

시간에 따른 제방붕괴 양상을 고려한 월류량 산정

Calculation of overtopping discharge with time-dependent aspects of an embankment failure

김 형 준* / 김 종 호** / 장 원 재*** / 조 용 식****
Kim, Hyung-Jun / Kim, Jongho / Jang, Won-Jae / Cho, Yong-Sik

Abstract

In this study, a time-dependent aspect of an embankment failure is considered to simulate a flood inundation map and calculate overtopping discharge induced by an embankment failure. A numerical model has been developed by solving the two dimensional nonlinear shallow water equations with a finite volume method on unstructured grids. To analyze a Riemann problem, the HLLC approximate Riemann solver and the Weighted Averaged Flux method are employed by using a TVD limiter and the source term treatment is also employed by using the operator splitting method. Firstly, the numerical model is applied to a dam break problem and a sloping seawall. Obtained numerical results show good agreements with experimental data. Secondly, the model is applied to a flow induced by an embankment failure by assuming that the width and elevation of embankment are varied with time-dependent functions. As a result of the comparison with each numerical overtopping discharge, established flood inundation discharges in the previous studies are overestimated than the result of the present numerical model.

key words : shallow water equations, Finite volume method, HLLC approximate Riemann solver, WAF method

요 지

본 연구에서는 홍수가 범람하였을 때 제내지에서 발생하는 동역학적 거동을 정확히 모의하기 위해, 시간에 따른 제방붕괴 양상을 고려하여 제방붕괴시 제내지로 유입되는 월류량을 정확하게 산정하였다. 2차원 비선형 천수 방정식을 지배방정식으로 사용하였으며, 비구조적 격자계가 적용된 유한체적법을 이용하여 제방붕괴를 모의하였다. 제방붕괴시 발생하는 충격파 흐름을 해석하기 위하여 HLLC approximate Riemann solver를 사용하였고, 수치진동을 제어하기 위해 TVD 제한자를 사용하는 WAF(Weighted Averaged Flux) 기법을 사용하였다. 또한 생성항은 연산자 분리기법을 이용하여 비 물리적인 결과가 나오지 않도록 하였다. 먼저 본 모형을 댐붕괴 문제에 적용하여 댐 붕괴시 발생하는 자유수면 변위를 계산하였으며, 경사식 방파제의 월류량을 산정하여 기존 실험결과와 비교 검증하였다. 그 결과 충격파를 잘 모의하고 있었으며, 월류량 또한 기존 실험결과와 일치하였다. 또한 제방붕괴시 발생하는 흐름에 대해 높이와 폭을 각각 시간에 따른 함수로 가정하여 적용하였다. 제방붕괴 유형에 따른

* 정회원 · 한양대학교 대학원 토목공학과 박사수료 (e-mail: john0705@hanyang.ac.kr)

** 한양대학교 대학원 토목공학과 석사과정

*** 한양대학교 대학원 토목공학과 석사과정

**** 정회원 · 교신저자 · 한양대학교 토목공학과 교수 · 공학박사

월류량을 각각 비교한 결과, 제방이 갑작스럽게 붕괴된 경우에서의 월류량이 점진적으로 붕괴되는 조건에서의 월류량보다 크게 산정됨을 알 수 있었다.

핵심용어 : 천수방정식, 유한체적법, HLLC approximate Riemann solver, WAF기법

1. 서 론

홍수시 범람으로 인한 주택, 농경지, 공공시설 등의 피해를 방지하거나 저감시키기 위해서는, 구조적 대책 및 비구조적 대책을 적절히 강구하여야 한다. 홍수지도제작 및 홍수예경보 시스템과 같은 비구조적 대책과는 달리, 구조적 대책은 수공구조물을 직접 건설함으로써 제내지 피해를 저감시키는 방법이다. 구조적 대책 중에서도, 제방축조는 홍수피해 저감대책으로 가장 기본적이고 중요한 역할을 하고 있다. 월류 및 기초지반의 세굴에 의하여 제방의 기능을 상실하게 되면, 붕괴된 제방 부근에서 매우 빠른 홍수파가 발생하게 되고 이로 인하여 제내지에 생각하지 못한 홍수피해를 입히게 된다. 제방붕괴에 의한 홍수범람은 제방과피부가 유수의 소류력에 의하여 점차 붕괴부의 면적이 커지면서 진행된다. 기존의 연구는 제방붕괴에 의한 제내지 침수를 모의하기 위하여 제방붕괴과정을 붕괴부의 제방고가 급작스럽게 낮아지는 것으로 가정하거나, 수치모의 초기에 지형을 제방붕괴 후의 상태로 가정하여 홍수범람을 모의하는 것이 일반적이었다. 그 결과 급격한 제방붕괴를 가정할 월류량이 실제 발생하는 월류량보다 과다하게 계산되어, 홍수범람 면적이 과다 예측될 가능성이 있어 왔다. 본 연구에서는 정확한 홍수 범람 면적 등을 산정하기 위하여, 시간에 따른 제방 폭과 제방 높이가 변화됨을 고려하였으며, 그에 따른 월류량 변화를 비교하였다.

제방붕괴 모의와 관련된 국외 연구로서는 Vincent 등(2001)이 MacCormack TVD 기법을 적용한 모형을 개발하여 젖은바닥과 마른바닥에서의 댐붕괴와 전파 현상을 모의하였다. Fraccarollo와 Toro(1998) 및 Brocchini 등(2001)은 WAF(Weighted Averaged Flux)기법과 이차원의 문제를 두 개의 연속된 일차원 문제로 분리 해석하는 fractional step method를 이용한 Godunov형 이차원 모형을 개발하여, 젖은바닥과 마른바닥의 흐름에 적용하였다. Zoppou와 Stephen(2000)은 fractional step method와 일차정확도의 Riemann 해를 WAF기법을 사용하여 불규칙 삼각망 격자에서 천수방정식을 해석하는 모형을 개발하여 직교좌표계 격자에서의 모형 결과와 비교하였다.

