

〈論 文〉

하천제방의 붕괴로 인한 제내지(堤內地)의 침수예측 모형

A Forecasting Model for the Flooded Area Resulting from Breached Levee

李 鍾 泰* 韓 健 淵**

Lee, Jong Tae Han, Kun Yeun

Abstract

A dynamic levee breach model is demonstrated which can be applied to various types of breach such as overtopping, breaking, and piping.

Through a hypothetical simulation the sensitivity of breach width and duration in the result are discussed. The breach width has more important effect than the failure duration upon a side discharge owing to levee breach.

요 지

하천제방의 붕괴로부터 발생하는 제내지의 침수현상을 월류(over-topping), 제체의 붕괴(breaking), 파이핑(piping) 등의 세경우로 구분하고, 각 경우에 대하여 제내지로의 유입량을 예측하는 해석모형을 제시하였다.

가상수치실험을 통한 월류 및 제방제체의 붕괴에 의한 하도-제내지간의 흐름의 특성을 해석한 결과 붕괴부의 폭이 유출량에 미치는 영향이 가장 큰것으로 나타났으며, 붕괴시간이나 유량계수 등의 영향은 작게 나타났다.

1. 서 론

예기치 못한 집중호우 또는 상류댐으로부터의 급격한 방류 등으로 인하여 하천수위가 급격히 증가되면 홍수류는 하천제방을 월류하거나 붕괴시켜 제내지에 극심한 인명 및 재산피해를 주게 된다. 최근 수년 동안의 대규모 홍수피해만 살펴 보더라도 그 직접적인 원인이 이에 연유되고 있음을 알 수 있다. 즉, 1980년 7월에 보청천 유역에서 소류지 및 하천제방이 붕괴, 유실되어 큰

피해가 있었으며, 1984년 9월 한강유역에 내린 집중호우로 서울 망원동 지역에서는 하천제방과의 연결 수문이 붕괴되어 대규모의 침수피해가 있었다. 또한 1987년 7월 금강유역의 부여·서천 지역에서는 제방월류 및 붕괴로 인하여 대범람의 피해를 입었다. 더우기, 최근에 들어 인구의 증대 및 생활권의 확대 등으로 인하여 하천제방 인근지역에 밀집하고 있는 주거지, 농경지, 산업시설 등은 홍수로 인한 침수시 그 피해규모가 증대되고 있어, 이에 따른 적절한 대책이 요망된다.

본 연구에서는 최근 수년간 발생한 홍수피해의

* 경기대학교 공과대학 토목공학과

** 경북대학교 공과대학 토목공학과

직접 원인의 대부분이 하천제방의 붕괴와 관계하고 있음을 감안하여 제방의 월류 및 붕괴특성을 분석하고 이로 인한 제내지에서의 침수위, 침수시간, 침수범위 등을 예측하여 피해 예상 규모를 산정하는 수치모형을 개발함에 그 목적이 있다.

이를 위하여 하도구간에서의 홍수추적은 dynamic wave equation을 기초로 한 Preissmann implicit scheme에 의하여 해석을 실시하여 제방붕괴 지점에서의 하천수위를 계산하였다. 제방붕괴 원인을, (1) 제방을 통한 월류(over-topping), (2) 일정구간의 제방붕괴, (3) 수공구조물의 손상으로 인한 파이핑(piping) 등의 세가지 경우로 나누어 분석하고 이를 수식화하여 제내지로의 유입수문곡선을 유도하였다. 또한, 제내지의 지형조건으로부터 저류방정식으로 표현되는 미분방정식을 유도하고 이를 차분화시켜 해석함으로써 침수위, 침수시간, 침수면적 등을 계산하는 수치모형 LEVBRK(Levee Break Model)을 개발하고 수치실험을 통하여 제방붕괴에 따른 침수특성을 검토하였다.

본 연구결과는 홍수시의 제방붕괴로 인한 침수상황, 피해범위를 예측함으로써 유사시에 인명과 재산을 보호할 수 있는 효과적인 방재경보대책에 기여할 수 있을 것으로 판단된다.

2. 하천제방의 붕괴

하천제방은 하천의 범람으로부터 제내지의 인명, 가옥, 재산, 각종 시설 등을 보호하기 위하여 설치된 시설물이다. 제방의 가장 중요한 기능이 침수 피해를 방지하는데 있는 것이므로 그 적정규모의 결정을 위하여서는 대상지역의 수문·수리, 지형조건에 관한 조사 연구 및 건설비 투자에 다른 경제적인 검토가 수반되어야 할 것이다.

제방의 붕괴현상은 복잡한 수리학적 또는 토질·기초공학적 현상 등에 의하여 일어나므로 그 발생기구를 규명하는 것은 용이한 일은 아니나, 일반적으로 그 원인은 크게 월류, 세굴, 누수, 침하 등으로 나누어 볼 수 있겠다.

