한국토목섬유학회논문집 제10권 2호 2011년 6월 pp. 45 ~ 53
J. Korean Geosynthetics Society Vol.10 No.2 June. 2011 pp. 45 ~ 53

보강토옹벽의 배부름에 관한 실험적 연구

Bulging of Reinforced Retaining Walls

주 재 우[1] Ju, Jae-Woo
박 종 범[2]* Park, Jong-Beom
나 현 호[3] Na, Hyun-Ho

ABSTRACT

Recently reinforced retaining walls secure their position as a stabilized method of construction replacing concrete retaining walls gradually. However, in the event of using extensible reinforcement, a bulging phenomenon can be happened in the front of reinforced retaining walls. Bulging of reinforced retaining walls means a phenomenon that, in the height of an arbitrary block, the upper part and the lower part of the block don't secure a relative position in design. Therefore, it is judged that it has the necessity to be examined in design since reinforcement needs metamorphosis to some degree to display tensile force.

Therefore, the study examined about how extensibility of reinforcement had an effect on movement of reinforced retaining walls through a small-scale model test with aluminum rods. The study used Changhoji(traditional korean paper made from mulberry bark) as inextensible reinforcement and membrane as extensible reinforcement. As the result of the test, rigidity of reinforcement had a lot of effects on displacement of reinforced retaining walls and generally occurrence point of the maximum horizontal displacement had a tendency transferring to the upper part of walls according to rigidity of reinforcement was increased.

요 지

최근 보강토 옹벽은 점차 콘크리트옹벽을 대체하는 안정화된 공법으로 자리 잡아가고 있다. 그러나, 보강재로서 신장성보강재(Extensible reinforcement)를 사용할 경우 보강토 옹벽의 전면벽에서 배부름(Bulging) 현상이 발생할 수 있다. 보강토옹벽의 배부름(Bulging)은 임의의 블록 높이에서 그 블록의 상단 및 하단 블록이 설계상의 상대적인 위치를 확보하지 못하는 현상이다. 이는 보강재가 인장력을 발휘하기 위해서는 어느 정도 변형이 필요하기 때문에 이에 대한 설계상의 검토가 필요하다. 따라서 본 연구에서는 알루미늄 봉을 이용하는 소형모형실험을 통해서 보강재의 신장특성이 보강토 옹벽거동에 어떤 영향을 미치는지 연구하였다. 보강재는 비신장성 보강재로서 창호지와 신장성 보강재로서 멤브레인을 이용하였다. 실험결과로부터 보강재의 강성은 보강토옹벽의 변위형태에 많은 영향을 미치는 인자임을 알 수 있었으며, 전반적으로 보강재의 강성이 증가함에 따라 최대수평변위의 발생지점이 벽체 상부로 이동하는 경향을 보이고 있다.

Keywords **:** Bulging, Extensible or Inextensible reinforcement, Vertical or Horizontal displacement

1. 서 론

보강토 옹벽은 시공성과 경제성 그리고 미관성 측면에서 기존 콘크리트옹벽을 대체할 수 있는 구조물로서 그 사용량을 급속도로 증가하고 있다. 이러한 공법의 장점에도 불구하고 국내에서는 설계기준의 미비와 설계 S/W검증미흡, 업체의 과다경쟁, 지반조사 상세검토 결여 등에 따른 품질저하가 빈번하게 발생하고 있다. 아울러 보강토옹벽 시공시 기술자

1 정회원, 국립순천대학교 토목공학과 교수 (Member, Professor, Dept. of Civil Engineering, Sunchon National University)
2* 정회원, (주)신명건설기술공사 기술연구소 소장 (Member, Chief, Shinmyeong Construction Engineering, co., LTD, E-mail: bankgeo@hanmail.net)
3 정회원, 국립순천대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Sunchon National University)

의 공법에 대한 인식부족으로 품질 및 시공(다짐)관리가 제대로 시행되지 않아 시공 중 또는 시공 후에 옹벽의 붕괴(활동)현상이 뉴스나 학회지면을 통하여 보고되고 있다.

