모형실험을 통한 보강토 옹벽 곡선부 거동특성

A Behavior of Curve Section of Reinforced Retaining Wall by Model Test

기정서* · 류우현** · 김선곤*** · 천병식****

Ki, Jung Su · Rew, Woo Hyun · Kim, Sun Kon · Chun, Byung Sik

Abstract

The reinforced earth method is financially viable. Furthermore, it overcomes environmental limitations and is therefore employed in retaining walls, slopes, foundations, roads, embankments, and other structures. However, in some cases, reinforced retaining walls are not strong enough in the curved sections and can collapse. Such mishaps are believed to occur because of an unsatisfactory analysis of the curved sections of a reinforced retaining wall. Accordingly, with the aim of investigating the workability and structural safety of curved sections of various types, this study investigates the differences in the estimated horizontal displacements of curved sections of various types and subsequently uses this information to study and analyze preliminary data so that appropriate measures can be taken to resolve alignment issues. The results of an experiment reveal that when a load is applied to curved sections of both concave and convex types, the largest horizontal displacement occurs at the center of the section. In the concave form, the earth pressure force is directed inward, whereas in the convex form, this force is directed outward. As a result, the horizontal displacement in convex forms is larger than that in concave forms. Convex reinforced earth structures are subjected to earth pressures as well as lateral earth pressure, therefore horizontal displacements in convex curved sections is larger than that of concave curved sections.

Keywords : reinforced earth method, reinforced retaining wall, curve section, horizontal displacement

요 지

보강토 공법은 경제적으로 유리하고 환경적인 제약을 극복하는데 유리하기 때문에 옹벽, 사면, 기초, 도로, 제방 등의 구조물에 실용적으로 적용되고 있다. 하지만 곡선구간에서 충분한 안정성을 확보하지 못한 보강토 옹벽의 붕괴사례가 발생하고 있으며, 이는 보강토 옹벽 곡선구간에 대한 분석이 정립되지 않은데 원인이 있다고 할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 곡선 구간 형태별 시공성 및 구조적인 안정성을 검토하기 위한 방안으로, 수평변위 측정을 통해 곡선 형태별 수평변위 차이점을 규명하고, 이를 이용하여 곡선구간과 직선구간의 문제점 분석 및 대책강구를 위한 기초자료 연구에 목적을 두고 있다. 실험 결과 하중 재하시 오목형과 볼록형 모두 곡선 중앙에서 최대 수평변위가 발생 하였으며, 오목형의 경우 토압을 받는 힘의 방향이 안쪽으로 작용하는 반면에 볼록형의 경우는 힘의 방향이 바깥쪽으로 작용하기 때문에 볼록형의 경우가 오목형에 비해 수평변위가 더 발생한 것으로 나타났다. 또한 볼록형의 경우 보강토체의 주동토압 뿐만 아니라 측면토압이 추가로 발생 되어 곡선구간에서의 볼록형의 수평변위가 오목형에 비해 더 발생한 것으로 나타났다.

핵심용어 : 보강토 공법, 보강토 옹벽, 곡선구간, 수평변위

1. 서 론

Casagrande가 보강토 구조물의 기술적 개념을 소개하고 Henri Vidal이 1963년에 근대적인 보강토 공법을 제안한 이래 보강재의 재료적인 발전과 더불어 토목공학의 여러 분야에 보강토 공법이 옹벽, 사면, 기초, 도로, 제방 등의 구조물에 실용적으로 적용되고 있다. 이렇게 보강토 구조물이 널리 적용되고 있는 주 요인은 콘크리트 옹벽과 같은 규모의 콘크리트 타설작업이 필요하지 않으며, 성토재의 포설 및 다

짐, 보강재의 포설, 벽면재의 조립 등의 과정을 반복하여 시공하기 때문에 특수한 시공장비가 필요하지 않고 시공이 용이하여 공기가 짧아 경제적으로 유리하고 자체중량과 강성에 의해 토압에 저항하는 구조인 콘크리트 옹벽에 비해 소형 벽면재와 보강재의 연결 및 보강재와 흙 사이의 마찰에 의해 저항하는 구조이므로 환경적인 제약을 극복하는데 유리할 뿐만 아니라 시공성이 매우 우수하기 때문인 것으로 평가되고 있다(김진만, 2001).

