

## 흙댐 제체의 보강재 설치에 따른 월류붕괴 지연효과

주요한\* · 여창건\*\* · 이승오\*\*\*

Joo, Yo Han\*, Yeo, Chang-geon\*\*, Lee, Seung Oh\*\*\*

### Retardation Effect on the Breach of the Earth Filled Embankment Using the Stiffener During Overtopping

#### ABSTRACT

Most embankment of the reservoirs (99.1 %) have been constructed in the earth filled type in Korea because the construction of this type is less expensive and simpler than others such as concrete one. However, it has to be reinforced the slope to prevent the breach due to overtopping or piping under unexpected flood conditions. This study has been analyzed the retardation effect using three types (L, T, L\* shape) of stiffener in order to reinforce embankment when they are collapsed by overtopping flow. Experimental results showed that L-type stiffener is the most effective in delaying the breaching of embankment and reducing the soil erosion when compared with others. The reinforced embankment breaching showed that time delay was occurred about 1.73 to 2.29 times and the peak flowrate was reduced compared to non-stiffener embankments due to energy dissipation by collision and less soil erosion. The embankment breaching mostly leads to major damages because of the lack of repair time. Thus, since these stiffeners can resist the rapid breach, it would be possible to earn the time to emergency repair and lifesaving, as well as reduction of damages of embankment in downward region with decreasing peak flowrate. Results from this study would be used for the basis when establishing the emergency action plan for the reservoirs on the verge of hazard.

**Key words :** Overtopping, Embankment stiffener, Breach time, Breach retardation effect

#### 초 록

현재 국내 저수지의 대부분(99.1 %)은 흙댐으로 이러한 형식은 건설비용이 저렴하고 다른 시공보다 시공성이 용이하여 많은 저수지 건설에 채택되었다. 그러나 흙댐은 월류 침투 현상에 취약하여 설계 홍수량을 초과한 홍수 발생 시 붕괴가능성이 높은 단점이 있다. 본 연구에서는 수리실험을 통해 이러한 흙댐 제체에 월류 붕괴가 발생할 경우에 대하여 제체 사면에 설치한 L형·T형·L\*형의 보강재 형태에 따른 붕괴 양상 변화를 분석하고, 무보강 제체에 비하여 보강재 설치 제체에서 붕괴지연으로 인한 피해감소 효과를 분석하였다. 그 결과 붕괴부에서 발생하는 흐름이 보강재와 충돌하여 분산됨으로 인해 에너지 감쇄효과를 갖게 되어 토사의 침식속도가 감소하고 이에 따른 붕괴발달 속도가 지연되는 현상이 관찰되었다. 이러한 연구결과에 따라 보강재의 붕괴지연효과를 무보강 제체와 비교할 경우, 붕괴 발생에서 붕괴종료까지 약 1.73~2.29 배의 시간 지연이 발생하였으며 침투 유출량의 감소효과가 나타났다. 저수지 제체 붕괴는 붕괴부의 급속한 발달로 인해 이를 긴급히 보수하는 시간이 부족하여 큰 피해로 이어지게 된다. 사면에 보강재를 설치한 경우 제체 붕괴 지연효과로 인하여 긴급보수시간 및 인명구조시간의 확보가 가능하며, 침투유출량 감소로 댐 하류부의 피해를 감소시키는 효과가 있어 저수지 붕괴에 대한 비상대처계획 수립시 기초자료로 활용할 수 있을 것으로 판단된다.

**검색어 :** 월류, 제체 보강재, 붕괴 시간, 붕괴지연 효과

\* 정희원 · 국립재난안전연구원 방재연구실 연구원 (jih0225@korea.kr)

\*\* 정희원 · 서울연구원 안전환경연구실 초빙부연구위원 (gun1230@si.re.kr)

\*\*\* 정희원 · 교신저자 · 홍익대학교 건설도시공학부 조교수 (Corresponding Author · Hongik University · seungoh.lee@hongik.ac.kr)

Received June 15 2012, Revised July 23 2012, Accepted April 17 2013

## 1. 서론

국내 농업용 저수지는 2008년 기준 17,649개소이며 95.3%가 30년 이상 경과된 노후화된 저수지이다(농업생산기반정비사업 통계연보, 2008). 또한 전체 저수지의 97%이상이 유효저수량 100만  $m^3$  이하인 소규모 저수지이다. 국가수자원관리종합정보시스템(WAMIS)에서 국내에 건설되어있는 저수지의 사면 보강공법을 조사한 결과 약 57%에 해당하는 저수지의 사면이 인공적인 보강재가 없이 건설되어 있어 월류 붕괴에 매우 취약한 것으로 나타났다. 국내에 설치된 대부분 저수지의 주요 목적은 농업용수 공급이기 때문에 저수지에 치수 관련시설인 수문이 없거나 자연월류식 여수로가 주로 사용되고 있어, 설계빈도를 초과한 홍수발생시 저수지를 월류하거나 침투현상이 발생하여 파괴될 수 있다. 대표적인 피해사례로는 2002년 태풍 루사(Rusa)로 발생한 870.5mm의 집중호우로 인해 강원도 강릉의 장현동댐 저수지가 설계 홍수량 초과로 월류하여 붕괴되었다(태풍 루사 피해현장조사 보고서, 2002). 최근에는 2011년 전북 정읍의 노은저수지가 월류에 의한 붕괴로 하류부에 큰 피해가 발생하였다(새전북신문). 이처럼 저수지 붕괴는 자주 발생하는 재난은 아니지만 그 피해 규모와 복구비가 크게 발생하기 때문에 현재 기후변화에 따른 강우량 증가와 기존 저수지의 노후현상에 비취볼 때 반드시 붕괴에 대한 대책을 수립하여야 할 것이다.

이러한 흙댐의 제체 붕괴와 관련된 국내 연구로는 한건연 등(1985)이 흙댐의 붕괴로 인한 유출수문곡선을 산정하고, 임의의 댐 붕괴 높이와 파괴지속시간의 변화에 따른 침투유출량 및 유출수문곡선을 도출하는 식을 제시하였다. 오남선 등(1989)은 흙댐의 점진적인 붕괴에 대하여 Singh와 Scarlatos (1988)이 제시한 수학적 모형과 Fread (1985)의 물리적 모형인 Breach Erosion Model을 비교 검증하였다. 이상태(2001)는 기존의 하천제방 단면들을 기준으로 마루폭과 경사도 등의 기하학적 특성 치들을 변화시켜 각 특성 치들이 실험결과치에 주는 영향을 분석하였다. 김진홍(2001)은 월류에 의한 제방붕괴 해석을 통하여 월류에 의해 발생한 제방의 붕괴폭과 지속시간에 대해 연구하였으며, 농어촌연구원(2004)에서는 홍수재해예방을 위한 저수지의 수리·구조적 안전도 개선에 관하여 연구하였다. 소방방재청(2009)에서는 월류수에 대한 차수매트 보강법 연구를 통하여 차수매트를 설치할 경우 월류에 대한 저항성을 검토하였다. 최근의 연구로는 이달원 등(2012)이 월류에 의한 저수지 제체의 붕괴 거동에 대해 연구하여 월류시의 붕괴거동과 침투류 해석, 사면안정 해석에 대하여 연구하였다.

국외의 연구로는 Cristofano (1965)가 최초로 흙댐 붕괴양상에 대한 연구를 수행하였으며, McDonald와 Langridge-Monopolis (1984)는 댐 붕괴의 일반적인 특성에 관하여 연구하여 붕괴단면의 형상, 붕괴 규모, 붕괴 발달시간, 침투 유출량에 관하여 정리하였다.

Coleman 등(2002)은 제체의 월류 흐름에 대한 제체 붕괴 형상의 발달과정을 연구하였고, Chinnarasri 등(2003)은 제체 붕괴 양상을 재료, 뒷비탈 경사, 유량 변화에 대하여 실험을 수행하였으며, Froehlich (2008)는 흙댐의 붕괴 매개변수와 그것들의 불확실성에 대한 연구를 수행하였다. 또한 Mark Morris 등(2005)은 Impact 프로젝트를 통해 실규모 저수지의 붕괴실험을 실시하여 붕괴형상과 홍수전과, 유사이송에 대해 분석하였다.

