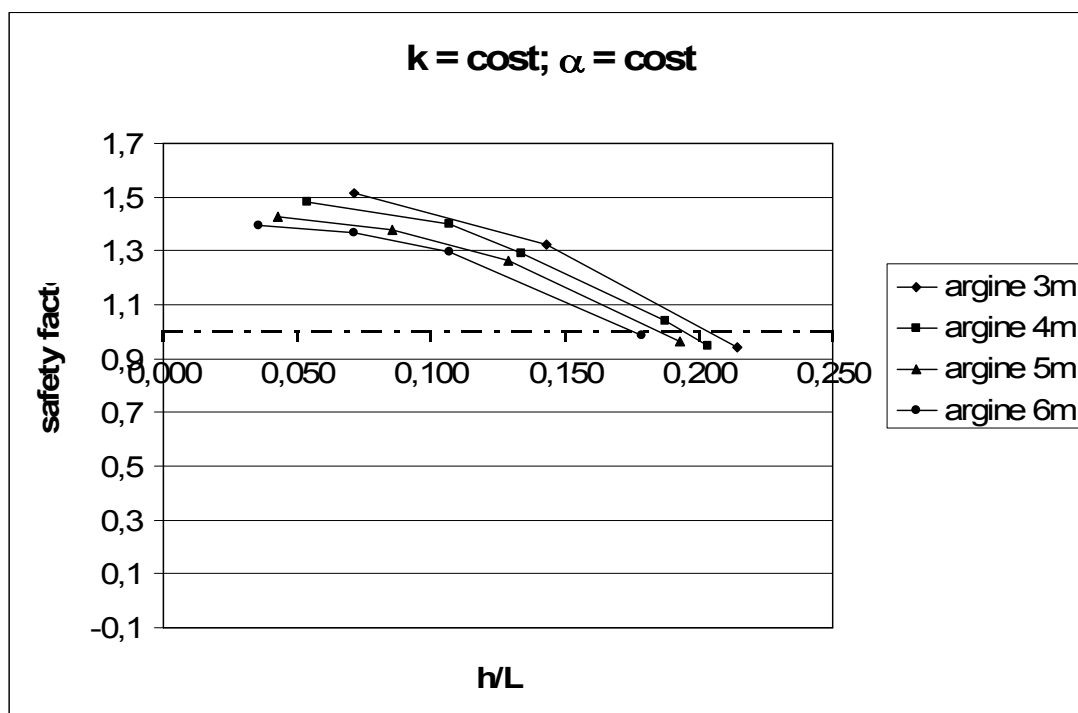


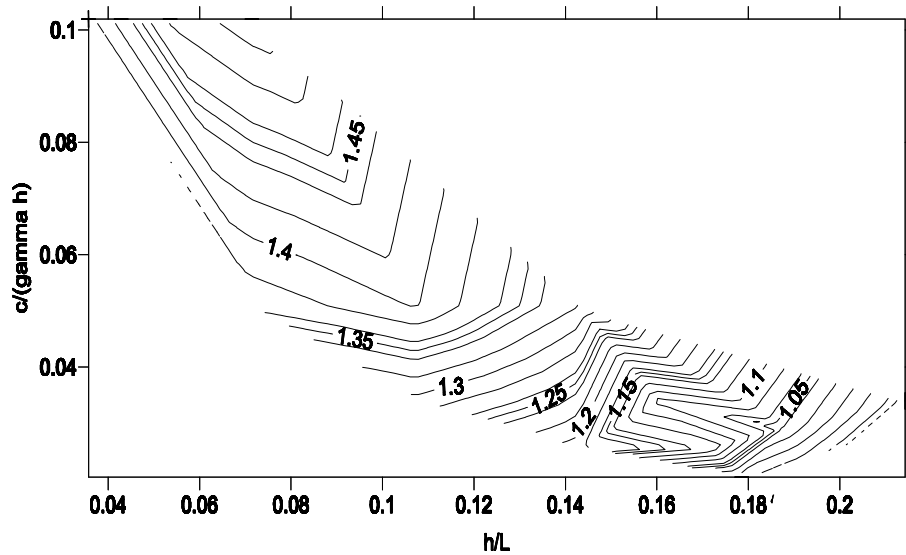
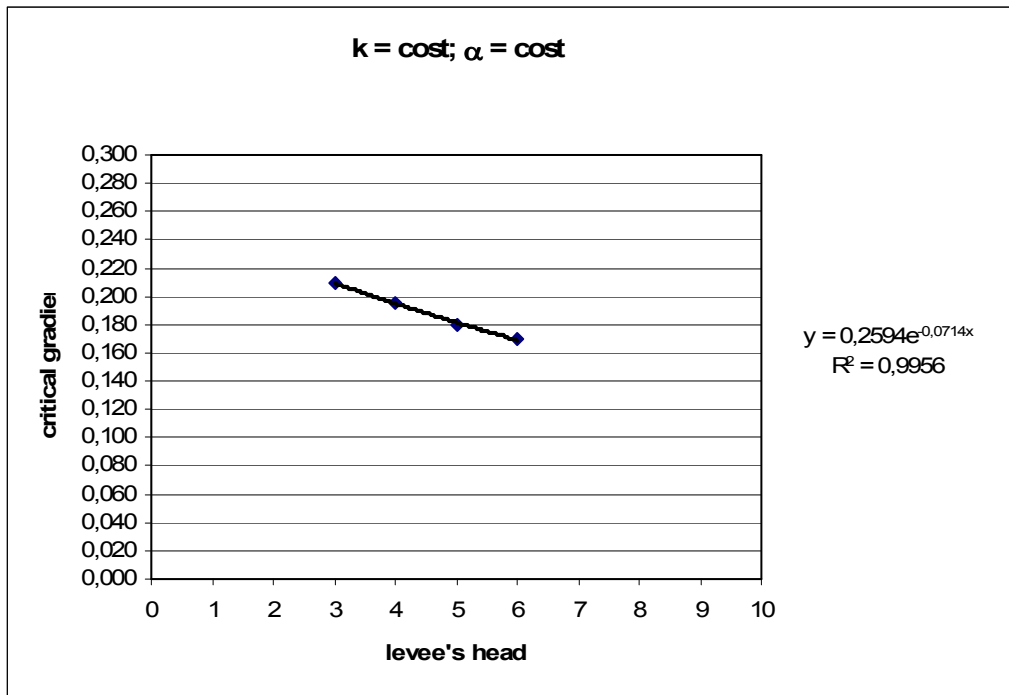
## Condizioni di invaso per argini simili e per diverse altezze

PERMEABILITA' COSTANTE ( $k_{\text{argine}} = k_{\text{fondazione}}$ );

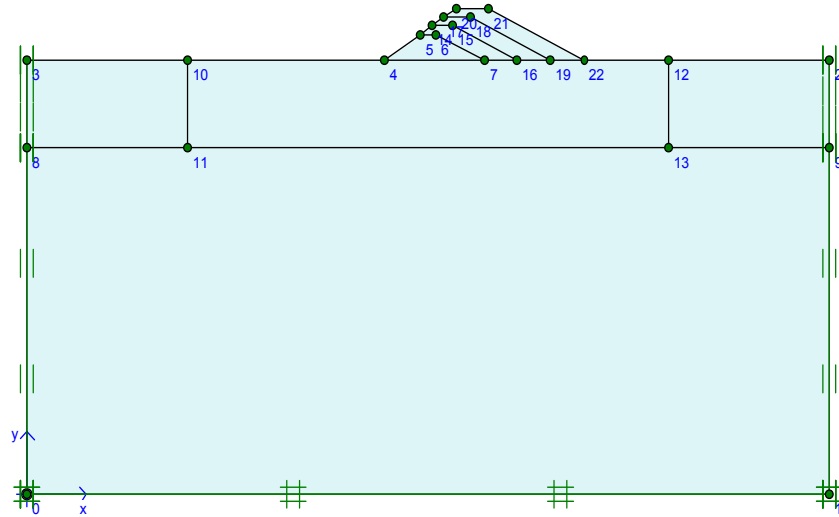
INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE COSTANTE ( $\alpha_1 = \alpha_2$ )

H [m]	h [m]	h/H	h/L	c/( $\gamma h$ )	Sf
3	1	0,333	0,071	0,102	1,514
3	2	0,667	0,143	0,051	1,321
3	3	1,000	0,214	0,034	0,942
4	1	0,250	0,054	0,102	1,484
4	2	0,500	0,107	0,051	1,402
4	2,5	0,625	0,134	0,041	1,291
4	3	0,750	0,161	0,034	1,073
4	3,5	0,875	0,188	0,029	1,040
4	3,8	0,950	0,204	0,027	0,945
5	1	0,200	0,043	0,102	1,430
5	2	0,400	0,086	0,051	1,378
5	3	0,600	0,129	0,034	1,262
5	4	0,800	0,171	0,025	1,137
5	4,5	0,900	0,193	0,023	0,963
6	1	0,167	0,036	0,102	1,393
6	2	0,333	0,071	0,051	1,365
6	3	0,500	0,107	0,034	1,294
6	4	0,667	0,143	0,025	1,188
6	5	0,833	0,179	0,020	0,986

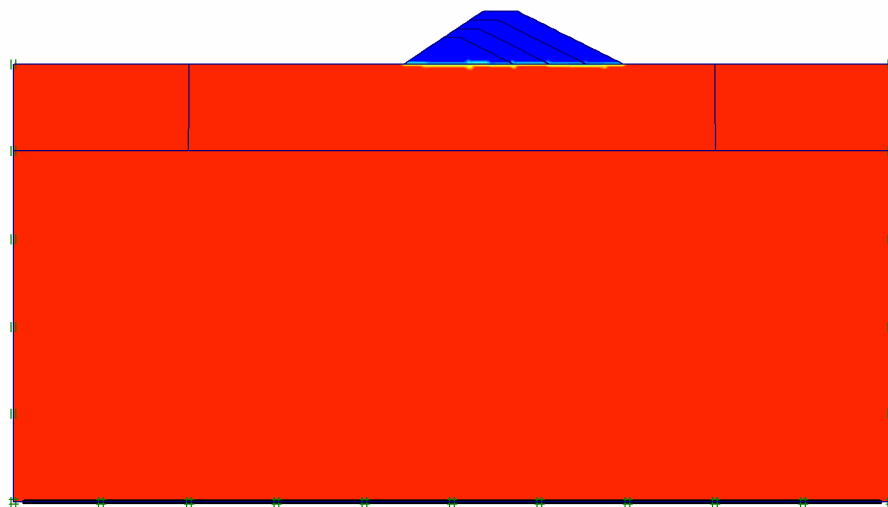




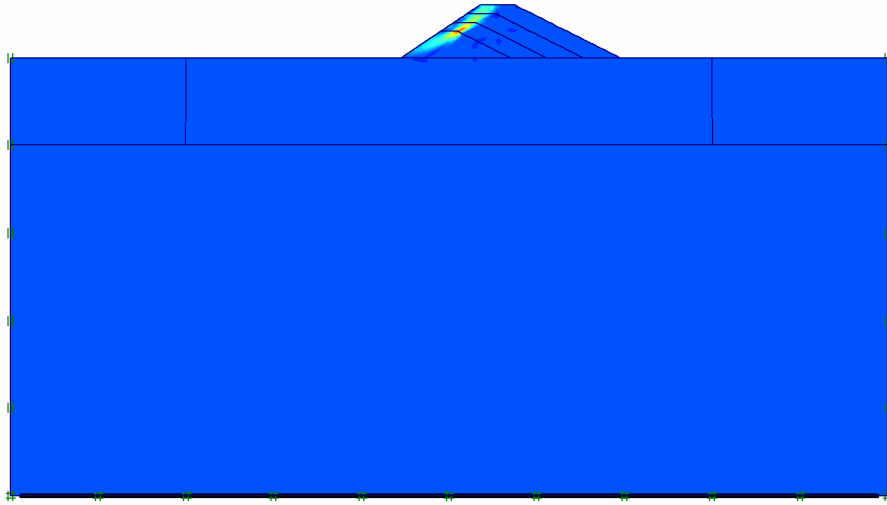
**CASO B – PERMEABILITA' COSTANTE ( $k_{argine} = k_{fondazione}$ );  
INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE DIVERSA ( $\alpha_1 > \alpha_2$ )**



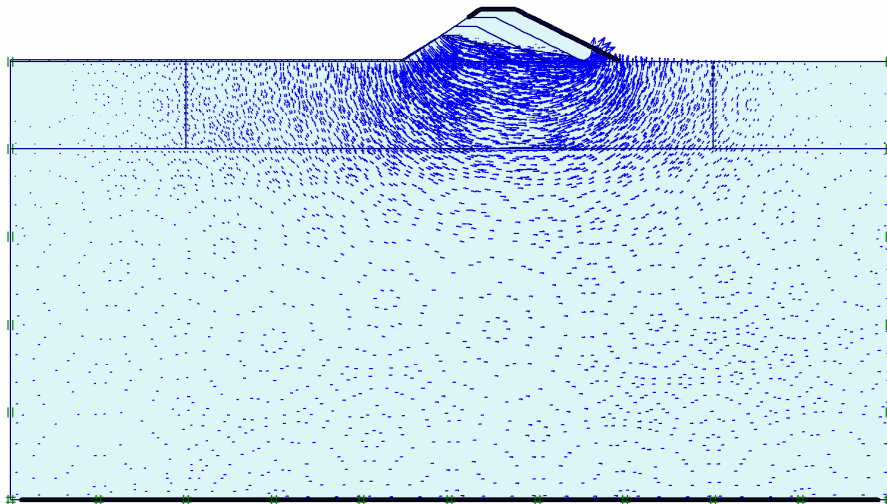
(es.:  $H_{ARGINE} = 6m$ ;  $h = 3m$ )



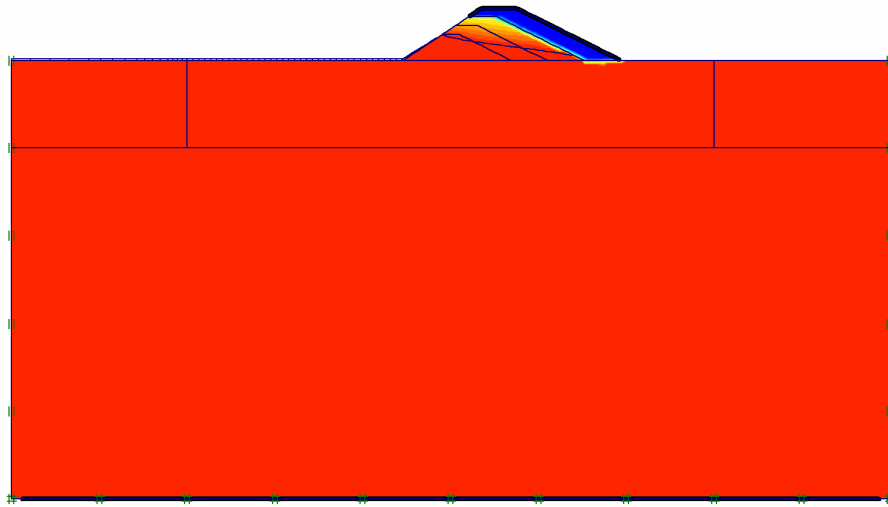
Degree of saturation  
Extreme degree of saturation 100.00%



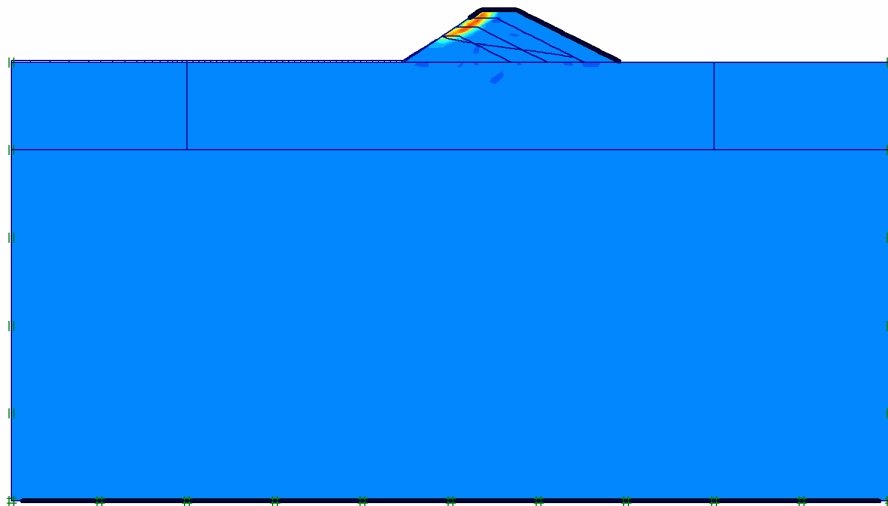
Incremental shear strains  
Extreme shear strain incremental  $16.93 \cdot 10^{-2} \%$



Flow Field  
Extreme velocity  $414.68 \cdot 10^{-3}$  m/day

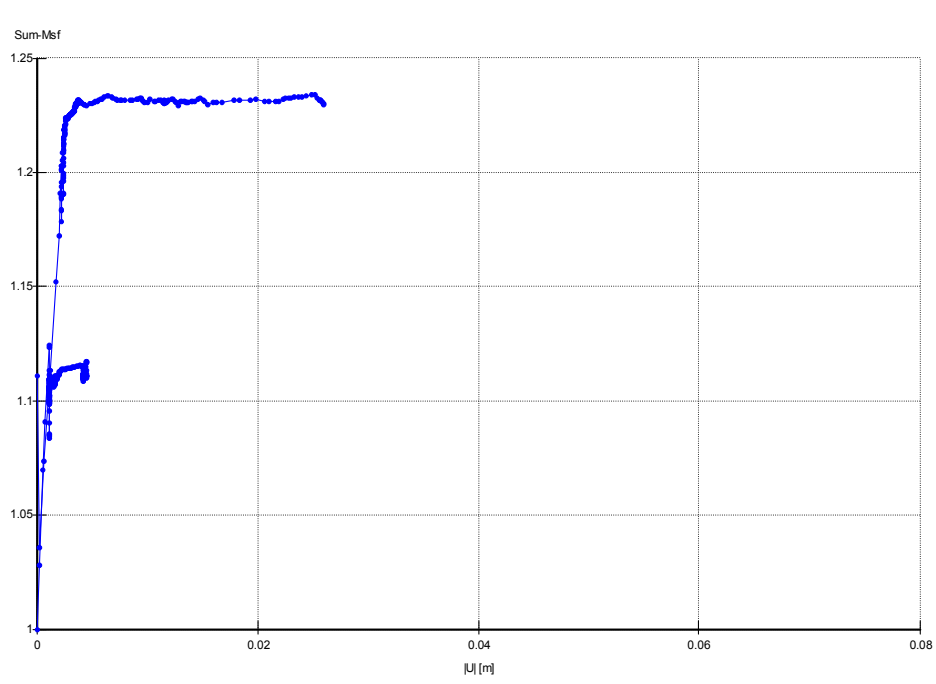


**Degree of saturation**  
Extreme degree of saturation 100.00%



**Incremental shear strains**  
Extreme shear strain incremental  $271.73 \cdot 10^6$  %



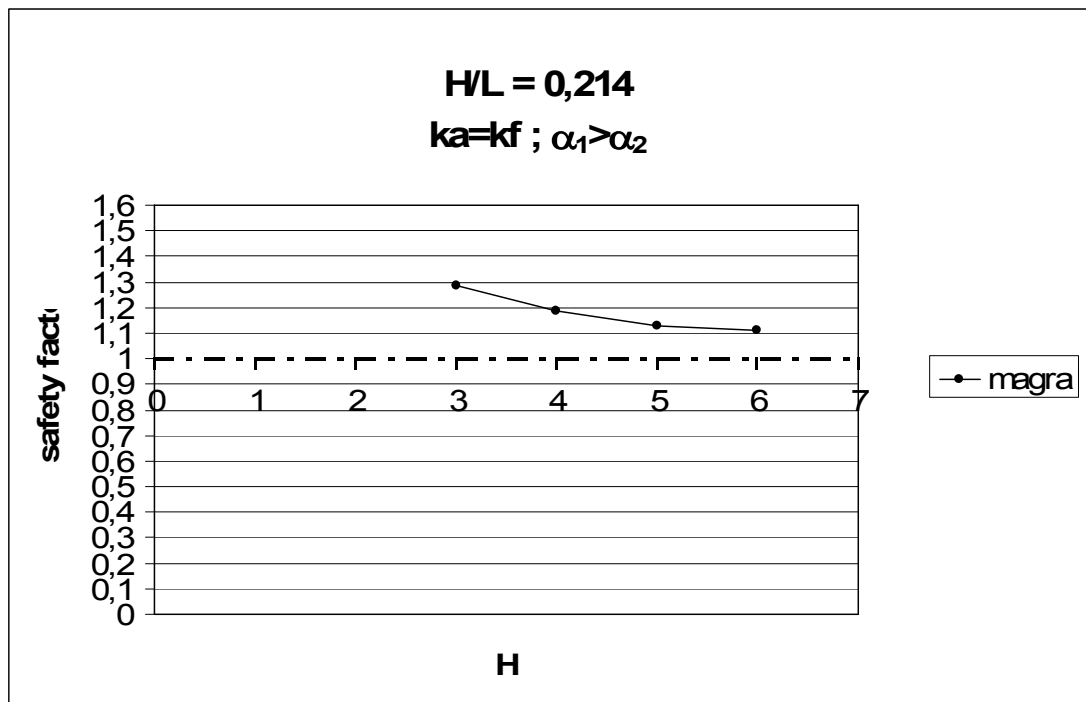


### Condizioni di magra per argini simili e per diverse altezze

PERMEABILITA' COSTANTE ( $k_{argine} = k_{fondazione}$ );

INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE DIVERSA ( $\alpha_1 > \alpha_2$ )

H [m]	L [m]	H/L	Sf
3	14	0,214286	1,287
4	18,7	0,213904	1,185
5	23,3	0,214592	1,131
6	28	0,214286	1,111

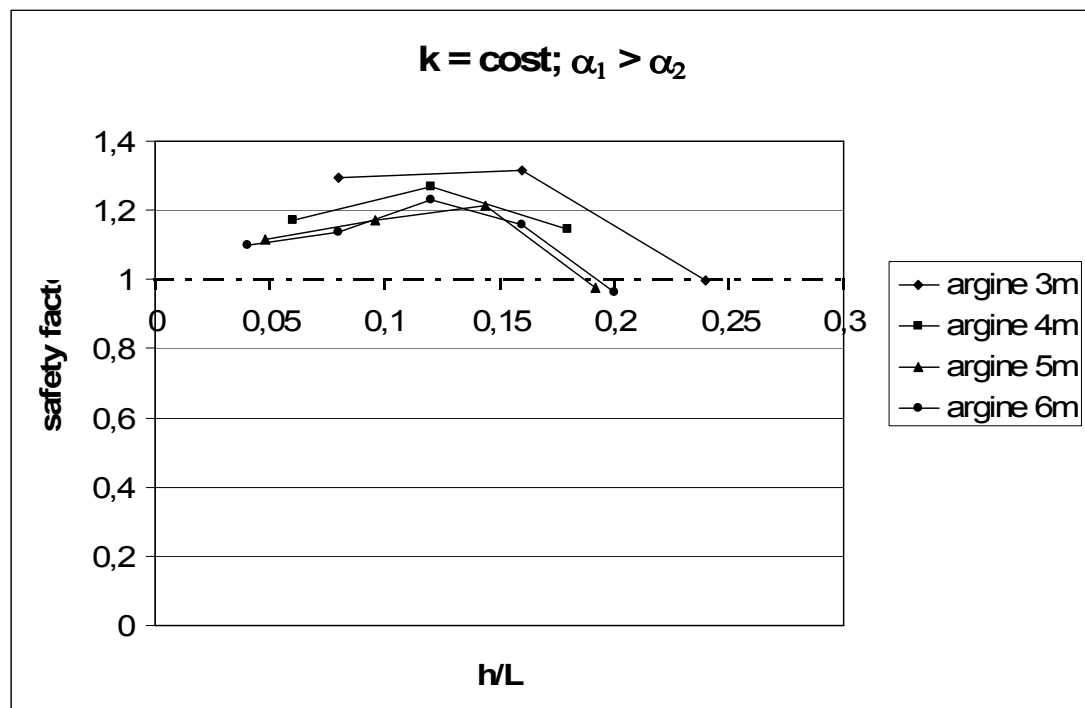


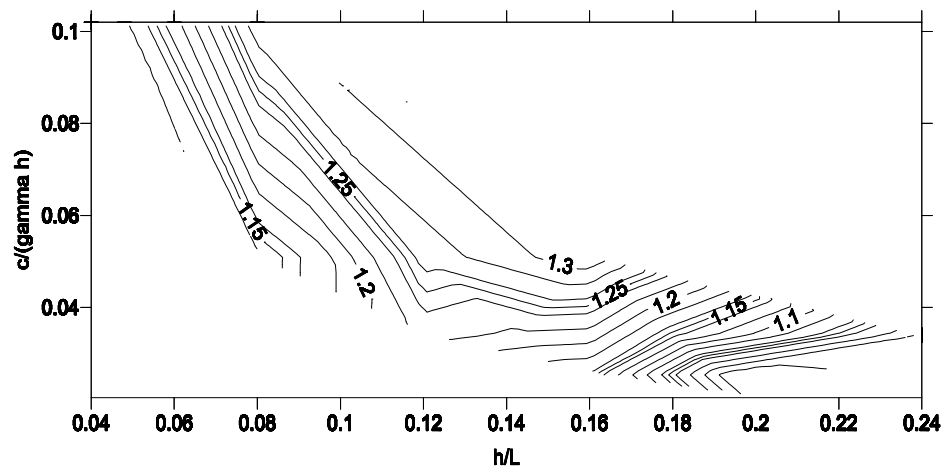
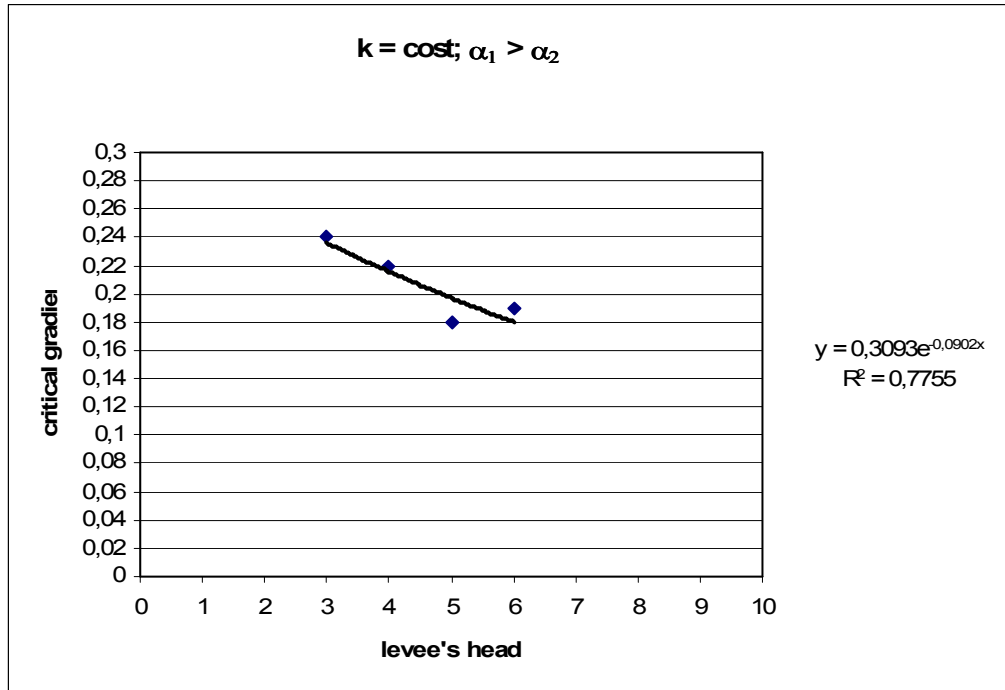
**Condizioni di invaso per argini simili e per diverse altezze**

**PERMEABILITA' COSTANTE ( $k_{argine} = k_{fondazione}$ );**

**INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE DIVERSA ( $\alpha_1 > \alpha_2$ )**

H [m]	h [m]	h/H	h/L	c/( $\gamma h$ )	Sf (piena)
3	1	0,333	0,080	0,102	1,296
3	2	0,667	0,160	0,051	1,316
3	3	1,000	0,240	0,034	0,998
4	1	0,250	0,060	0,102	1,171
4	2	0,500	0,120	0,051	1,268
4	3	0,750	0,180	0,034	1,145
5	1	0,200	0,048	0,102	1,116
5	2	0,400	0,096	0,051	1,173
5	3	0,600	0,144	0,034	1,215
5	4	0,800	0,192	0,025	0,974
6	1	0,167	0,040	0,102	1,099
6	2	0,333	0,080	0,051	1,136
6	3	0,500	0,120	0,034	1,229
6	4	0,667	0,160	0,025	1,159
6	5	0,833	0,200	0,020	0,965

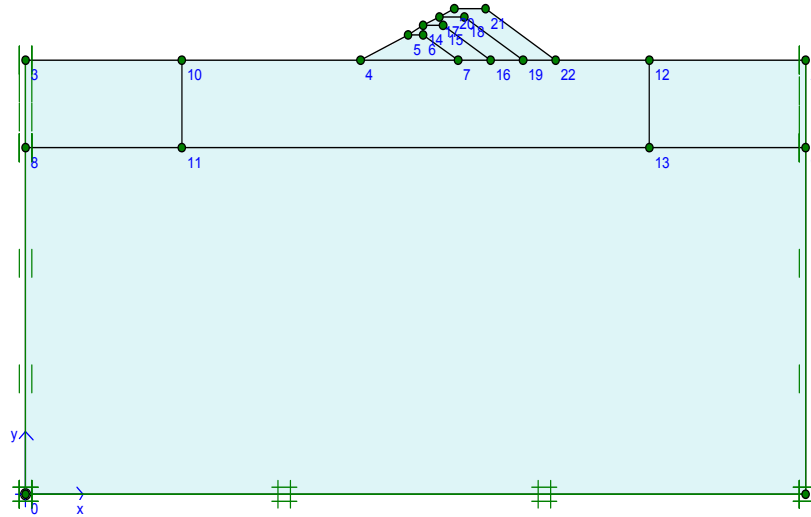




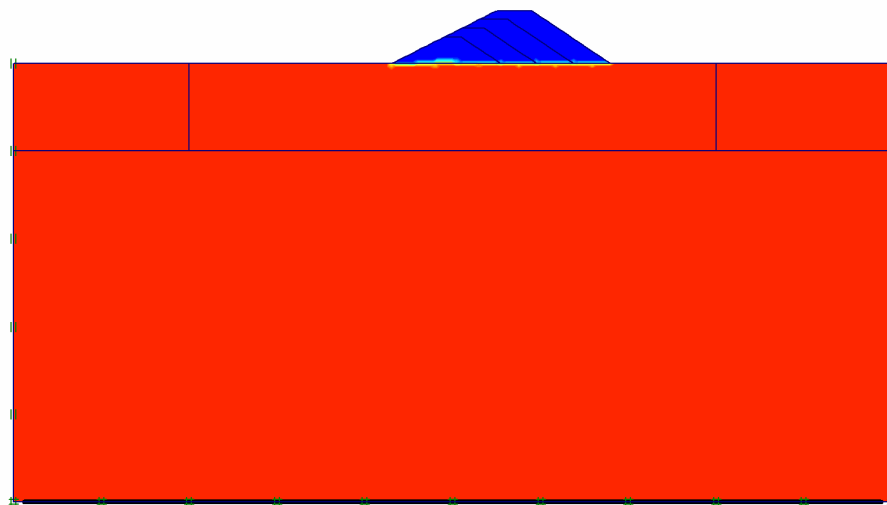
Spazio dei coefficienti di sicurezza ( $K=\text{cost}; \alpha_1 > \alpha_2$ )

**CASO C – PERMEABILITA' COSTANTE ( $k_{argine} = k_{fondazione}$ );**

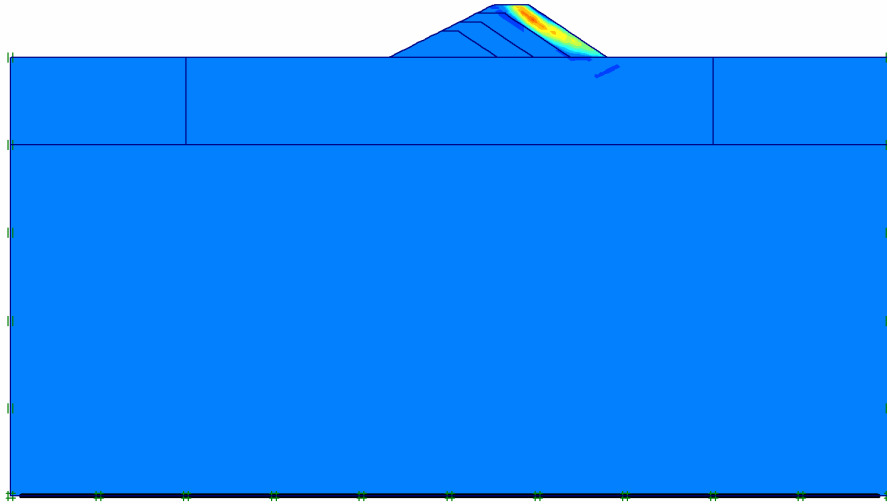
**INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE DIVERSA ( $\alpha_1 < \alpha_2$ )**



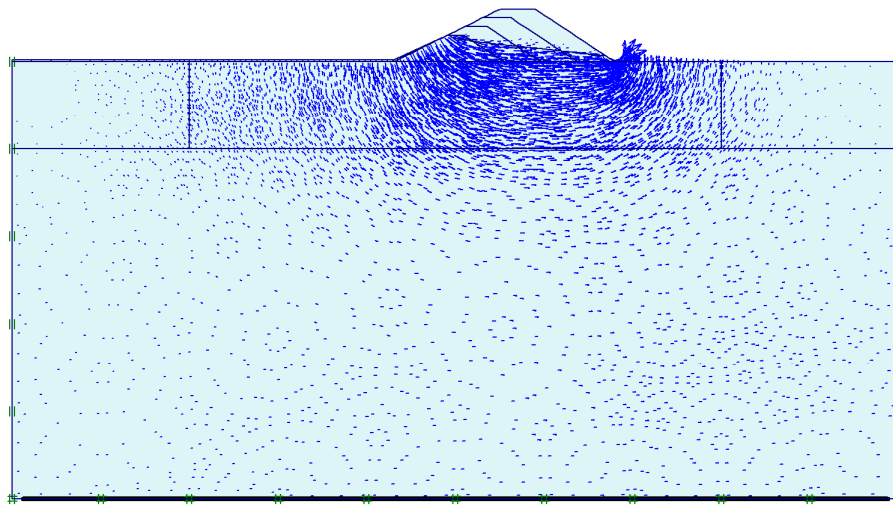
**(es.:  $H_{ARGINE} = 6m$ ;  $h = 3m$ )**



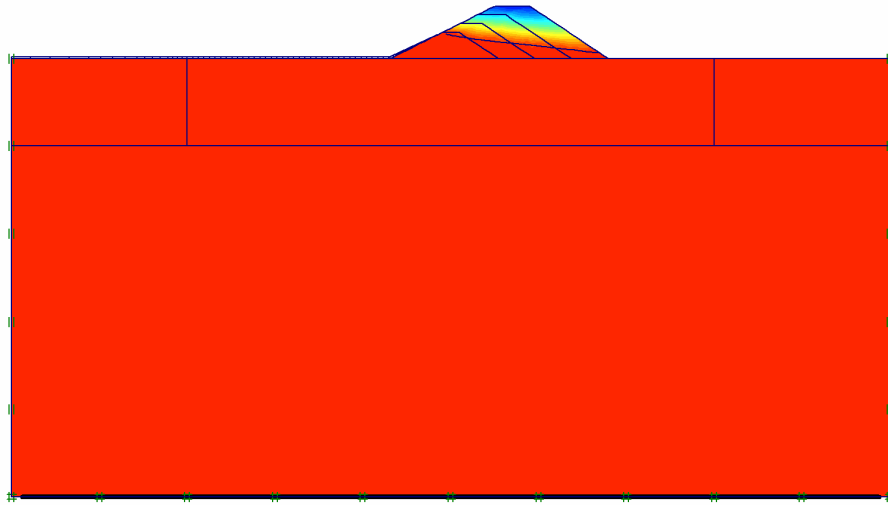
Degree of saturation  
Extreme degree of saturation 100.00%



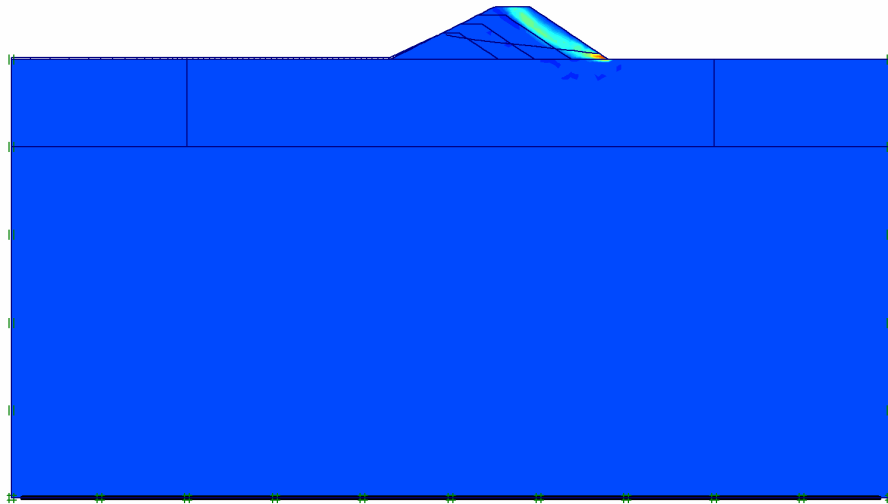
Incremental shear strains  
Extreme shear strain incremental 187.43 %



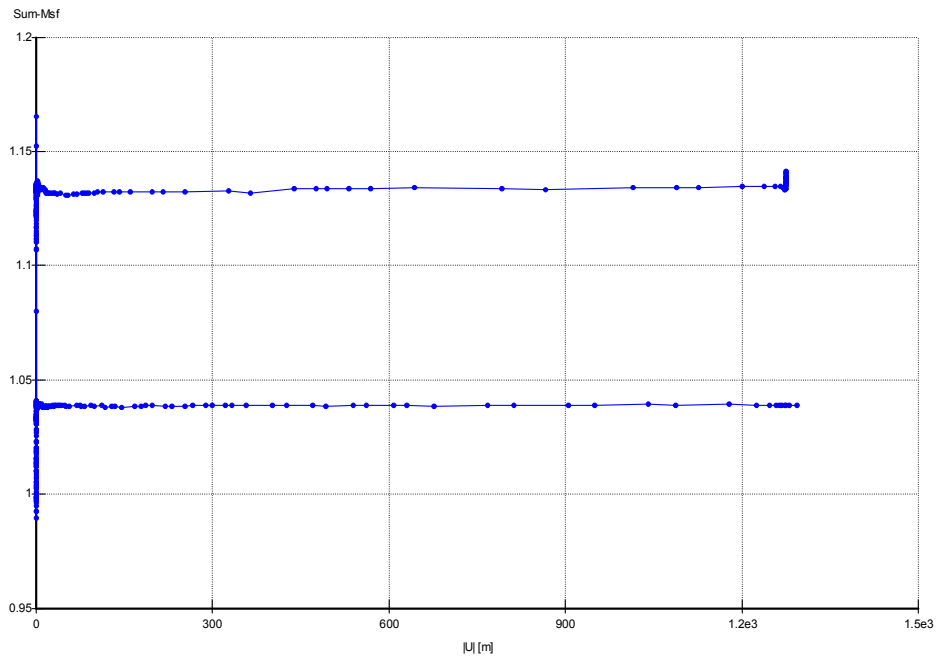
Flow Field  
Extreme velocity  $401.49 \cdot 10^{-8}$  m/day



Degree of saturation  
Extreme degree of saturation 100.00%



Incremental shear strains  
Extreme shear strain incremental  $36.67 \cdot 10^{-3} \%$



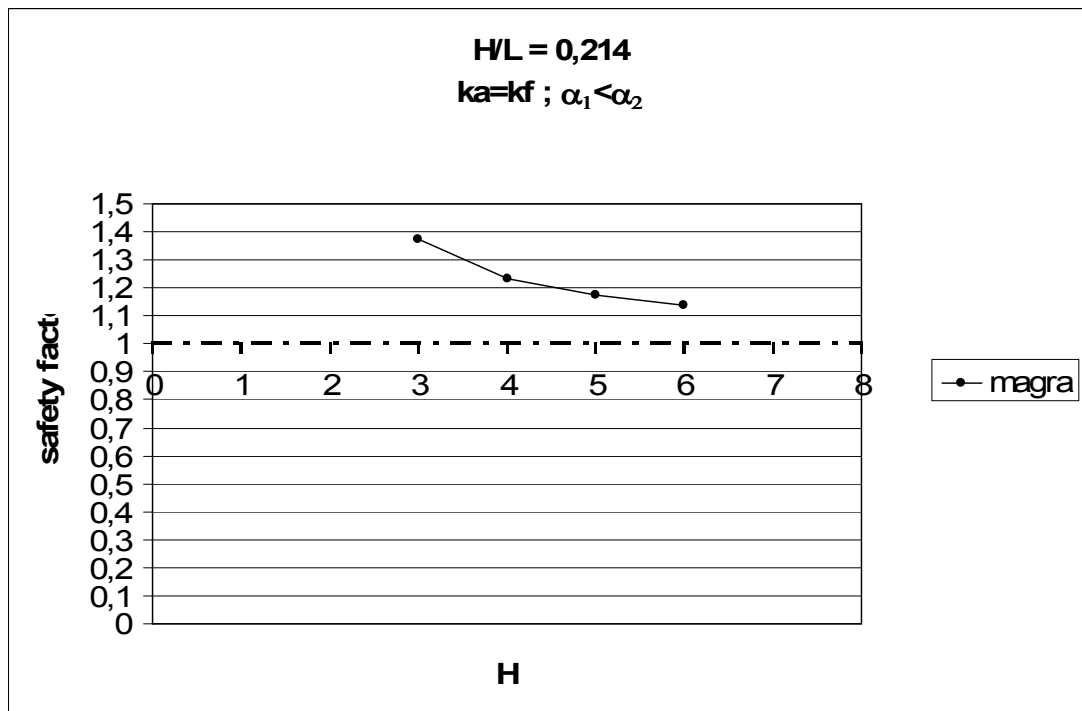


**Condizioni di magra per argini simili e per diverse altezze**

**PERMEABILITA' COSTANTE ( $k_{argine} = k_{fondazione}$ );**

**INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE DIVERSA ( $\alpha_1 < \alpha_2$ )**

H [m]	L [m]	H/L	Sf
3	14	0,214286	1,374
4	18,7	0,213904	1,231
5	23,3	0,214592	1,175
6	28	0,214286	1,136

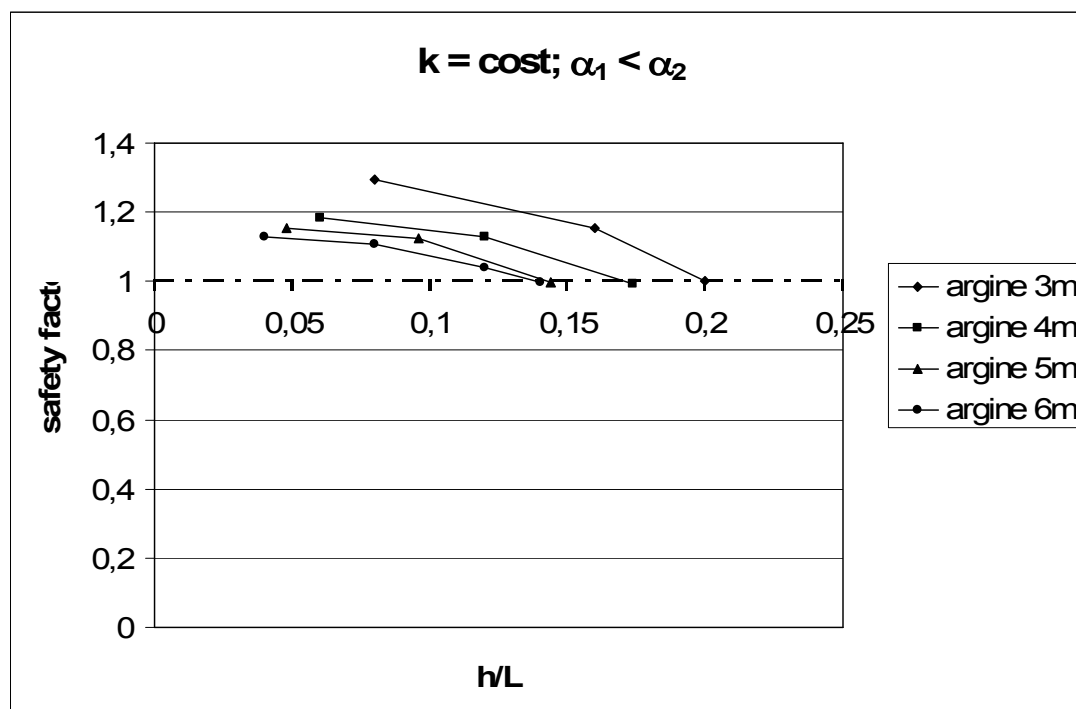


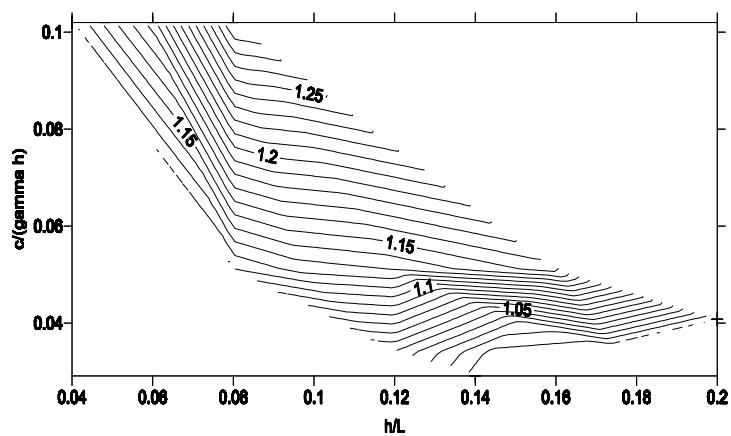
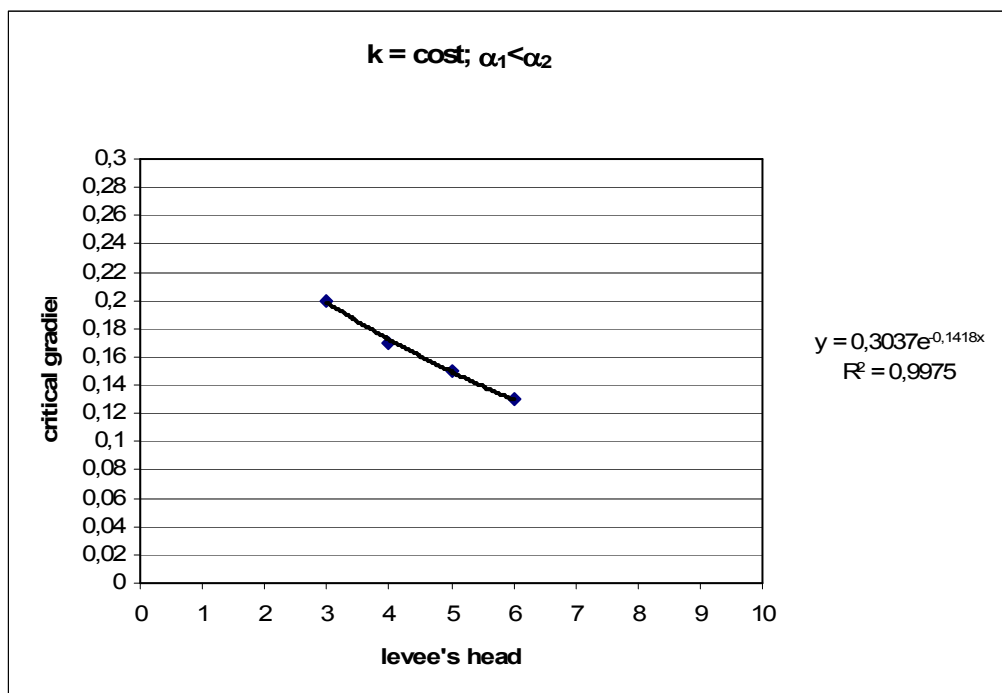
**Condizioni di invaso per argini simili e per diverse altezze**

**PERMEABILITA' COSTANTE ( $k_{argine} = k_{fondazione}$ );**

**INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE DIVERSA ( $\alpha_1 < \alpha_2$ )**

H [m]	h [m]	h/H	h/L	c/(gh)	Sf
3	1	0,333	0,080	0,102	1,292
3	2	0,667	0,160	0,051	1,155
3	2,5	0,833	0,200	0,041	1,000
4	1	0,250	0,060	0,102	1,185
4	2	0,500	0,120	0,051	1,130
4	2,5	0,625	0,150	0,041	1,022
4	2,9	0,725	0,174	0,035	0,994
5	1	0,200	0,048	0,102	1,152
5	2	0,400	0,096	0,051	1,123
5	3	0,600	0,144	0,034	0,997
6	1	0,167	0,040	0,102	1,129
6	2	0,333	0,080	0,051	1,109
6	3	0,500	0,120	0,034	1,039
6	3,5	0,583	0,140	0,029	0,996



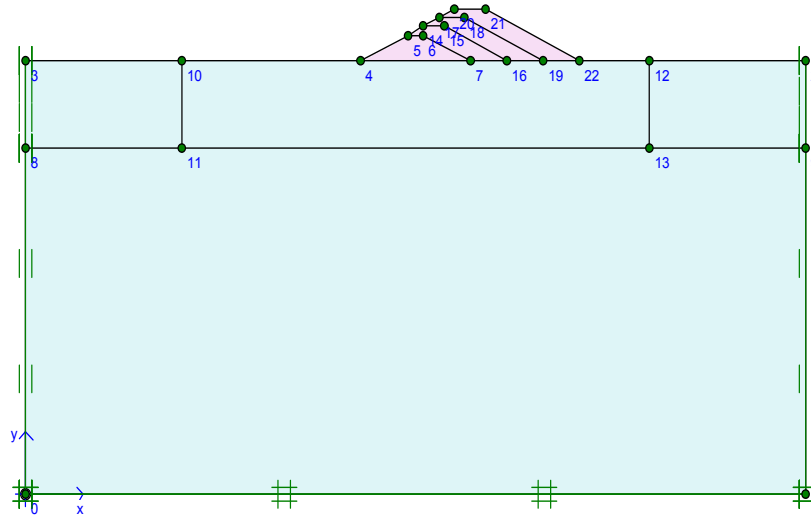


Spazio dei coefficienti di sicurezza ( $K=\text{cost}; \alpha_1 < \alpha_2$ )

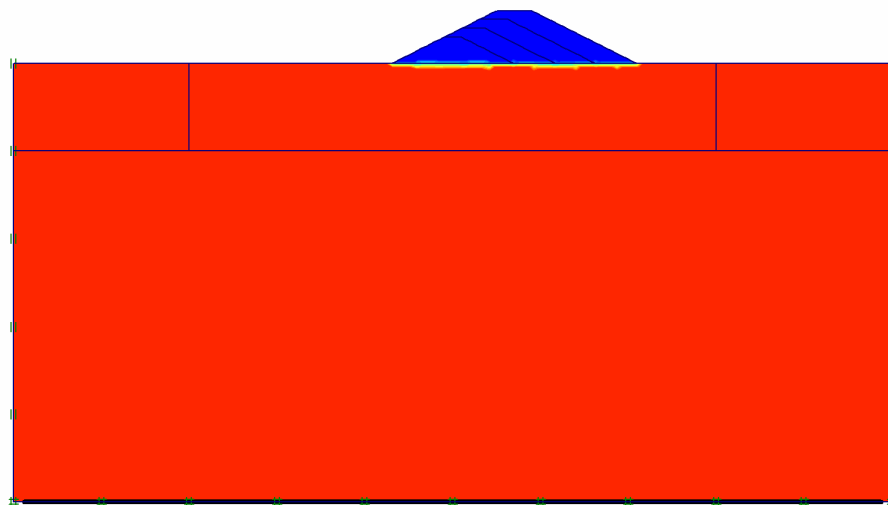
**CASO D – PERMEABILITA' DIVERSA ( $k_{\text{argine}} < k_{\text{fondazione}}$ );**

**INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE COSTANTE ( $\alpha_1 = \alpha_2$ )**

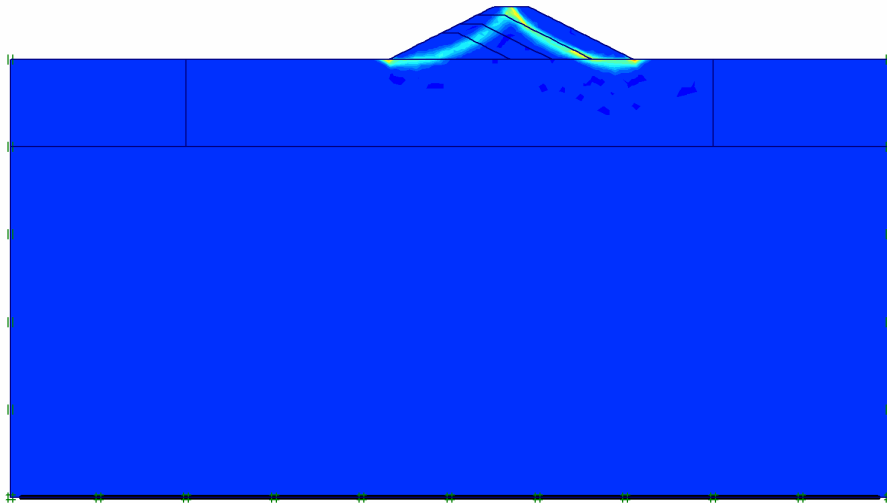
**(es.:  $H_{\text{ARGINE}} = 6\text{m}$ ;  $h = 3\text{m}$ )**



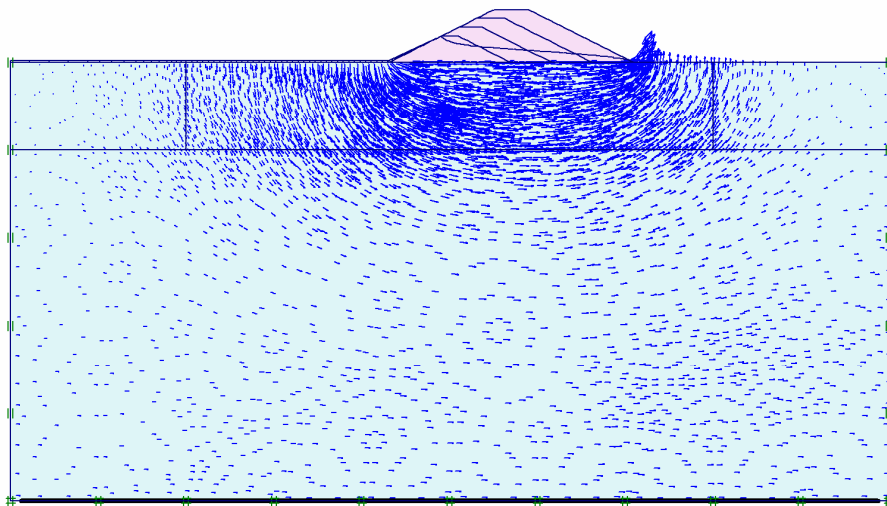
**(es.:  $H_{\text{ARGINE}} = 6\text{m}$ ;  $h = 3\text{m}$ )**