국내 연구로는 한건연, 이종태, 이원환 등(1985)이

흙댐의 붕괴로 인한 유출수문곡선을 산정하고, 임의의 댐 붕괴 높이와 파괴지속시간의 변화에 따른 침투유출량 및 유출수문곡선을 도출하는 식을 제시하였다. 이 상태(2001)는 기존의 하천제방 단면들을 대표하는 단면을 설정하고, 이를 기준으로 마루폭과 경사도 등의 기하학적 특성치들을 변화시킴으로써 나타나는 붕괴과정과 홍수특성 및 붕괴부 형태 등을 측정하였으며, 각 특성치들이 실험결과치에 주는 영향을 분석하였다.

본 연구에서는 Riemann 문제의 일종인 제방 또는 댐 붕괴시 발생하는 충격파나 소밀파(疏密波)를 해석하기 위하여 쌍곡선형 천수방정식을 해석하였다. Fractional step method를 이용하여 x -축 및 y -축 방향을 각각 계산하였으며, HLLC approximate Riemann solver를 이용하여 충격파와 소밀파를 해석하였다. 수치모의시 발생하는 수치진동은 TVD 기법을 이용한 WAF기법을 사용하여 제거하였으며, 생성항은 연산자 분리기법을 이용하여 비물리적인 결과가 나오지 않도록 하였다. 먼저 이상적인 원형댐 붕괴로 인한 붕괴파의 전파현상을 수치모의하여 충격파 현상을 잘 표현하는지 검증하였고, 경사식 방파제의 월류량을 산정하여 기존 실험결과와 비교하였다. 또한 제방붕괴시 발생하는 흐름에 대해 높이와 폭을 각각 시간에 따른 함수로 가정하여 여러 경우에 대한 월류량을 서로 비교하였다.

2. 지배방정식과 수치모형

본 연구에서 사용된 지배방정식은 3차원 Navier-Stokes 방정식을 수심에 대하여 적분한 2차원 비선형 천수방정식이다. 하상경사와 바닥마찰 영향을 포함한 보존형태의 비선형천수방정식은 제방 및 댐 붕괴시 발생하는 붕괴파의 전파현상을 모의하는데 적합하며, 다음과 같이 표현할 수 있다(Toro, 1998).

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{E}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial y} = \mathbf{S} \quad (1)$$

식 (1)에서, \mathbf{U} 는 보존변수 벡터이고, \mathbf{E} 와 \mathbf{F} 는 각각 x -축 및 y -축 방향의 체적 벡터함수이며, \mathbf{S} 는 생성항이다.

$$\mathbf{U} = \begin{bmatrix} h \\ hu \\ hv \end{bmatrix}, \quad \mathbf{E} = \begin{bmatrix} hu \\ hu^2 + \frac{1}{2}gh^2 \\ huv \end{bmatrix}, \quad (2)$$

$$\mathbf{F} = \begin{bmatrix} hv \\ huv \\ hv^2 + \frac{1}{2}gh^2 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{S} = \begin{bmatrix} 0 \\ gh(S_{ox} - S_{fx}) \\ gh(S_{oy} - S_{fy}) \end{bmatrix}$$

여기서, h 는 수심을 나타내고, u 와 v 는 각각 x -축 및 y -축 방향의 유속이며, g 는 중력가속도이다. 그리고 S_{ox} , S_{oy} 와 S_{fx} , S_{fy} 는 각각 x -축 및 y -축 방향의 하상경사 및 바닥마찰경사를 뜻한다. 바닥마찰항 S_{fx} , S_{fy} 는 Manning공식을 이용하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$S_{fx} = \frac{un^2\sqrt{u^2+v^2}}{h^{4/3}}, \quad S_{fy} = \frac{vn^2\sqrt{u^2+v^2}}{h^{4/3}} \quad (3)$$

여기서, n 은 Manning의 조도계수이다. 식 (1)을 임의의 계산요소에 대하여 적분하면 다음과 같은 유한체적법을 이용할 수 있다.

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_A \mathbf{U} dA + \oint_{\Omega} \mathbf{E} \cdot \mathbf{n} d\Omega = \oint_{\Omega} \mathbf{S} d\Omega \quad (4)$$

여기서, A 와 Ω 는 각각 계산요소의 면적과 경계이며, \mathbf{n} 은 경계와 수직인 단위벡터를 나타낸다.

본 연구에서 사용한 HLLC(Harten-Lax-van Leer contact wave) approximation Riemann solver는 Toro 등(1998)에 의해 제안된 Riemann 문제의 해석기법으로서 쌍곡선형식의 편미분방정식 해석과 천수방정식 해석에 적용되었다. HLLC 기법은 이동경계 문제를 해석함에 있어서 마른바닥(dry bed)의 처리를 해석적으로 수행할 수 있다. 흐름이 x -축 방향으로만 변한다고 가정하고 생성항을 생략하면, 세 개의 변수에 대한 벡터로써 세 개의 실수 고유값(eigenvalue)을 갖게 되고, 세 개의 파속으로 구분되는 네 개의 구간으로 구분되어 Riemann 문제의 해가 구성된다. HLLC 기법의 장점 중 하나는 앞에서 설명한 바와 같이 마른바닥에서의 파속을 해석적으로 구하여 사용하는 점으로, 마른바닥에서도 작은 수심이 존재한다는 비물리적 가정을 하여 물의 거동을 계산하는 Roe기법보다 정확한 해석이 가능하다.