현재까지 국내의 연구동향을 분석한 결과 제체붕괴에 대한 홍수과에 관한 연구와 제체붕괴의 침식발달과 매개변수의 특성에 대한 연구가 다양하게 수행되었다. 하지만 월류 현상 발생시 제체의 침식과정에서 보강재의 붕괴지연 효과에 대한 연구는 크게 다루지지 않아 이에 대한 연구가 필요하다. 제체사면에 위치한 보강재는 주로 사면 토사의 급속한 침식현상을 완화하는 역할을 할 수 있으며, 본 연구에서는 수리실험을 통하여 이러한 보강재가 제체의 붕괴시 제체의 붕괴를 지연시키는 효과와 침투홍수량의 감소에 대해 연구하였다. 저수지 설계빈도 초과 홍수량 발생에 따른 월류 발생상황에서 저수지 사면에 보강재 설치 시 이에 따른 붕괴지연효과를 보강재의 형상에 따라 분석한 결과 보강재는 형상과 배치방향에 따라 침식에 대한 효과가 크게 다르며 이러한 침식의 특성이 침투유출량의 발생크기에 영향을 주는 것으로 분석되었다. 본 연구는 홍수시 저수지의 월류가 발생하여 제체의 붕괴가 진행되는 상황을 가정하여 수행하였기 때문에 월류에 의한 붕괴가 아닌 제체에 발생한 파이핑 현상이나 사면 침식 현상 등에 의한 다른 붕괴 요인에는 본 결과를 적용하기 어려우므로, 월류로 인한 붕괴 이외의 붕괴원인에 대한 보강재의 효과에 대해서는 추가적인 실험 연구가 필요하다. 이러한 연구결과를 통해 저수지 월류시 사면 보강재의 붕괴지연효과는 하류부의 침투유출량을 저감시키고 이에 따른 저수지 하류부의 구조물 파괴 및 새굴파괴의 감소, 저수지 붕괴지연 효과로 인하여 하류부 거주민의 비상대피시간 확보를 통하여 피해를 저감시킬 수 있을 것으로 예상된다.

## 2. 이론

### 2.1 댐 붕괴 매개변수

댐 붕괴의 매개변수의 결정에 관한 기존의 연구들은 과거 댐 붕괴 피해지역에서 측정된 붕괴 지속시간, 붕괴 폭, 사면경사 등과 같은 구조적 매개변수로서 관측자료의 회귀분석을 통한 경험공식을 도출하였다. Johnson과 Illes (1976)은 사력댐, 콘크리트 중력댐과 아치댐의 파괴형상을 처음으로 예측하였다. 사력댐의 경우 삼각형의 모양으로 붕괴가 시작되어 사다리꼴의 형태로 붕괴가 끝나는 것으로 나타났으며, 붕괴 폭( $B$ )은 댐 높이( $h_d$ )의 함수로 사력댐에서  $0.5h_d < B < 3h_d$ 의 범위에서 발생하는 것으로 연구되었다. Singh

과 Snorrason (1982, 1984)은 20회의 붕괴 사례를 통해 경험식을 도출하였으며, 붕괴 폭( $B$ )은  $2h_d < B < 5h_d$ , 최대 월류 수위 ( $d_{ovtopp}$ )는  $0.15m \leq d_{ovtopp} \leq 0.61m$ 의 범위로 나타났다.

McDonald와 Langridge-Monopolis은 댐의 붕괴 시 침식된 체적 용적을 이용하여 댐 붕괴의 하부 폭과 댐 붕괴에 걸리는 시간을 산정할 수 있는 식을 제안하였다. 식 (1)의 Earthfill은 흙댐으로 이루어진 댐 구성 입자가 균질한 상태에서의 댐 붕괴 모의 시 사용되고, Non-earthfill은 댐을 구성하는 입자들이 균질하지 못할 때의 댐 붕괴 모의 시 사용된다.

$$\forall_{eroded} = 0.0261(\forall_{out} \times h_w)^{0.769} \quad (Earthfill) \quad (1)$$

$$\forall_{eroded} = 0.00348(\forall_{out} \times h_w)^{0.852} \quad (Non-earthfill)$$

$$t_f = 0.0179(\forall_{eroded})^{0.364}$$

여기서,  $\forall_{out}$ 은 댐 붕괴 시 담수 유출 용적( $m^3$ ),  $\forall_{eroded}$ 는 댐 붕괴 시 침식된 체적 용적( $m^3$ ),  $h_w$ 는 댐 월류수 수위고( $m$ ),  $t_f$ 는 댐 붕괴에 걸리는 시간(hr)을 나타낸다. 위의 과정에 의해 댐 하부의 붕괴 폭을 산정하게 되며, 산정식은 식 (2)와 같다.

$$W_b = \frac{\forall_{eroded} - h_b^2(CZ_b + h_bZ_3/3)}{h_b(C + h_bZ_3/2)} \quad (2)$$

여기서  $W_b$ 는 댐 붕괴의 하부 폭( $m$ ),  $h_b$ 는 댐 붕괴부 지면의 높이( $m$ ),  $C$ 는 댐 마루의 폭( $m$ ),  $Z_b$ 는 붕괴 사면의 경사( $h:v$ )이며 McDonald와 Langridge-Monopolis는 0.5로 제안하고 있다.  $Z_1$ 는 댐 상류부의 경사( $h:v$ ),  $Z_2$ 는 댐 하류부의 경사( $h:v$ ),  $Z_3$ 는  $Z_1 + Z_2$ 이다.

FERC (1987)는 식 (3)과 식 (4)에서 다음과 같이 댐 붕괴 매개변수를 산정하였다.

$$h_d < B < 5h_d \quad (3)$$

$$0.25 < Z < 1 \quad (engineered, compacted dams)$$

$$1 < Z < 2 \quad (non-engineered, slag or refuse dams)$$

여기서,  $B$ 는 붕괴 폭이고  $Z$ 는 붕괴부의 수평 사면경사 계수( $Z$  수평 : 1 수직)이다. 또한 식 (4)에서  $t_f$ 는 붕괴시간을 의미한다.

$$0.1 < t_f < 1 \text{ hours} \quad (engineered, compacted earth dam)$$

$$0.1 < t_f < 0.5 \text{ hours} \quad (non-engineered, poorly compacted) \quad (4)$$

Froehlich (1995)는 댐 붕괴 매개변수 산정 방법으로 식 (5)과 같이 댐 붕괴의 평균 폭과 댐 붕괴에 걸리는 시간의 산정식을 제시하였다.

$$B_{ave} = 0.1803K_o \forall_w^{0.32} h_b^{0.19} \quad (5)$$

$$t_f = 0.00254 \forall_w^{0.53} h_b^{-0.90}$$

여기서,  $B_{ave}$ 는 댐 붕괴의 평균 폭( $m$ ),  $K_o$ 는 계수로서 월류 (Overtopping)에 대하여 1.4, 파이프(Piping)에 대하여 1.0으로 제안하고,  $\forall_w$ 는 댐의 담수 용적( $m^3$ )을 나타내고,  $h_b$ 는 댐 붕괴부 지면의 높이( $m$ ),  $t_f$ 는 댐 붕괴에 걸리는 시간을 나타낸다.

Von Thun과 Gillette (1990)가 제시한 댐 붕괴 매개변수 산정 방법으로 댐 붕괴의 평균 폭과 댐 붕괴에 걸리는 시간을 산정할 수 있다. 식 (6)의 erosion resistant는 침식에 있어서 저항하는 댐 구성 입자가 균질하지 않은 상태의 댐 붕괴 모의 시 사용하고, easily erodible는 침식이 쉬운 댐 구성 입자가 균질한 상태의 댐 붕괴 모의 시 사용된다.

$$B_{ave} = 2.5h_w + C_b \quad (6)$$

$$t_f = 0.02h_w + 0.25 \quad (erosion resistant)$$

$$t_f = 0.015h_w \quad (easily erodible)$$

여기서  $B_{ave}$ 는 댐 붕괴의 평균 폭( $m$ ),  $h_w$ 는 댐 월류수 수위고 ( $m$ ),  $C_b$ 는 저수지 크기의 함수,  $t_f$ 는 댐 붕괴에 걸리는 시간(hr)을 의미하며, 저수지 크기의 함수( $C_b$ )는 Table 1에 의해 결정된다.

