

보강토 옹벽에서 연결시스템의 영향성 평가

이준대[†] · 허 열* · 안광국* · 이용준**

세명대학교 토목공학과 · *충북대학교 토목공학과 · ** (주)포스코건설
(2006. 3. 7. 접수 / 2006. 6. 24. 채택)

Evaluation of Effect for Connector System in Reinforced Earth Retaining Wall

Lee, Jun-Dae[†] · Heo, Yol* · Ahn, Kwang-Kuk* · Lee, Yong-Jun**

Department of Civil Engineering, Semyung University

*Department of Civil Engineering, Chungbuk National University

**POSCO E&C Co. Ltd

(Received March 7, 2006 / Accepted June 24, 2006)

Abstract : In this study, in order to evaluate the effect of two types of connector systems in reinforced retaining wall, the centrifugal tests for the conventional connector and new settlement connector system were performed. In the centrifugal tests, the aluminum plate for the face was used and the aluminum foil was used as a reinforcement. The granite soil was adopted as a fill. As a result, The settlement 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 reinforced retaining wall has the stronger stability than the conventional reinforced retaining wall. In addition, it was shown that the settlement connector system is more effective to release the stress concentration occurred at the face of reinforced retaining wall than the conventional connector system.

Key Words : settlement connector system, reinforced retaining wall, centrifugal tests, stress concentration

1. 서 론

보강토옹벽은 시공의 편이성, 역학적, 경제적 우수성을 인정받아 도로 및 철도공사 현장뿐만이 아니라 소규모 주택단지에 이르기까지 많은 장소에 활발히 적용되고 있다. 보강토 옹벽에 관련된 연구¹⁻³⁾는 대부분 현장계측, 실내실험 및 수치해석에 의해 전체적인 안정성, 마찰특성 등에 대하여 많은 연구⁴⁻⁹⁾가 진행되어 왔으나 상대적으로 블록과 보강재의 연결 시스템이 보강토 옹벽의 거동에 미치는 영향에 관한 연구는 부족한 실정이다. 또한, 기존의 블록식 보강토옹벽의 경우 블록과 보강재 사이의 연결을 앵커, 핀 등으로 고정시키는 형식으로 보강블록 전면부의 응력집중으로 블록균열이나 보강재의 파단과 파괴가 발생할 수 있다.

따라서, 본 연구에서는 보강토 옹벽에서 연결시스템의 영향을 평가하기 위하여 침하형 연결시스템을 적용한 침하형 보강토 옹벽과 고정형 연결시스템을 적용한 일반형 보강토옹벽에 대하여 원심모형실험¹⁰⁾을 수행하였다.

2. 실험내용 및 방법

2.1. 시료의 물리적 특성

본 실험에서 모형실험시 지반형성 재료로는 국내 전역에 걸쳐 가장 많이 분포하고 있는 화강토를 사용하였다. Fig. 1은 화강토에 대한 입도분포곡선을 나타낸 것이고, 시료의 물성치는 Table 1과 같다.

Fig. 2는 삼축시험 결과로부터 $p-q$ 공간상에 K_f 선을 나타낸 것으로 이 최대 전단응력점을 연결한 선의 경사각으로부터 구한 내부마찰각 ϕ 는 $34.^\circ$ 이며, 점착력 c 는 0.13kgf/cm^2 으로 평가되었다.

[†]To whom correspondence should be addressed.
jdlee@semyung.ac.kr

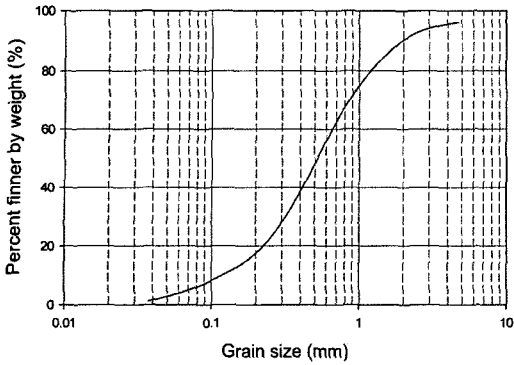


Fig. 1. Grain-size distribution curve of decomposed granite soil.

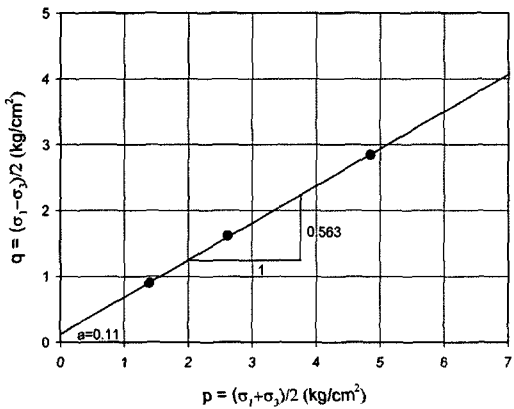


Fig. 2. Kf line in p-q space

Table 1. Physical properties of decomposed granite soil

G_s	Passing through the #200(%)	C_u	C_g	γ_{dmax} (tf/m ³)	W_{opt} (%)	USCS
2.66	6.4	6.30	1.24	1.79	15.0	SW-SM

2.2. 실험장치 및 기기

2.2.1. 원심모형시험기

본 연구에서 사용한 원심모형시험기의 최대원심 가속도는 200g-level, 최대용량은 25g · ton이고, 중심축에서 힌지까지의 거리가 920mm, 스윙바스켓 저면까지의 거리는 1280mm로 제작되었다. 원심모형 시험기는 Fig. 3과 같이 기본구조를 이루는 shaft와 boom, 2개의 swing basket, slip ring으로 이루어져 있으며, 주요 장치로 구동장치, 자료획득장치, 속도 제어장치, 모니터링 장치로 구성되어 있다.

원심모형실험은 실내에서 축소모형을 사용하여 인위적으로 모형을 가속시켜 흙입자의 자중을 증가 시킴으로써 현장상태의 응력을 재현할 수 있는 실험기법이다.