2차 정확도의 수치기법에서 나타나는 수치진동을 제어하기 위해 TVD제한자를 이용하였고 2차원 문제

를 해결하기 위해서 1차원 해법을 2차원으로 확장하고자 fractional step method를 적용하였다.

$$\begin{aligned} \psi_{sa}(r, c_k) &= 1 && \text{for } r \leq 0 \\ &= 1 - 2(1 - |c_k|)r && \text{for } 0 \leq r \leq 1/2 \\ &= |c_k| && \text{for } 1/2 \leq r \leq 1 \\ &= 1 - (1 - |c_k|)r && \text{for } 1 \leq r \leq 2 \\ &= 2|c_k| - 1 && \text{for } 2 \leq r \end{aligned} \quad (5)$$

식 (5)은 SUPERBEE 제한자이며, 여기서 r 은 지역적 변화에서 상류 변화의 비율을 나타내고 식 (6)과 같이 정리된다.

$$\begin{aligned} r_{i+1/2} &= \frac{\Delta u_{\text{upwind}}}{\Delta u_{\text{local}}} = \frac{\Delta u_{i-1/2}^{(k)}}{\Delta u_{i+1/2}^{(k)}} && \text{for } c_k > 0 \\ &= \frac{\Delta u_{i+3/2}^{(k)}}{\Delta u_{i+1/2}^{(k)}} && \text{for } c_k < 0 \end{aligned} \quad (6)$$

여기서 $\Delta u_{i+1/2}^{(k)}$ 는 $u_{i+1}^k - u_i^k$ 로 주어진다.

또한 천수 방정식을 수치모형화 함에 있어 생성항의 처리는 수치모형의 안정성과 관련된 아주 중요한 사항이다. 여러 학자들이 불안정한 유체의 흐름과 정상적인 유체의 흐름에서 수치적인 문제와 비 물리적인 결과를 관찰하여 생성항을 처리하는 다양한 수치기법을 개발하였다. 본 연구에서는 바닥 마찰과 하상 경사를 처리하기 위해서 operator splitting technique (Toro, 1998; Hu 등, 2000)를 적용하여 생성항을 처리하였다. 연산자 분리기법을 적용한 식 (1)의 완전한 차분식은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \mathbf{U}_i^{k+1} &= \mathbf{U}_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} [\mathbf{E}_{i+1/2} - \mathbf{E}_{i-1/2}] \\ &\quad - \frac{\Delta t}{\Delta y} [\mathbf{F}_{i+1/2} - \mathbf{F}_{i-1/2}] + \Delta t \mathbf{S}(\mathbf{U}_i^{(s)}) \end{aligned} \quad (7)$$

3. 수치검증

3.1 댐 붕괴 문제

제방이 붕괴되어 발생하는 충격파 및 소밀파의 자

연현상이 잘 표현될 수 있음을 알아보기 위해서 댐 붕괴 문제에 수치모형을 적용하여 검증하였다. 댐 붕괴 문제를 적용하여 수치모형을 검증하기 위하여 그림 1과 같이 상류와 하류의 초기수심 조건이 다르고 하상이 수평인 문제에 수치모형을 적용하였다. 가상의 댐에 의해 구분된 지형의 상류구간 길이 L_1 은 40m이며, 하류구간 길이 L_2 은 60m이다. 댐 상류의 초기 수심 h_1 은 1.0m이며, 하류의 초기수심 h_0 는 HLLC 기법의 수치적 장점을 검증하기 위하여 젖은 바닥상태인 CASE A ($h_0 = 0.1m$)와 마른 바닥상태인 CASE B ($h_0 = 0.0m$)로 구분하였다. 그림 2는 댐붕괴가 시작되어 $t = 2.6sec$ 가 경과한 후, CASE A와 CASE B의 자유수면 변위의 수치 모의 결과를 Toro의 해석해(2001)와 비교한 결과이다.

또한, 상류와 하류의 수심비를 변화시킨 모의 결과를 Weiyani의 해석해(1992)와 비교하였다. 가상의 댐에 의해 구분된 지형의 상류구간 길이 L_1 은 1000m이며, 하류구간 길이 L_2 은 1000m이다. 댐 상류의 초기

수심 h_1 은 10.0m이며, 하류의 초기수심 h_0 는 (A) 5m, (B) 0.5m, (C) 0.05m, (D) 0.005m를 사용하였다. 댐붕괴가 시작되어 $t = 60sec$ 가 경과한 후, Weiyani의 해석해(1992)와 비교하였고 그 결과 잘 일치하였다.

3.2 경사식 방파제의 월류량

본 모형이 제방 붕괴되었을 때 제내지로 유입되는 월류량을 정확하게 산정할 수 있음을 검증하기 위하여, 기존의 실험 결과와 수치 결과가 있는 경사방파제에서의 월류량을 수치모의 하였다. Saville(1995)는 수리모형 실험을, Kobavashi와 Wurjanto(1989) 그리고 Hu(2000)는 수치모형 실험을 기울기가 1:1.5와 1:3인 방파제의 월류량을 산정하기 위해 그림 4과 같은 실험을 수행하였다. 수치모의에 사용된 방파제의 형상은 그림 4과 같고, d_t , d_s 는 정지수면에서의 수심을 나타내며, R_c 는 자유수면 위로 노출된 방파제 상단부의 높이를 나타낸다. 또한, 심해파고를 의미하는 H_0

