



Università della Calabria

DIPARTIMENTO DI DIFESA DEL SUOLO

Corso di Dottorato di Ricerca in Ingegneria Idraulica per l'Ambiente ed il Territorio
XXII Ciclo - Settore Disciplinare: ICAR 02

**Modello matematico ad un solo parametro per la
descrizione dell'ingrandimento di una breccia nelle dighe in
materiali sciolti ai fini del calcolo dell'idrogramma di piena**

Allievo:

Ing. Gianluca De Lorenzo

Gianluca De Lorenzo

Coordinatore:

Ch.mo Prof. Francesco Macchione

Francesco Macchione

Supervisore:

Ch.mo Prof. Francesco Macchione

Francesco Macchione

Alla mia famiglia

Sommario

Il problema del *dam breach*, cioè del calcolo dell'onda di piena conseguente alla rottura delle dighe in materiali sciolti, è stato oggetto negli ultimi anni di un rinnovato interesse che ha fatto sì che notevoli progressi fossero compiuti in questo ambito della ricerca idraulica. Il presente lavoro di tesi ha innanzitutto lo scopo di fornire una visione ampia sullo stato dell'arte sia per quanto riguarda la fenomenologia, sia per gli approcci metodologici seguiti nella modellistica numerica. Per questo motivo la prima parte della tesi è dedicata all'analisi dei diversi aspetti che caratterizzano il fenomeno con particolare riferimento a quelli che sono ritenuti fondamentali per la corretta descrizione mediante la modellistica numerica: la morfologia e la modalità di ingrandimento della breccia e l'idraulica della corrente che erode il rilevato.

Successivamente è condotta una rassegna approfondita sullo stato dell'arte per quanto riguarda la modellistica numerica. Sono mostrati i diversi metodi di calcolo, a partire dalle formule più semplici per il calcolo della portata al colmo fino ad arrivare ai modelli fisicamente basati più complessi che tentano di descrivere dettagliatamente i diversi aspetti dell'erosione delle dighe in materiali sciolti.

Nella terza parte della tesi sono invece valutate le potenzialità di un approccio modellistico poggiato sulla descrizione più sintetica possibile degli aspetti essenziali dell'idraulica e della morfologia riferita alla breccia. Nel modello le due modalità principali mediante cui si ha l'ingrandimento della breccia, cioè l'erosione superficiale e i crolli delle sponde, sono considerate in maniera complessiva come dipendenti dagli sforzi di trascinamento prodotti dalla corrente. Tale approccio modellistico è stato originariamente proposto per l'erosione delle dighe in terra, perciò una parte dell'attività di ricerca qui documentata ha inteso esplorare l'estensione della validità della metodologia ad altri tipi di dighe in materiali sciolti. Ciò è stato fatto mediante la simulazione numerica di diversi casi studio per i quali si disponesse dell'intero idrogramma di piena, di informazioni sul processo di ingrandimento della breccia e dell'andamento del livello nel serbatoio. In particolare sono stati analizzati alcuni test sperimentali realizzati in laboratorio o con modelli a grande scala. Mediante i test è stata verificata l'applicabilità del modello a dighe di tipo non *earthfill*, cioè alle dighe *rock-*

fill, alle dighe da frana e alle dighe in materiale puramente coesivo. Successivamente per il modello è stata analizzata l'influenza della morfologia della breccia (nel caso specifico l'inclinazione delle sponde) sulla portata al colmo e sull'idrogramma di piena.

Nella quarta parte del lavoro, partendo dalla formulazione adimensionale del modello, sono state ricavate alcune formule per il calcolo speditivo della portata al colmo nel caso di tracimazione e sifonamento. In particolare nelle formule qui proposte la portata al colmo è calcolata in funzione di un parametro rappresentativo del sistema diga-invaso e dell'esponente della curva altezze volumi mediante il quale si descrive la morfologia dell'invaso. Inoltre nel caso del sifonamento è introdotto un ulteriore parametro e la formula proposta consente di calcolare la portata al colmo anche per diversi gradi di riempimento del serbatoio. Per quanto detto, a differenza delle formule di regressione disponibili in letteratura, le formule qui proposte consentono di tenere conto di alcuni fattori che hanno una notevole influenza sulla portata al colmo e sull'idrogramma di piena. Infine, l'ultima parte del lavoro è dedicata alla proposta di una morfologia della breccia di concezione molto semplice basata, conformemente alle osservazioni sperimentali più recenti sull'assunzione di una breccia a sponde verticali. Ai fini della verifica della correttezza di tale variante, sono stati simulati alcuni casi di studio riguardanti dighe *earthfill* e un test di laboratorio.

Ringraziamenti

Sono diverse le persone che mi hanno aiutato in questi anni e che mi hanno permesso di raggiungere questo importante risultato. Prima di tutti i miei ringraziamenti vanno al Prof. Francesco Macchione, supervisore di questa tesi di dottorato, che è sempre stato disponibile nei miei confronti e che, svolgendo il ruolo di guida e maestro, non solo ha sapientemente indirizzato questa ricerca, ma mi ha aiutato a crescere dal punto di vista professionale e umano. Desidero anche ringraziare i suoi collaboratori Carmen Costanzo e Pierfranco Costabile, a cui sono legato ormai da una sincera amicizia e di cui ho apprezzato la serietà e la dedizione alla ricerca. I loro preziosi consigli e il supporto ricevuto in alcuni momenti di difficoltà sono stati indispensabili per permettermi di arrivare alla fine di questo lavoro. Il mio pensiero va poi ai miei familiari. Ringrazio mio padre che, specie in quest'ultimo anno, ha sofferto tanto. Lui, nonostante il momento difficile, si è sempre preoccupato di non rallentare la mia attività e di non essere un peso. In realtà, i sacrifici compiuti per lui, sono stati per me, non un motivo di sofferenza, ma la via per far crescere ancora l'amore, il rispetto nei suoi confronti e per dire grazie per tutto quanto ha fatto da sempre per me. Ringrazio mia sorella Daniela che si è spesso sacrificata dovendo fare a meno del mio aiuto e al suo fidanzato Andrea, a cui sono molto legato, che è ormai parte integrante della nostra famiglia. Gli ultimi ringraziamenti, sono per la persona per me più importante, il mio amore Adele che ha avuto tanta pazienza con me, specie negli ultimi mesi e che da quando è entrata nella mia vita mi ha dato stabilità, affetto, serenità e tanta gioia. Ringrazio inoltre la sua famiglia, che nel momento del bisogno si è sempre presa cura di me accogliendomi come un figlio e in particolare Massimiliano, con cui è nata una bellissima amicizia. Infine desidero ricordare, due persone importantissime che non ci sono più, ma che sento vicine e a cui penso sempre: mia madre Concetta e mia nonna Anita. Il loro esempio mi aiuta ad affrontare con serenità la vita e a superare i momenti di difficoltà, con la consapevolezza che non si è mai soli.

Indice

Introduzione	1
1 Notizie generali	4
1.1 Premessa	4
1.2 Tipi di dighe in terra	7
1.3 Cause di rottura	9
1.4 Modalità di rottura degli sbarramenti in materiali sciolti . .	10
1.4.1 Tracimazione	10
1.4.2 Sifonamento	12
2 Visione attuale della fenomenologia di apertura e sviluppo della breccia	13
2.1 Premessa	13
2.2 Morfologia e modalità di ingrandimento della breccia	14
2.2.1 Dighe in materiale non coesivo	16
2.2.2 Ingrandimento della breccia nelle dighe in materiale coesivo	18
2.3 Aspetti idraulici	20
3 Stato dell'arte della modellistica numerica	24
3.1 Premessa	24
3.2 Metodi statistici	24
3.3 Modelli matematici fisicamente basati	27
3.3.1 Modelli semplificati con legge di evoluzione della breccia di tipo parametrico	27
3.3.2 Modelli semplificati con soglia erodibile	31
3.3.3 Modelli con breccia schematizzata come canale erodibile di geometria regolare	40
3.3.4 Modelli con breccia schematizzata come canale erodibile (modelli basati sulle SWE a fondo mobile)	66

4	Descrizione dettagliata del modello analizzato	77
4.1	Descrizione del modello	77
4.2	Schema di calcolo	82
4.3	Formulazione adimensionale	83
5	Estensione dell'applicazione del modello	86
5.1	Premessa	86
5.2	Dighe reali	88
5.2.1	Analisi eventi riguardanti dighe <i>earthfill</i>	88
5.2.2	Dighe in rockfill	91
5.3	Estensione dell'applicazione del modello ai test sperimentali	96
5.3.1	IMPACT	96
5.3.2	Test condotti dall'ARS-USDA	126
5.4	Estensione dell'applicazione del modello alle dighe da frana	134
5.4.1	Informazioni generali	134
5.4.2	Formazione e collasso della diga di Mayunmarca, Rio Mantaro - Perù 1974	135
5.4.3	Formazione e collasso della diga di La Josefina sul Rio Paute - Ecuador 1993	142
5.4.4	Formazione e collasso della diga di Tangjiashan, Chi- na 2008	148
5.5	Osservazioni e analisi sulla variabilità del parametro v_e in relazione alla tipologia di diga	153
6	Studio dell'influenza della morfologia della breccia	157
6.1	Introduzione	157
6.2	Sensibilità della portata Q_p^* rispetto a $\tan \beta$	158
6.3	Sensibilità dell'idrogramma di piena rispetto a $\tan \beta$	159
6.4	Ingrandimento della breccia durante la fase triangolare . . .	167
7	Proposta di una formula adimensionale per il calcolo della portata al colmo	172
7.1	Premessa	172
7.2	Formulazione adimensionale del modello	173
7.3	Rottura per tracimazione	175
7.3.1	Ipotesi $\tan \beta = 0.2$	175
7.3.2	$\tan \beta$ scelto in modo da massimizzare Q_p^*	179
7.3.3	Inviluppo	182
7.4	Rottura innescata da sifonamento	185
7.5	Applicazione a casi reali e confronto con altre formule . . .	194
7.6	Ulteriori approfondimenti	201
7.6.1	Analisi di sensibilità per α_0	201
7.6.2	Analisi di sensibilità per $s_d + s_u$	202

7.7	Considerazioni conclusive sulle formule proposte	203
8	Proposta di una formulazione alternativa per la morfologia della breccia	204
8.1	Premessa	204
8.2	Formulazione del modello con breccia rettangolare	206
8.3	Applicazioni	208
8.3.1	Applicazione alle dighe reali di tipo earthfill	208
8.3.2	Applicazione ad un test di laboratorio IMPACT	209
8.3.3	Osservazioni	213
	Conclusioni	214
	Riferimenti bibliografici	217

Elenco delle figure

1.1	Andamento qualitativo della corrente sul rilevato: tracimazione.	11
2.1	Schema descrittivo dell'headcut	16
2.2	Meccanismo di erosione per dighe in materiale granulare (Powledge et al., 1989b).	17
2.3	Forma della breccia - Risultato dei test sperimentali di Coleman et al. (2002)	18
2.4	Meccanismo di erosione per dighe in materiale granulare (Powledge et al., 1989b).	19
2.5	Meccanismo di formazione ed avanzamento dell' <i>headcut</i> nelle dighe in materiale coesivo (Hanson et al., 2005).	20
2.6	Ingrandimento della breccia nei test di laboratorio IMPACT su diga in materiale coesivo (Morris et al., 2007).	21
2.7	Tipi di corrente osservati durante i test a grande scala IMPACT su diga in materiale coesivo (Morris e Hassan, 2009).	23
3.1	Vista in pianta e sezione trasversale del complesso invasorilevato (Rozov, 2003).	37
3.2	Schema della breccia nel modello Molinaro (1986)	41
3.3	Sezione trasversale del rilevato.	44
3.4	Sezione della breccia.	45
3.5	Modalità di ingrandimento della breccia.	46
3.6	Schema delle forze agenti nel caso di collasso istantaneo di una porzione del rilevato.	48
3.7	Sforzi di trascinamento nella breccia (Hassan et al., 2002).	49
3.8	Schema delle forze agenti sulle sponde della breccia (Hassan et al., 1999).	51
3.9	Distribuzione probabilistica del fattore di sicurezza <i>FOS</i> (Hassan et al., 1999).	51
3.10	Schema delle forze agenti sul nucleo (Hassan et al., 1999).	52
3.11	Rottura per flessione nel nucleo (Hassan et al., 1999).	52
3.12	Sezione longitudinale della diga e variabili di calcolo.	54

3.13	Sezione trasversale della diga in presenza di nucleo rigido. . .	55
3.14	Schema delle forze agenti sul nucleo.	56
3.15	Ribaltamento: pressione agente alla base del nucleo.	57
3.16	Schema longitudinale della diga (Singh e Quiroga, 1987). . .	58
3.17	Fasi del processo di erosione (Peviani, 1999).	62
3.18	Schema delle forze sul pendio	63
3.19	Modello di Peviani (1999): profilo della corrente sul rilevato e sezioni di calcolo.	64
3.20	Profilo della corrente sul rilevato	66
3.21	Modello del suolo per la porzione del dominio non occupata dal rilevato	70
3.22	discretizzazione del dominio di calcolo in corrispondenza del rilevato	71
3.23	Schema delle forze agenti sul volume di controllo.	74
4.1	Caratteristiche geometriche della diga e della breccia.	78
5.1	Confronto relativo alla portata al colmo, $v_e = 0.07$ m/s. . . .	90
5.2	Confronto relativo alla larghezza media della breccia, $v_e =$ 0.07 m/s.	91
5.3	Schema della diga di Hell Hole.	93
5.4	Fasi dell'erosione della diga di Hell Hole	94
5.5	Confronto relativo all'idrogramma di piena simulato e osser- vato, $v_e = 0.3$ m/s - Hell Hole.	96
5.6	Portata solida calcolata, $v_e = 0.3$ m/s - Hell Hole.	97
5.7	Idrogramma di piena calcolato per il test di laboratorio 2. $v_e = 0.07$ m/s	102
5.8	Andamento dei livelli nel serbatoio - test 2.	102
5.9	Ingrandimento della breccia - test 2.	103
5.10	Idrogramma di piena osservato e portata entrante per il test 4.	104
5.11	Idrogramma di piena calcolato per il test 4. $v_e = 0.07$ m/s	105
5.12	Ingrandimento della breccia - test 4. $v_e = 0.07$ m/s	106
5.13	Andamento dei livelli nel serbatoio per il test 4. $v_e = 0.07$ m/s	106
5.14	Idrogramma di piena calcolato per il test 5. $v_e = 0.07$ m/s	108
5.15	Allargamento della breccia test 5.	108
5.16	Andamento dei livelli nel serbatoio test 5.	109
5.17	Idrogramma di piena calcolato per il Lab Test 6. $v_e = 0.07$ m/s	111
5.18	Ingrandimento della breccia Test 6. $v_e = 0.07$ m/s	111
5.19	Andamento dei livelli nel serbatoio, Test 6.	112
5.20	Idrogramma di piena calcolato per il Lab Test 7. $v_e = 0.07$ m/s	112
5.21	Ingrandimento della breccia, Test 7. $v_e = 0.07$ m/s	113
5.22	Andamento dei livelli nel serbatoio, Test 7.	113
5.23	Curva granulometrica test 10 e test 17. Figura originale in IMPACT (2005).	115

5.24	Andamento dei livelli nel serbatoio - test 10.	118
5.25	Andamento della portata - test 10.	118
5.26	Andamento dei livelli nel serbatoio - test 10.	119
5.27	Andamento della larghezza della breccia - test 10 ($t_0 = 5340$ s).	119
5.28	Andamento della portata - test 10 ($t_0 = 4500$ s).	121
5.29	Andamento dei livelli nel serbatoio - test 17.	122
5.30	Andamento della larghezza della breccia - test 17.	122
5.31	Confronto andamento livello nell'invaso - Field Test 1 ($v_e = 0.03$ m/sm).	125
5.32	Idrogramma di piena calcolato - Field Test 1 ($v_e = 0.03$ m/sm).	125
5.33	Confronto degli idrogrammi di piena - Field Test 3 ($v_e = 0.1$ m/s).	127
5.34	Confronto andamento livello nell'invaso - Field Test 3 ($v_e = 0.1$ m/s).	127
5.35	Confronto delle portate uscenti dalla breccia e dalla soglia - test 1.	130
5.36	Confronto del livello nell'invaso - test 1.	131
5.37	Confronto della larghezza della breccia misurata in sommità - test 1.	131
5.38	Confronto delle portate uscenti dalla breccia e dalla soglia - test 2.	132
5.39	Confronto del livello nell'invaso - test 2.	133
5.40	Confronto della larghezza della breccia misurata in sommità - test 2.	133
5.41	Foto aerea scattata il 9 giugno dopo il parziale dam breach - Mayunmarca, 1974 (Lee e Duncan, 1975).	137
5.42	Idrogramma di piena osservato - Mayunmarca, 1974 (Lee e Duncan, 1975).	139
5.43	Idrogramma di piena osservato - Mayunmarca, 1974 (Fread, 1988).	139
5.44	Confronto idrogramma di piena calcolato con idrogramma assunto e punti rilevati da (Lee e Duncan, 1975).	140
5.45	Confronto idrogramma di piena calcolato con punti rilevati e con l'idrogramma simulato da Fread (1988).	141
5.46	Confronto idrogramma di piena calcolato con idrogramma assunto e punti rilevati da Lee e Duncan (1975) - $Y_{min} = 67$ m	142
5.47	Confronto idrogramma di piena calcolato con punti rilevati e con l'idrogramma simulato da Fread (1988) - $Y_{min} = 67$ m	143
5.48	Diga naturale di La Josefina, 1993.	144
5.49	Schematizzazione dell'accumulo detritico	144
5.50	Confronto degli idrogrammi di piena - diga naturale di La Josefina. Parametri ridotti	147
5.51	Confronto degli idrogrammi di piena - diga naturale di La Josefina. Erosione arrestata	147

5.52	Diga naturale di Tangjiashan durante l'evento (Liu et al., 2010).	149
5.53	Confronto idrogrammi di piena (Liu et al., 2010).	151
5.54	Confronto andamento dei livelli (Liu et al., 2010).	151
5.55	Confronto idrogrammi di piena - suddivisione dell'ammasso in due strati (Liu et al., 2010).	152
5.56	Confronto andamento dei livelli - suddivisione dell'ammasso in due strati (Liu et al., 2010).	152
5.57	Valori del parametro v_e ottenuti per i test analizzati in funzione di d_{50} .	156
6.1	Portata al colmo in funzione di G al variare di $\tan \beta$ per $\alpha_0 = 2.5$ (Macchione e Rino, 2008).	158
6.2	Q_p^* in funzione di $\tan \beta$ per diversi valori di G e per α_0 variabile.	160
6.3	Q_p^* in funzione di $\tan \beta$ per diversi valori di G e per α_0 variabile.	161
6.4	Andamento temporale dell'idrogramma e dei parametri della breccia per $G = 0.8$ e $\alpha_0 = 2.5$.	164
6.5	Andamento temporale dell'idrogramma e dei parametri della breccia per $G = 0.8$ e $\alpha_0 = 2.5$.	165
6.6	Andamento temporale dell'idrogramma e dei parametri della breccia per $G = 0.8$ e $\alpha_0 = 2.5$.	166
6.7	$G = 0.8$ e $\tan \beta = 0.2$.	170
6.8	$G = 0.8$ e $\tan \beta = 2$.	170
6.9	$G = 80$ e $\tan \beta = 0.2$.	171
6.10	$G = 80$ e $\tan \beta = 2$.	171
7.1	Interpolazione delle funzioni $Q_p^* = f(G, \alpha_0)$.	176
7.2	Andamento delle funzioni a e b in relazione ad α_0 .	177
7.3	Errori prodotti dalla formula (7.8) rispetto ai risultati forniti dal modello numerico.	178
7.4	Portata al colmo adimensionale Q_p^* in funzione di G per diversi valori di α_0 nell'ipotesi di $\tan \beta = 2$.	180
7.5	Andamento delle funzioni a e b in relazione ad α_0 per $\tan \beta = 2$.	181
7.6	Errori di predizione della formula (7.9) rispetto al modello numerico.	181
7.7	Inviluppo di Q_{p-inv}^* in funzione di G per diversi valori di α_0 .	183
7.8	Interpolazione di Q_{p-inv}^* in funzione di G per diversi valori di α_0 .	183
7.9	Andamento delle funzioni a e b in relazione ad α_0 - funzione inviluppo.	184
7.10	Errori nella stima della portata con la formula inviluppo e i parametri stimati mediante interpolazione.	184

7.11	Errore della formula rispetto al modello numerico con i parametri della formula stimati mediante la retta e errore massimo in sottostima al 5%.	186
7.12	Portata al colmo per diversi valori del livello di riempimento per $\alpha_0 = 1.5$ e $\tan \beta = 0.2$	188
7.13	Rapporto Q_{ps}^*/Q_{pt}^* con Z_0^* variabile per $\alpha_0 = 1.5$ e $\tan \beta = 0.2$	188
7.14	Portata al colmo per diversi valori del livello di riempimento per $\alpha_0 = 3.5$ e $\tan \beta = 0.2$	189
7.15	Rapporto Q_{ps}^*/Q_{pt}^* con Z_0^* variabile per $\alpha_0 = 3.5$ e $\tan \beta = 0.2$	189
7.16	Interpolazione dei valori del rapporto Q_{ps}^*/Q_{pt}^* in funzione di Z_0^* per diversi valori di α_0	190
7.17	Interpolazione lineare della funzione γ	191
7.18	Interpolazione delle funzioni a e b per Q_{pt}^* ($Z_0^* = 1$).	191
7.19	Interpolazione dei valori forniti dal modello per Q_{pt}^* nell'ipotesi $Y_0^* = e$ e $Z_0^* = 1$	192
7.20	Errori rispetto al modello relativi alla formula 7.21 per $\alpha_0 = 1.5$	193
7.21	Errori rispetto al modello relativi alla formula 7.21 per $\alpha_0 = 3.5$	193
7.22	Errori rispetto al modello relativi alla formula 7.23 per $\alpha_0 = 1.5$	195
7.23	Errori rispetto al modello relativi alla formula 7.23 per $\alpha_0 = 3.5$	195
8.1	Capacità predittive del modello con breccia rettangolare per dighe <i>earthfill</i> - portata al colmo.	209
8.2	Capacità predittive del modello con breccia rettangolare per dighe <i>earthfill</i> - larghezza media della breccia.	210
8.3	Idrogrammi di piena osservato e simulato per il test 5 - breccia rettangolare.	211
8.4	Svuotamento del serbatoio - test 5 - breccia rettangolare. . .	212
8.5	Ingrandimento della breccia - test 5 - breccia rettangolare. . .	212

Elenco delle tabelle

5.1	Caratteristiche dell'invaso e delle dighe analizzate.	89
5.2	Caratteristiche della breccia e risultati delle simulazioni mediante il modello ($v_e = 0.07$ m/s).	90
5.3	Dati usati per la simulazione mediante modello numerico - Hell Hole.	95
5.4	Caratteristiche geometriche della diga - test 2.	100
5.5	Risultati della simulazione - test 2.	101
5.6	Analisi della sensibilità rispetto a v_e	101
5.7	Risultati della simulazione - test 4.	104
5.8	Risultati della simulazione - test 5	107
5.9	Caratteristiche geometriche della diga - test 6, 7	110
5.10	Risultati della simulazione - test 6	110
5.11	Risultati della simulazione - test 7.	114
5.12	Dati usati per la simulazione dei test 10 e 17.	115
5.13	Test 10 - fasi del fenomeno (Morris et al., 2007).	116
5.14	Test 10 - sintesi risultati.	117
5.15	Test 17 - sintesi risultati.	121
5.16	Caratteristiche geometriche della diga - field test 1	124
5.17	Caratteristiche geometriche della diga e dati relativi all'evento - field test 3	126
5.18	Caratteristiche del materiale usato per le dighe.	128
5.19	Dati della diga naturale di Mayunmarca.	138
5.20	Dati della diga naturale di La Josefina. * Dati relativi alla diga ridotta.	145
5.21	Risultati ottenuti per la diga naturale di La Josefina	146
5.22	Dati della diga naturale di Tangjiashan.	150
5.23	Sintesi dei risultati circa il parametro v_e nei casi analizzati	156
7.1	Valori di G^* in funzione di α_0	174
7.2	Valori del coefficiente a e dell'esponente b calcolati per le rette inviluppo.	185
7.3	Valori del coefficiente a e dell'esponente b calcolati per le rette passanti per i punti $G = 0.2$ e $G = 100$	194

7.4	Dati delle dighe utilizzate per la verifica delle capacità predittive della formula.	198
7.5	Risultati applicazione formula.	199
7.6	Risultati applicazione altre formule.	200
7.7	Risultati applicazione altre formule.	201
7.8	Analisi di sensibilità sul valore della pendenza dei paramenti.	203
8.1	Caratteristiche della breccia e risultati dell'applicazione del modello ($v_e = 0.062$ m/s).	208
8.2	Caratteristiche geometriche della diga - test 5	210

Introduzione

Le rotture degli sbarramenti e il conseguente rilascio del volume invasato sono eventualità che generano notevole apprensione per il rischio di perdite di vite umane e per i potenziali danni al patrimonio, ma che fortunatamente con il passare del tempo diventano sempre più infrequenti, grazie ai notevoli progressi compiuti nelle tecniche costruttive e alla sempre crescente attenzione verso le tematiche della sicurezza delle dighe. Ovviamente per quanto ci si possa sforzare di rendere questi eventi estremamente rari, la probabilità che si verifichi una rottura con conseguenze disastrose non può essere completamente annullata, perché sono sempre teoricamente possibili eventi naturali estremi più grandi di quelli considerati in fase di progettazione. Oltre a ciò è da considerare un problema affine come la formazione delle dighe da frana che, occludendo l'alveo fluviale, generano a tergo laghi con livelli crescenti che, una volta arrivati alla sommità del deposito di frana, inesorabilmente danno luogo, con la tracimazione dello sbarramento, al rilascio di portate idriche che possono assumere entità disastrose. Per tale motivo la ricerca nel campo dell'idraulica si è da sempre interessata del problema del calcolo dell'onda di piena conseguente alla rottura delle dighe.

In questo contesto è necessario operare una distinzione. Infatti la rottura delle dighe murarie avviene con modalità diverse rispetto a quelle che caratterizzano le dighe in materiali sciolti. Nel primo caso la rottura può essere considerata istantanea e nell'ambito della ricerca questo specifico argomento è indicato come problema di *dam break*. È bene precisare che in questo caso, nella modellistica matematica più recente, il calcolo dell'onda di piena uscente dal serbatoio è parte della soluzione corrente nell'ambito dell'integrazione numerica delle equazioni del moto vario, che parte da una condizione iniziale caratterizzata dalla discontinuità del tirante in corrispondenza della diga, la cui rimozione viene pensata istantanea. Per le dighe in materiali sciolti, sebbene il fenomeno tenda ugualmente ad evolvere in maniera molto rapida, l'erosione è chiaramente graduale e governata in massima parte da una corrente che esercita una certa capacità erosiva su un rilevato più o meno erodibile. Nella ricerca in ambito internazionale questo problema è identificato con il nome di *dam breach* e, a differenza del caso precedente, riguarda proprio la determinazione della condizione al contor-

no per gli studi di propagazione. Nonostante il *dam breach* sia studiato ormai da diversi decenni, ancora sono da compiere importanti passi avanti nella comprensione del fenomeno e di conseguenza anche nella capacità di descrivere il fenomeno mediante la modellistica matematica. Negli ultimi anni, anche grazie ad importanti contributi scientifici, si è risvegliato l'interesse per questo settore della ricerca idraulica e sono stati realizzati, anche attraverso progetti di ricerca internazionali, numerosi studi di tipo sperimentale che hanno riportato al centro dell'attenzione degli studiosi di questo argomento il problema dell'osservazione e della comprensione della fenomenologia del *dam breach*. Sono risultati molto interessanti i tentativi di realizzare test sperimentali impiegando dighe a grande scala in modo da ridurre al minimo le semplificazioni e gli effetti di scala che sono inevitabili quando il fenomeno è condotto in laboratorio con dighe di piccole dimensioni. L'osservazione ravvicinata del fenomeno ottenuta mediante i test sperimentali ha ovviamente dato anche una nuova spinta alla realizzazione di modelli matematici fisicamente basati sempre più complessi in cui si tenta di descrivere in maniera analitica i diversi aspetti osservati. Tra questi i casi più evidenti riguardano il tentativo di descrivere in maniera dettagliata il crollo delle sponde per effetto dell'erosione al piede, la fase iniziale del fenomeno per le dighe in materiali coesivi, cioè la formazione ed avanzamento dell'*headcut*, o anche gli studi condotti con lo scopo di determinare l'erodibilità dei materiali in funzione delle caratteristiche granulometriche e geotecniche dei terreni. Con ciò non si è ridotta l'importanza dei modelli fisicamente basati che propongono una descrizione fisico-matematica del problema quanto più sintetica possibile, limitata agli aspetti essenziali del fenomeno. Questi modelli hanno infatti il vantaggio della semplicità d'uso e solitamente non richiedono la conoscenza dei diversi parametri fisici riguardanti le caratteristiche delle dighe che a volte sono difficili da determinare e che non sempre possono essere considerati rappresentativi di un intero rilevato. In questo lavoro di tesi si è seguita l'impostazione del problema proposta da Macchione (2008) con un modello fisicamente basato ad un solo parametro. Nel lavoro si propone innanzitutto un'approfondita valutazione sulle capacità predittive del modello, esplorando in maniera dettagliata l'intera casistica delle tipologie di dighe in terra, comprendente le dighe reali artificiali in materiale coesivo, non coesivo e *rockfill*, i test sperimentali e le dighe da frana. I numerosi test analizzati e l'analisi di sensibilità sulla morfologia della breccia (nel caso specifico sulla pendenza delle sponde della breccia) considerata nel modello, hanno consentito di osservare in maniera dettagliata, l'ambito di applicabilità e i limiti del modello, i suoi punti di forza e le sue capacità predittive. Sempre con lo scopo di realizzare poi uno strumento che fosse di utilità in ambito tecnico, a partire dal modello numerico, sono state elaborate delle formule per il calcolo della portata al colmo, caratterizzate da capacità predittive migliori delle altre formule disponibili in letteratura. Infatti queste ultime metto-

no in relazione la portata al colmo con una o al massimo due grandezze rappresentative del sistema diga-invaso e in particolare l'altezza della diga e il volume invasato. Le formule qui proposte invece, derivate dalla formulazione adimensionale del modello, tengono conto di altri fattori, come la morfologia e il grado di riempimento dell'invaso, che hanno dimostrato di avere una notevole influenza sulla portata al colmo. Sempre a partire dalle osservazioni più recenti sulla morfologia della breccia, è stata proposta infine una formulazione del modello con una rappresentazione ancora più semplificata della breccia basata, conformemente alle osservazioni sperimentali più recenti, su una sezione trasversale di forma rettangolare già formata, cioè con la base posta in corrispondenza della base della diga. Anche in questo caso le potenzialità e i limiti dell'approccio proposto sono analizzati mediante l'applicazione ai casi studio meglio documentati.

Capitolo 1

Notizie generali

1.1 Premessa

Le esigenze che portano alla realizzazione di un invaso sono diverse. La produzione di energia elettrica è una di queste ed è certamente la più frequente nel nostro Paese. Molto diffusi sono gli invasi realizzati per l'irrigazione dei campi e per la distribuzione dell'acqua per uso potabile. Esistono poi degli invasi particolari che vengono creati per uso industriale, come i bacini di decantazione per i materiali di scarto dei processi produttivi. In ultimo, ma non di certo per importanza, si hanno le dighe che vengono realizzate per la protezione di centri abitati dalle inondazioni, i cosiddetti serbatoi di laminazione delle piene. Nella maggior parte dei casi, al fine di aumentarne la convenienza e l'economicità, gli invasi assolvono simultaneamente a più di una di queste funzioni. Le tecniche costruttive sono molteplici. Innanzitutto si opera una grande distinzione tra sbarramenti murari e sbarramenti in materiali sciolti. Le dighe murarie possono essere ulteriormente suddivise in:

- Dighe a gravità: (con asse planimetrico rettilineo e lievemente curvato) nelle quali la resistenza alle pressioni e ad azioni sismiche è affidata al peso stesso dello sbarramento.
- Dighe ad arco: si tratta di sbarramenti snelli con asse planimetrico curvo, che scaricano le tensioni della pressione di acqua, ghiaccio e azioni sismiche sulle sponde della vallata mediante la curvatura del corpo diga.
- Dighe a volte o solette sostenute da contrafforti: tipo di diga a gravità alleggerite.

Le dighe in materiali sciolti invece, si differenziano in relazione alla tipologia dei materiali utilizzati, alle modalità di costruzione e per la presenza di particolari accorgimenti costruttivi volti ad assicurare la stabilità e

la tenuta idraulica dell'opera. Di questa tipologia di dighe si parlerà più diffusamente nei paragrafi successivi di questo capitolo.

In Italia si opera una distinzione tra le grandi e le piccole dighe. Sono classificate come grandi dighe quelle che hanno un'altezza maggiore di 15 m o che determinano un invaso superiore a $1 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. Le grandi dighe sono di competenza nazionale (L. 183/1989) e sono sottoposte, ai fini della tutela della sicurezza e della pubblica incolumità, sin dalla fase di progettazione, al controllo da parte del Registro Italiano Dighe (R.I.D). Le dighe italiane di competenza statale sono attualmente 541 (dato aggiornato a giugno 2008). Le piccole dighe invece sono di competenza regionale o del Ministero dell'Industria come nel caso dei bacini di decantazione. Il censimento di questo tipo di opere è molto più complesso perché non è semplice definire dei criteri minimi affinché un bacino artificiale possa essere preso in considerazione. A riguardo, nel 1994, si è conclusa una campagna di indagine promossa dal Ministero dei LL. PP., basata su immagini da satellite relative al periodo 1984-1987 con una risoluzione tale da rendere possibile l'individuazione di invasi con superficie minima di circa 900 metri quadri. Dal censimento risultarono circa 8400 piccoli invasi. Tale dato era in accordo con una precedente rassegna sui laghi collinari fatta su dati a carattere amministrativo aggiornati al 1970. D'altra parte, i dati forniti da alcune regioni, quindi certamente più dettagliati, fanno supporre che quelli forniti dal Ministero dei LL. PP. tendano a sottostimare abbondantemente il dato reale e che in realtà attualmente i piccoli invasi italiani siano più di 20 000 unità.

Le dighe sebbene siano opere di grande utilità sono elementi di rischio per i territori posti a valle o nelle immediate vicinanze, in quanto possono essere soggette ad incidenti anche di grave entità. La fonte di preoccupazione maggiore è legata al possibile rilascio improvviso e non controllato di una parte o di tutto il volume invasato per malfunzionamenti o manovre errate degli organi di scarico o ancora peggio per il collasso parziale o totale dell'opera.

In Italia si sono verificati alcuni incidenti particolarmente gravi. Il primo riguarda la diga ad archi multipli di Gleno alta 29 metri, lunga 260 e avente un invaso di 5 000 000 di metri cubi. La rottura fu causata dall'insufficiente stabilità della fondazione e dal cedimento istantaneo di alcuni contrafforti su cui poggiavano le volte costituenti il paramento di monte. Il cedimento aprì sul corpo diga una breccia di circa 80 metri attraverso la quale si ebbe lo svuotamento totale dell'invaso. La rottura causò più di 400 vittime. Un altro incidente si ebbe nel 1935 quando si ruppe la diga a gravità di sella Zerbino. Si trattava di uno sbarramento secondario a gravità in calcestruzzo creato per consentire l'innalzamento di circa 13 m del livello dell'invaso artificiale creato da una diga preesistente sul torrente Orba. In occasione di ingenti precipitazioni, entrambe le dighe furono tracimate per insufficiente capacità di deflusso dello scaricatore di piena. Quella princi-

pale resistette mentre la diga laterale, priva di sfioratori, crollò. L'incidente più noto è del 1963 e riguarda la diga del Vajont. In quel caso, come è noto, non si ebbe la rottura dello sbarramento, ma questo fu tracimato dall'onda generata dal distacco di un'enorme frana dal monte Toc. L'acqua risalì sul versante opposto raggiungendo una quota di 260 sul livello del serbatoio e, tracimando lo sbarramento, si riversò nella sottostante gola verso la vallata del Piave, distruggendo il paese di Longarone e causando circa 1400 vittime. Incidenti di natura diversa si sono poi verificati più recentemente. Il 19 Luglio 1985 in Val di Fiemme si verificò il cedimento di due bacini di decantazione di materiali di scarto di una miniera di fluorite. La colata di fango che si generò investì l'abitato di Stava distruggendo le abitazioni incontrate nel percorso. Un altro incidente si verificò il 28 Luglio del 1987 quando una frana verificatasi in Val Pola cancellò il paese di Sant'Antonio Morignone e sbarrò il corso del fiume Adda. Si formò un lago di notevoli dimensioni che fece temere una disastrosa tracimazione che fu evitata solo grazie ad una serie di interventi di ingegneria idraulica (Maione, 1992).

In Italia successivamente alla data di introduzione del regolamento dighe (DPR n.1363/1959), a cui sono soggetti tutti gli sbarramenti di altezza superiore a 10 m o che determinano un vaso almeno di 100000 metri cubi, non si sono verificate rotture e a ciò ha contribuito anche l'opera di controllo da parte del Servizio Nazionale Dighe sostituito nel 2004 dal R.I.D (Registro Italiano Dighe). D'altra parte si osserva che la stessa qualità e continuità di controlli non è assicurata per i tanti piccoli invasi di varia natura che sono sparsi sul nostro territorio. L'incidente di Val di Stava testimonia appunto che anche invasi poco importanti possono essere causa di gravi incidenti. L'incidente di Val di Pola invece pone l'attenzione sui rilevati in materiali sciolti originati da frane.

Per quanto riguarda gli sbarramenti artificiali la scelta di usare materiali sciolti per il corpo diga è molto frequente, specie tra le dighe minori e le piccole dighe. Il vantaggio di costruire rilevati in materiali sciolti per invasi di modeste dimensioni nasce da considerazioni tecniche ed economiche, come l'opportunità di realizzare strutture semplici e la possibilità di utilizzare materiale disponibile in loco. D'altra parte una recente rassegna dell'ICOLD(1995) sugli incidenti occorsi agli sbarramenti mette in luce come le dighe appartenenti a questa tipologia siano certamente quelle più soggette a problemi. Ciò è dovuto alla vulnerabilità rispetto a tracimazioni prolungate e alla possibile formazione di moti di filtrazione che nei casi peggiori possono degenerare in fenomeni di sifonamento. In entrambi i casi è possibile la completa rovina dell'opera e il rilascio di volumi d'acqua che possono causare gravissimi danni nei territori posti a valle.

La particolarità delle dighe in materiali sciolti è evidente anche nel processo di rottura. Infatti, mentre per gli sbarramenti murari il collasso parziale o totale dell'opera è solitamente istantaneo, nel caso di dighe in terra si osserva la formazione di una breccia. Questa si ingrandisce gradualmente

per effetto degli sforzi di trascinamento prodotti dalla corrente e per effetto dei crolli di porzioni delle sponde che si verificano all'interno della breccia stessa prevalentemente a causa di fenomeni di scalzamento al piede. Questi aspetti sono presi in considerazione anche dalla normativa nazionale. Infatti, in allegato al progetto esecutivo di opere di sbarramento, è richiesta la determinazione dell'onda di piena e la delimitazione delle aree inondabili conseguenti ad ipotetico collasso. In particolare, riguardo alle modalità di rottura, per gli sbarramenti murari è fatto obbligo di considerare il crollo istantaneo parziale o totale del corpo diga. Per gli sbarramenti in materiali sciolti nei metodi di calcolo applicati, è ammissibile l'ipotesi di apertura graduale della breccia con modalità che abbiano una giustificazione teorica o sperimentale. Queste considerazioni hanno spinto il mondo della ricerca a studiare il fenomeno dell'erosione graduale di un rilevato al fine di fornire strumenti e metodologie affidabili. Nel presente lavoro particolare attenzione è dedicata allo studio delle modalità di rottura degli sbarramenti in materiali sciolti. Infatti, se per le dighe murarie sono disponibili metodi di calcolo ritenuti affidabili, il problema dell'erosione delle dighe in materiali sciolti è certamente più complesso. Le difficoltà maggiori nascono dalla notevole complessità dei fenomeni che conducono all'erosione del rilevato. Inoltre l'eterogeneità relativa alle dimensioni, alle modalità costruttive e ai materiali impiegati, si riflette sulla diversità di comportamento in fase di erosione. Nel prosieguo del presente lavoro saranno forniti dettagli sulle dighe in terra, per passare poi alle cause e alle modalità di rottura.

1.2 Tipi di dighe in terra

Le dighe artificiali in materiali sciolti costituiscono una tipologia costruttiva estremamente diffusa in particolare tra le dighe minori anche se le moderne tecniche di costruzione hanno permesso di realizzare dighe in terra estremamente alte. Il caso estremo è quello della diga, ancora in fase di costruzione, di Rogun in Tajikistan che, se il progetto iniziale sarà rispettato, nel momento in cui sarà completata avrà un'altezza di 335 m.

Il motivo principale della diffusione di tale tipologia di dighe è dovuto al fatto che in determinate situazioni queste risultano molto convenienti dal punto di vista economico. In particolare le dighe in terra vengono utilizzate nel caso di vallate molto larghe o quando, per le caratteristiche del suolo, è necessario contenere il peso dello sbarramento. Altro fattore determinante per la scelta di questa tipologia, è la disponibilità di materiale idoneo alla costruzione nel sito dell'invaso o nelle immediate vicinanze. Come per gli sbarramenti murari anche per le dighe in terra esistono diverse tipologie costruttive. La prima distinzione riguarda la scelta dei materiali. Per le dighe in terra (*earthfill*) si adoperano materiali a granulometria più fine prevalentemente sabbiosi e argillosi. In questo caso, in particolare per i piccoli

invasi, è possibile che la diga venga costruita adoperando prevalentemente un solo tipo di materiale. Ciò richiede che questo sia sufficientemente impermeabile da limitare i fenomeni di filtrazione, che si possono verificare sia nel corpo diga che nella zona a contatto con le fondazioni, con conseguente rischio per la stabilità dell'opera. Questo tipo di dighe vengono dette in terra omogenee. Molto più spesso, per assicurare la tenuta idraulica, è necessario posizionare all'interno dello sbarramento un nucleo impermeabile che solitamente è di materiale argilloso. In questo caso le dighe vengono dette zonate. Il nucleo può essere posizionato centralmente o inclinato verso il paramento di monte. In altri casi si preferisce adottare una membrana rigida, in cemento o asfalto, posta sul paramento di monte. Questa soluzione ha anche il vantaggio di proteggere il paramento di monte dalle azioni erosive esplicitate dal moto ondosso nell'invaso. Nei casi in cui non siano da temere moti di filtrazione in grado di compromettere la stabilità dell'opera, la protezione dall'erosione del paramento di monte può essere ottenuta anche mediante uno strato di massi gettati alla rinfusa (*riprap*). Solitamente il paramento di valle è invece protetto semplicemente con un manto erboso.

In altri casi le dighe possono essere realizzate con materiale roccioso; in questo caso prendono il nome di dighe di tipo *rockfill*. Queste dighe vengono realizzate quando non si ha a disposizione materiale adatto a realizzare una diga in terra e quando non si hanno condizioni favorevoli nel terreno di fondazione. Il materiale lapideo non è in grado di garantire la tenuta idraulica dell'opera pertanto è sempre presente una struttura che ha il compito di impermeabilizzare lo sbarramento. Questa può essere ancora una volta costituita da un nucleo centrale o inclinato oppure da una membrana rigida posta sul paramento di monte. Per la costruzione della membrana sul paramento di monte viene generalmente adoperato calcestruzzo o in alternativa materiale bituminoso. Più raramente si usa acciaio, materiale granitico o legname. In casi più rari, per dighe che hanno soltanto la funzione di protezione dalle piene, può non essere previsto un nucleo o una struttura impermeabile. È possibile infatti, ponendo una serie di filtri di materiale a granulometria diversa, tollerare dei moti di filtrazione a patto che questi non mettano in crisi la stabilità dell'opera.

Oltre alle dighe artificiali, come già detto, esistono quelle naturali. In questi casi una frana, prodotta solitamente da intense precipitazioni o da terremoti, occupa con i suoi detriti il letto di un corso d'acqua, ostacolando il deflusso. Tali situazioni sono certamente molto pericolose, in quanto gli sbarramenti naturali in caso di frane di grosse dimensioni, possono avere altezze molto maggiori rispetto a quelle delle dighe artificiali. In assenza di interventi queste frane portano alla formazione di invasi di notevoli dimensioni e conseguentemente alla sommersione delle aree poste a monte dello sbarramento. A ciò si aggiunge che l'ovvia assenza di organi di scarico comporta necessariamente la tracimazione dello sbarramento, che, una

volta iniziata, non può essere in alcun modo controllata. In tali situazioni è molto probabile, per effetto dell'azione della corrente, la formazione di una breccia che si espande fino alla rimozione di parte dell'ammasso detritico e al conseguente rilascio di portate estremamente pericolose per la sicurezza dei territori a valle. Nel passato si sono verificati diversi esempi di tracimazione di dighe naturali come nel caso della frana Deixi sul fiume Min, la cui conseguente inondazione causò più di 2400 vittime. Altro esempio è la diga sul fiume Mantaro in Perù dove una frana verificatasi il 24 aprile del 1974, di circa 1.6 miliardi di metri cubi diede vita ad uno sbarramento alto circa 170 m. La diga fu tracimata inizialmente in maniera piuttosto lenta e nonostante non si erose completamente la portata di picco fu stimata essere superiore a $10000 \text{ m}^3/\text{s}$. Eventi di questo tipo possono essere evitati con interventi mirati come la messa in sicurezza del rilevato, l'abbassamento del livello, tramite pompaggio, o la costruzione di un organo di scarico per la tracimazione controllata, nel caso in cui la diga sia sufficientemente stabile. Interventi di questo tipo in Val di Pola hanno evitato la rovina di una diga da frana alta circa 90 metri e il conseguente rilascio di un'onda di piena il cui colmo, in base ai risultati prodotti da un modello matematico, avrebbe potuto raggiungere il valore di $1600 \text{ m}^3/\text{s}$ (Macchione, 1993).

1.3 Cause di rottura

In un'importante rassegna dell'*International Commission On Large Dams* dal titolo "Lessons from dams incidents" (ICOLD, 1974), sono presentati dati e informazioni disponibili su incidenti e rotture occorse a dighe in tutto il mondo. L'opera in particolare riporta 534 casi di incidenti riguardanti 426 dighe di altezza superiore a 5 m. In questa rassegna si opera una distinzione tra incidenti e rotture. Nella prima categoria rientrano gli eventi non particolarmente gravi per i quali, a seguito di interventi di riparazione, è stato possibile ripristinare le funzionalità dell'opera. Tra le rotture si considerano invece gli eventi più gravi, che quasi sempre hanno determinato l'abbandono dell'opera e che di sovente hanno causato il rilascio incontrollato del volume invasato con effetti catastrofici sul territorio a valle.

In prima analisi si può operare una distinzione tra rotture causate dal verificarsi di eventi eccezionali e rotture legate al comportamento strutturale del sistema rilevato-fondazioni-opere accessorie. Un certo numero di rotture è poi da porre in relazione a terremoti ed eventi bellici (Macchione, 1993). Uno studio approfondito, promosso dall'ICOLD, è stato condotto da Laginha-Serafim e Coutinho-Rodriguez (1989) per la classificazione delle cause di rottura delle dighe. Limitando l'attenzione alle dighe in terra o pietrame, dallo studio risulta che la rottura di uno sbarramento può interessare le fondazioni, il corpo diga o le opere accessorie. Nel caso delle fondazioni il problema più ricorrente è il sifonamento. In questi casi l'erosione

solitamente si manifesta in maniera graduale ed è accompagnata da un aumento di portata e della torbidità nel corso d'acqua a valle della diga. In altri casi le rotture possono essere originate da fenomeni di deformazione e subsidenza del suolo o da eccessivi sforzi di taglio. Per quanto riguarda il rilevato i problemi possono essere legati a difetti nella tenuta idraulica del nucleo o eventualmente di altri elementi che assolvono questa funzione. Altri punti critici dove si possono sviluppare fenomeni di sifonamento sono le zone di contatto con le opere accessorie, e nei pressi delle spalle della diga. In altri casi la tenuta idraulica può essere compromessa da fessure e fratture prodotte da cedimenti o spostamenti differenziali nel corpo diga. Altri problemi possono essere legati ad una non adeguata protezione dei paramenti di monte e di valle da fenomeni di erosione. I problemi riguardanti le opere accessorie e quindi gli organi di scarico, sono legati principalmente a difetti di progettazione e a fenomeni di erosione prodotti da velocità di deflusso elevate e dal trasporto di materiale solido. Sempre legata agli organi di scarico, tra le cause di rottura, è da considerare l'insufficiente capacità di deflusso che si può manifestare in occasione di eventi eccezionali. In questi casi è molto probabile la tracimazione del rilevato, che se particolarmente prolungata, nel caso degli sbarramenti in materiali sciolti può provocare notevoli danni alla struttura. La rottura può essere causata anche da azioni di straordinaria intensità come terremoti, onde di piena eccezionali provocate dalla rottura di altri sbarramenti posti a monte, moto ondosio, frane nell'invaso e eccessive pressioni idrostatiche prodotte dall'accumulo di detriti o da ghiaccio. In altri casi incidenti possono essere dovuti a malfunzionamenti o ad inadeguate manovre degli organi di scarico.

1.4 Modalità di rottura degli sbarramenti in materiali sciolti

Quali che siano le cause che innescano la rottura di uno sbarramento in materiali sciolti, l'evoluzione del fenomeno può essere classificata semplicemente secondo due modalità: tracimazione e sifonamento del rilevato.

1.4.1 Tracimazione

La tracimazione avviene prevalentemente quando un'onda di piena eccezionale o una ridotta capacità di deflusso degli organi di scarico fanno sì che si esaurisca la capacità di invaso del serbatoio. Secondo lo schema proposto da Powledge et al. (1989a) (fig. 1.1), durante la tracimazione sul rilevato si osservano tre zone con regime di deflusso diverso. In particolare, sul coronamento si ha la sezione di controllo con il passaggio attraverso lo stato critico. Infatti la corrente è lenta sul tratto di coronamento a monte

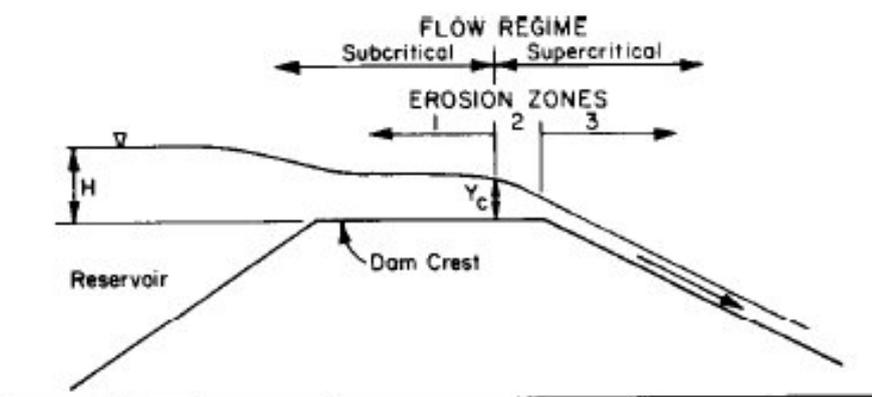


Figura 1.1: Andamento qualitativo della corrente sul rilevato nel caso di rottura per tracimazione secondo lo schema di Powledge et al. (1989a).

della sezione di controllo, mentre diventa veloce sul paramento di valle a causa dell'aumento della pendenza del fondo.

La zona 1 è collocata sul coronamento dove, data la bassa pendenza, si ha una corrente subcritica che accelera ma che resta in un campo di velocità relativamente basso e che quindi ha limitata capacità di erosione. Nella parte terminale del coronamento si ha la zona 2 dove si realizza lo stato critico, ma dove non si esplica l'erosione dato che questa zona è relativamente limitata e i tiranti, almeno inizialmente, sono bassi. La zona 3 è sul paramento di valle dove la corrente diventa veloce e si hanno notevoli sforzi di trascinamento e dove si concentra l'erosione. Sul paramento di valle è generalmente presente uno stato protettivo che può essere costituito da un manto erboso o da massi di grossa pezzatura. Quando questo strato viene rimosso si ha la formazione di un canale che si ingrandisce con velocità crescente. Solitamente si assume che la pendenza del canale sia pari a quella del paramento di valle o che questa si riduca per effetto della rotazione attorno ad un punto generalmente posto ai piedi del paramento di valle. Il processo continua con l'erosione del coronamento e quindi del paramento di monte. A questo punto si ha la formazione della breccia. Questa inizialmente tende prevalentemente ad approfondirsi, per cui l'erosione è concentrata sul fondo. In seguito, quando la breccia raggiunge le fondazioni del rilevato o il terreno naturale, l'erosione ha luogo maggiormente sui lati almeno fin quando la corrente non esaurisce la sua capacità erosiva o fino al raggiungimento delle spalle del canale in cui è collocata la diga, anch'esse non erodibili. In quest'ultimo caso si ha la rimozione completa del rilevato.

1.4.2 Sifonamento

La rottura per sifonamento o *piping* si ha quando eccessivi moti di filtrazione all'interno del rilevato provocano l'asportazione delle particelle solide. Ciò determina inizialmente la formazione di un piccolo canale che progressivamente si ingrandisce per l'azione della corrente. Contestualmente si assiste al progressivo aumento delle portate scaricate. In questa prima fase la quantità d'acqua che fuoriesce è limitata e il livello nell'invaso resta sostanzialmente immutato. L'aumento repentino della portata che fuoriesce dalla diga si ha quando il progressivo ingrandimento del canale determina l'instabilità della volta. A questo punto si ha il cedimento del coronamento e l'ingrandimento della breccia che prosegue con modalità simili a quelle che si osservano in caso di tracimazione (Johnson e Illes, 1976). La fase di innesco in questi casi può essere anche molto lunga e almeno nelle fasi iniziali non molto evidente. Segnali della rimozione di particelle del rilevato possono essere dati dalla presenza di sorgenti con acqua torbida sul paramento di valle o al piede della diga. Un esempio molto noto e ben documentato di sifonamento è dato dalla rottura della diga del Teton nell'Idaho (USA) verificatasi il 5 giugno 1976 (Balloffet e Scheffler, 1982).

Capitolo 2

Visione attuale della fenomenologia di apertura e sviluppo della breccia

2.1 Premessa

L'osservazione accurata e ravvicinata della rottura delle dighe reali è molto complessa e anche improbabile, se si escludono i casi in cui la rottura può essere prevista, come ad esempio per le dighe da frana. Anche nei casi di rottura ben descritti le informazioni solitamente hanno un grado di imprecisione notevole, specialmente quando si riferiscono a grandezze non facilmente misurabili come la portata. Inoltre, specialmente per quanto riguarda le caratteristiche della breccia, solitamente si hanno a disposizione informazioni raccolte ad evento concluso, che quindi possono non essere rappresentative del processo di ingrandimento quando questo è in atto. Per questo motivo sin dai primi studi sul dam breach si è fatto ricorso a modelli fisici di dighe reali per riprodurre a scala più piccola casi specifici e a test sperimentali veri e propri per favorire la comprensione del fenomeno. Negli ultimi 15 anni, visto il rinnovato interesse per la rottura delle dighe in terra, e riconosciuta ancora la presenza di diverse lacune sulla comprensione del fenomeno oltre che sulla disponibilità di dati per la validazione dei modelli numerici, sono stati realizzati numerosi test sperimentali. La maggior parte sono stati condotti a scala di laboratorio, ma specie negli ultimi anni, in alcuni casi sono state adoperate anche dighe a grande scala, nel tentativo di superare i problemi legati alla eccessiva semplificazione del fenomeno e agli effetti di scala, non sempre facilmente quantificabili ed eliminabili. I test sperimentali condotti di recente sono stati realizzati quindi principalmente con lo scopo di migliorare la comprensione del meccanismo di erosione delle dighe in materiali sciolti, mediante l'osservazione ravvicinata del fenomeno e lo studio dell'influenza dei diversi fattori

sull'evoluzione della rottura.

Gli aspetti del fenomeno che devono essere adeguatamente descritti nei modelli fisicamente basati sono essenzialmente due:

1. la morfologia e la modalità di ingrandimento della breccia.
2. l'idraulica del processo.

Le difficoltà che si incontrano nel descrivere in maniera adeguata questi due aspetti dipendono sia dalla complessità del fenomeno in sé, ma anche dall'impossibilità di stabilire una descrizione universale che sia efficace per le dighe in materiali sciolti in genere. È evidente infatti che la definizione stessa di dighe in materiali sciolti include un'ampia varietà di dighe, con differenze anche marcate per soluzioni progettuali, tipo di struttura e poi ovviamente per i tipi di materiale impiegati.

Di seguito si illustra l'analisi dello stato dell'arte per quanto riguarda la fenomenologia del *dam breach* con riferimento ai due aspetti fondamentali del fenomeno e le eventuali differenze che dipendono dalle caratteristiche delle dighe.

2.2 Morfologia e modalità di ingrandimento della breccia

Per quanto riguarda la morfologia della breccia, una delle assunzioni più comunemente adottata nel caso di rottura per tracimazione, considera una breccia inizialmente triangolare che si ingrandisce prevalentemente in senso verticale fin quando il vertice inferiore della breccia raggiunge la base della diga che è considerata non erodibile. Questa fase è solitamente indicata come fase di formazione della breccia. Successivamente, la breccia assume forma trapezoidale e continua ad allargarsi fin quando la corrente è in grado di produrre sforzi di trascinamento tali da erodere ulteriormente la breccia. Queste modalità sono state segnalate da diversi studiosi tra cui Johnson e Illes (1976) i quali indicavano per le sponde durante la fase triangolare una larghezza pari a 3-4 volte l'altezza della breccia, quindi con un rapporto $H/V = 2$. Anche MacDonald e Langridge-Monopolis (1984), in base all'analisi di 42 casi di rottura verificatisi negli Stati Uniti, suggerivano per la breccia durante lo svolgimento del processo, la sezione trasversale di forma prima triangolare e poi trapezoidale, con scarpa delle sponde pari a 0.5 (H:V).

Per quanto riguarda la modalità di ingrandimento della breccia, si è detto che diversi fattori sono in grado di influenzare l'andamento del fenomeno. La tipologia del materiale con le sue proprietà è probabilmente l'aspetto che maggiormente influenza la rottura di una diga in materiali

sciolti. In generale si usa distinguere tra diverse categorie di dighe poiché i fenomeni di rottura che le vedono coinvolte presentano peculiarità ben distinte. Seguendo questo criterio si opera una distinzione tra dighe in materiale coesivo, le dighe in materiale non coesivo e le dighe di tipo rockfill. È opportuno precisare che in passato diversi studi sono stati fatti sulla rottura delle dighe in materiale coesivo e non coesivo, mentre minore attenzione è stata dedicata alla rottura delle dighe di tipo rockfill, per cui in questi casi il fenomeno è ancora meno noto (Morris et al., 2008). Oltre a ciò in diversi studi sperimentali sono stati studiati gli effetti di variazioni più o meno modeste delle caratteristiche granulometriche e geotecniche sull'andamento della rottura della diga (Hanson et al., 2005; Hunt et al., 2005).

La struttura della diga è un altro aspetto che può avere notevole influenza sull'andamento e sulla rapidità del fenomeno. Nel caso delle dighe zonate con nucleo centrale è lecito ritenere che la velocità di erosione possa essere determinata dalla dimensione relativa del nucleo rispetto al resto della diga. Se il nucleo è relativamente piccolo la velocità di erosione potrebbe essere determinata dal materiale più esterno. Al contrario se il nucleo è ampio, la velocità di erosione potrebbe condizionata dalla minore erodibilità del nucleo e di conseguenza potrebbe risultare più bassa. La struttura della diga però non ha influenza solo sulla rapidità dell'erosione, ma in alcuni casi può influenzare anche la modalità di rottura della diga. È il caso ad esempio delle dighe con il nucleo inclinato che poggia sul materiale di valle. In questi casi alcuni esperimenti condotti su dighe di piccole dimensioni hanno mostrato che durante la fase iniziale, in particolare nel caso dei materiali più resistenti, l'erosione avviene inizialmente sul paramento di valle. Ciò può determinare il crollo repentino del nucleo inclinato nel momento in cui esso stesso non è più supportato dal materiale sottostante che viene eroso per primo (Hunt et al., 2006; Pugh, 1985; Tinney e Hsu, 1961). In questi casi quindi si può ritenere trascurabile la resistenza all'erosione offerta dal nucleo (Hunt et al., 2006).

Per quanto riguarda la modalità di rottura emergono differenze tra dighe in materiale coesivo e non coesivo, per cui è opportuno che le caratteristiche salienti del fenomeno nelle due tipologie di dighe siano illustrate separatamente. Per le dighe in materiale non coesivo si ritiene infatti che il fenomeno sia principalmente governato dall'erosione superficiale, mentre nel caso delle dighe in materiale coesivo, specialmente durante la fase iniziale è evidente la formazione dell' *headcut* cioè di una serie di cascate che progressivamente tendono a diventare più grandi e poi ad unirsi in un unico salto di fondo che progressivamente si sposta arretrando verso il paramento di monte (fig. 2.1). L'osservazione degli esperimenti mostra ovviamente che una separazione netta fra le due modalità di rottura non esiste e che anzi il fenomeno dell'*headcut*, sebbene sia maggiormente evidente per le dighe coesive, in qualche modo può essere sempre osservato.

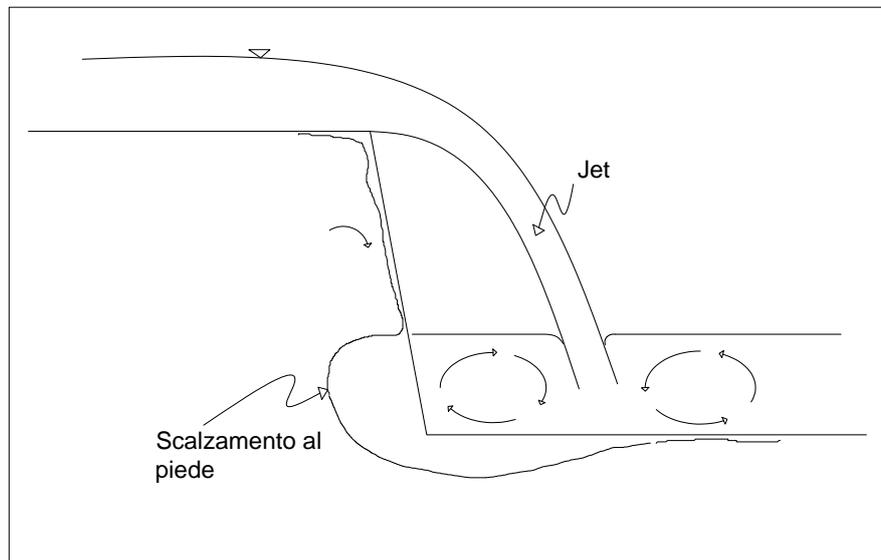


Figura 2.1: Schema descrittivo dell'headcut

2.2.1 Dighe in materiale non coesivo

Per quanto riguarda la fase di innesco nel caso di rottura per tracimazione, Powledge et al. (1989b) distinguono tra rottura di dighe in materiale granulare e dighe in materiale coesivo. Le prime solitamente sono dotate di un nucleo o di una struttura impermeabile che garantisce la tenuta fin quando il pelo libero è a quota inferiore rispetto alla parte sommitale del nucleo. Quando a causa della tracimazione l'acqua è in grado di oltrepassare il nucleo o viene a contatto con il paramento di valle è probabile che, a causa della maggiore permeabilità, si formino moti di filtrazione che, se prolungati nel tempo, possono indebolire il rilevato e causare smottamenti. L'erosione evolve rapidamente e diventa disastrosa quando questi smottamenti portano all'abbassamento del coronamento, al conseguente aumento del tirante e alla formazione di una breccia al cui interno si concentra la corrente (fig. 2.2).

L'ingrandimento della breccia nell'ambito delle dighe in materiale non coesivo è stato analizzato anche da Coleman et al. (2002), i quali hanno elaborato i risultati prodotti da una serie di test sperimentali condotti a scala di laboratorio su delle dighe di piccole dimensioni. Anche in questi casi gli autori hanno osservato che l'erosione ha inizialmente luogo sul paramento di valle, sul quale si forma un canale che tende ad ingrandirsi fino ad arrivare in prossimità del paramento di monte. Durante questa fase il canale tende a ridurre la sua pendenza da quella iniziale, uguale a quella del paramento di valle, fino a raggiungere un valore minimo. Inizialmente

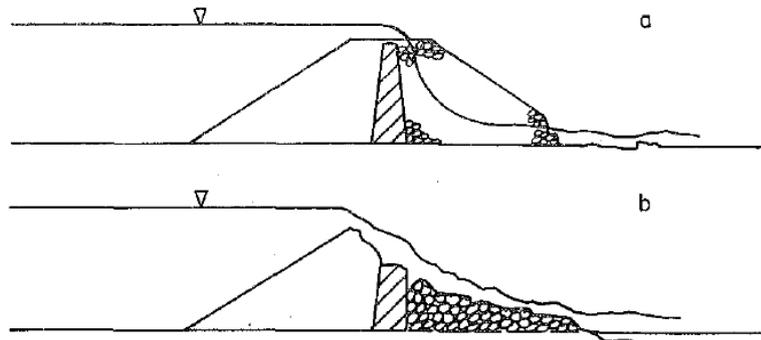


Figura 2.2: Meccanismo di erosione per dighe in materiale granulare (Powledge et al., 1989b).

L'erosione avviene prevalentemente in senso verticale, successivamente la breccia tende anche ad allargarsi. Come accennato in precedenza il meccanismo principale per l'ingrandimento della breccia nel caso delle dighe in materiale non coesivo è l'erosione superficiale. Cioè il materiale viene rimosso dalla breccia per effetto degli sforzi di trascinamento. Sulle sponde della breccia invece l'ingrandimento è determinato dai crolli causati dallo scalzamento al piede delle sponde stesse. Queste hanno almeno per la parte emersa solitamente pendenze molto elevate. Nel caso dei materiali più grossolani Tinney e Hsu (1961) rivalano una pendenza di poco superiore all'angolo di riposo del materiale. Tale pendenza può aumentare notevolmente però in base al grado di saturazione del terreno e per effetto della coesione apparente. Le pendenze finali, cioè quelle osservate a posteriori, sono generalmente minori e sono quindi il frutto di crolli che si verificano quando il fenomeno è ormai concluso.

Per Coleman et al. (2002) la sezione che meglio rappresenta la parte sommersa della breccia è quella parabolica. In diversi test si è visto però che le proporzioni della breccia sono variabili nel senso del moto della corrente, si ha cioè un canale non prismatico (fig. 2.3). Questo aspetto è stato osservato sia nei test di laboratorio che su quelli a grande scala ed è molto importante in quanto per il calcolo della portata nella breccia è necessario individuare la sezione di controllo del fenomeno. Coleman et al. (2002) osservano che questa è spostata verso monte rispetto al coronamento della diga ed ha una forma curva in pianta che ricorda i *minimum energy loss weirs*. Si ha quindi a partire dalla sezione di controllo un progressivo restringimento della breccia fino alla sezione in corrispondenza del coronamento. All'uscita della gola il canale tende nuovamente ad allargarsi. La forma in pianta del canale è definita dagli autori come *hourglass*. La non prismaticità del canale è confermata anche da Rozov (2003) sulla base di alcune indagini sperimentali condotte in laboratorio su dighe in materiale

non coesivo.

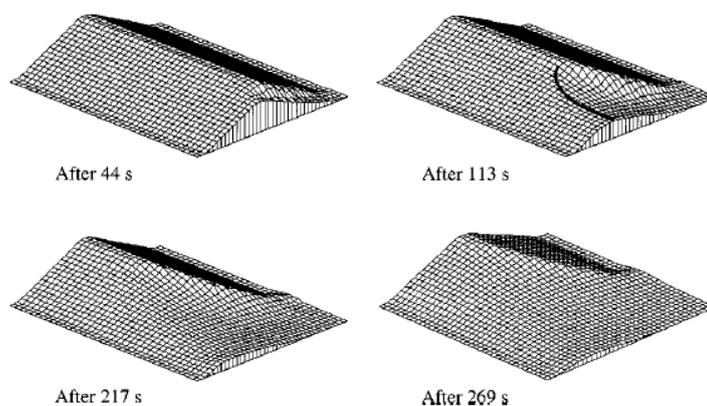


Figura 2.3: Forma della breccia nelle dighe in materiale non coesivo. Risultato dei test sperimentali condotta da Coleman et al. (2002).

Altri aspetti interessanti sono stati messi in evidenza dai test su modelli in grande scala condotti nell'ambito del progetto IMPACT (2005). I test innanzitutto hanno confermato che nel caso delle dighe di tipo earthfill l'ingrandimento avviene per erosione superficiale e per i crolli di materiale dalle sponde. Si osserva però che l'evoluzione del fenomeno, documentata fotograficamente da Morris e Hassan (2009), durante la fase iniziale è anche caratterizzata dalla formazione ed avanzamento dell'*headcut*. Ciò può essere spiegato con la presenza di qualche fattore in grado di aumentare la resistenza all'erosione del rilevato. I test hanno evidenziato che nel caso dei materiali non coesivi la breccia nella parte emersa ha le sponde quasi verticali e che a parte casi eccezionali il materiale cadente nella breccia dalle sponde non rallenta l'erosione ma è rimosso quasi immediatamente. Sempre Morris e Hassan (2009) mostrano che anche nel caso delle dighe *rockfill* le sponde nella parte emersa si mantengono quasi verticali. Anche in questo caso durante le fasi iniziali si assiste alla formazione dell'*headcut*, che però non si sviluppa completamente poiché l'erosione del coronamento avviene prima che l'*headcut* raggiunga il paramento di monte. Anche in questo caso è evidente la non prismaticità del canale della breccia e la presenza di una sezione di controllo posta leggermente a monte rispetto al coronamento.

2.2.2 Ingrandimento della breccia nelle dighe in materiale coesivo

Nel caso di sbarramenti in materiale coesivo, ma probabilmente anche nel caso di materiali poco erodibili, la maggiore resistenza all'erosione e la mi-

nore permeabilità condizionano enormemente il processo durante la fase iniziale. Infatti poiché sono poco probabili fenomeni di infiltrazione è anche poco probabile che si verifichino smottamenti sul paramento di valle in grado di abbassare la quota del coronamento. In questo caso si assiste alla formazione di scalini o salti di fondo sul paramento di valle, meglio noti come *headcuts*, che progressivamente crescono di dimensione e si spostano prima verso il coronamento e poi sul paramento di monte di monte (fig. 2.4) (Powledge et al., 1989b). In questi casi è quindi lecito ritenere che la formazione della breccia vera e propria e quindi l'aumento repentino della portata rilasciata sia ritardato rispetto alle dighe non coesive.

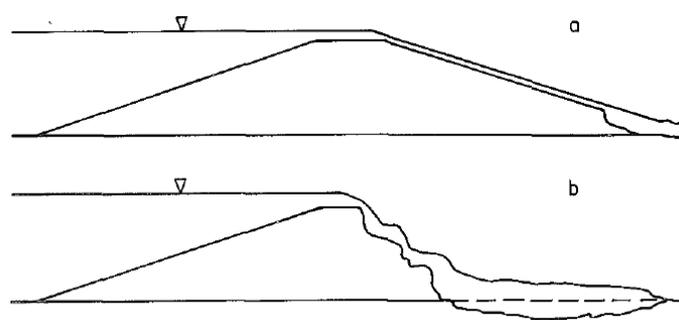


Figura 2.4: Meccanismo di erosione per dighe in materiale granulare (Powledge et al., 1989b).

Sulla base di diverse osservazioni fatte mediante test su dighe di piccole dimensioni, il processo è descritto in maniera dettagliata da Hanson et al. (2005) (fig. 2.5). Gli autori individuano 4 fasi principali:

- Fase 1: Formazione dell'*headcut*.
- Fase 2: Avanzamento dell'*headcut* attraverso il coronamento.
- Fase 3: Formazione della breccia.
- Fase 4: Allargamento della breccia e svuotamento del serbatoio.

Durante la prima fase si ha la tracimazione del rilevato e la formazione di una corrente sul paramento di valle che inizia ad erodere la superficie. Durante questa fase si ha la formazione di diversi gradini che però tendono progressivamente ad unirsi fino a formarne uno solo di grandi dimensioni. Nel momento in cui l'*headcut* inizia ad avanzare sul coronamento ha inizio la seconda fase che termina nel momento in cui il gradino raggiunge l'estremo a monte del coronamento. Successivamente si ha la terza fase che coincide con la formazione della breccia. Si ha cioè l'abbassamento del coronamento e l'aumento repentino della portata rilasciata attraverso la breccia. L'ultima fase invece riguarda l'ingrandimento laterale della breccia. Se

il serbatoio non è molto piccolo in relazione all'altezza della diga e alla velocità di erosione verticale, la portata al colmo e il rilascio di buona parte del volume invasato avvengono durante la quarta fase. Le prime due fasi del fenomeno sono indicate dagli stessi autori come fasi di innesco della breccia. Durante le prime due fasi la portata rilasciata è solitamente piccola in confronto ai valori di portata che si hanno quando il tirante nella sezione di controllo della breccia aumenta rapidamente.



Figura 2.5: Meccanismo di formazione ed avanzamento dell'*headcut* nelle dighe in materiale coesivo (Hanson et al., 2005).

La formazione e migrazione dell'*headcut* è documentata anche da Morris e Hassan (2009) nel test a grande scala condotto su diga in materiale coesivo e anche nei test della seconda serie realizzati in laboratorio in scala 1:10. Per quanto riguarda la fase iniziale di innesco del fenomeno, cioè durante le fasi 1 e 2 della schematizzazione descritta in precedenza, dai test di laboratorio emerge che l'allargamento della breccia è contenuto. Sia nei test a grande scala che in quelli di laboratorio si osserva la non prismaticità del canale già descritta per gli sbarramenti non coesivi (fig. 2.6).

2.3 Aspetti idraulici

L'idraulica del processo è strettamente legata alla morfologia della breccia ed è ovviamente di fondamentale importanza per la corretta descrizione del fenomeno. Se si considera il caso di rottura per tracimazione, durante le prime fasi si osserva una corrente che passa da una situazione di velocità

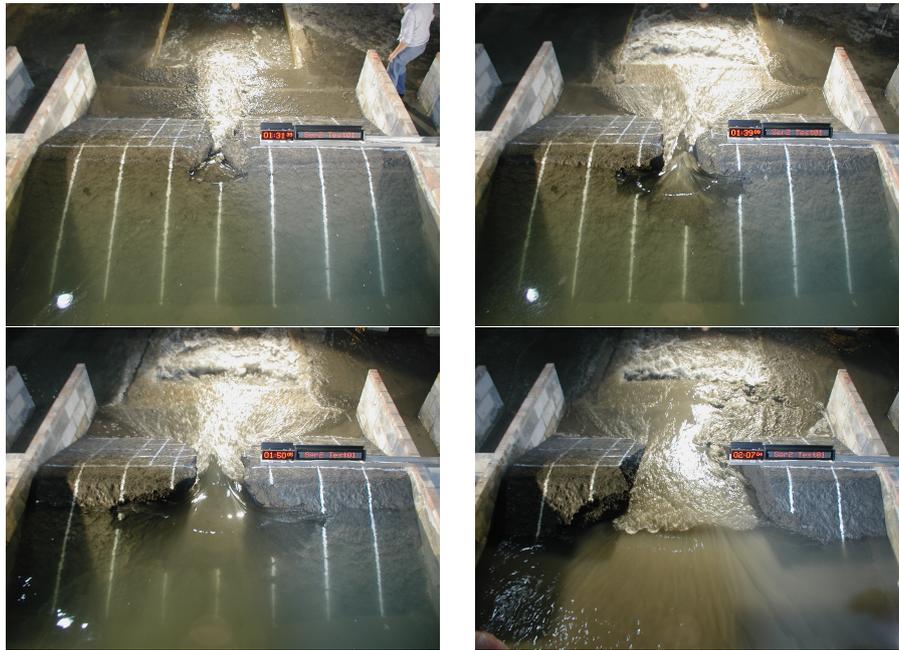


Figura 2.6: Ingrandimento della breccia nei test di laboratorio IMPACT su diga in materiale coesivo (Morris et al., 2007).

nulla nell'invaso ad una corrente prima lenta con bassa capacità erosiva sul coronamento e poi veloce sul paramento di valle. Ciò è reso evidente anche dall'andamento dell'erosione che inizialmente è concentrata più sul paramento di valle mentre non produce un particolare abbassamento del coronamento segno che in quella zona gli sforzi di trascinamento sono minori. Il passaggio attraverso lo stato critico, secondo questo schema illustrato da Powledge et al. (1989b), avviene nei pressi della parte terminale del coronamento. Quando l'erosione inizia a provocare l'abbassamento della base della breccia, la sezione di controllo è posizionata approssimativamente in corrispondenza della sezione iniziale del canale della breccia, cioè in un punto del paramento di monte. Il canale, come detto in precedenza, non è prismatico ma ha l'incile di forma circolare o ellittica con la concavità rivolta verso valle e tende a restringersi nella parte centrale per poi allargarsi nuovamente verso l'uscita. Nella breccia, durante questa fase, la corrente è sempre in condizioni di stato critico. Quanto detto è confermato da Chanson (2004) il quale osserva la somiglianza tra l'efflusso attraverso la breccia e i *Minimum Energy Loss Weirs* (MEL). Affinché ciò sia vero devono essere rispettate due condizioni:

- il carico totale resta invariato dall'incile della breccia fino al termine della strettoia.

- la corrente è in condizioni di stato critico dall'incile alla strettoia. Cioè risulta

$$F = \frac{Q}{\sqrt{g \frac{A^3}{B}}} = 1 \quad (2.1)$$

Nell'equazione (2.1) l'area A e la lunghezza della soglia sfiorante B si riferiscono rispettivamente alla superficie e alla lunghezza curvilinea della sezione trasversale. L'analogia tra il moto nella breccia e i MEL è stata osservata sperimentalmente nei test illustrati da Coleman e Andrews (2000) dove si è visto che le perdite di carico fino al restringimento sono minime e per il numero di Froude si hanno valori prossimi ad uno (Chanson, 2004). Della sezione di controllo curva si ha evidenza anche nei field test realizzati nell'ambito del progetto IMPACT. In figura 2.7 sono mostrate le situazioni di moto osservate durante i test. Nella fase iniziale del moto è evidente che si ha una situazione di corrente di stramazzo su soglia larga. Quando la breccia si approfondisce, ma prima che sia abbia un sostanziale allargamento, è evidente la notevole convergenza dei filetti. Morris e Hassan (2009) osserva che durante questa fase, che interviene quando ha inizio la formazione della breccia, si ha una notevole curvatura dei filetti sia in senso verticale che in piano. Dopo che la breccia è completamente formata, la curvatura dei filetti nella sezione di controllo tende a diminuire e si passa gradualmente ad una corrente a pelo libero attraverso un restringimento. Nella fase terminale è evidente l'influenza del livello di valle (*tailwater*) sulla corrente in corrispondenza della breccia.



(a) *Corrente convergente*



(b) *weir flow*



(c) *open channel flow*

Figura 2.7: Tipi di corrente osservati durante i test a grande scala IMPACT su diga in materiale coesivo (Morris e Hassan, 2009).

Capitolo 3

Stato dell'arte della modellistica numerica

3.1 Premessa

La necessità di valutare in maniera accurata quali siano i territori che possono soffrire dell'eventuale inondazione provocata dal collasso di una diga ha spinto i ricercatori idraulici a studiare il problema della determinazione dell'onda di piena. Negli studi riguardanti gli sbarramenti murari l'onda di piena è calcolata con metodi in cui si ipotizza l'asportazione istantanea, parziale o totale, del corpo diga. Nel caso delle dighe in materiali sciolti il fenomeno è graduale, essendo l'apertura della breccia determinata dall'interazione tra acqua e rilevato, pertanto l'ipotesi comunemente adottata per gli sbarramenti murari potrebbe risultare troppo cautelativa. Da ciò nasce la necessità di elaborare dei metodi di calcolo specifici per questo tipo di dighe e possibilmente in grado di riprodurre le modalità con cui si ingrandisce la breccia. I metodi più semplici reperibili in letteratura forniscono una stima della portata al colmo o dei parametri della breccia mediante formule statistiche frutto dell'elaborazione dei dati relativi alla rotture di dighe storicamente registrate. L'intero idrogramma di piena è invece ottenibile mediante modelli matematici, i quali a loro volta si differenziano in parametrici e fisicamente basati in base alla complessità delle relazioni usate per descrivere i singoli fenomeni.