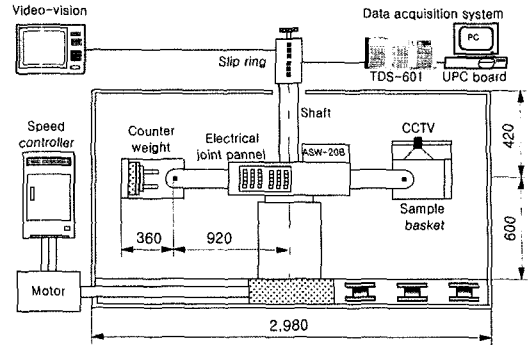


Fig. 3. Schematic diagram of centrifuge apparatus.

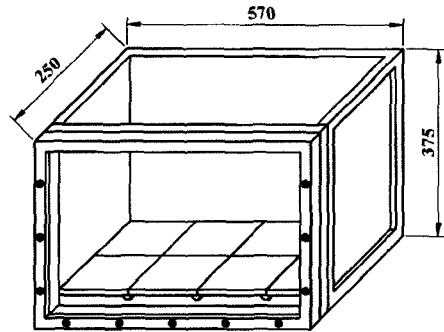


Fig. 4. Model box.

2.2.2. 모형토조

2차원 평면변형을 조건을 모사하기 위한 모형토조는 Fig. 4와 같이 3면과 밑면은 2mm 두께의 스테인레스로 제작되었고, 모형토조의 전면은 20mm 두께의 투명아크릴 판으로 제작하였다.

2.2.3. 계측장치

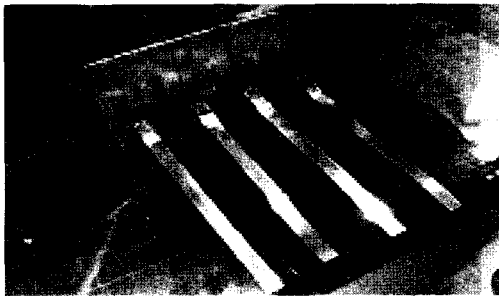
본 실험에서는 전면판의 수평변위를 측정하기 위하여 4개의 Potentiometer를 사용하였으며, 뒤채움지반의 침하량을 측정하기 위하여 3개의 Potentiometer를 설치하였다. 실험에 사용한 Potentiometer의 측정용량은 50mm이고, 0.01mm까지 측정이 가능하다. 또한, 보강재의 인장력을 측정하기 위하여 20개의 strain gage를 부착하였으며, 실험에 사용한 스트레인 게이지는 모델명 FLA-6 · 350-23-3L인 Tokyo Sokki사의 제품을 사용하였다. 본 실험에서 스트레인 게이지와 Potentiometer로부터 측정 자료를 기록하기 위하여 PC에 내장된 UPC(Universal PC sensor interface card)보드와 TML사의 모델명 TDS 601 자료 획득장치를 사용하였으며, TDS 601은 원심모형시험기 내부에 설치한 모델명 ASW 20B인 switching box와 연결하여 사용하였다.

2.3. 실험내용 및 방법

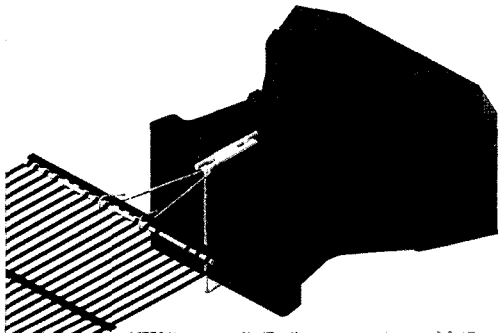
본 실험은 침하형 보강토옹벽의 안정성 평가를 위해 Table 2에 나타난 바와 같이 2회의 원심모형실험을 수행하였다. 모형 보강토옹벽의 높이는 20cm로 축조하였으며, 실험시 지반의 침하가 어느 정도 발생되도록 뒤채움지반의 다짐도는 90%로 형성하였다. 기존의 일반형 보강토 옹벽은 고정형 고리를 설치하여 보강재를 전면판에 고정시켰다. 반면, 침하형 보강토 옹벽의 경우에는 Fig. 5와 같이 전면판과 보강재 사이에 침하형 연결고리 시스템을 부착하여 뒤채움자중 및 상재하중에 의해 보강재가 침하하도록 모형을 제작하였다. 보강재 연결부분을 제외하고 다른 조건은 모두 동일한 상태에서 실험을 수행하여 안정성을 비교 분석하였으며, Fig. 6과 Fig. 7은 모형지반의 개요도를 나타낸 것이다.

Table 2. Details of centrifuge model tests

Test No.	Reinforcement arrangement	G-level	Connector system	Reinforcement
RERW 1	5×4(Vertial Horizontal)	10~69	Conventional type	Aluminum foil
RERW 2	5×4(Vertical Horizontal)	10~80	Settlement type	Aluminum foil



(a) model



(b) Connector system

Fig. 5. Connector system of settlement type retaining wall.

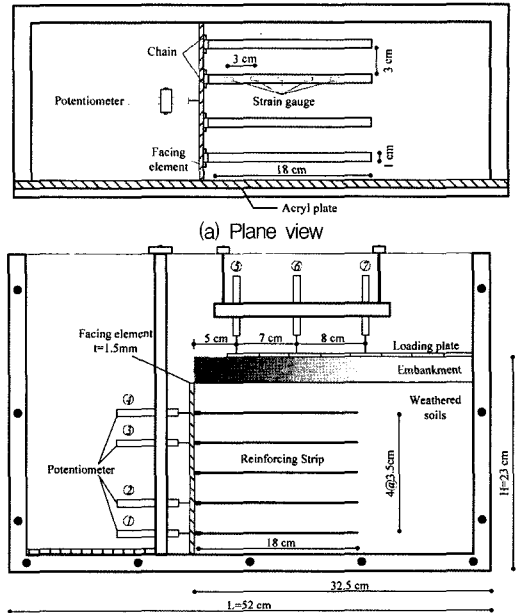


Fig. 6. Model box and centrifuge model geometry (conventional type).

