

계단식 형태의 블록식 보강토 옹벽의 거동특성

Measured Behavior of Full-Scale Soil-Reinforced Segmental Retaining Wall

*1 유충식 Yoo, Chung-Sik

*2 정혁상 Jung, Hyuk-Sang

Abstract

This paper presents the results of instrumentation of a two-level of soil-reinforced segmental retaining wall. Instrumentation items include the lateral wall displacements and the geogrid strains at several locations. The instrumentation is still long carried in order to examine long-term behavior. The result indicate that the upper wall has a significant effect on the behavior of the lower wall doubling the wall moved. The wall also exhibits significant post-construction movements that had ceased several months after the wall completed. The implication of the findings from this study was discussed in great detail.

요 지

계단식 보강토 옹벽의 거동 특성을 파악하기 위하여 계단식 보강토 옹벽을 시험 시공하였으며, 수평변위와 보강재에 발생한 변형률을 중심으로 계측을 실시하였다. 특히 수평변위와 보강재 유발 변형률을 장기간 계측함으로써 계절변화에 따른 영향을 평가하였으며, 강우가 보강토 옹벽에 미치는 영향, 연약지반에서의 거동특성 등등에 초점을 맞춰 계측하여 분석을 실시하였다. 본 논문에서는 계단식 보강토 옹벽 시공 중에 발생하는 수평변위 및 보강재 유발변형률을 중심으로 분석하였고, 그 결과 상단옹벽 시공으로 인한 하단옹벽의 수평변위 및 보강재 유발 변형률은 상당히 많은 영향을 받고 있는 것으로 조사되었다.

Keywords : Soil-reinforced segmental retaining wall, Geogrid, Bulging, Effect of foundation stiffness

1. 서 론

보강토 공법은 불연속 재료라 볼 수 있는 토체 내의 변형이 발생하는 방향과 동일한 곳에 보강재를 포설하여 흙의 전단강도를 개선하는 공법이다. 이는 편리하고 빠른 시공성, 우수한 경제성, 수려한 외관 등의 장점으로 인하여 1990년대 후반부터 국내의 수요가 증가하고 있으며, 보강재를 지오그리

드로 사용하는 보강토 공법 연구 또한 활발히 진행되고 있다. 현재 계단식 보강토 옹벽의 설계 개념은 NCMA와 FHWA 설계기준의 내적안정성검토, 외적안정성검토, 국부적안정성검토를 통해 포설조건을 결정하고 있으며, 경우에 따라서 사면안정해석을 요구하기도 한다. 그러나 이러한 설계 개념은 우리나라의 설계 사례를 검토할 경우 설계 기준에 부합되지 않는 경우가 많은 것으로 보고된다.

*1 성균관대학교 토목공학과 부교수(Assoc. Prof. Dept. of Civil Engrg., Sungkyunkwan Univ.)

*2 성균관대학교 토목공학과 석사과정(Graduate Student. Dept. of Civil Engrg., Sungkyunkwan Univ.)

계단식 보강토 옹벽의 문제점으로는 상단옹벽 시공 시 발생하는 하단옹벽의 과다한 배부름현상(bulging), 하단옹벽의 상부전도로 인한 하단옹벽의 상부침하, 하단옹벽의 상부 침하로 인한 상단옹벽의 기초지반 침하 등으로 이어지는 다양한 문제점들이 발생하고 있다. 이러한 계단식 보강토 옹벽의 문제점들과 거동에 대한 이해 부족, 부적절한 설계 등으로 인하여 시공시 사고 사례가 빈번히 보고되고있는 실정이다.

본 논문에서는 계단식 보강토 옹벽의 거동을 고찰하기 위하여 시험 시공을 시행하였고, 연성기초지반에서의 보강토 옹벽의 거동에 대해 분석 해 보았으며, 옹벽의 수평변위 및 보강재의 변형률의 측측 결과 분석을 통해 상·하단 옹벽의 상호작용 메커니즘을 고찰하였다.

2. 시험시공

2.1 현장위치 및 지반조건

본 계단식 보강토 옹벽은 수원시 장안구 천천동에 위치한 성균관대학교내 지반시험장에 시공하였다. 지반시험장은 전형적인 화강 풍화토지반으로 이루어져 있으며, 상부층은 약간 조밀한 상태의 모래질 점토 및 실트질로 구성되어 있고, 하부층은 조밀 또는 매우 조밀한 상태의 풍화토로 이루어져 있다. 또

한 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 14이고, 충적토(4~6m)의 N치는 18이며, 풍화토(6~12m)에서는 9m일때 N치는 27이었으며, 10m이하에서는 N치는 50으로 조사되었다. 시험장의 지질은 선캄브리아기에 속하는 경기 변성암 복합체와 이를 중생대 쥐라기에 관입한 화강암류가 지반으로 분포하고 있고 중생대 쥐라기에 관입한 흑운모 화강암이 기반암으로 되어있다. 그림 1과2는 지반시험장의 위치도와 주상도를 나타내고 있으며, 그림 3은 표준관입시험결과를 보여주고 있다.