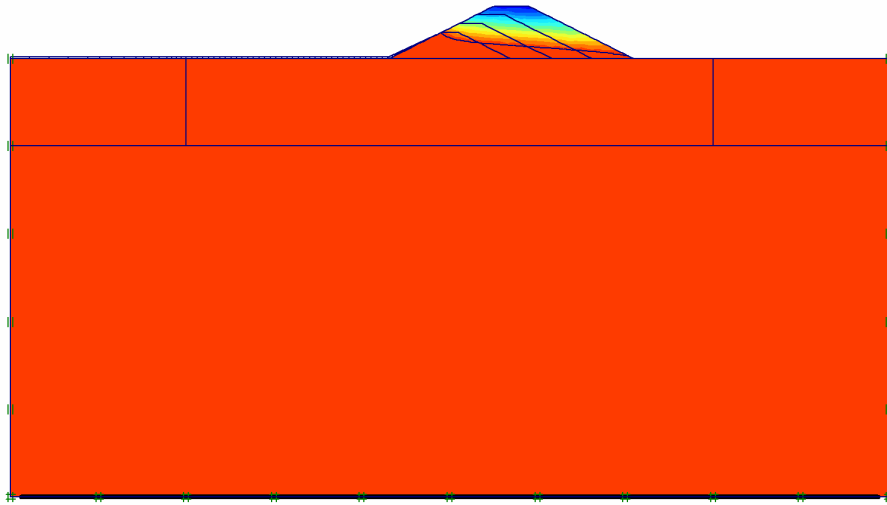
Degree of saturation  
Extreme degree of saturation 100.00%



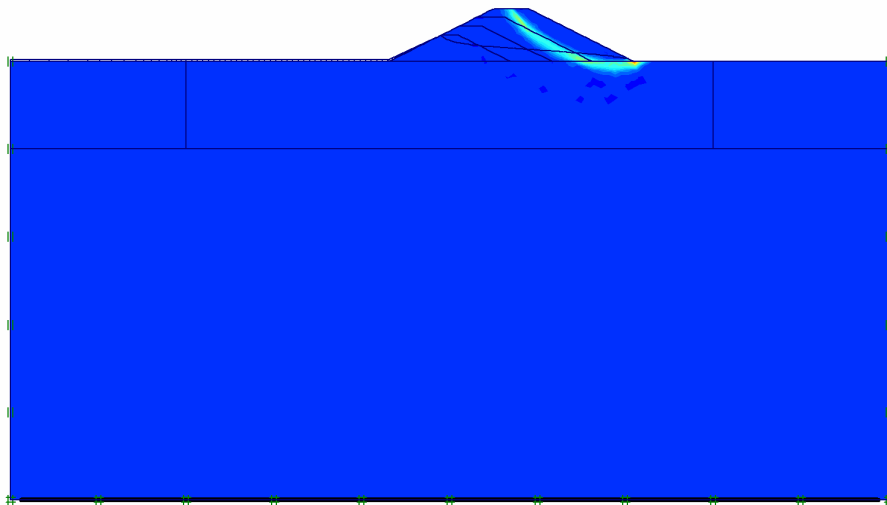
**Incremental shear strains**  
 Extreme shear strain incremental  $560.25 \cdot 10^{-3} \%$



**Flow Field**  
 Extreme velocity  $238.40 \cdot 10^{-3} \text{ m/day}$



**Degree of saturation**  
Extreme degree of saturation 100.00%



**Incremental shear strains**  
Extreme shear strain incremental  $2.85 \cdot 10^{-3} \%$

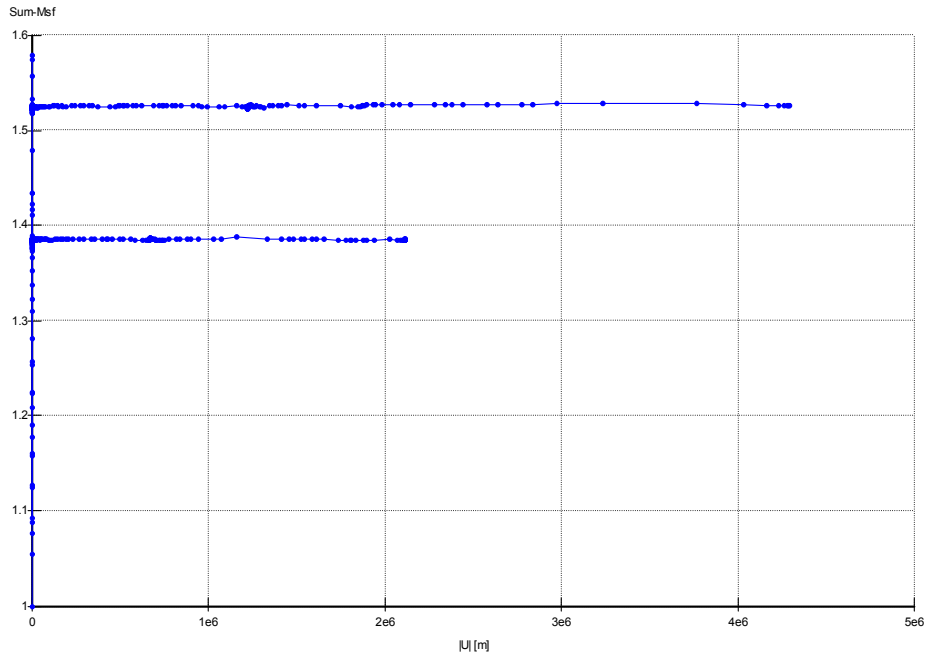


Chart 1

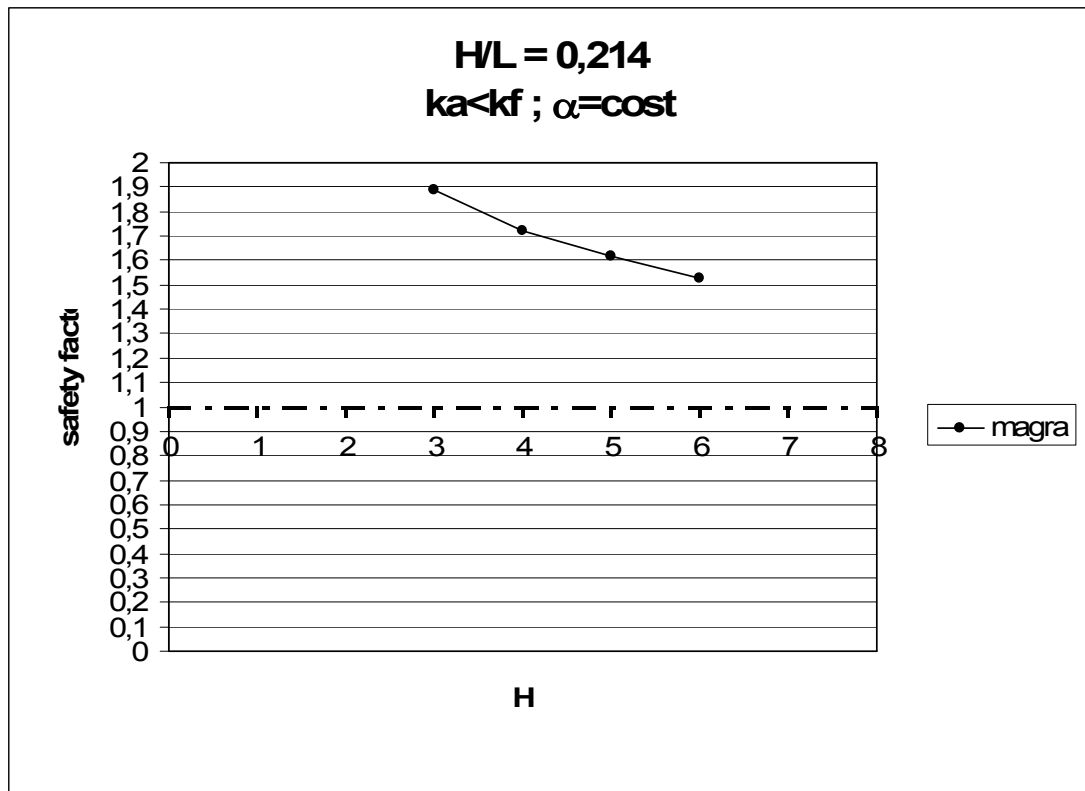
Curve 1

### Condizioni di magra per argini simili e per diverse altezze

PERMEABILITA' DIVERSA ( $f_{arine} < k_{fondazione}$ );

INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE COSTANTE ( $\alpha_1 = \alpha_2$ )

H [m]	L [m]	A/L	Sf
3	14	0,214286	1,887
4	18,7	0,213904	1,718
5	23,3	0,214592	1,616
6	28	0,214286	1,526



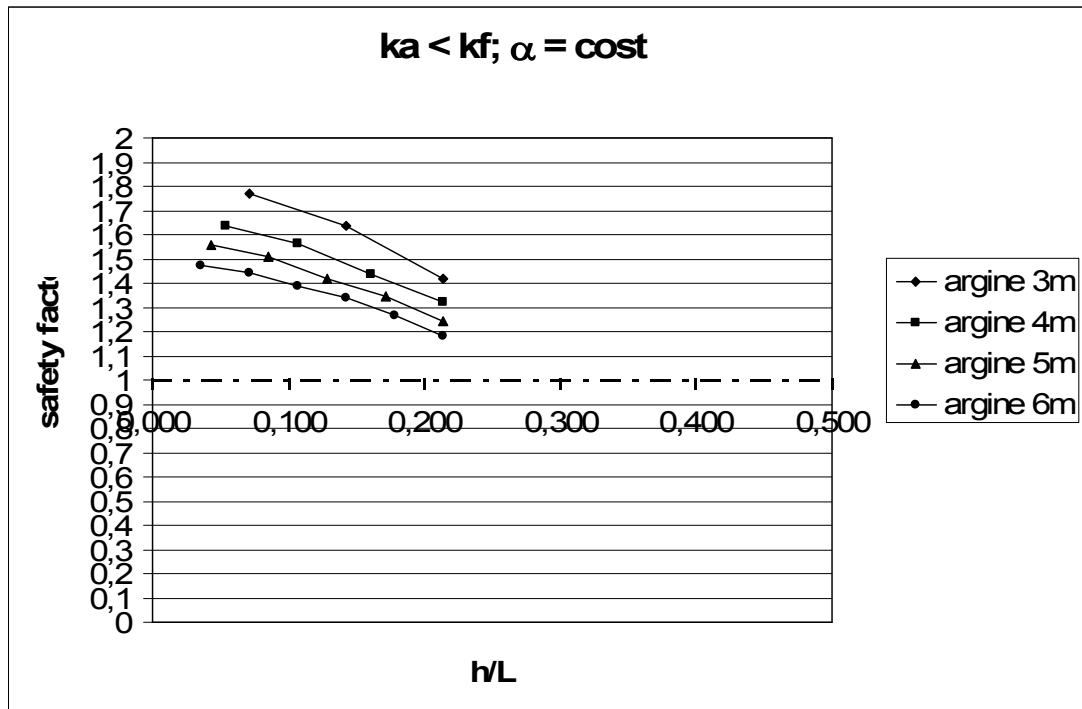


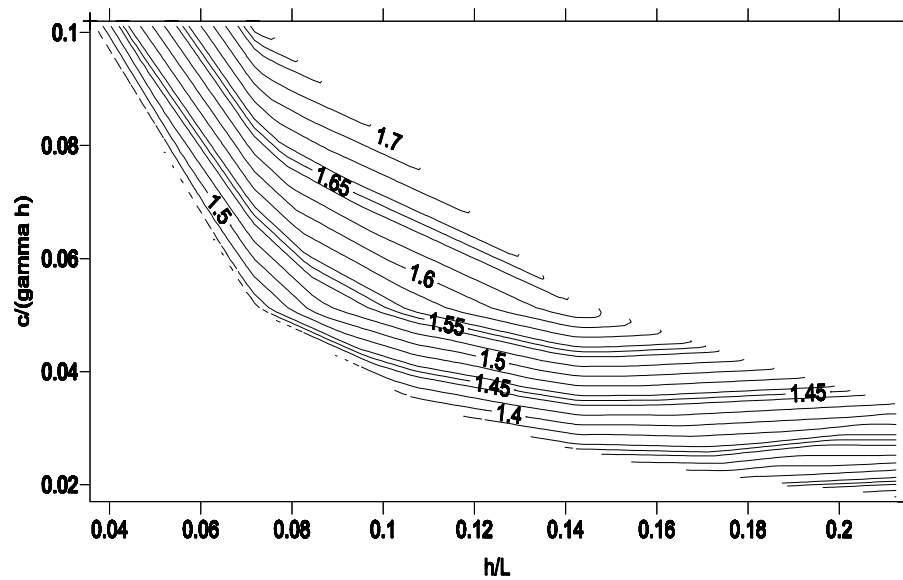
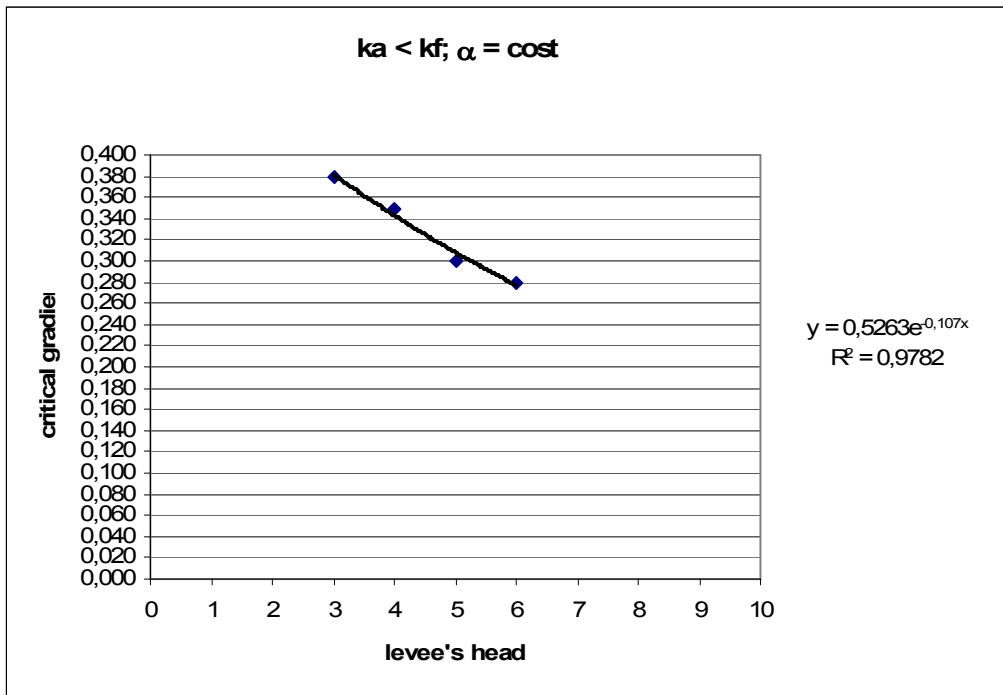
**Condizioni di invaso per argini simili e per diverse altezze**

**PERMEABILITA' DIVERSA ( $k_{argine} < k_{fondazione}$ );**

**INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE COSTANTE ( $\alpha_1 = \alpha_2$ )**

H [m]	H [m]	h/H	h/L	c/( $\gamma h$ )	Sf (piena)
3	1	0,333	0,071	0,034	1,770
3	2	0,667	0,143	0,034	1,637
3	3	1,000	0,214	0,034	1,416
4	1	0,250	0,054	0,025	1,637
4	2	0,500	0,107	0,025	1,565
4	3	0,750	0,161	0,025	1,439
4	4	1,000	0,214	0,025	1,324
5	1	0,200	0,043	0,020	1,556
5	2	0,400	0,086	0,020	1,510
5	3	0,600	0,129	0,020	1,419
5	4	0,800	0,171	0,020	1,347
6	5	1,000	0,214	0,017	1,245
6	1	0,167	0,036	0,017	1,475
6	2	0,333	0,071	0,017	1,441
6	3	0,500	0,107	0,017	1,386
6	4	0,667	0,143	0,017	1,341
6	5	0,833	0,179	0,017	1,268
6	6	1,000	0,214	0,017	1,183

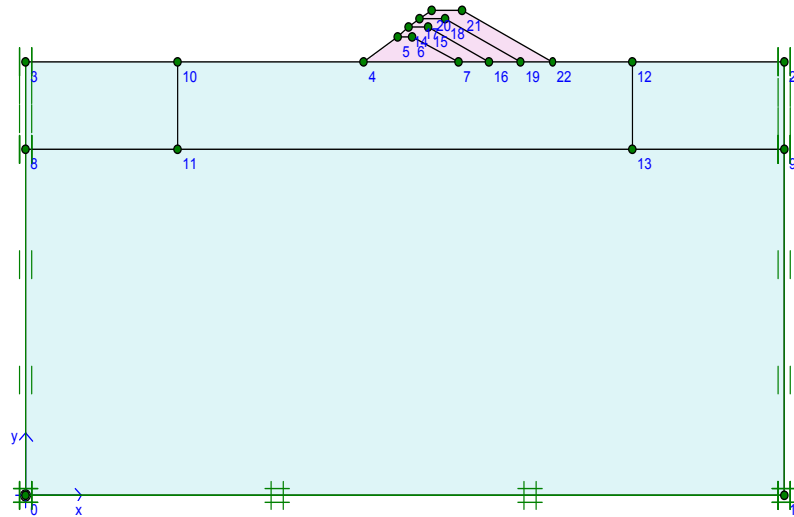




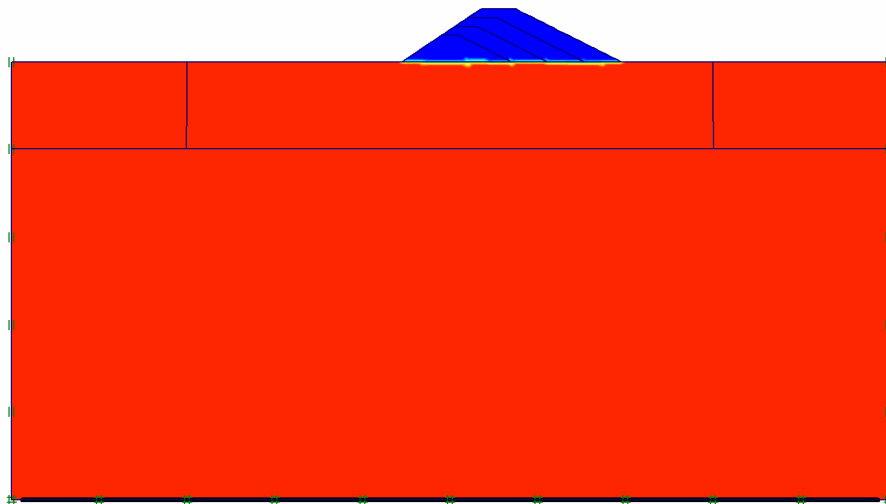
Spazio dei coefficienti di sicurezza ( $k_a < k_f; \alpha = \text{cost}$ )

**CASO E – PERMEABILITA' DIVERSA ( $k_{argine} < k_{fondazione}$ );**

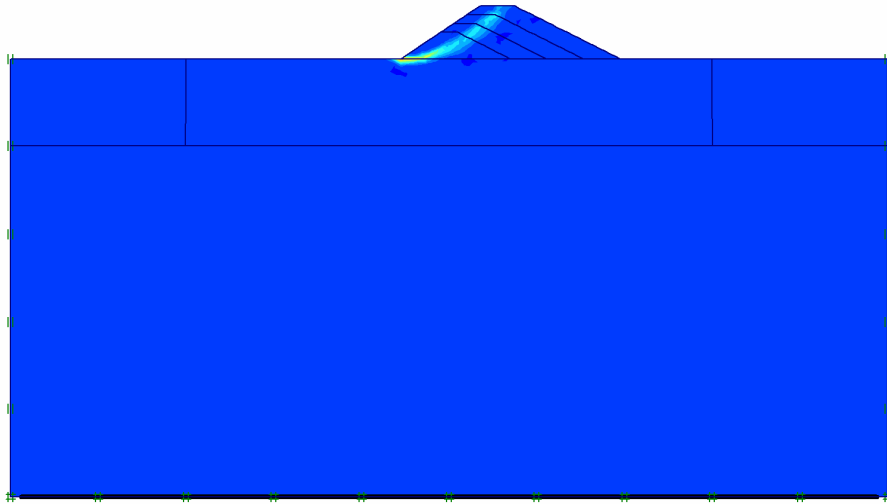
**INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE COSTANTE ( $\alpha_1 > \alpha_2$ )**



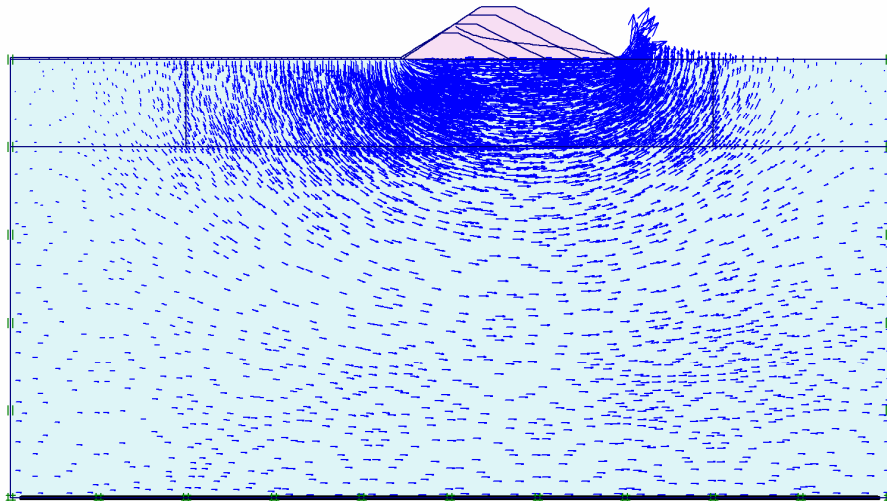
(es.:  $H_{ARGINE} = 6m$ ;  $h = 4m$ )



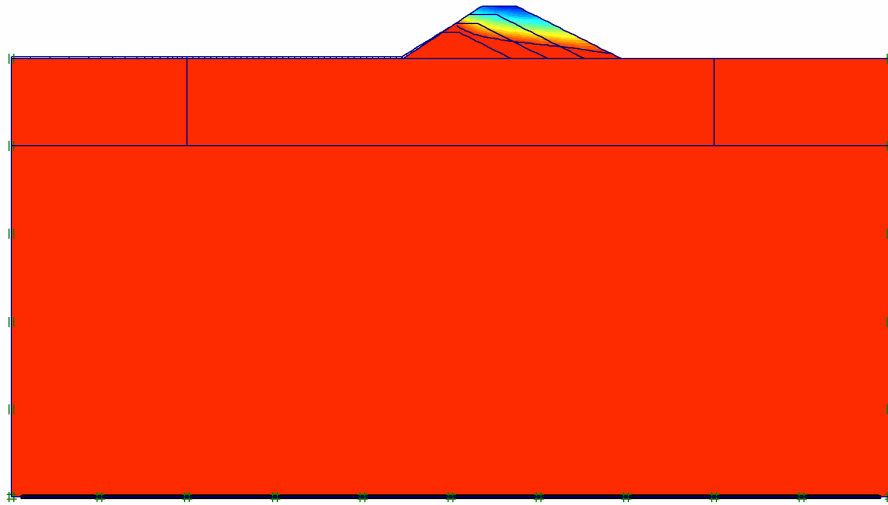
Degree of saturation  
Extreme degree of saturation 100.00%



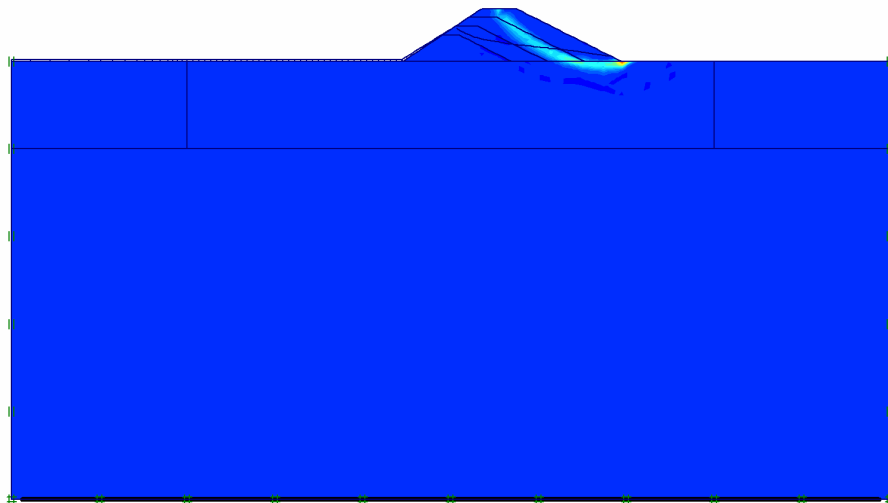
**Incremental shear strains**  
Extreme shear strain incremental 221.19 %



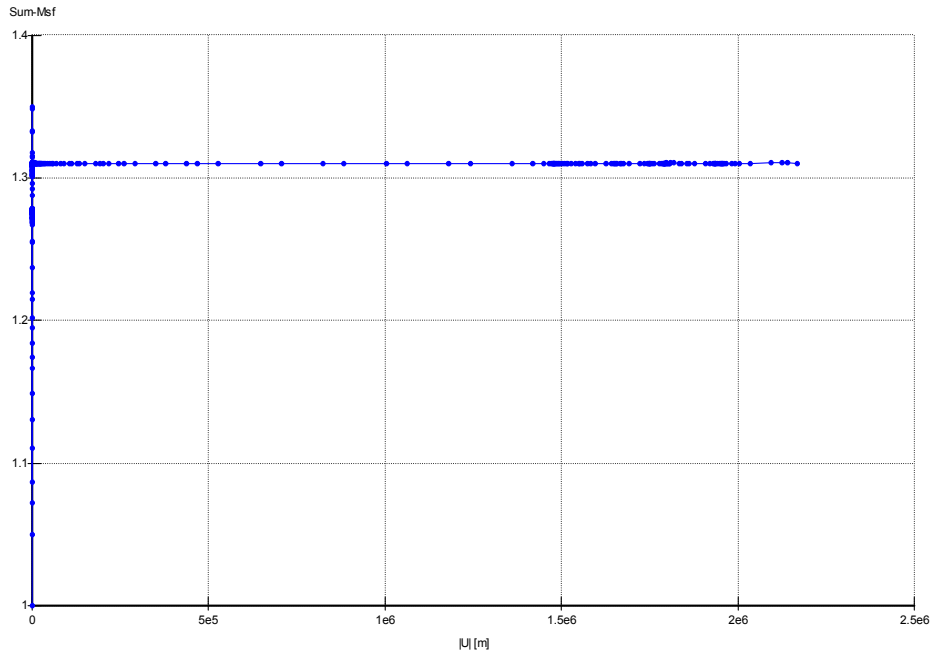
**Flow Field**  
Extreme velocity  $339.71 \cdot 10^{-3}$  m/day



Degree of saturation  
Extreme degree of saturation 100.00%



Incremental shear strains  
Extreme shear strain incremental  $3.97 \cdot 10^{-6} \%$

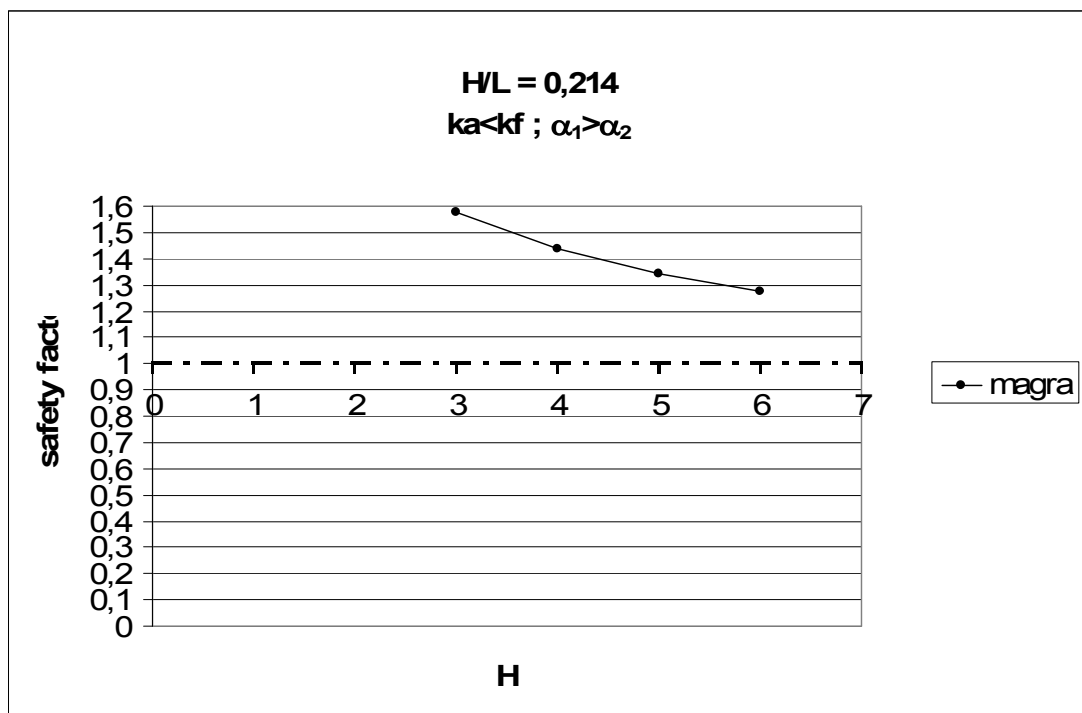


### Condizioni di magra per argini simili e per diverse altezze

PERMEABILITA' DIVERSA ( $k_{argine} < k_{fondazione}$ );

INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE COSTANTE ( $\alpha_1 > \alpha_2$ )

H [m]	L [m]	H/L	Sf
3	14	0,214286	1,579
4	18,7	0,213904	1,439
5	23,3	0,214592	1,345
6	28	0,214286	1,276

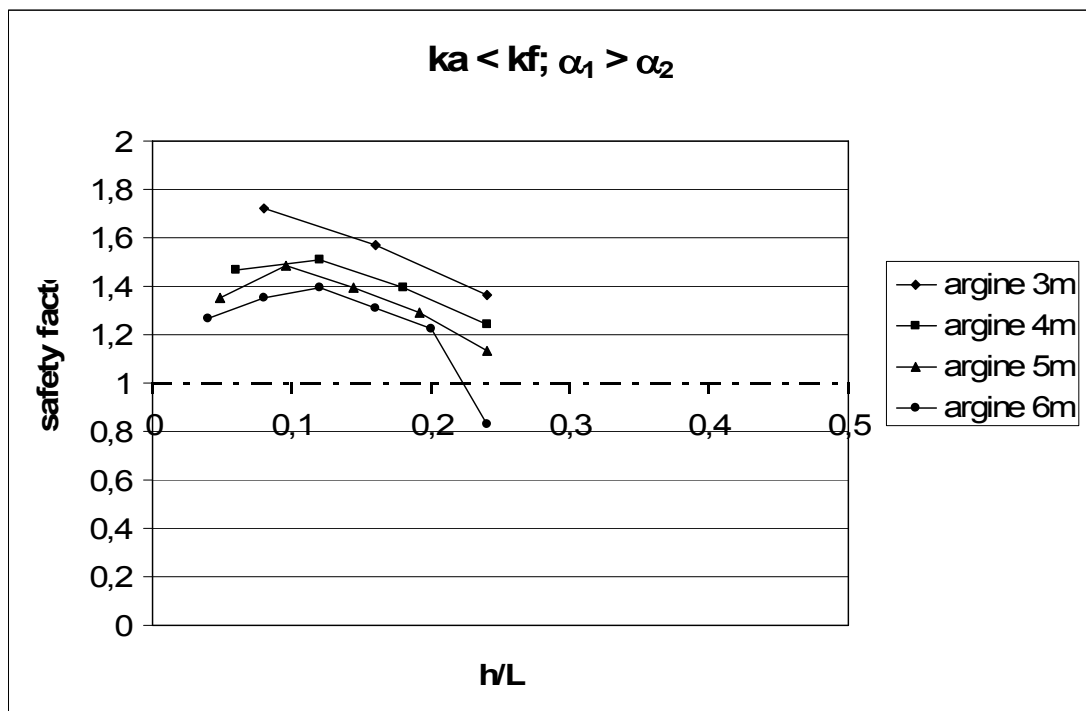


## Condizioni di invaso per argini simili e per diverse altezze

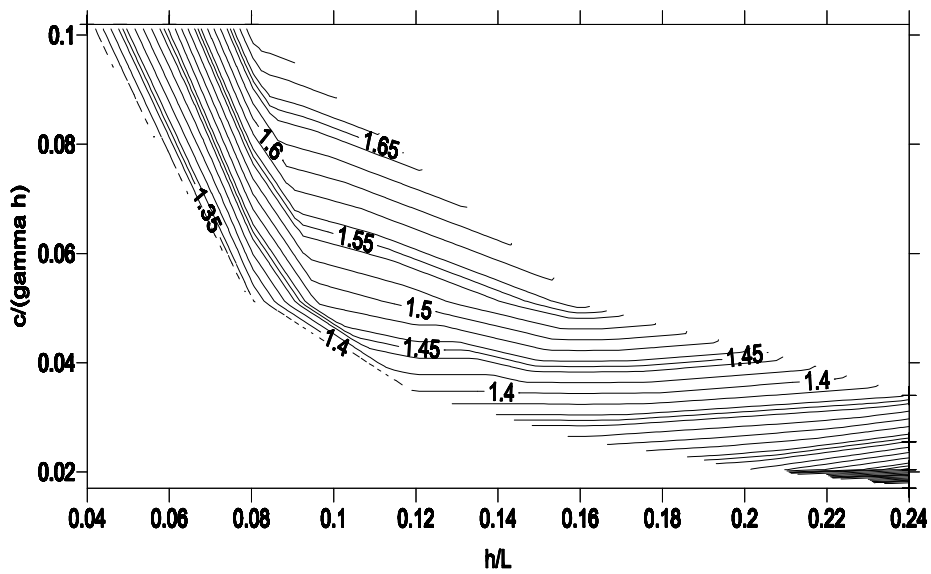
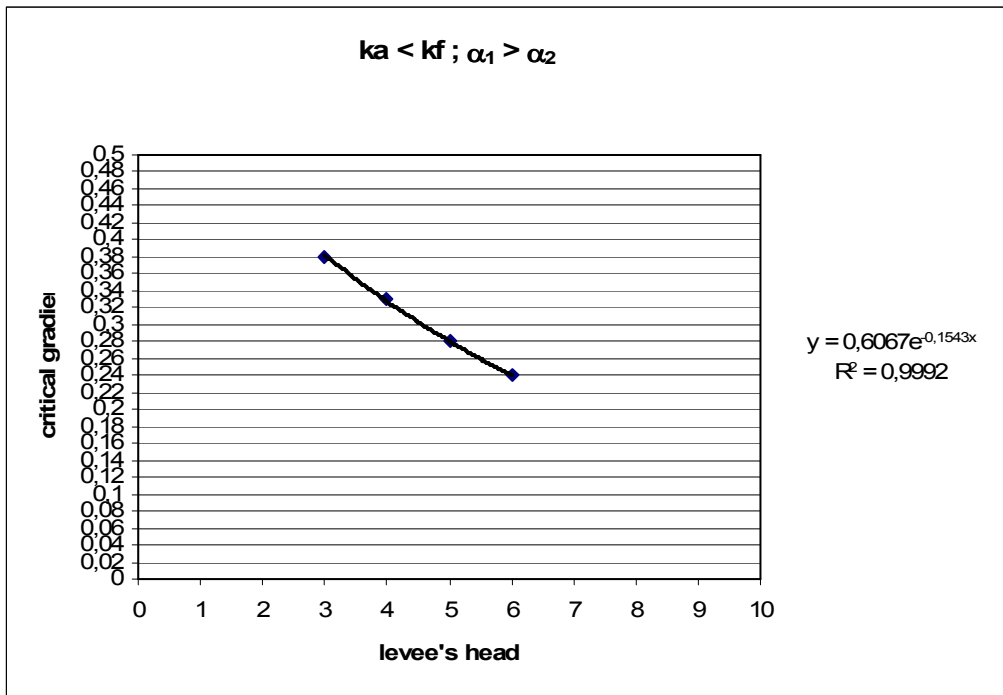
PERMEABILITA' DIVERSA ( $k_{argine} < k_{fondazione}$ );

INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE COSTANTE ( $\alpha_1 > \alpha_2$ )

H [m]	h [m]	h/H	h/L	c/( $\gamma h$ )	Sf
3	1	0,333	0,080	0,102	1,722
3	2	0,667	0,160	0,051	1,569
3	3	1,000	0,240	0,034	1,361
4	1	0,250	0,060	0,102	1,468
4	2	0,500	0,120	0,051	1,507
4	3	0,750	0,180	0,034	1,395
4	4	1,000	0,240	0,025	1,240
5	1	0,200	0,048	0,102	1,349
5	2	0,400	0,096	0,051	1,482
5	3	0,600	0,144	0,034	1,395
5	4	0,800	0,192	0,025	1,292
5	5	1,000	0,240	0,020	1,135
6	1	0,167	0,040	0,102	1,264
6	2	0,333	0,080	0,051	1,353
6	3	0,500	0,120	0,034	1,395
6	4	0,667	0,160	0,025	1,310
6	5	0,833	0,200	0,020	1,222
6	6	1,000	0,240	0,017	0,830



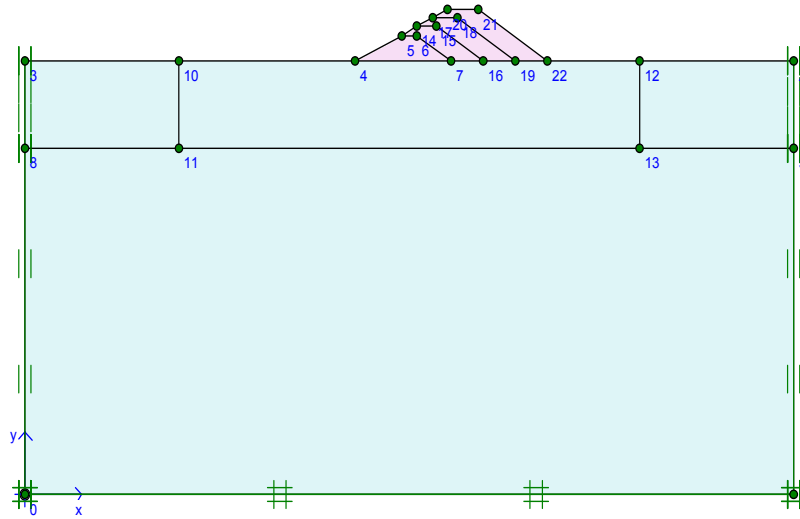




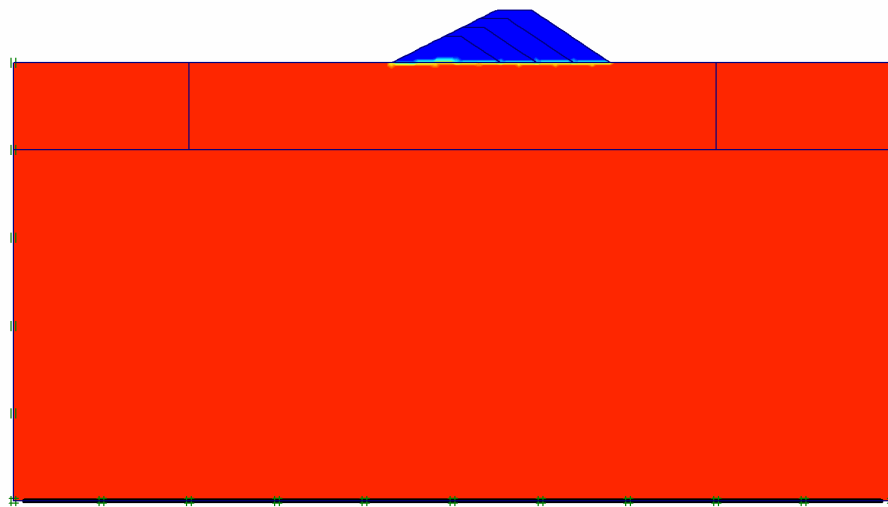
Spazio dei coefficienti di sicurezza ( $k_a < k_f ; \alpha_1 > \alpha_2$ )

**CASO F – PERMEABILITA' DIVERSA ( $k_{argine} < k_{fondazione}$ );**

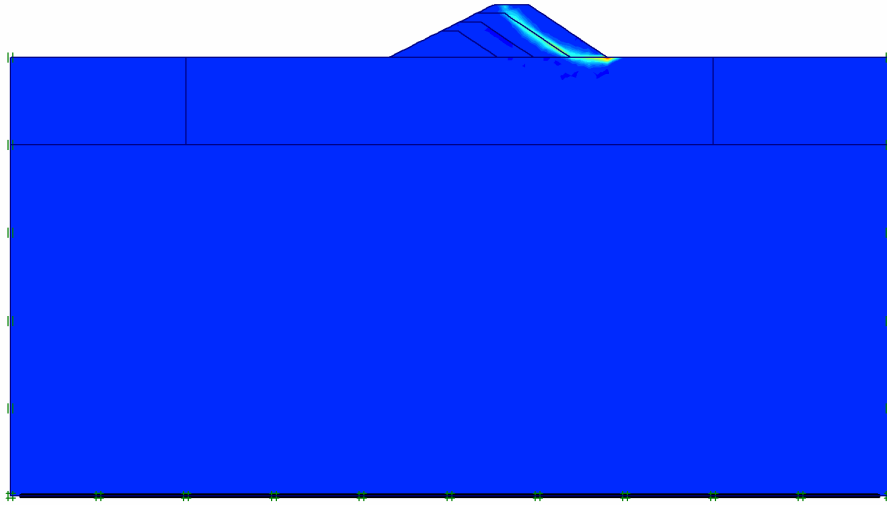
**INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE COSTANTE ( $\alpha_1 < \alpha_2$ )**



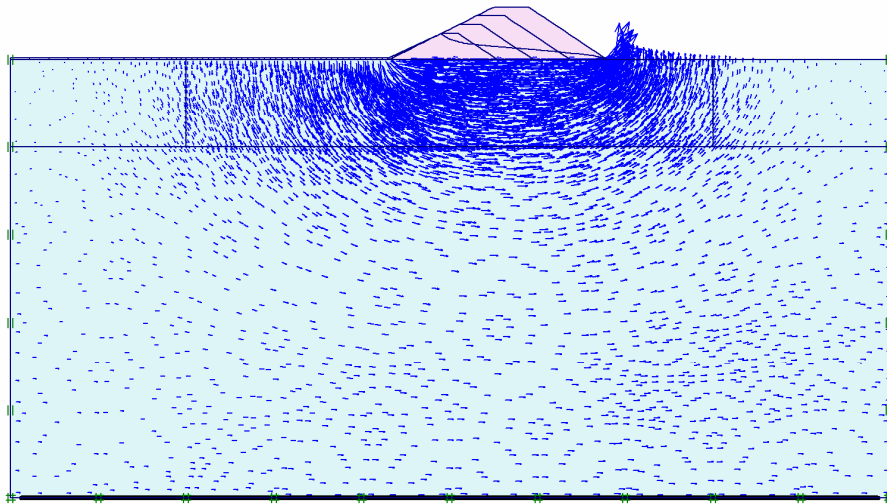
(es.:  $H_{ARGINE} = 6m$ ;  $h = 3m$ )



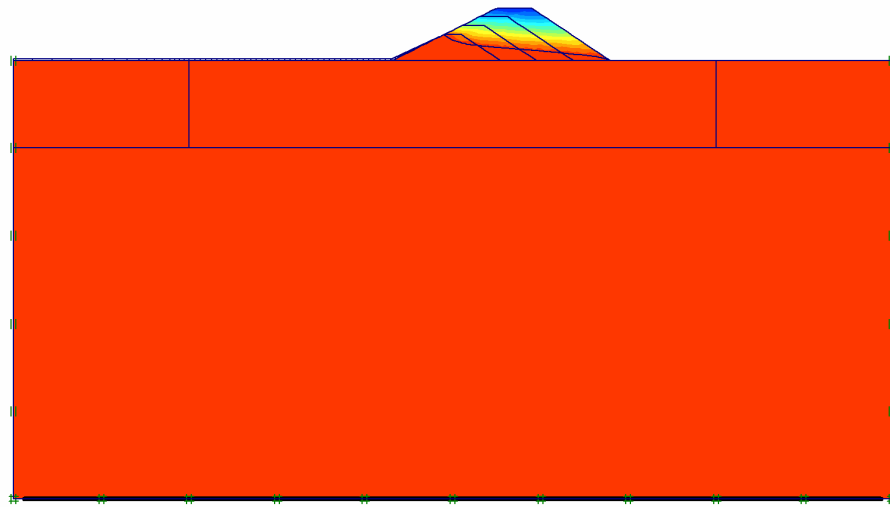
Degree of saturation  
Extreme degree of saturation 100.00%



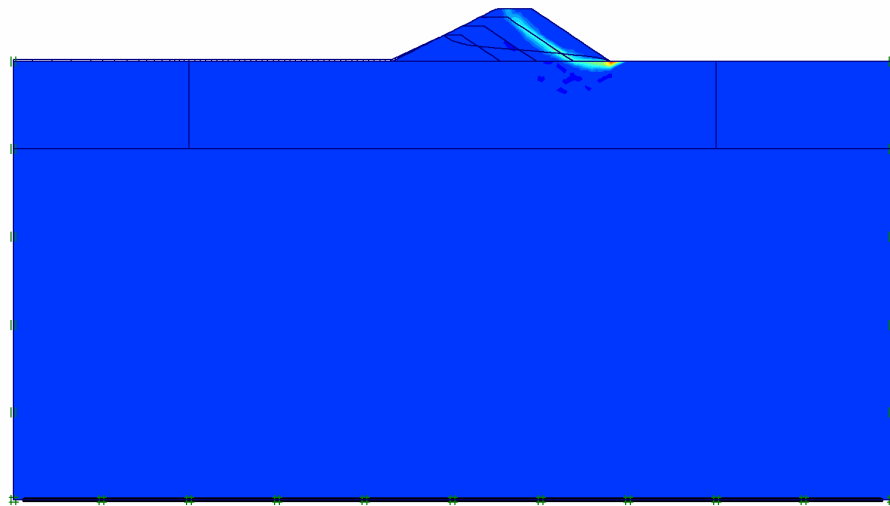
Incremental shear strains  
Extreme shear strain incremental  $3.38 \cdot 10^{-3} \%$



Flow Field  
Extreme velocity  $251.10 \cdot 10^{-3}$  m/day



Degree of saturation  
Extreme degree of saturation 100.00%



Incremental shear strains  
Extreme shear strain incremental  $510.81 \cdot 10^3$  %

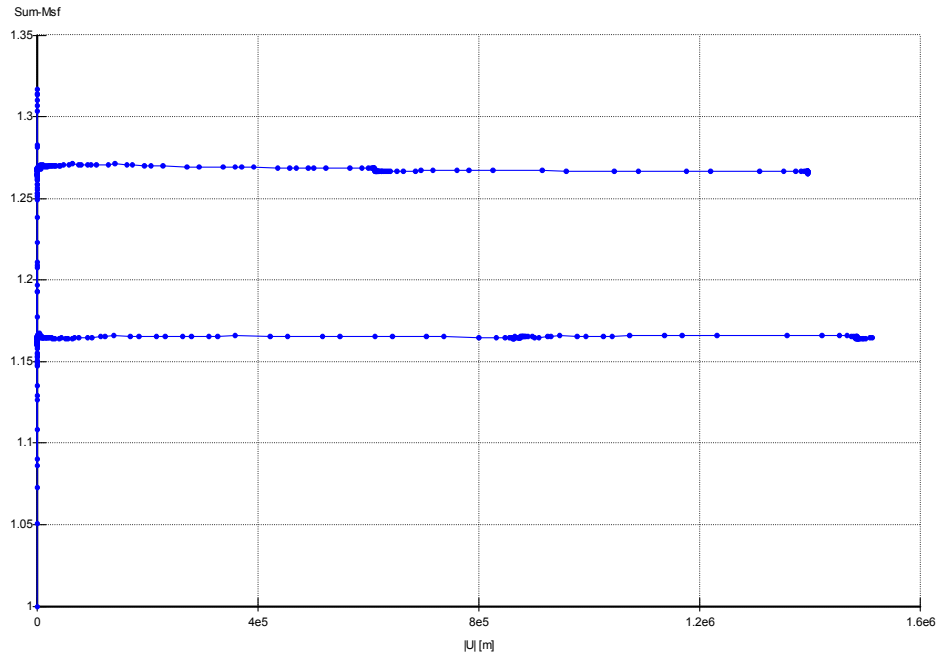


Chart 1

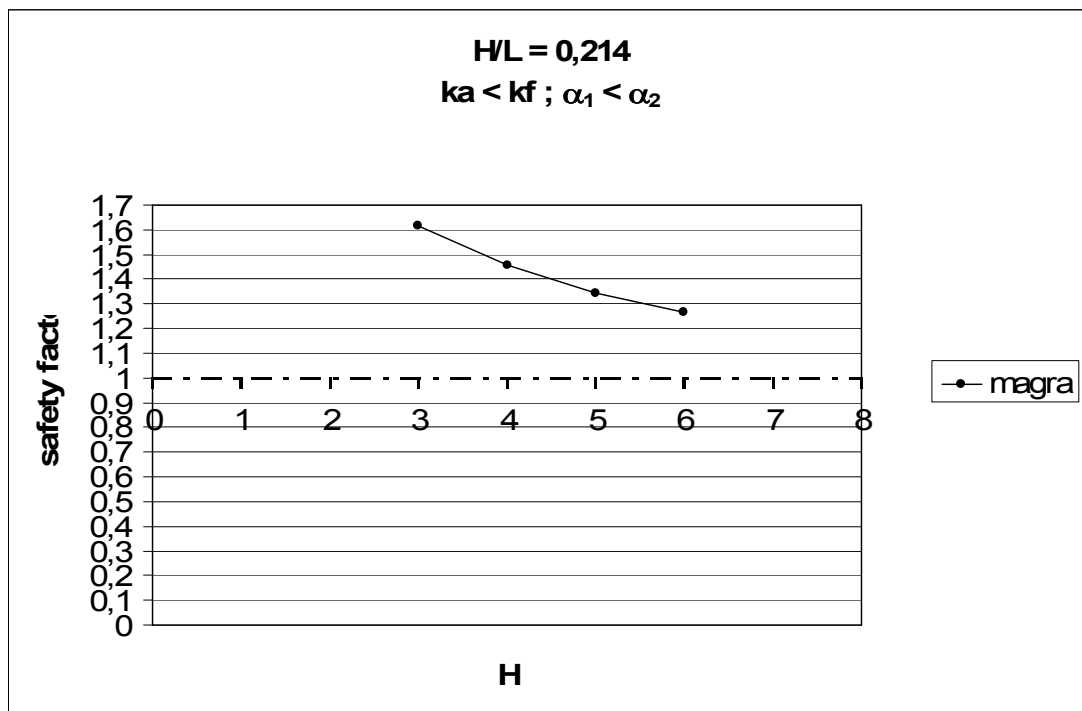
Curve 1

**Condizioni di magra per argini simili e per diverse altezze**

**PERMEABILITA' DIVERSA ( $k_{argine} < k_{fondazione}$ );**

**INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE COSTANTE ( $\alpha_1 < \alpha_2$ )**

H [m]	L [m]	H/L	Sf
3	14	0,214	1,616
4	18,7	0,214	1,457
5	23,3	0,215	1,342
6	28	0,214	1,266

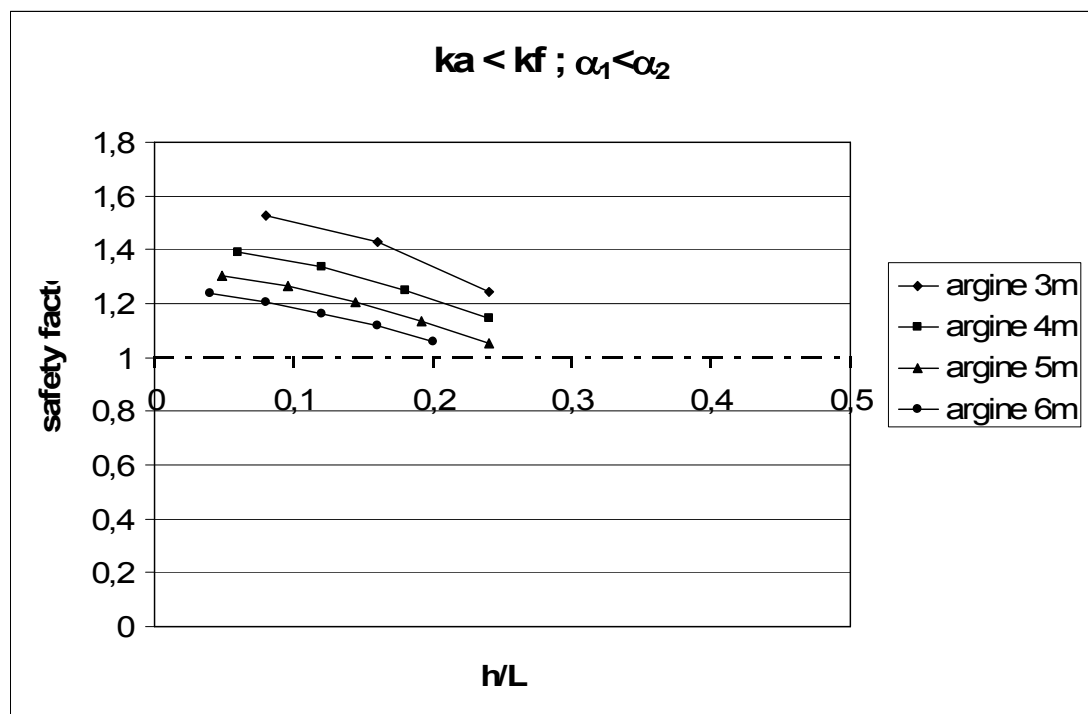


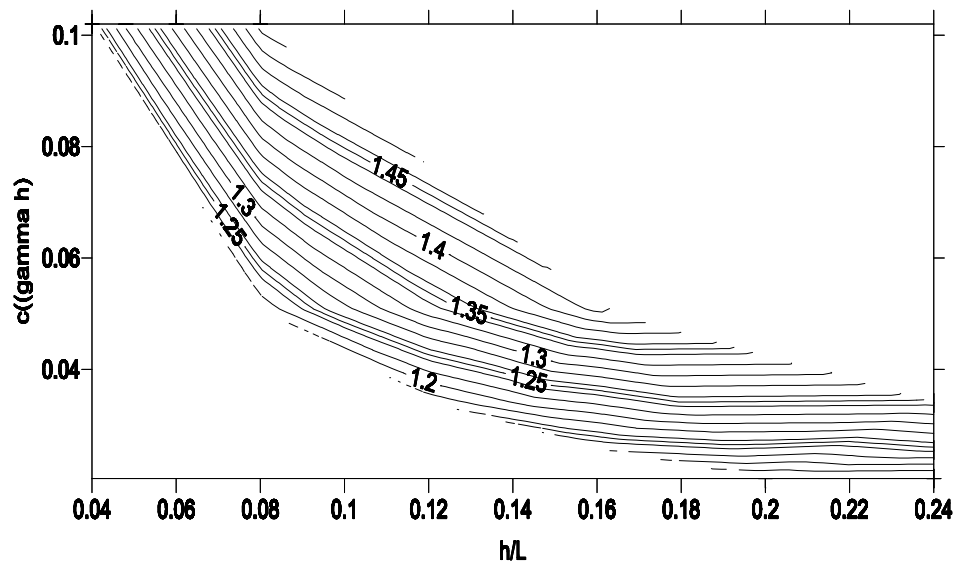
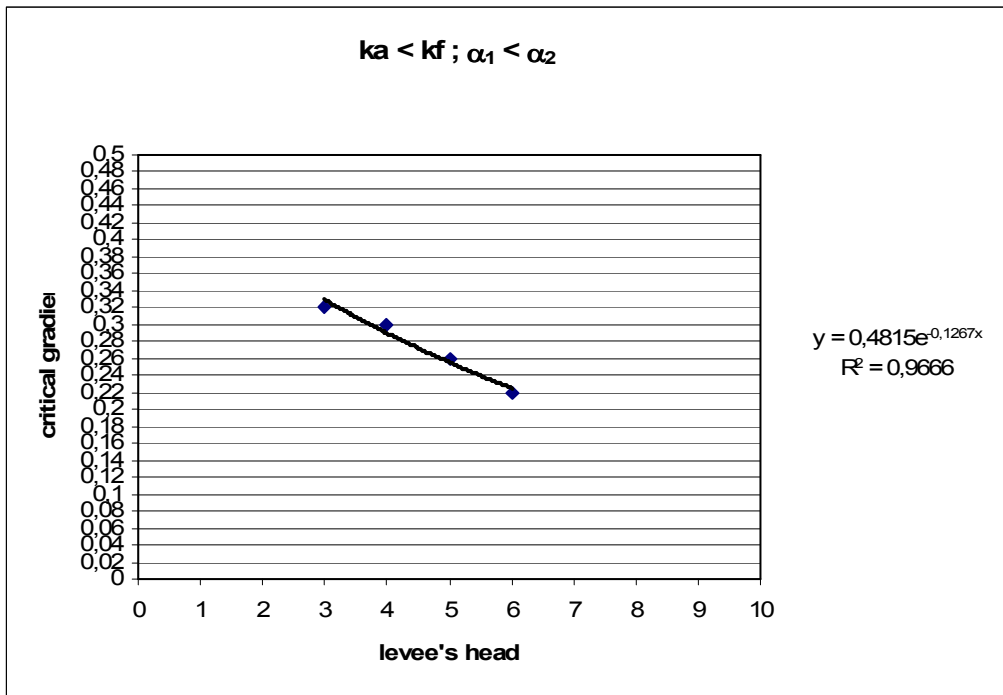
## Condizioni di invaso per argini simili e per diverse altezze