특히 보강토옹벽에 적용되는 보강재로서 신장성보강재(Extensible reinforcement)를 사용할 경우 보강토 옹벽의 전면벽에서 배부름(Bulging) 현상이 발생할 수 있다. 보강토옹벽의 구조적 특성상 시공진행과정 중 변위는 필연적으로 발생하며 시공완료 후 보강재의 신율에 의하여 그리고 뒷채움구간 및 기초지반의 침하에 의하여 추가적인 변위가 발생할 수 있다. 하지만 보강토옹벽의 배부름(Bulging)현상은 그 자체가 일반인의 견해에서는 하자라고 판단하여 전반적인 재시공을 요구하는 사례가 속출하고 있는바, 이에 관하여 보강토옹벽의 배부름에 관한 국내의 설계 및 시공기준을 마련해야 한다고 판단된다.

따라서 본 연구에서는 배부름에 관한 거동특성을 고찰하기 위해 알루미늄 봉을 이용하는 소형모형실험을 통해서 보강재의 신장특성이 보강토 옹벽거동 즉 배부름에 어떤 영향을 미치는지 연구하였다. 보강재는 비신장성 보강재로서 창호지와 신장성 보강재로서 멤브레인을 이용하였다.

2. 보강토옹벽의 허용수평변위

보강재의 신장특성에 따른 토압의 분포형태(Elias, V. and Christopher, B.R., 2001)를 살펴보면 보강토체내에 포설한 보강재는 보강토구간에서 발생하는 횡방향변위를 구속하는 기능을 갖는다. 따라서 보강재의 신장특성은 뒤채움토의 변형특성에 비하여 옹벽 토체의 거동을 지배하는 기본 요소이다. 즉, 보강재는 뒤채움 보강토체내의 수평토압상태를 지배하는 요소가 된다. 신장성 보강재(Extensible reinforcement)는 보강재 파단시 발생되는 보강재의 변형율(Deformation)이 보강재를 포설한 토체의 변형율 보다 크거나 유사한 경우에 해당되며, 비신장성 보강재(Inextensible reinforcement)는 보강재 파단시 발생되는 보강재의 변형율이 보강재를 포설한 토체의 변형율보다 극히 작은 경우로 FHWA에서는 정의하고 있다.

보강재의 신장특성에 따른 토압분포형태는 비신장성보강재의 경우(강보강재)에는 보강토체내에 수평응력 분포는 정지토압상태로서 unyielding mass가 되며, 신장성 보강재의 경우(지오그리드)에는 보강토체내에 주동토압상태로 분포하면서 횡방향 변위가 발생한다. 보강토 옹벽의 전체적인 거동은 보강재의 신장성에 의한 것 뿐 아니라 보강재의 포설밀도와 옹벽 전면부의 형태와 보강재와 옹벽 전면의 결속부분의 강성 등에 의해 결정되므로 옹벽전체의 거동특성을 보강재의 단일특성만으로 평가할 수 없다.

보강토 옹벽의 횡방향 변위(Elias and Christopher, 2001)는 보강토옹벽에 발생되는 횡방향 변위를 전체적으로 분석할 수 있는 대표적인 방법은 제시되어 있지 않다. 보강토옹벽의 구조적 특성상 시공진행과정중 변위는 필연적으로 발생하며 시공완료 후 보강재의 신율에 의하여 그리고 뒤채움구간 및 기초지반의 침하에 의하여 추가적인 변위가 발생한다. 보강토옹벽의 횡방향 변위를 지배하는 요인은 뒤채움재의 다짐도, 보강재와 뒤채움 강성비, 보강재의 포설길이, 보강재와 옹벽 전면판의 결속형태, 옹벽 전면판의 변형특성이 있다. 본 연구에서 파악하고자 하는 신장성에 따른 옹벽의 거동과 더불어 상기의 영향인자에 관한 연구가 지속적으로 진행된다면 횡방향 변위량을 예측할 수 있으며, 이 결과를 이용하여 실시 설계전 옹벽 전면구배를 계획할 수 있을 것이다.