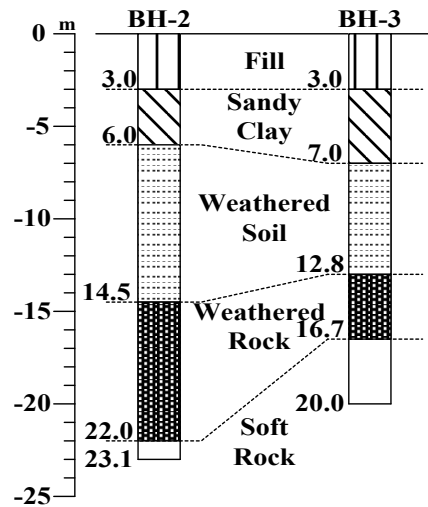


그림 2. 지반시험장의 주상도

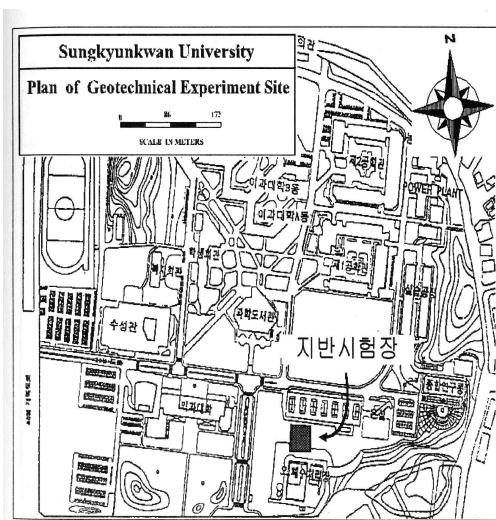


그림 1. 지반시험장의 위치도

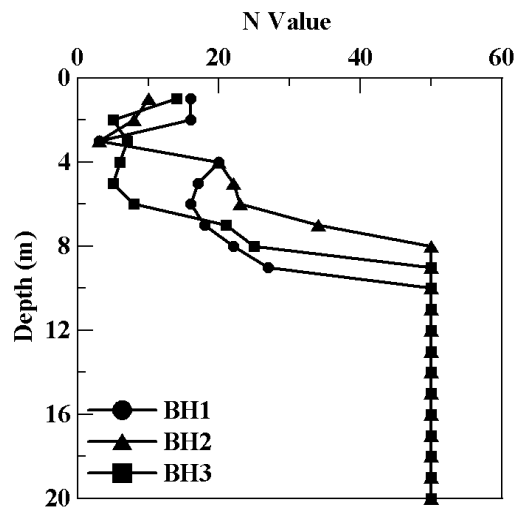


그림 3. 표준관입시험결과

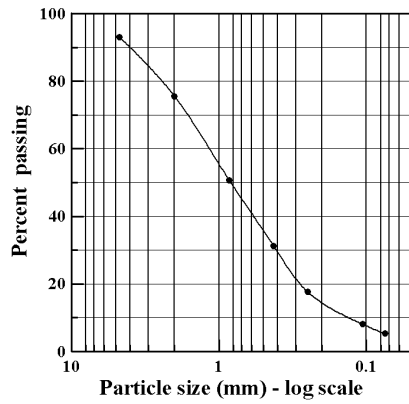


그림 4. 체분석시험결과

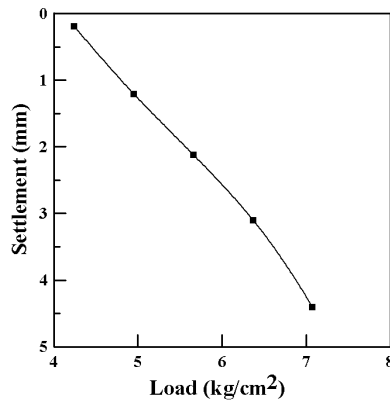


그림 5. 평판재하시험결과

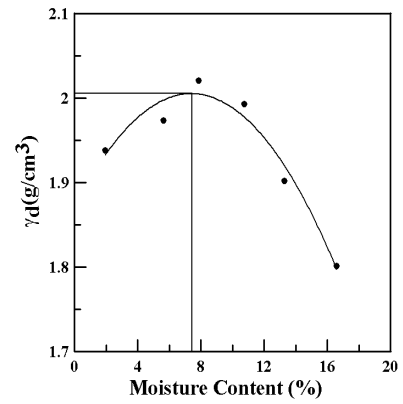


그림 6. 다짐시험결과

표 1. 뒷채움 흙시료의 기본 특성

뒷채움 흙시료의 특성			
흙의분류	SW	OMC	7.4 (%)
비중	2.7	γ_{dmax}	2.01 t/m ³
다짐도	97.26 (%)	함수비	7.34 (%)

2.2. 옹벽시공

시공옹벽에 사용된 RECO 블록은 자체의 전단키를 이용하여 상호간의 결속력을 증대시키도록 되어 있다. 첫단 블록 설치에는 수평 및 수직이 일치하도록 주의를 기울여 시공하였으며 블록이 서로 맞물리는 부분에는 이물질 제거하여 완전히 밀착되도록 시공하였다. 보강재의 설치에는 다짐이 완료된 성토채 위에 수평으로 포설하고, 들뜨거나 구부러지지 않도록 팽팽하게 포설 하였다. 보강재가 블록 사이에 맞물리도록 블록 전면까지 충분히 포설하였으며, 보강재의 서로 겹침 길이는 10cm로 하였다. 노이즈를 최소화하기 위해 지오그리드 포설 후 스트레인지지 및 쉘드형 케이블 주위에는 양질의 흙을 포설하였고, 옹벽구조물의 원활한 배수를 위해 전면부에 쇄석을 포설하였다. 뒷채움 흙의 포설 후 매 30cm 성토 후마다 다짐을 실시하였으며, 다짐도 97%를 유지하였다. 전면에 근접한 부분의 다짐시에는 과도한 다짐에 의한 축방향응력의 발생 억제를 위해 경량의 장비를 사용하였다. 표 1은 뒷채움에 사용된 흙의 특성을 보여주고 있으며, 그림 4는 체분석 시험 결과와 평판재

하시험결과를 나타내고 있고, 그림 5는 평판재하시험 결과를 보여주고 있다. 그림 6은 다짐시험결과를 보여주고 있으며, 다짐시험(KS F 2312)은 D형 건조 방법으로 수행하였다.

