

## 원심모형실험에 의한 침하자유형 보강토 옹벽의 안정성 평가

# Evaluation of Stability for Settlement Free Reinforced Earth Retaining Wall by Centrifuge Model Tests

안광국<sup>†</sup> · 배우석<sup>\*</sup>

Ahn, Kwangkuk<sup>†</sup> · Bae, Wooseok<sup>\*</sup>

### Abstract

In this study, the centrifugal tests were performed to evaluate the behavior of reinforced retaining wall that allows the settlement of reinforcement strip. To analyze the stability of reinforced retaining wall, which drives the settlement of reinforcement strip, the results were compared with the conventional reinforced retaining wall. In the centrifugal tests, the aluminum plate for the face was used and the aluminum foil was used as a reinforcement. The decomposed granite soil was adopted as a backfill. As a result, the settlement free reinforced retaining wall reached to the failure at 80g-level. In contrast, the conventional reinforced retaining wall was collapsed at 69g-level. It means that the settlement free reinforced retaining wall has the stronger stability than the conventional reinforced retaining wall. Also, vertical earth pressure of the settlement free reinforced retaining wall near the base of wall was higher 16% than that of the conventional reinforced retaining wall.

**Keywords** : Centrifuge model test, Reinforced earth retaining wall, Settlement free, Decomposed granite soil

### 요 지

본 연구에서는 보강재의 침하를 허용하는 침하형 보강토 옹벽의 거동을 평가하기 위하여 원심모형실험을 수행하였다. 실험결과는 연결부의 침하를 허용하지 않는 일반형 보강토옹벽에 대한 결과와 비교 분석하여 침하형 보강토 옹벽의 안정성을 평가하였다. 모형실험에서 전면판은 알루미늄판을 사용하였으며, 보강재는 알루미늄 호일을 이용하였으며, 뒤채움지반은 화강풍화토를 사용하였다. 실험결과, 침하자유형 보강토옹벽은 80g의 중력수준에서 완전한 파괴상태에 도달하였으며, 일반형 보강토 옹벽이 69g의 중력수준에서 파괴된 것을 감안하면 침하자유형 보강토 옹벽이 안정성이 우수하다는 것을 확인할 수 있었다. 또한, 69g에서 침하자유형 보강토옹벽 저면에서의 수직토압이 일반형에 비해 16% 정도 크게 측정되었다.

**주요어** : 원심모형실험, 보강토 옹벽, 침하, 화강풍화토

## 1. 서 론

고대 바빌로니아나 중국으로부터 그 기원을 찾을 수 있는 보강토 공법의 개념은 Henry Vidal에 의해 1960년대 근대식 보강토 옹벽의 형태로 구체화 되고 현재 까지 전면벽체와 보강재, 설계 및 시공 방법 등의 분야

에서 다양하게 발전되어 왔다. 보강토 옹벽은 근본적으로 벽체 배면의 토압의 일부를 보강재가 부담하도록 보강재를 성토재에 포설하는 개념으로 설계되며, 기존의 중력식이나 캔틸레버식 형태의 옹벽에 비해 우수한 시공성 및 경제성을 바탕으로 사용성이 증가하고 있다. 최근 우리나라에서는 시공의 편이성과 외관, 경제적

<sup>†</sup> 정회원, 충북대학교 공과대학 토목공학과 전임강사(E-mail : akk@chungbuk.ac.kr)

<sup>\*</sup> 정회원, 청주대학교 이공대학 토목환경공학과 전임강사

이점 등으로 인해 보강토 옹벽의 활용이 점진적으로 증대되어 도로 및 철도공사 현장뿐만이 아니라 소규모 주택단지에 이르기까지 많은 장소에서 설치된 옹벽을 발견할 수 있는 실정으로 보강재나 시공법에 대한 국산화에 대한 욕구로 전면벽체나 토목섬유 등 대체 공법에 대한 개발이 꾸준히 증가되고 있는 추세이다.

보강토 옹벽관련 연구는 대부분 옹벽벽체의 변형이나 인장강도, 크리프, 내구성 및 흙-지오그리드 마찰 특성과 같은 보강재의 특성 개선을 중심으로 이루어지고 있으며(Schmertmann 등 1987; Juran & Cristopher, 1989; 유남재, 김영길, 1992; Collin, 1997; Elias & Christopher, 1997; Porbaha & Goodings, 1997; 김준석, 이상덕, 1999; 유한규 등, 2001; 김진만 등 2004, 유충식 등 2005), 상대적으로 벽체와 보강재의 연결부가 보강토 옹벽의 거동에 미치는 영향에 관한 연구는 부족한 실정이다.

따라서, 본 연구에서는 전면판과 보강재 사이에 침하를 허용하는 침하자유형 보강토 옹벽의 거동을 평가하기 위하여 원심모형실험을 수행하였으며, 그 결과는 연결부 침하를 허용하지 않는 일반형 보강토옹벽에 대한 실험결과와 비교 분석하여 침하자유형 보강토옹벽의 안정성을 평가하였다.

## 2. 실험내용 및 방법

### 2.1 시료의 물리적 특성

본 실험에서 모형실험시 지반형성 재료로는 국내 전역에 걸쳐 가장 많이 분포하고 있는 화강풍화토를 사용하였다. 시료는 실내에서 공기 건조시킨 후 4.76mm 체를 통과한 시료를 시험에 사용하였으며, 그림 1은 화강풍화토에 대한 입도분포곡선을 보여준다. 화강풍화토 시료의 물성치는 표 1에 나타낸 바와 같이 입도분포가 양호하며, 통일분류법으로 SW-SM으로 분류된다.

표 1. 화강풍화토 시료의 물성치

비중	자연함수비 (%)	#200체통과율 (%)	균등계수 ( $C_u$ )	곡률계수 ( $C_g$ )	최대건조단위중량 ( $tf/m^3$ )	최적함수비 (%)	통일분류법
2.66	13.0	6.4	6.30	1.24	1.79	15.0	SW-SM

## 2.2 실험장치 및 기구

### 2.2.1 원심모형시험기

본 연구에서 사용한 원심모형시험기의 최대원심가속도는 200g-level, 최대용량은 25g·ton, 중심축에서 힌지까지의 거리가 920mm, 스윙바스켓 저면까지의 거리는 1280mm로 제작되었다. 원심모형시험기는 그림 2와 같이 기본구조를 이루는 shaft와 boom, 2개의 swing basket, slip ring으로 이루어져 있으며, 주요 장치로 구동장치, 자료 획득장치, 속도제어장치, 모니터링 장치로 구성되어 있다.

원심모형실험은 실내에서 축소모형을 사용하여 인위적으로 모형을 가속시켜 흙입자의 자중을 증가시킴

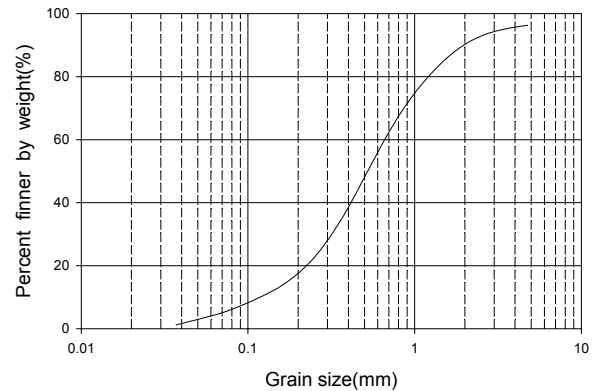


그림 1. 실험에 사용한 화강풍화토 시료의 입도분포곡선

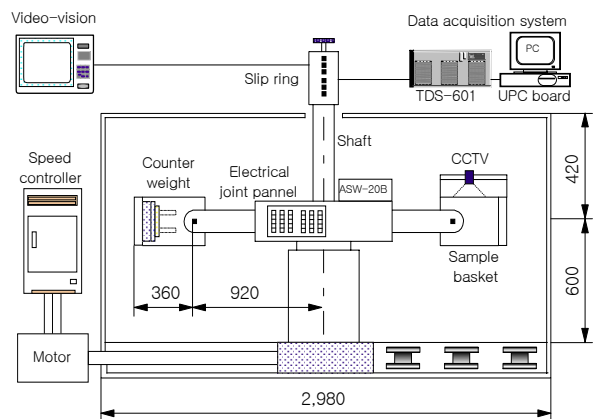


그림 2. 원심모형시험기의 개요도(unit:mm)