본 연구는 기존의 여러 댐 붕괴 매개변수의 산정공식 중에서 비교적 신뢰성을 갖고 있는 McDonald와 Langridge-Monopolis (1984), Froehlich (1995), Von Thun과 Gillette (1990)가 제시한 공식을 적용하였다.

## 2.2 수리모형의 상사법칙

상사법칙이란 원형에서 흐름을 지배하는 지배력의 영향을 모형에서 그대로 적용시키는 것이므로 모형에서도 원형과 같은 지배력

Table 1. Values of  $C_b$  according to the reservoir size

Size of Reservoir ( $m^3$ )	$C_b(m)$
$< 1.23 \times 10^6$	6.1
$1.23 \times 10^6 \sim 6.17 \times 10^6$	18.3
$6.17 \times 10^6 \sim 1.23 \times 10^7$	42.7
$> 1.23 \times 10^7$	54.9

이 수리학적 거동을 지배해야 한다. 그러나 원형에서는 중력의 지배를 받는 흐름상태가 모형의 축척이 과다한 경우 수심이 너무 작아져서 점성력 내지는 표면장력의 지배를 무시할 수 없게 되는 경우도 있다. 이러한 바람직하지 못한 축척효과(Scale effect)를 배제하기 위해서 축척을 결정할 때 원형과 모형에서의 상태가 같은 지배력의 상관관계 하에 있도록 모형에서 일정치수를 보장해 줄 필요가 있다. 모형은 소축적으로 크게 제작하는 것이 바람직하지만 모형의 축척은 측정정도와 실험설비의 규모와 현상의 상사성 등을 고려하여 결정하여야 한다. 본 실험의 경우 1/20규모로 축소된 제체를 기준으로 설계하였다. 이는 댐 붕괴실험의 개수로 축소모형 붕괴실험을 수행하는 것을 분석하여, 하지만 상사법칙을 적용할 수 없는 제체 재료를 사용하여 실험하였기 때문에 왜곡된 상사를 적용하거나 결과값을 무차원화하여 분석하여야 실험결과를 활용할 수 있다. 이에 따라 연구결과를 무차원화하여 분석하였으며 충분히 분석이 가능한 결과를 도출하였다.

### 3. 수리실험

#### 3.1 수리실험 모형

본 연구에서는 Fig. 1(a)와 같은 개수로 실험장치(길이 10m, 폭 1.5m)에서 수리 실험을 실시하였다. 흐름의 축소 손실의 영향을 최소화하고 흐름의 안정을 위하여 수조에서 8.0m 지점에 저수지 제체를 설치하였으며, 제체의 제원은 길이 1.5m, 높이 0.4m, 폭 1.8m, 마루부 폭 0.2m, 경사 1:2로 Fig. 1(b)에 나타나 있다. 제체의

붕괴 형상의 변화는 디지털 캠코더 2대를 제체 붕괴부 정면과 상부에 설치하여 시간에 따른 붕괴폭, 붕괴심 및 붕괴형상을 측정하여 분석하였다. 또한 초음파 수위계를 Fig. 1(c)와 같이 댐체 상류부, 마루부, 붕괴부에 총 3기를 설치하여 월류 발생시 시간변화에 따른 수위변화를 측정하였다. 이를 통하여 수위변화를 통한 유출량계산을 통하여 보강재별 붕괴지연 효과를 분석하였다.

#### 3.2 실험조건 및 방법

본 연구에서는 흙댐 제체 붕괴지연 효과를 측정하기 위해 월류시 보강재 형상별 붕괴 실험을 수행하였다. 본 실험의 목적은 보강재 설치에 따른 붕괴지연 효과를 알아보기 위한 것으로 보강재는 L형, T형, L\*형 총 3가지 종류가 사용되었다. 보강재의 형상은 월류시 효과적인 제체 보호를 위해 토사보호체적이 각기 다르게 디자인한 보강재로 가장 효과적인 형태를 알아보기 위해 구분하여 실험하였다. 수리실험 조건은 유입유량  $2 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ 로 보강재가 없는 경우와 L형, T형, L\*형 보강재를 비교하여 실험하였다. 유입유량은 실제 저수지 설계 홍수량 초과시 발생하는 월류 상황을 재현하기 위한 조건으로 실험장 규모와 초기 실험을 통한 붕괴발달시간을 검토하여 선정하였다. 유량은  $90^\circ$  삼각위어를 사용하여 수위유량곡선을 산출하여 유입유량  $2 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ 로 공급하였으며, 유량공급시 위이하부에 정류기능을 할 수 있는 공간과 충분한 수로길이를 통해 상류사면이 월류 전까지 파동에 의한 침식이 발생하지 않도록 고려하였다. 제체의 보강재에 따른 단계별 붕괴 발달시간, 상류와 붕괴부, 그리고 하류의 수위변화, 붕괴폭과 유출량을 측정하여

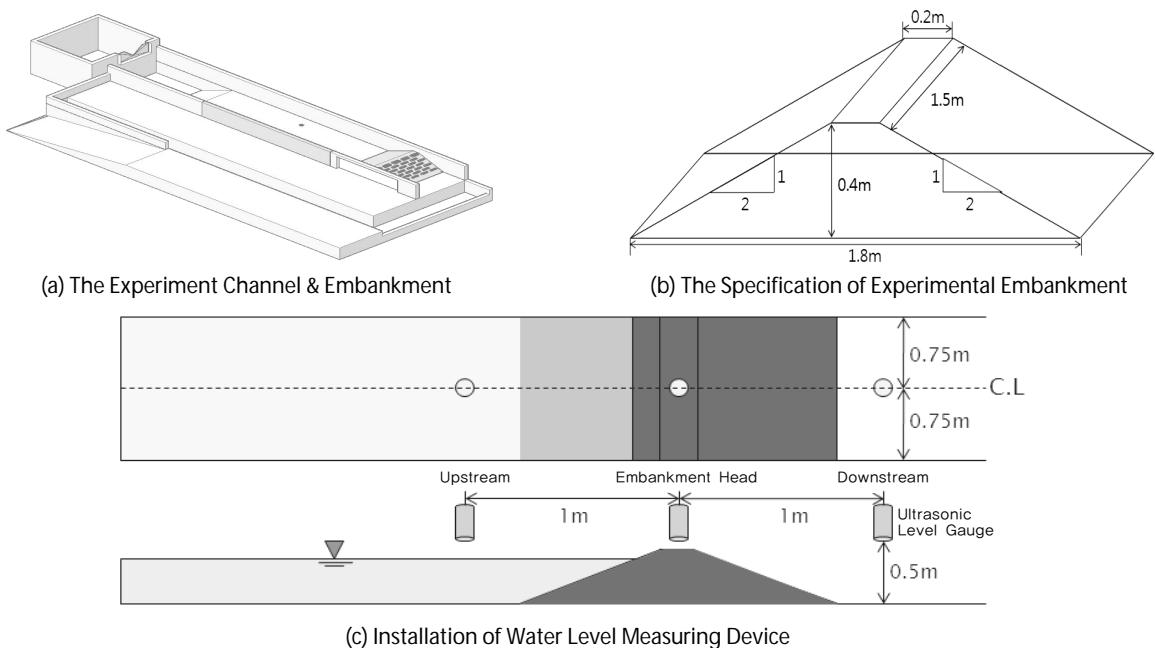


Fig. 1. Schematic Diagram of The Embankment Overtopping Experiment Setup

기존 무보강 제체와 보강재별 붕괴 지연 효과를 비교하였다. 동일한 월류 현상을 위하여 제체 중앙부에 사다리꼴 형상으로 길이 30mm, 너비 100mm로 유도 수로를 설치하였다. 실험의 시작은 월류수가 저수지 제체의 하류사면에 발생하는 시점을 시작 시간으로 설정하고 종료는 최종 붕괴폭이 발달하고 붕괴부의 흐름이 상류상태를 유지하는 상류부 수위 50mm에 도달할 때 실험을 종료하였다.

