

# 축소 모형 실험에 의한 계단식 보강토옹벽의 파괴 메카니즘

## Failure Mechanism of Geosynthetic Reinforced Segmental Retaining Wall in Tiered Configuration Using Reduced-scale Model Tests

유 충 식<sup>1</sup> Yoo, Chung-Sik

정 혁 상<sup>2</sup> Jung, Hyuk-Sang

전 상 수<sup>3</sup> Jeon, Sang-Soo

이 봉 원<sup>4</sup> Lee, Bong-Won

김 기 연<sup>5</sup> Kim, Ki-Yeon

전 한 용<sup>6</sup> Jeon, Han-Yong

### Abstract

This paper investigates the failure mechanism of geosynthetic-reinforced segmental retaining walls with tiered configuration using reduced-scale model tests. The reduced scale model test set-up was established to simulate a 5 m high full-scale wall. The geometry and material properties used in the model test were determined based on the Similitude Laws. The wall failures in the model tests were successfully generated by their self weight without any surface loading and analyzed examining the digital video recordings. The failure mechanisms was examined with respect to the various offsets between the lower and upper teres and the reinforcement length. Based on the results the appropriateness of the current design guideline was discussed.

### 요 지

본 연구에서는 계단식 보강토 옹벽에 대한 축소 모형실험 수행하고 그 결과를 토대로 계단식 보강토 옹벽의 파괴 메카니즘을 분석하였다. 보강토 옹벽의 모형실험은 5m 높이의 현장옹벽에 대해 상사법칙을 적용하여 축소·모사하였으며 상사법칙 적용 결과에 따라 보강재를 선택하여 실험을 실시하였다. 또한, 파괴 메카니즘 분석을 위해 자중에 의한 파괴를 성공적으로 유도하였다. 실험결과를 토대로 보강토 옹벽의 상·하단 옹벽의 이격거리와 보강재 길이가 파괴 양상에 미치는 영향을 분석하였으며 아울러 현재 적용되고 있는 설계기준의 타당성 검토하였다.

**Keywords :** Geogrid, Geosynthetic-reinforced segmental retaining wall, Reduced-scale model test, Similitude law

### 1. 서 론

토목섬유의 개발과 더불어 눈부시게 발전한 보강토 공법은 많은 장점들을 지니고 있어 토목 구조물의 사면, 도로, 옹벽 등과 접목되어 그 기능이 한층 향상되었다. 이러한 우수성을 지닌 보강토 공법은 실생활에서

쉽게 접할 수 있는 구조물이 되었고 인간의 생활과 밀접한 관계를 지니게 되었다. 특히 수려한 외관을 자랑하는 보강토옹벽은 주거생활 깊숙이 자리하고 있어 충분한 안정성을 필요로 하게 된다. 그러나 충분한 안정성을 확보하지 못한 보강토옹벽의 붕괴사례(유충식 등, 2004)가 발생하고 있으며, 이는 보강토옹벽의 파괴

1 정희원, 성균관대학교 토목환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Envir. Engrg., Sungkyunkwan Univ., csyoo@skku.edu)

2 대성건설(주) 터널부 사원 (Employee, Tunnel Design Dept. of Daejung Consultant)

3 정희원, 인제대학교 토목공학과 전임강사 (Member, Lecturer, Dept. of Civil Engrg., Inje Univ)

4 성균관대학교 토목환경공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil & Envir. Engrg., Sungkyunkwan Univ.)

5 성균관대학교 토목환경공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil & Envir. Engrg., Sungkyunkwan Univ.)

6 정희원, 인하대학교 나노시스템공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Nano-Systems Engrg., Inha Univ.)

메카니즘에 대한 분석이 정립되지 않은데 원인이 있다고 할 수 있다. 또한 붕괴사고가 발생하더라도 붕괴에 대한 원인을 분석하는 것이 우선이나 사고사례를 은폐하고 있어 보강토옹벽의 사고사례에 직접적으로 관련이 있는 파괴 메카니즘에 관한 연구는 부진한 상태라고 할 수 있다. 현재 진행되고 있는 연구들은 파괴 메카니즘 분석을 위해 수치해석과 실험(유충식 등, 2002)을 실시하고 있으나, 경제적인 이유로 인해 수치해석에 편중된 연구를 진행하고 있으며, 실험과 같은 현실성을 반영한 연구는 미비하다고 할 수 있다.

보강토옹벽의 모형실험에 관한 연구로는 Wong et al.(1994)은 1.2×0.8×2m의 축소 모형 보강토옹벽을 조성하고 47kN/m의 강도를 지닌 polyester 보강재를 사용하여 실험을 실시하였으나, 이는 상사법칙을 적용하지 않아 원형 보강토옹벽을 모사하는데 문제점이 있었다. 또한 Sawicki(1987)과 Porbaha(2000) 등은 축소 모형 보강토옹벽에 하중을 가함으로써 파괴를 유도 하였으나, 이는 하중을 가하는 면에 응력이 집중되는 현상이 발생하여 보강토옹벽의 자체 파괴 메카니즘을 분석하는데 부족함이 있다고 할 수 있다.

성균관대학교 지반연구팀은 파괴 메카니즘 분석을 위해 상사법칙(similitude law)이 적용된 축소모형(reduced-scale model)을 통한 파괴 메카니즘 실험을 실시하였다. 상사법칙으로 산정된 재료의 특성을 적용하여, 원형에 가까운 보강토옹벽 실험을 실시함으로써 파괴 메카니즘 분석에 신뢰성을 높였다. 보강토옹벽의 영향인자라고 할 수 있는 이격거리 변화, 보강재 길이변화 등에 따른 파괴 메카니즘 분석을 실시함으로써, 모든 경우에 발생할 수 있는 파괴유형을 예측하였다. 축소 모형 실험의 단면은 현행 설계기준인 Federal Highway Administration(FHWA, 1997)설계기준에 근거하여 설계하여 실험을 실시하였고, 이를 통하여 FHWA 설계기준의 타당성을 분석하였다.

## 2. 축소모형실험을 위한 상사법칙

### 2.1 상사법칙의 원리

대규모의 시험시공은 시간과 경제적 부담이 크기 때문에 많은 공학적인 문제의 해결을 위해서는 원형(Prototype)을 적절히 축소시켜 만든 모형의 실험을 통하여 원형의 각종 현상을 관찰하는 모형실험 기법이 많은 분야에서 이용된다.

여러 가지 실험에서 도출되는 각종 물리량 사이의 관계는 이론적으로 분명할 수도 있고, 그렇지 않을 경우도 있기 때문에 모형실험이 무조건 각종 역학적인 현상에 대한 답을 제공하지는 않는다. 즉 모형실험은 원형을 기하학적으로 축소하여 수행되는 것이므로 하중이나 응력 중 여러 가지 물리량 사이의 관계가 이론적으로 불분명하다. 그러므로 차원해석법(dimension analysis)을 이용하여 물리량으로 구성되는 무차원 변량 사이의 관계를 사전에 수립하여 실험을 계획하고 결과가 해석되어야 한다.

공학적인 문제에서는 단위질량에 작용하는 중력[F]을 1차원으로 하는 FLT계를 사용하나 물리변수의 차원을 나타내기 위해서는 표 1에 나타난 것과 같이 질량[M]과 길이[L] 및 시간[T]을 기본 단위로 하는 MLT계를 사용하여 각 물리량 간의 관계를 정의한다. 모형실험 결과를 원형으로 전이해석하려면 상사성을 가지도록 축소해야 하며, 축소된 물리량과의 관계는 다음과 같다.