PERMEABILITA' DIVERSA ( $k_{argine} < k_{fondazione}$ );

INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE COSTANTE ( $\alpha_1 < \alpha_2$ )

H [m]	h [m]	h/H	h/L	c/( $\gamma h$ )	Sf (piena)
3	1	0,333	0,080	0,102	1,529
3	2	0,667	0,160	0,051	1,428
3	3	1,000	0,240	0,034	1,245
4	1	0,250	0,060	0,102	1,392
4	2	0,500	0,120	0,051	1,334
4	3	0,750	0,180	0,034	1,249
4	4	1,000	0,240	0,025	1,144
5	1	0,200	0,048	0,102	1,305
5	2	0,400	0,096	0,051	1,264
5	3	0,600	0,144	0,034	1,207
5	4	0,800	0,192	0,025	1,137
5	5	1,000	0,240	0,020	1,054
6	1	0,167	0,040	0,102	1,236
6	2	0,333	0,080	0,051	1,205
6	3	0,500	0,120	0,034	1,164
6	4	0,667	0,160	0,025	1,120
6	5	0,833	0,200	0,020	1,058



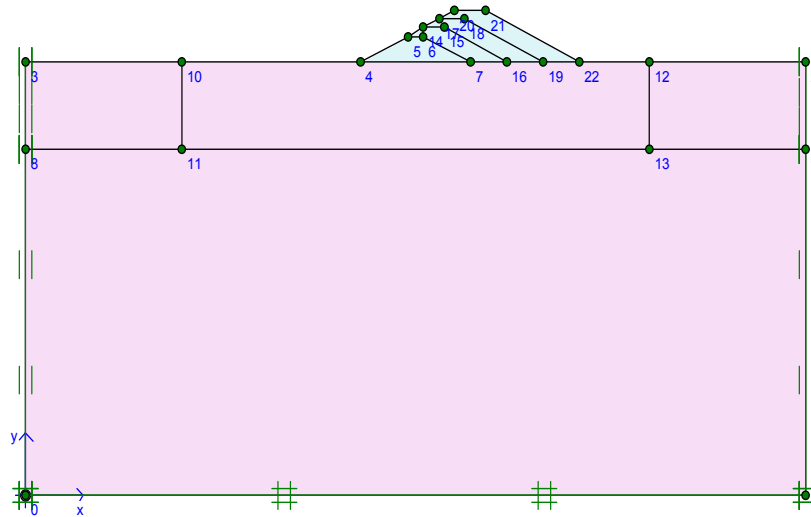


Spazio dei coefficienti di sicurezza ( $k_a < k_f ; \alpha_1 < \alpha_2$ )

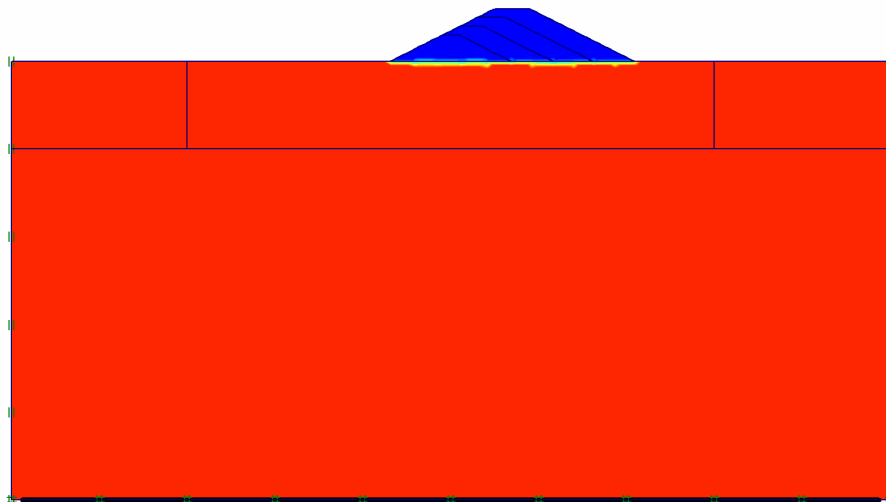


**CASO G – PERMEABILITA' DIVERSA ( $k_{argine} > k_{fondazione}$ );**

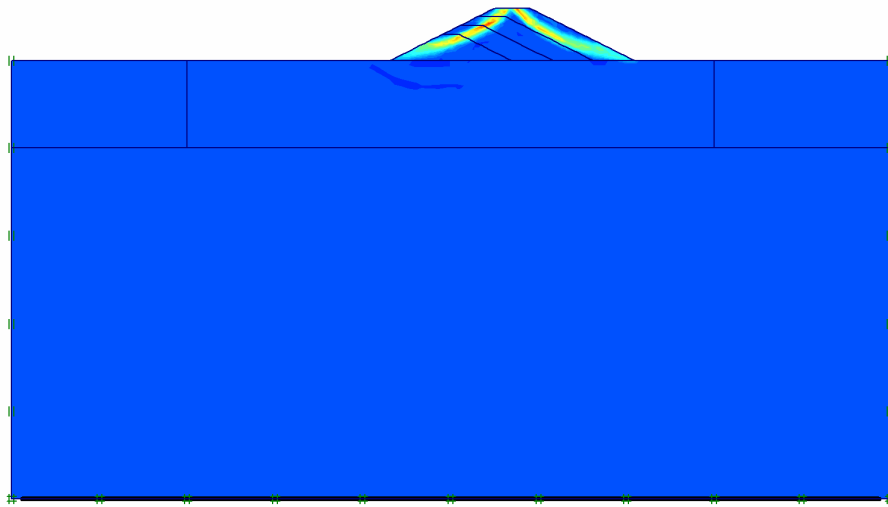
**INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE COSTANTE ( $\alpha_1 = \alpha_2$ )**



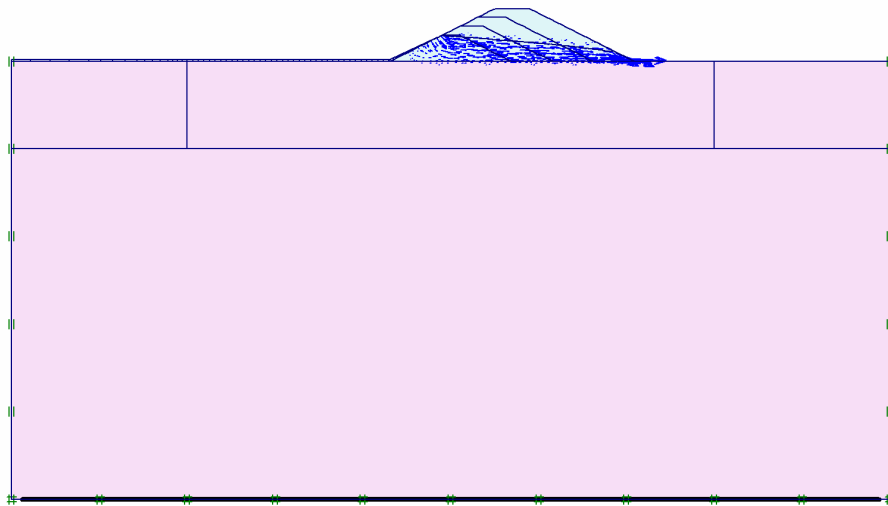
(es.:  $H_{ARGINE} = 6m$ ;  $h = 3m$ )



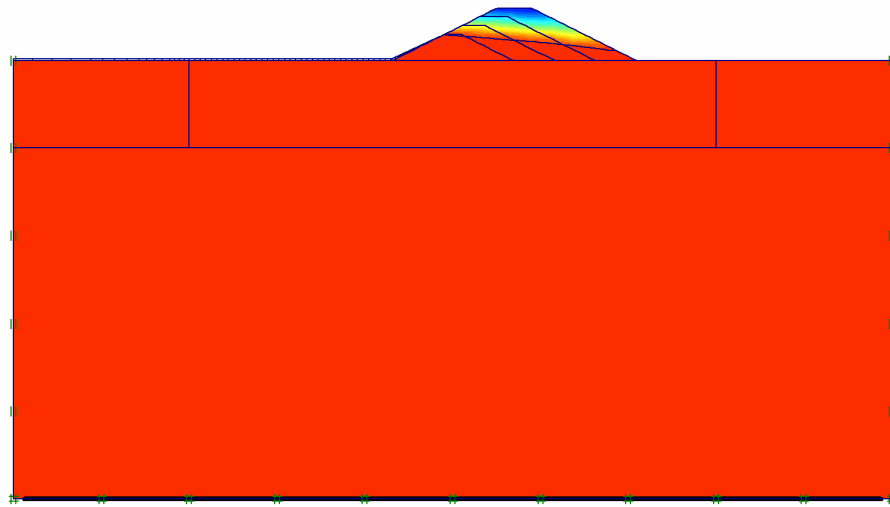
Degree of saturation  
Extreme degree of saturation 100.00%



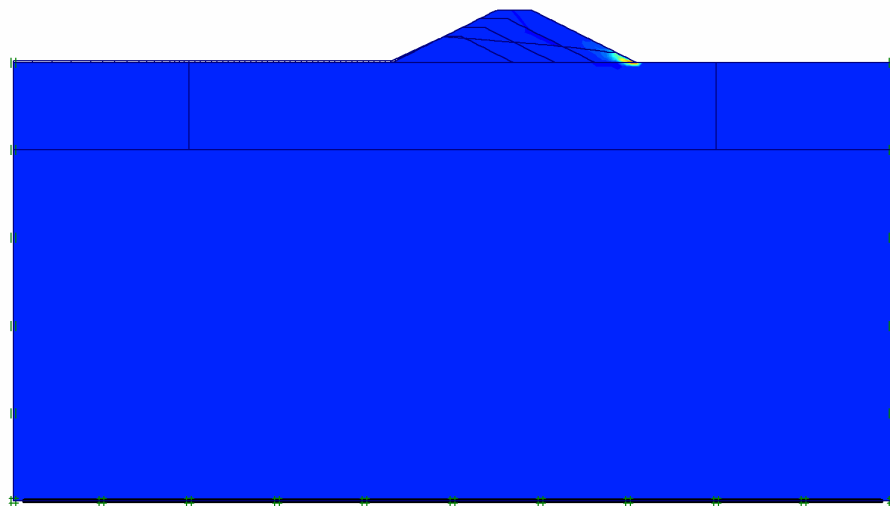
Incremental shear strains  
Extreme shear strain incremental  $8.45 \cdot 10^{-8} \%$



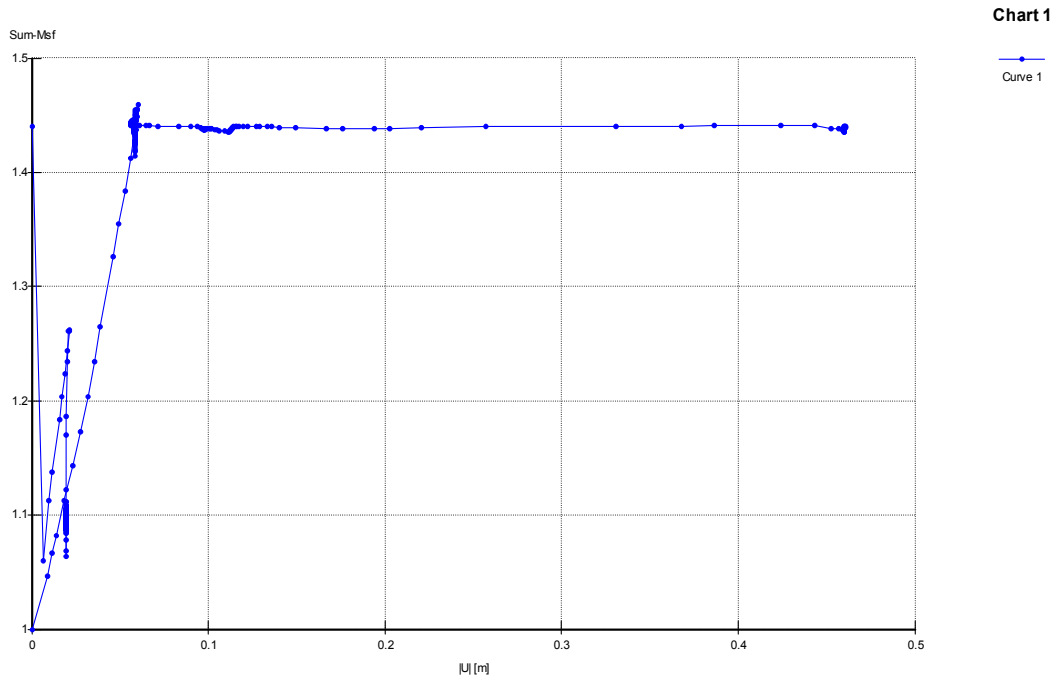
Flow Field  
Extreme velocity  $450.08 \cdot 10^{-8}$  m/day



**Degree of saturation**  
Extreme degree of saturation 100.00%



**Incremental shear strains**  
Extreme shear strain incremental  $783.98 \cdot 10^{-3} \%$

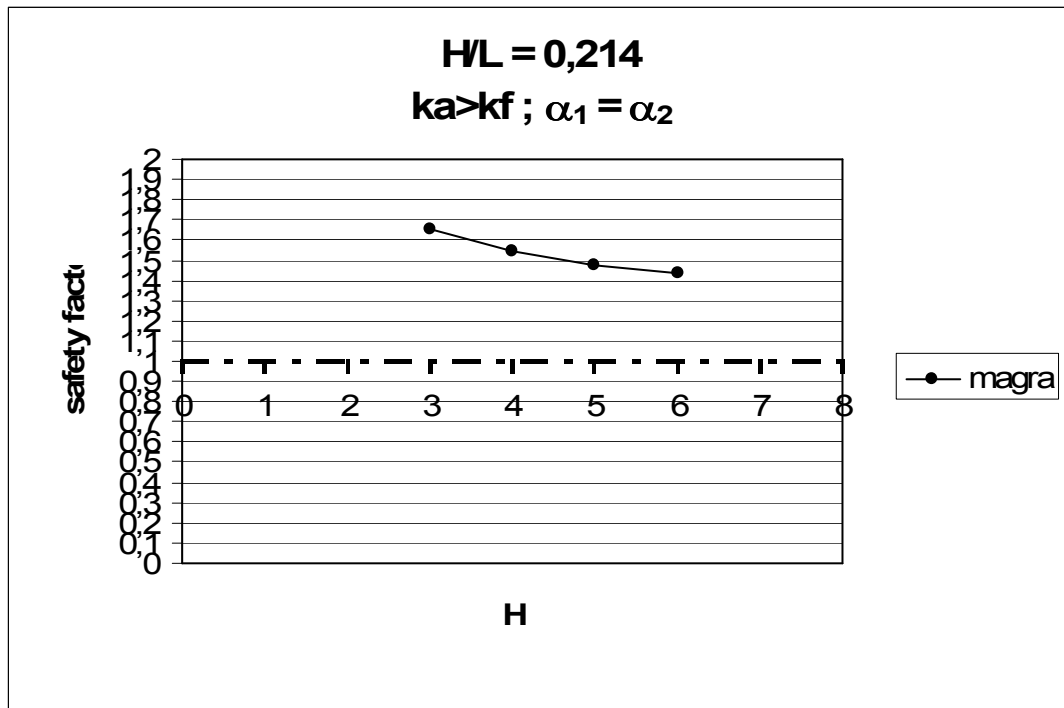


**Condizioni di magra per argini simili e per diverse altezze**

**PERMEABILITA' DIVERSA ( $k_{argine} > k_{fondazione}$ );**

**INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE COSTANTE ( $\alpha_1 = \alpha_2$ )**

H [m]	L [m]	H/L	Sf
3	14	0,214	1,652
4	18,7	0,214	1,546
5	23,3	0,215	1,476
6	28	0,214	1,44

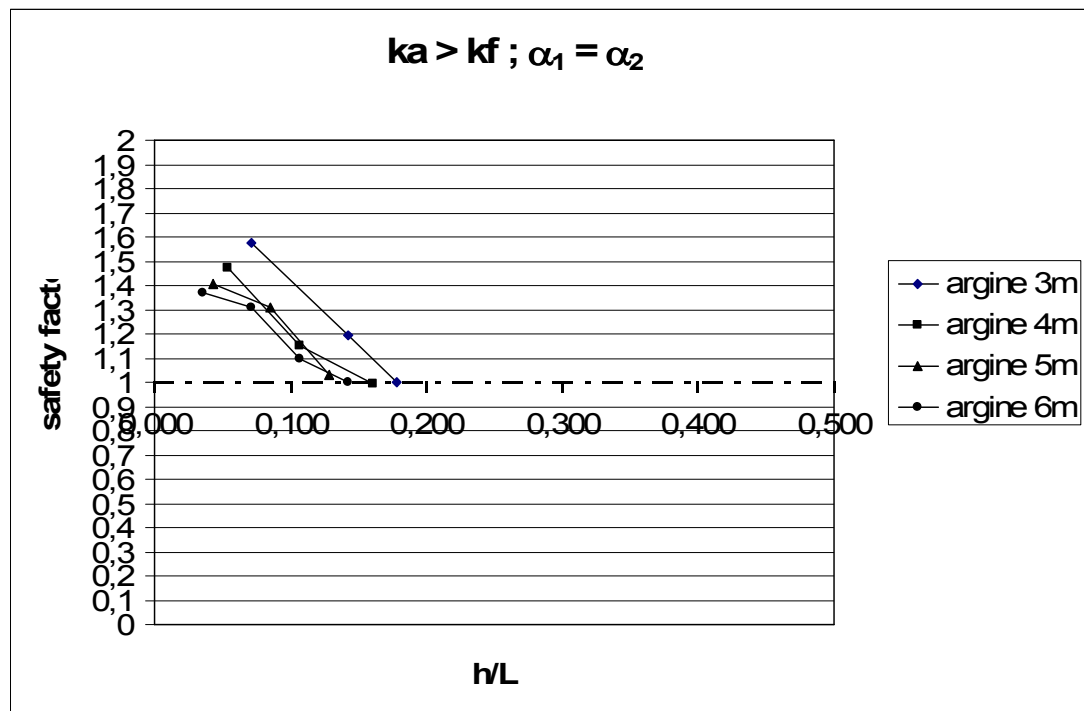


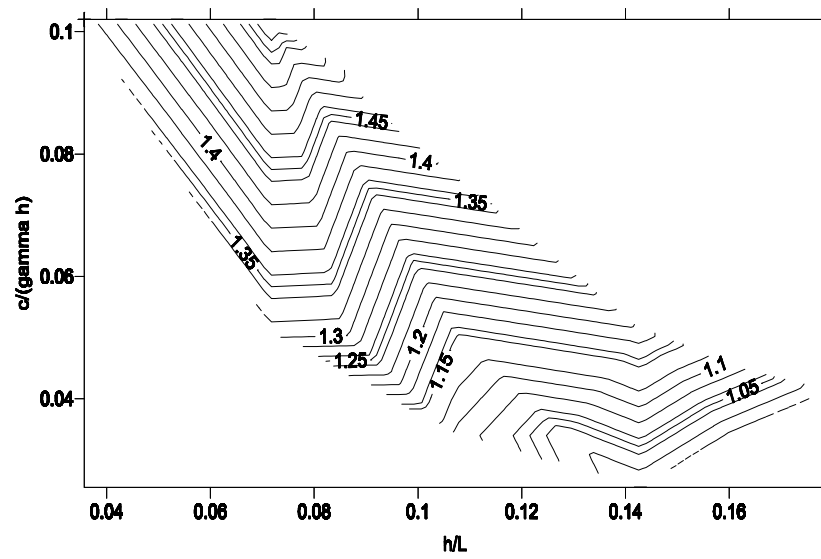
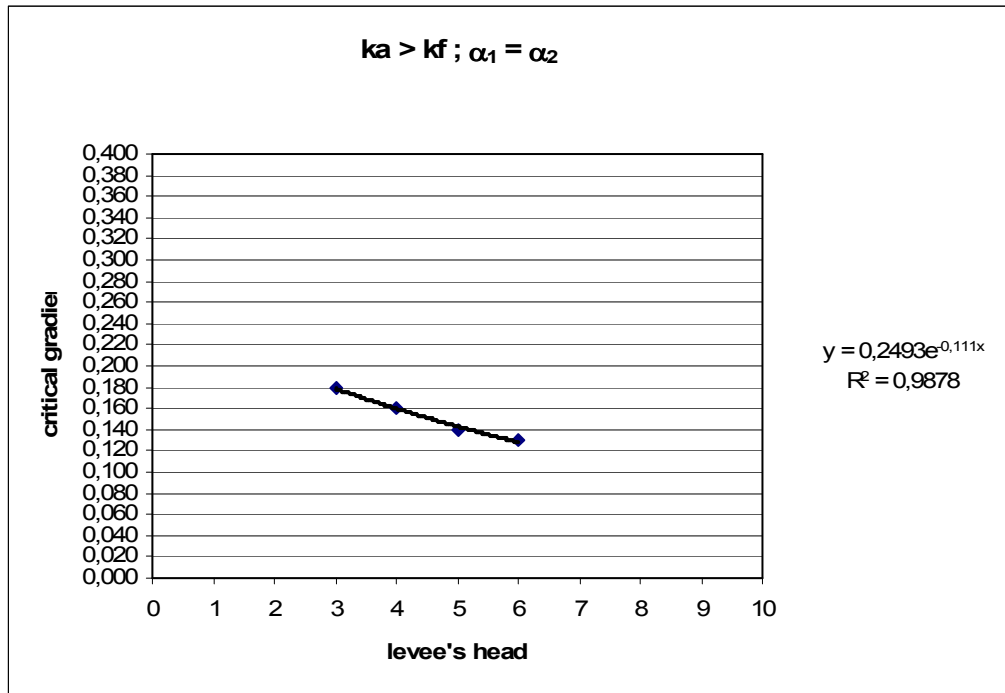
**Condizioni di invaso per argini simili e per diverse altezze**

**PERMEABILITA' DIVERSA ( $k_{argine} > k_{fondazione}$ );**

**INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE COSTANTE ( $\alpha_1 = \alpha_2$ )**

H [m]	h [m]	h/H	h/L	c/( $\gamma h$ )	Sf (piena)
3	1	0,333	0,071	0,034	1,578
3	2	0,667	0,143	0,034	1,196
3	2,5	0,833	0,179	0,034	0,997
4	1	0,250	0,054	0,025	1,470
4	2	0,500	0,107	0,025	1,153
4	3	0,750	0,161	0,025	0,993
5	1	0,200	0,043	0,020	1,408
5	2	0,400	0,086	0,020	1,309
5	3	0,600	0,129	0,020	1,028
6	1	0,167	0,036	0,017	1,369
6	2	0,333	0,071	0,017	1,312
6	3	0,500	0,107	0,017	1,095
6	4	0,667	0,143	0,017	0,999

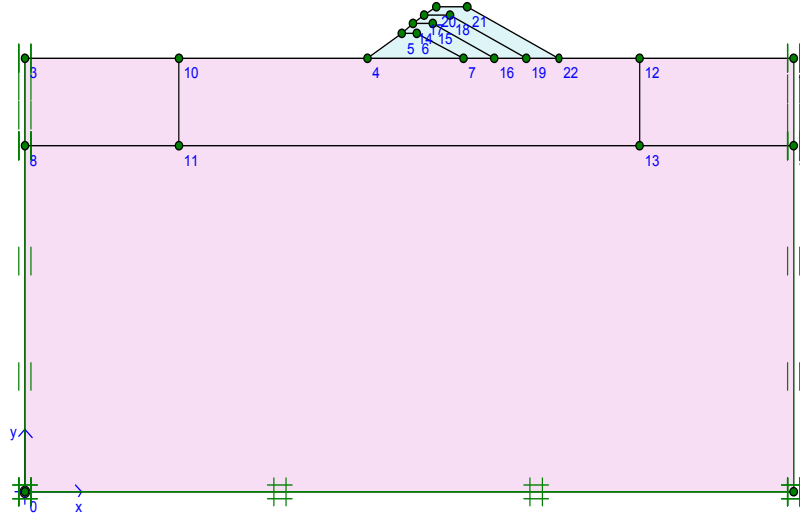




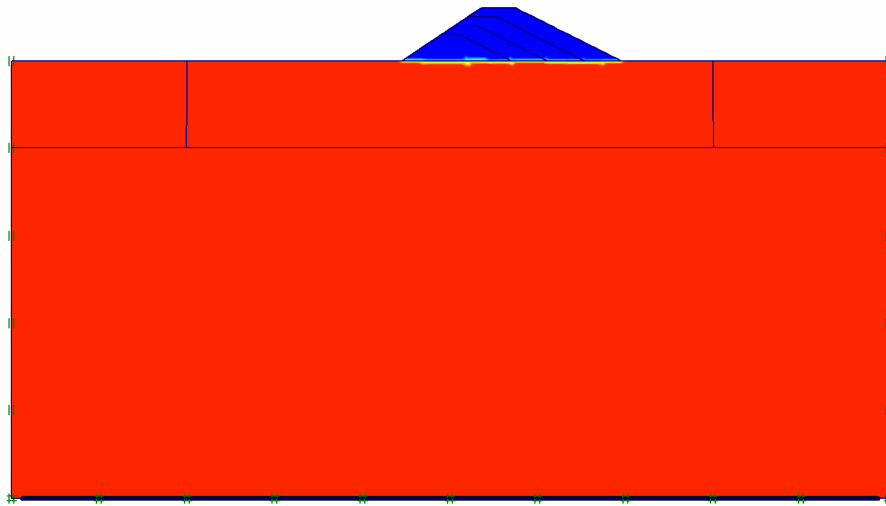
Spazio dei coefficienti di sicurezza ( $k_a > k_f ; \alpha = \text{cost}$ )

**CASO H – PERMEABILITA' DIVERSA ( $k_{argine} > k_{fondazione}$ );**

**INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE COSTANTE ( $\alpha_1 > \alpha_2$ )**

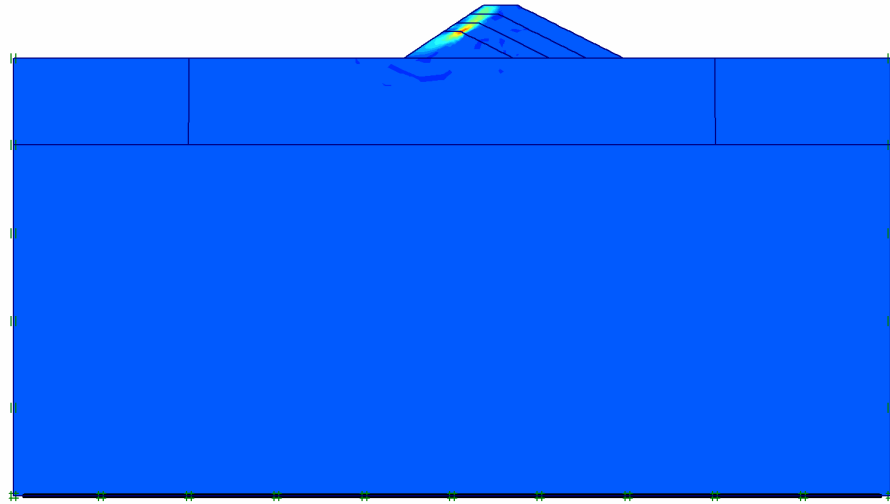


**(es.:  $H_{ARGINE} = 6m$ ;  $h = 3m$ )**

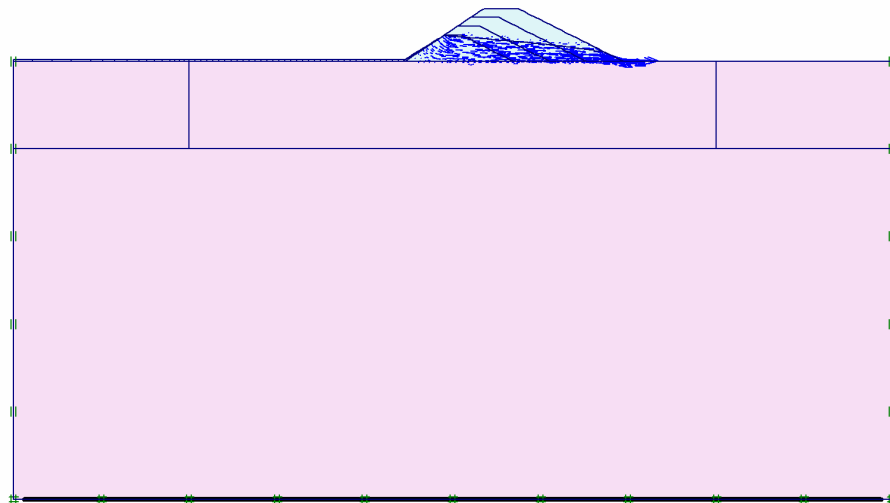


Degree of saturation  
Extreme degree of saturation 100.00%

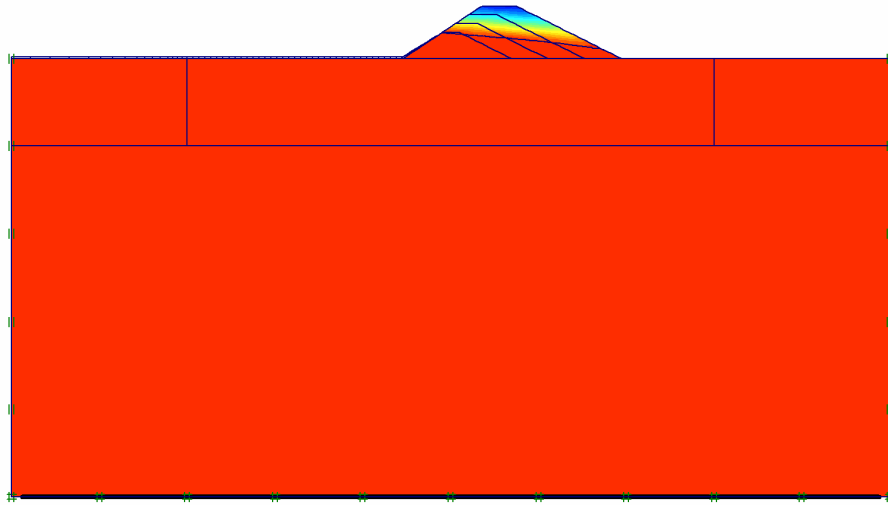




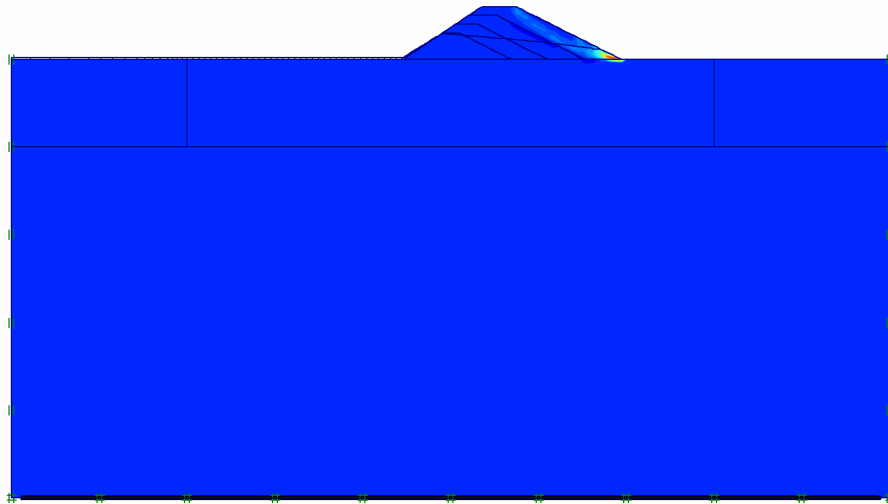
Incremental shear strains  
Extreme shear strain incremental  $7.44 \cdot 10^{-6} \%$



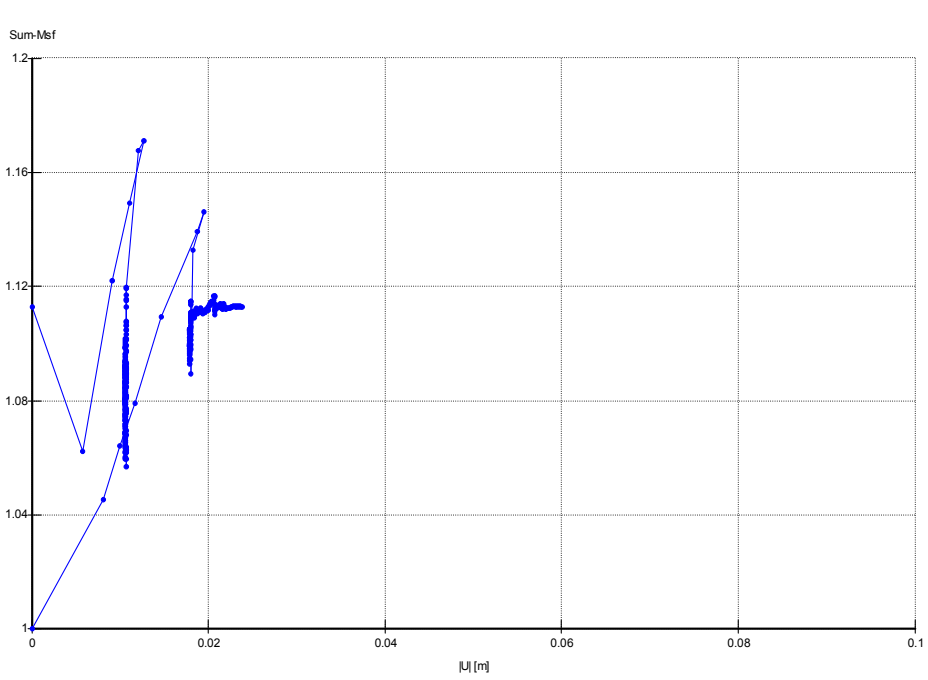
Flow Field  
Extreme velocity  $476.75 \cdot 10^{-8}$  m/day



Degree of saturation  
Extreme degree of saturation 100.00%



Incremental shear strains  
Extreme shear strain incremental  $172.04 \cdot 10^{-9} \%$

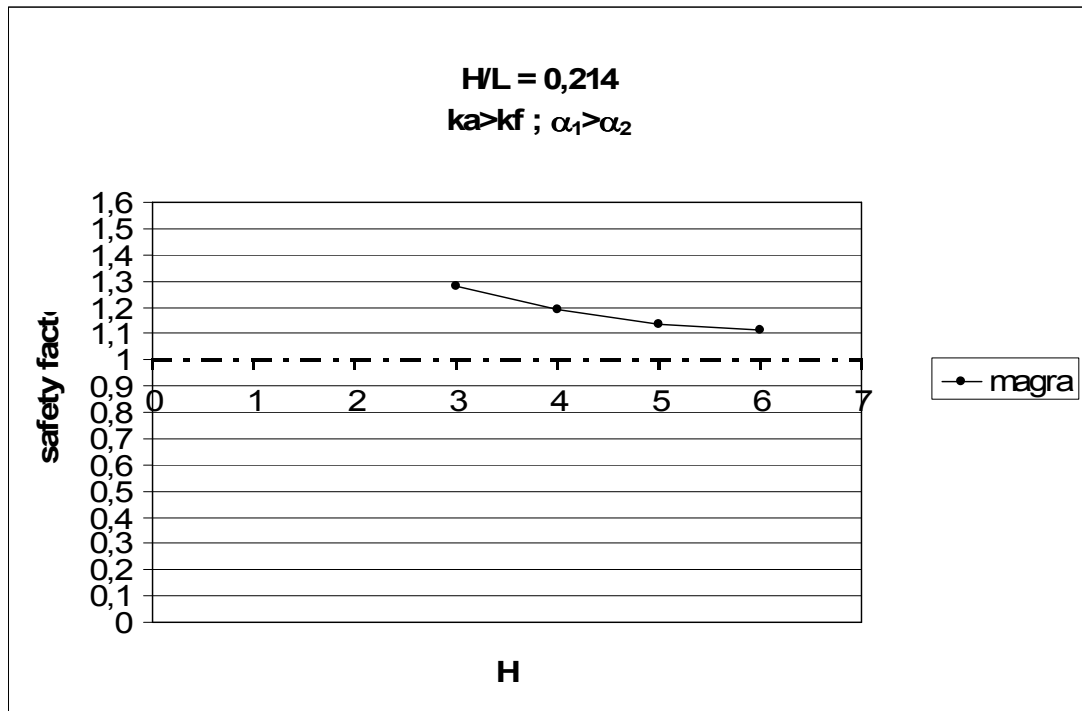


### Condizioni di magra per argini simili e per diverse altezze

PERMEABILITA' DIVERSA ( $k_{argine} > k_{fondazione}$ );

INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE COSTANTE ( $\alpha_1 > \alpha_2$ )

H [m]	L [m]	H/L	Sf
3	14	0,214	1,283
4	18,7	0,214	1,190
5	23,3	0,215	1,135
6	28	0,214	1,113

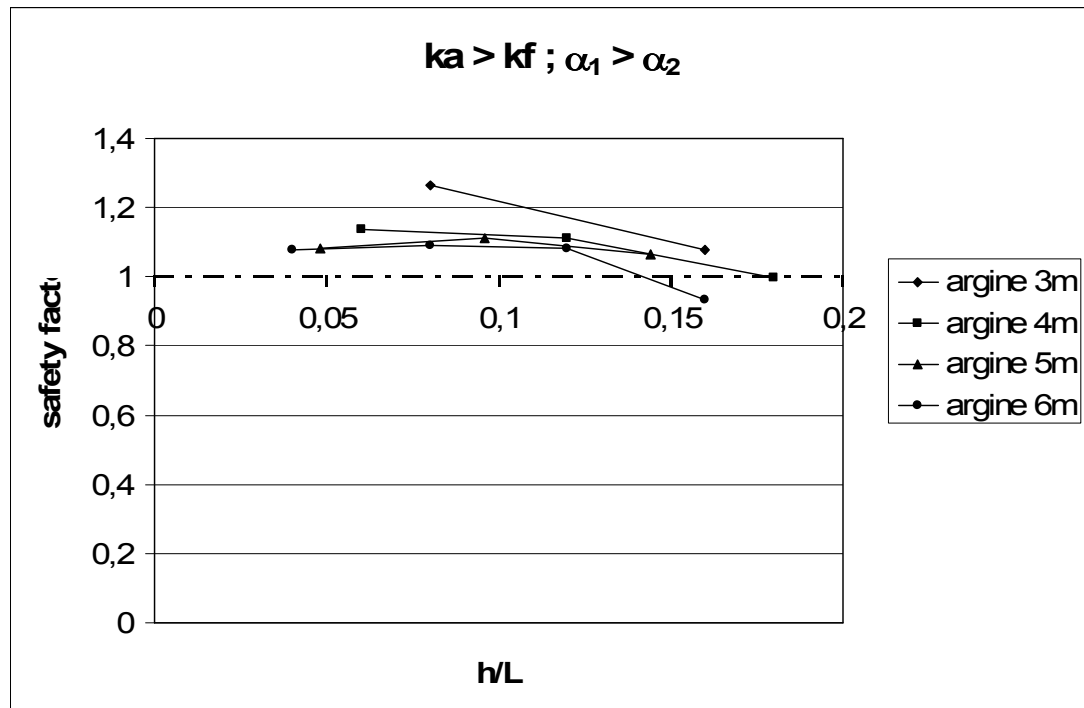


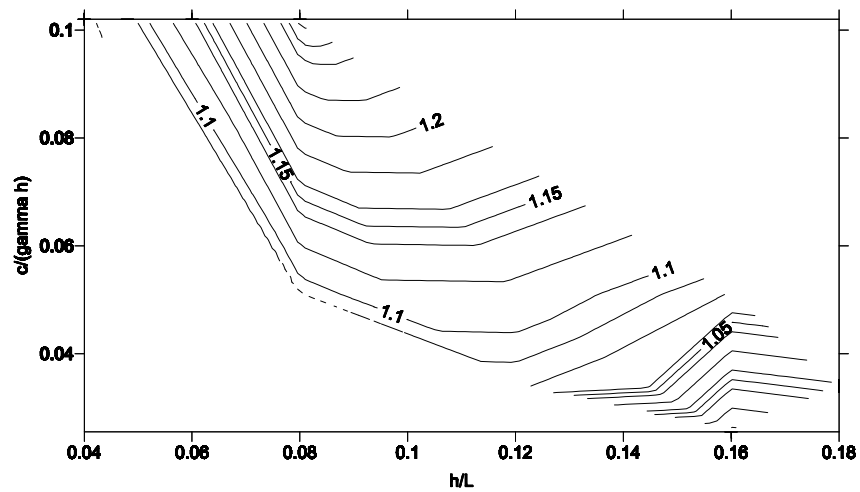
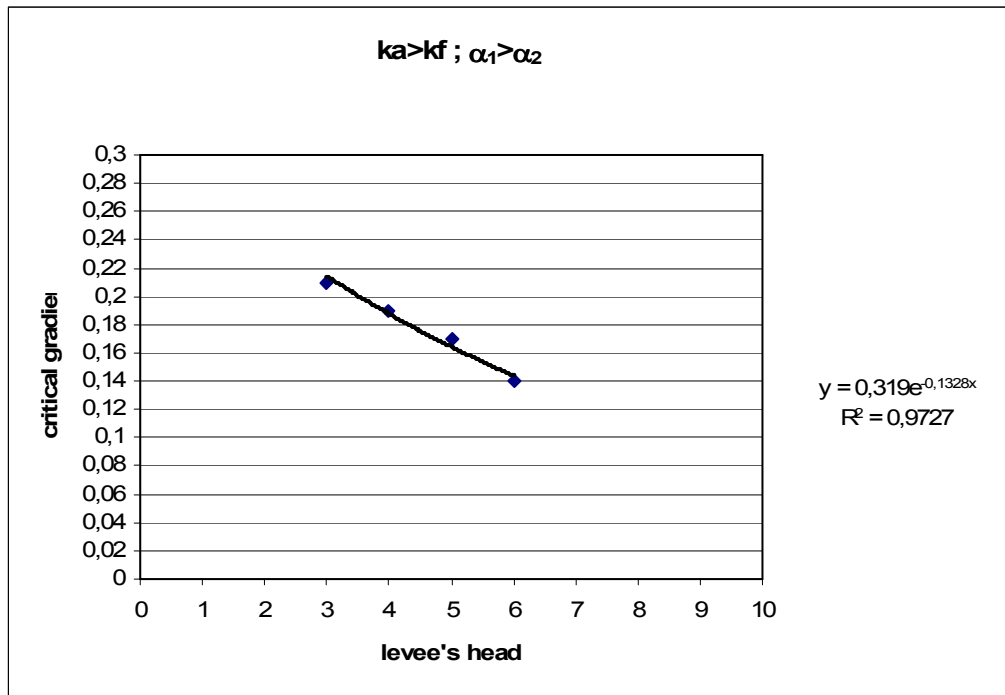
**Condizioni di invaso per argini simili e per diverse altezze**

**PERMEABILITA' DIVERSA ( $k_{argine} > k_{fondazione}$ );**

**INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE COSTANTE ( $\alpha_1 > \alpha_2$ )**

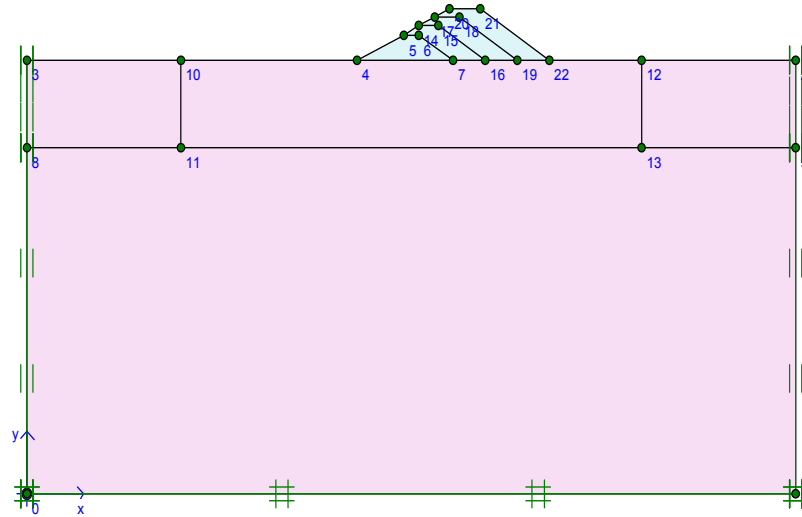
H [m]	h [m]	h/H	h/L	c/( $\gamma h$ )	Sf
1	1	0,333	0,080	0,102	1,265
2	2	0,667	0,160	0,051	1,079
1	1	0,250	0,060	0,102	1,138
2	2	0,500	0,120	0,051	1,113
3	3	0,750	0,180	0,034	0,997
1	1	0,200	0,048	0,102	1,083
2	2	0,400	0,096	0,051	1,112
3	3	0,600	0,144	0,034	1,065
1	1	0,167	0,040	0,102	1,079
2	2	0,333	0,080	0,051	1,089
3	3	0,500	0,120	0,034	1,082
4	4	0,667	0,160	0,025	0,935



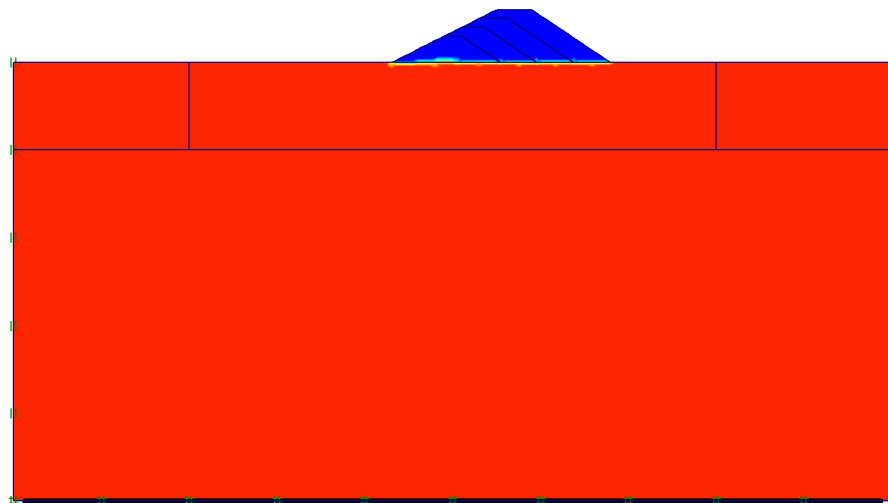


**CASO I – PERMEABILITA' DIVERSA ( $k_{argine} > k_{fondazione}$ );**

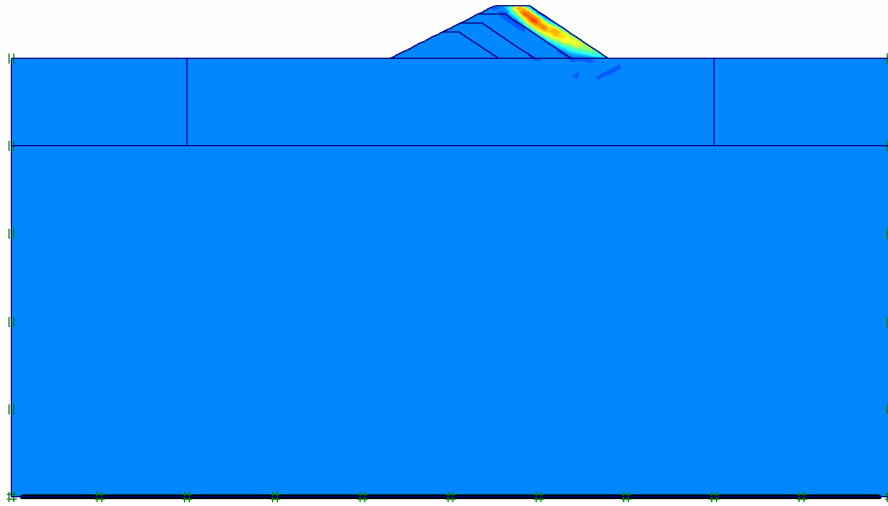
**INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE COSTANTE ( $\alpha_1 < \alpha_2$ )**



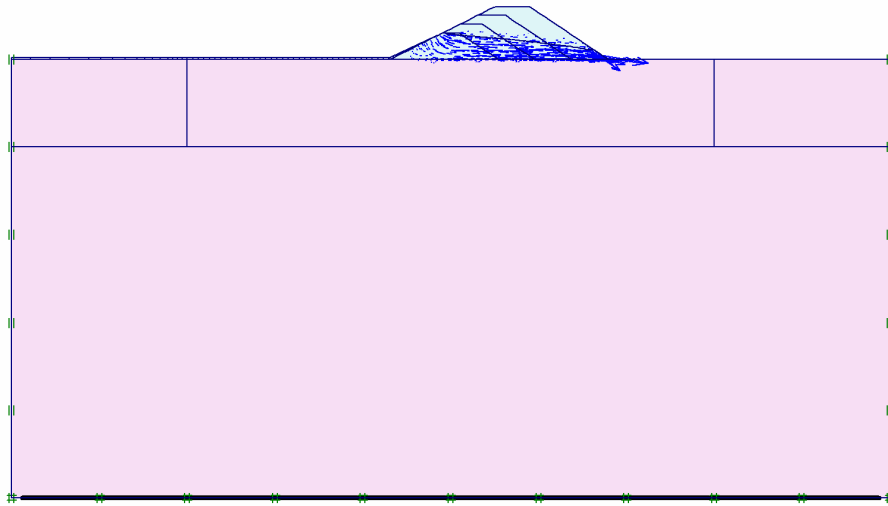
**(es.:  $H_{ARGINE} = 6m$ ;  $h = 3m$ )**



Degree of saturation  
Extreme degree of saturation 100.00%

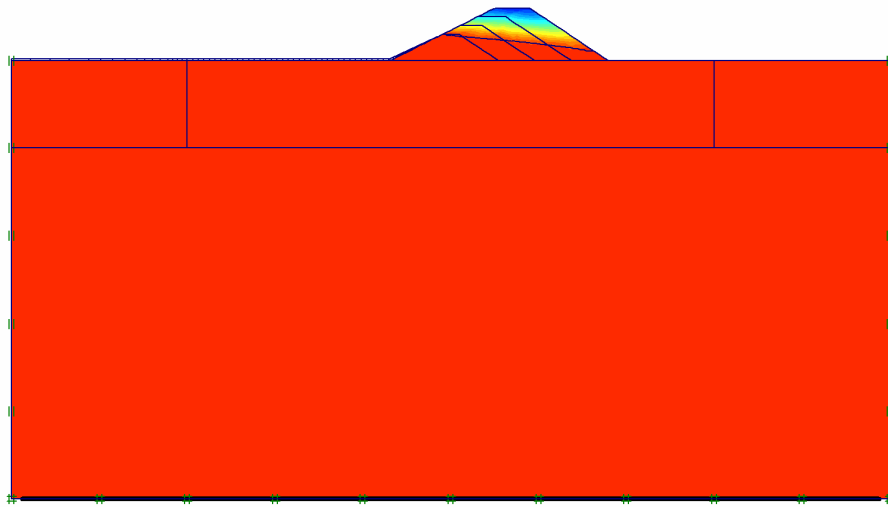


Incremental shear strains  
Extreme shear strain incremental  $68.63 \cdot 10^{-3} \%$

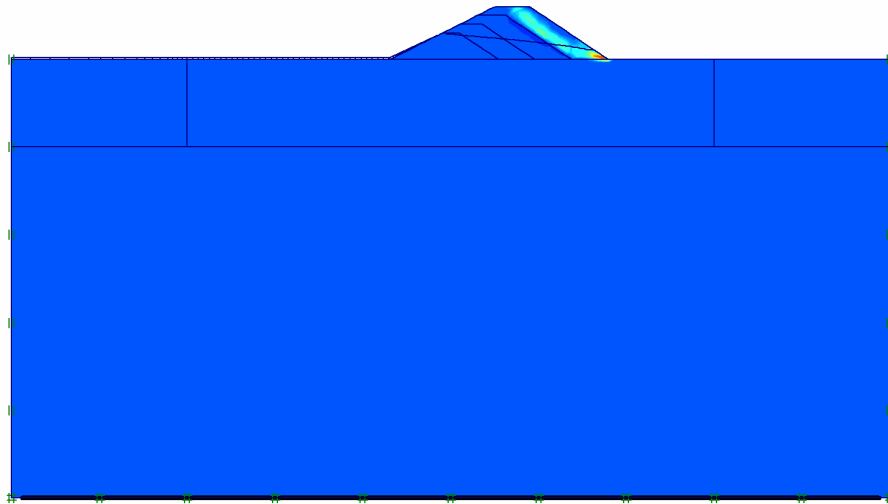


Flow Field  
Extreme velocity  $535.84 \cdot 10^{-3} \text{ m/day}$

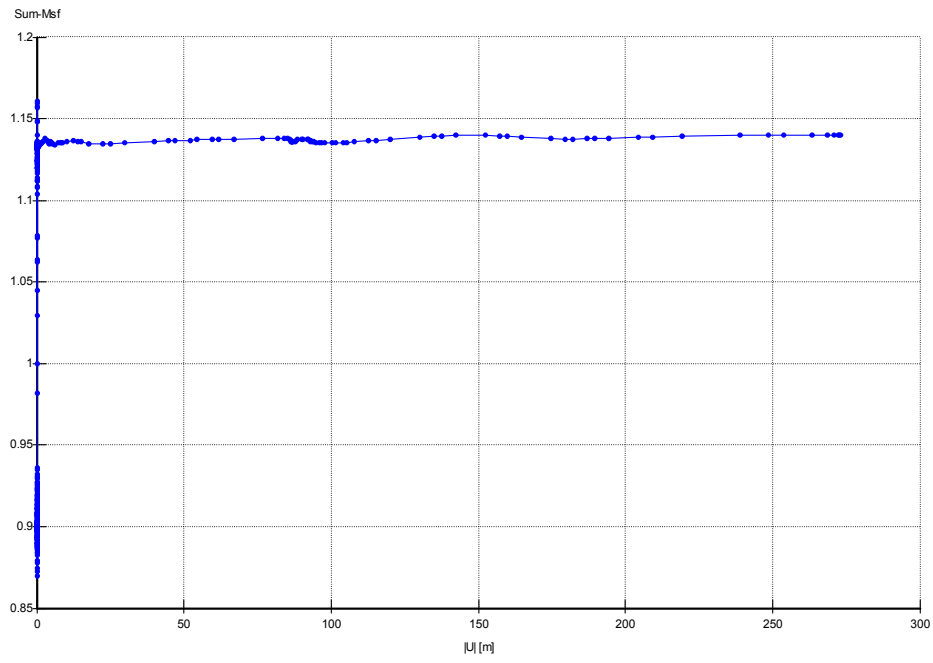




Degree of saturation  
Extreme degree of saturation 100.00%



Incremental shear strains  
Extreme shear strain incremental  $153.59 \cdot 10^{-9} \%$