3.2 Metodi statistici

I metodi statistici consistono in formule empiriche mediante le quali è possibile calcolare i parametri descrittivi dell'onda di piena o della breccia in funzione di alcune caratteristiche rappresentative dell'invaso o del rilevato. I legami correlativi sono ottenuti dall'analisi statistica dei dati relativi a

eventi di rottura che si sono verificati in passato. Più in dettaglio mediante queste relazioni è possibile calcolare le dimensioni finali della breccia, il tempo di rottura e la portata al colmo dell'onda di piena. La breccia è caratterizzata dalla larghezza media o in sommità e dall'inclinazione delle sponde. Più complessa è la definizione del tempo di collasso: Wahl (1998) distingue tra tempo di iniziazione o innesco (*initiation time*) e tempo di formazione (*formation time*). Il primo ha una durata estremamente variabile e generalmente si identifica con il periodo iniziale in cui si ha la tracimazione o il sifonamento del rilevato senza che si abbia un sensibile aumento delle portate scaricate. Il tempo di formazione è invece calcolato a partire dagli istanti in cui l'erosione inizia ad erodere il paramento di monte ed è il tempo necessario affinché la breccia raggiunga le sue dimensioni finali (Froehlich, 2008). Il tempo di formazione è quindi calcolato a partire dal momento in cui la portata scaricata dalla breccia inizia ad aumentare rapidamente e segna la durata del processo praticamente fino al termine. In questo senso può essere anche inteso come il tempo di collasso (*failure time*). È bene precisare, onde evitare confusione nelle definizioni, che altri autori identificano la fase di formazione della breccia con quella che ha inizio immediatamente dopo la fase di innesco e che termina nel momento in cui il fondo della breccia raggiunge la base della diga. Quindi secondo questa definizione, la fase di formazione si identifica con la fase di ingrandimento verticale e non comprende la fase in cui si ha il solo allargamento della breccia (Hanson et al., 2005; Morris et al., 2008). Questa è la definizione a cui si fa riferimento in questo lavoro di tesi. Per le formule statistiche qui presentate invece il tempo di formazione della breccia deve essere inteso secondo la prima definizione.

Le dimensioni finali della breccia e il tempo di collasso sono informazioni necessarie per le simulazioni mediante i modelli matematici di tipo parametrico. Questi infatti descrivono il fenomeno come lo svuotamento di un serbatoio attraverso una soglia le cui dimensioni sono variabili nel tempo e che crescono linearmente con velocità preassegnata fino ad una dimensione finale anch'essa prestabilita. Quindi molte volte il tempo di formazione e le dimensioni finali della breccia sono calcolati mediante le formule statistiche per poi essere usati in modelli di tipo parametrico mediante i quali si ottiene l'idrogramma di piena. Nei casi in cui non è richiesto il calcolo dell'intero idrogramma, è possibile applicare, pur con le dovute cautele, le formule di regressione che forniscono direttamente la portata al colmo. In letteratura sono disponibili diversi lavori in cui sono riportate le informazioni riguardanti gli eventi di rottura storicamente registrati sulla base dei quali sono state poi sviluppate le relazioni di calcolo o sono stati tarati e validati i modelli numerici. In merito alla qualità dei dati Wahl (1998), analizzando le varie fonti, osserva come non siano rari i casi in cui i dati riportati nei diversi studi sono palesemente in contrasto. Inoltre, il numero limitato di eventi per cui sono disponibili informazioni

costringe ad accorpere nell'analisi statistica casi anche molto diversi per tipologia di diga e modalità di rottura. Per questo motivo alla semplicità di uso di queste formule si contrappone spesso il notevole grado di incertezza dei risultati.

Tra gli studiosi che hanno prodotto formule statistiche sono da citare MacDonald e Langridge-Monopolis (1984) i quali suddividono le dighe in "earthfill dams" e "non-earthfill dams". La prima categoria comprende le dighe che possono essere considerate uniformemente erodibili, mentre alla seconda categoria afferiscono le dighe in pietrame o che hanno al loro interno un nucleo rigido o una struttura impermeabile a protezione del paramento di monte. Sulla base dell'analisi dei dati relativi a 42 casi di rottura, gli autori propongono dei diagrammi per il calcolo del volume della breccia V_M , del tempo di collasso t_f e della portata al colmo Q_p . Queste grandezze sono calcolate in funzione di un termine definito come "fattore di formazione della breccia" definito come prodotto tra il volume fuoriuscito dalla breccia V_w e la differenza tra livello iniziale nell'invaso e altezza finale della breccia h_w . Per le dighe di tipo "earthfill" i diagrammi sono esprimibili mediante le seguenti relazioni:

$$Q_p = 3.85 (V_w h)^{0.412} \quad (3.1)$$

$$V_M = 0.0261 (V_w h)^{0.769} \quad (3.2)$$

$$t_f = 0.0764 V_M^{0.357} \quad (3.3)$$

Froehlich (1987) sulla base di 43 eventi di rottura propone delle relazioni adimensionali per il calcolo della larghezza media della breccia \bar{B} e della durata t_f del fenomeno, in funzione del volume di invaso e della profondità della breccia h_b . Nella relazione per il calcolo della larghezza media della breccia compare un termine k_0 assunto pari a 1.4 nel caso di tracimazione del rilevato e 1.0 per le altre modalità di rottura.

$$\bar{B} = 0.47 k_0 \left(\frac{V_w}{h_b^3} \right)^{0.25} \quad (3.4)$$

$$t_f = 0.6 \left(\frac{V_w}{h_b^2} \right)^{0.5} \quad (3.5)$$

Successivamente queste relazioni furono riviste dallo stesso autore (Froehlich, 1995a) anche sulla base dell'analisi di un campione di dati più esteso (63 casi di rottura) e proposte in forma dimensionale.

$$\bar{B} = 0.1803 k_0 V_w^{0.32} h_b^{0.19} \quad (3.6)$$

$$t_f = 0.00254 \frac{V_w^{0.53}}{h_b^{0.9}} \quad (3.7)$$

A queste relazioni se ne aggiunge una per il calcolo della portata al colmo Q_p ottenuta mediante l'analisi di 22 casi di rottura (Froehlich, 1995b):

$$Q_p = 0.607V_w^{0.295}h_w^{1.24} \quad (3.8)$$

3.3 Modelli matematici fisicamente basati

Le relazioni di cui si è discusso permettono di descrivere l'evento di rottura e il conseguente allagamento mediante alcuni parametri rappresentativi dell'onda di piena. D'altra parte per gli studi di perimetrazione delle aree inondabili è opportuna una descrizione completa del fenomeno riguardo al volume di acqua rilasciato e alla tempistica. Queste informazioni sono note solo se il modello di calcolo consente di calcolare l'intero idrogramma di piena. Per questo motivo sono stati sviluppati una serie di modelli più o meno complessi che, mediante delle relazioni matematiche, descrivono in maniera più o meno approssimata i singoli fenomeni che si osservano durante la rottura di una diga.

3.3.1 Modelli semplificati con legge di evoluzione della breccia di tipo parametrico

I modelli più semplici schematizzano il fenomeno con un serbatoio che si svuota per effetto dell'efflusso attraverso una soglia che si ingrandisce gradualmente con velocità prefissata. I modelli di questo tipo si basano semplicemente sulla legge di conservazione della massa e su una relazione per il calcolo della portata, mentre l'ingrandimento della breccia è trattato in maniera semplificata mediante una legge parametrica solitamente di tipo lineare (Macchione, 1980, 1993; Macchione e Sirangelo, 1990).

Modello di Macchione (1980)

Macchione (1980) in uno studio sulla pericolosità della potenziale inondazione della città di Cosenza per la rottura di un eventuale diga in terra sullo Iassa, ipotizza che l'onda di piena possa calcolarsi assumendo l'abbassamento graduale dell'altezza y del coronamento e a tal fine considera due modalità di rottura: una legge lineare del tipo $y = y_0 - mt$ e una in cui l'altezza y è fatta dipendere dalla radice quadrata del tempo t ($y = y_0 - mt^{0.5}$) in modo da simulare l'aumento di spessore della diga via via che l'altezza diminuisce. Il coefficiente m nelle due equazioni dipende dal tempo di collasso ed è fissato in base a casi analoghi di rottura. L'efflusso dalla breccia è calcolato sulla base del legame di stato critico tra portata e tiranti.

Variante parametrica del modello Macchione (1986)

Nel 1986, sulla scorta delle osservazioni della morfologia della breccia condotte da Johnson e Illes (1976), Macchione (1986) propone un modello che assume per l'evoluzione della breccia una prima fase, nella quale la sezione della breccia ha forma triangolare e una seconda fase, caratterizzata da una breccia a sezione trapezia. L'efflusso attraverso la breccia è calcolato con la relazione di stato critico. L'ingrandimento della breccia è fatto dipendere dagli sforzi di trascinamento esercitati dalla corrente sul contorno erodibile. I dettagli di tale modello sono riportati nel paragrafo 3.3.2. Utilizzando la suddetta schematizzazione della breccia e dell'efflusso attraverso di essa e ipotizzando una velocità di ingrandimento costante per la breccia è facile pervenire ad una variante del tipo parametrico del suddetto modello (Macchione, 1993). In particolare per quanto riguarda le equazioni del modello si ha che l'abbassamento del vertice inferiore della breccia Y è descritto da una legge lineare del tipo

$$Y = Y_0 - vt \quad (3.9)$$

dove Y_0 è il valore iniziale di Y , v è la velocità di ingrandimento della breccia e t è il tempo. La portata Q che fuoriesce dalla breccia nell'ipotesi di corrente in stato critico per la breccia triangolare è data da

$$Q = \sqrt{\frac{1}{2}g \tan \beta} \left[\frac{4}{5}(Z - Y) \right]^{5/2} \quad (3.10)$$

mentre per la breccia trapezoidale si ha

$$Q = \sqrt{\frac{1}{2}g \tan \beta} [h_c(h_c - 2Y)]^{3/2} (h_c - Y)^{-1/2} \quad (3.11)$$

Nelle equazioni precedenti Z è il livello nell'invaso, β è l'angolo che le sponde della breccia formano con la verticale e h_c è il tirante nell'ipotesi di stato critico che per la breccia trapezoidale vale

$$h_c = \frac{1}{5} \left[2Z + 3Y + \sqrt{9Y^2 + 4Z^2 - 8YZ} \right] \quad (3.12)$$

L'andamento del livello nell'invaso è dato dalla seguente equazione

$$\frac{dZ}{dt} = -\frac{Z^{1-\alpha}Q}{\alpha W_0} \quad (3.13)$$

dove α e W_0 sono rispettivamente l'esponente e il parametro della curva altezze volumi la cui espressione è $W = W_0 Z^\alpha$.

La velocità di erosione v può essere calcolata tramite il tempo di collasso, che a sua volta può essere calcolato con una delle equazioni statistiche

viste in precedenza. In caso di risultati poco realistici forniti dalle formule, è possibile procedere mediante un metodo proposto da Macchione e Sirangelo (1990): si ipotizza lo svuotamento completo dell'invaso e si adottano diverse velocità di erosione ottenendo per ciascuna una coppia di valori per il volume eroso V_M e per il tempo di collasso t_f . Con le coppie di punti ottenute si costruisce così su un diagramma (V_M, t_f) una curva che incrocia in un punto la retta d'involuppo individuata da MacDonald e Langridge-Monopolis (1984) data dalla formula (3.3). Il punto in cui le due curve si incrociano è il tempo di collasso della diga, da cui in base all'altezza, può essere calcolata la velocità di abbassamento del vertice v .

Modello parametrico di Walder e O'Connor (1997)

Il modello proposto da Walder e O'Connor (1997) è di tipo semplificato con una legge di ingrandimento della breccia di tipo parametrico. Infatti l'ingrandimento della breccia è descritto per mezzo di una legge che assume una velocità costante durante tutto il processo. Il valore della velocità di erosione può essere determinato mediante taratura sulla base dei dati relativi e eventi di rottura del passato.

Il modello si basa sull'equazione di conservazione della massa a cui è associata una relazione che fornisce la curva ipsometrica dell'invaso. La variazione di volume V è data dalla differenza tra la portata entrante Q_i e la portata uscente dalla breccia Q_o :

$$\frac{dV}{dt} = Q_i - Q_o \quad (3.14)$$

$$\frac{V(t)}{V_0} = \left[\frac{w(t)}{w_i} \right]^m \quad (3.15)$$

in cui w_i e V_0 sono rispettivamente i valori iniziali dell'altezza e del volume invasato. Per gli autori l'esponente m è solitamente compreso tra 1 e 3. Combinando le equazioni (3.14) e (3.15) è possibile calcolare l'andamento nel tempo del livello idrico nell'invaso $w(t)$. Il carico sulla breccia $h(t)$ è calcolato in funzione dell'altezza della base $b(t)$:

$$h(t) = w(t) - b(t) \quad (3.16)$$

Il livello della base della breccia, come detto in precedenza, è calcolato assumendo una velocità di abbassamento costante pari a k fin quando $t < t_f$ dove t_f indica il tempo in cui la breccia risulta completamente formata. Per cui risulta:

$$\frac{db}{dt} = k \quad (t < t_f) \quad (3.17)$$

$$\frac{db}{dt} = 0 \quad (t \geq t_f) \quad (3.18)$$

Gli eventi di rottura storicamente registrati riportati dagli autori hanno evidenziato una velocità di erosione che solitamente è compresa tra 10 e 100 m/h. La breccia è assunta di forma trapezoidale e le sue proporzioni rimangono costanti durante tutto il processo. Questa è quindi caratterizzata, fin dall'inizio dell'erosione, da una predefinita inclinazione delle sponde θ e da una larghezza alla base B proporzionale all'altezza finale della breccia mediante un parametro r anch'esso prestabilito e solitamente compreso tra i valori 1 e 5. La portata che fuoriesce dalla breccia si ottiene assumendo un funzionamento tipo stramazzo su larga soglia e quindi ipotizzando la condizione di stato critico. Per la sezione trapezoidale si ottiene quindi:

$$Q_0 = [c_1 r (D_c - w_i + kt) + c_2 h \cot \theta] g^{1/2} h^{3/2} \quad (t < t_f) \quad (3.19)$$

$$Q_0 = [c_1 r (D_c - b_f) + c_2 h \cot \theta] g^{1/2} h^{3/2} \quad (t \geq t_f) \quad (3.20)$$

Nelle precedenti espressioni D_c indica l'altezza della diga mentre c_1 e c_2 sono i coefficienti di efflusso. Combinando le equazioni (3.15), (3.16), (3.19), (3.20) si ottengono le equazioni differenziali (3.21) e (3.22) che consentono di calcolare l'andamento di h rispettivamente per la fase iniziale in cui si ha l'abbassamento della breccia e per la fase finale quando il fondo di questa ha già raggiunto la base.

$$\frac{dh}{dt} = k - \left(\frac{w_i^m}{mV_0} \right) \frac{[c_1 r (D_c - w_i + kt) + c_2 h \cot \theta] g^{1/2} h^{3/2} - Q_i}{(h + w_i - kt)^{m-1}} \quad (t < t_f) \quad (3.21)$$

$$\frac{dh}{dt} = - \left(\frac{w_i^m}{mV_0} \right) \frac{[c_1 r (D_c - b_f) + c_2 h \cot \theta] g^{1/2} h^{3/2} - Q_i}{(h)^{m-1}} \quad (t < t_f) \quad (3.22)$$

Fissata la condizione iniziale $b(t = 0) = D_c - b_f$ è possibile calcolare con un metodo di integrazione numerico alle differenze finite il valore di h nei diversi istanti di tempo e da questo la portata $Q(t)$. Il modello, nella memoria originale, è applicato per la simulazione di una serie di eventi di rottura che si sono verificati nel passato.

Gli autori presentano anche un'analisi di sensibilità del modello riguardo ai parametri a partire dalla formulazione adimensionale delle equazioni viste in precedenza. A partire da questa analisi vengono poi effettuate alcune considerazioni. Nella forma adimensionale delle equazioni compare un

termine η dato dal prodotto della velocità di erosione del volume in forma adimensionalizzata:

$$\eta = \frac{kV_0}{g^{1/2}d^{7/2}} = k^*V_0^* \quad (3.23)$$

Questo termine è grande per volumi invasati notevoli o quando la velocità di abbassamento della breccia è grande. L'analisi di sensibilità è condotta valutando l'andamento della portata al colmo adimensionale in funzione del termine η per il caso di tracimazione del rilevato. Dai grafici riportati nella memoria originale si nota subito come la portata al colmo adimensionalizzata è funzione crescente del parametro η mentre diventa costante per valori elevati di η . Tale comportamento si spiega con il fatto che, per valori bassi di η , si ha un sensibile abbassamento del livello nell'invaso durante il processo di ingrandimento della breccia, per cui la portata al colmo dipende dalla velocità di abbassamento della breccia e dalla forma dell'invaso definita mediante il parametro m . Per valori elevati di η si ha invece che la breccia è completamente formata quando il livello nell'invaso è praticamente ancora quello iniziale. Ciò comporta che la portata al colmo dipende soltanto dalle dimensioni finali della breccia e in misura minore dalle sue proporzioni definite mediante r e θ . Anche nel caso di sifonamento, per gli stessi motivi appena illustrati, si osserva un valore costante della portata al colmo adimensionale nei confronti del parametro η . In caso di sifonamento l'analisi di sensibilità è condotta rispetto ad un parametro adimensionale ξ rappresentativo della quota iniziale a cui avviene il sifonamento. Per valore di η bassi la portata al colmo adimensionalizzata è praticamente indipendente da ξ mentre, per valori di η grandi, risulta maggiore per valori più piccoli di ξ . Il modello per l'applicazione pratica richiede che oltre alle caratteristiche della diga e dell'invaso, siano fissati dei valori per le proporzioni della breccia (r e θ), per la velocità di abbassamento della breccia k , e che sia noto il livello finale b_f raggiunto dalla breccia al tempo t_f .

3.3.2 Modelli semplificati con soglia erodibile

L'assunzione di una legge di ingrandimento della breccia parametrica comporta una forte dipendenza della forma dell'idrogramma di piena nei confronti della velocità di erosione. Questa può essere determinata, per fini di previsione, mediante un'analisi dei casi storici di rottura o eventualmente per similitudine con un caso analogo per il quale esistono informazioni dettagliate. D'altra parte, proprio le informazioni relative ad eventi del passato mostrano una notevole variabilità delle velocità di erosione. A ciò si aggiunge che, in realtà, l'andamento della velocità di erosione è determinato dalle caratteristiche idrodinamiche della corrente e dall'interazione con il rilevato per cui è da attendersi di tipo non lineare. Per questo motivo sono stati sviluppati una serie di modelli che nella legge di ingrandimento della breccia mettono in conto la capacità erosiva della corrente. I modelli

più complessi prevedono la possibilità che la breccia si ingrandisca per effetto di crolli, simulando così il collasso di porzioni delle sponde mediante criteri geotecnici semplificati. Di seguito saranno illustrate le peculiarità di alcuni di questi metodi.

Modello proposto da Macchione (1986)

Nel modello la breccia è considerata come una soglia di sezione trasversale inizialmente triangolare, che diventa poi di forma trapezoidale nel momento in cui il vertice inferiore raggiunge la base della diga considerata non erodibile. Poiché questa è sempre assimilabile ad una strettoia, si ipotizza che la corrente nella breccia sia in regime critico. L'altezza critica h_c , rispettivamente nel caso di breccia triangolare e trapezoidale, è data da

$$h_c = \frac{4}{5} (Z - Y) \quad (3.24)$$

$$h_c = \frac{1}{5} \left[2Z + 3Y + (9Y^2 + 4Z^2 - 8YZ)^{1/2} \right] \quad (3.25)$$

in cui Z è il livello nell'invaso, e Y è l'altezza del vertice inferiore della breccia rispetto alla base della diga. La portata che in ogni istante esce dalla breccia è quindi data dalle equazioni

$$Q_b = \left(\frac{1}{2}g \right)^{\frac{1}{2}} \left[\frac{4}{5}(Z - Y) \right]^{\frac{5}{2}} \tan \beta \quad (3.26)$$

$$Q_b = \left(\frac{1}{2}g \right)^{\frac{1}{2}} [h_c (h_c - 2Y)]^{3/2} (h_c - Y)^{-\frac{1}{2}} \tan \beta \quad (3.27)$$

rispettivamente valide per la fase triangolare e trapezoidale.

Per l'ingrandimento della breccia si ipotizza che l'incremento dell'area della breccia dA_b in un intervallo di tempo infinitesimo dt sia dipendente dagli sforzi di trascinamento

$$\frac{dA_b}{dt} = ck_2 \tau^{3/2} \quad (3.28)$$

in cui c è il contorno bagnato erodibile, k_2 è una costante e τ è lo sforzo di trascinamento, quest'ultimo espresso dalla ben nota formula (3.29) in cui R è il raggio idraulico e S è la cadente:

$$\tau = \gamma R S \quad (3.29)$$

Poiché si ha

$$\frac{dA_b}{dt} = \frac{dA_b}{dY} \frac{dY}{dt} \quad (3.30)$$

l'ingrandimento della breccia può essere descritto in funzione di Y mediante due equazioni valide rispettivamente per la breccia triangolare e per la breccia trapezoidale:

$$\frac{dY}{dt} = -\frac{1}{2} \left(\frac{4}{5}\right)^2 \frac{k_2}{K^3} (\gamma g)^{3/2} (\sin \beta)^{3/2} \frac{(Z - Y)^2}{(Z_M - Y)} \quad (3.31)$$

$$\frac{dY}{dt} = -\frac{k_2}{K^3} (\gamma g)^{3/2} (\sin \beta)^{-1} \frac{(h_c - 2Y)}{2Z_M (h_c - Y)^{3/2}} \left(\frac{h_c}{\sin \beta} - Y\right)^{\frac{1}{2}} h_c^2 \quad (3.32)$$

Lo svuotamento del serbatoio è invece descritto da un'equazione di conservazione della massa in cui W rappresenta il volume invasato al tempo t

$$\frac{dW}{dt} = -Q_b \quad (3.33)$$

Le equazioni finali che descrivono l'andamento del livello Z nell'invaso si ottengono mediante una curva altezze-volumi del tipo $W = W_0^{\alpha}$. Per la breccia triangolare si ha:

$$\frac{dZ}{dt} = -\frac{Z^{1-\alpha}}{\alpha W_0} \left[\left(\frac{4}{5}\right)^{\frac{5}{2}} \left(\frac{g}{2}\right)^{\frac{1}{2}} (Z - Y)^{\frac{5}{2}} \tan \beta \right] \quad (3.34)$$

mentre per la breccia l'equazione è

$$\frac{dZ}{dt} = -\frac{Z^{1-\alpha}}{\alpha W_0} \left[(h_c - 2Y) h_c \left(\frac{g h_c - 2Y}{2 h_c - Y} h_c\right)^{\frac{1}{2}} \tan \beta \right] \quad (3.35)$$

Nelle equazioni che descrivono l'ingrandimento della breccia compare il parametro k_2/K^3 il cui valore per fini predittivi può essere ottenuto preventivamente mediante taratura.

Modello proposto da Macchione (2008)

Una versione aggiornata del modello è stata presentata di recente da Macchione (2008). Il modello, che è analogo a questo appena illustrato nella struttura fondamentale, considera una legge diversa per l'ingrandimento della breccia in cui per il calcolo del volume eroso, tiene conto dell'allargamento dello sbarramento con la profondità. In particolare l'ingrandimento della breccia è calcolato mediante l'equazione

$$dA_b l = c q_s dt \quad (3.36)$$

L'equazione (3.36) indica che in un intervallo di tempo infinitesimo dt il volume $dA_b l$ che è eroso nel canale della breccia, la cui lunghezza media è l , è uguale a quello che la corrente è in grado di trasportare. Il termine q_s è

la capacità di trasporto della corrente. Il volume eroso è calcolato sul contorno bagnato erodibile c , ma è distribuito su tutta la sezione A_b in modo da tener conto in maniera mediata nel tempo dei crolli dalle sponde della breccia. La lunghezza media l del canale della breccia è data dalle equazioni seguenti, rispettivamente valide per la breccia triangolare e per la breccia trapezoidale:

$$l = (Z_M - Y) \frac{s_u + s_d}{2} + w_c \quad (3.37)$$

$$l = Z_M \frac{s_u + s_d}{2} + w_c \quad (3.38)$$

in cui s_d e s_u sono rispettivamente le pendenze del paramento di valle e di monte (H:V).

Poiché questo modello è il punto di partenza per le applicazioni e gli sviluppi illustrati in questa tesi, si rimanda al cap. 4 per la descrizione dettagliata della sua formulazione.

Modello RoDaB

Il modello, proposto Franca e Almeida (2004), è fisicamente basato di tipo semplificato ed è rivolto al calcolo dell'onda di piena generata dalla rottura per tracimazione di uno sbarramento di tipo rockfill. Il modello è composto da un'equazione di conservazione della massa mediante la quale si descrive lo svuotamento dell'invaso e da una relazione per la continuità per i sedimenti che, associata ad una relazione per il calcolo della portata solida espressa in funzione della velocità della corrente, permette di ottenere il progressivo ingrandimento della breccia.

Alcuni test di laboratorio sono stati prodotti ed utilizzati dagli autori per lo studio della modalità di rottura delle dighe di tipo *rockfill* e per ottenere informazioni sulla morfologia della breccia. In particolare dai test emerge che l'apertura della breccia avviene principalmente attraverso una serie di crolli per l'instabilità delle sponde e ciò si riflette nell'idrogramma di piena che presenta diversi picchi. La forma finale della breccia è di tipo parabolico con larghezza finale in sommità pari a circa 2.25 volte l'altezza della diga. La fase iniziale di tracimazione è più lunga rispetto a quella che si osserva per le dighe di tipo *earthfill* e ciò è spiegabile con la maggiore resistenza al trascinamento del materiale delle dighe in *rockfill*. Il modello è dotato di due parametri che compaiono nella legge di erosione e che sono determinati per taratura mediante l'applicazione del modello ad una serie di casi storici di rottura.

Il modello di calcolo si basa su un'equazione per la conservazione della massa:

$$Q_i - Q_b - Q_c = \frac{dV_R}{dt} \quad (3.39)$$

Nell'espressione precedente Q_b è la portata che fuoriesce dalla breccia, Q_i è l'idrogramma di piena in ingresso nell'invaso e Q_c è la portata che defluisce su tutto il coronamento nella fase iniziale di tracimazione. L'equazione precedente può essere espressa anche in funzione del livello idrico N_R , nel momento in cui si definisce una relazione (3.40) che descrive la forma dell'invaso. Nel caso in cui si consideri il caso di pareti verticali, l'inverso del termine rappresenta l'area dell'invaso.

$$\frac{1}{\lambda_R} V_R = N_R \quad (3.40)$$

Dalle 3.39 e (3.40) si ottiene la relazione che descrive la variazione del livello nell'invaso:

$$\lambda_R (Q_i - Q_b - Q_c) = \frac{dN_R}{dt} \quad (3.41)$$

La portata che fuoriesce nella prima fase di tracimazione è calcolata ipotizzando un funzionamento tipo stramazzo su soglia larga:

$$Q_c = C_c L'_c \sqrt{2g} (N_R - N_C)^{1.5} \quad (3.42)$$

Nell'espressione il coefficiente di efflusso C_c non si assume costante ma dipendente linearmente dal rapporto tra il carico sul coronamento e la sua larghezza B .

$$C_c = 0.333 + 0.132 \frac{(N_R - N_C)}{B} \quad (3.43)$$

Il funzionamento dello stramazzo tipo larga soglia è adottato anche per descrivere il deflusso dalla breccia. In questo caso il coefficiente di efflusso C_B viene considerato costante e pari a 1.3 in accordo con quanto osservato da altri autori. Il termine W_B rappresenta la larghezza media della breccia che è calcolata con l'ipotesi che il rapporto tra la velocità di allargamento e la velocità di erosione del fondo è pari a circa 0.8.

$$Q_B = C_B W_B (N_R - N_B)^{1.5} \quad (3.44)$$

L'ingrandimento della breccia è descritto mediante l'equazione (3.45), scritta ipotizzando che nella sezione di monte del volume di controllo di lunghezza unitaria si abbia portata solida nulla.

$$\frac{dN_b}{dt} + \frac{1}{1-p} q_{s,b} = 0 \quad (3.45)$$

La portata solida è semplicemente espressa in funzione della velocità media della corrente nella sezione. Nell'espressione compaiono un coefficiente ed un esponente di erosione. Quest'ultimo dipende principalmente dalle caratteristiche del materiale:

$$q_{s,b} = \alpha_{s,b} U_B^{\beta_{s,b}} \quad (3.46)$$

Combinando le relazioni (3.45) e (3.46) si giunge all'equazione (3.47) che esprime l'andamento del fondo della breccia:

$$\frac{dN_b}{dt} = -C_{s,b} \frac{Q_b^{\beta_{s,b}}}{A_b^{\beta_{s,b}}} \quad (3.47)$$

Nell'equazione precedente $C_{s,b}$ è un coefficiente empirico e A_B è l'area della sezione interessata dal deflusso che si calcola come prodotto tra la larghezza media della sezione e il carico idraulico. Il modello è tarato sul confronto tra portata osservata e calcolata su un piccolo campione di eventi storici di rottura. In particolare per l'esponente della legge di erosione $\beta_{s,b}$ si considerano i valori 1, 2 e 5, mentre il parametro $C_{s,b}$ è calcolato mediante taratura in modo da fornire la migliore stima per portata di picco e tempo del picco. I risultati migliori si ottengono assumendo l'esponente della legge di erosione $\beta_{s,b}$ uguale a uno. Nella calibrazione del modello sui casi storici si osserva che la larghezza in sommità della breccia calcolata con il modello è sempre inferiore a quella osservata.

Modello di Rozov (2003)

In questo modello la breccia è schematizzata come una soglia erodibile il cui ingrandimento è descritto mediante una relazione in cui si tiene conto della capacità erosiva della corrente e delle caratteristiche granulometriche del rilevato. Il modello è stato sviluppato tenendo in considerazione i risultati ottenuti con un apparato di laboratorio sia per l'osservazione degli aspetti salienti del fenomeno che per la calibrazione di un parametro del modello. Dal punto di vista fenomenologico il processo di erosione, nel caso di rottura per tracimazione, è descritto in due fasi. Quella iniziale riguarda la formazione della breccia, prima sul paramento di valle e poi in seguito sul paramento di monte. In questa fase, la breccia generalmente assume una sezione trasversale triangolare ed è prevalente lo sviluppo verticale che termina quando il fondo della breccia raggiunge il terreno naturale, supposto non erodibile. Successivamente si ha la seconda fase in cui è prevalente l'espansione laterale che ha termine soltanto quando si ha lo svuotamento dell'invaso o quando la diga è erosa completamente. Dal punto di vista dell'approccio teorico, nel modello si ipotizza che la prima fase sia sufficientemente rapida, che i volumi fuoriusciti siano trascurabili e che di conseguenza non si abbia un notevole abbassamento nel livello dell'invaso. In base a queste ipotesi la prima fase può essere trascurata e si può assumere che il processo abbia inizio nel momento in cui viene raggiunto il fondo, in modo da descrivere soltanto la seconda fase di espansione laterale. La breccia in questa seconda fase è assunta di forma rettangolare, in accordo con i risultati di alcuni test di laboratorio e con le osservazioni di casi storici di rottura. L'ingrandimento della breccia è dovuto sia all'e-

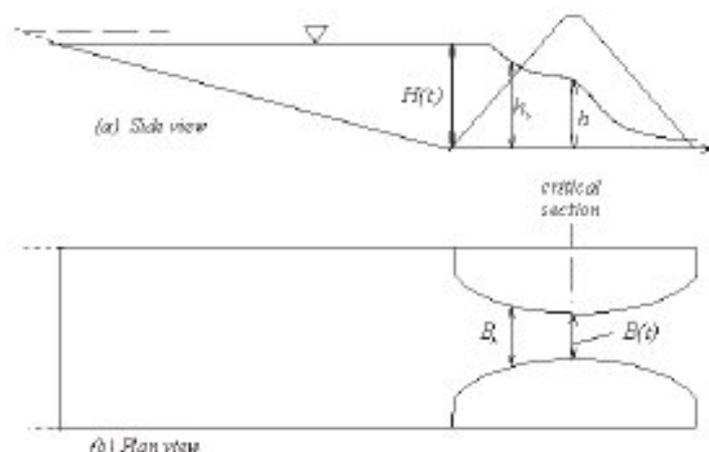


Figura 3.1: Vista in pianta e sezione trasversale del complesso invaso-rilevato (Rozov, 2003).

rosione continua prodotta dalla corrente che ai crolli che di tanto in tanto si verificano per effetto dello scalzamento al piede delle sponde. Nel modello questo secondo aspetto non è simulato, ma si ipotizza un intervallo temporale sufficientemente grande (superiore all'intervallo di tempo che separa due successivi crolli) da consentire una visione continua del fenomeno. Per quanto gli aspetti idraulici si ipotizza un invaso di forma rettangolare in pianta con sezione trasversale triangolare (fig. 3.1). Si assume inoltre che l'espansione laterale della breccia e la variazione del livello nell'invaso siano sufficientemente lenti in modo da poter ipotizzare il moto quasi stazionario. Si ha inoltre che nella breccia la corrente è rapidamente variata e i filetti hanno notevole curvatura per cui non è possibile adottare l'ipotesi di distribuzione idrostatica delle pressioni. Le caratteristiche della corrente possono essere calcolate mediante l'equazione di continuità (3.48) e l'equazione dell'energia (3.49):

$$h v B_b = Q \quad (3.48)$$

$$\alpha_1 \frac{v^2}{2g} + \alpha_2 h = H \quad (3.49)$$

$H(t)$ è la massima altezza nell'invaso e quindi anche l'energia totale disponibile. Nella (3.48) Q è la portata, h e v sono la profondità e la velocità della corrente in corrispondenza della sezione in cui la breccia ha larghezza B_b , mentre α_1 e α_2 sono dei coefficienti per la correzione degli effetti di curvatura e per la distribuzione non idrostatica delle pressioni. Le equazioni di continuità e dell'energia, derivate rispetto ad x e combinate in maniera opportuna, forniscono una descrizione qualitativa dell'andamento planimetrico della forma della breccia. In particolare si ha:

$$\frac{\partial v}{\partial x} \left[\frac{\alpha_1 v^2}{\alpha_2 gh} - 1 \right] = \frac{v}{B_b} \frac{\partial B_b}{\partial x} \quad (3.50)$$

l'equazione precedente consente di valutare il segno di $\frac{\partial B_b}{\partial x}$ in funzione del segno della quantità compresa tra parentesi quadre. In particolare, risulta una corrente accelerata che passa da lenta a veloce. Nel tratto a monte in cui la corrente è lenta si ha che $\frac{\partial B_b}{\partial x} < 0$, in corrispondenza dello stato critico $\frac{\partial B_b}{\partial x} = 0$ e nel tratto a valle in corrente veloce si ha $\frac{\partial B_b}{\partial x} > 0$. Ne risulta una breccia che in pianta assume la forma di una clessidra (fig. 3.1). Tale risultato è confermato anche da studi sperimentali (Coleman et al., 2002).

In corrispondenza della sezione di controllo è possibile calcolare il tirante h_c , la velocità v_c e la portata in funzione del livello nell'invaso H , assumendo la corrente in condizioni critiche:

$$h_c = \frac{2}{3\alpha_2} H \quad (3.51)$$

$$v_c = \sqrt{\left(\frac{2}{3\alpha_1} H \right)} \quad (3.52)$$

$$Q_b = c_d \sqrt{g} B H^{1.5} \quad (3.53)$$

Nell'equazione (3.53) per il calcolo della portata compare un parametro c_d funzione dei parametri α_1 e α_2 a cui può essere assegnato il valore di 0.5. Per il calcolo della variazione del livello nell'invaso si considera la relazione di conservazione della massa:

$$\frac{dV}{dt} = -Q_b \quad (3.54)$$

L'invaso si assume di forma rettangolare in pianta e con sezione trasversale triangolare per cui la curva altezze volumi è definita dalla relazione $V = \frac{V_0}{H_0^2} H^2$ dove con V_0 e H_0 si indicano rispettivamente il volume e la quota iniziale nell'invaso. Dalle equazioni (3.53) e (3.54), tenendo conto della curva altezze volumi, si ottiene l'espressione che descrive l'evoluzione del livello nell'invaso:

$$\frac{dH}{dt} = -\frac{c_d}{2} \sqrt{g} \frac{H_0^2}{V_0} B H^{\frac{1}{2}} \quad (3.55)$$

Il modello simula esclusivamente la fase in cui la breccia si ingrandisce lateralmente. L'erosione ha luogo fin quando la velocità è maggiore di un valore soglia che nel caso della sabbia usata nell'esperimento di laboratorio è pari a 1 m/s. L'equazione che descrive l'evoluzione della breccia è derivata da una relazione per il calcolo della capacità di trasporto della corrente e dall'equazione di Exner per la continuità dei sedimenti (Tinney e Hsu, 1961).

La capacità di trasporto della corrente si calcola con una relazione simile a quella proposta da Mayer-Peter & Muller. Nella formula le caratteristiche del materiale sono introdotte mediante il diametro d_{50} , l'angolo di attrito ϕ e il peso specifico γ . In particolare si ha:

$$A = \frac{b d_{50}^{1/3}}{\sigma(1-p)} \quad b = 1 - \sqrt{\left(0.35 \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \tan \phi\right)} \quad \sigma = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \quad q_s \propto \frac{A v^3}{g H^{1/3}} \quad (3.56)$$

L'equazione di Exner scritta per la fase in cui è possibile soltanto l'allargamento assume la seguente forma:

$$\frac{\partial B_b}{\partial t} \propto \frac{\partial q_s}{\partial x} \quad (3.57)$$

L'autore assume come approssimazione:

$$\frac{\partial v}{\partial x_{x=x_c}} \propto \frac{v_c}{H} \quad (3.58)$$

da cui mediante la (3.52) si ottiene:

$$\frac{\partial v}{\partial x_{x=x_c}} \propto \frac{\sqrt{g}}{H^{1/2}} \quad (3.59)$$

Dalla relazione (3.56) per il calcolo della portata solida si ottiene:

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} \propto \frac{A v^2}{g} H^{1/3} \frac{\partial v}{\partial x} \quad (3.60)$$

da cui, mediante la (3.59) :

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} \propto \frac{A H^{1/2}}{H^{1/3}} \sqrt{g} \quad (3.61)$$

In virtù dell'equazione di Exner si ottiene un'equazione che regola l'evoluzione della breccia:

$$\frac{\partial B}{\partial t} \propto \frac{A H^{1/2}}{H^{1/3}} \sqrt{g} \longrightarrow \frac{dB}{dt} = \alpha \frac{A H^{1/2}}{H^{1/3}} \sqrt{g} \quad (3.62)$$

Nell'equazione compare un parametro di taratura che è determinato in base ai risultati del test sperimentale e mediante la riproduzione di un test su modello a grande scala proposto da Tinney e Hsu (1961). Da tale analisi risulta che α è compreso tra 0.04 e 0.06. Le due equazioni possono essere integrate numericamente una volta fissate le condizioni iniziali:

$$H = H_0 \quad B = B_0 \quad t = t_0 \quad (3.63)$$

3.3.3 Modelli con breccia schematizzata come canale erodibile di geometria regolare

I modelli visti in precedenza calcolano l'idrogramma di piena in una sezione di controllo che generalmente è collocata in corrispondenza del coronamento. Altri modelli simulano il comportamento della corrente sull'intero rilevato al fine di ottenere una migliore descrizione del processo di erosione. Nei modelli di questo tipo la capacità di trasporto della corrente è calcolata in funzione del tirante o della velocità in più sezioni lungo il canale della breccia. Un approccio di questo tipo prevede solitamente il calcolo della portata nella sezione di controllo e delle caratteristiche idrodinamiche della corrente lungo tutto il rilevato.

Il modello di Giuseppetti e Molinaro (1989)

Nel modello proposto da Giuseppetti e Molinaro (1989) si ipotizza che lo svuotamento del serbatoio avvenga attraverso una breccia triangolare posta a monte di un canale di geometria regolare, sempre a sezione trasversale triangolare, che si ingrandisce nel tempo (fig. 3.2). La geometria semplificata consente di calcolare ad ogni istante il volume scavato della breccia V_b , la cui espressione è

$$V_b = \frac{2}{3} H_s (H_s - H_b)^2 \frac{\cot \varphi_2 \frac{2H_s}{2H_s - H_b}}{\left[\tan^2 \varphi_1 - \frac{H_b^2 \tan^2 \varphi_2}{(2H_s - H_b)^2} \right]^2} \quad (3.64)$$

L'andamento dei livelli nel serbatoio a monte è descritto, come al solito da un'equazione di continuità e da una curva altezze-volumi.

$$\frac{dH}{dt} = \frac{H^{1-\alpha_0}}{W_0 \alpha_0} (Q_{in} - Q) \quad (3.65)$$

La portata Q effluente dalla breccia è calcolata ipotizzando che l'incile della breccia si comporti come una luce a stramazzo con sezione triangolare. L'espressione per la portata è data

$$Q = \frac{4}{15} \mu \frac{B}{H_s - H_b} \sqrt{2g} (Z - H_b)^{5/2} \quad (3.66)$$

Nota la portata Q , che si ha all'estremo di monte del canale che si sviluppa sul paramento di valle, ipotizzando una corrente quasi stazionaria è possibile calcolare, con una procedura iterativa, ad ogni istante le caratteristiche cinematiche della corrente sul paramento di valle. Si ha infatti

$$z + y \cos \varphi_3 + \frac{U^2}{2g} = H - \Delta H \quad (3.67)$$

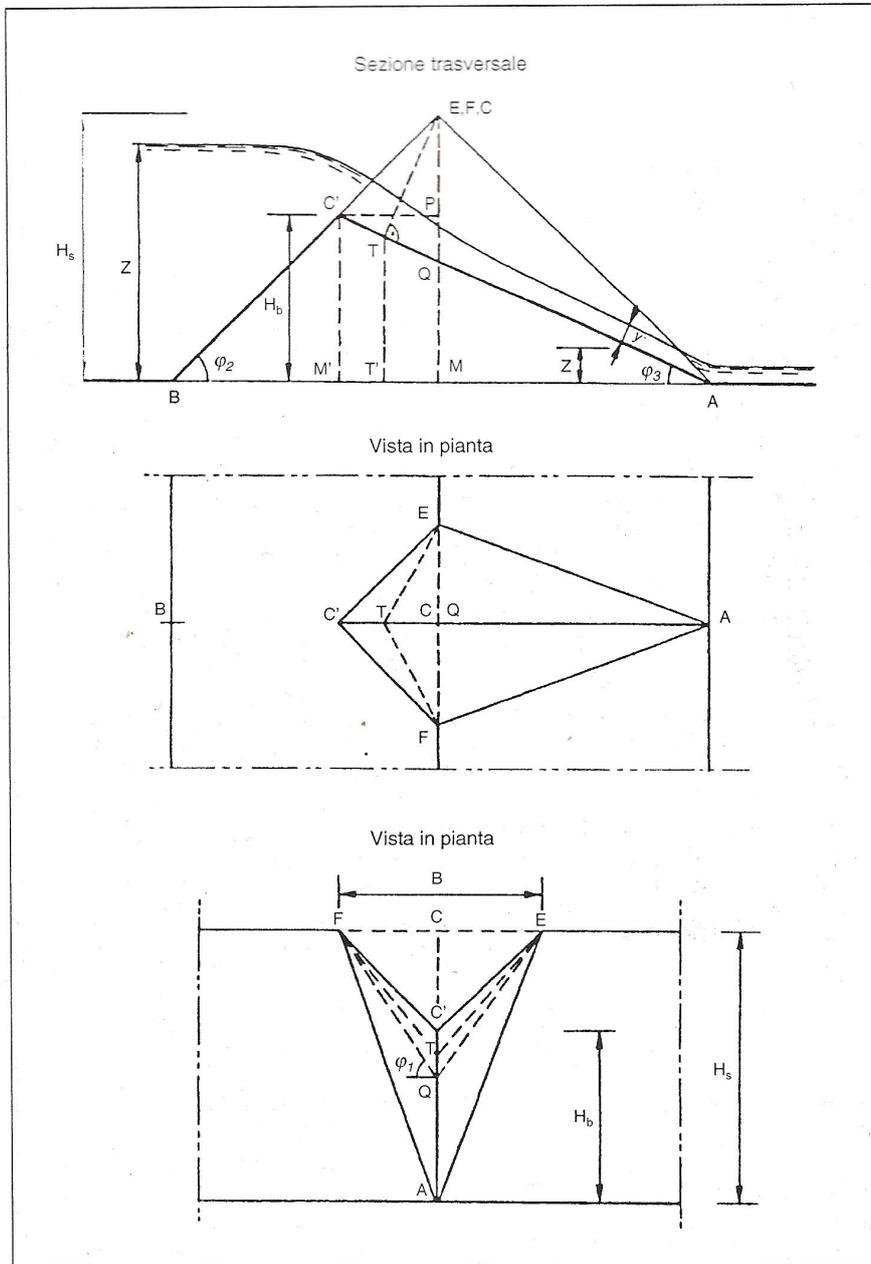


Figura 3.2: Schema della breccia nel modello Molinaro (1986)

in cui ΔH sono le perdite di carico continue tra la sezione iniziale e una generica sezione a valle posta ad una quota z .

$$\Delta H = J_m L = J_m \frac{(H_b - z)}{\sin \varphi_3} \quad (3.68)$$

Le cadente J è valutata nella sezione di valle posta a quota z , mentre il valore J_m si ottiene mediante un coefficiente di ragguaglio avente valore compreso tra 0 e 1.

La corrente nel canale della breccia esercita una certa capacità erosiva, per cui la breccia aumenta progressivamente di dimensioni. L'aumento di volume è calcolato in funzione della portata solida erosa Q_s

$$\frac{dV_b}{dt} = \frac{Q_s}{1 - n} \quad (3.69)$$

in cui n è l'indice di porosità dei sedimenti. Data la geometria regolare della breccia è possibile definire il termine dV_b/dH_b , per cui l'ingrandimento della breccia può essere descritto in funzione della derivata temporale dell'altezza H_b

$$\frac{dH_b}{dt} = \frac{Q_s}{(1 - n) \frac{dV_b}{dH_b}} \quad (3.70)$$

L'ingrandimento della breccia produce una progressiva diminuzione dell'angolo φ_3 formato dal profilo longitudinale del fondo del canale con l'orizzontale. Nell'equazione (3.70) la portata solida Q_s è calcolata in corrispondenza della sezione terminale del canale della breccia mediante la formula di Einstein.

Il modello BREACH di Fread (1989)

Il codice di calcolo è basato sulla schematizzazione della breccia come canale uniformemente erodibile. La rottura può essere innescata dalla tracimazione o dal sifonamento del rilevato il quale può essere di tipo omogeneo o zonato e realizzato indifferentemente in materiale coesivo o non coesivo. Sul paramento di valle è prevista la possibilità che sia presente uno strato protettivo erboso o lapideo. Di ciò si tiene conto in quanto il modello è pensato per descrivere il fenomeno sin dalla fase di innesco. Nel caso di rottura per tracimazione, il fenomeno inizialmente ha luogo su tutto il paramento di valle. La formazione della breccia avviene in maniera istantanea non appena la velocità della corrente supera un valore limite dipendente dalle caratteristiche del rivestimento e dà luogo ad un canale rettangolare di dimensioni prestabilite collocato lungo il paramento di valle. Successivamente l'azione erosiva della corrente provoca l'ingrandimento graduale del canale anche mediante la progressiva inclinazione delle sponde, che avviene nel momento in cui l'altezza delle sponde raggiunge

un valore critico funzione delle caratteristiche del materiale. Si considera inoltre la possibilità che parte del rilevato sia rimossa istantaneamente per effetto di fenomeni di instabilità. L'applicazione del modello richiede che siano note:

- le caratteristiche dell'invaso (curva altezze-volumi)
- le caratteristiche del rilevato (altezza, inclinazione dei paramenti, larghezza coronamento, dimensioni nucleo, etc...)
- relazioni che descrivono il funzionamento di eventuali opere come la capacità di deflusso degli sfioratori
- le caratteristiche dei materiali (diametro medio, coesione, angolo d'attrito e peso specifico)

Nel caso di tracimazione, si considera che il deflusso inizialmente avvenga in un canale di forma rettangolare di larghezza B_0 e con pendenza uguale a quella del paramento di valle. La portata scaricata Q si calcola con la formula di stramazzo su larga soglia in funzione del carico H che si ha rispetto alla quota del fondo del canale nella sezione di monte H_c e che nella fase iniziale coincide con la quota del coronamento della diga:

$$Q = B_0 (H - H_c)^{1.5} \quad (3.71)$$

L'erosione può essere distinta in 3 fasi: nella prima il canale trasla parallelo a se stesso verso monte, per cui l'incile, e quindi la sezione in cui si instaura lo stato critico, mantiene sempre la quota del coronamento. Una volta che è stato raggiunto l'estremo di monte del coronamento, il canale inizia ad abbassarsi mantenendo il fondo parallelo al paramento di valle (fig.(3.3)). Quando il fondo del canale ha raggiunto la base del rilevato che è considerata non erodibile, si ha solamente l'allargamento laterale.

Prima della formazione del canale il deflusso si svolge su tutto il rilevato. Ciò avviene fin quando la velocità della corrente si mantiene inferiore ad un valore ammissibile. In questa fase il modello calcola :

- la portata per unità di larghezza q
- il tirante della corrente y in funzione della portata unitaria e del coefficiente di Manning n' per canali inerbiti
- la velocità della corrente v come rapporto tra portata e tirante

$$q = 3 (H - H_c)^{1.5} \quad (3.72)$$

$$y = \left[\frac{qn'}{[1.49 (1/ZD)]^{0.5}} \right]^{0.6} \quad (3.73)$$

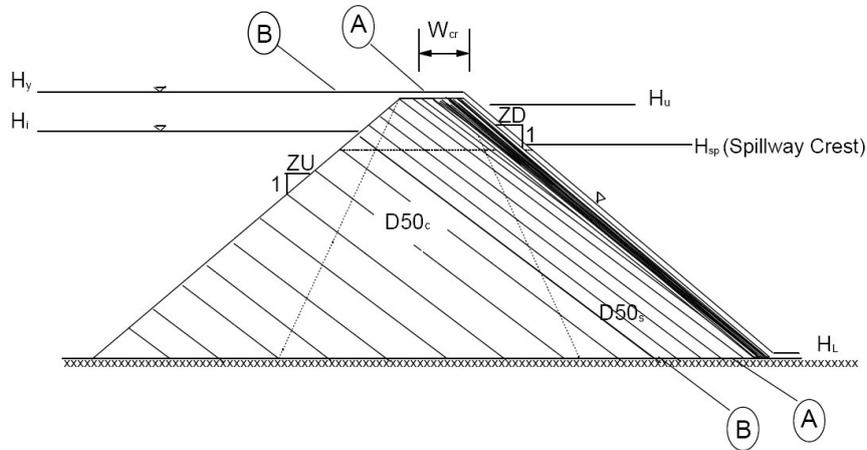


Figura 3.3: Sezione trasversale del rilevato.

$$v = \frac{q}{y} \quad (3.74)$$

La velocità viene quindi confrontata con una massima ammissibile per canali inerbati e se questa è superata si ha la formazione istantanea di un canale di forma rettangolare.

Nel caso di rottura per sifonamento la fase iniziale della rottura è differente. In questo caso si assume infatti un canale all'interno del rilevato di forma rettangolare la cui larghezza è indicata con D . La portata scaricata Q_b , ovviamente nel caso in cui la quota H nell'invaso è superiore alla quota del punto più alto dell'orifizio, si calcola con una formula di deflusso sotto battente. Nella relazione sono tenute in conto anche delle perdite di carico continue che si hanno all'interno del cunicolo.

$$Q_b = A \sqrt{2g \frac{(H - H_p)}{\left(1 + \frac{f l}{D}\right)}} \quad (3.75)$$

$$Re = 833333 Q_b \frac{D}{A} \quad (3.76)$$

$$f = \begin{cases} \frac{64}{Re} & Re < 2000 \\ 0.105 \left(\frac{D_{50}}{D}\right)^{0.167} & Re > 2000 \end{cases} \quad (3.77)$$

Gli sforzi di trascinamento prodotti dalla corrente all'interno del cunicolo ne provocano un ingrandimento uniforme rispetto al suo asse di simmetria. Nel momento in cui il livello nell'invaso diventa inferiore alla quota del punto più basso della volta si suppone che avvenga il crollo, dopodiché l'evoluzione del processo è del tutto identica al caso della tracimazione e

la portata è calcolata con la legge di stramazzo su larga soglia. L'ingrandimento del cunicolo procede fin quando la volta non diventa instabile per effetto del suo stesso peso. A seguito del crollo si ha un intervallo di tempo in cui si sospende l'erosione essendo la capacità di trasporto della corrente saturata dalla necessità di eliminare il materiale caduto nella breccia.

Nel modello si assume che la larghezza del canale sia controllata mediante due meccanismi. Con il primo si assume la larghezza della breccia funzione del tirante idrico y per mezzo del coefficiente B_r che vale 1 per sifonamento o 2 per la tracimazione. Il tirante idrico y si assume che sia determinato dallo stato critico nell'estremo di monte del canale:

$$B_0 = B_r y \quad (3.78)$$

Inizialmente il canale si approfondisce e si allarga, mantenendo la sezione rettangolare fin quando non è raggiunta un'altezza limite H'_k . In seguito si ha l'inclinazione delle sponde. Questo processo è schematizzato nel modello in tre passi (fig. 3.4).

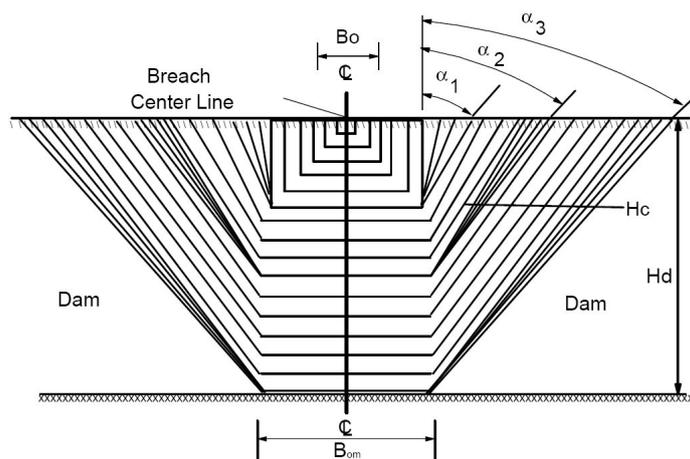


Figura 3.4: Sezione della breccia.

L'altezza limite è funzione dell'angolo di attrito del materiale ed eventualmente della coesione e dell'inclinazione delle sponde.

$$H'_k = \frac{4C \cos \phi \sin \theta'_{k-1}}{\gamma [1 - \cos (\theta'_{k-1} - \phi)]} \dots k = 1, 2, 3 \quad (3.79)$$

L'altezza limite H'_k è confrontata con la profondità della breccia H'_c diminuita di $y/3$ in modo da tenere conto dell'azione stabilizzante prodotta dalla corrente sulle sponde (fig. 3.5). Appena H'_k è superata si ha una variazione istantanea della sezione con le sponde che passano dalla pendenza

iniziale θ'_0 alla pendenza θ'_k . La stessa condizione è verificata anche nei passi successivi. Negli istanti di calcolo in cui si ha l'inclinazione delle sponde la breccia non si approfondisce.

$$\begin{aligned}
 H'_k &= H'_c - y/3 \\
 \theta'_0 &= 0.5\pi \\
 \theta'_k &= \frac{(\theta'_{k-1} + \phi)}{2} \\
 B_0 &= B_r y \quad k = 1 \\
 B_0 &= B_{om} \quad k > 1 \\
 \theta &= \theta'_{k-1} \quad H_k < H'_k \\
 \theta &= \theta'_k \quad H_k > H'_k
 \end{aligned} \tag{3.80}$$

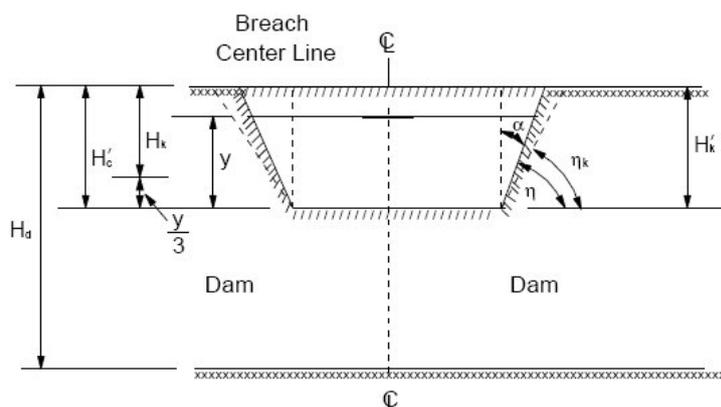


Figura 3.5: Modalità di ingrandimento della breccia.

La variazione del livello nell'invaso è calcolata ad ogni istante di tempo mediante l'equazione di continuità. Si considera la portata entrante Q_i , quella uscente dalla breccia Q_b e quella eventualmente uscente da uno sfioratore Q_s e almeno nella fase iniziale, dall'intero coronamento per effetto della tracimazione Q_o :

$$\frac{dW}{dt} = Q_i - (Q_b + Q_o + Q_s) \longrightarrow \Delta H = \frac{0.0826\Delta t}{S_a} (Q_i - Q_b - Q_o - Q_s) \tag{3.81}$$

La portata che fuoriesce dalla breccia è data da:

$$Q_b = 3B_0 (H - H_c)^{1.5} + 2 \tan \alpha (H - H_c)^{2.5} \tag{3.82}$$

Il tirante idrico nel canale può essere calcolato, nota la portata, con una relazione di moto uniforme (formula di Manning per canali a cielo aperto).

Nel caso di sezione rettangolare è possibile esplicitare y_n , mentre per la sezione trapezoidale il tirante può essere calcolato applicando un metodo iterativo.

$$\begin{aligned} Q_b &= \frac{1.49S^{0.5} A^{1.67}}{np^{0.67}} \\ n &= 0.013D_{50}^{1.67} \\ y_n &= \left(\frac{Q_b n}{1.49B_0 S^{0.5}} \right)^{0.6} \end{aligned} \quad (3.83)$$

La portata solida si calcola con la formula di Mayer-Peter & Muller modificata da Smart

$$Q_s = 3.64 \left(\frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0.2} P \frac{D^{2/3}}{n} S^{1.1} (DS - \Omega) \quad (3.84)$$

in cui si ha

$$\Omega = \begin{cases} 0.0054\tau_c D_{50} & \text{materiale non coesivo} \\ \Omega = \frac{b'}{62.4} P I c' & \text{materiale coesivo} \end{cases} \quad (3.85)$$

$$\tau_c' = \begin{cases} \frac{0.122}{(R^*)^{0.970}} & R^* < 3 \\ \frac{0.056}{(R^*)^{0.266}} & 3 \leq R^* \leq 10 \\ \frac{0.0205}{(R^*)^{0.173}} & R^* > 10 \end{cases} \quad (3.86)$$

$$R^* = 1524D_{50} (DS)^{0.5} \quad (3.87)$$

A partire dalla portata solida si determina l'abbassamento della breccia ΔH_c nell'ipotesi che il volume eroso sia distribuito in maniera uniforme su tutto il canale

$$\Delta H_c = \frac{3600\Delta t Q_s}{P_0 L (1 - P_{or})} \quad (3.88)$$

La breccia può ingrandirsi anche per effetto di un collasso improvviso di un elemento. Questo avviene quando la spinta provocata dalla pressione dell'acqua F_w supera le forze di resistenza date dall'attrito F_{sb} , F_{sc} e coesione F_{cb} , F_{cs} che agiscono sulla base e sui lati dell'elemento (fig. 3.6).

Modello HW BREACH

Il modello proposto da Hassan et al. (2002) si basa su una schematizzazione della breccia come canale a geometria regolare il cui ingrandimento avviene per effetto dell'erosione continua superficiale e per effetto dei crolli. L'ingrandimento della breccia, per effetto dell'erosione continua prodotta dalla corrente, è limitato alla parte sommersa della breccia. Tale azione erosiva produce ad ogni istante temporale un approfondimento costante sul fondo e un allargamento sulle sponde che è linearmente decrescente con la quota:

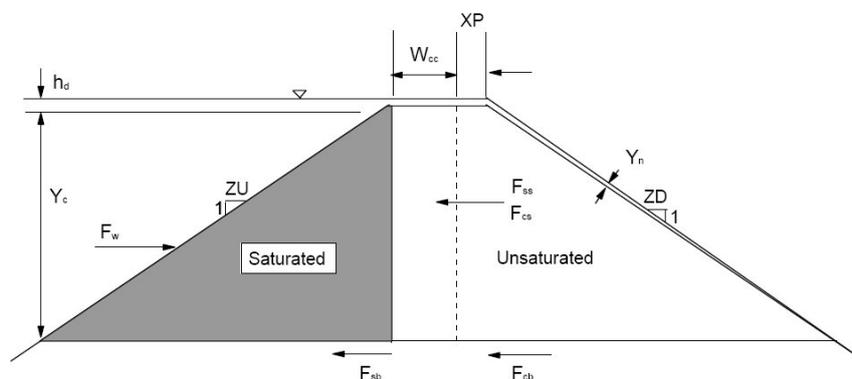


Figura 3.6: Schema delle forze agenti nel caso di collasso istantaneo di una porzione del rilevato.

massimo al fondo e uguale a zero in corrispondenza del pelo libero (fig. 3.7). L'ingrandimento della breccia avviene anche mediante crolli che si verificano nel momento in cui l'analisi di stabilità, condotta ad ogni passo temporale, indica che le forze o i momenti mobilizzanti superano le forze o i momenti resistenti. Il modello considera la tracimazione o il sifonamento dell'opera come modalità di rottura; è inoltre contemplata la possibilità che sia presente un nucleo in materiale coesivo. Per quanto riguarda gli aspetti prettamente idraulici, l'approccio è fisicamente basato ma di tipo semplificato. Infatti, per il caso di tracimazione dell'opera, si adotta una schematizzazione simile a quella proposta da Powledge et al. (1989a) già illustrata nel capitolo 2. Seguendo questo approccio si considera una zona in corrispondenza del coronamento della diga in cui la corrente è lenta e una zona, coincidente all'incirca con il tratto terminale del coronamento e che prosegue sul paramento di valle, dove il regime della corrente è supercritico.

Sul tratto terminale del coronamento si individua la sezione in cui si verifica lo stato critico e che consente di calcolare la portata che fuoriesce dalla breccia; a tal fine si ipotizza un funzionamento tipo stramazzo su larga soglia. Sul paramento di valle si ipotizza la corrente veloce. A rigore, per il calcolo dei tiranti, della velocità e degli sforzi di trascinamento, sarebbe necessario considerare il regime di moto vario ma data la relativa brevità del tratto è possibile calcolare le grandezze idrauliche di interesse con l'ipotesi di moto stazionario non uniforme. Nell'ipotesi di rottura per sifonamento si considera la formazione di un cunicolo di lunghezza l e diametro D all'interno del rilevato. La portata che fuoriesce dal cunicolo si calcola supponendo un funzionamento a battente mediante la seguente

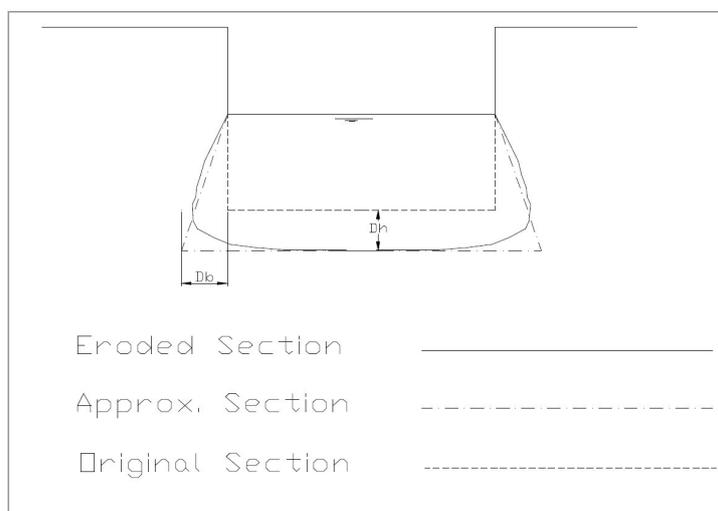


Figura 3.7: Sforzi di trascinamento nella breccia (Hassan et al., 2002).

relazione:

$$Q_b = A \sqrt{2g \left(\frac{H - H_p}{h_L} \right)} \quad (3.89)$$

$$h_L = 0.05 + \frac{fl}{D} \quad (3.90)$$

il termine h_L consente di tenere conto delle perdite di carico all'imbocco e di quelle distribuite dovute agli sforzi di trascinamento.

Lo svuotamento del serbatoio e in particolare la variazione del livello nell'invaso, sono descritti mediante la solita relazione per la conservazione della massa in combinazione con la curva altezze-volumi. A partire dalle caratteristiche della corrente è possibile calcolare la capacità di trasporto e quindi la quantità di materiale che ad ogni passo temporale viene rimossa dal rilevato. Nel modello si considera un approccio simile a quello utilizzato dal modello BREACH (Fread, 1989) per l'evoluzione longitudinale della breccia. Inizialmente l'erosione avviene soltanto sul paramento di valle che arretra mantenendo costante la sua inclinazione. In seguito quando l'incile del canale della breccia raggiunge il paramento di monte si verifica l'abbassamento del coronamento.

Per il calcolo della portata solida gli autori suggeriscono l'impiego della formula di Yang. L'approccio proposto prevede il calcolo della portata solida in una serie di sezioni del paramento di valle in funzione dei valori delle grandezze idrodinamiche. La portata solida e quindi il volume rimosso in un dato intervallo di tempo è poi calcolato come media pesata delle portate

solide calcolate per ogni sezione.

$$Q_{sed} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{(Q_{s_i} + Q_{s_{i+1}})}{2} (X_{i+1} - X_i)}{L_{ds}} \quad (3.91)$$

Nell'equazione 3.91, Q_{sed} indica la portata solida, L_{ds} la lunghezza del tratto e X_i la sezione i -esima del canale della breccia. Nota la portata solida è poi possibile calcolare il volume eroso in un intervallo di tempo. L'approfondimento della breccia è calcolato ipotizzando che l'erosione continua abbia luogo soltanto nella zona interessata dal deflusso. Questa, in accordo con l'andamento degli sforzi di trascinamento, è assunta costante e massima sul fondo mentre è lineare sulle sponde. L'erosione è massima alla base dove si considera uguale all'approfondimento del fondo e si annulla in corrispondenza del pelo libero della corrente (fig. 3.7). Inizialmente nel modello si assume una breccia di forma rettangolare.

L'ingrandimento della breccia in sommità, e quindi nella porzione non più interessata dal deflusso, avviene a causa dei crolli che si hanno per effetto dell'azione di scalzamento al piede prodotta dalla corrente. Ad ogni passo temporale si valuta la stabilità di un volume di controllo.

Nello schema (fig 3.8) si considera il peso della parte sommersa W_u , il peso della porzione satura della sponda W_s e il peso della parte asciutta W . Agisce inoltre la spinta idrostatica della corrente nella parte sommersa H_1 e la spinta idrostatica dell'acqua presente nella parte satura H_2 . Come modalità di rottura si considerano taglio e flessione per cui viene verificato l'equilibrio verticale delle forze e del momento flettente. Per quanto riguarda la resistenza al taglio si assume che questa sia dovuta all'eventuale coesione c posseduta dal materiale e alla resistenza dovuta all'attrito, per cui il fattore di sicurezza ha la seguente espressione:

$$FOS = \frac{cL + H_1 \tan \phi}{W + W_s + W_u + H_2 \tan \phi} \quad (3.92)$$

Il momento flettente prodotto dalle forze agenti sul volume di controllo ha la seguente espressione:

$$M_0 = W \cdot e + W_s \cdot e_s + W_u \cdot e_u + H_2 \cdot l_2 - H_1 \cdot l_1 \quad (3.93)$$

Nota il momento flettente M_0 è possibile calcolare la tensione massima σ_t agente sul piano di rottura:

$$\sigma_t = \frac{H_2 - H_1}{l} + \frac{6M_0}{L^2} \quad (3.94)$$

Tale grandezza viene confrontata con un valore ammissibile funzione delle caratteristiche del materiale e ciò consente di valutare la stabilità del volume di controllo. La valutazione della stabilità segue un approccio probabilistico, infatti il fattore di sicurezza è considerato come una variabile

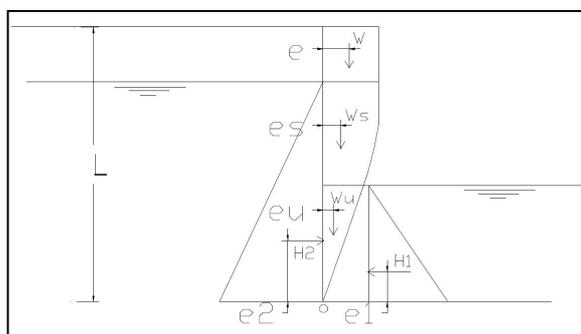


Figura 3.8: Schema delle forze agenti sulle sponde della breccia (Hassan et al., 1999).

casuale di una distribuzione probabilistica (Hassan et al., 1999). Mediante questa è possibile associare al fattore di sicurezza una probabilità di collasso. La distribuzione probabilistica assunta è del tipo:

$$f(m) = \frac{1}{1 + e^{a(m-1)}} \quad (3.95)$$

il parametro a controlla la forma della distribuzione e ha la funzione di tenere conto delle incertezze relative alla qualità del materiale e della messa in opera (fig. 3.9). La probabilità P di collasso che si ottiene secondo

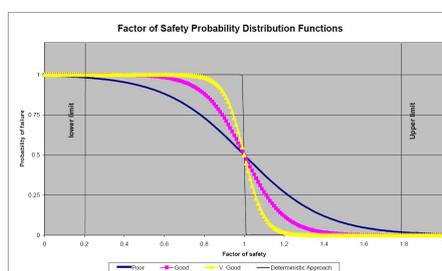


Figura 3.9: Distribuzione probabilistica del fattore di sicurezza FOS (Hassan et al., 1999).

questa procedura è confrontata con un numero RN generato in maniera casuale e compreso tra 0 e 1. Se risulta $P > RN$ si ha il collasso del volume di controllo altrimenti questo risulta stabile. Per valori del fattore di sicurezza maggiore di 1.8 o inferiori a 0.2 si considera invece un approccio deterministico.

Il modello è in grado di simulare anche la rottura degli sbarramenti in cui è presente un nucleo in materiale coesivo e quindi più resistente all'erosione. Anche in questo caso si ipotizza l'asportazione istantanea di una porzione del nucleo mediante un'analisi di stabilità. Le modalità di rottura considerate sono scorrimento, ribaltamento e flessione (fig. 3.10).

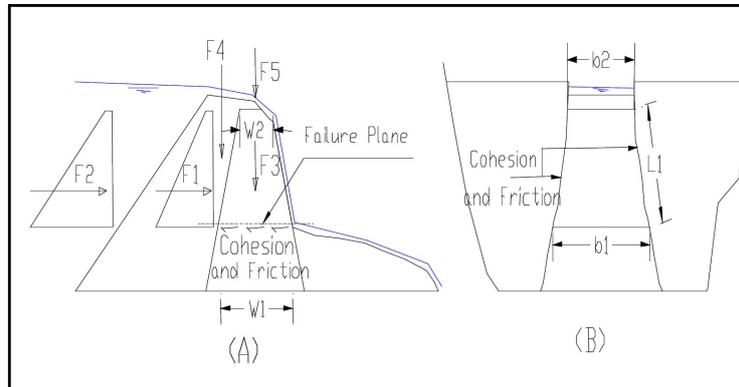


Figura 3.10: Schema delle forze agenti sul nucleo (Hassan et al., 1999).

Le forze agenti prese in considerazione sono la pressione dell'acqua a monte del nucleo F_1 , la pressione del rivestimento esterno della diga a monte del nucleo F_2 , la forza peso del nucleo stesso F_3 , il peso del materiale la cui risultante agisce sul paramento di monte del nucleo F_4 , il peso dell'acqua sul nucleo F_5 e la spinta laterale della terra F_6 agente sul nucleo. Le forze verticali F_3 , F_4 e F_5 e quella orizzontale F_6 costituiscono la resistenza al moto per effetto dell'attrito agente sul fondo e sulle sponde. Per l'analisi della stabilità allo scorrimento si assume un piano di scivolamento collocato appena sopra il livello del materiale eroso sul paramento di valle. Nel caso in cui il materiale sia dotato di coesione, questa agisce come forza resistente sul fondo e sui lati. Per il ribaltamento si confrontano i momenti stabilizzanti e destabilizzanti. Più complesso è il caso della rottura per flessione poiché il nucleo si comporta come se fosse incernierato sul fondo e sulle sponde (fig. 3.11). Mediante un'analisi semplificata si considera il

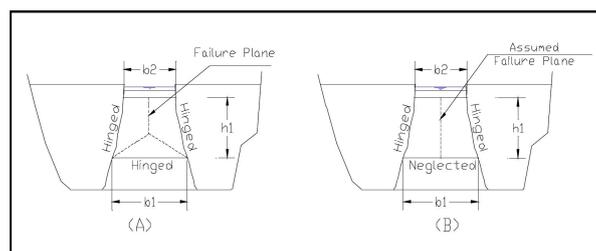


Figura 3.11: Rottura per flessione nel nucleo (Hassan et al., 1999).

nucleo incernierato solo ai lati e si ipotizza che nel momento del collasso la linea di frattura abbia andamento verticale. Il comportamento del nucleo è così riconducibile a quello di uno sbalzo. L'analisi richiede quindi il calcolo del momento flettente e a tal fine si considera il momento flettente prodotto dalla spinta dell'acqua e della terra posta a monte del nucleo.

Il modello DEICH_P di Broich (2002)

Nel modello in esame la breccia è schematizzata come un canale di geometria regolare il cui fondo è assunto orizzontale e parallelo al coronamento (fig. 3.12). L'ingrandimento della breccia ad ogni passo temporale è calcolato mediante un'equazione di continuità per i sedimenti e una relazione per il calcolo della capacità di trasporto della corrente. Nel modello si ipotizza l'adattamento istantaneo della portata solida alla capacità di trasporto che viene calcolata con la relazione di Meyer-Peter & Muller modificata da Smart. La portata che fuoriesce dalla breccia è calcolata assumendo l'ipotesi di stramazzo su soglia larga mediante una relazione che è in grado di tenere conto dei possibili effetti prodotti dal rigurgito della corrente. Il modello consente inoltre di simulare l'evoluzione del fenomeno nel caso in cui sia presente un nucleo in materiale coesivo. In questo caso l'erosione è limitata solo al paramento di valle mentre le porzioni del nucleo instabili sono rimosse in maniera istantanea nel momento in cui non sono verificate le condizioni di stabilità.

L'applicazione del modello richiede che siano definite le caratteristiche dei materiali, la geometria della diga e una relazione altezza – superficie $A = f(H)$. Eventualmente è possibile includere una relazione che descrive il deflusso da organi di scarico e la serie temporale delle portate entranti nell'invaso. La portata effluente dalla breccia Q_b si calcola assumendo l'ipotesi di stramazzo su larga soglia:

$$Q_b = c\mu\sqrt{gb}h^{3/2} \quad (3.96)$$

$$c = \left(\left(1 - \frac{h_d}{h_u} \right)^{16} \right)^{1/2} \quad (3.97)$$

Nell'equazione precedente mediante il coefficiente c è possibile tenere conto degli effetti di rigurgito. Il livello nell'invaso h è calcolato mediante l'equazione di continuità:

$$\sum Q_{in} - \sum Q_{out} = A_{res}(h) \frac{dh}{dt} \quad (3.98)$$

L'ingrandimento della breccia è descritto mediante la relazione di Exner che esprime la conservazione della massa per i sedimenti:

$$\frac{dV_{erod}}{dt} + \frac{1}{1-p} (V_{s2} - V_{s1}) = 0 \quad (3.99)$$

Nell'equazione p rappresenta la porosità, V_{erod} il volume eroso e V_{s2} e V_{s1} sono rispettivamente la portata solida entrante ed uscente dal volume di controllo. Tali quantità possono essere calcolate mediante una formula di

trasporto solido come quella di Mayer-Peter e Muller. Discretizzando questa relazione è possibile calcolare ad ogni passo temporale il volume che viene eroso per effetto degli sforzi di trascinamento prodotti dalla corrente.

La breccia è schematizzata come un canale di geometria regolare con il fondo orizzontale e parallelo al coronamento. È assunta una sezione di forma trapezoidale con le sponde a pendenza fissa $m_b = \tan \alpha = 0.5$. La variazione di volume è espressa dall'approfondimento del canale ΔZ_s e dall'allargamento ΔZ_b . Il rapporto tra queste due quantità però è fissato a priori, per cui è possibile esprimere l'ingrandimento della breccia in funzione del solo approfondimento ΔZ_s .

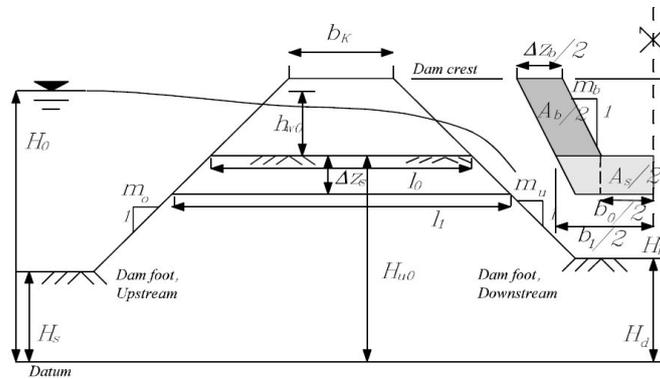


Figura 3.12: Sezione longitudinale della diga e variabili di calcolo.

Il volume eroso è calcolato come somma del volume di fondo e del volume laterale:

$$\Delta V_{erod} = A_s \frac{l_0 + l_1}{2} + A_b \frac{l_0 + b_k}{2} \quad (3.100)$$

Nell'espressione precedente l'area erosa sul fondo A_s è espressa da:

$$A_s = \Delta Z_s (b_0 + \Delta Z_b - \tan \alpha \Delta Z_s) \quad (3.101)$$

L'area di erosione laterale invece è data da:

$$A_b = \Delta Z_b h_{b0} \quad (3.102)$$

Sostituendo le espressioni precedenti in quella per il calcolo del volume si ottiene la seguente equazione:

$$\Delta V_{erod} = \Delta Z_s (b_0 + \Delta Z_b - \tan \alpha \Delta Z_s) \left[l_0 + \frac{\Delta Z_s}{2} (m_0 + m_u) \right] + \frac{\Delta Z_b h_{b0}}{2} (l_0 + b_k) \quad (3.103)$$

Avendo assunto poi un rapporto costante tra l'approfondimento e l'allargamento laterale della breccia per cui risulta $\Delta Z_b = a \cdot \Delta Z_s$, si ha che l'espressione precedente può essere espressa in funzione della sola grandezza ΔZ_s . In particolare risulta essere una equazione algebrica di secondo grado del tipo:

$$A\Delta Z_s^2 + B\Delta Z_s - C = 0 \quad (3.104)$$

in cui si ha:

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{2}b_0(m_0 + m_u) + al_0 - \tan \alpha l_0 \\ B &= b_0l_0 + \frac{a}{2}h_{b0}(l_0 + b_k) \\ C &= \Delta V_{erod} \end{aligned} \quad (3.105)$$

Nel momento in cui la breccia raggiunge il fondo non erodibile si considera esclusivamente l'ingrandimento laterale della breccia per cui si ha:

$$\Delta Z_b = \frac{2\Delta V_{erod}}{h_{b0}(l_0 + l_k)} \quad (3.106)$$

Il modello considera inoltre la possibilità che all'interno del rilevato sia presente un nucleo in materiale coesivo (fig. 3.13). Questo può essere posto al centro o inclinato nei pressi del paramento di monte e in questi casi l'erosione è limitata alla porzione di diga posta a valle del nucleo. Per questo motivo i termini dell'equazione (3.104) si modificano nel seguente modo:

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{2}b_0(m_k + m_u) + al_0 - \tan \alpha l_0 \\ B &= b_0l_0 + \frac{a}{2}h_{b0}(l_k + b_k) \\ C &= \Delta V_{erod} \end{aligned} \quad (3.107)$$

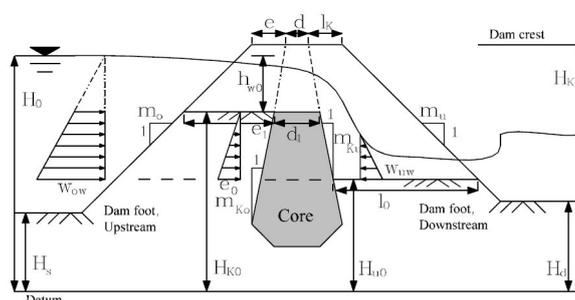


Figura 3.13: Sezione trasversale della diga in presenza di nucleo rigido.