기하학적 축소율은 식 (1)과 같이 원형과 모형의 대응 길이 사이의 축소율로 이와 관련되는 물리량은 길이(L), 면적(A), 체적(V)이 있으며, 원형과 모형간의 대응 길이는 모든 방향에 대하여 일정하여야 한다.

$$\text{길이} : \frac{L_m}{L_p} \quad \text{면적} : \left(\frac{L_m}{L_p}\right)^2 \quad \text{체적} : \left(\frac{L_m}{L_p}\right)^3 \quad (1)$$

주) p : 원형(prototype), m : 모형(model)

표 1. 기초문제의 모형실험에 적용되는 물리량의 차원

물리 변수	FLT계	MLT계	물리 변수	FLT계	MLT계
길이	L	L	속도	LT <sup>-1</sup>	LT <sup>-1</sup>
시간	T	T	가속도	LT <sup>-2</sup>	LT <sup>-2</sup>
질량	FL <sup>-1</sup> T <sup>2</sup>	M	중력가속도	LT <sup>-2</sup>	LT <sup>-2</sup>
무게	F	MLT <sup>-2</sup>	압력	FL <sup>-2</sup>	ML <sup>-1</sup> T <sup>2</sup>
힘	F	MLT <sup>-2</sup>	밀도	FL <sup>4</sup> T <sup>2</sup>	FL <sup>4</sup> T <sup>2</sup>

시간에 대한 축소율은 현장의 중력가속도( $g_p$ )와 모형 실험의 중력가속도( $g_m$ )가 동일하므로 이 관계로부터 시간에 대한 축소율을 결정할 수 있다.

$$\frac{L_p}{T_p^2} = \frac{L_m}{T_m^2}, \quad \frac{T_m}{T_p} = \frac{T_m^2}{T_p^2}, \quad \frac{T_m^2}{T_p} = \sqrt{\frac{L_m}{L_p}} \quad (2)$$

밀도와 질량에 대한 축소율에서는 밀도는 단위체적당 질량을 나타내므로 밀도에 대한 축소율( $\rho_m/\rho_p$ )로부터 다음과 같이 관계를 정의할 수 있다.

$$\frac{\rho_m}{\rho_p} = \frac{M_m L_m^{-3}}{M_p L_p^{-3}} = \left(\frac{M_m}{M_p}\right) \left(\frac{L_p}{L_m}\right)^3 \quad \left(\frac{M_m}{M_p}\right) = \left(\frac{\rho_m}{\rho_p}\right) \left(\frac{L_m}{L_p}\right)^3 \quad (3)$$

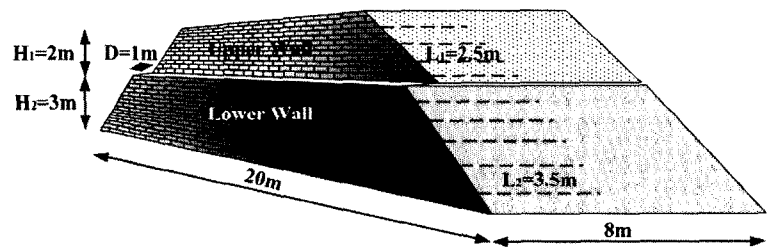
하중과 응력에 대한 축소율은 다음과 같다.

$$\frac{F_m}{F_p} = \frac{M_m L_m T_m^{-2}}{M_p L_p T_p^{-2}} = \left(\frac{M_m}{M_p}\right) \left(\frac{L_m}{L_p}\right) \left(\frac{T_p}{T_m}\right)^2 \quad (4)$$

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_p} = \frac{M_m L_m T_m^{-2}}{M_p L_p T_p^{-2}} = \left(\frac{M_m}{M_p}\right) \left(\frac{L_p}{L_m}\right) \left(\frac{T_p}{T_m}\right)^2 \quad (5)$$



(a) 계단식보강토옹벽 전경



(b) 계단식보강토옹벽 단면도

그림 1. 시험 시공한 계단식보강토옹벽의 전경 및 단면도

표 2. 모형실험을 위한 각종 변량의 축소비

변량	축소비(모형/원형)	축소율(1/5)	변량	축소비(모형/원형)	축소율(1/5)
기하학적 축소비	$(L_m/L_p)$	0.2	질량 축소비	$(M_m/M_p)$	$6.31 \times 10^{-3}$
시간 축소비	$(T_m/T_p)$	0.45	하중 축소비	$(F_m/F_p)$	$6.23 \times 10^{-3}$
밀도 축소비	$(D_m/D_p)$	0.79	응력 축소비	$(\sigma_m/\sigma_p)$	$1.56 \times 10^{-1}$

표 3. 원형 및 모형 계단식 보강토옹벽의 기하학적 제원

	원형 (m)	축소율	모형 (m)
하단 옹벽의 높이	3m	1/5	0.60m
상단 옹벽의 높이	2m	1/5	0.40m
이격거리	1m	1/5	0.20m
길이	20m	1/5	0.48m
폭	8m	1/5	1.60m

주) 1. 길이 20m에 대한 축소는 평면변형을 조건으로 설정하여 산정함

## 2.2 상사법칙을 이용한 축소 모형실험 조건 설정

본 연구에서는 성균관대학교 교내에 시공된 계단식 보강토옹벽의 크기를 1/5로 축소하여 모형 계단식보강 토옹벽을 만들어 실험을 실시하였다. 그림 1에 나타난 바와 같이 시험 시공된 계단식보강토옹벽은 하단옹벽의 높이( $H_2$ )가 3m, 상단옹벽의 높이( $H_1$ )가 2m, 이격거리( $D$ )가 1m, 길이 20m, 폭 8m로 시공되었다. 포설된 보강재 길이는 하단옹벽 보강재 길이( $L_2$ )가 3.5m, 상단옹벽 보강재 길이( $L_1$ )가 2.5m로 포설 하였다. 이를 기하학적 축소비를 적용하여 상사 할 경우 표 3에 나타난 바와 같다. 그림 1은 시험 시공한 계단식보강토옹벽의 전경과 단면도를 보여주고 있다. 또한 보강재의 수직 간격은 기존의 원형 보강토옹벽 기하학적인 제원인 하단옹벽 높이 3m, 상단옹벽 높이 2m, 이격거리 1m에 상사법칙을 적용하여, 하단옹벽 높이 0.6m, 상단옹벽 높이 0.4m, 이격거리 0.2m을 기준 옹벽으로 산정하고, 뒤채움 시료 강사시 한계높이 1m를 만족하는 보강재의 등간격을 반복시험을 통해 산정하였다.

표 4. 원형 및 모형의 보강재 제원

	원형(Prototype)	모형(Model)
사용 보강재	지오그리드	화장지
보강재 강도	55kN/m	$6.00 \times 10^{-2} \text{kN/m}$
보강재 강도 축소비	1	$6.23 \times 10^{-3}$
상사법칙적용강도	-	$1.39 \times 10^{-2} \text{kN/m}$

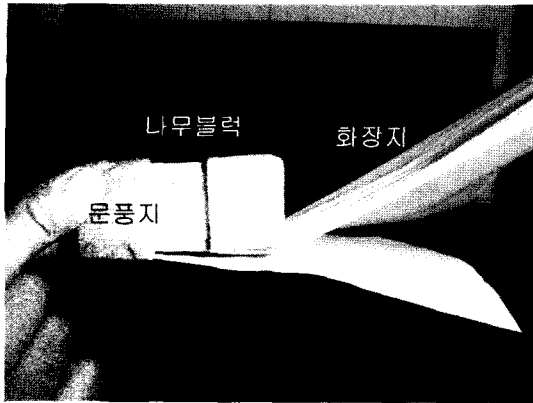


그림 2. 나무블럭과 보강재 연결 모습

시험 시공한 계단식보강토옹벽의 보강재는 강도가 55kN/m인 지오그리드를 사용하였다. 이러한 강도를 지닌 보강재를 축소 모형실험에서는 적용하기 어려우므로 상사법칙에 근거하여 보강재 재료를 선정하였다. 보강재의 상사는 식 (2)의 시간에 대한 축소율과 식 (4)의 하중 축소율을 적용하여  $2.52 \times 10^{-4}$ 의 하중 축소율을 산정할 수 있고, 이를 원형의 지오그리드 강도에 적용하여  $1.39 \times 10^{-2} \text{kN/m}$  강도의 보강재를 필요로 하였다. 이에 적당한 축소 보강재로써는  $6.0 \times 10^{-2} \text{kN/m}$ 의 강도를 지닌 화장지로 선정하였다. 축소 보강재로 사용된 화장지는 국내의 화장지 제조회사인 대한펄프의 도움으로 확보

할 수 있었다. 표 4는 원형 및 모형의 보강재 제원을 표로 나타내었으며, 그림 2는 나무블럭과 보강재를 연결한 모습을 보여주고 있다.