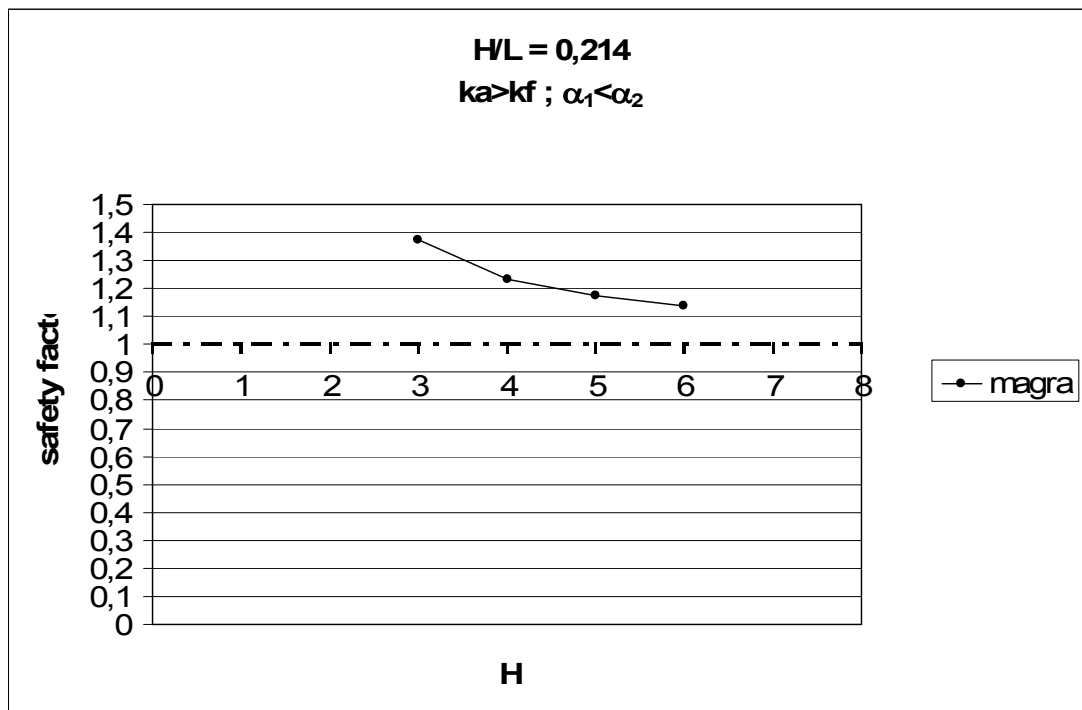


### Condizioni di magra per argini simili e per diverse altezze

PERMEABILITA' DIVERSA ( $k_{argine} > k_{fondazione}$ );

INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE COSTANTE ( $\alpha_1 < \alpha_2$ )

H [m]	L [m]	H/L	Sf
3	14	0,214	1,373
4	18,7	0,214	1,231
5	23,3	0,215	1,175
6	28	0,214	1,140

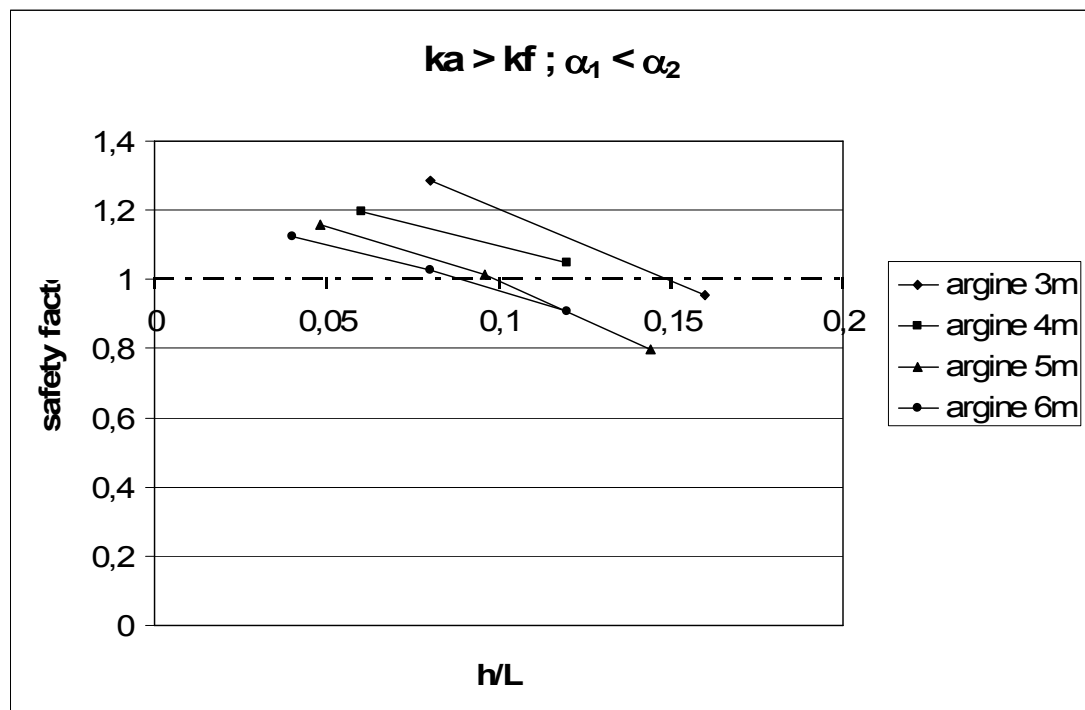


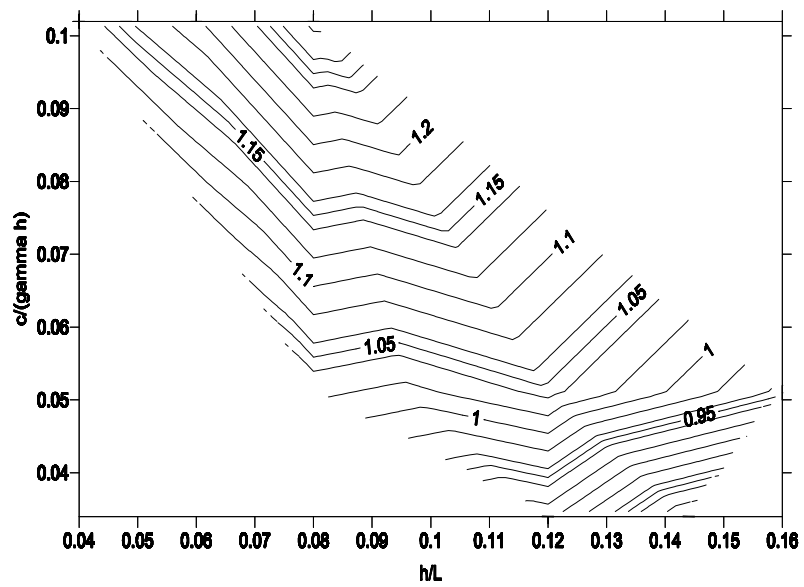
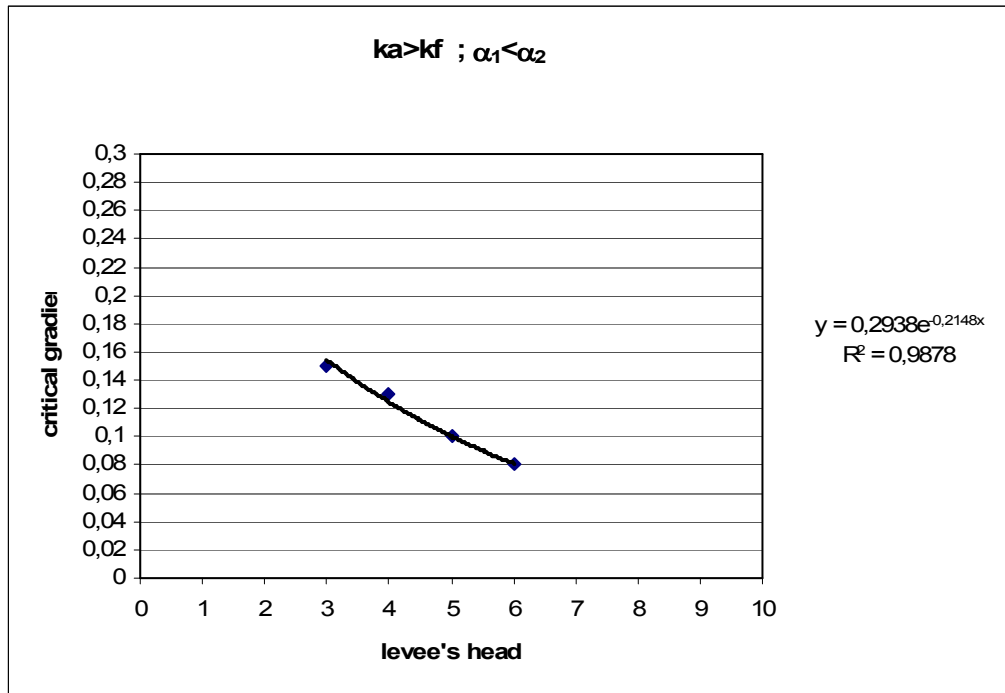
**Condizioni di invaso per argini simili e per diverse altezze**

**PERMEABILITA' DIVERSA ( $k_{argine} > k_{fondazione}$ );**

**INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE COSTANTE ( $\alpha_1 < \alpha_2$ )**

H [m]	h [m]	h/H	h/L	c/( $\gamma h$ )	Sf (piena)
3	1	0,333	0,080	0,034	1,287
3	2	0,667	0,160	0,034	0,954
4	1	0,250	0,060	0,025	1,196
4	2	0,500	0,120	0,025	1,046
5	1	0,200	0,048	0,020	1,158
5	2	0,400	0,096	0,020	1,012
5	3	0,600	0,144	0,020	0,798
6	1	0,167	0,040	0,017	1,126
6	2	0,333	0,080	0,017	1,025
6	3	0,500	0,120	0,017	0,906





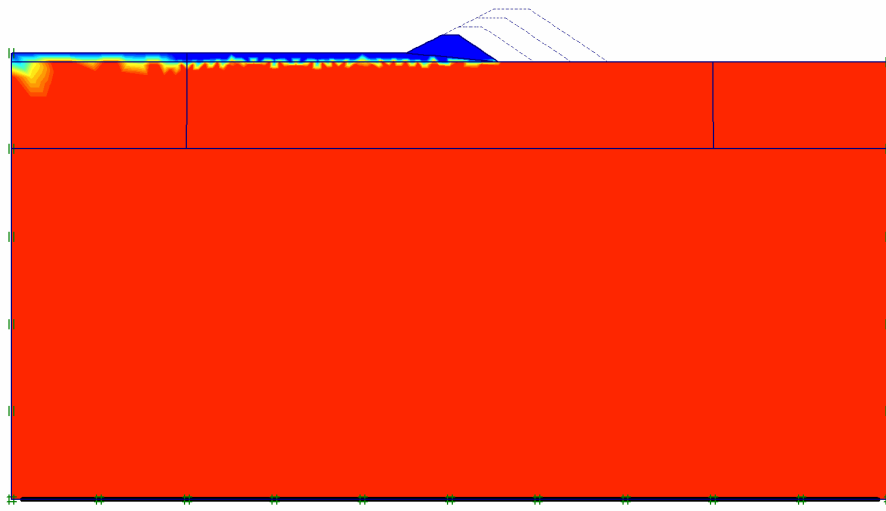
Spazio dei coefficienti di sicurezza ( $k_a > k_f; \alpha_1 < \alpha_2$ )

## ARGINE FIUME VOLTURNO

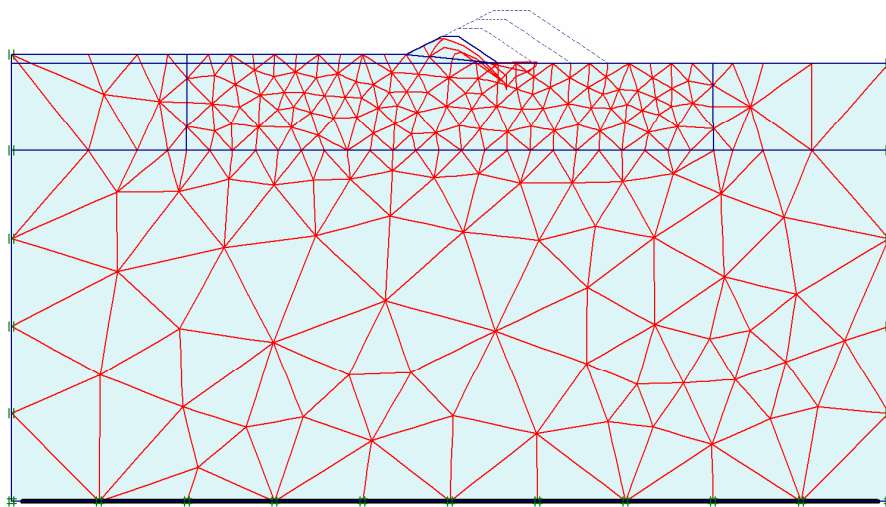
PERMEABILITA' COSTANTE ( $k_{\text{argine}} = k_{\text{fondazione}}$ );

INCLINAZIONE PARAMENTI ARGINE DIVERSA ( $\alpha_1 < \alpha_2$ )

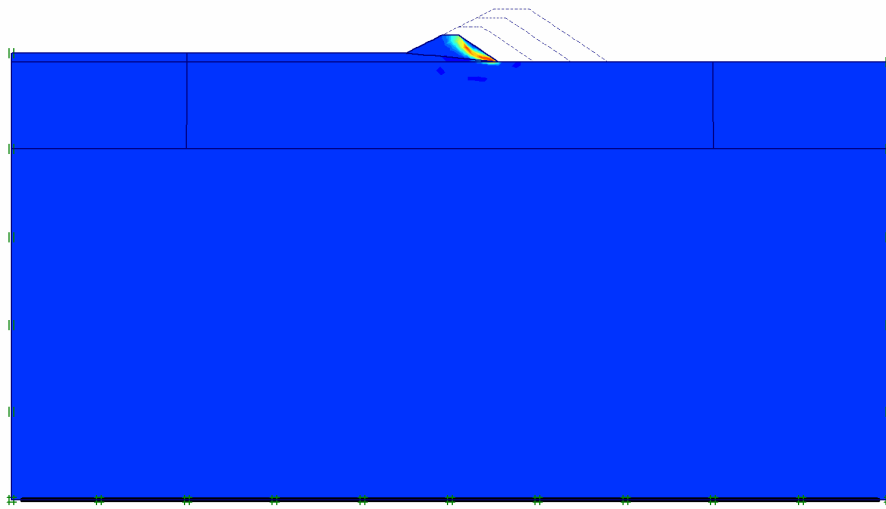
$H_{\text{ARGINE}} = 3\text{m}$



Degree of saturation  
Extreme degree of saturation 100.00%

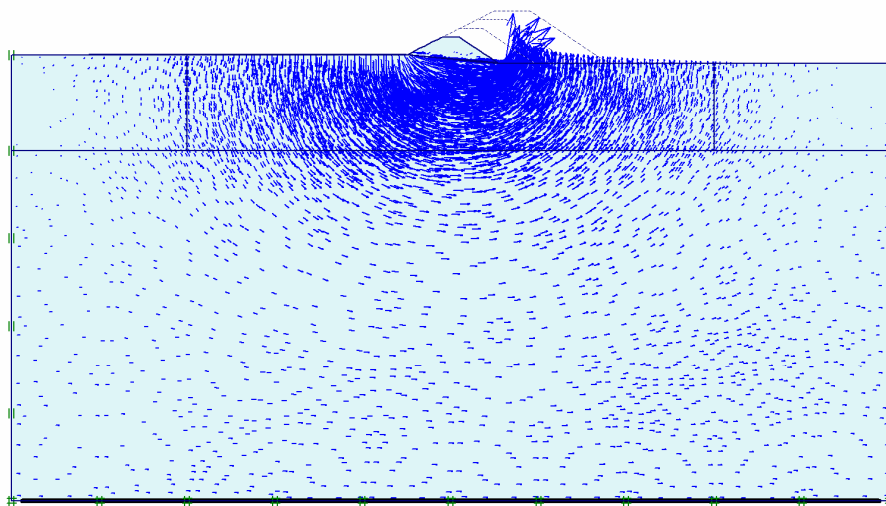


Deformed Mesh  
Extreme total displacement  $36.60 \cdot 10^{-6} \text{ m}$   
(displacements scaled up  $200.00 \cdot 10^{-9}$  times)

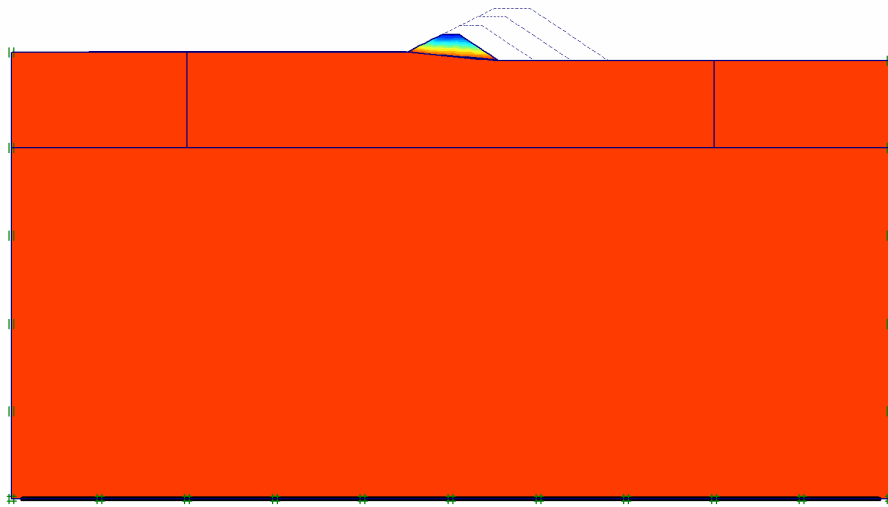


Incremental shear strains  
Extreme shear strain incremental  $5.53 \cdot 10^{-6} \%$

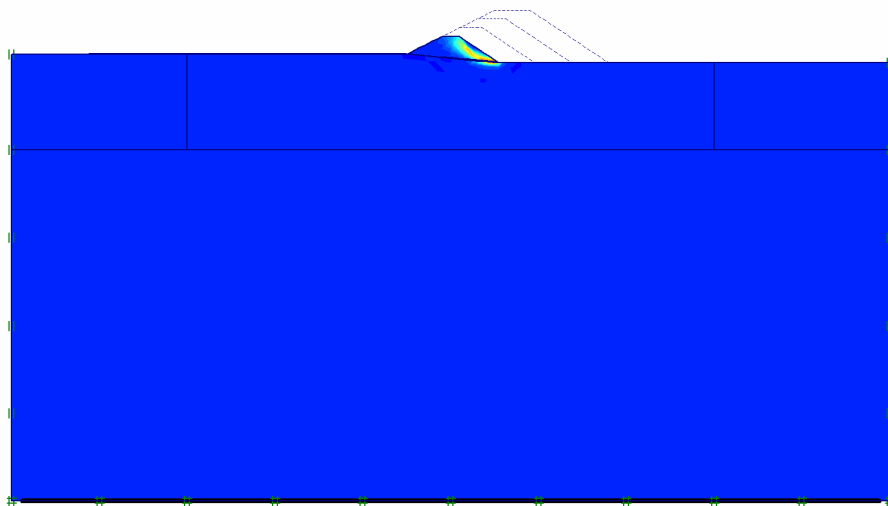
### Tirante h = 1m



Flow Field  
Extreme velocity  $148.81 \cdot 10^{-3}$  m/day

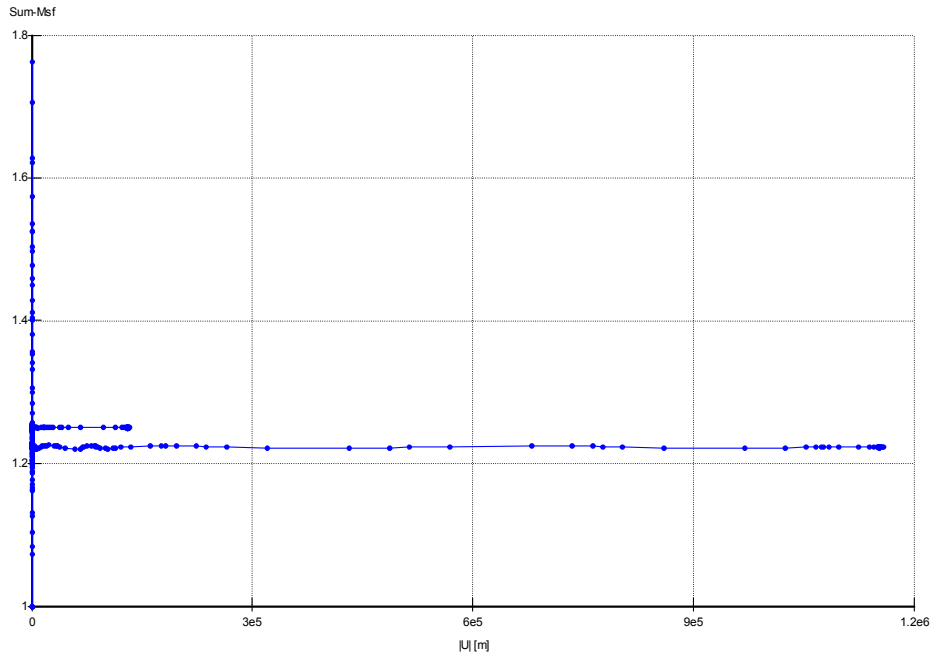


**Degree of saturation**  
Extreme degree of saturation 100.00%

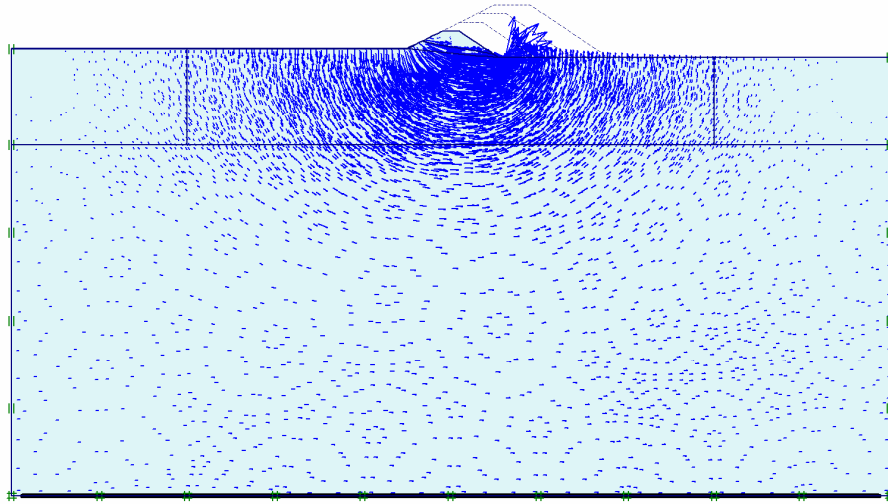


**Incremental shear strains**  
Extreme shear strain incremental  $768.71 \cdot 10^6$  %

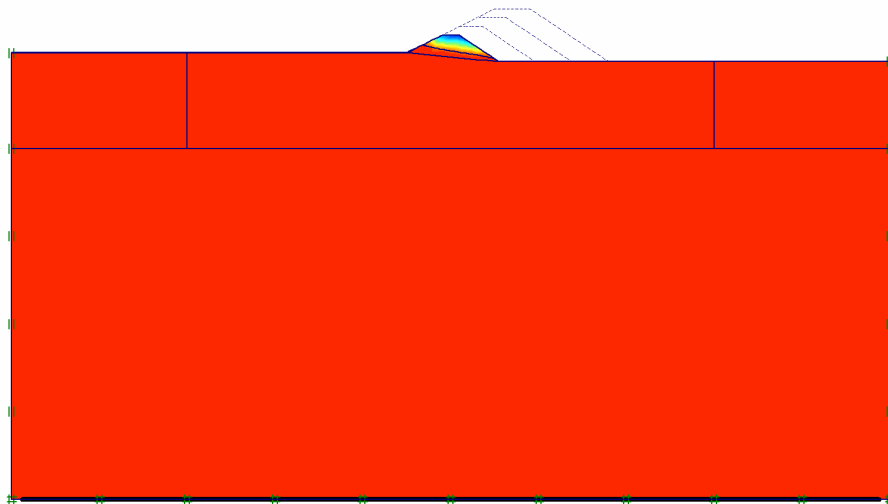




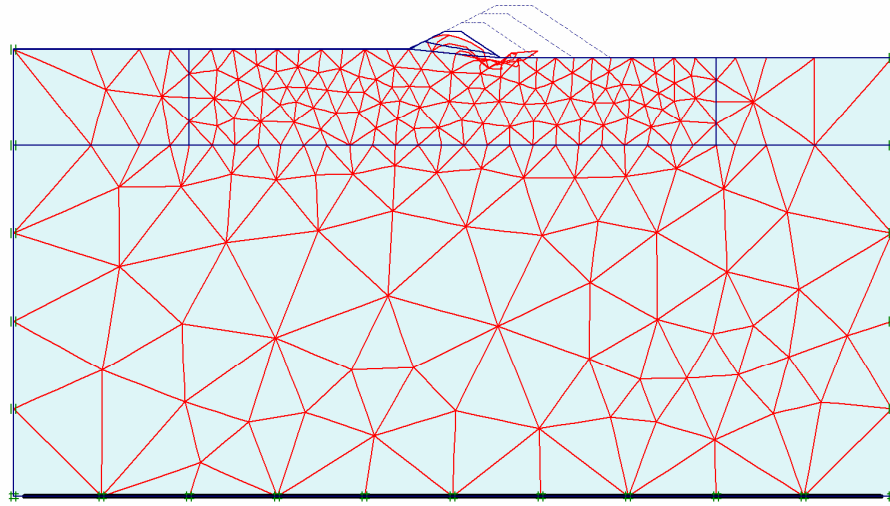
## Tirante h = 2m



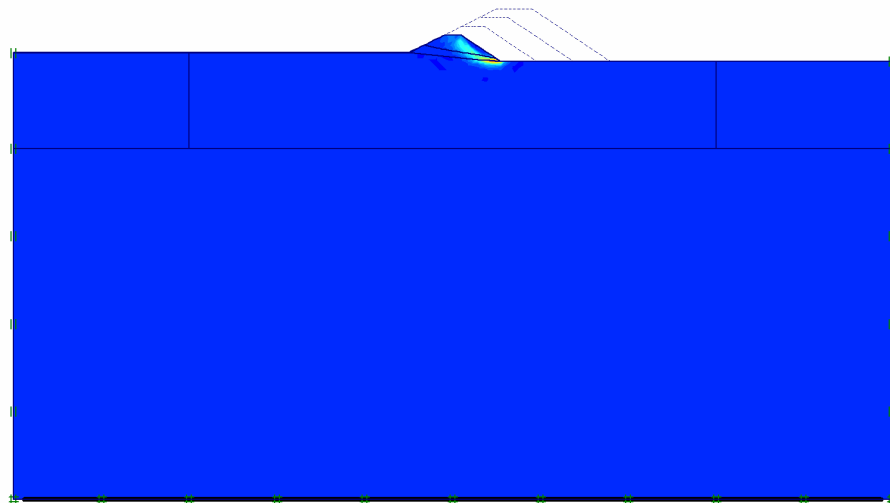
Flow Field  
Extreme velocity  $331.18 \cdot 10^{-8}$  m/day



Degree of saturation  
Extreme degree of saturation 100.00%



**Deformed Mesh**  
Extreme total displacement  $256.60 \cdot 10^{-6}$  m  
(displacements scaled up  $20.00 \cdot 10^{-6}$  times)



**Incremental shear strains**  
Extreme shear strain incremental  $676.41 \cdot 10^{-6}$  %

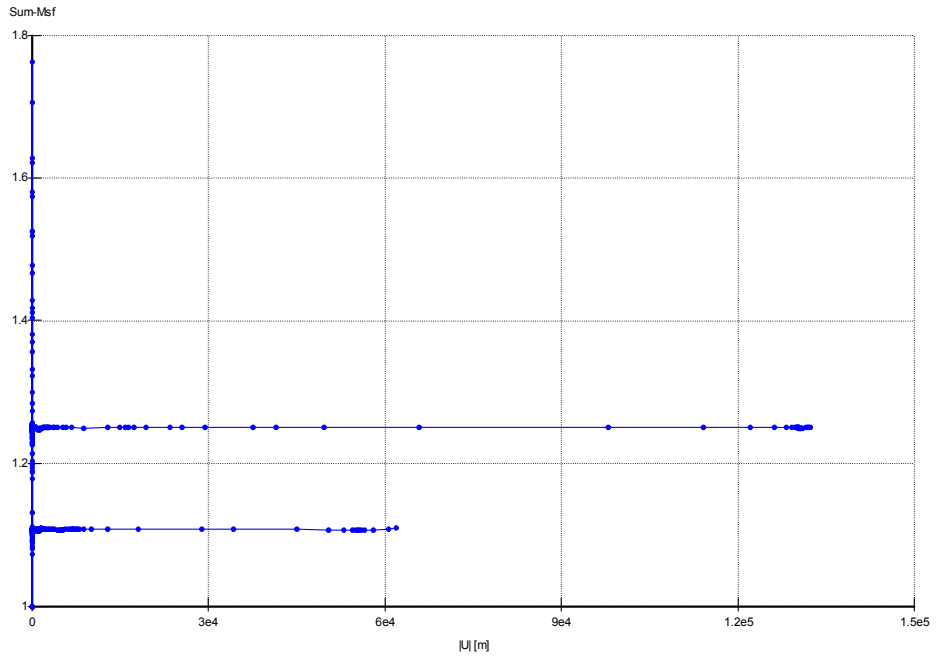
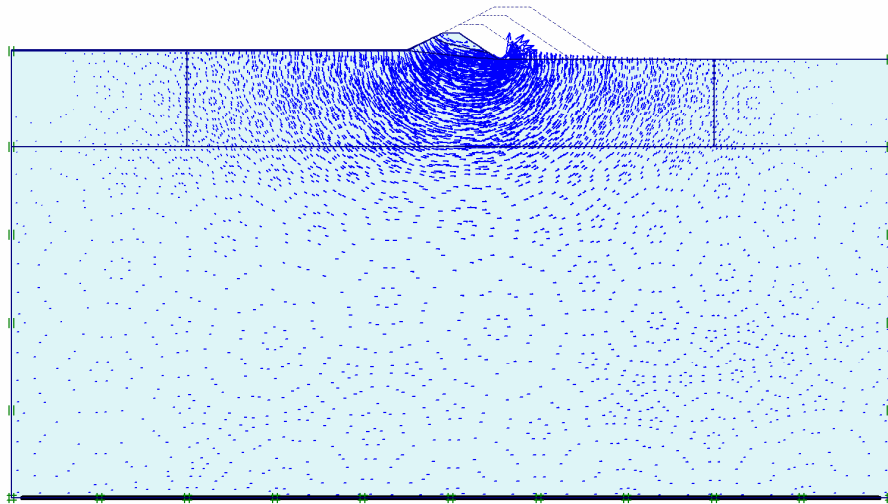


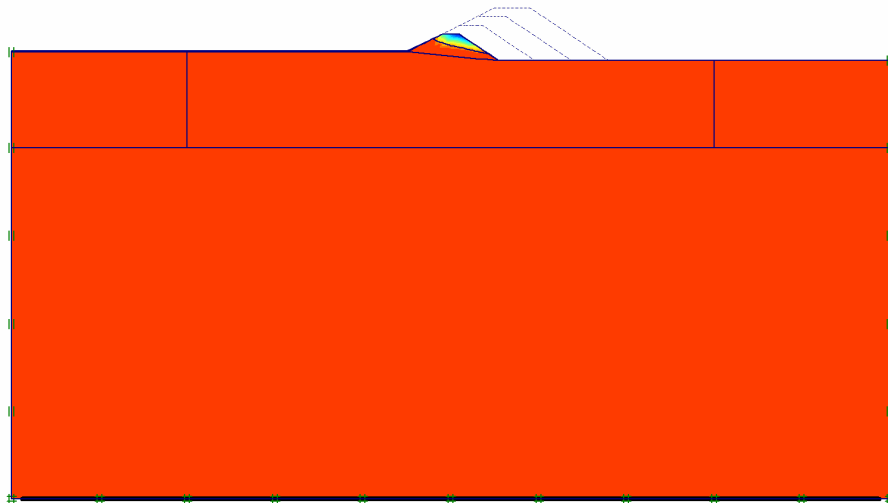
Chart 1

Curve 1

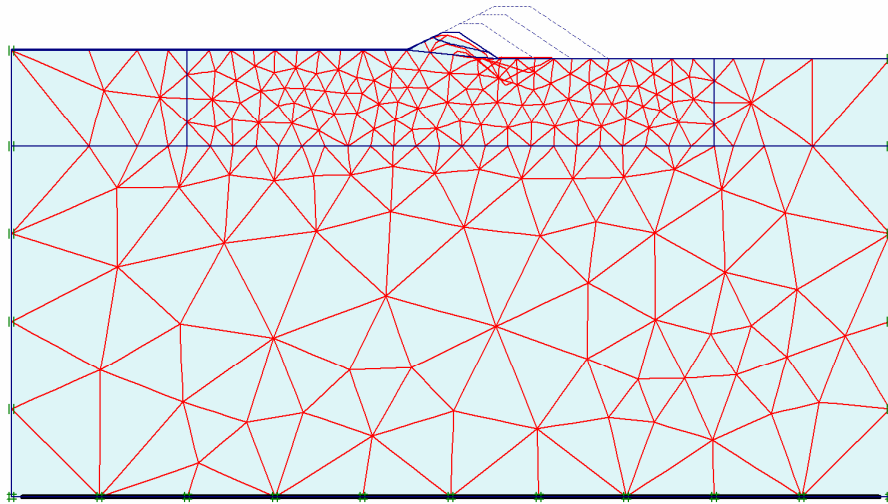
**Tirante h = 2,5m**



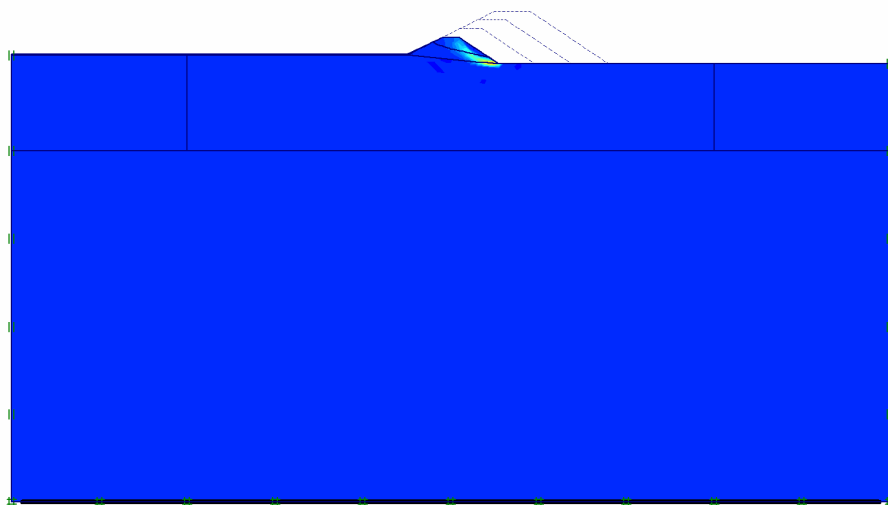
Flow Field  
Extreme velocity  $473.93 \cdot 10^{-3}$  m/day



Degree of saturation  
Extreme degree of saturation 100.00%



Deformed Mesh  
Extreme total displacement  $70.81 \cdot 10^{-9}$  m  
(displacements scaled up  $100.00 \cdot 10^{-6}$  times)



Incremental shear strains  
Extreme shear strain incremental  $81.48 \cdot 10^{-3}$  %

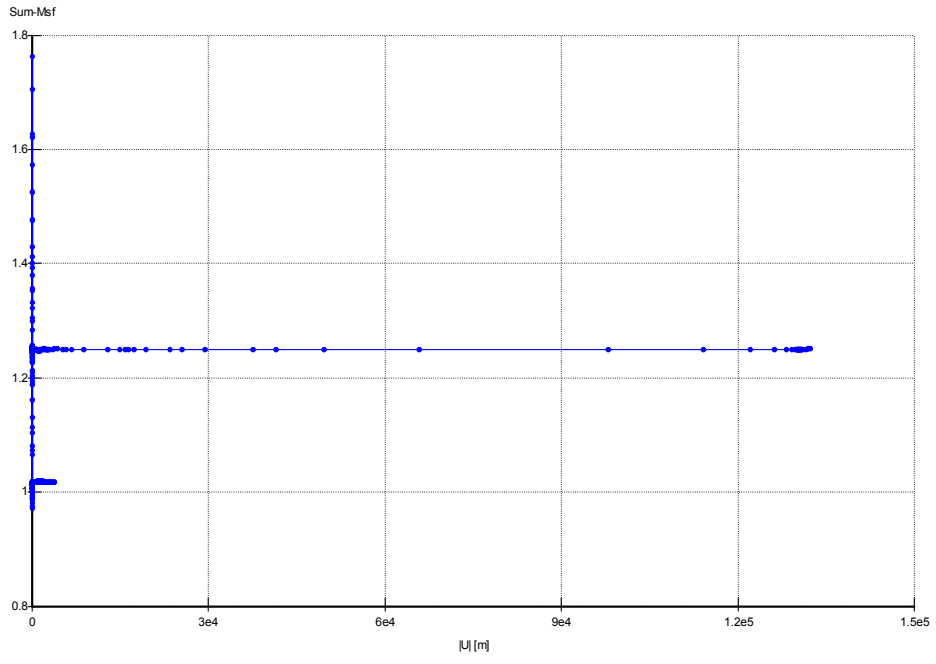
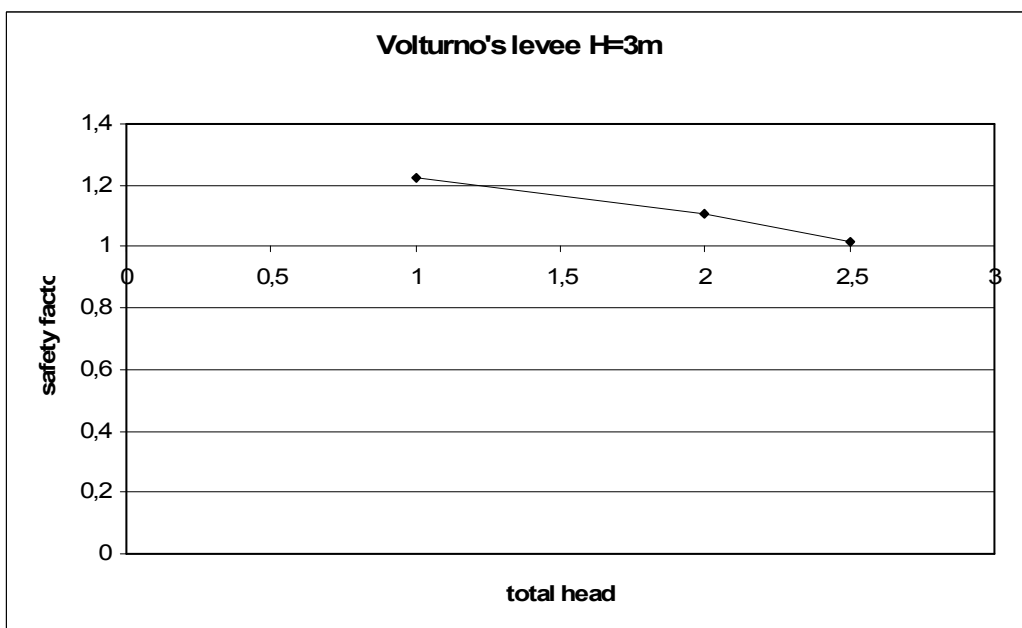
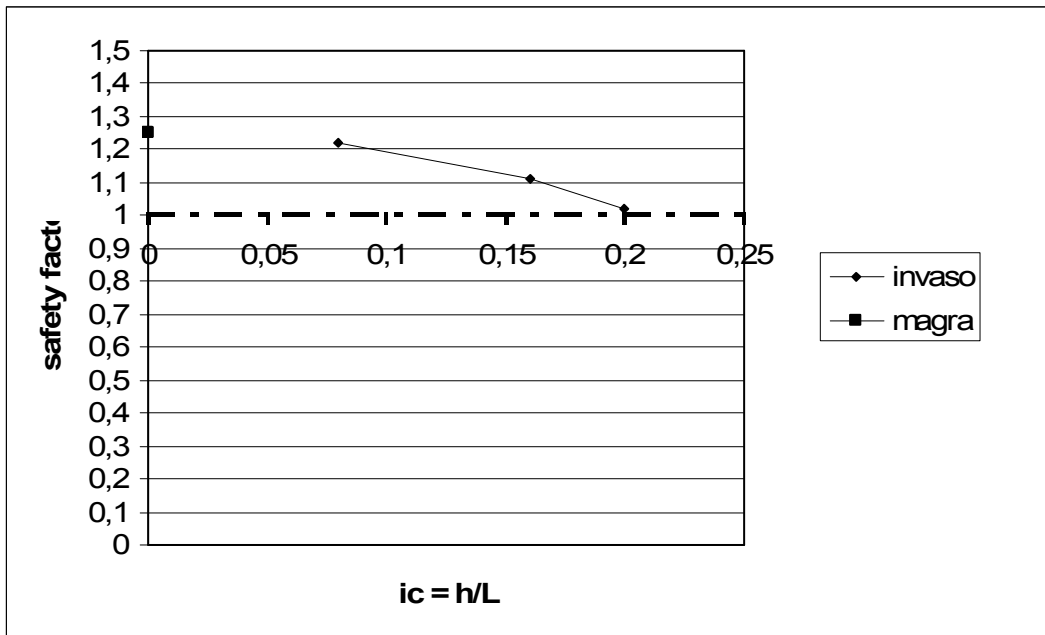


Chart 1

Curve 1

H [m]	h [m]	h/L	Sf	Sf
3	1	0,08	1,223	1,250
3	2	0,16	1,109	1,250
3	2,5	0,20	1,018	1,250
3	3	0,24	crisi	1,250





LEGENDA SIMBOLI:

$H$  = altezza argine [m];

$L$  = larghezza base argine [m];

$b$  = larghezza coronamento [m];

$\alpha_1$  = pendenza paramento lato fiume [°];

$\alpha_2$  = pendenza paramento lato campagna [°];

$h$  = carico idraulico [m];

$i_c = h/L$  = carico idraulico;

$c$  = coesione [N/mq];

$\gamma$  = peso specifico dell'acqua [N/mc];

$\varphi$  = angolo di attrito [°];

$Sf$  = coefficiente di sicurezza (Safety factor).

## 5.6 – Descrizione di un approccio razionale per lo studio dell'innescio del piping

### 5.6.1 – Formulazione utilizzata nel presente approccio

Per effettuare valutazioni sulla sensibilità di un argine in relazione al sifonamento per piping, si è fatto riferimento alla seguente formulazione dovuta a Khilar et al.(1985), trovata nell'ipotesi di moto laminare:

$$(1) \quad i_c = \frac{\tau_c}{2.828\gamma_w} \sqrt{\frac{n}{\kappa}}$$

Nell'equazione (1),  $i_c$  è il gradiente della quota piezometrica critico alla formazione di piping,  $\gamma_w = 9806 \text{ N/m}^3$  è il peso specifico dell'acqua,  $n$  è la porosità del materiale soggetto ad incipiente piping,  $\kappa$  è la conducibilità intrinseca del materiale soggetto a piping incipiente,  $\tau_c$  è lo sforzo tangenziale che viene esercitato sulle particelle contenute nei meati del mezzo soggetto ad incipiente movimento.

La formula (1) viene trovata nell'ipotesi che, nelle condizioni di incipiente sifonamento per piping, gli sforzi tangenziali che il fluido in moto esercita sulle pareti dei meati sia uguale alla massima resistenza (espressa in termini di sforzo tangenziale) che le particelle del mezzo possono esibire al trascinarsi da parte della corrente: ciò si traduce nella determinazione di un gradiente critico, in quanto la forza trattiva che una corrente esercita sulle pareti del condotto nel quale si muove è proporzionale alla cadente piezometrica. Usualmente, lo sforzo tangenziale critico è funzione del diametro delle particelle da rimuovere, e della coesione di queste. Spesso viene fatto riferimento, per i materiali granulari non coesivi, alla seguente relazione (Ojha et al., 2001):

$$(2) \quad \tau_c = cd$$

con  $c$  = coefficiente che in letteratura viene spesso posto uguale a  $1000 \text{ N/m}^3$ ,  $d$  = diametro delle particelle.

Al fine di trovare un'espressione del gradiente critico in funzione delle principali caratteristiche del materiale si è fatto riferimento, per la valutazione della cadente piezometrica, alla formulazione di Carman-Kozeny, secondo la quale si ha:

$$(3) \quad i_s = \frac{\partial h}{\partial s} = -\frac{1-n}{n^3} \frac{1}{gd\phi} \left( 150 \frac{1-n}{\text{Re}} + 1.75 \right) V_s^2$$

ove il significato dei simboli è il seguente:  $V_s$  = componente della velocità lungo la direzione  $s$ ,  $g = 9,806 \text{ m/s}^2$  l'accelerazione di gravità,  $\phi$  = fattore di forma pari a 1 per particelle sferiche,  $\text{Re}$  il numero di Reynolds definito come:

$$(4) \quad \text{Re} = \frac{dV\phi}{\nu}$$

essendo  $\nu$  = la viscosità cinematica. Nell'ipotesi in cui il numero di Reynolds sia sufficientemente basso (moto in tubi capillari), la formula (3) si riduce a:

$$(5) \quad i_s = \frac{\partial h}{\partial s} = -\frac{1-n}{n^3} \frac{150\nu}{gd^2\phi^2} V_s,$$

la quale coincide con la formula di Darcy per il moto laminare nei mezzi porosi, ove il coefficiente di permeabilità può essere scritto come

$$(6) \quad K = \frac{n^3}{1-n} \frac{gd^2\phi^2}{150\nu},$$

cui corrisponde conducibilità intrinseca:

$$(7) \quad \kappa = \frac{K\nu}{g} = \frac{n^3}{1-n} \frac{d^2\phi^2}{150}.$$

La sostituzione delle formule (7) e (2) nella formula (1) finalmente fornisce

$$(8) \quad i_c = 4.3 \cdot 10^{-4} \frac{c}{\phi^2} \frac{1-n}{n},$$

che fornisce un'espressione del gradiente critico, nell'ipotesi che il diametro delle particelle di cui si vuole considerare la rimozione sia simile al diametro dei meati costituente il materiale.

Si può osservare come il gradiente critico sia dipendente, oltre che dalle caratteristiche delle particelle da rimuovere (per il tramite del rapporto  $c/\phi^2$ ), anche dalla porosità del materiale attraverso il rapporto  $(1-n)/n$ . Per i valori usuali delle costanti ( $c=1000 \text{ N/m}^2$  e  $\phi = 1$ ), si ottiene, infine:

$$(9) \quad i_c = 0.43 \frac{1-n}{n}.$$

Si osserva che in corrispondenza di un valore medio della porosità ( $n = 0,36$ ), il gradiente critico per piping è pari a 0,76.

### 5.6.2 – Confronto tra le diverse formulazioni

Prima di considerare alcuni risultati che possono essere ottenuti mediante la formulazione (8) è utile procedere a un confronto con formulazioni alternative presenti in letteratura. La prima formula con cui è utile effettuare un confronto è il gradiente critico al sifonamento per heaving, secondo Terzaghi:

$$(10) \quad i_c = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} (1 - n).$$

La formulazione (10) viene ottenuta imponendo l'annullamento delle tensioni efficaci nel materiale, ipotizzando un andamento verticale delle linee di flusso. Con i valori usuali delle costanti ( $\gamma_s = 24000 \text{ N/m}^3$  e  $\gamma_w = 9806 \text{ N/m}^3$ ), e considerando un valore medio della porosità ( $n = 0,36$ ), si ottiene un gradiente critico per heaving pari a 0,96.

Confrontando con quanto visto sopra, si osserva come il gradiente critico al sifonamento per heaving possa essere significativamente minore di quello per piping, e ciò sembra potere spiegare almeno alcuni eventi di crisi di argine riportati in letteratura, avvenuti in maniera inattesa perché al di fuori del campo di crisi dovuto ad heaving.

Ojha et al. (2003) considerano un modello in cui il gradiente critico al sifonamento per piping viene ottenuto eguagliando gli sforzi tangenziali sulla parete dei meati, valutati attraverso una formulazione del tipo

$$(11) \quad \tau = \gamma_w \frac{d}{4} \frac{\partial h}{\partial s}.$$

Eguagliando con la (2) in condizioni di rimozione incipiente del materiale si ottiene

$$(12) \quad i_c = \left( \frac{\partial h}{\partial s} \right)_c = \frac{4c}{\gamma_w}.$$

Facendo uso dei valori usuali delle costanti visti sopra si ottiene un gradiente critico circa pari a 0,41, significativamente più basso dei valori forniti non solo dalla (10) ma anche dalla (9), e molto lontano dai valori che si riscontrano in corrispondenza di crisi di argini effettivamente avvenute in letteratura. E' interessante osservare come il

gradiente critico di Ojha et al. (2003) sia indipendente dalla porosità, e quindi dall'impaccamento del materiale, a parità di diametro delle particelle: ciò è difficilmente giustificabile dal punto di vista fisico.

Eseguendo, in condizioni geometriche semplificate, un'integrazione delle perdite di carico lungo le linee di flusso alla base di un argine, facendo delle ipotesi non del tutto giustificabili sulle modalità con cui l'energia della corrente viene conservata, gli stessi autori trovano formulazioni del tipo:

$$(13) \quad H_{crit} = a_1 \frac{n^6}{(1-n)^4} + b_1,$$

e

$$(14) \quad H_{crit} = a_2 \frac{(1-n)^2}{n^3} + b_2,$$

essendo  $H_{crit}$  il valore del tirante idraulico in corrispondenza del quale si suppone si abbia crisi dell'argine per piping. Vale la pena notare che la comparsa di termini dipendenti dalla porosità del mezzo nelle formulazioni (13) e (14) dipende esclusivamente dall'effetto di avere integrato le perdite di carico lungo le linee di flusso (esprese con la formula di Carman-Kozeny) senza alcun riferimento alle caratteristiche del materiale in relazione alla sua capacità di resistere alla forza di trascinamento esercitata sulle pareti dei meati.

Al fine di procedere a un confronto tra le formulazioni viste, è stato fatto uso dei dati proposti da Weijers & Sellmeijer (1993), nel quale vengono forniti, per tre diversi tipi di sabbia, i valori del carico critico al sifonamento  $H_{crit}$  in funzione della porosità, senza specificare le altre caratteristiche del materiale, quali il diametro delle particelle.

In particolare, vengono calcolati i valori, in funzione dei valori della porosità proposti da Weijers & Sellmeijer (1993), che prendono i termini di porosità  $x_1 = (1-n)/n$ ,  $x_2 = (1-n)^2/n^3$ ,  $x_3 = \sqrt{n}$ , che compaiono rispettivamente nelle formule (8), (14) e (1). Viene ottenuta la seguente tabella:

	Porosità n	Termine di porosità				Hcrit [m]
		x <sub>1</sub>	x <sub>2</sub>	x <sub>3</sub>		
		(1-n)/n	(1-n) <sup>2</sup> /n <sup>3</sup>	(n) <sup>0.5</sup>	10*(n) <sup>0.5</sup>	
Sabbia di duna	0,352	1,840909	9,627688	0,593296	5,932959	0,370
	0,355	1,816901	9,298960	0,595819	5,958188	0,340
	0,363	1,754821	8,483186	0,602495	6,024948	0,270
	0,370	1,702703	7,835666	0,608276	6,082763	0,245
	0,390	1,564103	6,272864	0,624500	6,244998	0,220
	0,410	1,439024	5,050710	0,640312	6,403124	0,165
Sabbia fluviale	0,350	1,857143	9,854227	0,591608	5,916080	0,400
	0,360	1,777778	8,779150	0,600000	6,000000	0,360
	0,370	1,702703	7,835666	0,608276	6,082763	0,300
	0,390	1,564103	6,272864	0,624500	6,244998	0,200
Sabbione	0,320	2,125000	14,111328	0,565685	5,656854	0,780
	0,340	1,941176	11,082841	0,583095	5,830952	0,660
	0,370	1,702703	7,835666	0,608276	6,082763	0,440

**Tabella 1** – Carico critico al sifonamento  $H_{crit}$  e termini di porosità

Amnesso che il carico critico sia proporzionale al gradiente critico al sifonamento, è possibile dunque confrontare le diverse formulazioni in relazione alla robustezza con cui i termini di porosità visti sono in grado di interpretare i dati sperimentali.

Come si può vedere dalle seguenti Figure 5.2, 5.3, e 5.4, nelle quali sono mostrate anche le regressioni dei carichi critici in funzione dei termini di porosità, in due casi su tre le regressioni migliori vengono ottenute con la formulazione dell'equazione (1), di Khilar et al. (1985), e solo in un caso la formulazione migliore è quella proposta da Ojha et al. (2003). Significativamente, anche la formulazione qui proposta (Equazione 8) è migliore, in due casi su tre, della formulazione proposta da Ojha et al. (2003).