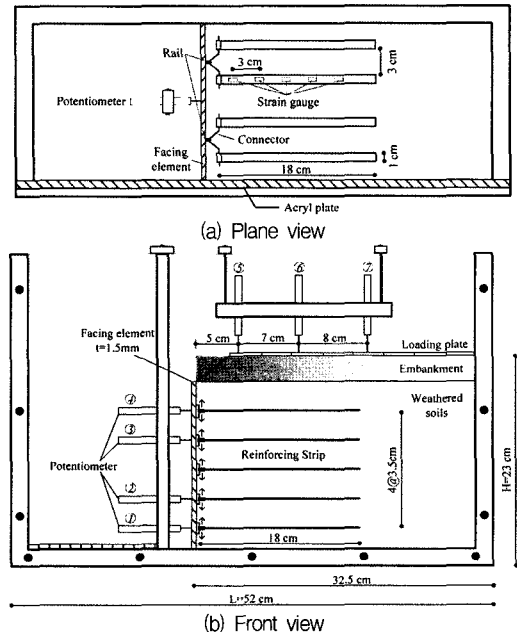


Fig. 7. Model box and centrifuge model geometry (settlement type).

원심모형실험은 일반형 보강토 옹벽과 침하형 보강토옹벽의 안정성을 평가하기 위한 것으로 모형실험 과정은 전면판 및 연결고리 제작, 전면판 고정,

모형지반 형성, Potentiometer 설치 및 점검, 모형토조 스윙바스켓에 장착후 원심가속의 단계로 수행하였다. 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.

전면판은 1.5mm의 알루미늄 판으로 제작하여 사용하였으며, 보강재는 두께 55 μ 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.

본 실험에서 사용한 침하형 연결시스템은 실제 연결시스템을 상사법칙을 적용하여 정확하게 제작하는 것은 거의 불가능하여 본 연구에서는 임의의 모델을 사용하여 수행하였다.

보강토체의 형성이 완료된 후 뒤채움지반 상부에 3cm의 성토층과 1.8cm의 스틸판을 설치하였고, 전면판의 수평변위 뒤채움지반의 연직변위를 측정하기 위하여 7개의 Potentiometer를 설치하였다. Table 3은 계측기의 설치위치를 나타낸다. 모형 보강토 옹벽체가 완성된 후 모형토조를 원심모형시험기의 스윙바스켓에 장착한 다음 파괴가 발생할 때까지 중력수준을 증가시켜가면서 실험을 수행하였다.

3. 실험결과 및 분석

3.1. 전면판의 수평변위

본 실험에서 전면판의 수평변위는 옹벽저면을 기준으로 2.5cm(0.125H), 6.0(0.30H), 13.0(0.65H), 16.5cm(0.825H)에 설치한 4개의 Potentiometer로부터 측정하였으며, 일반형과 침하형 보강토 옹벽에서 중력수준에 따른 전면판의 수평변위를 비교하였다.

Table 3. Installation location of measuring instrumentation

Instrumentation	Horizontal direction(cm)	Vertical direction(cm)
Horizontal potentiometer (1, 2, 3, 4)	18cm(from the left side of model box)	2.5, 6.0, 13.0, 16.5cm (from the bottom of model box)
Vertical potentiometer(5, 6, 7)	5, 12, 20(from the right side of facing element)	23.0cm (from the bottom of model box)
Strain gage	3, 6, 9, 12, 15cm((from the right side of facing element)	2.5, 6.0, 13.0, 16.5cm(from the bottom of model box)

Fig. 8은 침하형 보강토옹벽의 중력수준에 따른 위치별 수평변위분포를 도시한 것으로 중력수준에 따라 전면판의 수평변위가 증가하는 경향을 보이고 있다. 50g의 중력수준까지는 0.3~0.825H 구간에서 수평변위가 거의 균일하게 나타나고 있으며, 그 이후부터는 하부에 비해 상부에서의 변위증가가 크게 나타나고 있음을 알 수 있다.

Fig. 9는 80g의 중력수준에서 시간경과에 따라 발생한 전면판의 수평변위를 나타낸 것이다. 이로부터 6.35분 경과시점에서 수평변위가 전단계(6.3분 경과시점에 비해 약 3배정도 과대하게 발생되어 파괴상태에 도달하였음을 확인할 수 있다. 보강토옹벽의 파괴는 보강재가 절단되면서 인발되어 수평변위가 크게 증가하면서 급격하게 발생하는 것으로 나타났다. 전면판의 최대 수평변위는 0.825H 지점에서 11.34mm로 현장조건으로 환산하면 0.907m에 해당된다.

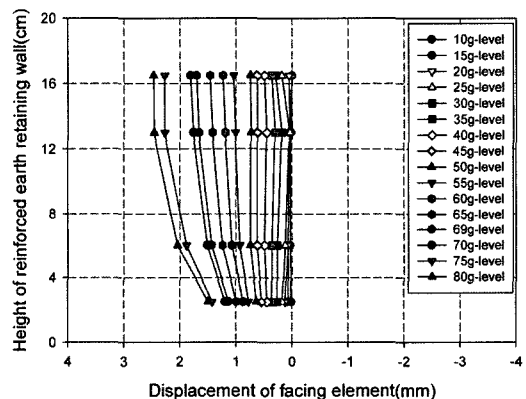


Fig. 8. Horizontal displacements of facing element with g-level (settlement type).