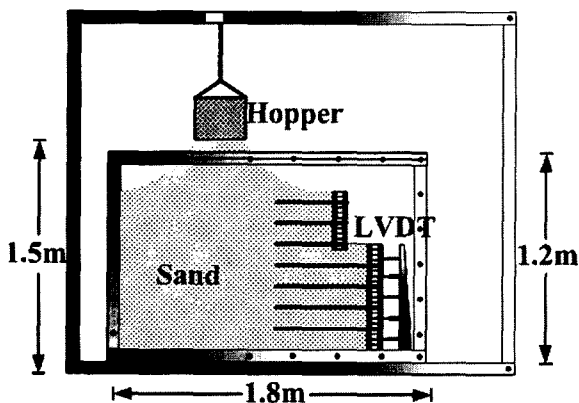
### 3. 모형 응벽 및 실험조건

#### 3.1 모형응벽의 제원 및 구성요소

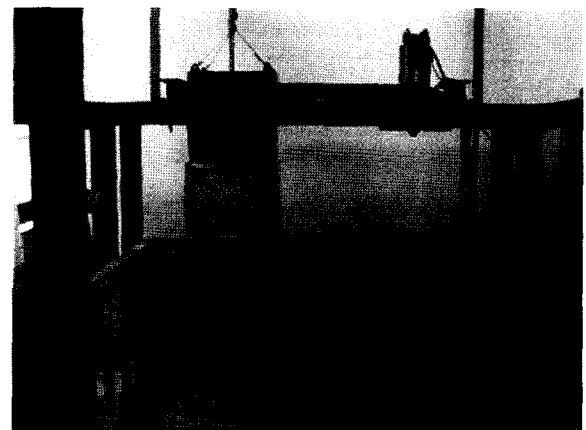
##### 3.1.1 토조 및 모형 응벽

본 연구를 위해 그림 3에서 보는 바와 같이 길이 1.8m, 높이, 1.2m, 폭 0.48m의 모형 토조를 사용하였다. 모형토조의 측면 벽체와 토체의 마찰을 최소화하기 위하여 매끄러운 투명 아크릴판을 설치하였고, 뒤채움 시료 강사전 아크릴판에 윤활제를 분무하여 마찰을 최소화 하였다. 또한 투명 아크릴판의 사용으로 보강토옹벽의 붕괴시 상황을 확인할 수 있었다.

원형 계단식보강토옹벽을 실험에 적용하기 위하여 토조 보강토옹벽 실험에 적용한 사진을 보여주고 있다. 토조 옆 벽면과 나무 블록 사이의 표준사 유출을 방지하기 위하여 건설 마감 재료인 문풍지를 사용하였다. 이로 인하여 순수 토압에 의한 보강토옹벽의 파괴를 유도할 수 있었다. 원형 계단식보강토옹벽에 사용한 콘크리트 블록은 전단기가 존재하여 보강재가 존재하는 블록층의 인장력을 주변의 블록으로 전이시킴으로써 수평면 위 발생을 최소화 시키도록 제작되어 있다. 이를 축소 보강토옹벽 실험에 적용하기 위하여 목재블록에 구멍을 뚫고 다른 블록에는 못을 박아 전단기를 모사하였다. 이를 통하여 개별적인 목재 블록이 하나의 연속벽체로서 원형 계단식보강토옹벽에 가까운 형상으로 모사할



(a) 모형 토조 단면도



(b) 실험 전경

그림 3. 실험을 위한 모형 토조 단면도 및 실험 전경

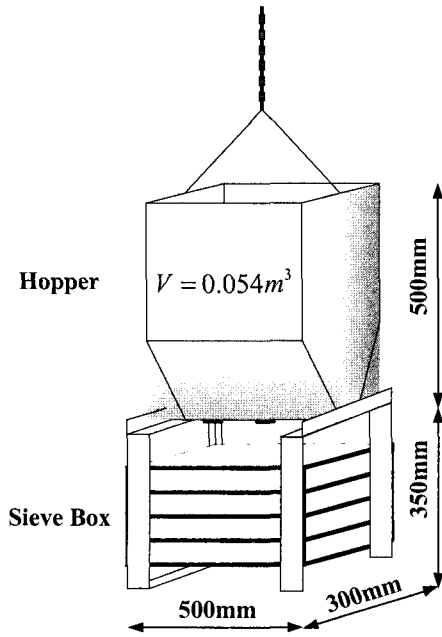


그림 4. 강사용 호퍼

수 있었다.

균질한 지반과 상대밀도를 일정하게 유지하기 위해 강사법(Raining Technique)을 사용하였다. 강사법은 그림 4에서 보는 바와 같이 강사용 호퍼(hopper)를 제작하여 사용하였다. 이와 같은 방법은 Bieganousky와 Marcuson (1976)의 single hose rainer와 같은 개념의 호퍼 하부에 모래가 균등하게 퇴적될 수 있도록 여러 겹의 체를 설치한 강사장치이다. 호퍼의 체는 5층으로 구성되어 있으며, 각기 다른 체 크기로 제작하여, 강사시 균일한 지반을 조성할 수 있도록 하였다. 강사높이는 사전 예비 실험을 통하여 상대밀도 70%에 맞는 적정 높이를 산정하여 실험을 수행하였다. 반복 실험 결과 상대 밀도 70%에 대한 적정높이는 1.5m로 분석되었다.

### 3.1.2 구성요소

보강토옹벽의 블록은 여러 개의 콘크리트 블록을 쌓아 연속 벽체를 구현하지만, 실험에서는 이를 평면변형으로 설정하여 48cm의 긴 목재 블록을 사용하여 실험을 간편화하였다. 그림 5는 모형 보강토옹벽 실험에 사용된 나무 블록을 실험에 적용한 사진을 보여주고 있다.

현장에서 원형 계단식보강토옹벽의 뒤채움 흙은 양질의 화강풍화토를 사용하였으나 모형 보강토옹벽 실험에서는 주문진 표준사를 사용하였다. 표 5는 원형 및 모형의 뒤채움 흙의 제원을 보여주고 있다. 입도분포 실험 후 통일분류법(USCS)에 의한 분류 결과 SP에 해당

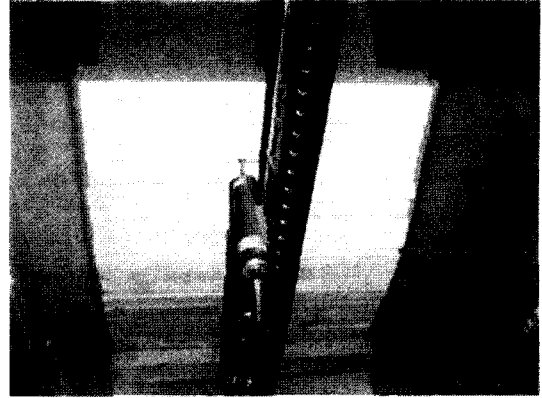


그림 5. 나무블록을 적용한 모형실험 사진

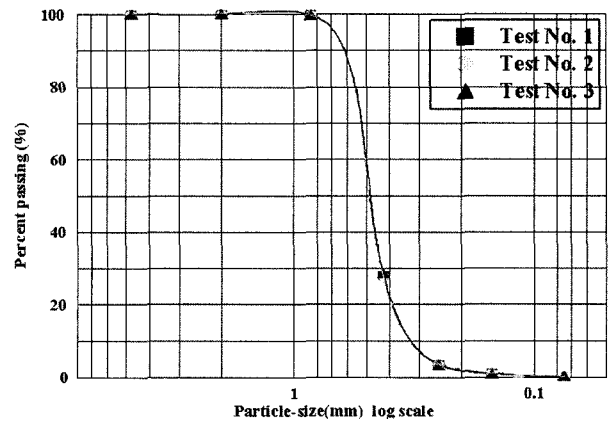


그림 6. 주문진 표준사의 입도분포 곡선

표 5. 원형 및 모형의 뒤채움 흙 제원

	원형(Prototype)	모형(Model)
사용 뒤채움 흙	화강 풍화토	주문진 표준사
입도분포	$D_{10}=0.14\text{mm}$ $C_u=8.57$ $C_c=1.00$	$D_{10}=0.36\text{mm}$ $C_u=1.61$ $C_c=1.10$
통일분류법에 의한 분류	SW	SP
비중	2.7	2.6
건조단위중량	$2.01\text{t/m}^3$	$1.68\text{t/m}^3$

하는 입도분포의 균등한 모래질 흙으로 분석되었다.

주문진 표준사의 강도정수를 파악하기 위하여 대형 직접전단실험을 수행하였다. 대형직접전단실험은 크기  $50\text{cm}\times 50\text{cm}\times 25\text{cm}$ 의 전단상자를 사용하였으며, 축소 보강토옹벽의 실험시 상대밀도와 동일하게 조성하였다. 표 6은 대형직접전단실험기의 제원을 보여주고 있으며, 그림 7과 8은 응력-변형률 곡선과 파괴 포락선 그래프를 보여주고 있다.