2.3. 현장계측

수평변위 계측은 Sokkia사의 MONMOS를 이용하였다. MONMOS는 3-D Station (NET2A), 반사타겟, 콘트롤터미널(SDR4C)로 구성되었으며, 3-D Station (NET2A)은 기능면에서 다른 Total Station과 같지만 거리 측정 정도를 비약적으로 향상시킨 장비로서, 터널의 내공변위량 및 천단침하등의 높은 정밀도를 필요로 하는 계측에 사용되는 기기이며, 콘트롤터미널(SDR4C)은 거리, 각도데이터를 3차원 좌표치 0.1mm단위로 산출하며, 현장에서 내공변위량 및 천단침하량을 신속히 얻을 수 있는 특징이 있다. MONMOS로는 항상 같은 좌표계를 이용하여 계측하므로써 각 측정점의 움직임은 그 변위방향과 변위량이라고 하는 3차원 벡터로 파악하는 것이 가능하다. 표 2는 본 시험에서 사용된 MONMOS의 제원을 보여주고 있다.

보강재 유발변위 계측을 위한 스트레인지지는 Tokyo Sokki사의 소성 스트레인지지(YFLA-5-1L)를 사용하였으며, 이는 10~15%의 큰 스트레인을 측정할 수 있는 게이이지이며, 탄성역의 반복 측정이 가능하다는 특징을 가지고 있다. 표 3은 본 시험에 사용된 스트레인지지의 제원을 보여주고 있다. 스

표 2. Total Station 제원

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

표 3. 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%

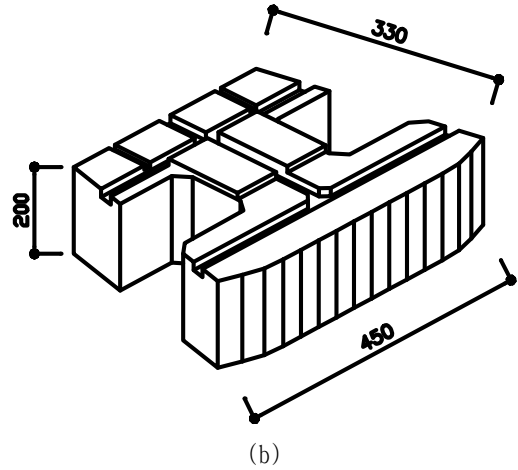
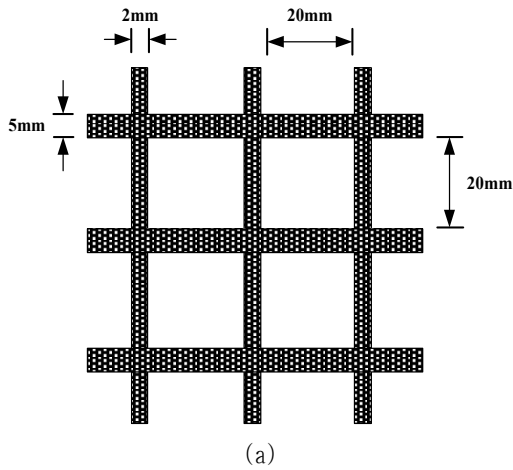


그림 7. RECO블록 및 지오그리드

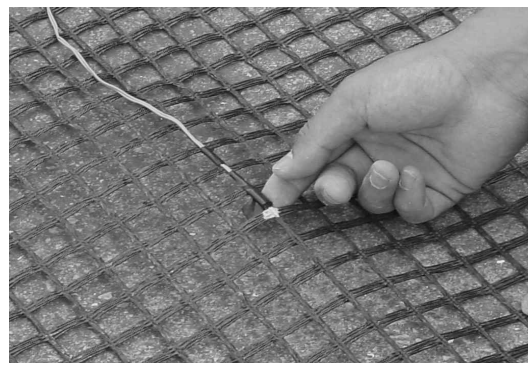


그림 8. 반사 타켓 및 지오그리드 부착 모습

트레인게이지 부착은 CN접착제와 N-1코팅제, VM 방수 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. 그림 7의 (a)와 (b)는 시험 시공에 사용된 RECO 블록과 지오그리드의 제원을 보여주고 있으며, 그림 8(a)와 (b)는 Total Station 부착형

반사 타켓의 부착 모습과 지오그리드에 스트레인 게이지 부착 모습을 보여주고 있다. 표 4는 RECO블록의 제원을 보여주고 있으며, 표 5는 지오그리드의 제원을 보여주고 있다.

본 시험시공용벽에서는 수평변위 계측을 위한 부착형 반사 타켓은 A, B, C 라인 각각 12개씩 36개를 설치하였으며, 보강재 변형률 계측을 위한 스트레인 게이지 A, B, C 라인 각각 36개씩 108개를 설치하였

표 4. RECO블럭 제원

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

표 5. 지오그리드 제원

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

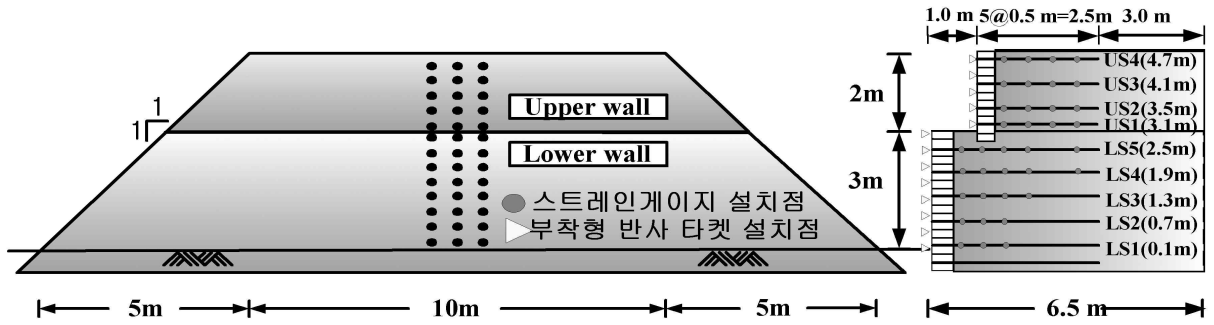


그림 9. 부착형 반사 타켓 설치 정면도 및 Strain gage 설치 전개도

다. 그림 9는 시공된 옹벽의 부착형 반사 타켓 설치 정면도 및 Strain gage 설치 전개도를 보여주고 있다. 수평변위 계측에서 하단은 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 수행 중인 모든 작업을 중단하였고, 계측에 영향을 주는 인자들은 제거하였다.