월류는 하도내에 제방의 방어능력 이상의 대규모 홍수가 전파될 때, 또는 하상의 상승 등으로 인하여 발생하며 제방을 따라 연속적으로 발생하는 경우가 많다. 세굴은 하천의 만곡부, 합류점, 웨어나 수문의 인접부 등에서 많이 발생하며 유수의 소류력이 그 원인이다. 누수는 제체나 기초의 지질, 수압 등이 그 원인이고 파이핑 현상을 동반하여 붕괴에 달하게 된다.

붕괴폭 및 시간에 대한 문제는 하도의 형상, 홍수전파 양상, 제체의 크기 및 토질조건, 붕괴원인 등에 따라 여러가지 지배인자를 갖게 된다. 이것들에 대한 충분한 조사는 이루어지지 않았으나 有賀世治(1977)가 일본의 여러 유역에서 조사한 자료에 의하면 붕괴폭은 대략 하폭의 1/8~1배 사이에 많이 분포되어 있다. 그러나, 제방의 붕괴지속 시간에 관하여서는 조사된 자료를 획득할 수 없었으며, 필자의 판단으로는 기존의 월범에 대한 붕괴지속 시간(한건연 외, 1985)를 적절히 활용하면 간접적인 추산이 가능한 것으로 본다.

범람수로 인하여 제내지가 침수되어 나가는 형태는 크게 저류형과 확산형으로 분류된다. 저류형의 경우는 범람수가 한정된 지역내에 저류되어 그 침수위가 점차 상승되다가 어느 시점에 이르면 범람은 중지된다. 감수기에 들면 침수위는 하강되어 범람수의 일부는 하천으로 복귀하기도 한다. 확산형의 경우 붕괴 지점으로부터 유출되는 범람수는 제내지의 지형조건에 의하여 확산되고 유하되어 버려 감수기에도 하천으로 복귀되는 양은 극히 적다. 그림 1은 제내지에서의 침수형태를 유형별로 나타낸 것이다. 그림에서 볼 수 있는 바와 같이 저류형은 제내지의 지형 양상에 따라 저수지형, 평야형, 내수형 등으로 분류할 수 있겠고, 확산형은 하천 및 침수지역의 지형에 따라 방사형과 직진형으로 나누어 생각할 수 있다(有賀世治, 1977).

3. 침수예측 모형(LEVBRK)

제방의 붕괴로 인한 수리현상을 규명하기 위한

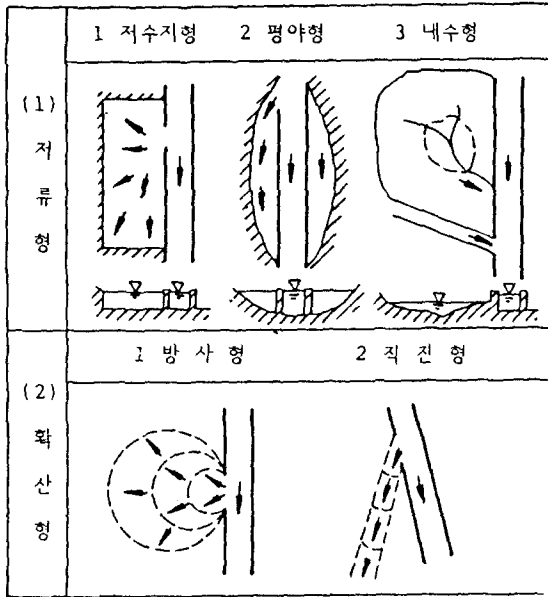


그림 1. 제내지의 침수형태 분류

기본적인 요소로서는, 먼저 하천에서의 홍수파의 전파상황을 정확하게 해석하는 것이 무엇보다도 중요하다. 이를 위하여 본 연구에서는 부정류에 관한 연속방정식 및 운동방정식으로 구성되는 dynamic wave equation을 기본으로 하고 제방붕괴에 따른 유출량은 q_L 로 처리하여 계산한다.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial(A+A_0)}{\partial t} - q_L = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + g \cdot A \left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f + S_e \right) + L = 0 \quad (2)$$

여기서, $L = q_L \cdot V \cdot \cos \theta$

여기서, x 는 하천흐름방향으로의 거리, t 는 시간, Q , h , A 는 각각 (x, t) 에서의 유량, 수위 및 단면적, q_L , V 는 측방향 유출입량과 그 유속, S_f , S_e 는 마찰경사, 국지손실 경사(expansion-contraction)이다.