보강토 옹벽은 이러한 장점들을 지니고 있어 1990년대 후

*한양대학교 건설환경공학과 석사과정 (E-mail : kjs0862@hanyang.ac.kr)

**쌍용양회 기술연구소 연구원 (E-mail : sj9171@chollian.net)

***정회원 · 한양대학교 건설환경공학과 박사과정 (E-mail : skk5684@hyundai-dvp.com)

****정회원 · 교신저자 · 한양대학교 건설환경공학과 교수 (E-mail : hengdang@unitel.co.kr)

반부터 수요가 크게 증가하고 있고, 이와 같은 증가로 인해 이제는 실생활에서 쉽게 접할 수 있는 구조물이 되었다. 이렇게 실생활에 쉽게 접할 수 있는 구조물은 인간과 연관 지어 해석할 수 밖에 없으며, 인명과 재산을 보호하기 위한 안전한 설계 및 시공에 더 많은 연구가 필요하다고 할 수 있다. 그러나 보강토 옹벽의 비공식적인 사고사례는 인간과 밀접한 곳에서 발생하고 있으며, 이에 대한 철저한 분석을 통해 사고를 미연에 방지하려는 노력이 더욱 절실한 실정이다(정혁상, 2004). 보강토 옹벽의 문제점으로 지적되고 있는 사항으로는 지지력 부족으로 인한 기초침하, 침하와 더불어 발생하는 배부름, 원활한 배수를 시키지 못하는 부적절한 뒷채움 흙의 사용으로 인한 토압 외의 추가적인 수압발생, 부적절한 설계 및 시공관리로 인한 벽체의 과도한 수평변위, 전면블록의 균열, 전반활동과파 등을 꼽을 수 있다(유충식, 2002; 한중근 등, 2005; Han et al., 2006). 국내에 사용되고 있는 대표적인 FHWA 및 NCMA 설계법은 상호간에 미소한 차이를 가지고 있다. FHWA(Federal Highway Administration)는 미 연방 도로국에서 제시하는 지침으로서 전면벽체의 경우 패널식, 블록식 외에 다양한 형태의 전면 벽체가 사용될 수 있지만 NCMA(National Concrete Masonry Association)의 경우 미 석조협회에서 제시하는 설계법이기에 때문에 블록 형태의 전면 벽체에 국한된다. 또한 보강재의 적용에 있어서는 FHWA의 경우 신장성과 비신장성 보강재를 두루 사용하지만 NCMA의 경우 토목섬유 보강재(신장성)를 사용하도록 정해져 있다. 이에 국내에서 일반적인 토목섬유 보강재와 블록 전면 형태의 보강토옹벽을 설계할 경우 FHWA와 NCMA를 유동적으로 적용할 수 있지만 비신장성 보강재를 사용할 경우는 FHWA에 국한된다고 볼 수 있기에 국내에 반영할 경우 설계 및 시공 상에 어려운 문제점을 야기시킬 수 있다.

블록식 보강토 옹벽 실험에 관한 연구로는 김진만 등(2006)은 현장 시험시공으로서 곡선부와 직선부에 다양한 계측기를 매설하여 현장계측을 실시하였으나, 이는 곡선부의 형태가 명시되어있지 않아 곡선 형태에 따른 거동 특성을 분석하는데 부족함이 있다고 할 수 있다. 또한 김홍택 등(1998)은 유한요소해석을 통하여 연구를 진행하였으나, 이는 현장에서 발생하고 있는 불확실한 오류에 대한 영향이 반영되지 않아 실질적인 수평변위 발생을 분석하는데 부족함이 있다고 할 수 있다.