표 6. 대형직접전단시험기의 제원

시험장치		계측장치	
구성	용량	구성	용량
전단상자	50cm×50cm×25cm 30cm×30cm×15cm	전단하중계 (Load Cell)	Max. 20t
수직하중기	등압 공기압식 Max. 400kPa	수직변위계 (LVDT)	Max. 100mm
		수평변위계 (LVDT)	Max. 200mm

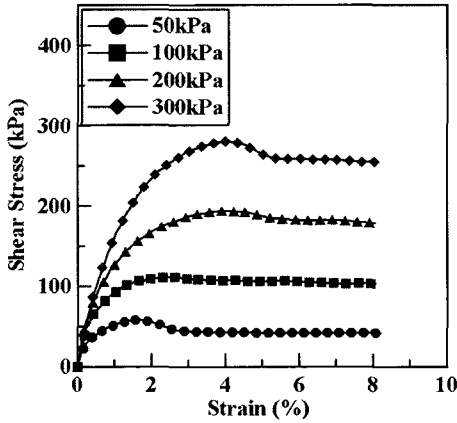


그림 7. 응력-변형률 곡선

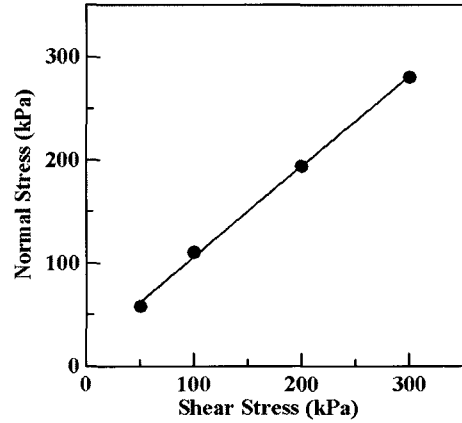


그림 8. 파괴포락선

### 3.2 계측

계측 데이터 분석은 변위계(LVDT)를 이용한 하단옹벽의 변위 분석, 붕괴시의 비디오 자료 분석, 붕괴시 한계높이 측정, 붕괴시 회수한 보강재 파단길이 분석으로 보강토옹벽의 붕괴시 발생하는 현상들을 종합적으로 분석하였다.

상단옹벽 시공으로 인한 하단옹벽의 영향을 평가하기 위해, 하단옹벽의 조성이 완료된 후 LVDT를 설치하였다. LVDT는 Tokyo Sokki사의 변위계를 사용하였으며, 50mm 용량의 변위계를 하단옹벽의 5개소에 설치하였다. 붕괴시 파괴면을 확인 할 수 있도록 매 10cm 성토시마다 염색사를 포설하였고, 보강재 파단 길이를 육안으로 확인 할 수 있도록 투명 아크릴 토조 벽면에 부착하였다.

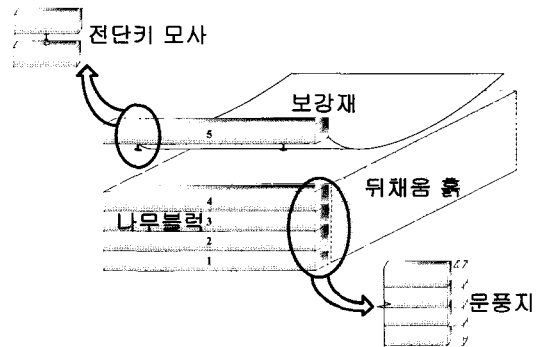


그림 9. 실험 과정 모식도

행하였다. 또한 10cm 간격마다 염색사를 포설하였다. 하단옹벽의 성토가 완료된 후 상단옹벽을 설치하기 위한 기초블록을 설치하였다. 모형 보강토옹벽의 성토는 붕괴시까지 실시하였고, 붕괴시의 한계높이를 측정하는 방식으로 수행하였다.

## 4. 실험 방법 및 내용

### 4.1 실험 방법

보강재가 설치되는 층 전까지 목재 블록을 쌓고 표준사를 강사시킨 후 목재 블록과 보강재를 설치하고 다시 목재 블록을 설치하는, 일련의 과정들을 반복적으로 수

### 4.2 실험 내용

그림 10은 보강토옹벽의 모형실험에 대한 흐름도를 보여주고 있다. 그림 11과 12에서 보듯이 보강토옹벽의 모형실험은 크게 두 가지 분류로 나누어 실험을 진행하였다. 보강재 길이변화에 따른 영향력평가, 이격거리변

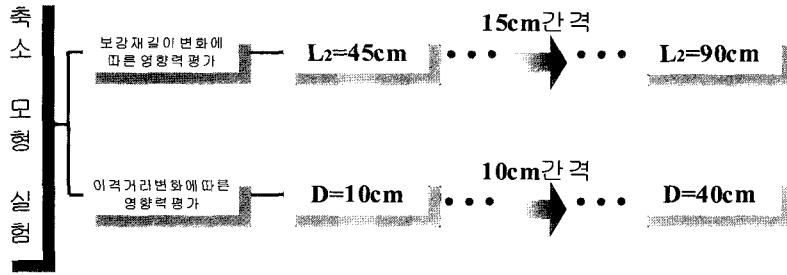


그림 10. 보강토옹벽의 모형실험 흐름도

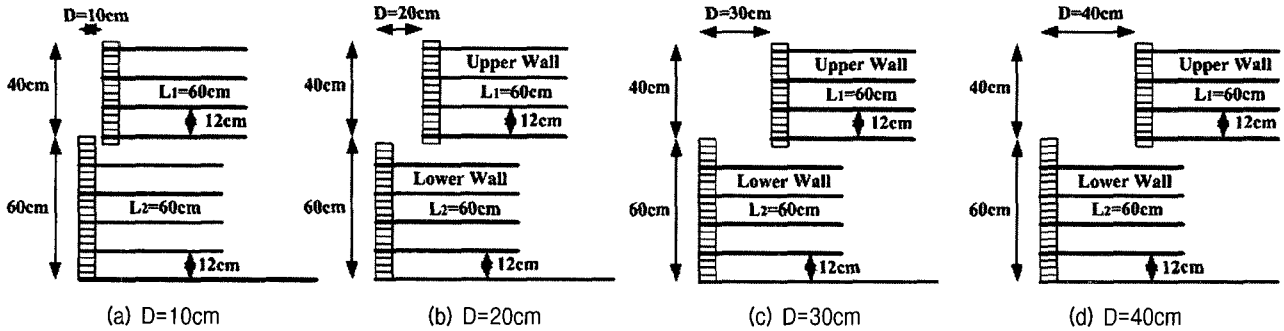


그림 11. 이격거리 변화에 따른 영향력 평가를 위한 실험조건

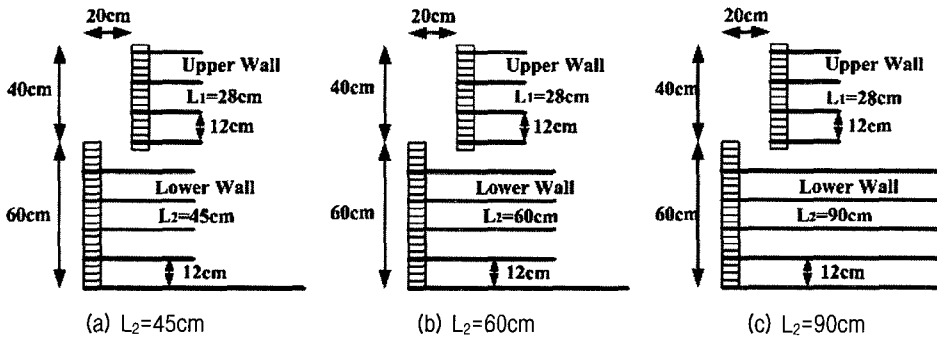


그림 12. 보강재 길이 변화에 따른 영향력 평가를 위한 실험조건

화에 따른 영향력 평가를 실시하여 보강토옹벽에 영향을 미치는 요인에 대한 분석을 수행하였다.