(1), (2)식의 비선형 편미분방정식은 Preissmann implicit scheme을 사용하여 차분화하면

시간대 $(j+1)$ 에서, (i) 및 $(i+1)$ 점에서의 h , Q 가 미지수로 존재하는 두개의 비선형 대수방정식으로 된다. 하도의 전 검토구간 $(N-1)\Delta x$ 에 대하여서는 $2N$ 개의 미지수를 가진 $(2N-2)$ 개의 식을 얻을 수 있고, 상·하류단의 경계조건식이 2개의 관계식을 제공하게 된다. 결국, $2N$ 개의 미지수를 가진 $2N$ 개의 비선형 방정식이 되며, Amein과 Fang이 최초로 적용한 바 있는 Newton-Raphson 반복계산법에 의하여 그 해를 구할 수 있다. (Fread, 1985) 이 계산법은 2차항 이상의 모든 고차항들을 무시한 비선형 Taylor 급수 전개 이론에서부터 유도된다. 즉,

$$J'(X^k)\Delta X = -f(X^k) \quad (3)$$

여기서, X^k 는 벡터량, J' 는 X^k 의 값에 대한 편미분치들로 구성되는 제수메트릭스로서 Jacobian, $f(X^k)$ 는 X^k 값에 대한 비선형 방정식, ΔX 는 $2N$ 개의 미지수를 포함하는 벡터로서 초기추정치와 개선된 추정치 간의 차이를 나타낸다. 즉,

$$\Delta X = X^{k+1} - X^k \quad (4)$$

여기서 k 는 반복 계산회수, X^k 는 초기추정치, X^{k+1} 는 개선된 추정치이다. 미지의 유량($Q_{i,j+1}$, $Q_{i+1,j+1}$)과 수위($h_{i,j+1}$, $h_{i+1,j+1}$)를 구하기 위하여 ΔX 가 허용한계에 도달 될 때까지 반복계산을 수행한다. N 개의 하도단면에 대하여 구성된 $2N \times 2N$ 의 Jacobian 메트릭스는 다음 식과 같이 표시된다.

$$[A]X = R \quad (5)$$

여기서 $[A]$ 는 a_{mn} 로 구성된 Jacobian 계수의 메트릭스, X , R 은 X_n , r_n 로 구성된 행 벡터, m 과 n 는 요소(element)의 열(row)과 행(column)을 표시하고 있다. 계수 matrix는 주 대각선 4개의 항 이외에는 zero를 나타내는 band를 이루고 있으므로 Fread의 modified Gaussian algorithm에 의하

여 효율적으로 그 해를 구할 수 있다. (Fread, 1985)

한편 제방의 붕괴양상에 다른 제내지로의 범람 홍수유입량을 산정하기 위하여, 필자는 침수의 경우를 크게 (1). 제방마루보다 높은 수위로 인한 월류(overtopping), (2). 각종 요인으로 인한 붕괴(breaking) 및 (3). 연결수문, 암거(culvert) 등 수공구조물의 손상으로 인한 파이핑(piping)의 경우 등 세가지로 구분하여 각각 수식화하였다.

하천으로부터 제내지로 유입하는 홍수파의 수문곡선을 유도하기 위하여서는 하천의 수위, 제방붕괴 양상, 제내지의 지형조건 등을 고려하였다. 이때 범람수의 흐름은 제방 내·외측의 수위로부터 완전 및 불완전 월류로 구분하여 불완전 월류의 경우에는 잠수영향(submergence effect)을 고려하였다.

(1) 월류의 경우(overtopping)

하천제방에서 붕괴가 일어나는 구간을 ΔX_i 라 하고 이 구간에서의 submergence correction factor를 β , 유량계수를 C, 하천의 수위를 h_r , 제내지의 수위를 h_p , 제방의 표고를 h_L 로 하였다. (그림 2) 하천과 제내지간의 상대적인 수위변화에 따라서는 제방마루를 넘어 제내지로 월류하던 흐름이 그 방향을 바꾸어 다시 제내지로부터 하천으로 복귀하는 경우도 있을 수 있으므로, 그 흐름방향을 방향신호계수 α 로 표시하였으며, 제방내외측 수위중 큰 값은 \bar{h} , 작은 값은 \tilde{h} 로 나타

내어 일반화하였다(Fread, 1985).

이때, 월류량은 다음 식과 같다.