3. 결과분석 및 고찰

3.1 수평변위 발생경향

본 시험장은 그림 2의 지반시험장의 주상도와 그림 3의 표준관입시험결과를 보는 바와 같이 지표에서 3m지점까지는 매립토, 3m~6m는 충적토, 6~12m는 풍화토, 12m~18m는 풍화암, 18m이하는 연암으로 구성되어 있으며, 매립층의 N치는 14이고, 충적토의 N치는 18이며, 풍화토에서는 9m일때 N치는 27이었으며, 10m이하에서는 N치는 50으로 조사되어 기초지반의 강성이 연성으로 간주하였다. 기초

지반의 강성이 작을 경우 기초 침하로 인한 수평 및 수직방향의 변위가 동시에 발생하고, 이로 인하여 기초지반 강성에 비해 많은 수평변위가 발생한다고 할 수 있다. 본 시험에서 많은 수평변위 발생과 수렴하기까지 오랜 시간이 지속되었던 이유는 기초지반의 강성에 기인 했다고 할 수 있다. 따라서 연성기초지반에서의 보강토 옹벽 시공 시 외적안정성에 대한 면밀한 검토가 요구된다.

벽체의 수평변위는 지표면기준으로 중앙부에서 많은 변위를 나타내고 있으며 특히 2.1m 높이지점에서는 최대수평변위 발생을 보여 주고 있다. 이는 1/3H~2/3H에 최대 변위가 나타나는 일반적인 블록식 보강토 옹벽의 변위 발생 경향을 따르고 있음을 보여주고 있다. 그림 10은 1단옹벽 완료시 벽체의 수평 변위 발생경향을 보여주고 있다. 2단옹벽의 수평 변위 역시 1/3H~2/3H 지점인 3.9m높이 지점에서 최대 변위를 나타내고 있다. 그림 11은 2단옹벽 시공 완료 시 수평변위 경향을 보여주고 있으며, 그림에서 보는 바와 같이 1단옹벽과 2단옹벽의 경계부에서 나타나는 수평변위는 1단옹벽의 상부에서 많은 수평 변위로 발생으로 인하여 2단옹벽의 하단이 침하 및 수평변위가 나타나게 되었다. 이에 대한 대책으로는

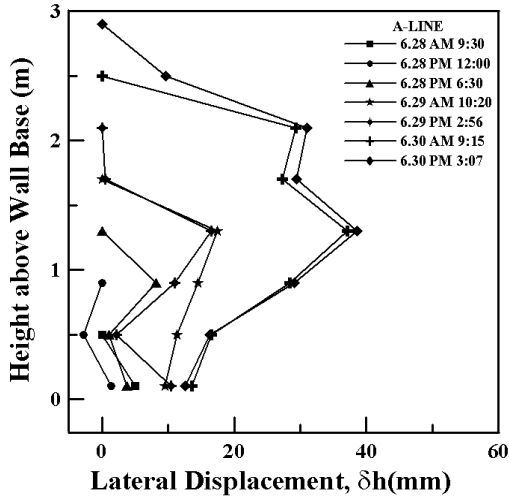


그림 10. 1단옹벽시공완료시 발생하는 수평변위

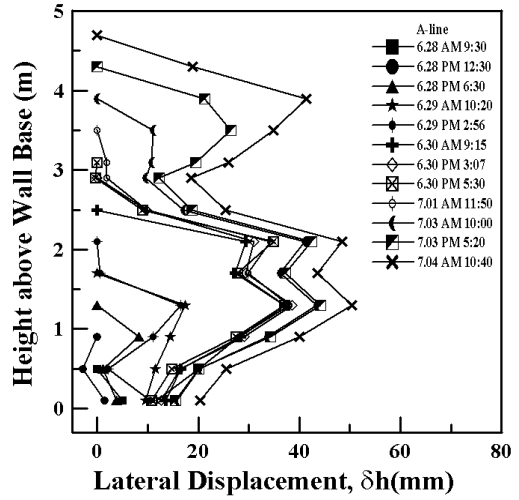


그림 11. 2단옹벽 시공완료시 발생하는 수평변위

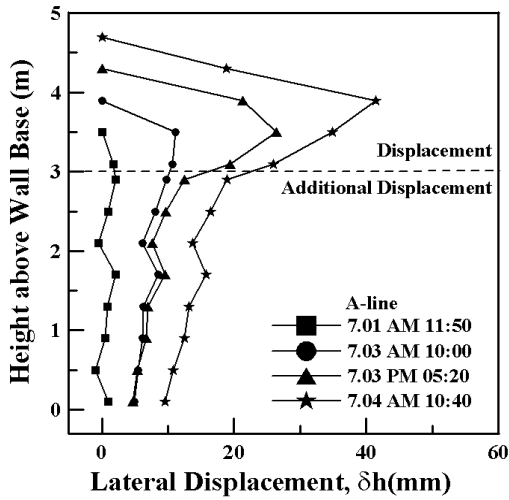


그림 12. 1단옹벽시공시 발생하는 추가변위

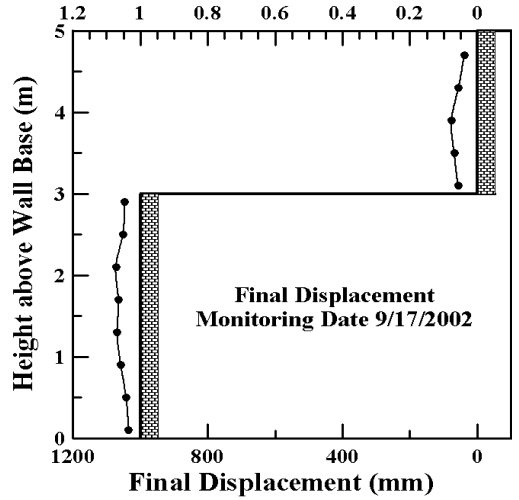


그림 13. 최종변위 (9/17/2002)