이격거리 변화에 따른 영향력 평가는 FHWA 설계기준이 제시하는 상단옹벽을 상재하중으로 간주하는 경우(이격거리 10cm, 20cm)와 상단옹벽의 하중을 무시하는 구간(이격거리 30cm, 40cm)으로 나누었고, 보강재 길이 변화에 따른 영향력 평가는 FHWA 설계기준이 제시하는 최소 보강재길이를 기준으로 하단옹벽의 보강재 길이가 짧은 경우와 긴 경우를 비교하여 실험하였다. 이는 축소 모형 실험을 통해 FHWA 설계기준이 제시하는 상단옹벽의 처리 기준의 적합성 여부를 확인하는데 그 목적이 있다고 할 수 있다.

## 5. 결과분석 및 내용

### 5.1 파괴 메커니즘

파괴 메커니즘 분석은 두 가지 방법으로 실시하였다. 축소 모형 옹벽의 붕괴시 촬영한 비디오 자료를 분석하여 파괴면을 분석하였고, 이를 검증하기 위하여 축소 모형 옹벽 실험의 상황을 RocScience에 포함된 Slide 5.0(RocScience INC. 2002)의 프로그램을 이용하여 파괴면과 안전율을 비교 분석하였다. 한계평형 해석법에 근간을 둔 Slide 5.0은 사면 및 보강토옹벽의 해석이 가능하며, 이러한 해석을 통하여 축소 모형 실험의 파괴면과 해석의 파괴면을 비교함으로써 실험의 신뢰성을 입증하는데 그 목적이 있다고 할 수 있다.

해석조건은 두 가지 경우로 나누어 실시하였다. 이격거리 변화에 대한 안전율을 확인하기 위하여 동일 단면을 적용하여 해석을 실시하였고, 이격거리 변화에 따른 한계높이가 서로 다르므로 한계높이에 대한 단면을 설정하여 해석을 수행하였다. 이러한 단면의 크기는 원형의 계단식보강토옹벽의 크기를 적용한 것이 아니라, 모형 축소 실험의 크기를 적용하였다.

해석방법은 Bishop method의 간편법을 사용하였으며, 이격거리와 보강재 길이 변화에 따른 최소안전율을 확인하고, 한계평형에서의 파괴는 안전율이 1인 점을 감안하여 안전율이 1인 파괴면을 찾아 도시하는 방법을 택하였다.

해석 조건은 토조 밑변의 경계조건을 암반으로 가정하여 이에 대한 물성치를 사용하였다. 해석시 필요한 물

표 7. 해석에 사용된 물성치

	뒤채움 흙	지반		보강재
내부마찰각( $\phi$ )	41°	45°	인장강도	$6 \times 10^{-2} \text{kN/m}$
점착력(c)	17kPa	40kPa	-	-
단위중량( $\gamma$ )	17kN/m <sup>3</sup>	18kN/m <sup>3</sup>	-	-

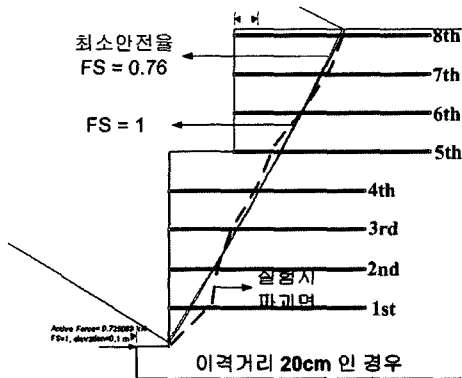


그림 13. 한계높이를 적용한 실험시 파괴면과 해석시 파괴면

성치는 표 7에 나타내었으며, 실내실험을 통한 자료를 이용하였다.

그림 13은 원형 계단식보강토옹벽을 1/5로 축소된 모형 옹벽의 실험시 발생한 파괴면과 해석의 파괴면을 나타내었다. 0.76의 최소안전율은 붕괴를 유도하기 위하여 뒤채움 흙(표준사)을 상사 시키지 않은데 원인이 있으며, 토조 벽면과 블록과의 마찰 및 블록과 블록 사이의 마찰을 고려하지 않은데 원인이 있다고 할 수 있다. 위의 원인들과 더불어 한계 평형해석과 모형 실험의 결과를 비교해 볼 경우 일부에서는 일치하고 있으나 모형 실험의 파괴면은 직선이 아닌 대수나선에 가까운 형태를 띠고 있다.

그림 14는 축소 모형 실험시 붕괴된 옹벽에서 회수한 보강재 파단사진을 나열하였다. 그림에서 확인 할 수 있듯이 보강재 파단면은 여러개 존재하며, 이는 붕괴시 파괴각이 변화하여 여러조각의 파단면이 발생한 것으로 분석되었다. 보강재 파단면의 위치는 보강재의 설치 위치가 높아질수록 선단에서 멀어지고 있는 것을 확인할 수 있었다. 또한 붕괴시의 보강재 파단 길이와, 실험시 촬영한 붕괴직전의 파괴면은 서로 일치하고 있는 것으로 확인되었고, 이로써 보강재의 파단은 시공중 보강토 옹벽의 자중에 의해 파단된 것이 확인되었다.

## 5.2 이격거리의 영향

### 5.2.1 이격거리의 영향에 따른 파괴 메카니즘

그림 15는 각각의 이격거리(D)에 대한 붕괴시 모습을 보여주고 있다. 그림에서 확인 할 수 있듯이 D가 증가할수록 하단옹벽의 파괴각은 완만해지는 것을 알 수 있다. 또한 D의 증가로 인해 이격거리 10cm의 경우 상하단 옹벽의 파괴각은 단일 옹벽의 파괴 양상과 비슷하게

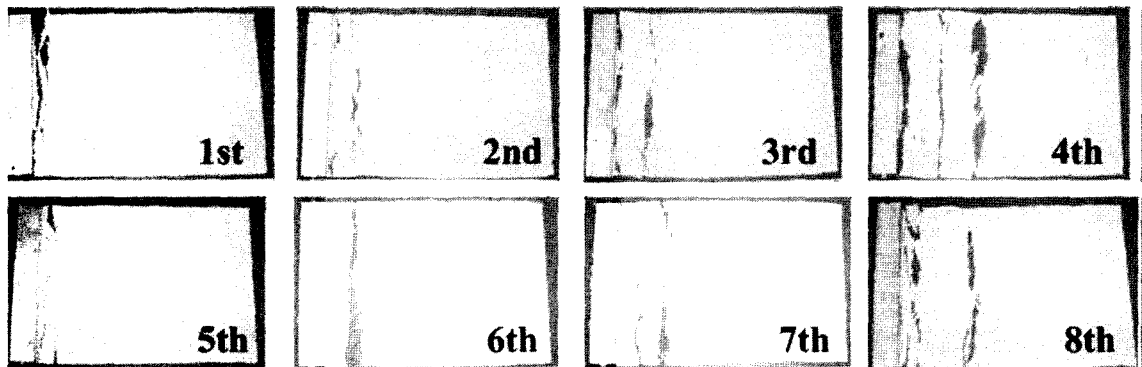


그림 14. 축소 모형 실험시 보강재 파단 사진



일체의 파괴각을 볼 수 있으나, D가 증가 할수록 서로 다른 파괴각을 보이고 있다. 이격거리 40cm일 경우는 상단옹벽이 먼저 파괴가 되는 것으로 보아 이격거리의

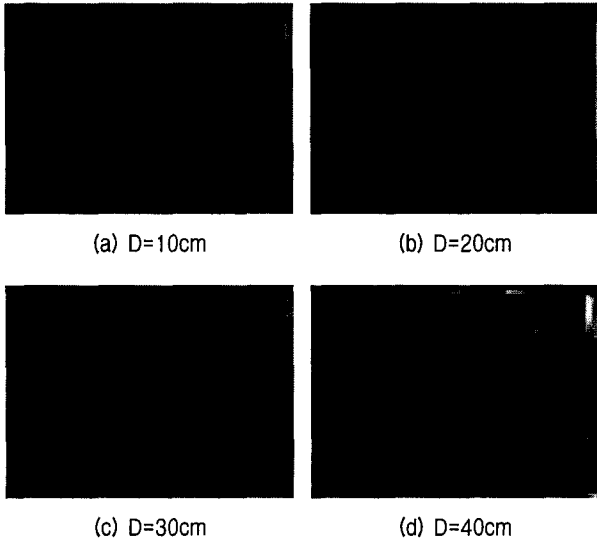


그림 15. 이격거리 변화에 따른 파괴 양상

표 8. 해석 프로그램을 통한 모형 옹벽의 안전율 결과

	동일높이 적용시 모형 옹벽의 안전율	한계높이 적용시 모형 옹벽의 안전율
D=10cm	0.73	0.73
D=20cm	0.76	0.76
D=30cm	0.78	0.77
D=40cm	0.83	0.76