(i) $\bar{h} > h_L$

$$q_L = \alpha \beta C (\bar{h} - h_L)^{1.5} \text{ ----- (6)}$$

(ii) $\bar{h} < h_L$, $\bar{h} < h_L$ 및 $\bar{h} = \bar{h}$ 인 경우

$$q_L = 0 \text{ ----- (7)}$$

여기서, $\alpha = \frac{h_r - h_p}{\bar{h} - \tilde{h}} \text{ ----- (8)}$

$h_r > h_p$ 인 경우, $\bar{h} = h_r$, $\tilde{h} = h_p$, $\alpha = -1$

$h_p > h_r$ 인 경우, $\bar{h} = h_p$, $\tilde{h} = h_r$, $\alpha = 1$

$h_r = (h_{i, j+1} + h_{i+1, j+1})/2 \text{ ----- (9)}$

$\beta = 1.0 (\gamma_1 < 0.67)$
 $= 1.0 - 27.8(\gamma_1 - 0.67)^3 (\gamma_1 > 0.67) \text{ (10)}$

$\gamma_1 = \frac{\bar{h} - h_L}{\bar{h} - h_L} \text{ ----- (11)}$

(2) 제방붕괴의 경우

하천제방의 일정구간이 붕괴되어 붕괴부를 형성하는 경우에 있어서는 제방붕괴의 폭 b, 붕괴 지속시간 T_i , 붕괴부의 최종 표고 h_{Lb} 등의 자료가 필요하며 그 외의 제산과정은 월류의 경우와 유사하다. 붕괴부의 형상을 직사각형으로 가정하고, 붕괴폭 및 붕괴 깊이가 붕괴지속시간동안 선형적으로 변한다고 보면, 제방 붕괴부로부터의 유입량은 다음과 같다. (그림 3)

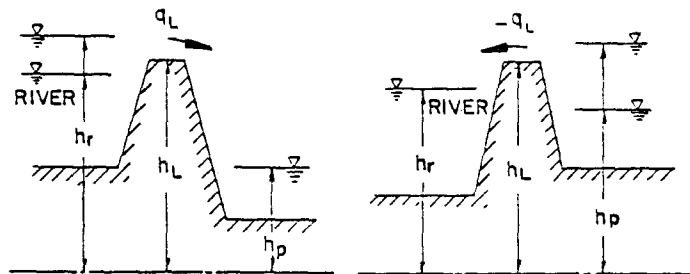


그림 2. 원류 (overtopping)의 경우

(i) $\hat{h} > h_b$ 인 경우

$$q_L = \alpha \beta C \frac{b_i}{\Delta x_i} (\hat{h} - h_b)^{1.5} \quad (12)$$

(ii) $\hat{h} < h_b$, $\bar{h} < h_b$ 및 $\hat{h} = \bar{h}$ 인 경우

$$q_L = 0 \quad (13)$$

여기서, $h_b = h_L - (h_L - h_{Lb}) \frac{t}{T_i} \quad (t < T_i)$
 $= h_{Lb} \quad (t > T_i)$ (14)

$$b_i = b \frac{t}{T_i} \quad (t < T_i)$$

$$= b \quad (t > T_i) \quad (15)$$

$$\gamma_2 = \frac{h_p - h_b}{h_r - h_b} \quad (16)$$

α 와 β 는 (8), (10)식과 동일하다.
 단, $\gamma_1 \rightarrow \gamma_2$

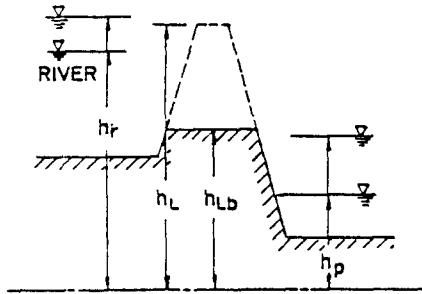


그림 3. 제방 붕괴(breaking)의 경우

(3) 암거를 통한 파이핑의 경우

각종 제방부속 시설물의 파손, 또는 부적절한 운영 등으로 인하여 하천의 유량이 제내지로 침입하는 경우가 있다. 암거를 통한 유입의 경우는 마찰 손실의 영향과 제내·외지간의 수위차를 고려한 에너지 관계식으로 표현한다.

(그림 4) 즉,

(i) $\hat{h} > h_c > \bar{h}$ 인 경우

$$q_L = \alpha C_c \frac{A_c}{\Delta x_i} \sqrt{2g} \cdot (\hat{h} - h_c)^{1/2} \quad (17)$$

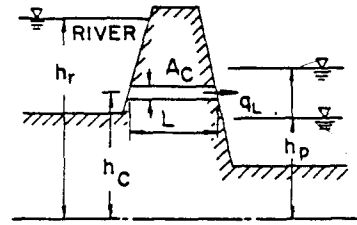


그림 4. 파이핑(piping)에 의한 경우

(ii) $\hat{h} > \bar{h} > h_c$ 인 경우

$$q_L = \alpha C_c \frac{A_c}{\Delta x_i} \sqrt{2g} \left[\frac{\hat{h} - \bar{h}}{1 + (2gC_c^2 n_c^2 L_c / R_c^{4/3})} \right]^{1/2} \quad (18)$$

(iii) $\hat{h} < h_c$, $\bar{h} < h_c$ 및 $\hat{h} = \bar{h}$ 인 경우

$$q_L = 0 \quad (19)$$

여기서, α 는 (5)식과 동일하며 C_c 는 암거의 유량계수, n_c 는 암거의 조도계수, L_c 는 암거의 길이이다.1 [French(1985), Bodhaine(1976)]

따라서, 식 (5)의 Jacobian 계수에 포함되어 있는 i 적점에서의 $\partial q_{Li} / \partial h_i$ 및 $\partial q_{Li} / \partial h_{i+1}$ 등의 항들은 월류, 제방붕괴 및 암거를 통한 파이핑의 경우 각각 다음과 같이 표현된다.