이번 실험의 수행과정을 통해 발생하는 실험의 한계사항은 다음과 같다. 우선 동일한 조건으로 동일인이 수행하였지만 토사의 비균질(Heterogeneous) 특성상 실험의 재현성이 매우 낮기 때문에 동일한 실험을 3회 반복하여 평균적인 값을 사용하여 실험값의 타당성을 검토하여 활용하였다. 또한 댐체의 제작 과정시 토사의 습윤상태를 동일하게 유지하기 위해 토사를 대형 비닐포대로 덮고 수분의 증발을 최대한 억제하였다. 하지만 댐체의 균일한 다짐도와 월류 조건도 미세하게 오차가 발생할 수밖에 없어 실험적 한계조건으로 설정하여 실험하였다.

### 3.3 보강재 형상 및 배치형태

실험에 사용된 보강재는 3가지 형상으로 구분하여 제작하였다. L형, T형, L\*형 보강재로서 두께 5mm의 유백색 아크릴로 제작하여 설치하였다. 보강재의 규격은 가로 50mm, 세로 55mm, 폭 100mm로 균일하게 제작하였다(Fig. 2(a) 참조). L형과 L\*형은 기존의 보강재가 편형으로 지지하는 것이 월류 발생시 표면의 토사가 침식된 이후에는 보호효과가 없어, 사면에 관입된 보강재면이 토사의 침식을 지연시키는 효과를 고려하여 제작하였다. 보강재의 관입시 충격에 의하여 파손되는 현상을 방지하기 위하여 보강재 접합부에 삼각형 아크릴을 보강하여 보강재가 충분한 강도를 유지하도록 하였다. 보강재 배치는 붕괴흐름 발달에 큰 영향을 주는 요소이나, 본 연구에서는 보강재 형상에 따른 영향만을 분석하기 위하여, 각 실험 시 동일한 배치로 월류 시 붕괴흐름이 최대한 분산되어

붕괴가 지연되도록 지그재그 형태로 가로간격 30mm, 세로간격 50mm로 배치하였다(Fig. 2(b) 참조). 보강재의 배치형상은 초기에 다양한 형태의 배치를 실험한 결과 보강재가 최대한 많이 배치할 경우 사면토사의 교란이 크게 발생하여 오히려 지지효과가 떨어지는 것으로 나타나 일정한 간격을 두고 보강재를 배치하여 토사의 교란발생을 최소화하여 배치하였다.

### 3.4 실험제체 재질 특성

동일한 조건의 제체를 실험수료에 제작하기 위하여 실험 제체에 사용된 재료는 입도가 좋은 사질토(SW)를 사용하였으며, 균등계수는 6.0이고, 곡률계수는 1.127이었다. 또한 제체 재질의 중앙입경(D<sub>50</sub>)은 0.85mm이며, 최적 함수비는 12.2%이고, 최대건조밀도는 1.881kgf/cm<sup>2</sup>이다. 매 실험시 동일한 제체를 제작하기 위해 무게 16.24kg의 정사각형 다짐판을 이용하여 제체를 최적 함수비로 균일하게 다짐을 수행하였다. 다짐방법은 제체의 높이를 10cm가 되도록 토사를 성토한 후 다짐판을 30cm 높이에서 5회 낙하하여 균등한 다짐을 하였다. 다짐의 경우 실험자에 따라 오차가 발생할 수 있기 때문에 매회 동일인이 실시하였다.

### 4. 실험결과 분석

실험결과는 3개 지점에 설치된 초음파 수위계중 수면 상태가 안정적인 상류부의 수위측정 로그데이터를 분석하여 수위유량곡선에 대입하여 실제 붕괴 시 유출량을 도출하였으며, 또한 붕괴폭 및 붕괴시간을 줄자와 캠코더를 활용하여 결과를 도출하였다. 일부 실험의 경우 토양의 다짐도가 균일하지 못하여 토사의 붕괴부가 과장되게 발생하는 경우도 있어 이러한 결과는 제외하여 같은 조건의 실험을 3회에서 5회 실시하여 안정된 결과 3회를 산술평균하여 결과를 도출하였다.

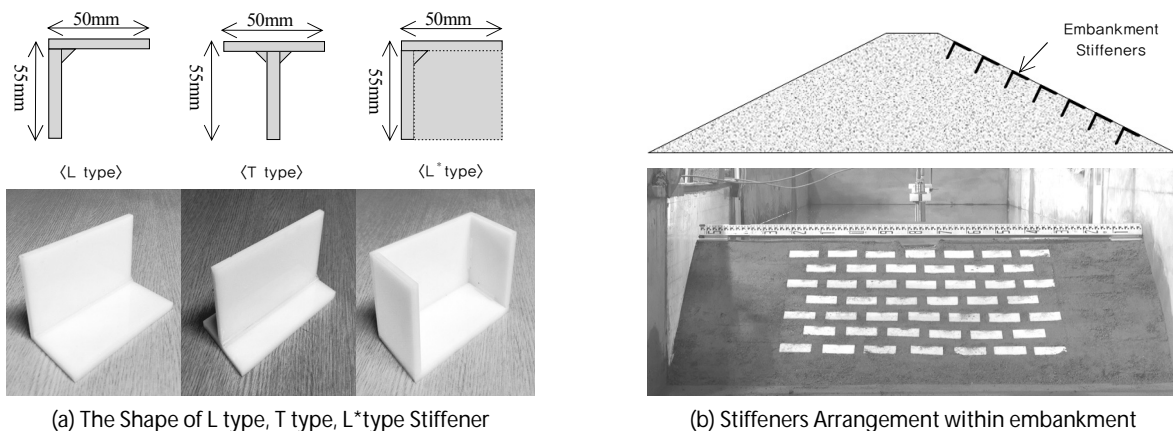


Fig. 2. Stiffener's Type & Arrangement for Embankment Breach Experiments

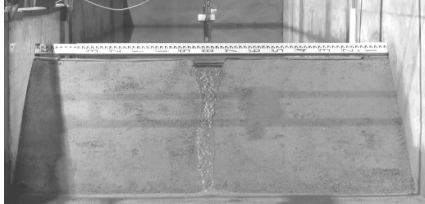

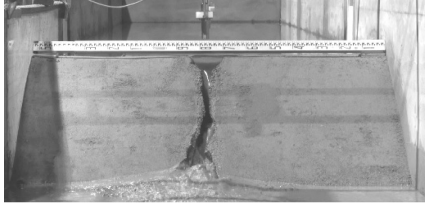
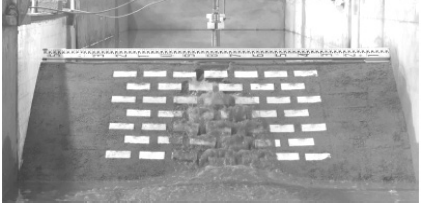
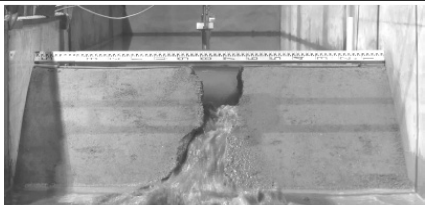

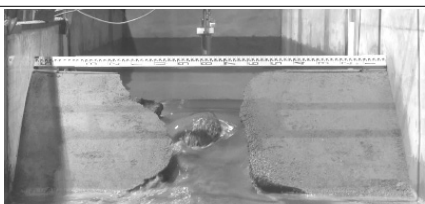

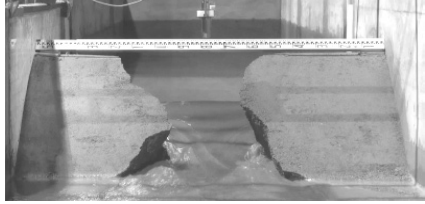

4.1 붕괴 단계별 제체 붕괴양상 변화

저수지 붕괴 메커니즘에 따른 분석을 하기 위하여 시간변화에 따른 단계별 붕괴양상 변화를 분석하였다. 기존 연구를 분석한 결과 Hahn 등(2000)은 사면의 월류 흐름과 붕괴양상의 변화에 따라 5단계의 붕괴상태로 분류하였다. 본 연구에서는 기존의 붕괴

단계 분류를 무보강 제체와 보강재 제체에 적용하여 월류 흐름의 변화와 제체의 붕괴양상 변화를 중심으로 5단계로 구분하였고, 각 단계별 붕괴특성을 Table 2와 같이 구분하여 정리하였다.