표 2. 원심모형실험에서의 상사법칙

Quantity	Prototype	Model	Quantity	Prototype	Model
Length	1	1/n	Force	1	1/n <sup>2</sup>
Area	1	1/n <sup>2</sup>	Stress	1	1
Volume	1	1/n <sup>3</sup>	Strain	1	1
Velocity	1	1	Mass density	1	1
Acceleration	1	n	Time (dynamic)	1	1/n
Mass	1	1/n <sup>3</sup>	Time (consolidation)	1	1/n <sup>2</sup>

으로서 현장상태의 응력을 재현하여 경제적으로 실험을 수행할 수 있는 효율적인 실험기법이며, 원심모형실험에서 모형과 현장조건에서의 상사법칙은 표 2와 같다.

### 2.2.2 모형토조

2차원 평면변형을 조건을 모사하기 위한 모형토조는 그림 3과 같이 3면과 밑면은 2mm 두께의 스테인레스로 제작되었고, 모형토조의 전면은 20mm 두께의 투명아크릴 판으로 제작하였으며, 토조의 내부 크기는 가로 52cm, 세로 17cm, 높이 35cm이다.

### 2.2.3 계측장치

본 실험에서는 전면판의 수평변위와 침하량을 측정

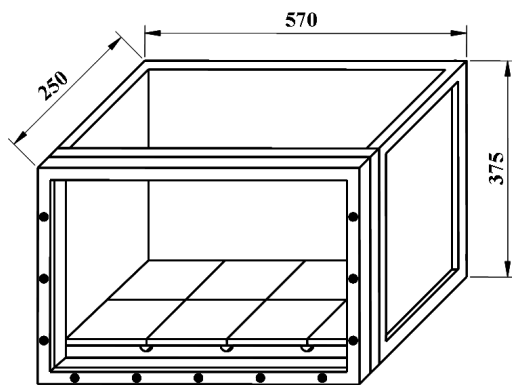


그림 3. 모형토조의 개요도(unit:mm)

표 3. 원심모형실험 조건

실험명	보강벽체높이(cm)	보강재배치	뒤채움다짐도(%)	G-level	보강재 연결방법	보강재
RR 1 (일반형)	20	수직방향 5열 수평방향 4열	90	10~69	고정형 연결고리	알루미늄호일
RR 2 (침하자유형)	20	수직방향 5열 수평방향 4열	90	10~80	침하 허용형 연결고리	알루미늄호일

하기 위하여 7개의 Potentiometer를 사용하였으며, 실험에 사용한 Potentiometer의 측정용량은 50mm이고, 0.01mm까지 측정이 가능하다. 증력수준 증가에 따른 보강토 옹벽 저면에서의 수직토압을 측정하기 위하여 1개의 토압계를 사용하였다. 또한, 보강재의 인장력을 측정하기 위하여 20개의 strain gage를 부착하였으며, 실험에 사용한 스트레인 게이지는 모델명 FLA-6·350-23-3L인 Tokyo sokki사의 제품을 사용하였다. 본 실험에서 스트레인 게이지와 Potentiometer, 토압계로부터 측정 자료를 기록하기 위하여 PC에 내장된 UPC(Universal PC sensor interface card)보드와 TML사의 모델명 TDS 601 자료획득장치를 사용하였다.

### 2.3 실험내용 및 방법

본 실험은 침하자유형 보강토옹벽의 안정성 평가를 위해 표 3에 나타낸 바와 같이 2회의 원심모형실험을 수행하였다. 모형 보강토옹벽의 높이는 20cm로 축조하였으며, 실험시 지반의 침하가 어느 정도 발생되도록 뒤채움지반의 다짐도는 90%로 형성하였다. 기존의 일반형 보강토 옹벽은 현장에서 일반적으로 적용되고 있는 결합 방식을 모델링하고자 고정형 고리를 설치하여 보강재를 전면판에 고정시켰으며, 침하자유형 보강토 옹벽의 경우에는 전면판과 보강재 사이에 침하형 연결고리를 부착하여 뒤채움자중 및 상재하중에 의해 보강재가 침하하도록 모형을 제작하였다. 보강재 연결

부분을 제외하고 다른 조건은 모두 동일한 상태에서 실험을 수행하여 안정성을 비교 분석하였으며, 그림 4와 그림 5는 모형지반의 개요도를 나타낸 것이다.

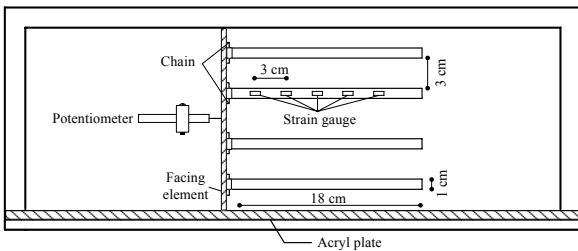
원심모형실험은 일반형 보강토 옹벽과 침하자유형 보강토옹벽의 안정성을 평가하기 위한 것으로 모형실험 과정은 전면판 및 연결고리 제작, 토압계 설치 및 전면판 고정, 모형지반 형성, Potentiometer 설치 및 점검, 모형토조 스윙바스켓에 장착후 원심가속의 단계로 수행하였다.

전면판은 현장에서 사용되는 블록형 보강토 옹벽의 휨강성을 고려하여 1.5mm의 알루미늄 판으로 제작하여 사용하였으며, 물성치는 표 4와 같다. 본 실험에서 보강재는 두께 55 $\mu$ m인 알루미늄 호일을 폭 1cm, 길이 18cm로 절단하여 연직방향으로 5열(저면기준 2.5cm, 6.0cm, 9.5cm, 13.0cm, 16.5cm 위치), 폭방향으로 4행(모형토조 전면기준 2.5cm, 6.5cm, 10.5cm, 14.5cm 위치) 전체 20개의 보강재를 설치하였다. 보강재의 두께는 예비실험 결과를 근거로 보강재의 절단과괴가 발

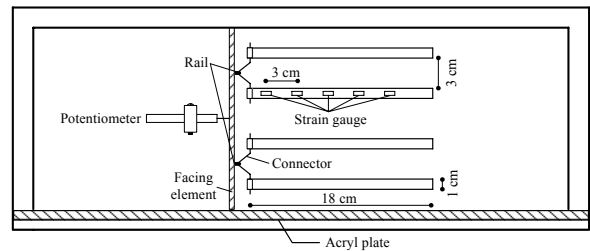
생할 수 있는 두께를 적용하였다.

보강재가 부착된 전면판을 모형토조에 설치한 다음 모형지반 형성은 층다짐, 염색사 포설, 보강재 설치의 과정으로 소정의 높이까지 반복하였다. 보강재를 전면판에 설치하기 전에 strain gage를 부착하였으며, 저면기준 1열, 2열, 4열, 5열 보강재에 전체 20개의 strain gage를 부착하였다. 보강토체의 형성이 완료된 후 뒤채움지반 상부에 3cm의 성토층과 1.8cm의 스틸판을 설치하였고, 전면판의 수평변위를 측정하기 위하여 옹벽저면에서 2.5, 6.0, 13.0, 16.5cm 위치에 4개의 Potentiometer를 설치하였다.