월류의 경우 :

$$\frac{\partial q_{Li}}{\partial h_i} = q_{Li} \left[\frac{1.5 \partial \hat{h} / \partial h_i}{(\hat{h} - h_L)} - \frac{83.4 + (\gamma_1 - 0.67)^2}{\beta} \cdot \frac{\partial \gamma_1}{\partial h_i} \right] \quad (20)$$

여기서,

$$\frac{\partial \hat{h}}{\partial h_i} = \frac{1}{2} \quad (h_r > h_p)$$

$$\frac{\partial \hat{h}}{\partial h_i} = 0 \quad (h_r < h_p)$$

$$\frac{\partial \gamma_1}{\partial h_i} = \frac{-0.5 \gamma_1}{(\hat{h} - h_L)} \quad (h_r > h_p, \gamma_1 > 0.67)$$

$$\frac{\partial \gamma_1}{\partial h_i} = \frac{0.5}{(\hat{h} - h_L)} \quad (h_r < h_p, \gamma_1 > 0.67)$$

제방붕괴의 경우 :

$$\frac{\partial q_{L_i}}{\partial h_i} = q_{L_i} \left[\frac{1.5 \frac{\partial \hat{h}}{\partial h_i}}{(\hat{h} - h_p)} - \frac{83.4 + (\gamma_2 - 0.67)^2}{\beta_1} \cdot \frac{\partial \gamma_2}{\partial h_i} \right] \quad (21)$$

여기서,

$$\frac{\partial \hat{h}}{\partial h_i} = \frac{1}{2} \quad (h_i > h_p)$$

$$\frac{\partial \hat{h}}{\partial h_i} = 0 \quad (h_i < h_p)$$

$$\frac{\partial \gamma_2}{\partial h_i} = \frac{-0.5 \gamma_2}{(\hat{h} - h_p)} \quad (h_i > h_p, \gamma_2 > 0.67)$$

$$\frac{\partial \gamma_2}{\partial h_i} = \frac{0.5}{(\hat{h} - h_p)} \quad (h_i < h_p, \gamma_2 > 0.67)$$

암거를 통한 파이핑의 경우 :

$$\frac{\partial q_{L_i}}{\partial h_i} = q_{L_i} \frac{1}{2} (\hat{h} - h_c) \frac{\partial \hat{h}}{\partial h_i} \quad (22)$$

$$\text{여기서, } \frac{\partial \hat{h}}{\partial h_i} = \frac{1}{2} \quad (h_i > h_p)$$

$$\frac{\partial \hat{h}}{\partial h_i} = 0 \quad (h_i < h_p)$$

또한, $\partial q_{L_i} / \partial h_{i+1}$ 의 경우는 (20), (21), (22) 식에서 i 대신 i+1을 대입하고 유사한 형태로 표시하면 된다.

이상으로 계산된 하천의 수위와 유입 수문곡선으로부터 제내지에서의 침수위, 침수시간, 침수면적 등을 계산하기 위하여서는 제내지의 지형학적 특성을 조사하고 이를 기초로 저수지 추적에 실시할 것인가, 1차원 또는 2차원 하도추적 모형을 이용할 것인가를 결정해야 한다.

만일, 제내지의 범람특성이 그 지형조건을 보아 그림 1에서의 저류형으로 예상될 경우에는 저수지 추적법을 사용하며, 확산형이 예상될 경우에는 1차원 또는 그 이상의 추적기법을 사용한다 (이종태, 1988). 저수지 추적기법을 이용할 때에는 제방의 붕괴로부터 침수가 될것으로 예상되는 제내지의 고도, 경사도, 지표의 형태, 활용현황

등의 파악이 필요하며, 대상지역의 지형도, 배수시설, 도로망 등을 기초로 하여 수위-수표면적 관계곡선을 도출한다. 앞에서 기술한 세가지의 붕괴 요인으로 인하여 파피부를 통하여 제내지로의 침입유량을 Q_L , 제내지에서 부터의 유출 등으로 인하여 손실되는 유량을 Q_0 라 하면 시간변화에 따른 제내지 저류량 s의 변화를 나타내는 저류 방정식은 (23)식과 같다.