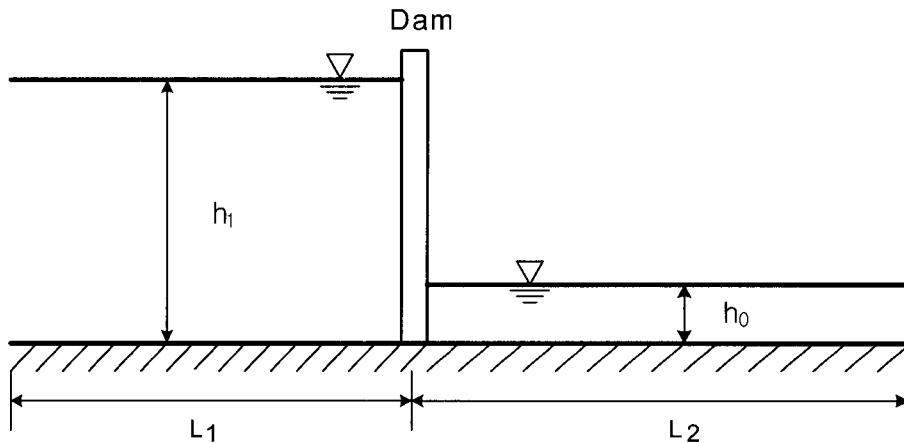


그림 1. 댐 붕괴 문제에 사용된 지형

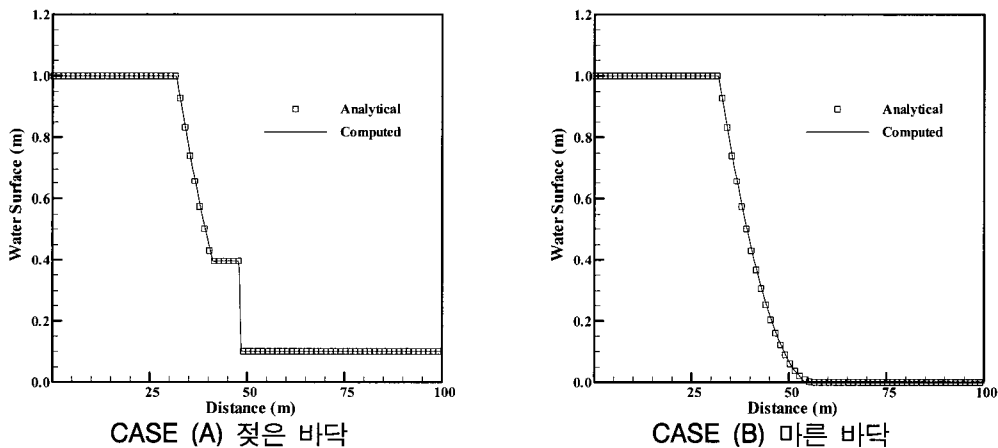
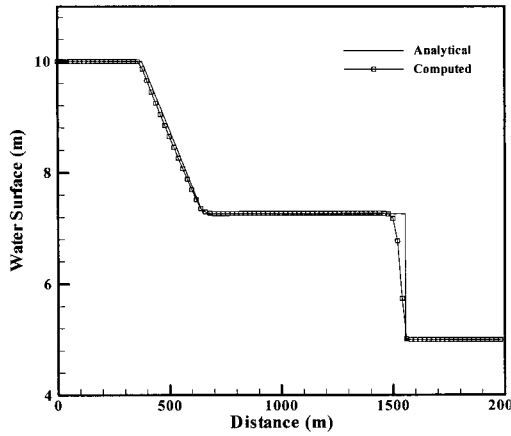
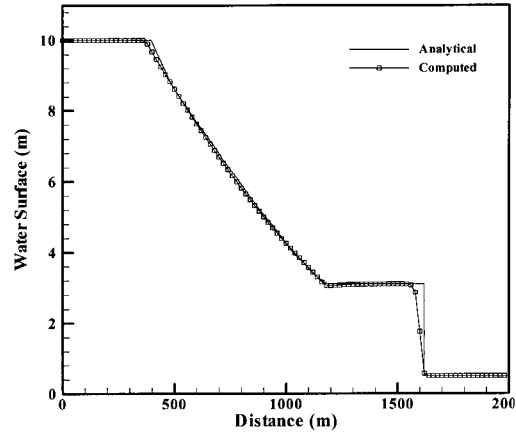


