

강우가 보강토 옹벽의 거동에 미치는 영향에 관한 연구

Investigation on Effect of Rainfall on Performance of Soil-Reinforced Retaining Wall

*1 유 충 식 Yoo, Chung-Sik

*2 정 혁 상 Jung, Hyuk-Sang

Abstract

This paper presents the two field walls that demonstrate the effect of rainfall on the performance of soil-reinforced retaining wall. A field test wall constructed in Geotechnical Experimental Site at Sungkyunkwan University has been monitored for more than 8 months to study the long-term behavior of soil-reinforced retaining wall. The measured data showed a good correlation between rainfall and wall movement after wall completion. A case of failed soil-reinforced retaining wall also is presented to highlight the effect of rainfall on the performance of soil-reinforced retaining wall. Implications of the findings are discussed.

요 지

본 고에서는 성균관대학교에 시공된 시험옹벽의 계측결과와 국외에서 발표된 옹벽 붕괴사례를 토대로 강우가 보강토 옹벽의 거동에 미치는 영향을 검토하였다. 시험옹벽에서의 계측결과에서는 집중강우 발생시 벽체 변위 및 보강재의 유발변형율이 증가하는 추세가 뚜렷하게 관찰 되었다. 한편 국외 사례에서도 보강토 옹벽의 붕괴에 있어서 집중강우가 원인을 제공하는 것으로 나타났으며 본 옹벽의 경우 연결강도에 대한 설계가 제대로 이루어 지지 않아 강우로 인해 발생한 침투수압에 블록/보강재 연결부가 충분한 저항을 하지 못하여 붕괴가 일어 난 것으로 조사되었다. 본 논문에서는 강우와 보강토 옹벽의 거동의 상관관계를 분석·고찰하였다.

Keywords : Soil-reinforced segmental retaining walls, Tiered wall, Geogrid, Compound failure

1. 서 론

보강토 옹벽은 시공성 및 역학적 안정성 등이 우수하여 기존의 콘크리트 옹벽을 대체하는 공법으로서 자리를 잡아가고 있다. 현재 적용되고 있는 보강토 옹벽에 관한 현 설계법이 보수적임에도 불구하고 시공 중 혹은 시공 후 구조적인 문제점들이 발생하는 것으로 보고되고 있으며, 여전히 이론과 실제 시공과의 격차를 줄이기 위해 많은 연구가 필요한 실정이다. 특히 시공 후 발생하는 많은 붕괴

사례는 강우와 무관하지 않은 것으로 보고 되고 있다.

현재 통용되고 있는 대표적인 보강토 옹벽의 설계 기준인 NCMA 설계기준(Collins, 1997)과 FHWA 설계기준 (Elias and Christopher, 1997)에서는 배수가 잘되는 재료를 뒤채움흙으로 사용한다는 가정 하에 내·외적 안정성 검토 및 국부적 안정성 검토를 수행하도록 되어 있으나 현장에서 사용하는 뒤채움 흙이 설계시 가정한 재료와 상이할 경우 배수가 잘 되지 않아 수압이 외력으로 작용할 가능성이 있다고 할 수 있다. 현장의 유용도를 뒤채움흙으로 활용하

*1 성균관대학교 토목환경공학과 교수(Professor, Dept. of Civil & Envir. Engrg. Sungkyunkwan Univ.)

*2 성균관대학교 토목환경공학과 석사과정(Graduate Student Dept. of Civil & Envir. Sungkyunkwan Univ.)

고 있는 우리의 실정을 감안 할 때 경우에 따라서는 설계시 가정한 상황과는 동떨어진 상황이 발생할 수 있도록 하겠다.

본 고에서는 이러한 맥락에서 성균관대학교 지반 시험장에서 시공한 시험옹벽의 계측자료와 국외에서 보고 된 강우시 발생한 붕괴사례를 토대로 강우가 보강토 옹벽의 거동에 미치는 영향을 고찰하였다.

2. 사례 1: 성균관대 현장시험옹벽

2.1 시험현장

성균관대학교내에 위치한 지반시험장은 전형적인 화강 풍화토지반으로 이루어져 있으며, 상부층은 약간 조밀한 상태의 모래질 점토 및 실트질로 구성되어 있고, 하부층은 조밀 또는 매우 조밀한 상태의 풍화

토로 이루어져 있다. 또한 지층별 특성은 매립층(지표~4m), 충적토(4~6m), 풍화토(6~12m), 풍화암(12~18m) 및 연암(18m이하)으로 구성되어 있다. 표준관입시험 결과 매립층(지표~4m)의 N치는 14 이고, 충적토(4~6m)의 N치는 18이며, 풍화토(6~12m)에서는 9m 정도에서 N치는 27이었으며, 10m 이하에서는 N치는 50으로 조사되었다. 그림 1과 2는 각각 지반시험장의 위치도와 주상도, 그리고 그림 3은 표준관입시험결과를 보여주고 있다.