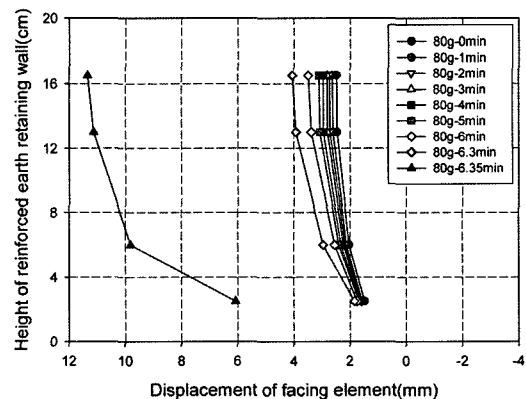


Fig. 9. Horizontal displacements of facing element with elapsed time(settlement type, 80g-level).

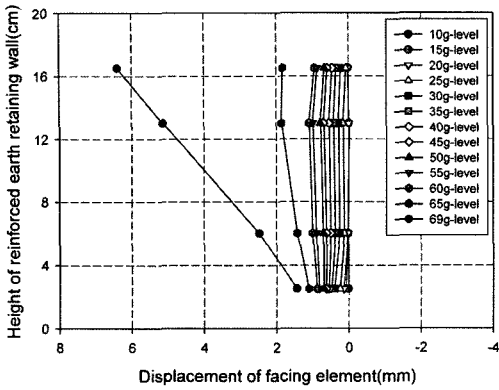


Fig. 10. Horizontal displacements of facing element with g-level (conventional type).

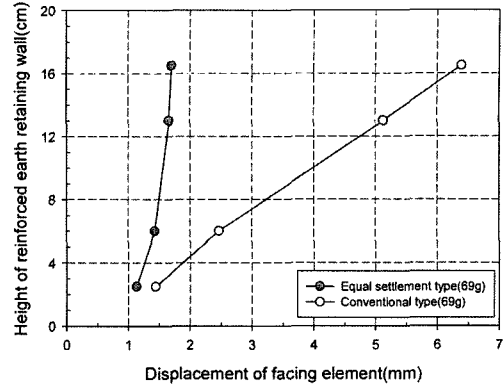


Fig. 12. Horizontal displacement when G-level reaches at 69g.

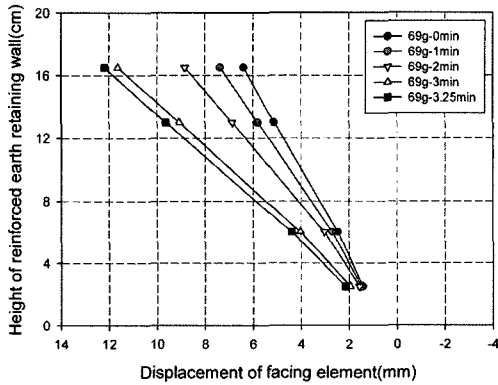


Fig. 11. Horizontal displacements of facing element with elapsed time (conventional type, 69g-level).

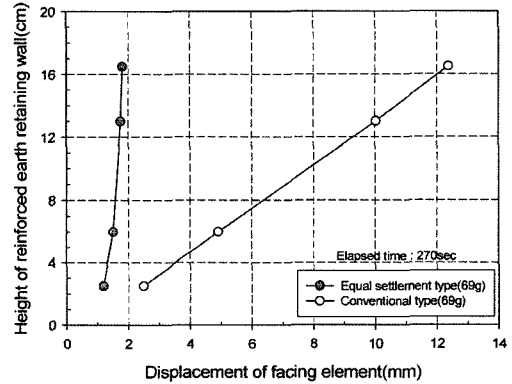


Fig. 13. Horizontal displacement at 69g after 270 seconds.

Fig. 10은 일반형 보강토옹벽의 수평변위를 도시한 것으로 중력수준 증가에 따라 수평변위가 증가한다는 것을 확인할 수 있다. 중력수준 65g에서는 전단계인 60g에 비해 수평변위가 2배 정도 크게 증가하면서 파괴에 근접한 상태에 도달하였으며, 69g의 중력수준에서는 전단계인 65g에 비해 최대 수평변위가 3.5배 정도 크게 발생하였다. Fig. 11은 69g의 중력수준에서 시간경과에 따라 발생된 전면판의 수평변위 분포를 도시한 것으로 시간경과에 따라 점진적으로 수평변위가 발생되어 3.25분 경과시점에서 완전히 파괴상태에 도달하였으며, 최대수평변위는 옹벽저면 기준 0.825H지점에서 12.19mm로 현장조건으로 환산하면 0.84m에 해당된다.

Fig. 12는 69g의 중력수준에서 4개의 Potentiometer로부터 측정된 일반형 및 침하형 보강토옹벽의 전면판의 수평변위를 비교한 것으로 일반형 옹벽의 경우 상부의 변위가 크게 발생되면서 파괴상태에 도

달하였음을 확인할 수 있으며, 깊이에 따른 분포는 직선적인 형태를 나타내었다. 즉, 일반형 보강토 옹벽의 최대 수평변위는 0.825H 지점에서 6.39mm로 침하형 옹벽의 최대수평변위(1.96mm)에 비해 4.4배 정도 크게 발생하였다.

Fig. 13은 69g의 중력수준에서 270초 경과시점에서의 수평변위를 비교한 것으로 69g에 도달한 직후에 비해 수평변위가 차이가 크게 증가하면서 완전한 파괴상태에 도달하였음을 알 수 있다. 최대 수평변위를 비교하면 일반형 옹벽의 수평변위가 12.38mm로 침하형(1.81mm)에 비해 약 7배 정도 크게 발생하였다.

Fig. 14는 69g의 중력수준에서 측정된 벽체의 변위를 비교한 것으로 69g에 도달한 직후 일반형 보강토 옹벽의 수평변위는 6.39mm로 침하형(1.98mm)에 비해 3배 이상 크게 발생하는 것으로 나타났으며, 일반형 보강토 옹벽의 경우에는 시간경과에 따라 수평변위가 계속증가하면서 3분 정도 경과시점에서 완전한 파괴상태에 도달하는 것으로 나타났다. 반면,

침하형의 경우에는 2분 정도 이후에는 거의 변위가 발생하지 않는다는 것을 알 수 있다. 69g의 중력수준에서 3분 경과시 일반형 옹벽의 수평변위는 12.19 mm(현장조건으로 환산하면 84.1cm에 해당)로 동일 시간에서 침하형의 수평변위에 비해 약 6배 정도 크게 나타났다.