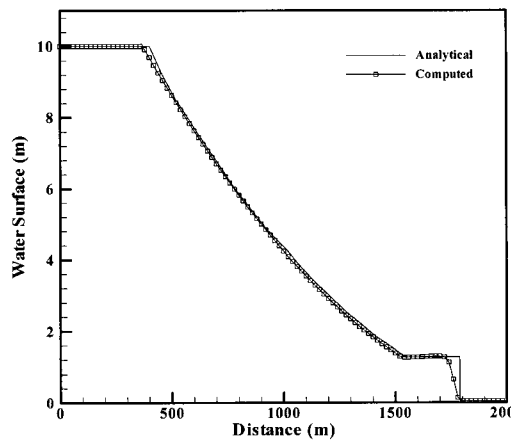
그림 2. 젖은 및 마른 바닥에서의 자유수면 변위



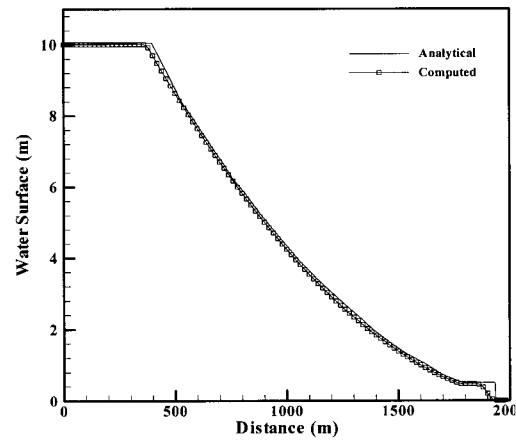
CASE (A) $h_0/h_1 = 0.5$



CASE (B) $h_0/h_1 = 0.05$



CASE (C) $h_0/h_1 = 0.005$



CASE (D) $h_0/h_1 = 0.0005$

그림 3. 상하류 수심비에 따른 자유수면 변위

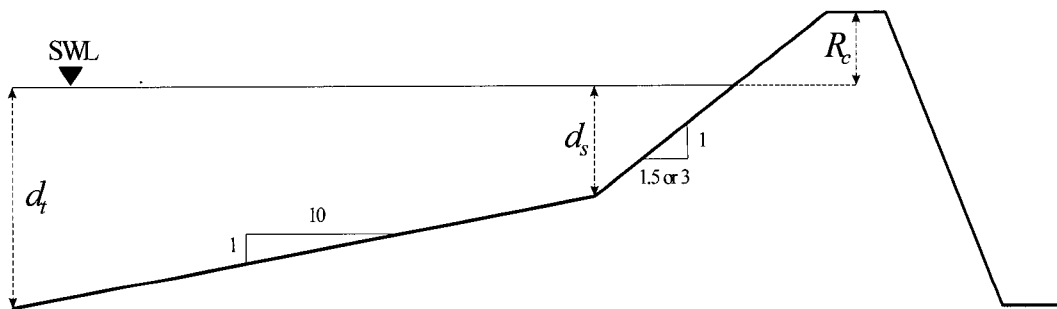


그림 4. 경사식 방파제의 모식도

는 기존 실험 및 수치 결과와의 비교를 위해 1.0m를 사용하였다. CASE 1에서 7까지는 방파제의 경사가 1:3이며, CASE 8에서 10의 방파제는 경사가 1:1.5이다. 10개의 CASE에 대한 실험결과를 정리하여 표 1에 나타내었다.

오른쪽의 육지 경계에서는 반사파에 의한 수치결과와 오차를 막기 위하여 개방경계조건을 사용하였고, 파가 입사하는 좌측 경계에서는 제방에 의한 반사파의 영향을 줄이기 위해 비반사파 경계 조건(inlet

boundary condition)을 사용하였다.

기존의 수치해석 결과와의 비교를 위하여 표 1과 그림 5에서는 Kobayashi & Wurjanto(1989)가 제시한 유량의 무차원화에 대한 식을 이용하여 결과를 정리하였다. 식 (8)의 Q 는 심해에서의 파고 H_0 와 계측된 월류량 Q' 을 이용하여 계산한 무차원 유량이다. 월류량의 계측도 Kobayashi & Wurjanto(1989) 및 Hu(2000)의 수치모의 결과와 비교하기 위하여, 4번째 및 5번째 입사파의 월류량을 계측하였다($4 \leq t \leq 5$).

표 1. 계산결과와의 비교

구분	d_t (m)	d_s (m)	R_c (m)	H_t (m)	T (sec)	Q (10^{-3})			
						Saville	Hu	K&W	Present
CASE 1	3.00	0.75	0.50	0.95	4.73	66	39	27	30.5
CASE 2	3.00	1.50	0.50	0.95	4.73	64	81	53	75
CASE 3	4.00	2.00	0.67	0.99	6.55	90	86	81	85
CASE 4	4.50	0.75	1.00	1.06	7.98	17	27	16	22
CASE 5	4.00	1.50	0.50	1.08	7.98	94	101	91	100
CASE 6	6.00	2.00	0.67	1.20	12.80	130	108	113	110
CASE 7	6.00	2.00	1.33	1.20	12.80	77	41	51	50
CASE 8	6.00	2.00	2.67	1.20	12.80	11	0	15	12
CASE 9	4.92	0.75	0.50	1.04	7.98	49	50	66	57
CASE 10	4.17	0.00	1.00	1.07	7.98	20	8.9	7	10.5

또한, 수치모형의 결과뿐만 아니라 수리모형 실험의 결과와도 비교하기 위하여 Saville (1955)의 연구결과를 이용하여 월류량을 검증하였다.

$$Q = \frac{Q'}{H_o \sqrt{gH_o}} \quad (8)$$

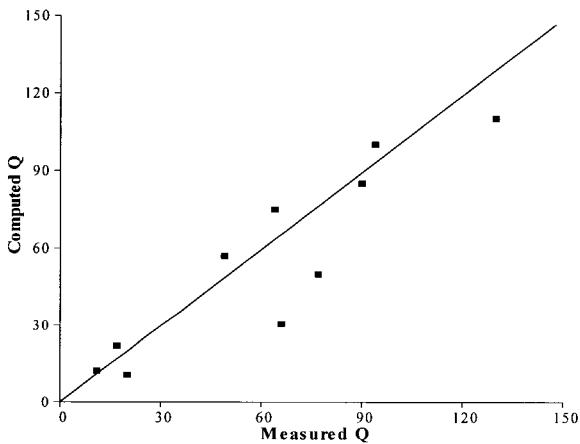


그림 5. 본 모형과 Saville의 월류량 비교

모든 CASE에 있어서 본 모형의 수치결과가 비교한 수치결과 및 실험결과값과 거의 일치함을 볼 수 있었다. 따라서 홍수범람 모의를 함에 있어서도 제방 붕괴 시 제내지로 유입되는 월류량을 정확하게 산정할 수 있음을 알 수 있었다.