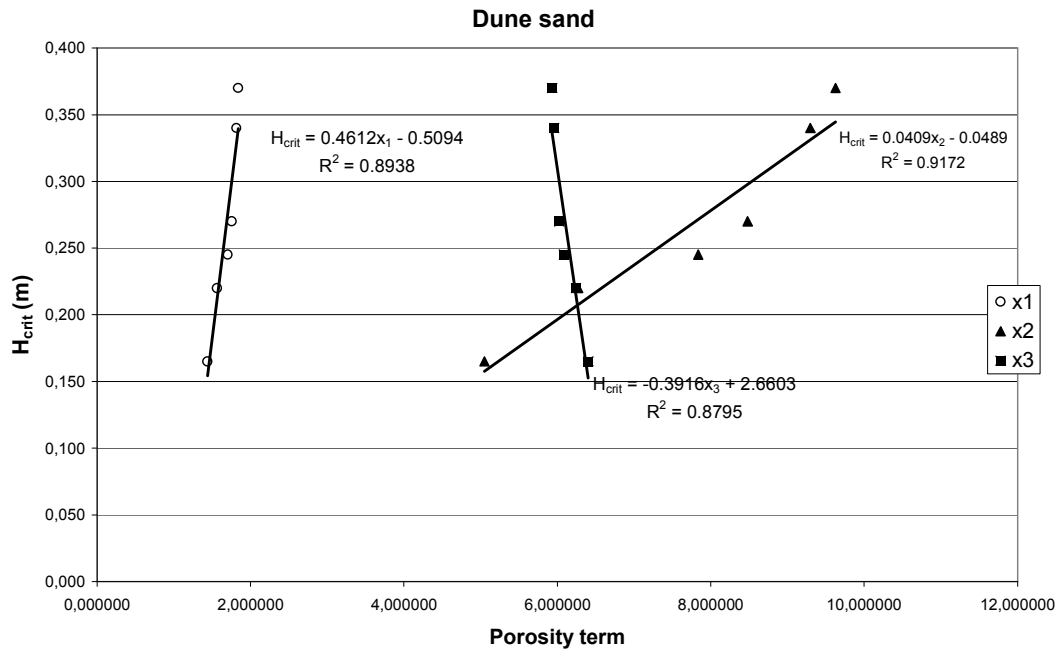


Figura 5.2 – Carico critico al sifonamento  $H_{crit}$  e termini di porosità (sabbia di duna)

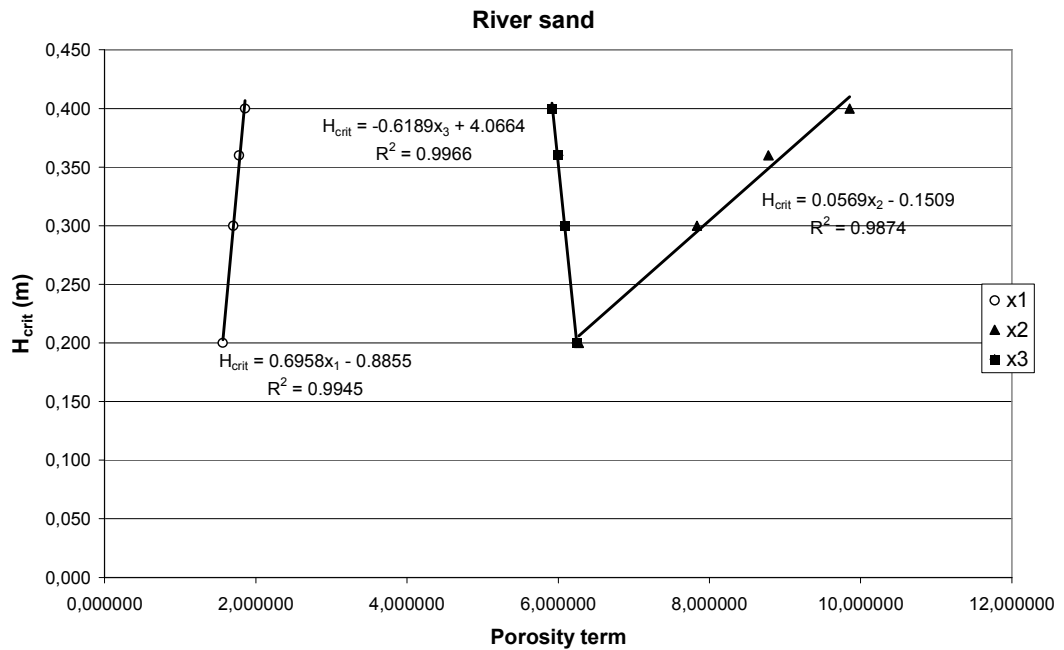
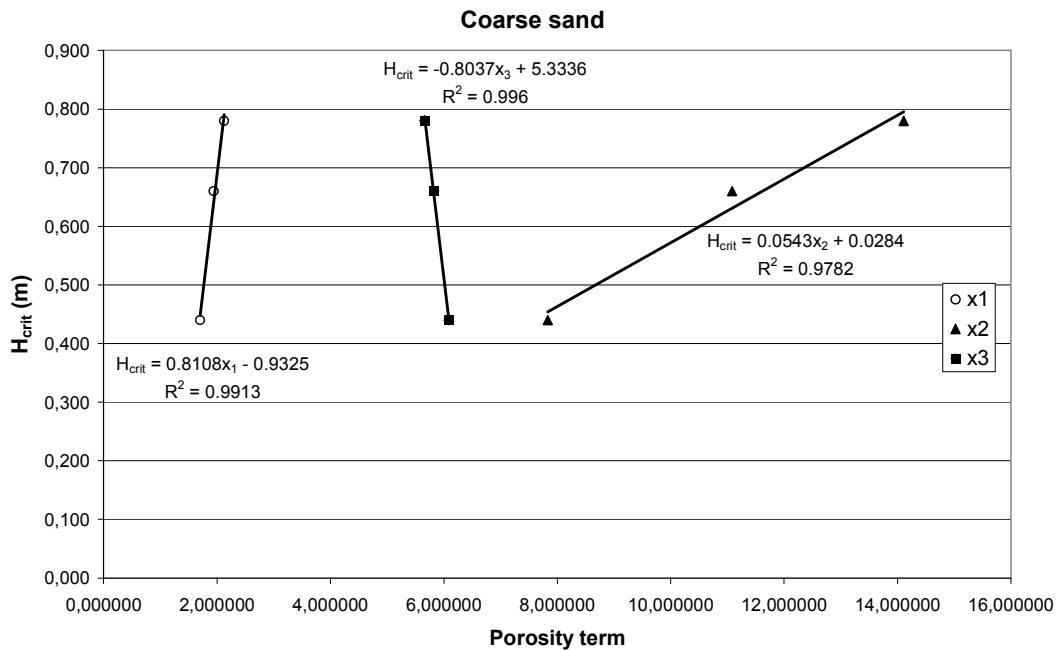


Figura 5.3 – Carico critico al sifonamento  $H_{crit}$  e termini di porosità (sabbia di fiume)



**Figura 5.4** – Carico critico al sifonamento  $H_{crit}$  e termini di porosità (sabbione)

In ogni caso analizzato, seppure con una preferenza per le formulazioni di Khilar et al. (1985), e la formulazione (8) qui proposta, in quanto fisicamente meglio basate, il confronto tra le varie formulazioni viene reso difficile dal fatto che i dati a disposizione sono relativi a un piccolo campo di variabilità della porosità; tale campo è sufficientemente piccolo per cui tutte le espressioni viste possono essere linearizzate con buona approssimazione rispetto alla porosità. Da qui gli alti valori che si hanno per l' $R^2$  della regressione lineare in tutti i casi.

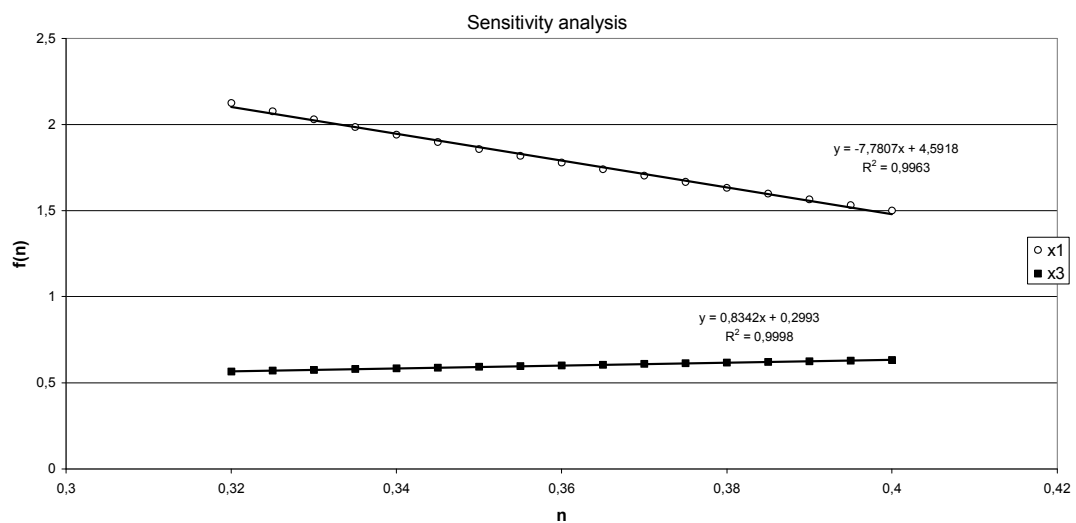
### 5.6.3 – Analisi di sensitività

E'utile considerare come la variabilità dei dati di input incida sulla variabilità dei risultati del modello proposto. In particolare, viene preso a riferimento l'intervallo di porosità  $n = [0,32 \div 0,40]$ , che è quello relativo alle pratiche applicazioni (esperimenti di Weijers & Sellmeijer, 1993). In tale campo viene considerata la variabilità dei termini di porosità  $x_1 = (1-n)/n$ , relativo alla formulazione (8), nonché del termine di porosità  $x_3 = \sqrt{n}$ , relativo alla formulazione (1): a tali termini è proporzionale il gradiente critico nelle due formulazioni citate. Invece, il modello di gradiente critico proposto da Ojha et al. (2003), non esibisce dipendenza dalla



porosità, e per esso non è possibile procedere con l'analisi di sensitività che ci si propone di fare in questo paragrafo.

Appare evidente come, nel campo di porosità considerato, le funzioni di dipendenza dei termini di porosità dalla porosità siano sensibilmente linearizzabili, come testimoniato dall'elevato valore dell' $R^2$  della regressione lineare (Figura 5.5). Questo ha una prima importante conseguenza, relativa alla distribuzione di probabilità dell'errore commesso su  $i_c$ . Infatti, se la trasformazione dalla porosità  $n$  al gradiente critico  $i_c$  è linearizzabile rispetto a  $n$ , allora la forma della distribuzione di probabilità dell'errore sul gradiente critico  $i_c$  è uguale a quella dell'errore sulla porosità  $n$ , a meno di una costante; se, ad esempio, l'errore commesso sulla porosità è distribuito secondo una gaussiana, lo sarà anche l'errore commesso sul gradiente critico.



**Figura 5.5** – Dipendenza dei termini di porosità  $x1$  e  $x3$  da  $n$

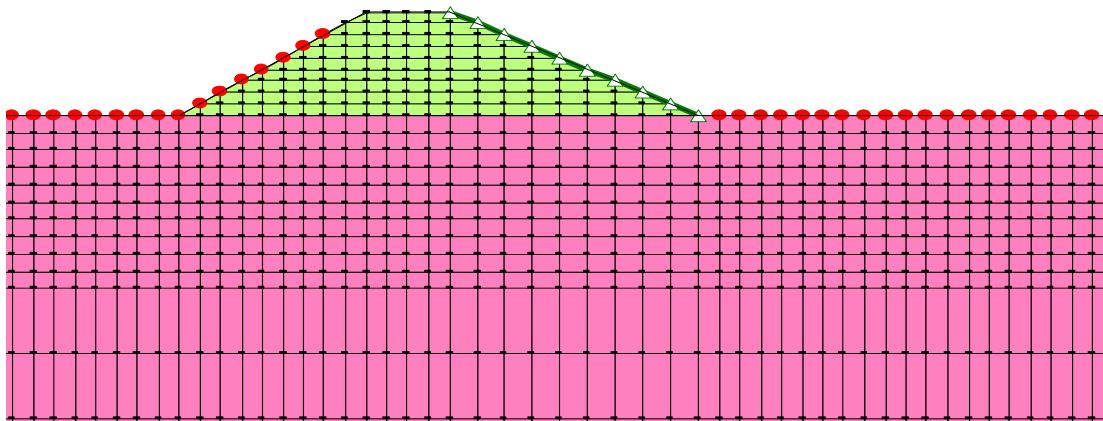
Osserviamo che, con il modello della formulazione (1), all'errore che si commette usando il valore 0,37 della porosità, invece di 0,36, che è del 3%, corrisponde un errore dell'1%. Allo stesso errore commesso sulla porosità il modello (8) fa corrispondere un errore del 4% sul gradiente critico.

#### 5.6.4 – Esempio di applicazione del modello proposto

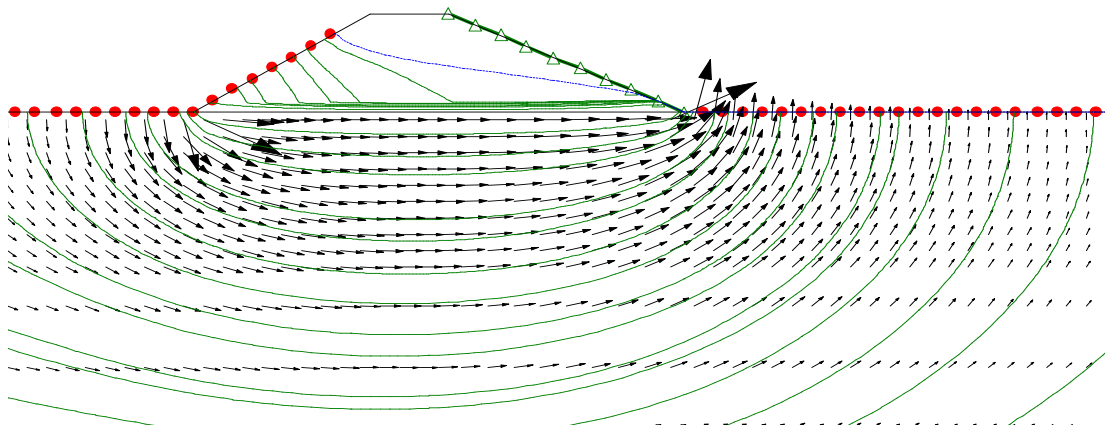
Viene presa in considerazione un'applicazione del modello proposto, con riferimento a un argine costituito da materiale di scarsa permeabilità (argilla,  $k = 1,16e-8$  m/s), poggiante su un piano di posa di permeabilità maggiore (sabbia,  $k = 1.8e-5$  m/s). La lunghezza della base dell'argine è di  $L = 25$  m, e la sua altezza  $H = 6$  m, con scarpe di 1:1,5 a monte e di 1:2 a valle. Se ne deduce che la larghezza del coronamento è pari a  $b = 4$  m (tipologicamente simile all'argine relativo al CASO E analizzato con l'approccio precedentemente descritto). La porosità della sabbia viene posta pari a  $n = 0,4$ .

Utilizzando la formula (9) si ottiene per il terreno in esame un gradiente critico all'innesco del piping pari a  $i_c = 0.645$  m/m.

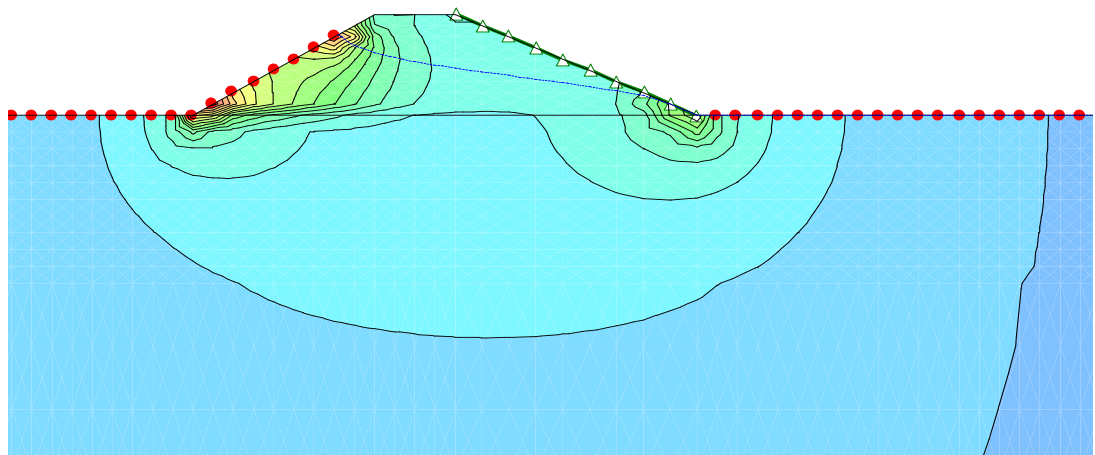
L'applicazione ripetuta di un modello commerciale (SEEP/W) per lo studio dell'infiltrazione in mezzi porosi permette di determinare la condizione in corrispondenza della quale si verifica la crisi dell'argine per sifonamento, in condizioni di moto permanente. Nel caso in esame si deduce un carico in condizioni critiche pari a  $h_{crit} = 5,6$  m.



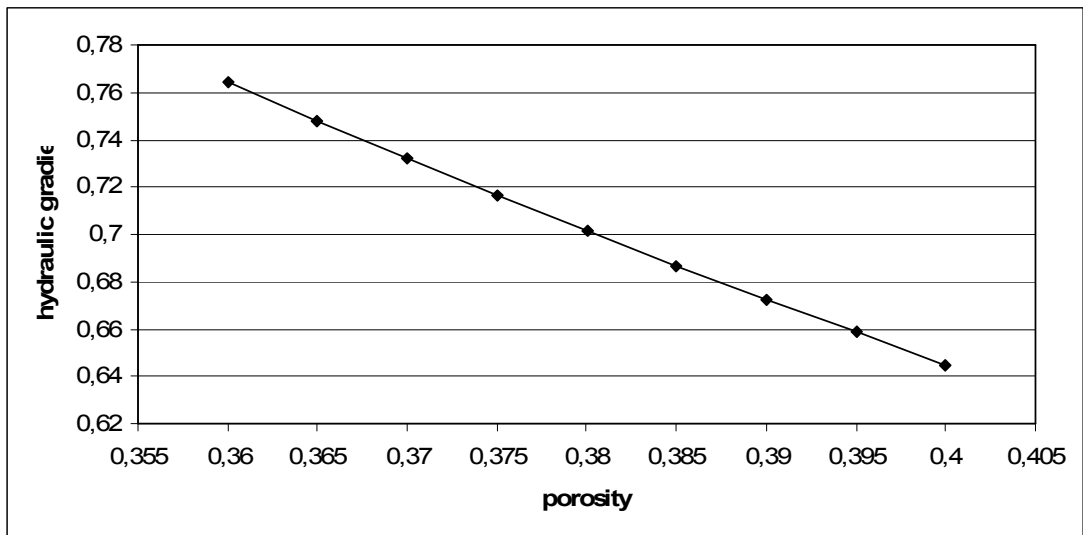
**Figura 5.6** – Mesh utilizzata per la valutazione di  $h_{crit}$  per un argine di altezza  $H = 6$  m



**Figura 5.7** – *Linee di flusso*



**Figura 5.8** – *Distribuzione del gradiente*



**Figura 5.9** – Esempio di dipendenza del valore del gradiente critico con la porosità

## **6 – La propagazione dell’onda di piena a seguito di una rotta arginale**

### **6.1 – Generalità**

Un’ulteriore sviluppo cui ci si è riferiti, nell’ambito del presente lavoro di ricerca, è lo studio dell’onda di piena che, propagatasi a valle di una rottura arginale, inonda le aree latitanti i corsi d’acqua.

Il problema della rottura degli argini assume una grande rilevanza ed un interesse vastissimo, essendo un fenomeno che avviene spesso considerando il conclamato dissesto idrogeologico di cui è vittima il nostro territorio.

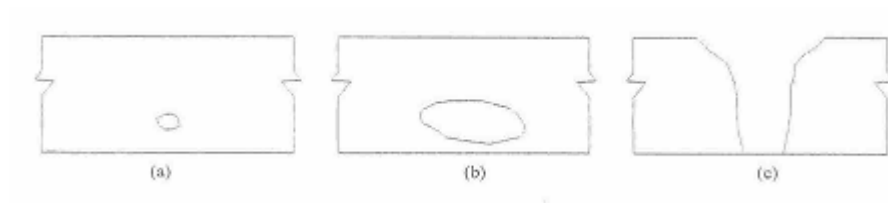
In un rilevato arginale, quale che sia la causa innescante la formazione di breccia, la generazione di un’onda di piena conseguente la rottura è sempre determinata da un’azione erosiva (*seepage* o *overtopping*) esercitata dall’acqua sui materiali sciolti costituenti il corpo del rilevato. Perciò gran parte dello studio in materia di breccie arginali è incentrato sulla ricostruzione o sulla simulazione di siffatti eventi di rottura non prescindendo da considerazione circa l’interazione dell’acqua ed il rilevato.

Un grande aiuto per l’individuazione delle modalità ricorrenti con le quali avviene l’erosione di uno sbarramento in materiali sciolti è fornito dai resoconti degli eventi di rottura rinvenibili in letteratura. Difatti le informazioni in essi contenute possono validamente contribuire ad individuare i fenomeni di interazione tra l’acqua ed il rilevato di cui bisogna tenere conto nello studio del problema. Si mostrano inoltre importanti per l’implementazione di modelli matematici indirizzati alla simulazione degli eventi di erosione. In particolare l’utilità dei dati relativi ad eventi di rottura verificatisi nel passato è evidente nei problemi di previsione dell’onda di piena conseguente all’ipotetico collasso di uno sbarramento. In tali casi l’assunzione di alcuni parametri necessari al modello può essere effettuata rifacendosi a casi di rottura di argini simili a quelli in esame.

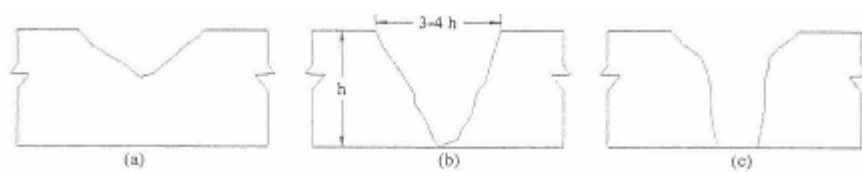
Come accennato nel capitolo precedente, una pericolosa caratteristica dei rilevati costituiti da materiali sciolti, è la loro vulnerabilità rispetto ai fenomeni di infiltrazione delle acque. Questi fenomeni possono destabilizzare l’opera causandone il sormonto. La qualcosa, per un tempo sufficientemente lungo, può condurre alla distruzione dell’opera. I caratteri ricorrenti di innesco e sviluppo di una breccia in un

rilevato sono stati studiati da Johnson e Illes (1976) e successivamente supportati dall'esperienza di Benoist (1983).

Il processo di erosione di un argine può svilupparsi ed evolvere con diverse modalità. Nella struttura può originarsi, ad esempio, una fenditura che, poi, trasformata in una breccia ne causa la progressiva asportazione di materiale. L'acqua, quindi, trascina con sé il materiale costituente il fondo e le pareti della breccia comportando il suo approfondimento ed allargamento. Inizialmente la breccia assume una forma triangolare fin tanto che la stessa raggiunge il terreno di fondazione che di solito è meno erodibile del terreno costituente l'argine. A questo punto la breccia continua ad ingrandirsi per erosione delle sponde laterali e, se la corrente effluente mantiene a lungo la sua capacità erosiva, la breccia assume una forma trapezoidale. Un'altra casistica è rappresentata dalla tracimazione (*overtopping*) ovvero dal sormonto dell'argine. In questo caso il fenomeno ha inizio con la tracimazione di una lama d'acqua, al passaggio dell'onda di piena, uniformemente distribuita sul coronamento del rilevato. L'erosione, poi, via via che l'efflusso progredisce ed il tirante idrico decresce, si concentra in un punto debole del coronamento di maggiore incisione evolvendo in maniera analoga al caso precedente. Infine, possiamo avere formazione di breccie per filtrazione d'acqua che, si differenzia dalle precedenti modalità, unicamente nella fase di innesco del fenomeno. La formazione della breccia, difatti, avviene durante la permanenza di uno specifico carico idraulico, dipendente dalla geometria dell'argine e dalle caratteristiche meccaniche del terreno costituente il rilevato ed il terreno di fondazione. Durante la permanenza della piena, in taluni punti interni all'ammasso e più precisamente al piede dell'argine, si raggiungono gradienti idraulici prossimi a quello critico che annullano le pressioni efficaci nel terreno comportando l'asportazione delle particelle in causa delle forze di trascinamento dell'acqua di filtrazione (vedi capitoli precedenti). Il fenomeno poi regredisce (Sellmeijer, 1988), attingendo di volta in volta il valore critico del gradiente idraulico e della velocità di trascinamento, favorendo la formazione di canali sotterranei (*piping*). Questi canali possono allargarsi e regredire fino a raggiungere il lato a fiume dell'argine determinando l'instabilità del rilevato. Ciò comporta l'abbassamento del coronamento dell'argine annullando il valore del franco di sicurezza e la conseguente tracimazione dello stesso. Se ciò accade si può formare una breccia che evolve analogamente al caso esposto precedentemente.



**Figura 6.1** – Sviluppo della breccia innescata da piping: a) e b) cunicolo nel rilevato arginale, c) breccia finale (Johnson & Illes, 1976)



**Figura 6.2** – Sviluppo della breccia innescata da tracimazione: a) incisione iniziale, b) breccia di forma triangolare aperta nell'argine, c) breccia finale (Johnson & Illes, 1976)

## **6.2 – Raccolta ed analisi dei dati disponibili in letteratura**

Come accennato nel capitolo precedente, è fondamentale conoscere, raccogliere ed analizzare i dati disponibili in letteratura di eventi di rottura accorsi nei rilevati arginali, al fine di poter meglio comprendere quali sono le cause scatenanti la formazione e lo sviluppo di una breccia arginale oltre a poter implementare un modello di calcolo quando più sofisticato ovvero preciso possibile.

Le informazioni più interessanti, da un punto di vista scientifico, riguardano il tipo ed i materiali di cui è costituito l'argine ed il terreno di fondazione, la tipologia del rilevato nonché le sue caratteristiche geometriche, il livello idrico ovvero il carico idraulico al momento della rottura e le caratteristiche geometriche della breccia assieme alle modalità con cui si è innescato il fenomeno di collasso. Ovviamente avere delle informazioni così dettagliate è molto difficile se non impossibile per cui spesso bisogna ricavarle da descrizioni e notizie provenienti da varie fonti. Si riporta di seguito una tabella (Macchione e Sirangelo, 1989) in cui sono elencati eventi di rottura che hanno dato luogo all'erosione di alcuni sbarramenti (dighe) in materiali sciolti:



DIGA	MODALITA' DI EROSIONE	FRANCO AL COLLASSO (m)	PORTATA DI PICCO (m <sup>3</sup> /s)	GEOMETRIA DELLA BRECCIA		DURATA DELL'EVENTO (ore)	NOTE
				Larghezza in sommità, (m)	Pendenza delle sponde		
Apishape	sifonamento	2.7	6850	92	6.7:1/2.9:1	2.5	
Baldwin Hills	sifonamento	9.1	950-1150	23	2.4:1/2.4:1	1.3	5 vittime
Bradfield	—	—	1150	—	- / -	<0.5	
Break Neck Run	—	—	9	30	- / -	3	
Buffalo Creek	sifonamento	—	1415	132	1:2/1:2	0.5	
Bullock Drev Dike	sifonamento	2.7	—	14	4.75:1/4.75:1	—	
Canyon Lake	sorsonto	—	—	—	- / -	0.1	
Castlewood	sorsonto	—	3650	55	- / -	0.33	
Chacha Creek	tracimazione	—	—	—	- / -	5-6	
Coedty	sorsonto	—	—	67	1:2/1:2	—	
De Cunha, E.	sorsonto	—	1020	131	- / -	7.3	
Devis Reservoir	sifonamento	0.3	510	21	vert./ -	7	
De Salles Oliv., A.	sorsonto	—	7200	168(*)	- / -	2	
D.R.A.D. (Delta)	—	—	790	—	- / -	—	
Elk City	—	—	—	45	- / -	—	
Erindale	—	—	—	39	- / -	<0.5	
Frankfurt	sifonamento	1.5	79	9	2.5:1/2.5:1	2.5	
Fred Burr	—	—	650	—	- / -	—	
French Landing	sifonamento	5.6	925	41	- / -	0.6	
Frenchman Creek	sifonamento	1.7	1400	67	3:8:1/3.8:1	—	
Frias (Pardo)	—	—	—	62	- / -	0.25	25 vittime
Goose Creek	tracimazione	2.7(?)	565(?)	30	- / -	0.5	
Hatchtown	sifonamento	4.0	3100-7000	180	1:1/1:1	3.0	
Netfield	—	—	3400	91(*)	- / -	2.0	
Nebron	sifonamento	3.0	—	61	1:1/1:1	2.25	
Nell Hole	sorsonto	—	7350	—	- / -	5	
Johnston City	sifonamento	2.1	—	13	1:1/1:1	—	
Johnston (S.Fork)	sorsonto	—	5650-8550	128	- / -	3.5	2209 vittime
Kaddes	—	—	—	30	- / -	1	
Kelly Barnes	sorsonto	—	675	35	1:1/2:1	0.5	39 vittime
Lake Avalon	—	—	2520	137(*)	- / -	2	
Lake Frances	sifonamento	3.0	—	30	1.6:1/1.6:1	1	
Lake Latonka	—	—	290	33(*)	- / -	3	
Laurel Run	sorsonto	—	1050	—	- / -	—	
Lawn Lake	sifonamento	—	510	—	- / -	—	4 vittime
Little Deer Creek	sifonamento	4.6	1330	23	- / -	0.33	
Lower Otay	sorsonto	—	—	—	- / -	0.33	
Lower Two Medicine	tracimazione	—	1800	—	- / -	—	
Lyman	sifonamento	3.7	—	107	2:1/2:1	—	
Lynde Brook	sifonamento	0.0(?)	—	46	1:1.3/1:1.3	—	

(continua)

DIGA	MODALITA' DI EROSIONE	FRANCO AL COLLASSO (m)	PORTATA DI PICCO (m <sup>3</sup> /s)	GEOMETRIA DELLA BRECCIA		DURATA DELL'EVENTO (ore)	NOTE
				Larghezza in sommità, (m)	Pendenza delle sponde		
Racchi II	sorsonto	—	—	540	- / -	2	2000 vittime
Ramoth	—	—	2520	9(*)	- / -	3	
Reville	—	—	—	40	- / -	—	
Reuskaeger	sifonamento	—	9700	46(*)	- / -	12	100 vittime
North Branch Trib.	—	—	30	—	- / -	—	
Osford Park	—	—	—	23	- / -	1	
Oros	sorsonto	—	9600-13600	200	- / -	—	
Otto Run	—	—	60	—	- / -	—	
Rio Manzanarez	sifonamento	2.74	—	19	1.3:1/1.3:1	—	
Sandy Run	sorsonto	—	430	—	- / -	—	
Schaeffer	sifonamento(*)	—	4330-4930	210	- / -	0.5	
Sheep Creek	sifonamento	3.0	—	30	2:1/2:1	—	
Sherburne	—	—	960	46	- / -	—	
Sinker Creek	sifonamento	—	—	90	- / -	2	
South Fork Tributary	—	—	120	—	- / -	—	
Spring Lake	sifonamento	—	—	20	- / -	—	
Swift	sorsonto	—	25000	—	- / -	—	
Teton	sifonamento	9.0	48200	225	1:1/2:1	6	14 vittime
Wheatland n.1	sifonamento	1.5	—	46	- / -	1.5	
Winton	tracimazione	—	—	21	5:1/5:1	5	

Note: (\*) dato non concordato fra le varie fonti;

(\*) larghezza media della breccia;

(?) dato incongruente rispetto alle restanti informazioni.

Ulteriori interessanti informazioni sono rappresentate dai dati sulle portate di picco effluenti da una breccia. Infatti, dalle sue dimensioni dipende l'estensione e la catastoficità della inondazione che si verifica a valle di un argine. È allora evidente che una corretta stima della portata di picco uscente dalla breccia ci può fornire un idrogramma di piena sufficientemente completo da poter conoscere come il fenomeno può evolvere.

Spesso, comunque, le stime delle portate disponibili, conseguenti l'evento di piena, sono effettuate in modo indiretto ovvero sulla base di rilievi idrici in punti o sezioni particolari dell'alveo a valle dello sbarramento. Le altezze idriche vengono, poi, a loro volta misurate o durante lo svolgersi dell'evento con tecniche fotografiche oppure, a fenomeno esauritosi, rilevando le massime quote dei segni lasciati dalla corrente idrica. Solitamente tali misure non sono del tutto attendibili, essendo spesso il fenomeno accompagnato dal trascinarsi verso valle di ingenti quantità di materiale solido ed inoltre bisogna prestare attenzione alla scala di deflusso da adottare rispetto alla sezione considerata ed alle condizioni di forti pendenze, sezioni non regolari e condizioni di moto particolarmente variabili sia nello spazio che nel tempo. Tuttavia, anche se le informazioni sulle portate effluenti sono affette da incertezze dovute a quanto suddetto, i dati disponibili rappresentano comunque preziose informazioni ai fini della quantificazione del fenomeno ed ai fini della sua modellazione.

Un altro aspetto particolarmente interessante per i rilevati in materiali sciolti è la durata dell'evento di rottura, in quanto, l'erosione dello sbarramento è un processo graduale governato dalle interazioni fra la corrente idrica trascinate ed il rilevato.

Non sono, però, facilmente individuabili gli istanti in cui ha inizio e ha fine un evento di rottura. Solitamente, si ritiene che un siffatto evento abbia fine quando la corrente idrica non è più in grado di apportare significative modifiche alla breccia che si è formata nel corpo arginale. Ma le maggiori incertezze sono, tuttavia, connesse con l'individuazione dell'istante d'inizio del fenomeno. Esiste, difatti, una fase iniziale del processo in cui gli effetti erosivi sono praticamente nulli. Comunque, prescindendo da ciò, le durate caratteristiche degli eventi registrati riportati in letteratura variano da alcune decine di minuti a diverse ore.

Infine, un ulteriore dato che interessa conoscere riguarda la geometria ovvero la forma e le dimensioni della breccia. Di solito, questo tipo di informazioni sono

desunte da rilievi fotografici effettuati alla fine del processo erosivo e quindi non in grado di fornire informazioni su come si è evoluta la breccia. Dalla maggior parte dei dati rinvenibili in letteratura emerge che la forma finale della breccia è quella trapezia con pendenze delle sponde che variano nell'intervallo (1:1 – 2:1) (Singh e Scarlatos, 1985).

### **6.3 – Descrizione dei modelli di calcolo presenti in letteratura**

Dagli studi fatti si è rilevato, dunque, che non di rado possono verificarsi eventi di rottura in un rilevato arginale in terra sia per fenomeni di tracimazione che per sifonamento.

E' particolarmente importante definire, sia ai fini della pianificazione territoriale, sia ai fini di una corretta gestione degli interventi di protezione civile conseguenti a fenomeni di allagamento, quale sia l'estensione delle aree allagate, con la durata presumibile degli allagamenti e la massima altezza raggiunta dalla corrente.

La simulazione della formazione di un'onda di piena conseguente alla rottura di un rilevato arginale è, comunque, un'operazione molto complessa e per alcuni versi ancora non suffragata da informazioni esaurienti di dati sperimentali.

Le principali difficoltà sono rappresentate dalla simulazione delle interazioni tra la corrente idrica tracimante ed il rilevato soggetto ad erosione che è solitamente costituito da materiale di diversa granulometria.

Tuttavia, esistono diversi modelli di calcolo che forniscono con diversi gradi di precisione le caratteristiche essenziali dell'idrogramma di piena conseguente alla rottura e la sua evoluzione nel tempo e nello spazio. Tutti i modelli noti in letteratura prendono in considerazione uno sviluppo della breccia non istantaneo. Vengono di seguito elencate le diverse metodologie di calcolo che vengono di norma usate:

- metodi statistici: consistenti in formule empiriche che esprimono dei legami correlativi tra le caratteristiche della breccia o dell'idrogramma di piena e alcune grandezze rappresentative dello sbarramento e dell'invaso;
- modelli matematici fisicamente basati.

Una migliore comprensione del fenomeno è, comunque, ottenuta mediante indagini di laboratorio che ci consentono di ottenere risultati più accurati delle grandezze fisiche in giuoco: una su tutte l'esperienza di Benoist (1983).

#### **6.3.1 – Metodi statistici**

Un metodo classico è quello proposto da McDonald e Langridge –Monopolis (1984). Gli autori hanno, preliminarmente, fatto un'accurata raccolta di eventi di erosione accorsi in alcuni rilevati facendo una distinzione tra earthfill dams e non-earthfill

dams, includendo in questi ultimi anche i rilevati aventi paramenti o nuclei rigidi tali da rendere irregolare la resistenza della diga e quindi lo sviluppo della breccia.

Lo studio, elaborato dagli autori, ha mostrato la correlazione esistente tra il volume  $V_M$  di materiale asportato ed il cosiddetto ‘fattore di formazione della breccia’, definito come il prodotto tra il volume di acqua fuoriuscito  $V_W$  e la differenza  $h$  tra la quota iniziale dell’acqua nel serbatoio ed il fondo della breccia finale. Il legame correlativo trovato è esprimibile come:  $V_M = 0,0249 \cdot (V_W \cdot h)^{0,768}$ . Inoltre, si è riscontrata una correlazione anche tra la portata  $Q_p$  dell’idrogramma di piena uscente dalla breccia ed il suddetto fattore di formazione della breccia, esprimibile con la seguente espressione analitica:  $Q_p = 1,153 \cdot (V_W \cdot h)^{0,412}$ . Infine, gli autori evidenziano l’ulteriore correlazione che esiste tra la durata  $T_B$  di sviluppo della breccia ed il volume di materiale rimosso  $V_M$ , con la seguente relazione:  $T_B = 0,0194 \cdot V_M^{0,357}$ . Approcci analoghi sono stati proposti da Costa (1985) e da Molinaro e Fenaroli (1999).

### 6.3.2 – Modelli matematici

A tale proposito, facciamo un breve accenno ai modelli classici che tengono più o meno conto dell’evoluzione della breccia rispetto alla propagazione dell’onda di piena. In particolare, distinguiamo quanto segue:

A. *modello per breccia a soglia con evoluzione prefissata*: l’ipotesi a base di questo modello è che la portata effluente da una breccia possa essere calcolata assumendo che la corrente transiti in condizioni di stato critico attraverso la breccia e che la breccia stessa si approfondisca secondo una prefissata legge di evoluzione temporale. Il modello propone che il punto più depresso della breccia si abbassi con velocità costante secondo la legge

$$z_b(t) = z_b(t_i) + [z_b(t_f) - z_b(t_i)] \cdot \frac{t - t_i}{t_f - t_i}; t_i \leq t_f, \text{ in cui } t_i \text{ e } t_f \text{ sono gli istanti di}$$

tempo iniziale e finale del processo erosivo. La portata  $q$  adimensionalizzata nel caso di sezione triangolare è esprimibile con la seguente espressione:

$$q = \frac{\tan \beta}{\sqrt{2}} \cdot \left[ \frac{4}{5} \cdot (z_r - z_b) \right]^{5/2}; 0 \leq z_b < 1;$$

B. *modello per breccia a soglia mobile*: diversamente dal modello appena descritto, questo modello correla lo sviluppo della breccia alla capacità erosiva della

corrente. In particolare, è possibile adottare una relazione del tipo (Macchione, 1986):  $\frac{dA_s}{dT} = cP\tau^{3/2}$  in cui  $A_s$  è il volume dei sedimenti erosi per unità di

lunghezza,  $P$  è il perimetro bagnato,  $c$  è una costante e  $\tau$  è lo sforzo di trascinamento medio che può essere espresso dalla seguente formula:

$$\tau = \frac{\gamma}{R^{1/3}} \left( \frac{Q}{kA} \right)^2, \text{ con } k \text{ che rappresenta il coefficiente di Strickler. La breccia}$$

evolve secondo l'espressione:  $\frac{dz_b}{dt} = -\frac{8}{25(\sin \beta)^{3/2}} \cdot \frac{t_c}{t} \cdot \frac{(z_r - z_b)^2}{1 - z_b}; 0 \leq z_b < 1;$

C. *modello per breccia a soglia e canale erodibile*: il seguente modello, proposto da Giuseppetti e Molinaro (1989), considera la breccia come un canale di pendenza uniforme caratterizzato da una forma geometrica regolare. La portata effluente dalla breccia può essere calcolata con delle formule di stramazzo. Nel modello, inoltre, viene assunto che la corrente attinga la propria capacità di trasporto al termine del canale erodibile in modo tale da poter calcolare la portata con una forma per il trasporto solido. L'equazione che lega la quota di pelo libero della corrente e la quota di fondo della breccia alla variabile temporale è esprimibile

come segue:  $\frac{dz_b}{dt} = \frac{q_s/(1-\lambda)}{dv_b/dz_b}$ , dove  $\lambda$  rappresenta la porosità del materiale

erodibile. Approcci analoghi sono stati proposti da Guercio & Fiori (1990) e da Bechteler & Broich (1991);

D. *modello per breccia a canale erodibile*: quest'ultimo modello considera la breccia come un canale che si allarga e si approfondisce in funzione della capacità erosiva della corrente che lo attraversa (Macchione & Sirangelo, 1989). Il moto dell'acqua viene descritto mediante le equazioni del de Saint Venant (Chen et al., 1975) a cui viene associata l'equazione di continuità dei sedimenti e da cui si possono ricavare le espressioni delle variazioni temporali di  $z_b$ . approcci simili al modello descritto sono stati proposti da Ponce & Tsivoglou (1981), Benoist (1983, 1989) e Castorani et al. (1991). I modelli suggeriti da questi ultimi autori differiscono principalmente nelle ipotesi iniziali relative alla descrizione della geometria della breccia ed al moto dell'acqua.

Infine, riferendoci alla definizione delle aree allagabili in conseguenza della rottura di un rilevato arginale, la letteratura più recente (Werner, 2004) classifica i modelli

attualmente disponibili come segue, procedendo in ordine di complessità idraulica crescente:

1. *Planar Water Surface (Priestnall et al, 2000)*. La superficie idrica corrispondente all'allagamento è supposta orizzontale, e la sua quota coincide con la quota di pelo libero corrispondente, attraverso la scala di deflusso, alle portate in alveo. La superficie orizzontale in questione viene intersecata con un DEM delle aree latistanti l'alveo, e le aree del territorio che si trovano sotto la superficie orizzontale sono considerate allagate;
2. *Large Storage Cell (Cunge, 1975; Jonge et al., 1996)*. Il corso d'acqua e le aree latistanti sono considerate separatamente. Le aree allagabili sono schematizzate come celle soggette a inondazione, separate da ostacoli naturali o artificiali come terrapieni, argini eccetera. Il moto dell'acqua nel corso d'acqua e nelle celle è descritto dalle formule del moto uniforme, e il passaggio dell'acqua tra il corso d'acqua e le celle, e tra una cella e l'altra, è regolato da formule di efflusso;
3. *Small Storage Cell (Bechteler et al., 1994; Bates & de Roo, 2000)*. L'approccio è simile al precedente, ma le celle sono determinate da un DEM piuttosto che da un'immagine raster. Il moto nel corso d'acqua è risolto con un modello quali quello dell'onda cinematica o dell'onda diffusiva;
4. *1D hydrodynamic models (Tate & Maident, 1999; Penning-Rowsell & Tunstall, 1996; Gourbesville, 1998; Werner, 2001)*. Vengono risolte in maniera completa le equazioni alle acque basse nella loro forma uni-dimensionale, facendo uso di sezioni trasversali che intercettano sia l'alveo principale, sia le aree latistanti. I livelli idrici così ottenuti vengono successivamente interpolati, al fine di ottenere mappe bi-dimensionali delle aree allagabili;
5. *2D hydrodynamic models (Hervouet, 2000; Beffa & Connell, 2001; Stelling & Duinmeijer, 2003)*. Vengono risolte le equazioni alle acque basse nella loro forma bi-dimensionale, eventualmente facendo uso di una qualche forma di chiusura turbolenta. La discretizzazione dell'alveo principale e delle aree latistanti viene fatta attraverso la suddivisione mediante una griglia che può essere strutturata o non strutturata;
6. *Integrated 1D and 2D hydrodynamic models (Verwey, 2001; Frank et al., 2001)*. Le equazioni alle acque basse vengono risolte nella loro forma uni-dimensionale in corrispondenza dell'alveo, e nella loro forma bi-dimensionale in

corrispondenza delle aree allagabili. I due modelli vengono tra di loro collegati in distinte maniere, ad esempio facendo uso di una formula di efflusso attraverso la breccia, oppure adottando un modello bi-dimensionale anche nella porzione di alveo interessata dalla breccia.

A commento delle classi di modello cui sopra si è accennato, si osserva che, evidentemente, la classe di modelli più promettente per permettere una accurata delimitazione delle aree allagabili, con accoppiamento completo dell'idraulica in alveo e dell'idraulica nelle aree allagabili, è quella dei modelli 2D. Si osserva, tuttavia, che per descrivere con sufficiente accuratezza l'idraulica in alveo con un modello 2D è necessario fare riferimento a discretizzazioni spaziali particolarmente fini, e tali da rendere in molti casi inapplicabile l'approccio per via del volume di calcoli da eseguire con l'elaboratore elettronico. Del resto, la classe dei modelli uni-dimensionali per la descrizione dell'idraulica in alveo e nelle aree alluvionali può trovare una applicazione eccessivamente grossolana nel caso in cui la direzione del moto dell'acqua nelle aree allagabili si allontani dalla direzione parallela all'asse dell'alveo.

Un buon compromesso tra i due tipi di modello consiste nell'accoppiamento del modello uni-dimensionale, per la descrizione del moto in alveo, con un modello bi-dimensionale, per la delimitazione vera e propria delle aree allagabili: sono in corso ricerche approfondite per dettagliare quali siano le modalità più accurate ma di implementazione economica, in grado di realizzare l'accoppiamento tra i due tipi di modello.



## **6.4 – Descrizione di un modello matematico bi-dimensionale per la delimitazione di aree allagabili**

Viene di seguito descritto un modello numerico bi-dimensionale ai volumi finiti (Cozzolino *et al.*, 2005) per la soluzione delle equazioni alle acque basse (*Shallow-water Equations*), in grado di determinare l'estensione delle aree allagabili a seguito di fenomeni di dam-break, quali quelli conseguenti a fenomeni di rottura di argine, implementato nell'ambito del gruppo di ricerca coordinato dal mio tutor professor Domenico Pianese, e del quale lo scrivente fa parte.

### **6.4.1 Il Metodo ai Volumi Finiti (FVM)**

La tecnica di integrazione delle equazioni differenziali mediante il Metodo ai Volumi Finiti è stata introdotta da McDonald nel 1971. Questa tecnica si basa sull'osservazione che le equazioni del moto devono essere rappresentate in forma integrale per evitare soluzioni discontinue. Operando una discretizzazione diretta della forma integrale delle equazioni del moto siamo garantiti che le quantità fisiche si conservano numericamente ed inoltre vengono evitate le trasformazioni matematiche necessarie per ricondurre il dominio fisico a quello computazionale. Come già visto per il Metodo agli Elementi Finiti, si discretizza il dominio fisico in un insieme di celle non sovrapposte le une alle altre e per ciascuno dei volumetti sovrastanti le celle si applicano le leggi di conservazione della massa, della quantità di moto e dell'energia, in modo da determinare le variabili del campo di moto nei punti discreti di esse, denominati nodi (centro della cella, vertice della cella o punto medio di un lato). Le celle (elementi nel FEM) possono essere di varie forme geometriche (triangolari, quadrilatere, etc.) e possono formare una griglia strutturata o non strutturata. A seconda del tipo di scelta dei nodi, ci può essere bisogno o meno di un algoritmo interpolante. Inoltre, si può avere il caso in cui i volumi in cui vengono applicate le leggi della conservazione possono addirittura interessare più celle, fermo restando che le celle non debbano mai sovrapporsi. Chiaramente, questa possibilità di poter scegliere una decomposizione del dominio in celle e volumi in modo disaccoppiato, garantisce una maggiore flessibilità del modello (rispetto al FEM) nella determinazione rappresentativa del campo di moto. Difatti, il FVM si presenta come la formulazione di un problema di flusso su volumi di controllo ed è quindi la via migliore da seguire per una discretizzazione dotata di flessibilità nella definizione delle variabili e di flessibilità geometrica nella scelta della griglia.

Ovviamente, l'accuratezza e la convergenza dei calcoli con la tecnica FVM sono strettamente legate alle caratteristiche della griglia cui si fa ricorso. In particolare, distinguiamo tre caratteristiche fondamentali. Deve esistere una bassa 'non ortogonalità' delle linee che formano la griglia, in quanto ciò garantisce una più rapida convergenza ed una maggiore accuratezza dei dati. Inoltre, sempre al fine di evitare problemi di convergenza e di accuratezza, è opportuno che il 'rapporto di espansione' tra una cella e la successiva ed il 'rapporto di cella' tra le sue dimensioni geometriche, si mantengano bassi: valori pari a 2 o 3 per il 'rapporto di espansione' e valori inferiori ad 1,2 per il 'rapporto di cella'.

#### 6.4.2 Il modello matematico utilizzato

Le Shallow-water Equations hanno dimostrato notevoli capacità di descrivere, in modo efficace, il moto in corpi idrici superficiali a sviluppo prevalentemente bi-dimensionale. Nell'ipotesi di potere trascurare l'effetto di flussi viscosi turbolenti e dispersivi, e con lo scopo di portare in conto, in maniera adeguata, la presenza di discontinuità quali risalti, è necessario considerare la seguente forma differenziale conservativa delle equazioni di bilancio di massa e quantità di moto:

$$\begin{cases} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hU}{\partial x} + \frac{\partial hV}{\partial y} = 0 \\ \frac{\partial hU}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( g \frac{h^2}{2} + hU^2 \right) + \frac{\partial}{\partial y} (hUV) = -gh \frac{\partial z_b}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} \\ \frac{\partial hV}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (hUV) + \frac{\partial}{\partial y} \left( g \frac{h^2}{2} + hV^2 \right) = -gh \frac{\partial z_b}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho} \end{cases}$$

Nelle equazioni appena scritte,  $t$  è la variabile temporale,  $h$  è l'altezza locale della corrente;  $U$  e  $V$  sono le componenti locali della velocità, mediata sulla verticale, lungo gli assi orizzontali  $x$  e  $y$ , rispettivamente,  $z_b$  è la quota di fondo, supposta fissa nel tempo,  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $\tau_{bx}$  e  $\tau_{by}$  sono le componenti, lungo  $x$  e  $y$ , della forza resistente al fondo, per unità di peso. Viene adottata, allo scopo di esprimere gli sforzi resistenti, la classica formulazione di Strickler:

$$\tau_{bx} = gh\rho \frac{U\sqrt{U^2 + V^2}}{K_{Si}^2 h^{4/3}}; \quad \tau_{by} = gh\rho \frac{V\sqrt{U^2 + V^2}}{K_{Si}^2 h^{4/3}}$$

Il dominio costituito dalle aree allagabili viene suddiviso in volumi di controllo di dimensioni finite, di forma triangolare. L'integrazione spaziale delle Shallow-water

Equations su ognuno di tali volumi di controllo conduce al seguente sistema di equazioni differenziali ordinarie (problema semi-discreto)

$$\Omega_i \frac{d\vec{U}_i}{dt} = -\oint_{\Gamma_i} \vec{F} \cdot \hat{n} d\Gamma + \int_{\Omega_i} \vec{S} d\Omega; \quad i = 1, 2, \dots, N$$

nel quale la variazione nel tempo dei valori  $\vec{U}_i$ , mediati sui volumi di controllo, delle variabili conservate  $\vec{U} = (h \quad hU \quad hV)^T$ , è messa in relazione con i flussi  $\vec{F} \cdot \hat{n}$  attraverso le pareti dei volumi di controllo e i termini sorgente  $\vec{S}$  integrati negli stessi.

La rappresentazione della soluzione del problema semi-discreto è fatta in termini dei valori  $\vec{U}_i$ , mediati sulle celle, delle variabili conservate  $\vec{U}$ : ciò implica che, nel passare da un volume di controllo all'altro, attraverso l'interfaccia, si verifichi una brusca discontinuità nella rappresentazione della soluzione. Tale discontinuità si verifica, in generale, anche nel caso in cui le variabili conservate, oppure le variabili primitive, siano ricostruite all'interno di ognuna delle celle tramite opportune rappresentazioni polinomiali, le quali sono individuate a partire dai valori mediati delle variabili conservate. Questo implica che i flussi fisici a destra e a sinistra dell'interfaccia siano distinti tra loro: al fine di forzare il rispetto di un principio di conservazione in forma discreta bisogna approssimare il flusso intercella tramite un opportuno flusso numerico  $f^*$ , in genere distinto dai flussi destro e sinistro, ma uguale ad essi nel caso che questi coincidano tra loro. Ciò può essere fatto adottando un approccio alla Godunov (Toro, 1997), il quale suggerisce di far corrispondere i flussi intercella con quelli relativi alla soluzione, in corrispondenza dell'origine del riferimento locale, di un problema di Riemann.

Al fine di attingere precisione al secondo ordine nel tempo per la soluzione del problema semi-discreto, viene adottato un procedimento di tipo predictor-corrector.

Per attingere precisione al secondo ordine nello spazio, viene eseguita la ricostruzione lineare delle variabili primitive  $\zeta = h + z_b$ ,  $U = hU/h$  e  $V = hV/h$ , all'interno di ognuna delle celle. In particolare, ciò implica la valutazione dei gradienti delle variabili primitive in ognuna delle celle, e questo viene eseguito con il procedimento descritto in Cozzolino (2005) avendo collocato i valori medi delle variabili primitive in corrispondenza dei baricentri delle celle, il che è formalmente

congruente con un ordine di precisione pari al secondo. Le variabili primitive, ricostruite all'interfaccia avendo fatto uso dei gradienti così approssimati, possono dare luogo all'insorgere di massimi e minimi spuri i quali, crescendo incontrollatamente, sono in grado di alterare gravemente la soluzione, al punto da instabilizzarla. Per questo motivo, è necessario operare la limitazione dei gradienti con una tecnica del tutto simile a quella descritta da *Anastasiou & Chan (1997)*, la quale fa uso di un limitatore di gradiente dipendente da un coefficiente compreso tra 1 e 2. In particolare, nel caso del modello numerico proposto, la quota di pelo libero  $\zeta$  viene ricostruita in corrispondenza degli estremi dell'interfaccia, per poi essere confrontata con i valori medi della quota di pelo libero nelle celle a cavallo dell'interfaccia stessa, mentre le componenti  $U$  e  $V$  della velocità sono ricostruite in corrispondenza del punto medio dell'interfaccia. Il gradiente limitato di  $h$  viene ottenuto, in ogni cella, a partire dal gradiente limitato di  $\zeta$ , sommando a questo la pendenza del fondo.