보강토 옹벽의 모형실험에 관한 연구로는 Wong 등(1994)은 1.2×0.8×2m의 축소 모형 보강토 옹벽을 조성하고 47kN/m의 강도를 지닌 polyester 보강재를 사용하여 실험을 실시하였으나, 이는 상사법칙을 적용하지 않아 원형 보강토 옹벽을 모사하는데 문제점이 있었다. 또한 Porbaha 등(2000)은 현장을 축소하여 실행한 모형실험에서 보강토옹벽에 하중을 가함으로써 파괴를 유도하였으나, 이는 하중을 가하는 면에 응력이 집중현상이 발생하여 보강토옹벽의 자체파괴 메커니즘을 분석하는데 부족함이 있다고 할 수 있다.

본 연구에서는 이러한 점을 인식하고 보강토 옹벽 곡선구간의 실내 실험을 계획하여 실험 하였으며, 연구 분석한 내용을 다루었다. 보강토 옹벽 곡선구간에서 발생한 수평변위 부분에 대한 기존의 수치해석, 현장실험, 시공실패사례와 비

교함으로써 보강토 옹벽 곡선구간의 문제점을 제시하였다(유충식 등, 2000).

따라서, 곡선 구간 형태별 시공성 및 구조적인 안정성을 검토하기 위한 방안으로, 수평변위 측정을 통해 곡선 형태별 수평변위 차이점을 규명하고, 이를 이용하여 곡선구간과 직선구간의 문제점 분석 및 대책강구를 위한 기초자료 연구에 목적을 두고 있다.

2. 시험개요

2.1 축소모형실험을 위한 상사 법칙

2.1.1 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 기법이 많은 분야에서 이용된다(정혁상, 2004).

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 차원 해석법(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 축소는 식 (1)과 같이 원형과 모형의 대응길이 사이의 축소율로 이와 관련되는 물리량은 길이(L), 면적(A), 체적(V)이 있으며, 원형과 모형간의 대응길이는 모든 방향에 대하여 일정하여야 한다.

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

시간에 대한 축소율은 현장의 중력가속도(gp)와 모형실험의 중력가속도(gm)가 동일하므로 이 관계로부터 시간에 대한 축소율을 식 (2)와 같이 결정할 수 있다.

표 1. 기초문제의 모형실험에 적용되는 물리량의 차원

물리 변수	FLT계	MLT계	물리 변수	FLT계	MLT계
길이	L	L	속도	LT ⁻¹	LT ⁻¹
시간	T	T	가속도	LT ⁻²	LT ⁻²
질량	FL ⁻¹ T ⁻²	M	중력가속도	LT ⁻²	LT ⁻²
무게	F	MLT ⁻²	응력	FL ⁻²	ML ⁻¹ T ⁻²
힘	F	MLT ⁻²	밀도	FL ⁻⁴ T ²	ML ⁻³

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

밀도와 질량에 대한 축소율에서는 밀도는 단위체적당 질량을 나타내므로 밀도에 대한 축소율 (ρ_m/ρ_p)로부터 다음과 같이 관계를 식 (3)로 정의 할 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 식 (4)와 식 (5)와 같다.

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

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_p} = \frac{M_m L_m^{-1} T_m^{-2}}{M_p L_p^{-1} T_p^{-2}} = \left(\frac{M_m}{M_p}\right) \left(\frac{L_p}{L_m}\right) \left(\frac{T_p}{T_m}\right)^2 \quad (5)$$