1단계는 월류가 제체 마루부에서 발생하여 하류부 사면에 토사를 침식하며 소규모 월류 수로를 발달시키는 단계이다. 초기 월류수

Table 2. Comparison of each step for embankment breaching process

Breaching Process	Earth filled Embankment (Hahn et al., 2000)	Reinforced Embankment by Stiffeners
1 Step	 <p>Initiation of rill erosion</p>	 <p>Initiation of stepped rill erosion by stiffeners</p>
2 Step	 <p>One or more master rills develop into a series of cascading overfalls</p>	 <p>Fan shape flow on the embankment slope in the intervals of the stiffeners</p>
3 Step	 <p>The cascade develops into a single upstream eroding headcut</p>	 <p>After the stiffeners drop out of slope, a single upstream eroding headcut</p>
4 Step	 <p>Sidewall basal erosion results in mass failures and breach widening</p>	 <p>Embankment sidewall breaks in the middle of outflow and breach widening with stiffener breakaway</p>
5 Step	 <p>Breach reaches full width as headcut advances past the upstream crest</p>	 <p>Breach reaches full width as headcut advances past the upstream crest same as unreinforced embankment</p>

의 발달은 사면 경사와 토질에 영향을 받을 수 있으며 제체 사면에 초기 수로를 따라 지속적인 침식현상이 발생하여 월류수의 주 흐름 통로를 발생시키는 단계이다. 보강재는 초기 흐름이 수직방향으로 침식하는 것을 방지하여 무보강재에 비해 넓은 초기흐름이 발생한다.

2단계는 월류 흐름이 하류부 사면에서 계단형 흐름으로 발달하는 단계이다. 마루부 침식으로 인하여 붕괴폭이 증가하게 되며, 이로 인하여 월류량이 증가하면서 하류부 사면에서는 계단형 흐름이 발생하게 된다. 이러한 계단형 흐름은 사면의 토사를 침식을 진행시키며 이를 통해 다시 월류량이 증가하는 과정을 반복하며 붕괴가 진행되므로 제체의 침식이 가속화된다. 보강재 사면의 경우 사면 상부에 설치된 보강재가 수직침식발달을 방해하여 사면월류부를 중심으로 부채꼴 형상으로 흐름이 발달하여 사면의 급격한 침식을 방지하는 효과를 나타내었다.

3단계는 계단형 흐름이 제체 기초부까지 침식한 이후 더 이상의 수직 침식은 발달하지 못하고 붕괴부 내부에서 수위가 상승하게 된다. 이러한 수위 상승은 저수지 제체의 바닥부 지지층의 침식을 발생시키고 침식으로 인한 좌우측 댐체에 붕락이 발생하여 제체의 붕괴가 활발하게 진행되어 붕괴폭의 급격한 증가를 초래한다. 보강재 사면의 경우 보강재가 월류 흐름에 저항하다가 지지토사의 유실과 함께 이탈되어 붕괴부가 발달하는 양상으로 붕괴가 진행되었다.

4단계는 제체의 수직붕괴가 끝나고 좌우측 제체의 붕괴폭이 발달하여 최대 붕괴폭까지 도달하는 단계로 침투유출량이 발생한다. 4단계에 이를 경우 하류부에 홍수파가 발생하게 되므로 4단계에 이르기 전까지 대피시간확보가 붕괴에 따른 인명피해를 감소시키는 중요한 요소이다. 보강재 사면은 보강재가 제체 하류단에서 저항하여 침투유출의 규모를 감소시켰으며 제체 하류단의 보강재까지 완전히 붕괴된 이후에는 더 이상의 붕괴지연 효과가 발생하지 않았다.

5단계는 최대 붕괴폭 이후 유출량이 감소하며 댐 붕괴 흐름이 종료하는 단계이다. 이 단계에서는 흐름이 상류상태를 유지하며

더 이상의 붕괴현상이 발생되지 않으며 보강재의 효과는 나타나지 않는 단계이다.

### 4.2 붕괴시간 보강재별 분석

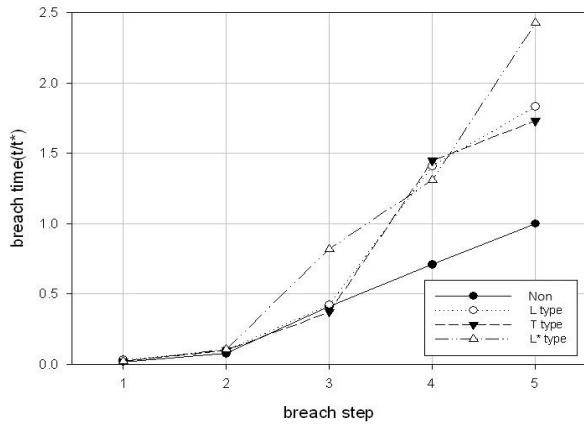
보강재별 붕괴 발달시간의 지연효과를 분석하기 위하여 붕괴 발달시간을 무보강 제체의 총붕괴시간( $t^*$ )으로 무차원화하여 보강재별 붕괴단계 소요시간( $\Delta t$ )을 Table 3에 나타내었고, Fig. 3(a)에 붕괴누적시간을 나타내었다.

보강재의 붕괴지연효과는 초기 붕괴발달시 제체의 침식으로 발달하는 흐름이 보강재에 충돌하는 과정을 통하여 에너지 감세현상이 발생하고 보강재에 의하여 흐름이 좌우로 분산되어 초기 붕괴발달이 지연되는 효과를 나타내었다. 초기 붕괴지연 효과는 L\*형이 붕괴 3단계까지 도달하는 무차원 시간( $tt^*$ )이 가장 길게 나타나 효과가 가장 큰 것으로 분석되었으며 그 원인은 초기 월류 발생시 보강재의 좌우 벽체가 지지부의 토사를 안정적으로 보호하는 효과로 분석되었다. T형은 보강재가 보호하는 토사의 부피가 L형과 L\*형에 비하여 작게 나타나 상대적으로 보강효과가 작게 나타난 것으로 분석되었다. 보강된 제체에서 나타난 붕괴의 주된 경향은 제체붕괴로 확대되는 붕괴 4단계와 최대 붕괴폭에서 수위가 점차 낮아지는 붕괴 5단계에서 무보강 제체에 비하여 장시간에 걸친 붕괴가 발생하여 붕괴에 따른 유출량이 상대적으로 작게 나타났다. 최대 붕괴폭이 발생하는 붕괴 4단계 발생시간은 무보강 제체에 비하여 L형 3.29배, T형 3.59배, L\*형 1.64배 오래 발생하여 붕괴 지연효과가 높은 것으로 나타났으며, 최대 붕괴폭 도달이후 수위가 낮아지는 5단계까지는 0.98로 거의 같거나 3.84배까지 붕괴지연효과가 발생하는 것으로 나타났다. 총 붕괴시간은 1.73배에서 2.29배까지 차이가 발생하였다.

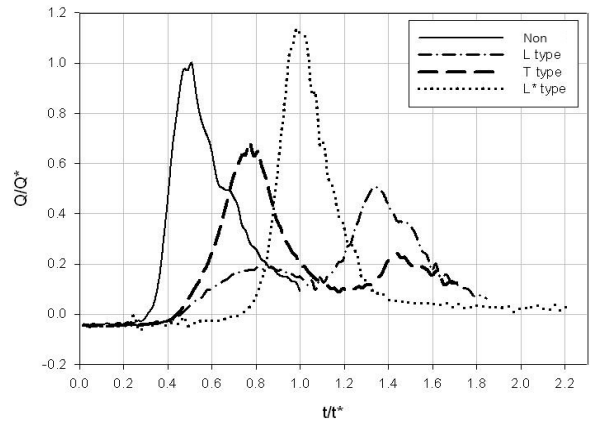
Fig. 3(b)에서 저수지 수위-유량곡선과 수위계를 통해 측정된 데이터로 나타난 보강재별 붕괴시간-유출량 관계를 무보강 제체의 붕괴시간( $t^*$ )과 침투유출량( $Q^*$ )으로 무차원화하여 분석한 결과 무보강의 경우 무차원 시간( $tt^*$ ) 0.51에서 침투유출량 도달후 유출량