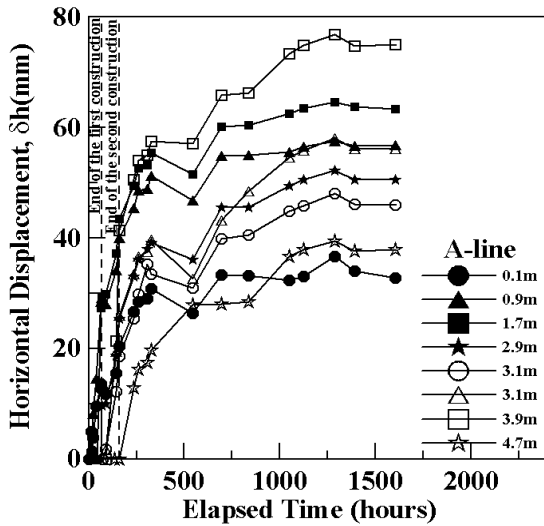


그림 14. 시간경과에 따른 수평변위 (A-Line)

1단옹벽의 상부 보강이 필요하며, 2단 옹벽의 기초 설치 시 압축 기초의 충분한 다짐과 보강이 필요하다고 할 수 있다. 그림 12는 2단옹벽 시공에 따른 1단옹벽의 추가변위를 나타낸 것이고, 그림 13은 최종수평변위를 나타내고 있다.

그림 14는 시간 경과에 따른 수평변위 경향(A-Line)을 나타내고 있으며, 그림에서 보는 바와 같이 옹벽의 수평변위가 수렴하기까지는 시공 완료 후 약 48일 정도의 상당히 많은 시간이 소요 됐으며, 그 원인으로서는 장미철 강수에 의한 영향과 지오그리드의 Creep 변형, 강성이 작은 연성 기초지반으로 인한 옹벽의 침하와 이에 따르는 많은 수평변위를 요인으로 꼽을 수 있다. 이에 대한 대책으로는 기초지반의

표 6. 옹벽의 수평변위경향 (A-Line)

위치	1단옹벽완료시 발생하는 수평변위 (mm)	2단옹벽완료시 발생하는 수평변위 (mm)	최 대 수평변위 (mm)	1단옹벽에 발생하는 추가변위를 (%)	시공완료후 발생한 수평변위 변화를 (%)
LD1(0.1m)	13.6	20.4	36.6	33	44
LD2(0.5m)	16.5	25.5	41.9	35	39
LD3(0.9m)	29.1	40.0	57.6	27	31
LD4(1.3m)	38.6	50.3	68.7	23	27
LD5(1.7m)	29.4	43.5	64.7	32	33
LD6(2.1m)	31.0	48.5	72.7	36	33
LD7(2.5m)	9.7	25.4	52.2	62	51
LD8(2.9m)	0	18.6	48	100	61
평균	20.99	34.03	55.3	44	42

강성을 크게 하기 위하여 치환 및 개량 공법으로 침하에 따른 수평변위를 줄일 수 있다고 할 수 있겠다. 2단옹벽의 변위는 초기변위가 크고, 시간의 경과에 따른 변화의 폭이 감소하고 있으며, 2단옹벽 시공에 따른 1단옹벽의 추가변위는 거의 균등하게 변화하고 있다. 시공이 모두 완료된 후 최대 변위를 보이고 있는 LS4(지표면기준 1.3m)에 대해 1단옹벽 완료 시점부터 2단옹벽 완료시점까지의 변화를 보면 약 11.7 mm의 추가 변위를 보이고 있으며, 1단옹벽 완료시점의 최대 변위인 38.6 mm보다 작은 변화를 보이고 있음이 나타났다. 이는 1단옹벽 완료 후 2단옹벽 완료시까지 변위량에 약 23%의 추가 변위가 발생했으며, 평균 추가 수평변화율은 약 44%로 분석되고 있다. 시공이 완료된 후에도 옹벽의 수평변위는 지속적으로 증가하고 있으며, 평균 42%의 변화를 보이고 있는 것으로 계속되었다. 시공이 완료된 후 중앙부분에서 상대적으로 적은 수평 변화율을 보이지만 절대 수평변위는 큰 것으로 나타나고 있다. 표 6은 본 시험을 통해 얻은 보강토 옹벽의 수평 변위 경향을 나타내고 있다.

위 내용을 종합해 볼 때 계단식 보강토 옹벽의 수평변위는 각단의 중앙부분에서 큰 폭의 변화를 보이고 있고, 옹벽의 상단과 하단의 경계부에서 역시 많은 수평변위를 보이고 있으며, 옹벽이 수렴하기까지 오랜 시간이 필요한 것으로 계속되었다. 이에 대한 대책으로는 옹벽의 기초 설치 시 충분한 다짐을 실시

해야하며, 필요시에는 기초지반을 치환 및 개량하여 기초 지반의 강성을 충분히 보유하도록 해야 하며, 또한 하단옹벽의 상단부분에는 보강재를 통한 보강이 필요하며, 강우에 대해 원활한 배수처리를 해야 한다고 판단된다.

3.2 보강재의 인장 변형률 분포

2단옹벽 시공 시 발생하는 1단옹벽의 추가 변형률은 1단옹벽의 상단인 LS5(지표면기준 2.5m)에서 76%로 가장 크게 나타났으며, 2단 옹벽 시공 시 1단 옹벽의 최상단이 영향을 가장 많이 받고 있음을 알 수 있었다. 이는 보강토 옹벽시공 시 1단옹벽의 상단 부분 및 2단옹벽의 기초부분의 강성을 크게 함으로서 보강재의 유발변위를 최소화 할 수 있다. 벽체를 기준으로 1/3H~2/3H 부분에서 최대 유발 변형률은 1단옹벽의 LS4(지표면기준 1.9m, 벽체기준 0.5m)에서 $20833 \times 10^{-6} (\mu)$ 이고, 2단옹벽의 US2(지표면기준 3.5m, 벽체기준 1.0m)에서 $17294 \times 10^{-6} (\mu)$ 으로 나타났다. 유발 변형률은 벽체 기준으로 1/3H~2/3H 지점에서 큰 변위를 나타내며, 1단옹벽의 경향과 2단옹벽의 경향이 비슷함을 알 수 있다. 그림 15는 1단옹벽 완료시 보강재의 유발 변형률이고, 그림 16은 2단 옹벽 완료 시 보강재의 유발 변형률을 보여주고 있다. 표 7은 본 시험 시공 시 2단옹벽 시공 시 발생하는 1단 옹벽의 보강재 유발변형률을 나타내고 있다.