$$\frac{ds}{dt} - Q_L + Q_0 = 0 \quad (23)$$

이 식을 유한차분식으로 바꾸어 쓰고 한 시간 구간(time step)에서의 초기상태를 *로 표시하면,

$$\frac{2\Delta s}{\Delta t} - (Q_L^* + Q_L) + (Q_0^* + Q_0) = 0 \quad (24)$$

$$\text{여기서, } \Delta s = \frac{A_s^* + A_s}{2} (h - h^*)$$

(24)식으로부터 t + Δt 시간에서의 수위 h를 구할 수 있다. (한건연, 1985)

4. 적용 및 비교검토

제방붕괴에 따라 하도-제내지간에서 발생하는 수리현상을 본 연구에서 제시한 알고리즘에 의하여 해석하고 이를 입증하기 위하여는 실제 하천에서의 제방붕괴시에 수립된 자료를 필요로 하게 된다. 그러나 제방붕괴는 그 발생빈도가 빈번함에도 불구하고 예기치 못한 시간과 지점에서 발생되기 때문에 ;구체적인 그 실측자료를 구하기는 매우 어려웠다. 따라서 본 연구에서는 가상적인 붕괴 경우에 대한 수치실험을 통하여 본 모형의 안정성과 일치성(consistency)을 검증하였고, 하도-제내지에서 나타나는 수문곡선의 특성과 각종 주요 인자들의 영향을 검토하였다

월류 및 제방붕괴로 인한 제내지에서의 침수현상을 해석하기 위하여 다음과 같은 가상하도를 설정하였다. 하도구간은 총 20km이며, 각 요소는 1km로 하여 20개의 요소로 구성하고 17번째 요소에서 제방월류 및 제방붕괴가 발생하는 것으로

보았다. 구간내의 하상경사는 0.0001, 조도 계수는 0.035로 하고 하도단면은 저면폭 150m, 측면 경사 1:2인 사다리꼴형 단면으로 고려하였다. 상류단의 경계조건으로서는 (25)식과 같은 4변수 Pearson-type III 분포식을 이용한 hydrograph 가 하류구간으로 전파되는 것으로 보았고 하류단 경계조건은 등류상태에 대한 Manning의 식을 기초한 loop형 수위-수량 관계가 나타나도록 계산하였다.

$$Q(t) = Q_0 \left[1 + (\varphi - 1) \left(\frac{t}{t_p} \right)^\omega \exp \left(1 - \frac{t}{t_p} \right)^\sigma \right] \quad (25)$$

여기서, $\varphi = \frac{Q_p}{Q_0}$, $\sigma = \frac{1}{\omega - 1}$, $\omega = \frac{t_g}{t_p}$ 로서

- Q_0 : 임의시간 t에서의 유량
- Q_0 : 초기유량
- Q_p : 첨두유량
- t_p : 첨두유량 발생기간
- t_g : 수문곡선의 무게중심에 해당되는 시간

붕괴부에서의 유입수문곡선과 제내지의 침수저류량에 영향을 미치는 인자들로서는 붕괴부의 폭, 붕괴시간, 유량계수 및 제내지 수위와 하천 수위 및 그 상대적인 높이에 따른 잠수효과 등을 들 수 있다. 본 모의실험에서는, 붕괴깊이는 제방의 마루에서부터 하상에 이르기까지 결과가 이루어지는 것으로 보았으며, 제내지의 수위는 충분히 낮은 경우로보아 완전월류의 경우로 계산하였다.

표 1. 제방붕괴에 따른 유출량의 영향 인자

	I ¹	II ²
파괴부의 폭(b)	$h_L \leq b \leq 3h_L$ $0.125W \leq b < W^3$	25m, 50m, 100m
파괴지속시간(T _f)	$0.1 \leq T_f \leq 3h_L$	1hr, 2hr, 3hr
유량 계수(C)	$1.60 \leq C \leq 1.70$	1.60, 1.65, 1.70
파괴부의 높이	h_L	h_L

주 * 1 : 기준문헌에서 조사된 자료
 * 2 : 가상 수치실험을 위한 자료
 * 3 : 하 폭

표 1은 지금까지 조사된 제방붕괴로 인한 홍수 유입량에 영향을 미칠 수 있는 인자에 대한 범위를 나타내고 있으며, 본 연구에서는 이들 값의 범위내에서 적절한 값을 고려하여 붕괴부에서의 유출수문곡선과 침수량을 계산하였다.