D'altra parte il modello assume che la porzione esposta del nucleo possa essere asportata istantaneamente a seguito di crolli. Nel modello ad

ogni passo temporale viene verificata la stabilità del nucleo riguardo al trascinamento e il ribaltamento.

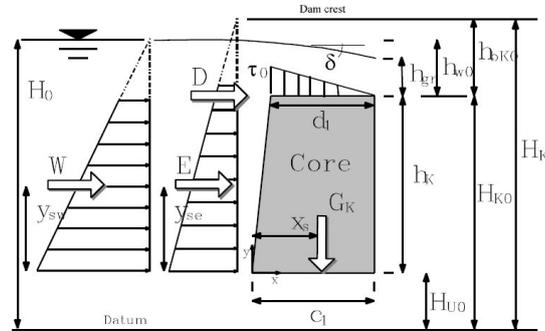


Figura 3.14: Schema delle forze agenti sul nucleo.

Nell'analisi di stabilità si considerano agenti la spinta prodotta dall'acqua (W) e dalla terra (E) posta a monte del nucleo (fig.3.14) e gli sforzi di trascinamento che si hanno sulla superficie del nucleo per effetto della corrente (D). Come forza resistente si considera invece il peso del nucleo G . In particolare si ha:

$$W = \gamma_w h_g A = \rho_w g \left[\frac{1}{2} (h_{w0} + h_k) \right] (b_{k0} h_k) \quad (3.108)$$

$$E = \gamma_s h_g A = K_0 \rho_l g \left[\frac{1}{2} h_{bK0} + h_k \right] (b_{k0} h_k) \quad (3.109)$$

$$D = \tau A = \gamma_w h_w J A = \frac{1}{2} \rho_w g h_w \sin \delta (b_{k0} d_1) \quad (3.110)$$

$$G_K = \rho_k g b_{k0} \left(\frac{c_1 + d_1}{2} \right) h_k \quad (3.111)$$

La resistenza allo scivolamento è data dalla forza di coesione e frizione:

$$T_k = c_k b_f \left(2 \frac{h_k}{\cos \alpha} + b_{k0} \right) \tan \phi_k G_K \quad (3.112)$$

la condizione per cui si ha lo scivolamento del nucleo è:

$$P_k = E + D + G_K > T_k \quad (3.113)$$

Per il ribaltamento del nucleo invece si considera il momento delle forze in questione :

$$M_k = W \cdot y_{sw} + E y_{se} + D y_{sd} + G_K \left(x_s - \frac{c_1}{2} \right) \quad (3.114)$$

Si ipotizza una distribuzione lineare delle pressioni alla base del nucleo (fig. 3.15). Il ribaltamento si ha in questo caso se vengono raggiunte le condizioni critiche di collasso per il terreno o se l'eccentricità del momento delle forze supera la metà della larghezza alla base del nucleo:

$$b_f = 3 \left(\frac{c_1}{2} - e_k \right) \quad (3.115)$$

$$e_k = \frac{M_k}{G_k} \quad (3.116)$$

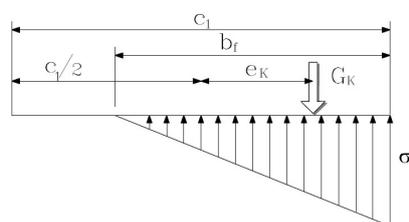


Figura 3.15: Ribaltamento: pressione agente alla base del nucleo.

Il Modello BEED

Il modello BEED, proposto da Singh et al. (1988) è un modello fisicamente basato di tipo semplificato. In esso si ipotizza una breccia che si ingrandisce per effetto dell'erosione continua superficiale e per i crolli che si hanno sulle sponde. Il modello è dotato anche di un modulo per la propagazione dell'onda di piena e dei sedimenti rimossi dal rilevato nel canale di valle.

Il modello si basa sull'equazione per la conservazione della massa nell'invaso, scritta nella forma:

$$A_s \frac{dh}{dt} = I - Q_b - Q_{sp} - Q_o \quad (3.117)$$

Nell'equazione A_s è la superficie dell'invaso funzione della quota h , I è la portata in ingresso funzione del tempo, Q_b è la portata che fuoriesce dalla breccia mentre Q_{sp} e Q_o rappresentano rispettivamente le portate che fuoriescono dallo scarico di fondo e dagli scarichi di superficie. Le ultime due quantità, se presenti, sono funzioni note della quota h .

Nella schematizzazione proposta il processo di erosione avviene sul coronamento e sul paramento di valle (fig. 3.16). La breccia è divisa in due porzioni: la prima è posta in corrispondenza del coronamento e la seconda è parallela al paramento di valle e durante il processo di erosione i due tratti mantengono l'inclinazione originale. Su tutto il canale la sezione trasversale della breccia è assunta di forma trapezoidale.

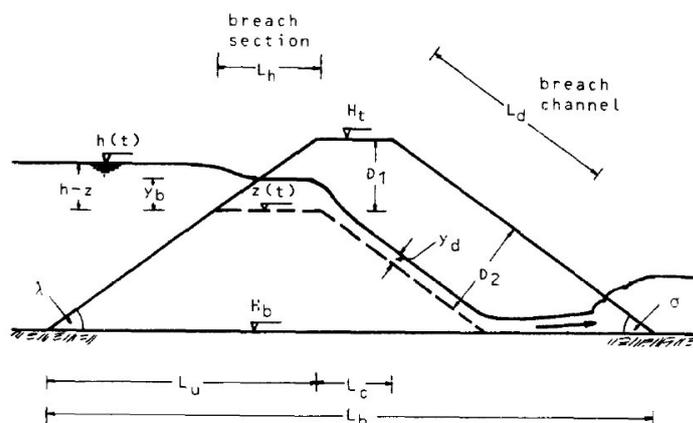


Figura 3.16: Schema longitudinale della diga (Singh e Quiroga, 1987).

Il deflusso è controllato dalla sezione di controllo della breccia, collocata sul coronamento a pendenza nulla, dove si suppone che la corrente sia in stato critico. In questa sezione la portata è calcolata assumendo un funzionamento tipo stramazzo su larga soglia:

$$Q_b = C_d \left[C_r b (h - z)^{1.5} + C_t (h - z)^{2.5} \right] \quad (3.118)$$

Nel canale della breccia, data la forte pendenza del paramento di valle, si ha una corrente veloce con profilo F2. Data la brevità del tratto è però possibile considerare il moto uniforme e calcolare il tirante con la formula di Chézy:

$$Q_b = C_h A [R \tan(\sigma)] \quad (3.119)$$

in cui C_h è il fattore di attrito di Chézy e σ è l'angolo che il paramento di valle forma con l'orizzontale. L'ingrandimento della breccia per effetto dell'erosione continua prevede il calcolo della portata solida trasportata dalla corrente a partire da cui poi si calcola l'ingrandimento della breccia. Poiché sul coronamento a pendenza nulla e sul paramento di valle si hanno condizioni diverse per la corrente, nei due tratti i volumi erosi, da cui poi gli ingrandimenti effettivi, sono calcolati separatamente anche se con la stessa procedura. Nel modello la portata solida è calcolata con la formula di Einstein-Brown la cui espressione in forma adimensionale è

$$\Phi = f \left(\frac{1}{\Psi} \right) \quad (3.120)$$

dove Φ è una funzione di trasporto e Ψ è l'inverso del parametro adimensionale di Shields. In particolare Φ è dato da

$$\Phi = \frac{q_{bw}}{\gamma_m K \left[\left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1 \right) g D_s^3 \right]^{0.5}} \quad (3.121)$$

in cui q_{bw} è la portata solida unitaria massica, K è una costante adimensionale dipendente dalle caratteristiche del materiale e D_s è il diametro caratteristico del materiale. Il parametro adimensionale di Shields è invece dato da

$$\frac{1}{\Psi} = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)D_s} = \frac{u^2}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1\right) C_h^2 D_s} \quad (3.122)$$

in cui u è la velocità della corrente. Per quanto riguarda la funzione che lega Φ al parametro adimensionale di Shields, si usano tre funzioni del tipo $\Phi = f\left(\frac{1}{\psi}\right)$ che sono lineari sul piano logaritmico. La regione di applicabilità di ciascuna funzione è data in funzione di Ψ .

Nota la portata solida unitaria q_{bw} l'abbassamento della breccia è calcolato supponendo che il volume eroso in un intervallo di tempo sia distribuito in maniera uniforme su tutto il canale. L'abbassamento ΔZ che si ha nell'intervallo di tempo Δt è dato da

$$\Delta Z = \frac{q_{bw} \Delta t}{\gamma_s (1 - p) l} \quad (3.123)$$

dove p è la porosità e l è la lunghezza longitudinale della breccia.

Nel modello è prevista la possibilità che la breccia si ingrandisca per effetto del crollo di una porzione delle sponde. Si utilizza un modello di stabilità dei pendii proposto da Chugaev. Si considera un singolo piano di scorrimento formante un angolo ω con l'orizzontale individuato mediante una procedura *trial and error*. Le forze resistenti agiscono lungo la superficie di scorrimento e sono la forza di coesione e la forza d'attrito. Le forze mobilizzanti sono invece date dal peso dell'elemento e dalla componente orizzontale delle forze di filtrazione. La stabilità delle sponde è verificata ad ogni passo temporale e nel momento in cui si ha che le forze mobilizzanti superano quelle resistenti si ha il crollo che provoca una diminuzione della pendenza e quindi un aumento della larghezza della breccia.

Il modello è provvisto inoltre di un modulo per la propagazione a valle dell'onda di piena che fuoriesce dalla breccia. Nel modello si adotta il metodo di Muskingum integrato con un modulo che simula l'allagamento delle aree adiacenti all'alveo di magra. La portata che viene scambiata tra alveo di magra e le aree inondabili è proporzionale alla differenza di tirante. Il modello è inoltre in grado di simulare la propagazione dei sedimenti nel canale a valle della diga. Il metodo adottato per la propagazione dei sedimenti è quello di Muskingum.

Il modello di Peviani (1999)

Peviani (1999) propone un modello fisicamente basato in cui si assume la possibilità che la diga sia di forma non regolare. A tal fine il rilevato è descritto dal punto di vista geometrico mediante una serie di sezioni e ciò ri-

sulta particolarmente utile nella simulazione dei fenomeni di rottura degli sbarramenti naturali. Sempre nell'ottica di proporre un modello adatto alla simulazione delle dighe da frana, l'autore adotta una formula di trasporto solido nella quale si tiene conto della possibile natura multigranulare dei sedimenti. In particolare i sedimenti sono divisi in quattro classi granulometriche ognuna rappresentata dal diametro medio e dalla percentuale sul totale. La breccia è assunta di forma trapezoidale; l'inclinazione delle sponde è costante e dipende dalle caratteristiche del materiale, in particolare dall'angolo di attrito e dalla coesione. L'ingrandimento della breccia avviene mediante l'abbassamento del fondo causato dall'azione erosiva della corrente. Nel modello si simula inoltre il crollo delle sponde per il fenomeno di scalzamento al piede. Tale processo è descritto mediante un semplice modello di stabilità dei pendii applicato alle sponde della breccia.

Il modello è costituito da un'equazione di continuità per l'invaso mediante la quale è possibile descrivere l'evoluzione del livello H . In particolare è richiesta la definizione della funzione che lega la superficie A_s con l'altezza H .

$$\frac{dH}{dt} A_s(H) = Q_i - Q_o - Q_{br} \quad (3.124)$$

La portata che fuoriesce dalla breccia è calcolata ipotizzando un funzionamento tipo stramazzo su larga soglia ed è calcolata nella sezione di controllo posta in corrispondenza dell'incile del canale della breccia:

$$Q_b = 1.7B_b(H - Z_b)^{1.5} + 1.2 \tan(90 - \alpha)(H - Z_b)^{2.5} \quad (3.125)$$

Essa costituisce quindi la condizione al contorno per il modello di propagazione che è applicato sul canale della breccia e a valle del rilevato. Le grandezze idrauliche di interesse possono essere calcolate con il modello cinematico:

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} &= 0 \\ S_0 &= S_f \end{aligned} \quad (3.126)$$

In alternativa è possibile adottare l'ipotesi di celerità infinita e quindi considerare la propagazione istantanea dell'onda di piena.

Il modello di erosione, tiene conto della natura multigranulare del materiale il quale è suddiviso in quattro classi ciascuna rappresentata dal diametro medio d_i e dalla percentuale sul totale β_i . Il modello di erosione prevede il calcolo della capacità di trasporto della corrente T_i in ogni sezione e per ogni classe i dei sedimenti:

$$T_i = \alpha_T \frac{I^n Q^m}{B_b^p d_i^q} \beta_i r_i \quad (3.127)$$

La capacità di trasporto è calcolata in funzione della portata Q , della pendenza del fondo I e del diametro medio dei sedimenti d_i , della larghezza B_b della sezione, della frazione della classe sul totale β_i e del fattore di nascondimento r_i dato da:

$$r_i = \left[\frac{d_i}{\sum \beta_i d_i} \right]^s \quad (3.128)$$

Nota la capacità di trasporto della corrente, mediante l'equazione di continuità per i sedimenti

$$\frac{1}{B_b} \left[\frac{\partial T_i}{\partial x} + TL_i \right] = D_i \quad (3.129)$$

si calcola quello che l'autore definisce "vertical flux" D_i [L/T], cioè l'erosione ($D_i < 0$) o eventualmente il deposito $D_i > 0$ sul fondo. Nell'equazione (3.129) compare il termine TL_i che rappresenta l'apporto laterale di materiale, cioè il volume che cade nella breccia nel momento in cui si ha il collasso delle sponde. Dall'equazione di continuità si calcola il flusso verticale D_i che nel caso di erosione è minore di zero. Noto D_i per ogni strato con la seguente formula si calcola l'abbassamento del fondo:

$$\Delta Z_b = \sum D_i \Delta t \quad (3.130)$$

L'erosione determina anche una variazione della composizione del materiale nel "mixing layer", il cui spessore è $\delta = D_{90}$, che è calcolata per ogni classe i mediante la seguente equazione:

$$\frac{\partial (\delta \beta_i)}{\partial t} = D_i - \beta_i^u \frac{\partial Z_b}{\partial t} \quad (3.131)$$

Il processo di ingrandimento della breccia avviene nelle quattro fasi descritte in fig. 3.17. Inizialmente si ha l'erosione al fondo, poi si il crollo del materiale delle sponde il quale non viene immediatamente rimosso, ma si deposita nella breccia e deve quindi essere eroso. Alla fine si ha quindi la breccia che si è approfondita ed allargata.

L'allargamento della breccia è invece dovuto esclusivamente al crollo delle sponde. L'immissione di materiale nella breccia provoca un momentaneo innalzamento del fondo e di conseguenza anche l'allargamento della base della breccia come illustrato nella figura 3.17. Il collasso è descritto in maniera semplificata ed ha luogo nell'istante in cui l'approfondimento sulla base raggiunge un valore limite. L'angolo che le sponde formano con l'orizzontale, ovvero l'inclinazione della superficie di scorrimento della massa che finisce nella breccia, è determinato dall'angolo di attrito del materiale (fig. 3.18):

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \quad (3.132)$$

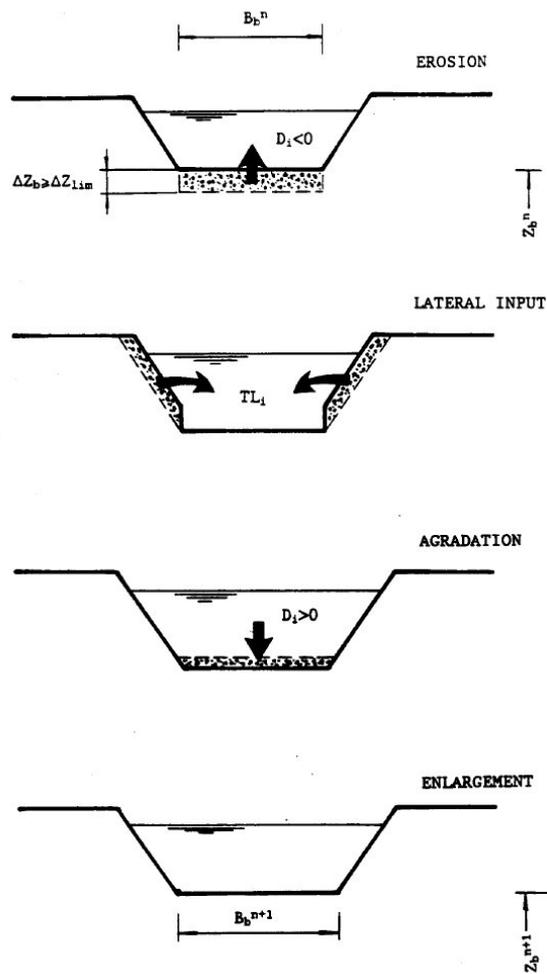


Figura 3.17: Fasi del processo di erosione (Peviani, 1999).

Il valore limite ΔZ_b dell'approfondimento è dato da:

$$\Delta Z_b = \frac{c}{\gamma_s \sin \alpha \cos \alpha FS - \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}} \quad (3.133)$$

Esso risulta quindi funzione della coesione c del materiale, dell'angolo di attrito ϕ , dell'inclinazione della superficie di scorrimento α e di un fattore di sicurezza FS .

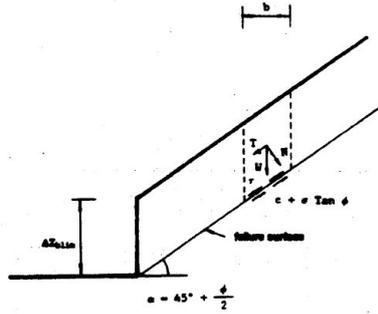


Figura 3.18: Schema delle forze sul pendio

Nel momento in cui la condizione di crollo è verificata, cioè si ha $\Delta Z \geq \Delta Z_b$ il volume VL è sottratto alle sponde:

$$VL = 2 \sum \Delta Z_b (Z_c - Z_b) \tan (90 - \alpha) \Delta x \quad (3.134)$$

A partire dal volume VL si calcola l'input laterale TL che compare nell'equazione di continuità:

$$TL_i = \frac{VL \beta_i^0}{\Delta x \Delta t} \quad (3.135)$$

Durante il processo di erosione il canale della breccia tende ad approfondirsi e quindi a migrare verso monte (fig. 3.19). Nella sezione di controllo (section up) si assume la portata solida entrante pari a zero, e ciò significa che l'apporto solido dall'invaso è nullo. Questa sezione si sposta ad ogni passo temporale verso monte per effetto dell'abbassamento del canale della breccia. La sezione di controllo del canale, cioè la sezione del contorno di monte, è aggiornata verso monte quando la distanza tra la sezione "section up" e la sezione IS supera la risoluzione spaziale del modello ΔX . In ogni sezione a partire da quella valle del contorno di monte (IS+1) la portata solida è calcolata in funzione delle caratteristiche idrodinamiche della corrente, mentre nella prima sezione IS viene calcolata supponendo un andamento lineare della capacità di trasporto.

$$T_{IS} = T_{IS+1} \left(\frac{U_p \Delta x}{\Delta x + U_p \Delta x} \right) \quad (3.136)$$

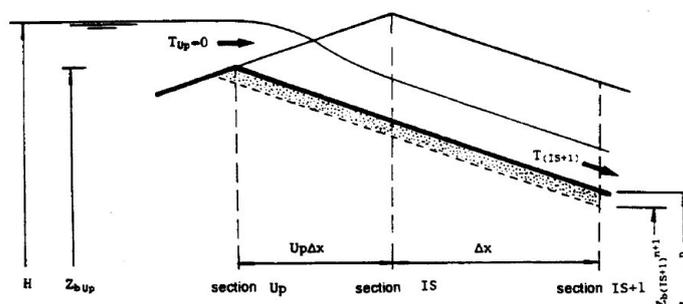


Figura 3.19: Modello di Peviani (1999): profilo della corrente sul rilevato e sezioni di calcolo.

Il modello è stato applicato per la simulazione dell'ipotetico collasso di una diga naturale ed è stata condotta un'analisi di sensibilità che ha riguardato tra l'altro la tipologia di materiale, il coefficiente di coesione, l'effetto prodotto dall'uso nel modello di erosione di un materiale monogranulare al posto di quello multigranulare suddiviso in 4 classi. Da tale analisi emerge che un aumento della coesione provoca l'aumento dell'approfondimento limite e quindi una diradazione dei crolli delle sponde. Ciò provoca un'erosione più rapida e una portata al colmo maggiore. Risulta inoltre che un materiale mediamente più fino tende a lasciarsi erodere più velocemente di uno più grossolano. La rappresentazione del materiale usando l'intera curva granulometrica suddivisa in 4 classi e quindi con 4 diametri invece che di un solo diametro medio provoca una riduzione delle portate e un'erosione più lenta. Ciò è dovuto al fatto che con il materiale monogranulare viene meno l'effetto prodotto dal termine r_i e quindi l'effetto di nascondimento.

Il modello di Loukola e Huokona (1998)

Loukola e Huokona (1998) propongono un modello in grado di simulare la rottura di uno sbarramento in terra per effetto della tracimazione o del sifonamento del rilevato. Il modello è fisicamente basato ed è particolarmente adatto alla simulazione di eventi di rottura riguardanti sbarramenti non molto alti e con un notevole volume di acqua invasato. Il modello è stato calibrato sui dati prodotti da alcuni test su argini fusibili e verificato sul caso di rottura del Teton. La diga è assunta di forma trapezoidale ed è rappresentata mediante una serie di sezioni trasversali. La breccia, nel caso di tracimazione, è assunta di forma trapezoidale con un'inclinazione delle sponde che dipende dall'angolo di attrito del materiale:

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \quad (3.137)$$

Per quanto riguarda il regime della corrente si assume che all'inizio del pendio di valle la corrente sia in condizioni critiche per cui in questa sezione si ha il controllo delle portate. Nella sezione di controllo la portata è data da:

$$Q_b = 1.71B_{br} (H - H_{br})^{1.5} + 1.37 \left(\frac{\pi}{2} - \beta \right) S_{sub} (H - H_{br})^{2.5} \quad (3.138)$$

$$S_{sub} = 1.0 - 27.83 \left(\frac{H_2 - H_{br}}{H - H_{br}} - 0.67 \right)^3 \quad (3.139)$$

in cui S_{sub} è un termine che consente di tenere conto di un eventuale effetto di sommergenza, H è il livello nell'invaso, H_{br} la quota del fondo della breccia e H_2 è il livello idrico a valle della diga. Nel caso di sifonamento, il cunicolo è inizialmente di forma circolare e tende ad ingrandirsi sotto l'effetto degli sforzi di trascinamento prodotti dalla corrente. La portata in questo caso è data da:

$$Q_{br} = A \left[\frac{2g(\Delta H_p)}{\left(1 + \frac{fL}{D}\right)} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.140)$$

dove ΔH_p rappresenta l'affondamento del centro del cunicolo, f è un fattore d'attrito funzione del diametro del materiale. L'ingrandimento del cunicolo continua fin quando non viene raggiunto un raggio critico R_{crit} funzione delle caratteristiche del materiale come coesione c e angolo d'attrito φ :

$$R_{crit} = \frac{2c}{\rho'(\tan \varphi + 2)} + \frac{\tan \varphi}{(\tan \varphi + 2)} (H_{dam} - H_p) \quad (3.141)$$

Nel momento in cui si verifica il crollo della volta il fenomeno evolve in maniera identica al caso di tracimazione. La variazione del livello nella breccia è calcolata mediante la solita equazione di continuità:

$$\frac{dH}{dt} A_s(H) = Q_i - Q_o - Q_{br} \quad (3.142)$$

A monte della sezione in cui si instaura lo stato critico la corrente è lenta, mentre a valle è veloce (fig. 3.20). Le grandezze idrauliche nei due tratti si calcolano a partire dalla sezione in cui si verifica lo stato critico nell'ipotesi di moto permanente:

$$y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + S_f L \quad (3.143)$$

$$S_f = \frac{v_m^2 n^2}{R_m^{4/3}} \quad (3.144)$$

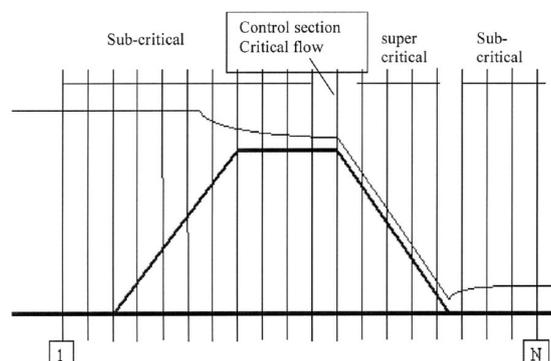


Figura 3.20: Profilo della corrente sul rilevato

Il modello per l'erosione del rilevato prevede il calcolo della portata solida unitaria con la formula di Mayer-Peter e Muller, quindi in funzione dell'eccesso di sforzo di trascinamento.

3.3.4 Modelli con breccia schematizzata come canale erodibile (modelli basati sulle SWE a fondo mobile)

Nei modelli più complessi la descrizione del fenomeno è basata su un approccio che prevede l'integrazione numerica delle *Shallow Water Equations* su un dominio esteso all'invaso a monte e un tratto di canale a valle della diga. Nei modelli bidimensionali in particolare è possibile simulare l'evoluzione della breccia senza doverne fissare a priori la forma.

Modello di Macchione e Sirangelo (1989)

Nel modello proposto da Macchione e Sirangelo (1989) la breccia è assimilata ad un canale erodibile posto nel corpo diga. Il moto dell'acqua sul rilevato è descritto mediante le equazioni del De Saint Venant:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \left(\frac{\partial Z}{\partial x} + J \right) = 0 \quad (3.145)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial A_d}{\partial t} = 0 \quad (3.146)$$

in cui x e t sono rispettivamente la coordinata spaziale e temporale, Q è la portata, A è la sezione trasversale della breccia, J è la cadente e A_d è la sezione trasversale erodibile della breccia. Alle due equazioni della conservazione della massa liquida e della quantità di moto, se ne associa una per la conservazione della massa relativa alla fase solida:

$$\frac{\partial G_s}{\partial x} + \gamma_s(1-n) \frac{\partial A_d}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial t} (AC_s) = 0 \quad (3.147)$$

in cui G_s è la capacità di trasporto della corrente espressa in peso, che può essere calcolata con una formula del trasporto solido, n è la porosità del materiale, γ_s è il peso specifico e C_s è la concentrazione in peso nella corrente. Ne risulta quindi un sistema di tipo iperbolico nelle funzioni incognite $Q(x, t)$, $Z(x, t)$ e $A_d(x, t)$. Per quanto riguarda l'integrazione delle equazioni si osserva che sul rilevato si ha un primo tratto in corrente lenta, poi una sezione in cui si ha lo stato critico e quindi un tratto in corrente veloce sul paramento di valle. La soluzione del sistema richiede per il tratto in corrente lenta che oltre alle condizioni iniziali siano definite anche due condizioni al contorno nella sezione di monte e una in quella di valle. A monte una condizione al contorno è riferita alla fase solida e consiste nell'imporre l'inerodibilità dell'alveo. L'altra condizione si ha con il tirante che è calcolato mediante il principio di conservazione della massa per il serbatoio. A valle del tratto in corrente lenta il legame tra portata e tiranti è invece espresso dalla condizione di stato critico. Per quanto riguarda le condizioni iniziali si assume la presenza iniziale di una lama d'acqua in condizioni di moto permanente. Nel tratto in corrente veloce invece, poiché la celerità della corrente è molto maggiore della velocità di propagazione delle perturbazioni per la fase solida, il fenomeno può essere descritto mediante il moto permanente.

Per quanto riguarda la morfologia della breccia si considera una sezione inizialmente triangolare che diventa trapezoidale quando il fondo raggiunge la base non erodibile del canale. In ogni sezione sono calcolate le caratteristiche cinematiche della corrente e mediante l'equazione (3.147) si valuta il volume di sedimenti eroso per unità di lunghezza del canale da cui, mediante si calcola l'approfondimento del vertice inferiore della breccia ζ

$$\zeta = \frac{\Delta t}{\gamma_s c (1 - n) \sin \beta} \left(\frac{\partial G_s}{\partial x} \right) \quad (3.148)$$

Per questo motivo nonostante la geometria della breccia sia prefissata in realtà si ottiene un canale della breccia non regolare.

Modello di Ponce e Tsivoglou (1981)

Il modello, proposto da Ponce e Tsivoglou (1981), simula numericamente l'apertura graduale della breccia nel caso di tracimazione di un rilevato. Il modello si basa sulle equazioni mono-dimensionali del moto vario scritte nella forma completa. Le equazioni del moto sono integrate con uno schema numerico alle differenze finite di tipo implicito (Preissman). Nelle equazioni di De Saint Venant la resistenza al fondo è calcolata mediante l'equazione di Manning. Il coefficiente dell'equazione per semplicità è mantenuto costante nello spazio e nel tempo.

L'erosione della breccia è descritta mediante l'equazione di Exner:

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} + (1 - p) \gamma_s B \frac{\partial z}{\partial t} = 0 \quad (3.149)$$

Nell'equazione la capacità di trasporto della corrente è equiparata alla portata solida che è calcolata con una forma semplificata dell'equazione di Mayer-Peter e Muller. La relazione è ottenuta trascurando il termine relativo allo sforzo di trascinamento critico considerato estremamente più piccolo rispetto allo sforzo di trascinamento prodotto dalla corrente:

$$q_s = a\tau^b \quad \tau = \gamma R J \quad (3.150)$$

Nell'equazione 3.150 compaiono il coefficiente a il cui valore è calcolato mediante taratura del modello e l'esponente b a cui è assegnato il valore di 1.5 che è solitamente utilizzato in situazioni di regime di moto con numero di Froude elevato.

Il modello, essendo di tipo monodimensionale, è in grado di calcolare soltanto la variazione del fondo della breccia. La larghezza della breccia è calcolata in funzione della portata con una relazione derivata dalla teoria del regime dei canali. In particolare la larghezza della breccia è assunta crescente con la portata fin quando non è raggiunto il colmo, successivamente la larghezza si mantiene costante.

Per quanto riguarda le condizioni iniziali nel dominio di calcolo, per questioni numeriche si considera sul paramento di valle una portata piccola ma finita determinata con la legge del moto stazionario. Come condizione al contorno di monte si considera il livello nell'invaso che ad ogni istante di tempo è determinato mediante l'equazione di conservazione della massa.

Nelle sezioni trasversali del dominio di calcolo il tirante y e il perimetro bagnato P sono ottenuti mediante le due relazioni di regressione (3.151), in funzione dell'area della sezione trasversale A . Il valore dei coefficienti delle funzioni è determinato mediante regressione con la legge dei minimi quadrati in funzione della distanza longitudinale e del tempo (i parametri vengono aggiornati ad ogni livello temporale).

$$y = \alpha A^\beta \quad P = a_1 A^{b_1} \quad (3.151)$$

Il modello DaveF di Froehlich (2002)

L'autore propone un modello numerico per l'erosione dei rilevati in materiali sciolti basato sull'integrazione numerica delle equazioni bidimensionali delle acque basse a fondo mobile. Il modello si basa sulla soluzione di un sistema di 4 equazioni iperboliche non lineari alle derivate parziali. Le equazioni sono integrate numericamente con un metodo ai volumi finiti. Le equazioni del modello sono date da:

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \nabla [\mathbf{F}(\mathbf{U}), \mathbf{G}(\mathbf{U})] + \mathbf{Q} = 0 \quad (3.152)$$

$$\mathbf{U} = \begin{bmatrix} h \\ q_1 \\ q_2 \\ hC_k \end{bmatrix} \quad \mathbf{F} = \begin{bmatrix} q_1 \\ \frac{q_1^2}{h} + \frac{1}{2}gh^2 \\ \frac{q_1q_2}{h} \\ C_kq_1 \end{bmatrix} \quad (3.153)$$

$$\mathbf{G} = \begin{bmatrix} q_2 \\ \frac{q_1q_2}{h} \\ \frac{q_2^2}{h} + \frac{1}{2}gh^2 \\ C_kq_2 \end{bmatrix} \quad \mathbf{Q} = \begin{bmatrix} 0 \\ gh \frac{\partial z_b}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \tau_{bx} \\ gh \frac{\partial z_b}{\partial y} + \frac{1}{\rho} \tau_{by} \\ S_k \end{bmatrix}$$

Il sistema di equazioni esprime la conservazione della massa per la fase liquida, la conservazione della quantità di moto lungo le due direzioni x e y di un sistema di coordinate cartesiano. La quarta equazione esprime invece la continuità dei sedimenti che nel modello possono essere rappresentati mediante una suddivisione in classi granulometriche.

Il termine C_k rappresenta la concentrazione volumetrica dei sedimenti nella fase liquida per la k -esima classe granulometrica, la cui variazione nel tempo dipende dallo scambio con le celle adiacenti (flusso) e dallo scambio S_k (termine sorgente) con il terreno naturale o con la diga. Dall'equazione di erosione risulta che si ha erosione se la capacità di trasporto della corrente C_k^* non è saturata, deposito nel caso opposto. La capacità di trasporto è calcolata con una delle tradizionali formule di trasporto solido. Il termine sorgente, cioè lo scambio con il rilevato o con il fondo in genere, è calcolato in maniera diversa a seconda se si ha erosione o deposito:

$$S_k = \begin{cases} p_k K_{ek} w_{sk} (C_k^* - C_k) & \text{erosione} \\ w_{sk} (C_k^* - C_k) & \text{deposito} \end{cases} \quad (3.154)$$

in cui p_k è la frazione di materiale del fondo appartenente alla classe k -esima, w_{sk} è la velocità di caduta terminale delle particelle della classe k -esima, K_{ek} è un coefficiente di erosione che può essere calcolato con una relazione proposta da Armanini e Di Silvio (1988) in funzione delle dimensioni dello strato attivo T_a (fig. 3.21), del tirante della corrente h , della velocità di caduta terminale w_{sk} delle particelle e della velocità d'attrito u^* :

$$K_{ek} = \frac{1}{\left[\frac{T_a}{h} + \left(1 - \frac{T_a}{h}\right) \exp \left[-1.5 \frac{w_{sk}}{u^*} \left(\frac{T_a}{h}\right)^{-1/6} \right] \right]} \quad (3.155)$$

Nota, per ogni classe k , la quantità di materiale scambiata con il fondo S_k , la variazione del livello si calcola con la seguente relazione:

$$(1 - \eta) \frac{\partial z_b}{\partial t} = \sum_k S_k \quad (3.156)$$

Per le celle del dominio non appartenenti alla sede del rilevato, il modello di suolo proposto prevede una suddivisione in due o tre strati a seconda che precedentemente si sia verificata erosione o deposito (fig. 3.21). Lo strato superiore, che è attivo nello scambio di sedimenti con la corrente è chiamato “*active layer*”. Esso ha spessore costante, per cui il materiale che viene sottratto in fase di erosione è sostituito dal materiale sottostante del letto originale detto “(*original bed material*)”. Nel caso opposto, cioè quando si ha il deposito, una quantità di materiale equivalente a quella che viene aggiunta allo strato attivo, è trasferita al “*deposition layer*”.

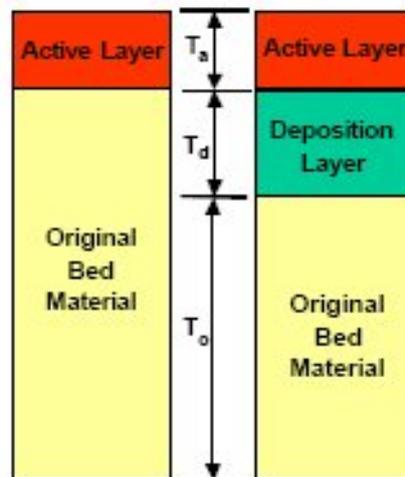


Figura 3.21: Modello del suolo per la porzione del dominio non occupata dal rilevato

Quanto detto non vale per le celle del dominio in cui è collocato il rilevato. In questo caso infatti si suppone che la capacità di trasporto della corrente sia tale da rendere impossibile il deposito ($C_k^* \gg C_k$). Il materiale è considerato appartenente allo strato “*original bed material*” e il termine sorgente S_k è calcolato in funzione dell’eccesso degli sforzi di trascinamento τ prodotti dalla corrente rispetto ad un valore soglia τ_c :

$$S_k = p_k \frac{K_d}{\rho_s} (\tau_b - \tau_c) \quad (3.157)$$

Lo schema numerico adottato è ai volumi finiti tipo Godunov. Il dominio di calcolo comprende un tratto del canale nel quale è collocata la diga che può essere discretizzato mediante celle di qualsiasi forma. Nel caso del modello si considera un sistema misto di maglie triangolari, usate principalmente nel canale, e maglie quadrate usate in corrispondenza del rilevato data la sua geometria regolare (fig. 3.22).

Come condizione iniziale nella parte di dominio a monte del rilevato si considera il livello idrico posto alla quota di coronamento e velocità nulla.

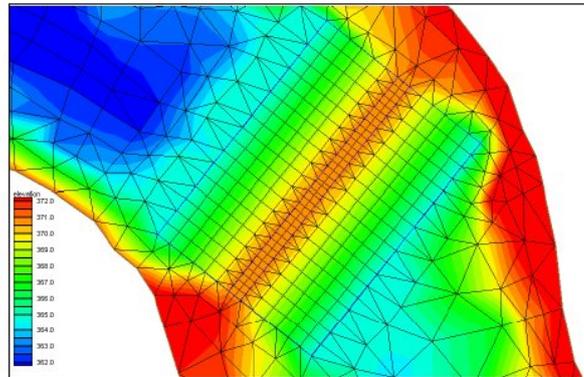


Figura 3.22: discretizzazione del dominio di calcolo in corrispondenza del rilevato

A monte si usa la condizione al contorno trasmissiva, mentre nel sezione terminale del dominio si assume lo stato critico.

Il modello è stato applicato per la riproduzione della rottura di due prototipi di dighe a grande scala rispettivamente costruite con materiale coesivo e non. In entrambi i casi si osserva la formazione di una breccia di forma trapezoidale. L'erosione nelle prime fasi è localizzata sul piede del paramento di valle produce una breccia che inizialmente evolve in senso verticale e poi in senso laterale, quando è raggiunta la base della diga. Il modello riproduce la formazione di headcut, ovvero di brusche variazioni della pendenza sul paramento di valle, e ciò è particolarmente evidente nel caso della diga in materiale coesivo. Il confronto dei risultati dei due test mostra una velocità di erosione maggiore nel caso di sbarramenti non coesivi.

Il modello di Wang e Bowles (2006a)

Un ulteriore modello basato sull'integrazione delle shallow water equations in forma bidimensionale è proposto da Wang e Bowles (2006a). Il modello in esame si applica alla simulazione delle rotture per tracimazione di dighe in materiali non coesivi. Anche in questo caso non è fatta alcuna ipotesi sulla forma della breccia, che può formarsi in un qualsiasi punto del rilevato. Si assume inoltre che la diga possa avere altezza variabile lungo il suo asse. La particolarità del modello consiste nel fatto che è adottato un approccio piuttosto complesso per quanto riguarda l'erosione del rilevato che tiene conto di

- erosione continua per effetto degli sforzi di trascinamento
- ingrandimenti repentini che si hanno a causa dei crolli di porzioni del rilevato per effetto delle instabilità

Per quanto detto il modello risulta disaccoppiato per quanto riguarda il calcolo delle grandezze idrauliche che sono ottenute mediante l'integrazione delle shallow water equations, e per la variazione della morfologia che è calcolata nella duplice maniera appena descritta.

Le shallow water equations sono integrate su un dominio che copre un tratto di canale nel quale è collocata la diga, mediante uno schema alle differenze finite del secondo ordine con limitatore TVD.

Durante la fase iniziale si ha la tracimazione del rilevato senza che si abbia la formazione della breccia. In questa fase il processo di efflusso è descritto supponendo condizioni di moto stazionario. Tale ipotesi, secondo gli autori, può essere considerata accettabile dato che il livello nell'invaso in questa fase rimane costante, per cui la portata che si ha sul paramento di valle è anche costante. Indicate con z il tirante idrico e con x la direzione del moto, si ha che il profilo della corrente è descritto da:

$$\frac{dz}{dx} = \frac{i - S_f}{1 - Fr^2} \quad (3.158)$$

l'equazione è integrata con il metodo di Runge-Kutta al IV ordine.

Non appena ha inizio l'erosione il moto è descritto mediante le shallow water equations in forma bidimensionale:

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}(\mathbf{U})}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{G}(\mathbf{U})}{\partial y} = \mathbf{S}(\mathbf{U}) \quad (3.159)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{U} &= \begin{bmatrix} h \\ hu \\ hv \end{bmatrix} & \mathbf{F}(\mathbf{U}) &= \begin{bmatrix} hu \\ hu^2 + \frac{gh^2}{2} \\ huv \end{bmatrix} \\ \mathbf{G}(\mathbf{U}) &= \begin{bmatrix} hv \\ huv \\ hu^2 + \frac{gh^2}{2} \end{bmatrix} & \mathbf{S}(\mathbf{U}) &= \begin{bmatrix} 0 \\ gh(S_{0x} - S_{fx}) \\ gh(S_{0y} - S_{fy}) \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (3.160)$$

L'integrazione numerica di queste equazioni consente di calcolare per ogni cella del dominio di calcolo i valori del tirante h e delle velocità u e v .

Il processo di erosione del rilevato avviene in tre fasi distinte. La prima ha inizio con la formazione del canale sul paramento di valle e termina nel momento in cui l'incile del canale della breccia raggiunge l'estremo di monte del coronamento. Nella seconda fase il fondo del canale è soggetto prevalentemente ad un'erosione verticale che si arresta nel momento in cui viene raggiunta la base della diga. Nella terza fase si ha l'erosione laterale del rilevato fin quando non termina il deflusso.

Durante la prima fase e solo all'inizio della seconda fase, l'ingrandimento della breccia avviene solamente per effetto dell'erosione continua superficiale. Per il calcolo della variazione morfologica della breccia si applica una versione riveduta del modello BREACH di Fread (1988). La quantità

di materiale effettivamente erosa è data dal valore più piccolo tra la capacità di trasporto della corrente e la velocità di erosione ϵ . La capacità di trasporto della corrente secondo la formula proposta da Smart, mentre il tasso di erosione si calcola mediante l'equazione (3.161) in funzione dell'eccesso di sforzo di trascinamento τ rispetto al valore critico τ_c :

$$\epsilon = 0.0513 (\tau - \tau_c)^{1.3} \quad (3.161)$$

Nell'equazione (3.161) τ è funzione delle caratteristiche della corrente, mentre τ_c dipende dal diametro del materiale:

$$\tau = \frac{\lambda}{8} \rho v^2 \quad (3.162)$$

$$\tau_c = 0.05 (\gamma_s - \gamma) d_{50} \quad (3.163)$$

A differenza di altri modelli si distingue tra la capacità di erosione della corrente e quello che la corrente è effettivamente in grado di trasportare. Quindi se anche la capacità di trasporto della corrente è alta, ma il materiale è poco erodibile, il materiale rimosso è solo quello che effettivamente è stato eroso. Viceversa se la capacità di trasporto è più bassa viene rimossa soltanto la quantità di materiale che la corrente è in grado di trasportare.

Durante la seconda e la terza fase per l'ingrandimento della breccia si usa il modello 3D. Secondo questo schema si ha sempre il calcolo del materiale che viene rimosso per effetto dell'erosione continua, ma contestualmente si verifica anche la stabilità delle sponde e il crollo per effetto dello scalzamento al piede. La stabilità di porzioni della breccia è valutata con il metodo di Hungr, estensione tridimensionale del metodo di Bishop.

Sul volume di controllo, agiscono la forza peso W , il peso dello strato d'acqua N_w e lo sforzo di trascinamento prodotto dalla corrente F_w , la reazione del suolo N_s e lo sforzo di attrito sulla faccia inferiore F_s , le spinte della corrente P_x e P_y lungo le due direzioni e gli sforzi tangenziali sulle facce laterali T_x e T_y (fig. 3.23). Applicando l'equilibrio verticale delle forze si ottiene il valore incognito di N_s in funzione di tutte le altre forze agenti sul blocco. L'equilibrio alla rotazione consente di calcolare il fattore di sicurezza F_0 che è l'altra incognita che compare nelle due equazioni. Nel modello si assume che siano soggetti a collasso solo i blocchi per cui il fattore di sicurezza è minore di uno e tra questi quelli che hanno volume maggiore. Si considera inoltre che siano soggette a collasso anche quelle celle per cui si ha lo scalzamento al piede.

Il modello è stato validato mediante la riproduzione di alcuni test prodotti per il progetto IMPACT (Wang e Bowles, 2006b). È stato inoltre applicato per la simulazione della rottura di una diga particolarmente lunga al fine di valutare alcune peculiarità del modello. In particolare da questa analisi risulta che le modalità di erosione della breccia risentono della sua collocazione: si avranno portate maggiori e un'erosione più rapida se

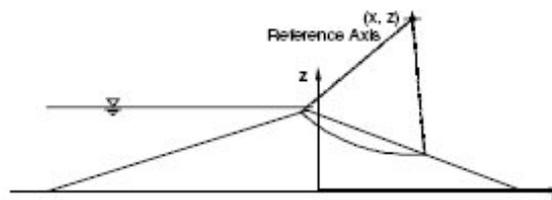


Fig. 2. Sliding soil profile.

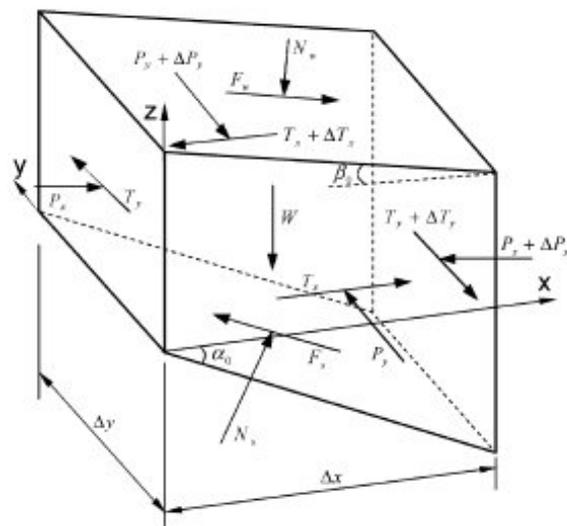


Figura 3.23: Schema delle forze agenti sul volume di controllo.

la breccia è collocata in un punto in cui la diga è più alta. L'idrogramma delle portate scaricate dalla breccia risulta poi particolarmente sensibile rispetto alla morfologia dell'invaso in quanto essa determina la distribuzione verticale della massa liquida. Il modello si è poi dimostrato sensibile all'idrogramma di piena entrante nell'invaso. Idrogrammi diversi possono avere influenza sulla dimensione finale della breccia e possono provocare colmi multipli se il picco della portata scaricata dalla breccia giunge prima del picco dell'idrogramma in ingresso. Per contro, l'idrogramma in ingresso ha poca influenza sulla portata al colmo scaricata nel caso in cui questa dipenda essenzialmente dal volume invasato.

Modello di Costabile et al. (2004)

I modelli visti in precedenza considerano tutti una netta separazione tra la fase solida e la fase liquida. Il modello proposto da Costabile et al. (2004) invece considera la corrente come una mistura solido-liquido. Il modello in realtà non è dotato di una descrizione per la morfologia della breccia ed è quindi in grado soltanto di simulare l'abbassamento della breccia. Il fenomeno è sempre descritto mediante le *Shallow Water Equations* e nella formulazione proposta si hanno due equazioni di conservazione della massa per la mistura e per la fase solida e un'equazione di conservazione della quantità di moto per la mistura. Nella formulazione compatta matriciale il modello è espresso dalla seguente equazione:

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}(\mathbf{U})}{\partial x} = \mathbf{S}(\mathbf{U}) \quad (3.164)$$

in cui x e t sono rispettivamente l'ascissa spaziale e il tempo. I termini \mathbf{U} , $\mathbf{F}(\mathbf{U})$ e $\mathbf{S}(\mathbf{U})$ sono rispettivamente:

$$\mathbf{U} = \begin{bmatrix} A \\ Q \\ cA \end{bmatrix} \quad \mathbf{F}(\mathbf{U}) = \begin{bmatrix} Q \\ \left(\frac{Q^2}{A} + g \frac{A^2}{2b} \cos \theta \right) \\ cQ \end{bmatrix} \quad (3.165)$$

$$\mathbf{S}(\mathbf{U}) = \begin{bmatrix} rb \\ gA(S_0 - S_f) - \left[\frac{bur}{\rho} (\rho^* - \rho) + \frac{g}{\rho} \frac{A^2}{2b} \cos \theta \frac{\partial \rho}{\partial x} \right] \\ rbc^* \end{bmatrix}$$

in cui A è l'area della sezione trasversale della corrente, Q è la portata, u è la velocità media nella sezione trasversale, S_0 è la pendenza locale del fondo, c è la concentrazione volumetrica della frazione solida nella mistura, b è la larghezza del canale rettangolare, θ è l'inclinazione del fondo, ρ è la densità della mistura e c^* e ρ^* sono rispettivamente i valori di concentrazione e densità sul fondo alveo. A queste equazioni si associano una relazione per

il calcolo della velocità di erosione-deposito r , una relazione per la descrizione dell'evoluzione morfologica $\frac{\partial z}{\partial t}$, e una per il calcolo della resistenza al moto S_f :

$$\begin{aligned} \frac{\partial z}{\partial t} \cos \theta + r &= 0 \\ S_f &= a_1 \left(\frac{R}{d} \right)^{a_3} \left(\frac{u^2}{gR} \right)^{a_3} \\ r &= \begin{cases} K_f u \tan(\theta_f - \theta_e) & \theta < 0 \\ K_f u \tan(\theta - \theta_e) & \theta \geq 0 \end{cases} \end{aligned} \quad (3.166)$$

in cui R è il raggio idraulico e d è il diametro medio dei sedimenti. Nell'equazione di erosione deposito, r è calcolato in funzione della velocità media della corrente per mezzo di un parametro di taratura K_f e in proporzione all'eccesso della pendenza della linea di energia θ_f o del fondo θ , a seconda se la pendenza del fondo è positiva o negativa, rispetto a un valore di equilibrio θ_e . Il modello è integrato con uno schema alle differenze finite di tipo upwind e l'applicabilità ai rilevati in materiali sciolti è stata provata sui risultati relativi all'erosione di una piccola diga in terra posta in una canale largo 0.3 m.

Capitolo 4

Descrizione dettagliata del modello analizzato

4.1 Descrizione del modello

Nel presente lavoro di tesi l'idea attuata è quella di riuscire a trattare il problema del *dam breach* con la descrizione fisico-matematica più semplice possibile. A tal riguardo si è seguita l'impostazione del problema proposta da Macchione (1986, 2008). Tale impostazione è stata concretizzata con un modello matematico per il calcolo dell'idrogramma di piena conseguente all'erosione delle dighe convenzionali di tipo *earthfill* (Macchione, 2008; Macchione e Rino, 2008). Il modello assume una breccia di forma triangolare che si approfondisce progressivamente (Fig. 4.1a,4.1b). Successivamente, quando il vertice inferiore della breccia raggiunge la base della diga, considerata non erodibile, ha inizio la fase in cui si ha un ingrandimento esclusivamente laterale e la breccia assume forma trapezoidale. In entrambe le fasi dello sviluppo si assume che l'angolo β che le sponde formano con la verticale resti costante. Indicata con Z_M l'altezza del rilevato e con Y la quota del vertice inferiore della breccia rispetto alla base della diga, l'area della sezione trasversale della breccia è data dalle equazioni:

$$A_b = (Z_M - Y)^2 \tan \beta \quad (4.1)$$

$$A_b = (Z_M - 2Y) Z_M \tan \beta \quad (4.2)$$

rispettivamente valide per la fase triangolare e trapezoidale. Nella espressione (4.2) il termine Y è negativo e indica la quota, misurata rispetto alla base della diga, del punto di intersezione che si ottiene prolungando verso il basso le sponde della breccia (Fig. 4.1c).

L'ingrandimento della breccia avviene principalmente per effetto dell'erosione continua prodotta dalla corrente e a causa dei crolli di materiale dalle sponde principalmente dovuti allo scalzamento al piede delle stesse.

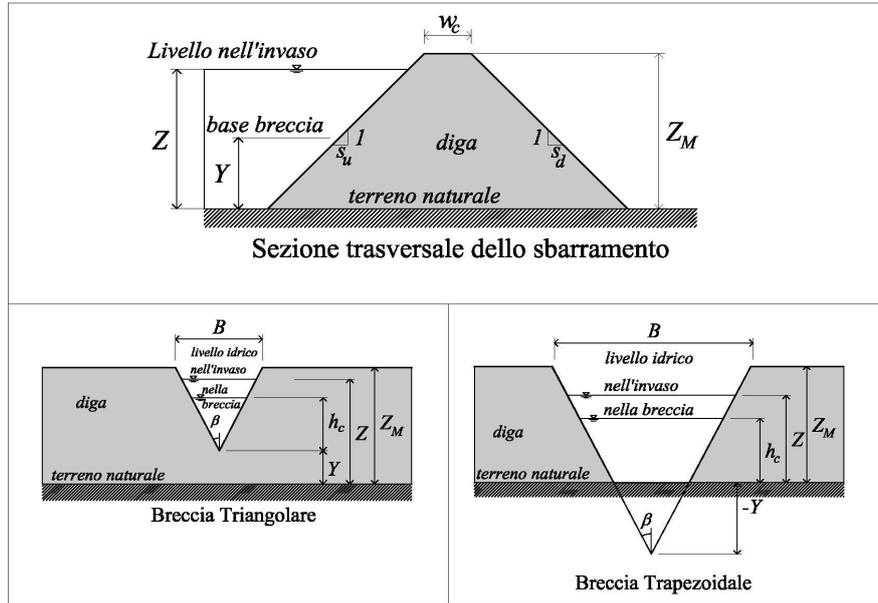


Figura 4.1: Caratteristiche geometriche della diga e della breccia.

Nel modello, i due fenomeni non sono distinti ritenendo che il materiale eroso dall'acqua e quello che crolla dalle sponde siano portati via dalla corrente sulla base di una capacità di trasporto funzione degli sforzi di trascinamento esercitati dalla corrente stessa. In particolare l'ingrandimento della breccia è calcolato ipotizzando che, in un intervallo di tempo infinitesimo dt , il volume eroso sotto la quota del pelo libero sia ridistribuito sulle sponde dell'intera breccia. Indicando con c il contorno bagnato erodibile della breccia, con l la lunghezza media, con dA_b l'incremento infinitesimo di area e con q_s la portata solida per unità di larghezza si ottiene:

$$dA_b l = c q_s dt \quad (4.3)$$

Nell'equazione (4.3) l è calcolata mediante le espressioni:

$$l = (Z_M - Y) \frac{s_u + s_d}{2} + w_c \quad (4.4)$$

$$l = Z_M \frac{s_u + s_d}{2} + w_c \quad (4.5)$$

rispettivamente per la fase triangolare e trapezoidale del processo. Nelle equazioni (4.4) e (4.5) con s_u e s_d si indicano rispettivamente la scarpa del paramento di monte e di valle, mentre w_c indica la larghezza del coronamento (vedi figura 4.1a). La portata solida q_s è calcolata ipotizzando un'equazione del tipo:

$$q_s = k_0 \tau^{1.5} \quad (4.6)$$

analoga alla formula per il calcolo della capacità di trasporto proposta da Mayer-Peter e Mueller, nella quale però si ritiene trascurabile lo sforzo di trascinamento critico. Lo sforzo di trascinamento medio τ è calcolato con la classica formula

$$\tau = \gamma R S \quad (4.7)$$

in cui γ è il peso specifico dell'acqua, R è il raggio idraulico e S sono le perdite di carico dovute all'attrito, che possono essere calcolate mediante l'equazione di Strickler:

$$S = \frac{Q_b^2}{A^2 K_S^2 R^{4/3}} \quad (4.8)$$

dove Q_b è la portata che fuoriesce dalla breccia, A è l'area della sezione bagnata della breccia, K_S è il coefficiente di attrito di Strickler e R è il raggio idraulico. Questo si calcola come rapporto tra area bagnata A e il contorno bagnato

$$R = \frac{1}{2} h_c \sin \beta \quad (4.9)$$

$$R = \frac{h_c(h_c - 2Y)}{2 \left(\frac{h_c}{\sin \beta} - Y \right)} \quad (4.10)$$

rispettivamente per la breccia triangolare e trapezoidale. Il modello ipotizza che nella breccia la corrente sia in condizioni di stato critico, per cui la portata Q_b è data dalle equazioni

$$Q_b = \left(\frac{1}{2} g \right)^{\frac{1}{2}} \left[\frac{4}{5} (Z - Y) \right]^{\frac{5}{2}} \tan \beta \quad (4.11)$$

$$Q_b = \left(\frac{1}{2} g \right)^{\frac{1}{2}} [h_c (h_c - 2Y)]^{3/2} (h_c - Y)^{-\frac{1}{2}} \tan \beta \quad (4.12)$$

valide al solito rispettivamente per la fase triangolare e trapezoidale. Il termine h_c indica l'altezza critica che può essere calcolata a partire dal livello nell'invaso Z e dalla quota del fondo della breccia Y mediante le equazioni

$$h_c = \frac{4}{5} (Z - Y) \quad (4.13)$$

$$h_c = \frac{1}{5} \left[2Z + 3Y + (9Y^2 + 4Z^2 - 8YZ)^{1/2} \right] \quad (4.14)$$

valide rispettivamente per la fase triangolare e trapezoidale. Definita l'altezza critica h_c il contorno bagnato erodibile c è dato dall'equazione

$$c = \frac{2 h_c}{\cos \beta} \quad (4.15)$$

Ritornando all'equazione di continuità (4.3), poiché si ha

$$\frac{dA_b}{dt} = \frac{dA_b}{dY} \frac{dY}{dt} \quad (4.16)$$

l'abbassamento infinitesimo del vertice inferiore della breccia dY in un intervallo di tempo dt può essere calcolato sostituendo la (4.16) nella (4.3), da cui si ottiene:

$$\frac{dY}{dt} = c q_s \left(\frac{dA_b}{dY} \right)^{-1} l^{-1} \quad (4.17)$$

Tenendo conto delle equazioni (4.4)-(4.15) e operando le opportune sostituzioni nella (4.17) si ottengono le equazioni

$$\frac{dY}{dt} = -\frac{1}{2} \left(\frac{4}{5} \right)^2 v_e (\sin \beta)^{3/2} \frac{(Z - Y)^2}{(Z_M - Y) [(Z_M - Y)^{\frac{s_u + s_d}{2}} + w_c]} \quad (4.18)$$

$$\frac{dY}{dt} = -v_e (\sin \beta)^{-1} \frac{(h_c - 2Y) \left(\frac{h_c}{\sin \beta} - Y \right)^{\frac{1}{2}} h_c^2}{2Z_M (h_c - Y)^{3/2} (Z_M^{\frac{s_u + s_d}{2}} + w_c)} \quad (4.19)$$

che descrivono l'evoluzione della breccia rispettivamente per la fase triangolare e trapezoidale del fenomeno. Nelle equazioni (4.18) e (4.19) compare il parametro v_e (m/s)

$$v_e = \frac{k_0}{K_s^3} (\gamma g)^{3/2} \quad (4.20)$$

Tale parametro dipende dal coefficiente k_0 dell'equazione (4.6) per il calcolo della portata solida e dal coefficiente di Strickler K_S . Come è evidente dalle equazioni (4.16), (4.18) e (4.19) il parametro v_e ha influenza sulla velocità con cui si ingrandisce la breccia di erosione in quanto a parità di condizione idrauliche e geometriche, questa è proporzionale a v_e .

Per il calcolo dell'evoluzione della quota Z all'interno del serbatoio si fa ricorso all'equazione di continuità:

$$\frac{dW}{dt} = Q_{in} - Q_{out} - Q_b \quad (4.21)$$

in cui Q_{in} è la portata in ingresso nel serbatoio, Q_b è la portata in uscita dalla breccia e Q_{out} è quella eventualmente uscente da altri organi di scarico. Esprimendo il volume W in funzione della variabile Z mediante la curva altezze volumi:

$$W(Z) = W_0 Z^\alpha \quad (4.22)$$

si ottiene:

$$\frac{dW}{dt} = \frac{dW}{dZ} \frac{dZ}{dt} = W_0 \alpha Z^{\alpha-1} \frac{dZ}{dt} \quad (4.23)$$

Sostituendo nella (4.23) con il secondo membro della (4.21) e ricordando le espressioni per il calcolo della portata che fuoriesce dalla breccia date dalle (4.11) e (4.12), dopo semplici passaggi è possibile ottenere le equazioni:

$$\frac{dZ}{dt} = \frac{Z^{1-\alpha}}{\alpha W_0} \left[Q_{in} - Q_{out} - \left(\frac{4}{5} \right)^{\frac{5}{2}} \left(\frac{g}{2} \right)^{\frac{1}{2}} (Z - Y)^{\frac{5}{2}} \tan \beta \right] \quad (4.24)$$

$$\frac{dZ}{dt} = \frac{Z^{1-\alpha}}{\alpha W_0} \left[Q_{in} - Q_{out} - (h_c - 2Y) h_c \left(\frac{g h_c - 2Y}{2 h_c - Y} h_c \right)^{\frac{1}{2}} \tan \beta \right] \quad (4.25)$$

che descrivono l'andamento temporale del livello nell'invaso, rispettivamente per le fasi triangolare e trapezoidale.

Il modello è quindi costituito dalla coppia di equazioni (4.24) e (4.18) a cui si aggiunge la formula (4.11) per il calcolo della portata Q_b . Queste equazioni sono valide per la fase triangolare della rottura. Durante la fase trapezoidale il fenomeno è invece descritto dalle equazioni (4.25), (4.19) e (4.11). L'applicazione del modello richiede che siano note le grandezze geometriche della diga, i parametri della curva altezze-volumi, le condizioni iniziali $Z_0 = Z(t = 0)$ e $Y_0 = Y(t = 0)$, e l'andamento temporale della portata Q_{in} . Nel caso di rottura per tracimazione si pone $Z_0 = Z_M$, mentre per il sifonamento si ha $Z_0 \leq Z_M$.

L'inclinazione delle sponde indicata dall'angolo β è una quantità non nota a priori. Per quanto riguarda i casi reali si hanno poche informazioni sull'inclinazione delle sponde durante il processo di erosione, ma l'analisi dei valori finali dell'inclinazione delle sponde, su un campione di dighe, mostra che il valore finale nella quasi totalità dei casi è compreso tra 0.2 e 2 (Macchione, 2008). Si riconosce però che tali valori potrebbero essere dovuti a crolli che si verificano nella fase terminale del fenomeno o addirittura successivamente all'evento. Invece, anche in base a numerosi studi sperimentali recenti condotti su dighe a grande scala (Morris e Hassan, 2009), si ritiene che sia lecito ipotizzare che le sponde della breccia siano quasi verticali ($\tan \beta = 0.2$) durante l'erosione. Per tale motivo in Macchione (2008) la ricostruzione dei casi storici è stata eseguita prendendo a riferimento il valore minimo osservato per la pendenza delle sponde ($\tan \beta = 0.2$).

Il modello richiede inoltre che sia assegnato un valore al parametro v_e . È bene precisare che v_e non rappresenta l'erodibilità del materiale in senso stretto, in quanto, come si è detto in precedenza, il volume eroso è ridistribuito su tutta la sezione della breccia e non soltanto sulla parte sommersa. Ciò significa che v_e tiene conto in maniera mediata anche del volume rimosso dalla breccia per effetto dei crolli dalle sponde. Quindi si ritiene che il valore di v_e sia influenzato non soltanto dall'erodibilità del materiale dovuta alla corrente, ma anche dalla frequenza e dal volume che mediamente è rimosso ad ogni crollo ed è trasportato dall'acqua.

Come si è detto prima si è rinunciato a descrivere analiticamente i due aspetti del fenomeno di ingrandimento della breccia affidando la descrizione dell'effetto complessivo alla legge (4.6). In definitiva il parametro v_e tiene conto del complesso del fenomeno di ingrandimento della breccia. La consistenza fisica di un approccio siffatto è stata messa in luce dalla circostanza che il parametro v_e ricavato per taratura su un gruppo di 15 dighe reali di tipo earthfill, ha mostrato un valore poco variabile intorno al valore medio di 0.07 m/s e che, applicando ai suddetti casi questo valore medio, il modello ha fornito valori molto soddisfacenti della portata al colmo e della larghezza media della breccia (Macchione, 2008)

Il modello consente inoltre di calcolare la portata solida Q_s in funzione del tempo, da cui poi è possibile ricavare il volume eroso come integrale della curva. Per fare ciò è possibile ricorrere all'equazione (4.6) e riscriverla come

$$Q_s = c q_s = c k_0 \tau^{3/2} = c k_0 (\gamma R S)^{3/2} \quad (4.26)$$

Sostituendo nella (4.26) le (4.8), (4.9), (4.10), (4.15), (4.14) e (4.20), si ottengono le equazioni

$$Q_s = c q_s = v_e \left(\frac{4}{5}\right)^2 \frac{(Z - Y)^2}{\cos \beta} (\sin \beta)^{-0.5} \quad (4.27)$$

$$Q_s = q_s = \frac{2h_c}{\cos \beta} \left[0.5 v_e h_c \frac{h_C - 2Y}{(h_C - Y)^{1.5}} \left(\frac{h_c}{\sin \beta} - Y \right)^{0.5} \right] \quad (4.28)$$

valide rispettivamente per la breccia triangolare e trapezoidale.

4.2 Schema di calcolo

Il modello matematico è costituito da due equazioni differenziali ordinarie non lineari del primo ordine del tipo:

$$\begin{aligned} \frac{dY}{dt} &= f(t, Y, Z) \\ \frac{dZ}{dt} &= g(t, Y, Z) \end{aligned} \quad (4.29)$$

in cui Y e Z sono le variabili dipendenti e t è la variabile indipendente, mentre con f e g si indicano le due funzioni. Le equazioni (4.29) insieme con le condizioni iniziali $Z_0 = Z(t = 0)$ e $Y_0 = Y(t = 0)$ costituiscono un problema ai valori iniziali. Non è possibile ottenere una soluzione analitica del problema per cui è necessario ricorrere ad un metodo di integrazione

numerica. Nel caso in esame è possibile utilizzare il metodo di Runge-Kutta al IV ordine la cui procedura è illustrata dalle equazioni:

$$\begin{aligned}
 k_1 &= h f(t_n, Y_n, Z_n) \\
 k_2 &= h f\left(t_n + \frac{h}{2}, Y_n + \frac{k_1}{2}, Z_n + \frac{j_1}{2}\right) \\
 k_3 &= h f\left(t_n + \frac{h}{2}, Y_n + \frac{k_2}{2}, Z_n + \frac{j_2}{2}\right) \\
 k_4 &= h f(t_n + h, Y_n + k_3, Z_n + j_3) \\
 Y_{n+1} &= Y_n + \frac{k_1}{6} + \frac{k_2}{3} + \frac{k_3}{3} + \frac{k_4}{6} + O(h^5)
 \end{aligned} \tag{4.30}$$

$$\begin{aligned}
 j_1 &= h g(t_n, Y_n, Z_n) \\
 j_2 &= h g\left(t_n + \frac{h}{2}, Y_n + \frac{k_1}{2}, Z_n + \frac{j_1}{2}\right) \\
 j_3 &= h g\left(t_n + \frac{h}{2}, Y_n + \frac{k_2}{2}, Z_n + \frac{j_2}{2}\right) \\
 j_4 &= h g(t_n + h, Y_n + k_3, Z_n + j_3) \\
 Z_{n+1} &= Z_n + \frac{j_1}{6} + \frac{j_2}{3} + \frac{j_3}{3} + \frac{j_4}{6} + O(h^5)
 \end{aligned} \tag{4.31}$$

La procedura, fissato un incremento temporale h , consente di calcolare, a partire da una condizione iniziale al livello temporale n , il valore delle funzioni al livello temporale al tempo $n + 1$.

4.3 Formulazione adimensionale

In questa sezione si illustra la formulazione adimensionale del modello (Macchione e Rino, 2008), che è alla base di alcuni sviluppi di questo lavoro che saranno illustrati nel seguito, tra cui la formula per il calcolo della portata al colmo e l'analisi sulla sensibilità del modello riguardo al valore della scarpa delle sponde $\tan \beta$.

Le equazioni del modello possono essere riscritte usando le seguenti variabili adimensionali:

$$h_c^* = \frac{h_c}{Z_M} \quad Z^* = \frac{Z}{Z_M} \quad Y^* = \frac{Y}{Z_M} \quad t^* = \frac{t}{Z_M} v_e \quad w_c^* = \frac{w_c}{Z_M} \quad Q^* = \frac{Q}{g^{1/2} Z_M^{5/2}}$$

Si ha quindi che le grandezze lineari sono rese adimensionali mediante l'altezza della diga Z_M . La portata Q è adimensionalizzata con l'accelerazione di gravità g , mentre il tempo t è invece reso adimensionale mediante il parametro v_e che così scompare dalle equazioni adimensionali che descrivono

l'ingrandimento della breccia (4.32) e (4.33) valide rispettivamente per la fase triangolare e trapezoidale.

$$\frac{dY^*}{dt^*} = -\frac{1}{2} \left(\frac{4}{5}\right)^2 (\sin \beta)^{(-3/2)} \frac{(Z^* - Y^*)^2}{(1 - Y^*) \left[(1 - Y^*) \frac{s_u + s_d}{2} + w_c^*\right]} \quad (4.32)$$

$$\frac{dY^*}{dt^*} = -\frac{1}{2 \sin \beta} \frac{h_c^* - 2Y^*}{(h_c^* - Y^*)^{3/2} \left(\frac{s_u + s_d}{2} + w_c^*\right)} \left(\frac{h_c^*}{\sin \beta} - Y^*\right)^{1/2} h_c^{*2} \quad (4.33)$$

Nell'equazione (4.33) compare inoltre l'altezza di stato critico adimensionale h_c^* la cui espressione è

$$h_c^* = \frac{1}{5} \left[2Z^* + 3Y^* + \left(9Y^{*2} + 4Z^{*2} - 8Y^*Z^* \right)^{1/2} \right] \quad (4.34)$$

Analogamente lo svuotamento del serbatoio nella formulazione adimensionale è dato dalle equazioni (4.35) e (4.36)

$$\frac{dZ^*}{dt^*} = -2^{-1/2} \left(\frac{4}{5}\right)^{5/2} \frac{Z^{*(1-\alpha_0)}}{\alpha_0 G} (Z^* - Y^*)^{5/2} \tan \beta \quad (4.35)$$

$$\frac{dZ^*}{dt^*} = -2^{-1/2} \frac{Z^{*(1-\alpha_0)}}{\alpha_0 G} \frac{(h_c^* - 2Y^*)^{3/2}}{(h_c^* - Y^*)^{1/2}} h_c^{*3/2} \tan \beta \quad (4.36)$$

Nelle equazioni che descrivono lo svuotamento del serbatoio compare il parametro adimensionale G , la cui espressione è:

$$G = v_e \frac{W_M}{\sqrt{g} Z_M^{7/2}} \quad (4.37)$$

Il parametro G si presta a diversi significati. Innanzitutto si può mostrare che G è proprio il volume adimensionale dell'onda di piena nel caso in cui si consideri la rottura per tracimazione, cioè nel caso in cui W_M sia il volume dell'onda di piena. Si ha infatti

$$\int_0^{t_f^*} Q^* dt^* = \int_0^{t_f} \frac{Q}{\sqrt{g} Z_M^{5/2}} \frac{v_e}{Z_M} dt = v_e \frac{1}{\sqrt{g} Z_M^{7/2}} \int_0^{t_f} Q dt = G \quad (4.38)$$

Ma l'aspetto probabilmente più interessante è che G è indicativo del comportamento della diga in caso di collasso. Infatti, introducendo il parametro v_w la cui definizione è

$$v_w = \frac{\sqrt{g} Z_M^{7/2}}{W_M} \quad (4.39)$$

si può riscrivere G come

$$G = \frac{v_e}{v_w} \quad (4.40)$$

Le equazioni che descrivono lo svuotamento del serbatoio possono essere riscritte nel seguente modo:

$$\frac{dZ^*}{dt^*} = -2^{-1/2} \left(\frac{4}{5}\right)^{5/2} \frac{v_w}{\alpha_0 Z^{*(\alpha_0-1)}} (Z^* - Y^*)^{5/2} \tan \beta \quad (4.41)$$

$$\frac{dZ^*}{dt^*} = -2^{-1/2} \frac{v_w}{\alpha_0 Z^{*(\alpha_0-1)}} \frac{(h_c^* - 2Y^*)^{3/2}}{(h_c^* - Y^*)^{1/2}} h_c^{*3/2} \tan \beta \quad (4.42)$$

Dalle equazioni (4.41) e (4.42) si vede che la velocità di svuotamento dz/dt è proporzionale a v_w che è costante e dipende dalle caratteristiche dell'invaso e della diga. Il parametro G è quindi un rapporto di due termini che hanno le dimensioni di una velocità. Valori grandi di G si hanno per valori grandi di v_e rispetto a v_w . Ciò significa che valori grandi di G si hanno per sistemi diga-invaso in cui la formazione della breccia è molto rapida rispetto alla diminuzione del livello nel serbatoio. Viceversa valori piccoli di G si hanno per valori di v_w grandi. In questi casi si osserva che esiste un legame più diretto tra il processo di formazione della breccia (fase triangolare) e l'andamento del livello nell'invaso. Infatti quando il parametro G è piccolo l'abbassamento del livello nell'invaso inizia si ha già quando la breccia è ancora in fase triangolare. Per la maggior parte delle dighe reali si è visto che $0.01 \leq G \leq 1000$.

La formulazione adimensionale del modello si presta poi a diverse applicazioni. In Macchione e Rino (2008), è stato proposto un metodo misto analitico e grafico per il calcolo della portata al colmo e dell'intero idrogramma di piena. Il metodo si basa su alcuni abachi che consentono di calcolare per via grafica i valori non dimensionali della portata al colmo Q_p^* e del tempo del colmo t_p^* , in funzione di G , α_0 e fissato un valore di $\tan \beta$. Inoltre sempre per via grafica si ottengono i parametri di forma di alcune funzioni analitiche interpolanti mediante le quali è possibile ricostruire con buona approssimazione l'idrogramma di piena adimensionale nel caso di tracimazione.

Capitolo 5

Estensione dell'applicazione del modello

5.1 Premessa

Il modello presentato da Macchione (2008) è stato originariamente formulato per dighe convenzionali di tipo *arthfill*, secondo l'accezione che a questa parola danno MacDonald e Langridge-Monopolis (1984). Nel presente capitolo si presenta un'analisi approfondita sulle capacità predittive del modello e si verifica la possibilità di una sua estensione all'uso per dighe di tipo *non-earthfill*. Inizialmente sono presentati i risultati dell'analisi riguardante la taratura e validazione del modello eseguita su una serie di eventi di rottura storicamente registrati riguardanti dighe reali di tipo *earthfill* (Macchione, 2008). Tale analisi riguarda in particolare 12 casi di rottura e si basa sul confronto dei valori calcolati e osservati della portata al colmo e della larghezza media finale della breccia. È evidente che la valutazione della capacità predittiva di un modello numerico che consente di calcolare l'idrogramma di piena richiede un'analisi più approfondita, che deve tener conto anche dell'evoluzione del fenomeno, quindi dell'intero idrogramma di piena, ed eventualmente del processo di ingrandimento della breccia e dello svuotamento del serbatoio. Ciò in realtà non è praticamente possibile, o lo è in un numero molto ristretto di casi, a causa della mancanza di eventi adeguatamente dettagliati riguardanti dighe artificiali. Esistono in letteratura rapporti dettagliati su alcuni eventi, come ad esempio il caso del collasso della diga del Teton in Idaho (USA) del 1976 descritto da Chadwick et al. (1976) e l'evento della rottura della diga di Lawn Lake (Jarrett e Costa, 1986). Anche questi casi sono stati per giudicati non propriamente idonei. Infatti il primo caso è stato escluso sia per la notevole incertezza sulla portata al colmo sia per il fatto che la rottura fu innescata a ridosso della spalla della diga. Per tale motivo quindi l'evento mal si prestava all'analisi mediante un modello nel quale si ipotizza una breccia libera di

allargarsi in entrambe le direzioni. Il secondo caso di rottura è descritto in maniera accurata in Jarrett e Costa (1986), ma è anch'esso non utilizzabile in quanto è nota soltanto la portata al colmo e non l'intero idrogramma di piena.

L'assenza di casi di studio riguardanti il collasso di dighe reali negli ultimi anni ha spinto gli studiosi della materia a realizzare esperimenti in laboratorio e su dighe a grande scala al fine di ottenere dati sull'evoluzione del fenomeno. Per la maggior parte di questi studi durante lo svolgersi dei test sono state raccolte informazioni sulla portata, sull'ingrandimento della breccia e sull'andamento dei livelli nell'invaso, per cui da questo punto di vista sono ideali per la validazione dei modelli numerici. D'altra parte anche questi test presentano alcune criticità non trascurabili. Infatti le dighe realizzate per i test, ed in particolare quelle realizzate per i test di laboratorio, sono quasi sempre dighe omogenee, e quindi nella maggior parte dei casi rappresentano una semplificazione delle dighe reali. A ciò si aggiunge poi il problema degli effetti di scala che, specie nei test di laboratorio su materiali coesivi, possono condizionare i risultati. Per tali motivi è opportuna una certa cautela nel ritenere gli aspetti osservati e i risultati ottenuti mediante i test sperimentali immediatamente estendibili anche alle dighe reali.

Un altro aspetto considerato in questa parte del lavoro riguarda il calcolo dell'onda di piena conseguente alla rottura delle dighe naturali e in particolare delle dighe da frana. Il problema riveste un'importanza ed un'attualità forse anche più grande di quella connessa alle dighe artificiali, poiché è evidente che con il progresso della tecnologia e con un controllo sempre più attento sulla sicurezza delle dighe artificiali, i fenomeni di rottura che le coinvolgono nel tempo sono diventati più infrequenti. Il calcolo dell'onda di piena, nel caso delle dighe artificiali, è generalmente destinato agli studi di prevenzione per la redazione di piani di sicurezza. Nel caso delle dighe da frana, essendo queste provocate da fenomeni naturali, invece gli studi idraulici per la determinazione delle caratteristiche dell'eventuale onda di piena sono realizzati per la gestione dell'emergenza. Infatti, quando si verificano eventi di questo tipo, solitamente si ha il problema di agire prontamente al fine di rallentare e di limitare il riempimento dell'invaso effimero e di fare in modo da rendere l'erosione della diga quanto più graduale possibile. A ciò si aggiunge la necessità di conoscere le eventuali aree inondabili a valle. Tutte queste operazioni non possono prescindere dagli studi idraulici per la determinazione dell'onda di piena e degli eventuali benefici conseguenti alla realizzazione delle opere ritenute più opportune.

La simulazione degli eventi di rottura di dighe naturali è più complessa rispetto a quelle per le dighe artificiali per diversi fattori, tra cui le dimensioni e la forma irregolare del rilevato e le caratteristiche geotecniche e granulometriche dell'ammasso, solitamente segnate da un notevole grado di eterogeneità. Proprio la necessità di realizzare opere per la mitigazione del

rischio ha fatto sì che molti casi siano stati studiati in passato. Nonostante ciò, sono pochi i casi per i quali si hanno informazioni quantitativamente sufficienti a simulare matematicamente l'evento.

5.2 Dighe reali

5.2.1 Analisi eventi riguardanti dighe *earthfill*

Una prima analisi sulle capacità predittive del modello è stata realizzata da Macchione (2008) mediante l'applicazione ad una serie di casi di rottura riguardanti dighe reali di tipo *earthfill*. In letteratura sono stati effettuati diversi studi, generalmente riguardanti la proposta di formule statistiche per il calcolo della portata al colmo o dei parametri della breccia e in questi lavori sono solitamente disponibili informazioni su diversi eventi di rottura. Un lavoro di sintesi delle diverse raccolte di dati abbastanza recente è stato realizzato da Wahl (1998), il quale ha analizzato 108 casi di rottura e per ognuno di questi ha fornito le informazioni disponibili sulle caratteristiche dell'invaso, della diga, della breccia e dell'evento di rottura. Ovviamente non per tutti gli eventi sono disponibili tutti i dati. Ciò nonostante, ai fini della redazione o della valutazione delle capacità predittive di formule statistiche, il numero degli eventi utilizzabili può essere considerato ancora relativamente grande. Ai fini della modellistica matematica, invece il numero di eventi mediamente utilizzabile è decisamente inferiore. In questo caso infatti solitamente è necessario un numero di eventi maggiore, per cui non possono essere utilizzati gli eventi che hanno dati incompleti, per i quali quindi non è possibile determinare le condizioni iniziali ed al contorno, o per i quali non è nota la portata al colmo. Sempre per quanto riguarda l'incompletezza dei dati è opportuno che siano esclusi quegli eventi per cui risulta un volume fuoriuscito molto più grande di quello invasabile fino al coronamento, cioè i casi in cui l'onda di piena entrante non è nota, ma non può essere trascurata. Inoltre deve essere valutata l'opportunità di considerare dighe che presentano al loro interno strutture rigide e elementi in genere in grado di influenzare in modo significativo il fenomeno erosivo.