Una volta noti i gradienti limitati delle variabili primitive, si può eseguire il passo predittivo con un procedimento alla Hancock, che permette di passare dal livello temporale  $n$  al livello temporale  $n+1/2$ , intermedio tra  $n$  e  $n+1$ . A tale proposito, basta riscrivere le Shallow-water Equations in forma non-conservativa, e operare la discretizzazione temporale alla Eulero con un passo temporale pari alla metà del passo temporale complessivo  $\Delta t$ :

$$h_i^{n+\frac{1}{2}} = h_i^n - \frac{\Delta t}{2} \left[ h_i^n \left( \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} \right)_i^n + U_i^n \frac{\partial h}{\partial x}_i^n + V_i^n \frac{\partial h}{\partial y}_i^n \right]$$

$$U_i^{n+\frac{1}{2}} = U_i^n - \frac{\Delta t}{2} \left[ U_i^n \frac{\partial U}{\partial x}_i^n + V_i^n \frac{\partial U}{\partial y}_i^n + g \frac{\partial \zeta}{\partial x}_i^n + S_{fxi}^n \right]$$

$$V_i^{n+\frac{1}{2}} = V_i^n - \frac{\Delta t}{2} \left[ U_i^n \frac{\partial V}{\partial x}_i^n + V_i^n \frac{\partial V}{\partial y}_i^n + g \frac{\partial \zeta}{\partial y}_i^n + S_{fyi}^n \right]$$

Nelle equazioni appena scritte il soprassegno sta a indicare che i gradienti sono limitati. Eseguito il passo di predizione, e facendo ancora uso dei gradienti limitati precedentemente calcolati, è possibile ricostruire le variabili primitive in corrispondenza dell'interfaccia tra le celle. Più precisamente, le componenti  $U$  e  $V$  della velocità vengono ricostruite in corrispondenza del punto medio di ognuna delle interfacce, dai due lati, mentre la quota di pelo libero  $\zeta$  viene ricostruita in

corrispondenza degli estremi dell'interfaccia, ancora da entrambi i lati. Nota la quota di fondo  $z_b$  in corrispondenza degli estremi dell'interfaccia, l'altezza di corrente in corrispondenza di tali estremi viene ottenuta per differenza rispetto alla quota di pelo libero. Il procedimento di ricostruzione dell'altezza di corrente a partire dalla ricostruzione della quota di pelo libero è più accurato della ricostruzione diretta di (Surface Gradient Method: Zhou e al., 2001). Finalmente, note le variabili predette, in particolare alle interfacce, è possibile calcolare i flussi numerici e i termini sorgente e, quindi, eseguire il passo correttivo, dato dall'espressione:

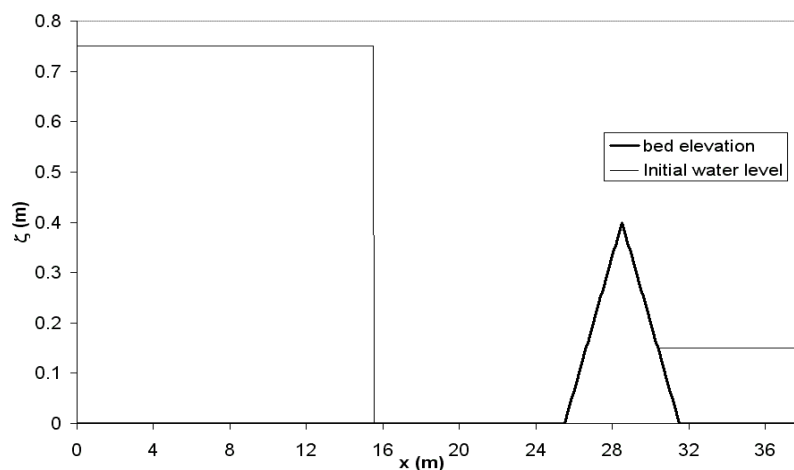
$$\Omega_i \frac{\bar{U}_i^{n+1} - \bar{U}_i^n}{\Delta t} = - \sum_{j=1}^{n_i} T_j^{-1} \cdot \int_{C_j} \bar{f}_j^* \left( \bar{U}^{n+\frac{1}{2}} \right) d\Gamma + \int_{\Omega_i} \bar{S} \left( \bar{U}^{n+\frac{1}{2}} \right) d\Omega$$

Il flusso tra le celle, approssimato con il solutore approssimato del problema di Riemann detto HLL, e i termini sorgente, vengono calcolati con l'approccio descritto in Cozzolino & Pianese (2005), il quale assicura il rispetto della C-proprietà anche su batimetrie complesse.

#### 6.4.3 Un esempio numerico in un caso di dam-break

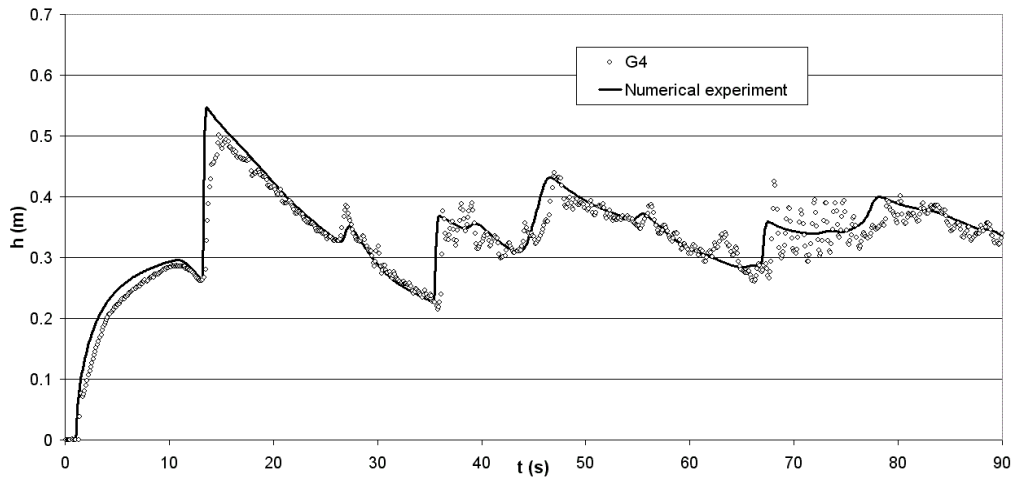
Viene ora mostrato un esempio di utilizzo del modello in un caso di dam-break. In particolare, in questo test viene proposto un confronto tra i risultati forniti dal modello numerico presentato e i dati sperimentali di una serie di prove di laboratorio eseguite da J.M. Hiver presso il Laboratoire de Recherches Hydrauliques, Châtelet, in Belgio, e descritta da Brufau et al. (2002). In una canaletta lunga 38 m e larga 0.75 m è presente un serbatoio lungo 15.5 m e alto 0.75 m, chiuso da una paratoia. La rimozione improvvisa della paratoia provoca la formazione di un'onda, che si muove fino a sormontare una soglia triangolare, simmetrica, alta 40 cm, e lunga 6 m; a valle della soglia è disposto un accumulo di acqua, inizialmente in quiete, profondo 15 cm. Per il fondo della canaletta fu valutata una scabrezza di Strickler pari a  $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , e per le pareti una scabrezza di Strickler pari a  $90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

Per eseguire il test numerico, il dominio di calcolo è stato discretizzato con 3082 elementi triangolari, cui è stata attribuita una scabrezza di Strickler pari a  $85 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ; il passo temporale è stato preso pari a  $\Delta t = 0,0005 \text{ s}$ , mentre per la limitazione dei gradienti è stato utilizzato il coefficiente  $\beta=1$ .

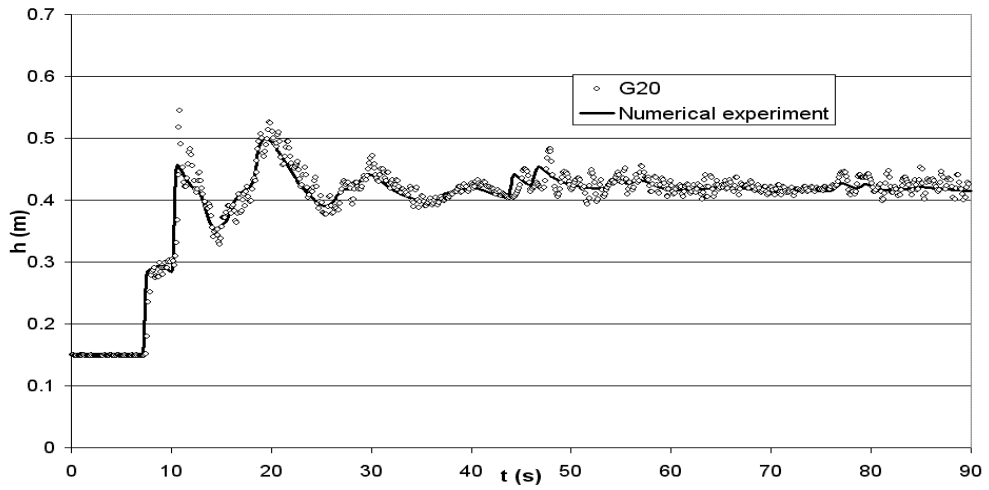


**Figura 6.3** – *Dam-break su soglia triangolare: condizioni iniziali*

Nella canaletta erano disposti diversi idrometri, a distanze variabili dalla paratoia che chiude il serbatoio. Nelle *Figure 6.5 e 6.6* sono rappresentati i confronti tra i risultati del modello numerico e i risultati sperimentali agli idrometri G4 e G20, posti alla distanza di 4 e 20 m dalla paratoia di chiusura del serbatoio, rispettivamente. I risultati numerici, paragonabili a quelli ottenuti da altri autori (*Brufau et al., 2002*), mostrano, da un lato, la buona capacità del modello di catturare gli istanti di arrivo sia della prima onda, che delle onde riflesse, sia una generale capacità di simulare l'ordine di grandezza dei valori estremi del tirante, il che ne rende l'uso favorevole quando si vogliono fare valutazioni sull'ampiezza delle aree allagate, a seguito di rottura di un argine, del crollo di una diga, o di propagazione, urto e arresto di fenomeni di colata rapida. E' particolarmente evidente, dalla figura che segue, la capacità del modello numerico di conservare la quiete nell'accumulo d'acqua a valle della soglia fino all'arrivo della prima onda che la sormonta, confermando la compatibilità del trattamento dei flussi e del trattamento dei termini sorgente.



**Figura 6.4 - Dam-break su soglia triangolare: idrometro G4**



**Figura 6.5 - Dam-break su soglia triangolare: idrometro G20**

## 7 – Conclusioni

L'oggetto della presente ricerca è stato lo studio delle problematiche di stabilità dei rilevati arginali con particolare attenzione rivolta allo studio dei moti di filtrazione (*seepage*).

Prima di entrare nel merito della ricerca in oggetto, si è ritenuto opportuno dedicare la prima parte della tesi ad un'analisi dettagliata degli interventi di carattere strutturale e non strutturale di protezione idraulica del territorio dagli eventi di piena e dei conseguenti dissesti idrogeologici che con sempre maggiore frequenza interessano non solo il nostro Paese ma l'intero Pianeta.

Quindi, si è focalizzata l'attenzione sullo studio delle arginature fluviali. Si è fatta una ricerca sulle tipologie, la scelta dei materiali, i criteri di progettazione e costruzione, nonché le normative vigenti relative alla realizzazione di un argine con particolare riferimento alla tipologia di argine realizzato in materiali sciolti, soffermandosi, poi, sui meccanismi di rottura: *piping*, *heaving*, *roofing*, *slope stability*.

In particolare, si è affrontato il problema di rottura per instabilità dell'argine sottoposto ad un regime di filtrazione proponendo un approccio scientifico in cui è stato analizzato lo stato tensionale che di volta in volta si sviluppava all'interno del rilevato e del terreno di fondazione per specifiche condizioni iniziali. Partendo, poi, da queste condizioni al contorno si è calcolato, per ogni tipologia d'argine studiata, il valore del coefficiente di sicurezza. Quindi si sono elaborati degli specifici abachi in cui il coefficiente di sicurezza relativo alla crisi per instabilità dell'argine viene messo in relazione con opportuni parametri dimensionali di chiaro significato fisico. L'approccio proposto è stato testato attraverso la verifica di sezioni arginali del fiume Volturno che sono state interessate, in passato, da fenomeni di rottura a causa delle infiltrazioni d'acqua nel terreno. Il test ha dato risultati soddisfacenti.

Inoltre, è stato proposto un approccio per lo studio del sifonamento per piping accoppiando allo studio per la determinazione del gradiente critico per incipiente innesco del piping una formula di trasporto solido. In particolare, al fine di trovare un'espressione del gradiente critico in funzione delle principali caratteristiche del materiale, ci si è riferiti, per la valutazione della cadente piezometrica, alla formulazione di Carman-Kozeny a cui si è accoppiata la relazione di Ojha et al. (2001) per la determinazione dello sforzo tangenziale critico per i materiali granulari



non coesivi. Secondo tale espressione lo sforzo tangenziale critico è funzione del diametro delle particelle da rimuovere, e della coesione di queste. Sostituendo nell'equazione di Khilar et al, l'espressione di Ojha et al. assieme all'espressione della permeabilità intrinseca per moti laminari in mezzi porosi, si è giunti ad un'equazione che fornisce un'espressione del gradiente critico dipendente, oltre che dalle caratteristiche delle particelle da rimuovere, anche dalla porosità del materiale.

Quindi, si è ritenuto utile procedere a un confronto con formulazioni alternative presenti in letteratura: Khilar et al. (1985) e Ojha et al. (2003). In particolare, è stato fatto uso dei dati proposti da Weijers & Sellmeijer (1993), nel quale vengono forniti, per tre diversi tipi di sabbia, i valori del carico critico al sifonamento  $H_{crit}$  in funzione della porosità, senza specificare le altre caratteristiche del materiale, quali il diametro delle particelle.

Inoltre, si sono confrontate le diverse formulazioni in relazione alla robustezza con cui i termini di porosità visti sono in grado di interpretare i dati sperimentali. Si è visto che in due casi su tre le regressioni migliori vengono ottenute con la formulazione dell'equazione di Khilar et al. (1985), e solo in un caso la formulazione migliore è quella proposta da Ojha et al. (2003). Significativamente, anche la formulazione qui proposta è migliore, in due casi su tre, della formulazione proposta da Ojha et al. (2003). Tuttavia, in ogni caso analizzato, seppure con una preferenza per le formulazioni di Khilar et al. (1985), e la formulazione proposta nella presente ricerca, in quanto fisicamente meglio basate, il confronto tra le varie formulazioni viene reso difficile dal fatto che i dati a disposizione sono relativi a un piccolo campo di variabilità della porosità; tale campo è sufficientemente piccolo per cui tutte le espressioni viste possono essere linearizzate con buona approssimazione rispetto alla porosità.

Inoltre, sfruttando l'equazione proposta, si è fatta un'applicazione numerica con l'ausilio di un modello commerciale (SEEP/W) per lo studio dell'infiltrazione in mezzi porosi per determinare la condizione in corrispondenza della quale si verificava la crisi dell'argine per sifonamento, in condizioni di moto permanente.

Infine, per completezza, nell'ultima parte della presente ricerca si è ritenuto opportuno analizzare le problematiche connesse con la propagazione dell'onda di piena a seguito di fenomeni di dam-break, quali quelli conseguenti a fenomeni di rottura di un argine. In particolare, è stato descritto un modello numerico bi-

dimensionale ai volumi finiti per la soluzione delle equazioni alle acque basse (*Shallow-water Equations*), in grado di determinare l'estensione dell'inondazione delle aree latitanti ai corsi d'acqua.

E' stato mostrato un esempio di utilizzo del modello in un caso di dam-break. In particolare, nel test è stato proposto un confronto tra i risultati forniti dal modello numerico presentato e i dati sperimentali di una serie di prove di laboratorio eseguite da J.M. Hiver presso il Laboratoire de Recherches Hydrauliques, Châtelet, in Belgio, e descritta da *Brufau et al.* (2002). I risultati delle elaborazione eseguite sono stati soddisfacenti.

Lo sviluppo futuro del presente lavoro di ricerca, oltre a contemplare altre specifiche fenomenologie proprie dell'approccio scientifico esaminato, si pone l'obiettivo di realizzare un modello fisico in laboratorio per ricreare condizioni analoghe a specifiche situazioni reali, perchè si possa avere un'ulteriore conferma dei risultati ottenuti con le metodologie di analisi proposte.

Il modello dovrebbe permettere, di avere, con l'ausilio di specifici trasduttori di pressione e per mezzo di una scheda di acquisizione dati ed elaborazione con calcolatore elettronico, i reticoli idrodinamici che descrivono il moto di filtrazione attraverso le particelle solide costituenti l'ammasso. Con tali informazioni possono essere fatte opportune considerazioni sui fenomeni di erosione e sifonamento paragonando i risultati ottenuti con quelli elaborati nella presente ricerca..

## Appendice

- **LEGGE 18 MAGGIO 1989, N° 183 "Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo"** (Testo integrato con le modifiche apportate da: legge n. 253/1990; legge n. 493/1993; legge n. 520/1993; decreto legislativo n. 275/1993; legge n. 594/1994] [*Le aggiunte sono in caratteri corsivo*]

### TITOLO I - LE ATTIVITA', I SOGGETTI, I SERVIZI

#### Capo I - Le attività

**Art. 1** - Finalità della legge.

1. La presente legge ha per scopo di assicurare la difesa del suolo, il risanamento delle acque, la fruizione e la gestione del patrimonio idrico per gli usi di razionale sviluppo economico e sociale, la tutela degli aspetti ambientali ad essi connessi.
2. Per il conseguimento delle finalità perseguite dalla presente legge, la pubblica amministrazione svolge ogni opportuna azione di carattere conoscitivo, di programmazione e pianificazione degli interventi, di loro esecuzione, in conformità alle disposizioni che seguono.
3. Ai fini della presente legge si intende:
  - a) per suolo: il territorio, il suolo, il sottosuolo, gli abitati e le opere infrastrutturali;
  - b) per acque: quelle meteoriche, fluviali, sotterranee e marine;
  - c) per corso d'acqua: i corsi d'acqua, i fiumi, i torrenti, i canali, i laghi, le lagune, gli altri corpi idrici;
  - d) per bacino idrografico: il territorio dal quale le acque pluviali o di fusione delle nevi e dei ghiacciai, defluendo in superficie, si raccolgono in un determinato corso d'acqua direttamente o a mezzo di affluenti, nonché il territorio che può essere allagato dalle acque del medesimo corso d'acqua, ivi compresi i suoi rami terminali con le foci in mare ed il litorale marittimo prospiciente; qualora un territorio possa essere allagato dalle acque di più corsi di acqua, esso si intende ricadente nel bacino idrografico il cui bacino imbrifero montano ha la superficie maggiore;
  - e) per sub-bacino: una parte del bacino idrografico, quale definito dalla competente autorità amministrativa.
4. Alla realizzazione delle attività previste al comma 1 concorrono, secondo le rispettive competenze: lo Stato, le regioni a statuto speciale ed ordinario, le province autonome di Trento e di Bolzano, le province, i comuni, le comunità montane, i consorzi di bonifica ed irrigazione e quelli di bacino imbrifero montano.
5. Le disposizioni della presente legge costituiscono norme fondamentali di riforma economico-sociale della Repubblica nonché principi fondamentali ai sensi dell'articolo 117 della Costituzione.

**Art. 2** - Attività conoscitiva.

1. Nell'attività conoscitiva, svolta per le finalità della presente legge e riferita all'intero territorio nazionale, si intendono comprese le azioni di: raccolta, elaborazione, archiviazione e diffusione dei dati; accertamento, sperimentazione, ricerca e studio degli elementi dell'ambiente fisico e delle condizioni generali di rischio; formazione ed aggiornamento delle carte tematiche del territorio; valutazione e studio degli effetti conseguenti alla esecuzione dei piani, dei programmi e dei progetti di opere previsti dalla presente legge; attuazione di ogni iniziativa a carattere conoscitivo ritenuta necessaria per il conseguimento delle finalità di cui all'articolo 1.

2. L'attività conoscitiva di cui al presente articolo è svolta, sulla base delle deliberazioni di cui all'articolo 4, comma 1, secondo criteri, metodi e standards di raccolta, elaborazione e consultazione, nonché modalità di coordinamento e di collaborazione tra i soggetti pubblici comunque operanti nel settore, che garantiscano la possibilità di omogenea elaborazione ed analisi e la costituzione e gestione, ad opera dei servizi tecnici nazionali, di un unico sistema informativo, cui vanno raccordati i sistemi informativi regionali e quelli delle province autonome.

3. E' fatto obbligo alle Amministrazioni dello Stato, anche ad ordinamento autonomo, nonché alle istituzioni ed agli enti pubblici, anche economici, che comunque raccolgano dati nel settore della difesa del suolo, di trasmetterli alla regione territorialmente interessata ed ai competenti servizi tecnici nazionali, di cui all'articolo 9, secondo le modalità definite ai sensi del comma 2 del presente articolo.

**Art. 3** - Le attività di pianificazione, di programmazione e di attuazione.

1. Le attività di programmazione, di pianificazione e di attuazione degli interventi destinati a realizzare le finalità indicate all'articolo 1 curano in particolare:

a) la sistemazione, la conservazione ed il recupero del suolo nei bacini idrografici, con interventi idrogeologici, idraulici, idraulico-forestali, idraulico-agrari, silvo-pastorali, di forestazione e di bonifica, anche attraverso processi di recupero naturalistico, botanico e faunistico;

b) la difesa, la sistemazione e la regolazione dei corsi d'acqua, dei rami terminali dei fiumi e delle loro foci nel mare, nonché delle zone umide;

c) la moderazione delle piene, anche mediante serbatoi di invaso, vasche di laminazione, casse di espansione, scaricatori, scolmatori, diversivi o altro, per la difesa dalle inondazioni e dagli allagamenti;

d) la disciplina delle attività estrattive, al fine di prevenire il dissesto del territorio, inclusi erosione ed abbassamento degli alvei e delle coste;

e) la difesa e il consolidamento dei versanti e delle aree instabili, nonché la difesa degli abitati e delle infrastrutture contro i movimenti franosi, le valanghe e altri fenomeni di dissesto;

f) il contenimento dei fenomeni di subsidenza dei suoli e di risalita delle acque marine lungo i fiumi e nelle falde idriche, anche mediante operazioni di ristabilimento delle preesistenti condizioni di equilibrio e delle falde sotterranee;

g) la protezione delle coste e degli abitati dall'invasione e dall'erosione delle acque marine ed il ripascimento degli arenili, anche mediante opere di ricostituzione dei cordoni dunosi;

h) il risanamento delle acque superficiali e sotterranee allo scopo di fermarne il degrado e, rendendole conformi alle normative comunitarie e nazionali, assicurarne la razionale utilizzazione per le esigenze della alimentazione, degli usi produttivi, del

tempo libero, della ricreazione e del turismo, mediante opere di depurazione degli effluenti urbani, industriali ed agricoli, e la definizione di provvedimenti per la trasformazione dei cicli produttivi industriali ed il razionale impiego di concimi e pesticidi in agricoltura;

i) la razionale utilizzazione delle risorse idriche superficiali e profonde, con una efficiente rete idraulica, irrigua ed idrica, garantendo, comunque, che l'insieme delle derivazioni non pregiudichi il minimo deflusso costante vitale negli alvei sottesi nonché la polizia delle acque;

l) lo svolgimento funzionale dei servizi di polizia idraulica, di navigazione interna, di piena e di pronto intervento idraulico, nonché della gestione degli impianti;

m) la manutenzione ordinaria e straordinaria delle opere e degli impianti nel settore e la conservazione dei beni;

n) la regolamentazione dei territori interessati dagli interventi di cui alle lettere precedenti ai fini della loro tutela ambientale, anche mediante la determinazione di criteri per la salvaguardia e la conservazione delle aree demaniali e la costituzione di parchi fluviali e lacuali e di aree protette;

o) la gestione integrata in ambienti ottimali dei servizi pubblici nel settore, sulla base di criteri di economicità e di efficienza delle prestazioni;

p) il riordino del vincolo idrogeologico;

q) l'attività di prevenzione e di allerta svolta dagli enti periferici operanti sul territorio.

2. Le attività di cui al presente articolo sono svolte, sulla base delle deliberazioni di cui all'articolo 4, comma 1, secondo criteri, metodi e standards, nonché modalità di coordinamento e di collaborazione tra i soggetti pubblici comunque competenti al fine, tra l'altro, di garantire omogeneità di:

a) condizioni di salvaguardia della vita umana e del territorio, ivi compresi gli abitati ed i beni;

b) modalità di utilizzazione delle risorse e dei beni, e di gestione dei servizi connessi.

## **Capo II - I soggetti centrali**

**Art. 4** - Il presidente del Consiglio dei ministri ed il Comitato dei ministri per i servizi tecnici nazionali e gli interventi nel settore della difesa del suolo.

1. Il Presidente del Consiglio dei ministri, su proposta del Ministro dei lavori pubblici ovvero del Comitato dei ministri di cui al comma 2 nel caso di cui alla lettera d), e previa deliberazione del Consiglio dei ministri, approva con proprio decreto:

a) le deliberazioni concernenti i metodi ed i criteri, anche tecnici, per lo svolgimento delle attività di cui agli articoli 2 e 3, nonché per la verifica ed il controllo dei piani di bacino, dei programmi di intervento e di quelli di gestione; b) gli atti relativi alla delimitazione dei bacini di rilievo nazionale e interregionale;

c) i piani di bacino di rilievo nazionale, sentito il Comitato nazionale per la difesa del suolo di cui all'articolo 6 e previo parere del Consiglio superiore dei lavori pubblici;

d) il programma nazionale di intervento, di cui all'articolo 25, comma 3;

e) gli atti volti a provvedere in via sostitutiva in caso di persistente inattività dei soggetti ai quali sono demandate le funzioni previste dalla presente legge, qualora si

tratti di attività da svolgersi entro termini essenziali, avuto riguardo alle obbligazioni assunte o alla natura degli interventi;

f) ogni altro atto di indirizzo e coordinamento nel settore disciplinato dalla presente legge.

*2. E' istituito, presso la Presidenza del Consiglio dei Ministri, il Comitato dei Ministri per i servizi tecnici nazionali e gli interventi nel settore della difesa del suolo. Il Comitato presieduto dal Presidente del Consiglio dei Ministri o, su sua delega, da un Ministro membro del Comitato stesso, è composto dai Ministri dei lavori pubblici, dell'ambiente, dell'agricoltura e delle foreste, per il coordinamento della protezione civile, per gli interventi straordinari nel Mezzogiorno, per gli affari regionali ed i problemi istituzionali e per i beni culturali e ambientali [253/90].*

3. Il Comitato dei ministri ha funzioni di alta vigilanza sui servizi tecnici nazionali ed adotta gli atti di indirizzo e di coordinamento delle loro attività. Propone al Presidente del Consiglio dei ministri lo schema di programma nazionale di intervento, di cui all'articolo 25, comma 3, che coordina con quelli delle regioni e degli altri enti pubblici a carattere nazionale, verificandone l'attuazione.

4. Per lo svolgimento delle funzioni di segreteria tecnica, il Comitato dei ministri si avvale delle strutture delle Amministrazioni statali competenti.

*4-bis. I principi degli atti di indirizzo e coordinamento di cui al presente articolo sono preventivamente sottoposti alla Conferenza permanente per i reparti tra lo Stato, le regioni e le province autonome di Trento e di Bolzano [253/90].*

**Art. 5 - Competenze del Ministero dei lavori pubblici e del Ministero dell'ambiente.**

1. Le attribuzioni statali previste dalla presente legge sono svolte sotto la responsabilità del Ministro dei lavori pubblici e del Ministro dell'ambiente, secondo le rispettive competenze.

2. Il Ministro dei lavori pubblici:

a) formula proposte, sentito il Comitato nazionale per la difesa del suolo ai fini dell'adozione, ai sensi dell'articolo 4, degli indirizzi e dei criteri per lo svolgimento del servizio di polizia idraulica, di navigazione interna, di piena e di pronto intervento idraulico e per la realizzazione, gestione e manutenzione delle opere e degli impianti e la conservazione dei beni;

b) provvede al soddisfacimento delle esigenze organizzative necessarie al funzionamento del Comitato nazionale per la difesa del suolo, le cui spese di carattere obbligatorio sono poste a carico dello stato di previsione della spesa del Ministero;

c) predisporre la relazione sull'uso del suolo e sulle condizioni dell'assetto idrogeologico, da allegare alla relazione sullo stato dell'ambiente di cui all'articolo 1, comma 6, della legge 8 luglio 1986, n. 349 , nonché la relazione sullo stato di attuazione dei programmi triennali di intervento, di cui all'articolo 25, da allegare alla relazione sullo stato dell'ambiente di cui all'articolo 1, comma 6, della legge 8 luglio 1986, n. 349 , nonché la relazione sullo stato di attuazione dei programmi triennali di intervento, di cui all'articolo 25, da allegare alla relazione previsionale e programmatica, ai sensi dell'articolo 29 della presente legge. La relazione sull'uso del suolo e sulle condizioni dell'assetto idrogeologico e la relazione sullo stato dell'ambiente sono redatte avvalendosi dei servizi tecnici nazionali;

*d) provvede, in tutti i bacini di rilievo nazionale e a mezzo del Magistrato alle acque di Venezia, del Magistrato per il Po di Parma e dei provveditorati regionali alle opere pubbliche, alla progettazione, realizzazione e gestione delle opere idrauliche di competenza statale, nonché alla organizzazione e al funzionamento dei servizi di polizia idraulica e di pronto intervento di propria competenza;*

e) opera, ai sensi dell'articolo 2, commi 5 e 6, della legge 8 luglio 1986, n. 349 , rispettivamente, di concerto e di intesa con il Ministro dell'ambiente per assicurare il coordinamento, ad ogni livello di pianificazione, delle funzioni di difesa del suolo con gli interventi per la tutela e l'utilizzazione delle acque e per la tutela dell'ambiente.

3. Il Ministro dell'ambiente provvede, nei bacini di rilievo nazionale ed interregionale, all'esercizio delle funzioni amministrative di competenza statale in materia di tutela dall'inquinamento e di smaltimento dei rifiuti, anche per gli aspetti di rilevanza ambientale di cui, in particolare, all'articolo 3, comma 1, lettere a) ed h).

**Art. 6 - Comitato nazionale per la difesa del suolo: istituzione e compiti.**

*(Comitato sostituito dalla Conf. Stato-Regioni dall'art. 7, del D.Lgs. 28 agosto 1997, n. 281)*

1. E' istituito presso il Ministero dei lavori pubblici il Comitato nazionale per la difesa del suolo.

2. Detto Comitato, presieduto dal Ministro dei lavori pubblici, è composto da esperti nel settore della difesa del suolo, designati, su richiesta del Ministro dei lavori pubblici, in ragione di:

a) due rappresentanti di ciascuno dei Ministeri dei lavori pubblici, dell'ambiente e dell'agricoltura e delle foreste;

*b) un rappresentante di ciascuno dei seguenti Ministeri: per i beni culturali e ambientali; del bilancio e della programmazione economica; dei trasporti; della sanità; della marina mercantile; dell'industria, del commercio e dell'artigianato; delle finanze; del tesoro; dell'università e della ricerca scientifica e tecnologica; nonché dei Ministri per il coordinamento della protezione civile; per gli interventi straordinari nel Mezzogiorno e per gli affari regionali ed i problemi istituzionali [253/90];*

c) un rappresentante di ciascuno dei seguenti enti: Consiglio nazionale delle ricerche (CNR); Ente nazionale per l'energia elettrica (ENEL); Ente nazionale per la ricerca e lo sviluppo dell'energia nucleare e delle energie alternative (ENEA);

d) un rappresentante di ciascuna delle regioni e delle province autonome di Trento e di Bolzano;

e) un rappresentante, per ciascuno, dell'Associazione nazionale comuni italiani (ANCI), dell'Unione province italiane (UPI) e dell'Unione nazionale comuni comunità enti montani (UNCCEM);

f) uno designato dal Presidente del Consiglio dei ministri, per il profilo dell'organizzazione amministrativa.

3. Del Comitato, altresì, fanno parte il presidente generale ed il presidente della IV sezione del Consiglio superiore dei lavori pubblici, nonché il direttore generale della difesa del suolo del Ministero dei lavori pubblici, di cui all'articolo 7, ed il direttore

del servizio prevenzione degli inquinamenti e risanamento ambientale del Ministero dell'ambiente.

4. Il Comitato è costituito su proposta del Ministro dei lavori pubblici con decreto del Presidente del Consiglio dei ministri e dura in carica cinque anni. Con le medesime modalità si procede alla eventuale sostituzione di componenti.

5. Qualora entro il termine di novanta giorni dalla richiesta del Ministro dei lavori pubblici, di cui al comma 2, siano pervenute le designazioni di almeno la metà dei componenti, il Comitato si intende comunque costituito ed è abilitato ad esercitare le proprie funzioni con i membri designati. Alle necessarie integrazioni provvede con successivi decreti il Presidente del Consiglio dei ministri.

6. Con apposito regolamento, approvato con decreto del Ministro dei lavori pubblici, il Comitato disciplina il proprio funzionamento, prevedendo anche la costituzione di sottocommissioni. Per l'espletamento delle proprie attribuzioni, si avvale della segreteria di cui all'articolo 7 e dei servizi tecnici di cui all'articolo 9.

7. Il Comitato formula pareri, proposte ed osservazioni, anche ai fini dell'esercizio delle funzioni di indirizzo e coordinamento di cui all'articolo 4, in ordine alle attività ed alle finalità della presente legge, ed ogni qualvolta ne è richiesto dal Ministro dei lavori pubblici. In particolare:

a) formula proposte per l'adozione degli indirizzi, dei metodi e dei criteri di cui al predetto articolo 4;

b) formula proposte per il costante adeguamento scientifico ed organizzativo dei servizi tecnici nazionali e del loro coordinamento con i servizi, gli istituti, gli uffici e gli enti pubblici e privati che svolgono attività di rilevazione, studio e ricerca in materie riguardanti, direttamente o indirettamente, il settore della difesa del suolo;

c) formula osservazioni sui piani di bacino, ai fini della loro conformità agli indirizzi e ai criteri di cui all'articolo 4;

d) esprime pareri sulla ripartizione degli stanziamenti autorizzati da ciascun programma triennale tra i soggetti preposti all'attuazione delle opere e degli interventi individuati dai piani di bacino;

e) esprime pareri sui programmi di intervento di competenza statale per i bacini di rilievo nazionale.

#### **Art. 7 - Direzione generale della difesa del suolo.**

1. La direzione generale delle acque e degli impianti elettrici del Ministero dei lavori pubblici assume la denominazione di direzione generale della difesa del suolo ed espleta le funzioni di segreteria del Comitato nazionale per la difesa del suolo, oltre a quelle già di sua competenza e a quelle attribuite al Ministero dei lavori pubblici dall'articolo 5.

2. Le funzioni di segreteria del Comitato nazionale per la difesa del suolo sono esercitate, per le materie concernenti la difesa delle acque dall'inquinamento, dal servizio prevenzione degli inquinamenti e risanamento ambientale del Ministero dell'ambiente.

3. Con decreto del Ministro dei lavori pubblici si provvede, entro sessanta giorni dalla data di entrata in vigore della presente legge, alla organizzazione della direzione generale della difesa del suolo, dotandola delle strutture tecniche, degli strumenti, degli istituti e delle risorse necessari, tra l'altro, a garantire il più efficace supporto dell'attività del Comitato nazionale per la difesa del suolo.



**Art. 8 - Collaborazione interministeriale.**

1. Il Presidente del Consiglio dei ministri ed i Ministri membri del Comitato di cui all'articolo 4 possono richiedere, per il tramite del Ministro competente, alle Amministrazioni centrali e periferiche dello Stato, che sono tenute a provvedere, l'espletamento delle attività necessarie all'esercizio delle competenze loro attribuite dalla presente legge.

**Art. 9 - I servizi tecnici nazionali.**

1. Presso la Presidenza del Consiglio dei ministri sono istituiti i servizi tecnici nazionali, in un sistema coordinato ed unitario sotto l'alta vigilanza del Comitato dei ministri di cui all'articolo 4. Ai servizi tecnici nazionali è assicurata autonomia scientifica, tecnica, organizzativa ed operativa.

2. I servizi tecnici già esistenti presso i Ministeri dei lavori pubblici e dell'ambiente sono costituiti nei seguenti servizi tecnici nazionali: idrografico e mareografico; sismico; dighe; geologico. Con la procedura ed i criteri di cui al comma 9 vengono costituiti gli ulteriori servizi tecnici nazionali necessari allo scopo di perseguire l'obiettivo della conoscenza del territorio e dell'ambiente, nonché delle loro trasformazioni. A tal fine sono prioritariamente riorganizzate le strutture della pubblica amministrazione che già operano nel settore, nonché quelle del Corpo forestale dello Stato e quelle preposte all'intervento straordinario nel Mezzogiorno.

*3. Dell'attività dei servizi tecnici nazionali si avvalgono direttamente i Ministri dei lavori pubblici, dell'ambiente, dell'agricoltura e delle foreste, della marina mercantile e per il coordinamento della protezione civile, le autorità dei bacini di rilievo nazionale, gli organismi preposti a quelli di rilievo interregionale e regionale, il Comitato nazionale per la difesa del suolo, il Consiglio superiore dei lavori pubblici, la Direzione generale della difesa del suolo del Ministero dei lavori pubblici, il servizio prevenzione degli inquinamenti e risanamento ambientale e il servizio valutazione dell'impatto ambientale, informazione ai cittadini e per la relazione sullo stato dell'ambiente del Ministero dell'ambiente, nonché il Dipartimento per il Mezzogiorno [253/90].*

4. I servizi tecnici nazionali hanno le seguenti funzioni:

a) svolgere l'attività conoscitiva, qual è definita all'articolo 2;

b) realizzare il sistema informativo unico e la rete nazionale integrati di rilevamento e sorveglianza, secondo quanto previsto al comma 5;

c) fornire, a chiunque ne faccia richiesta, dati, pareri e consulenze, secondo un tariffario fissato ogni biennio con decreto del Presidente del Consiglio dei ministri, sentito il Comitato dei ministri di cui all'articolo 4. Le tariffe sono stabilite in base al principio della partecipazione al costo delle prestazioni da parte di chi ne usufruisca.

5. I servizi tecnici nazionali organizzano, gestiscono e coordinano un sistema informativo unico ed una rete nazionale integrati di rilevamento e sorveglianza, definendo con le Amministrazioni statali, le regioni e gli altri soggetti pubblici e privati interessati, le integrazioni ed i coordinamenti necessari. All'organizzazione ed alla gestione della rete sismica integrata concorre, sulla base di apposite convenzioni, l'Istituto nazionale di geofisica.

6. Nell'ambito del Comitato dei ministri di cui all'articolo 4, ciascuno dei Ministri che lo compongono propone, nel settore di sua competenza, le misure di indirizzo e di coordinamento volte alla completa realizzazione del sistema informativo e della

rete integrati di cui al comma 5, ed in particolare le priorità nel rilevamento e nella predisposizione della base di dati.

7. Ai servizi tecnici nazionali è preposto un Consiglio dei direttori, composto dal presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici, che lo presiede, dai direttori dei singoli servizi tecnici nazionali di cui al comma 1, nonché dai responsabili dell'Istituto geografico militare, del Centro interregionale per la cartografia, dell'Istituto idrografico della Marina, del Servizio meteorologico dell'Aeronautica militare, del Corpo forestale dello Stato e dell'Istituto nazionale di geofisica.

8. Il Consiglio dei direttori:

a) provvede, in conformità alle deliberazioni di cui all'articolo 4, al coordinamento dell'attività svolta dai singoli servizi tecnici nazionali, dai servizi tecnici dei soggetti competenti ai sensi dell'articolo 1, comma 4, nonché dagli altri organismi indicati al precedente comma 7;

b) esercita ogni altra funzione demandatagli con i regolamenti di cui al comma 9.

9. Entro un anno dalla data di entrata in vigore della presente legge, con appositi regolamenti, emanati con decreto del Presidente della Repubblica, su proposta del Presidente del Consiglio dei ministri, sentite le competenti Commissioni parlamentari, si provvede alla riorganizzazione ed al potenziamento dei servizi tecnici di cui al comma 2, in particolare disciplinando:

a) l'ordinamento dei servizi tecnici nazionali ed i criteri generali di organizzazione, anche sotto il profilo della articolazione territoriale, di ogni singolo servizio;

b) i criteri generali per il coordinamento dell'attività dei servizi tecnici nazionali, dei servizi tecnici dei soggetti competenti ai sensi dell'articolo 1, comma 4, tenendo conto in modo particolare dell'attività svolta dai servizi tecnici regionali;

c) i criteri per la formazione di ruoli tecnici omogenei per ciascun servizio, con l'attribuzione di posizioni giuridiche basate sul possesso del titolo professionale necessario allo svolgimento delle attività di ogni singolo servizio e sul livello professionale delle mansioni da svolgere;

d) i criteri generali per la attribuzione della dirigenza dei servizi e dei singoli settori in cui gli stessi sono articolati nel rispetto del principio della preposizione ai servizi ed ai singoli settori tecnici di funzionari appartenenti ai relativi ruoli;

e) le modalità di organizzazione e di gestione del sistema informativo unico e della rete nazionale integrati di rilevamento e sorveglianza;

f) le modalità che consentono ai servizi tecnici nazionali di avvalersi dell'attività di enti e organismi specializzati operanti nei settori di rispettiva competenza nonché di impiegare in compiti di istituto ricercatori e docenti universitari, sulla base di convenzioni-tipo, adottate con decreto del Presidente del Consiglio dei ministri, che definiscono l'applicazione delle disposizioni in materia di comandi finalizzate all'interscambio culturale e scientifico.

10. Ai servizi tecnici nazionali sono preposti dirigenti generali tecnici.

11. I direttori dei servizi tecnici nazionali idrografico e mareografico, sismico, dighe, geologico fanno parte di diritto del Consiglio superiore dei lavori pubblici.

12. Con la procedura e le modalità di cui al comma 9 si provvede, tenendo conto della riorganizzazione del sistema dei servizi tecnici nazionali, a quella funzionale del servizio

tecnico centrale del Consiglio superiore dei lavori pubblici.

13. A decorrere dalla data di entrata in vigore della presente legge e fino alla definizione del nuovo ordinamento dei servizi tecnici nazionali, nonché dei ruoli tecnici omogenei di cui al comma 9, lettera c), il personale di ruolo, in servizio alla data predetta presso i servizi idrografico e mareografico, sismico, dighe, geologico, è collocato, senza soluzione di continuità, in appositi ruoli transitori presso le amministrazioni di appartenenza per il successivo automatico trasferimento nei ruoli del nuovo ordinamento, fatti salvi lo stato giuridico ed il trattamento economico comunque posseduti. Alla identificazione del personale da ricomprendere nei ruoli predetti si provvede con decreto del Ministro competente che determina altresì le dotazioni organiche dei profili professionali occorrenti in misura pari alle unità da trasferire. I provvedimenti relativi allo stato giuridico ed al trattamento economico del personale inquadrato nei ruoli transitori sono adottati dal Presidente del Consiglio dei ministri, o da un Ministro da lui delegato, di concerto con il Ministro presso il cui dicastero è istituito ciascun ruolo transitorio. (3)

### **Capo III - Le regioni, gli enti locali e le autorità di bacino di rilievo nazionale**

#### **Art. 10 - Le regioni.**

1. Le regioni, ove occorra d'intesa tra loro, esercitano le funzioni ad esse trasferite e delegate ai sensi della presente legge, ed in particolare quelle di gestione delle risorse d'acqua e di terra e, tra l'altro:

- a) delimitano i bacini idrografici di propria competenza;
- b) collaborano nel rilevamento e nell'elaborazione del progetto di piano dei bacini di rilievo nazionale secondo le direttive dei relativi comitati istituzionali, ed adottano gli atti di competenza;
- c) formulano proposte per la formazione dei programmi e per la redazione di studi e di progetti relativi ai bacini di rilievo nazionale;
- d) provvedono alla elaborazione, adozione, approvazione ed attuazione dei piani dei bacini idrografici di rilievo regionale nonché alla approvazione di quelli di rilievo interregionale;
- e) dispongono la redazione e provvedono all'approvazione e all'esecuzione dei progetti, degli interventi e delle opere da realizzare nei bacini di rilievo regionale e di rilievo interregionale, istituendo, ove occorra, gestioni comuni, ai sensi dell'articolo 8 del decreto del Presidente della Repubblica 24 luglio 1977, n. 616 ;
- f) provvedono, nei bacini di rilievo regionale ed in quelli di rilievo interregionale, per la parte di propria competenza, alla organizzazione e al funzionamento del servizio di polizia idraulica, di piena e di pronto intervento idraulico ed a quelli per la gestione e la manutenzione delle opere e degli impianti e la conservazione dei beni;
- g) provvedono alla organizzazione e al funzionamento della navigazione interna;
- h) attivano la costituzione di comitati per i bacini di rilievo regionale e di rilievo interregionale e stabiliscono le modalità di consultazione di enti, organismi, associazioni e privati interessati, in ordine alla redazione dei piani di bacino;
- i) predispongono annualmente la relazione sull'uso del suolo e sulle condizioni dell'assetto idrogeologico del territorio di competenza e sullo stato di attuazione del programma triennale in corso e la trasmettono al Comitato nazionale per la difesa del suolo entro il mese di dicembre;

l) assumono ogni altra iniziativa ritenuta necessaria in materia di conservazione e difesa del territorio, del suolo e del sottosuolo e di tutela ed uso delle acque nei bacini idrografici di competenza ed esercitano ogni altra funzione prevista dalla presente legge.

*2. Nei comitati tecnici di bacino di rilievo regionale ed in quelli di rilievo interregionale deve essere assicurata la presenza a livello tecnico di funzionari dello Stato, di cui almeno uno del Ministero dei lavori pubblici, uno del Ministero dell'ambiente e uno del Ministero dell'agricoltura e delle foreste. Negli stessi comitati tecnici dei bacini ricadenti nelle aree del Mezzogiorno è altresì assicurata la presenza di un rappresentante del Ministero per gli interventi straordinari nel Mezzogiorno [253/90].*

*3. Il Servizio nazionale dighe provvede in via esclusiva, anche nelle zone sismiche, alla identificazione, al controllo dei progetti di massima, nonché al controllo dei progetti esecutivi delle opere di sbarramento, delle dighe di ritenuta o traverse che superano 15 metri di altezza o che determinano un volume di invaso superiore a 1.000.000 di metri cubi. Restano di competenza del Ministero dell'industria, del commercio e dell'artigianato tutte le opere di sbarramento che determinano invasi adibiti esclusivamente a deposito o decantazione o lavaggio di residui industriali.*

*4. Rientrano nella competenza delle regioni a statuto ordinario e a statuto speciale e delle province autonome di Trento e Bolzano le attribuzioni di cui al D.P.R. 1° novembre 1959, n. 1363, per gli sbarramenti che non superano i 15 metri di altezza e che determinano un invaso non superiore a 1.000.000 di metri cubi. Per tali sbarramenti, ove posti al servizio di grandi derivazioni di acqua di competenza statale, restano ferme le attribuzioni del Ministero dei lavori pubblici. Il servizio nazionale dighe fornisce alle regioni il supporto tecnico richiesto.*

5. Resta di competenza statale la normativa tecnica relativa alla progettazione e costruzione delle dighe di sbarramento di qualsiasi altezza e capacità di invaso.

6. Le funzioni relative al vincolo idrogeologico di cui al R.D.L. 30 dicembre 1923, n. 3267, sono interamente esercitate dalle regioni a partire dalla data di entrata in vigore della presente legge.

7. Sono delegate alle regioni, nel rispetto degli indirizzi generali e dei criteri definiti dallo Stato, le funzioni amministrative statali relative alla difesa delle coste, con esclusione delle zone comprese nei bacini di rilievo nazionale, nonché delle aree di preminente interesse nazionale per la sicurezza dello Stato e della navigazione marittima.

8. Restano ferme tutte le altre funzioni amministrative già trasferite o delegate alle regioni.

#### **Art. 11 - Enti locali ed altri soggetti.**

1. I comuni, le province, i loro consorzi o associazioni, le comunità montane, i consorzi di bonifica, i consorzi di bacino imbrifero montano e gli altri enti pubblici e di diritto pubblico con sede nel bacino idrografico partecipano all'esercizio di funzioni regionali in materia di difesa del suolo nei modi e nelle forme stabilite dalle regioni singolarmente o d'intesa tra loro, nell'ambito delle competenze del sistema delle autonomie locali.

2. Gli enti di cui al comma 1 possono avvalersi, sulla base di apposite convenzioni, dei servizi tecnici nazionali per la difesa del suolo e sono tenuti a collaborare con essi.

**Art. 12 - Autorità di bacino di rilievo nazionale.**

1. Nei bacini idrografici di rilievo nazionale è istituita l'Autorità di bacino, che opera in conformità agli obiettivi della presente legge considerando i bacini medesimi come ecosistemi unitari.

2. Sono organi dell'Autorità di bacino:

- a) il comitato istituzionale;
- b) il comitato tecnico;
- c) il segretario generale e la segreteria tecnico-operativa.

3. Il comitato istituzionale è presieduto dal Ministro dei lavori pubblici, ovvero dal Ministro dell'ambiente per quanto attiene al risanamento delle acque, la tutela dei suoli dall'inquinamento e la salvaguardia dell'ecosistema fluviale, ed è composto: dai Ministri predetti; dai Ministri dell'agricoltura e delle foreste e per i beni culturali ed ambientali, ovvero da sottosegretari delegati; dai presidenti delle giunte regionali delle regioni il cui territorio è maggiormente interessato, ovvero da assessori delegati; dal segretario generale dell'Autorità di bacino che partecipa con voto consultivo.

4. Il comitato istituzionale:

- a) adotta criteri e metodi per la elaborazione del piano di bacino in conformità agli indirizzi ed ai criteri di cui all'articolo 4;
- b) individua tempi e modalità per l'adozione del piano di bacino, che potrà eventualmente articolarsi in piani riferiti a sub-bacini;
- c) determina quali componenti del piano costituiscono interesse esclusivo delle singole regioni e quali costituiscono interessi comuni a più regioni;
- d) adotta i provvedimenti necessari per garantire comunque l'elaborazione del piano di bacino;
- e) adotta il piano di bacino;
- f) assicura il coordinamento dei piani di risanamento e tutela delle acque, esercitando, fin dalla costituzione ed in vista della revisione della legislazione in materia, le funzioni delle conferenze interregionali di cui alla legge 10 maggio 1976, n. 319;

*g) controlla l'attuazione degli schemi previsionali e programmatici di cui all'articolo 31, del piano di bacino e dei programmi triennali e, in caso di grave ritardo nell'esecuzione di interventi non di competenza statale rispetto ai tempi fissati nel programma, diffida l'amministrazione inadempiente, fissando in dodici mesi il termine massimo per l'inizio dei lavori. Decorso infruttuosamente tale termine, all'adozione delle misure necessarie ad assicurare l'avvio dei lavori provvede, in via sostitutiva, il presidente della giunta regionale interessata che, a tal fine, può avvalersi degli organi decentrati e periferici del Ministero dei lavori pubblici [493/93].*

5. Il comitato tecnico è organo di consulenza del comitato istituzionale e provvede alla elaborazione del piano di bacino avvalendosi della segreteria tecnico-operativa.

Esso è presieduto dal segretario generale ed è costituito da funzionari designati, in numero complessivamente paritetico, dalle Amministrazioni statali e da quelle regionali presenti nel comitato istituzionale. Il comitato tecnico può essere integrato, su designazione del comitato istituzionale, da esperti di elevato livello scientifico.

6. Alla nomina dei componenti del comitato tecnico provvede il Ministro dei lavori pubblici, sulla base delle designazioni pervenutegli.

7. Il segretario generale:

- a) provvede agli adempimenti necessari al funzionamento dell'Autorità di bacino;
- b) cura l'istruttoria degli atti di competenza del comitato istituzionale, cui formula proposte;
- c) cura i rapporti, ai fini del coordinamento delle rispettive attività, con le Amministrazioni statali, regionali e degli enti locali;
- d) cura l'attuazione delle direttive del comitato istituzionale agendo per conto del comitato medesimo nei limiti dei poteri delegatigli;
- e) riferisce al comitato istituzionale sullo stato di attuazione del piano di bacino per l'esercizio del potere di vigilanza ed in tale materia esercita i poteri che gli vengono delegati dal comitato medesimo;
- f) cura la raccolta dei dati relativi agli interventi programmati ed attuati, nonché alle risorse stanziare per le finalità del piano di bacino da parte dello Stato, delle regioni e degli enti locali e comunque agli interventi da attuare nell'ambito del bacino, qualora abbiano attinenza con le finalità del piano medesimo;
- g) è preposto alla segreteria tecnico-operativa.

8. Il segretario generale è nominato dal comitato istituzionale, su proposta del Ministro dei lavori pubblici d'intesa con il Ministro dell'ambiente, tra i funzionari del comitato tecnico ovvero tra esperti di comprovata qualificazione professionale nel settore disciplinato dalla presente legge. La carica di segretario generale ha durata quinquennale.

*Il rapporto di lavoro del segretario generale è disciplinato da un contratto di diritto privato, che ne regola la durata, in ogni caso non superiore a cinque anni salvo rinnovo [253/90].*

*Il segretario generale può affidare, in caso di assenza od impedimento, le funzioni vicarie ad uno dei componenti del comitato tecnico [253/90].*

9. La segreteria tecnico-operativa, costituita da dipendenti dell'Amministrazione dei lavori pubblici e da personale designato dalle Amministrazioni statali e dalle regioni interessate, è articolata negli uffici; a) segreteria; b) studi e documentazione; c) piani e programmi.

10. Le Autorità di bacino hanno sede provvisoria presso il Magistrato alle acque di Venezia, il Magistrato per il Po di Parma ed i provveditorati regionali alle opere pubbliche competenti ed individuati dal Ministro dei lavori pubblici, cui spettano le determinazioni definitive.

## **TITOLO II - GLI AMBITI, GLI STRUMENTI, GLI INTERVENTI, LE RISORSE**

### **Capo I - Gli ambiti**

**Art. 13** - Classificazione dei bacini idrografici e loro delimitazione.

1. L'intero territorio nazionale, ivi comprese le isole minori, è ripartito in bacini idrografici. Ai fini della presente legge i bacini idrografici sono classificati in bacini di rilievo nazionale, interregionale e regionale.

2. I bacini di rilievo nazionale ed interregionale sono provvisoriamente delimitati come da cartografia allegata al D.P.C.M. 22 dicembre 1977, pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 354 del 29 dicembre 1977. Eventuali variazioni possono essere disposte ai sensi dell'articolo 4, comma 1, lettera b).

3. Le regioni provvedono, entro un anno dalla data di entrata in vigore della presente legge, alla delimitazione dei bacini di propria competenza.

#### **Art. 14 - Bacini di rilievo nazionale.**

1. Fatti salvi gli accordi internazionali che riguardano bacini interessanti anche territori al di fuori dei confini nazionali, sono bacini di rilievo nazionale:

a) per il versante adriatico:

1) Isonzo (Friuli-Venezia Giulia);

2) Tagliamento (Veneto, Friuli-Venezia Giulia);

3) Livenza (Veneto, Friuli-Venezia Giulia);

4) Piave (Veneto, Friuli-Venezia Giulia);

5) Brenta-Bacchiglione (Veneto, Trentino-Alto Adige);

6) Adige (Veneto, Trentino-Alto Adige);

7) Po (Piemonte, Valle d'Aosta, Liguria, Lombardia, Trentino-Alto Adige, Veneto, Toscana, Emilia-Romagna);

b) per il versante tirrenico:

1) Arno (Toscana, Umbria);

2) Tevere (Emilia-Romagna, Toscana, Umbria, Marche, Lazio, Abruzzo);

3) Liri-Garigliano (Lazio, Campania, Abruzzo);

4) Volturno (Abruzzo, Lazio, Campania).

2. Ai bacini dei fiumi che sfociano nell'alto Adriatico a nord del bacino dell'Adige e fino al confine jugoslavo, sopra indicati alla lettera a), nn. 1), 2), 3), 4) e 5) ed a quelli del medio Tirreno, sopra indicati alla lettera b), nn. 3) e 4), è preposta rispettivamente un'unica Autorità di bacino, che opera anche per il coordinamento dei singoli piani di bacino avendo particolare riguardo alla valutazione degli effetti sulle aree costiere.

3. Nei bacini di rilievo nazionale resta fermo il riparto delle competenze previsto dalle vigenti disposizioni di legge. Ai fini della razionalizzazione delle competenze amministrative e della coordinata gestione delle opere idrauliche, della polizia idraulica e del servizio di pronto intervento, in essi il Ministro dei lavori pubblici, su richiesta del comitato istituzionale interessato e su conforme parere del Comitato nazionale per la difesa del suolo, individua con proprio decreto, entro due anni dalla data di entrata in vigore della presente legge, i corsi d'acqua, escluse in ogni caso le aste principali dei bacini, per i quali le competenze amministrative relative alle opere idrauliche ed alla polizia idraulica sono trasferite alle regioni territorialmente competenti.

#### **Art. 15 - Bacini di rilievo interregionale.**

1. Bacini di rilievo interregionale sono:

a) per il versante adriatico:

- 1) Lemene (Veneto, Friuli-Venezia Giulia);
- 2) Fissaro-Tartaro-Canal Bianco (Lombardia, Veneto);
- 3) Reno (Toscana, Emilia-Romagna);
- 4) Marecchia (Toscana, Emilia-Romagna, Marche);
- 5) Conca (Marche, Emilia-Romagna);
- 6) Tronto (Marche, Lazio, Abruzzo);
- 7) Sangro (Abruzzo, Molise);
- 8) Trigno (Abruzzo, Molise);
- 9) Saccione (Molise, Puglia);
- 10) Fortore (Campania, Molise, Puglia);
- 11) Ofanto (Campania, Basilicata, Puglia);

b) per il versante ionico:

- 1) Bradano (Puglia, Basilicata);
- 2) Sinni (Basilicata, Calabria);

c) per il versante tirrenico:

- 1) Magra (Liguria, Toscana);
- 2) Fiora (Toscana, Lazio);
- 3) Sele (Campania, Basilicata);
- 4) Noce (Basilicata, Calabria);
- 5) Lao (Basilicata, Calabria).