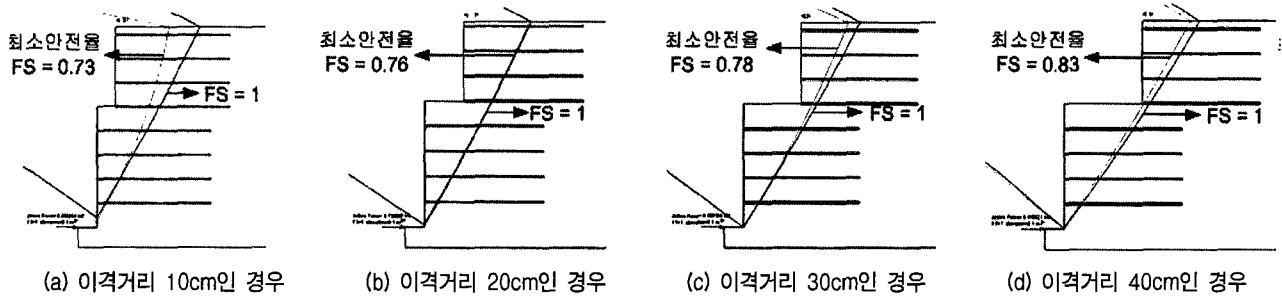


그림 16. 동일높이 적용시 이격거리 변화에 따른 파괴면

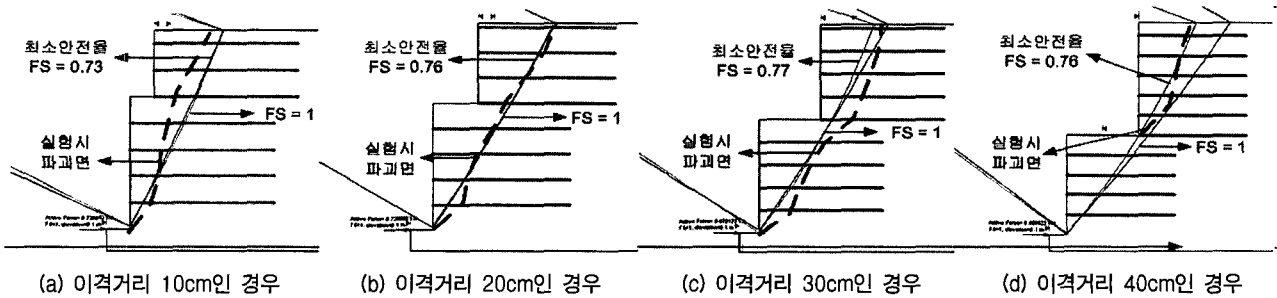


그림 17. 한계높이 적용시 이격거리 변화에 따른 파괴면

영향은 하단옹벽에 미치지 않은 것으로 분석되었다.

표 8과 그림 16은 해석 프로그램을 사용하여 모형 옹벽의 안전율을 검토한 내용을 보여 주고 있다. 이격거리 변화에 따른 안전율의 차이를 분석하기 위하여 동일 단면을 사용하였고 이격거리만을 변화시켜 해석을 수행하였다. 그 결과 이격거리 증가시 안전율이 증가함을 보이고 있다. 그러나 한계평형에서의 붕괴는 안전율이 1보다 낮은 경우에서 발생하지만, 해석 프로그램에서 1보다 낮은 안전율을 보이고 있는 것은 축소모형실험의 붕괴를 유도하기 위하여 뒤택음 흙(표준사)은 상사 법칙을 적용하지 않은데 원인이 있다고 할 수 있다. D=10cm, 20cm, 30cm에서는 안전율의 증가폭이 낮으나, D=40cm 경우에는 급격한 증가를 보이고 있는 것으로 보아 FHWA 설계기준이 제시하는 상단옹벽의 하중을 무시하는 구간임을 비교 할 수 있었다.

그림 17은 붕괴시 발생한 한계높이를 적용하여 해석한 내용을 담고 있다. 이격거리 10cm~30cm에서의 안전율의 변화는 거의 없으나 이격거리 40cm 경우에는 안전율이 급격히 감소함을 알 수 있다. 이는 이격거리 40cm 경우는 한계높이가 급격히 증가하여 단면의 크기가 동일단면에서 보다 20cm 정도 더 높게 형성되어 안전율이 감소하는 경향을 볼 수 있다. 또한 아래 그림에서는 실험시 발생한 파괴면을 같이 도시하였다. 해석시 나타난 파괴면과 축소모형실험의 파괴면이 정확히 맞

지 않는 이유는, 한계평형해석 프로그램에서는 블록면의 마찰을 고려할 수 없는데 반하여, 모형 실험의 경우 실질적으로는 블록면의 마찰이 발생하여 나타난 오차이며, 파괴면은 직선이 아닌 대수나선형에 가까워 한계평형해석과 모형실험과의 파괴면은 서로 상이함을 알 수 있다.

### 5.2.2 이격거리의 영향에 따른 한계높이

그림 18은 이격거리 변화에 따른 한계높이 결과를 보여주고 있다. 그림에서 알 수 있듯이 이격거리 변화에 따른 영향력 평가 결과 이격거리가 증가 할수록 한계높이는 증가하는 것으로 나타났으며, 특히 FHWA 설계기준이 제시하는 상단옹벽의 하중을 무시하는 구간(30cm 이상)에서는 한계높이가 급격히 증가하여 하단옹벽에 미치는 영향은 작아지는 것으로 분석되었다.

표 9는 이격거리 변화에 따른 한계높이와 파괴 형태를 보여주고 있다. 파괴형태는 이격거리가 10cm인 경우는 하단옹벽 상부전도에 의한 파괴(최대 수평변위 발생 위치가 최대상단옹벽에서 발생하는 경우) 양상을 보이는데 반해 이격거리 20cm와 30cm는 하단옹벽의 2/3H에서 최대 수평변위를 보이고 있는 배부름 형태의 붕괴 양상을 보이고 있다. 또한 이격거리 40cm의 경우는

표 9. 이격거리 변화에 따른 한계높이 결과

이격거리 변화에 따른 영향력 평가		
Case	한계높이(m)	비고
D=10cm	90cm	하단옹벽 배부름에 의한 파괴
D=20cm	98cm	하단옹벽 배부름에 의한 파괴
D=30cm	110cm	하단옹벽 배부름에 의한 파괴
D=40cm	128cm	상단옹벽 상부전도에 의한 파괴

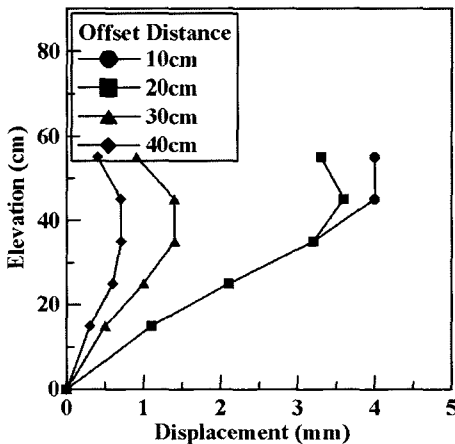


그림 18. 하단옹벽의 수평변위 profile

FHWA 설계기준이 제시하는 상단옹벽의 하중을 무시하는 구간(30cm 이상)으로서 상단옹벽이 먼저 붕괴되고 하단옹벽이 붕괴되는 형태를 확인할 수 있었다.

그림 18은 하단옹벽의 수평변위 profile을 보여주고 있고 이는 수평변위 profile은 80cm 성토시 발생하는 하단옹벽의 수평변위를 나타낸 것이다. 그림에서 알 수 있듯이 원형의 계단식 보강토옹벽의 수평변위 발생경향과 거의 동일하게 나타났다. 최대 수평변위 발생 영역은 2/3H 지점에서 발생하였고, 이격거리 30cm 이상의 구간에서는 하단옹벽의 수평변위가 급격히 감소됨을 알 수 있다.