Seguendo questi criteri, in Macchione (2008), per la taratura e per l'analisi delle capacità predittive del modello, sono stati ritenuti idonei 15 casi di rottura riguardanti dighe di tipo *earthfill* individuate nel database di Wahl (1998). I dati relativi agli eventi considerati sono riportati nelle tabelle 5.1 e 5.2. Le simulazioni sono state condotte assumendo le sponde della breccia quasi verticali, per cui si è posto $\tan \beta = 0.2$. Il valore di v_e è stato calcolato singolarmente per ogni caso imponendo l'uguaglianza della portata al colmo calcolata con quella osservata. Mediante una procedura per l'identificazione degli outliers illustrata da Wahl (2004) sono stati esclusi dall'analisi tre eventi e in particolare quelli riguardanti le dighe di Lower Latham,

Quail Creek e Frenchman Creek. Il modello è stato poi riapplicato sugli stessi casi usati per la taratura utilizzando per tutti i casi $v_e = 0.07$ m/s, che è il valore medio dei v_e ottenuti per ogni singolo caso ad esclusione degli outliers.

La valutazione della capacità del modello di simulare questi eventi è stata effettuata sulla base dell'errore medio e della deviazione standard, riguardo alla portata al colmo e alla larghezza media delle breccia. L'errore per ogni singolo caso e_Q è stato calcolato in termini di cicli log, cioè come il logaritmo in base dieci del rapporto Q_{p-cal}/Q_{p-oss} tra la portata calcolata e la portata osservata; in maniera analoga è stato calcolato l'errore e_b sulla larghezza media della breccia. Questo modo di calcolare l'errore è più corretto quando sono da attendersi errori sia in eccesso che in difetto di entità paragonabile alla grandezza misurata.

L'analisi ha mostrato una buona capacità predittiva del modello per i casi selezionati, infatti, se si considerano tutti i 15 casi, si ottiene per quanto riguarda la portata al colmo un errore medio $\bar{e}_Q = 0.068$ con una deviazione standard $S_{eQ} = 0.142$. L'errore è piuttosto contenuto anche per la larghezza media della breccia: si ha infatti $\bar{e}_b = 0.008$ e $S_{e_b} = 0.142$. I risultati migliorano sensibilmente per quanto riguarda la portata al colmo se non si considerano gli outliers. Infatti si ottiene $\bar{e}_Q = 0.008$ e $S_{eQ} = 0.057$, mentre per la larghezza media della breccia si mantengono stabili poiché si ha $\bar{e}_b = -0.013$ e $S_{e_b} = 0.150$. Nelle figure 5.1 e 5.2 sono mostrati i risultati relativi alle simulazioni sui 15 casi considerati che testimoniano le buone capacità predittive del modello. Anche nel caso della larghezza della breccia, nonostante l'errore sia maggiore, questo è quasi sempre contenuto entro il 30% rispetto a quello osservato.

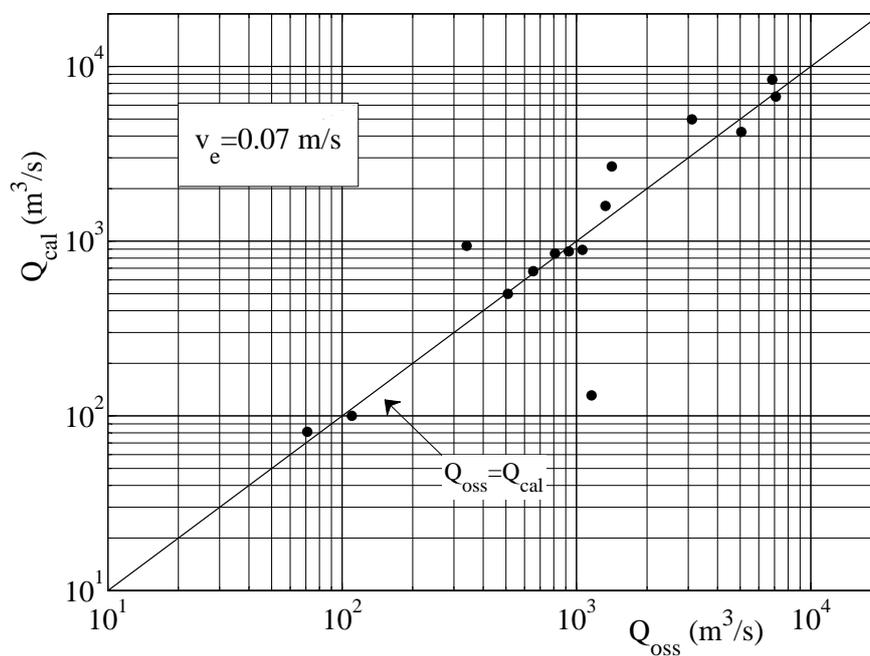
Tabella 5.1: Caratteristiche dell'invaso e delle dighe analizzate.

Num.	Diga	Materiale	Causa collasso	W_{max} (10^6 m ³)	S_R (10^4 m ²)	W_0 (m ^{3-α_0))}	α_0	Z_M (m)	s	w_c (m)
1	Apishapa	Sabbia fine	Sif.	22.810	258.70	650	3.150	30.5	2.50	4.88
2	Baldwin Hills	Earthfill	Infiltr.	1.106	7.68	13167	1.457	22.00	1.90	19.20
3	Butler	Earthfill	Trac.	-	-	17350	2.500 ^a	7.16	2.50 ^a	5.00 ^a
4	Fred Burr	Earthfill	Sif.	0.752	-	2257	2.500 ^a	10.40	2.50 ^a	5.00 ^a
5	French Landing	Earthfill	Infiltr.	-	-	18211	2.500 ^a	14.17	2.25	2.40
6	Frenchman Creek	Earthfill	Sif.	21.000	-	41548	2.500 ^a	12.50	2.50	6.10
7	Hatchtown	Earthfill zonata	Sif.	14.800	-	12793	2.500 ^a	18.30	2.25	6.10
8	Ireland no. 5	Earthfill	Sif.	-	-	5647	2.500 ^a	5.18	3.00	2.40
9	Johnstown	Earth and gravel fill	Trac.	18.900	165.00	45870	1.941	22.86	1.75	3.05
10	Lawn Lake	Earthfill	Sif.	-	-	37806	1.6657	7.62	1.55	2.40
11	Lily Lake	Earthfill	Sif.	-	-	4503	2.500 ^a	3.66	2.50 ^a	5.00 ^a
12	Little Deer Creek	Earthfill	Sif.	1.726	-	542	2.500 ^a	26.20	3.05	6.10
13	Lower Latham	Earthfill	Sif.	7.080	-	87768	2.500 ^a	7.01	3.02	4.60
14	Prospect	Earthfill	Sif.	-	-	967676	2.500 ^a	4.42	2.00	4.30
15	Quail Creek	Earthfill	Sif.	-	-	27025	2.500 ^a	21.30	2.50 ^a	5.00 ^a

^a = assunto

Tabella 5.2: Caratteristiche della breccia e risultati delle simulazioni mediante il modello ($v_e = 0.07$ m/s).

Num.	Diga	W_{rel} (10^6 m ³)	Z_0 (m)	$\tan \beta$ (H:V)	B_{oss} (m)	b_{oss} (m)	Q_{p-oss} (m ³ /s)	b_{cal} (m)	b_{cal}/b_{oss}	Q_{cal} (m ³ /s)	Q_{cal}/Q_{oss}
1	Apishapa	22.194	27.74	0.15, 0.35	98	90	6850	65	0.72	8398	1.23
2	Baldwin Hills	0.910	18.30	0.42	23	15	1060	18	1.25	891	0.84
3	Butler	2.380	7.16	0.85	69	63	810	52	0.83	850	1.05
4	Fred Burr	0.750	10.20	0.50 ^a	-	-	654	25	-	673	1.03
5	French Landing	3.870	8.53	.50 ^a	41	34	928	42	1.23	873	0.94
6	Frenchman Creek	16.000	10.82	0.50	67	61	1415	88	1.45	2677	1.89
7	Hatchtown	14.800	16.80	2.42	180	136	5054	72	0.53	4219	0.83
8	Ireland no. 5	0.160	3.81	0.38	15	14	110	16	1.19	100	0.91
9	Johnstown	18.910	22.25	1.50	128	94	7090	81	0.86	6716	0.95
10	Lawn Lake	0.798	6.71	0.96	30	22	510	38	1.72	499	0.98
11	Lily Lake	0.093	3.35	0.13	11	11	71	16	1.44	81	1.14
12	Little Deer Creek	1.360	22.90	0.75	46	26	1330	20	0.76	1590	1.20
13	Lower Latham	7.080	5.79	2.00 ^a	93	79	340	79	1.00	940	2.76
14	Prospect	3.540	1.68	0.69	91	88	116	71	0.81	131	1.13
15	Quail Creek	30.800	16.70	0.10	72	70	3110	86	1.23	4979	1.60

^a = assuntoFigura 5.1: Confronto relativo alla portata al colmo, $v_e = 0.07$ m/s.

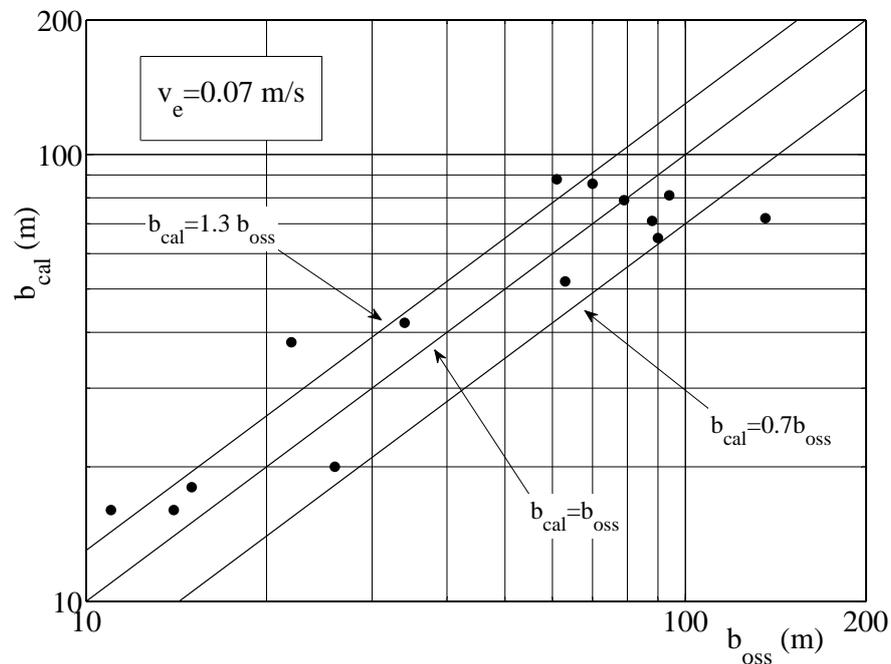


Figura 5.2: Confronto relativo alla larghezza media della breccia, $v_e = 0.07$ m/s.

5.2.2 Dighe in rockfill

Premessa

La riproduzione mediante modelli numerici degli eventi di rottura di dighe in *rockfill* si presenta più complessa delle simulazioni di collassi di dighe *earthfill*. Ciò è dovuto innanzitutto alla complessità strutturale che caratterizza le dighe *rockfill* reali. Inoltre la mancanza di eventi di rottura reali ben documentati riguardanti dighe in *rockfill* e il numero limitato di studi sperimentali effettuati di questo tipo, fanno sì che le peculiarità del fenomeno in questi casi siano poco note e allo stesso tempo rendono difficile la taratura e validazione dei modelli numerici per l'uso su dighe *rockfill*. Un'ipotesi sulla modalità di rottura è stata formulata da Morris et al. (2008) i quali ipotizzano che nel caso di dighe *rockfill*, il processo di ingrandimento della breccia possa inizialmente essere rallentato durante la fase di innesco per effetto dell'incastro e dell'interconnessione dei singoli elementi e successivamente reso più rapido dai crolli in seguito all'inizio del movimento e dell'erosione.

Nel paragrafo seguente si mostrerà l'applicazione del modello proposto al caso di rottura della diga di Hell Hole: essa ha lo scopo di verificare la capacità del modello di simulare il processo di erosione nel caso di di-

ghe diverse rispetto a quelle per le quali è stato ideato. Ciò significa che si intende verificare, tramite l'applicazione del modello, la possibilità che il fenomeno, per dighe *earthfill* e dighe *rockfill*, sia analogo nei suoi aspetti fondamentali e che pertanto possa essere riprodotto mediante un modello fisicamente basato con approccio sintetico, cioè mediante un modello concepito sulla base della descrizione degli aspetti fondamentali del fenomeno. Un secondo obiettivo della simulazione riguarda la determinazione del parametro di taratura v_e necessario per simulare correttamente l'evento. È bene evidenziare che la diga di Hell Hole non può essere considerata in senso stretto una diga *rockfill* reale, per l'assenza del nucleo o di una qualsiasi struttura atta a garantire la tenuta idraulica. In realtà in questo caso è più corretto identificare la diga come di tipo *loose rockfill*. Tuttavia si ritiene che l'esempio possa essere rappresentativo dell'ipotetico collasso di una diga *rockfill* reale con nucleo inclinato. In questi casi infatti è lecito considerare trascurabile la resistenza all'erosione offerta dal nucleo per il fatto che una volta erosa la porzione di valle della diga, il nucleo inclinato non è più supportato dal materiale sottostante e viene rimosso facilmente (Hunt et al., 2006).

Evento di rottura della diga di Hell Hole

Uno dei pochi eventi ben documentati riguardante la rottura di una diga di tipo *rockfill* è quello relativo al collasso della diga di Hell Hole, avvenuto il 23 Dicembre 1964 in California (USA). Scott e Gravlee (1968) forniscono un resoconto dettagliato sull'evento e sugli effetti prodotti dalla conseguente propagazione dell'onda di piena a valle della diga nel Rubicon River. Dal rapporto emerge che la rottura della diga ebbe origine dalle intense precipitazioni occorse nei cinque giorni precedenti all'evento nel bacino a monte della diga, le quali furono causa di portate al colmo eccezionali. Tali portate provocarono la tracimazione e la progressiva distruzione della diga che all'epoca dei fatti era ancora in fase di realizzazione. La diga, una volta finita, doveva essere alta circa 125 m, lunga al coronamento circa 480 m e con un volume approssimativo di circa $6.7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. Al momento del collasso era stata realizzata solo una porzione di diga a valle del nucleo centrale inclinato. In particolare, la porzione di valle in *rockfill* era stata costruita fino ad un'altezza di 67 m a partire dalla base della diga, mentre il nucleo inclinato era stato realizzato per un'altezza di circa 15 m (figura 5.3).

Il riempimento dell'invaso ebbe inizio il 21 Dicembre e alle 13:30 il livello raggiunse il coronamento del nucleo della diga. Nelle seguenti 34 ore il livello crebbe di altri 22 m e, poiché la porzione di valle della diga in *rockfill* era altamente permeabile, dopo che fu superato in altezza il nucleo man mano che il livello aumentava una portata sempre più grande filtrava attraverso il rilevato. Il collasso della diga fu innescato alle ore 9.30 del 23 Dicembre, quando il livello a monte del rilevato era di circa 46 m rispetto alla

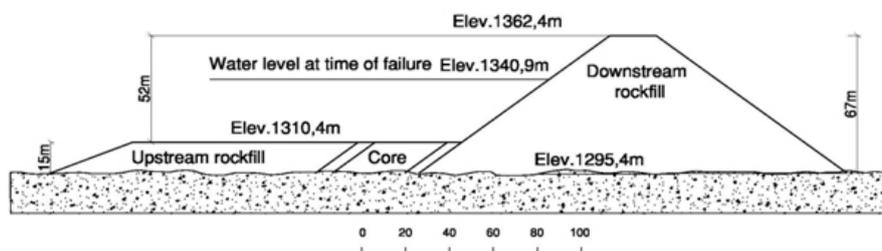


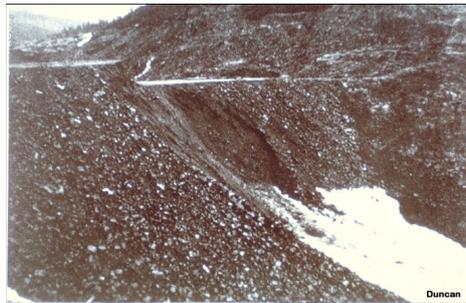
Figura 5.3: Schema della diga di Hell Hole.

base della diga e di 30 m rispetto al coronamento del nucleo inclinato. Infatti i moti di filtrazione attraverso il rilevato causarono un'erosione diffusa sul paramento di valle accompagnata da crolli che abbassarono la quota del coronamento e che diedero inizio al rilascio del volume invasato (fig. 5.4.a). L'erosione a seguito della tracimazione fu estremamente rapida e l'invaso fu svuotato in poco più di un'ora. Nell'ora del colmo la portata media fu di circa $7400 \text{ m}^3/\text{s}$. Alla fine furono rilasciati circa $30.6 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ di acqua. L'erosione avvenne soltanto sulla porzione di valle della diga, mentre il nucleo rimase praticamente intatto. Durante il fenomeno furono asportati dal rilevato circa 555000 m^3 di materiale e alla fine risultò una breccia di forma trapezoidale, larga mediamente 121 m e con le sponde inclinate di circa 45 gradi: $\tan \beta = 0.96$ (H:V) (Wahl, 1998) (fig. 5.4b,c).

Per quanto riguarda l'onda di piena, non esiste un vero e proprio idrogramma osservato della portata rilasciata durante l'evento. Esiste piuttosto un istogramma di portate medie per determinati intervalli di tempo, ottenuto a partire dai valori osservati del livello nell'invaso e dalla stima indiretta della portata entrante durante l'evento. Quest'ultima in particolare fu stimata in base alla conoscenza delle portate osservate in due stazioni di misura poste una a valle e l'altra a monte della diga.

Simulazione dell'evento

Ai fini della simulazione si è considerato lo schema della diga precedentemente illustrato in figura 5.3. In particolare, poiché il nucleo non fu eroso, per quanto riguarda la schematizzazione della diga nel modello si è presa in considerazione soltanto la parte sovrastante al nucleo. La curva altezze volumi è stata calcolata in base ad alcune informazioni sul volume invasato a determinate quote. I dati usati per la simulazione sono raccolti nella tabella 5.3. Per quanto riguarda la scelta dell'inclinazione delle sponde si è assunto $\tan \beta = 1$ e quindi una scarpa decisamente maggiore rispetto a quella che sembra caratterizzare l'erosione delle dighe *earthfill*. Tale scelta



(a) La diga poco prima del collasso ore 7.30



(b) La breccia in prossimità del colmo dell'onda di piena ore 9.30.



(c) La diga erosa alla fine del fenomeno.

Figura 5.4: Fasi dell'erosione della diga di Hell Hole

è stata effettuata in base alla documentazione fotografica disponibile per le fasi di maggiore intensità del fenomeno(5.4a,b,c).

Tabella 5.3: Dati usati per la simulazione mediante modello numerico - Hell Hole.

Altezza	m	Z_M	51.76
Quota iniziale invaso	m	Z_0	30.48
Quota iniziale breccia	m	Y_0	24.4
Coronamento	m	w_c	21.3
Pendenza paramenti	-	$s_d + s_u$	3
diametro materiale	mm	d	100-300
Inclinazione sponde	-	$\tan \beta$	1
Parametro c. altezze-volumi	$m^{3-\alpha_0}$	W_0	128867
Esponente c. altezze-volumi	-	α_0	1.583
Q media osservata nell'ora di colmo	m^3/s	Q_m	7360
Volume eroso	m^3	W_e	555000
Larghezza media breccia	b_m	m	121

L'evento è stato simulato a partire dal momento in cui si è avuto l'innescò della rottura, quindi nel computo dei volumi è stata considerata la portata entrante nell'invaso che è stata stimata in circa $800 m^3/s$ all'inizio del fenomeno e linearmente decrescente fino a poco meno di $700 m^3/s$ dopo 2 ore e 30 minuti. Si è inoltre tenuto conto della portata uscente attraverso il rilevato. A tal fine si è ipotizzato che la portata uscente dall'invaso attraverso il corpo diga poco tempo prima della rottura fosse di circa $700 m^3/s$ e che la portata rilasciata fosse dipendente dalla quota di invaso. Scott e Gravlee (1968) infatti riportano: "...Water began flowing through the rockfill shortly after the core was overtopped, and flow increased as the level rose."

Per tale motivo la portata uscente attraverso il rilevato è stata calcolata in via approssimata come linearmente dipendente dalla quota nell'invaso. La simulazione migliore dell'evento è stata ottenuta assumendo $v_e = 0.3 m/s$. La taratura non è stata fatta sulla portata al colmo, che non è nota, ma sulla portata media dell'ora in cui si è verificato il colmo che come detto fu di circa $7200 m^3/s$. In figura 5.5 è mostrato l'andamento dell'idrogramma di piena calcolato. Tale idrogramma è stato anche trasformato in istogramma e paragonato con quello osservato, riportato da Scott e Gravlee (1968). Si nota che il modello ha fornito una buona simulazione dell'intero evento, infatti tarando il valore di v_e per l'ora del colmo, è risultato ben riprodotto l'idrogramma di piena per gli intervalli di tempo successivi. Il fatto che non solo il valore del colmo dell'istogramma di piena, ma anche gli altri valori calcolati praticamente sono risultati coincidenti con quelli osservati indica che lo svuotamento del serbatoio è stato simulato in maniera

aderente alla realtà. Ciò è un indice significativo che il modello riesce a rappresentare bene l'evoluzione spazio-temporale della breccia e che dunque la sua struttura fisica, può essere ritenuta valida anche per il tipo di diga esaminato. Tale valutazione positiva è confermata anche dall'errore contenuto che caratterizza la breccia media finale e la stima del volume eroso. Infatti il modello calcola una breccia media finale larga circa 137 m quindi poco più grande di quella osservata di 121 m, stando a quando riportato da Wahl (1998). Anche il volume eroso calcolato come integrale della portata solida $Q_s(t)$ illustrata in figura 5.6 è molto prossimo a quello osservato essendo pari a 596000 m^3 .

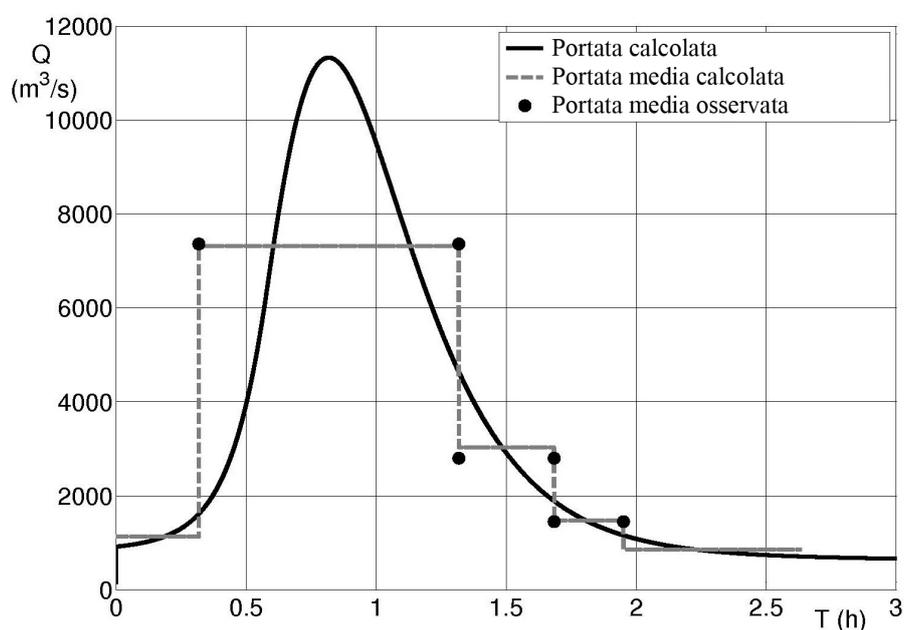


Figura 5.5: Confronto relativo all'idrogramma di piena simulato e osservato, $v_e = 0.3 \text{ m/s}$ - Hell Hole.

5.3 Estensione dell'applicazione del modello ai test sperimentali

5.3.1 IMPACT

Informazioni generali

Nel periodo 2002-2004, diversi istituti di ricerca europei hanno collaborato nell'ambito del progetto IMPACT (2005) (Investigation of Extreme Flood Processes and Uncertainty), realizzato per lo studio di diversi aspetti inerenti alla problematica delle inondazioni provocate da fenomeni naturali

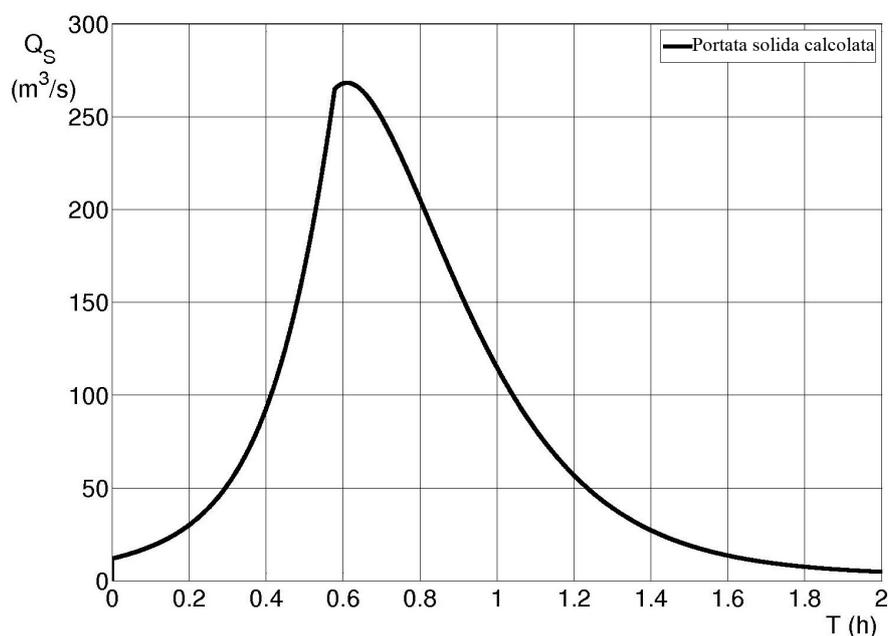


Figura 5.6: Portata solida calcolata, $v_e = 0.3 \text{ m/s}$ - Hell Hole.

e dal collasso delle dighe e delle strutture di difesa in genere. In particolare il progetto aveva come obiettivi il miglioramento della comprensione di questi fenomeni, il supporto e l'incentivazione allo sviluppo di nuovi modelli numerici con un grado di affidabilità maggiore rispetto a quelli disponibili per la simulazione dei fenomeni di generazione e propagazione delle piene e l'individuazione di metodi affidabili per la quantificazione e la riduzione del rischio. Nell'ambito del progetto ampio spazio fu dedicato alla generazione delle piene a seguito della rottura degli sbarramenti in materiali sciolti e, oltre all'attività di ricerca sulla modellistica numerica, furono eseguiti numerosi test sperimentali su modelli fisici. I test avevano il duplice scopo di favorire l'osservazione dettagliata dei diversi fenomeni che caratterizzano la rottura progressiva di una diga in terra e, in secondo luogo, di raccogliere dati utili alla messa a punto e alla validazione dei modelli numerici. La rilevanza dei test sperimentali sugli aspetti del *dam breach* condotti nell'ambito del progetto IMPACT sta nel fatto che parte di questi furono realizzati impiegando prototipi di dighe a grande scala, con l'obiettivo di superare le limitazioni dovute alla semplificazione delle dighe e agli effetti di scala che normalmente caratterizzano gli esperimenti condotti in laboratorio. L'obiettivo della realizzazione di test di queste dimensioni era quindi di riprodurre l'evento così come dovrebbe avvenire per le dighe reali.

In particolare cinque *Field Test* furono condotti, nel periodo 2002-2003,

su una serie di modelli a grande scala (indicativamente in scala 1:10 rispetto alle dighe reali) costruiti in Norvegia nei pressi della località di Mo i Rana, circa 600 m a valle della diga *Røsvassdammen*. Le dighe erano realizzate con materiale coesivo nel caso del test 1, non coesivo per i test 2 e 5. I test 3 e 4 furono invece realizzati su dighe zonate di tipo *rockfill*. Per quanto riguarda la modalità di innesco, nei primi 3 test la rottura fu provocata dalla tracimazione, mentre nei test 4 e 5 venne simulato il sifonamento del rilevato.

I test a grande scala erano inoltre affiancati da altri 22 test realizzati su modelli a scala ridotta (indicativamente in scala 1:100 rispetto alle dighe reali) nel laboratorio di *HR Wallingford* (UK). Una prima serie di questi esperimenti (test 1-9) fu condotta su dighe in materiale non coesivo con rottura innescata per tracimazione. Altri sette test (10-17), appartenenti alla seconda serie, furono realizzati con dighe in materiale coesivo e collasso innescato dalla tracimazione. Altri test furono poi realizzati al fine di studiare la rottura per sifonamento. Il modello di calcolo in esame è stato applicato per la simulazione dei test su modello fisico a grande scala con rottura innescata dalla tracimazione del rilevato, e su alcuni dei test di laboratorio. Le simulazioni sono state condotte sui test con rottura innescata da tracimazione, con lo scopo di verificare in maniera più dettagliata le capacità predittive del modello mediante il confronto dell'idrogramma di piena e dell'andamento durante il corso del fenomeno delle grandezze rappresentative della breccia e del livello nell'invaso.

È bene precisare che, relativamente alla larghezza della breccia, le conclusioni conseguenti al confronto tra le simulazioni e gli andamenti osservati, devono essere effettuate con cautela. Infatti nei test presi in considerazione l'ingrandimento della breccia è misurato in corrispondenza dell'estremo di valle del coronamento. Si ha quindi a disposizione l'andamento di quella che solitamente è definita come la larghezza massima della breccia. Pertanto il confronto per i casi analizzati è stato fatto sulla base di questa informazione. In realtà, specialmente quanto non è nota l'inclinazione delle sponde della breccia durante l'erosione, sarebbe più corretto basare il confronto sulla larghezza media. Infatti l'area della breccia, sia per la sezione triangolare, sia per quella trapezoidale, può essere calcolata come il prodotto tra la larghezza media della sezione trasversale della breccia e la sua altezza. Pertanto il confronto sulla larghezza media, permette di capire anche se il modello fornisce una sottostima o una sovrastima dell'area della breccia e quindi del volume eroso. La larghezza in sommità invece da questo punto di vista è meno significativa, poiché lo stesso valore della larghezza massima della breccia può essere ottenuto per inclinazioni delle sponde diverse. È evidente quindi che all'uguaglianza della larghezza in sommità osservata con quella calcolata non è detto che corrisponda l'uguaglianza relativamente ai volumi erosi. Nel capitolo 2 si è visto che generalmente la sezione di controllo della breccia non è collocata in corri-

spondenza dell'estremo di valle del coronamento, ma è spostata un po' più a monte. A ciò si aggiunge, come visto per i test di laboratorio condotti su dighe in materiale coesivo, che per effetto dello scalzamento al piede durante l'evento si registra anche una notevole differenza tra la larghezza della corrente significativa dal punto di vista idraulico e la larghezza della breccia in sommità, essendo quest'ultima anche decisamente più piccola della precedente. Pertanto la larghezza della breccia in sommità è da ritenersi anche poco significativa relativamente all'idraulica della corrente nella breccia.

I test di laboratorio hanno inoltre consentito di verificare l'effetto prodotto da variazioni geometriche e della collocazione della breccia sull'idrogramma di piena. Sono state effettuate inoltre alcune simulazioni su dighe in materiale coesivo con lo scopo di verificare la variabilità del parametro v_e con la tipologia di materiale. Di seguito sono illustrati i risultati ottenuti e gli accorgimenti adottati ai fini del calcolo.

Simulazione dei test di laboratorio - materiale non coesivo

I test della serie 1 furono condotti su dighe in materiale non coesivo con rottura innescata dalla tracimazione della diga. Limitatamente alla geometria del rilevato i test costituivano una riproduzione in laboratorio dei test condotti con dighe in grande scala ed in particolare del field test 2. In tutti i test di laboratorio della prima serie fu utilizzato materiale caratterizzato da un diametro $d_{50} = 0.25$ mm, ma mentre nei test 2 e 4 venne usato un materiale più omogeneo, nei test 5, 6 e 7 fu utilizzato un materiale con una curva granulometrica più ampia. In tutti i test le dighe utilizzate avevano altezza di 0.5 m, pendenza dei paramenti di valle e monte pari a 1.7 (h:v) e coronamento largo 0.2 m, quindi il rapporto di scala rispetto ai prototipi di diga impiegati nei test a grande scala era 1:10. I test erano poi condotti con una portata entrante di modesta entità, mantenuta quanto più possibile costante, e necessaria a riempire il serbatoio inizialmente vuoto.

Di seguito sono riportati i risultati relativi alle simulazioni di cinque test che, almeno nelle intenzioni iniziali dovevano servire per documentare l'influenza della geometria del rilevato, l'influenza della collocazione della breccia e della granulometria del materiale sull'idrogramma di piena e sull'ingrandimento della breccia. L'effetto prodotto dalla collocazione della breccia fu studiato mediante i test 2 e 4, che furono eseguiti nelle stesse condizioni, a parte la collocazione iniziale della breccia che nel test 2 era inizialmente al centro del coronamento, mentre nel test 4 era nei pressi di una spalla della diga e quindi con l'erosione ostacolata su una sponda. I test 5, 6 e 7 furono invece realizzati per la valutazione dell'effetto prodotto sull'evoluzione del fenomeno dall'uso di un materiale differente e dalle variazioni geometriche della diga e in particolare dalla pendenza dei paramenti e dalla larghezza del coronamento. Questi ultimi test in realtà si

rivelarono poco significativi. Infatti, probabilmente a causa della modestia delle alterazioni introdotte, non si osservarono variazioni apprezzabili nella portata al colmo e nell'idrogramma di piena.

Le simulazioni mediante il modello numerico necessitano che oltre alla geometria della diga siano noti i parametri della curva altezze volumi, le condizioni iniziali relativamente alle variabili Z e Y , l'eventuale portata in ingresso Q_{in} e l'inclinazione delle sponde $\tan \beta$. Nei casi analizzati la geometria regolare dell'invaso a monte della diga ha permesso di stabilire il valore dell'esponente α_0 della curva altezze volumi. In particolare visto il fondo piano e le pareti laterali verticali si ha $\alpha_0 = 1$. Il valore del coefficiente della curva altezze volumi invece è stato ricavato conoscendo il volume invasato alla quota di coronamento e risulta $W_0 = 368.3 \text{ m}^{3-\alpha_0}$. I test della serie 1 sono stati simulati a partire dalla fase iniziale di riempimento, per cui si è posto $Z_0 = 0.01 \text{ m}$, cioè si è considerato inizialmente la presenza di un piccolo strato d'acqua. Per quanto riguarda la quota iniziale del vertice della breccia Y_0 si è invece considerata una breccia arbitraria di piccole dimensioni profonda 2 cm. Per quanto riguarda l'inclinazione delle sponde, in accordo con quanto osservato, si sono invece considerate sponde quasi verticali e si è posto $\tan \beta = 0.2$.

Test di laboratorio 2 Il primo test simulato è il test 2 della prima serie. Il test 2 è quello rispetto al quale sono stati valutati gli effetti prodotti dalle variazioni nella tipologia del materiale (test 5) e nella collocazione delle breccia (test 4), per cui rispetto a questi può essere considerato come il test con le condizioni standard. Nella tabella 5.4 sono riportati i dati geometrici della diga e dell'invaso usati per la simulazione e i valori delle grandezze di interesse rappresentative del fenomeno osservati.

Tabella 5.4: Caratteristiche geometriche della diga - test 2.

Altezza	Z_M	m	0.5
Coronamento	w_c	m	0.2
Pendenza paramenti	$s_d + s_u$	-	3.4
Diametro materiale	d_{50}	mm	0.25
Parametro c. altezze-volumi	W_0	$\text{m}^{3-\alpha_0}$	368.3
Esponente c. altezze-volumi	α_0	-	1

La portata in ingresso Q_{in} applicata in questo caso era circa $0.03 \text{ m}^3/\text{s}$ ed era mantenuta costante fino alla fine del fenomeno (Fig. 5.7). La portata entrante effettivamente utilizzata nella simulazione è stata però leggermente ridotta per tener conto delle perdite che si sono avute prima dell'inizio dell'erosione e che quindi hanno rallentato il riempimento dell'invaso (fig. 5.7). Nel caso specifico per l'intera durata del test è stata applicata

una riduzione del 3% della portata entrante, ad eccezione dell'intervallo tra $t = 2700$ s e $t = 4000$ s durante il quale la riduzione applicata è stata del 12%. La simulazione del test è stata condotta assumendo $v_e = 0.07$ m/s come suggerito da Macchione (2008) per dighe *earthfill*.

Nella tabella 5.5 sono riportati in dettaglio tutti i risultati ottenuti e gli errori in percentuale. Applicando il modello si è ottenuta una portata al colmo $Q_p = 0.85$ m³/s, con un errore in difetto sulla portata osservata del 6.6% (fig. 5.7). Inoltre si ha che il valore calcolato della larghezza finale della breccia in sommità $B_{m-cal} = 3.90$ m, è maggiore di quello osservato ($B_{m-oss} = 3.5$ m) (5.9). È interessante notare invece che la larghezza della breccia calcolata nell'istante in cui si verifica il colmo è sensibilmente sotto-stimata rispetto a quella osservata ($B_{p-oss} = 2.75$ m). Si osserva inoltre che il modello anticipa leggermente l'arrivo del colmo dell'onda e ciò comporta uno svuotamento leggermente più rapido del serbatoio, in particolar modo durante la fase crescente dell'onda di piena (fig. 5.8).

Tabella 5.5: Risultati della simulazione - test 2.

			Osservato	Calcolato	Errore
Portata in ingresso	Q_{in}	m ³ /s	0.03	-	-
Portata massima	Q_p	m ³ /s	0.91	0.85	-6.6 %
Tempo del colmo	t_p	h	1.20	1.18	-1.7 %
Largh. max breccia	B_m	m	3.5	3.90	11.4%
Largh. breccia colmo	$B(t = t_p)$	m	2.75	2.27	-17.8 %
Livello invaso colmo	$Z(t = t_p)$	m	0.35	0.38	8.6 %

Al fine di valutare l'influenza del parametro v_e sul risultato sono state condotte altre simulazioni. In particolare si è considerato un valore di v_e pari alla metà di quello usato e un valore doppio. I risultati, riportati in tabella 5.6, mostrano che la portata al colmo e in generale tutto il processo è sensibile al valore di v_e e che il dimezzamento del parametro comporta la diminuzione della portata al colmo del 26%, mentre raddoppiando v_e si ottiene un aumento della portata al colmo pari del 38% rispetto, rispetto al caso $v_e = 0.07$ m/s.

Tabella 5.6: Analisi della sensibilità rispetto a v_e .

	Q_p m ³ /s	B_m h	t_p m	$B(t = t_p)$ m	$Z(t = t_p)$ m
Osservato	0.91	3.50	1.20	2.75	0.35
Simulato $v_e = 0.07$ m/s	0.85	3.90	1.18	2.26	0.38
Simulato $v_e = 0.035$ m/s	0.63	2.87	1.19	1.69	0.38
Simulato $v_e = 0.14$ m/s	1.17	5.40	1.17	3.06	0.38

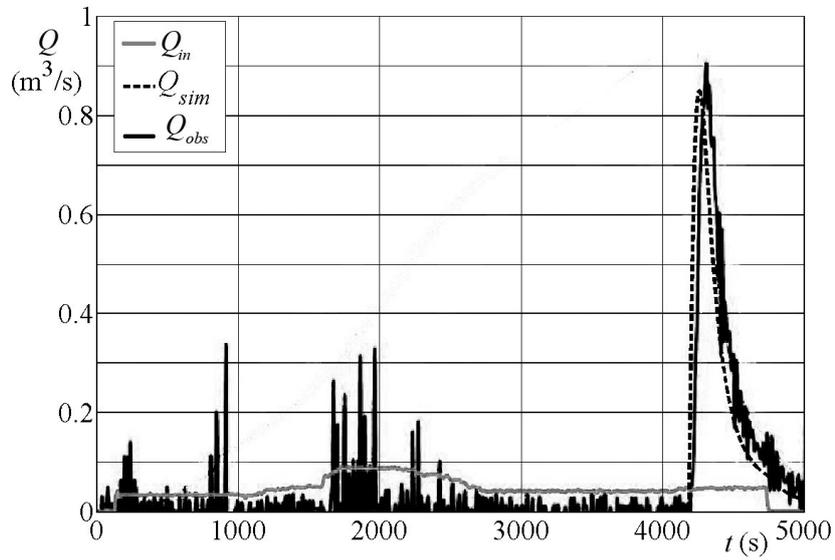


Figura 5.7: Idrogramma di piena calcolato per il test di laboratorio 2. $v_e = 0.07\text{m/s}$

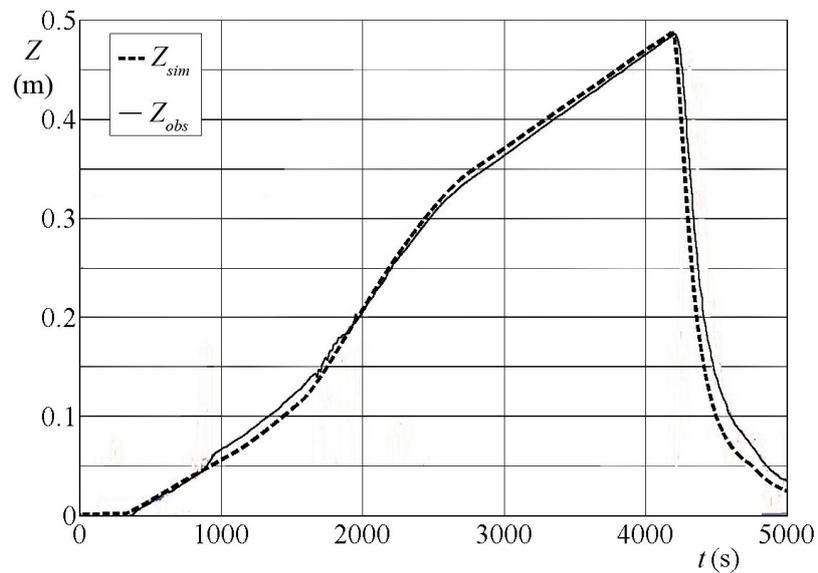


Figura 5.8: Andamento dei livelli nel serbatoio - test 2.

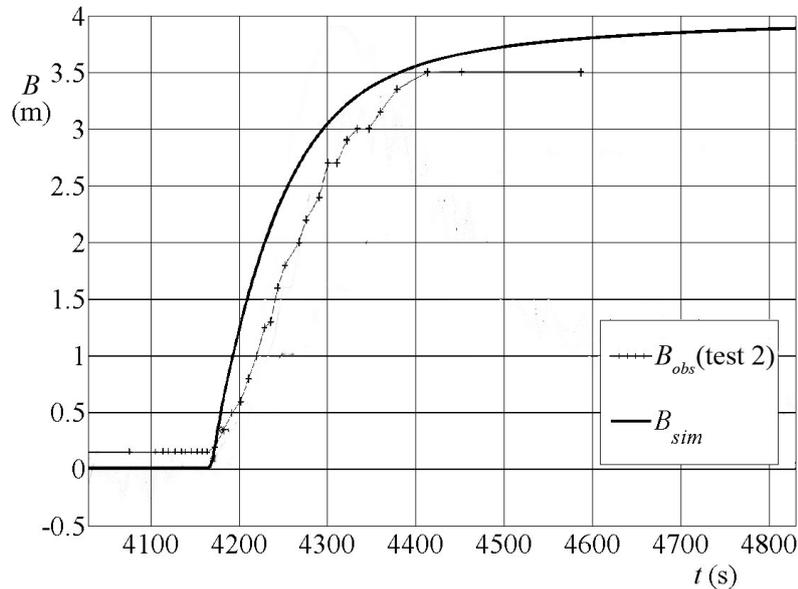


Figura 5.9: Ingrandimento della breccia - test 2.

Test di laboratorio 4 La simulazione del test 4 ha consentito di verificare la capacità del modello di riprodurre correttamente il processo di erosione con la breccia collocata a ridosso della spalla non erodibile della diga. Ciò ha reso necessarie alcune modifiche all'equazione del modello che descrive l'ingrandimento della breccia, in modo da tener conto del ridotto contorno bagnato erodibile e per consentire alle due sponde della breccia di avere inclinazioni diverse. In particolare si è indicato con δ l'angolo che la sponda non erodibile forma con la verticale. Nel caso specifico poiché la spalla del serbatoio a contatto con la breccia era verticale si è assunto $\tan \delta = 0$. Il contorno bagnato erodibile c è dato da

$$c = \frac{h_c}{\cos \beta} \quad (5.1)$$

La diga usata nel test è identica a quella usata per il test precedente quindi i dati utilizzati per la diga e per l'invaso sono riportati nella tabella 5.4. In figura 5.10 sono mostrati l'idrogramma osservato e la portata entrante. Anche in questo test la portata entrante effettivamente usata nel modello è stata ridotta rispetto a quella riportata in figura 5.10, in quanto una parte di essa non contribuisce all'onda di piena uscente. La riduzione, che in questo caso è del 3%, è stata calcolata in modo da rendere uguale i valori calcolati e osservati di $Z(t)$ prima dell'inizio dell'erosione della breccia. Inoltre non è stato considerato il volume entrante fino all'inizio dell'effettivo innalzamento del livello nel serbatoio.

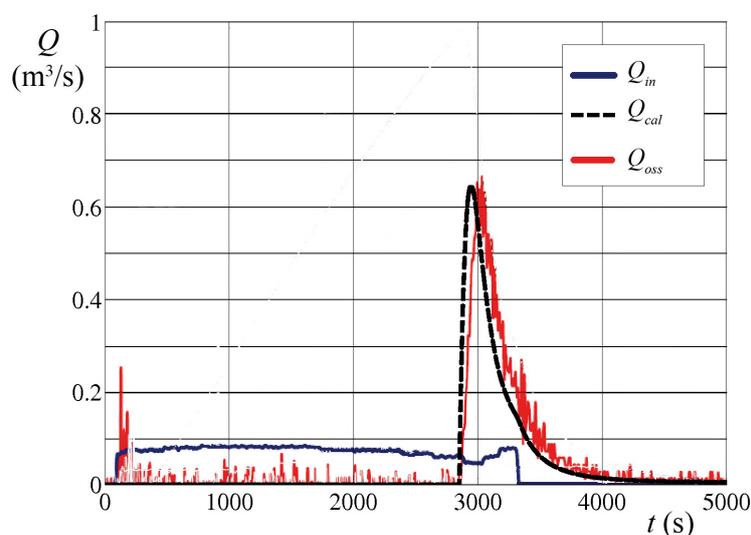


Figura 5.10: Idrogramma di piena osservato e portata entrante per il test 4.

L'idrogramma di piena osservato mostra che la tracimazione ha avuto inizio dopo 2900 s e che, una volta iniziata l'erosione, l'aumento della portata fino al colmo è stato molto rapido. Si è osservata una portata massima Q_p di $0.67 \text{ m}^3/\text{s}$, quindi, a parità di condizioni rispetto al test 2, la breccia addossata alla spalla non erodibile della diga ha avuto come effetto una riduzione del 26% della portata al colmo. Dal confronto con il test 2 si osserva inoltre che anche la larghezza finale della breccia è risultata in questo caso minore, e che il fenomeno ha avuto invece una durata maggiore. Anche in questo caso la simulazione è stata condotta adottando $v_e = 0.07 \text{ m/s}$, mentre per la sponda erodibile è stato assunto $\tan \beta = 0.2$. I risultati ottenuti, riassunti nella tabella 5.7, sono ampiamente soddisfacenti in quanto la riduzione di portata osservata rispetto al test 2 è stata riscontrata anche nella simulazione.

Tabella 5.7: Risultati della simulazione - test 4.

			Osservato	Calcolato	Errore
Portata in ingresso	Q_{in}	m^3/s	0.03	-	-
Portata massima	Q_p	m^3/ss	0.67	0.65	-3 %
Tempo del colmo	t_p	h	0.84	0.82	-2.6 %
Largh. max breccia	B_m	m	2.80	2.85	1.8%
Largh. breccia colmo	$B(t = t_p)$	m	1.90	1.66	-12.6 %
Livello invaso colmo	$Z(t = t_p)$	m	0.34	0.39	14.7 %

L'errore sulla portata al colmo è estremamente contenuto ed è del 3% così come quello sulla larghezza finale della breccia che è di circa il 2%. Se

si osserva invece l'intero idrogramma di piena (fig. 5.11) si nota che il ramo crescente dell'idrogramma simulato è più ripido nella fase iniziale ma poi la differenza con quello osservato tende ad attenuarsi. L'idrogramma simulato è invece ampiamente soddisfacente per la fase decrescente dell'onda, che è praticamente uguale a quella osservata. Quanto detto è confermato anche dalle figure 5.12 e 5.13 dove sono mostrati rispettivamente i confronti relativi all'andamento del livello nel serbatoio a monte della diga e all'ingrandimento della breccia. In particolare la figura 5.12 mostra che, fino all'arrivo del colmo dell'idrogramma di piena osservato, l'ingrandimento della breccia simulato è sensibilmente più rapido rispetto a quello osservato, mentre lo scarto tende a ridursi con il progredire del fenomeno. Quanto detto è confermato dall'andamento del livello $Z(t)$ mostrato in figura 5.13 dove si vede che la diminuzione del livello fornita del modello è sensibilmente più rapida rispetto a quella osservata e che lo scarto si riduce soltanto quando il fenomeno è praticamente concluso. Le differenze in questo caso sono comunque in parte dovuta ad un leggero anticipo sull'inizio del fenomeno nella simulazione. Si conclude quindi che l'approccio seguito che consiste nel dimezzare il contorno bagnato erodibile è efficace nel caso di breccia non erodibile su una sponda poiché nel modello produce una riduzione di portata di entità quasi uguale a quella effettivamente osservata.

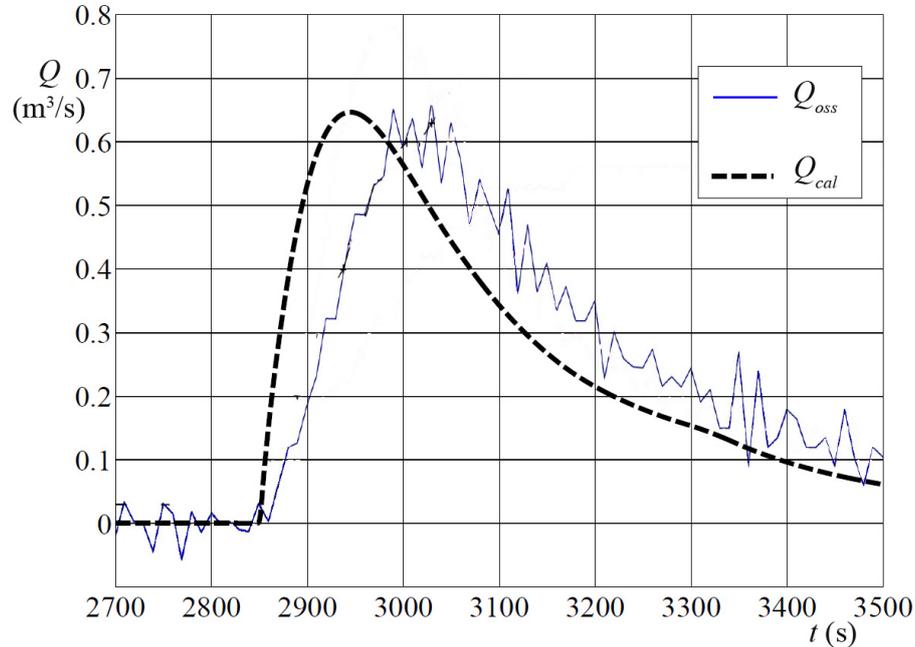
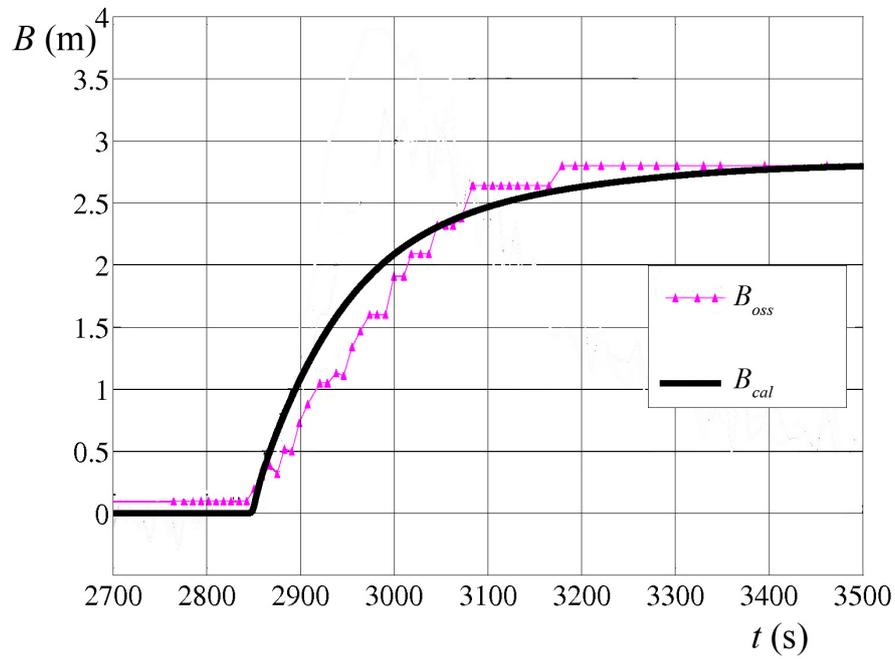
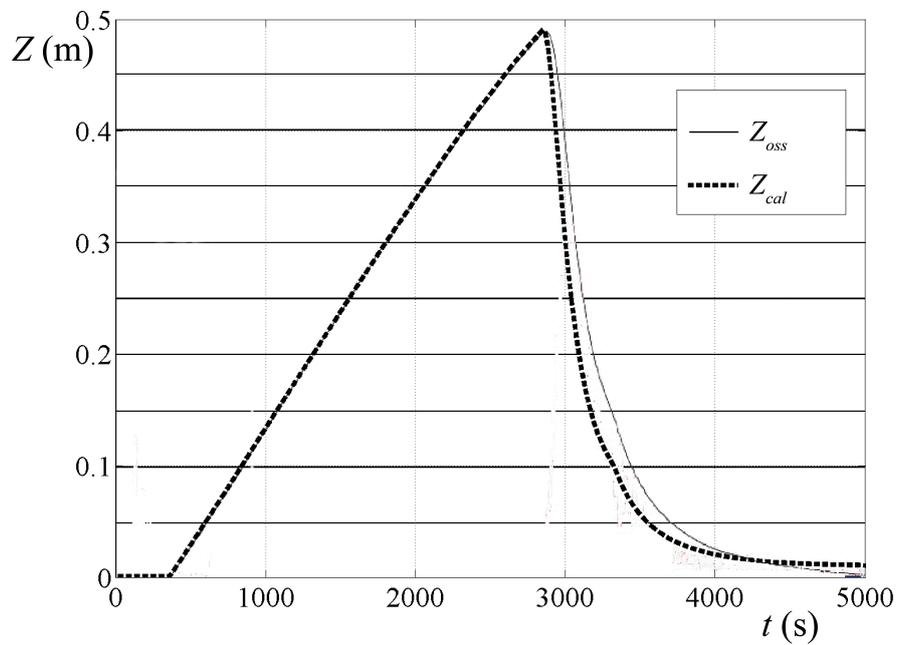


Figura 5.11: Idrogramma di piena calcolato per il test 4. $v_e = 0.07$ m/s

Figura 5.12: Ingrandimento della breccia - test 4. $v_e = 0.07$ m/sFigura 5.13: Andamento dei livelli nel serbatoio per il test 4. $v_e = 0.07$ m/s

Test di laboratorio 5 Anche il test 5 è una replica a scala ridotta del *field test 2* ed è il test di riferimento per il confronto sulle variazioni geometriche della diga che sono apportate nei test 6 e 7. Dal punto di vista geometrico il test è praticamente identico ai test precedenti, cambia invece la portata in ingresso che è costante e pari a circa $0.08 \text{ m}^3/\text{s}$. Inoltre il materiale usato è leggermente diverso: è sempre caratterizzato da un diametro medio $d_{50} = 0.25 \text{ mm}$, ma è più eterogeneo. In realtà si è visto che ciò non ha prodotto effetti rilevanti sull'evoluzione del fenomeno a questa scala. Il modello è stato applicato assumendo $v_e = 0.07 \text{ m/s}$ e sponde quasi verticali ($\tan \beta = 0.2$). La portata entrante, come per i test precedenti, è stata ridotta in percentuale (12%) per tenere conto delle perdite. La portata al colmo fornita dal modello è praticamente coincidente con quella osservata, mentre, per quanto riguarda l'idrogramma di piena, anche in questo caso si osserva che il ramo crescente è decisamente più ripido (fig. 5.16). La portata al colmo è raggiunta con un certo anticipo e al momento del colmo il livello nell'invaso è leggermente maggiore. La larghezza massima della breccia calcolata è poco più grande di quella rilevata, mentre la breccia al momento del colmo è minore di quella osservata. Se si analizza in dettaglio l'evoluzione della larghezza in sommità $B(t)$ (fig. 5.15) si nota però che il modello riesce a descrivere molto bene l'ingrandimento della breccia. Inoltre anche in questo caso è evidente una diminuzione più rapida del livello nell'invaso (fig. 5.16). I risultati della simulazione sono sintetizzati nella tabella 5.8.

Tabella 5.8: Risultati della simulazione - test 5

			Osservato	Calcolato	Errore
Portata massima	Q_p	m^3/s	0.87	0.86	-1.1 %
Tempo del colmo	t_p	h	0.80	0.77	-3.7 %
Largh. breccia max	B_m	m	3.5	3.95	12.9%
Largh. breccia colmo	$B(t = t_p)$	m	2.56	2.31	-9.7 %
Livello al colmo	$Z(t = t_p)$	m	0.35	0.38	8.9 %

Test di laboratorio 6, 7 Negli ultimi due test di laboratorio della prima serie analizzati, gli autori intendevano valutare il ruolo della geometria della diga sulla portata al colmo. Per i test 6 e 7 furono costruite delle dighe usando lo stesso materiale impiegato per la costruzione della diga del test 5, ma in ciascuno dei test furono realizzate delle variazioni geometriche al fine di valutarne l'effetto sull'idrogramma di piena e sull'evoluzione del fenomeno in generale. In particolare nel test 6 la diga fu costruita con i paramenti di valle e di monte meno inclinati. Nel caso specifico la scarpa dei paramenti fu stata aumentata dal valore di 1.7 (h:v), che caratterizzava le dighe usate nei test precedenti, a 2 (h:v). Nel test 7 invece la diga si differenziava

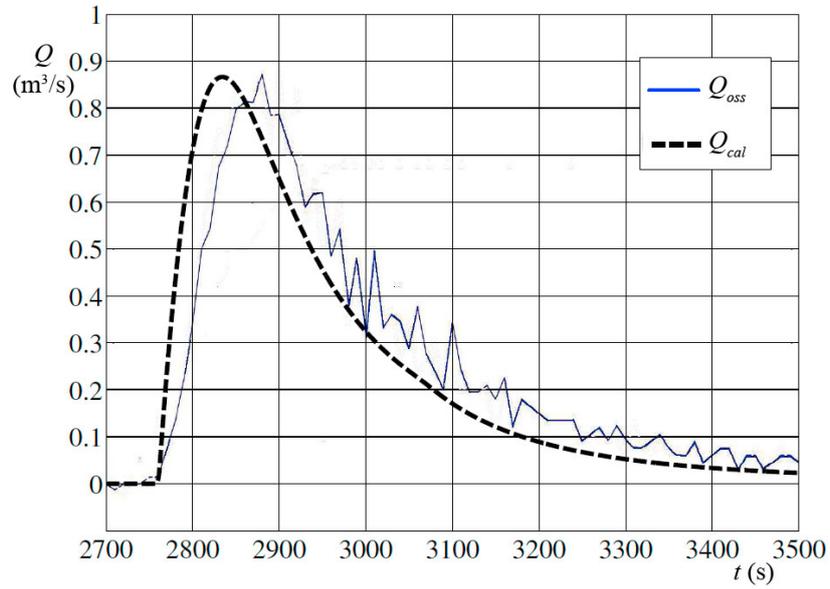
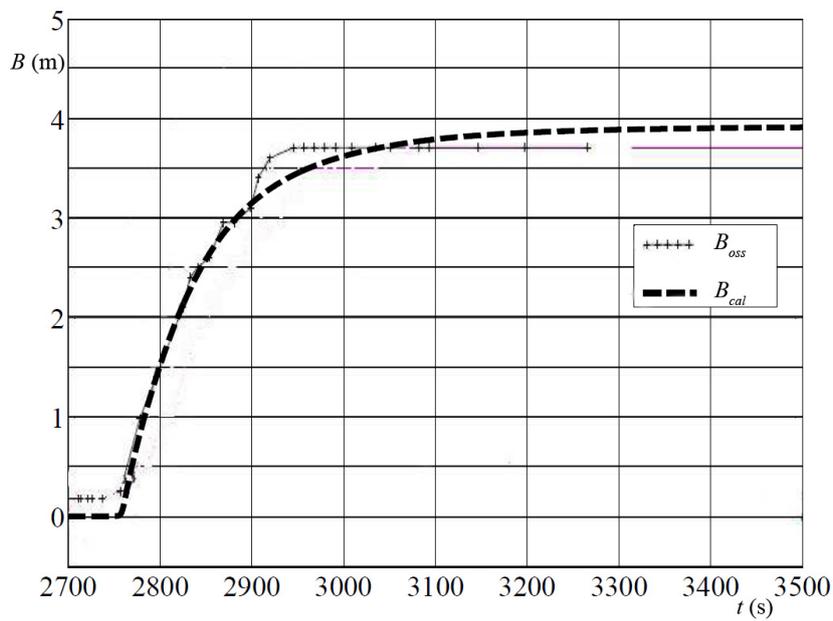
Figura 5.14: Idrogramma di piena calcolato per il test 5. $v_e = 0.07$ m/s

Figura 5.15: Allargamento della breccia test 5.

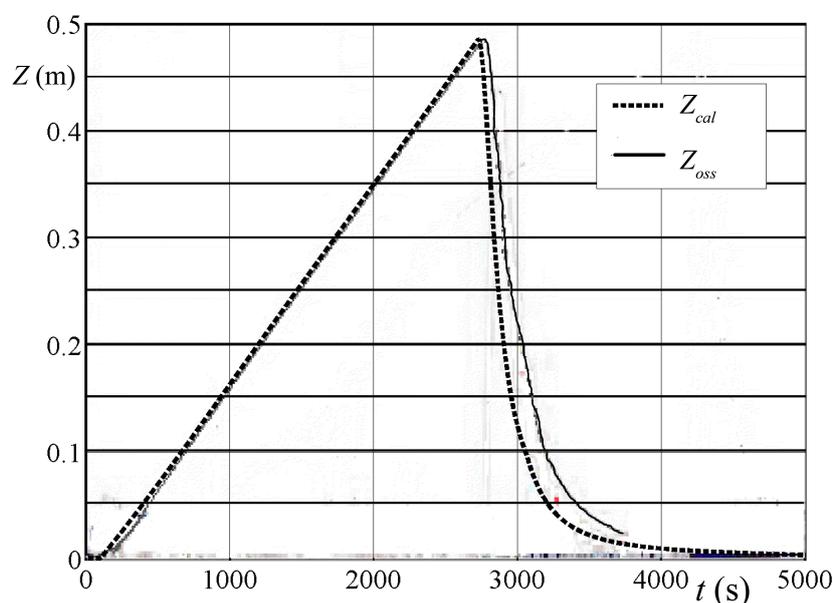


Figura 5.16: Andamento dei livelli nel serbatoio test 5.

da quella usata per il test 5 per una maggiore larghezza del coronamento. In particolare nel test 6 fu realizzato un coronamento leggermente più largo passando da una larghezza di 0.2 m tipica dei test precedenti a 0.3 m.

Entrambe le variazioni apportate determinavano quindi un aumento di volume del rilevato e ciò, almeno teoricamente, avrebbe dovuto causare un'erosione più lenta della diga e di conseguenza una portata al colmo più bassa. In realtà in entrambi i casi le variazioni si rivelarono modeste, poiché praticamente l'idrogramma di piena risultante non risultò influenzato dalle variazioni apportate. Si deduce quindi che queste furono modeste e in grado di produrre risultati al massimo dello stesso ordine di grandezza degli errori di misura. I suoi effetti sulla portata al colmo sono stati praticamente inesistenti o comunque dello stesso ordine di grandezza degli errori di misura. Nella tabella 5.9 sono riportati i dati utilizzati per le simulazioni che sono state comunque condotte al fine di quantificare le risposte del modello.

Per quanto riguarda il test 6 la portata in ingresso era costante e, come nel caso del test 5, pari a circa $0.08 \text{ m}^3/\text{s}$. Anche in questo caso è stata applicata una riduzione della portata entrante di circa il 5%. Come anticipato, dai dati osservati (tab. 5.10) si evince che la modifica introdotta non ha comportato alcuna variazione sostanziale della portata al colmo. Questa infatti è addirittura lievemente maggiore di quella ottenuta per il test 5, contrariamente a quanto sarebbe stato lecito attendersi. A conferma di ciò il modello numerico fornisce una riduzione di circa il 6 % della portata

Tabella 5.9: Caratteristiche geometriche della diga - test 6, 7

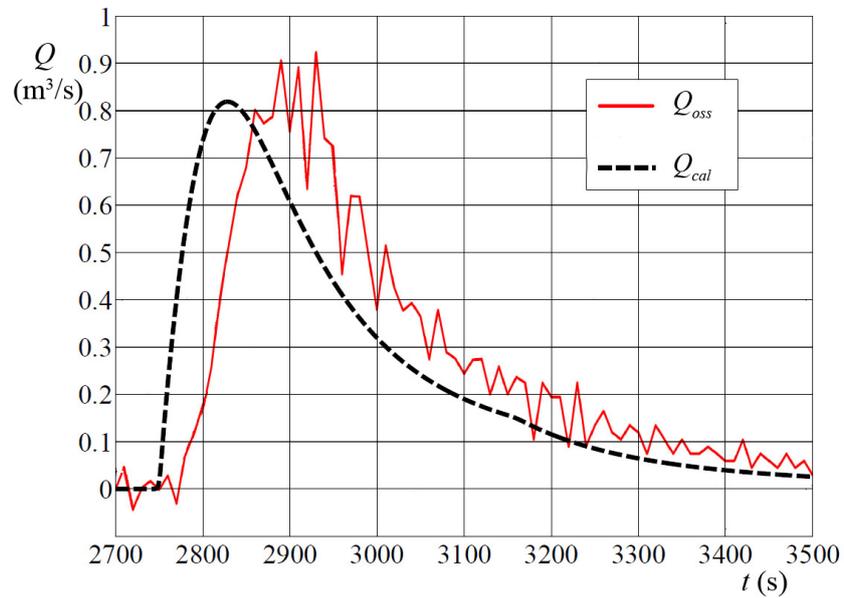
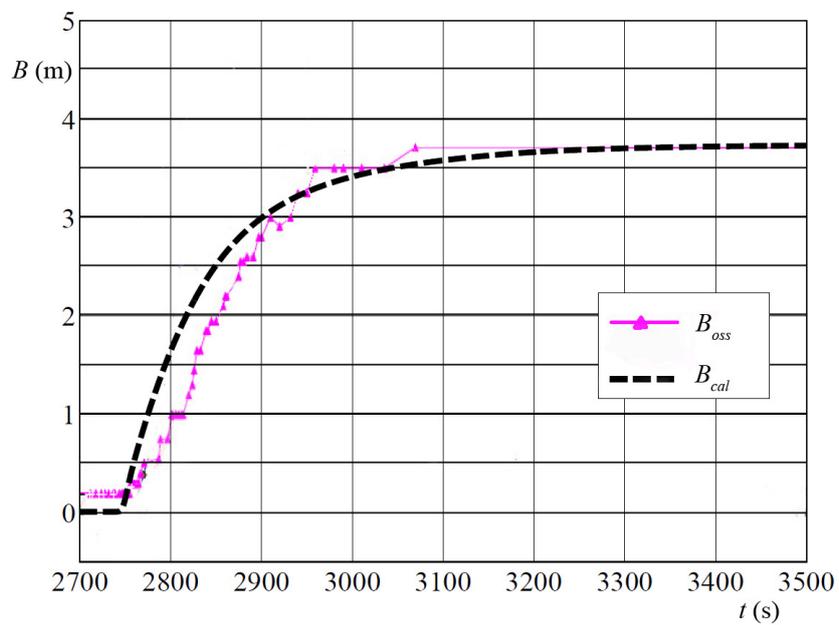
			test 6	test 7
Altezza	Z_M	m	0.5	
Coronamento	w_c	m	0.2	0.3
Pendenza paramenti diametro materiale	$s_d + s_u$	-	4	3.4
	d_{50}	mm	0.25	
Portata entrante	Q_{in}	m^3/s	0.8	
Parametro c. altezze-volumi	W_0	$m^{3-\alpha_0}$	368.3	
Esponente c. altezze-volumi	α_0	-	1	

al colmo rispetto al test precedente, quindi tutto sommato contenuta. Analogamente ai test precedenti l'idrogramma simulato ha la prima metà del ramo crescente leggermente più ripido rispetto a quello osservato, mentre già nei pressi del colmo la somiglianza tra i due idrogrammi di piena osservato e simulato è notevole. Infatti il ramo decrescente dell'onda di piena, anche se anticipato, sembra riprodurre meglio l'idrogramma osservato (fig. 5.17). L'allargamento della breccia anche in questo caso è leggermente più rapido nella fase iniziale, così come è più veloce la diminuzione iniziale del livello nell'invaso (fig. 5.18, 5.19). Da quanto detto si capisce che in questo caso è ancora più evidente la differenza delle condizioni al momento del colmo tra i risultati della simulazione e quanto osservato con il modello di laboratorio. Infatti la portata al colmo è ottenuta nella realtà con un livello nell'invaso Z sensibilmente minore e con una breccia più grande.

Tabella 5.10: Risultati della simulazione - test 6

			Osservato	Calcolato	Errore
Portata massima	Q_m	m^3/s	0.92	0.82	-10.9 %
Largh. max breccia	B_m	m	3.70	3.75	1.3%
Largh. breccia colmo	$B(t = t_p)$	m	2.90	2.17	-25.2 %
Livello invaso colmo	$Z(t = t_p)$	m	0.30	0.38	21.1 %
Tempo del colmo	t_{max}	hrs	0.80	0.77	-3.75 %

Anche per il test 7 si è visto che l'aumento della larghezza del coronamento non ha prodotto praticamente effetti sull'idrogramma di piena e sull'ingrandimento della breccia. Anche in questo caso il modello ha confermato la modestia della modifica introdotta in quanto la portata al colmo calcolata ha subito una riduzione del 6% rispetto al test 5. Nella tabella (5.11) e nelle figure (5.20), (5.21) e (5.22) sono riportati i risultati della simulazione. Come per i test precedenti gli errori maggiori sono relativi alla fase iniziale del fenomeno, dove si osserva il solito aumento più rapido della portata e la solita diminuzione più rapida del livello nel serbatoio. La portata al colmo ottenuta è poco diversa da quella osservata, ma è ottenuta con condizioni della breccia e del livello nell'invaso diverse.

Figura 5.17: Idrogramma di piena calcolato per il Lab Test 6. $v_e = 0.07\text{m/s}$ Figura 5.18: Ingrandimento della breccia Test 6. $v_e = 0.07\text{m/s}$

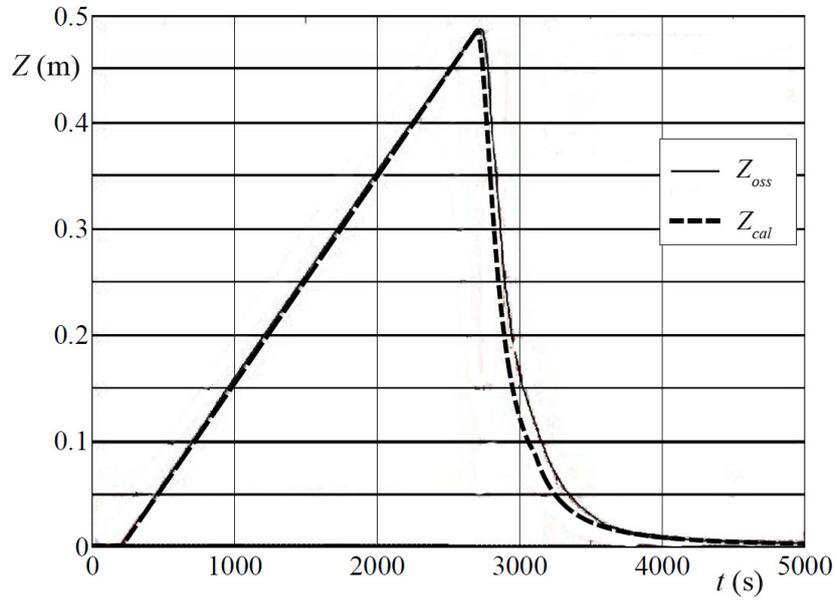
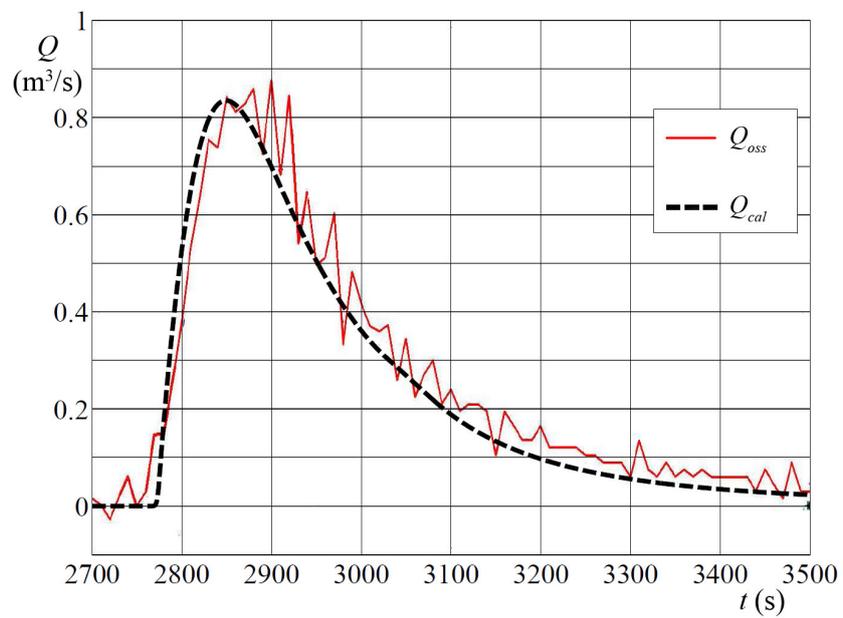


Figura 5.19: Andamento dei livelli nel serbatoio, Test 6.

Figura 5.20: Idrogramma di piena calcolato per il Lab Test 7. $v_e = 0.07\text{m/s}$

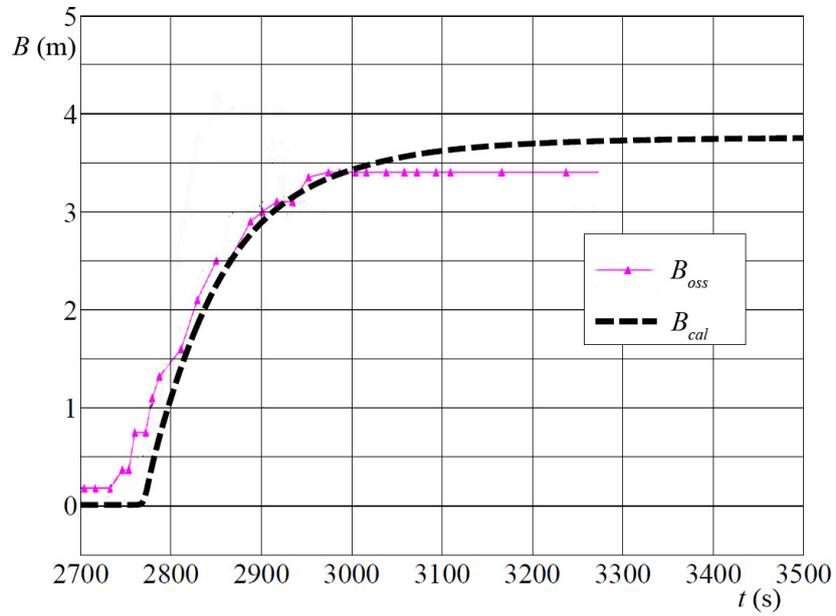
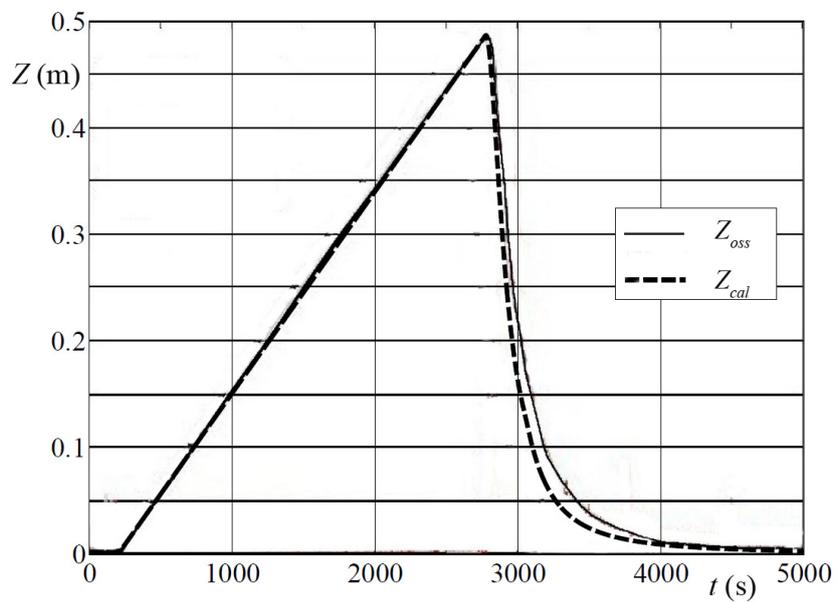
Figura 5.21: Ingrandimento della breccia, Test 7. $v_e = 0.07\text{m/s}$ 

Figura 5.22: Andamento dei livelli nel serbatoio, Test 7.

Tabella 5.11: Risultati della simulazione - test 7.

			Osservato	Calcolato	Errore
Portata massima	Q_m	m^3/s	0.88	0.84	-4.2%
Largh. max breccia	B_m	m	3.4	3.77	10.8%
Largh. breccia colmo	$B(t = t_p)$	m	3.1	2.21	-28.71%
Livello invaso colmo	$Z(t = t_p)$	m	0.31	0.38	21.1%
Tempo del colmo	t_{max}	hrs	0.81	0.79	-2.5%

Simulazione dei test di laboratorio IMPACT - serie 2

Nel presente studio si è ritenuto utile verificare l'applicabilità del modello alle dighe in materiale coesivo. Per tale scopo sono stati simulati alcuni test della seconda serie dei test di laboratorio IMPACT. Come nei casi precedenti è stato eseguito il confronto degli idrogrammi di piena $Q(t)$, della larghezza della breccia in sommità $B(t)$ e del livello nell'invaso $Z(t)$. Il valore più idoneo del parametro di taratura v_e è individuato singolarmente per ogni singolo caso analizzato. Poiché il parametro di taratura v_e determina la suscettibilità all'erosione della diga, che certamente dipende anche dalle proprietà del materiale, nel caso di dighe in materiale coesivo è lecito attendersi anche un notevole scostamento dal valore di v_e individuato per le dighe convenzionali.

Qui si illustrano i risultati relativi alla simulazione di due test condotti utilizzando una diga di geometria fissata, ma realizzata in un caso con materiale coesivo e nell'altro con materiale morenico. In figura (5.23) è mostrata la curva granulometrica relativamente al materiale impiegato per ciascuna diga. Nel test 10 la diga è stata realizzata in materiale coesivo rappresentato da un diametro d_{50} di 0.005 mm. Si ha quindi un materiale decisamente più fine rispetto a quelli impiegati per i test della prima serie. Il materiale usato nel test 17 invece è definito morenico ed è caratterizzato da un diametro $d_{50} = 0.7$ mm, quindi da un materiale mediamente più grossolano rispetto a quello impiegato per i test della prima serie. Tuttavia si osserva in questo caso anche un'eterogeneità molto più marcata: guardando la curva granulometrica si può notare infatti che esiste una piccola frazione argillosa, che una percentuale in peso di circa il 25% ricade nella categoria dei limi, ma che allo stesso tempo una percentuale di poco superiore al 30% ha diametro maggiore di 2 mm e ricade quindi nella categoria delle ghiaie fini. Ai fini della simulazione, per entrambi i test sono note le caratteristiche geometriche della diga e dell'invaso, le condizioni iniziali e la portata entrante nel serbatoio. Nella tabella sono riassunti i dati usati per la simulazione.