2.1.2 상사법칙을 이용한 모형실험 조건 설정

본 연구에서는 현장에서 사용되는 일반적인 보강토 옹벽 블록의 크기를 1/5로 축소하여 모형 보강토 옹벽을 만들어 실험을 실시하였다. 그림 1과 2는 원형 보강토 옹벽에 사용되는 콘크리트 블록과 모형 보강토 옹벽 실험에 사용된 블록의 사진을 보여주고 있다. 또한, 상사법칙을 적용하여 현장에서 보통 사용하는 보강재의 강도가 55kN/m인 지오그리드를 대신 하여 2.52×10^{-4} 의 하중 축소율을 이용하여 1.4×10^{-2} kN/m 강도의 보강재를 필요로 하였다. 적당한 축소 보강재로 6.0×10^{-2} kN/m의 강도를 지닌 화장지를 사용하려고 했으나 화장지 재료 특성상 절취선이 있어 강도가 많이 줄어드는 현상에 의해 3.4×10^{-2} kN/m의 강성을 가진 한국제지의 A4용

그림 1. 보강토 옹벽의 블록(원형)

그림 2. 보강토 옹벽의 블록(모형)

지를 적당한 축소 보강재로 선정하였다.

2.2 모형 옹벽 및 실험조건

2.2.1 토조 및 모형 옹벽

본 연구를 위해 그림 3에서 보는바와 같이 가로 1.5m, 세로 1.5m, 높이 1m의 모형 토조를 사용하였다. 토조 옆 벽면과 블록 사이의 표준사 유출을 방지하기 위하여 ‘ㄷ’자형 형강을 제작하여 설치하였다. 이로 인하여 순수 토압에 의한 보강토 옹벽의 파괴를 유도할 수 있었다.

2.2.2 구성요소

원형 보강토 옹벽의 블록은 여러 개의 콘크리트 블록을 쌓아 연속 벽체를 구현하였지만, 실험에서는 원형 보강토 옹벽의 블록과 유사하게 제작 사용하여 실험을 간편화하였다. 본 연구에서 사용한 뒷채움 흙 시료는 일반적으로 지주 접하는 SP를 이용하여 실내모형토조를 이용하여 모형지반을 형성하였다. 시험 전 뒷채움 흙 시료의 공학적 특성을 파악하기 위하여 비중시험, 체분석시험, 전단시험, 상대밀도시험 결과는 표 2와 같다. 또한, 균질한 지반과 상대밀도를 일정하게 유지하기 위해 강사법을 사용하였다. 이 방법은 일정한 높이에서 일정한 눈금의 체를 통과하여 모래입자를 자유낙하 시킴으로써 원하는 밀도의 지반을 얻게 된다.

2.2.3 실험방법 계측

계측 데이터 분석은 LVDT를 이용한 옹벽 시공시 옹벽의 수평변위 분석, 옹벽높이별 수평변위 분석, 곡선구간별 변위 분석으로 곡선 보강토 옹벽에서 발생하는 변위를 종합적으로 분석하였다. LVDT는 CTA사의 변위계를 사용하였으며, 30mm 용량의 변위계를 벽체에서 15° 간격으로 15°, 30°,

그림 3. 모형토조

표 2. 표준사의 물성치

물리적 성질	사질토
통일분류법	SP
비중, G_s	2.637
최대 간극비, e_{max}	0.712
최소 간극비, e_{min}	0.524
균등계수, C_u	3.720
상대밀도(%), D_r	75.53
No. 200 체 통과율(%)	0

(a) 오목형

(b) 블록형

그림 4. LVDT 설치 위치

그림 5. 축소 모형 옹벽의 실험 단면도

45°(case A, case B, case C) 3개소에 높이 18cm, 34cm, 50cm, 58cm 4곳에 각각 설치하였다. 그림 4는 오목형 보강토 옹벽과 블록형 보강토 옹벽에 설치한 LVDT의 위치의 그림을 보여주고 있다. 그림 5는 축소 모형 옹벽의 실험 단면도와 LVDT 높이별 그림을 보여주고 있다.