4. 수치모의

4.1 제방 붕괴시 붕괴 높이를 고려한 경우

제방의 붕괴 속도가 월류량에 미치는 영향을 알아보기 위하여, 제방이 붕괴되는 속도가 시간에 따라 변

화하는 경우를 먼저 모의하였다. 그림 6는 본 연구에서 사용된 제방 형상을 나타낸 것이다. 제방 상단의 길이는 0.2m, 초기 제방의 높이는 0.4m이고, 제방이 붕괴된 이후 제방의 높이는 0.2m이다. 제방의 기울기는 1:2로 가정하였으며, 총 120sec동안 진행되는 월류현상을 모의하였다. 댐 붕괴시 시간에 따른 붕괴부의 높이 변화는 식 (9)와 같이 시간에 따른 함수로 나타내었다.

$$h_t = (h_I - h_F) \left(\frac{t}{T} \right)^\rho \quad \text{for } 0 \leq t \leq T \quad (9)$$

$$= h_F \quad \text{for } t > T$$

여기서, h_t 는 임의시간의 제방 높이, h_I 는 초기상태의 제방의 높이를 나타내며, h_F 는 제방붕괴가 완료된 시점의 제방의 높이를 의미한다. T 는 제방붕괴가 진행되는 총시간을 나타내며, 제방의 붕괴양상은 시간의 변수와 연관된 ρ 에 따라서 조절된다. $\rho = 0$ 인 경우 (CASE 4)는 제방붕괴가 초기에 급작스럽게 일어나 순간적으로 지반이 낮아지는 현상을 모의하게 된다. $\rho = 1$ (CASE 1)는 제방의 높이가 붕괴시점부터 붕괴가 완료되는 시점까지 지반고가 일정한 비율로 작아지는 현상을 나타낸다. $\rho = 2$ (CASE 2)와 $\rho = 3$ (CASE 3)는 제방의 붕괴가 진행함에 따라서 지반고의 변화가 급격히 빨라지는 현상을 나타낸다. $\rho = 2$ 인 경우보다 $\rho = 3$ 인 경우에 초기의 지반고의 변화는 적고 시간이 지남에 따른 지반고의 급격한 변화가 일어나는 현상을 재현하게 된다.

하천에 유입되는 유량을 변화시키면서 제방을 붕괴시켰을 때, 제방의 붕괴양상에 따른 월류량을 각각 계산하여 그림 8에 나타내었고, 각 CASE에 따른 유입

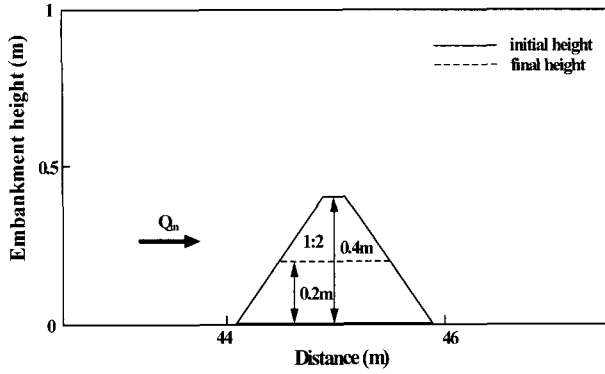


그림 6. 제방붕괴 수치모형

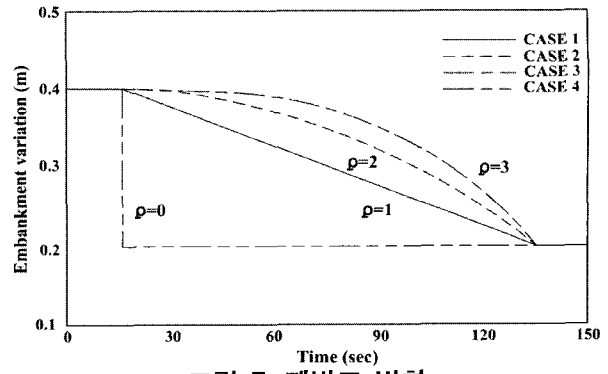
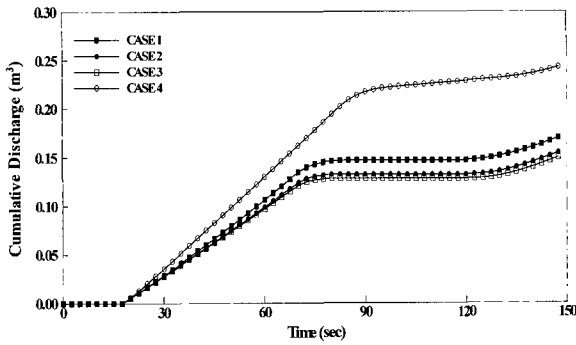
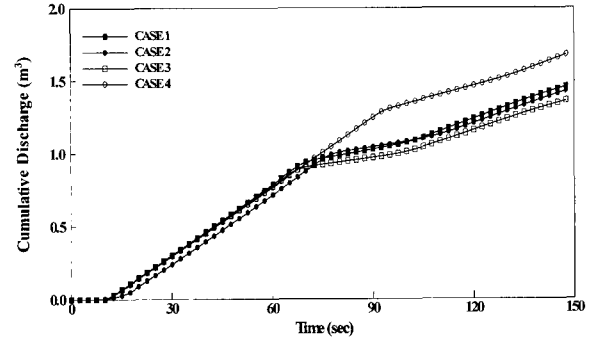


그림 7. 제방고 변화



(a) 유입유량 ($Q_{in} = 0.2 \text{ m}^3/\text{s}$)



(b) 유입유량 ($Q_{in} = 1.5 \text{ m}^3/\text{s}$)

그림 8. 유입유량에 따른 유형별 월류량

표 2. 유입유량에 따른 유형별 월류량 비교

유형	$0.2 \text{ m}^3/\text{s}$	$0.5 \text{ m}^3/\text{s}$	$1.0 \text{ m}^3/\text{s}$	$1.5 \text{ m}^3/\text{s}$
CASE 1	0.173	0.296	0.845	1.476
CASE 2	0.158	0.277	0.836	1.445
CASE 3	0.153	0.271	0.770	1.376
CASE 4	0.245	0.390	1.006	1.700

표 3. 제방 붕괴 유형에 따른 월류량 비교

유입 유량	$0.2 \text{ m}^3/\text{s}$	$0.5 \text{ m}^3/\text{s}$	$1.0 \text{ m}^3/\text{s}$	$1.5 \text{ m}^3/\text{s}$
Q_{CASE4} / Q_{CASE3}	60.0%	44.0%	30.7%	23.4%