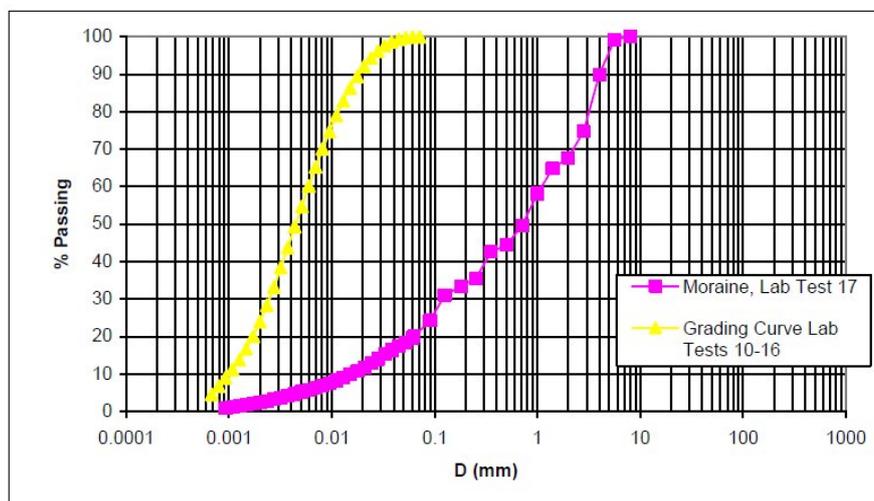


Figura 5.23: Curva granulometrica test 10 e test 17. Figura originale in IMPACT (2005).

Tabella 5.12: Dati usati per la simulazione dei test 10 e 17.

			Test 10	Test 17
Altezza diga	Z_M	m		0.6
Quota iniziale invaso	Z_0	m	0.595	0.575
Altezza iniziale breccia	Y_0	m	0.545	0.575
Coefficiente curva altezze-volumi	W_0	$m^{3\alpha}$		420.16
Esponente curva altezze volumi	α_0	-		1
Larghezza coronamento	w_c	m		0.2
Scarpa paramenti	$s_d + s_u$	-		4
Scarpa sponde	$\tan\beta$	-		0.2
Diametro medio	d_{50}	mm	0.005	0.7
Lunghezza trasversale	L	m		4.1

Simulazione Test 10 - materiale coesivo Nelle dighe in materiale coesivo, come ampiamente documentato da diversi autori tra cui Hanson et al. (2005), la fase iniziale del processo di formazione della breccia è caratterizzata dalla formazione dell'*headcut* sul paramento di valle e dal suo arretramento verso il paramento di monte. Tale fenomeno, avviene sostanzialmente durante la fase di innesco della breccia e pertanto è caratterizzato da portate contenute (Morris et al., 2007). Ciò è dovuto al fatto che durante la formazione e avanzamento dell'*headcut* non si ha un abbassamento rilevante del fondo della sezione di controllo e per tale motivo il tirante rispetto al fondo della breccia si mantiene contenuto. L'erosione più intensa avviene soltanto quando l'*headcut*, retrocedendo, raggiunge il paramento di valle, istante che segna l'inizio della fase identificata come formazione della breccia. Quanto detto è stato osservato anche per il test in questione, poiché però non è possibile riprodurre con il modello proposto la fase di formazione e avanzamento dell'*headcut*, si è ritenuto opportuno simulare l'evento a partire dalla fase successiva all'innesco della breccia.

Ai fini della simulazione si è dunque tenuto conto soltanto della fase di erosione successiva all'innesco della breccia (vedi tab. 5.13) per cui si è posto $t_0 = 5340$ s e $Z_0 = 0.596$ m. In figura 5.24 è mostrata la portata entrante Q_{in} usata per la simulazione. Per la breccia iniziale si sono considerate sponde quasi verticali e in particolare si è posto $\tan \beta = 0.2$ conformemente anche al valore finale osservato della pendenza delle sponde. Per quanto riguarda la quota del fondo della breccia iniziale si è assunto $Y_0 = 0.45$ m quindi una breccia alta inizialmente 0.15 m. Tale valore è certamente più grande di quello reale, ma è necessario per avere una breccia di area quanto più simile a quella reale dato che la breccia iniziale in realtà aveva una larghezza in sommità di circa 17 cm e una profondità di qualche centimetro. Tale assunzione consente di evitare la tracimazione dell'intero rilevato durante la fase iniziale e ha comunque, conseguenze contenute sul calcolo, poiché si è visto che l'ingrandimento della breccia durante la fase triangolare è comunque molto rapido.

Tabella 5.13: Test 10 - fasi del fenomeno (Morris et al., 2007).

t (s)	Z (m)	B (cm)	Q (m ³ /s)	fase
0	0.04	-	0	Inizio test
4500	0.575	-	0	Inizio tracimazione
4940	0.586	-	0.01	formazione <i>rill</i>
5340	0.596	17.1	0.02	Fine innesco breccia
9780	0.265	185	0.27	Complet. formazione della breccia

In figura 5.25 è mostrato il confronto tra la portata osservata e quella calcolata, per ottenere la quale è stato posto $v_e = 0.0009$ m/s. Nella figura è inoltre mostrata la portata entrante Q_{in} . Il grafico mostra che con il valore del parametro v_e scelto, il modello riproduce bene l'onda di piena generata

dall'apertura della breccia. Si noti che, nell'evento descritto, probabilmente per favorire l'innesco dell'erosione, è immessa nel serbatoio una portata di entità paragonabile alla portata uscente e che quindi quest'ultima ne risulta notevolmente influenzata. Nelle figure 5.26 e 5.27 sono mostrati rispettivamente l'andamento del livello nell'invaso e della larghezza massima della breccia che consentono di trarre alcune conclusioni sulla qualità della simulazione dell'intero processo erosivo. A riguardo è opportuno osservare che la documentazione fotografica del test mostra che la larghezza della breccia in sommità è in realtà poco rappresentativa del fenomeno dal punto di vista idraulico. Infatti le foto mostrano chiaramente che durante l'evento in diversi istanti, la larghezza alla base della breccia è molto maggiore di quella in sommità. Inoltre l'aumento della larghezza avviene più volte in maniera brusca, provocato dai crolli a loro volta causati dallo scalzamento al piede della sponda. Per quanto riguarda l'andamento dei livelli si osserva che a partire da $t = 7200$ s il modello fornisce uno svuotamento più lento di quanto osservato. In realtà ciò è in parte anche dovuto presumibilmente alla larghezza della breccia minore fornita dal modello. Altre differenze si osservano nella fase finale del fenomeno, cioè dopo che la portata entrante si annulla; in questa fase però come mostrato dalla documentazione fotografica del test il fenomeno è virtualmente concluso e il livello a valle della diga potrebbe aver influenzato l'efflusso dalla breccia. Il modello comunque fornisce una portata poco più grande di quella osservata e lo svuotamento calcolato è più veloce di quello osservato nonostante la breccia reale sia presumibilmente più grande di quella simulata. In tabella 5.14 sono riportati in sintesi i risultati del test. L'errore sulla larghezza media è di circa il 30%, quindi in questo caso non è ben riprodotto il fenomeno dei crolli. Sebbene la larghezza in sommità sia poco rappresentativa dell'idraulica del processo, sembra evidente che il modello tende a fornire una larghezza della breccia minore. È comunque lecito asserire che il modello con un valore adeguato del parametro di taratura è in grado di riprodurre in maniera più che accettabile il fenomeno.

Tabella 5.14: Test 10 - sintesi risultati.

Dato		Osservato	Simulato	Errore (%)
Q_p	(m ³ /s)	0.32	0.31	-
t_p	(s)	6912	7002	-
B_m	(m)	1.85	1.28	-30.8 %
$B(t = t_p)$	(m)	1.07	0.78	-27.1 %
$Z(t = t_p)$	(m)	0.46	0.45	-2.2 %

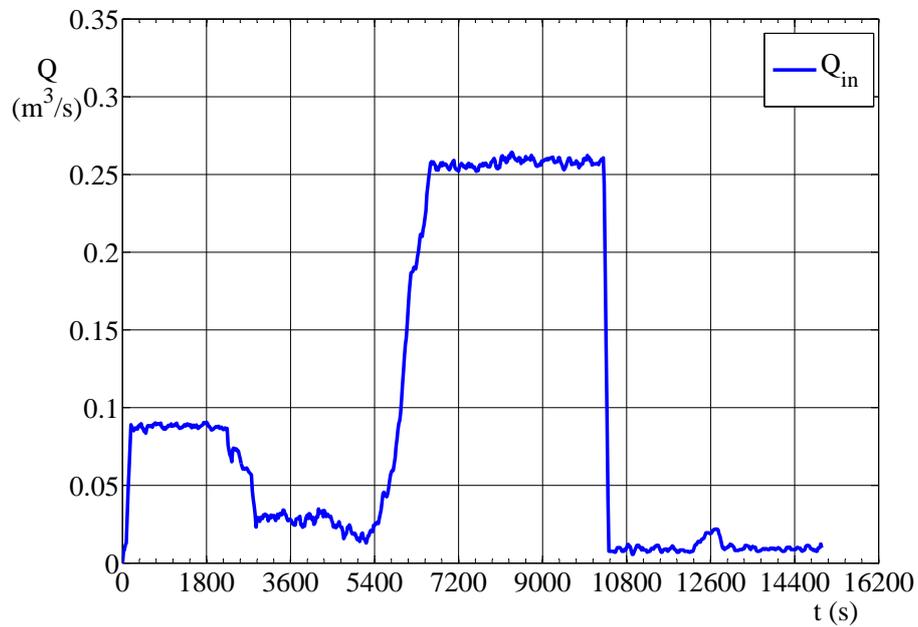


Figura 5.24: Andamento dei livelli nel serbatoio - test 10.

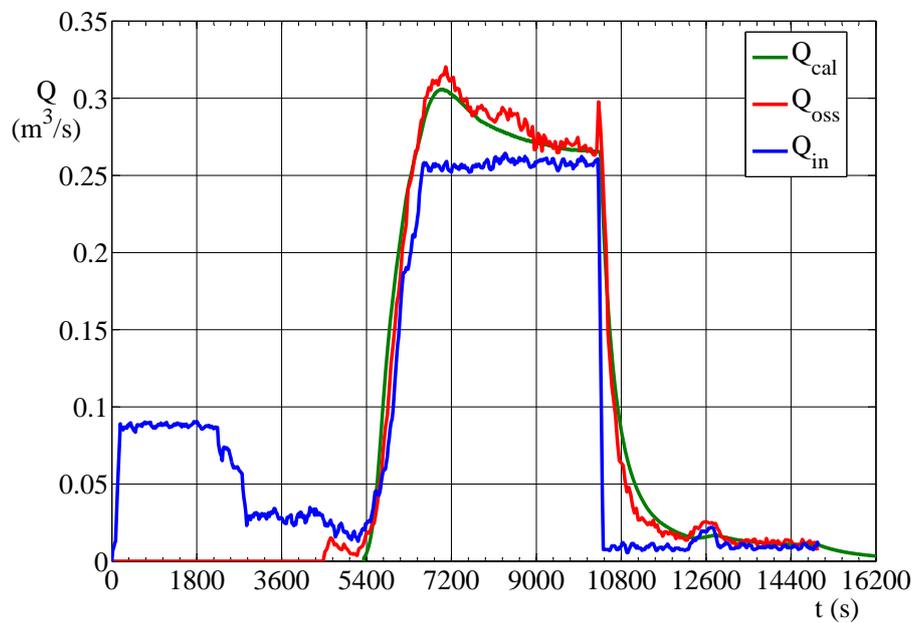


Figura 5.25: Andamento della portata - test 10.

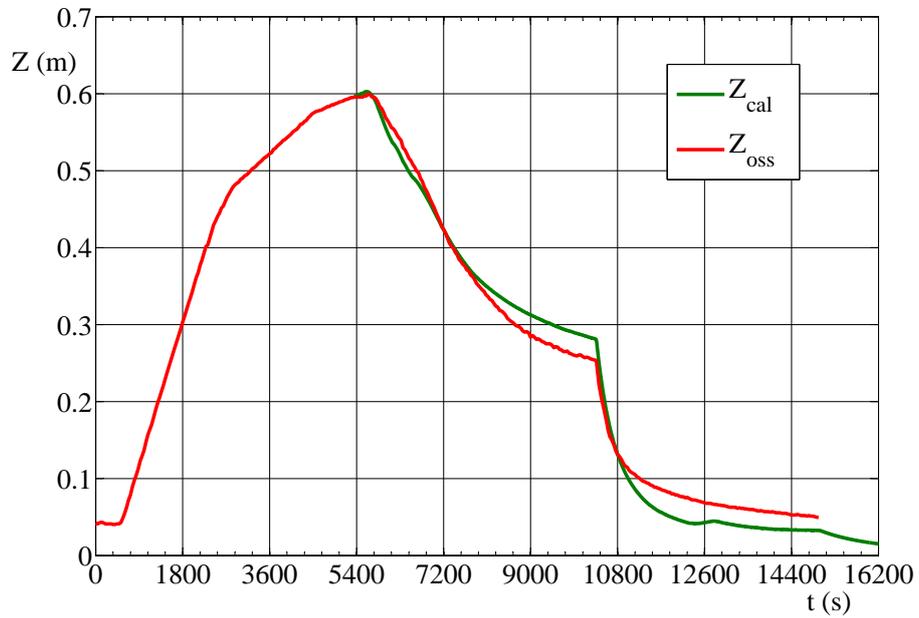
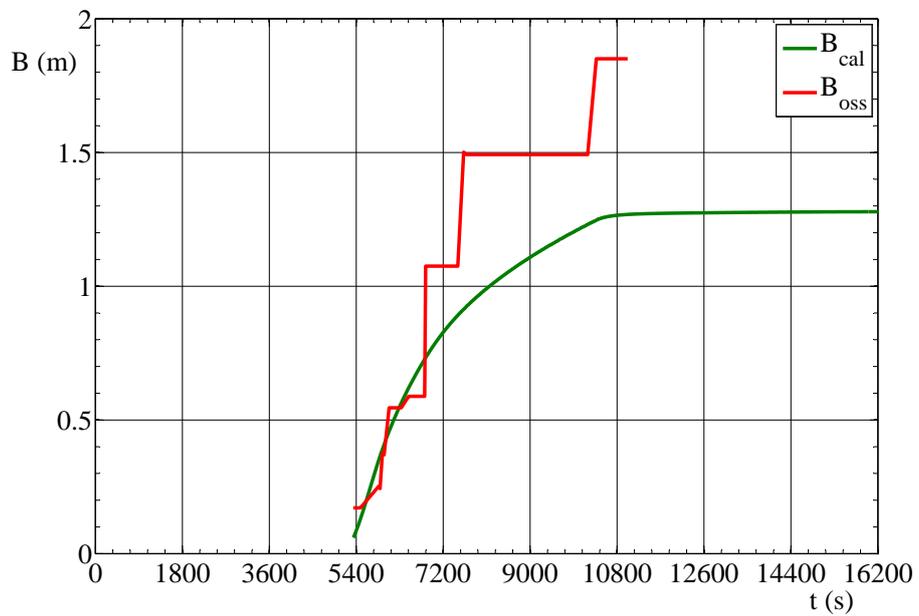


Figura 5.26: Andamento dei livelli nel serbatoio - test 10.

Figura 5.27: Andamento della larghezza della breccia - test 10 ($t_0 = 5340$ s).

Simulazione Test 17 - materiale morenico Il test 17 è stato condotto su un rilevato geometricamente identico a quello usato per il test 10, ma realizzato, come già accennato, con materiale morenico. Lo scopo del test era quindi quello di mettere in evidenza il ruolo del materiale nella velocità di erosione e quindi l'effetto sull'idrogramma di piena e sull'allargamento della breccia. Analogamente, l'applicazione del modello al test ha consentito di individuare il valore del parametro v_e in grado di fornire la migliore simulazione dell'evento e di verificare in generale l'efficacia nel riprodurre il test con un materiale differente.

Anche in questo caso erano note la portata entrante e le condizioni iniziali date da $Z_0 = 0.59$ m e $Y_0 = 0.57$ m; inoltre si è ipotizzato $\tan \beta = 0.2$. Il test è stato simulato a partire dall'istante in cui ha avuto inizio l'erosione, per cui è stata trascurata la fase di innesco durante la quale la portata uscente era piccola e non comportava l'erosione del rilevato. Il valore del parametro v_e che consente di ottenere la migliore riproduzione dell'evento è stato ottenuto rendendo minimo l'errore sulla portata al colmo e allo stesso tempo verificando l'andamento del fenomeno durante l'intero processo. Così facendo si è ottenuto $v_e = 0.016$ m/s, quindi un valore di v_e molto più grande di quello trovato per le dighe in materiale coesivo, ma circa quattro volte più piccolo di quello individuato da Macchione (2008) per le dighe convenzionali earthfill.

La riproduzione del test in questo caso è stata particolarmente buona. In tabella 5.15 sono riassunti i risultati e si può notare che per la larghezza finale della breccia, che solitamente è il parametro per cui si ottengono gli errori maggiori, il modello fornisce un valore poco più grande di quello osservato. In figura 5.28 è mostrato l'idrogramma di piena calcolato e il confronto con quello osservato da cui si evince che il modello simula particolarmente bene il fenomeno. Nel grafico è inoltre riportata la portata entrante che, come per il test 10 precedentemente analizzato, è particolarmente grande e pertanto ha notevole influenza sulla portata uscente. Nella figura 5.29 è riportato l'andamento del livello nell'invaso che mostra come sia riprodotto bene lo svuotamento del serbatoio eccetto la parte terminale antecedente all'annullamento della portata entrante dove il modello calcola un'altezza nell'invaso inferiore a quella osservata. In figura 5.30 è mostrato l'andamento della larghezza della breccia in sommità e alla base mediante cui è possibile stabilire la scarpa delle sponde durante l'intero processo. Si è visto che questa mediamente si mantiene attorno al valore di 0.2 (H:V), per cui l'assunzione iniziale è corretta. Si osserva che il modello tende a fornire una larghezza della breccia maggiore durante la fase terminale del fenomeno, mentre durante buona parte del processo la larghezza fornita dal modello interpreta molto bene il fenomeno reale. Per quanto detto nel complesso si può ritenere la simulazione molto soddisfacente. Si può notare poi che, a differenza del test precedente, l'allargamento della breccia risulta in questo caso da una serie di crolli di ampiezza generalmente minore rispet-

to a quelle caratterizzanti il precedente test 10. I risultati della simulazione mostrano che il modello riesce ad interpretare meglio l'ingrandimento della breccia per quest'ultimo caso.

Tabella 5.15: Test 17 - sintesi risultati.

Dato	Osservato	Simulato	Errore (%)
Q_p (m ³ /s)	0.61	0.65	-
t_p (s)	504	523	3.7 %
B_m (m)	2.71	2.98	9.9 %
$B(t = t_p)$ (m)	1.47	1.44	-2.04 %
$Z(t = t_p)$ (m)	0.46	0.45	-2.2 %

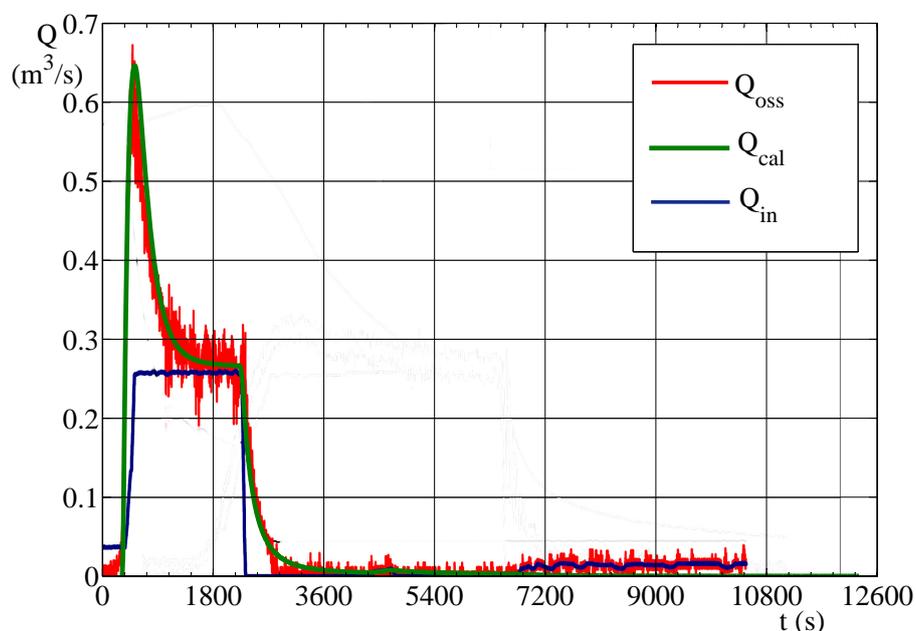


Figura 5.28: Andamento della portata - test 10 ($t_0 = 4500$ s).

Simulazione dei Field test

Le descrizioni dettagliate e rivedute di ciascuno dei test a grande scala realizzati in Norvegia, con i dati riguardanti la geometria della diga, le condizioni iniziali e al contorno, e con i dati osservati relativi ai parametri del fenomeno sono illustrati in Hassan e Morris (2008). In un altro rapporto curato da Morris e Hassan (2009) invece sono documentati con numerose foto le varie fasi del fenomeno per ciascun test. Per quanto riguarda la fenomenologia, i test non hanno tradito le aspettative, avendo consentito

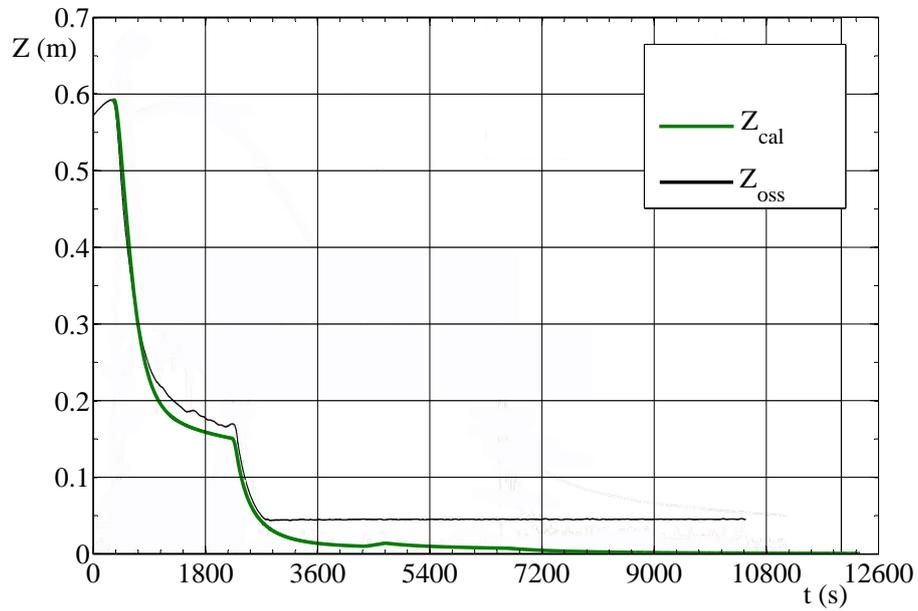


Figura 5.29: Andamento dei livelli nel serbatoio - test 17.

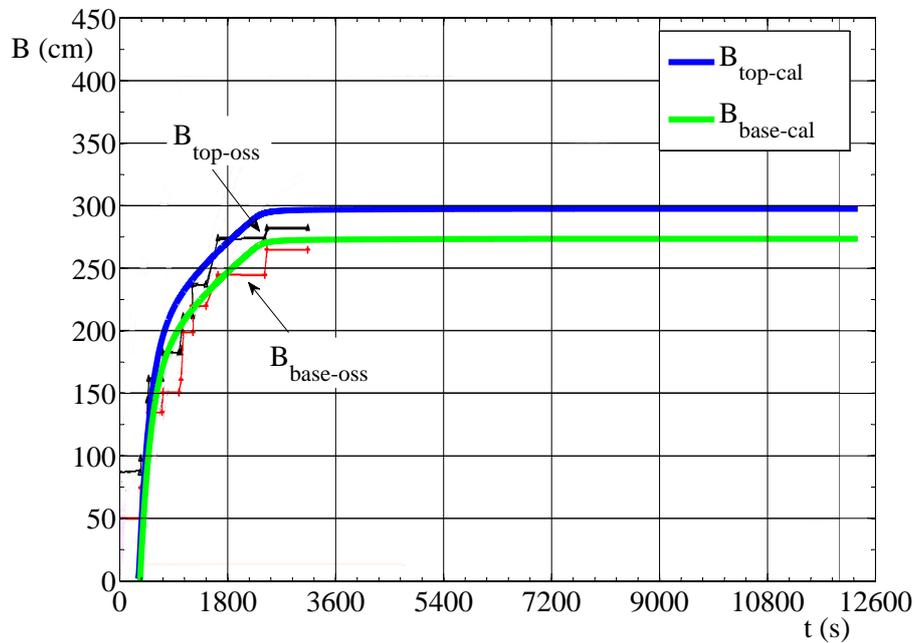


Figura 5.30: Andamento della larghezza della breccia - test 17.

L'osservazione dei diversi aspetti che caratterizzano il fenomeno, ad una scala tale che di fatto li rende paragonabili alle dighe reali. D'altra parte per diverse ragioni i test non si sono rivelati altrettanto utili ai fini delle applicazioni con i modelli numerici. Infatti, limitando l'attenzione ai test relativi a rottura per tracimazione, si sono osservate svariate imprecisioni nei dati in ingresso, riconosciute dagli stessi autori (Hassan e Morris, 2008). La più evidente si ha nel caso del test 2 dove si è riconosciuta la notevole discrepanza tra il volume dell'idrogramma di piena osservato e la somma del volume entrante e di quello presente nel serbatoio. Ciò di fatto ha reso il test inutilizzabile per la validazione dei modelli matematici. I test 1 e 3, sebbene in questi casi non siano stati individuati errori particolarmente compromettenti, presentano portate in ingresso particolarmente grandi, immesse probabilmente per favorire l'innescò dell'erosione o per simulare la condizione di serbatoio infinito, che giocoforza hanno condizionato la portata uscente. Ciò si osserva in particolare per il test 1, dove per buona parte del fenomeno la portata entrante è uguale a quella uscente. L'impressione in questi casi è che una volta formata la breccia, il rilevato sia stato investito da una portata. Quindi si può parlare di *dam breach* solamente durante la prima fase del fenomeno. Per quanto detto si è scelto di non considerare il test 2, mentre sono presentati con la dovute cautele, i risultati relativi ai test 1 e 3.

Field Test 1 - materiale coesivo Il test riguarda la rottura di una diga in materiale coesivo alta 6 m, con coronamento largo 2 m e con pendenza delle sponde $s_d + s_u = 4.65$. Il materiale usato nella costruzione della diga era un limo con una percentuale bassa di sabbia. Dalla curva granulometrica si ricavano i seguenti valori relativamente al diametro medio delle particelle: $d_{50} = 0.007$ mm, $d_{30} = 0.003$ mm e $d_{90} = 0.05$ mm. In tabella 5.16 sono riportati altri dati relativi al test. Il test è stato simulato a partire dal momento in cui inizia lo svuotamento del serbatoio, quindi è trascurata la fase iniziale di riempimento e anche l'innescò della breccia, cioè la fase in cui nonostante sia iniziata la tracimazione, ancora l'erosione è minima. Il modello infatti non è in grado di simulare questa fase, che però ha influenza prevalentemente sul tempo di innescò che, in particolare nel caso delle dighe in materiale coesivo, può influenzare molto la durata della fase iniziale del fenomeno. Si è inoltre posto, in maniera conforme a quanto osservato, $\tan \beta = 0.2$. La breccia iniziale nel rilevato era in realtà di forma trapezoidale, quindi con un'area decisamente più grande di quella imposta come condizione al contorno nella simulazione.

Poiché come si è detto in precedenza in questo caso la portata uscente dalla breccia è molto influenzata dalla portata entrante, per la taratura del modello e quindi per la scelta di v_e , si è fatto riferimento all'andamento dei livelli nell'invaso e non alla portata al colmo. La simulazione miglio-

re dell'evento è stata ottenuta assumendo $v_e = 0.03$ m/s. In figura 5.31 è mostrato l'andamento del livello nell'invaso. Il fenomeno è da considerarsi significativo fino a $t = 5.5$ ore. In questa fase è ben riprodotta la diminuzione del livello nell'invaso. In figura 5.32 è invece mostrato il confronto degli idrogrammi di piena e la portata entrante nel serbatoio. Dal confronto delle 3 curve si vede quello che è stato già detto in precedenza e cioè che sia la portata uscente calcolata che quella osservata sono molto simili alla portata entrante. Per tale motivo la portata uscente calcolata, in particolare per la fase successiva al colmo, è poco sensibile alle variazioni di v_e . Ciò ha determinato la scelta di eseguire la taratura sull'evoluzione del livello nell'invaso. Per la larghezza massima delle breccia si ha invece un errore in sovrastima del 50%.

Tabella 5.16: Caratteristiche geometriche della diga - field test 1

Altezza	Z_M	m	5.9
Quota iniziale invasore	Z_0	m	5.6
Altezza iniziale breccia	Y_0	m	5.5
Coronamento	w_c	m	2
Pendenza paramenti	$s_d + s_u$	-	4.65
diametro materiale	d_{50}	mm	0.007
Parametro c. altezze-volumi	W_0	$m^{3-\alpha_0}$	170.8
Esponente c. altezze-volumi	α_0	-	3.319
Portata massima osservata	Q_p	m^3/s	340
Larghezza massima della breccia	B_m	m	22.7
Larghezza breccia al colmo	$B(t = t_p)$	m	-
Livello nell'invaso al colmo	$Z(t = t_p)$	m	4
Tempo del colmo	t_p	h	5.1

Field Test 3 - materiale rockfill Il test 3 è stato condotto su un prototipo di diga zonata, con la parte esterna in *rockfill* e con all'interno un nucleo in materiale morenico. Il materiale esterno è caratterizzato da un diametro $d_{50} = 90$ mm e da $d_{30} = 30$ mm e $d_{90} = 300$ mm, mentre per il materiale morenico si ha $d_{50} = 7$ mm, $d_{30} = 0.8$ mm e $d_{90} = 130$ mm. Anche in questo caso, sebbene in maniera ridotta, la portata entrante ha condizionato la portata uscente. In tabella 5.17 sono riportati i dati usati per la simulazione. Il valore del parametro $v_e = 0.1$ m/s è quello mediante il quale è stata ottenuta la migliore simulazione per l'andamento dei livelli e per l'idrogramma (5.33, 5.34). In questo caso non sono riportati dati sull'ingrandimento della breccia, ma da alcune immagini relative all'evento si deduce che l'ingrandimento della breccia deve essere stato molto rapido (circa 8 min) e che in corrispondenza della portata al colmo, si sia avuta una proba-

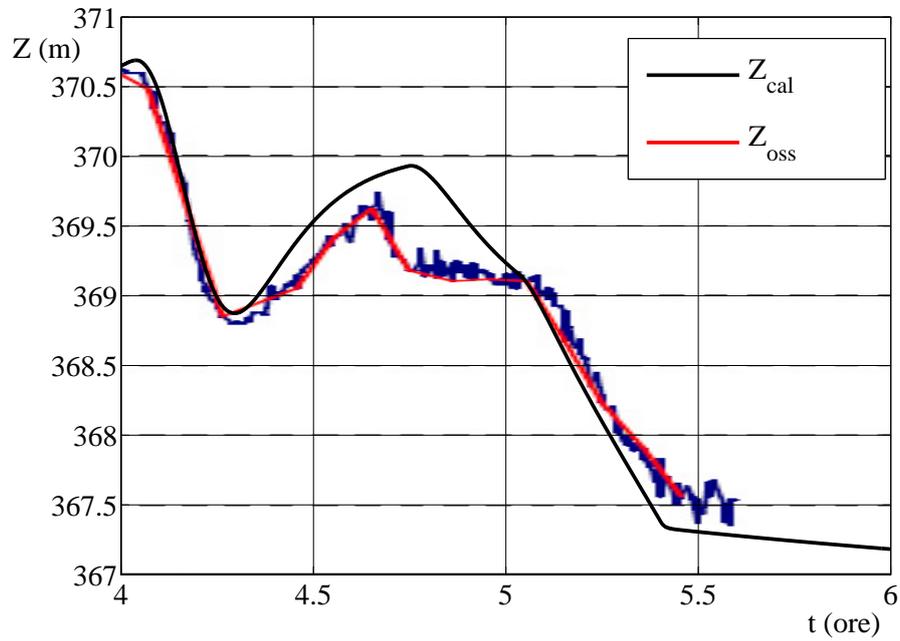


Figura 5.31: Confronto andamento livello nell'invaso - Field Test 1 ($v_e = 0.03$ m/sm).

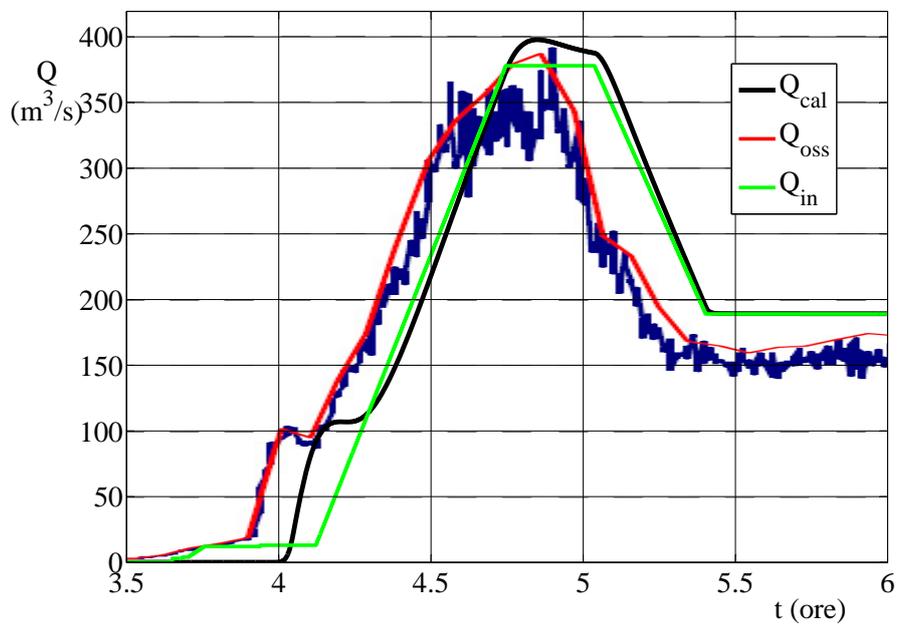


Figura 5.32: Idrogramma di piena calcolato - Field Test 1 ($v_e = 0.03$ m/sm).

bile larghezza in sommità della breccia di circa 20 m. Mediante il modello si ottiene per quanto riguarda la larghezza massima $B_m = 36$ m, mentre in corrispondenza del colmo si ha $B(t = t_p) = 22$ m.

Tabella 5.17: Caratteristiche geometriche della diga e dati relativi all'evento - field test 3

Altezza	Z_M	m	6
Coronamento	w_c	m	3
Pendenza paramenti	$s_d + s_u$	-	3.4
diametro materiale	d_{50}	mm	85 -7
Parametro c. altezze-volumi	W_0	$m^{3-\alpha_0}$	99
Esponente c. altezze-volumi	α_0	-	3.647
Portata massima osservata	Q_p	m^3/s	242
Larghezza massima della breccia	B_m	m	-
Larghezza breccia al colmo	$B(t = t_p)$	m	$\simeq 20$
Livello nell'invaso al colmo	$Z(t = t_p)$	m	3.8
Tempo del colmo	t_p	h	5.1

5.3.2 Test condotti dall'ARS-USDA

Informazioni generali

Ai fini della valutazione della capacità predittiva del modello nei confronti delle dighe in materiale coesivo, è interessante analizzare nel dettaglio una serie di test condotti tra il 1999 e il 2003 a cura dell'Agricultural Research Service - dell'US Department Of Agriculture (ARS-USDA) nella località di StillWater, Oklahoma (USA). I test sono divisi in due serie: la prima descritta da Hanson et al. (2005) è composta da 7 test, con dighe di altezza 1.5 e 2.3 m, e prende in considerazione l'intero fenomeno di tracimazione. Tali test avevano come scopo quello di verificare sperimentalmente il fenomeno di formazione della breccia nelle dighe in materiale coesivo e in particolare il fenomeno di formazione ed avanzamento dell'*headcut*. L'altra serie di test, illustrata da Hunt et al. (2005) riguarda sempre l'erosione delle dighe in materiale coesivo, è composta da 3 test in cui sono impiegate dighe alte 1.3 m, ma si limita a considerare soltanto la fase finale dell'ingrandimento della breccia, cioè la fase di ingrandimento laterale, che nella schematizzazione proposta dagli stessi autori, ha luogo dopo che l'*headcut* ha raggiunto il paramento di monte e la breccia si è erosa verticalmente fino alla base della diga.

Qui si riportano i risultati relativi alle simulazioni di due dei tre test, relativi all'allargamento della breccia descritti Hunt et al. (2005). Analogamente ai test su dighe in materiale coesivo descritti in precedenza, anche

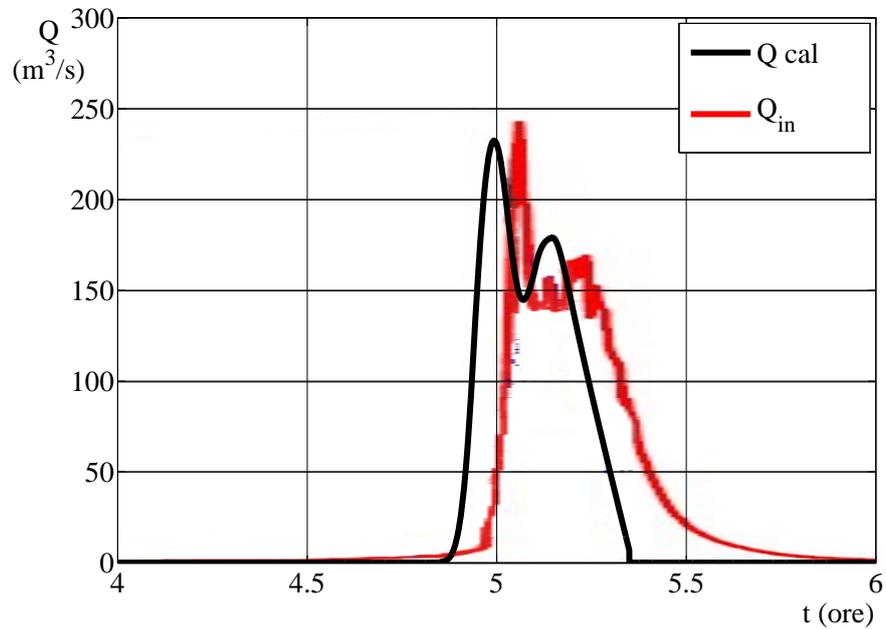


Figura 5.33: Confronto degli idrogrammi di piena - Field Test 3 ($v_e = 0.1 \text{ m/s}$).

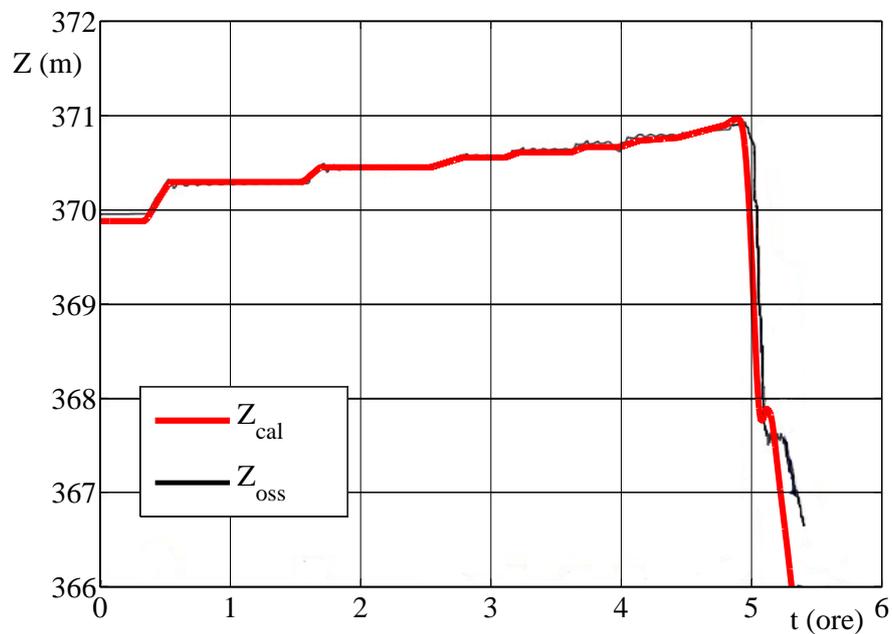


Figura 5.34: Confronto andamento livello nell'invaso - Field Test 3 ($v_e = 0.1 \text{ m/s}$).

in questi casi la fase iniziale del fenomeno è caratterizzata dalla formazione ed avanzamento dell'*headcut*. Come si è già ribadito, il modello matematico in esame è stato concepito per descrivere il fenomeno dell'erosione delle dighe di tipo *earthfill*, quindi non contempla la fase iniziale del fenomeno nel caso delle dighe in materiale coesivo. In questi casi, durante la fase iniziale di innesco e formazione della breccia, l'erosione si svolge prevalentemente sul paramento di valle della diga mediante la formazione ed avanzamento dell'*headcut* verso il paramento di monte. Si è osservato che durante questa fase e fin quando non si ha un sensibile abbassamento del punto più depresso della sezione di controllo, le portate scaricate sono generalmente modeste se paragonate alla portata al colmo dell'evento stesso, e pertanto riguardano il rilascio di una parte ridotta del volume invasato. Ciò è più evidente per gli invasi di grandi dimensioni, cioè per gli invasi che hanno un valore del parametro G grande. In questi casi infatti è lecito ritenere che il grosso dell'onda di piena si formi praticamente dopo che la breccia è stata erosa fino alla base, e quindi durante la fase finale di ingrandimento laterale della breccia, che diventa così la fase più importante del fenomeno.

I test sono stati condotti con lo scopo di valutare l'influenza delle caratteristiche granulometriche e geotecniche del materiale sulla velocità di erosione. In particolare la diga in esame è alta 1.3 m, ha il coronamento largo 1.8 m e scarpa dei paramenti pari a 3 (H:V). Nel modello si considera una breccia iniziale di forma rettangolare larga 0.3m con le sponde verticali e la base in corrispondenza del fondo del canale ($Y_0 = 0$ m). In tutti i test è impiegato materiale a granulometria fine. Non è noto il diametro medio ma le caratteristiche principali sono riassunte in tabella 5.18. Se ne deduce che nei primi due casi il materiale ha un diametro d_{50} superiore a $75\mu\text{m}$ e risulta che il 37% è passante a $d = 75\mu\text{m}$. Nell'ultimo caso invece è molto maggiore la componente fine del materiale e il 75% delle particelle ha diametro minore di $d = 75\mu\text{m}$.

Test	Tipo	Sabbia < $75\mu\text{m}$ (%)	Limo > $2\mu\text{m}$ (%)	Limo < $2\mu\text{m}$ (%)	WC (%)
1	Sabbia limosa (SM)	63	31	6	12.2
2	Sabbia limosa (SM)	63	31	6	10.7
3	Argilla (CL)	25	49	26	16.2

Tabella 5.18: Caratteristiche del materiale usato per le dighe.

I test sono stati condotti con una portata entrante costante che nei primi due casi era di $2.9\text{ m}^3/\text{s}$ mentre per il terzo test è stata di circa $1.3\text{ m}^3/\text{s}$. Il sistema era inoltre provvisto di una soglia sfiorante lunga 41 m posta a monte della diga avente lo scopo di garantire quanto più possibile il livello costante nell'invaso, in modo da simulare il comportamento di un serbatoio di grandi dimensioni. La soglia era posta ad un'altezza di 1 m a partire dalla base della diga. La misurazione delle velocità di erosione è stata condotta durante tutto il fenomeno ma i test possono essere consi-

derati maggiormente significativi durante la fase iniziale e cioè quando la portata entrante esce contemporaneamente dalla breccia e dalla soglia sfiorante. Successivamente infatti la breccia diventa molto larga rispetto alla larghezza del canale, per cui il fenomeno sembra più simile al moto di una corrente in un canale a pelo libero in cui è posto un restringimento. Ciò è evidente anche dalla diminuzione della differenza tra il livello a monte e quello a valle della diga mostrato nelle figure 5.36 e 5.39.

I test in esame sono particolarmente interessanti perché forniscono un'occasione di confronto con i test su materiale coesivo visti in precedenza. In questi casi in particolare, la possibilità di non dover considerare la formazione dell'*headcut* consente di valutare, senza l'interferenza di quest'ultimo fattore, l'andamento del fenomeno e la velocità di erosione. Di seguito si riportano le simulazioni relative ai primi due test. La simulazione relativa al terzo test non è stata riportata perché, a causa della notevole resistenza all'erosione del materiale adoperato, la diga si è rivelata praticamente non erodibile. Infatti è stata ottenuta una portata molto bassa e i tempi di erosione si sono rivelati estremamente lunghi. Gli autori stessi per il test 3 hanno calcolato un'erodibilità di un ordine di grandezza inferiore rispetto a quella risultata per il primo test (Hunt et al., 2005).

Simulazione dei test

Test 1 La simulazione è stata condotta con il modello classico, tralasciando però la fase iniziale con la breccia triangolare. La breccia che in realtà è rettangolare, può essere solo approssimata, assumendo delle sponde quasi verticali. In particolare si è posto $\tan \beta = 0.01$. Inoltre come condizione iniziale si è assunto $Z_0 = 1$ m e $Y_0 = -13.70$ m; ciò determina una larghezza in sommità della breccia di 30 cm e alla base di 27.4 cm, conformemente alla breccia iniziale realizzata per il test.

In figura 5.35 sono mostrati i risultati ottenuti per il test 1 e in particolare il confronto tra la portata uscente dalla breccia, quella attraverso la soglia e l'andamento della portata entrante. Il valore del parametro del modello che ha consentito di ottenere la simulazione migliore è $v_e = 0.00017$ m/s. Come detto in precedenza la parte più significativa del fenomeno ha termine nel momento in cui il livello nell'invaso scende sotto la quota della soglia di sfioro, quindi quando diventa più piccolo di $Z = 1$ m. Ciò avviene a $t = 600$ min. Successivamente il comportamento tende ad assomigliare a quello di un canale con un restringimento e ciò è testimoniato dal valore crescente del *tailwater*, cioè dalla quota del pelo libero della corrente a valle della diga riportato in figura 5.36. Nella medesima figura è inoltre mostrato l'andamento del livello nell'invaso. Inizialmente la velocità di abbassamento del livello calcolata dal modello è simile a quella osservata, successivamente il modello tende a fornire un'altezza maggiore. La figura 5.37 mostra invece il confronto tra breccia calcolata e la breccia osservata in

corrispondenza dell'estremo di valle del coronamento da cui si vede chiaramente che il modello tende a sottostimare la larghezza in sommità della breccia specialmente durante la fase finale del fenomeno. Dal confronto delle figure 5.36 e 5.37 emerge che i valori più grandi del livello nell'invaso durante la fase finale possono essere spiegati anche con il fatto che il modello calcola una breccia sensibilmente più stretta.

D'altra parte si osserva che, facendo riferimento ai dati osservati, c'è un'incongruenza tra la portata uscente dalla breccia, i livelli e la larghezza della breccia. Infatti se si assume che nella breccia la corrente sia in stato critico e che si abbia quindi una sezione di controllo in cui è noto il legame tra portata e tiranti e che in questa sezione sia stata misurata la larghezza B , deriva che la larghezza effettiva della breccia nella sezione di controllo deve essere inferiore rispetto a quella riportata in figura 5.37. Si deduce quindi che quindi dal punto di vista idraulico l'andamento riportato in figura relativamente a B è poco significativo. In alternativa se si ritiene che la larghezza B sia effettivamente uguale alla larghezza della breccia nella sezione di controllo, si deduce che il coefficiente di efflusso μ deve essere necessariamente minore di 0.385 e circa uguale a 0.28. Ciò potrebbe essere vero, ma soltanto durante la fase finale, quando la differenza tra quota nell'invaso e quota a valle della diga si riduce al minimo.

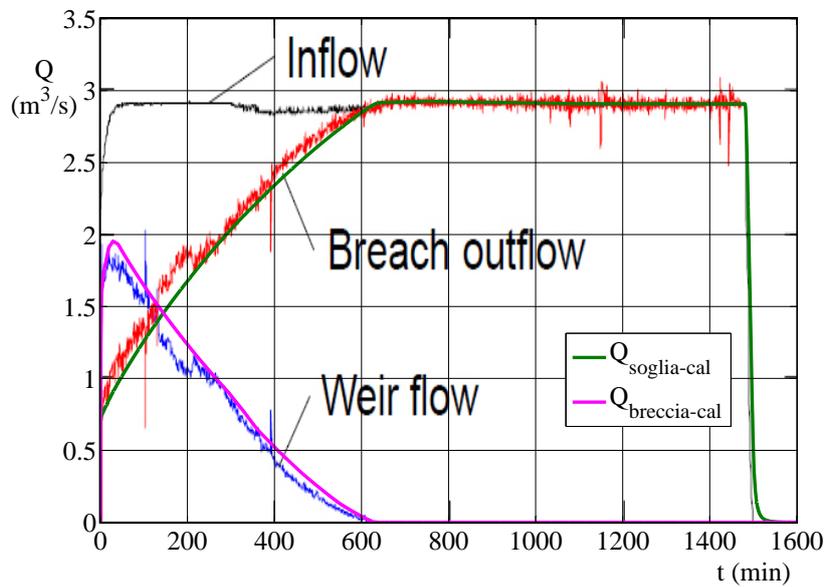


Figura 5.35: Confronto delle portate uscenti dalla breccia e dalla soglia - test 1.

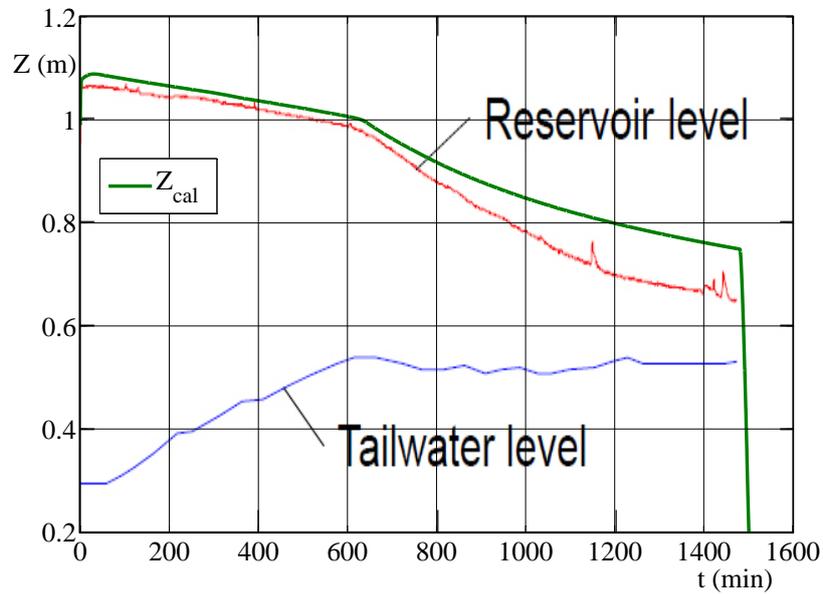


Figura 5.36: Confronto del livello nell'invaso - test 1.

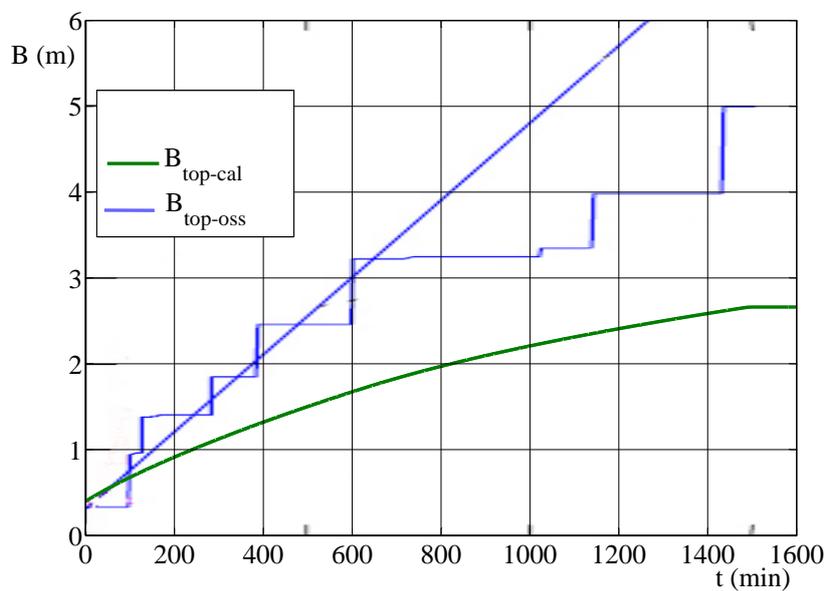


Figura 5.37: Confronto della larghezza della breccia misurata in sommità - test 1.

Test 2 Il secondo test è identico al primo relativamente alla geometria della diga e per la caratteristiche granulometriche del materiale, ma il rilevato è compattato in modo da avere un contenuto d'acqua minore. Si è visto dall'andamento del test che ciò comporta un'erosione più veloce, infatti per ottenere lo stesso andamento della portata e dei livelli durante la fase iniziale, è stato necessario adottare $v_e = 0.00063$ m/s, quindi un valore quasi 4 volte superiore del parametro di taratura del modello rispetto al test precedente. Ciò quindi conferma la notevole influenza per i materiali di tipo coesivo del contenuto d'acqua sulla velocità di erosione. Gli stessi autori Hunt et al. (2005) per i due test analizzati riportano la stima del coefficiente di erodibilità del terreno k_d rispettivamente i valori 0.007 e 0.029 $\text{m}^3 \text{N h}^{-1}$ e quindi nel secondo caso un valore 3 volte maggiore del coefficiente di erodibilità.

I risultati della simulazione sono illustrati nelle figure 5.38, 5.39 e 5.40 rispettivamente per le portate, l'andamento dei livelli e per la larghezza della breccia in corrispondenza del coronamento. Anche in questo caso si osserva che il fenomeno è ben riprodotto durante la fase in cui si ha il funzionamento della soglia sfiorante. I crolli delle sponde sono inoltre più regolari e ciò si riflette in una migliore riproduzione dell'ingrandimento della breccia, sebbene anche in questo caso la larghezza finale sia minore di quella osservata. Come nel caso precedente l'andamento dei livelli è qualitativamente buono solo durante la fase iniziale mentre il modello tende a fornire un'altezza maggiore nell'invaso quando l'evento tende ad esaurirsi.

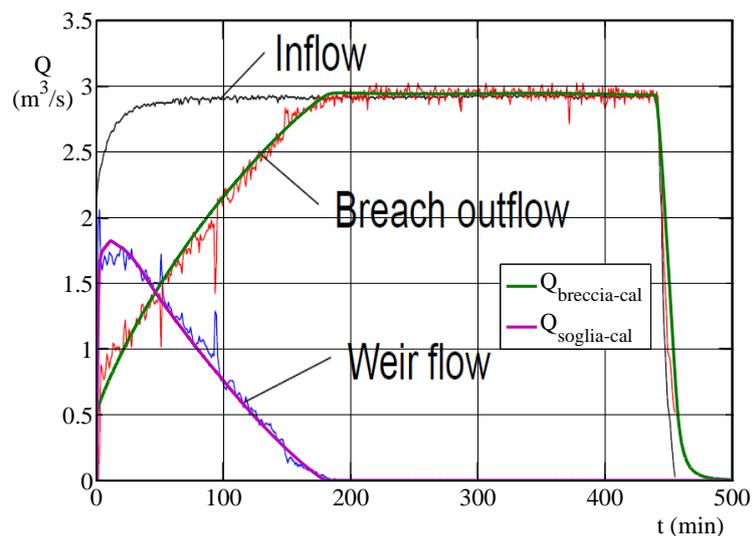


Figura 5.38: Confronto delle portate uscenti dalla breccia e dalla soglia - test 2.

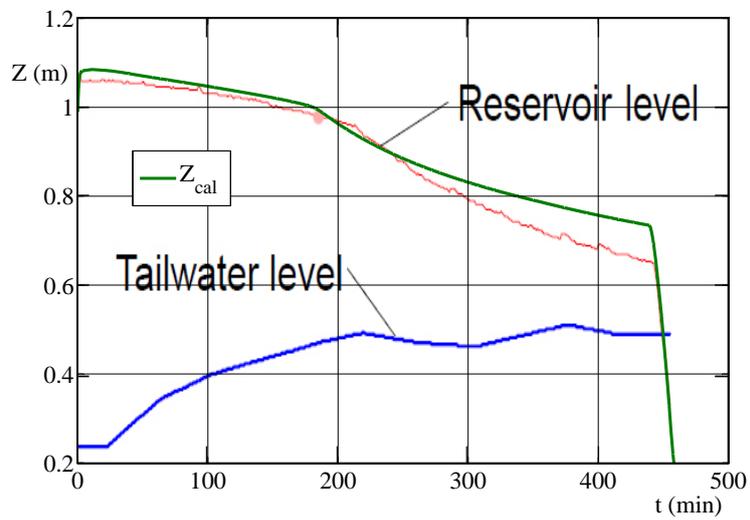


Figura 5.39: Confronto del livello nell'invaso - test 2.

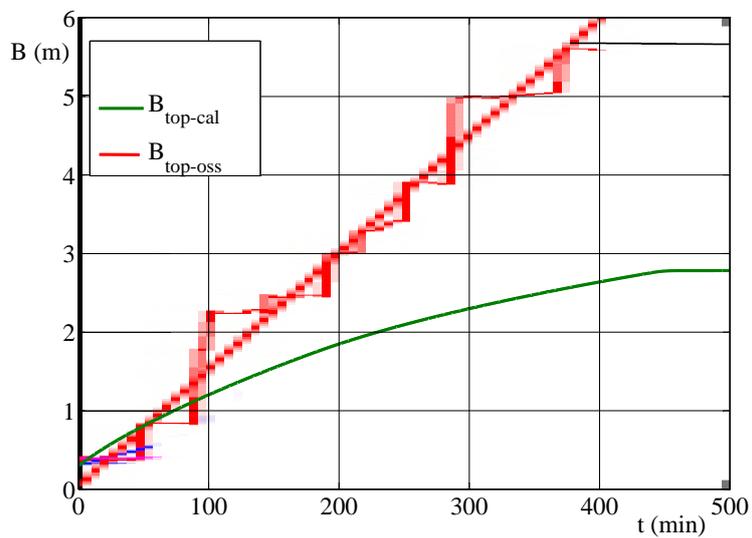


Figura 5.40: Confronto della larghezza della breccia misurata in sommità - test 2.

5.4 Estensione dell'applicazione del modello alle dighe da frana

5.4.1 Informazioni generali

La modellistica numerica per l'erosione delle dighe in materiali sciolti trova spesso un importante campo di applicazione nelle attività di mitigazione del rischio che si dispongono quando la formazione repentina di dighe naturali minaccia territori antropizzati. Una classificazione e una descrizione dettagliata sulle modalità di formazione delle dighe naturali è fornita da Costa e Schuster (1987) e Korup (2002). Le dighe naturali nella maggior parte dei casi hanno origine da movimenti franosi o da eruzioni e si verificano quando il materiale in movimento si deposita nel fondo di un alveo ostruendone completamente il deflusso. Esistono poi altre dighe naturali che si formano con processi diversi mediante l'azione dei ghiacciai come nel caso delle dighe moreniche. I casi più frequenti di dighe naturali riguardano sicuramente le dighe da frana, generalmente innescate da terremoti come nel recente caso di Tangjiashan avvenuto nella provincia del Sichuan in Cina nel 2008 (Liu et al., 2010). Altra causa frequente è data da eventi meteorici particolarmente intensi, come avvenuto nel 1987 in Val Pola in Italia, con la frana che ostruì per qualche tempo il fiume Adda (Maione, 1992).

L'accumulo detritico che si genera in alcuni casi può avere dimensioni particolarmente rilevanti. Si sono registrate frane che hanno dato origine a dighe di altezza maggiore o comunque paragonabile alle più grandi dighe artificiali in terra realizzate (Lee e Duncan, 1975). Se poi si considerano i volumi le differenze sono ancora più evidenti, infatti le dighe da frana solitamente sono caratterizzate da una maggiore lunghezza della parte sommitale dell'accumulo, e da una minore pendenza dei paramenti di monte e valle. Altre differenze con le dighe convenzionali riguardano la tipologia di materiale che nelle dighe naturali ovviamente spesso si presenta molto eterogeneo e a granulometria variabile all'interno del corpo diga.

Dal punto di vista idraulico le dighe naturali costituiscono un rischio sia per l'inondazione dei terreni a monte che per il rilascio improvviso del volume invasato a seguito della tracimazione e del progressivo disfacimento del rilevato Costa e Schuster (1987). Nel primo caso il rischio solitamente è limitato alla perdita del costruito per la sommersione delle aree antropizzate; nel secondo caso invece, vista la possibilità del rilascio repentino del volume invasato il rischio è potenzialmente maggiore, può interessare aree molto estese e minacciare l'incolumità delle persone. Per questi motivi si interviene in questi casi, se possibile, cercando di abbassare la quota di sfioro mediante la realizzazione di scarichi di superficie, in modo da contenere il volume invasato e da attenuare il colmo dell'onda di piena. Su questo aspetto gioca un ruolo fondamentale l'intervallo di tempo che intercorre

tra la formazione della diga e la tracimazione. Nella maggior parte dei casi questa avviene poco tempo dopo la formazione. In alcuni casi il collasso è quasi istantaneo come nel caso di Polallie Creek illustrato da Gallino e Pierson (1985) e non lascia tempo per la messa a punto di misure di protezione. In altri casi, per le dimensioni o per la natura dell'accumulo, per le ridotte portate entranti nell'invaso, o per i moti di filtrazione attraverso il rilevato, il riempimento del lago a monte può essere più lento e così il collasso può essere ritardato. Costa e Schuster (1987) riportano che nella metà dei casi delle dighe da frana di cui si ha notizia e a cui ha fatto seguito la tracimazione e il collasso, questo si sia verificato entro dieci giorni, e solo nel 15% dei casi l'erosione è avvenuta oltre l'anno. La natura dell'accumulo influenza ovviamente anche l'erodibilità del rilevato e quindi di conseguenza la rapidità e la magnitudo del *dam breach*. In diversi casi poi lo svuotamento dell'invaso formato non è completo. L'arresto dell'erosione è in massima parte causato dalle dimensioni stesse della diga, ma può essere anche determinato anche dalla variabilità delle caratteristiche granulometriche e geotecniche dell'ammasso con l'altezza, in particolare dalla diminuzione dell'erodibilità dell'ammasso man mano che lo scavo si ingrandisce.

Da quanto detto in precedenza si comprende che la modellistica numerica per il calcolo dell'idrogramma di piena conseguente a fenomeni di *dam breach* è di grande utilità nelle attività di prevenzione e mitigazione del rischio nel caso di formazione di dighe da frana. D'altra parte si intuisce però che il fenomeno in questi casi presenta delle particolarità, come l'irregolarità del rilevato, le dimensioni della diga e l'eterogeneità nelle proprietà dei materiali, che rendono il calcolo molto problematico e i risultati soggetti a notevoli incertezze. I collassi delle dighe naturali, ai fini della modellistica numerica, si rivelano particolarmente interessanti in quanto, per la prevedibilità della tracimazione e per la necessità di eseguire studi ai fini dell'attenuazione del rischio, offrono solitamente un buon dettaglio nella descrizione dell'evento. Qui sono presi in esame tre eventi di rottura e l'obiettivo è di verificare l'applicabilità del modello alla rottura delle dighe da frana.

5.4.2 Formazione e collasso della diga di Mayunmarca, Rio Mantaro - Perù 1974

Descrizione dell'evento

Informazioni dettagliate sulla formazione e sul collasso della diga naturale avvenuta nei pressi della città di Mayunmarca, nota anche come diga di Huaccoto, sono riportate in un rapporto realizzato da Lee e Duncan (1975) per la Commissione sui Disastri Naturali del Consiglio Nazionale delle Ricerche degli Stati Uniti. Altre informazioni sono disponibili su un rapporto

preparato per l'UNESCO da Hutchinson e Kojan (1975). La frana con un volume di circa $1.6 \cdot 10^9 \text{ m}^3$ avvenne il 25 aprile 1974 nel Rio Mantaro al termine della stagione delle piogge. Non sono chiare le cause che provocarono l'innescò della frana, infatti, dato il periodo particolarmente piovoso, nelle indagini sull'evento non fu esclusa la possibilità che il movimento fosse stato originato da precipitazioni particolarmente intense. Alla fine si giunse però alla conclusione che la causa più probabile potesse essere l'azione di scalzamento al piede provocata dal fiume sui fianchi della valle (Hutchinson e Kojan, 1975). La frana, ostruendo completamente il corso d'acqua, provocò la formazione di un lago che, poco prima della tracimazione, arrivò ad estendersi per 31 km a monte della diga arrivando a soli 4 km da una diga artificiale posta a monte del luogo della frana e con un volume invasato di circa $670 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. Il lago risultante aveva una forma decisamente allungata; la valle del Rio Mantaro nel tratto interessato era molto stretta avendo una larghezza di qualche centinaio di metri. Quasi tutto il materiale franato ($1.3 \cdot 10^9 \text{ m}^3$) costituì lo sbarramento che nel punto più basso aveva un'altezza rispetto al fondo originale del corso d'acqua di 170 m. L'ammasso era inoltre largo circa 1 km al coronamento e 3.8 km alla base nella direzione del corso d'acqua (fig. 5.41). Gli interventi messi in atto per la mitigazione degli effetti del collasso della diga furono modesti così come il risultato da loro prodotto. Sul coronamento venne realizzato un canale largo 15 m e profondo 3 m, protetto sul fondo e sulle sponde con gabbioni, mentre sul paramento di valle furono installati invece alcune barriere per la dissipazione dell'energia.

La tracimazione della diga avvenne a partire dal 6 giugno seguente, quindi 41 giorni dopo la formazione della diga. Nei primi due giorni le portate furono contenute e comunque inferiori alla portata entrante che in quel periodo era circa $100 - 300 \text{ m}^3/\text{s}$. La fase più intensa dell'erosione avvenne a partire dall'8 giugno nella tarda mattinata. La portata al colmo, stimata in circa $10000 - 13000 \text{ m}^3/\text{s}$, fu raggiunta nel giro di circa 6 ore e il fenomeno si concluse in circa 24 ore. I testimoni infatti riportano che alle prime luci dell'alba seguente la portata era circa $200 \text{ m}^3/\text{s}$. L'erosione della diga non fu completa, ma rimase un lago profondo circa 63 m, avente un volume di circa $170 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, per cui fu stimato che durante l'erosione rapida furono rilasciati circa $500 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. Furono erosi inoltre circa $400 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ di materiale (fig. 5.41). Lee e Duncan (1975) durante un sopralluogo effettuato un mese dopo l'evento, osservarono che il fenomeno erosivo, sebbene rallentato era ancora in atto e che l'acqua uscente dall'invaso era fangosa ("muddy").

Per quanto riguarda il materiale costituente la diga, Lee e Duncan (1975) evidenziano che per diversi motivi, tra cui difficoltà logistiche e motivi economici, non furono eseguite indagini approfondite sulle caratteristiche geotecniche dell'ammasso, per cui sono disponibili poche informazioni relative a qualche sondaggio eseguito sulla parte superficiale del coronamento.



Figura 5.41: Foto aerea scattata il 9 giugno dopo il parziale dam breach - Mayunmarca, 1974 (Lee e Duncan, 1975).

Come generalmente avviene per le dighe naturali, l'ammasso era caratterizzato da una notevole eterogeneità, con la presenza di massi di dimensioni ciclopiche immerse in una matrice più fine di tipo limo-sabbiosa e con la presenza di materiale argilloso quantificabile in circa il 10%. Lee e Duncan (1975) riportano una curva granulometrica rappresentativa dell'ammasso avente $d_{50} = 10$ mm, $d_{30} = 1$ mm e $d_{90} = 500$ mm. Hutchinson e Kojan (1975) invece riportano i risultati forniti da alcuni sondaggi superficiali dai quali risultano diametri leggermente più piccoli ($d_{50} = 2 - 4$ mm, $d_{30} = 0.4 - 0.6$ mm e $d_{80} = 20 - 30$ mm). L'analisi inoltre stabilì che l'ammasso doveva essere poco permeabile considerando che non si osservarono fenomeni di filtrazione e sifonamento e a valle il corso d'acqua rimase all'asciutto fino alla rottura della diga.

Simulazione

Le informazioni riportate sono state utilizzate per la simulazione del fenomeno. In tabella 5.19 sono riportati i dati utilizzati per la simulazione dell'evento di rottura. Si è tenuto conto anche di una portata entrante nell'invaso di $75 \text{ m}^3/\text{s}$ poiché questa era la portata rilasciata dalla diga di Tablacacha situata 35 km a monte dell'invaso, come riportato da Hutchinson e Kojan (1975). Si è assunto inoltre per la pendenza delle sponde della breccia $\tan \beta = 1$.

Poiché il modello deve essere tarato sulla portata al colmo dell'evento specifico, ai fini del calcolo è opportuno tentare di chiarire alcune discrepanze che emergono tra le diverse fonti sulla ricostruzione dell'onda di piena più probabile e quindi anche sul valore della portata al colmo. Lee e Duncan (1975) riportano una portata al colmo di $10000 \text{ m}^3/\text{s}$ e propongono l'idrogramma di piena illustrato in figura 5.42 dal quale si vede che il colmo fu raggiunto circa alle 16 del 8 giugno dopo circa 5 ore dall'inizio dell'erosione (ore 11). Inoltre gli stessi autori rivelano che la portata nelle prime ore del mattino seguente era grosso modo quella entrante nell'invaso, per cui il fenomeno di *dam breach* era praticamente concluso in circa 18 ore. Gli autori puntualizzano però che il ramo decrescente dell'idrogramma di piena è solo ipotizzato in quanto il deflusso è avvenuto nelle ore notturne. Una verifica sul volume rilasciato, ottenuto come integrale dell'idrogramma di piena, mostra però come questo sia pari a $250 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ e quindi circa la metà di quello che gli stessi autori riferiscono come volume effettivamente rilasciato durante l'evento. Considerando attendibile l'informazione sulla durata di circa 24 ore del fenomeno, si capisce come necessariamente la portata al colmo deve essere stata maggiore di quella ipotizzata dagli autori. Un'altra fonte (Fread, 1988), seguendo Ponce e Tsivoglou (1981) riporta per l'evento un idrogramma di piena calcolato e i punti osservati (fig. 5.43). In particolare l'autore assume una portata al colmo di circa $13700 \text{ m}^3/\text{s}$ e una durata dell'evento massima di 48 ore. La portata al colmo di $13700 \text{ m}^3/\text{s}$ sembra più corretta, e sembra più corretto anche considerare una durata maggiore dell'evento rispetto alle 18 ore, altrimenti si dovrebbe ipotizzare una portata al colmo ancora maggiore o una diminuzione ancora più rapida della portata uscente dalla breccia.

Tabella 5.19: Dati della diga naturale di Mayunmarca.

Altezza della diga	Z_M	m	170
Quota iniziale invaso	Z_0	m	170
Quota soglia	Y_0	m	167
Coronamento	w_c	m	1000
Pendenza paramenti	$s_d + s_u$	-	16.5
Parametro c. alt.-vol.	W_0	$\text{m}^{3-\alpha_0}$	555204
Esponente c. alt.-vol.	α_0	-	1.3816
Portata massima	Q_o	m^3/s	10000-14000
Tempo del colmo t_p	h		6
Tempo di collasso t_{max}	h		24-48

La prima simulazione è stata eseguita considerando il rilevato interamente erodibile. Calibrando il modello in modo da ottenere la portata al colmo di $13700 \text{ m}^3/\text{s}$ si è ottenuto $v_e = 0.3 \text{ m/s}$. L'erosione della diga fornita

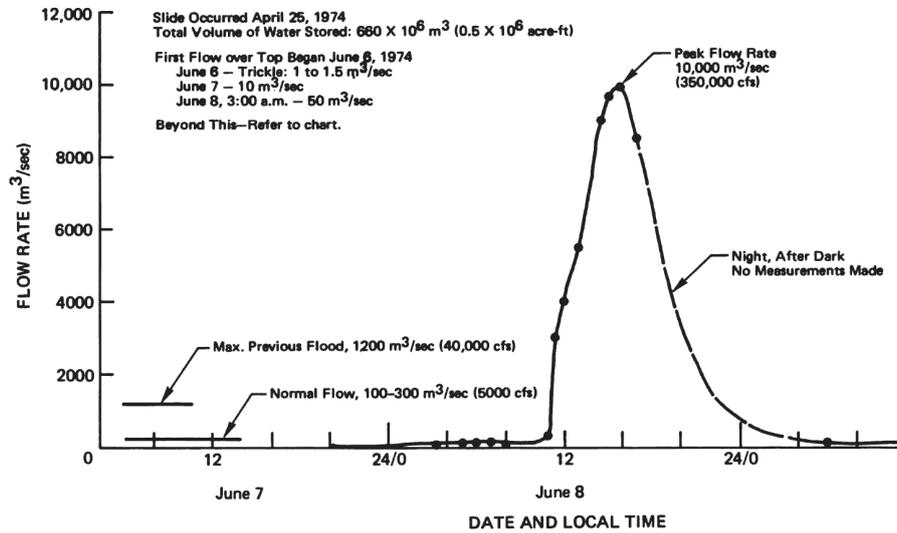


Figura 5.42: Idrogramma di piena osservato - Mayunmarca, 1974 (Lee e Duncan, 1975).

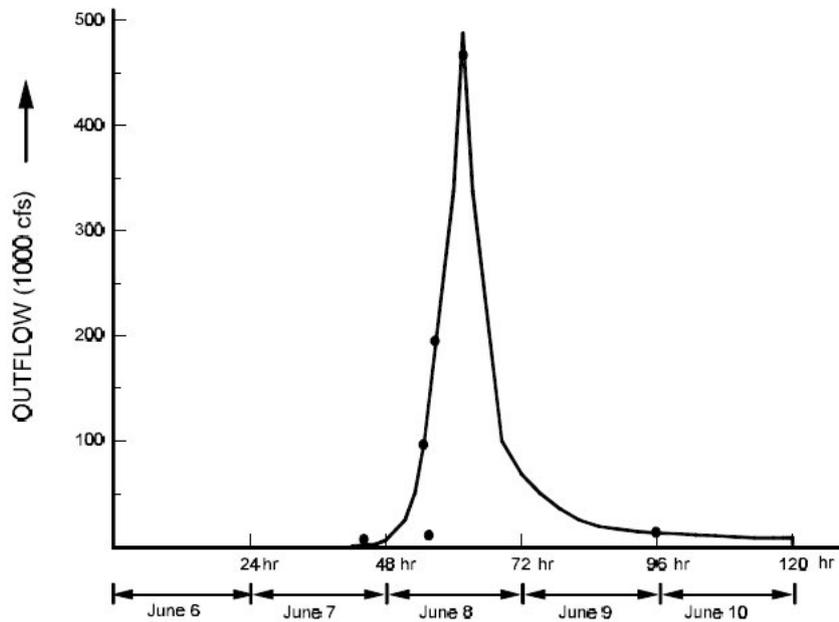


Figura 5.43: Idrogramma di piena osservato - Mayunmarca, 1974 (Fread, 1988).

dal modello in questo caso è parziale come nella realtà, ma l'erosione ha virtualmente termine a quota 43 m rispetto alla base della diga. Si ha così un volume rilasciato maggiore rispetto a quello ipotizzato ($W_{rel} = 550 \cdot 10^6 \text{ m}^3$). In figura 5.44 è mostrato il confronto tra l'idrogramma calcolato e l'idrogramma di piena ipotizzato da Lee e Duncan (1975) e alcuni punti relativi a portate osservate. La portata al colmo è correttamente maggiore di quella riportata dagli autori ma si osserva che il fenomeno di svuotamento simulato è più lento poiché dopo circa 18 ore dall'inizio del fenomeno, cioè nelle prime ore del 9 giugno, la portata simulata dal modello è molto maggiore di quella osservata. Il confronto con i dati riportati da Fread (1988) mostrato in figura 5.45 mostra invece un buon accordo tra l'idrogramma simulato con il modello, quello simulato dallo stesso autore e alcuni valori di portata osservati riportati dallo stesso autore.

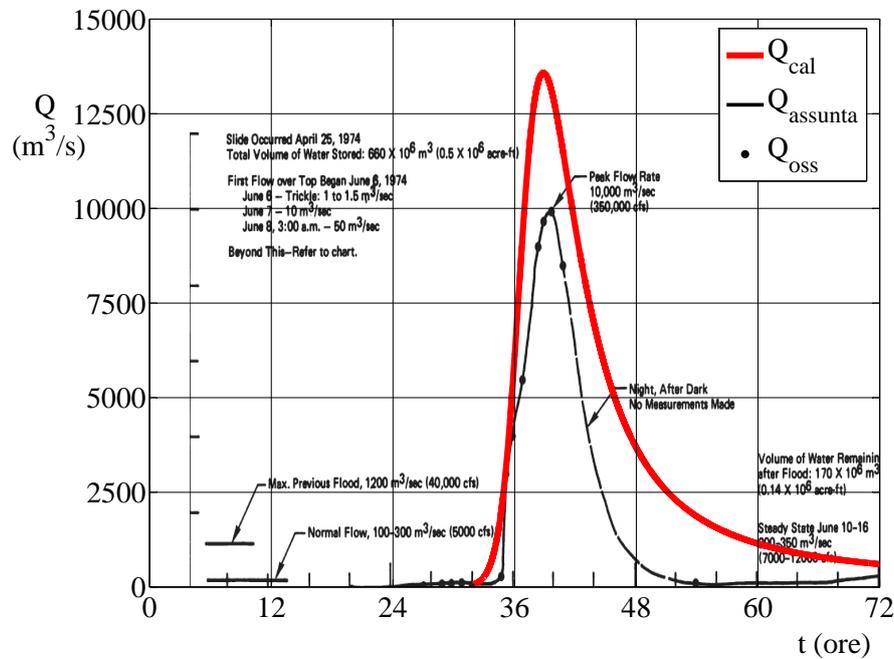


Figura 5.44: Confronto idrogramma di piena calcolato con idrogramma assunto e punti rilevati da (Lee e Duncan, 1975).