2.2 옹벽시공

시험 옹벽은 그림 4에서 보이는 크기 450mm x 200mm x 330mm의 블록으로 벽체를 시공하였으며 전단기로 보강재와 연결하도록 하였다. 한편, 보강재

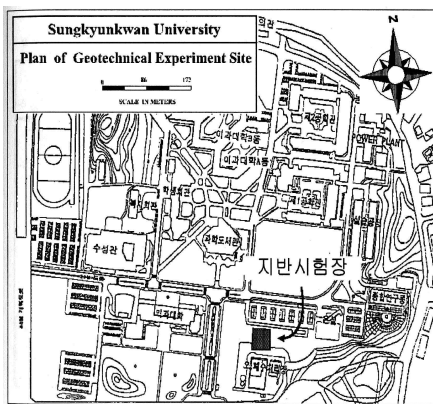


그림 1. 지반시험장의 위치도

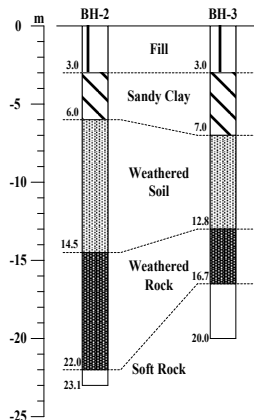


그림 2. 지반시험장의 주상도

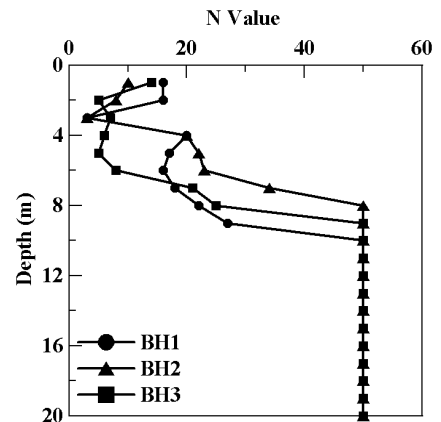


그림 3. 표준관입시험결과

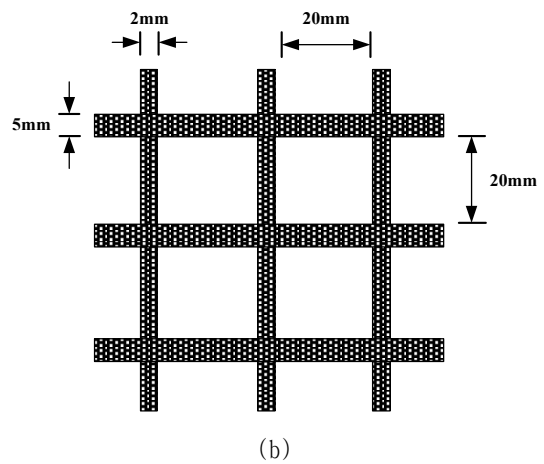
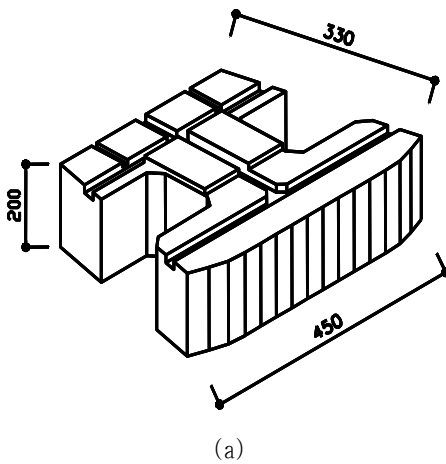


그림 4. 블록 및 지오그리드 제원

표 1. 블럭 제원

| RECO 블럭 | |
|---------------------------------------|---------------------|
| 압축강도 | 37N/mm ² |
| 흡수율 | 4% |
| 길이×높이×두께 (100×100×100mm)인 시편에 대한 결과임. | |

표 2. 지오그리드 제원

| 지오그리드 | | | |
|-------|-------------------|-------|-----------|
| 제품종류 | 55/30-20 | 재질 | P.E.T |
| 인장강도 | 55kN/m | 응점 | 200° C |
| 탄성계수 | 1700MPa | 신율 | MAX 12.5% |
| 제품형태 | Biaxially Geogrid | Creep | MAX 2% |

표 3. 뒤채움흙의 기본 특성

| 뒤채움흙의 특성 | | | |
|----------|-----------|-----|-----------------------|
| 항목 | SW | OMC | 7.4 (%) |
| 비중 | 2.7 | - | 2.01 t/m ³ |
| 다짐도 | 97.26 (%) | 함수비 | 7.34 (%) |

로는 인장강도 55 kN/m의 FORTRAC 지오그리드를 사용하였으며 현장 주변에서 유용 가능한 화강풍화토를 뒤채움흙으로 사용하였다. 표 1은 RECO블록의 제원을 보여주고 있으며, 표 2는 지오그리드의 제원을 보여주고 있다. 아울러서 표 3은 사용된 뒤채움흙의 물리적 특성을 보여주고 있으며, 그림 4와 5는 각각 체분석 시험과 다짐시험(KS F 2312) 결과를 나타내고 있다.