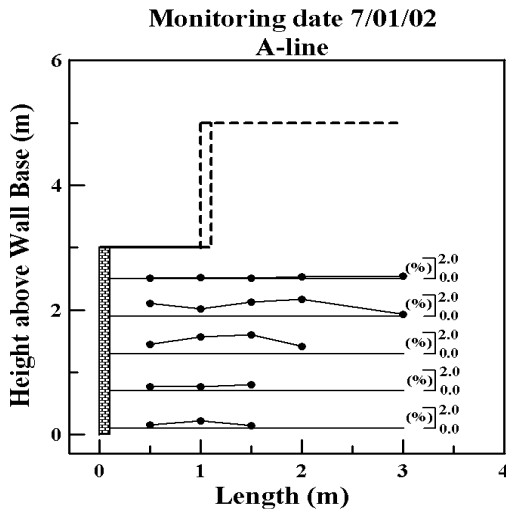


그림 15. 1단옹벽시공완료시 유발변형률

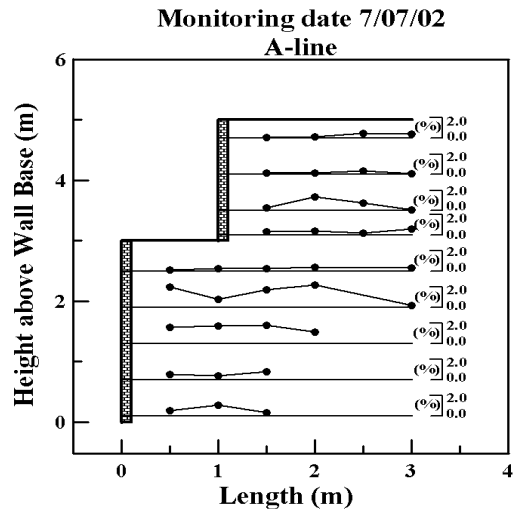


그림 16. 2단옹벽시공완료시 유발변형률

표 7. 1단옹벽의 보강재 유발변형률

위치	1단옹벽완료시 발생하는 유발변형률 μ (10^{-6})	2단옹벽완료시 발생하는 유발변형률 μ (10^{-6})	최대 유발 변형률 μ (10^{-6})	1단옹벽에 발생하는 추가변형률 (%)	최대변형률에 대한 시공중 발생한 변형률 (%)
LS1(A-1.0m)	7264	10992	13050	34	84
LS2(C-1.0m)	5657	7064	13067	20	54
LS3(A-0.5m)	8793	15960	19440	45	82
LS4(A-0.5m)	12464	20168	20833	38	97
LS5(B-1.0m)	2182	9031	9753	76	93

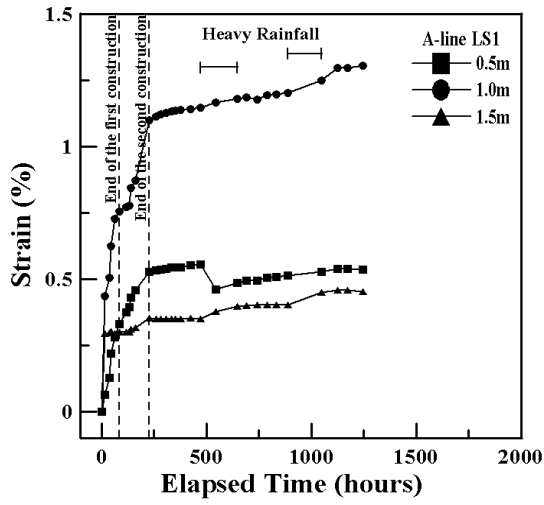
지오그리드는 신장성 보강재이므로 초기 변형률이 높게 나타나고 있다. 시공완료 후 첫번째 강우시(7월17일~7월24일) 누가강우량은 147.5mm이고, 두번째 강우시(8월3일~8월10일) 누가강우량은 376.05mm로 나타났다. 강우에 대한 변화는 1단옹벽의 상단부분(LS5)과 2단옹벽의 상단부분(US4)에서 많은 변화를 보이고 있으며, 1단 및 2단 옹벽 모두 전면 기준 1~2m 떨어진 곳에서 변위가 크게 증가했음을 알 수 있었고, 하단부분에서는 강우에 영향이 미소한 것으로 파악된다. 그림 17은 시간 경과에 따른 각단의 보강재의 유발 변위를 나타내고 있고, (a), (b), (c)는 하단옹벽의 하단부분, 중간부분, 상단부분을 나타내고 있으며, (d), (e), (f)는 상단옹벽의 하단부분, 중간부분, 상단부분을 나타내고 있다. 토압 의한 스트레인게이지 파손으로 A, B, C 라인 중에서 각단의 상태가 양호한 부분만을 표시하였다. 그림에

서 보는 바와 같이 1단옹벽과 2단옹벽을 비교 해 볼 때 1단옹벽이 상대적으로 적은 변화를 보이고 있음을 알 수 있다.