유량별로 최대 월류량을 비교하여 표 2에 나타내었다. 그 결과 제방이 급격하게 붕괴되는 CASE 4에서의 월류량이 점진적으로 붕괴되는 CASE 1에서 3까지의 월류량보다 항상 크게 나타났다. 또한 표 3에 나타난 월류량비는 급격한 붕괴(CASE 4)와 점진적 붕괴(CASE 3)사이의 월류량 차이를 알아보기 위한 것으로, 식 (10)과 같이 월류량비를 계산하였다. CASE 1에서 CASE 3까지는 제방이 붕괴되는 속도가 서로 비슷하여 수치모의 결과 나타난 월류량의 차이도 비슷

하였다. 그러나 제방이 급격히 붕괴하는 CASE 4는 CASE 1에서 CASE 3의 경우보다 체내지로 유입되는 유량이 25~60%이상 크게 나타났다. 한편 하천에 유입되는 유량이 커질수록, CASE 3과 CASE 4의 상대적인 차이는 표 3의 유량비에서 확인할 수 있듯이 점점 작아짐을 확인할 수 있었다.

$$Q_{CASE4} / Q_{CASE3} = \frac{Q_{CASE4} - Q_{CASE3}}{Q_{CASE3}} \quad (10)$$

4.2 제방 붕괴시 붕괴 폭과 높이를 고려한 경우

이번 절에서는 제방의 붕괴 속도뿐만 아니라 제방의 붕괴폭이 월류량에 미치는 영향을 알아보기 위해, 제방이 붕괴되는 폭과 높이를 시간에 따라 동시에 변화시켜 수치모의 하였다. 제방붕괴 폭 및 높이가 시간에 따라 변화함을 고려하기 위해서 그림 9와 같이 임의의 지형을 만들었다. 제방은 유량의 흐름방향과 평행하게 위치한다고 가정하였으며, 각 제방 단면은 4.1 절에서 언급되었던 그림 6과 같은 단면을 사용하였다. 제방이 붕괴할 때 고려되는 폭은 Fread(1973)와, Singh(1982), 그리고 MacDonald(1984)등에 의해서 연구되었으며, 본 연구에서 가정한 제방붕괴 폭은 제방 높이가 3H인 경우 Fread가 제안한 붕괴 폭을 사용하였다(Fread, 1973).



그림 9. 수치모의 형상

모든 CASE에 초기 수심은 0.15m로 주었으며 유입유량은 0.3 m³/s 을 적용하였다. 표 4은 각 유형별에 따라서 제방붕괴 폭과 높이를 선형적인 변화($\rho = 1$)와 순간적인 변화($\rho = 0$)를 고려하여 나타낸

것이다. CASE 1은 홍수범람으로 인해 제방붕괴가 순간적으로 붕괴되는 경우를, CASE 2와 3은 각각 폭과 높이의 변화에서 순간적으로 붕괴되는 경우를 모의한 것이고, CASE 4는 폭과 높이가 선형적으로 변화하는 경우를 모의한 것이다. 본 연구에서 제안한 식 (9)을 이용하여 붕괴 폭과 높이가 시간에 따라 변화하는 경우를 모의한 것이다. 그림 10에서는 제방붕괴 유형에 따른 총 월류량을 보여주고 있다. 그림 10에서 보듯이 CASE 1에서 월류량이 가장 많으며, CASE 4에서 가장 적은 월류량을 보여주고 있다. 제방붕괴 속도가 가장 빠른 CASE 1과 제방붕괴 속도가 가장 느린 CASE 4를 비교해 보면, 제내지로 월류하는 유량이 5 배 정도 차이나는 것으로 모의되었다. 따라서 제방붕괴 속도에 따른 월류량의 변화를 고려해 볼 때 기존 연구에서의 홍수범람 모의 결과는 실제보다 과다하게 모의되었음을 알 수 있었다.

표 4. 제방 붕괴 유형

유형	높이의 변화	폭의 변화
CASE 1	$\rho = 0$	$\rho = 0$
CASE 2	$\rho = 1$	$\rho = 0$
CASE 3	$\rho = 0$	$\rho = 1$
CASE 4	$\rho = 1$	$\rho = 1$

5. 결 론

본 연구에서는 제방붕괴에 의한 홍수과의 전파양상을 모의하기 위하여 제방붕괴의 양상에 따른 월류량 산정에 대한 수치모의 연구를 하였다. HLLC approximate Riemann slover를 이용하여 제방붕괴

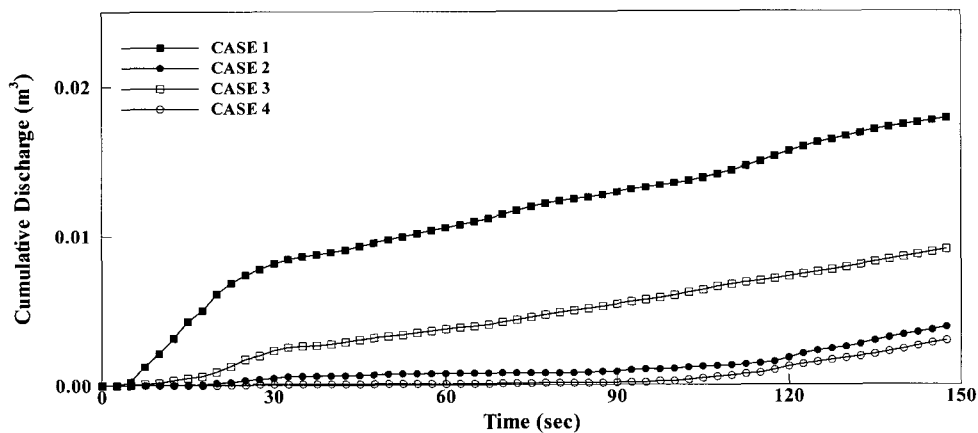


그림 10. 제방붕괴 유형에 따른 월류량 산정($Q_{in} = 0.3 \text{ m}^3/\text{s}$)

시 발생하는 충격파를 적절히 모의할 수 있음을 확인하였으며, 경사식 방파제의 월류량에 대한 기존 실험 결과와의 비교를 통하여 제방부를 월류하는 유량을 정확히 모의함을 알 수 있었다.