옹벽의 시공에 있어서 원활한 배수를 위해 전면부에 쇄석을 포설하였으며 뒤채움흙 포설 후 97%의 다짐도를 유지하며 다짐을 실시하였다. 한편, 보강재는 다짐이 완료된 성토면 위에 수평으로 포설하고, 들뜨거나 구부러지지 않도록 팽팽하게 포설 하였다. 보강재가 블록 사이에 맞물리도록 블록 전면까지 충분히

포설하였으며, 보강재의 서로 겹침 길이는 10cm로 하였다. 다짐을 수행하는데 있어 블록 후면에서 약 1.0m이내 영역은 경량롤러로 다짐하였으며 그 밖의 영역에서는 10ton 롤러로 다짐을 수행하였다.

2.3 현장계측

시험옹벽의 거동을 장기간 지속적으로 관측하기 위한 목적으로 벽체의 수평 변위 및 보강재에 유발되는 변형율을 측정하였다. 수평변위 계측은 Sokkia사의 MONMOS 3-D Total Station을 사용하였는데 본 장비는 타 장비에 비해 측정가능 거리를 비약적으로 향상 시킨 장비로서, 터널의 내공변위량 및 천단침하 등의 높은 정밀도를 필요로 하는 계측에 사용되는 기기이다. 한편, 3-D Total Station에서 측정된 데이터는 콘트롤 터미널에 의해 거리, 각도데이터 등 3차원 좌표치를 0.1mm단위로 산출하도록 되어있다. 표 4는 변위계측에 적용된 3-D Total Station의 사양을 보여주고 있다.

지오그리드에 유발되는 인장변형율은 Tokyo

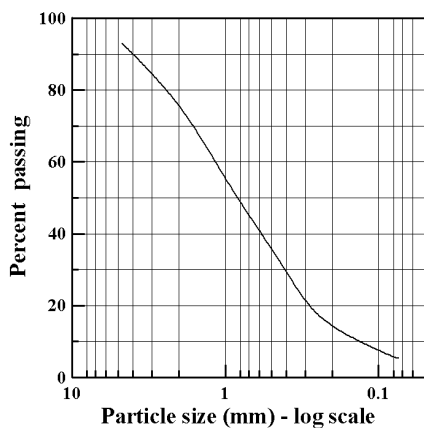


그림 4. 체분석시험결과

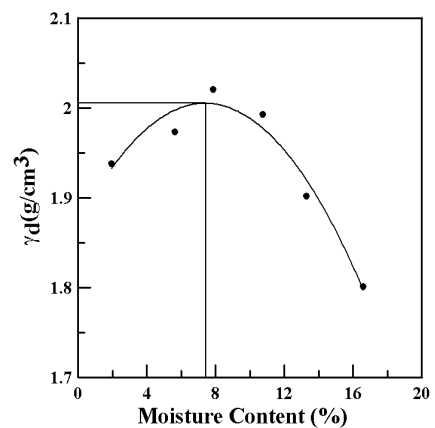


그림 5. 다짐시험결과

표 4. 3-D Total Station 사양

| MONMOS 3-D Station (NEA2A) | |
|----------------------------|---|
| 방식 | 근적외선광파거리방식 |
| 정밀도 | $\pm 1\text{mm} + 2\text{ppm} \times D$ |
| 분해능 | 0.1mm |
| 최단초점거리 | 2m |



그림 6. 반사타겟 설치

표 5. Strain Gage 제원

| Strain Gage | | | |
|-----------------|-----------------------|------------------------|------|
| Manufacturer | Tokyo Sokki | Lead Wires | 1m |
| Gage Factor | $2.12 \pm 2\%$ | Gage Length | 5mm |
| Gage Resistance | $119.8 \pm 0.5\Omega$ | Transverse Sensitivity | 0.2% |

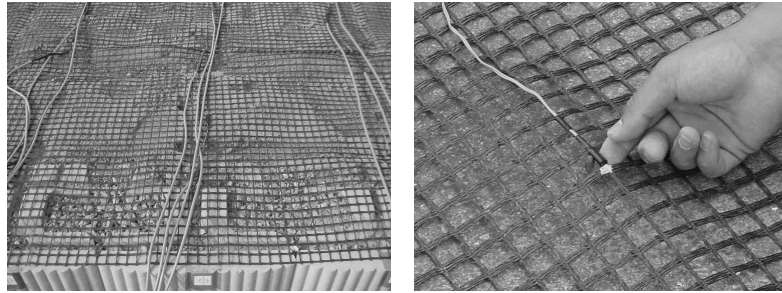


그림 7. 지오그리드 스트레인 게이지 부착

Sokki사의 소성 스트레인게이지(YFLA-5-1L)를 사용하였다. 본 제품은 10~15%의 스트레인을 측정할 수 있는 게이지로서 탄성역의 반복 측정이 가능하다는 특징을 가지고 있다. 표 5는 본 시험에 사용된 스트레인게이지의 사양을 보여주고 있다. 한편, 스트레인게이지 부착은 CN접착제와 N-1코팅제, VM방수 테이프를 사용하여 방수처리를 하였으며, 사전에 제작하여 시공시에 계측 위치에 포설하였다. 지오그리드에 연결한 쉘드형 케이블은 4연선으로서 노이즈를 최소화 할 수 있도록 제작된 것을 사용하여 계측에 정밀도를 높였다. 옹벽을 시공하는 과정에서 노이즈를 최소화하기 위해 지오그리드 포설 후 스트레인게