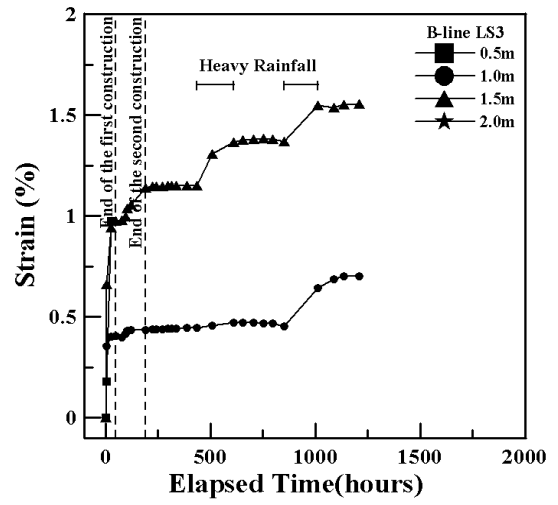
위에 제시된 보강재 유발 변위 내용들을 종합해 볼 경우 지오그리드는 초기변형률이 높게 계측되었으며, 각단의 수평·수직방향 모두 중앙부분에서 높은 변위를 나타내고 있으며, 수평변위 수렴기간과 거의 일치하는 것으로 계측되었다. 또한 강우에 대한 영향으로는 각단의 상단부분에 영향을 미치고 있으며, 하단은 상대적으로 영향이 미비한 것으로 계측되었다.

3.3 계측에 의한 최대유발인장력과 설계기준(NCMA, FHWA) 비교

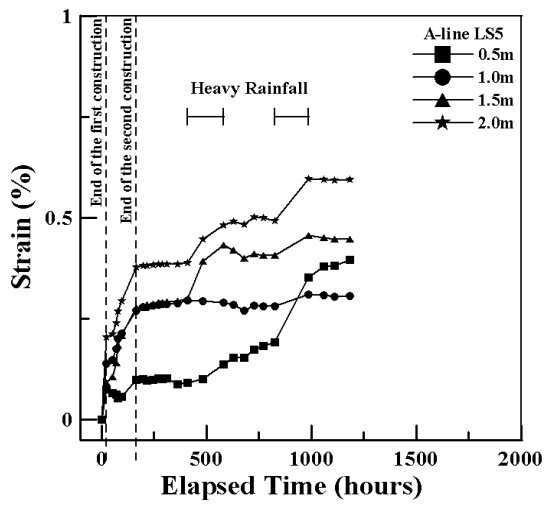
시험 옹벽을 통해 얻어진 변형률을 토대로 지오그



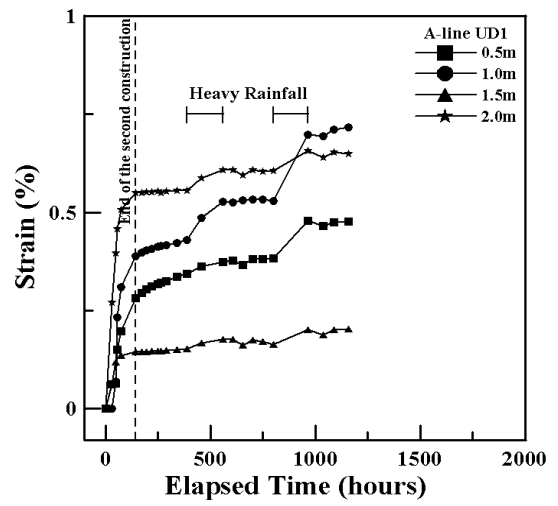
(a)



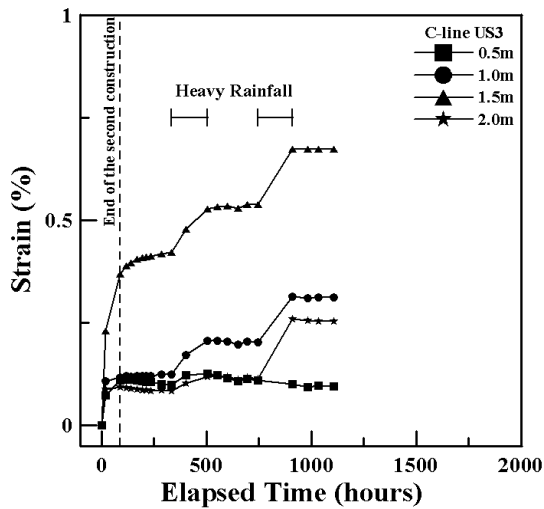
(b)



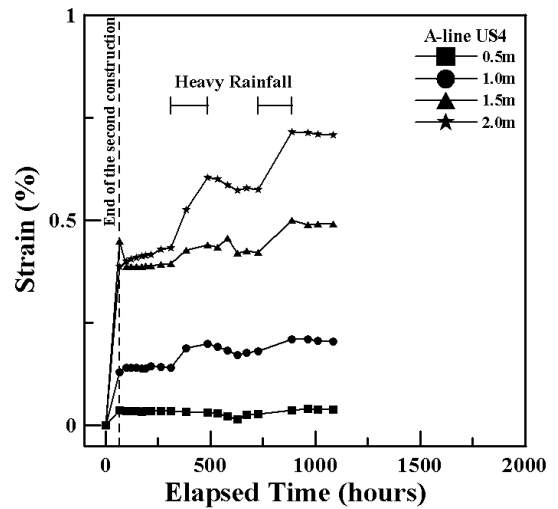
(c)



(d)



(e)



(f)

그림 17. 시간 경과에 따른 보강재의 유발 변형률

표 8. 최대유발인장력과 설계기준(NCMA, FHWA)의 최대 유발 인장력 비교

위치	최대 변형률 (%)	시공 완료 시 발생한 최대유발 인장력 (kN/m)	시공 완료 후 발생한 최대유발인장력 (kN/m)	FHWA 설계 최대유발인장력 (kN/m)	NCMA 설계 최대유발인장력 (kN/m)
LS1 (0.1m)	1.354	7.05	7.99	9.12	6.58
LS2 (0.7m)	1.307	7.75	7.70	9.58	7.08
LS3 (1.3m)	1.944	9.65	10.35	8.21	6.72
LS4 (1.9m)	2.083	10.65	10.75	6.84	6.15
LS5 (2.5m)	0.935	6.10	8.40	7.30	4.37
US1 (3.1m)	1.318	7.30	7.85	1.71	2.29
US2 (3.5m)	1.729	8.05	9.50	2.66	2.17
US3 (4.1m)	0.956	3.35	6.25	1.82	1.69
US4 (4.7m)	0.709	4.40	5.15	0.46	0.48