Fig. 15는 침하형 보강토옹벽에서 80g의 중력수준에서 측정된 시간경과에 따른 전면판의 수평변위를 도시한 것으로 80g의 중력수준에 도달한 직후에는 안정한 상태를 유지하다가 6.3분 경과시점에서 변위가 급격하게 발생하면서 6.35분에 완전한 파괴상태에 도달하였다. 침하형 보강토 옹벽의 경우 일반형에 비해 11g에 상당하는 중력수준을 더 견딜 수 있는 것으로 나타났다. 파괴수준에서의 옹벽높이를 현장조건으로 환산하면 침하형 보강토옹벽의 경우에는 16m에 해당되며, 일반형의 13.8m에 비해 16% 정도 더 높은 것으로 나타났다.

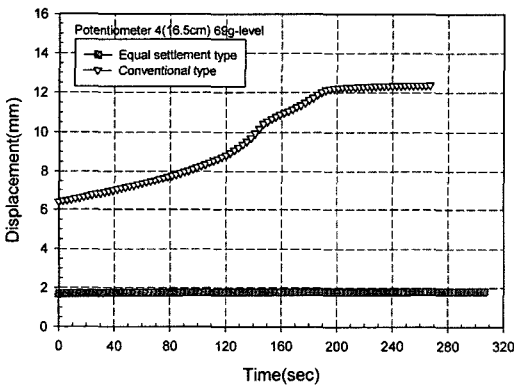


Fig. 14. Horizontal displacements of facing element with elapsed time (conventional type, 69g-level).

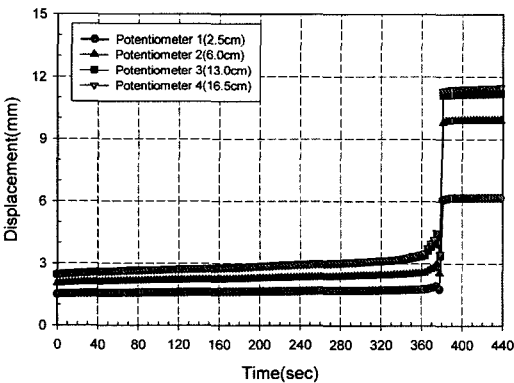


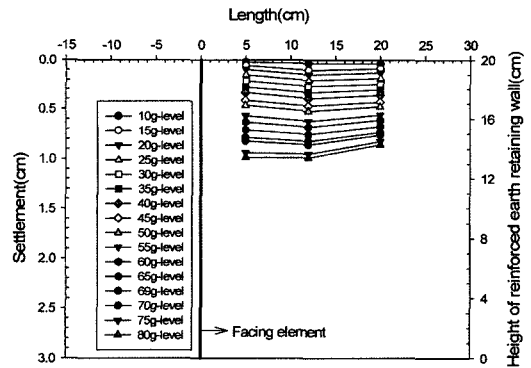
Fig. 15. Horizontal displacements of facing element with elapsed time (settlement type, 80g-level).

3.2. 뒤채움지반의 침하

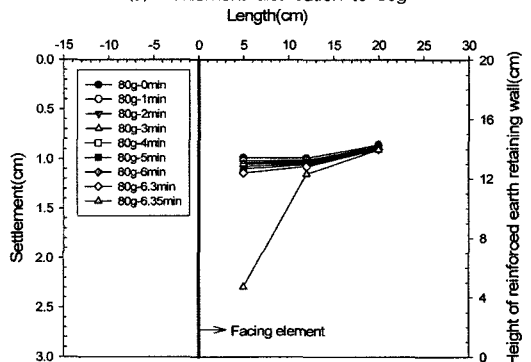
본 실험에서 지반의 침하량은 전면판으로부터 5cm, 12cm, 20cm 떨어진 지점에 Potentiometer를 설치하여 시간경과 및 중력수준 증가에 따라 측정하였다.

Fig. 16은 침하형 보강토옹벽에 대한 뒤채움 지반의 침하분포를 도시한 것이다. Fig. 16(a)로부터 중력수준 증가에 따른 뒤채움부의 자중증가로 인하여 침하가 점진적으로 증가하고 있으나, 파괴상태에 도달하지 않았음을 확인할 수 있다. Fig. 16(b)는 80g의 중력수준에서 시간경과에 따른 침하형 보강토옹벽의 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.

Fig. 17(a)는 일반형 보강토 옹벽의 중력수준에 따른 침하분포를 보인 것으로 전반적으로 중력수준

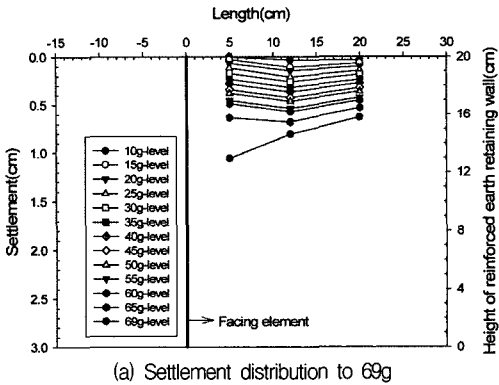


(a) Settlement distribution to 80g

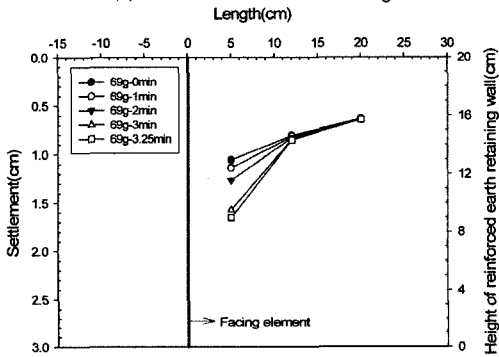


(b) Settlement distribution with time at 80g

Fig. 16. Settlement distribution of settlement type.