이지 및 쉘드형 케이블 주위에는 양질의 흙을 포설하였다. 그림 6과 7은 Total Station 부착형 반사 타겟의 시공 모습과 지오그리드 부착 모습을 보여주고 있다.

시험옹벽의 거동을 계측하는데 있어 객관성을 유지하기 위해 아래 그림 8과 같이 세 개의 계측라인을 설정하고 반사타겟과 스트레인 게이지를 설치하였다. 수평변위 계측을 위한 부착형 반사 타겟은 A, B, C 라인 각각 12개씩 36개를 설치하였으며, 보강재 변형률 계측을 위한 스트레인게이지 A, B, C 라인 각각 36개씩 108개를 설치하였다. 그림 9는 시공된 옹벽의 부착형 반사타겟 설치 정면도 및 Strain gage 설치 전개도를 보여주고 있다. 수평변위 계측에서 하

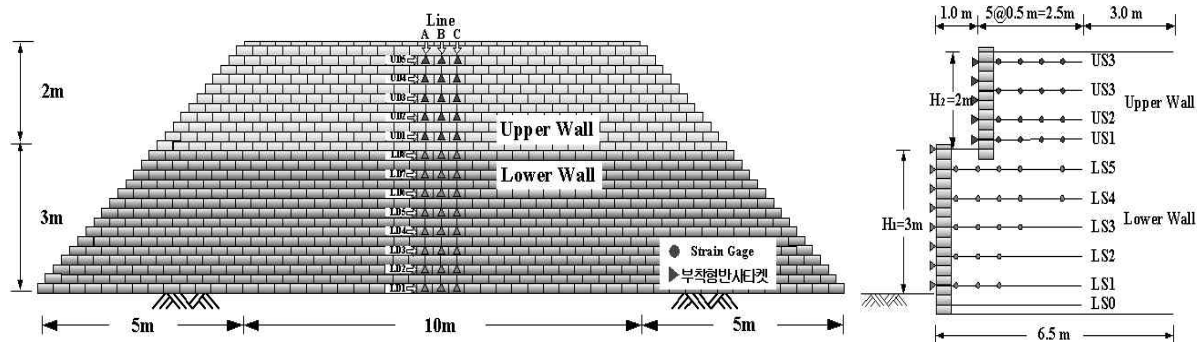


그림 8. 부착형 반사타겟 설치 정면도 및 스트레인게이지 설치 전개도



그림 9. 시공 완료 후 전경

단은 LDn으로 표시하였으며 상단은 UDn으로 표시하여 각단시공 완료시 계측을 실시하였다. 보강재 유발변위 계측에서 하단은 LSn으로 상단은 USn으로 표시하였다. 정확한 계측을 위해 수평변위 및 보강재 유발 변위 계측 시에는 수행중인 모든 작업을 중단하였고, 계측에 영향을 주는 인자들은 제거 하였다. 그림 9는 시공완료후 옹벽의 전경을 보여주고 있다.

2.4 수평변위 및 보강재 인장변형을 분석

본 시험옹벽에 대한 계측은 옹벽의 장기적인 거동 분석을 목적으로 시공 후 현재까지 지속적으로 수행하고 있으며 아래에는 시공 후 약 6개월간의 계측 결과를 제시하였다. 특히 옹벽시공은 6월 하순에 착

수하여 약 3주 가량이 소요되었는데 이 기간은 집중강우가 발생하는 장마기간으로서 강우와 보강토 옹벽의 거동과의 관계를 고찰할 수 있는 좋은 기회를 제공하였다.

그림 10은 상·하단 옹벽의 수평변위를 시간에 따라 도시하고 있으며 아울러서 7월 초순에서 중순 사이에 발생한 집중강우기간을 도식적으로 나타내고 있다. 본 그림에서 관찰할 수 있는 중요한 경향은 두 가지로서 먼저 옹벽의 수평변위는 시공완료 후에도 얼마 동안은 증가하는 추세를 보이고 있다. 이러한 경향에 대한 원인으로서는 여러 가지가 있을 수 있으나 시공 중 발생한 응력의 재배치로 인해 옹벽을 구성하는 각 구성요소의 느슨한 부분이 폐합되는 과정에 의한 것이 하나의 원인으로 생각된다. 아울러서 그림에서 관찰할 수 있는 바와 같이 집중강우가 발생한 기간동안에 상당한 크기의 변위(약 10mm)가 추가적으로 발생하는 것으로 나타났다. 이러한 경향은 본 옹벽을 시공하는데 사용한 뒤채움흙이 SP로 분류되는 조립토이기는 하나 집중강우가 발생한 시점에서는 배수가 용이하게 되지 않아 수압이 작용함에 따른 것으로 판단된다.