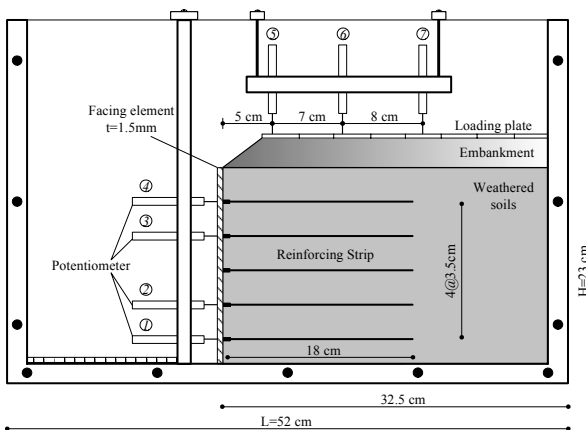
모형 보강토 옹벽체가 완성된 후 모형토조를 원심모형시험기의 스윙바스켓에 장착한 다음 파괴가 발생할 때까지 증력수준을 증가시켜 가면서 실험을 수행하였다. 실험중 증력수준(g-level) 증가에 따른 전면판의 수평변위, 옹벽저면에서의 수직토압과 보강재의 변형률 등을 계측하였다.



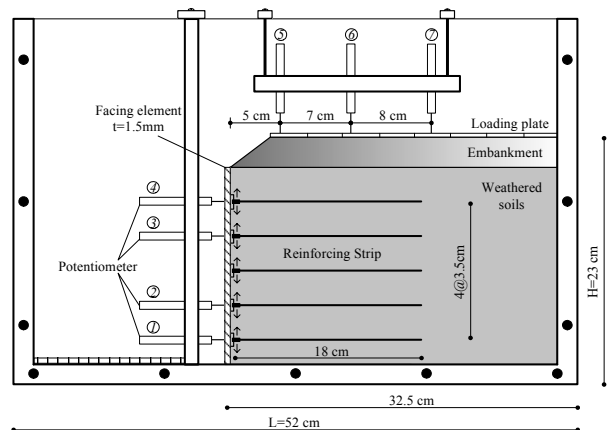
(a) 평면도



(a) 평면도



(b) 정면도



(b) 정면도

그림 4. 일반형 보강토 옹벽의 실험 개요도

그림 5. 침하자유형 보강토 옹벽의 실험 개요도

표 4. 실험에 사용된 전면판의 제원 및 특성

단위중량(gf/cm <sup>3</sup> )	탄성계수(kgf/cm <sup>2</sup> )	전단탄성계수(kgf/cm <sup>2</sup> )	포아송비	두께(mm)	폭×높이(mm)
2.70	7.14×10 <sup>5</sup>	2.65×10 <sup>5</sup>	0.33	1.5	170 × 200

### 3. 실험결과 및 분석

#### 3.1 지반침하

그림 6은 Pot 5(전면판으로부터 5cm 위치)에서 측정된 중력수준에 따른 지표면의 침하를 나타낸 것으로 중력수준 증가에 따라 거의 선형적으로 증가한다는 것을 알 수 있다. 전반적으로 65g의 중력수준까지는 침하자유형 보강토 옹벽의 침하량이 일반형에 비해 11.6~28.6%정도 크게 나타났으며, 이는 일반형 보강토 옹벽의 경우에는 상재하중을 보강재와 전면판이 부담하기 때문에 침하가 오히려 작게 평가되었다. 이러한 경향은 후술하는 보강재의 인장력분포에서 확인할 수 있다. 그러나, 일반형 옹벽의 파괴 중력수준인 69g에서는 일반형의 경우가 10.59mm로 침하자유형 보강토 옹벽(7.87mm)에 비해 35%정도 크게 나타났다.

그림 7과 그림 8은 각각 Pot 6(전면판으로부터 12cm)과 Pot 7(전면판으로부터 20cm)에서 측정된 중력수준에 따른 지표면 침하를 나타낸 것으로 파괴전의 중력수준까지는 중력수준 증가에 따라 거의 선형적으로 증가하는 경향을 보이고 있다. 단, 측정값은 중력수준에 도달한 직후의 값을 나타낸다. 침하자유형 보강토 옹벽의 침하량이 일반형에 비해 2.1~33.9% 정도 크게 발생하였다.

그림 9는 침하자유형 보강토 옹벽의 침하분포를 도시한 것이다. 그림 9(a)로부터 중력수준 증가에 따른 뒤채움부의 자중증가로 인하여 침하가 점진적으로 증가하고 있으나, 파괴상태에 도달하지 않았음을 확인할 수 있다. 그림 9(b)는 80g의 중력수준에서 시간경과

에 따른 침하자유형 보강토 옹벽의 지표면 침하분포를 보인 것이다. 시간경과에 따라 점진적으로 침하가 발생되다가 6.35분 경과시점에서 전면판에 인접한 부분에서 침하가 급격하게 발생하면서 파괴상태에 도달하였음을 알 수 있다. 파괴발생 이후의 최대 침하량은 2.308cm로 나타났으며, 이것을 현장조건으로 환산하면 1.85m에 해당된다. 최대 침하량은, 옹벽높이(H=20cm)의 11.5% 정도로 나타났다.

그림 10(a)는 일반형 보강토 옹벽의 중력수준에 따른 침하분포를 보인 것으로 전반적으로 중력수준 증가에 따라 증가하고 있으며, 69g에서 침하량이 전 단계(65g-level)에 비해 비교적 크게 증가하고 있어 파괴상태에 근접하였음을 알 수 있다. 그림 10(b)는 69g의 중력수준에서 일반형 보강토 옹벽의 시간경과에 따른 침하분포로 전면판에 인접한 부분에서 시간경과에 따라 점진적으로 침하가 발생하면서 3.25분 경과시점에서 완전한 파괴상태에 도달하였다는 것을 알 수 있다. 파괴발생 직후의 최대 침하량은 1.654cm로 현장

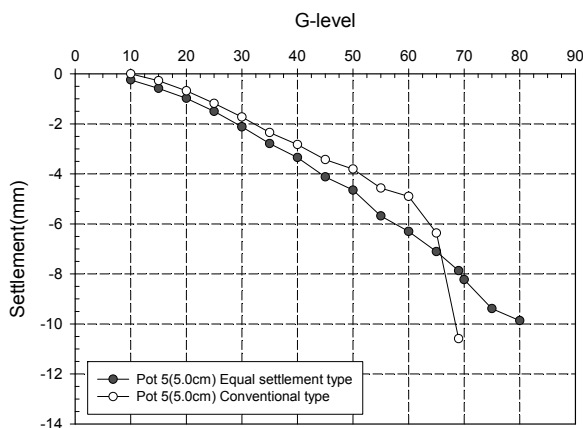


그림 6. 중력수준 증가에 따른 침하량 비교(Pot 5)

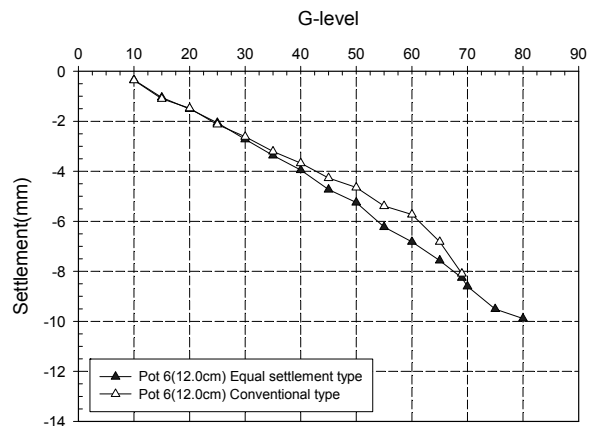


그림 7. 중력수준에 따른 침하량(Pot 6)