(a) Settlement distribution to 69g



(b) Settlement distribution with time at 69g

Fig. 17. Settlement distribution of conventional type.

증가에 따라 증가하고 있으며, 69g에서 침하량이 전 단계(65g-level)에 비해 비교적 크게 증가하고 있어 파괴상태에 근접하였음을 알 수 있다. Fig. 17(b)는 69g의 중력수준에서 일반형 보강토옹벽의 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 나타났으며, 이것을 현장조건으로 환산하면 1.14m에 해당된다.

Fig. 18은 69g의 중력수준에 도달한 직후 Pot 5(전면판으로부터 5cm 위치)시간경과에 따라 측정된 지표면의 침하를 도시한 것으로 일반형의 경우에는 69g의 중력수준에서 파괴상태에 도달하였으며, 침하형의 경우에는 안정한 상태를 나타내었다. 즉, 일반형 보강토옹벽의 경우에는 120초 경과시점까지는 시간경과에 따라 점진적으로 침하가 증가하다가 그 이후부터 침하발생 기울기가 증가하면서 파괴상태에 도달한다는 것을 확인할 수 있다. 120~200초 경과시간 동안의 침하발생속도는 2.99mm/min으로 침하형에 비해 40.8배정도 크게 나타났다. 69g의 중력수

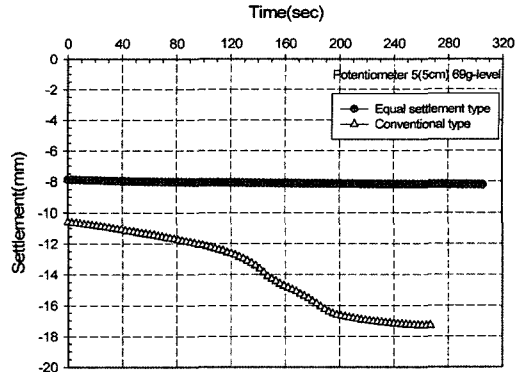


Fig. 18. Measured settlements with elapsed time(Pot 5, 69g-level).

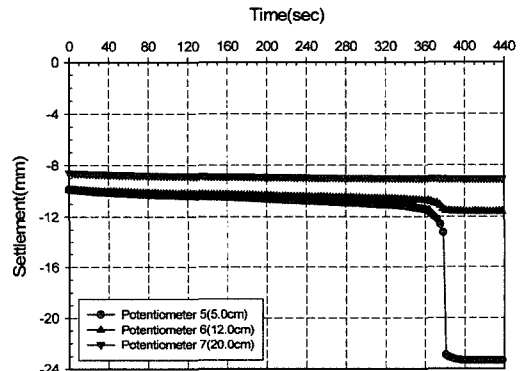


Fig. 19. Measured settlements with elapsed time(settlement type, 80g-level).

준에서 120초 경과시점까지의 일반형 옹벽의 침하속도는 1.035mm/min으로 침하형 옹벽에 비해 14배 정도 크게 발생하였다.

Fig. 19는 침하형 보강토옹벽의 파괴가 발생한 중력수준인 80g에서 Potentiometer로부터 측정된 시간경과에 따른 지표면 침하를 도시한 것이다. 이로부터 전면판에서 0.25H 떨어진 위치에 설치한 Pot 5에서의 침하량이 6.35분 경과시점에서 급격하게 증가하면서 파괴상태에 도달하였음을 확인할 수 있다. 파괴발생 전인 약 6분 정도까지는 시간 경과에 따라 점진적으로 약간의 침하가 발생한다는 것을 알 수 있다.

3.3. 연결시스템의 침하

Fig. 20은 침하형 보강토옹벽의 실험 종료후 측정된 위치에 따른 연결고리의 침하량을 도시한 것이다. 이로부터 보강토 옹벽의 저면기준 0.825H 지점에서의 연결고리 침하량은 1.15cm로 옹벽의 파괴시

전면판의 최대수평변위(1.134cm)와 거의 같은 것으로 나타났으며, 0.65H 지점에서는 1.05cm로, 0.475H 지점에서는 0.925cm로 하부로 갈수록 감소하며, 최하부층인 0.125H 지점에서도 0.15cm 정도 연결고리의 침하가 발생하는 것으로 나타나 최하부층까지 영향을 미친다는 것을 확인할 수 있었다. 또한, 0.475H

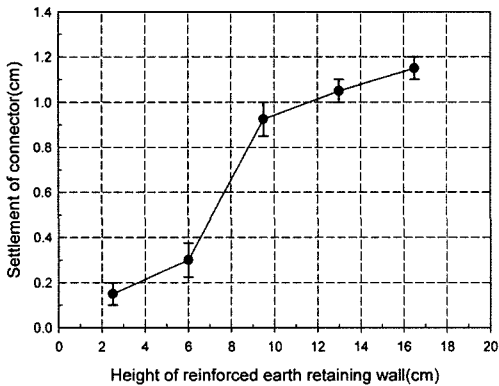
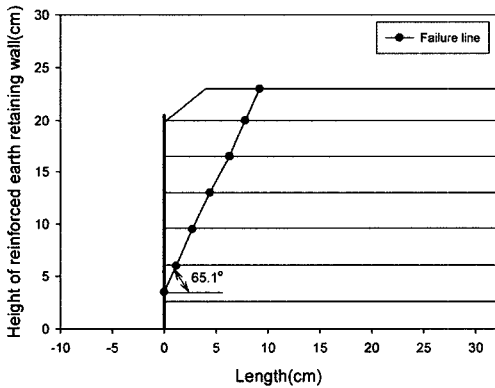
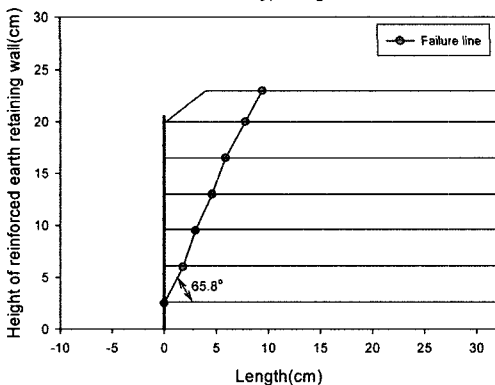


Fig. 20. Connector settlement of settlement type.