**Table 3.** Dimensionless time of embankment breach for each stiffener types (Inflow :  $2 \times 10^{-3} m^3/s$ )

Breach Time	Non	L type		T type		L* type	
	$\Delta t$	$\Delta t$	vs. Non	$\Delta t$	vs. Non	$\Delta t$	vs. Non
1 step	<b>0.018</b>	0.034	1.89 $\Delta$	0.024	1.33 $\Delta$	0.021	1.17 $\Delta$
2 step	<b>0.059</b>	0.067	1.14 $\Delta$	0.077	1.31 $\Delta$	0.086	1.46 $\Delta$
3 step	<b>0.333</b>	0.323	0.97 $\approx$	0.272	0.82 $\nabla$	0.713	2.14 $\Delta$
4 step	<b>0.3</b>	0.987	3.29 $\Delta$	1.076	3.59 $\Delta$	0.491	1.64 $\Delta$
5 step	<b>0.29</b>	0.423	1.46 $\Delta$	0.284	0.98 $\approx$	1.115	3.84 $\Delta$
Total	<b>1</b>	1.834	1.83 $\Delta$	1.733	1.73 $\Delta$	2.289	2.29 $\Delta$
Peakflow occurrence time	<b>0.509</b>	1.333	2.62 $\Delta$	0.772	1.52 $\Delta$	0.982	1.93 $\Delta$



(a) Breach accumulation time for each Stiffener Type



(b) Outflow transition consequential breach time for each stiffener type

Fig. 3. Accumulation and outflow time required of breach for each stiffener type

이 점차 낮아지는 형태로 붕괴가 진행되었다. L형 보강재의 경우 첨두유출이 무차원 시간( $t^*$ ) 1.33에서 발생하여 첨두유출 발생시간 지연이 다른 보강재에 비하여 큰 것으로 나타났다. 첨두유출량의 크기를 비교한 결과 L형은 무보강에 비해 첨두유출량이 무차원 유량( $Q^*$ ) 0.51로 감소한 것으로 나타났으며, T형은 0.67로 감소하였다. L\*형 보강재의 경우 무보강에 비하여 오히려 1.13으로 증가하여 보강재의 초기 지연효과는 크지만 보강재 이탈에 따라 갑작스런 붕괴에 의한 하류부 피해가 발생할 수 있는 것으로 분석되었다.

### 4.3 수위변화 보강재별 분석

수위계로 측정한 수위데이터는 수위가 보강재 형상에 따라 붕괴 지연에 따른 수위저감속도가 다른 관계로 상대적 비교를 위하여 저수지 제체의 상류, 붕괴부, 하류에서 보강재별 최대 수위( $h_{max}$ )와 총 붕괴시간( $t_{max}$ )으로 무차원화하여 비교하였다.

Fig. 4에 나타난 결과를 분석하면 상류 무차원수위( $h/h_{max}$ )가 1.0에서 하강하는 부분이 붕괴부 상류에서 L형의 경우 초기 월류 발생후 수위저감곡선의 경사도가 가장 완만한 것으로 나타나 붕괴 시 붕괴부의 발달이 가장 느려서 보강재의 붕괴지연효과가 큰 것으로 나타났으며, T형의 경우 L형에 비하여 수위저감곡선이 가파른 경사를 나타내어 보강효과가 작게 나타났다. L\*형의 경우 무차원시간( $t/t_{max}$ ) 0.4에 이르기까지 수위가 지속적으로 상승하여 초기 월류 발생 이후 수위가 저감되지 않는 것으로 나타나 초기 월류에 대한 붕괴지연효과가 가장 큰 것으로 분석되었다. 하지만 이후 가장 급격하게 수위가 변화하여 붕괴부의 발달이 진행될 경우 첨두유출량이 가장 큰 것으로 나타나 초기 월류 이후 붕괴현상은 급격한 경향으로 분석되었다.

Fig. 5에 도시된 붕괴부의 수위변화는 월류되는 제체의 마루부와 제체 하류측 사면의 수직방향 침식으로 인한 수위변화와 수직

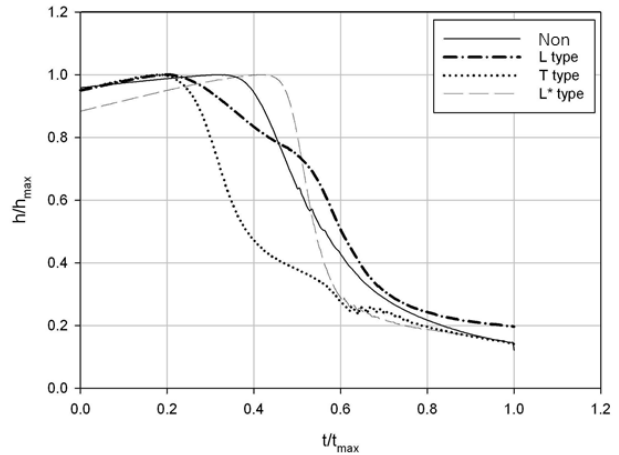


Fig. 4. Dimensionless upstream water level transition for each stiffener type

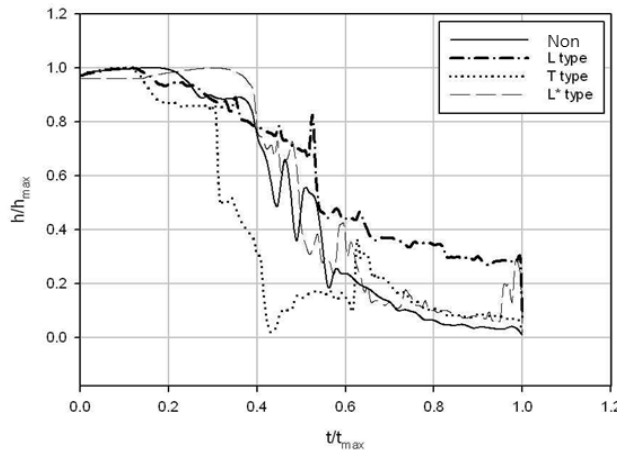


Fig. 5. Dimensionless embankment head water level transition for each stiffener type



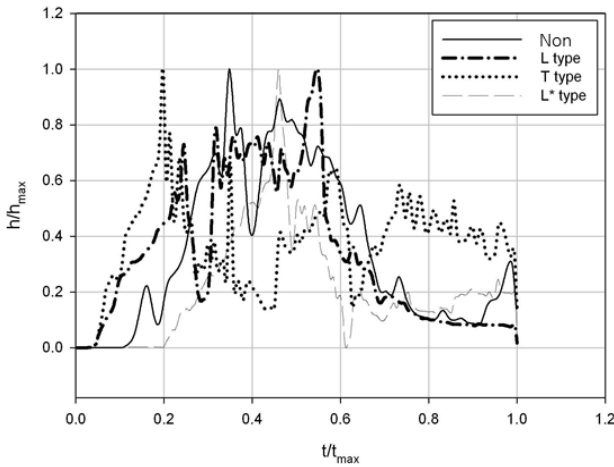


Fig. 6. Dimensionless downstream water level transition for each stiffener type

침식 이후 발생하는 침식부 좌우 제체의 지지력 상실로 인한 추가붕괴에 영향을 받는 수위저감곡선을 나타낸다. 상류부의 붕괴곡선과 비교할 경우 L형의 수위저감곡선이 다른 보강재에 비해 매우 완만하게 저감하므로 붕괴에 대한 월류시간 지연 효과보다 붕괴강도를 감소시키는 효과가 있는 것으로 나타났다. T형은 수위저감곡선의 변화율이 가장 크게 나타나 0.31~0.43에서 수위가 크게 저감되어 나타났다.

Fig. 6에 나타난 하류부의 수위변화는 저수지 제체의 침식으로 발생하는 토사와 유수의 혼합형태로 유출되는 수위에 대한 변화이므로 토사에 따른 수면의 심한 변동을 나타내었다. 하류부의 수위변화 역시 T형이 최대 무차원수위( $h/h_{max}$ )에 가장 빠르게 도달하여 보강재중 가장 낮은 붕괴지연 효과를 보이며, L형의 경우 가장 늦게 최대무차원수위에 도달하여 보강재 중에서 가장 붕괴지연 효과가 높은 것으로 나타났다. L\*형의 경우 붕괴에 따른 수위변동이 다른 보강재 형상보다 작아 붕괴시 한꺼번에 많은 토사의 붕괴로 인한 침투 유출량이 발생한 이후 붕괴현상이 작게 나타난 것으로 분석되었다.