2.2.4 하중조건

블록식 보강토 옹벽에 구조물이 위치 했을시 보강토 옹벽 곡선구간의 거동특성을 분석하기 위하여 본 연구 모형실험에 상재하중을 가하였다. 하중은 FHWA, Christopher 등 (1994)에서 현장 시험한 상재하중에 상사법칙을 적용하여 본 연구에 적용하였다. 표 3에서 보는바와 같이 FHWA실험에서는 상재하중을 5.095tf/m²을 가하였고, 본 연구에서는 표 4의 응력 축소비를 대입하여 0.8tf/m² 적용하였다. 본 연구에서는 상재하중을 가한 모형실험의 결과치를 가지고 현장 시

표 3. FHWA 보강토 시험벽체 제원 및 관련 재료의 물성치

뒤채움 및 상재하중	자갈질 모래, $r=2.1\text{tf/m}^3$ $c=0\text{tf/m}^2$, 뒤채움 경사도= 0° 상재하중 $q=5.095\text{tf/m}^2$
보강재	Tensar SR-2 지오그리드 (설계인장강도= 1.75tf/m)
전면부	벽체높이=6.1m, 전면경사도= 0°

표 4. 모형실험을 위한 각종 변량의 축소비

변량	축소비(모형/원형)	축소율(1/5)
기하학적 축소비	(L_m/L_p)	0.2
시간 축소비	(T_m/T_p)	0.45
밀도 축소비	(D_m/D_p)	0.8
질량 축소비	(M_m/M_p)	6.31×10^{-3}
하중 축소비	(F_m/F_p)	2.52×10^{-4}
응력 축소비	(σ_m/σ_p)	6.31×10^{-3}

공실패사례와 비교 분석하였다.

2.3 실험방법 및 실험내용

2.3.1 실험방법

본 실험에서의 모형 보강토 옹벽 시공과정은 그림 6과 같이 먼저 보강재가 설치되는 층 전까지 블록을 쌓고 표준사를 강사 시킨 후 준비된 보강재를 포설하고 다시 보강재의

그림 6. 모형 옹벽 조성 및 실험과정

(a) 짝수층

(b) 홀수층

그림 7. 오목형 보강토 옹벽의 보강재 배치형태

(a) 오목형

(b) 볼록형

그림 9. 보강토 옹벽의 곡선 형태

그림 8. 볼록형 보강토 옹벽의 보강재 배치형태

설치간격에 해당하는 높이까지 블록을 추가로 축조하고 뒷 채움 흙을 포설하는 일련의 과정들을 반복적으로 수행하였다.

보강재는 옹벽 선형에 대하여 직각을 이루도록 설치 하였다. 또한, 보강토 옹벽 곡선구간에서의 보강재 설치시 보강 재가 포설되지 않는 부분은 다음 층 보강재가 포설되도록 하였다. 그림 7과 8은 보강재 설치시의 그림을 나타내었다. 모형 보강토 옹벽의 성토는 64cm까지 실시하였다. 보강재는 블록 2단 간격 16단까지 FHWA설계 기준인 $0.7H(45\text{cm})$ 의 길이로 포설하였다.

2.3.2 실험 내용

그림 9에서 나타내었듯이 보강토옹벽의 모형실험은 크게 볼록형과 오목형 보강토 옹벽 두 가지 분류로 나누어 실험을 진행하였다. 본 실험에서의 단면 설계는 FHWA설계법에 근거 하여 설계하였다. 각각의 보강토 옹벽의 곡선구간 형태

에서 시공 중 변위와 하중 재하시 수평변위를 측정하기 위하여 곡선구간별(case A, case B, case C), 높이별(18cm, 34cm, 50cm, 58cm) 12곳에 LVDT를 설치하여 실험을 실시하였다. 이는 실내모형실험을 통해 FHWA설계법이 제시하는 수평변위 기준의 적합성 여부를 확인하는데 그 목적이 있다고 할 수 있다.