Una migliore simulazione della fase decrescente dell'idrogramma di piena si ha invece imponendo l'arresto dell'erosione a quota 67 m, che come detto in precedenza è la quota a cui l'erosione si è praticamente arrestata (fig. 5.41). È bene precisare che questo vincolo è posto al fine di identificare il valore presumibilmente più corretto di v_e . Infatti per le dighe da frana, data la notevole eterogeneità dell'ammasso, sarebbe necessario tener conto della variabilità dell'erodibilità lungo la verticale. Ciò comporterebbe la

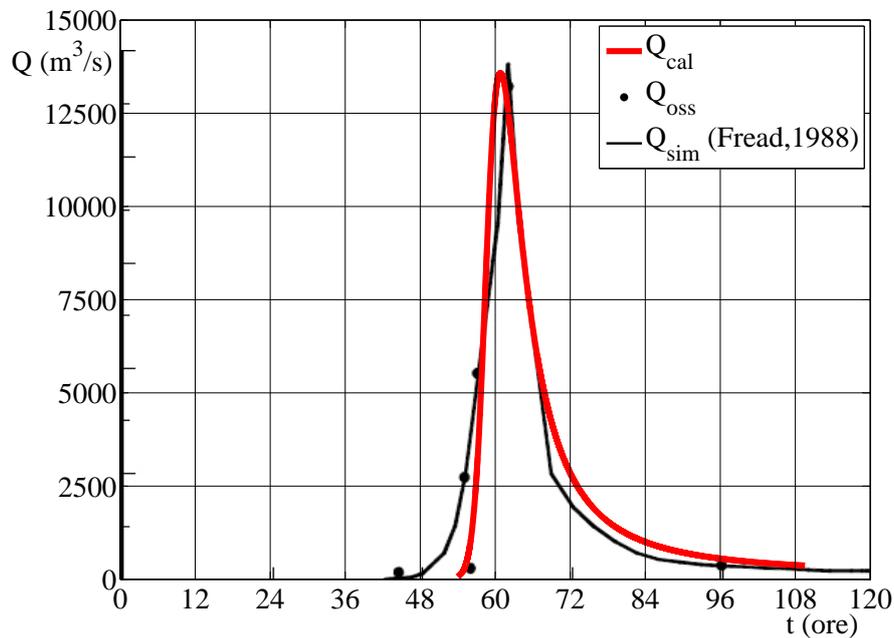


Figura 5.45: Confronto idrogramma di piena calcolato con punti rilevati e con l'idrogramma simulato da Fread (1988).

necessità di adottare un parametro v_e variabile con Y in funzione della granulometria. Poiché ciò non è possibile, sia per mancanza di informazioni precise sulla variabilità verticale delle caratteristiche geotecniche e dell'erosodibilità, sia perché il legame stesso tra erodibilità e v_e non è noto, si è scelto di imporre l'arresto dell'erosione ad una quota prefissata. Ciò consente di individuare il valore di v_e , rispettando almeno l'uguaglianza tra volume realmente fuoriuscito e volume dell'onda di piena calcolata. Per quanto riguarda la liceità di tale assunzione, si precisa che ha senso solo se esiste un'effettiva variabilità delle caratteristiche granulometriche lungo la verticale. In questo caso sebbene non ci siano evidenze a riguardo, per la mancanza di indagini accurate, la diminuzione dell'erosodibilità lungo la verticale a causa dell'aumento delle dimensioni medie dei singoli elementi dell'ammasso sembra probabile, vista la differenza in termini di diametri tra i campioni prelevati in superficie e la curva granulometrica riportata da Lee e Duncan (1975). La portata al colmo calcolata dal modello in questo caso non è influenzata dall'assunzione poiché il colmo si verifica prima che si abbia $Y = 67$ m, per cui il vincolo ha solamente influenza sulla parte terminale dell'evento. Alla fine si ottiene una breccia triangolare larga in sommità circa 205 m. In generale anche in questo caso è riprodotta abbastanza bene la fase crescente dell'onda di piena. Poco si può dire invece sul ramo decrescente, visto che non si hanno informazioni affidabili sul

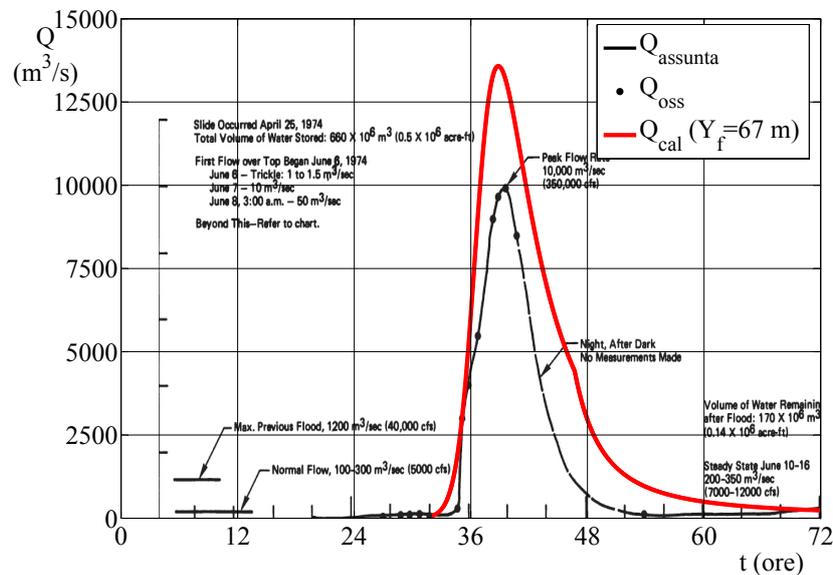


Figura 5.46: Confronto idrogramma di piena calcolato con idrogramma assunto e punti rilevati da Lee e Duncan (1975) - $Y_{min} = 67$ m

reale andamento delle portate, se non che dal modello si ottiene una durata dell'evento maggiore rispetto a quella che probabilmente si è avuta in realtà.

5.4.3 Formazione e collasso della diga di La Josefina sul Rio Paute - Ecuador 1993

Descrizione dell'evento

L'evento in questione ebbe inizio il 29 marzo 1993, quando un'imponente frana (circa $20 - 40 \cdot 10^6$ m³) sbarrò il Rio Paute e un suo affluente, il Rio Jadan, circa 20 km a nord della città di Cuenca nella parte centrale dell'Ecuador (Frassoni, 1994) (Fig. 5.48). Circa 50 km a valle della diga era inoltre situato un impianto idroelettrico che da solo sopprimeva il 65% del fabbisogno energetico del paese. La frana si staccò probabilmente a seguito di intense precipitazioni ma fu anche favorita da alcune attività minerarie eseguite nel posto. Lo sbarramento risultante era alto circa 100 m nel punto più basso, e si estendeva per circa 900 - 1100 m nella direzione del corso d'acqua. Aveva inoltre una larghezza trasversale al corso d'acqua di 500 m in sommità e di circa 120 m alla base. Anche per questo evento si hanno pochi dettagli sulla natura dell'ammasso. Alcuni studiosi che si sono occupati dell'evento, riferiscono che globalmente l'accumulo era costituito prevalentemente da roccia fratturata con blocchi di dimensione variabile

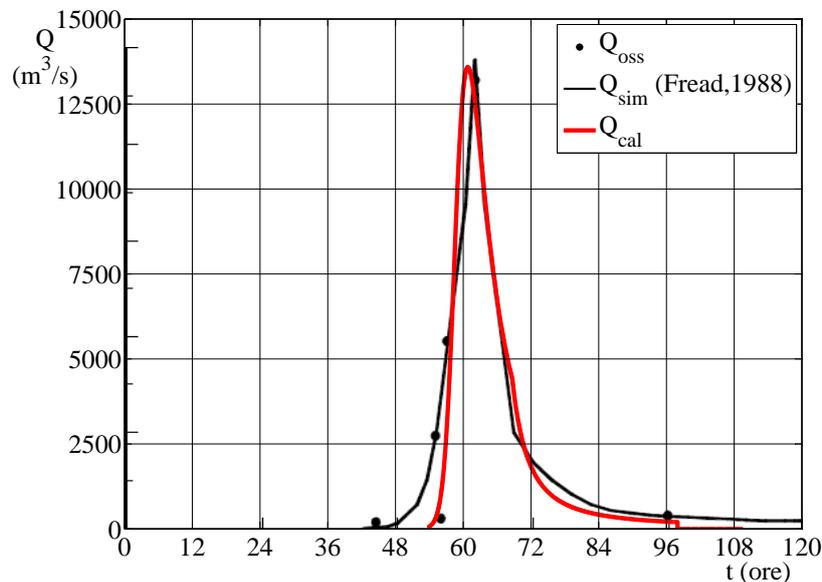


Figura 5.47: Confronto idrogramma di piena calcolato con punti rilevati e con l'idrogramma simulato da Fread (1988) - $Y_{min} = 67$ m

tra 0.4 m e 1 m. Nello strato superiore (circa 20 m) il materiale roccioso era immerso in una matrice granulare più fine ($d = 0.1 - 30$ mm) (Plaza-Nieto e Zevallos, 1998).

Il lago creato dalla frana disponeva di un volume massimo di $320 \cdot 10^6$ m³ tale che se l'invaso si fosse completamente riempito avrebbe lambito la città di Cuenca (Canuti et al., 1998). L'emergenza fu gestita dall'esercito che si avvalse delle competenze di un'unità di crisi che raccoglieva esperti internazionali. Al fine di evitare una situazione catastrofica, venne scavato un canale sul corpo diga il cui scopo era di abbassare la soglia di sfioro di circa 18 m. A distanza di circa un mese dalla formazione, in data 24 aprile 1993, il livello nel lago superò la quota del fondo del canale artificiale, ma le portate restarono molto contenute fino al 1 maggio alle 7.00 quando ebbe inizio l'erosione rapida del rilevato. La portata al colmo, stimata in circa 9800 m³/s si ottenne dopo circa 2 ore dall'inizio dell'erosione. Alla fine furono rilasciati $185 \cdot 10^6$ m³ di acqua mentre a monte della frana rimasero invasati circa $25 \cdot 10^6$ m³ corrispondenti ad un'altezza di circa 41 m.

La base dell'accumulo detritico era posta a quota 2280 m s.l.m. ed aveva una lunghezza di circa 900 m. L'accumulo di frana aveva inizialmente formato due invasi separati che raccoglievano rispettivamente le acque del Rio Paute e del Rio Jadan. La soglia di sfioro che metteva in comunicazione i due invasi, detta "soglia bassa", era posta a quota 2352 m s.l.m., mentre la "soglia alta", posta più a valle a quota 2374 m s.l.m. permetteva il deflusso



Figura 5.48: Diga naturale di La Josefina, 1993.

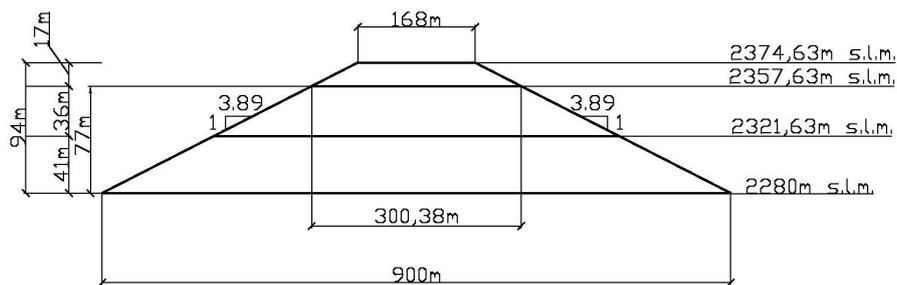


Figura 5.49: Schematizzazione dell'accumulo detritico

delle acque verso valle. Il canale artificiale era invece posto a quota 2356 m s.l.m. ed era lungo circa 300 m. In base a queste informazioni, per la simulazione mediante il modello numerico, il rilevato può essere schematizzato assumendo un'altezza $Z_m = 94$ m e la quota iniziale della breccia $Y_0 = 77$ m. L'inclinazione dei paramenti di monte e di valle è stata calcolata conoscendo la larghezza dell'accumulo alla base (900 m) e in corrispondenza del canale artificiale (300 m). La larghezza del coronamento $w_c = 168$ m è stata poi calcolata mantenendo costante l'inclinazione dei paramenti fino in sommità. Le informazioni per il calcolo della curva altezze-volumi del bacino creato dallo sbarramento sono riportate da Frassoni (1994). Nella tabella 5.20 è riportata la sintesi di tutti i dati a disposizione, mentre in figura 5.49 è riportata la schematizzazione del rilevato.

Tabella 5.20: Dati della diga naturale di La Josefina. * Dati relativi alla diga ridotta.

Altezza	Z_M	m	94	52.5*
Quota invaso	Z_0	m	82	40.5*
Quota soglia	Y_0	m	77	35.5*
Coronamento	w_c	m		168
Pendenza paramenti	$s_d + s_u$	-		7.8
Parametro c. alt.-vol.	W_0	$m^{3-\alpha_0}$	242.8	243734*
Esponente c. alt.-vol. α_0	-		3.104	1.795*
Portata massima	Q_p	m^3/s		9800
Tempo del colmo	t_p	h		3
Tempo di collasso	t_{max}	h		9

Simulazione

Una prima simulazione è stata effettuata considerando l'intero corpo della frana. Il valore di v_e che consente di ottenere la stessa portata al colmo osservata è pari a 0.077 m/s. In questo caso si ottiene però un volume rilasciato maggiore di quello effettivamente fuoriuscito e ciò è dovuto al fatto che l'erosione non si arresta a quota 41.5 m, ma a quota 10.1 m lasciando così un volume residuo di $4.9 \cdot 10^5 m^3$. Come nel caso precedente il modello non è in grado di prevedere la fine dell'erosione prima che l'invaso sia completamente svuotato, perché fin quando Z è maggiore di Y si ha erosione, ma nel caso in esame data la lunghezza del rilevato si ha che al decrescere di Y l'erosione calcolata rallenta fortemente fino a diventare praticamente nulla dopo 20 ore. Inoltre, dal confronto tra l'idrogramma di piena calcolato e quello osservato emerge un andamento diverso delle portate sia nel ramo crescente che nella successiva fase di esaurimento. In particolare l'apertura della breccia nella fase iniziale risulta sensibilmente più veloce di quanto previsto dal modello.

Si è pensato a questo punto di variare il parametro di taratura, ipotizzando quindi un materiale più difficilmente erodibile, in modo da ottenere la fine dell'erosione alla quota di 41.5 m e si è ottenuto $v_e = 0.018 m/s$. Ovviamente così è possibile avere un volume fuoriuscito pari a quello osservato, ma allo stesso tempo si ottiene una portata al colmo notevolmente inferiore a quella osservata ($Q_p = 1200 m^3/s$) ed uno svuotamento molto più lento. Ciò significa che l'evento non può essere simulato se non si tiene conto della possibilità che l'erosione sia influenzata da una variabilità lungo la verticale delle caratteristiche dell'ammasso. Per questo motivo sono state effettuate altre simulazioni ipotizzando, conformemente ad altri autori, che la diga avesse uno strato superficiale più erodibile rispetto a quello

più profondo a causa della presenza di grossi blocchi e che ciò abbia portato all'arresto dei fenomeni di trasporto solido. Poiché non è possibile fare ipotesi sulla modalità di erosione della parte inferiore della diga, ai fini del calcolo del parametro di taratura è sembrato opportuno considerare il volume effettivamente fuoriuscito. È stata quindi ipotizzata l'erosibilità della diga solamente per la parte superiore e precisamente fino a quota 41.5 m. Una prima simulazione in queste ipotesi è stata condotta con i parametri ridotti (vedi tab.5.20), cioè considerando solamente la parte superiore del rilevato. Questa simulazione ha fornito un valore del parametro di taratura $v_e = 0.083$ m/s. Ancora una volta l'idrogramma di piena che si ottiene è sensibilmente diverso rispetto a quello osservato (Fig. 5.50). Un'ultima simulazione è stata condotta, sempre nel tentativo di tener conto del volume effettivamente fuoriuscito, con l'ipotesi che l'erosione si sia arrestata bruscamente nel momento in cui il fondo della breccia ha raggiunto la quota di 41.5 m rispetto alla base della diga. Tale ipotesi è suffragata dal fatto che dall'idrogramma di piena osservato si ha che la portata uscente, dopo una fase iniziale di crescita molto veloce sembra arrestarsi bruscamente al momento del colmo. Inoltre, nel seguente ramo discendente, le portate decrescono molto lentamente e si osservano saltuariamente improvvisi incrementi di portata che potrebbero essere spiegati con fenomeni di crollo o di ripresa sporadica dei fenomeni erosivi. Il parametro di taratura ottenuto in questo caso, $v_e = 0.13$ m/s, fornisce un andamento delle portate molto simile a quello osservato (Fig.5.51). In particolare l'andamento delle portate nel ramo crescente, indica che il modello è in grado di riprodurre la fase iniziale del fenomeno se si adotta $v_e = 0.13$ m/s. D'altra parte l'ipotesi di arresto improvviso dell'erosione consente di riprodurre in maniera molto simile alla realtà l'idrogramma di piena nella fase decrescente. Ritenendo corretta le ultime ipotesi circa la rottura della diga naturale di La Josefina, si osserva che anche in questo caso v_e è sensibilmente maggiore rispetto a quello ottenuto per le dighe di tipo *earthfill*.

Tabella 5.21: Risultati ottenuti per la diga naturale di La Josefina

			Osservato	Calcolato	Errore
Q max	Q_m	m^3/s	9800	-	-%
Lar. massima breccia	B_m	m	-	151	-%
Lar. media breccia	b_m	m	-	97	-%
Vol eroso diga t=2h	W_e	m^3	$4.5 \cdot 10^6$	$2.8 \cdot 10^6$	-%
Tempo del colmo	t_c	hrs	3	6	-%

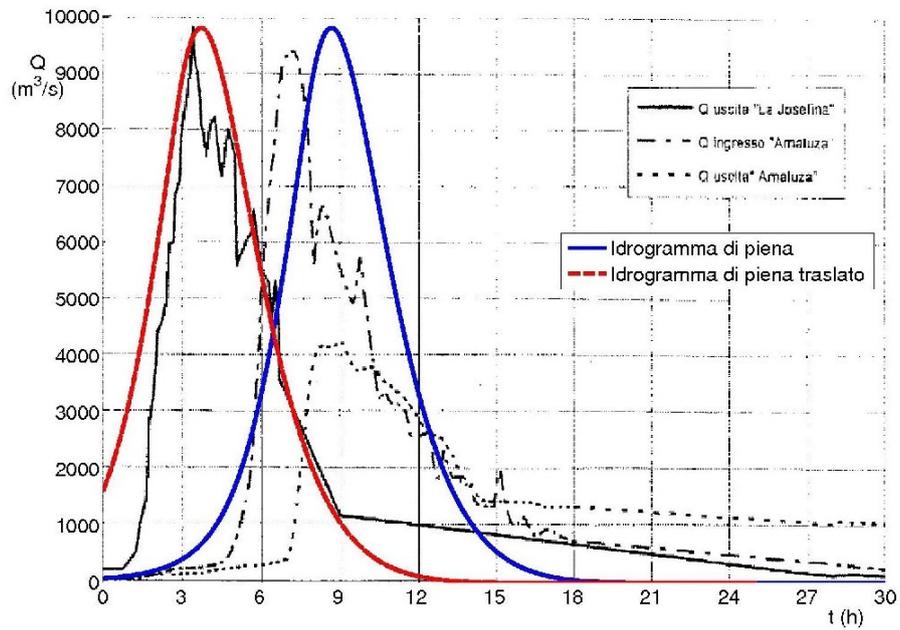


Figura 5.50: Confronto degli idrogrammi di piena - diga naturale di La Josefina. Parametri ridotti

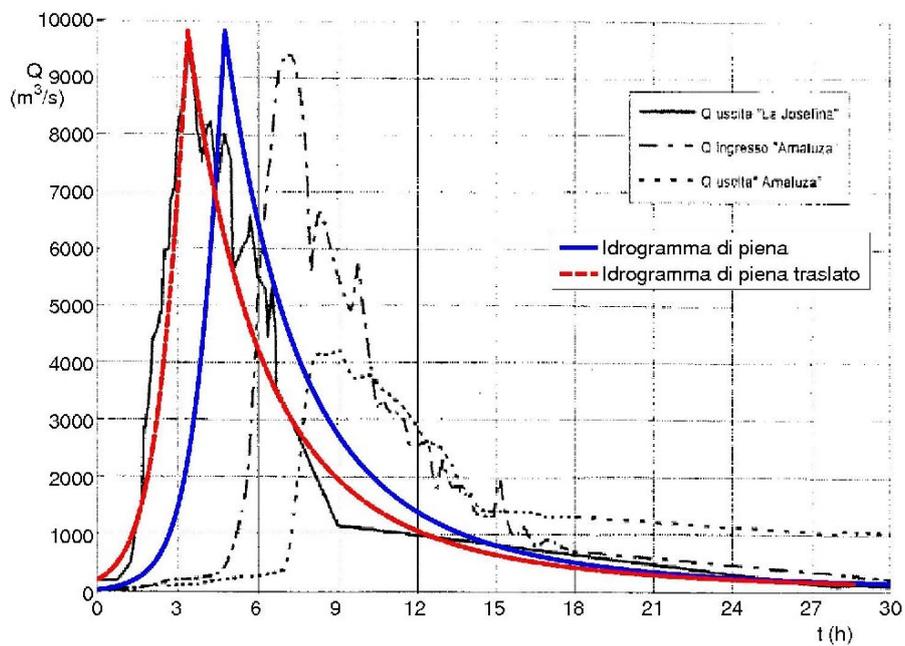


Figura 5.51: Confronto degli idrogrammi di piena - diga naturale di La Josefina. Erosione arrestata

5.4.4 Formazione e collasso della diga di Tangjiashan, China 2008

Descrizione dell'evento

Il terzo caso proposto è particolarmente interessante poiché molto recente, ma soprattutto perché, contestualmente alle operazioni per la mitigazione del rischio di inondazione, furono compiuti da diversi studiosi apprezzabili sforzi per la raccolta di informazioni dettagliate sulle caratteristiche dell'ammasso, del serbatoio naturale e sull'evoluzione dell'evento, in modo da fornire alla ricerca un caso studio reale ben documentato (Liu et al., 2010).

Il 12 maggio del 2008 la provincia del Sichuan nel sud est della Cina fu scossa da un violento terremoto di magnitudo 8 e ciò fu causa della formazione di un imponente lago a seguito dello sbarramento del fiume Tongkou in una zona montagnosa e impervia nei pressi di Tangjiashan. Lo sbarramento, alto circa 90 m (quota 753 m s.l.m.) misurati nel punto più depresso della superficie rispetto alla quota del fondo valle originario (663 m s.l.m.), avrebbe dato vita ad un invaso di circa $320 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ con il riempimento fino alla quota di coronamento. Vista la presenza di aree densamente popolate a valle della diga, furono predisposti interventi per abbassare il valore atteso della portata al colmo. Tali interventi consistettero nella realizzazione di un canale di sfioro sul corpo del rilevato che permise di abbassare la quota di tracimazione e ridurre notevolmente il volume invasabile. Venne realizzato un canale trapezoidale con inclinazione delle sponde pari a 1.5 (H:V), largo 8 m alla base e profondo 13 m. La quota del fondo fu quindi portata a 740 m s.l.m. La tracimazione della diga e il conseguente rilascio dell'onda di piena avvennero il 10 giugno successivo con il pelo libero posto a quota 742.1 m.

Anche in questo caso non si ebbe l'erosione completa del rilevato. Infatti alla fine del *dam breach* la quota del fondo del canale si trovò abbassata di 30 m circa rispetto al canale artificiale, a quota 710 m. La portata al colmo, calcolata in base allo svuotamento dell'invaso, fu stimata in circa $6500 \text{ m}^3/\text{s}$. Durante il fenomeno furono erosi $4.8 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ di materiale. Furono raccolti dati sulla larghezza in sommità della corrente, sulla velocità e sulla quota nell'invaso, che hanno permesso di calcolare l'andamento nel tempo della quota di fondo. Per quanto riguarda le caratteristiche dell'ammasso, anche in questo caso le indagini eseguite mostrarono una composizione molto eterogenea, con presenza di blocchi di grossi dimensioni integri e alterati, terreno vegetale con radici di alberi, il tutto immerso in una matrice granulare con diametro $d_{50} = 2 - 8 \text{ mm}$. Chang e Zhang (2010) forniscono altri dettagli sulle caratteristiche dell'ammasso e riportano inoltre informazioni sulla variabilità lungo la verticale delle proprietà del materiale. In base alle informazioni riportate la diga può essere schematizzata come costituita da due strati; in quello superficiale il materiale è classificato come una ghiaia



Figura 5.52: Diga naturale di Tangjiashan durante l'evento (Liu et al., 2010).

sabbiosa e limosa, mentre quello sottostante è decisamente più grossolano, con diversi blocchi rocciosi immersi in una matrice di ghiaia e sabbia. La superficie di separazione dei due strati è posta a quota 730 m s.l.m. quindi a 10 m di profondità dalla base del canale artificiale scavato. Gli autori riportano inoltre delle curve granulometriche riferite a diversi campioni tra cui una curva ricavata per via fotografica facente riferimento alla quota di 700 m, quindi 40 più in basso rispetto al canale artificiale. Questa curva in particolare indica la presenza di materiale di notevoli dimensioni con blocchi di diametro variabile tra i 10 cm e 1 m ($d_{50} = 0.8\text{m}$). Per questo motivo è lecito ritenere che l'arresto dell'erosione a quota 710 m sia dovuto alle dimensioni del rilevato, ma anche alle caratteristiche del materiale.

Simulazione

Per la simulazione dell'evento mediante il modello sono stati utilizzati i dati riportati nella tabella 5.22. Una prima simulazione è stata condotta considerando il materiale omogeneo e non erodibile al di sotto della quota 710 m. Mediante taratura sulla portata al colmo si è ottenuto $v_e = 0.083\text{m/s}$. Si osserva che in questa configurazione il modello tende a sovrastimare abbondantemente la durata della fase di innesco della breccia (fig. 5.53, 5.54). Si ha infatti che durante le prime 7-8 ore la portata uscente si mantiene molto bassa e che il fenomeno erosivo stenta ad entrare nella fase intensa. Successivamente le portate aumentano velocemente e si ottiene un idrogramma di piena di forma simile a quello osservato. Per quanto riguarda

Altezza	m	Z_M	90
Quota invaso	m	Z_0	79
Quota soglia	m	Y_0	77
Coronamento	m	w_c	150
Pendenza paramenti	-	$s_d + s_u$	5.5
Parametro c. alt.-vol.	$m^{3-\alpha_0}$	W_0	3634.8
Esponente c. alt.-vol.	-	α_0	2.538
Portata massima	m^3/s	Q_m	6500
Tempo del colmo	hrs	t_c	6.5
Tempo di collasso	hrs	t_{max}	14

Tabella 5.22: Dati della diga naturale di Tangjiashan.

i livelli nell'invaso se si trascura la fase iniziale del fenomeno l'andamento osservato è ben riprodotto dal modello.

Un ulteriore tentativo è stato poi effettuato tenendo conto della superficie di discontinuità e quindi di due diversi valori del parametro di taratura, e considerando non erodibile il terreno a partire da quota 710 m. Il tentativo è stato effettuato per verificare se assumendo due valori diversi di v_e per i due strati del rilevato si fosse ottenuta una velocità di erosione maggiore per la prima fase e minore per la seconda, portando quindi un miglioramento della simulazione della prima fase del fenomeno. Per quanto riguarda i valori di v_e adottati, il modello è stato tarato sulla portata al colmo e si è ipotizzato per lo strato inferiore un valore di v_e ridotto del 50%. La scelta della riduzione del 50% è stata fatta tenendo conto della riduzione dell'erosibilità media per i due differenti strati illustrata da Chang e Zhang (2010). A riguardo si ricorda qui che il parametro v_e del modello non è strettamente riconducibile all'erosibilità del materiale poiché descrive il fenomeno nel suo complesso. Per questo motivo in teoria non ci sono ragioni valide per assumere che ad una riduzione del 50% dell'erosibilità corrisponda anche una riduzione della stessa percentuale sul parametro di taratura. Si riconosce quindi che questo tentativo di simulazione ha più un carattere qualitativo, anche se, disponendo di criteri oggettivamente più validi per la variazione di v_e , questo dovrebbe essere il modo corretto di simulare questo tipo di eventi. Nel secondo caso si è ottenuto $v_e = 0.175$ m/s, a cui corrisponde un valore di v_e ridotto del 50% per la parte inferiore dell'ammasso. Come mostrato nelle figure 5.55 e 5.56, grazie alla velocità di erosione maggiore che si ha durante la prima fase, la fase di innesco ha una durata minore. Nonostante ciò in questo caso il modello sembra fornire una fase crescente dell'idrogramma di piena comunque di durata maggiore. Come in altri casi visti in precedenza invece la riproduzione del ramo decrescente dell'onda di piena è molto simile a quella osservata.

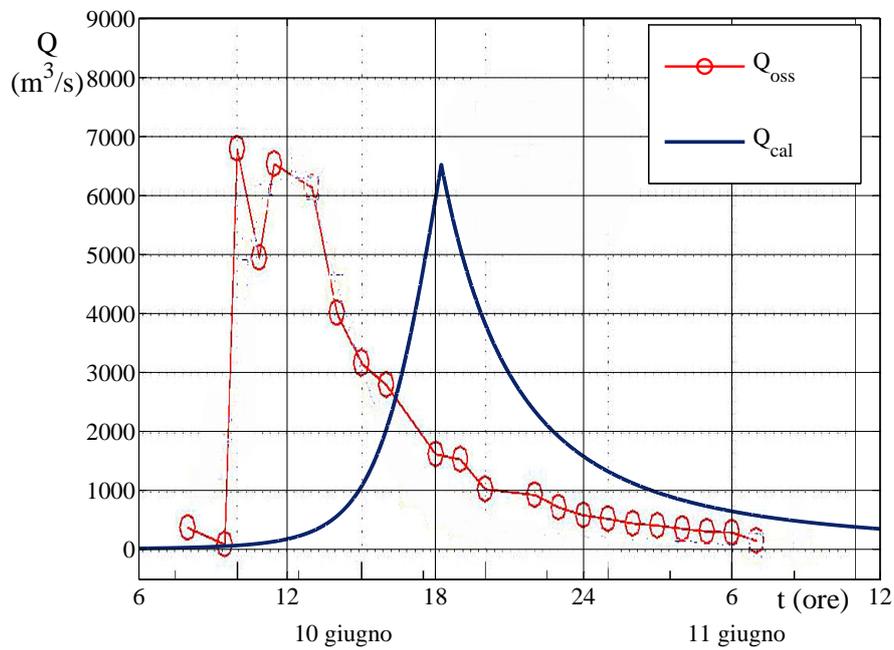


Figura 5.53: Confronto idrogrammi di piena (Liu et al., 2010).

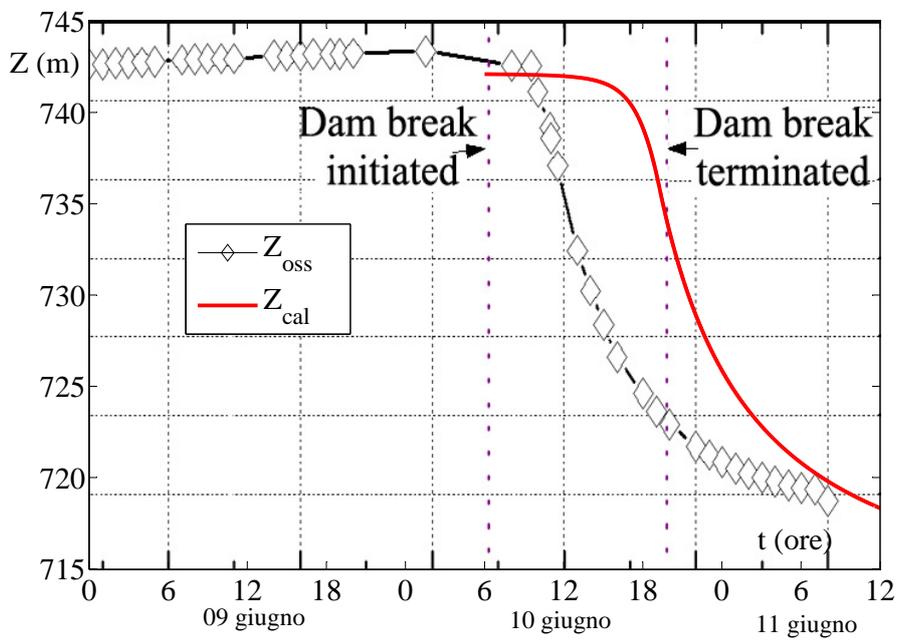


Figura 5.54: Confronto andamento dei livelli (Liu et al., 2010).

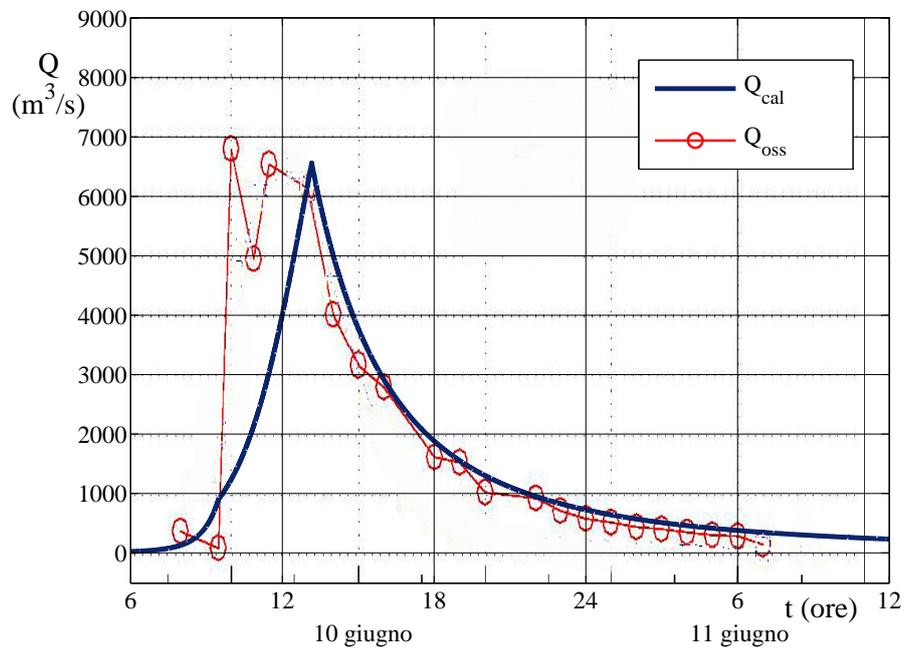


Figura 5.55: Confronto idrogrammi di piena - suddivisione dell'ammasso in due strati (Liu et al., 2010).

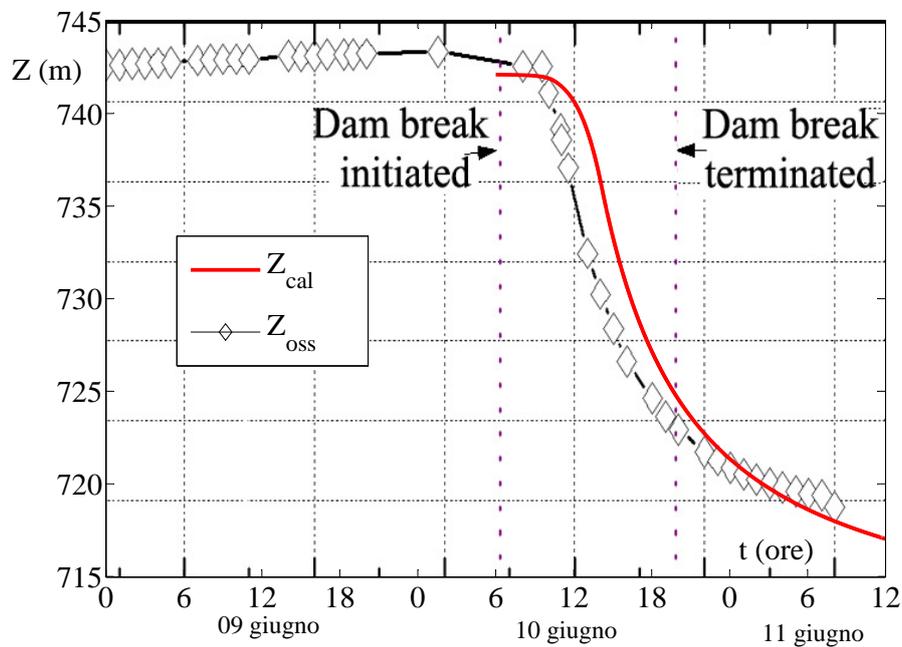


Figura 5.56: Confronto andamento dei livelli - suddivisione dell'ammasso in due strati (Liu et al., 2010).

5.5 Osservazioni e analisi sulla variabilità del parametro v_e in relazione alla tipologia di diga

I casi studio illustrati in precedenza sono stati simulati con il modello matematico al fine di verificare la possibilità di estendere l'applicabilità del modello a casi di dighe di tipo non-earthfill tenendo conto dell'evoluzione del processo, quindi almeno dell'intero idrogramma di piena, e non soltanto della portata al colmo e della larghezza finale della breccia. A tal fine sono stati individuati eventi di rottura con dighe in materiale puramente coesivo, due casi riguardanti dighe di tipo *rockfill*, e infine eventi di rottura di dighe da frana. Dato il numero esiguo di casi di studio storicamente registrati dotati di informazioni dettagliate ed affidabili, si è fatto ricorso quindi ad una serie di casi di studio riguardanti dighe non convenzionali, come ad esempio i test di laboratorio eseguiti facendo uso di dighe di piccole dimensioni, o anche i field test realizzati impiegando dighe sperimentali a grande scala. Poiché nessuno degli eventi studiati era in qualche modo riconducibile alle dighe reali analizzate in Macchione (2008), è stato necessario individuare per ogni caso analizzato il valore del parametro v_e più opportuno. Il parametro v_e , eccetto un caso, è stato individuato sempre sulla base della portata al colmo. La valutazione del modello è stata poi effettuata per ogni caso analizzato verificando la corrispondenza tra l'intero idrogramma di piena simulato e quello osservato. Valutazioni più complessive sulla capacità di riproduzione degli eventi sono state poi ottenute mediante il confronto dell'andamento dei livelli e dell'ingrandimento della breccia.

In generale dalle simulazioni effettuate è emerso che il modello è in grado, una volta individuato il valore più idoneo di v_e , di riprodurre in maniera soddisfacente l'onda di piena per le dighe in materiale coesivo e per quelle di tipo *rockfill*. Per quanto riguarda le dighe da frana il problema è più complesso, poiché in tutti i casi analizzati si è visto che l'erosione del rilevato non è stata completa, ma ogni volta è terminata lasciando un volume invasato considerevole. Questo è un aspetto non semplice da riprodurre mediante la modellistica numerica poiché, come detto in precedenza è causato certamente alle dimensioni delle dighe considerate, ma anche dalla variabilità dell'erodibilità lungo la verticale. Infatti, in almeno due casi tra quelli considerati, è sembrato lecito ritenere che all'arresto dell'erosione possa aver contribuito la variabilità lungo la verticale della granulometria e quindi dell'erodibilità del materiale. Le diverse simulazioni hanno mostrato che, anche in assenza di vincoli sull'erodibilità, il modello ogni volta ha fornito durante la fase finale un andamento asintotico per quanto riguarda le portate, i tiranti e la quota finale della breccia. Cioè ogni volta il modello ha fornito un'erosione non completa del rilevato. D'altra parte, poiché praticamente non si hanno elementi per individuare una relazione tra v_e e le

proprietà dei materiali, è molto difficile se non impossibile simulare correttamente l'arresto dell'erosione quando ciò avviene anche per la variabilità delle caratteristiche del materiale. Infatti, quando nelle simulazioni non si è imposto alcun vincolo sull'erodibilità del rilevato, l'erosione si è comunque arrestata prima che fosse raggiunta la base della diga, anche se questa è stata in ogni caso maggiore di quella osservata. In questi casi il valore di v_e corretto è stato ottenuto imponendo un vincolo sull'erodibilità del rilevato in modo da garantire l'eguaglianza del volume fuoriuscito.

L'utilità del modello in ambito tecnico e quindi il suo uso a fini predittivi per le rotture delle dighe reali non-earthfill, richiede che in qualche modo sia fornita una guida alla scelta del valore di v_e più idoneo. A riguardo le simulazioni condotte sui diversi eventi hanno consentito di ottenere una serie di valori del parametro v_e , che in qualche modo permettono un'analisi della variabilità di v_e con la tipologia di diga. A tal fine è opportuno fare alcune premesse sul significato fisico del parametro di taratura v_e , in parte già illustrato nel capitolo riguardante la descrizione del modello.

Il parametro v_e , che ha le dimensioni fisiche di una velocità, è introdotto nel modello mediante la legge per il calcolo della capacità di trasporto della corrente o meglio della quantità di materiale erosa nell'unità di tempo q_s , che è calcolata in funzione degli sforzi di trascinamento τ prodotti dalla corrente mediante una relazione semplificata. Nel modello il processo di ingrandimento della breccia è considerato in maniera unitaria, cioè sia l'erosione superficiale continua, sia il trasporto di materiale caduto dalle sponde sono descritti mediante un'unica legge in funzione di τ . In questa legge il parametro v_e determina la suscettibilità della diga all'erosione. L'erodibilità dei terreni è un tema di grande attualità, in particolare negli studi riguardanti il *dam breach*. In Wan e Fell (2004) l'erodibilità dei terreni è espressa come frutto di due fattori: la velocità di erosione che si ha per un dato valore degli sforzi di trascinamento e la suscettibilità all'innescio dell'erosione, quindi dal valore di τ_c . Quantificare l'erodibilità per via analitica in funzione dei parametri del materiale è un'operazione molto complessa per via del numero elevato di parametri che la influenzano (Briaud, 2008). Per questo motivo sono stati sviluppati diversi metodi sperimentali per la stima dell'erodibilità. Tra questi i più recenti sono il *Jet Erosion Test* (JET) ideato da Hanson e Cook (2004), l'*Hole Erosion Test* (HET) proposto da Wan e Fell (2004) validi per materiali di tipo coesivo e l'*Erosion Function Apparatus* (EFA) proposto da Briaud (2008). Briaud (2008) riporta i risultati di alcuni test condotti con l'EFA dove si è osservato che il valore critico degli sforzi di trascinamento calcolato in funzione del diametro d_{50} dei grani è minimo per le sabbie fini, cresce all'aumentare di d_{50} per i materiali granulari, e cresce al diminuire di d_{50} per le terre a granulometria fine. Inoltre solo nel caso dei terreni granulari il legame con il parametro d_{50} è ben rappresentato da una legge, mentre nel caso dei terreni a grana fine altri fattori determinano il valore di τ_c . Un'analisi più qualitativa condotta dallo stesso

autore rivela un comportamento simile anche per l'erosibilità che è massima per le sabbie fini e i limi non plastici e minima per i materiali per le argille ad alta plasticità e per i terreni costituiti da rocce fratturate o intatte. Quanto detto in precedenza mette in chiaro che ha poco senso sperare di individuare una relazione tra v_e e le poche informazioni che solitamente si hanno circa le caratteristiche dei materiali nei pochi casi di rottura analizzati; tali informazioni sulle proprietà dei materiali, se non sono sufficienti a determinare una relazione con l'erosibilità, ancor meno sono utili per individuare una qualche relazione con il parametro v_e che come detto tiene conto anche di altri fattori.

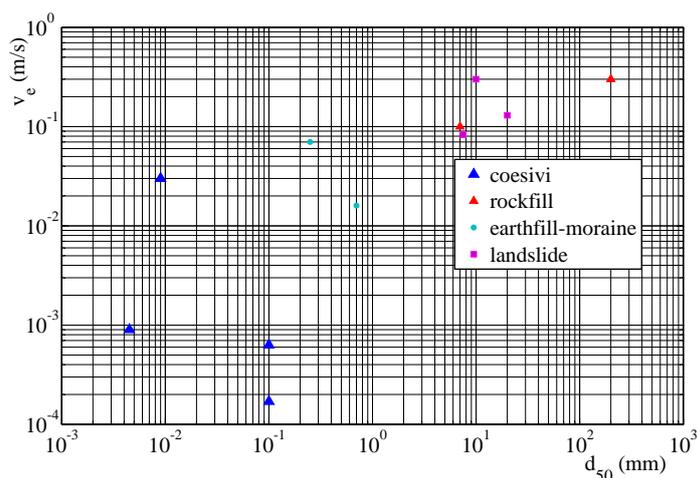
In tabella 5.23 sono riportati in maniera sintetica i valori trovati per il parametro v_e e, nei casi in cui erano disponibili, le caratteristiche granulometriche del materiale costituente le dighe o gli ammassi provocati dalle frane. Un primo giudizio sommario che può essere fatto considerando quanto osservato è che il parametro v_e sembra avere una tendenza ad aumentare con il diametro medio dei grani (fig. 5.57). Ciò potrebbe sembrare contraddittorio con quanto detto in precedenza, ma si deve appunto tener presente che il parametro v_e non tiene soltanto conto dell'erosibilità del terreno, ma tiene conto di tutti i fattori che contribuiscono alla maggiore o minore rapidità dell'ingrandimento della breccia. In merito a questo fatto, ad esempio Morris et al. (2008) ipotizzano che nel caso di materiali di tipo *rockfill* il maggiore diametro dei singoli elementi del terreno inizialmente possa rallentare l'innescò dell'erosione ma successivamente possa rendere più veloce l'ingrandimento della breccia. I valori più piccoli del parametro di taratura sono stati ottenuti per le dighe in materiale coesivo. Nel caso del Field test 1 si è ottenuto $v_e = 0.03$ m/s, mentre valori decisamente più piccoli (circa due ordini di grandezza rispetto a $v_e = 0.07$ m/s usato per le dighe *earthfill*) sono stati ottenuti per il test di laboratorio 10 del progetto IMPACT e i test condotti a cura dell'ARS-USDA.

Un'altra analisi può essere fatta considerando solo eventi omogenei. Si considerino ad esempio i test di laboratorio dell'IMPACT. In questo caso il parametro v_e varia di circa 1-2 ordini di grandezza. Se si mettono i 3 casi in relazione con il parametro d_{50} si ha, almeno apparentemente, la difformità del test 17 che, pur essendo caratterizzato da un d_{50} più grande, richiede che sia assunto un valore di v_e pari a circa 1/3 rispetto a quello necessario per i test 2-7. Ciò però può trovare spiegazione nella presenza nel caso del test 17 di una discreta frazione di materiale a granulometria fine che potrebbe aver rallentato l'erosione. Nel caso dei field test, cioè con dighe 10 volte più grandi rispetto a quelle realizzate nel caso in laboratorio, sebbene si sia utilizzato in un test del materiale coesivo e nell'altro materiale a pezzatura molto più grossolana, le differenze in termini di v_e sono risultate molto più contenute. In entrambi i casi la calibrazione del modello è stata resa difficoltosa dal fatto che la portata entrante era dello stesso ordine di grandezza della portata uscente. Se questi test però possono essere consi-

derati attendibili si può pensare che nei test di laboratorio e in particolare quelli riguardanti dighe in materiali coesivi, gli effetti di scala possono giocare un ruolo determinante e essere quanto meno una delle cause dei valori di v_e particolarmente bassi che sono stati ottenuti. I valori maggiori di v_e sono stati ottenuti invece per le dighe *rockfill* e per le dighe da frana. Per quanto riguarda le dighe da frana, poco si può dire relativamente ad una relazione tra v_e e un diametro rappresentativo del rilevato, semplicemente per il fatto che è già di per sé molto difficile stabilire un parametro rappresentativo di ammassi così eterogenei. Le simulazioni hanno però mostrato che il parametro v_e tende ad essere maggiore rispetto a quello suggerito per le dighe *earthfill* e che nelle simulazioni a scopo predittivo è bene sempre configurare diversi scenari riguardo a varie possibilità sull'altezza alla quale si potrebbe arrestare il fenomeno erosivo.

Tabella 5.23: Sintesi dei risultati circa il parametro v_e nei casi analizzati

Caso studio	tipologia	materiale	d_{30} mm	d_{50} mm	d_{90} mm	v_e m/s
IMPACT Lab test 10	lab	coesivo	0.0023	0.0045	0.02	0.0009
IMPACT Field test 1	Field	coesivo	0.002	0.009	0.05	0.03
ARS USDA Test 1	Field	coesivo	$0.002 < d < 0.075$	$d > 0.075$	-	0.00017
ARS USDA Test 2	Field	coesivo	$0.002 < d < 0.075$	$d > 0.075$	-	0.00063
IMPACT Lab test 2-4	lab	earthfill	0.2	0.25	0.47	0.07
IMPACT Lab test 17	lab	moraine	0.12	0.7	4	0.016
IMPACT Field Test 3	Field	rockfill (nucleo mor.)	20 (0.8)	90 (7)	400 (130)	0.1
Hell Hole	Reale	rockfill	-	100-300	-	0.3
Mayunmarca	Frana	-	0.9	10	500	0.3
La Josefina	Frana	-	-	10-30	-	0.13
Tangjiashan	Frana	-	0.8-2 (10)	5-10 (20)	20-40 (130)	0.083

Figura 5.57: Valori del parametro v_e ottenuti per i test analizzati in funzione di d_{50}

Capitolo 6

Studio dell'influenza della morfologia della breccia

6.1 Introduzione

La morfologia della breccia e in particolare la pendenza delle sponde sono strettamente correlate al suo meccanismo di ingrandimento, che sinteticamente è il risultato combinato dell'azione continua degli sforzi di trasciamento agenti sul fondo e nella parte sommersa delle sponde, oltre che del collasso occasionale e improvviso di porzioni più o meno grandi delle sponde emerse, prevalentemente per effetto dello scalzamento al piede delle stesse.

Per i casi storici di rottura delle dighe non si dispone generalmente di informazioni sull'andamento spazio-temporale della breccia e in particolare, della pendenza delle sue sponde. Al più si hanno informazioni sulla pendenza delle sponde della breccia finale. Da tali informazioni risulta che, a parte pochi casi, l'inclinazione finale delle sponde della breccia è tale che $\tan \beta$ può essere ritenuto compreso tra i valori di 0.2 e 2. In diversi studi recenti, come quelli condotti da Rozov (2003), anche grazie al supporto delle attività sperimentali come nel caso dei test IMPACT (2005), si è ipotizzato che durante il fenomeno, almeno per la porzione emersa della breccia, le sponde presentino una forte inclinazione e che i valori che si osservano alla fine sono conseguenza anche di crolli che si verificano quando il fenomeno è ormai concluso. Queste considerazioni, sia pur sintetiche, rendono evidente che i modelli di simulazione trovano sulla descrizione della morfologia l'aspetto più problematico, poiché la scelta di una forma per la breccia determina delle conseguenze rilevanti sull'idrogramma in uscita. Per arrivare ad una valutazione quantitativa dell'importanza della morfologia è stato condotto uno studio sistematico sul modello esaminato. In particolare è stata condotta un'indagine finalizzata a individuare le situazioni in cui la morfologia della breccia ha un ruolo importante nella risposta del modello.

6.2 Sensibilità della portata Q_p^* rispetto a $\tan \beta$

Una prima analisi a riguardo è stata già condotta da Macchione e Rino (2008) i quali hanno mostrato, con la formulazione adimensionale del modello, alcune implicazioni della scelta di $\tan \beta$ sulla portata al colmo adimensionale. Nella formulazione adimensionale del modello il sistema diga-invaso è caratterizzato dal parametro adimensionale G

$$G = v_e \frac{W_M}{\sqrt{g} Z_M^{7/2}} \quad (6.1)$$

in cui v_e è il parametro di taratura del modello, W_M è il volume potenzialmente invasabile fino alla quota Z_M di coronamento. L'analisi condotta sulla sensibilità del modello ai principali parametri mostra che la portata al colmo adimensionale Q_p^* cresce con G a parità di α_0 e $\tan \beta$, mentre a parità di G cresce con α_0 . Si è visto che esiste un valore particolare G^* per cui, a parità di altri parametri, se $G < G^*$ si ha che la portata adimensionale cresce al diminuire di $\tan \beta$ ed è massima per $\tan \beta = 0.2$, mentre se $G > G^*$ Q_p^* cresce all'aumentare di $\tan \beta$ ed è massima per $\tan \beta = 2$ (Fig. 6.1). Da quanto detto si capisce che un criterio cautelativo, da adottare qualora si intenda usare il modello per scopi predittivi, potrebbe essere quello di scegliere, a seconda del valore di G che caratterizza il sistema diga-invaso, il valore di $\tan \beta$ che massimizza la portata al colmo.

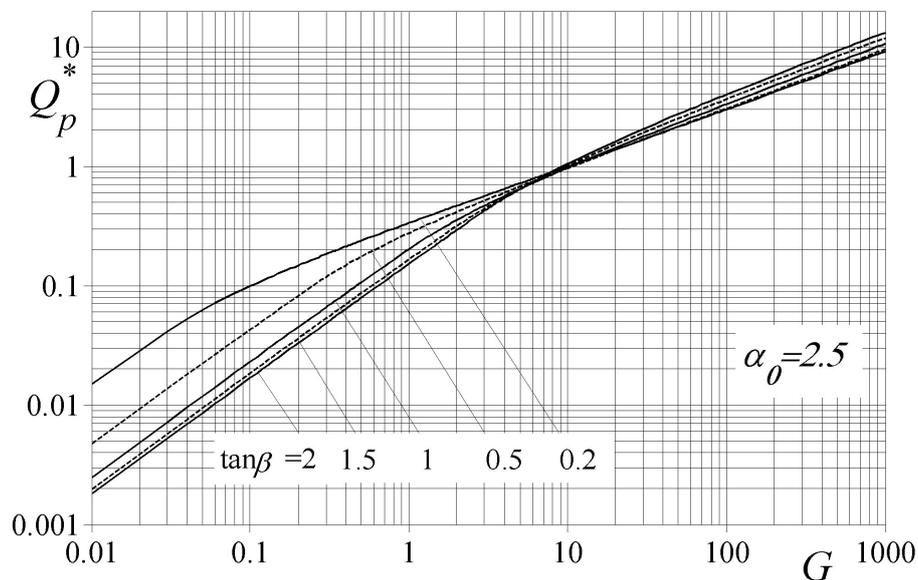


Figura 6.1: Portata al colmo in funzione di G al variare di $\tan \beta$ per $\alpha_0 = 2.5$ (Macchione e Rino, 2008).

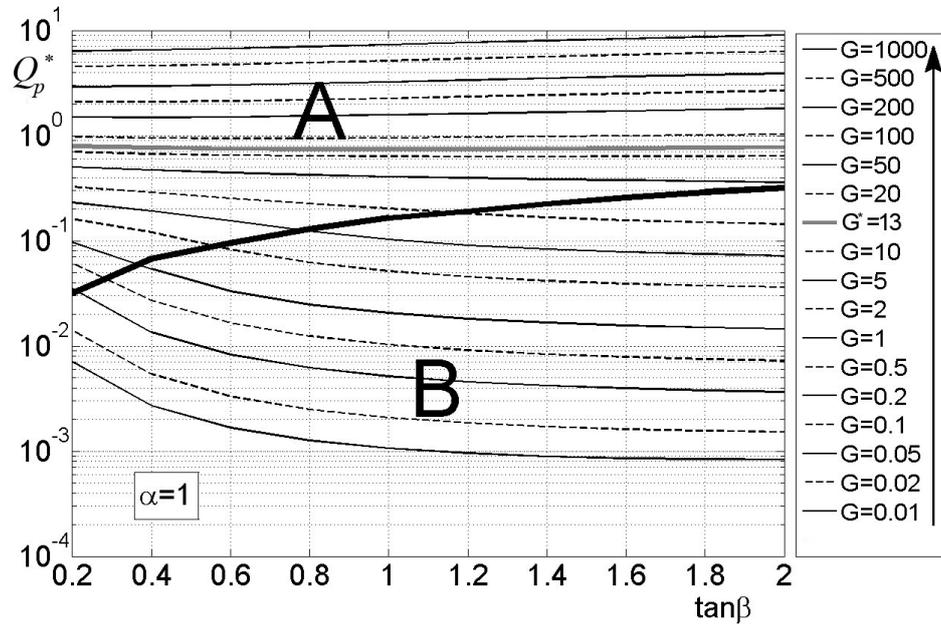
Per comprendere meglio il comportamento del modello al variare dell'inclinazione delle sponde della breccia è stato analizzato in dettaglio l'andamento di Q_p^* in funzione di $\tan \beta$ per diversi valori di G e di α_0 . I risultati di tale analisi sono mostrati graficamente nelle figure 6.2 e 6.3. In ciascuna delle suddette figure è evidenziata la curva corrispondente a G^* , cioè la curva per cui si ha

$$Q_p^*(G^*, \alpha_0, \tan \beta = 0.2) = Q_p^*(G^*, \alpha_0, \tan \beta = 2)$$

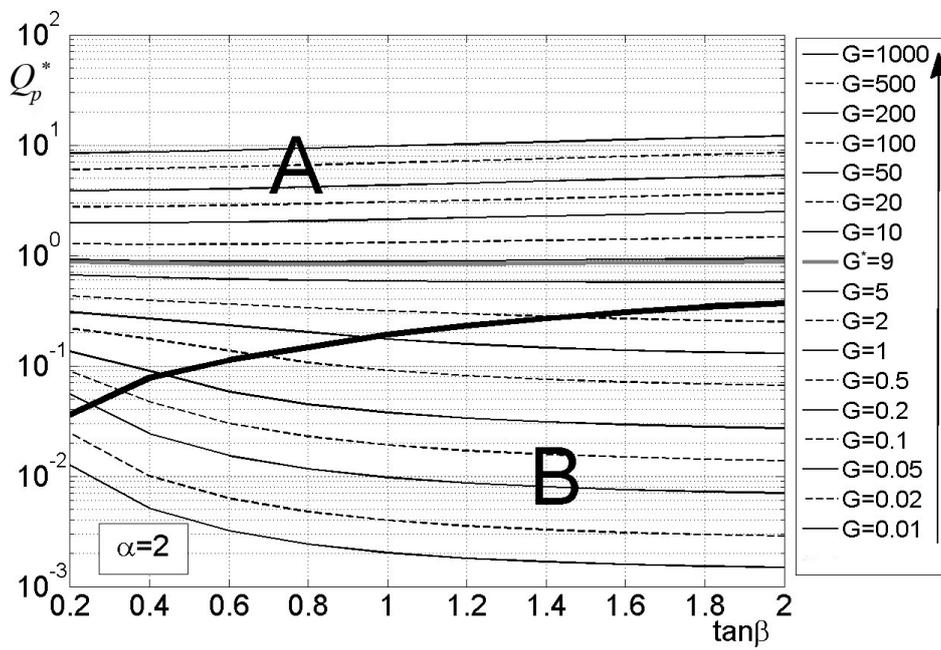
Per $G < G^*$ si vede che la portata al colmo adimensionale decresce con $\tan \beta$, mentre per $G > G^*$ la portata al colmo adimensionale cresce all'aumentare di $\tan \beta$. Le figure mostrano inoltre che la sensibilità è minore per $G > G^*$ ed è maggiore per $G < G^*$ ed in particolare per i valori più bassi di $\tan \beta$. Nelle figure è tracciata anche una curva che separa il piano in due porzioni, rispettivamente indicate con le lettere A e B. Nella parte del piano superiore alla curva la portata al colmo si verifica quando la breccia è già in fase trapezoidale, mentre nella parte inferiore la portata al colmo sopraggiunge quando si ha ancora $Y^* > 0$. Con l'aiuto della curva che separa i due campi si capisce che esiste un valore minimo di G , dipendente da α_0 , oltre il quale la portata al colmo è ottenuta con breccia trapezoidale a prescindere dal valore di $\tan \beta$. Per $\alpha_0 = 1$ ciò avviene per $G > 5$ mentre per $\alpha_0 = 4$ questo valore è poco più grande di 2. Allo stesso modo esiste anche un valore di G al di sotto del quale la portata al colmo è raggiunta sempre in fase triangolare. In questo caso i valori di G sono molto piccoli e variabili in funzione di α_0 tra 0.02 e 0.05. Da quanto detto segue che esiste un intervallo di valori di G all'interno del quale la portata al colmo si verifica in fase triangolare o trapezia a seconda del valore adottato per $\tan \beta$. L'aspetto interessante di questa analisi è che l'eventualità che il colmo si verifichi in fase triangolare o trapezoidale condiziona la coda del fenomeno. Infatti, fatta eccezione per una porzione del piano prossima alla curva, se la portata al colmo è raggiunta con la breccia triangolare, si ha anche che il fenomeno ha termine con l'erosione parziale della diga.

6.3 Sensibilità dell'idrogramma di piena rispetto a $\tan \beta$

Quanto detto in precedenza è ancora più evidente se si osserva nel dettaglio la simulazione del fenomeno di svuotamento di un serbatoio. Le figure (6.4), (6.5), (6.6) mostrano rispettivamente l'idrogramma di piena $Q^*(t^*)$, l'andamento del livello nell'invaso $Z^*(t^*)$ e del fondo della breccia $Y^*(t^*)$ e la larghezza media $b^*(t^*)$, per $G = G^* = 8$ e per altri due valori multipli di G : $G = 0.1$ $G^* = 0.8$ e $G = 10$ $G^* = 80$. Si analizzano ora in dettaglio i singoli casi. Per $G = 0.8$ e $\alpha_0 = 2.5$, per quanto detto in precedenza, la portata Q_p^* decresce all'aumentare di $\tan \beta$. Inoltre si ha che la breccia è

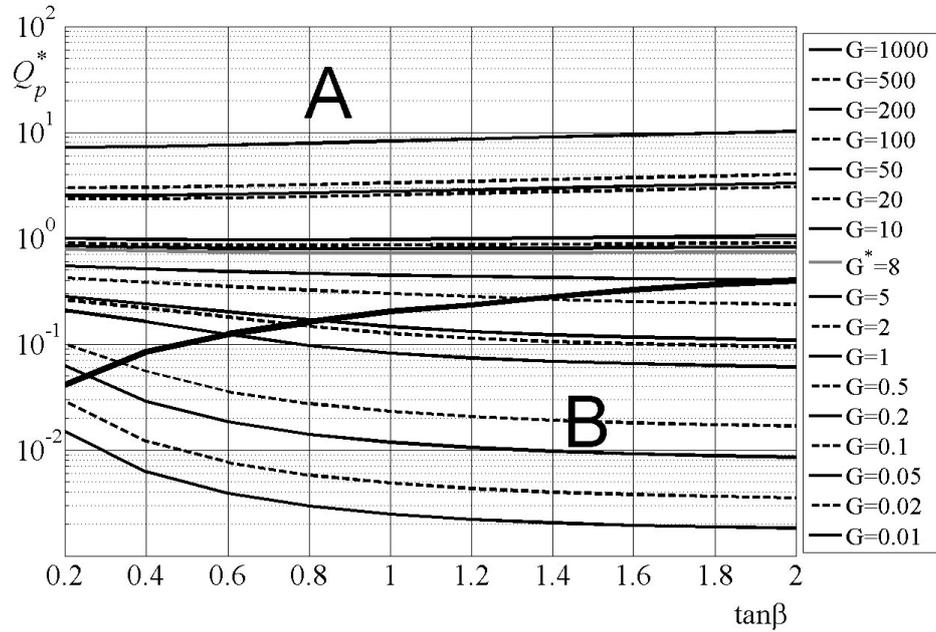


(a) $\alpha_0 = 1$

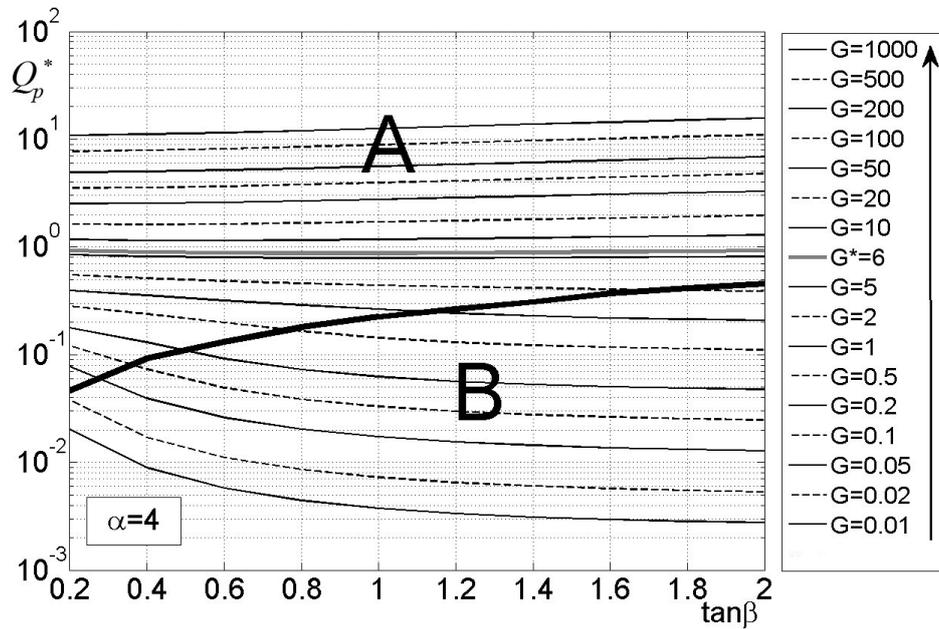


(b) $\alpha_0 = 2$

Figura 6.2: Q_p^* in funzione di $\tan \beta$ per diversi valori di G e per α_0 variabile.



(a) $\alpha_0 = 2.5$



(b) $\alpha_0 = 4$

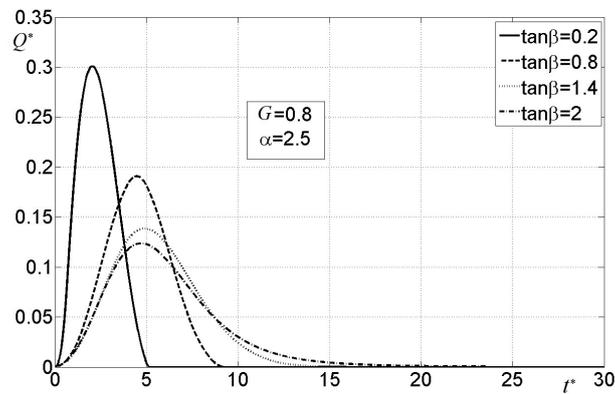
Figura 6.3: Q_p^* in funzione di $\tan \beta$ per diversi valori di G e per α_0 variabile.

triangolare o trapezoidale nel momento in cui arriva il colmo in base al valore assunto da $\tan \beta$. Facendo riferimento alla figura (6.4.a) si vede che la portata maggiore e contestualmente lo svuotamento più rapido dell'invaso si hanno per $\tan \beta = 0.2$. Dalla lettura sinottica delle figure (6.4a) e (6.4b) si deduce inoltre che per $\tan \beta = 0.2$ e $\tan \beta = 0.8$, il colmo arriva quando la breccia si è già erosa fino alla base della diga e che lo svuotamento dell'invaso in quell'istante è completo. Analogamente si osserva che, per valori ancora più grandi di $\tan \beta$, la velocità con cui si abbassa il vertice inferiore della breccia diminuisce sensibilmente e che la portata al colmo in questi casi si verifica con la breccia ancora in fase triangolare. In particolare, se si assume $\tan \beta = 2$ il fenomeno si esaurisce a $t^* = 15$, ma ciò avviene quando il serbatoio è ancora parzialmente pieno. Ciò significa che il fenomeno ha termine non per effetto dello svuotamento del serbatoio, ma per la progressiva diminuzione del tirante nella sezione di controllo della breccia e per il conseguente esaurimento della capacità erosiva della corrente. In tutti i casi si osserva inoltre che al momento del colmo il livello nell'invaso è minore di quello iniziale e la percentuale di riempimento è variabile in funzione di $\tan \beta$ tra il 90% e l'80%. Nella figura 6.4c è mostrato l'ingrandimento della breccia rispetto al tempo per mezzo della larghezza media adimensionale b_m^* . Il valore finale aumenta con $\tan \beta$, mentre la crescita è più rapida per i due valori estremi dell'intervallo considerato e minore per valori intermedi di $\tan \beta$. Se ne deduce che sulla velocità di ingrandimento giocano due fattori: per $\tan \beta = 0.2$ è prevalente la notevole velocità con cui si abbassa il vertice inferiore della breccia che provoca anche l'aumento della larghezza b_m^* . Per $\tan \beta = 2$ la dY^*/dt è notevolmente minore, per cui lo svuotamento più lento del serbatoio e il valore maggiore dell'inclinazione delle sponde favoriscono l'aumento di b_m^* . Poiché la larghezza media della breccia b_m^* è rappresentativa dell'area della sezione trasversale della breccia e quindi anche del volume eroso, è interessante notare che l'idrogramma con il massimo valore del colmo è anche quello che produce il minore volume eroso.

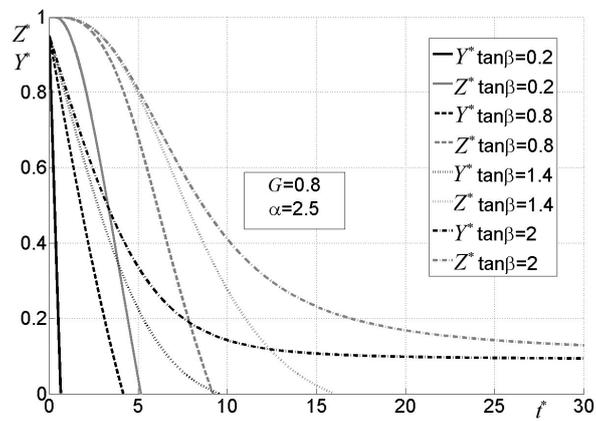
In figura 6.5 è mostrato il fenomeno di ingrandimento per $G = G^* = 8$. In figura 6.5.a sono riportati gli idrogrammi di piena da cui si vede che sebbene per $\tan \beta = 0.2$ e $\tan \beta = 2$ si abbia praticamente la stessa portata al colmo adimensionale, gli idrogrammi sono sensibilmente diversi. In questo caso la portata al colmo è raggiunta in fase trapezoidale per qualsiasi valore di α_0 . Nel momento in cui si verifica il colmo il livello è circa l'80% di quello iniziale e nel momento in cui la breccia diventa trapezoidale, specie nei casi con i valori più piccoli di $\tan \beta$, il livello nell'invaso è pressoché quello iniziale (Fig. 6.5.b). Ancora una volta per $\tan \beta = 0.2$ si ha lo svuotamento più rapido, mentre negli altri casi si osserva un abbassamento del livello nell'invaso molto simile che produce una serie di idrogrammi di piena poco influenzati da $\tan \beta$. Per quanto riguarda l'allargamento della breccia mostrato in figura 6.5.c non si sono riscontrate sostanziali differenze con il

caso precedente.

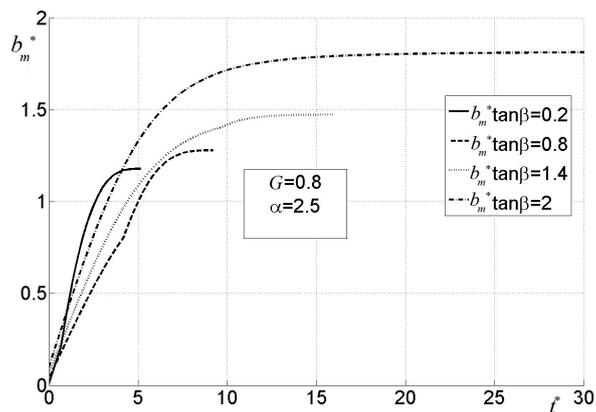
Infine in figura 6.6 è illustrato il caso caratterizzato da $G = 10 G^* = 80$, cioè si è nella situazione di dighe con un notevole volume invasato in relazione all'altezza della diga. In questi casi si osserva che il tempo in cui si verifica il colmo è poco influenzato da $\tan \beta$. Il fenomeno si svolge quasi interamente con la breccia trapezoidale, infatti qualunque sia il valore assegnato a $\tan \beta$, la fase triangolare ha una durata estremamente ridotta se confrontata con la durata dell'intero fenomeno. L'andamento dei livelli è simile per tutti i casi analizzati, infatti nel momento in cui il vertice inferiore della breccia raggiunge la base della diga la percentuale di riempimento dell'invaso è di poco inferiore a quella iniziale, e nel momento in cui è raggiunta la portata al colmo la percentuale di riempimento dell'invaso è di circa l'80% (Fig. 6.6.b). Per quanto riguarda l'allargamento della breccia, anche in questo caso la larghezza media finale massima è ottenuta per $\tan \beta = 2$ e decresce con $\tan \beta$.



(a) Idrogramma di piena adimensionale Q^*

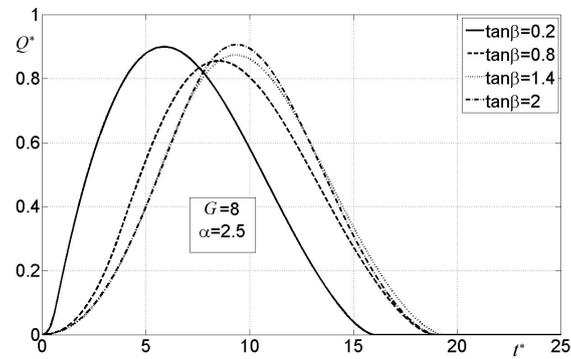


(b) Andamento dei livelli Z^* e della quota del fondo della breccia Y^*

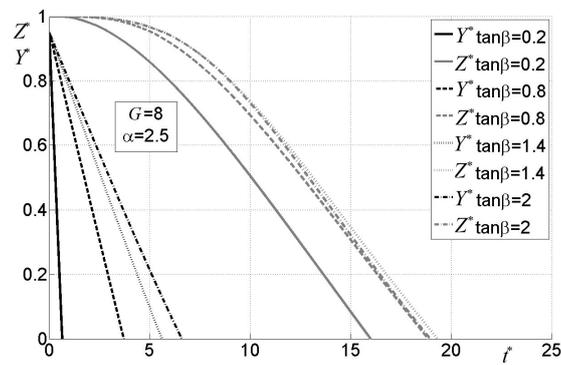


(c) Larghezza media della breccia b^*

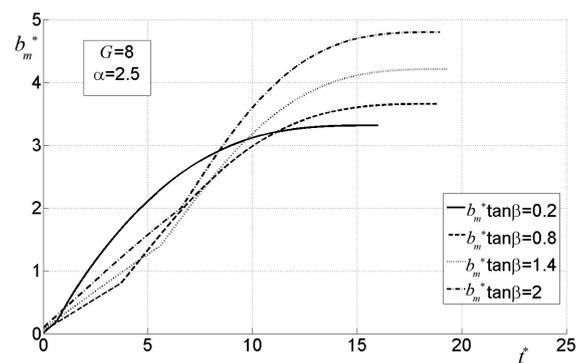
Figura 6.4: Andamento temporale dell'idrogramma e dei parametri della breccia per $G = 0.8$ e $\alpha_0 = 2.5$.



(a) Idrogramma di piena adimensionale Q^*

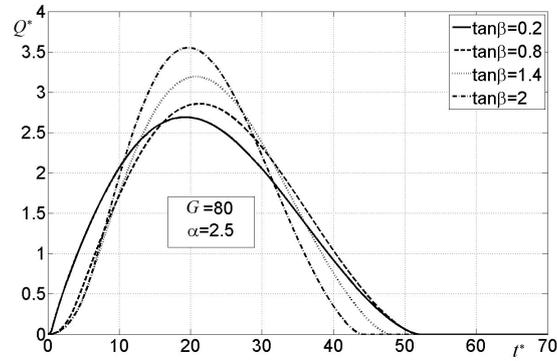


(b) Andamento dei livelli Z^* e della quota del fondo della breccia Y^*

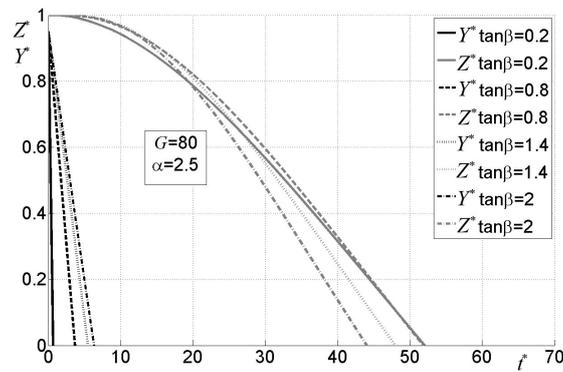


(c) Larghezza media della breccia b^*

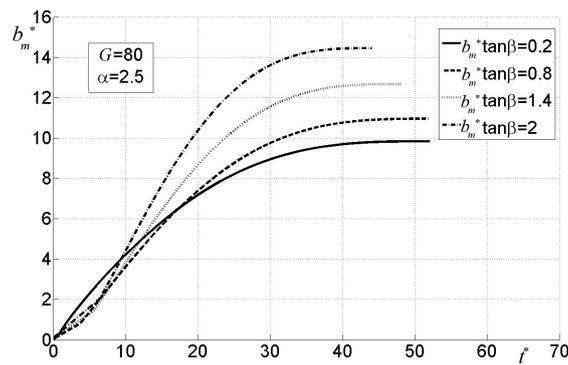
Figura 6.5: Andamento temporale dell'idrogramma e dei parametri della breccia per $G = 0.8$ e $\alpha_0 = 2.5$.



(a) Idrogramma di piena adimensionale Q^*



(b) Andamento dei livelli Z^* e della quota del fondo della breccia Y^*



(c) Larghezza media della breccia b^*

Figura 6.6: Andamento temporale dell'idrogramma e dei parametri della breccia per $G = 0.8$ e $\alpha_0 = 2.5$.

6.4 Ingrandimento della breccia durante la fase triangolare

Nei paragrafi precedenti è stata illustrata l'analisi di sensibilità condotta su $\tan \beta$ dalla quale è emerso che l'influenza maggiore su portata al colmo e sull'idrogramma di piena si ha per valori piccoli di G e in particolare per $G < G^*$. In questi casi la portata al colmo è massima per $\tan \beta = 0.2$. Inoltre esiste un campo di valori di G per cui la scelta di $\tan \beta$ determina il completo o parziale svuotamento dell'invaso e ciò dipende dal rapporto tra la velocità con cui si abbassa il vertice inferiore della breccia e la velocità con cui decresce il livello Z nell'invaso. Si è visto infatti che a prescindere da G la velocità con cui si abbassa il vertice inferiore della breccia è maggiore per sponde maggiormente inclinate e quindi cresce al diminuire di $\tan \beta$. Per $\tan \beta = 0.2$ la velocità con cui diminuisce Y è molto grande e anche nelle situazioni più sfavorevoli, cioè per invasi di piccole dimensioni e quindi per G piccoli, si ha il completo svuotamento dell'invaso. D'altra parte se si assume $\tan \beta = 2$ la velocità con cui diminuisce Y è bassa e poiché per G piccoli il livello nell'invaso e il tirante sulla breccia decrescono rapidamente, si ha l'esaurimento della capacità di erosiva della corrente e lo svuotamento parziale dell'invaso. Da quanto detto si capisce che la scelta di $\tan \beta$ esercita una notevole influenza sulla durata della fase triangolare del fenomeno e ciò condiziona maggiormente il fenomeno nei casi caratterizzati da valori di G piccoli.

Il motivo per cui l'abbassamento del vertice inferiore della breccia è particolarmente rapido se si assume $\tan \beta = 0.2$ può essere compreso se si analizza in dettaglio l'equazione del modello che descrive l'ingrandimento della breccia

$$\frac{dA_b}{dt} = \frac{c}{l} q_s \quad (6.2)$$

Se si limita l'indagine alla fase triangolare dell'ingrandimento, analizzando in dettaglio i diversi termini che compaiono nell'equazione, si osserva che la lunghezza media del rilevato l non è funzione di β , mentre il contorno bagnato c la cui espressione è

$$c = \frac{2h_c}{\cos \beta} \quad (6.3)$$

e la portata solida per unità di larghezza q_s

$$q_s = v_e \frac{h_c}{2} (\sin \beta)^{-1/2} \quad (6.4)$$

dipendono da β . Sostituendo i singoli termini nella (6.2), si ottiene

$$\frac{dA_b}{dt} = \frac{v_e}{l} h_c^2 \frac{(\sin \beta)^{-1/2}}{\cos \beta} \quad (6.5)$$

dalla quale è evidente che la velocità con cui si ingrandisce la breccia è dipendente dal quadrato del tirante critico che si ha nella sezione di controllo della breccia e dal rapporto

$$\frac{(\sin \beta)^{-1/2}}{\cos \beta}$$

Tale rapporto però ha un'influenza limitata sulla velocità di ingrandimento della breccia in quanto, nell'intervallo di valori ritenuti ammissibili per l'inclinazione delle sponde della breccia, assume valori compresi tra 2.4 e 1.6 e assume valore massimo ai due estremi cioè per $\tan \beta = 0.2$ e $\tan \beta = 2$. Il termine h_c invece è funzione di Z e Y e vale

$$h_c = \frac{4}{5} (Z - Y)$$

Per G piccoli e $\tan \beta = 0.2$, Y diminuisce molto più velocemente di Z quindi h_c aumenta principalmente per il contributo di Y . Per $\tan \beta = 2$ le velocità con cui diminuiscono Z e Y sono paragonabili e il tirante h_c assume valori più contenuti. Per valori grandi di G in ogni caso il livello Z decresce più lentamente rispetto a Y per cui, anche se con tempi diversi la velocità di ingrandimento della breccia nei due casi $\tan \beta = 0.2$ e $\tan \beta = 2$ assume valori simili. Quanto visto significa che β , in maniera diretta, influenza relativamente poco la velocità di ingrandimento della breccia, ma dà un notevole contributo per via indiretta in quanto ha notevole influenza sull'incremento di h_c . La rapidità con cui si abbassa il vertice inferiore della breccia invece è strettamente legata a $\tan \beta$. Si guardi infatti l'espressione di dY/dt

$$\frac{dY}{dt} = \left(\frac{dA_b}{dY} \right)^{-1} \frac{dA_b}{dt} = \left(\frac{dA_b}{dY} \right)^{-1} \frac{c}{l} q_s \quad (6.6)$$

in cui compare il termine

$$\left(\frac{dA_b}{dY} \right)^{-1} = \frac{1}{-2(Z_M - Y) \tan \beta} \quad (6.7)$$

che descrive l'aumento dell'area della breccia all'aumentare di Y . Si capisce che a parità di h_c e quindi a parità di capacità di trasporto della corrente, nel caso di sponde maggiormente inclinate per avere lo stesso aumento della sezione trasversale della breccia e quindi per avere lo stesso aumento di volume eroso, è necessario avere un approfondimento maggiore della breccia. Come risulta dalle (6.6) e (6.7), per $\tan \beta = 0.2$ la velocità con cui si abbassa Y è dieci volte maggiore rispetto alla velocità che si ha assumendo $\tan \beta = 2$. Per comprendere meglio quanto detto si illustrano due esempi pratici. Nel primo si considera una diga avente $G = 0.8$. Nelle figure 6.7 e 6.8 sono mostrati l'andamento nel tempo delle velocità di abbassamento

del fondo della breccia, del livello dell'invaso e la velocità di incremento dell'area della breccia rispettivamente per $\tan \beta = 0.2$ e $\tan \beta = 2$. Dal confronto delle due figure si evince che la velocità con cui si ingrandisce l'area della breccia è maggiore per $\tan \beta = 0.2$ perché, come detto in precedenza, per $\tan \beta = 2$ il tirante nella sezione di controllo della breccia h_c assume valori più contenuti. Si nota inoltre che la velocità con cui si ingrandisce la breccia è di un ordine di grandezza maggiore se si assume $\tan \beta = 0.2$ appunto perché nei due casi è di un ordine di grandezza la differenza nel termine dA_b/dt . Le figure 6.9 e 6.10 invece mostrano un caso ideale caratterizzato da $G = 80$. In questo caso il volume invasato è notevole in relazione all'altezza della diga, per cui in entrambi i casi $\tan \beta = 0.2$ e $\tan \beta = 2$ si ha l'erosione completa del rilevato e che il colmo dell'onda arriva in fase trapezoidale. Dal confronto delle figure si vede che sebbene la velocità massima di ingrandimento della breccia arrivi in prossimità del passaggio alla fase trapezoidale e quindi in istanti di tempo diversi, la velocità massima con cui si ingrandisce la breccia è molto simile nei due casi poiché nel momento in cui si passa alla fase trapezoidale nei due casi il livello nell'invaso è praticamente quello iniziale. Anche in questo caso si trova però che la velocità dY/dt è di un ordine di grandezza maggiore nel caso caratterizzato da $\tan \beta = 0.2$.