위에 제시된 벽체 수평변위에서 관찰한 경향은 그림 11에 나타난 보강재에 유발된 인장변형률에서도 관찰할 수 있다. 이 그림에서는 상·하단 옹벽 각각

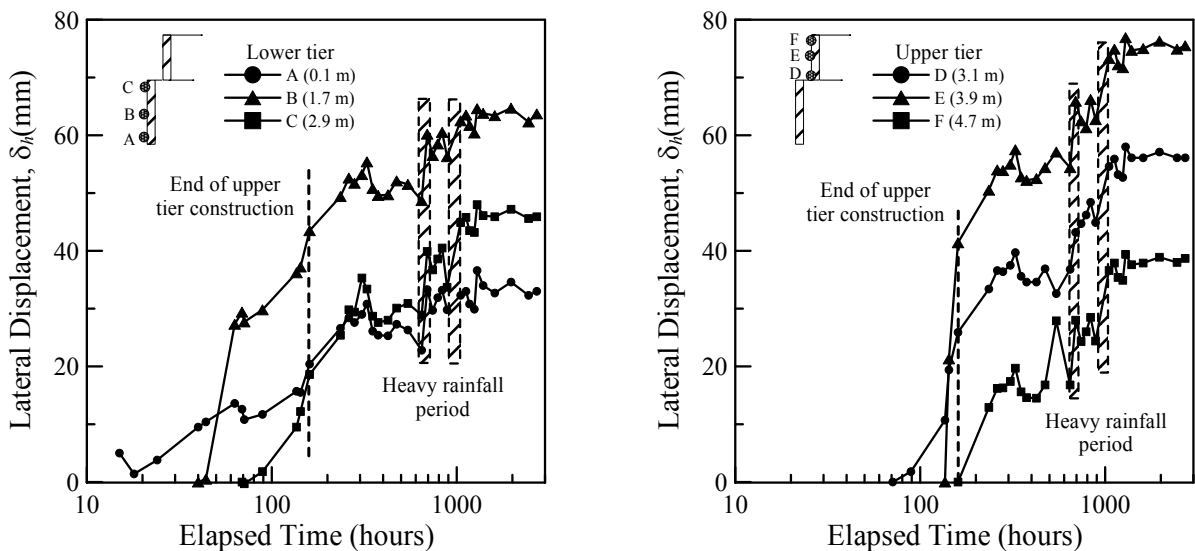
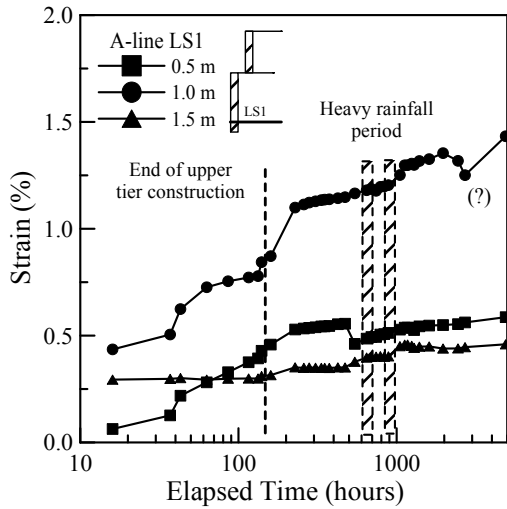
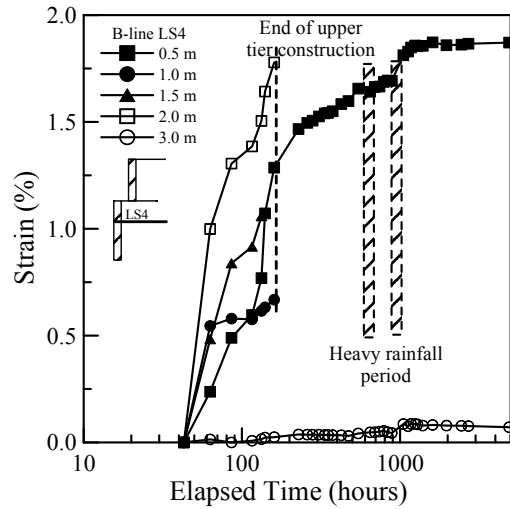