표 1의 자료를 이용하여 붕괴지점에서의 하천 유량의 변화를 나타낸 것이 그림 5와 같다. 붕괴가 발생한 경우의 유출수문곡선은 붕괴가 발생하지 않은 경우의 유출수문곡선에 비하여 유량감소가 크게 나타나고 있으며, 제방붕괴의 경우 단순월류의 경우보다 유량감소가 크게 나타났다. 붕괴부의 폭은 지금까지 조사된 자료에 의하면 제방높이의 1~3배의 범위 또는 하폭의 1/8~1배의 범위로 나타나고 있었으므로 본 가상 수치실험에서는 제방의 높이가 14.5m, 하폭이 약 200m이므로 붕괴부의 폭은 각각 25m, 50m, 100m로 하였다. 각각의 경우에 대한 침두형유출량을 계산하였는바 2,542 CMS, 4,069 CMS, 5,881 CMS로 각각 계산되었으며 결과치의 변화폭은 매우 크게 나타났다. 제내지에서의 침수량도 붕괴폭 25m의 경우를 기준으로 볼 때 각각 1.5배, 2.0배로 크게 다르게 나타나고 있었다. 그림 6, 7은 붕괴부의 폭 변화에 따른 유출수문곡선과 침수저류량을 표시하고 있다. 붕괴부가 충분히 발달하기 전까지의 제방마루를 통한 월류는 하도구간에서 일정수위 이상일때만 발생하기 때문에 이 경우에서의 유출수문곡선의 지속기간은 제방붕괴의 경우보다 짧게 나타나고 있으며 월류량 및 저류량도 비교적 작은값을 보이고 있었다.

한편 붕괴시간의 영향을 알아보기 위하여 표 1을 고려하여 붕괴 시간을 1hr, 2hr, 3hr으로 변화시켜 그 계산 결과를 비교하였다. 그림 8, 9는 각각 붕괴의 폭 50m, 100m인 경우에 대하여 붕괴 시간 변화에 따른 유출수문곡선과 침수량의 변화를 나타내고 있다. 붕괴부의 폭이 100m인 경우에 붕괴시간에 따른 침두유량의 변화폭은 3hr을 기준으로 2hr, 1hr는 각각 5%, 3% 정도 큰 값으로 계산되었고, 붕괴폭이 50m인 경우에는 각각 0.5%, 1% 정도 큰 값으로 계산되어 붕괴 시간이 짧을수록 침수량이 증대됨을 보여주고 있

으나 침투유량에 미치는 영향은 비교적 작은 것으로 나타났다. 또한 유량계수의 변화에 대한 유출수문곡선에서의 변화폭은 비교적 작게 나타났다. 따라서 제방붕괴에 다른 유출수문곡선 및 제내지에서의 침수량의 변화를 정확히 예측하기 위

하여서는 붕괴부의 폭을 정확하게 결정하는 것이 매우 중요하다는 사실을 알았으며, 붕괴시간 및 유량계수는 이제까지 조사된 범위내에서 적절한 값을 선정하여 사용하여도 그 오차의 정도는 비교적 작은 것으로 판단되었다.