3. 시험결과 및 분석

3.1 모형 제작 후 수평변위 결과 및 분석

3.1.1 오목형 보강토 옹벽

그림 10~11은 오목형 보강토 옹벽 모형 제작 후 높이별 수평변위 결과를 나타낸 것이다. 모형 제작 후 수평변위는 곡선 중앙부(case A) 위치에서 가장 큰 변위가 발생 했다. 시공 높이가 증가할수록 하단부에 변위가 많이 발생하는 것

그림 10. 시공직후 곡선 구간별 수평변위

그림 11. 시공직후 높이별 수평변위

으로 나타났다. 높이 34cm(0.53H)일 경우에 수평변위가 가장 크게 나타났고, 이는 김진만 등(2006)의 현장 실험 연구에서 옹벽 높이 0.5H에서 최대 수평변위가 발생한 것과 본 모형실험에서의 최대수평변위 발생 위치가 유사하게 나타났다. 이는 모형 제작 중 발생하는 수평변위는 곡선과 직선에 상관없이 높이에 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다.

3.1.2 블록형 보강토 옹벽

그림 12~13은 블록형 보강토 옹벽 시공직후 수평변위를 나타낸 것이다. 모형 제작 후 수평변위는 곡선 중앙부(case A)에서 가장 큰 변위가 발생했고, 높이 34cm(0.53H)일 경우에 수평변위가 가장 크게 나타났다. 오목형의 경우와 같이 벽체 높이 중간에서 최대수평변위가 발생 하였다. 이는 모형 제작 중 발생하는 수평변위는 곡선의 형태가 높이에 영향을

그림 12. 시공직후 곡선 구간별 수평변위

그림 13. 시공직후 높이별 수평변위

미치지 않는다는 것을 나타낸다.

3.1.3 곡선구간 형태에 의한 수평변위 결과분석

표 5와 그림 14는 최대변위가 발생한 곡선 중앙부에서의 높이별 수평변위를 나타낸 것이다. 모형 제작 후 곡선구간 형태에 대한 수평변위는 블록형의 경우가 오목형에 비해 3.21~3.82배 정도의 수평변위가 더 발생하는 것으로 나타났다. 이는 오목형의 경우 토압을 받는 힘의 방향이 안쪽으로 작용하는 반면에 블록형의 경우는 힘의 방향이 바깥쪽으로 작용하기 때문에 블록형 보강토 옹벽에서 수평변위가 많이 발생하는 것으로 판단된다. 또한 오목형과 블록형의 경우 모형 제작 후 최대변위가 34cm(0.53H)에서 발생하였고, 이는 김진만 등(2006)의 현장 실험 연구에서 높이 0.5H에서 최대 수평변위가 발생한 것과 같이 유사하게 나타났다.

표 5. 곡선 형태별 높이에 따른 수평변위(case A 경우)

	오목형	블록형	오목형/블록형
58cm	0.116mm	0.372mm	3.21
50cm	0.161mm	0.564mm	3.50
34cm	0.192mm	0.735mm	3.82
18cm	0.180mm	0.633mm	3.52

그림 14. 곡선 형태별 높이에 따른 수평변위

3.2 하중 재하시 수평변위 결과 및 분석

3.2.1 오목형 보강토 옹벽

그림 15는 높이별 구간에 따른 수평변위 결과를 나타낸 것이다. 높이별 최대 수평변위는 곡선구간의 중앙부 case A에서와 case C에서는 높이 50cm(0.78H)에서 최대변위가 발생 하였고, 곡선구간 case B에서는 높이 18cm(0.28H)에서 최대변위가 발생한 것으로 나타났다. 곡선 구간 case B에서 하단부위에 최대변위가 발생한 이유는 블록간의 배열이 잘못되거나 높낮이가 불균일하게 제작되어 국부적으로 휨 또는 전단응력이 발생함으로써 생기는 것으로 판단된다. 또한, 곡선구간별 최대변위는 곡선 중앙부에서 발생 한 것을 알 수 있다. 이는 보강토 옹벽 곡선부가 토압에 의해 상당한 영향을 미치는 것을 의미한다.