2. Nei predetti bacini sono trasferite alle regioni territorialmente competenti le funzioni amministrative relative alle opere idrauliche e delegate le funzioni amministrative relative alle risorse idriche. Le regioni esercitano le predette funzioni previa adozione di specifiche intese.

3. Le regioni territorialmente competenti definiscono, d'intesa:

- a) la formazione del comitato istituzionale di bacino e del comitato tecnico;
- b) il piano di bacino;
- c) la programmazione degli interventi;
- d) le modalità di svolgimento delle funzioni amministrative per la gestione del bacino, ivi comprese la progettazione, la realizzazione, la gestione e il finanziamento degli incentivi, degli interventi e delle opere.

*4. Qualora l'intesa di cui al comma 2 non venga conseguita entro un anno dalla data di entrata in vigore della presente legge, il Presidente del Consiglio dei ministri, previa diffida ad adempiere entro trenta giorni, istituisce, su proposta del Ministro dei lavori pubblici, il comitato istituzionale di bacino ed il comitato tecnico, di cui al comma 3, lettera a) [253/90].*

**Art. 16** - Bacini di rilievo regionale.



1. Bacini di rilievo regionale sono tutti quelli non ricompresi nelle disposizioni degli articoli 14 e 15.

2. Le funzioni amministrative relative alle risorse idriche in tutti i bacini di rilievo regionale sono delegate alle regioni territorialmente competenti con decreto del Presidente della Repubblica entro sei mesi dalla data di entrata in vigore della presente legge.

3. Nulla è innovato al disposto del D.P.R. 24 luglio 1977, n. 616 , per quanto attiene alla disciplina delle grandi derivazioni sia nei bacini di rilievo regionale sia in quelli di rilievo interregionale, di cui all'articolo 15.

## **Capo II - Gli strumenti**

**Art. 17 - Valore, finalità e contenuti del piano di bacino.**

1. Il piano di bacino ha valore di piano territoriale di settore ed è lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso finalizzate alla conservazione, alla difesa e alla valorizzazione del suolo e la corretta utilizzazione della acque, sulla base delle caratteristiche fisiche ed ambientali del territorio interessato.

2. Il piano di bacino è redatto, ai sensi dell'articolo 81, primo comma, lettera a) del D.P.R. 24 luglio 1977 n. 616 in base agli indirizzi, metodi e criteri fissati dal Presidente del Consiglio dei ministri, su proposta del Ministro dei lavori pubblici previa deliberazione del Comitato nazionale per la difesa del suolo. Studi ed interventi sono condotti con particolare riferimento ai bacini montani, ai torrenti di alta valle ed ai corsi d'acqua di fondo-valle.

3. Il piano di bacino persegue le finalità indicate all'articolo 3 ed, in particolare, contiene:

a) in conformità a quanto previsto dall'articolo 2, il quadro conoscitivo organizzato ed aggiornato del sistema fisico, delle utilizzazioni del territorio previste dagli strumenti urbanistici comunali ed intercomunali, nonché dei vincoli, relativi al bacino, di cui al R.D.L. 30 dicembre 1923, n. 3267 , ed alle leggi 1° giugno 1939, n. 1089 , e 29 giugno 1939, n. 1497 , e loro successive modificazioni ed integrazioni;

b) la individuazione e la quantificazione delle situazioni, in atto e potenziali, di degrado del sistema fisico, nonché delle relative cause;

c) le direttive alle quali devono uniformarsi la difesa del suolo, la sistemazione idrogeologica ed idraulica e l'utilizzazione delle acque e dei suoli;

d) l'indicazione delle opere necessarie distinte in funzione: dei pericoli di inondazione e della gravità ed estensione del dissesto; del perseguimento degli obiettivi di sviluppo sociale ed economico o di riequilibrio territoriale nonché del tempo necessario per assicurare l'efficacia degli interventi;

e) la programmazione e l'utilizzazione delle risorse idriche, agrarie, forestali ed estrattive;

f) la individuazione delle prescrizioni, dei vincoli e delle opere idrauliche, idraulico-agrarie, idraulico-

forestali, di forestazione, di bonifica idraulica, di stabilizzazione e consolidamento dei terreni e di ogni altra azione o norma d'uso o vincolo finalizzati alla conservazione del suolo ed alla tutela dell'ambiente;

- g) il proseguimento ed il completamento delle opere indicate alla precedente lettera f), qualora siano già state intraprese con stanziamenti disposti da leggi speciali e da leggi ordinarie di bilancio;
- h) le opere di protezione, consolidamento e sistemazione dei litorali marini che sottendono il bacino idrografico;
- i) la valutazione preventiva, anche al fine di scegliere tra ipotesi di governo e gestione tra loro diverse, del rapporto costi-benefici, dell'impatto ambientale e delle risorse finanziarie per i principali interventi previsti;
- l) la normativa e gli interventi rivolti a regolare l'estrazione dei materiali litoidi dal demanio fluviale, lacuale e marittimo e le relative fasce di rispetto, specificatamente individuate in funzione del buon regime delle acque e della tutela dell'equilibrio geostatico e geomorfologico dei terreni e dei litorali;
- m) l'indicazione delle zone da assoggettare a speciali vincoli e prescrizioni in rapporto alle specifiche condizioni idrogeologiche, ai fini della conservazione del suolo, della tutela dell'ambiente e della prevenzione contro presumibili effetti dannosi di interventi antropici;
- n) le prescrizioni contro l'inquinamento del suolo ed il versamento nel terreno di discariche di rifiuti civili ed industriali che comunque possano incidere sulle qualità dei corpi idrici superficiali e sotterranei;
- o) le misure per contrastare i fenomeni di subsidenza;
- p) il rilievo conoscitivo delle derivazioni in atto con specificazione degli scopi energetici, idropotabili, irrigui od altri e delle portate;
- q) il rilievo delle utilizzazioni diverse per la pesca, la navigazione od altre;
- r) il piano delle possibili utilizzazioni future sia per le derivazioni che per altri scopi, distinte per tipologie d'impiego e secondo le quantità;
- s) le priorità degli interventi ed il loro organico sviluppo nel tempo, in relazione alla gravità del dissesto.

4. I piani di bacino sono coordinati con i programmi nazionali, regionali e sub-regionali di sviluppo economico e di uso del suolo. Di conseguenza, le autorità competenti, in particolare, provvedono entro dodici mesi dall'approvazione del piano di bacino ad adeguare i piani territoriali e i programmi regionali previsti dalla L. 27 dicembre 1977, n. 984 ; i piani di risanamento delle acque previsti dalla L. 10 maggio 1976, n. 319 ; i piani di smaltimento di rifiuti di cui al D.P.R. 10 settembre 1982, n. 915 ; i piani di cui all'articolo 5, L. 29 giugno 1939, n. 1497 , e all'articolo 1-bis, D.L. 27 giugno 1985, n. 312 , convertito, con modificazioni, dalla L. 8 agosto 1985, n. 431; i piani di disinquinamento di cui all'articolo 7, L. 8 luglio 1986, n. 349 ; i piani generali di bonifica.

5. Le disposizioni del piano di bacino approvato hanno carattere immediatamente vincolante per le amministrazioni ed enti pubblici, nonché per i soggetti privati, ove trattasi di prescrizioni dichiarate di tale efficacia dallo stesso piano di bacino.

6. Fermo il disposto del comma 5, le regioni, entro novanta giorni dalla data di pubblicazione nella Gazzetta Ufficiale o nei Bollettini Ufficiali dell'approvazione del piano di bacino, emanano ove necessario le disposizioni concernenti l'attuazione del piano stesso nel settore urbanistico. Decorso tale termine, gli enti territorialmente interessati dal piano di bacino sono comunque tenuti a rispettarne le prescrizioni nel settore urbanistico. Qualora gli enti predetti non provvedano ad adottare i necessari

adempimenti relativi ai propri strumenti urbanistici entro sei mesi dalla data di comunicazione delle predette disposizioni, e comunque entro nove mesi dalla pubblicazione dell'approvazione del piano di bacino, all'adeguamento provvedono d'ufficio le regioni.

*6-bis. In attesa dell'approvazione del piano di bacino, le autorità di bacino, tramite il comitato istituzionale, adottano misure di salvaguardia con particolare riferimento ai bacini montani, ai torrenti di alta valle ed ai corsi d'acqua di fondo valle ed ai contenuti di cui alle lettere b), c), f), l) ed m) del comma 3. Le misure di salvaguardia sono immediatamente vincolanti e restano in vigore sino all'approvazione del piano di bacino e comunque per un periodo non superiore a tre anni. In caso di mancata attuazione o di inosservanza, da parte delle regioni, delle province e dei comuni, delle misure di salvaguardia e qualora da ciò possa derivare un grave danno al territorio, il Ministro dei lavori pubblici, previa diffida ad adempiere entro congruo termine da indicarsi nella diffida medesima, adotta con ordinanza cautelare le necessarie misure provvisorie di salvaguardia, anche a carattere inibitorio di opere, di lavori o di attività antropiche, dandone comunicazione preventiva alle amministrazioni competenti. Se la mancata attuazione o l'inosservanza di cui al presente comma riguarda un ufficio periferico dello Stato, il Ministro dei lavori pubblici informa senza indugio il Ministro competente da cui l'ufficio dipende, il quale assume le misure necessarie per assicurare l'adempimento. Se permane la necessità di un intervento cautelare per evitare un grave danno al territorio, il Ministro competente, di concerto con il Ministro dei lavori pubblici, adotta l'ordinanza cautelare di cui al presente comma [493/93].*

*6-ter. I piani di bacino idrografico possono essere redatti ed approvati anche per sottobacini o per stralci relativi a settori funzionali che in ogni caso devono costituire fasi sequenziali e interrelate rispetto ai contenuti di cui al comma 3. Deve comunque essere garantita la considerazione sistemica del territorio e devono essere disposte, ai sensi del comma 6-bis, le opportune misure inibitorie e cautelative in relazione agli aspetti non ancora compiutamente disciplinati [493/93].*

**Art. 18 - I piani di bacino di rilievo nazionale.**

1. I progetti di piano di bacino di rilievo nazionale sono elaborati dai comitati tecnici e quindi adottati dai comitati istituzionali che, con propria deliberazione, contestualmente stabiliscono:

a) i termini per l'adozione da parte delle regioni dei provvedimenti di cui al presente articolo;

b) quali componenti del progetto costituiscono interesse esclusivo delle singole regioni e quali costituiscono interessi comuni a due o più regioni.

2. In caso di inerzia in ordine agli adempimenti regionali, il Presidente del Consiglio dei ministri, su proposta del Ministro dei lavori pubblici o del Ministro dell'ambiente per le materie di rispettiva competenza, sentito il comitato istituzionale di bacino, assume i provvedimenti necessari per garantire comunque lo svolgimento delle procedure e l'adozione degli atti necessari per la formazione dei piani secondo quanto disposto dal presente articolo, ivi compresa la nomina di commissari ad acta.

3. Dell'adozione del progetto di piano di bacino è data notizia nella Gazzetta Ufficiale e nei Bollettini Ufficiali delle regioni territorialmente interessate con la precisazione dei tempi, luoghi e modalità, ove chiunque sia interessato possa prendere visione e consultare la documentazione. Il progetto è altresì trasmesso al

Comitato nazionale per la difesa del suolo anche ai fini della verifica del rispetto dei metodi, indirizzi e criteri di cui all'articolo 4.

4. Il Comitato nazionale per la difesa del suolo esprime osservazioni sul progetto di piano di bacino entro novanta giorni dalla data di trasmissione dello stesso. Trascorso tale termine il parere si intende espresso favorevolmente.

5. Le eventuali osservazioni del Comitato nazionale per la difesa del suolo sono trasmesse tempestivamente alle regioni interessate ai fini della formulazione di eventuali controdeduzioni.

6. Il progetto di piano e la relativa documentazione sono depositati almeno presso le sedi delle regioni e delle province territorialmente interessate e sono disponibili per la consultazione per quarantacinque giorni dopo la pubblicazione dell'avvenuta adozione nella Gazzetta Ufficiale.

7. Presso ogni sede di consultazione è predisposto un registro sul quale sono annotate le richieste di visione e copia degli atti.

8. Osservazioni sul progetto di piano possono essere inoltrate alla regione territorialmente competente entro i successivi quarantacinque giorni dalla scadenza del periodo di consultazione o essere direttamente annotate sul registro di cui al comma 7.

9. Entro trenta giorni dalla scadenza del termine indicato al comma 8, le regioni si esprimono sulle osservazioni di cui ai commi 4 ed 8 e formulano un parere sul progetto di piano.

10. Il comitato istituzionale, tenuto conto delle osservazioni e dei pareri di cui ai commi precedenti, adotta il piano di bacino.

11. I piani di bacino, approvati con le modalità di cui all'articolo 4, comma 1, lettera c), sono pubblicati nella Gazzetta Ufficiale e nei Bollettini Ufficiali delle regioni territorialmente competenti.

**Art. 19.** - I piani di bacino di rilievo interregionale.

1. Per la elaborazione ed adozione dei piani di bacino di rilievo interregionale si applicano le disposizioni di cui ai commi da 1 a 10 dell'articolo 18.

2. Le regioni, tenuto conto delle osservazioni formulate dal Comitato nazionale per la difesa del suolo, ai sensi della lettera c) del comma 7 dell'articolo 6, approvano, per le parti di rispettiva competenza territoriale, il piano del bacino e lo trasmettono entro i successivi sessanta giorni al Comitato nazionale per la difesa del suolo.

3. Nel caso di mancato adeguamento da parte delle regioni alle osservazioni formulate dal Comitato nazionale, il Consiglio dei ministri, su proposta del Ministro dei lavori pubblici, può adottare eventuali modifiche.

**Art. 20** - I piani di bacino di rilievo regionale.

*1. Con propri atti le regioni disciplinano e provvedono ad elaborare ed approvare i piani di bacino di rilievo regionale contestualmente coordinando i piani di cui alla legge 10 maggio 1976, n. 319. Ove risulti opportuno per esigenze di coordinamento, le regioni possono elaborare ed approvare un unico piano per più bacini regionali, rientranti nello stesso versante idrografico ed aventi caratteristiche di uniformità morfologica ed economico-produttiva [253/90].*

2. Qualora in un bacino di rilievo regionale siano compresi territori d'altra regione, il piano è elaborato dalla regione il cui territorio è maggiormente interessato e

all'approvazione provvedono le singole regioni, ciascuna per la parte di rispettiva competenza territoriale, secondo le disposizioni di cui al comma 1.

3. Il piano di bacino è trasmesso entro sessanta giorni dalla adozione al Comitato nazionale per la difesa del suolo ai fini della verifica del rispetto degli indirizzi e criteri di cui all'articolo 4.

*4. In caso di inerzia o di mancata intesa tra le regioni interessate, il Presidente del Consiglio dei Ministri, previa diffida ad adempiere entro trenta giorni, adotta, su proposta del Ministro dei lavori pubblici o del Ministro dell'ambiente, per le materie di rispettiva competenza, gli atti in via sostitutiva [253/90].*

### **Capo III - Gli interventi**

**Art. 21** - I programmi di intervento.

1. I piani di bacino sono attuati attraverso programmi triennali di intervento, redatti tenendo conto degli indirizzi e delle finalità dei piani medesimi.

2. I programmi triennali debbono destinare una quota non inferiore al 10 [493/93] per cento degli stanziamenti complessivamente a:

a) interventi di manutenzione ordinaria delle opere, degli impianti e dei beni, compresi mezzi, attrezzature e materiali dei cantieri-officina e dei magazzini idraulici;

b) svolgimento del servizio di polizia idraulica, di navigazione interna, di piena e di pronto intervento idraulico;

c) compilazione ed aggiornamento dei piani di bacino, svolgimento di studi, rilevazioni o altro nelle materie riguardanti la difesa del suolo, redazione dei progetti generali, degli studi di fattibilità, dei progetti di massima ed esecutivi di opere e degli studi di valutazione dell'impatto ambientale di quelle principali;

d) [abrogato da 493/93]

3. Le regioni, conseguito il parere favorevole del comitato di bacino di cui all'articolo 18, possono provvedere con propri stanziamenti alla realizzazione di opere e di interventi previsti dai piani di bacino di rilievo nazionale, con il controllo del predetto comitato.

4. Le province, i comuni, le comunità montane e gli altri enti pubblici, previa autorizzazione della regione o del comitato istituzionale interessati, possono concorrere con propri stanziamenti alla realizzazione di opere e interventi previsti dai piani di bacino.

**Art. 22** - Adozione dei programmi.

1. I programmi di intervento nei bacini di rilievo nazionale sono adottati dai competenti comitati istituzionali.

2. I programmi triennali di intervento relativi ai bacini di rilievo interregionale sono adottati d'intesa dalle regioni; in mancanza di intesa si applica il comma 4 dell'articolo 20.

3. Alla adozione dei programmi di interventi nei bacini di rilievo regionale provvedono le regioni competenti.

4. Entro il 31 dicembre del penultimo anno del programma triennale in corso, i programmi di intervento, adottati secondo le modalità di cui ai commi precedenti, sono trasmessi al Ministro dei lavori pubblici - presidente del Comitato nazionale per

la difesa del suolo, affinché entro il successivo 3 giugno, sulla base delle previsioni contenute nei programmi, e sentito il Comitato nazionale per la difesa del suolo, trasmetta al Ministro del tesoro l'indicazione del fabbisogno finanziario per il successivo triennio, ai fini della predisposizione del disegno di legge finanziaria.

5. La scadenza di ogni programma triennale è stabilita al 31 dicembre dell'ultimo anno del triennio e le somme autorizzate per l'attuazione del programma per la parte eventualmente non ancora impegnata alla predetta data sono destinate ad incrementare il fondo del programma triennale successivo per l'attuazione degli interventi previsti dal programma triennale in corso o dalla sua revisione.

6. L'approvazione del programma triennale produce gli effetti di cui all'articolo 81, D.P.R. 24 luglio 1977 n. 616 , con riferimento all'accertamento di conformità ed alle intese di cui al citato articolo 81.

*6-bis. Gli interventi previsti dai programmi triennali sono di norma attuati in forma integrata e coordinata dai soggetti competenti, in base ad accordi di programma ai sensi dell'art. 27 della L. 8 giugno 1990, n. 142 [493/93].*

**Art. 23** - Attuazione degli interventi.

1. Le funzioni di studio e di progettazione e tecnico-organizzative attribuite alle Autorità di bacino possono essere esercitate anche mediante affidamento di incarichi, deliberati dai rispettivi comitati istituzionali, ad istituzioni universitarie, liberi professionisti o organizzazioni tecnico-professionali specializzate.

2. L'aliquota per spese generali di cui all'articolo 2 della legge 24 giugno 1929, n. 1137 , e successive modificazioni e integrazioni, è stabilita a favore del concessionario nella misura massima del 10 per cento dell'importo dei lavori e delle espropriazioni e compensa ogni altro onere affrontato per la realizzazione delle opere dalla fase progettuale al collaudo ed accertamento dei terreni occupati.

*2-bis. Il Presidente del Consiglio dei Ministri, entro centoventi giorni dalla data di entrata in vigore della presente disposizione, su proposta del Ministro dei lavori pubblici e previa deliberazione del Consiglio dei Ministri, emana un decreto che disciplina la materia di cui al comma 2, tenendo conto delle caratteristiche dei lavori e delle categorie delle prestazioni professionali [253/90].*

3. Nell'ambito delle competenze attribuite dalla presente legge, il Ministro dei lavori pubblici e le regioni sono autorizzati ad assumere impegni di spesa fino all'intero ammontare degli stanziamenti assegnati per tutta la durata del programma triennale, purché i relativi pagamenti siano effettuati entro i limiti delle rispettive assegnazioni annuali.

4. L'esecuzione di opere di pronto intervento ai sensi del decreto legislativo 12 aprile 1948, n. 1010 , ratificato con legge 18 dicembre 1952, n. 3136, può avere carattere definitivo quando l'urgenza del caso lo richiede.

5. Tutti gli atti di concessione per l'attuazione di interventi ai sensi della presente legge sono soggetti a registrazione a tassa fissa.

#### **Capo IV - Le risorse**

**Art. 24** - Personale.

1. In relazione alle esigenze determinate dalla applicazione della presente legge, con la procedura di cui all'articolo 9, comma 9, ed entro gli stessi termini ivi previsti, si

procede alla rideterminazione delle dotazioni organiche del Ministero dei lavori pubblici.

2. L'onere derivante dal presente articolo è valutato in lire 10 miliardi per il 1989, 15 miliardi per il 1990, 25 miliardi per il 1991 e 40 miliardi per il 1992. Alla effettiva copertura delle dotazioni organiche in aumento si fa luogo alle scadenze stabilite con decreto del Ministro del tesoro, in conformità alle previsioni di spesa indicate nel presente comma.

#### **Art. 25 - Finanziamento.**

1. Gli interventi previsti dalla presente legge sono a totale carico dello Stato e si attuano mediante i programmi triennali di cui all'articolo 21.

2. *A decorrere dall'anno 1994, per le finalità di cui al comma 1, si provvede ai sensi dell'art. 11, comma 3, lettera d), della L. 5 agosto 1978, n. 468, come modificata dalla L. 23 agosto 1988, n. 362 [493/93].*

I predetti stanziamenti sono iscritti nello stato di previsione del Ministero del tesoro fino all'espletamento della procedura di ripartizione di cui ai commi 3 e 4 sulla cui base il Ministro del tesoro apporta, con proprio decreto, le occorrenti variazioni di bilancio.

3. Entro trenta giorni dalla data di entrata in vigore della legge indicata al comma 2 e sulla base degli stanziamenti ivi autorizzati, il Comitato dei ministri di cui all'articolo 4, sentito il Comitato nazionale per la difesa del suolo, predispose lo schema di programma nazionale di intervento per il triennio, articolato per bacini nazionali, interregionali e regionali, e la ripartizione degli stanziamenti tra le Amministrazioni dello Stato e delle regioni, tenendo conto delle priorità indicate nei singoli programmi ed assicurando, ove necessario, il coordinamento degli interventi. *A valere sullo stanziamento complessivo autorizzato, lo stesso Comitato dei Ministri, sentito il Consiglio nazionale per la difesa del suolo, propone l'ammontare di una quota di riserva da destinare al finanziamento dei programmi per l'adeguamento ed il potenziamento funzionale, tecnico e scientifico dei servizi tecnici nazionali. Per l'anno 1993 tale quota è stabilita in lire 10 miliardi da ripartire sugli appositi capitoli di spesa, anche di nuova istituzione, con decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri, di concerto con i Ministri del tesoro e dei lavori pubblici [493/93].*

4. *Entro i successivi trenta giorni, il programma nazionale di intervento, articolato per bacini, e la ripartizione degli stanziamenti ivi inclusa la quota di riserva a favore dei servizi tecnici nazionali [493/93] sono approvati dal Presidente del Consiglio dei ministri, ai sensi dell'articolo 4.*

5. Il Ministro dei lavori pubblici, entro trenta giorni dall'approvazione del programma triennale nazionale, su proposta del Comitato nazionale per la difesa del suolo, individua con proprio decreto le opere di competenza regionale che rivestono grande rilevanza tecnico-idraulica per la modifica del reticolo idrografico principale e del demanio idrico i cui progetti devono essere sottoposti al parere del Consiglio superiore dei lavori pubblici, da esprimere entro novanta giorni dalla richiesta.

### **TITOLO III - DISPOSIZIONI TRANSITORIE E FINALI**

**Art. 26 - Costituzione del Comitato nazionale per la difesa del suolo.**

1. Entro quarantacinque giorni dalla data di entrata in vigore della presente legge, è costituito il Comitato nazionale per la difesa del suolo. Entro lo stesso termine sono costituiti gli organi dell'Autorità di bacino di cui all'articolo 12 della presente legge.

**Art. 27** - Soppressione dell'ufficio speciale per il Reno.

*1. L'ufficio speciale del genio civile per il Reno con sede in Bologna è soppresso ed il relativo personale è trasferito al provveditorato alle opere pubbliche per l'Emilia-Romagna, cui sono altresì attribuite le competenze che residuano allo Stato [253/90].*

*2. Sino al conseguimento dell'intesa di cui all'articolo 15, e comunque non oltre un anno dalla data di entrata in vigore della presente disposizione, le funzioni demanate al soppresso ufficio sono esercitate dal provveditorato alle opere pubbliche per l'Emilia-Romagna [253/90].*

*3. Il personale in servizio presso l'ufficio del genio civile per il Reno, addetto a funzioni trasferite alla regione Emilia-Romagna, può chiedere, entro trenta giorni dal conseguimento dell'intesa di cui al comma 2, il trasferimento nei ruoli regionali, nel rispetto della posizione giuridica ed economica acquisita. La regione può procedere all'accoglimento delle relative domande nei limiti della propria dotazione organica [253/90].*

**Art. 28** - Personale regionale.

1. Possono essere distaccati presso i servizi per la segreteria del Comitato nazionale per la difesa del suolo e presso le segreterie tecnico-operative dei comitati tecnici di bacino dipendenti delle regioni e province autonome di Trento e Bolzano. Al trattamento economico del predetto personale provvedono le istituzioni di provenienza.

**Art. 29** - Rapporti al Parlamento.

1. Alla relazione sullo stato dell'ambiente di cui all'articolo 1, comma 6, della legge 8 luglio 1986, n. 349, è allegata la relazione sull'uso del suolo e sulle condizioni dell'assetto idrogeologico.

2. Alla relazione previsionale e programmatica è allegata la relazione sullo stato di attuazione dei programmi triennali di intervento per la difesa del suolo.

3. Agli effetti del comma 7 dell'articolo 2, L. 8 luglio 1986, n. 349, la presente legge definisce la riforma dell'amministrazione dei lavori pubblici nel settore della difesa del suolo e delle funzioni di cui agli articoli 90 e 91, D.P.R. 24 luglio 1977, n. 616, relativamente alla programmazione della destinazione delle risorse idriche.

**Art. 30** - Bacino regionale pilota.

1. Entro quarantacinque giorni dalla data di entrata in vigore della presente legge il Ministro dei lavori pubblici, d'intesa con il Ministro dell'ambiente, individua il bacino regionale in cui, per le particolari condizioni di dissesto idrogeologico, di rischio sismico e di inquinamento delle acque, procedere alla predisposizione del piano di bacino, come previsto dalla presente legge, già con riferimento agli interventi da effettuare nel triennio 1989-1991, sperimentando in tale sede la prima formulazione delle normative tecniche di cui all'articolo 2, dei metodi e dei criteri di cui all'articolo 17 e delle modalità di coordinamento con i piani di risanamento delle acque e di smaltimento dei rifiuti previsti dalle disposizioni vigenti. Limitatamente all'ambito territoriale del bacino predetto, è inoltre autorizzato il recepimento



anticipato, rispetto al restante territorio nazionale, delle direttive comunitarie rilevanti rispetto alle finalità della presente legge.

2. Il Comitato dei ministri di cui all'articolo 4 formula le opportune direttive per l'attuazione delle finalità di cui al comma 1, stabilendo tempi e modalità della sperimentazione, e costituisce uno speciale comitato di bacino composto pariteticamente da membri designati dalla regione e dai Ministri dell'ambiente, dei lavori pubblici, dell'agricoltura e delle foreste, per i beni culturali ed ambientali e per il coordinamento della protezione civile. Al termine della sperimentazione, il predetto comitato di bacino trasmette una relazione sull'attività, sui risultati e sulle indicazioni emerse al Comitato nazionale per la difesa del suolo ed al Comitato dei ministri di cui all'articolo 4.

3. Per il finanziamento degli studi, progetti ed opere necessari all'attuazione delle finalità di cui al comma 1 è autorizzata la spesa di lire 60 miliardi. La somma predetta, iscritta negli stati di previsione del Ministero del tesoro per il 1989, 1990 e 1991 in ragione di lire 20 miliardi annui, è ripartita dal Comitato dei ministri di cui all'articolo 4, sentita la regione interessata. Eventuali ulteriori fabbisogni possono essere indicati dalla regione competente su proposta del comitato di bacino di cui al comma 2 nello schema adottato in base alle disposizioni dell'articolo 31. *Lo speciale comitato di bacino previsto dall'art. 30, comma 2, della legge 18 maggio 1989, n. 183, ferma restando la composizione paritetica già fissata dalla stessa disposizione è costituito con Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri, su proposta del comitato di cui all'art. 4, comma 2, della medesima legge, entro trenta giorni dalla data di entrata in vigore della presente legge [253/90]. Al bacino sperimentale di cui all'art. 30 della legge 18 maggio 1989, n. 183, si applicano, per tutta la durata della sperimentazione, le disposizioni in materia di funzioni, di organi e di interventi relative ai bacini di cui all'art.12 della medesima legge. Il comitato istituzionale è integrato secondo la normativa regionale in materia.*

*Resta ferma la competenza della regione per quanto riguarda l'approvazione del piano di bacino [253/90].*

**Art. 31** - Schemi previsionali e programmatici.

1. Entro quarantacinque giorni dalla data di entrata in vigore della presente legge, con decreto del Presidente del Consiglio dei ministri, sono costituite le Autorità dei bacini di rilievo nazionale, che elaborano e adottano uno schema previsionale e programmatico ai fini della definizione delle linee fondamentali dell'assetto del territorio con riferimento alla difesa del suolo e della predisposizione dei piani di bacino, sulla base dei necessari atti di indirizzo e coordinamento.

2. Gli schemi debbono, tra l'altro, indicare:

a) gli adempimenti, e i relativi termini, necessari per la costituzione delle strutture tecnico-operative di bacino;

b) i fabbisogni cartografici e tecnici e gli studi preliminarmente indispensabili ai fini del comma 1;

c) gli interventi più urgenti per la salvaguardia del suolo, del territorio e degli abitati e la razionale utilizzazione delle acque, ai sensi della presente legge, dando priorità in base ai criteri integrati dell'incolumità delle popolazioni e del danno incombente nonché dell'organica sistemazione;

d) le modalità di attuazione e i tempi di realizzazione degli interventi;

e) i fabbisogni finanziari.

3. Agli stessi fini del comma 1, le regioni, delimitati provvisoriamente, ove necessario, gli ambiti territoriali adottano, ove occorra, d'intesa, schemi con pari indicazioni per i restanti bacini.

4. Gli schemi sono trasmessi entro centoventi giorni dalla data di entrata in vigore della presente legge al Comitato dei ministri di cui all'articolo 4 che, sentito il Comitato nazionale per la difesa del suolo, propone al Consiglio dei ministri la ripartizione dei fondi disponibili per il triennio 1989-1991, da adottare con decreto del Presidente del Consiglio dei ministri.

5. Per l'attuazione degli schemi di cui al presente articolo è autorizzata la spesa di lire 2.427 miliardi, di cui almeno il 50 per cento per i bacini del Po, dell'Arno, dell'Adige, del Tevere e del Volturno.

6. Per gli interventi urgenti della diga del Bilancino e dell'asta media del fiume Arno è concesso alla regione Toscana, a valere sulla quota riservata di cui al comma 5, un contributo straordinario, immediatamente erogabile, di lire 120 miliardi.

**Art. 32** - Competenze delle province autonome di Trento e di Bolzano.

1. Per le acque appartenenti al demanio idrico delle province autonome di Trento e di Bolzano, restano ferme le competenze in materia di utilizzazione delle acque pubbliche ed in materia di opere idrauliche previste dallo statuto speciale della Regione Trentino-Alto Adige e dalle relative norme di attuazione.

2. Per quanto attiene all'Autorità del bacino dell'Adige, i riferimenti della presente legge ai presidenti delle giunte regionali ed ai funzionari regionali si intendono effettuati, per quanto di competenza, ai presidenti delle giunte provinciali ed ai funzionari delle province interessate.

**Art. 33** - Copertura finanziaria.

1. All'onere derivante dall'attuazione dell'articolo 24, valutato in lire 10 miliardi per il 1989, in lire 15 miliardi per il 1990 ed in lire 25 miliardi per il 1991, si fa fronte mediante riduzione dello stanziamento iscritto al capitolo 6856 dello stato di previsione del Ministero del tesoro per il 1989, all'uopo parzialmente utilizzando l'accantonamento "Ristrutturazione dell'amministrazione finanziaria" e relative proiezioni per gli anni successivi.

2. Ai fini dell'attuazione dei restanti articoli della presente legge è autorizzata, nel triennio 1989-1991, la spesa complessiva di lire 2.487 miliardi, di cui lire 942 miliardi per il 1989, 545 miliardi per il 1990 e 1.000 miliardi per il 1991, al cui onere si provvede: quanto a lire 822 miliardi, mediante corrispondente riduzione dello stanziamento iscritto al capitolo 9001 dello stato di previsione del Ministero del tesoro per l'anno 1988, all'uopo utilizzando il residuo accantonamento "Difesa del suolo ivi comprese le opere necessarie alla sistemazione idrogeologica del fiume Arno"; quanto a lire 1615 miliardi, mediante corrispondente riduzione dello stanziamento iscritto al capitolo 9001 dello stato di previsione del Ministero del tesoro per l'anno 1989, all'uopo utilizzando l'accantonamento "Difesa del suolo ivi comprese le opere necessarie alla sistemazione idrogeologica del fiume Arno" e relative proiezioni per gli anni successivi; quanto a lire 50 miliardi mediante corrispondente riduzione dello stanziamento iscritto al capitolo 9001 dello stato di previsione del Ministero del tesoro per l'anno 1989, all'uopo utilizzando l'accantonamento "Programma di salvaguardia ambientale ivi compreso il risanamento del mare Adriatico. Norme generali sui parchi nazionali e le altre riserve

naturali. Progetti per i bacini idrografici interregionali e per il bacino dell'Arno", e relativa proiezione per l'anno successivo, in ragione di lire 25 miliardi per l'anno 1989 e di lire 25 miliardi per l'anno 1990.

3. Il Ministro del tesoro è autorizzato ad apportare, con propri decreti, le occorrenti variazioni di bilancio.

**Art. 34** – Consorzi idraulici.

1. Sono soppressi i consorzi idraulici di terza categoria ed abrogate le disposizioni di cui al regio decreto 25 luglio 1904, n. 523, relative alla costituzione degli stessi.

2. Il Governo, entro sei mesi dall'entrata in vigore della presente legge, è delegato ad emanare norme aventi valore di legge dirette a disciplinare il trasferimento allo Stato ed alle regioni, nell'ambito delle relative competenze funzionali operative e territoriali, delle funzioni esercitate dai predetti consorzi nonché a trasferire i rispettivi uffici e beni. Contestualmente si provvede al trasferimento allo Stato ed alle regioni del personale in ruolo al 31 dicembre 1988 dei consorzi soppressi nel rispetto della posizione giuridica ed economica acquisita.

**Art. 35** – Organizzazione dei servizi idrici pubblici.

1. Nei piani di bacino, in relazione a quanto previsto all'articolo 17, comma 3, lettera e), e compatibilmente con gli altri interventi programmati dal Ministero dei lavori pubblici con il piano nazionale degli acquedotti, possono essere individuati ambiti territoriali ottimali per la gestione mediante consorzio obbligatorio dei servizi pubblici di acquedotto, fognatura, collettamento e depurazione delle acque usate. *[La materia è disciplinata dalla legge 5 gennaio 1994 n. 36 "Disposizioni in materia di risorse idriche"]*

– **DECRETO MINISTERO LAVORI PUBBLICI 24 marzo 1982 "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento "**

Art. 1.

E' approvato il testo delle norme tecniche riguardanti la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento.

Art. 2.

Ai sensi dell'art. 32 della legge 2-2-1974, n. 64, dette norme entreranno in vigore trenta giorni dopo la pubblicazione del presente decreto nella Gazzetta Ufficiale della Repubblica italiana.

Art. 3.

La nuova normativa sostituisce il testo delle "Norme per il calcolo e la costruzione dei diversi tipi di sbarramento" di cui alla seconda parte del "Regolamento per la compilazione dei progetti, la costruzione e l'esercizio degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)" approvato con decreto del Presidente della Repubblica 1-11-1959, n. 1363.

CARATTERISTICHE GENERALI STRUTTURALI E COSTRUTTIVE - VERIFICHE DI SICUREZZA

A. CLASSIFICAZIONI E DEFINIZIONI

A. 1. - CLASSIFICAZIONE

Agli effetti delle norme che seguono, gli sbarramenti sono classificati nei tipi seguenti:

A) Dighe murarie:

- a) a gravità;
  - 1) ordinarie;
  - 2) a speroni, a vani interni;
- b) a volta;
  - 1) ad arco;
  - 2) ad arco - gravità;
  - 3) a cupola;
- c) a volte o solette, sostenute da contrafforti.

B) Dighe di materiali sciolti;

- a) di terra omogenee;
- b) di terra e/o pietrame, zonate, con nucleo di terra per la tenuta;
- c) di terra permeabile o pietrame, con manto o diaframma di tenuta di materiali artificiali;

C) Sbarramenti di tipo vario;

D) Traverse fluviali.

A. 2. - DEFINIZIONI

ALTEZZA DELLA DIGA: è il dislivello tra la quota del piano di coronamento (esclusi parapetti ed eventuali muri frangionde) e quella del punto più basso della superficie di fondazione (escluse eventuali sottostrutture di tenuta).

QUOTA DI MASSIMO INVASO: è la quota massima a cui può giungere il livello dell'acqua dell'invaso ove si verifichi il più gravoso evento di piena previsto, escluso la sopraelevazione da moto ondoso.

QUOTA MASSIMA DI REGOLAZIONE: è la quota del livello d'acqua al quale ha inizio, automaticamente, lo sfioro dagli appositi dispositivi.

ALTEZZA DI MASSIMA RITENUTA: è il dislivello tra la quota di massimo invaso e quella del punto più depresso dell'alveo naturale in corrispondenza del paramento di monte.

FRANCO: è il dislivello tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso.

FRANCO NETTO: è il dislivello tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso aggiunta a questa la semiampiezza della massima onda e prevedibile nel serbatoio.

VOLUME TOTALE DI INVASO: è la capacità del serbatoio compresa tra la quota di massimo invaso e la quota minima di fondazione; per le traverse fluviali è il volume compreso tra il profilo di rigurgito più elevato indotto dalla traversa ed il profilo di magra del corso d'acqua sbarrato.

VOLUME UTILE DI REGOLAZIONE: è il volume compreso fra la quota massima di regolazione e la quota minima del livello d'acqua alla quale può essere derivata, per la utilizzazione prevista, l'acqua invasata.

VOLUME DI LAMINAZIONE: è il volume compreso fra la quota di massimo invaso e la quota massima di regolazione, ovvero, per i serbatoi specifici per laminazione delle piene, tra la quota di massimo invaso e la quota della soglia inferiore dei dispositivi di scarico.

## B. NORME GENERALI

### B. 1. - AMPIEZZA MASSIMA DELLE ONDE NEL SERBATOIO

Al fine della determinazione del franco netto in cui in A.2. possono essere assunti in mancanza di più precise indagini, i valori seguenti delle ampiezze massime delle onde nel serbatoio, in m, inteso con  $F$  la lunghezza massima del fetch, in km, a fronte della diga e con  $V$  la massima delle velocità medie del vento, in km per ora.

$F =$	1	2	4	6	8	10	11
$V = 100$	1,09	1,51	2,09	2,52	2,89	3,21	3,88
$V = 80$	0,86	1,19	1,65	1,99	2,28	2,53	3,07
$V = 60$ (o minore)	0,63	0,88	1,21	1,47	1,68	1,87	2,26

Per i valori di  $F$  e  $V$  intermedi fra i precedenti le ampiezze predette sono determinabili per interpolazione

### B. 2. - TERRENI DI FONDAZIONE

In sede di progetto esecutivo saranno individuati i dettagli litostratigrafici e strutturali delle formazioni presenti nel corpo di fondazione; ove la zona di imposta interessi più di una unità litostratigrafica, le indagini riguarderanno tutte le unità litostratigrafiche interessate ed il tipo di contatto tra esse.

Saranno inoltre determinate le proprietà meccaniche, con particolare riguardo alla resistenza e deformabilità, e la permeabilità dei terreni, sia sciolti che lapidei, almeno fino alla profondità a cui potrà risultare apprezzabile l'influenza dei carichi esercitati dallo sbarramento e delle azioni esercitate dall'acqua del serbatoio; saranno inoltre determinate le caratteristiche della circolazione idrica sotterranea.

L'area oggetto delle suddette indagini verrà estesa convenientemente a monte, a valle e, nei riguardi della stabilità dei versanti, al disopra delle imposte della diga e relative opere ausiliarie.

Le caratteristiche di cui sopra sono da determinare con analisi, prove, accertamenti di laboratorio ed in sito. In ogni caso le indagini in sito e quelle di laboratorio dovranno opportunamente integrarsi ed i loro risultati, riassunti ed analizzati in apposita relazione, dovranno essere correlati tra loro.

La documentazione delle indagini geognostiche in sito (risultati dei sondaggi, cunicoli, trincee, pozzi e dispositivi di osservazione) dovrà essere completa in ogni sua parte e firmata dall'estensore della relazione stessa.

Nel caso in cui siano previsti trattamenti o interventi particolari per sopperire a difetti locali ovvero per migliorare le caratteristiche generali dei terreni e, in particolare, per ridurre la permeabilità, dovranno essere svolte prove in sito allo scopo di verificare la possibilità di esecuzione dei trattamenti stessi e la loro efficacia.

Durante gli scavi che precedono la costruzione della diga verrà eseguito l'accertamento continuo relativamente alla rispondenza delle caratteristiche della roccia alle previsioni del progetto esecutivo.

Per le opere da costruire in aree che non appartengono alle zone comprese negli elenchi di cui all'art. 3, secondo comma, punti a) e c) della legge 2-2-1974, n. 64, dovrà essere condotto uno studio geotettonico e macrosismico ai fini dell'eventuale equiparazione a zone classificate e quindi all'applicazione delle norme relative.

Nelle zone da ritenere soggette a sismi, è da escludere la costruzione di dighe murarie se la fondazione non ha caratteristiche meccaniche notevolmente uniformi e se le discontinuità strutturali hanno origine da faglie in presumibile stato di attività.

Nelle zone predette, è ancora da escludere la eseguibilità di opere anche di materiali sciolti se nelle fondazioni sono presenti sabbie fluidificabili o argille sensibili. La presenza di terreni altamente costipabili richiede la valutazione degli effetti, in caso di sisma, sulla struttura.

E' in ogni caso da escludere l'eseguibilità di dighe di qualsiasi tipo se sulle spalle della sezione di sbarramento, anche al disopra del livello massimo di invaso, esistono condizioni di prevedibile pericolo di frane in condizioni normali o in conseguenza di sismi.

### B.3. - VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza dovranno essere eseguite in ordine alle azioni di peso proprio della struttura e di spinta dell'acqua per livello del serbatoio alla quota di massimo invaso, nonché di sottopressioni, di coazioni termiche e da ritiro quali in seguito specificate per le diverse specie di strutture.

Le verifiche stesse sono da estendere di norma alla fondazione, tenuto conto dei provvedimenti eventualmente previsti per migliorarne le caratteristiche meccaniche e di tenuta.

### B.4. - AZIONI SISMICHE

Nelle verifiche di sicurezza delle dighe da costruire nelle zone dichiarate sismiche ai sensi del secondo comma dell'art. 3 della legge 2-2-1974, n. 64, ed in quelle ad esse assimilate a norma dell'ottavo comma dell'art. B-2 delle presenti norme, le azioni inerziali della massa strutturale e dell'acqua verranno assunte con le regole seguenti salvo quant'altro specificato ai punti C-4 b) e H-6.

#### a) AZIONI INERZIALI DELLA MASSA STRUTTURALI

Le azioni inerziali della massa strutturale sono costituite convenzionalmente dalle seguenti forze unitarie di volume:

- 1) orizzontali, parallele al piano della sezione maestra della diga, di valore

$$F_h = CW$$

ove:

$C$  = ( $S$  meno 2) diviso 100 è il coefficiente di intensità sismica;  
 $S$  è il grado di sismicità ( $S \geq 2$ ) come definito nel decreto ministeriale 3-3-1975 relativo alle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche;

$W$  è il peso unitario di volume del materiale;

- 2) orizzontali, di intensità uguale alle precedenti, ma ad esse perpendicolari;
- 3) verticali, di intensità.

$$F_v = mCW$$

dove il coefficiente  $m$  è da assumere non inferiore a 0,5

#### b) AZIONI INERZIALI DELL'ACQUA INVASATA

Le azioni di inerzia dell'acqua, i cui effetti sono da aggiungere a quelli di inerzia della massa muraria, saranno assimilate ad una distribuzione continua di pressione normali al paramento di monte di intensità.

$$p = C \gamma c \gamma_0,$$

ove:  $C$  è il coefficiente di intensità sismica nella misura prevista dalle norme sopra citate;  $\gamma$  il peso per unità di volume dell'acqua;  $\gamma_0$  la differenza fra la quota massima di invaso come in appresso specificata e la quota del punto più depresso dell'alveo naturale in corrispondenza del paramento (\*) di monte della struttura;  $c$  è la funzione

$$c = C_m/2 \left[ \gamma/\gamma_0 (2 - \gamma/\gamma_0) + \sqrt{\gamma/\gamma_0 (2 - \gamma/\gamma_0)} \right] (*)$$

in cui  $y$  è la differenza fra la quota massima di invaso e la quota del punto generico del paramento a cui è associata la pressione  $p$  sopra indicata e  $C_m$  è un coefficiente dipendente dall'angolo  $\alpha$  di inclinazione del paramento rispetto alla verticale, a cui sono da attribuire i seguenti valori (da interpolare per valori dell'angolo non compresi nella tabella):

(\*) Rettifica apportata con avviso Ministero LL.PP. (G.U. 12-4-1983, n. 99).

$\alpha = 0$	$5^\circ$	$10^\circ$	$20^\circ$	$40^\circ$	$60^\circ$ ed oltre
$C_m = 0,74$	0,70	0,67	0,60	0,45	0,30

Se il paramento di monte ha inclinazione non costante è da assumere per  $C_m$  il valore medio pesato in base all'estensione dei singoli tratti di diversa inclinazione fra i valori sopra indicati con riferimento alla sezione maestra; per le eventuali zone con inclinazione negativa (a strapiombo) verrà assunto per  $C_m$  il valore 0,74.

#### c) QUOTA MASSIMA DI INVASO DA CONSIDERARE

Agli effetti delle verifiche relative alle azioni ordinarie e sismiche concomitanti si intende per quota massima di invaso:

- 1) se gli sfioratori superficiali sono in tutto muniti di paratoie, qualunque sia il loro tipo, la quota di massimo invaso;
- 2) se gli sfioratori superficiali sono in parte a soglia libera ed in parte muniti di paratoie, la quota che verrebbe raggiunta dal livello dell'acqua, a paratoie chiuse, per l'evacuazione sulla soglia libera di una portata metà della massima prevista;
- 3) se gli sfioratori sono in tutto a soglia libera, la quota corrispondente alla evacuazione come in 2).

Se il serbatoio è dotato di scarichi di fondo in grado di erogare, con battente non superiore ad un terzo del dislivello fra la quota della loro bocca e la quota di massimo invaso, portate fino alla metà della massima prevista per gli sfioratori superficiali, è ammesso che nelle verifiche di sicurezza per la condizione a vuoto i coefficienti di intensità sismica siano ridotti a metà di quelli sopra indicati.

### B.5. - CONTROLLI DEL COMPORTAMENTO DELL'OPERA - OSSERVAZIONI E MISURE

I progetti esecutivi degli sbarramenti comprenderanno anche un piano generale degli apparecchi e dispositivi di controllo del comportamento dell'opera, da installare nella struttura e nella fondazione.

Sono di norma da prevedere le osservazioni e misure: degli elementi meteorologici; dei livelli nel serbatoio e nelle eventuali falde a valle; delle perdite d'acqua dalla struttura e dal suo contorno; delle temperature esterne ed interne; delle sottopressioni e pressioni interstiziali; delle deformazioni e degli spostamenti della struttura e del terreno di appoggio sottostante e circostante; dei fenomeni sismici relativamente alle dighe ubicate in zone da ritenere soggette a sismi.

In linea generale sono da preferire apparecchi registratori, eventualmente con trasmissione dei dati a distanza; registratori saranno in ogni caso quelli di misura dei livelli nel serbatoio e dei fenomeni sismici.

Il piano di cui al primo comma dovrà anche indicare la frequenza con cui si intende eseguire ciascuna specie di osservazione nei diversi periodi seguenti: durante la costruzione; durante il primo invaso; nei primi tre anni di regolare esercizio; negli anni successivi.

### C. DIGHE MURARIE IN GENERALE

#### C.1. - FONDAZIONE

L'andamento generale della superficie finale di fondazione non dovrà avere inclinazioni che non garantiscano la sicura stabilità dell'opera e dovrà mancare di gradini, risalti e cambiamenti bruschi di pendenza in qualsiasi direzione.

Le operazioni di scavo saranno da condurre con tutti gli accorgimenti affinché la superficie finale risulti fresca e non sconnessa dalle operazioni stesse.

Prima di iniziare il getto del calcestruzzo dovrà essere controllato, zona per zona, che la superficie di fondazione non abbia subito alterazioni. Essa verrà ripulita con getti di acqua ed aria in pressione ed i detriti verranno accuratamente asportati.

Nelle roccia di fondazione sarà realizzato uno schermo di impermeabilità con iniezioni di cemento o di altre idonee sostanze. Con adeguati provvedimenti di sicura efficacia, accuratamente studiati, potranno essere migliorate le caratteristiche meccaniche della roccia nel campo in cui l'opera determina sensibili tensioni.

Iniezioni cementizie sono da eseguire lungo il piede del paramento di monte ai fini della tenuta fra roccia e struttura muraria.

### *C.2. - CEMENTO - CALCESTRUZZO*

Per la confezione del calcestruzzo verrà impiegato cemento della composizione più opportuna sia per la resistenza meccanica a lunga maturazione, sia per lo sviluppo del calore di idratazione, per il ritiro e per la resistenza chimica. Preliminarmente e nel corso dei lavori il cemento verrà sottoposto a sistematiche prove di controllo di tutte le sue caratteristiche.

Gli aggregati non dovranno essere gelivi e/o friabili; dovranno essere esenti da sostanze organiche ed inorganiche nocive alle caratteristiche del calcestruzzo. Essi verranno divisi in almeno quattro classi granulometriche, e, di norma, lavati.

L'assortimento granulometrico e la dimensione massima degli aggregati, la dose di cemento, il rapporto acqua-cemento, la specie e la dose di eventuali additivi, il procedimento di confezione, di trasporto, di posa in opera e di costipazione del calcestruzzo dovranno essere tali da conferire a questo i migliori requisiti di omogeneità, compattezza, impermeabilità, resistenza meccanica e durabilità, con particolare riferimento all'azione del gelo, all'azione chimica dell'acqua di invaso ed alle condizioni ambientali atmosferiche.

In sede di progettazione esecutiva della diga verranno eseguiti, presso un laboratorio specializzato, studi sperimentali preliminari circa la composizione del calcestruzzo, con gli aggregati ed il cemento dei quali si prevede l'impiego; essi dovranno indicare la composizione da adottare nella costruzione dell'opera per ottenere le migliori caratteristiche generali relative al particolare impiego; gli studi stessi dovranno inoltre determinare la correlazione fra le resistenze, sia a compressione che a trazione (da prova indiretta o brasiliana) a 7 giorni, a 28 giorni ed a 90 giorni di maturazione.

### *C.3. - GETTI E CONTROLLI DEL CALCESTRUZZO*

I getti dovranno susseguirsi in successione verticale con la maggiore possibile continuità.

Sospensioni protratte oltre l'inizio dell'indurimento del calcestruzzo richiedono che le superfici di ripresa siano accuratamente preparate con scarnitura, ravvivamento e perfetta pulitura.

Nelle riprese di eventuali sospensioni a lungo termine sono da adottare provvedimenti per assicurare la tenuta e/o il drenaggio in prossimità del parametro di monte, nonché la migliore possibile continuità delle caratteristiche meccaniche della struttura su tutta la superficie di ripresa.

Durante l'esecuzione dell'opera verranno sistematicamente controllate le caratteristiche del calcestruzzo impiegato prelevando campioni dai getti e sottoponendoli a prove nel laboratorio di cantiere. I risultati verranno elaborati e riassunti con criteri statistici.

Nel primo periodo dei getti la frequenza dei prelievi per le prove di compressione sarà di almeno un prelievo per ogni 500 mc di impasto e, comunque, non inferiore ad un prelievo per ogni giorno di lavoro fino a raggiungere il numero di trenta prelievi. Successivamente la frequenza di questi potrà essere ridotta ma, in ogni caso, non al di sotto di un prelievo ogni 3000 mc di impasto oppure ad un prelievo ogni tre giorni di getto.

Con ciascun prelievo verranno confezionati quattro provini per prove a sette giorni di stagionatura, quattro provini per prove a ventotto giorni e quattro provini per prova a novanta giorni. Con i relativi risultati verranno determinate le resistenze caratteristiche, secondo le disposizioni di cui alla legge 5-11-1971, n. 1086, e successive norme tecniche relative alle opere di conglomerato cementizio.

Nel corso d'esecuzione dell'opera la resistenza caratteristica a compressione a novanta giorni potrà essere anticipatamente prevista sulla base dei risultati delle prove a ventotto giorni e della correlazione fra le resistenze caratteristiche alle due maturazioni, determinata con le prove preliminari di cui al quarto comma dell'articolo precedente.

Essa, salvo il controllo con i risultati delle prove effettuate a novanta giorni, dovrà risultare costantemente non inferiore a quattro volte la tensione principale massima a compressione nella struttura quale determinata nell'analisi statica.

Per il controllo a breve termine del corretto funzionamento degli impianti di confezione del calcestruzzo e per i tempestivi eventuali interventi correttivi, verranno eseguite prove di tipo speditivo; prelevati giornalmente dei campioni del calcestruzzo, verranno da essi eliminati, mediante vagliatura, gli elementi degli aggregati di dimensioni maggiori (di norma superiori a 30-50 mm); con il passante saranno



confezionati provini di dimensioni adeguate (100+150 mm) che saranno poi sottoposti a prove di compressione a brevi stagionature.

#### C.4. - AZIONI AGENTI SULLA STRUTTURA

Le verifiche di sicurezza a serbatoio pieno dovranno porre a base, oltre che le pressioni sul paramento di monte correlate al livello di superficie dell'acqua alla quota di massimo invaso, quanto segue:

##### a) SPINTA DEL GHIACCIO

Per le dighe situate in zone in cui è prevedibile la formazione sulla superficie del serbatoio di un campo continuo di ghiaccio con spessore superiore a 20 cm, verrà anche considerata la spinta dovuta al ghiaccio, concomitante con le pressioni idrostatiche relative alla quota massima di regolazione.

La spinta del ghiaccio verrà considerata orizzontale, corrispondente alla pressione di 150 kPa (1,52/kgf/cmq circa) con riferimento alla proiezione verticale della superficie di contatto fra ghiaccio e paramento della diga.

##### b) AZIONI SISMICHE

Per le dighe murarie del tipo A-b) e per le volte delle dighe del tipo A-c) ubicate in zone ritenute soggette a sismi, le forze  $F_h$  ed  $F_v$  di cui all'art. B-4 a) sono da moltiplicare per due.

Per le dighe del tipo A-a-2) e per i contrafforti delle dighe del tipo A-c) analogamente ubicate, sono da moltiplicare per due solo le forze orizzontali dirette perpendicolarmente al piano medio dello sperone o contrafforte.