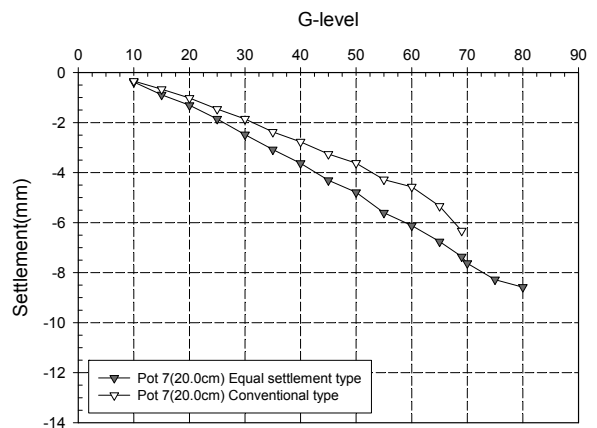
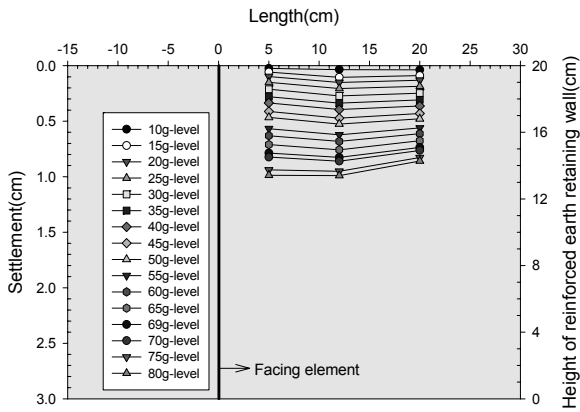
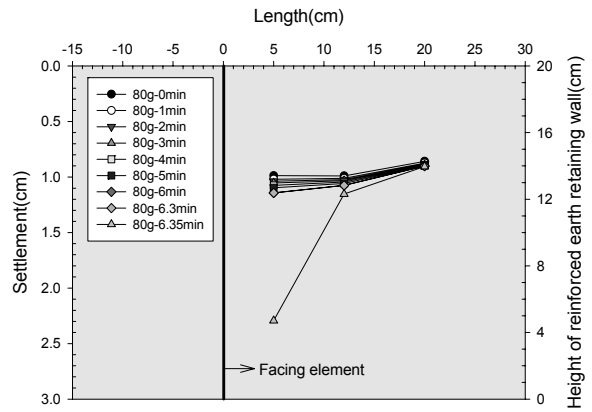


그림 8. 중력수준에 따른 침하량(Pot 7)

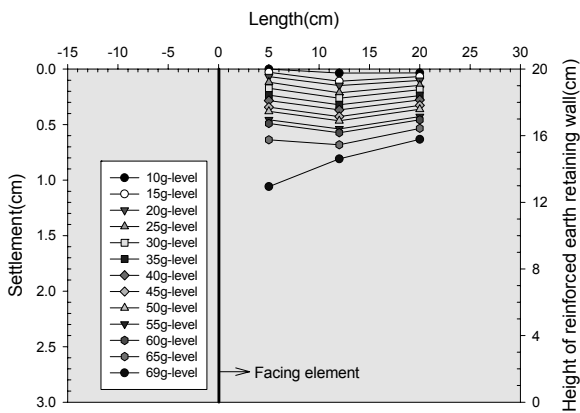


(a) 중력수준 80g까지의 침하분포

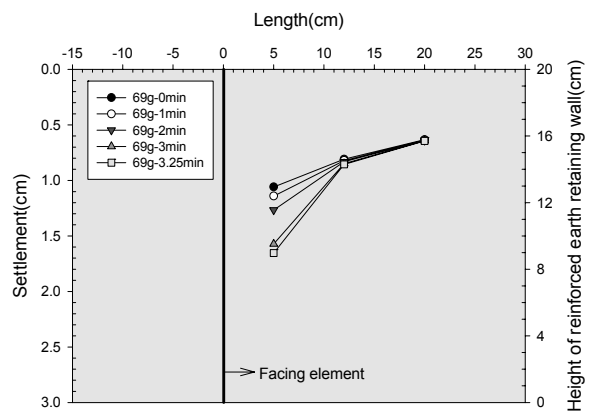


(b) 80g에서 시간에 따른 침하분포

그림 9. 침하자유형 보강토 옹벽에서의 침하분포



(a) 중력수준 69g까지의 침하분포



(b) 69g에서 시간에 따른 침하분포

그림 10. 일반형 보강토 옹벽에서의 침하분포

조건으로 환산하면 1.14m에 해당되며, 옹벽높이의 8.3%에 해당된다.

### 3.2 전면판의 수평변위

그림 11은 옹벽의 저면기준 0.125H, 0.30H, 0.65H, 0.825H(Pot 1~Pot 4) 지점의 Potentiometer로부터 측정된 중력수준에 따른 전면판의 수평변위를 나타낸 것이다. 이로부터 상부(0.825H) 지점에서는 파괴전인 60g의 중력수준까지 침하자유형 옹벽의 수평변위가 크게 발생되고 있으며, 65g 이후에는 일반형의 수평변위가 크게 발생하고 있다. 최하부인 0.125H 지점에서는 전 구간에 걸쳐 침하자유형 보강토 옹벽의 수평변위가 일반형에 비해 작게 나타나고 있으며, 0.3H 지점의 경우 50g이하에서는 거의 일치하는 것으로 나타났으며, 그 이후부터 60g까지는 침하자유형의 수평변위가 약간 크게 발생하다가 일반형 옹벽의 파괴수준에 근접한

65g 이상에서는 침하자유형의 수평변위가 작게 발생하고 있음을 알 수 있다. 0.65H 지점에서 측정된 결과를 보면 중력수준이 55~60g 구간에서만 침하자유형이 약간 크게 측정되었을 뿐 다른 중력수준에서는 침하자유형의 수평변위가 작게 나타났다.

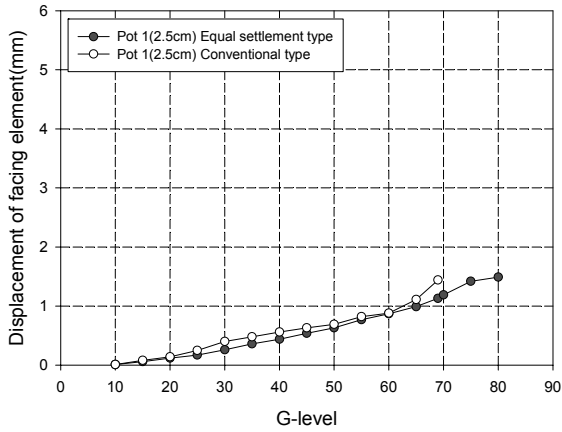
그림 12는 30g의 중력수준에 도달한 직후의 일반형 및 침하자유형 보강토 옹벽의 전면판 수평변위 분포를 보여준다. 이로부터 하부(저면기준 2.5cm 위치)에서는 일반형 보강토옹벽의 수평변위가 0.4mm로 침하자유형(0.26mm)에 비해 54% 정도 크게 나타나고, 저면기준 0.65H 지점에서는 침하자유형의 수평변위가 0.18mm로 일반형보다 35.7% 정도 작게 발생하는 반면, 상부(저면기준 16.5cm 위치)에서는 오히려 침하자유형(0.29mm)이 일반형(0.22mm)에 비해 31% 정도 더 크게 발생하였다. 침하자유형과 일반형 보강토 옹벽의 최대변위량은 각각 옹벽높이의 0.0015와 0.002 정도로 허용수평변위 이내로 안정한 상태를 유지하였

다. 측정위치에 따라 차이가 있으나 전반적인 경향은 두 경우에서 수평변위의 크기는 거의 동일하다고 할 수 있다.