이를 종합적으로 분석해 본 결과 이격거리에 따라 하단옹벽에 미치는 영향력은 달라지며, FHWA 설계기준이 제시하는 상단옹벽의 영향을 무시하는 구간에서는 갑작스런 변위 감소와 상단옹벽의 붕괴만 이루어지는 것으로 보아 현 FHWA 설계기준은 수평변위 부분에 대한 설계는 합당한 것으로 분석되었다.

### 5.3 보강재 길이의 영향

#### 5.3.1 보강재 길이변화에 따른 파괴 메카니즘

그림 20은 하단옹벽 보강재 길이( $L_1$ ) 변화에 따른 붕괴 모습을 보여주고 있다. 하단옹벽의 보강재 길이가 짧은 경우에는 상단옹벽의 인발파괴와 더불어 하단옹벽의 배부름에 의한 파괴가 발생하였고, 하단옹벽의 보강재 길이가 긴 경우에는 충분한 보강재 길이로 인하여 배부름에 의한 파괴가 발생하였다.

보강재 길이 변화에 따른 영향력 평가는 FHWA 설계기준이 제시하는 최소보강재길이를 기준옹벽으로 설정

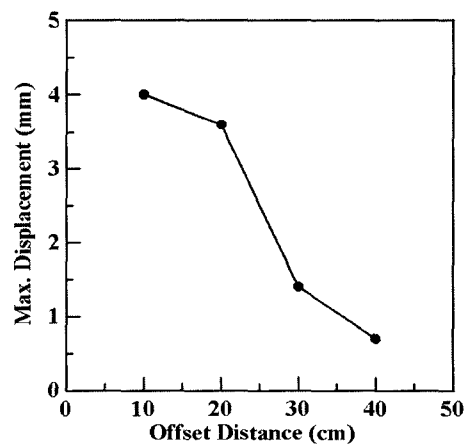
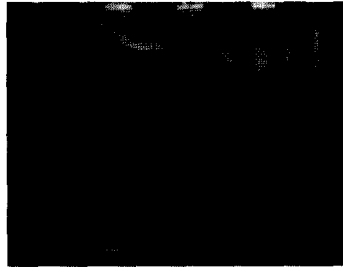


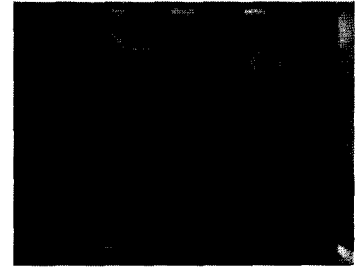
그림 19. 이격거리 vs 최대 수평변위



(a)  $L_1=45\text{cm}$

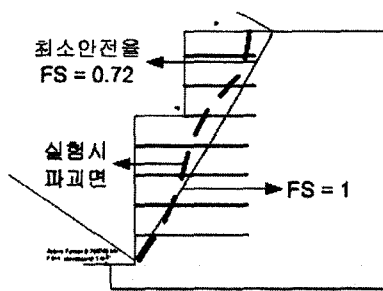


(b)  $L_1=60\text{cm}$

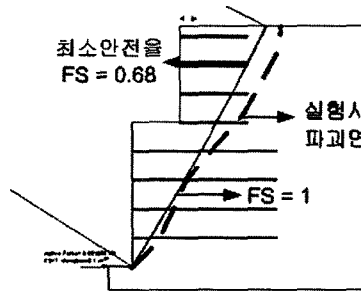


(c)  $L_1=90\text{cm}$

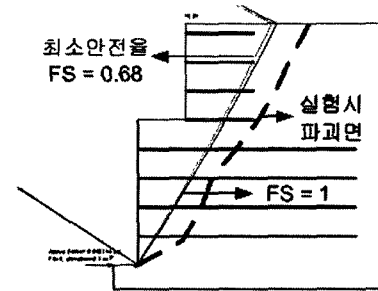
그림 20. 보강재 길이 변화에 따른 파괴 양상



(a)  $L_1=45\text{cm}$



(b)  $L_1=60\text{cm}$



(c)  $L_1=90\text{cm}$

그림 21. 하단옹벽 보강재 길이 변화에 따른 경우 파괴면

하고 이를 하단옹벽의 보강재길이가 짧은 경우와 긴 경우를 비교하여 FHWA 설계기준의 타당성을 분석해 보았다.

그림 21은 한계높이를 적용한 안전율을 보여주고 있다. 그림에서 알 수 있듯이 최소안전율의 차이는 있지만 파괴면의 형상은 해석과 실험이 비슷함을 보여주고 있다. 이는 앞서 설명한 바와 같이 실험시의 블록과 블록면 사이의 마찰과 토조 벽면과 블록면에서 마찰이 해석에서는 고려되지 않는데 원인이 있다고 할 수 있다.

### 5.3.2 보강재 길이 변화에 따른 한계높이

한계높이의 경우 하단옹벽의 보강재길이가 증가함에 따라 한계높이가 증가하나, FHWA 설계기준이 제시하는 하단옹벽의 최소보강재길이를 초과할 경우 보강효과가 없는 것으로 나타났다. 이는 하단옹벽의 보강재 길이를 기준치 이상으로 설계한다 하더라도 그 보강효과

는 없는 것으로 해석 할 수 있다. 표 10은 보강재 길이 변화에 따른 한계높이 결과를 보여주고 있다.

그림 22는 80cm 성토시 하단옹벽에 발생하는 수평변위 profile을 보여주고 있다. 하단옹벽의 보강재 길이가 증가 할수록 수평변위는 작아짐을 알 수 있으나 이 격거리 변화에서만 큰 하단옹벽의 영향력은 볼 수 없고, 최대 수평변위를 보이고 있는 45cm의 높이에서의 변위는 이격거리 60cm와 이격거리 90cm 변화폭에 두 배 이상의 변위가 이격거리 45cm에서 발생한 것으로 나타났다.

표 10. 보강재 길이 변화에 따른 한계높이 결과

보강재 길이 변화에 따른 영향력 평가		
Case	한계높이(m)	비고
$L_2=45\text{cm}$	94cm	배부름에 의한 활동 파괴
$L_2=60\text{cm}$	100cm	배부름에 의한 활동 파괴
$L_2=90\text{cm}$	100cm	배부름에 의한 활동파괴