(a) Settlement type(80g-level)



(b) Conventional type(69g-level)

Fig. 21. Failure line for reinforced earth retaining wall.

이상의 구간에서 연결고리의 침하량은 파괴시 최대 수평변위의 82~104% 정도로 침하가 크게 발생하는 반면, 그 아래에서는 상대적으로 작게 발생하였다.

3.4. 보강토 응벽의 파괴면

Fig. 21은 침하형 및 일반형 보강토 응벽의 실험 종료후 측정된 파괴면의 위치를 나타낸 것으로 일반형 및 침하형 보강토 응벽 모두 직선적인 파괴형태를 나타내었으며, 침하형 응벽의 파괴면이 수평면과 이루는 각도는 65.1°, 일반형 응벽의 파괴면이 수평면과 이루는 각도는 65.8°로 거의 같은 것으로 측정되었다. 측정된 파괴면의 각도는 이론적인 주동파괴면의 각도(62°)와 비교하여 4° 이상 크게 평가되었다.

3.5. 보강재의 인장력

본 보강토 응벽의 안정성 평가실험에서 보강재에 발휘되는 인장력을 측정하기 위하여 1, 2, 4, 5열 보강재에 전면판에서 3, 6, 9, 12, 15cm 떨어진 지점에 20개의 strain gage를 설치하였다. 보강재의 인장력은 모형실험에서 측정된 변형률로부터 중력수준을 고려하여 현장조건으로 환산하였다.

Fig. 22는 69g의 중력수준에서 측정된 인장력분포를 나타낸 것으로 전반적으로 침하형 보강토응벽의 인장력이 일반형에 비해 작게 나타나고 있어 침하형 보강토응벽이 일반형 응벽에 비해 안정성 측면에서 더 유리하다는 것을 확인할 수 있었다. 최상부층에서 측정결과를 보면 전면판으로부터 0.45H 지점에서 측정된 인장력이 가장 크게 나타나고 있다. 최대인장력이 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.

Fig. 23은 침하형 보강토응벽의 파괴가 발생한 중력수준인 80g에서 보강재의 인장력 분포를 보여준다. 전반적으로 응벽저면으로 갈수록 인장력이 크게 발생하고 있으며, 또한, 최대 인장력이 발생하는 위치는 전면판에 인접한 부분으로 이동하고 있음을 확인할 수 있다.

침하형 보강토응벽에서의 인장력 저감효과를 파악하기 위하여 인장력비를 도입하였으며, 중력수준 65g와 69g에서의 결과를 Fig. 24에 나타내었다. 인장력비는 동일 중력수준에서 일반형 보강재의 인장력을 침하형 보강재의 인장력으로 나눈 값이다.

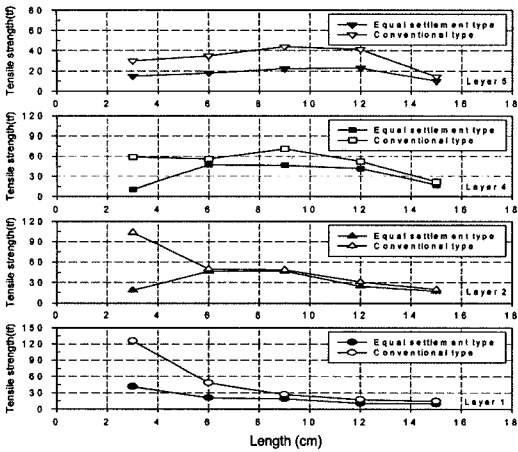


Fig. 22. Distribution of tensile force at 69g.

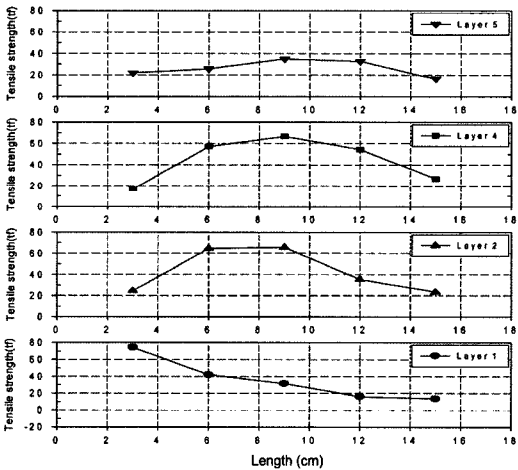
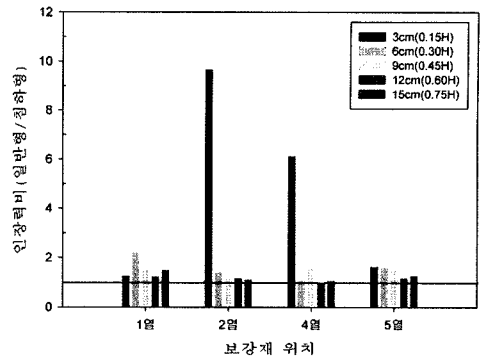


Fig. 23. Distribution of tensile force at 80g(settlement type).