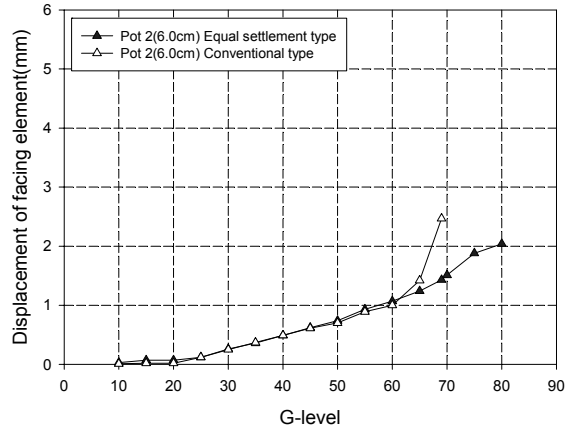
그림 13은 Pot 1~Pot 4에서 40g의 중력수준에 도달한 직후 측정된 전면판의 변위분포를 나타낸 것으로 전반적으로 위치에 따라 비교적 일정한 수평변위를 보

이고 있다. 즉, 침하자유형 보강토옹벽의 수평변위는 0.44~0.49mm, 일반형 보강토옹벽의 수평변위는 0.46~0.56mm를 보이고 있다. 변위분포의 전반적인 경향은 30g의 경우와 유사하며, 최대수평변위량은 일반형이 침하자유형보다 14% 정도 크게 발생하였다.

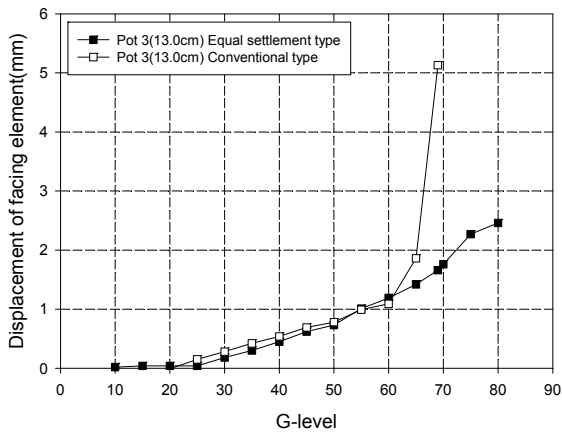
그림 14는 50g의 중력수준에 도달한 직후 측정된 전



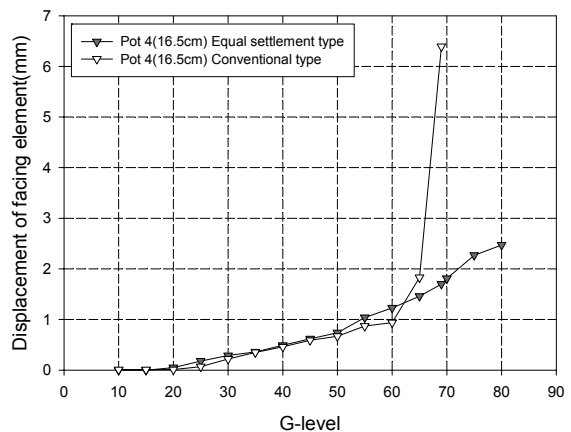
(a) Potentiometer 1(저면기준 2.5cm)



(b) Potentiometer 2(저면기준 6.0cm)



(c) Potentiometer 3(저면기준 13.0cm)



(d) Potentiometer 4(저면기준 16.5cm)

그림 11. 중력수준 증가에 따른 전면판의 수평변위 비교

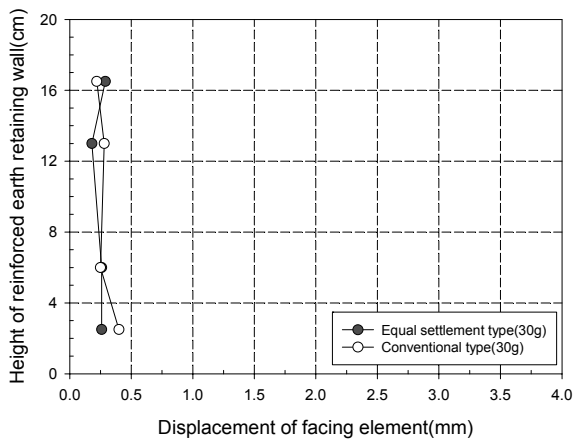


그림 12. 전면판의 수평변위 분포(30g)

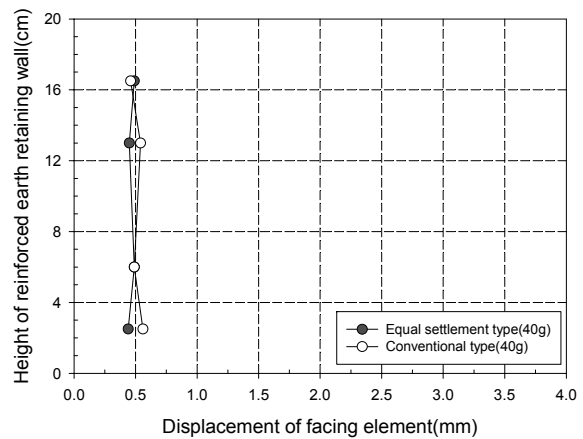


그림 13. 전면판의 수평변위 분포(40g)

면판의 수평변위분포로 저면기준 0.125H지점과 0.65H 지점에서는 침하자유형 보강토옹벽의 수평변위가 일반형에 비해 6.4~8.7% 정도 작게 발생한 반면, 0.3H와 0.825H 지점에서는 반대로 침하자유형이 일반형보다 5.7~10.4% 크게 발생하는 것으로 나타나 위치에 따라 다소 차이는 있지만 전반적인 경향을 볼 때 수평변위는 거의 동일하다고 할 수 있다. 일반형 보강토 옹벽의 경우 저면기준 0.65H위치에서 최대수평변위가 발생하였으며, 침하자유형 보강토옹벽의 경우에는 0.3H~0.825H 구간에서 일정한 수평변위를 보이고 있다.

그림 15는 65g의 중력수준에서 측정된 침하자유형 및 일반형 보강토옹벽 전면판의 수평변위 분포를 보여 준다. 이로부터 일반형 보강토 옹벽의 수평변위가 증가하면서 일반형 옹벽의 수평변위가 침하자유형에 비해 12.1(0.125H)~31.0%(0.65H) 크게 발생하였다. 일반형 옹벽의 최대수평변위는 저면기준 0.65H지점에서 1.86mm로 나타났으며, 이것을 현장조건으로 환산

하면 12.09cm에 해당된다. 침하자유형에서 최대 수평변위는 0.825H지점에서 1.46mm로 나타났다.

그림 16은 69g의 중력수준에서 4개의 Potentiometer로부터 측정된 일반형 및 침하자유형 보강토옹벽의 전면판의 수평변위를 비교한 것으로 일반형 옹벽의 경우 상부의 변위가 크게 발생되면서 파괴상태에 도달하였음을 확인할 수 있으며, 깊이에 따른 분포는 직선적인 형태를 나타내었다. 즉, 일반형 보강토 옹벽의 최대 수평변위는 0.825H 지점에서 6.39mm로 침하자유형 옹벽의 최대수평변위(1.96mm)에 비해 4.4배 정도 크게 발생하였다.

그림 17은 69g의 중력수준에서 270초 경과시점에서의 수평변위를 비교한 것으로 69g에 도달한 직후에 비해 수평변위의 차이가 크게 증가하면서 완전한 파괴상태에 도달하였음을 알 수 있다. 최대 수평변위를 비교하면 일반형 옹벽의 수평변위가 12.38mm로 침하자유형(1.81mm)에 비해 약 7배 정도 크게 발생하였다.