실험을 종합적으로 분석한 결과 L형이 붕괴시 초기 월류 붕괴의 지연과 침투 유출량 감소효과로 인하여 우수한 붕괴지연효과를 나타내었으며, T형의 경우 보강재의 흐름 저항시 보강재 형상에 의한 모멘트 발생으로 저항효과가 감소하였다. L\*형은 월류 초기에는 안정적인 상태를 유지하였으나 보강재 이탈 이후 급격한 유출발생에 의한 수위저하현상이 발생하였다. 이러한 결과는 보강재의 지연효과가 홍수 피해에 반드시 긍정적인 부분으로 작용할 수 없고 오히려 초기 월류 흐름에 의해 사면이 붕괴되지 않은 상태에서 갑자기 붕괴될 경우 하류지역에 더 큰 홍수피해에 의한 피해가 발생할 수도 있다는 측면에서 주의해야 할 것이다.

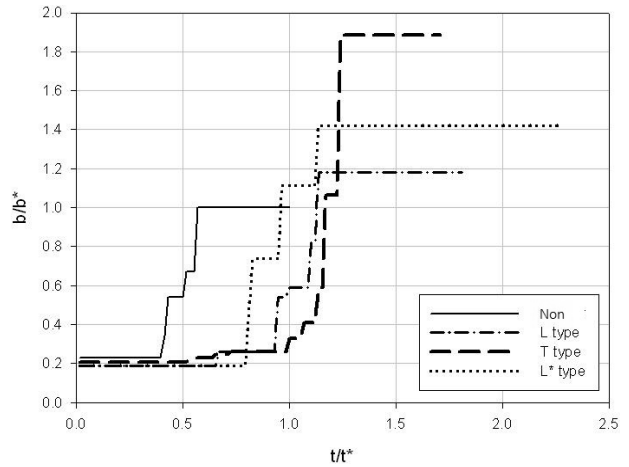


Fig. 7. Comparison of dimensionless breach Width for each stiffener type

#### 4.4 보강재별 마루부 붕괴폭 발달 분석

보강재별 붕괴폭 변화의 비교를 위하여 제체의 마루부 붕괴폭과 붕괴발달시간을 무보강 제체의 최종붕괴폭( $b^*$ )와 최종발달시간( $t^*$ )으로 무차원화한 Fig. 7에 비교하여 분석하였다.

L형 보강재의 경우 붕괴폭 발달( $b/b^*$ )이 무차원시간( $t/t^*$ ) 0.67에서 발생하여 1.14에서 붕괴폭의 발달이 종료되었으며 보강재 설치체중 가장 적은 폭으로 붕괴발달이 완료되었다. L\*형 보강재는 0.81에 붕괴폭 발달이 시작하여 3차례에 걸친 붕괴가 진행되어 약 무차원시간( $t/t^*$ ) 1.14지점에서 무보강 붕괴폭의 1.42의 붕괴폭으로 붕괴발달이 완료되었다. T형 보강재의 경우 붕괴폭이 무차원시간( $t/t^*$ ) 0.52에 시작하여 1.24지점에서 최종 붕괴폭이 가장 넓은 무보강 붕괴폭의 1.88배로 나타났으며 이는 붕괴지연 효과 이후 발생하는 붕괴의 속도가 가속되는 현상으로 분석되었다. 또한 붕괴폭 발달과 유출량 변화를 비교하여 보면 초기에 붕괴폭 발달로 인한 유출량 증가가 이뤄지지만, 붕괴 4단계에 침투 유출량이 발생한 이후에도 토사의 붕락이 진행되기 때문에 붕괴 후반에는 붕괴폭 발달과 유출량 변화는 일치하는 경향을 보이지 않는다.

#### 4.5 실험결과의 댐 붕괴 이론식 적용

매개변수를 Table 4에 정리된 기존 이론식에 대입하여 Fig. 8과 같이 분석한 결과 무보강 제체의 붕괴실험결과와 비교하면 Froehlich의 이론식은 붕괴폭은 0.4배와 붕괴시간은 1.2배의 차이를 보여 범위가 실험값에 근접하여 어느정도 근사적인 실험결과값을 도출하였다. 이는 보강재실험의 경우 보강재로 인하여 붕괴조건이 달라지기 때문이다. 앞의 댐 붕괴 매개변수 이론식에서 정리한 McDonald와 Langridge-Monopolis의 이론식과 무보강 제체를 비교할 경우 붕괴시간은 0.1배로 줄어들고 붕괴폭은 10배의 차이를

Table 4. List of famous dam breach formulas

Item	Breach Time	Breach Width
M & L-M (1984)	$t_f = 0.0179(\nabla_{eroded})^{0.364}$	$W_b = \frac{\nabla_{eroded} - h_b^2(CZ_b + h_b Z_b Z_3/3)}{h_b(C + h_b Z_3/2)}$
Froehlich (2005)	$t_f = 0.00254 \nabla_w^{0.53} h_b^{-0.90}$	$B_{ave} = 0.1803 K_o \nabla_w^{0.32} h_b^{0.19}$
V.T. & G. (1990)	$t_f = 0.02h_w + 0.25$ (erosion resistant)	$B_{ave} = 2.5h_w + C_b$

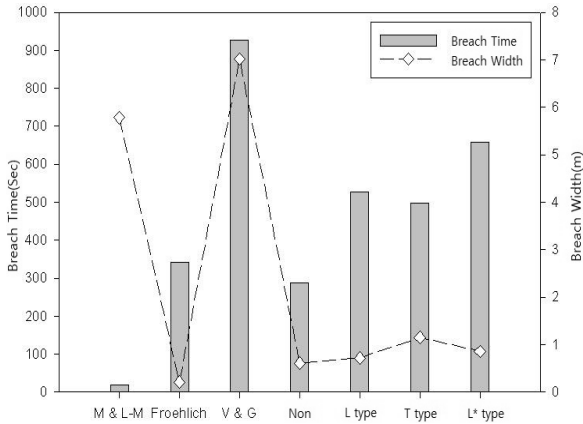


Fig. 8. Comparison of breach time and width between formulas and experiments

보였으며, Von Thun과 Gillette의 경우 붕괴시간은 3.2배, 붕괴폭은 11배의 차이로 결과값에서 큰 편차를 보여 비교가 불가능하였다.

이렇게 기존의 댐 붕괴 이론식의 적용이 곤란하게 된 원인을 분석한 결과, 댐 붕괴 이론식이 기존 댐 붕괴 결과의 매개변수에 따라 다중회귀분석한 경험식을 산출하였고, 각 이론식마다 서로 다른 댐 붕괴 사례를 분석하여 차이가 발생한 것으로 분석되었다. 또한 붕괴시 제체의 함수비 및 재질과 다짐도에 따라 붕괴시간에 변화가 발생할 수 있고 본 실험과 실제 댐 붕괴에는 지형학적 차이가 존재한다. 이러한 결과에 따라 댐 붕괴 이론식의 경우 현재 실험과 같은 보강된 제체와 같은 실험결과와 조건이 상이하기 때문에 직접적인 비교는 어려우며, 만약 실험결과에 댐 붕괴 이론식의 적용할 경우 실제 실험조건이 과거 댐 붕괴와 대략적으로 유사한 붕괴조건인 댐 붕괴에 대해 비교 검토를 해야 할 것이다.