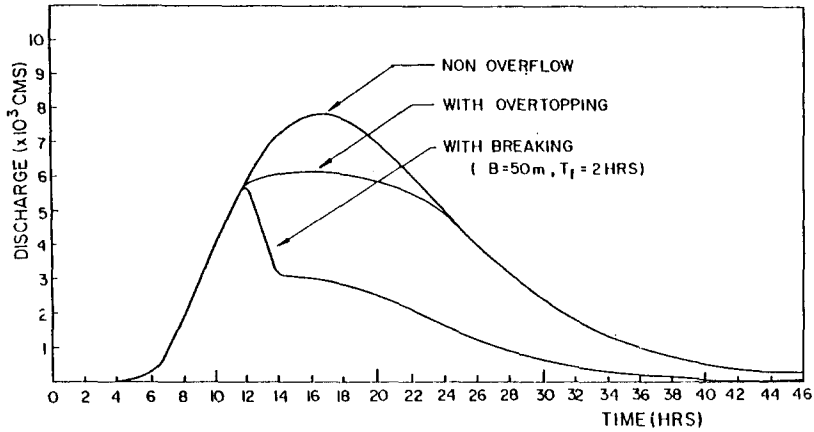


그림 5. 제방붕괴에 따른 하도에서의 유량변화 양상

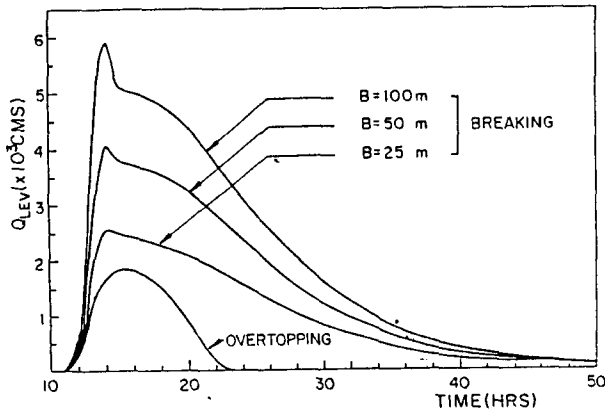


그림 6. 붕괴폭 변화에 따른 붕괴부에서의 유출수문곡선

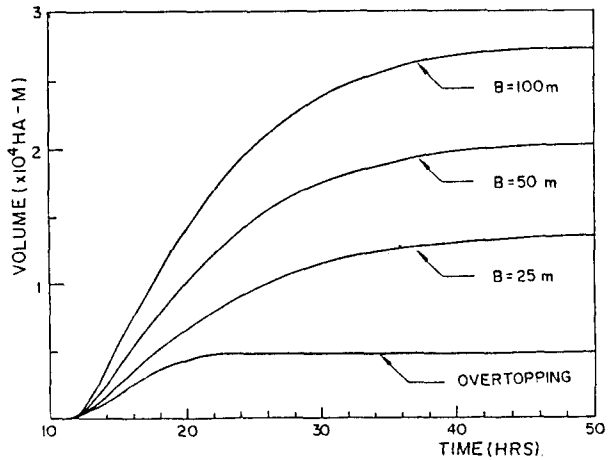


그림 7. 붕괴폭 변화에 따른 침수량

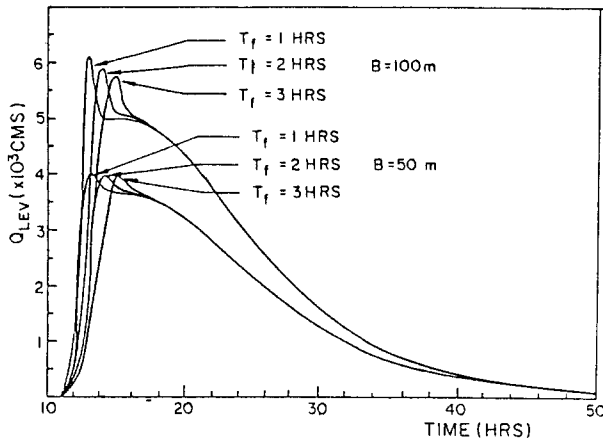


그림 8. 붕괴시간에 따른 붕괴부에서의 유출수문곡선

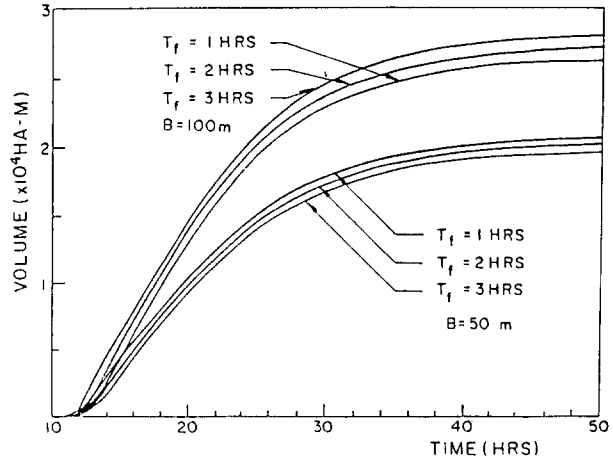


그림 9. 붕괴시간에 따른 침수량

5. 결 론

1) 하천제방의 붕괴로부터 발생하는 제내지의 침수현상을 수리학적으로 규명하기 위하여 침수의 경우를 월류(overtopping), 제방의 붕괴(breaking), 파이핑 붕괴 등으로 구분하고 각 경우에 대하여 제내지로의 유입량을 계산하였고, 이 값을 주 하도구간에서의 dynamic wave model에서는 측방 유출입량으로 처리하여 Preissmann implicit scheme으로 해석하였다.

2) 가상수치실험을 통한 월류 및 제방 붕괴에 의한 하도-제내지 간의 흐름의 특성을 해석한 결과 붕괴부의 폭이 유출량에 미치는 영향이 가장 큰것으로 나타났으며 붕괴시간이나 유량계수 등의 영향은 작게 나타났다.

감사의 글

본 논문은 1988년도 한국과학재단의 연구비지원으로 수행되었으며 지원당국에 감사드립니다.

참 고 문 헌

이종태, "도시하천제방의 붕괴와 제내지 침수", 한국수문학회지 21(3), 1988, pp. 227-232

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

有賀世治, "有堤河川の 破堤による氾濫區域 推定の 關する 實證的 研究" (第1報), (第2報), 東海大學紀要 No.1, No.2, 1977.

Fread, D.L., "Channel Routing", in Anderson, M.G., and Burt, T.P.(eds), Hydrological forecasting, John Wiley and Sons, New York, 1985, pp. 437-503.

French, R.H., "Open Channel Hydraulics", McGraw-Hill, 1985, pp. 365-390.

Bodhaine, G.L., "Measurement of Peak Discharge at Culverts by Indirect Method", Techniques of Water Resources Invertigations of the United States Geological survey", Book 3, chapter A-3, USGS, 1976.