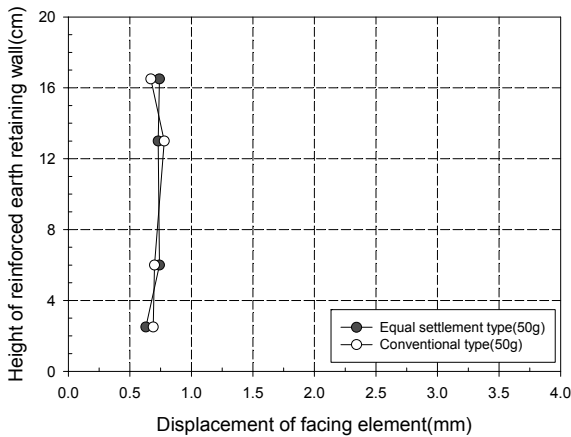


그림 14. 전면판의 수평변위 분포(50g)

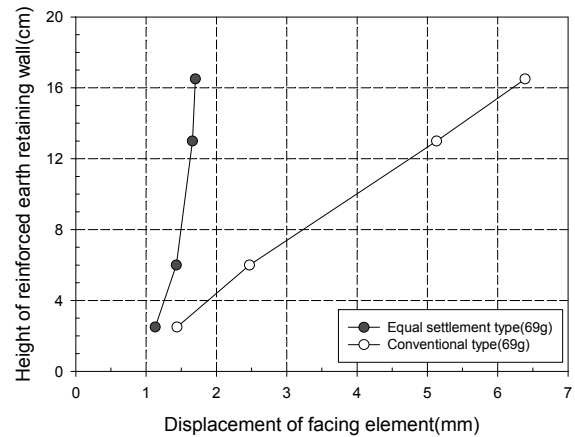


그림 16. 69g에 도달한 직후 수평변위

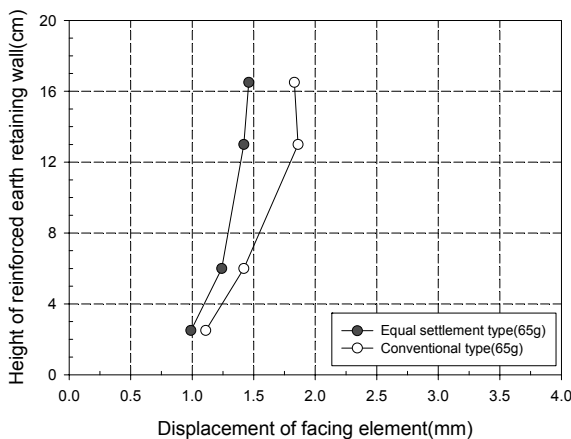


그림 15. 전면판의 수평변위 분포(65g)

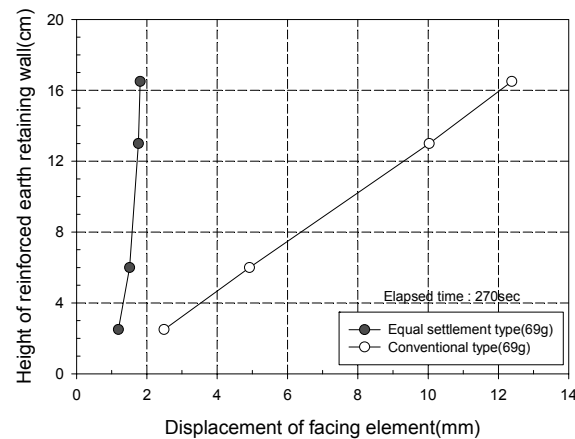


그림 17. 69g에서 270초 후의 수평변위



일반형 보강토옹벽의 최대수평변위를 현장조건으로 환산하면 85.4cm에 해당되며, 옹벽높이의 0.062 정도를 나타내었다.

### 3.3 보강재의 인장력

본 보강토 옹벽의 안정성 평가실험에서 보강재에 발휘되는 인장력을 측정하기 위하여 1, 2, 4, 5열 보강재에 전면판에서 3, 6, 9, 12, 15cm 떨어진 지점에 20개의 strain gage를 설치하였다. 원심모형실험동안 strain gage로부터 측정된 변형률로부터 인장력을 산정하였으며, 중력수준을 고려하여 현장조건으로 환산하여 나타내었다.

그림 18은 저면기준 2.5cm(1열)에 설치한 보강재에서 전면판에서 3cm(0.15H지점) 떨어진 지점에서 중력수준에 따른 보강재의 인장력을 비교한 것이다. 중력수준 증가에 따라 인장력이 증가하며, 침하자유형과 일반형의 인장력 차이 또한 증가하는 경향을 보이고 있다. 일반형의 경우 파괴수준에 근접한 상태인 60g 이상에서 인장력이 크게 발생하고 있다. 일반형 보강토옹벽의 파괴수준인 69g 상태에서 인장력은 125.72tf로 침하자유형 보강토 옹벽(41.55tf)에 비해 3배 이상 크게 발생되어 파괴상태에 도달하는 것으로 나타났다. 침하자유형의 파괴수준인 80g에서 동일위치에서의 인장력보다도 1.7배 정도 크게 발생하였다. 따라서, 침하자유형 보강토옹벽이 일반형 옹벽에 비해 파괴에 대한 안정성이 뛰어나다는 것을 확인할 수 있다.

그림 19는 2열 보강재의 전면판에서 3cm 떨어진 지점에서 산정된 인장력을 나타낸 것으로 중력수준에 따

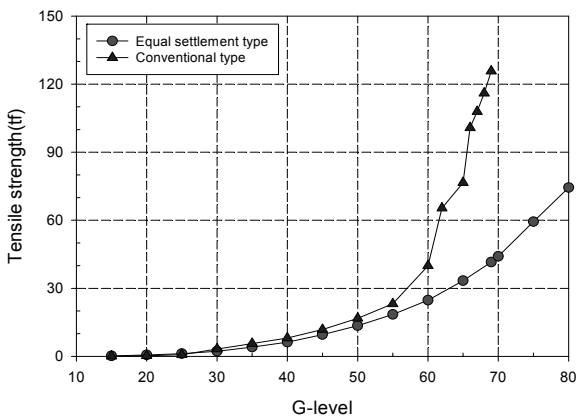


그림 18. 보강재의 인장력(Layer 1, 3cm)

른 전반적인 경향은 1열 보강재에 대한 결과와 동일하다. 일반형 보강토옹벽의 파괴 중력수준인 69g에서의 인장력은 103.65tf로 침하자유형 보강토옹벽(18.14tf)에 비해 5.7배 정도 크게 발생하였다. 또한, 침하자유형 보강토 옹벽의 파괴시 중력수준인 80g에서의 보강재 인장력은 24.52tf로 일반형의 1/4 이하로 인장력이 크게 감소되었다.

그림 20은 4열 보강재에 부착한 strain gage중 전면판에서 3cm 떨어진 위치에서의 인장력을 비교한 것으로 전반적인 경향은 1열 보강재와 유사하다. 69g에서의 인장력을 비교하면 일반형의 경우 58.82tf로 침하자유형(10.85tf)에 비해 5.4배 정도 크게 발생하였다. 침하자유형 보강토옹벽의 파괴시 보강재의 인장력은 17.05tf로 일반형 옹벽에서 보강재 인장력의 1/3 이하의 값으로 연결고리의 설치로 인하여 보강재의 인장력이 크게 감소됨을 확인할 수 있다.

그림 21은 5열 보강재에 설치한 strain gage중 전면판에서 3cm 위치에서 산정된 인장력을 나타낸 것이다.