Si conclude quindi che la scelta di $\tan \beta$ incide maggiormente sulla fase triangolare del fenomeno. Assumendo $\tan \beta = 0.2$ e quindi con le sponde quasi verticali si ha la possibilità di descrivere probabilmente nel migliore dei modi il fenomeno durante la fase trapezoidale. Nel caso di dighe caratterizzate da valori grandi di G l'inclinazione delle sponde non influenza eccessivamente le caratteristiche del fenomeno in quanto la durata della fase triangolare è in ogni caso contenuta rispetto alla durata dell'intero fenomeno. Si è visto infatti che anche per $\tan \beta = 2$ nel momento in cui la breccia diventa trapezoidale il livello nell'invaso è ancora praticamente quello iniziale. D'altra parte per sistemi caratterizzati da valori contenuti di G l'inclinazione delle sponde ha un ruolo decisamente più marcato ed è in grado di influenzare anche dal punto di vista qualitativo la simulazione della rottura della diga. Dunque per fini predittivi l'assunzione $\tan \beta = 0.2$, per valori piccoli di G , è certamente quella che dal punto di vista cautelativo offre maggiori garanzie poiché fornisce la portata al colmo maggiore e l'erosione più rapida.

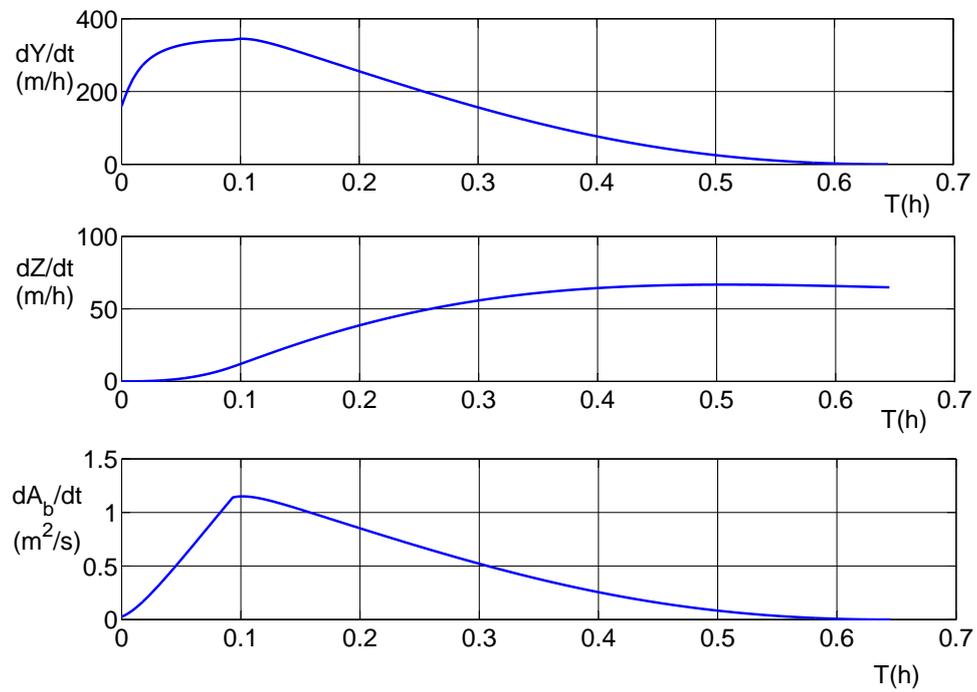


Figura 6.7: $G = 0.8$ e $\tan \beta = 0.2$

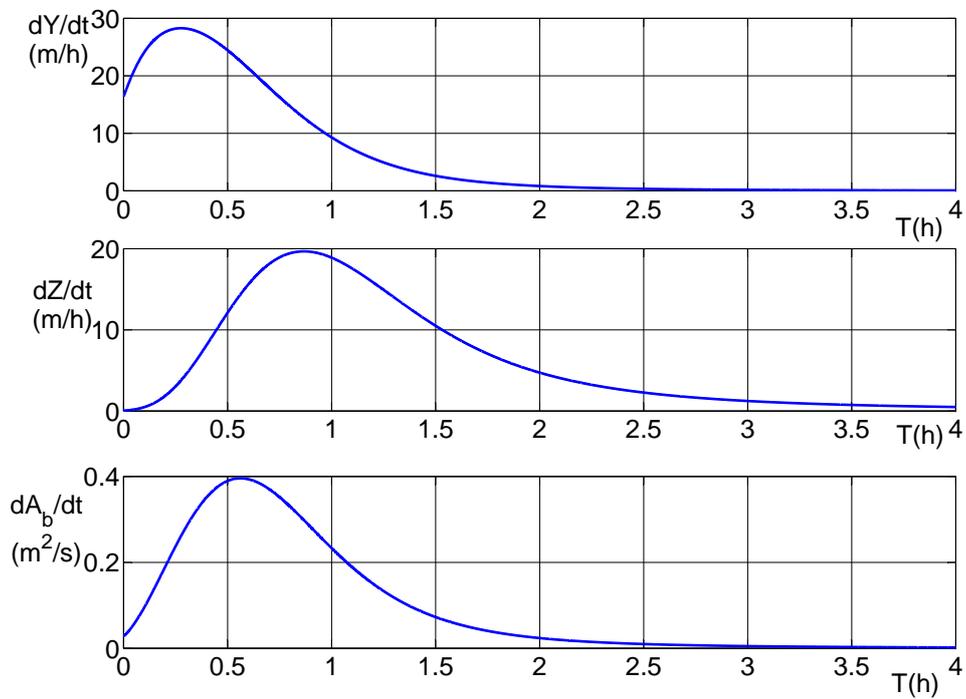


Figura 6.8: $G = 0.8$ e $\tan \beta = 2$

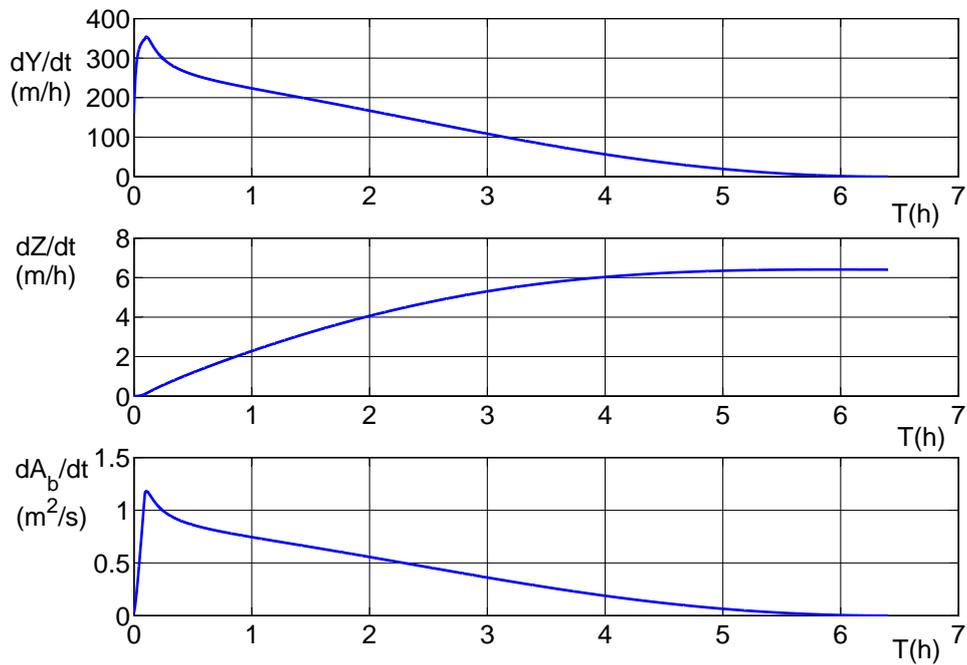


Figura 6.9: $G = 80$ e $\tan \beta = 0.2$

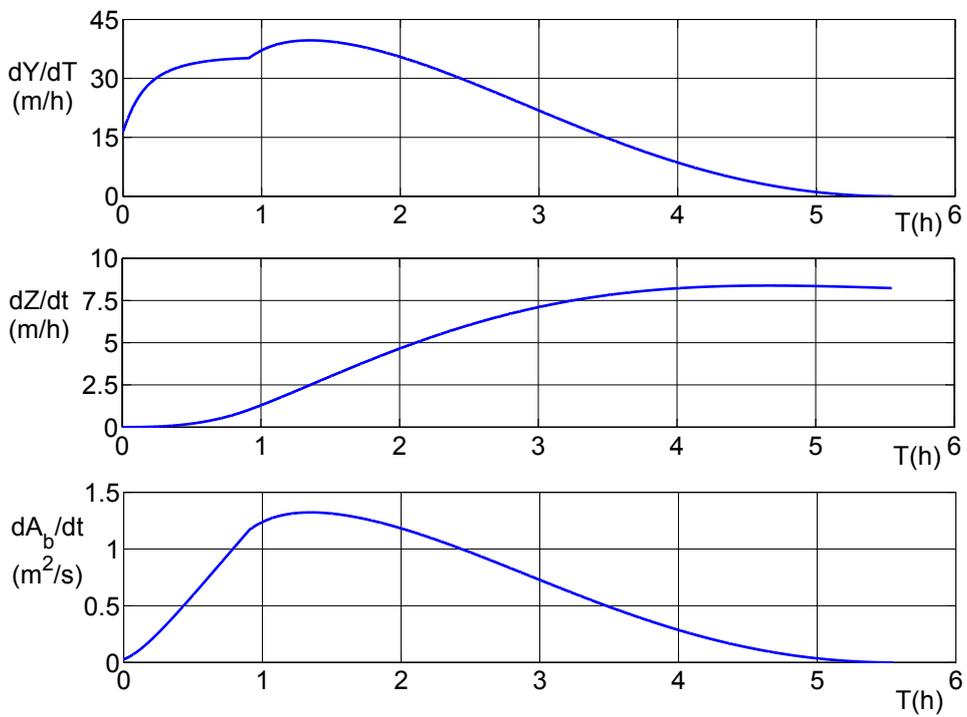


Figura 6.10: $G = 80$ e $\tan \beta = 2$

Capitolo 7

Proposta di una formula adimensionale per il calcolo della portata al colmo

7.1 Premessa

I metodi più semplici per il calcolo della portata al colmo di un idrogramma di piena generato dalla rottura progressiva di una diga in terra sono costituiti da equazioni in cui la grandezza di interesse è calcolata in funzione di una o più grandezze rappresentative della diga e dell'invaso mediante una legge di regressione ottenuta dall'analisi degli eventi storici di rottura. Questi metodi di calcolo, a fronte della semplicità d'uso, offrono risultati certamente non molto accurati per diversi motivi tra cui il numero ristretto di eventi ben documentati su cui si basa l'elaborazione di queste relazioni, la relativa diversità dei casi presi in considerazione e l'incertezza nella stima di alcuni parametri come la portata e il tempo di formazione della breccia. A ciò si aggiunge che generalmente queste formule hanno struttura molto semplice e tengono conto esclusivamente dell'altezza del rilevato o del volume invasato, e quindi trascurano altri parametri come la geometria della diga, la morfologia dell'invaso, le caratteristiche geotecniche del materiale del rilevato.

Sempre restando nell'ambito dei metodi di calcolo speditivi, sono da segnalare gli abachi proposti da Macchione e Rino (2008) mediante i quali è possibile calcolare in forma adimensionale, nel caso di rottura innescata da tracimazione della diga, la portata al colmo e il tempo di colmo, cioè il tempo che intercorre tra l'inizio del fenomeno e l'arrivo del colmo dell'ondata. Sempre nella stessa memoria sono poi forniti degli ulteriori abachi che consentono di ricavare i parametri di alcune funzioni mediante le quali è possibile riprodurre l'intero idrogramma di piena. Sulla scorta dei risultati conseguiti si illustra qui un ulteriore sviluppo del modello proposto da

Macchione (2008) e Macchione e Rino (2008), mediante il quale si è giunti alla redazione di alcune formule analitiche che consentono il calcolo della portata al colmo per il caso di rottura innescata da tracimazione e nel caso di sifonamento. Tali formule analitiche hanno il vantaggio di fornire con buona approssimazione i risultati che è possibile ottenere mediante il modello numerico fisicamente basato e di considerare nel calcolo alcuni elementi che hanno notevole influenza sulla portata al colmo (Macchione e Rino, 2008), ma che generalmente sono trascurati nelle equazioni ottenute mediante analisi di regressione dei dati riguardanti le rotture documentate avvenute nel passato. In particolare il riferimento è alla morfologia dell'invaso che è espressa nel modello dalla curva altezze volumi e che è introdotta nelle relazioni per mezzo dell'esponente α_0 e che sostanzialmente esprime la distribuzione verticale del volume invasato. Le formule che si illustrano sono poi in grado di fornire risultati validi per tipologie diverse di dighe semplicemente scegliendo in maniera opportuna il valore del parametro v_e che esprime la suscettibilità all'erosione del rilevato e che è quindi influenzato in maniera preponderante dalle caratteristiche granulometriche e geotecniche del materiale di costruzione.

7.2 Formulazione adimensionale del modello

Le equazioni del modello numerico in esame proposto da Macchione (2008), possono essere riscritte nella formulazione adimensionale (Macchione e Rino, 2008). In tale contesto si hanno le seguenti variabili adimensionali

$$h_c^* = \frac{h_c}{Z_M} \quad Z^* = \frac{Z}{Z_M} \quad Y^* = \frac{Y}{Z_M} \quad t^* = \frac{t}{Z_M} v_e \quad w_c^* = \frac{w_c}{Z_M} \quad Q^* = \frac{Q}{g^{1/2} Z_M^{5/2}}$$

Ai fini della minimizzazione del numero dei parametri, nell'elaborazione di una formula per il calcolo della portata al colmo è lecito fissare a priori alcuni valori rappresentativi della geometria del rilevato, adottando a riguardo un criterio cautelativo. In particolare si è posto $w_c^* = 0$, cioè si è ipotizzata la larghezza del coronamento nulla e la pendenza dei paramenti di monte e di valle s_u e s_d è stata fissata pari a 2.5 (H:V). Nel caso di rottura innescata dalla tracimazione del rilevato si è posto poi $Z_0^* = 1$ e si è ipotizzata una breccia iniziale di piccole dimensioni ponendo $Y_0^* = 0.95$.

In queste condizioni la portata al colmo adimensionale Q_p^* è funzione del parametro adimensionale G , che è indicativo delle dimensioni dell'invaso in relazione all'altezza della diga e che include nella sua definizione anche il parametro v_e , il quale ha il compito di descrivere la suscettibilità del rilevato ad essere eroso. La portata al colmo adimensionale è poi funzione del parametro α_0 della curva altezze-volumi che descrive la morfologia dell'invaso e in particolare la distribuzione verticale del volume inva-

sato. Inoltre la portata al colmo e tutte le grandezze rappresentative del fenomeno dipendono dall'angolo β che le sponde della breccia formano con la verticale, che nelle ipotesi del modello è costante sia durante la fase di ingrandimento a sezione triangolare che per quella successiva trapezoidale. Quest'ultimo parametro non è noto a priori e deve quindi essere fissato. Nel capitolo precedente si è discusso ampiamente del ruolo e dell'influenza dell'angolo β sulla portata al colmo e sull'idrogramma di piena. Una guida per la scelta del valore più idoneo da assegnare a $\tan \beta$ viene dall'osservazione di eventi di rottura avvenuti nel passato e dall'osservazione diretta mediante test sperimentali in laboratorio e su modelli in grande scala. Si è detto in particolare che i valori finali di $\tan \beta$ sono generalmente compresi tra 0.2 e 2, ma si è visto anche che queste pendenze sono probabilmente il frutto di crolli che si verificano nella breccia quando il fenomeno è già concluso. Da ciò consegue che, sebbene valori piccoli per $\tan \beta$ sembrerebbero più realistici, un criterio cautelativo per la scelta del valore di $\tan \beta$ potrebbe essere quello di considerare il valore di $\tan \beta$ che garantisca la massima portata al colmo. A riguardo si è osservato sempre nel capitolo precedente (figura 6.1) che, fissato un valore per il parametro α_0 , esiste un valore $G = G^*$ per cui si ha l'uguaglianza $Q_p^*(\tan \beta = 0.2) = Q_p^*(\tan \beta = 2)$ e si ha un campo di valori di $G < G^*$ in cui la portata più alta si ottiene ponendo $\tan \beta = 0.2$, mentre per $G > G^*$ la portata massima è data dalla condizione $\tan \beta = 2$. Il valore di G^* , che indica il punto di separazione dei due campi, non è costante ma dipende da α_0 come riportato in tabella 7.1.

α_0	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
G^*	13	10	9	8	7	6.5	6

Tabella 7.1: Valori di G^* in funzione di α_0

Per quanto riguarda la rottura innescata da tracimazione, si propongono quindi due approcci: una prima relazione può essere ricavata ipotizzando $\tan \beta = 0.2$, mentre un secondo approccio si ottiene come involuppo scegliendo in base a G il valore di $\tan \beta$ che fornisce la portata al colmo adimensionale maggiore. Per quanto riguarda invece la rottura innescata da sifonamento si ritiene opportuno ipotizzare $\tan \beta = 0.2$ e $Y_0^* = 0$. Quest'ultima condizione in particolare presuppone, coerentemente all'approccio proposto da Macchione (2008), che sia trascurabile la fase del fenomeno precedente all'apertura della breccia, e che la rottura sia innescata in prossimità della base della diga in maniera da massimizzare la portata al colmo. Inoltre, nel caso di rottura per sifonamento, è rimosso il vincolo di invaso pieno fino alla quota del coronamento, così nella formula si introduce un ulteriore parametro che consente di scegliere il livello iniziale nel serbatoio Z_0^* . In questo modo è possibile, nei casi pratici, calcolare la portata al colmo nel caso di invaso riempito fino alla quota di massima regolazio-

ne o di massimo invaso, o anche valutare il beneficio prodotto, in termini di attenuazione del colmo dell'onda, dal parziale svuotamento dell'invaso mediante gli organi di scarico.

7.3 Rottura per tracimazione

Nel caso di rottura per tracimazione si considera cautelativamente l'invaso pieno fino alla quota di coronamento. Quindi, fissata la geometria della diga, nella formulazione adimensionale la portata al colmo Q_p^* è funzione di α_0 , G e $\tan \beta$. Come si è detto il parametro G racchiude le caratteristiche geometriche della diga e morfologiche dell'invaso. Esso infatti è dato da

$$G = v_e \frac{W_M}{\sqrt{g} Z_M^{7/2}} \quad (7.1)$$

Nell'espressione (7.1) compaiono il parametro di taratura del modello v_e , il volume invaso fino alla quota di coronamento W_M e l'altezza della diga Z_M . Il parametro G può essere riscritto anche nella forma

$$G = \frac{v_e}{v_w} \quad (7.2)$$

cioè come rapporto tra il parametro di proporzionalità v_e che compare nell'equazione differenziale della velocità di erosione e il parametro di proporzionalità v_w , che compare nell'equazione differenziale per il calcolo della velocità di svuotamento dell'invaso, la cui espressione è

$$v_w = \frac{\sqrt{g} Z_M^{7/2}}{W_M} \quad (7.3)$$

Per quanto detto in precedenza sul significato fisico del parametro G e tenendo conto delle equazioni (7.2) e (7.3) risulta che esso assume valori tanto più elevati quanto più la velocità di erosione è elevata rispetto alla velocità di svuotamento del serbatoio. Da un'indagine statistica su un campione sufficientemente ampio di dighe realmente esistenti emerge che i valori reali che il parametro G può assumere sono compresi tra 0.01 e 1000, ma anche che nel 90% dei casi l'intervallo è ancora più ristretto poiché la maggior parte delle dighe è uniformemente distribuita nell'intervallo compreso tra 0.1 e 100.

7.3.1 Ipotesi $\tan \beta = 0.2$

La prima parte dello studio è stata condotta assumendo $\tan \beta = 0.2$ per l'inclinazione delle sponde e la portata al colmo adimensionale è stata calcolata in funzione di G e di α_0 . Si è visto che, fissato un valore di α_0 , vi è un

legame lineare tra $\log Q_p^*$ e $\log G$. Più precisamente la funzione $Q_p^* = f(G)$ è ben approssimata da una funzione lineare sul piano doppio logaritmico se si considera l'intervallo di G compreso tra 0.2 e 1000. Fissato un valore di α_0 la funzione può essere quindi scritta come

$$Q_p^* = aG^b \quad (7.4)$$

oppure

$$\log Q_p^* = \log a + b \log G \quad (7.5)$$

dove a e b sono due parametri il cui valore è da determinare e che a parità di altre condizioni, non possono che essere espressi in funzione del coefficiente della curva altezze volumi α_0 . Dalla figura 7.1 si osserva infatti che la portata al colmo, per un fissato valore di G , cresce con α_0 e che al variare di α_0 il legame tra $\log Q_p^*$ e $\log G$ è ben approssimato da una legge lineare per $G > 0.2$.

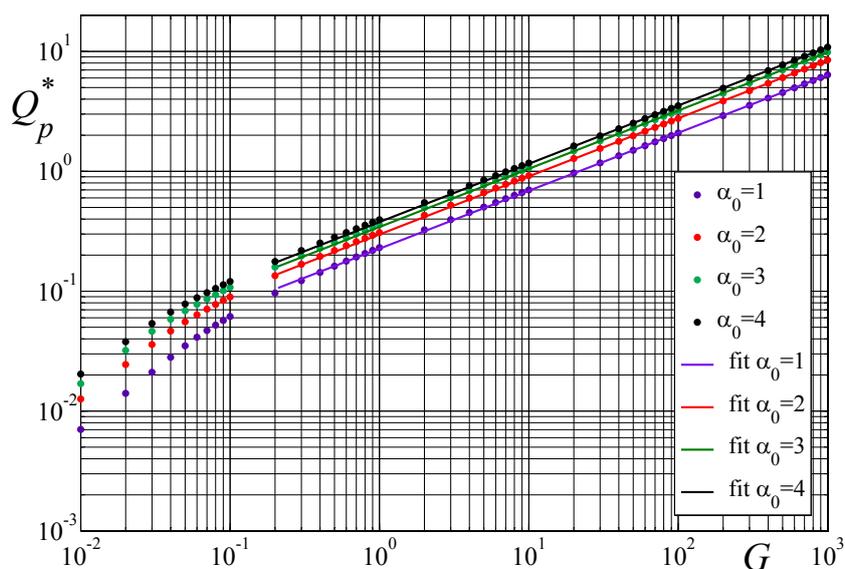


Figura 7.1: Interpolazione delle funzioni $Q_p^* = f(G, \alpha_0)$

Dall'analisi dei valori di a e b assunti per i diversi valori di α_0 è possibile risalire alla funzione che meglio interpreta i legami $a = a(\alpha_0)$ e $b = b(\alpha_0)$. In particolare è sufficiente calcolare i valori di a e b che permettono di ottenere la funzione che meglio interpreta il legame $Q_p^* = f(G)$ per α_0 fissato. I valori di a e b così ottenuti sono stati messi su un grafico in funzione di α_0 . Dalla figura 7.2 si osserva che l'esponente b al variare di α_0 è praticamente costante. Il parametro a invece è ben interpretato ancora una volta da una funzione di tipo potenza, cioè si ha che $\log a$ è linearmente dipendente da

$\log \alpha_0$. Adottando una funzione potenza per la curva $a = a(\alpha_0)$ si ottiene un coefficiente di regressione $R^2 = 0.998$. Si ha quindi

$$a = c\alpha_0^d = 0.2293\alpha_0^{0.3658} \quad (7.6)$$

L'esponente b assume valori compresi tra 0.483 (per $\alpha_0 = 1$) e 0.486. Si è scelto di utilizzare il valore che si ottiene per $\alpha_0 = 2.5$:

$$b = 0.485$$

In definitiva si ottiene una formula del tipo

$$Q_p^* = c\alpha_0^d G^b \quad (7.7)$$

Sostituendo i valori dei parametri che sono stati trovati mediante interpolazione si ottiene la formula

$$Q_p^* = 0.2293\alpha_0^{0.3658} G^{0.485} \quad (7.8)$$

Al fine di valutare l'errore che si commette utilizzando la formula in luogo

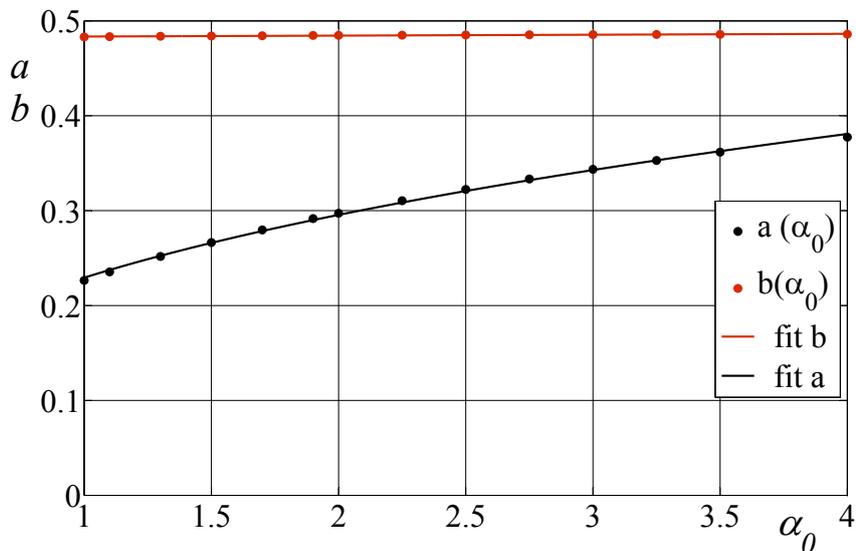


Figura 7.2: Andamento delle funzioni a e b in relazione ad α_0

della formulazione completa del modello, si sono confrontati i risultati prodotti dalla formula con i risultati che si ottengono applicando il modello di calcolo. Come si può osservare in figura 7.1, per valori di $G < 0.1$ i punti tendono a discostarsi notevolmente dalla legge lineare, che invece ben approssima il legame tra $\log Q_p^*$ e $\log G$ per $0.2 < G < 1000$. Tutto ciò ha una

spiegazione logica ed è dovuto al fatto che, per valori piccoli di G , lo svuotamento del serbatoio è particolarmente rapido e ciò è ancora più evidente per i valori più piccoli di α_0 , cioè nei casi in cui il baricentro del volume invasato è spostato verso il basso e di conseguenza lo svuotamento almeno nella fase iniziale è ancora più rapido. Quindi, per valori molto piccoli di G , il colmo dell'onda di piena sopraggiunge quando la breccia è ancora nella fase triangolare. È evidente che più ci si avvicina a questa condizione più il comportamento del modello tende a essere diverso da quello a cui ben si adatta l'equazione (7.8). Per questo motivo, si osserva che il legame lineare tra $\log Q_p^*$ e $\log G$ al variare di α_0 descritto dalla formula (7.8) funziona al meglio quando il colmo si verifica durante la fase trapezoidale del processo e che viceversa gli errori tendono a diventare non trascurabili quando il colmo dell'onda è raggiunto durante la fase triangolare dell'ingrandimento della breccia.

La figura 7.3 mostra gli errori che si commettono applicando la formula in luogo dell'integrazione completa delle equazioni del modello adimensionale. Gli errori sono massimi per $G = 0.1$ e in particolare per $\alpha_0 = 1$ ma tendono a diminuire rapidamente al crescere di α_0 . Nell'intervallo $0.2 < G < 10$ la formula tende lievemente a sottostimare la portata al colmo fornita dal modello e gli errori si mantengono inferiori al 5% in valore assoluto.

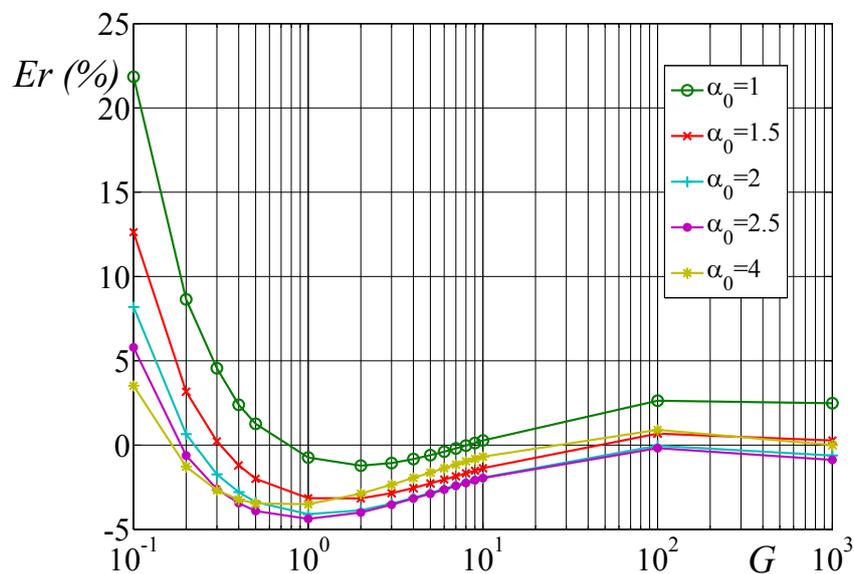


Figura 7.3: Errori prodotti dalla formula (7.8) rispetto ai risultati forniti dal modello numerico.

7.3.2 $\tan \beta$ scelto in modo da massimizzare Q_p^*

La formula proposta in precedenza consente di calcolare Q_p^* nell'ipotesi che sia realistico ipotizzare $\tan \beta = 0.2$ e cioè che le sponde della breccia siano quasi verticali. Se si rimuove questa condizione è necessario individuare un criterio per la scelta di $\tan \beta$ e una possibilità consiste nel considerare, a vantaggio di sicurezza, il valore di $\tan \beta$ che massimizza la portata al colmo adimensionale. Come si è visto in figura 6.1, per valori di $G > G^*$, la portata al colmo maggiore si ha per $\tan \beta = 2$. In questo caso, come si vede dalla figura 7.4 il legame tra Q_p^* e G è lineare sul piano doppio logaritmico solo per $20 < G < 1000$ e quindi anche in questo caso si osserva che il legame tra $\log Q_p^*$ e $\log G$ è ben rappresentato da una legge lineare solo se la portata al colmo si verifica quando la breccia ha già assunto forma trapezoidale. D'altra parte si osserva che la condizione $Q_p^*(\tan \beta = 2) > Q_p^*(\tan \beta = 0.2)$ si verifica per valori di $G > G^*$. Poiché G^* , come illustrato in tabella 7.1, varia in funzione di α_0 e assume valori compresi tra 6 e 13, si ha che nell'intervallo $G^* < G < 20$ l'adozione di una formula ottenuta considerando $\tan \beta = 2$ produrrebbe una notevole sovrastima della portata al colmo. Per valori di G appartenenti all'intervallo $[20; 1000]$, con procedura identica a quella già illustrata per il caso precedente in cui si è posto $\tan \beta = 0.2$, si ricava la seguente relazione

$$Q_p^* = 0.2321\alpha_0^{0.4591}G^{0.524} \quad (7.9)$$

Anche in questo caso il coefficiente di correlazione R^2 per la funzione

$$a(\alpha_0) = 0.2321\alpha_0^{0.4591}$$

è alto e precisamente vale 0.9969. Meno adatto ad essere rappresentato con il valore medio è il parametro b , infatti in questo caso, seppur poco variabile con α_0 , tende a diminuire al crescere di α_0 passando dal valore di 0.5351 per $\alpha_0 = 1$ fino a 0.52 per $\alpha_0 = 4$ (figura 7.5). Per la formula si è comunque adottato il valore di b corrispondente ad $\alpha_0 = 2.5$. Applicando la formula per il calcolo della portata al colmo si ottiene un errore che, per valori di G compresi tra 20 e 1000, è sempre inferiore al 7.5%. Dalla figura 7.6 si osserva che l'errore è in sovrastima per i valori più bassi di G mentre è in sottostima per i valori di G superiori a circa 40 e per valori di α_0 inferiori a 3. A ciò si può porre rimedio aumentando il parametro b che funge da coefficiente angolare della retta definita dall'equazione. In tal caso infatti si ottiene una rotazione in senso antiorario della retta e quindi una sottostima minore per i valori più grandi di G . Poiché non è mutata l'intercetta della retta si ha contestualmente un aumento contenuto dell'errore in sovrastima che già si aveva per i valori più piccoli di G . In particolare è stato adottato il valore medio di b da cui si è ottenuta la seguente relazione:

$$Q_p^* = 0.2321\alpha_0^{0.4591}G^{0.526} \quad (7.10)$$

Si pone quindi il problema della scelta dell'equazione da usare in relazione al valore di G . Una soluzione al problema potrebbe essere quella di considerare due equazioni rispettivamente valide per $\tan \beta = 0.2$ nel caso di $G < G^*$ e per $\tan \beta = 2$ nel caso $G > G^*$. Tuttavia tale approccio si presenta problematico poiché si imporrebbe il cambio di equazione per valori di G che cadono al di fuori dell'intervallo di validità dell'equazione (7.10) che, come detto, è da ritenere valida per $20 < G < 1000$. Ciò significa che nel caso in cui risulti verificata la condizione

$$Q_p^*(\tan \beta = 2) > Q_p^*(\tan \beta = 0.2)$$

usando la formula per $G^* < G < 20$ si commetterebbero notevoli errori in sovrastima. Da ciò deriva che la soluzione di avere due equazioni, la (7.8) per $G < G^*$ e la (7.10) per $G > G^*$ porterebbe ad avere gli errori maggiori per valori di G che sono centrali nell'intervallo considerato.

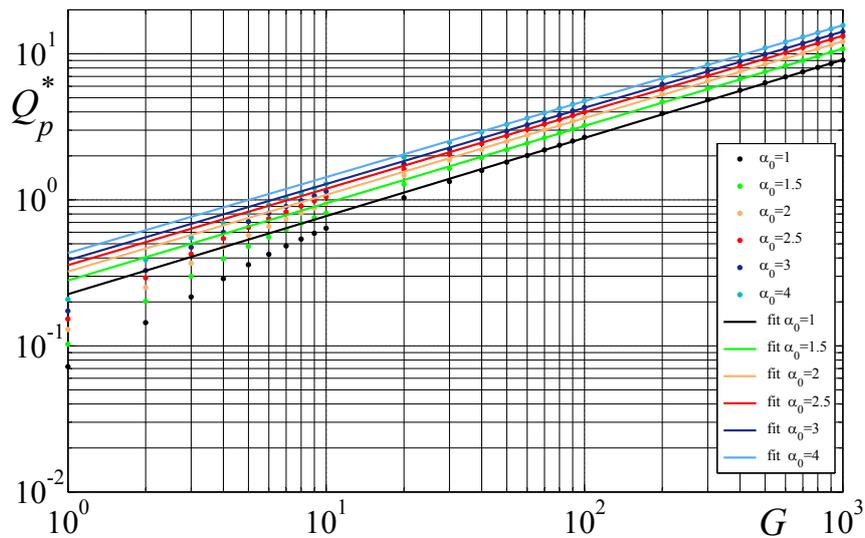


Figura 7.4: Portata al colmo adimensionale Q_p^* in funzione di G per diversi valori di α_0 nell'ipotesi di $\tan \beta = 2$

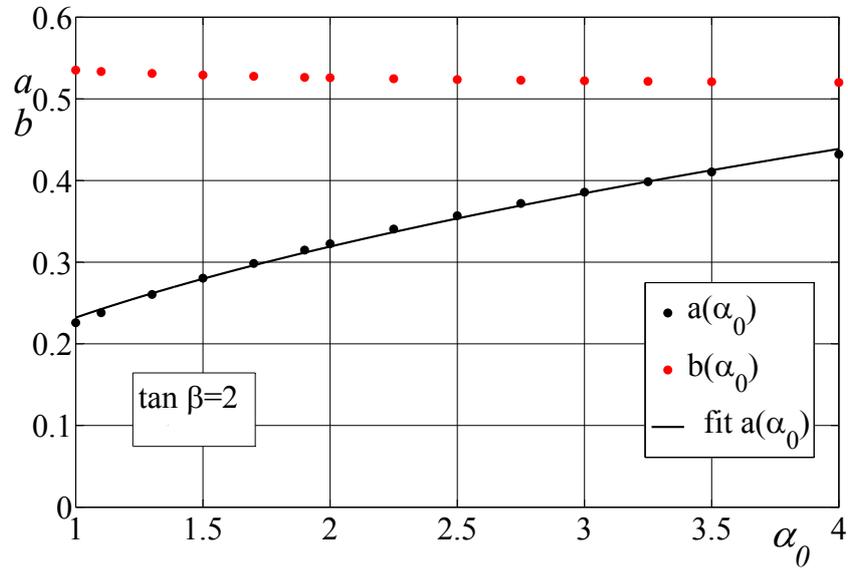


Figura 7.5: Andamento delle funzioni a e b in relazione ad α_0 per $\tan \beta = 2$

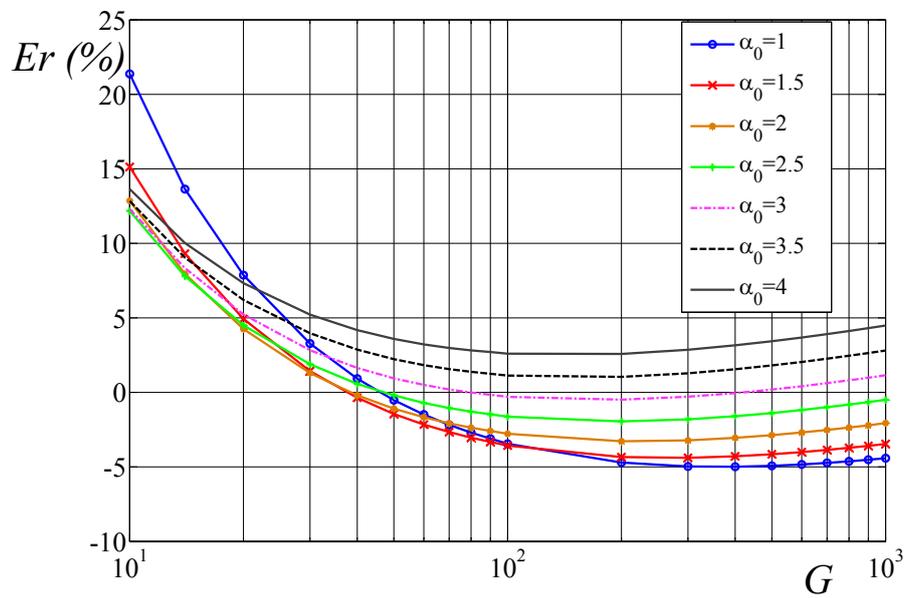


Figura 7.6: Errori di predizione della formula (7.9) rispetto al modello numerico.

7.3.3 Inviluppo

Al fine di semplificare il calcolo della portata al colmo adimensionale si è pensato di individuare una formula unica sulla base dell'inviluppo dei dati di portata al colmo adimensionale per ciascun valore di α_0 . In particolare le curve $Q_p^*(G, \alpha_0 = \text{cost})$ (figura 7.7) che sono utilizzate per l'interpolazione, sono costituite dai valori ottenuti dal modello nel seguente modo:

$$Q_{p\text{-inv}}^* = Q^*(G, \alpha_0 = \text{cost}, \tan \beta = 0.2) \quad G < G^*(\alpha_0)$$

$$Q_{p\text{-inv}}^* = Q^*(G, \alpha_0 = \text{cost}, \tan \beta = 2) \quad G > G^*(\alpha_0)$$

Ai fini dell'elaborazione della formula un primo tentativo è stato fatto interpolando i valori ottenuti dal modello con una procedura identica a quelle illustrate in precedenza mediante la quale sono state ottenute le formule 7.8 e 7.10. Dalla figura 7.8 si osserva che le rette interpolanti hanno il massimo distacco dai punti ottenuti applicando il modello matematico per $1 < G < 20$. Anche in questo caso il parametro a che compare nell'equazione generica (7.4) è stato calcolato in funzione di α_0 con una legge di tipo potenza (fig. 7.9). Al fine di dare una struttura semplice alla formula, si è scelto di assegnare all'esponente b un valore fissato e come già fatto in precedenza si è preso il valore corrispondente ad $\alpha_0 = 2.5$ per cui si è posto $b = 0.5325$, nonostante in realtà questo sia variabile tra 0.543 ($\alpha_0 = 1$) e 0.528 ($\alpha_0 = 4$). In definitiva si ottiene la seguente formula:

$$Q_p^* = 0.2191\alpha_0^{0.4608}G^{0.5325} \quad (7.11)$$

Dalla figura 7.10 si osserva che tale approccio fornisce errori accettabili su tutto l'intervallo dei valori di G . L'errore in sovrastima massimo è di circa il 16% e si ha per $G = 6$ ed $\alpha_0 = 4$. Si ha però una tendenza alla sottostima, anche se contenuta su una notevole porzione del campo dei valori di G . In particolare la formula calcola una portata al colmo inferiore a quella fornita dal modello a partire da $G < 2$ e per $G > 20$ e $\alpha_0 < 3$. Per porre rimedio a questo problema, un ulteriore tentativo è stato fatto con l'obiettivo di avere una formula in grado di garantire un errore in sottostima non più grande del -5%. Le rette, sul piano doppio-logaritmico sono state calcolate come passanti per due punti (G, Q_p^*) scelti in modo tale da avere gli altri punti (G, Q_p^*) al di sotto della retta a meno di un errore in sottostima del 5%. Ad esempio per $\alpha_0 = 4$ si sono prese le coppie di punti $(0.2, 0.96Q_p^*(G = 0.2))$ e $(100, 0.96Q_p^*(G = 100))$. I valori di b mostrano che le rette così calcolate sono sostanzialmente parallele fra loro, pertanto è lecito assumere $b = \text{cost} = 0.53$. Il parametro a è invece funzione crescente di α_0 (Tabella 7.2). Anche in questo caso si è visto che la funzione potenza descrive bene i dati ottenuti dal modello per cui si è posto

$$a = 0.228\alpha_0^{0.4097} \quad (7.12)$$

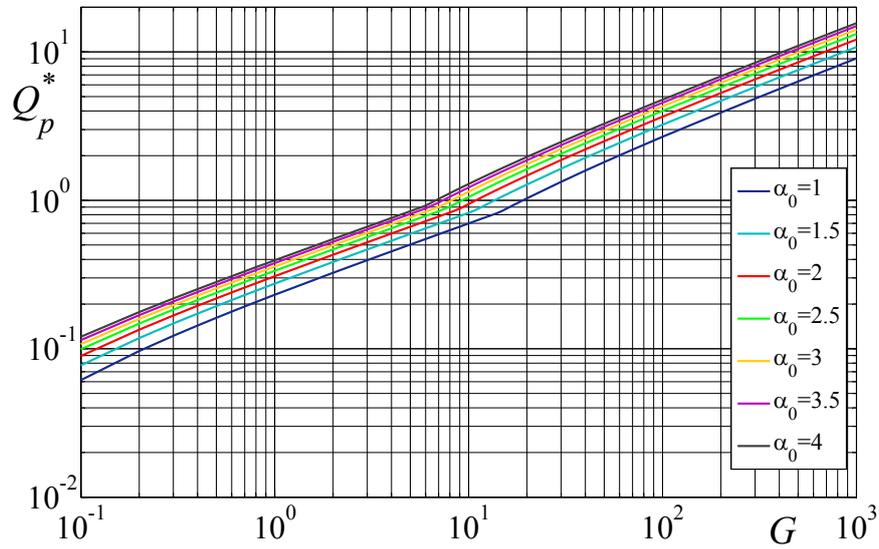


Figura 7.7: Involuppo di Q_{p-inv}^* in funzione di G per diversi valori di α_0 .

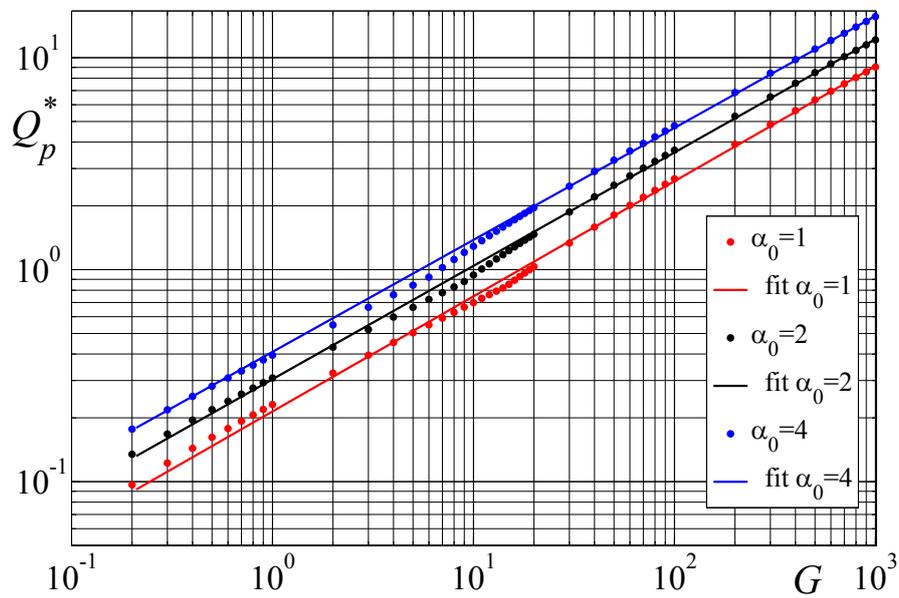


Figura 7.8: Interpolazione di Q_{p-inv}^* in funzione di G per diversi valori di α_0 .

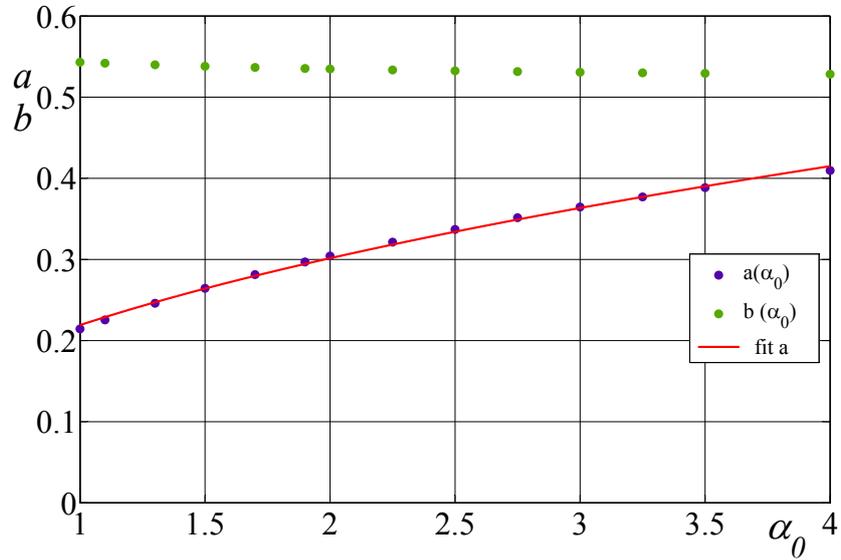


Figura 7.9: Andamento delle funzioni a e b in relazione ad α_0 - funzione involuppo.

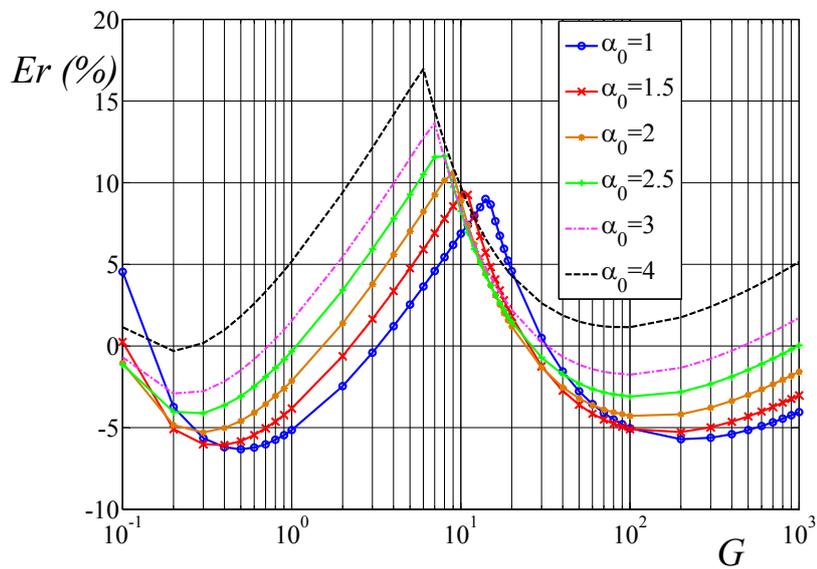


Figura 7.10: Errori nella stima della portata con la formula involuppo e i parametri stimati mediante interpolazione.

Tabella 7.2: Valori del coefficiente a e dell'esponente b calcolati per le rette involuppo.

α_0	a	b
1	0.22437	0.5314
1.5	0.26957	0.5311
2	0.30495	0.5307
2.5	0.33385	0.5307
3	0.35836	0.53058
3.5	0.37966	0.53052
4	0.39822	0.5301

La funzione (7.12) presenta un coefficiente di correlazione $R^2 = 0.998$. Se si sostituisce la relazione (7.12) nella formula generale (7.4) e si assume $b = \text{cost} = 0.53$ si ottiene la formula per il calcolo della portata al colmo

$$Q_p^* = 0.228\alpha_0^{0.4097}G^{0.5307} \quad (7.13)$$

Come si può osservare dal grafico in figura 7.11 mediante tale formula si commette un errore massimo inferiore al 13% e un errore in sottostima inferiore al 5%.

Si sono così ottenute due formule per il calcolo della portata al colmo adimensionale in caso di rottura per tracimazione. La (7.8) è ottenuta assumendo $\tan \beta = 0.2$, mentre la formula (7.13) è una formula di involuppo e quindi più cautelativa, essendo stata ottenuta assumendo per $\tan \beta$ il valore che fornisce la massima portata al colmo. Le formule consentono di tener conto della forma dell'invaso mediante il parametro α_0 della curva altezze volumi e della tipologia di diga per mezzo del parametro v_e che compare all'interno del parametro adimensionale G . Per dighe di tipo *earthfill* Macchione (2008) suggerisce $v_e = 0.07$ m/s. Nel caso di dighe in cui la suscettibilità all'erosione sia sensibilmente maggiore è possibile adottare un valore diverso del parametro v_e . A titolo di esempio, in un caso studio riguardante una diga di tipo *rockfill* illustrato da De Lorenzo e Macchione (2009) si è osservato che per tale tipologia di dighe il parametro v_e può essere sensibilmente maggiore, e in particolare nel caso illustrato nella memoria è stato assunto pari a 0.3 m/s.

7.4 Rottura innescata da sifonamento

Nella classica schematizzazione proposta da Johnson e Illes (1976) la rottura del sifonamento avviene in due fasi. Nella prima si ha la formazione e l'ingrandimento di un cunicolo all'interno del quale si concentrano i moti

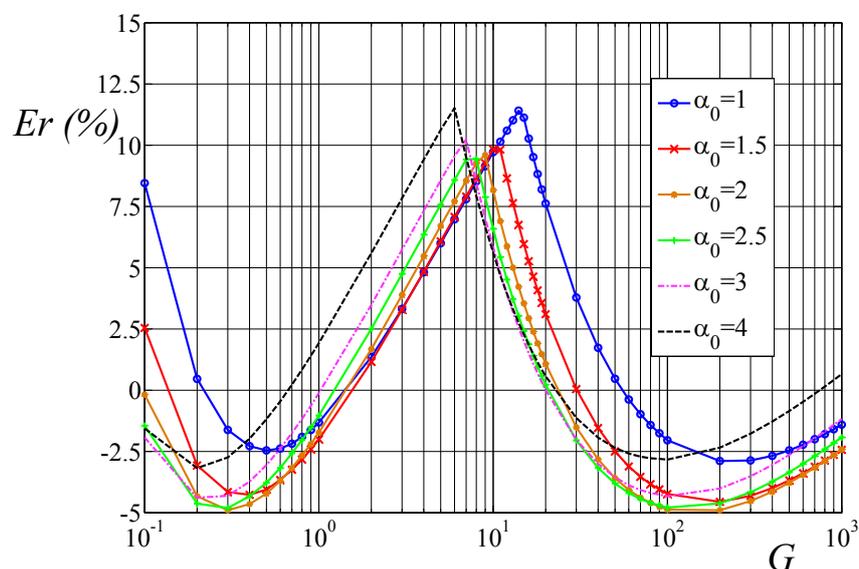


Figura 7.11: Errore della formula rispetto al modello numerico con i parametri della formula stimati mediante la retta e errore massimo in sottostima al 5%.

di filtrazione e l'erosione. Successivamente, quando il cunicolo è sufficientemente grande si ha il crollo della volta superiore e la formazione della breccia. Poiché la portata che fuoriesce durante la prima fase del fenomeno solitamente è di ordine di grandezza inferiore rispetto a quella che esce quando la breccia è completamente formata, è lecito trascurare la prima fase e descrivere il fenomeno in maniera analoga al caso di tracimazione. Al fine di massimizzare la portata al colmo, il punto in cui si innesca il sifonamento può essere posto in corrispondenza della base della diga, pertanto come condizione iniziale nell'analisi che segue si pone $Y_0^* = 0$. Un'ulteriore differenza rispetto alla rottura per tracimazione è relativa al grado di riempimento dell'invaso, questo infatti non necessariamente deve essere pieno fino alla quota di coronamento. Per questo motivo si introduce come ulteriore variabile la quota iniziale del pelo libero Z_0^* per cui vale la condizione $Z_0^* < 1$. Quindi la portata al colmo nel caso di rottura per sifonamento Q_{ps}^* risulta funzione del parametro G , dell'esponente della curva altezze-volumi α_0 , dell'inclinazione che le sponde formano con la verticale β e del grado iniziale di riempimento Z_0^* :

$$Q_p^* = f(G, \alpha_0, \tan \beta, Z_0^*) \quad (7.14)$$

Per quanto riguarda le pendenze delle sponde della breccia si pone in questo caso $\tan \beta = 0.2$. Tale assunzione si ritiene possa essere la più appro-

priata nel caso di sifonamento perché la breccia iniziale si forma in maniera repentina per effetto del crollo della volta della galleria scavata dall'azione di trascinamento della corrente. Dunque ci si aspetta una breccia con pareti sub-verticali. Quindi il problema si presenta simile a quello già affrontato per la rottura per tracimazione, con la differenza che in questo caso è necessario valutare il ruolo assunto dal livello iniziale di riempimento Z_0^* .

L'analisi sull'effetto prodotto da Z_0^* è stata condotta fissando $\alpha_0 = 1.5$ e $\alpha_0 = 3.5$ e la portata al colmo adimensionale Q_{ps}^* è stata calcolata in funzione di G per gradi iniziali di riempimento compresi tra 0.3 e 1. Nella figura 7.12 è riportato l'andamento della portata al colmo in funzione di G per diversi valori della condizione iniziale Z_0^* e per $\alpha_0 = 1.5$. La figura 7.13 invece mostra, per diversi valori di Z_0^* , il valore del rapporto tra la portata Q_{ps}^* e la portata Q_{pt}^* che si ottiene per $Z_0^* = 1$. Le figure 7.14 e 7.15 sono omologhe alle precedenti ma ottenute per $\alpha_0 = 3.5$. Dalla figura 7.12 e 7.14 si osserva che per valori di G non troppo piccoli le curve degenerano in rette nel piano doppio logaritmico. Tali rette inoltre possono essere considerate con buona approssimazione parallele fra loro per cui la portata al colmo, nel caso di sifonamento con $Z_0^* < 1$, può essere espressa come frazione della portata che si ottiene ad invaso pieno fino alla quota di coronamento ($Z_0^* = 1$). Ciò è particolarmente evidente dalle figure 7.13 e 7.15 che mostrano come il rapporto Q_{ps}^*/Q_{pt}^* sia praticamente indipendente da G a partire da un certo valore del parametro. In particolare il valore di G oltre cui si può ritenere corretto assumere il rapporto Q_{ps}^*/Q_{pt}^* indipendente da G stesso, non è costante ma crescente con α_0 . Per $\alpha_0 = 1.5$ il rapporto è praticamente costante per $G > 0.1$, mentre per $\alpha_0 = 3.5$ il rapporto è costante per $G > 1$, se non si considerano i livelli di riempimento iniziali particolarmente bassi e quindi meno significativi che corrispondono alla condizione $Z_0^* < 0.5$. Ciò è particolarmente interessante in quanto fa sì che il rapporto tra la portata al colmo che si ottiene considerando il parziale riempimento dell'invaso e la portata al colmo a tracimazione, sia solamente funzione di Z_0^* e α_0

$$\frac{Q_{ps}^*}{Q_{pt}^*} = f(\alpha_0, Z_0^*) \quad (7.15)$$

da cui si ricava

$$Q_{ps}^* = Q_{pt}^* f(\alpha_0, Z_0^*) \quad (7.16)$$

La funzione $f(\alpha_0, Z_0^*)$ si ottiene interpolando i valori del rapporto Q_{ps}^*/Q_{pt}^* ottenuti per un G fissato sufficientemente grande e al variare di Z_0^* e per diversi valori di α_0 . In figura 7.16 sono mostrati i risultati ottenuti mediante il modello numerico interpolati mediante delle funzioni di tipo potenza. Da ciò deriva che la formula per il calcolo della portata al colmo nel caso di rottura in condizioni di parziale riempimento è data da

$$Q_{ps}^* = Q_{pt}^* \eta Z_0^{*\gamma} \quad (7.17)$$

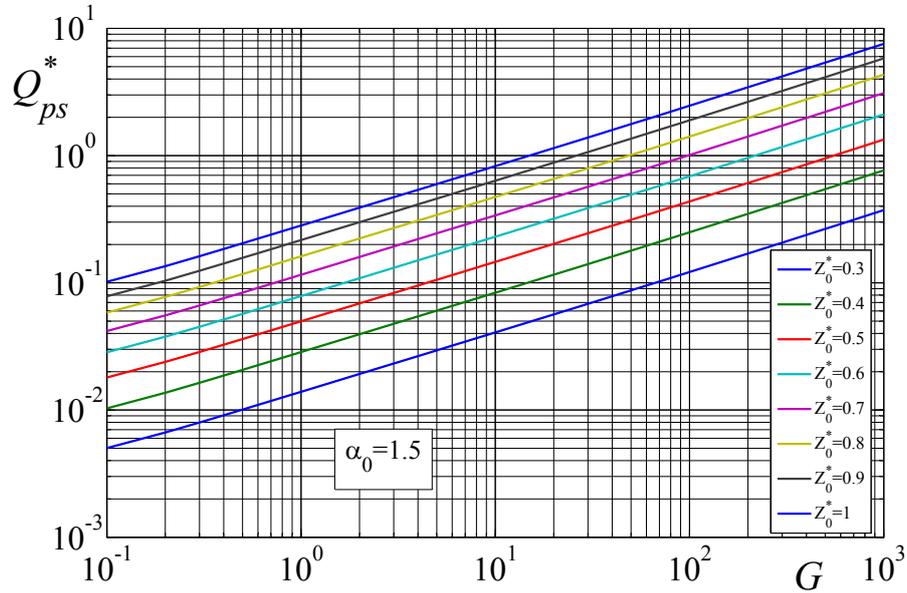


Figura 7.12: Portata al colmo per diversi valori del livello di riempimento per $\alpha_0 = 1.5$ e $\tan \beta = 0.2$

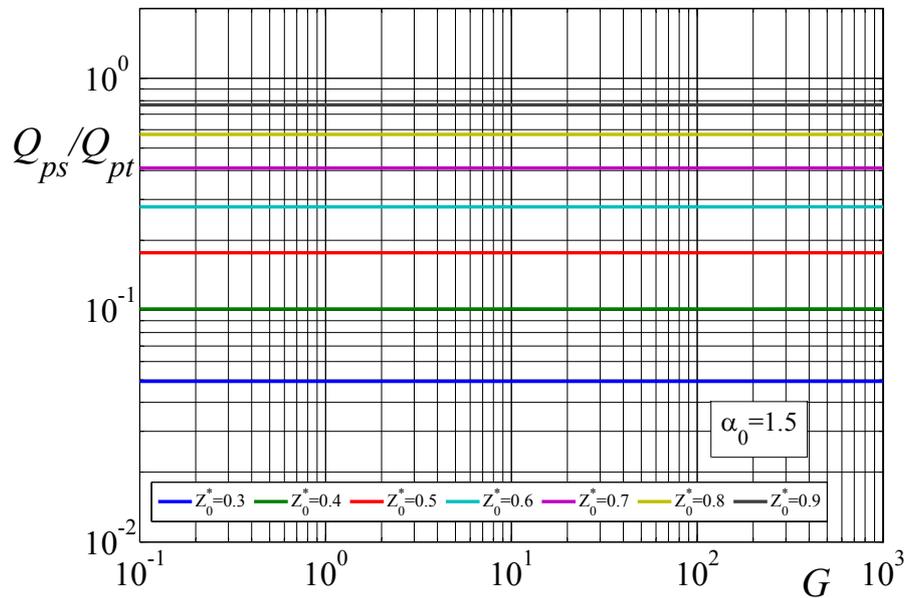


Figura 7.13: Rapporto Q_{ps}^*/Q_{pt}^* con Z_0^* variabile per $\alpha_0 = 1.5$ e $\tan \beta = 0.2$

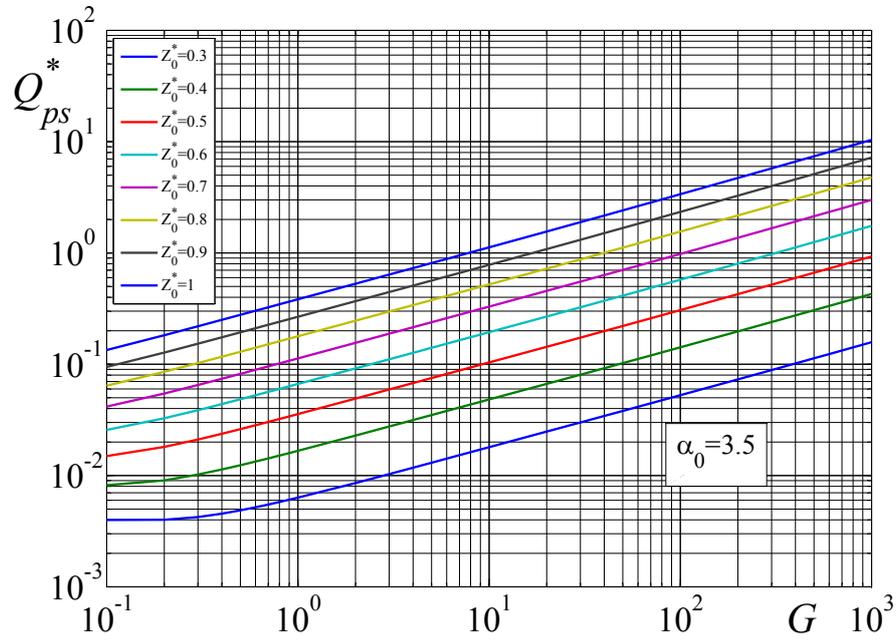


Figura 7.14: Portata al colmo per diversi valori del livello di riempimento per $\alpha_0 = 3.5$ e $\tan \beta = 0.2$

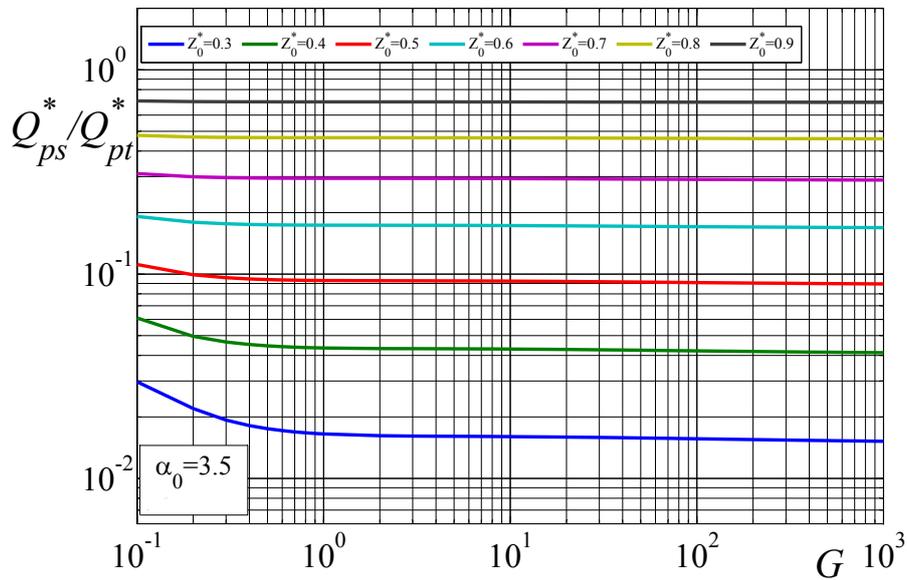


Figura 7.15: Rapporto Q_{ps}^*/Q_{pt}^* con Z_0^* variabile per $\alpha_0 = 3.5$ e $\tan \beta = 0.2$

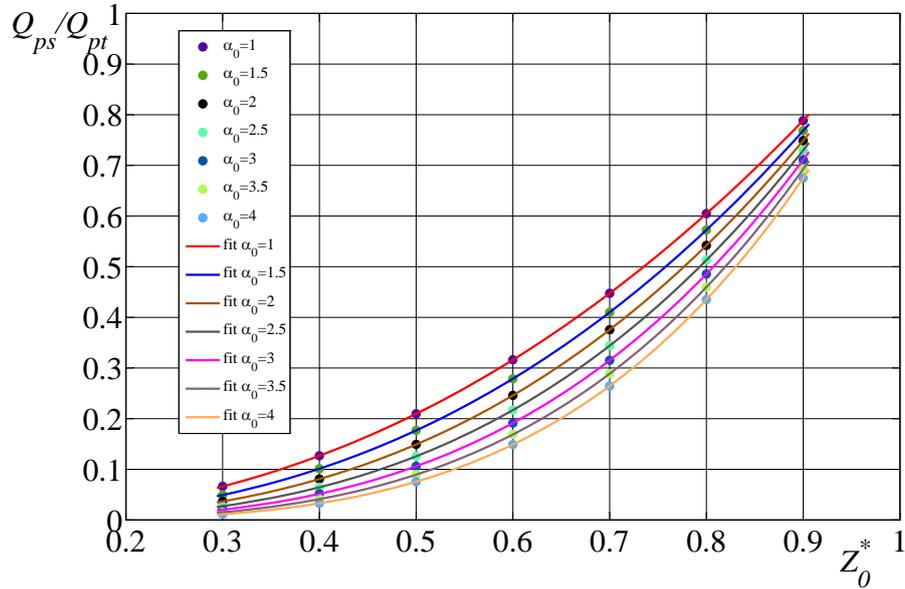


Figura 7.16: Interpolazione dei valori del rapporto Q_{ps}^*/Q_{pt}^* in funzione di Z_0^* per diversi valori di α_0

Le curve relative all'equazione (7.17) per diversi valori di α_0 sono mostrate in fig. 7.16. I parametri η e γ che compaiono nell'equazione (7.17) possono essere messi in relazione con α_0 . Dall'analisi di regressione si ottiene $\eta = 1$ e l'espressione analitica della funzione γ che fornisce i migliori risultati mediante una legge lineare (figura 7.18) la cui espressione è

$$\gamma = 1.764 + 0.491\alpha_0 \quad (7.18)$$

Per cui in definitiva si ha

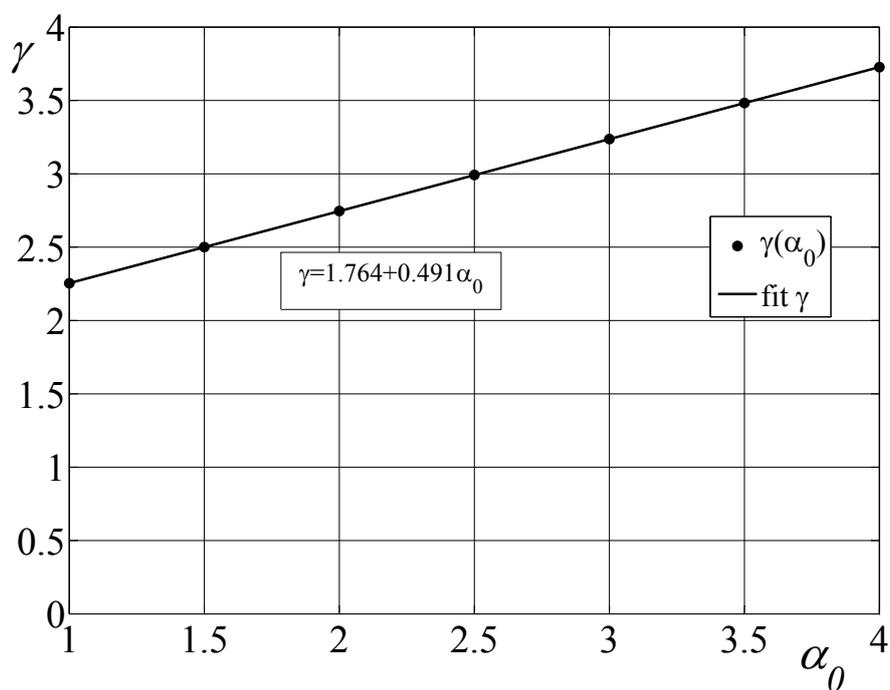
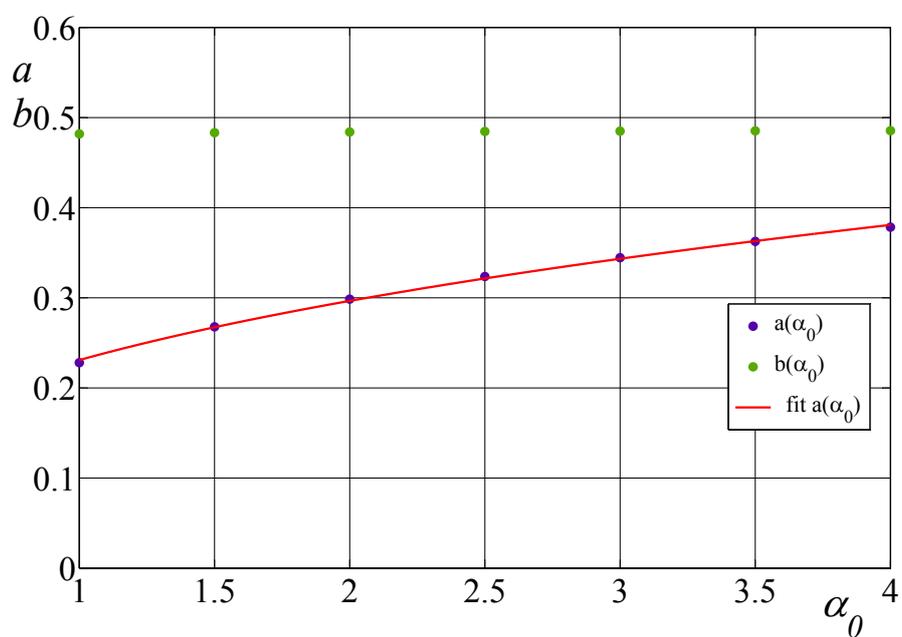
$$\frac{Q_{ps}^*}{Q_{pt}^*} = Z_0^{*(1.764+0.491\alpha_0)} \quad (7.19)$$

La funzione della portata al colmo Q_{pt}^* si ottiene in maniera analoga a quella già illustrata per il caso di tracimazione: essa può essere espressa in funzione di α_0 e G secondo la seguente equazione (figura 7.18):

$$Q_{pt}^* = 0.2309\alpha_0^{0.361}G^{0.485} \quad (7.20)$$

In questo caso dalla figura 7.19 si osserva come per i valori più bassi di G le equazioni interpolari tendano a sottostimare la portata al colmo. In definitiva si ottiene quindi la relazione che consente di calcolare la portata al colmo in caso di rottura con riempimento non totale dell'invaso

$$Q_{ps}^* = 0.2309\alpha_0^{0.361}G^{0.485}Z_0^{*(1.764+0.491\alpha_0)} \quad (7.21)$$

Figura 7.17: Interpolazione lineare della funzione γ .Figura 7.18: Interpolazione delle funzioni a e b per Q_{pt}^* ($Z_0^* = 1$).

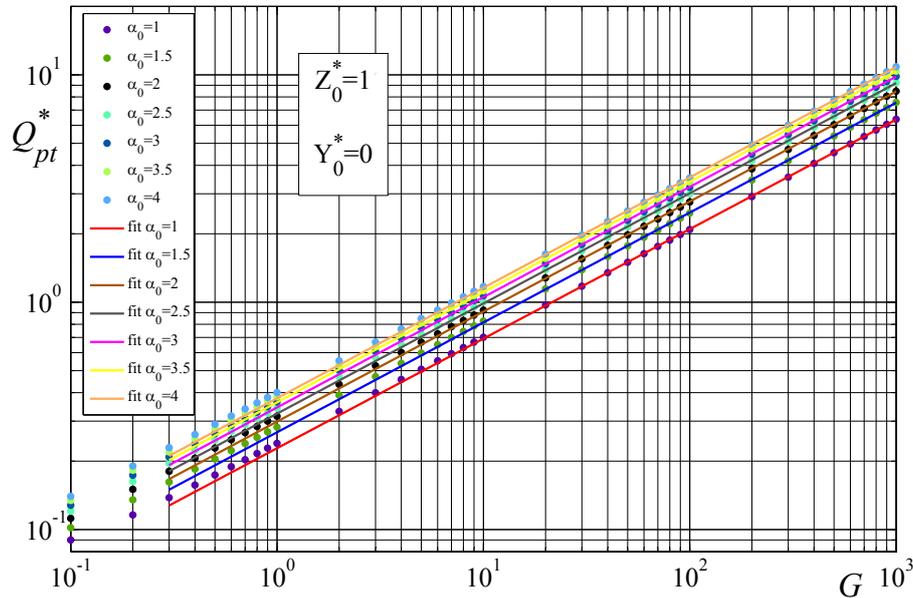


Figura 7.19: Interpolazione dei valori forniti dal modello per Q_{pt}^* nell'ipotesi $Y_0^* = e$ e $Z_0^* = 1$.

Al fine di verificare la bontà dell'analisi fin qui condotta è stata applicata la formula per diversi valori del livello di riempimento dell'invaso e per diversi valori di α_0 al variare di G . Gli errori che si ottengono applicando la formula sono mostrati nelle figure 7.20 e 7.21 rispettivamente nel caso di $\alpha_0 = 1.5$ e $\alpha_0 = 3.5$. Per $\alpha_0 = 1.5$ si osserva che la formula proposta tende a sottostimare la portata per $G < 20$, mentre per $\alpha_0 = 3.5$ la portata al colmo risulta sempre sottostimata. In particolare per valori di α_0 elevati e per G piccoli la sottostima è notevole con errori che per livelli di riempimento particolarmente bassi superano il 50%. Si tratta però di situazioni di scarso interesse pratico poiché con $\alpha_0 = 3.5$ il volume residuo presente nel serbatoio col 50% del livello di riempimento assomma a

$$\frac{W_{50}}{W_M} = \frac{Z_{50}^{3.5}}{Z_M} = 0.5^{3.5} = 9\%$$

Si è tentato comunque di migliorare i risultati ottenuti mediante la formula. Da quanto visto in figura 7.19 emerge che la sottostima per i valori minori di G è principalmente imputabile al fatto che per valori piccoli di G le funzioni interpolanti per ciascun valore di α_0 nell'ipotesi di $Z_0^* = 1$ tendono a sottostimare la portata al colmo. Quindi, al fine di correggere questo tipo di errore si sono adottate le rette passanti per $G = 0.2$ e $G = 100$ in modo da spostare l'errore nella parte centrale dei valori di G ed avere al più

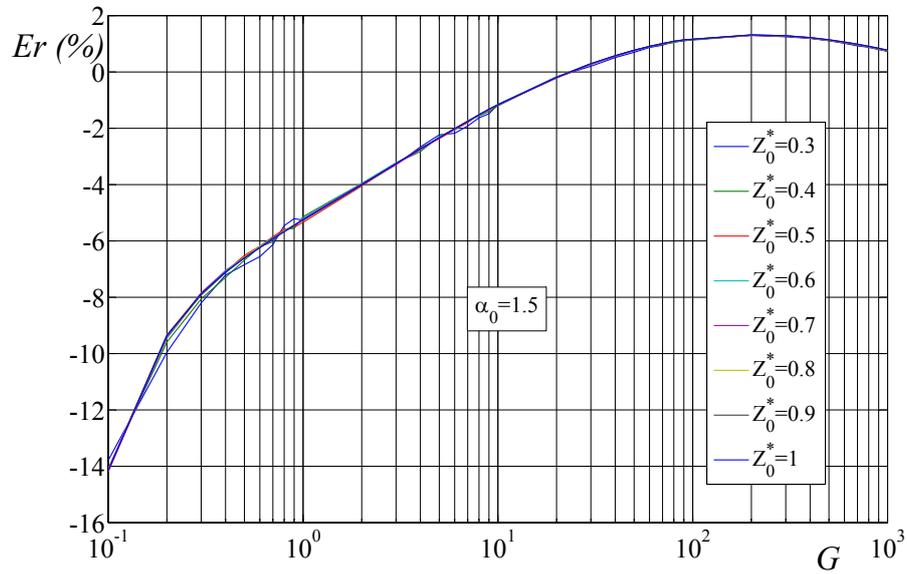


Figura 7.20: Errori rispetto al modello relativi alla formula 7.21 per $\alpha_0 = 1.5$.

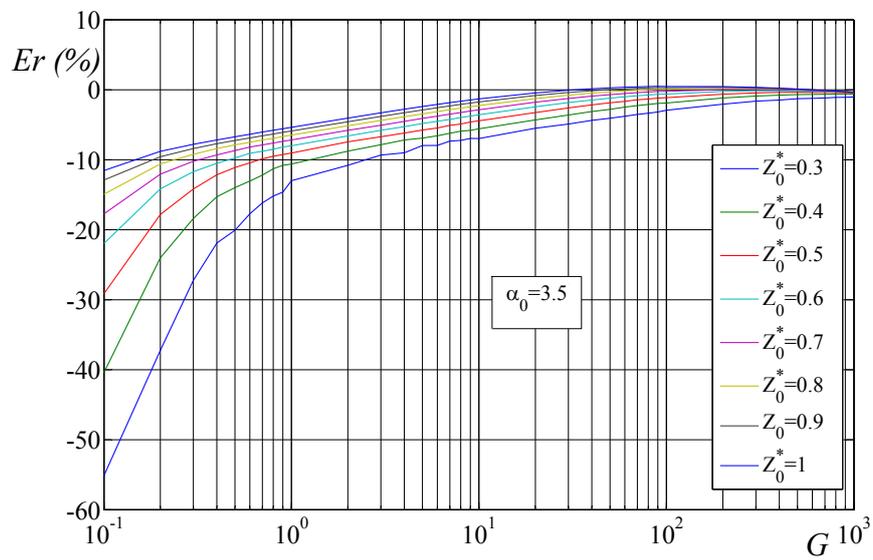


Figura 7.21: Errori rispetto al modello relativi alla formula 7.21 per $\alpha_0 = 3.5$.

un errore in sovrastima. Interpolando i punti riportati in tabella 7.3 si è ottenuta l'equazione (7.22) che permette di calcolare la portata per $Z_0^* = 1$.

$$Q_{pt}^* = 0.2497\alpha_0^{0.3594}G^{0.474} \quad (7.22)$$

che posta nell'equazione (7.19) fornisce la formula (7.23) alternativa per il calcolo della portata al colmo

$$Q_{ps}^* = 0.2497\alpha_0^{0.3594}G^{0.474}Z_0^{*(1.764+0.491\alpha_0)} \quad (7.23)$$

Confrontando i risultati forniti dall'integrazione numerica del modello con quelli ottenuti mediante la formula si nota come in questo caso gli errori siano particolarmente ridotti nel caso dei valori minori di α_0 mentre sono maggiori per i casi in cui è più grande il valore di α_0 .