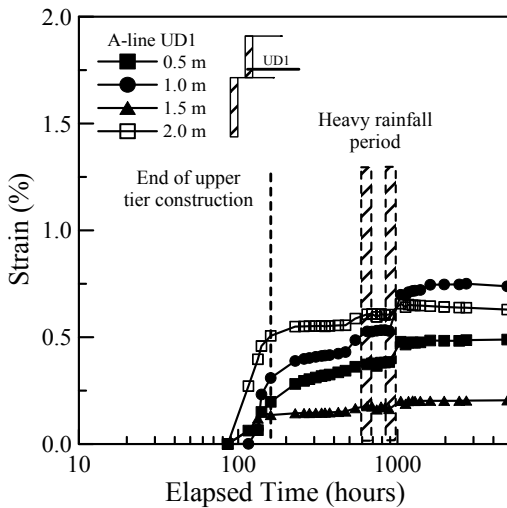
그림 10. 시간에 따른 벽체 변위



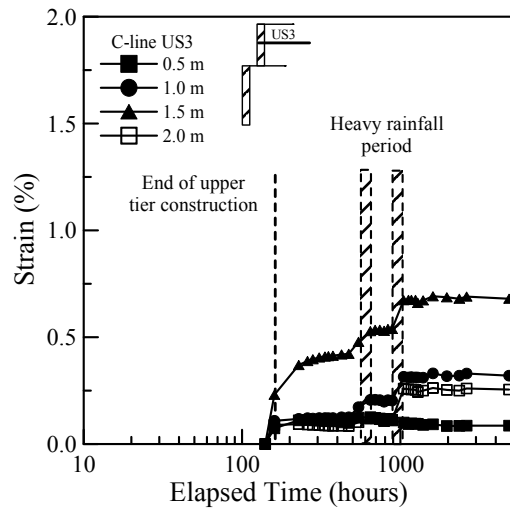
(a) LS1



(b) LS4



(c) US1



(d) US3

그림 11. 시간에 따른 보강재 유발 인장변형을

두 층의 보강재에서의 경향을 보여주고 있는데 보이는 바와 같이 상부에 위치한 보강재에서 그 경향이 보다 뚜렷하게 관찰되고 있다.

한편, 앞서 제시된 표준관입시험결과에서도 관찰할 수 있는 바와 같이 본 현장의 기초지반은 N치 20 이하의 강성이 그다지 크지 않은 지반으로서 옹벽의 기초하부 약 1.0 정도를 치환하기는 했으나 강우시 침투수가 유입되어 지반이 연약화 되는 경향을 관찰할 수 있었는데 앞서 제시된 벽체 변위 및 보강재 인장변형을 증가 현상은 이와 다소의 관계가 있으리라고 판단된다.

이러한 경향을 종합적으로 분석할 때 우리나라의

일반적인 시공 현황을 고려할 때 보강토 옹벽의 거동은 집중강우시 영향을 받는 것으로 나타났으며 투수성이 높은 흙을 뒤채움흙으로 사용하는 것이 중요하다는 가장 기본적인 '원리'의 중요성을 본 계측결과에서도 관찰할 수 있다고 하겠다.

3. 사례 2: 북미 OO지역 옹벽

3.1 옹벽 개요

본 옹벽은 북미지역에서 시공된 옹벽으로서 주 보강재로 steel mesh를 사용하였으며 보조 보강재로 폴

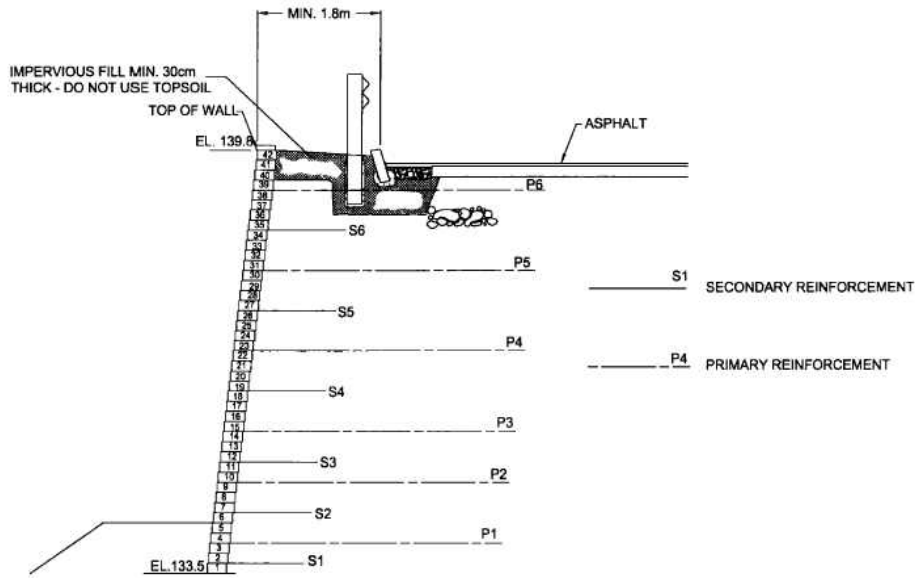


그림 12. 대상 현장옹벽

표 6. 보강토 옹벽 구성요소의 재료 특성

| SRW unit | With (cm) | Length (cm) | Height (cm) | Batter(°) |
|------------------------------|-------------------|---------------------------|----------------------|------------------------------------|
| Unit A | 30 | 40 | 15 | 7 |
| Reinforcement type | Aperture size(cm) | T_{ult} (kN/m) (1bs/ft) | LTDS (kN/m) (1bs/ft) | Mass/unit area (g/m ³) |
| PVC coated steel mesh | 8.25×11.4 | na | 40.9 (2800) | 1612 |
| PCV coated polyester geogrid | 2.52×3.0 | 20.7 (1418) | 10.7(738) | 224 |