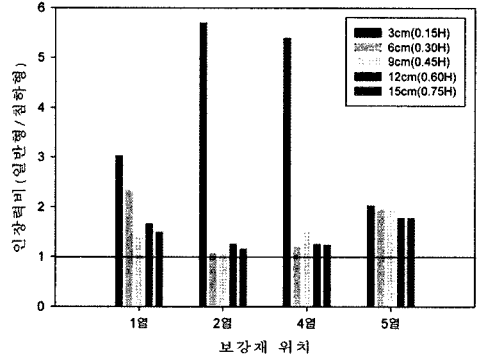
Fig. 24로부터 전면판에서 3cm 위치에서 측정된 인장력비는 중력수준 55g-level에서 1.25~9.66, 60g에서 1.61~6.81, 65g에서 1.62~5.95, 69g에서 2.03~5.71로 가장 크게 나타났으며, 다른 위치에서도 1이 상의 값을 나타내고 있다. 전면판에 인접한 부분에 대한 인장력 비교결과 전반적으로 침하형 보강도 옹벽에서 측정된 인장력이 일반형 보강도 옹벽에서 보강재의 인장력에 비해 크게 감소하는 것으로 나타나 침하형 보강도 옹벽의 안정성이 우수하다는 것을 확인할 수 있다.

4. 결론

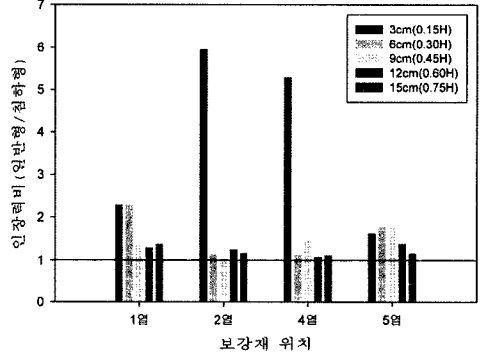
본 연구에서는 보강재의 침하를 허용하는 연결시스템이 보강도 옹벽의 안정성에 미치는 영향을 평가



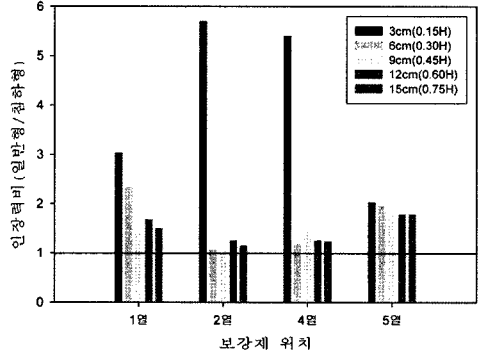
(a) 55g-level



(b) 60g-level



(c) 65g-level



(d) 69g-level

Fig. 24. Tensile strength ratio with reinforcement location.

하기 위하여 원심모형실험을 수행하였으며, 그 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 침하형 보강토옹벽은 80g에서 파괴가 발생되었으며, 일반형 보강토 옹벽은 69g에서 파괴가 발생되어 보강재의 연결시스템이 보강토옹벽의 안정성에 큰 영향을 미친다는 것을 확인하였다.

2) 침하형 보강토 옹벽의 파괴후 연결고리의 침하량은 0.475H 이상의 구간에서 0.93~1.15cm로 파괴시 최대수평변위의 82~104% 정도 발생한 반면, 그 아래에서는 상대적으로 작게 발생하였다.

3) 중력수준 69g에서 전면판으로부터 0.15H지점에서 침하형 보강토옹벽에서의 인장력은 10.85~41.55 tf로 일반형 옹벽의 1/6~1/2 정도로 작게 평가되었다.

4) 보강재의 위치에 따른 인장력비 분석결과 최대 14.5, 대부분의 위치에서 1이상으로 나타났으며, 이러한 경향은 전면판에 인접한 부분에서 더 현저하게 나타났다. 따라서, 보강재 침하형 연결시스템이 보강토 옹벽의 전면부의 응력집중을 완화시키는데 큰 영향을 미친다는 것을 알 수 있었다.

5) 보강토 옹벽의 파괴면은 모두 직선적인 형태를 나타내었으며, 침하형 옹벽의 파괴면이 수평면과 이루는 각도는 65.1°, 일반형 옹벽의 파괴면이 수평면과 이루는 각도는 65.8°로 거의 같은 것으로 측정되었다.

참고문헌

- 1) 김유성 등, “실내 모형실험에 의한 보강토벽의 변형거동에 관한 연구(III)”, 대한토목학회 논문집, 제22권, 제3-C호, pp. 251~261, 2002.
- 2) 김진만 등, “보강토 옹벽 전면블록의 마찰특성 평가”, 한국지반공학회 논문집, 제21권, 제1호, pp. 51~58, 2005.
- 3) 유남재, 김영길, “보강재 절단에 의한 보강토옹벽의 파괴에 관한 원심모형실험”, 대한토목학회 논문집, 제12권, 제2호, pp. 161~167, 1992.
- 4) 유충식 등, “축소 모형 실험에 의한 계단식 보강토 옹벽의 파괴 메카니즘”, 한국지반공학회 논문집, 제21권, 제3호, pp. 65~77, 2005.
- 5) Collin, J., “Design Manual for Segmental Retaining Walls”, National Concrete Masonry Association (NCMA), Virginia, USA, 1997.
- 6) Elias, V. and Christopher, B. R., “Mechanically Stabilized Earth Wall and Reinforced Soil Slopes”, Design and Construction Guidelines. FHWA Demonstration Project 82, FHWA-SA-96-071, 1997.
- 7) Juran, I., Knochenmus, G., Acar, Y. B., and Arman, A., “Pull-out Response of Geotextiles and Geogrids”, Proc. of Symp. on Geotextile for Soil Improvement, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 18, pp. 92~111, 1988.
- 8) Porbaha, A. and Goodings, D. J., “Centrifuge Modeling of Geotextile-Reinforced Cohesive Soil Retaining Walls”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 10, pp. 840~848, 1997.
- 9) Schlosser, F. and Elias, E., “Friction in Reinforced Earth. Proceedings of the Symposium on Earth Reinforcement”, ASCE, Pittsburgh, PA, USA, pp. 735~763, 1978.
- 10) Taylor, R. N., “Geotechnical Centrifuge Technology”, Chapman & Hall, London, pp. 1~115, 1995.