### 5. 결론

본 연구에서는 사면 보강재 형상에 따라 제체 월류 시 보강재 설치에 따른 붕괴형상 및 수위변화를 수리실험을 통한 분석으로 보강재의 붕괴지연효과를 정량적으로 검증하였다. 보강재 형상에 따른 붕괴시간 및 유출량 변화를 분석한 결과 L형이 붕괴 발달이 가장 완만한 경사로 진행되어 붕괴 이후에도 침투유출량이 절반

수준으로 저감되었고 발생시간 또한 가장 늦게 나타나므로 가장 붕괴지연 효과가 큰 보강재 형상으로 분석되었다. 보강재의 제작형상은 월류수의 흐름에 좀 더 많은 토사용적을 보호할 수 있는 L형과 L\*형이 붕괴지연에 효과적이었으며, L\*형의 경우 초기 붕괴지연 효과가 매우 크게 나타났으나 이후 급격한 붕괴를 나타나 오히려 침투유출량이 무보강 제체보다 크게 발생하여 하류부의 홍수피해를 가중시킬 수 있는 위험성이 발생하였다. 이러한 보강재 관입 제체의 붕괴실험을 통하여 붕괴실험을 실시한 결과 보강재 설치로 인하여 초기붕괴흐름의 발달이 원활하게 이뤄지지 않아 붕괴지연 효과가 발생하였고 월류 흐름에 의한 사면침식속도가 저감되어 급격한 제체붕괴를 예방할 수 있다. 이러한 결과는 하류단으로 유출되는 홍수와 전달 속도 및 침투 유출량의 감소 등으로 홍수 피해경감의 효과를 나타낼 수 있어 저수지 붕괴에 대한 비상대처계획(EAP, Emergency Action Plan)을 수립하는데 필요한 기초 자료로 활용될 수 있다. 보강재가 이탈하여 하류부에 영향을 미치는 부분은 실험결과 대부분의 보강재가 토사에 매몰되어 구조물과의 충돌과 같은 피해상황이 발생할 가능성은 매우 낮은 것으로 분석되었다. 하지만 이는 실험조건에서 발생한 결과이며 실제 붕괴시 하류부에 보강재가 유입되어 인명이나 재산피해를 유발할 가능성을 염두에 두어야 한다. 본 연구는 저수지의 월류에 의한 제체 붕괴 상황을 모의한 실험이므로 다른 붕괴원인에 대하여는 본 연구 결과를 직접적으로 적용할 수 없으며, 종합적인 연구결과를 도출하기 위해 다양한 붕괴원인에 대한 제체 보강재의 붕괴지연효과를 위한 추가적인 실험 연구가 필요하다. 이러한 저수지제체 붕괴실험은 현재 저수지에 설치된 사면보강재의 다양한 형태와 붕괴지연효과에 대한 검증실험으로 연구영역을 확대할 수 있으며, 기존 저수지 제체에 대한 노후화 및 안전성과 관련한 문제점을 보완하는 대책으로 저수지 설계에 적용한다면 위험상황 발생시 사공간적으로 안전을 확보할 수 있을 것으로 판단된다.

### 감사의 글

본 연구는 국토해양부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행한 건설기술혁신사업(08기술 혁신 F01)에 의한 차세대홍수방어기술개발연구단의 연구비 지원에 의해 수행되었습니다.

## References

- Cristofano, E. A. (1965). *Method of computing erosion rate for failure of earthfill dams*, Denver, CO(U.S. Bureau of Reclamation).
- Coleman, S. E., Andrews, D. P. and Webby, M. G. (2002). "Overtopping breaching of noncohesive homogeneous embankments." *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 128, Issue 9, pp. 829-838.
- Chinnarasri, C., Tingsanchali, T., Weesakul, S. and Wongwises, S. (2003). "Flow patterns and damage of dike overtopping." *Journal of Sediment Research*, Vol. 18, No. 4, pp. 301-309.
- Darrel, T., Sherry, H. and Gregory, H. (2006). "Breach widening observations related to clay core earthen embankment tests." *Proceedings of the Association of State Dam Safety Officials Annual Conference*, pp. 608-621.
- Federal Energy Regulatory Commission. (FERC). (1987). *Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects*, FERC 0119-1, Office of Hydropower Licensing, July 1987, p. 9.
- Fread, D. L. (1984). *DAMBRK: The NWS dam break flood forecasting model*, National Weather Service, Office of Hydrology, Maryland.
- Froehlich, D. C. (1995). "Embankment dam breach parameters revisited." *Proc., 1st Int. Conf. on Water Resources Engineering*, ASCE, New York, pp. 887-891.
- Froehlich, D. C. (2008). "Embankment dam breach parameters and their uncertainties." *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 134, Issue 12, pp. 1708-1721.
- Han, K. Y., Lee, J. T. and Lee, W. H. (1985). "An analysis of outflow hydrograph resulting from an earth Dam-Break." *Journal of Korean Society of Civil Engineers*, KSCE, Vol. 5, No. 2, pp. 41-50 (in Korean).
- Han River Flood Control Office (HRFCO). (2011). *Reservoir facility specification in Korea*, Water Management Information System(WAMIS), [[http://www.wamis.go.kr/WKS/WKS\\_ARSSAS\\_LST.ASPX](http://www.wamis.go.kr/WKS/WKS_ARSSAS_LST.ASPX)] (in Korean).
- Hahn, W., Hanson, G. J. and Cook, K. R. (2000). "Breach morphology observations of embankment overtopping tests." *Proceedings of the 2000 Joint Conference on Water Resources Engineering and Water Resources Planning and Management*, ASCE, July 30-Aug. 2, MN, USA.
- Johnson, F. A. and Illes, P. (1976). *A classification of dam failures*, International Water Power and Dam Construction, December 1976, pp. 43-45.
- Kim, J. H. (2001). "Analysis on embankment failure due to overflow." *Chung-Ang Journal of Environmental Science*, Institute of Environmental Science and Construction Chung-Ang University, Vol. 12, No. 2, pp. 97-107 (in Korean).
- Lee, D. W. and Noh, J. J. (2012). "Behavior of failure of agricultural reservoir embankment due to overtopping." *Journal of Agricultural Science*, Vol. 39, No. 3, pp. 427-439 (in Korean).
- Lee, S. T. and Lee, J. T. (2001). "An experimental study on the collapse phase of a river levees(I) -effects of the geometric characteristics of cross section." *Journal of Korea Water Resources Association*, KWRA, Vol. 34, No. 2, pp. 141-154 (in Korean).
- Morris, M. (2005) *Impact final technical report*, HR Wallingford, UK.
- McDonald, T. and Langridge-Monopolis, J. (1984). "Breaching characteristics of dam failures." *Journal of Hydraulics Engineering*, Vol. 110, Issue 5, pp. 567-586.
- Ministry for Food, Agriculture, Forestry and Fisheries (MIFAFF). (2008). *Yearbook of agricultural land and water development statistics*, pp. 287-344 (in Korean).
- National Emergency Management Agency (NEMA). (2009). *Development of embankment protection method on overflowing reservoir by waterproof mat*, KFI-2008-Mt-00018 (in Korean).
- Oh, N. S. and Sonu, J. H. (1989). "A study on the radial reach of earth dam." *Journal of Korea Water Resources Association*, KWRA, Vol. 22, No. 2, pp. 213-221 (in Korean).
- Rural Research Institute. (2004). *Improving the hydraulic and structural safety of reservoir spillways for flood* (in Korean).
- Shim, J. H., Baek, M. H., Park, D. K., Lee, H. J., Park, B. C. and Kim, T. H. (2002). *The field survey report of damages caused by the Typhoon RUSA in 2002*, NIDP-2002-02, National Institute for Disaster Prevention, Seoul, Korea (in Korean).
- Singh, K. P. and Snorrason, A. (1982). *Sensitivity of outflow peaks and flood stages to the selection of dam breach parameters and simulation models*, State Water Survey (SWS) Contract Report 288, Illinois Department of Energy and Natural Resources, SWS Division, Surface Water at the University of Illinois, p. 179.
- Singh, K. P. and Snorrason, A. (1984). "Sensitivity of outflow peaks and flood stages to the selection of dam breach parameters and simulation models." *Journal of Hydrology*, Vol. 68, pp. 295-310.
- Singh, V. P. and Scarlatos, P. D. (1988). "Analysis of radial Earth-Dam failure." *Journal of Hydraulics Engineering*, Vol. 114, Issue 1, pp. 21-42.
- SJBNEWS. (2011). [<http://www.sjbnews.com/news/articleView.html?idxno=375554>] (in Korean).
- Von Thun, J. L. and Gillette, D. R. (1990). "Guidance on breach parameters, unpublished internal document." *U. S. Bureau of Reclamation*, Denver, Colorado, March 13, 1990, p. 17.