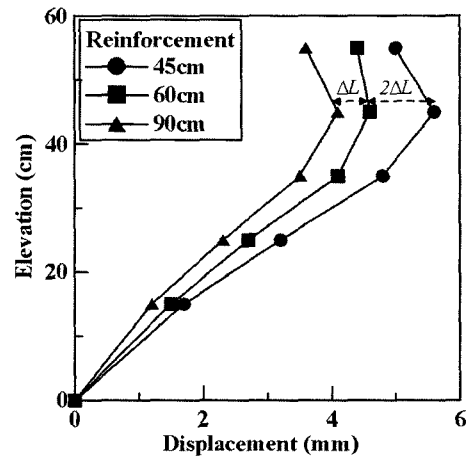


그림 22. 수평변위 profile

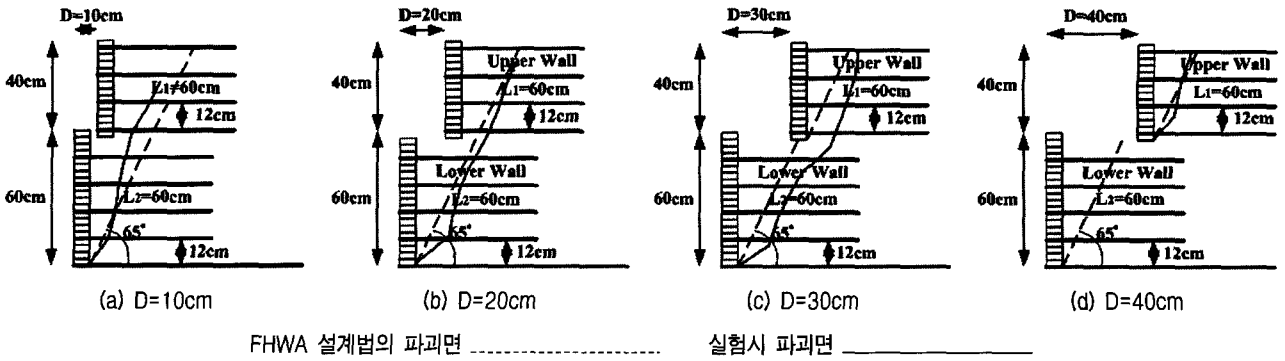


그림 23. 이격거리 변화에 따른 FHWA 설계기준의 파괴면과 실험시 파괴면

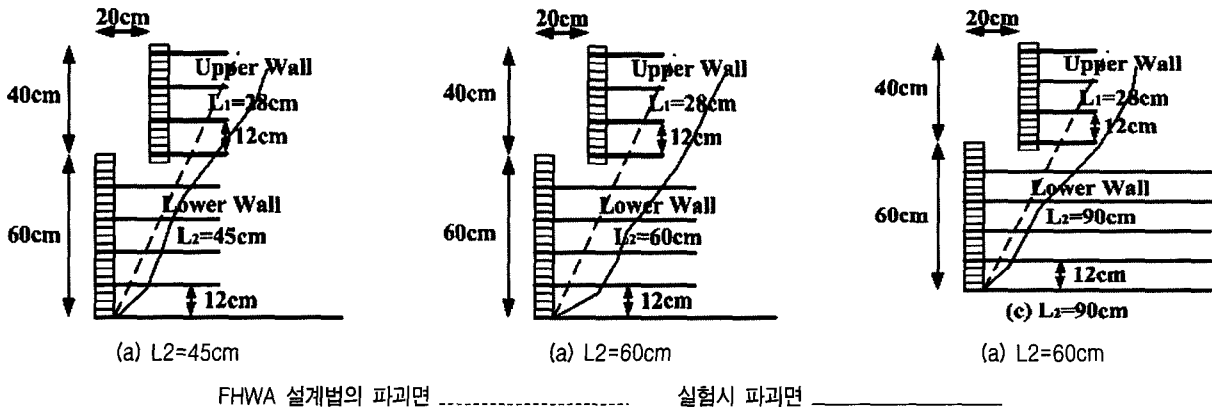


그림 24. 보강재 길이 변화에 따른 FHWA 설계기준의 파괴면과 실험시 파괴면

## 6. FHWA 설계기준 검토

그림 23은 보강재 길이 변화에 따른 FHWA 설계기준의 파괴면과 실험시 파괴면을 나타내었다. 이는 FHWA 설계기준이 제시하는 가상파괴면을 토대로 파괴면을 도시하였으며, 신장성 보강재만을 적용하였다. 두 파괴면을 비교하여 볼 경우 D=40cm의 상단 옹벽만 비슷할 뿐 나머지 영역에서는 FHWA 설계기준의 파괴면과 다소 상이한 것으로 나타났다.

그림 24는 보강재 길이 변화에 따른 FHWA 설계기준의 파괴면과 실험시 파괴면을 나타내었다. 두 내용을 비교한 결과 실제의 파괴면은 FHWA 설계기준에서 제시하는 파괴면보다 뒤쪽에서 발생하고 있음이 밝혀졌다. 또한 보강재 길이 변화에 의한 영향으로는 파괴각의 변화는 찾아 볼 수 없었으나, 앞서 설명한바와 같이 보강재 길이 변화에 대한 영향은 일부 한계높이의 영향에만 미칠 뿐 파괴각의 변화는 찾아 볼 수 없었다. 또한 FHWA 설계기준에서의 파괴면과 실험의 파괴면은 일부 차이를 보이고 있어 이에 관련하여 추가적인 연구가 필요한 것으로 사료된다.

본 장에서 분석해 본 내용을 정리하면 FHWA 설계기준의 파괴면과 실험의 파괴면은 일부 구간에서 상이함을 보이고 있다. 이는 실험에서 반영된 토조 벽면과 블록, 블록과 블록면 사이의 마찰을 고려하지 않은데 기인된 원인을 들 수 있으며, FHWA 설계기준의 파괴면은 직선임에도 불구하고, 모형 실험의 파괴면은 다수나선에 가까워 FHWA 설계기준과 모형실험의 파괴면은 다소 상이함을 알 수 있다.

## 7. 결 론

본 연구에서는 축소 모형 실험을 실시하여 계단식 보강토 옹벽의 파괴 메커니즘을 고찰하였다. 실험 결과에 대한 분석을 통해 계단식 옹벽에 있어 상하단 옹벽의 이격거리와 보강재의 길이가 파괴 메커니즘에 미치는 영향을 분석하였으며 현재 적용되고 있는 대표적인 설계 기준인 FHWA 설계기준의 타당성을 검토하였다. 이에 얻어진 결과는 다음과 같다

(1) 축소 모형 실험시 파괴 시점에서 회수한 보강재 파

단사진을 분석한 결과 보강재 파단면은 다수 존재하는 것으로 나타났으며 보강토 옹벽의 파괴면은 직선보다는 다수나선 형태와 유사한 것으로 나타났다. 한편, 파괴시 상·하단옹벽의 상단부분에는 파괴각이 일부 변화하는 것으로 나타났다.

- (2) 실험을 통해 분석된 보강재 파단면의 위치는 보강재의 설치 위치가 높아질수록 선단에서 멀어지는 것으로 나타났다. 실험에서 얻어진 파괴면 위치는 FHWA 설계기준에서 적용하고 있는 기준과 비교한 결과 이격거리 영향 부분에서는 거의 일치하나 보강재 길이 영향 부분에서는 두 결과가 다소 상이한 것으로 나타나 이에 대한 지속적인 연구가 요구된다.
- (3) 상·하단 옹벽의 이격거리가 증가 할수록 두 옹벽의 상호작용이 감소하여 시공할 수 있는 상단 옹벽의 높이는 증가하는 것으로 나타났으며 이에 대한 분석 결과 FHWA 설계기준에서 제시하는 상·하단 옹벽의 상호작용 분류 기준은 타당한 것으로 나타났다.
- (4) 하단 옹벽 보강재 길이에 따른 상·하단 옹벽 상호작용에 변화 경향을 분석한 결과 FHWA 설계기준에서 제시하는 상단옹벽을 단일옹벽으로 간주하는 구간에서는 하단 옹벽 보강재의 길이를 증가시켜도 상단옹벽 시공 한계높이가 증가하지 않는 것으로 나타나 FHWA 설계기준은 타당한 것으로 나타났다.
- (5) FHWA 설계기준에서는 Rankine 주동 파괴 메카니즘에 근거하여 설계하도록 되어 있으나 본 연구에서 얻어진 파괴 유형은 다수나선에 가까운 것으로

나타나 FHWA 설계기준 다소 상이한 것으로 나타났다. 이에 대한 추가적인 검증 및 보안을 위해 지속적인 연구가 수행되어야 할 것으로 판단된다.

## 감사의 글

본 연구는 한국과학재단의 한국과학재단 목적기초연구(과제번호 R01-2004-000-10953-0)지원으로 수행되었으며 연구비 지원에 감사드립니다.

## 참 고 문 헌

1. 유충식 (2001), 다단식 보강토 옹벽의 설계 - 사례연구, 2001 가을 학술발표회논문집 한국토목섬유학회.
2. 유충식, 김주석 (2002), 계단식 보강토옹벽의 거동 특성, 한국지반공학회논문집 한국지반공학회, Vol.2, No.4, pp.7-19.
3. 유충식, 정혁상 (2004), 계단식 형태의 실대형 블록식 보강토 옹벽의 거동, 대한토목학회논문집, 대한토목학회, Vol.24, No.4C.
4. 유충식, 정혁상, 정혜영 (2004), 보강토옹벽의 사고사태에 관한 연구, 한국지반공학회 봄학술발표회 논문집, 한국지반공학회.
5. Andrej Sawicki, Danuta Lesniewska (1987), "Failure Modes and Bearing Capacity of Reinforced Soil Retaining Walls", *Geotextile and Geomembranes*, Vol.5, No.1, pp.29-44.
6. Ali Porbaha (2000), Upper bound estimate of scaled reinforced soil retaining walls, *Geotextile and Geomembranes*, Vol.18, No.6, pp. 403-413.
5. Bathrust, R.J. and Benjamin, D.J. (1990), "Failure of Geogrid-Reinforced Soil Wall", *Transportation Research Board* 1288, pp. 109-116
6. FHWA (1997), Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design and Construction Guidelines, *FHWA Demonstration Project 82*, FHWA, Washington, DC, FHWA-SA-96-071.
8. K. S. Wong, B.B.Broms, B. Chandrasekaran (1994), "Failure Modes and Model Test of a Geotextile Reinforced Wall", *Geotextile and Geomembranes*, Vol.13, No.6,7, pp.475-493.

(접수일자 2004. 8. 17, 심사완료일 2005. 4. 1)