Qualora le azioni inerziali della massa muraria vengano ricavate da una analisi dinamica basata su terremoti di progetto che tengono conto delle caratteristiche sismotettoniche del sito, le componenti orizzontali dei terremoti di progetto dovranno avere spettri di risposta, in termini di accelerazione, tali che l'area compresa fra la curva con smorzamento 5% l'asse delle ascisse  $T_0$  e le ordinate per  $T_0 = 0$  e  $T_0 = 0,8$  sec., sia maggiore o uguale alla analoga area corrispondente allo spettro di risposta di cui al punto B 6 del decreto ministeriale del 3-3-1975, moltiplicata per due nei casi previsti nei due commi precedenti. La componente verticale di ciascun terremoto avrà spettro di risposta tale per cui l'area definita come sopra sia la metà di quella corrispondente alle componenti orizzontali.

Le tre componenti di eccitazione devono essere considerate contemporanee.

Qualora si segua la tecnica della analisi modale a partire da uno spettro di risposta, la sovrapposizione dei contributi modalali dovuti alla tre componenti si esegue come qui di seguito precisato.

Sia  $Z_k$ , il contributo del modo  $i$ , per la componente  $K$  ad un effetto  $Z$  del sisma (componente di tensione o di deformazione o di spostamento). Il contributo complessivo  $Z_k$  per la componente  $K$  è dato da:

$$Z^k = \sqrt{\sum_i (Z^k_i)^2}$$

Il valore totale  $Z$  dell'effetto considerato è dato da:

$$Z^k = \sqrt{\sum_{k=1,3} (Z^k)^2}$$

Nelle opere la cui sicurezza può essere compromessa da una eccessiva ampiezza degli spostamenti dinamici dovuti al sisma (in particolare per dighe del tipo A-c), le verifiche degli effetti degli spostamenti dovranno essere condotte tenendo presente che gli spostamenti stessi, in occasione dei terremoti violenti, sono maggiori di quelli che si ricavano dal calcolo convenzionale elastico prima descritto.

In assenza di giustificazioni basate su più precise analisi, si terrà conto di spostamenti di valore doppio di quelli ora detti.

##### c) SOTTOSPINTENELLE VERIFICHE ALLO SCORRIMENTO

Nelle dighe dei tipi A a) ed A-c) è da porre in conto, al fine della verifica di stabilità allo scorrimento, anche una sottospinta agente nelle sezioni di fondazione e di ripresa dei getti, intesa come risultante delle pressioni idriche agenti sulle sezioni stesse, la cui distribuzione convenzionale è indicata nel seguito.

#### C.5. - PROVE SU MODELLO

A complemento delle verifiche di sicurezza saranno sempre utili prove statiche, e se del caso, dinamiche, su modello. Esse sono di norma necessarie per strutture di particolare importanza, specie se ubicate in zone ritenute soggette a sismi.

Prove idrauliche su modello circa le forme e l'efficienza delle opere di scarico di fondo e di superficie nonché sui relativi dispositivi di dissipazione di energia sono di norma necessarie.

#### C.6. - *DISPOSIZIONI PARTICOLARI STRUTTURALI E COSTRUTTIVE*

##### a) FRANCO E CORONAMENTO

Il franco netto non deve essere inferiore ad un metro.

La larghezza del coronamento dovrà essere tale da consentire la transitabilità con mezzi adeguati, anche meccanici, per la sorveglianza e la manutenzione dell'opera.

Il profilo di sommità e del paramento di valle delle dighe trascinabili deve essere prescelto così che la vena sfiorante vi aderisca, senza depressioni, su tutta l'altezza, ovvero che se ne distacchi subito dopo la soglia sommitale, provvedendo in questo caso, con adeguati dispositivi, alla aereazione al di sotto. In ogni caso sono da studiare, di norma con l'ausilio di modelli, le disposizioni protettive dalle erosioni alla base della struttura.

##### b) CUNICOLI D'ISPEZIONE E DRENAGGI.

Entro la struttura, in prossimità del piede del paramento di monte e lungo l'intero sviluppo di esso, è da disporre, quando e dove lo spessore, anche agli effetti statici, lo consente, un cunicolo praticabile, al quale faranno capo le estremità superiori delle perforazioni drenanti nella roccia e le estremità inferiori delle canne drenanti disposte nel corpo della struttura.

Sono da prevedere dispositivi per la misura delle portate delle permeazioni raccolte dalle perforazioni e canne predette e per la misura delle pressioni nelle perforazioni.

In quanto possibile il cunicolo avrà dimensioni che consentano l'esecuzione di successive perforazioni ed iniezioni.

#### D. DIGHE A GRAVITA' ORDINARIE

##### D.1. - *CARATTERISTICHE. VERIFICHE DI SICUREZZA*

Si intendono a gravità ordinarie le strutture ad asse planimetrico rettilineo o a debole curvatura, con profilo trasversale fondamentale triangolare e sezioni orizzontali piene, divise in conci da giunti permanenti, secondo piani verticali normali al loro asse, posti a distanze reciproche sufficienti a prevenire fessurazioni da cause termiche o da ritiro.

Per esse le verifiche di sicurezza sono da eseguire per la sezione di fondazione alla quota più bassa e per le sezioni a varie quote nella struttura, ponendo in conto i seguenti fattori: peso proprio, spinta idrostatica, sottospinta e, se del caso, spinta del ghiaccio e azioni sismiche.

##### a) VERIFICHE DI STABILITA' ALLO SCORRIMENTO

Quando la diga è munita di canne e fori drenanti, nel corpo ed entro la fondazione, a distanza tra loro non superiore a m 2,50 il diametro dei quali non sia inferiore a 200 mm in fondazione e 120 mm nel corpo, le sottopressioni determinanti la sottospinta verranno assunte linearmente decrescenti in direzione monte-valle, da un valore pari alla massima pressione idrostatica di invaso in corrispondenza del paramento di monte, alla pressione idrostatica massima che si può verificare lungo la linea dei drenaggi tenuto conto della quota di libero efflusso di essi, indi al valore dalla massima pressione idrostatica che può verificarsi in corrispondenza del paramento di valle.

La pressione massima lungo la linea dei drenaggi è comunque da assumere non inferiore alla pressione idrostatica di valle aumentata di 0,35 volte la differenza tra la pressione idrostatica di monte e quella di valle.

Quando i drenaggi non soddisfano alle condizioni sopra indicate le sottopressioni verranno assunte variabili linearmente su tutto lo spessore della struttura fra i valori estremi sopra indicati.

Il rapporto fra la somma delle componenti parallele alla superficie di fondazione ed alle superfici di ripresa dei getti delle forze sopra specificate e la somma delle componenti normali non deve superare 0,75. Tale limite è elevato a 0,80 per le sezioni comprese fra il coronamento e 15 metri al disotto di esso se il supero di 0,75 deriva solo dalle azioni sismiche.

Agli effetti della verifica precedente non è ammessa, ai fini del calcolo, una pendenza delle superfici predette maggiore di 0,05.

Per le sezioni di fondazione il limite 0,75 è da ridurre convenientemente, quando le caratteristiche della roccia risultano sfavorevoli alla sicurezza allo scorrimento.

## b) VERIFICA DI RESISTENZA

La verifica di resistenza è da condurre per le seguenti condizioni di carico:

- a serbatoio vuoto: per le azioni di peso proprio ed eventualmente sismiche;
- a serbatoio pieno: per le azioni di peso proprio, di pressioni idrostatiche sul paramento di monte, di spinta del ghiaccio ed eventualmente sismiche.

Dovranno risultare ai lembi di tutte le sezioni orizzontali:

- tensioni principali di compressione non superiori al carico di sicurezza del materiale determinato in base alla resistenza caratteristica come indicato in C-3 (sesto comma);
- tensioni principali di trazione non superiori a 300 kPa (3 kgf/cmq circa).

Sono peraltro accettabili tensioni principali di trazione fino al limite di 500 kPa (5kgf/cmq circa) se il supero di 300 kPa è indotto unicamente dalle azioni sismiche.

## E. DIGHE A SPERONI E A VANI INTERNI

### E.1. - CARATTERISTICHE GENERALI E VERIFICHE DI SICUREZZA

Si intendono a speroni e a vani interni le strutture costituite da una successione di elementi indipendenti (speroni) con profilo fondamentale triangolare, a reciproco contatto lungo il paramento di monte ed, eventualmente, anche in tutto o in parte lungo quello di valle e con superfici laterali distanziate nel tratto intermedio; gli elementi possono essere pieni o cavi nel tratto mediano delle sezioni orizzontali.

Se il valore del rapporto fra l'interasse di due elementi affiancati e lo spessore minimo di essi o la somma degli spessori minimi se trattasi di elementi cavi, è compresa fra due e quattro per almeno 2/3 dell'altezza dell'elemento, le verifiche di sicurezza sono da condurre secondo le indicazioni in D-1 relative alle dighe a gravità ordinaria, salvo che le sottopressioni si riterranno agenti soltanto sotto la testa di monte dell'elemento con riduzione a zero sul contorno di valle di essa.

Se il rapporto predetto è minore di due vagono integralmente le norme per le dighe a gravità ordinaria: se è superiore a quattro la struttura è da considerarsi speciale.

### E.2. - CARATTERISTICHE PARTICOLARI DI FORMA. GIUNTI PERMANENTI. ZOCCOLO. SUPERFICI DI FONDAZIONE

Le parti di diverso spessore di uno stesso elemento saranno raccordate con adeguata gradualità.

Nei casi di notevole disuniformità delle caratteristiche meccaniche della roccia di fondazione ed in particolare di notevole differenza delle caratteristiche stesse sull'area di base di singoli elementi, ciascuno di questi dovrà poggiare su di uno zoccolo ampiamente armato, all'elemento stesso raccordato, di larghezza alla base, in direzione trasversale, convenientemente maggiore di quelle del gambo (o dei gambi) dell'elemento.

Gli zoccoli, a contatto fra loro agli estremi di monte e di valle, saranno ivi divisi l'uno dall'altro da giunti permanenti; centralmente essi saranno ampiamente distaccati, lasciando libero un ampio vano atto a consentire la dissipazione di sottopressioni, fermo restando che queste dovranno essere valutate con la regola precisata in E-1. Analogo vano dello zoccolo è necessario in corrispondenza del vano interno degli elementi cavi.

Ove non siano realizzate queste condizioni, valgono per la determinazione della sottospinta le norme indicate per le dighe a gravità ordinarie.

E' opportuno che zoccolo ed elemento siano divisi l'uno dall'altro da un giunto permanente conformato secondo una superficie con generatrici orizzontali in direzione trasversale, con direttrice lievemente risaliente da monte a valle.

La superficie di fondazione, o diretta dei singoli elementi, ovvero degli zoccoli, dovrà avere risalianza, ancorché modesta, da monte a valle. La fondazione diretta dei gambi dovrà essere pressoché orizzontale nella direzione trasversale su tutta la larghezza del gambo.

Sono da evitare gli elementi cavi aventi notevole dislivello fra le superfici di appoggio dei due gambi. Sono in ogni caso da adottare disposizioni strutturali atte a prevenire pericolo di fessurazioni da tensioni secondarie conseguenti al dislivello predetto.

## F. DIGHE A VOLTA

### F.1. - CARATTERISTICHE GENERALI E TIPI PARTICOLARI

Si intendono per dighe a volte le strutture monolitiche o a giunti bloccati fra conci, con sezioni orizzontali decisamente arcuate e impostate contro roccia, direttamente o attraverso una struttura intermedia di ripartizione (pulvino).

I giunti fra i conci in cui per ragioni costruttive le strutture potranno essere divise sono da bloccare solo dopo trascorso un tempo sufficiente a consentire liberamente la maggior parte delle deformazioni derivanti dal raffreddamento del calcestruzzo e dal ritiro proprio del cemento.

Si distinguono convenzionalmente, ai fini dell'analisi statica, in:

a) dighe ad arco, quando la forma ed i rapporti di dimensione sono tali che la resistenza alla spinta dell'acqua ed eventualmente del ghiaccio ed alle azioni sismiche è sopportata in grande prevalenza per effetto della curvatura longitudinale (arco);

b) dighe ad arco-gravità, quando la forma ed i rapporti di dimensione sono tali che alla resistenza predetta concorrono in misura singolarmente non modesta sia l'effetto della curvatura longitudinale che quello trasversale di mensola;

c) dighe a cupola, quando la forma ed i rapporti di dimensione sono tali che la reattività elastica è assimilabile a quella di lastra a doppia curvatura.

L'attribuzione delle singole opere ad uno dei tipi sopra elencati, da cui conseguono i diversi criteri adottati nella analisi statica dovrà essere ampiamente giustificata.

## F.2. VERIFICHE DI SICUREZZA

L'analisi statica delle dighe a volta è da eseguire per le condizioni di serbatoio vuoto e di serbatoio pieno.

Per la condizione di serbatoio vuoto sono da considerare azioni sollecitanti le variazioni di temperatura e il ritiro e, per opere ubicate in zone soggette a sismi, le azioni inerziali orizzontali; quando hanno notevole influenza sul regime statico, sono da considerare anche il peso proprio e, per opere ubicate come sopra, la relativa azione inerziale verticale.

Per la condizione di serbatoio pieno sono da considerare, oltre alle precedenti, le pressioni dell'acqua, la spinta del ghiaccio e, per opere ubicate in zone soggette a sismi, le pressioni dinamiche dell'acqua.

Agli effetti delle verifiche di cui sopra la distribuzione delle variazioni della temperatura interna della struttura per il periodo di esercizio verrà dedotta dalle presumibili vicende della temperatura dell'aria e dell'acqua; si potrà ammettere che nel corso dell'anno queste seguano andamento sinusoidale, con massimo e minimo da stabilire in base all'esame dei regimi termici esterni rispettivi, osservati o presunti.

L'effetto residuo del ritiro proprio e dell'esaurimento del calore di presa del cemento verrà equiparato a quello di un abbassamento uniforme della temperatura compreso almeno fra 5°C e 10°C a seconda delle caratteristiche termiche del cemento, delle condizioni climatiche della zona, del ritmo dei getti, dell'intervallo di tempo previsto intercorrente fra questi e il bloccaggio dei giunti e delle dimensioni della struttura.

Sono ammissibili tensioni principali massime entro i limiti seguenti:

a) A SERBATOIO VUOTO, per effetto del peso proprio;

1) se di compressione: non maggiori del carico di sicurezza determinato in base alla resistenza caratteristica prevista in progetto;

2) se di trazione: non maggiori di 800 kPa (8 kgf/cm<sup>2</sup> circa);

b) A SERBATOIO PIENO, per effetto, insieme, del peso proprio, della spinta idrostatica e di quella eventuale del ghiaccio:

1) se di compressione: non maggiori del carico di sicurezza stabilito come in a-1);

2) se di trazione: sul paramento di monte non maggiori di 500 kPa (5 kgf/cm<sup>2</sup> circa); sul paramento di valle non maggiore di 800 kPa (8 Kgf/cm<sup>2</sup> circa).

Con l'aggiunta, alle azioni attive di cui ai punti a) e b), delle coazioni per variazioni di temperatura esterna, per esaurimento del calore di presa e per ritiro, è ammissibile che le tensioni principali massime raggiungano valori superiori del 20% a quelli limiti "indicati nei precedenti punti a) e b); con l'aggiunta ancora delle azioni sismiche, sono ammissibili tensioni ulteriormente superiori del 20% a quelle limite indicate in a) e b).

## G. DIGHE A VOLTE O A SOLETTE FOGGiate SU CONTRAFFORTI

### G.1. CARATTERISTICHE GENERALI

Le strutture in oggetto sono costituite da una successione di volte o di solette poggiate su contrafforti pieni o cavi, aventi profilo fondamentale triangolare.

Esse sono adottabili soltanto quando i dislivelli tra le fondazioni dei contrafforti contigui sono moderati e quando la roccia di appoggio di questi ha caratteristiche meccaniche elevate ed uniformi sia lungo i singoli contrafforti che per l'insieme di essi.

I tipi a solette e i contrafforti cavi non sono ammissibili in zone da ritenere soggette a sismi.

I contrafforti debbono essere convenientemente allargati e rinforzati alla base ed in prossimità di entrambi i paramenti.

Le solette fra coppie contigue di contrafforti saranno strutturalmente indipendenti ed il loro collegamento ai contrafforti non ne dovrà sensibilmente ostacolare le deformazioni termiche ed il ritiro.

Di regola è da escludere la tracimabilità. Qualora, in casi speciali, si ritenesse di dovervi far ricorso, non è ammessa la caduta libera dell'acqua fra i contrafforti e dovrà essere previsto apposito elemento strutturale, opportunamente profilato ed appoggiato sui contrafforti, per sostenere la vena sfiorante per tutta l'altezza della caduta e ad esso faranno seguito dispositivi di dissipazione dell'energia, protettivi dalle erosioni della roccia di base.

## G.2. - VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche statiche dei contrafforti sono da effettuare con le norme indicate in D-1 ma le sottopressioni sui contrafforti verranno supposte variabili linearmente dal valore pari alla massima pressione idrostatica di invaso in corrispondenza del paramento di monte fino al valore zero ad una distanza da detto paramento pari a due volte lo spessore del contrafforte al lembo di monte.

Per la verifica delle volte sono da considerare archi elementari indipendenti normali alle generatrici, adottando i criteri, con la limitazione delle tensioni indicate in F-2.

## H. DIGHE DI MATERIALI SCIOLTI

### H.1. - CARATTERISTICHE GENERALI E SUDDIVISIONE

Le dighe in oggetto sono costituite di un rilevato formato con materiali litici sciolti micro e/o macroclastici. Il dispositivo di tenuta potrà essere formato con materiali litici appropriati ovvero con materiali artificiali.

I materiali di formazione del rilevato possono essere approvvigionati direttamente per cavatura (terre) o ricavati per abbattimento di rocce (pietrame).

Si distinguono strutture:

a) DI TERRA OMEGENEE: costituite totalmente di terre di permeabilità uniforme di misura atta da sola a realizzare la tenuta;

b) DI SOLO TERRA O DI TERRA E PIETrame, ZONALE: costituite solo di materiali naturali, di specie diverse, disposti in diverse parti della sezione, differentemente ma pur sempre ampiamente permeabili e di una zona di terra di bassa permeabilità (nucleo) con funzione di tenuta;

c) DI TERRA O PIETrame O TERRA E PIETrame CON DISPOSITIVO DI TENUTA DI MATERIALI ARTIFICIALI: costituite di materiali naturali di una o più specie, diversamente ma pur sempre ampiamente permeabili, e di dispositivo di tenuta a monte (manto) o interno (diaframma) di materiali artificiali.

Il tipo a) non è da adottare per altezze superiori a 30 metri.

### H.2. - MATERIALI

La posa in opera dei materiali sciolti costituenti il corpo della struttura avverrà per costipazione in stato di opportuna umidità.

E' esclusa la posa in opera con il procedimento idraulico o semi-idraulico.

L'idoneità dei materiali di cui è previsto l'impiego per il rilevato e, in particolare, le loro proprietà meccaniche e la permeabilità verranno determinate in fase di progettazione esecutiva con prove di laboratorio e, eventualmente, con rilevati sperimentali. Nel giudizio di idoneità è da tener conto delle differenze che potranno verificarsi nei risultati per la diversità fra le condizioni di sperimentazione e le condizioni di posa in opera nonché le condizioni in cui i materiali stessi verranno a trovarsi a termine costruzione e durante l'esercizio del serbatoio.

E' comunque da escludere l'impiego di materiali friabili, alterabili al contatto dell'acqua e dell'aria e/o contenenti in sensibile misura residui organici o sostanze solubili.

Prima dell'inizio della costruzione dell'opera sono da eseguire, con le attrezzature di cantiere, ulteriori rilevati sperimentali al fine di stabilire modalità e parametri della posa in opera e verificare la rispondenza delle proprietà meccaniche e di permeabilità risultanti con quelle di progetto.

Prove preliminari specifiche saranno da eseguire anche con le attrezzature di cantiere relativamente ad eventuali trattamenti di miscelazione di materiali tra loro diversi.

### H.3. - DISPOSIZIONI STRUTTURALI PARTICOLARI

Al fine di realizzare la tenuta di fondazione, una congrua parte del rilevato, nel caso di una diga omogenea, o il nucleo di una diga zonata, dovrà essere convenientemente addentrato in una formazione impermeabile, ove questa esiste a limitata profondità.

Se formazioni impermeabili sono presenti solo a notevole profondità oppure se risulta difficoltosa l'adozione della soluzione di cui al comma precedente e, comunque, per le dighe di cui al punto c) dell'art. H-1, un idoneo dispositivo (muro di taglio, diaframma di calcestruzzo o similari, schermo ottenuto mediante iniezioni) dovrà assicurare la continuità tra il dispositivo di tenuta del rilevato e la formazione impermeabile di fondazione.

Qualora la tenuta di fondazione non sia realizzabile con i provvedimenti di cui al primo e secondo comma precedenti, sono da adottare dispositivi atti a ridurre i gradienti delle pressioni idriche sotterranee lungo la fondazione nella misura tale che siano sicuramente evitate erosioni interne del terreno.

Opportuni dispositivi (filtri) nel corpo della struttura e in fondazione dovranno evitare che si verifichino effetti erosivi interni a seguito di filtrazione, in particolare nelle zone di contatto tra materiali di granulometrie diverse.

Condotte di qualunque specie (di scarico, di derivazione ed altro) non dovranno attraversare il corpo di rilevato.

Condotte del genere potranno essere ammesse solo in fondazione a condizione che esse siano completamente incassate entro trincee in roccia lapidea in posto ed abbiano ricoprimento di calcestruzzo di conveniente spessore. Inoltre, nei tratti in cui esse sottopassano le zone della struttura costituite di materiali impermeabili o scarsamente permeabili, dovranno (ove non siano in acciaio) essere dotate di speciale rivestimento interno tale da garantire la tenuta anche in caso di loro fessurazione, escluso che esso consista di semplici verniciature.

#### H.4. - FRANCO. LARGHEZZA DI CORONAMENTO. ORGANI DI SCARICO

Il franco netto non deve essere inferiore ai valori seguenti:

Altezza della diga: fino a m 15; 30; 45; 60; 75; 90 o più

Franco netto: fino a m 1,5; 2,5; 3,2; 3,6; 3,9; 4,0.

Per i valori intermedi dell'altezza, il franco netto è da determinare per interpolazione. Ai valori sopra indicati sono da aggiungere i prevedibili abbassamenti del coronamento successivi al termine della costruzione derivanti dal consolidamento sia del terreno di fondazione che del rilevato.

La larghezza di coronamento deve essere stabilita nella misura per cui la posa in opera del materiale possa essere compiuta meccanicamente fino in sommità in maniera del tutto corretta. Comunque, essa non può essere inferiore al doppio del franco netto minimo quale sopra indicato.

La portata massima da scaricare per il più gravoso evento di piena previsto deve essere evacuabile unicamente con gli scarichi di superficie.

Essi potranno essere costituiti da una o da più soglie libere ovvero da soglie libere o da soglie munite di paratoie automatiche.

In questo secondo caso, considerata l'ipotesi di mancato funzionamento delle paratoie, la portata pari ad almeno metà della massima che è previsto di scaricare per il più gravoso evento di piena, deve essere evacuabile con le soglie libere, ammesso peraltro che in tale condizione il franco netto si riduca a valori metà di quelli sopra indicati, fatto salvo il minimo di un metro. Ove quali sfioratori di superficie si intenda adottare il tipo a calice od analoghi, soggetti a saturazione, le dimensioni di essi dovranno essere tali che la quota di saturazione risulti superiore a quella di massimo invaso aumentata di due terzi del franco netto.

Sfioratori di quest'ultima specie saranno oggetto di specifiche prove su modello. In ogni caso dovranno essere dotati di ampi condotti per l'alimentazione dell'aria al passaggio della corrente dal pozzo verticale o subverticale alla galleria suborizzontale e ad ogni altro punto di singolarità della corrente.

#### H.5. - VERIFICHE DI SICUREZZA

La stabilità della diga dovrà essere verificata relativamente alle seguenti condizioni:

- a termine costruzione;
- a serbatoio pieno con il livello al massimo invaso;
- a seguito di rapido vuotamento del serbatoio dal livellomassimo al livello di minimo invaso e, ove sia significativo, anche a livelli intermedi.

Saranno di norma emesse le verifiche per la terza condizione per le dighe del tipo c) di cui in H-1 con dispositivo di tenuta a monte (manto).

L'analisi statica deve proporsi di individuare, nelle varie condizioni sopra indicate, le superfici di potenziale scorrimento più prossime alla instabilità, sia all'interno del rilevato, sia nell'insieme costituito dal rilevato e dai terreni di fondazione e ciò relativamente alla sezione maestra della struttura e ad altre sezioni trasversali opportunamente scelte.

Il rapporto fra le forze (o momenti) reattive capaci di opporsi allo scorrimento lungo le superfici predette, e le forze (o momenti) attive che tendono a produrlo, non dovrà essere inferiore a: 1,2 a termine costruzione; 1,4 a serbatoio pieno; 1,2 a seguito di rapido vuotamento.

Per le opere di maggior rilievo per caratteristiche della diga e dei terreni di fondazione sono raccomandate verifiche di stabilità con procedimenti di calcolo diversi.

#### *H.6. - DISPOSIZIONI PARTICOLARI PER LE OPERE UBICATE IN ZONE RITENUTE SOGGETTE A SISMI*

La scelta dei materiali per il rilevato ed il grado della loro costipazione nella posa in opera dovranno essere tali da ridurre il più possibile l'abbassamento del coronamento che potrebbe essere prodotto per effetto di assestamento da un sisma.

Il franco netto di coronamento quale indicato in H-4 è da aumentare delle quantità seguenti (interpolando per le altezze intermedie):

Altezza della diga: m fino a 15; 30; 45 e oltre

aumento del franco: m fino a 0,30; 0,70; 1,00

La larghezza minima di coronamento indicata in H-4 è da aumentare del doppio dell'aumento del franco.

Il nucleo (di terra) ed i relativi filtri, sia a monte che a valle, dovranno avere spessori convenientemente superiori agli ordinari, tali da proteggere dalle evoluzioni in erosione interna di eventuali lesioni del nucleo; assai ampi dovranno essere i relativi dispositivi di raccolta e scarico delle perdite.

Pure assai spessi e molto permeabili dovranno essere i drenaggi dietro i manti di tenuta (al paramento) e ancora assai ampi i dispositivi di scarico relativi. Comunque, con la opportuna ripartizione dei materiali nei riguardi granulometrici, la struttura dovrà essere protetta, a fronte di accidentale rottura del manto, dagli effetti sulla stabilità del materiale del corpo (erosione interna) e sulla stabilità del paramento di valle da eccessi di velocità del flusso delle perdite.

Non sono da impiegare tappeti impermeabili quali dispositivi per la riduzione del gradiente di pressione lungo la fondazione.

Con riferimento alle situazioni indicate in H-5 è da eseguire la verifica di stabilità con il criterio pseudo-statico tenendo anche conto delle forze sismiche agenti sulle masse dei materiali e dell'acqua in essi interclusa quali indicate in B-4, ad eccezione di quelle orizzontali di cui al punto 2 di B-4 a). L'azione dinamica dell'acqua dell'invaso deve intendersi applicata sul paramento di monte anche se questo è permeabile.

Il relativo coefficiente di sicurezza per tutte le situazioni previste in H-5 non dovrà risultare inferiore a 1,2.

Per le dighe di particolare importanza per altezza, da costruire in zone di alta sismicità, è opportuna la verifica con metodi di analisi dinamica come pure la prova su modelli.

La capacità degli scarichi di fondo dovrà essere tale da rendere possibile l'abbassamento di cui potrebbe insorgere la necessità in caso di lesione pericolose del rilevato.

#### *H.7. - SBARRAMENTI DI TIPO MISTO*

Per gli sbarramenti di tipo misto, costituiti in parte da strutture di calcestruzzo ed in parte da strutture di materiali sciolti, valgono per le singole parti le rispettive norme. Dovrà peraltro essere particolarmente studiata ed in fase esecutiva curata la giunzione fra le due specie di strutture in vista della loro diversa deformabilità.

##### **1. SBARRAMENTI PER LAMINAZIONE DELLE PIENE**

Gli sbarramenti di qualsiasi tipo aventi l'ufficio principale di invaso dell'acqua per attenuazione delle portate di piena a valle (laminazione), siano essi della specie a luci di scarico libere o di quella a luci regolabili, debbono essere dotati oltrechè di scarichi di superficie, di dispositivi di chiusura delle luci predette (paratoie o ture a rapida rimozione) tali da consentire il riempimento del serbatoio a fine costruzione della diga, a scopo di collaudo, nonché periodicamente, durante l'esercizio, a scopo di controllo dello stato di efficienza dell'opera.

#### **L. TRAVERSE FLUVIALI**

Per traverse fluviali si intendono gli sbarramenti che determinano un rigurgito contenuto nell'alveo del corso d'acqua.

Sono soggette alle presenti norme quelle che determinano un volume totale di invaso superiore a 100.000 mc qualunque sia l'altezza della struttura.

Nel caso che il rigurgito interessi argini già esistenti, deve essere dimostrata l'idoneità di essi in condizioni di sicurezza alla permanente trattenuta dell'acqua.

In sede di progettazione esecutiva dell'opera è da rilevare dettagliatamente la costituzione del terreno di fondazione per accertarne l'idoneità a sopportare i carichi trasmessi dalla struttura nonché la permeabilità nel caso di formazioni sciolte; corrispondentemente dovranno essere determinate le caratteristiche del moto di filtrazione che verrà a stabilirsi al di sotto delle fondazioni e previsti i dispositivi per la limitazione delle perdite e che debbono anche determinare la sicura stabilità del terreno e delle strutture.

Le verifiche di stabilità delle strutture saranno da eseguire sia per le pile che per i dispositivi intermedi (platee), ponendo in conto anche le eventuali azioni sismiche. Il progetto deve altresì prevedere:

- la difesa dalle erosioni del fondo e delle sponde dell'alveo a valle della struttura, ricorrendo in proposito ad esperienze su modello per le opere più importanti;
- i sistemi di comprovata affidabilità di manovra delle paratoie;
- il rigurgito provocato dalla struttura ed i conseguenti provvedimenti di difesa a monte.

#### M. SBARRAMENTI DI TIPI VARI

Si intendono di tipo vario tutte le strutture di sbarramento diverse da quelle definite in quanto precede.

I progetti di tali strutture ed i criteri di esecuzione devono essere in armonia con quanto indicato nelle presenti norme per i tipi strutturali assimilabili.



- **DECRETO MINISTERO LAVORI PUBBLICI 11 marzo 1988, N°47**  
**"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la**  
**stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le**  
**prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere**  
**di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per**  
**l'applicazione"**

#### **Art. 1**

Sono approvate le norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione, di cui alla legge 2-2-1974, n. 64, predisposte dal servizio tecnico centrale ed allegate al presente decreto.

#### **Art. 2**

Le anzidette norme entrano in vigore sei mesi dopo la pubblicazione del presente decreto nella Gazzetta Ufficiale della Repubblica italiana.

#### **Art. 3**

In via transitoria continuano ad applicarsi le norme di cui al decreto ministeriale 21-1-1981 per le opere in corso, per le opere per le quali sia stato stipulato regolare contratto, per le opere per le quali sia stato pubblicato il bando di gara per l'appalto, per le opere comprendenti strutture disciplinate dalla legge n. 1086/71 per le quali è stata già presentata la denuncia a sensi dell'art. 4 della stessa legge.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione.

### **A. DISPOSIZIONI GENERALI**

#### **A.1 OGGETTO E SCOPO DELLE NORME**

Con le presenti norme si stabiliscono i principali criteri da seguire:  
- per il progetto e per l'esecuzione di indagini sui terreni, intesi quali terre o rocce nella loro sede;

- per il progetto, per la costruzione e per il collaudo di opere di fondazione, opere di sostegno, manufatti di materiali sciolti, manufatti sotterranei;

- per lo studio della stabilità dei pendii naturali;

- il progetto di stabilizzazione dei pendii naturali e per il progetto di scavi; per il progetto delle discariche e delle colmate;

per il progetto degli interventi di consolidamento di ammassi di terreni e rocce; per il progetto degli interventi di ristrutturazione e consolidamento di esistenti strutture di fondazione e di sostegno;

per lo studio di fattibilità di opere e di insiemi di opere e relativi interventi nel sottosuolo che interessano grandi aree o grandi volumi di terreno, nonché per lo studio e la valutazione degli effetti di emungimenti di fluidi dal sottosuolo e di perturbazione del regime delle pressioni interstiziali.

I principi ed i criteri hanno lo scopo di garantire la sicurezza e la funzionalità del complesso opere-terreni e di assicurare in generale la stabilità del territorio sul quale si inducono sollecitazioni e deformazioni.

Le presenti norme si applicano a tutte le opere pubbliche e private da realizzare nel territorio della Repubblica, come disposto dall'art. 1 della legge 2-2-1974, n. 64, ivi comprese le zone dichiarate sismiche ai sensi dell'art. 3, titolo II, della citata legge. Le presenti norme valgono anche per le opere speciali di cui al punto D dell'art. 1 della sopra richiamata legge, salvo quanto disposto dalle norme tecniche relative alle singole categorie di opere speciali.

Per quanto attiene al calcolo ed al dimensionamento delle strutture e dei manufatti considerati nelle presenti norme, ai relativi materiali ai procedimenti e metodi costruttivi si rimanda alle vigenti norme specifiche e in particolare alle norme emanate in applicazione della legge 5-11-1971, n. 1086, salvo quanto diversamente prescritto nelle sezioni seguenti.

## **A.2 PRESCRIZIONI GENERALI**

Le scelte di progetto, i calcoli e le verifiche devono essere sempre basati sulla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo ottenuta per mezzo di rilievi, indagini e prove.

I calcoli di progetto devono comprendere le verifiche di stabilità e le valutazioni del margine di sicurezza nei riguardi delle situazioni ultime che possono manifestarsi sia nelle fasi transitorie di costruzione sia nella fase definitiva per l'insieme manufatto-terreno. Le situazioni di esercizio tenendo conto delle possibili variazioni di sollecitazione e deformazione, devono ugualmente essere verificate con la dovuta sicurezza. La scelta dei coefficienti di sicurezza deve essere motivata in rapporto al grado di approfondimento delle indagini sui terreni, all'affidabilità della valutazione delle azioni esterne, tenuto conto del previsto processo costruttivo e dei fattori ambientali.

L'assunzione di valori inferiori a quelli prescritti nei capitoli successivi deve essere giustificata con una analisi documentata. Il progetto deve comprendere anche una valutazione dei prevedibili spostamenti dell'insieme opera-terreno, nonché un giudizio sull'ammissibilità di tali spostamenti in rapporto alla sicurezza e funzionalità del manufatto e di quelli ad esso adiacenti.

L'intensità e la direzione delle azioni statiche e dinamiche da considerare nei calcoli geotecnici deve essere stabilita sulla base di una analisi che tenga conto della probabilità e della frequenza di applicazione, del tempo di permanenza, della natura dei terreni presenti nel sottosuolo e del tipo di opera. In presenza di azioni indotte da sismi si adotteranno i criteri di valutazione del carico limite e del relativo coefficiente di sicurezza prescritti dalle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche (D.M. 19-6-1984).

Nel progetto devono essere considerate le fasi e le modalità costruttive. In corso d'opera si deve controllare la rispondenza tra la caratterizzazione geotecnica assunta in progetto e la situazione effettiva, differendo di conseguenza il progetto esecutivo. Nel caso di costruzioni di modesto rilievo in rapporto alla stabilità globale

dell'insieme opera-terreno, che ricadano in zone già note, la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo può essere ottenuta per mezzo della raccolta di notizie e dati sui quali possa responsabilmente essere basata la progettazione. In questo caso i calcoli geotecnici di stabilità e la valutazione degli spostamenti possono essere omessi, ma la idoneità delle soluzioni progettuali adottate deve essere motivata con apposita relazione.

### **A.3 ELABORATORI GEOTECNICI E GEOLOGICI**

I risultati delle indagini, degli studi e dei calcoli geotecnici devono essere esposti in una relazione geotecnica, parte integrante degli atti progettuali. Nei casi in cui le presenti norme prescrivano uno studio geologico, deve essere redatta anche una relazione geologica che farà parte integrante degli atti progettuali.

### **A.4 COLLAUDO.**

Il collaudo dovrà accertare la rispondenza delle opere eseguite alle previsioni progettuali e la rispondenza della esecuzione alla presente normativa, tenendo conto di tutti i dati rilevati prima e durante la costruzione. Ulteriori indagini e prove saranno effettuate nel corso del collaudo, se ritenute necessarie al fine di accertare l'idoneità dell'opera all'uso cui è destinata.

.....

## **E. MANUFATTI DI MATERIALI SCIOLTI**

### **E.1 OGGETTO DELLE NORME**

Le presenti norme si applicano ai manufatti di materiali sciolti ed ai reinterri.

Le colmate e le discariche sono trattate alla sezione I.

Le dighe di ritenuta di materiali sciolti sono oggetto di norme tecniche specifiche.

### **E.2 INDAGINI SUI TERRENI E SUI MATERIALI DA COSTRUZIONE**

Le indagini devono essere programmate e svolte secondo quanto prescritto alla sezione B e alla sezione C.3.

Nel caso di modesti manufatti che ricadano in zone già note le indagini in sito ed in laboratorio sui terreni di fondazione possono essere ridotte od omesse, semprechè sia possibile procedere alla caratterizzazione dei terreni sulla base di dati e notizie raccolti mediante indagini precedenti, eseguite su ed in aree adiacenti. In tal caso devono essere specificate le fonti dalle quali si è pervenuti alla caratterizzazione fisico-meccanica del sottosuolo.

Nel progetto occorre considerare globalmente l'insieme manufatto-sottosuolo. A tal fine devono essere definite la stratigrafia, le proprietà fisico-meccaniche dei terreni di fondazione e le caratteristiche di eventuali falde idriche. Il progetto deve prevedere la scelta dei materiali; questa deve essere effettuata tenendo presenti le risorse naturali della zona, nel rispetto dei vincoli imposti dalla vigente legislazione. A tal fine dove si prevede l'apertura di cave di prestito devono essere effettuate indagini geologiche e geotecniche per accertare la disponibilità di materiali idonei e la possibilità di eseguire i lavori. Sui materiali prescelti devono essere eseguite indagini di laboratorio per definire la classificazione geotecnica e le caratteristiche di costipamento e quando necessario, le proprietà meccaniche e la permeabilità.

### **E.3 CRITERI DI PROGETTO**

Il manufatto deve essere progettato tenendo conto dei requisiti richiesti per la sua funzione, nonché' delle caratteristiche dei terreni di fondazione. Devono altresì essere indicate le fonti di approvvigionamento e le disponibilità dei materiali. La stabilità dell'insieme manufatto-terreno di fondazione deve essere studiata nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive, al termine della costruzione e all'esercizio, adottando i valori delle caratteristiche fisico-meccaniche determinate con le indagini di cui al punto E.2.

Per i rilevati il coefficiente di sicurezza riferito alla stabilità del sistema manufatto-terreno di fondazione non deve risultare inferiore a 1,3. Per gli argini vale quanto previsto dalle norme tecniche per le dighe di ritenuta di materiali sciolti. Per le opere costituite da terra mista ad altri materiali si dovranno eseguire anche le verifiche alla traslazione, al ribaltamento, al carico limite, come indicato ai punti D.4.2. - D.4.3. - D.4.4.

Il progetto dovrà essere integrato con le verifiche strutturali delle eventuali armature di rinforzo del rilevato.

Si deve verificare che i cedimenti, dovuti alle deformazioni dei terreni di fondazione e dei materiali costituenti il manufatto, siano compatibili con la funzionalità e la sicurezza del manufatto stesso. Si deve inoltre valutare l'influenza del manufatto in progetto sui manufatti esistenti ed indicare gli interventi occorrenti per limitare gli effetti sfavorevoli.

Nel caso di manufatti su pendii si deve esaminare anche l'influenza che la reazione dei manufatti può avere sulle condizioni di stabilità generali del pendio. L'analisi deve essere sviluppata come indicato dal punto G.2. Il progetto di opere modeste per dimensioni e funzione, può essere basato su stime cautelative delle caratteristiche fisico-meccaniche del materiale impiegato e del terreno di fondazione. Il progetto deve considerare anche tutti gli interventi per proteggere il manufatto dagli agenti esterni.

### **E.4 POSA IN OPERA DEI MATERIALI**

I materiali costituenti i manufatti devono essere posti in opera a strati e costipati per ottenere caratteristiche fisico-meccaniche in accordo con i requisiti progettuali. Al riguardo devono essere indicate in progetto le prescrizioni relative alla posa in opera precisando i controlli da eseguire durante la costruzione ed i limiti di accettabilità dei materiali.

La posa in opera senza costipamento è consentita, oltre che per manufatti di pietrame e nel caso di opere subacquee quale che sia il materiale impiegato, avuto riguardo all'importanza del manufatto. Le modalità della posa in opera e del costipamento devono essere considerate in progetto, sia nella definizione della sezione tipo dell'opera, sia nella valutazione delle proprietà fisico-meccaniche dei materiali.

### **E.5 RELAZIONE**

La relazione geotecnica deve comprendere la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni di fondazione e dei materiali da costruzione, la descrizione delle modalità di coltivazione delle cave di prestito e delle modalità di posa in opera dei materiali, le verifiche di stabilità della fondazione e del corpo del manufatto la previsione dei cedimenti e del loro andamento nel tempo, le verifiche del manufatto nei riguardi

degli eventuali moti di rifiltrazione e la giustificazione degli eventuali accorgimenti costruttivi che da esse scaturiscono.

In particolare, per i drenaggi ed i filtri deve essere motivata, la scelta dei materiali naturali o artificiali, tenendo conto dei requisiti di funzionalità e delle caratteristiche granulometriche e di permeabilità del terreno con il quale essi si trovano a contatto.

.....

## Riferimenti bibliografici

- Adani Attilio – *Criteri generali di progetto di un argine* – Istituto di Idraulica “G. Poleni” di Padova;
- Adrian Donald Dean, Singh Vijay, Pardue John (1998) – *Cumulative Effects of Flood Induced Seepage on Piping Problems Associated with Levee Failures: Experimental and Field Investigation with Analytical Modelling for Risk Assessment* – Department of Civil and Environmental Engineering, Louisiana State University, Baton Rouge, Louisiana 70803;
- Arredi: *Costruzioni Idrauliche*, vol. 4 cap XV;
- Balloffet-Scheffler – *Numerical Analysis of the Teton Dam Failure Flood* – Journal of Hydraulic Research, vol 20, n.4;
- Bates P. & de Roo A. – *A simple raster-based model for flood inundation simulation* – *J. Hydrology*, 236, pp. 54-77, 2000;
- Bechteler W., Hartmann S. & Otto A. – *Coupling of 2D and 1D models and integration into geographic information systems GIS* – River Flow Hydraulics, White and Watts eds., Wiley and Sons, pp. 155-165, 1994;
- Beffa C. & Connell R. – *Two-dimensional flood plain flow. I: Model description* – *Journal Hydrologic Engineering*, 6, pp. 397-405, 2001;
- Benoist G. – *Les etudes d’ondes de submersion des grands barrages d’EDF* – La Houille Blanche, n.1, 1989;
- Benoist G. – *Calcul de l’erosion d’une digue par surverse* – Electricité de France, Laboratoire National d’Hydraulique, Chatou, Note HE 43/83-31, 1983;
- Bixio V., Fanton P., Fiume A. & Manfredini L. – *La sicurezza idraulica nei comprensori di Bonifica del fiume Po* – Conferenza Internazionale di Acqua, Bonifica e Salvaguardia del Territorio, Mantova, 27-29 Maggio 2003;
- Brufau P., Vázquez-Cendón M.E. & Garcia-Navarro P. – *A numerical model for the flooding and drying of irregular domains* – *Int. J. Num. Meth. Fluids* 39 (3), 2002;
- Broich K. – *Determination of initial conditions for dam erosion due to overtopping and possibile integration into a probabilistic design concept* – Researcher, University of the Federal Armed Forces Munich Werner-Heisenberg-Weg 39, D-85577 Neubiberg;

- Castorini, Miscelo, Moramarco – *Some Remarks on Overflow of Earthfill Dams* – Proc. 24th IAHR Congress, Madrid, 1991;
- Cedergren Harry R. – *Seepage, Drainage and Flow Nets* – John Wiley & Sons, New York-London.Sidney, 1967;
- Chapuis R.P. and Aubertin M. – On the use of the Kozeny-Carman equation to predict the Hydraulic conductivity of soils – Canadian Geotechnical Journal, vol. 40, pp. 616-628, 2003;
- Costa – *Floods from Dam Failures* – U.S. Geological Survey, Denver , Colorado, Open-File Report 85-560, 94, 1985;
- Costa G. and di Prisco C. – *On Slope Instability induced by seepage erosion* – Canadian Journal Geotechnical, vol. 36, pp. 1056-1073, 1999;
- Cozzolino L. – *Modellazione numerica della qualità delle acque nei corpi idrici superficiali* – Ph. D. Thesis, Università di Napoli Federico II, Napoli, 2005;
- Cozzolino L. & Pianese D. – *Finite Volume modelling of water quality changes in shallow-water bodies* – Proceedings of the XXXI IAHR Congress, September 11-16, Seoul, Korea, C22-2 (CD-ROM) 2005;
- Creager V.P., Justin J.D. e Hinds J. – *Engineering for Dams* – vol. III, cap. 18, New York, Wiley, 3a Ed., 1945;
- Cunge J. – *Two dimensional modelling of floodplains* – Unsteady Flow in Open Channels, Mahmood and Yevjevich eds., Wat. Res. Publ., Fort Collins, USA, 1975 ;
- Da Deppo, Datei, Salandin (2000) – *Sistemazione dei Corsi d'Acqua* – Università degli Studi di Padova, Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Marittima e Geotecnica, Edizioni Libreria Cortina Padova;
- Evangelisti G. – *Impianti Idroelettrici* – vol. I, par. 74, pp. 165-169, Casa Editrice Pàtron, Bologna, 3a Edizione, 1964;
- de Jonge T., Kok M. & Hogeweg M. – *Modelling floods and damage assessment using GIS* – HydroGIS'96: Application of Geographic Information Systems in Hydrology and Water Resources Management, Nachtnebel and Nachtenebel eds., IAHS Publications, 235, pp. 299-306, 1996;
- Fell R., Wan C. F., Cyganiewicz J., and Foster M. – *Time for development of internal erosion and piping in embankment dams* – Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, April 2003;

- Fiori, Guercio – *Simulazione numerica dell'evoluzione morfologica di una breccia in un rilevato omogeneo sottoposto a tracimazione* – XXII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche – Cosenza 4-7 ottobre 1990;
- Foster M., Fell R., and Spannagle M. – *The statistics of embankment dam failures and accidents* – Canadian Geotechnical Journal, 2000;
- Fontana N., Esposito P. – *Opere Idrauliche di Ritenuta: la Filtrazione in Mezzi Isotropi ed Anisotropi* – Scritti in onore di Lucio Tagliatela, Napoli, 24 Maggio 2002;
- Franca M.J., Almeida A. B. – *Experimental tests on rockfill dam breaching process* – Istituto Superior Tecnico of Lisboa, Civil Department;
- Frank E., Ostan A., Coccato M. & Stelling G. – *Use of an integrated one-dimensional two-dimensional hydraulic modelling approach for flood hazard and risk mapping* – Proceedings of the 1<sup>st</sup> Conference on River Basin Management, Falconer and Blain eds., WitPress, 99-108, 2001;
- Giuseppetti G. e Molinaro P. – *Analisi sulle Possibilità Dinamiche di Rottura delle Dighe di Ritenuta (in muratura e in materiali sciolti)* – G.N.D.C.I. Rapporto 1989 linea 1, cap. 4, 1989;
- Gourbesville P. – *Mike11 GIS: Interest of GIS technology for conception of flood protection systems* – Proceedings of the Second International Conference on HydroInformatics, Bobovic and Larsen eds., Balkema, pp. 1365-1373, 1998;
- Hervouet J. – *TELEMAC modelling system: an overview* – Hydrological Processes, 14, 2209-2210, 2000;
- Johnson, Illes – *A classification of Dam Failures, Water Power and Dam Construction* – vol 28, n.12, 1976;
- Harr M.E. – *Groundwater and Seepage* – McGraw-Hill Book Company, 1962;
- Khilar, K.C., Fogler, H. S., and Gray, D. H. – *Model for Piping-Plugging in Earthen Structures* – Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111 (7), pp. 833-846, Luglio 1985;
- Koenders M.A. and Sellmeijer J.B. – *Mathematical Model for Piping* – Journal of Geotechnical Engineering;
- Laginha, Coutinho-Rodrigues – *Statics of Dam Failures: a Preliminary Report* – Water Power and Dam Construction, vol 41, n 4, 1989;
- Lamber T. William, Witman Rober V. – *Soil Mechanics* – Massachusetts Institute of Technology, 1969;



- Lane E.W. – *Security from Underseepage: Masonary Dams on Earth Foundations* – Trans. ASCE pp. 1235-1272, 1935;
- Lebraton – *Les ruptures et accidents graves de barrages de 1964 à 1983* – La Houille Blanche, n 6/7, 1985;
- Mac Donald T.C., Langridge-Monopolis J. – *Breaching Characteristics of Dam Failures* – Journal of Hydraulic Engineering, vol. 110, n.5 pp. 567-586, 1984;
- Macchione – *Sull'idrogramma di piena conseguente alla rottura di dighe in terra* – Dip di difesa del Suolo, Univ della Calabria, memorie e studi, n 139, 1986;
- Macchione-Sirangelo – *Aspetto Idraulici nel collasso degli sbarramenti in materiali sciolto* – ENEL-CRIS, relazione interna n 3888, 1990;
- Maione, Brath (Ottobre 1995) – *La Sistemazione dei Corsi d'Acqua Naturali* – Politecnico di Milano, Editoriale BIOS
- Maione, Brath, Mignosa (Ottobre 2001) – *La Difesa Idraulica delle Aree Urbane* – Politecnico di Milano, Editoriale BIOS;
- Maione, Brath, Mignosa (Atti del Corso di Aggiornamento 4-8 Ottobre 1999) – *Sistemazione dei Corsi d'Acqua: metodi avanzati nella progettazione di interventi di ingegneria naturalistica* – Politecnico di Milano, Editoriale BIOS;
- Molinaro P. – *Metodi Statistici per la stima della portata di picco defluente in una valle per la rottura di una diga in materiale sciolto* – ENEL-CRIS, Relazione Interna n. 3888, 1990;
- Montuori – *Complementi di idraulica* – 1997;
- Ojha, C.S.P., Singh, V.P. and Adrian, D.H. – *Influence of porosity on piping models of levee failure* – Journal of Geoenvironmental Engineering, 127 (12), pp. 1071-1074, Dicembre 2001;
- Ojha, C.S.P., Singh, V.P. and Adrian, D.H. – *Determination of Critical Head in Soil Piping* – Journal of Hydraulic Engineering, 129 (7), pp. 511-518, Luglio 2003;
- Ozkan S. – *Analytical Study on Flood Induced Seepage under River Levees* – Ph. D. Thesis, Louisiana State University (2003);
- Pellandini S. – *Possibilità e limiti della progettazione di opere di arginatura su modello idraulico in un fiume a regime torrentizio* – Laboratorio di Ricerche Idrauliche, Idrologiche e Glaciologiche presso il Politecnico Federale di Zurigo;
- Penning-Rowsell E. & Tunstall S. – *Risks and resources: Defining and managing in floodplain* – Floodplain Processes, Wiley & Sons, 1996;

- Ponce, Tsivoglou – *Modeling Gradual Dam Braches* – ASCE, Journal of Hydraulic Division, vol 107, n 7;
- Polubarinova-Kochina – *Theory of Ground Water Moviment* – Princeton, New Jersey, 1962;
- Pristnall G., Jaafar J. & Duncan A. – *Extracting urban features from LiDAR digital surface models* – Computers, Environment and Urban Systems, 24, 65-78, 2000;
- Rulon J.J. – *The Development of Multiple Seepage Faces along Heterogeneous Hillsides* – Ph. D. Thesis, British Columbia University, Vancouver, Canada, 1984;
- Rulon J.J., Freeze R.A. – *Multiple Seepage Faces on Layered Slopes and their Implications for Slope Stability Analysis* – Canadian Geotechnical Journal, vol. 22, pp. 347-356, 1985;
- Sellmeijer Joannes B. – *On the Mechanism of Piping Under Impervious structures* – Ph. D. Thesis, University of Delft (1988);
- Singh V.P., Ojha C. S. P., Adrian D.D. and Ozkan S. – *Role of Sand Boil Formation in Levee Failure* – Department of Civil Engineering, Louisiana State University;
- Singh V.P., Quiroga C.A. – *Dimensionless analytical solution for dam breach erosion* – IAHR Journal of Hydraulic Research, vol 31 n 1, 1993;
- Singh V.P., Scarlatos P.D. – *Analysis of Gradual earth Dam Failure* – Journal of Hydraulic Engineering, 114 (1), pp.21-42, 1988;
- Supino Giulio – *Le reti idrauliche* – Patron Ed. Bologna, 1965;
- Silvio Pranzetti (1980) – *Moto di fluidi in mezzi porosi saturi* – ciclo di seminari per l'avviamento alla ricerca e perfezionamento in 'MODELLI IDROLOGICI E IDROGEOLOGICI' – Istituto di Ricerca per la protezione idrogeologica nell'Italia centrale, Perugia;
- Sterpi D. – *Effects of the Erosion and Transport of Fine Particles due to Seepage Flow* – International Journal of Geomechanics, ASCE, September 2003;
- Stelling G. & Duinmeijer S. – *A staggered conservative scheme for every froude number in rapidly varied shallow water flows* – International J. Numerical Methods in Fluids, 43, 1329-1354, 2003;

- Tate E. & Maidment D. – *Floodplain mapping using HEC-RAS and ArcView GIS* – Technical Report, Center for Research in Water Resources, University of Texas, Austin, 1999;
- Technical Advisory Committee on Flood Defences – *Technical Report on Sand Boils (Piping)* – The Netherlands, March 1999;
- Terzaghi K., Peck R.B. – *Soil Mechanics in engineering practice* – John Wiley and Sons, 1967;
- Timoshenko S. – *Theory of Elasticity* – Mc Graw-Hill Book Company, New York and London, 1934;
- Tomlinson S.S. and Vaid Y.P. – *Seepage forces and Confining Pressure effects on piping erosion* – Canadian Geotechnical Journal, 2000;
- Toro E. F. - *Riemann solvers and numerical methods for fluid dynamics* – Springer-Verlag, Berlin, 1997;
- *The Stability of Hydraulic Structures to Prevent Piping Phenomena* – Unità Operativa di Napoli ‘Federico II’, Dipartimento di Ingegneria Idraulica ed Ambientale G. Ippolito;
- Van Zyl, D.J. – *Seepage Erosion of Geotechnical Structures Subjected to confined flow – A Probabilistic Design Approach* – Ph. D. Thesis, Purdue University, 1979;
- Van Zyl, D.J. and Harr, M.E. – *Seepage Erosion Analysis of Structures* – Proc. 10° International Conference On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden, Vol. I, (pp. 503-509), 1981;
- Verwey A. – *Latest developments in floodplain modelling – 1D/2D integration* – Conference on Civil Engineering Hydraulics, Institution of Engineers, Hobart, Australia, 2001;
- Weijers, J. B. A. and Sellmeijer, J. B. – *A New Model to Deal with Piping Mechanism* – in “Filters in Geotechnical and Hydraulic engineering” (pp. 349-355), edited by Brauns, J., Heibaum, M. and Schuler, U., Balkema, Rotterdam, 1993;
- Werner M. – Impact of grid size in GIS based flood extent mapping using a 1D flow model – Physics and Chemistry of Earth, Part B: Hydrology, Oceans and Atmosphere, 26, 517-522, 2001;
- Werner M. – *Spatial flood extent modelling. A performance-based comparison* – PhD Thesis, Technische Universiteit Delft, Delft;

- Zhou J.G., Causon D.M., Mingham C.G. & Ingram D.M. – *The surface gradient method for the treatment of source terms in the shallow-water equations* – J. Comput. Phys. 168 (1), 2001.