제방붕괴 양상을 시간적인 함수로 가정하여 수치모의에 적용하여 기존의 방법인 순간적인 제방붕괴 가정이 제방고의 변화를 시간에 따른 함수로 가정한 결과보다 홍수량을 23~60% 과다하게 모의하고 있음을 확인할 수 있었다. 또한, 제방쪽에 대한 변화를 고려한 수치모의 결과를 살펴보면 제방붕괴에 의한 홍수량의 산정은 제방폭의 변화에 가장 지배적인 영향을 받음을 확인할 수 있으며 기존의 방식인 순간적인 파괴가정은 시간에 대한 변화를 고려한 수치모의결과와 비교하여 최대 5배 홍수량을 크게 모의하고 있음을 확인할 수 있었다.

홍수시 제내지에 예기치 못한 피해를 발생시키는 제방붕괴과정에 대한 연구는 제방을 구성하는 재료와 붕괴원인에 많은 영향을 받는다. 제방붕괴원인에 대한 더욱 자세한 연구가 진행되어 수치모의에 제방붕괴과정을 적절히 반영할 수 있다면, 홍수범람을 모의하기 위한 수치모형의 정확성이 더욱 향상될 것이다.

감사의 글

본 연구는 소방방재청과 한국건설기술연구원의 재정적 지원으로 수행되었습니다.

참 고 문 헌

김대홍, 조용식 (2004). "HLLC approximate Riemann solver를 이용한 천수방정식 해석." 한국수자원학회 논문집, 제37권, 제10호, pp. 845-855.

이종태, 한건연 (1989). "하천제방의 붕괴로 인한 제내지의 침수예측 모형." 한국수문학회지, 제22권, 제2호, pp. 223-231.

이상태, 이종태 (2001). "하천제방 붕괴양상의 실험적 연구(I, II)." 한국수자원학회지, 제34권, 제2호, pp. 141-154.

한건연, 이종태, 이원환 (1985). "Earth Dam 붕괴로 인한 유출수문곡선의 유도." 대한토목학회 논문집, 5(2), pp. 41-50.

Brocchini, M. Bernetti, R. Mancinelli, A. and Albertini, G. (2001). "An efficient Solver for nearshore Flows based on the WAF Method",

Coastal Engineering, Vol. 43, No. 2, pp. 105-129.

Cho, Y.-S. and Yoon, S.-B. (1998). "A modified leap-frog scheme for linear shallow-water equations." *Coastal Engineering Journal*, Vol. 40, No. 2, pp. 191-205.

Fraccarollo, L. Toro, E. F. (1995). "Experimental and numerical assessment of the shallow water model for two-dimensional dam-break type problems", *Journal of Hydraulic Research*, 33(6), 843-863.

Fread, D. L. and Harbaugh, T. E. (1973). "Transient Hydraulic Simulation of Breached Earth Dams", *Journal Hydraulic Division*, ASCE, Vol. 99, No. HY1, 139-154.

Hu, K., Migham, C.G. and Causon, D.M. (2000). "Numerical Simulation of Wave Overtopping of Coastal Structures using the non-linear Shallow Water Equations", *Coastal Engineering Software*, 23, pp. 61-67.

Kobayashi, N. and Wurjanto, A. (1989). "Wave Overtopping on Coastal Structure", *Journal of Waterway, Port, Coastal Ocean Engineering*, ASCE, 115, pp. 235-251.

MacDonald, T. C. and Langridge-Monopolis, J. (1984). "Breaching Characteristics of Dam Failure", *Journal Hydraulic Engineering*, 110, pp. 567-586.

Roe, P. L. (1986). "Upwind differencing Schemes for Hyperbolic Conservation Saws with Source Terms" *Proceeding First International Conference on Hyperbolic Problem*, 41-51.

Saville, T., Jr. (1955). *Laboratory Data on Wave Runup and Overtopping on Shore Structures*. Beach Erosion Board TM-64. U.S. Army Corps of Engineers. Washington, DC.

Singh, V. P. (1996). *Dam Breach Modeling Technology*, Kluwer Academic Publishers.

Toro, E. F. (1989). "A weighted average Flux Method for Hyperbolic Conservation laws", *Proceedings of the Royal Society of London*, 432(A), pp. 401-418.

Toro, E. F. (1998). *Riemann solves and numerical methods for fluid dynamics (2nd*

- edition*)", Springer, U.K.
- Toro, E. F. (2001). "*Shock-capturing methods for free-surface shallow flows*", Wiley, New York.
- Vincent, S. and Caltagirone, J. P. (2001). "Numerical Modeling of bore Propagation and Run-up on sloping Breaches using a MacCormac TVD Scheme" *Journal of Hydraulic Research*, 39(1), pp. 41-49.
- Weiyang, T. (1992). "*Shallow water hydro-dynamics*", Elsevier.
- Zoppou, C. and Stephen, R. (2000). "Numerical Solution of Two-dimensional unsteady Dam-Break", *Applied Mathematical Modeling*, 24, pp. 457-475.

© 논문접수일 : 2007년 02월 20일

© 심사의뢰일 : 2007년 02월 27일

© 심사완료일 : 2007년 06월 21일