Tabella 7.3: Valori del coefficiente a e dell'esponente b calcolati per le rette passanti per i punti $G = 0.2$ e $G = 100$.

α_0	a	b
1	0.24728	0.47056
1.5	0.28907	0.47255
2	0.32197	0.47347
2.5	0.34887	0.47405
3	0.37171	0.47438
4	0.40866	0.47476

Le figure 7.22 e 7.23 mostrano gli errori che si commettono se si usa la formula in luogo del modello di calcolo e aiutano a fissare l'ambito di validità della formula. Dalla figura 7.22 si vede che per valori piccoli di α_0 l'errore è in valore assoluto minore del 7% su tutto il campo dei valori di G . Più complessa è la situazione per i valori più grandi di α_0 , cioè per invasi in cui il volume ha il baricentro spostato nella parte superiore. Come si evince dalla figura 7.23 infatti gli errori in sottostima, in alcuni casi sono anche notevoli. Si osserva però la zona in cui si ha una forte sottostima è relativa a situazioni di scarso interesse pratico. Infatti proprio per la distribuzione verticale del volume invasato, sono certamente poco significativi i livelli di riempimento particolarmente bassi e quindi inferiori a $0.5 \div 0.6$. Per questo motivo, se si ammette un errore massimo in valore assoluto del 5% rispetto al modello la formula risulta applicabile per $G > 0.3$.

7.5 Applicazione a casi reali e confronto con altre formule

Al fine di valutare le capacità predittive delle formule proposte, queste sono state applicate a 12 casi storici di rottura già analizzati da Macchione

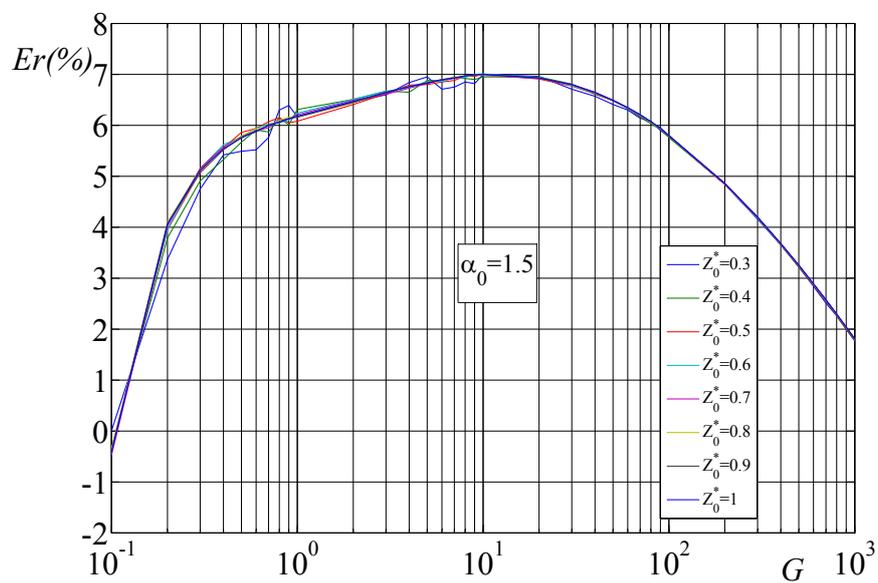


Figura 7.22: Errori rispetto al modello relativi alla formula 7.23 per $\alpha_0 = 1.5$.

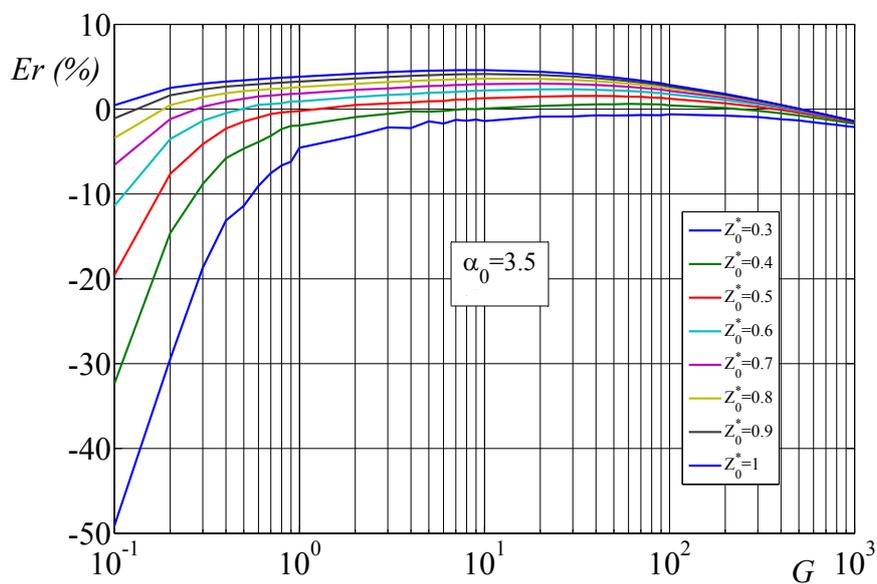


Figura 7.23: Errori rispetto al modello relativi alla formula 7.23 per $\alpha_0 = 3.5$.

(2008) e riguardanti dighe di tipo *earthfill* con collasso innescato da sifonamento o tracimazione. I dati relativi alle dighe in questione sono stati estratti da un database contenente informazioni sulla rottura di 108 dighe in materiali sciolti fornito da Wahl (1998). I casi sono stati individuati ponendo come vincolo che le dighe fossero di tipo *earthfill* e quindi non dotate di strutture rigide interne o sui paramenti in grado di influenzare sensibilmente la velocità di erosione. Sono state inoltre prese in considerazione solo le dighe per cui erano disponibili i dati necessari all'applicazione delle formule e un'ulteriore selezione è stata fatta escludendo gli eventi caratterizzati da un volume rilasciato sensibilmente più grande del volume ipoteticamente invasabile fino alla quota di coronamento.

I risultati ottenuti sono stati inoltre confrontati con quelli forniti da altre formule disponibili in letteratura ottenute mediante l'analisi di regressione dei dati riguardanti rotture storicamente registrate. In particolare queste consentono di calcolare la portata al colmo in funzione di una o due grandezze rappresentative della diga e dell'invaso. I parametri che usualmente sono individuati per la rappresentazione della diga e dell'invaso sono l'altezza della diga, la quota del pelo libero rispetto al punto più basso della breccia finale, il volume invasato o il volume effettivamente fuoriuscito o una combinazione di queste grandezze. Il confronto dei risultati ottenibili mediante le diverse formule non è agevole dato che in alcuni casi non è chiara la definizione delle grandezze deputate a rappresentare il sistema diga-invaso. Altro problema sono le differenze, spesso anche notevoli, che si osservano nei dati riportati nelle diverse memorie. Le maggiori difficoltà riguardano la definizione di altezza della diga, infatti come illustrato da Wahl (2004), alcune formule prendono in considerazione l'altezza dello sbarramento Z_M , mentre in altre la portata al colmo è calcolata in funzione dell'altezza h_w misurata come differenza tra la quota del pelo libero al momento del collasso e al punto più basso della breccia. Per quanto riguarda il volume invasato, nelle formule illustrate da Wahl (2004), in alcuni casi si considera il volume invasato S , mentre in altre si usa V_w , cioè il volume invasato a partire dal punto più depresso della breccia, e quindi il volume che effettivamente fuoriesce in caso di rottura.

Al fine di chiarire meglio il criterio adottato per il confronto, è opportuno illustrare la simbologia e i legami tra le diverse grandezze. Si considera $h_w = Z_0 - Y_f$ dove con Y_f si indica la quota del punto più depresso della breccia alla fine del processo e con Z_0 la quota iniziale nell'invaso rispetto alla base della diga. Da quanto detto consegue che se la breccia si erode fino alla base si ha $Y_f = 0$ e $h_w = Z_0$. Per quanto riguarda il volume, sebbene in alcuni casi non sia chiara la definizione esatta di volume invasato S , si ritiene corretto considerare sempre il volume effettivamente presente nell'invaso al momento del collasso, per cui si ha che $W_M = W(Z_M)$ è il volume massimo invasabile e quindi quello che verosimilmente fuoriesce in caso di tracimazione, mentre $V_w = W(Z_0) - W(Y_f)$ è il volume effetti-

vamente rilasciato che coincide con W_i se $Y_f = 0$ m. Per quanto riguarda le formule usate per il confronto in cui compare il non meglio precisato volume S si è ritenuto lecito considerare il volume effettivamente invasato V_w .

Tra le formule prese in considerazione vi è quella di Froehlich (1995b) in cui compare l'altezza h_w e il volume corrispondente V_w e la cui espressione è

$$Q_p = 0.607 (V_w^{0.295} h_w^{1.24}) \quad (7.24)$$

Le stesse variabili sono utilizzate per definire il *breach formation factor* $h_w V_w$ che compare nelle formule ricavate dalle curve di MacDonald e Langridge-Monopolis (1984):

$$Q_p = 1.154 (V_w h_w)^{0.412} \quad (7.25)$$

$$Q_p = 3.85 (V_w h_w)^{0.411} \quad (7.26)$$

La formula (7.25) è quella che mediamente meglio interpreta i risultati, mentre la (7.26) è un'equazione di inviluppo che quindi può essere usata per stime cautelative. Con la formula proposta da Evans (1986) la portata al colmo è calcolata solamente in funzione del volume invasato:

$$Q_p = 0.72 (V_w)^{0.53} \quad (7.27)$$

Le seguenti formule proposte da Costa (1985) e Singh e Snorasson (1984) calcolano la portata in funzione del volume invasato S e dell'altezza della diga Z_M :

- Costa

$$Q_p = 0.981 (S Z_M)^{0.42} \quad (7.28)$$

- Singh & Snorasson

$$Q_p = 13.4 (Z_M)^{1.89} \quad (7.29)$$

$$Q_p = 1.776 (S)^{0.47} \quad (7.30)$$

L'analisi attenta dei dati utilizzati da Costa (1985) e il confronto con quelli riportati da Froehlich (1995b), Wahl (1998) e MacDonald e Langridge-Monopolis (1984) ha mostrato però che ad eccezione di alcuni casi in cui a Z_M corrisponde effettivamente l'altezza della diga, i valori che si riferiscono a Z_M in realtà sono simili alla quota del pelo libero nell'invaso h_w e che il volume invasato è sempre prossimo al volume rilasciato dalla diga. Per questo motivo nell'analisi che è illustrata di seguito, anche per queste formule, sono stati considerati come parametri rappresentativi del sistema diga-invaso, l'altezza h_w e il volume rilasciato W_i . La tabella 7.4 riporta i dati relativi alle dighe prese in esame e i dati utilizzati per l'uso delle formule (7.8), (7.13) e (7.23). Nella tabella 7.5 sono invece riassunti i risultati ottenuti mediante l'applicazione delle formule, le portate al colmo osservate, quelle ottenute mediante l'applicazione del modello numerico e gli

errori di ciascuna formula rispetto alle portate osservate. Nella tabella sono riportati i risultati dell'applicazione delle formule ad ogni diga; l'errore medio e la deviazione standard per ogni formula sono invece stati calcolati considerando soltanto gli eventi appropriati ad ogni formula e quindi tenendo conto della modalità di rottura. Quindi l'errore relativo alla formule (7.8) e (7.13) è stato calcolato solamente per le due dighe la cui rottura è stata innescata dalla tracimazione, mentre per la rottura per sifonamento sono stati usati i restanti dieci eventi. Per il calcolo dell'errore ε è stata adoperata la formula

$$\varepsilon = \log_{10} \left(\frac{Q_{pc}}{Q_{po}} \right)$$

Tale metodo per il calcolo dell'errore è adeguato agli errori molto grandi che caratterizzano i risultati ottenuti mediante queste formule e consente di individuare facilmente l'entità dell'errore, infatti se $\varepsilon = 1$ si ha un errore in eccesso di un ordine di grandezza, mentre se $\varepsilon = -1$ si ha un errore in difetto di un ordine di grandezza.

I risultati riassunti nella tabella mostrano quindi che l'errore che mediamente si ottiene per la formula (7.23) valida per rottura innescata da sifonamento è $\varepsilon = 0.044$ (circa il 10 %) con una deviazione standard $S_e = 0.076$. Se si considerano sia i casi di tracimazione che di sifonamento risulta $\varepsilon = 0.038$ e $S_e = 0.076$. Si ha quindi un errore che è mediamente più grande se confrontato con quello che è lecito attendersi con l'applicazione del modello completo, ma che tuttavia è accettabile se si tiene conto della facilità d'uso delle formule rispetto al modello completo. Oltre all'errore mediamente basso si può notare il valore piuttosto contenuto della deviazione standard che riduce il margine di incertezza della previsione.

Tabella 7.4: Dati delle dighe utilizzate per la verifica delle capacità predittive della formula.

Diga	Rottura	Z_M m	W_M m ³ /s	$W_i = V_w$ m ³ /s	$h_w = Z_0$ m	W_0 m ^{3-α_0}	α_0 -	G -	Z_0^* -	Q_{oss} m ³ /s
Apishapa	S	30.5	30.793	22.840	27.74	650	3.15	4.4	0.91	6850
Baldwin H.	S	22	1.189	0.909	18.3	13167	1.457	0.5	0.83	1060
Butler	T	7.16	2.380	2.380	7.16	17350	2.5	54.2	1.00	810
Fred Burr	S	10.4	0.787	0.749	10.2	2257	2.5	4.9	0.98	654
French L.	S	14.17	13.764	3.869	8.53	18211	2.5	28.7	0.60	928
Hatchtown	S	18.3	18.327	14.799	16.8	12793	2.5	15.6	0.92	5054
Ireland no. 5	S	5.18	0.344	0.160	3.81	5647	2.5	24.4	0.74	110
Johnstown	T	22.86	19.929	18.910	22.25	45870	1.941	7.8	0.97	7090
Lawn Lake	S	7.62	1.096	0.797	6.71	6842	2.5	20.1	0.88	510
Lily Lake	S	3.66	0.115	0.092	3.35	4503	2.5	27.5	0.92	71
Little Deer C.	S	26.2	1.904	1.360	22.9	542	2.5	0.5	0.87	1330
Prospect	S	4.42	39.745	3.539	1.68	967676	2.5	4894.0	0.38	116

Analizzando i singoli casi in dettaglio si osserva che, per alcuni eventi, la formula fornisce una portata al colmo minore di quella che si ottiene

Tabella 7.5: Risultati applicazione formula.

Diga	Rottura	Modello			Tracimazione Eq. (7.8)		Inviluppo Eq. (7.13)		Sifonamento Eq. (7.23)	
		Q_{oss} m ³ /s	Q_{com} m ³ /s	€						
Apishapa	S	6850	8319	0.084	-	-	-	-	8939.2	0.116
Baldwin Hills	S	1060	893	-0.074	-	-	-	-	954.9	-0.045
Butler	T	810	892	0.042	954.7	0.071	1186.0	0.166	-	-
Fred Burr	S	654	625	-0.020	-	-	-	-	756.2	0.063
French Landing	S	928	861	-0.033	-	-	-	-	884.0	-0.021
Hatchtown	S	5054	4793	-0.023	-	-	-	-	4437.1	-0.057
Ireland no. 5	S	110	98	-0.050	-	-	-	-	120.3	0.039
Johnstown	T	7090	6619	-0.030	6192.4	-0.059	6963.1	-0.008	-	-
Lawn Lake	S	510	566	0.045	-	-	-	-	493.5	-0.014
Lily Lake	S	71	82	0.063	-	-	-	-	102.8	0.161
Little Deer Creek	S	1330	1336	0.002	-	-	-	-	1771.2	0.124
Prospect	S	116	142	0.088	-	-	-	-	138.6	0.077
Media				0.0078		0.006		0.079		0.044
Dev St.				0.052		0.092		0.123		0.076

con il modello numerico. Ciò è dovuto in parte alle scelte adoperate per la formulazione del modello adimensionale a partire dal quale sono state elaborate le formule in esame. In particolare, si ricorda che nella formulazione delle equazioni si è posto $s_d = s_u = 2.5$ relativamente alla pendenza dei paramenti della diga e che il parametro $s = s_d + s_u$ agisce sul volume del rilevato. Quindi ad un aumento di s corrisponde una decremento della portata al colmo. Di questo si deve tener conto nel momento in cui si intenda usare le formule a scopo predittivo in casi in cui risulta $s = s_d + s_u < 5$; in questi casi infatti le formule forniscono una portata inferiore rispetto a quella che si ottiene applicando il modello numerico. L'altro parametro geometrico che è fissato nella formulazione adimensionale è la larghezza del coronamento w_c che per le formule è posta pari a zero. Anche in questo caso w_c agisce sul volume della diga e in particolare per $w_c > 0$ si ha un aumento del volume del rilevato e quindi valori inferiori della portata al colmo. Per questo motivo, dato che la formula è stata ricavata ponendo $w_c = 0$, essa fornisce un valore più alto di quanto fornito dal modello quando per esso si pone $w_c > 0$.

Ai fini del confronto, nelle tabelle 7.6 e 7.7 sono riportati i risultati relativi all'applicazione delle formule illustrate in precedenza. Per ciascuna delle formule sono riportati i risultati relativi ad ogni singolo caso e il valore dell'errore medio e della deviazione standard. Dalle tabelle si evince che i migliori risultati sono ottenuti con le formule qui proposte. Seguono la formula (7.24) proposta da Froehlich e le formule (7.25) di MacDonald e Langridge-Monopolis (1984) e (7.28) di Costa (1985). Quindi l'analisi sembra evidenziare che i migliori risultati sono ottenuti dalle formule che tengono conto sia della quota del pelo libero e del volume invasato. Sono invece più scadenti i risultati relativi alle formule che fanno uso di un solo

parametro rappresentativo della diga. Gli errori e le deviazioni standard calcolate e riportate in tabella fanno riferimento ai 12 casi qui analizzati. Si osserva a riguardo che non sono state rilevate sostanziali differenze con i risultati dell'analisi condotta da Wahl (2004) sulle capacità predittive di queste e altre formule per il calcolo della portata al colmo e dei parametri della breccia. Solo nel caso della formula proposta da Costa, l'analisi qui descritta ha rilevato un errore medio più alto, rispetto all'errore medio osservato da Wahl adoperando un campione di dati di circa 30 dighe.

In definitiva il confronto con la capacità predittiva delle formule di regressione ha mostrato che le formule qui proposte sono caratterizzate da un errore medio inferiore e da una banda di incertezza più ristretta rispetto a tutte le formule di interpolazione prese qui in esame. I risultati quindi confermano che la possibilità di tener conto del parziale riempimento dell'invaso mediante le formule di sifonamento produce risultati particolarmente buoni in rapporto alla semplicità d'uso del metodo di calcolo.

Tabella 7.6: Risultati applicazione altre formule.

Diga	Rottura	Froehlich			MacDonald		MacDonald - env.		Evans	
		Q_{oss} m ³ /s	Q_{com} m ³ /s	€	Q_{com} m ³ /s	€	Q_{com} m ³ /s	€	Q_{com} m ³ /s	€
Apishapa	S	6850	5539.3	-0.092	4881.5	-0.147	15958.9	0.367	5720.6	-0.078
Baldwin Hills	S	1060	1277.9	0.081	1089.9	0.012	3576.2	0.528	1036.4	-0.010
Butler	T	810	530.1	-0.184	1100.5	0.133	3610.8	0.649	1725.5	0.328
Fred Burr	S	654	584.8	-0.049	791.2	0.083	2598.0	0.599	935.6	0.156
French Landing	S	928	760.2	-0.087	1445.1	0.192	4738.4	0.708	2232.6	0.381
Hatchtown	S	5054	2616.9	-0.286	3320.3	-0.182	10865.1	0.332	4545.3	-0.046
Ireland no. 5	S	110	109.3	-0.003	279.0	0.404	918.6	0.922	412.6	0.574
Johnstown	T	7090	3985.7	-0.250	4123.9	-0.235	13487.6	0.279	5175.8	-0.137
Lawn Lake	S	510	354.3	-0.158	683.0	0.127	2243.7	0.643	966.9	0.278
Lily Lake	S	71	79.3	0.048	211.1	0.473	695.5	0.991	308.6	0.638
Little Deer Creek	S	1330	1900.2	0.155	1410.9	0.026	4626.6	0.541	1282.7	-0.016
Prospect	S	116	98.7	-0.070	713.2	0.789	2342.6	1.305	2129.6	1.264
Media				-0.075		0.140		0.656		0.278
Dev St.				0.127		0.284		0.284		0.386

Tabella 7.7: Risultati applicazione altre formule.

Diga	Rottura	Costa			Singh & Snorasson eq. (7.29)		Singh & Snorasson eq. (7.30)	
		Q_{oss} m ³ /s	Q_{com} m ³ /s	€	Q_{com} m ³ /s	€	Q_{com} m ³ /s	€
Apishapa	S	6850.0	4881.5	-0.147	5105.4	-0.128	7154.4	0.019
Baldwin Hills	S	1060.0	1089.9	0.012	1122.3	0.025	3259.4	0.488
Butler	T	810.0	1100.5	0.133	1763.7	0.338	553.2	-0.166
Fred Burr	S	654.0	791.2	0.083	1025.0	0.195	1079.8	0.218
French Landing	S	928.0	1445.1	0.192	2216.5	0.378	770.2	-0.081
Hatchtown	S	5054.0	3320.3	-0.182	4163.5	-0.084	2772.9	-0.261
Ireland no. 5	S	110.0	279.0	0.404	495.9	0.654	167.9	0.184
Johnstown	T	7090.0	4123.9	-0.235	4671.9	-0.181	4715.8	-0.177
Lawn Lake	S	510.0	683.0	0.127	1055.3	0.316	489.3	-0.018
Lily Lake	S	71.0	211.1	0.473	383.3	0.732	131.7	0.268
Little Deer Creek	S	1330.0	1410.9	0.026	1355.9	0.008	4979.6	0.573
Prospect	S	116.0	713.2	0.789	2125.6	1.263	35.7	-0.512
Media				0.127		0.293		0.045
Dev St.				0.277		0.406		0.302

7.6 Ulteriori approfondimenti

7.6.1 Analisi di sensibilità per α_0

L'applicazione ai casi di rottura storicamente registrati visti in precedenza non ha chiarito il ruolo giocato dalla morfologia dell'invaso, rappresentata dal parametro α_0 , sulla capacità predittiva della formula. Infatti, in diversi casi, nei dati relativi agli eventi analizzati era riportato soltanto il volume rilasciato a seguito della rottura o il volume invasato, e non erano disponibili altri elementi utili alla stima seppure approssimata di α_0 . Nei numerosi casi in cui non è stato possibile stimare il coefficiente della curva altezze volumi si è posto $\alpha_0 = 2.5$. La quantificazione del ruolo di α_0 può essere facilmente ottenuta considerando la formula (7.8) per il calcolo della portata al colmo adimensionale nel caso di tracimazione:

$$Q_p^* = 0.2293\alpha_0^{0.3658}G^{0.485}$$

Se si deriva la portata Q_p^* rispetto ad α_0 si ottiene

$$\frac{dQ_p^*}{d\alpha_0} = 0.3658\frac{Q_p^*}{\alpha_0} \quad (7.31)$$

che può essere riscritta come

$$\frac{dQ_p^*}{Q_p^*} = 0.3658\frac{d\alpha_0}{\alpha_0} \quad (7.32)$$

Se si assume che α_0 sia variabile tra 1 e 4 mediante l'equazione (7.32) è possibile risalire all'entità dell'errore che è lecito attendersi in caso di stima errata del parametro. Se si assume infatti $\alpha_0 = 2.5$ mentre in realtà $\alpha_0 = 3.5$ si commette un errore in sottostima su α_0 del 29% a cui corrisponde una

sottostima della portata al colmo del 10% circa. Se invece si assume $\alpha_0 = 2.5$ mentre in realtà si ha $\alpha_0 = 1.5$, si ha una stima in eccesso di α_0 del 66% a cui corrisponde una stima in eccesso della portata al colmo adimensionale del 24%. Nel caso peggiore in cui si ha $\alpha_0 = 1$, assumendo $\alpha_0 = 2.5$ la portata è sovrastimata di circa il 55%.

La stessa analisi riproposta sulla formula (7.13) porta all'equazione

$$\frac{dQ_p^*}{Q_p^*} = 0.4097 \frac{d\alpha_0}{\alpha_0} \quad (7.33)$$

da cui si deduce che assumendo $\alpha_0 = 2.5$ al posto di $\alpha_0 = 3.5$ la portata adimensionale Q_p^* è sottostimata del 13% circa, mentre se si assume $\alpha_0 = 2.5$ al posto di $\alpha_0 = 1.5$ si ha un errore per eccesso del 18.6%. Nel caso della formula (7.23) anche il termine Z_0^* è funzione di α_0 . Per $Z_0^* = 1$, se il valore reale di α_0 è 3.5, applicando la formula con $\alpha_0 = 2.5$ si ha un errore pari a -13%, mentre per $\alpha_0 = 1.5$ si ha un errore del 19%. Gli errori si riducono notevolmente con valori più piccoli del grado di riempimento dell'invaso. Infatti, per $Z_0^* = 0.8$ si ha per $\alpha_0 = 3.5$ un sottostima di 1.3% mentre per $\alpha_0 = 1.5$ la sovrastima è del 7.3%.

7.6.2 Analisi di sensibilità per $s_d + s_u$

Al fine di pervenire all'individuazione delle formule nei precedenti paragrafi con un numero minimo di parametri, le elaborazioni numeriche sono state condotte assumendo nullo lo spessore del coronamento ($w_c = 0$) e per le pendenze dei paramenti di monte e di valle si è adottato $s_d = s_u = 2.5$ (H:V).

La scelta di $w_c = 0$ ha valore cautelativo perché, a parità di altre condizioni, massimizza la portata al colmo. Per quanto riguarda s_d e s_u , sebbene sia presumibile che i valori reali non si discostino tanto da quello assunto, è possibile, come dimostrano i dati relativi alle dighe analizzate, che in alcuni casi la pendenza dei paramenti sia maggiore, determinando così un volume minore della diga, un'erosione più rapida e una portata al colmo maggiore. L'analisi qui illustrata ha quindi lo scopo di stabilire a grandi linee l'errore che si commette assumendo $s_d = s_u = 2.5$ al posto del valore reale. Se si considerano ammissibili valori di s_d e s_u compresi tra 1.5 e 3.5, applicando il modello è possibile stabilire quale sia la sottostima o la sovrastima a cui è soggetto il calcolo, nella formulazione adimensionale del modello e di conseguenza nelle formule che da essa sono state ricavate, se si assume $s_d = s_u = 2.5$. L'analisi è stata condotta per diversi valori di G e per $\alpha_0 = 2.5$. I risultati sono illustrati nella tabella 7.8 dalla quale si evince che l'errore è poco o nulla influenzato da G e che nel caso più sfavorevole, dato da $s_d = s_u = 1$, si commette un errore in difetto che è di circa il 35%. Di ciò è opportuno tenere conto qualora si intenda stimare la portata

al colmo per dighe che hanno uno o entrambi i paramenti particolarmente inclinati.

Tabella 7.8: Analisi di sensibilità sul valore della pendenza dei paramenti.

G	$s_d + s_u = 5$		$s_d + s_u = 2$		$s_d + s_u = 7$	
	Q_p^*	Q_p^*	Er (%)	Q_p^*	Er (%)	
1	0.3353	0.5194	-35.4 %	0.2845	17.9 %	
10	0.9991	1.5421	-35.2 %	0.8524	17.2 %	
100	2.9962	4.6739	-35.9 %	2.5476	17.6 %	

7.7 Considerazioni conclusive sulle formule proposte

Nei paragrafi precedenti sono state proposte tre formule che consentono di calcolare la portata al colmo adimensionale. La formula (7.8) è stata ricavata per il caso di rottura innescata da tracimazione per $\tan \beta = 0.2$, mentre la (7.13), sempre per la tracimazione, è stata ottenuta facendo l'involuppo dei massimi valori di portata al variare di $\tan \beta$. Per il caso di rottura per sifonamento invece è stata ottenuta la formula (7.23), per la quale si è ipotizzata una breccia già formata come condizione iniziale. Nella formula (7.23) oltre alle dimensioni della diga e dell'invaso per mezzo di G e oltre alla morfologia dell'invaso per mezzo di α_0 , compare anche il grado di riempimento dell'invaso. Le formule (7.8) e (7.23) sono molto simili tra loro se si assume $Z_0^* = 1$, anche se nel caso di rottura per tracimazione generalmente si assume una breccia inizialmente piccola, mentre per sifonamento si considera una diga già formata per cui si pone $Y_0^* = 0$. Se però si calcola il rapporto tra le due funzioni si ha dipende da α_0 e G . Si vuole quindi mostrare l'errore che si commette se si usa la formula (7.23) con $Z_0^* = 1$ al posto della formula (7.8). Il rapporto delle due equazioni è dato da

$$\frac{Q_{ps}^*}{Q_{pt}^*} = \frac{0.2497}{0.2293} \alpha_0^{0.3594-0.3658} G^{0.474-0.485} = 1.089 \alpha_0^{-0.0064} G^{-0.011} \quad (7.34)$$

L'entità della sovrastima che si ha usando la formula (7.23) nell'ipotesi di $Z_0^* = 1$ anche nel caso di rottura per tracimazione dipende quindi da α_0 e G . La (7.34) mostra però che l'errore è comunque contenuto. Infatti il caso peggiore si ha per $\alpha_0 = 1$ e $G = 0.1$, ma in questo caso si commette un errore del 11%. L'errore inoltre tende a diminuire all'aumentare di G : per $\alpha_0 = 2.5$ e $G = 2$ è del 7%, mentre per $G = 200$ è del 2%. Si osserva quindi che per

Capitolo 8

Proposta di una formulazione alternativa per la morfologia della breccia

8.1 Premessa

Nel capitolo 2, in cui si è descritta la fenomenologia del *dam breach*, si è parlato delle differenze nel meccanismo di formazione della breccia tra le diverse tipologie di dighe. Si è detto infatti che nelle dighe in materiale coesivo il meccanismo prevalente della parte iniziale dell'apertura della breccia è la formazione e l'avanzamento dell'*headcut* verso il paramento di monte seguito poi dall'abbassamento dell'incile del canale della breccia e infine dall'allargamento della breccia. Lo stesso meccanismo, almeno nei test sperimentali, è stato in parte osservato anche per dighe di tipo diverso come quelle in materiale non coesivo e *rockfill*. In questi casi però gli stessi test hanno mostrato che alla formazione ed avanzamento dell'*headcut* nelle dighe con materiale granulare si sovrappongono altri meccanismi di erosione, in virtù della maggiore permeabilità ed erodibilità del materiale. La formazione della breccia avviene prevalentemente per erosione superficiale e la fase di innesco può essere accelerata se la maggiore permeabilità facilita gli smottamenti sul paramento di valle, che causano l'abbassamento dell'incile del canale nella breccia dando così inizio al rapido svuotamento del serbatoio.

La fase successiva alla formazione della breccia può essere considerata relativamente più semplice dal punto di vista fenomenologico, poiché riguarda soltanto l'allargamento della breccia. In questa fase si è visto poi che le sponde della breccia, mentre è in atto lo svuotamento, sono praticamente verticali e che l'ingrandimento avviene per effetto dell'erosione superficiale sulla parte sommersa della breccia e per il crollo di parte delle sponde per effetto dello scalzamento al piede.

Come si è visto nei capitoli precedenti il modello tiene conto degli aspetti sopra richiamati assumendo per le sponde della breccia - almeno per le dighe *earthfill* - pendenze molto elevate ($\tan \beta = 0.2$), in modo da avere sponde quasi verticali. In questo capitolo si è indagato sulla possibilità di assumere per la breccia una morfologia caratterizzata da sponde propriamente verticali. Si tratta dunque di abbandonare la forma triangolare e assumere per la breccia la forma rettangolare. Questa assunzione pone tuttavia qualche difficoltà nella fase di formazione della breccia, che si ritiene essere quella durante la quale il fondo della breccia non ha ancora raggiunto la base della diga. Infatti se si considera ad esempio la sezione rettangolare, è necessario definire i due contributi all'ingrandimento della breccia. Cioè si deve definire quanto volume è eroso dal fondo e quindi produce l'abbassamento della breccia e quanto volume è rimosso dalle sponde, quindi di quanto si ingrandisce la breccia per effetto dell'erosione continua nella parte sommersa e dei crolli dalla parte emersa. Si ha infatti

$$\frac{dA_b}{dt} = \frac{dA_b}{dY} \frac{dY}{dt} + \frac{dA_b}{dB} \frac{dB}{dt} = \frac{c}{l} q_s \quad (8.1)$$

Dall'equazione (8.1) è evidente infatti che, essendo Y la quota della base della breccia ed essendo B la larghezza della breccia, è necessario fissare una relazione tra la velocità di allargamento e la velocità di abbassamento della breccia. Ammesso che il rapporto possa essere considerato costante nel tempo, ciò comporterebbe praticamente la necessità di introdurre un ulteriore parametro nel modello avente la funzione di legare la velocità di allargamento a quella di abbassamento della breccia. Tale parametro, è inutile dirlo, dovrebbe essere individuato tramite taratura e questa si rivelerebbe certamente un'operazione abbastanza complessa. Tale difficoltà può essere superata sulla scorta delle considerazioni seguenti.

La fase di formazione della breccia segue la fase di innesco, cioè quella fase caratterizzata da tiranti bassi nella breccia e da portate piuttosto contenute, ed è la fase in cui la portata scaricata dalla breccia aumenta molto rapidamente. Si ha quindi che una parte del ramo crescente dell'idrogramma di piena è costituita dai valori di portata che si hanno durante la fase di formazione della breccia. L'incidenza della fase di formazione della breccia sull'idrogramma di piena dipende da diversi fattori tra cui i principali sono la velocità con cui si erode la base della diga e la velocità con cui si svuota il serbatoio e poi in parte anche l'esponente della curva altezze volumi α_0 . Il parametro G , definito in occasione della formulazione adimensionale del modello, consente di prevedere il comportamento del sistema diga-invaso in caso di rottura. Infatti, fissato il valore più appropriato per il parametro v_e , se G è grande l'ingrandimento della breccia è molto più rapido rispetto dell'abbassamento del livello nell'invaso. In questi casi la portata al colmo e il rilascio dell'aliquota maggiore del volume invasato si hanno solamente quando la breccia è già formata. Alcuni test sperimentali hanno poi mo-

strato che durante la fase di formazione della breccia l'erosione verticale è relativamente veloce mentre l'allargamento della breccia nelle fasi iniziali è minore. Per quanto detto, se si trascurano i sistemi diga-invaso caratterizzati da valori piccoli di G , al termine della fase di formazione si può pensare di avere una situazione in cui l'invaso è ancora abbastanza pieno, la breccia è erosa fino alla base ed è ancora relativamente stretta. In queste condizioni può essere trascurata la fase di formazione della breccia.

Per i motivi esposti si è ritenuto quindi opportuno verificare la possibilità di simulare il fenomeno a partire dalla fase finale con una breccia rettangolare già erosa fino alla base. Con questa formulazione alternativa dell'equazione di ingrandimento della breccia, il modello non è più idoneo alla simulazione della rottura delle dighe da frana, in quanto, come si è visto in precedenza spesso in questi casi si ha che l'erosione della diga non è completa fino alla base. È bene ribadire che a priori è possibile simulare solamente i casi in cui il sistema diga-invaso è caratterizzato da valori di G non troppo piccoli. A riguardo si può fare riferimento all'analisi di sensibilità rispetto a $\tan \beta$ illustrata nel capitolo 6 dove si è visto quali sono i valori di $\tan \beta$ e di G per cui il colmo si ha durante la fase trapezoidale. Nel seguito del capitolo si illustrano prima le equazioni del modello modificato e l'applicazione ai test su dighe *earthfill* reali. Infine è riproposto un test di laboratorio del progetto IMPACT riguardante una diga in materiale non coesivo.

8.2 Formulazione del modello con breccia rettangolare

Nel caso di breccia rettangolare già formata, il fondo della breccia è già eroso fino alla base della diga, per cui si ha $Y_0 = 0$. Poiché non si ha nessun ulteriore approfondimento, l'ingrandimento della breccia nel tempo è descritto soltanto in funzione della larghezza B .

Lo svuotamento del serbatoio è descritto dall'equazione di conservazione della massa e dalla curva altezze volumi che lega il volume invasato W all'altezza Z . Le equazioni sono invariate rispetto alla formulazione originale del modello per cui si ha

$$\begin{aligned} \frac{dW}{dt} &= Q_{in} - Q_{out} - Q_b \\ W &= W_0 Z^{\alpha_0} \end{aligned} \quad (8.2)$$

La portata Q_b che fuoriesce dalla breccia ha un'espressione diversa poiché, come detto, la sezione è rettangolare. Sempre considerando la condizione di stato critico e quindi $h_c = 2/3Z$, si ha:

$$Q_b = B h_c \sqrt{g h_c} = \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} B Z^{3/2} \sqrt{g} \quad (8.3)$$

L'equazione (8.3), sostituita nell'equazione di conservazione della massa (8.2) consente di definire la prima equazione del modello che descrive l'andamento del livello nel serbatoio

$$\frac{dZ}{dt} = \frac{Z^{1-\alpha_0}}{\alpha_0 W_0} \left[Q_{in} - Q_{out} - \left(\frac{2}{3} \right)^{3/2} B Z^{3/2} \sqrt{g} \right] \quad (8.4)$$

L'equazione per il calcolo dell'ingrandimento della breccia è invece data da

$$\frac{dA_b}{dt} = \frac{dA_b}{dB} \frac{dB}{dt} = \frac{c}{l} q_s \quad (8.5)$$

da cui si ottiene

$$\frac{dB}{dt} = \left(\frac{dA_b}{dB} \right)^{-1} \frac{c}{l} q_s = \frac{1}{Z_M} \frac{c}{l} q_s \quad (8.6)$$

Poichè solo la parte sommersa delle sponde è considerata erodibile, il contorno bagnato erodibile c è pari al doppio del tirante critico cioè alla lunghezza della parte sommersa delle pareti della breccia. La lunghezza del rilevato nel senso della corrente l invece si calcola facendo riferimento al rilevato eroso fino alla base. Per quanto detto le espressioni dei due termini sono

$$\begin{aligned} c &= 2h_c \\ l &= w_c + \frac{Z_M(s_u + s_d)}{2} \end{aligned} \quad (8.7)$$

Si ha inoltre, analogamente alla formulazione originale del modello, la definizione di portata solida per unità di lunghezza

$$q_s = k_0 \tau^{3/2} = k_0 (\gamma R J)^{3/2} = \frac{k_0}{K_S^3} \gamma^{3/2} \left(\frac{V^2}{R^{1/3}} \right)^{1.5} = v_e \left(\frac{h_c}{R^{1/3}} \right)^{3/2} \quad (8.8)$$

Nell'equazione precedente si è posto

$$\begin{cases} J = \frac{V^2}{K_S^2 R^{4/3}} \\ v_e = \frac{k_0}{K_S^3} (\gamma g)^{3/2} \end{cases} \quad (8.9)$$

Il raggio idraulico nel caso di sezione trasversale rettangolare è dato da

$$R = \frac{B h_c}{B + 2h_c} \quad (8.10)$$

Combinando opportunamente i termini ora illustrati nella (8.6) si ottiene l'equazione differenziale che descrive l'ingrandimento della breccia

$$\frac{dB}{dt} = v_e \frac{1}{Z_M} \frac{4 h_c^{5/2}}{2w_c + s Z_M} \left[\frac{B + 2h_c}{B h_c} \right]^{0.5} \quad (8.11)$$

In questo caso si hanno quindi solamente due equazioni differenziali ordinarie, integrabili numericamente con il metodo di Runge-Kutta al IV ordine. A tal fine per la soluzione è necessario fissare le condizioni iniziali cioè il valore iniziale del livello nell'invaso Z_0 e per la larghezza della breccia B_0 . La scelta di quest'ultimo valore in realtà è un po' arbitraria in quanto si dovrebbe assumere il valore della larghezza della breccia nell'istante in cui si ha $Y = 0$ m. Si ritiene comunque realistico non assumere valori di B_0 inferiori al 10% della larghezza della diga. La scelta comunque ha influenza solo sul valore iniziale della portata iniziale e poca sulla portata al colmo e sulla forma dell'idrogramma di piena.

8.3 Applicazioni

8.3.1 Applicazione alle dighe reali di tipo earthfill

Il modello è stato applicato alla simulazione dei casi storici di rottura riguardanti dighe di tipo *earthfill* già illustrati nel capitolo 5. Il valore iniziale della larghezza della breccia è stato assunto pari al 10% dell'altezza della diga, per cui si è posto $B_0 = 0.1 Z_M$. Gli altri dati necessari alle simulazioni sono invariati rispetto a quelli riportati nella tabella 5.1. Per prima cosa è stata fatta la taratura del modello e si è trovato $v_e = 0.0620$ m/s. Ancora una volta per la taratura sono stati esclusi i casi individuati come *outliers* in Macchione (2008) e cioè i casi di *Frenchman Creek*, *Lower Latham* e *Quail Creek*. La simulazione dei medesimi test con $v_e = 0.062$ m/s ha fornito i risultati riassunti nella tabella 8.1 e illustrati graficamente nelle figure 8.1 e 8.2 dove si può notare lo scostamento rispetto alla predizione corretta.

Tabella 8.1: Caratteristiche della breccia e risultati dell'applicazione del modello ($v_e = 0.062$ m/s).

Num.	Diga	W_{rel} (10^6 m ³)	Z_0 (m)	$\tan \beta$ (H:V)	B_{oss} (m)	b_{oss} (m)	Q_{p-oss} (m ³ /s)	b_{cal} (m)	b_{cal}/b_{oss}	Q_{cal} (m ³ /s)	Q_{cal}/Q_{oss}
1	Apishapa	22.194	27.74	0.15, 0.35	98	90	6850	61	0.68	8526	1.24
2	Baldwin Hills	0.910	18.30	0.42	23	15	1060	16	0.68	1034	0.97
3	Butler	2.380	7.16	0.85	69	63	810	49	0.72	821	1.01
4	Fred Burr	0.750	10.20	0.50 ^a	-	-	654	23	-	683	1.04
5	French Landing	3.870	8.53	.50 ^a	41	34	928	39	0.94	856	0.92
6	Frenchman Creek	16.000	10.82	0.50	67	61	1415	82	1.34	2570	1.81
7	Hatchtown	14.800	16.80	2.42	180	136	5054	68	0.38	4150	0.82
8	Ireland no. 5	0.160	3.81	0.38	15	14	110	14.8	1.06	99	0.90
9	Johnstown	18.910	22.25	1.50	128	94	7090	76	0.59	6670	0.94
10	Lawn Lake	0.798	6.71	0.96	30	22	510	35	1.20	487	0.95
11	Lily Lake	0.093	3.35	0.13	11	11	71	15	1.29	79	1.12
12	Little Deer Creek	1.360	22.90	0.75	46	26	1330	18	0.40	1884	1.42
13	Lower Latham	7.080	5.79	2.00 ^a	93	79	340	74	0.94	893	2.63
14	Prospect	3.540	1.68	0.69	91	88	116	66	0.72	124	1.07
15	Quail Creek	30.800	16.70	0.10	72	70	3110	80	1.14	4843	1.55

Anche in questo caso gli errori medi \bar{e}_X e le deviazioni standard S_{eX} sono stati calcolati in termini di cicli log. Cioè per ogni caso è stato calcolato il

logaritmo in base dieci del rapporto X_{cal}/X_{oss} tra valore calcolato e osservato della variabile di interesse. Se si considerano solamente i 12 casi usati per la taratura per la portata al colmo si ottiene $\bar{e}_Q = 0.01$ e $S_{eQ} = 0.06$, mentre per la larghezza della breccia si ha $\bar{e}_b = -0.047$ e $S_{eb} = 0.147$. Se si considerano anche gli *outliers* invece si ha $\bar{e}_Q = 0.07$ e $S_{eQ} = 0.14$, $\bar{e}_b = -0.026$ e $S_{eb} = 0.139$. I risultati ottenuti sono paragonabili a quelli che fornisce il modello nella sua formulazione originale. Ciò significa che almeno per la portata al colmo e la larghezza della breccia l'ipotesi di considerare esclusivamente la seconda fase non comporta un peggioramento dei risultati.

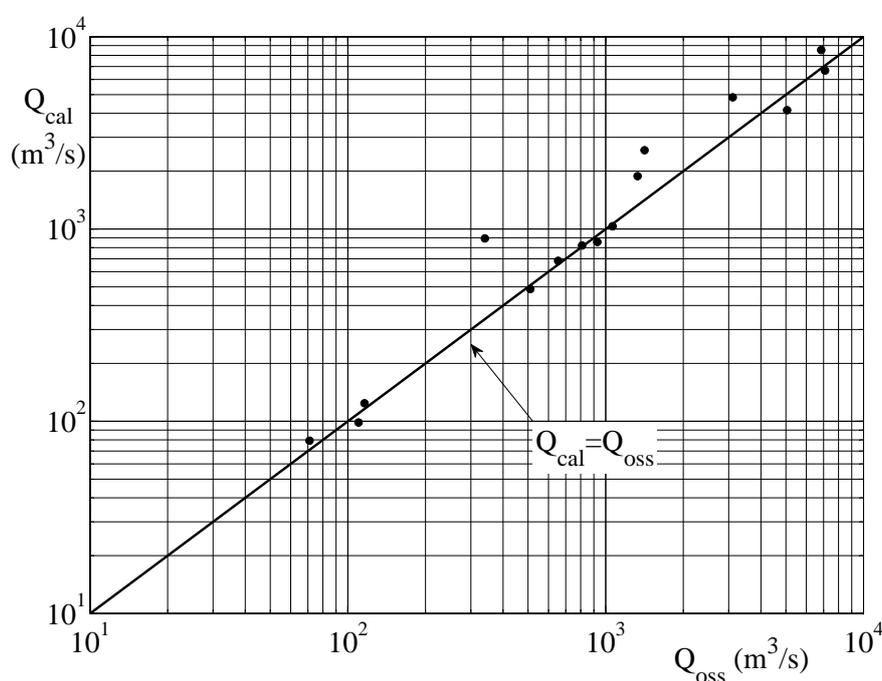


Figura 8.1: Capacità predittive del modello con breccia rettangolare per dighe *earthfill* - portata al colmo.

8.3.2 Applicazione ad un test di laboratorio IMPACT

Con l'applicazione del modello originale al caso dei test realizzati dall'ARS-USDA si è già visto in pratica il comportamento del modello con le ipotesi di breccia già formata e sponde praticamente verticali. È sembrato però opportuno verificare il comportamento del modello proposto anche nei confronti di casi di rottura in cui la breccia è inizialmente piccola e quindi si ha il rilascio di una parte del volume invasato anche durante la fase di formazione della breccia. A tal fine si è considerato il test di laboratorio 5 della

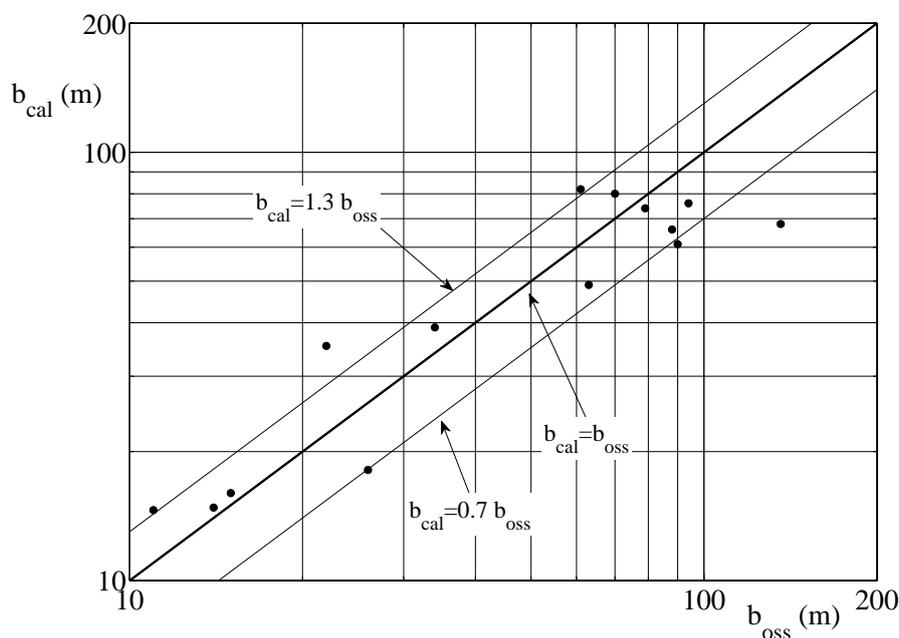


Figura 8.2: Capacità predittive del modello con breccia rettangolare per dighe *earthfill* - larghezza media della breccia.

serie 1 condotto con una diga in materiale non coesivo e già analizzato in precedenza con il modello originale nel cap. 5.

Qui si riportano per comodità i dati usati per il test

Tabella 8.2: Caratteristiche geometriche della diga - test 5

Altezza	Z_M	m	0.5
Coronamento	w_c	m	0.2
Pendenza paramenti	$s_d + s_u$	-	3.4
Larghezza iniziale breccia	B_0	m	0.2
Parametro c. altezze-volumi	W_0	$m^{3-\alpha_0}$	368.3
Esponente c. altezze-volumi	α_0	-	1

Per quanto riguarda il valore da assegnare alla larghezza iniziale della breccia B_0 si è osservato che la scelta ha un'influenza pressoché nulla su valore della portata al colmo Q_p , sulla larghezza massima della breccia B_0 , e sul tempo del colmo t_p , mentre ha ovviamente notevole influenza sulla portata iniziale che fuoriesce dalla breccia. In alcuni casi, cioè quando G è sufficientemente grande, è lecito assumere che la fase di formazione della breccia sia sufficientemente rapida e quindi che non si abbia un sostanziale svuotamento del serbatoio e che durante questa fase non si abbia un allar-

gamento. Da quanto detto segue consegue che per B_0 è possibile adottare la larghezza che si ritiene possa avere la breccia al termine della fase di formazione. Per il test 5 si ha $G = 45$; se poi si tiene conto non soltanto del volume invasato al momento della tracimazione, ma del volume fuoriuscito, si ha $G = 52$. Il valore di G è sufficientemente grande, quindi si ritiene sia lecito considerare al termine della fase di formazione della breccia, il livello nell'invaso sostanzialmente invariato.

Nel caso specifico, anche sulla base dei dati osservati si è posto $B_0 = 0.2$ m. Inoltre il fenomeno è stato simulato, non dalla fase iniziale di riempimento come fatto in precedenza ma dall'inizio della tracimazione, per cui si è posto $Z_0 = 0.485$ m. Le simulazioni sono state effettuate assumendo $v_e = 0.065$ m/s, quindi un valore molto simile a quello medio trovato per le dighe convenzionali di tipo *earthfill* illustrate nel paragrafo precedente. Nelle figure 8.3, 8.4 e 8.5 sono mostrati rispettivamente l'andamento della portata Q , della larghezza della breccia B e dell'andamento dei livelli nell'invaso Z . L'idrogramma di piena è simulato molto bene, sia durante la fase crescente dell'onda, sia nella fase decrescente. Soltanto durante la fase iniziale del ramo crescente la portata aumenta più rapidamente, mentre nella fase decrescente, se si esclude un leggero scostamento temporale, l'andamento è pressoché uguale a quello osservato. Per quanto riguarda la larghezza della breccia in sommità, si rileva che mediante il modello questa grandezza tende a essere un po' sottostimata. Sebbene non si abbiano informazioni utili a stabilire la larghezza della breccia al termine della fase di formazione, dalla figura 8.5 si presume che all'inizio della fase di ingrandimento si sia avuta in realtà una breccia decisamente più larga $B_{oss}(t = 2780s) \cong 1$ m) rispetto a quanto assunto ($B_0 = 0.2$ m).

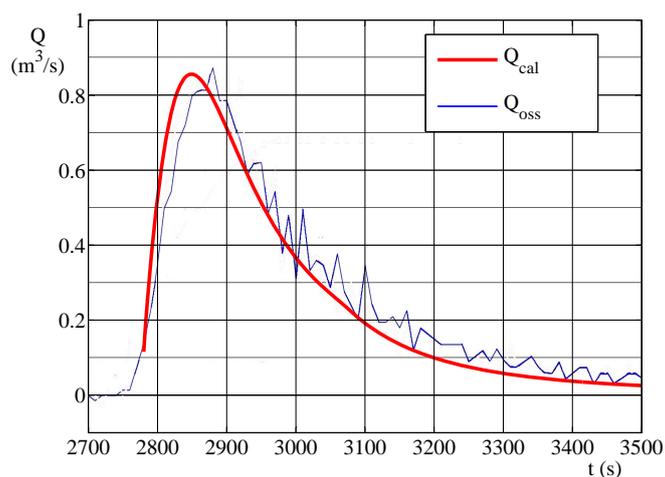


Figura 8.3: Idrogrammi di piena osservato e simulato per il test 5 - breccia rettangolare.

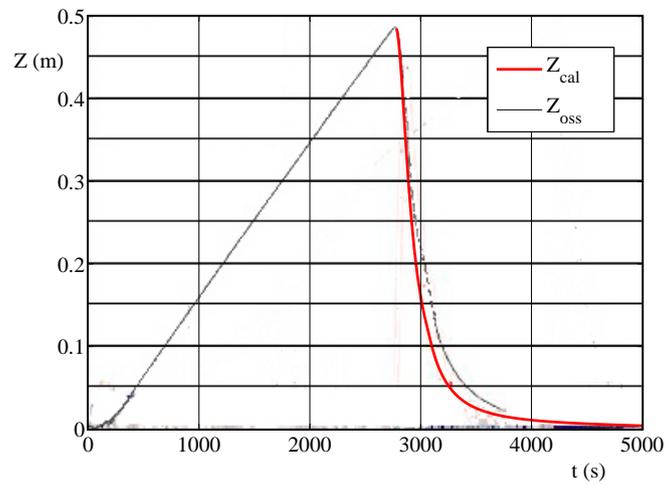


Figura 8.4: Svuotamento del serbatoio - test 5 - breccia rettangolare.

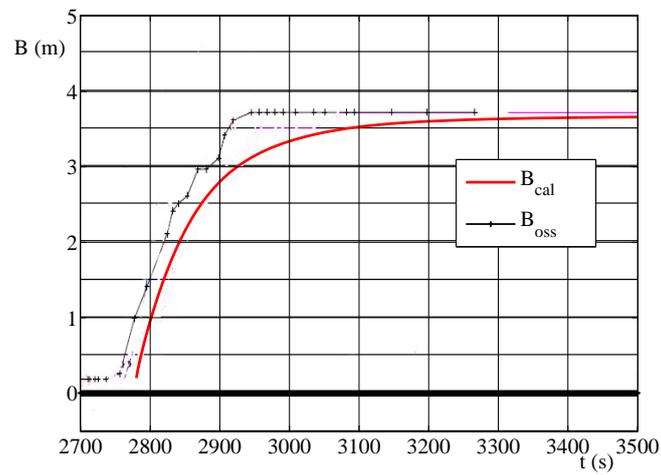


Figura 8.5: Ingrandimento della breccia - test 5 - breccia rettangolare.

8.3.3 Osservazioni

Il modello nella formulazione alternativa ha prodotto risultati paragonabili a quelli che si sono ottenuti con la formulazione originale del modello, nel caso dei 12 eventi di rottura riguardanti dighe reali di tipo *earthfill*. L'applicazione ad un test di laboratorio ha poi mostrato che, nel caso di sistemi diga-invaso caratterizzati da valori di G grandi, come nel caso preso in considerazione, la fase iniziale del fenomeno può essere trascurata senza che ciò provochi un deterioramento della capacità di riprodurre l'intero idrogramma di piena. Infatti il test è stato simulato per diversi valori di B_0 e si è visto che la portata al colmo, la larghezza finale della breccia e il tempo del colmo sono poco influenzati dalla scelta di B_0 , a differenza della portata iniziale scaricata dalla breccia. Questo approccio semplificato consente di evitare di simulare la fase di formazione della breccia che è più difficile da descrivere, rispetto alla fase di allargamento.

Conclusioni

In questo lavoro di tesi si è cercato di fornire un quadro quanto più completo ed aggiornato possibile sul complesso problema del calcolo dell'onda di piena conseguente all'erosione delle dighe in materiali sciolti. Questo ambito di ricerca dell'idraulica negli ultimi anni è stato oggetto di un rinnovato interesse, che si è manifestato mediante diversi progetti di ricerca e numerosi contributi sia sulla modellistica numerica che su quella sperimentale. È evidente che la notevole spinta che ha ricevuto la ricerca sul *dam breach* negli ultimi anni nasce dalla necessità di migliorare sia la comprensione della fenomenologia, sia la descrizione matematica del fenomeno. A ciò si aggiunge il fatto che il problema è sempre attuale. Infatti, se sono ormai sempre più rare le rotture di dighe artificiali grazie ad una maggiore attenzione al problema della sicurezza delle dighe, negli ultimi anni si sono avuti diversi casi di rotture di dighe naturali causate da frane per le quali si è posto il problema della realizzazione di interventi urgenti per l'attenuazione del colmo dell'onda e la messa in sicurezza delle aree a valle della diga. Ciò richiede sempre la determinazione dell'eventuale onda di piena rilasciata per la rottura della diga.

Quindi, visti i notevoli sviluppi che si sono avuti negli ultimi anni in questo settore, la ricerca documentata in questa tesi è stata determinata dal tentativo di rispondere all'esigenza di pensare ad uno strumento in grado di segnare un quadro aggiornato e per quanto possibile completo sul problema del *dam breach*. Ciò è stato fatto dando risalto agli aspetti più importanti della fenomenologia, quali l'idraulica della corrente nella breccia, la descrizione della morfologia e della modalità di ingrandimento della breccia. In questo contesto è stato estremamente utile poter accedere ai diversi studi sperimentali che sono stati realizzati negli ultimi anni; infatti le diverse campagne di test, prima ancora di mettere a disposizione degli studiosi dati preziosi per la validazione dei modelli matematici, hanno fornito un punto di osservazione ravvicinato al problema difficilmente ottenibile altrimenti. L'osservazione dei test sperimentali ha consentito quindi di sviscerare i diversi aspetti del fenomeno: la fase di innesco della rottura, l'avanzamento dell'*headcut* nei materiali coesivi, la fase di formazione della breccia e infine il suo allargamento. La prima parte della tesi è stata quindi dedicata all'aggiornamento dello stato dell'arte inteso sia per ciò che ri-

guarda la comprensione del fenomeno, sia per gli approcci metodologici seguiti dai diversi esperti internazionali per la descrizione del problema mediante la modellistica numerica. Sono stati analizzati in dettaglio i diversi metodi disponibili in letteratura, a partire dalle formule empiriche per il calcolo della portata al colmo, fino ad arrivare ai modelli fisicamente basati più complessi. Infatti il pensiero di molti studiosi della materia è che per migliorare la capacità predittiva dei modelli numerici è necessario incrementare il livello della descrizione analitica del problema. Ciò ha spinto diversi studiosi a realizzare modelli complessi in cui si tenta di descrivere in maniera dettagliata i diversi aspetti del fenomeno, come ad esempio il crollo delle sponde e l'avanzamento dell'*headcut*. Qui invece è stato seguito un approccio differente, basato sull'idea di trattare il problema nella maniera più sintetica possibile, cioè descrivendo in maniera fisicamente basata soltanto gli aspetti essenziali del fenomeno in grado di descrivere nella forma fisico-matematica più sintetica possibile sia l'idraulica del processo che la legge di ingrandimento della breccia. Si è perciò operata un'analisi molto estesa per verificare se tale approccio fosse adatto ad essere applicato per un ampio spettro di situazioni. A tal riguardo si è seguita l'impostazione del problema proposta da Macchione(2008) con un modello matematico ad un solo parametro. Esplorando la casistica storica e sperimentale meglio documentata disponibile in modo trasversale su tutti gli aspetti del *dam breach*, è stata condotta una vasta indagine numerica sui suddetti casi fornendo, per ciascuno di essi, oltre che i risultati numerici, anche una discussione puntuale del comportamento del modello in paragone con il comportamento fisico osservato non solo per gli aspetti idraulici ma anche per l'evoluzione morfologica della breccia. Quindi è stata valutata la possibilità di estendere il modello oltre le dighe convenzionali di tipo earthfill e quindi ai test sperimentali in laboratorio e quelli a grande scala, alle dighe in materiale di tipo rockfill e infine alle dighe da frana.

Questa vasta indagine ha consentito di verificare che l'approccio sintetico analizzato è in grado di riprodurre in maniera corretta l'intero idrogramma di piena e l'andamento nel tempo della larghezza B della breccia una volta individuato il valore di v_e in grado di far coincidere la portata al colmo osservata con quella simulata. La soddisfacente concordanza generalmente documentata per i casi esaminati tra la forma dell'idrogramma di piena osservato e quello calcolato e la concordanza riscontrata tra l'evoluzione temporale della breccia osservata e quella calcolata sono segni indiretti, ma significativi che l'approccio indagato, pur sintetico, ha in sé gli elementi fisico matematici sufficienti per una corretta descrizione del fenomeno finalizzata agli scopi tecnici di calcolo dell'idrogramma di piena conseguenti all'erosione delle dighe in materiali sciolti. Questa conclusione incoraggia l'uso di un approccio di questo tipo anche per scopi pratici di predizione. Pertanto una parte significativa del lavoro di tesi è stata dedicata all'elaborazione di equazioni in grado di fornire la portata al colmo in

caso di rottura per tracimazione e sifonamento. Queste formule costituiscono un contributo originale al problema, perché permettono di calcolare la portata al colmo non soltanto in funzione delle caratteristiche della diga e dell'invaso, come nel caso della maggior parte delle formule statistiche, ma anche tenendo conto della morfologia dell'invaso tramite l'esponente della curva altezze-volumi e del grado riempimento dell'invaso. Il confronto tra le formule qui ricavate ed alcune disponibili in letteratura ha consentito di appurare che le formule qui proposte sono in grado di produrre risultati mediamente migliori rispetto alle formule più semplici che considerano la portata al colmo come funzione soltanto dell'altezza della diga e del volume invasato.

L'ultima parte del lavoro di ricerca è stata dedicata alla proposta di una morfologia ancora più semplice per la breccia. Infatti, sulla scorta delle più recenti osservazioni inerenti alla morfologia della breccia, che segnalano per le sponde un andamento verticale, si è operata una proposta di assunzione della morfologia della breccia caratterizzata da sezione rettangolare, con base iniziale coincidente con la base della diga. In particolare si è visto, specie per sistemi diga-invaso caratterizzati da valori di G non troppo bassi, che la fase iniziale del fenomeno può essere tralasciata e che l'onda di piena può essere riprodotta considerando soltanto la fase di allargamento della breccia. La scelta del valore della larghezza iniziale B_0 della breccia condiziona soltanto la fase iniziale del fenomeno, mentre ha effetti quasi nulli sulla portata al colmo. Questo tipo di approccio ha il vantaggio di semplificare ulteriormente il modello, evitando la descrizione della fase di formazione della breccia, che è certamente la fase più complessa da descrivere matematicamente. Inoltre non è necessario indicare un valore per l'inclinazione delle sponde della breccia. Il modello è stato applicato sia per le dighe convenzionali di tipo earthfill, sia su un test di laboratorio mostrando che l'assunzione di sponde verticali fornisce errori contenuti e risultati paragonabili a quelli che si possono ottenere con il modello che assume per la breccia prima la forma triangolare e poi quella trapezoidale.

Bibliografia

- Armanini, A. e Di Silvio, G. (1988). "A one-dimensional model for transport of a sediment mixture in non-equilibrium conditions." *J. Hydraul. Res.*, 26(3), 275–292.
- Balloffet, A. e Scheffler, M. L. (1982). "Numerical analysis of the Teton Dam failure flood." *Journal of Hydraulic Research*, 20(4), 317–328.
- Briaud, J. L. (2008). "Case histories in soil and rock erosion: Woodrow Wilson Bridge, Brazos River Meander, Normandy Cliffs and New Orleans Levees." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(10), 1425–1447.
- Broich, K. (2002). "Description of the parameter model DEICH-P." *Tech. Report*, University of the Federal Armed Forces Munich. http://www.impact-project.net/wp2_technical.htm.
- Canuti, P., Frassoni, A., e Natale, L. (1998). "The 1993 La Josefina Rockslide and Rio Paute Landslide Dam, Ecuador - Failure of the Rio Paute Landslide Dam." *Landslide News*, 8, 6–8.
- Chadwick, W., Casagrande, A., Combs, H., Dowd, M., Fucik, E., Higginson, R., Leps, T., Peck, R., Seed, H., e Janses, R. (1976). "Failure of Teton Dam." *Report to U.S. Department of the Interior and State of Idaho*, Independent Panel to review cause of Teton Dam failure, Idaho Falls, Idaho.
- Chang, D. S. e Zhang, L. M. (2010). "Simulation of the erosion process of landslide dams due to overtopping considering variations in soil erodibility along depth." *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 10, 933–946.
- Chanson, H. (2004). "Discussion of Overtopping breaching of noncohesive homogeneous embankments by S.E. Coleman and D. P. Andrews." *J. Hydraulic Engineering*, 130, 371–376.
- C.N.R. - G.N.D.C.I. (1995). "Valutazione delle onde di piena da rottura di dighe." *Rapporto tecnico*, Centro Nazionale delle Ricerche - Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche - Presidenza del Consiglio dei Ministri - Dipartimento della Protezione Civile.

- Coleman, S. E. e Andrews, D. P. (2000). "Overtopping breaching of noncohesive homogeneous embankments." *Report 589*, University of Auckland, Department of Civil and Resource Engineering.
- Coleman, S. E., Andrews, D. P., e Webby, M. G. (2002). "Overtopping breaching of noncohesive homogeneous embankments." *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(9), 829–838.
- Costa, J. E. (1985). "Floods from dam failures." *Open-file Report 85-560*, US Dept. of Interior - Geological Survey, Denver, CO.
- Costa, J. E. e Schuster, R. L. (1987). "The formation and failure of natural dams." *Open-File Report 87-392*, US Geological Survey, Vancouver, Washington.
- Costabile, P., Macchione, F., e Rinaldi, L. (2004). "Schema monodimensionale per il calcolo dell'erosione di rilevati in materiale sciolti." *Proceedings of XXIX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, E. Bios, ed., Vol. 1. 821–827.
- De Lorenzo, G. e Macchione, F. (2009). "Simulation of floods due to rock-fill dam breaching." *Proceedings of the 33rd IAHR Congress Water Engineering for a Sustainable Environment*, Vancouver, British Columbia, Canada. 6018–6025.
- Evans, S. G. (1986). "The maximum discharge of outburst floods caused by the breaching of man-made and natural dams." *Can. Geotech. J.*, 23(4), 385–387.
- Franca, M. J. e Almeida, A. B. (2004). "A computational model of rockfill dam breaching caused by overtopping (RoDaB)." *J. Hydraul. Res.*, 42(2), 197–206.
- Frasconi, A. (1994). "La frana di sbarramento de La Josefina sul Rio Paute, Ecuador." *Geingegneria Ambientale e Mineraria*, 83, 139–147.
- Fread, D. L. (1988). "BREACH: An erosion model for earthen dam failures." *Report*, U.S. National Weather Service, Silver Spring, Md. (revised 1991).
- Fread, D. L. (1989). "National weather service models to forecast dam breach floods." *Hydrology of disasters*, O. Starosolszky e O. Melder, eds., James and James, London, 192–211.
- Froehlich, D. C. (1987). "Embankment-dam breach parameters." *Proceedings of the 1987 ASCE National Conference on Hydraulic Engineering*, Williamsburg, Virginia.

- Froehlich, D. C. (1995a). "Embankment dam breach parameters revisited." *Proceedings of the 1995 ASCE Conference on Water Resources Engineering*, San Antonio, Texas. 887–891.
- Froehlich, D. C. (1995b). "Peak outflow from breached embankment dams." *J. Water Resour. Plann. Manag.*, 121(1), 90–97.
- Froehlich, D. C. (2002). "Impact project field tests 1 and 2: blind simulation by davef." *proceedings of 2nd IMPACT Project Workshop: Mo-i-Rana, Norway, 12-13 september 2002*.
- Froehlich, D. C. (2008). "Embankment dam breach parameters and their uncertainties." *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(4), 1708–1721.
- Gallino, G. L. e Pierson, T. C. (1985). "Polallie Creek debris flow and subsequent dam-break flood of 1980, East Fork Hood River Basin, Oregon." *U.S. Geological Survey Water - Supply Paper 2273*, U.S. Geological Survey.
- Giuseppetti, G. e Molinaro, P. (1989). "A mathematical model of the erosion on an embankment dam by overtopping." *International Symposium on Analytical Evaluation of Dam Safety Related Problems*, Copenhagen.
- Hanson, G. J. e Cook, K. R. (2004). "Apparatus, test procedures, and analytical methods to measure soil erodibility in situ." *Applied Engineering in Agriculture*, 23(4), 305–312.
- Hanson, G. J., Cook, K. R., e Hunt, S. L. (2005). "Physical modelling of overtopping erosion and breach formation of cohesive embankments." *Transaction of the ASAE*, 48(5), 1783–1794.
- Hassan, M. A. A. M. e Morris, M. W. (2008). "IMPACT Project field tests data analysis." *Tech. Rep. 04-08-04*, HR Wallingford. Floodsite Project. <http://www.floodsite.net/html/publications2.asp>
- Hassan, M. A. A. M., Samuels, P., Gathaora, D., e Morris, M. (1999). "A new methodology to model the breaching of non-cohesive homogeneous embankments." *proceedings of CADAM (Concerted Action on Dam Break Modelling) - Zaragoza Meeting, 18-19 November 1999, Zaragoza*.
- Hassan, M. A. A. M., Samuels, P., Morris, M., e Gathaora, D. (2002). "Improving the accuracy of predictions of breach formation through embankment dams and flood embankments." *River Flow 2002, Proc., Int. Conf. on Fluvial Hydraulics*, D. Bousmar e Y. Zech, eds., Vol. 1, Balkema, Liss, The Netherlands.
- Hunt, S. L., Hanson, G. J., Cook, K. R., e Kadavy, K. C. (2005). "Breach widening observations from earthen embankment tests." *Transaction of the ASAE*, 48(3), 1115–1120.

- Hunt, S. L., Hanson, G. J., e Temple, D. M. (2006). "Breach widening observations related to clay core earthen embankment tests." *Dam Safety 2006. Proceedings of the Association of State Dam Safety Officials Annual Conference*, Boston, Massachusetts.
- Hutchinson, J. N. e Kojan, E. (1975). "The Mayunmarca landslide of 25 April 1974." *Unesco Report 3124/RMO RD/SCE*, UNESCO, Paris.
- ICOLD (1974). *Lessons from Dam incidents*. CIGB-ICOLD, Paris.
- ICOLD (1995). "Dam failure statistical analysis." *Bullettin 99*, International Commission on Large Dams.
- IMPACT (2005). "Investigation of extreme flood processes and uncertainties (IMPACT) - detailed technical report." *Tech. Report*, HR Wallingford. IMPACT Project. http://www.impact-project.net/wp2_technical.htm.
- Jarrett, R. D. e Costa, J. E. (1986). "Hydrology, Geomorphology and dam-break modelling of the July, 15, 1982, Lawn Lake dam and Cascade Lake dam failures, Larimer County, Colorado." *Professional Paper 1369*, U. S. Geological Survey, Washington.
- Johnson, F. A. e Illes, P. (1976). "A classification of dam failures." *Int. Water Power Dam Constr.*, 28(12), 43-45.
- Korup, O. (2002). "Recent research on landslide dams - a literature review with special attention to New Zealand." *Progress in Physical Geography*, 26(2), 206-235.
- Laginha-Serafim, J. e Coutinho-Rodriguez, J. (1989). "Statistics of dam failures: A preliminary report." *Int. Water Power Dam Constr.*, 41(4), 30-34.
- Lee, K. L. e Duncan, S. M. (1975). "Landslide of April 25 1974 on the Mantaro River Perú." *Report of inspection*, National Academy of Sciences, Washington D. C.
- Liu, N., Chen, Z., Zhang, J., Lin, W., Chen, W., e Xu, W. (2010). "Draining the Tangjiashan barrier lake." *Journal of Hydraulic Engineering*, 136(11), 914-923.
- Loukola, E. e Huokona, M. (1998). "A numerical erosion model for embankment dams failure and its use for risk assessment." *proceedings of CADAM (Concerted Action on Dam Break Modelling), Munich Meeting, 8-9 October 1998*.

- Macchione, F. (1980). "Pericolosità di un'eventuale inondazione conseguente al crollo della diga sullo Iassa e valutazione della capacità e delle opere necessarie per contenerla in limiti tollerabili per la città di Cosenza. Tesi di laurea, Università della Calabria.
- Macchione, F. (1986). "Sull'idrogramma di piena conseguente alla rottura degli sbarramenti in materiali sciolti." *Memoria Interna no. 139*, Dipartimento di Difesa del Suolo, Università della Calabria, Cosenza.
- Macchione, F. (1993). "Alluvioni artificiali conseguenti a rotture di dighe." *Fenomeni alluvionali artificiali a valle delle dighe*, G. Frega, ed., Quaderni di idrotecnica - Sezione Calabria dell'Associazione Idrotecnica Italiana, Editoriale BIOS, Cosenza - Italy, 37-82.
- Macchione, F. (2008). "Model for predicting floods due to earthen dam breaching. I: Formulation and evaluation." *J. Hydraulic Engineering*, 134(12), 1688-1696.
- Macchione, F. e Rino, A. (2008). "Model for predicting floods due to earthen dam breaching. II: Comparison with other methods and predictive use." *J. of Hydraulic Engineering*, 134(12), 1697-1707.
- Macchione, F. e Sirangelo, B. (1989). "Study of earth dam erosion due to overtopping." *Hydrology of Disasters - Proceedings of Technical Conference organized by the World Meteorological Organization (WMO), Geneva, November, 1988*, O. Starosolszky e O. Melder, eds., London. James and James, 212-219.
- Macchione, F. e Sirangelo, B. (1990). "Numerical simulation of earthfill dams breach outflow hydrograph." *Proceedings of the Third International Conference on Hydraulic Engineering Software*, Massachusetts, USA. Computational Mechanics Publications: Southampton Boston, 191-204.
- MacDonald, T. C. e Langridge-Monopolis, J. (1984). "Breaching characteristics of dam failures." *J. Hydraulic Engineering*, 110(5), 567-586.
- Maione, U. (1992). "L'emergenza in Val di Pola." *Tecniche per la difesa dall'Inquinamento. Atti del XXII corso di aggiornamento*, E. BIOS, ed. 397-412.
- Molinaro, P. (1986). "Modello matematico della breccia che si sviluppa in uno sbarramento in materiale sciolto per tracimazione." *Rapporto tecnico n. 3444 PM/ta*, ENEL-CRIS.
- Morris, M. W., Hanson, G. J., e Hassan, M. (2008). "Improving the accuracy of dam breach modelling: why are not we progressing faster?." *Journal of Flood Risk Management*, 1, 150-161.

- Morris, M. W. e Hassan, M. A. A. M. (2009). "Breach initiation and growth: Physical processes - Analysis of IMPACT Project breach field tests." *Tech. Rep. T06-08-11*, HR Wallingford. Floodsite Project. <http://www.floodsite.net/html/publications2.asp?>
- Morris, M. W., Hassan, M. A. A. M., e Vaskinn, K. A. (2007). "Breach formation: Field test and laboratory experiments." *J. Hydraul. Res.*, 45(Extra Issue), 9–17.
- Peviani, M. (1999). "Simulation of earth-dams breaking processes by means of a morphological numerical model." *proceedings of CADAM (Concerted Action on Dam Break Modelling) - Zaragoza Meeting, 18-19 November 1999, Zaragoza*.
- Plaza-Nieto, G. e Zevallos, O. (1998). "The 1993 La Josefina Rockslide and Rio Paute Landslide Dam, Ecuador - The La Josefina Rockslide." *Landslide News*, 8, 4–6.
- Ponce, V. M. e Tsivoglou, A. J. (1981). "Modeling gradual dam breaches." *Journal of Hydraulic Division ASCE*, 107(HY7), 829–838.
- Powledge, G. R., Ralston, D. C., Miller, P., Chen, Y. H., Clopper, P. E., e Temple, D. M. (1989a). "Mechanics of overflow erosion of embankments. I: Research activities." *Journal of Hydraulic Engineering*, 115(8), 1040–1055.
- Powledge, G. R., Ralston, D. C., Miller, P., Chen, Y. H., Clopper, P. E., e Temple, D. M. (1989b). "Mechanics of overflow erosion of embankments. II: Hydraulic and design considerations." *Journal of Hydraulic Engineering*, 115(8), 1056–1075.
- Pugh, C. A. (1985). "Hydraulic model studies of fuse plug embankments." *REC-ERC- 85-7*, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.
- Rozov, A. L. (2003). "Modeling of washout of dams." *J. Hydraul. Res.*, 41(6), 565–577.
- Scott, K. M. e Gravlee, G. C. (1968). "Flood Surge on the Rubicon River, California. Hydrology, Hydraulics and Boulder Transport." *Professional Paper 422-M*, U.S. Department of Interior, Washington.
- Singh, K. P. e Snorasson, A. (1984). "Sensitivity of outflow peaks and flood stages to the selection of dam breach parameters and simulation models." *Journal of Hydrology*, 68, 295–310.
- Singh, V. P. e Quiroga, C. A. (1987). "A dam-breach erosion model: I. formulation." *Water Resources Management*, 1, 177–197.
- Singh, V. P., Scarlatos, P. D., Collins, J. G., e Jourdan, M. R. (1988). "Breach Erosion of Earthfill Dams (BEED) Model." *Natural Hazards*, 1, 161–180.

- Tinney, E. R. e Hsu, Y. H. (1961). "Mechanics of washout of an erodible fuse plug." *Journal of Hydraulic Division*, 87(HY3), 1–29.
- Wahl, T. L. (1998). "Prediction of embankment dam breach parameters - a literature review and needs assessment." *Report DSO-98-004*, U. S. Department of Interior - Bureau of Reclamation, Denver.
- Wahl, T. L. (2004). "Uncertainty of prediction of embankment dam breach parameters." *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(5), 389–397.
- Walder, J. S. e O'Connor, J. E. (1997). "Methods for predicting peak discharge of floods caused by failure of natural and constructed earthen dams." *Water Resources Research*, 33(10), 2337–2348.
- Wan, C. F. e Fell, R. (2004). "Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(4), 373–380.
- Wang, Z. e Bowles, D. (2006a). "Three-dimensional non-cohesive earthen dam breach model. part 1: Theory and methodology." *Advances in Water Resources*, 29, 1528–1545.
- Wang, Z. e Bowles, D. (2006b). "Three-dimensional non-cohesive earthen dam breach model. part 2: Validation and application." *Advances in Water Resources*, 29, 1490–1503.

Lavori pubblicati

- De Lorenzo G. e Macchione F. (2009). "Simulation of floods due to rockfill dam breaching." *Proceedings of the 33rd IAHR Congress: Water Engineering for a Sustainable Environment*, 9-14 agosto 2009, Vancouver, British Columbia, Canada, 6018-6025.
- De Lorenzo G. e Macchione F. (2010a). "Analisi di sensibilità di un modello per l'erosione delle dighe in materiali sciolti e applicazione ad alcuni casi studio.", *Atti del XXXII Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Palermo, 14-17 settembre 2010. Walter Farina Editore.
- De Lorenzo G. e Macchione F. (2010b). "Effects produced by breach morphology on the outflow discharge due to the overtopping of earthfill dams.", *River Flow 2010 - Proceedings of International Conference on Fluvial Hydraulics*, 8-10 settembre 2010 - Braunschweig, Germany, A. Dittrich, K. Koll, J. Aberle, e P. Geisenhainer, eds., Vol. 1, 541-546.
- De Lorenzo G. e Macchione F. (2010c). "Numerical simulation of some dam breach experimental tests.", *Proceedings of the First European IAHR Congress*, 4-6 maggio 2010, Edinburgh, Scotland