3.2.2 블록형 보강토 옹벽

그림 16은 블록형 보강토 옹벽의 높이별 구간에 따른 수평변위 결과를 나타낸 것이다. 높이별 최대 수평변위는

그림 15. 높이별 구간에 따른 수평변위

그림 16. 높이별 구간에 따른 수평변위

case A에서부터 case C까지의 모든 구간에서 높이 58cm(0.9H)에서 최대변위가 발생한 것으로 나타났다. 또한 곡선 구간별 최대변위는 곡선 중앙부에서 발생한 것으로 나타났다. 이 결과는 오목형 보강토 옹벽에서 나타난 결과와 같은 결과로 토압이 곡선부에 상당한 영향을 미치는 것을 의미한다.

3.2.3 곡선구간 형태에 의한 수평변위 결과분석

표 6과 그림 17은 최대변위가 발생한 곡선 중앙부(case A)에서의 높이별 수평변위를 나타낸 것이다. 하중 재하시 곡선구간 형태에 대한 수평변위는 볼록형의 경우가 오목형에 비해 2.82~3.52배 정도의 수평변위가 더 발생한 것으로 나타났다. 또한 오목형의 경우 최대변위가 50cm(0.78H)에서 발생하였고 볼록형의 경우 58cm(0.9H)에서 발생한 것으로 나타났다. 이는 볼록형의 경우 보강토체의 주동토압 뿐만 아니라 측면토압이 추가로 발생되어 오목형에 비해 더 많은 수평변위가 발생했다고 판단된다.

강호명(2008)은 보강토 옹벽 시공실패 사례분석을 통해 문제점을 분석하였다. 경북 공장부지 조성공사, 경남 예술타운 건립공사에서 각각 보강토 옹벽 곡선부에 수직 균열현상과 배부름 현상이 발생하였다. 이는 곡선부 부분에 적용되는 그리드의 길이와 면적을 고려하지 않았기 때문이라고 분석하였다. 본 연구의 모형실험에서도 곡선 중앙부에서 최대 수평변위가 발생하였는데 이는 강호명(2008)의 연구에서와 같이 곡선부 부분에 적용되는 그리드의 길이와 면적을 고려하지 않았기 때문이라고 판단된다.

표 6. 곡선 형태별 높이에 따른 수평변위(case A 경우)

높이	오목형	볼록형	오목형/볼록형
58cm	4.495mm	15.830mm	3.52
50cm	5.042mm	14.241mm	2.82
34cm	3.148mm	10.317mm	3.27
18cm	1.767mm	5.975mm	3.30

그림 17. 곡선 형태별 높이에 따른 수평변위

4. 결론 및 제언

본 연구에서는 보강토 옹벽의 곡선 형태와 곡선구간에 따른 수평변위를 파악하기 위해 실내 모형 시험을 실시하였으

며, 그 결과를 요약정리하면 다음과 같다.

1. 오목형, 볼록형 보강토 옹벽 모두 모형 제작 후 수평변위는 곡선 형태와 상관없이 곡선 중앙부(case A)에서 가장 큰 변위가 발생하는 것으로 나타났다. 이는 모형 제작 중 보강토 옹벽 곡선부가 토압에 의해 상당한 영향을 미치는 것을 의미한다.
2. 오목형과 볼록형 보강토 옹벽 모두 모형 제작 후 높이 0.53H일 경우에 모든 구간에서 최대수평변위가 나타나는 것으로 나타났고, 이는 2006년 김진만 등의 현장 실험 연구에서 높이 0.5H에서 최대 수평변위가 발생한 것과 같이 유사하게 나타났다.
3. 모형 제작 후 수평변위 측정 결과 볼록형의 경우가 오목형에 비해 3.21~3.82배 정도의 수평변위가 더 발생하는 것으로 나타났다. 이는 오목형의 경우 토압을 받는 힘의 방향이 안쪽으로 작용하는 반면에 볼록형의 경우는 힘의 방향이 바깥쪽으로 작용하기 때문에 볼록형 보강토 옹벽에서 수평변위가 많이 발생 하는 것으로 판단된다. 따라서, 오목형 보다 볼록형의 변위가 크므로 설계 및 시공시 주의해야 한다.
4. 하중 재하시 곡선구간 형태에 대한 수평변위는 볼록형의 경우가 오목형에 비해 2.82~3.52배 정도의 수평변위가 더 발생한 것으로 나타났다. 또한 오목형의 경우 최대변위가 50cm(0.78H)에서 발생하였고 볼록형의 경우 58cm(0.9H)에서 발생한 것으로 나타났다. 이는 볼록형의 경우 보강토체의 주동토압 뿐만 아니라 측면토압이 추가로 발생되어 오목형에 비해 더 많은 수평변위가 발생했다고 판단된다.
5. 곡선의 형태와 상관없이 곡선 중앙부에서 최대 수평변위가 발생하였는데 보강토 옹벽 시공실패 사례와 비교한 결과 곡선부 부분에 적용되는 그리드의 길이와 면적을 고려하지 않았기 때문에 곡선 중앙부에서 많은 수평변위가 발생했다고 판단된다.