^a na: not available, LTDS=long-term design strength, T_{ult} = ultimate strength

리에스터 지오그리드 보강재를 적용하였다. 옹벽의 최대 높이는 약 8.5m로서 총 연장 120m의 길이로 시공되었다(그림 12). 옹벽의 구성요소의 재료특성은 표 6과 같다.

뒤채움에 사용된 재료는 200번체 통과율이 약 23%정도 되는 실트질 모래로서 다짐된 상태에서 약 $10^{-4} \sim 10^{-5} \text{cm/s}$ 의 투수계수를 갖는 것으로 나타났다. 표 7은 뒤채움흙의 역학적 특성을 나타내고 있다.

표 7. 기초지반, 뒤채움흙, 배면토의 역학적 특성

| Soil | ϕ° | Cohesion | γ (kN/m ³) |
|-----------------|--------------|----------|-------------------------------|
| Reinforced fill | 32 | 0 | 18.9 |
| Retained fill | 32 | 0 | 18.9 |
| Foundation soil | 32 | 0 | 18.9 |

3.2 강우에 의한 파괴

옹벽시공 후 1999년 5월 집중강우시 파괴가 발생

하였다. 파괴 후 현장 조사결과에 의하면 파괴당시 옹벽의 지표면은 불투수층의 시공이 되지 않은 상태로서 강우시 지표수가 보강토체에 그대로 유입이 되는 상황이었으며 따라서 집중강우로 인해 상당한 양의 지표수가 보강토체에 유입되었던 것으로 조사되었다. 그림 13은 파괴 후 촬영한 사진을 보여주고 있는데 파괴는 블록벽체에 인접한 부분에 국한되었던 것으로 조사되었다.

옹벽의 붕괴 후 수행된 붕괴원인 조사에서는 블록식 보강토 옹벽의 대표적인 설계기준이라고 할 수 있는 NCMA 설계기준 (Collins, 1997)을 이용하여 안정성 검토를 수행하였다. 검토를 수행하는데 있어 여러 가지 현장상황을 판단하였을 때 배수는 충분히 되었던 것으로 판단하였으며 따라서 수압을 고려하지 않은 상태로 당초 설계에 대한 검토를 수행하였다. 표 8~10은 NCMA 설계기준에 의해 수행된 검토 결과를 나타내고 있다.

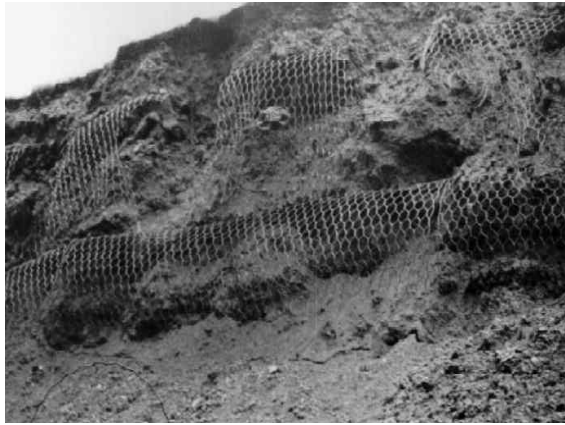


그림 13. 옹벽 파괴 형상

표에서 제시된 바와 같이 본 옹벽은 외적안정성 및 내적안정성을 만족하고 있으나 국부적안정성 검토결과 중 특히 연결강도에 대한 최소 안전율을 훨씬 못 미치는 것으로 나타났다. 표 10에서 관찰할 수 있는 바와 같이 연결강도에 대한 안전율을 평균 0.5로서 이는 블록과 보강재의 연결부에서는 50% 설계하중 만을 지지할 수 있다는 것을 의미하는 것으로서 집중강우로 인해 보강토체에 유발된 수압에 의해 붕괴가 발생한 것으로 판단되었다.