리드 보강재의 인장강도를 얻기 위해 광폭인장강도시험을 실시하였다. 광폭인장강도시험은 한국원사직물시험연구원의 변형제어식 인장시험기를 사용하였고, 시료는 0.2m × 1.2m(8ribs)의 경사방향 3개 시편에 대한 시험을 수행하였다. 인장속도는 100mm/min 이고, 파괴시까지의 변형률과 인장강도 데이터를 확보하여 분석하였다. 표 8에서는 계측된 보강재 유발 변형률로부터 유추된 유발 인장력과 설계기준을 토대로 계산된 유발인장력을 비교하고 있다. 보는 바와 같이 전반적으로 계측결과가 두 설계법에 비해 작게 분석되고 있다. 이 결과는 현장 계측된 변형률이 미소한 오차를 포함 할 있기 때문이다. 두 설계법의 상단옹벽의 유발인장력과 계측치 유발 인장력을 비교해 볼 경우, 계측치는 설계기준 보다 크게 나타났으며, 이는 현 설계기준이 상단옹벽을 독립된 단일 옹벽으로 간주하고 있으나 실제거동에서는 상·하단 옹벽의 상호작용이 발생하기 때문으로 판단되며, 따라서 상단옹벽은 과소평가되고 있음을 알 수 있다. 두 설계법 모두 이부분에 대한 구체적인 연구가 필요하다고 판단된다. NCMA 설계법과, FHWA 설계법을 비교 해 볼 경우 미소하나마 FHWA설계법이 보수적인 설계를 시행하고 있지만, 두 설계법은 계측된 변형률로 계산한 인장변형률과 비교 해 볼 경우 보수적이지만은 않다고 평가 할 수 있다. 최대인장강도가 55kN/m이므로 인장과괴부분에 대해 안전한 것으로 분석되었다. 신장성 보강재의 경우 변형률은 초기에

높게 계측되고, 이로 인해 옹벽의 보강재 유발인장력은 초기에 발생한다고 할 수 있겠다. 표 8은 옹벽에 발생한 최대유발인장력과 설계기준(NCMA, FHWA)의 최대 유발 인장력을 비교하고 있다.

4. 결 론

본 연구에서는 계단식 옹벽의 거동 특성을 고찰하기 위해 상·하단 옹벽의 높이가 각각 3m 와 2m, 이격거리가 1.0m인 계단식 옹벽에 대한 현장계측을 수행하였다. 현장계측은 시공중 및 시공 완료후 약 2개월 가량 지속하고 있으며 본 논문에서는 그 결과를 분석한 내용을 다루었다. 계측결과에 따르면 하단 옹벽은 상단옹벽의 시공에 따라 상당한 영향을 받아 상단부에서의 최대 100%정도의 추가변위가 발생하는 것으로 나타났으며 지오그리드 보강재 또한 이에 따른 변형률 증가가 발생하는 것으로 나타났다. 이러한 옹벽의 변위 및 변형률의 크기는 1단옹벽으로 시공하는 경우를 초과하는 것으로서 계단식 옹벽 시공 시에는 상하단 옹벽의 상호작용을 고려하여 충분한 검토가 이루어져야 할 것으로 판단된다. 또한 유발인장력부분에서는 현 설계기준이 상단옹벽을 독립된 단일 옹벽으로 간주하고 있으나 실제거동에서는 상·하단 옹벽의 상호작용이 발생하기 때문으로 판단되며, 따라서 상단옹벽은 과소평가 되고 있음을 알 수 있다. 한편, 계단식 옹벽의 수평변위가 수렴하기

까지 상당한 시간이 소요됐으며, 지속적인 계측결과
강우시에는 변위 및 보강재 변형률이 상당한 증가를
보이는 것으로 나타나 지속적인 검토가 필요한 것으
로 사료된다.

감사의 글

본 연구를 위해 계단식 보강토 옹벽시공을 지원해
주신 (주)레코기술 및 홍지기술산업(주), 한국원사직
물시험연구원 관계자 여러분께 감사 드립니다.

참 고 문 헌

1. 유충식, and 김주석. 기초 강성이 블록식 보강토 옹벽
의 거동에 미치는 영향, 대한토목학회, 학술발표회논
문집 Vol. 2000, No 2, pp. 623~626.
2. Bathurst, R. J.(1992), Case study of a monitored propped
panel wall, Proc. 5t Int. Symp.on Geosynthetic-Reinforced
Soil Retaining Walls, Balkema, Rotterdam, Brookfield,
159~166.
3. 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.
4. NCMA, 1997. Design Manual for Segmental Retaining
Walls, 2nd Ed., MCMA, Virginia.
5. Rowe, R. K. and Ho, S.K. 1997. Continuous Panel
Reinforced Soil Walls on Rigid Foundations, *Journal of
Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE,
Vol. 123, No. 10, pp. 912~920.
6. Yoo. C. S., and Lee, K. M. 1999. Investigation on
Behavior of Reinforced Segmental Retaining Walls,
Journal of Korean Geotechnical Society, KGS, Vol. 15,
NO. 1, pp. 53~62.
7. Yoo. C. S (2002). "Review of Current Design Practice
for Soil-Reinforced Segmental Retaining Walls" Pro-
ceedings of The KGS Spring Con. pp. 541~548.
8. Yoo. C. S (2002). "Behavior of Soil-Retaining Walls in
Tiered Arrangement" Journal of the KGS, Vol. 18,
No.3. June 2002, pp. 61~72.