참고문헌

- 강호명(2008) 보강토 옹벽의 시공실패사례분석을 통한 효율적 시공방법에 대한 연구, 공학석사학위논문, 경상대학교.
- 김진만(2001) 볼록형 보강토 옹벽에서 전면볼록의 마찰특성 및 안정성 평가, 건설기술정보 207, pp. 10-15.
- 김진만, 이대영, 마상준(2006) 지오그리드 보강토 옹벽의 계층평가, 한국구조물진단학회지, 한국구조물진단학회, 제10권 제1호, pp. 106-114.
- 김홍택, 방운경, 박준용, 최두호, 이형규, 윤기웅(1998) GRS-RW 보강토벽체 공법의 준3차원 안정해석, 한국지반공학회지, 한국지반공학회, 제14권 제4호, pp. 177-201.
- 유충식, 김주석(2000) 기초지반의 강성이 블록식 보강토 옹벽의 거동에 미치는 영향, 한국지반공학회논문집, 한국지반공학회, 제18권 제4호, pp. 7-19.
- 유충식(2002) 다단식 보강토옹벽의 설계 - 사례연구, 한국토목섬유학회논문집, 한국토목섬유학회, 제1권 제1호, pp. 31-41.
- 정혁상(2004) 실험을 통한 계단식 보강토 옹벽의 거동 특성, 공학석사학위논문, 성균관대학교.
- 한중근, 조삼덕, 정상섭, 이광우, 김지선(2005) 시공환경을 고려한 블록식 보강토옹벽의 붕괴요인 분석 및 대책 방안 사례연구, 한국토목섬유학회논문집, 한국토목섬유학회, 제4권 제3호, pp. 35-43.
- Han, J.K., Cho, S.D. Joung, S.S., Lee, K.W., and Hong, K.K. (2006) Case Study on the Global Slope Failure with Geogrid

Reinforced Soil Wall, Proceedings of 8th ICG, Yokohama, pp. 1141-1144.

Wong, K.S., B.B. Broms (1994) Failure modes at model tests of a geotextile reinforced wall, Geotextile and Geomembranes, vol. 13, No. 6, pp. 475-493.

Ali Porbaha (2000) Upper bound estimate of scaled reinforced soil retaining walls, Geotextile and Geomembranes, Vol. 18, No. 6, pp. 403-413.

Christopher, B.R, Bonczkiewicz, C., Holtz, R.D. (1994) Design, Construction and Monitoring of Full Scale Test of Reinforced

Soil Walls and Slopes, Recent Case Histories of Permanent Geosynthetic - Reinforced Soil Retaining Walls, Balkema, Proceedings of Seiken Symposium, No. 11, Tokyo, Japan, November 1992, pp. 45-59.

FHWA (2001) Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design and Construction Guidelines, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Publication No. FHWA-NHI-00-043. pp. 121-122.

(접수일: 2012.3.19/심사일: 2012.5.16/심사완료일: 2012.8.21)