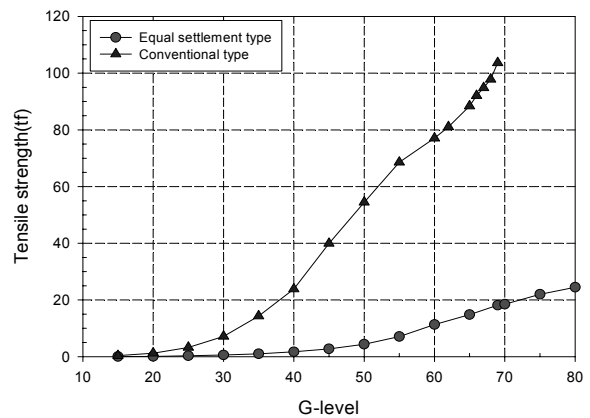


그림 19. 보강재의 인장력(Layer 2, 3cm)

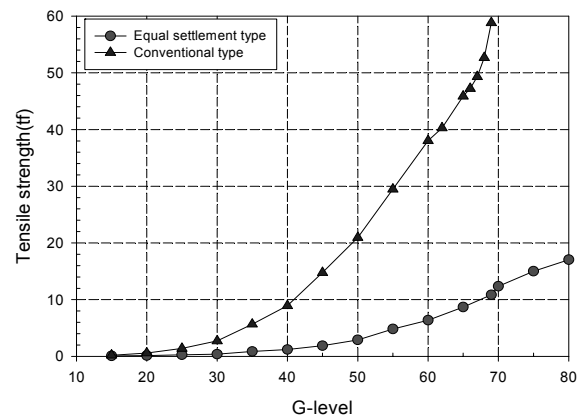


그림 20. 보강재의 인장력(Layer 4, 3cm)

69g 상태에서 일반형 보강토 옹벽의 인장력은 30.03tf로 침하자유형(14.78tf)에 비해 2배 이상 크게 발생하는 것으로 나타났으며, 침하자유형 보강토 옹벽의 파괴시 인장력(22.01tf)에 비해서도 1.4배 이상 크게 평가되었다.

그림 22는 65g의 중력수준에서 산정된 보강재의 인장력분포를 나타낸 것으로 전면판에서 0.15H지점에서의 침하자유형 보강토옹벽의 인장력이 일반형의 1/6~1/1.6 정도로 크게 감소하였다. 또한, 전반적으로 최대 인장력이 발생하는 위치가 저면으로 갈수록 전면판에 인접한 부분으로 이동하고 있다. 즉, 1열 보강재의 경

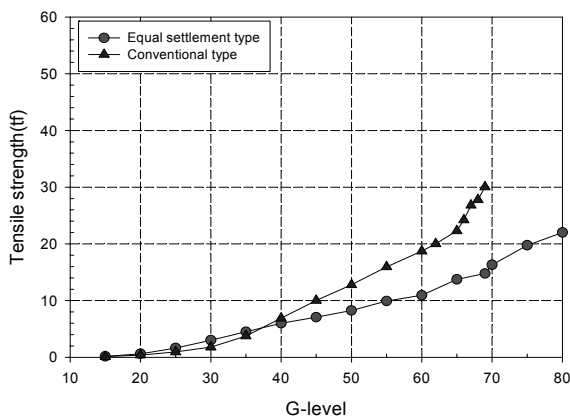


그림 21. 보강재의 인장력(Layer 5, 3cm)

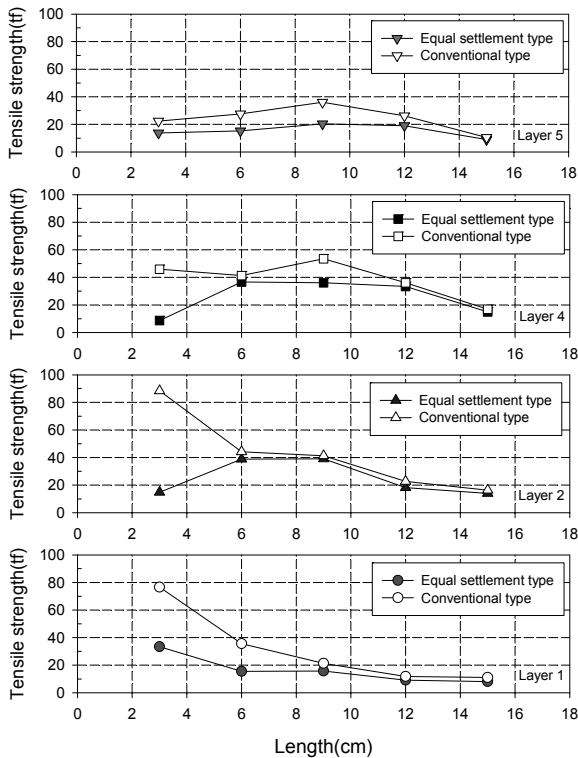


그림 22. 65g에서의 인장력 분포

우 0.15H 지점, 4열 보강재의 경우 0.30~0.45H 지점에서, 5열 보강재의 경우 0.45H 지점에서 최대 인장력이 발생하고 있다.

그림 23은 69g의 중력수준에서 측정된 인장력분포를 나타낸 것으로 전반적으로 침하자유형 보강토옹벽의 인장력이 일반형에 비해 작게 나타나고 있어 침하자유형 보강토 옹벽이 일반형 옹벽에 비해 안정성 측면에서 더 유리하다는 것을 확인할 수 있었다. 최상부 층에서 측정결과를 보면 전면판으로부터 0.45H 지점에서 측정된 인장력이 가장 크게 나타나고 있다. 최대 인장력이 나타나는 부분은 하부로 갈수록 전면판에 인접한 부분으로 이동하고 있음을 알 수 있다. 즉, 1열 보강재의 경우 0.15H 지점, 4열 보강재의 경우 0.30~0.45H 지점에서, 5열 보강재의 경우 0.45H~0.60H 지점에서 최대 인장력이 발생하고 있다.

그림 24는 침하자유형 보강토옹벽의 파괴가 발생한 중력수준인 80g에서 보강재의 인장력 분포를 보여준다. 전반적으로 옹벽저면으로 갈수록 인장력이 크게 발생하고 있으며, 또한, 최대 인장력이 발생하는 위치는 전면판에 인접한 부분으로 이동하고 있음을 확인할 수 있다.

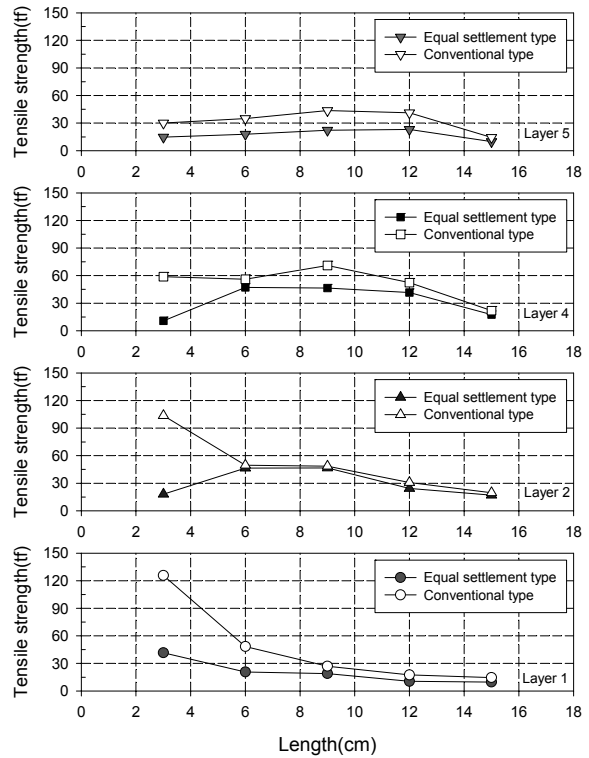


그림 23. 69g에서의 인장력 분포

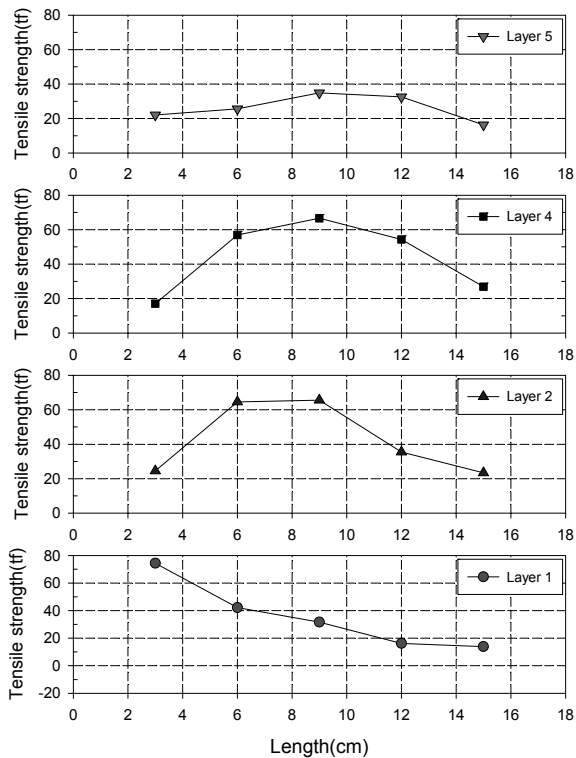


그림 24. 80g에서의 인장력 분포(침하자유형)