본 옹벽의 사례에서 얻을 수 있는 교훈은 보강토 옹벽시공 후 지표수 유입을 차단할 수 있는 소정의 계획이 필요하다는 점과 블록식 보강토 옹벽의 특성

표 8. 외적안정성 검토 결과

| External stability | Factor safety | NCMA recommended minimum factor safety |
|---------------------|---------------|--|
| Fs sliding | 3.50 | 1.5 |
| Fs overturning | 6.02 | 2.0 |
| Fs bearing capacity | 4.34 | 2.0 |

표 9. 내적안정성 검토 결과

| Layer # | Elevation | FS _{tensile overstress} > 1.0 | FS _{pullout} > 1.5 |
|---------|-----------|--|-----------------------------|
| 1 | 26.5 | 5.92 | 1.24 |
| 2 | 22.5 | 2.99 | 3.80 |
| 3 | 18.5 | 2.00 | 6.43 |
| 4 | 14.5 | 1.89 | 11.44 |
| 5 | 12.0 | 1.88 | 15.52 |
| 6 | 9.0 | 1.81 | 20.62 |
| 7 | 7.0 | 2.05 | 28.13 |
| 8 | 5.0 | 2.17 | 35.37 |
| 9 | 3.5 | 2.03 | 37.31 |
| 10 | 1.5 | 2.24 | 47.69 |
| 11 | 0.5 | 3.21 | 73.59 |

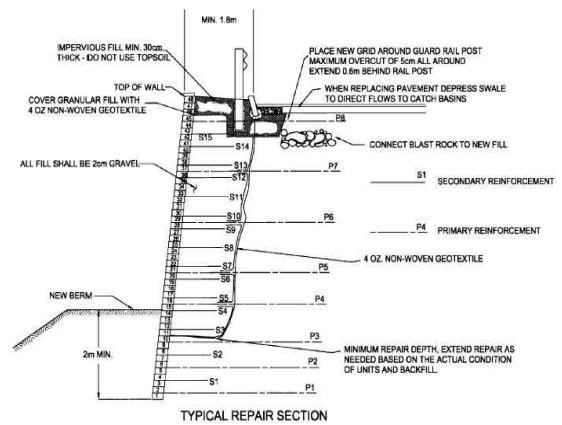


그림 14. 변경된 설계 단면

상 블록/보강재 연결부에서 충분한 연결강도를 보유하도록 설계가 이루어져야 만이 시공 후 발생할 수도

표 10. 국부적안정성 검토 결과

| Layer # | Elevation | FS _{connection} > 1.0 |
|---------|-----------|--------------------------------|
| 1 | 24.5 | 0.61 |
| 2 | 20.5 | 0.56 |
| 3 | 16.5 | 0.46 |
| 4 | 13.5 | 0.44 |
| 5 | 10.5 | 0.41 |
| 6 | 8.0 | 0.44 |
| 7 | 6.0 | 0.52 |
| 8 | 4.5 | 0.49 |
| 9 | 2.5 | 0.54 |
| 10 | 1.5 | 0.38 |

있는 경우에 의한 수압에 저항할 수 있는 저항력이 확보될 수 있다는 점이다.

붕괴 발생 후 당초 옹벽은 해체 후 그림 14와 같은 단면으로 재시공 되었는데 보이는 바와 같이 보조 보강재의 수를 두 배로 증가시킴과 동시에 주 보강재인 steel mesh 또한 당초에는 블록과 연결되지 않았으나 재 시공시에는 연결하도록 하여 충분한 연결강도를 보유하도록 하였다.

4. 결 론

본 고에서는 성균관대학교에 시공된 시험옹벽의 계측결과와 국외에서 발표된 옹벽 붕괴사례를 토대로 강우가 보강토 옹벽의 거동에 미치는 영향을 검토하였다. 시험옹벽에서의 계측결과에서는 집중강우 발생시 벽체 변위 및 보강재의 유발변형율이 증가하는 추세가 뚜렷하게 관찰 되었다. 한편 국외 사례에서도 보강토 옹벽의 붕괴에 있어서 집중강우가 원인을 제공하는 것으로 나타났으며 본 옹벽의 경우 연결강도에 대한 설계가 제대로 이루어지지 않아 강우로 인해 발생한 침투수압에 블록/보강재 연결부가 충분한 저항을 하지 못하여 붕괴가 일어 난 것으로 조사

되었다.

이러한 두 사례로부터 뒤편흙의 투수성은 보강토 옹벽의 시공후 거동과 밀접한 관계가 있으며 양질의 조립토를 뒤편흙으로 사용한다고 해도 집중강우시에는 침투 수압이 발생하므로 설계시 내·외적 안정성뿐만 아니라 국부적 안정성 또한 충분히 확보하여 시공 후 발생할 수 있는 침투수압에 충분히 저항하도록 하는 것이 중요할 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

1. Bathurst, R.J., Walters, D., Vlachopoulos, N., Burgess, P., Allen, T.M., (2000). Full Scale Testing of Geosynthetic reinforced Walls. Proceedings of GeoDenver 2000, ASCE Special Publication.
2. Collin, J. (1997), "Design Manual for Segmental Retaining Walls, 2nd Ed," NCMA, Virginia.
3. Collin, J. (2001). Lessons learned from a segmental retaining wall failure. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 19, pp. 445-454.
4. Elias, V. and Christopher, B.R. (1997), "Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design and Construction Guidelines," FHWA Demonstration Project 82, FHWA, Washington, DC, FHWA-SA-96-07.