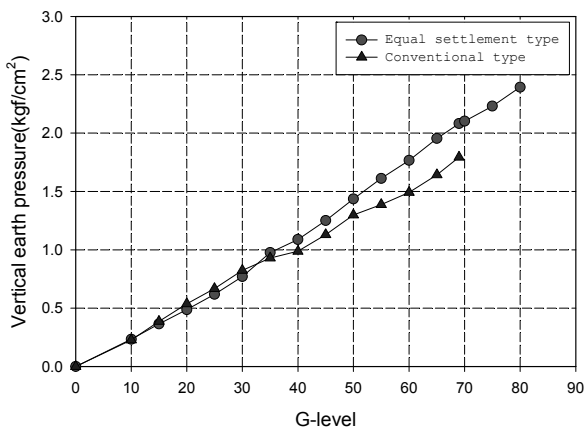


그림 25. 중력수준에 따른 수직토압 비교

### 3.4 수직토압

본 실험에서는 보강토옹벽 축조전 옹벽 저면에 전면판에 인접한 부분에 토압계를 설치하여 중력수준에 따른 수직토압을 측정하였으며, 그 결과는 그림 25와 같다. 그림 25로부터 약 35g 이내에서의 수직토압은 거의 유사하게 나타났지만 침하자유형 보강토옹벽의 침하가 어느 정도 유발되는 시점인 40g 이상부터는 침하자유형 보강토옹벽 저부에서의 수직토압이 오히려 크게 나타났으며, 이러한 경향은 중력수준이 증가할수록 더 현저하게 나타난다는 것을 확인할 수 있다. 즉, 일

반형 보강토 옹벽의 파괴시 중력수준인 69g에서의 수직토압을 비교하면 침하자유형 보강토 옹벽의 경우  $2.082\text{kgf/cm}^2$ 으로 일반형( $1.794\text{kgf/cm}^2$ )에 비해 16% 정도 크게 측정되었다. 이는 보강재의 인장력분포에서 알 수 있는 바와 같이 일반형 보강토 옹벽의 경우에는 상재하중에 의한 응력의 일부를 보강재와 전면판이 부담하기 때문인 것으로 생각된다.

### 4. 결론

본 연구에서는 원심모형실험을 수행하여 보강재와 전면판의 연결부가 고정된 일반형 보강토옹벽과 연결부의 침하를 허용하는 침하자유형 보강토옹벽의 파괴 중력수준, 전면판의 수평변위 및 보강재의 인장력 등을 분석하여 침하자유형 보강토옹벽의 안정성을 평가하였으며, 그 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 침하자유형 보강토옹벽은 80g의 중력수준에서 완전한 파괴상태에 도달하였으며, 일반형 보강토 옹벽은 69g의 중력수준에서 파괴가 발생하였다. 침하자유형 보강토 옹벽이 11g의 중력수준을 더 견딜 수 있는 것으로 나타나 연결시스템의 설치로 인하여 안정성이 증대한다는 것을 확인할 수 있었다.
- (2) 중력수준 69g에서 일반형 보강토 옹벽의 최대 수평변위는 0.825H 지점에서 6.39mm로 침하자유형 옹벽의 최대수평변위(1.96mm)에 비해 4.4배 정도 크게 발생하였다. 일반형 보강토 옹벽의 파괴시 배면지반의 최대 수직변위는 침하자유형에 비해 35% 정도 크게 발생되었다.
- (3) 변형을 측정결과로부터 산정된 보강재의 인장력은 중력수준 증가에 따라 침하자유형과 일반형의 인장력 차이가 증가하였으며, 69g 상태에서 전면판으로부터 0.15H지점에서 침하자유형 보강토옹벽에서의 인장력은 10.85~41.55tf로 일반형 옹벽의 1/6~1/2 정도로 작게 평가되었다.
- (4) 중력수준 40g 이상부터 침하자유형 보강토옹벽 저부에서의 수직토압이 오히려 크게 나타났으며,

이러한 경향은 중력수준이 증가할수록 더 현저하게 나타났다. 침하자유형 보강토옹벽의 저면에서 측정된 수직토압은 중력수준 69g에서 일반형에

비해 16% 정도 크게 측정되었다.

(접수일 : 2006. 3. 8 심사일 : 2006. 3. 13 심사완료일 : 2006. 5. 11)

## 참 고 문 헌

1. 김준석, 이상덕(1999), 전면부 변형형태에 따른 보강토 벽체 구조물의 파괴거동에 관한 연구, *한국지반공학회논문집*, 한국지반공학회, 제15권 제4호, pp. 167~173.
2. 김진만, 조삼덕, 오세용, 이대영, 백영식(2005), 보강토 옹벽 전면블록의 마찰특성 평가, *한국지반공학회논문집*, 한국지반공학회, 제21권, 제1호, pp. 51~58.
3. 유남재, 김영길(1992), 보강재 절단에 의한 보강토옹벽의 파괴에 관한 원심모형실험, *대한토목학회논문집*, 대한토목학회, 제12권, 제2호, pp. 161~167.
4. 유한규, 한석준, 박연상(2001), 다단식 보강토 옹벽의 거동특성 연구, *한국지반공학회논문집*, 한국지반공학회, 제17권, 제3호, pp. 83~94.
5. 유충식, 전한용, 정혜영, 정혁상(2005), 집중강우 시 발생한 보강토 옹벽의 붕괴사례, *한국지반공학회논문집*, 한국지반공학회, 제21권, 제4호, pp. 135~143.
6. 이처근(2001), *원심 및 수치모델링에 의한 화강토 지반상 Diaphragm Wall의 거동*, 박사학위논문, 충북대학교, pp. 70~90.
7. Collin, J.(1997), *Design Manual for Segmental Retaining Walls*, National Concrete Masonry Association(NCMA), Virginia, USA.
8. Elias, V. and Christopher, B.R.(1997), *Mechanically Stabilized Earth Wall and Reinforced Soil Slopes, Design and Construction Guidelines*, FHWA Demonstration Project 82, FHWA-SA-96-071.
9. Juran, I. and Cristopher, B.(1989), Laboratory Model Study of Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Walls. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 7, pp. 905~926.
10. Porbaha, A. and Goodings, D.J.(1997), Centrifuge Modeling of Geotextile-Reinforced Cohesive Soil Retaining Walls, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 10, pp. 840~848
11. Schmertmann, G.R., Chouery-Curtis, V.E., Johnson, R.D., and Bonaparte, R.(1987), Design Charts for Geogrid-Reinforced Soil Slopes, *Geosynthetics*, Vol. 1, pp. 108~120.
12. Taylor, R.N.(1995), *Geotechnical Centrifuge Technology*, Chapman & Hall, London, pp. 1~115.
13. Vidal, H.(1966), *La Terre Aremee, ade L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics*, pp. 888~938.
14. Vidal, H.(1969), *The Principle of Reinforced Earth*, Highway Research Report No.282, pp. 1~16.