현재 Elias and Christopher(2001)에서 수평변위기준은 Precast wall facing의 경우 높이 1m당 6.2mm이하로 Flexible wrapped wall의 경우 높이 1m당 16.7mm로 제한하고 있다. 또한 BS 8006(1995)기준에 따르면 4.5m당 ±20mm로 제한하고 있다. 이와 같이 보강토옹벽의 수평변위의 허용치는 매우 보수적으로 규정하고 있는 것으로 판단되며, 보강토옹벽의 여러 가지 고려조건과 더불어 보강재의 신장특성에 따른 거동을 파악하여 현실적인 수평변위의 기준을 마련해야 할 것이다.

3. 모형실험

3.1 모형실험장치

본 연구에서 사용한 실내모형실험장치는 사진 1과 같으며, 크기는 가로×세로×폭이 각각 460×240×50mm로서 두 가지 타입의 알루미늄 봉을 일정한 중량비로 혼합하여 포설하였다. 그림 1은 실내모형실험에 관한 모식도를 나타낸 것이며, 벽체의 변위는 최대 45mm까지 가능하다.

3.2 모형지반 제작

모형지반은 길이 50mm이고 직경이 각각 1.6mm와 3.0mm의 알루미늄 봉 두 종류를 이용하였으며, 중량비 2:3의 비율

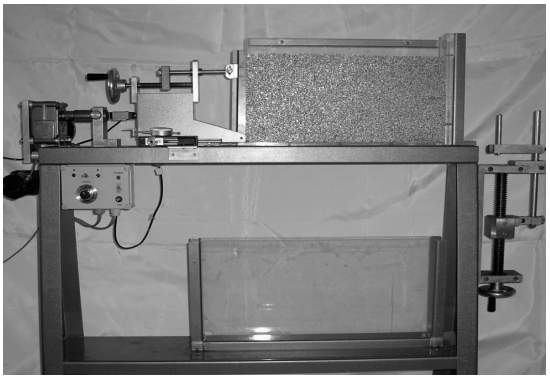

사진 1. 모형실험장치

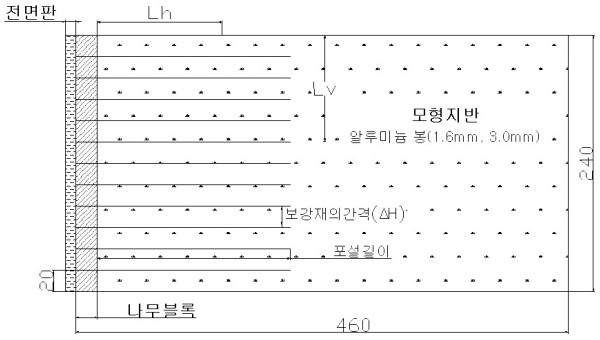

그림 1. 실내모형실험 모식도(unit: mm)

표 1. 알루미늄봉의 물리적 특성

건조단위중량	내부마찰각	비중	혼합비율(1.6mm:3.0mm)
2.15 t/m^2	32°	2.69	2 : 3

로 혼합하여 지반을 제작하였다(김성태, 2005). 알루미늄 봉으로 지반은 형성한 이유는 비중과 내부마찰각의 값이 모래와 유사하며, 단시간에 모형지반을 형성하여 실험기간을 단축할 수 있다. 아울러 모형실험시 알루미늄 봉의 이동 즉 입자이동을 관찰할 수 있어 지반의 거동특성을 쉽게 파악할 수 있기 때문이다.

모형지반의 내부마찰각은 재하시험을 실시하여 극한지지력으로부터 산정하였으며, 이때 내부마찰각은 식 (1)을 이용하여 산정하였다. 표 1은 모형지반의 특성을 나타낸 것이다.

$$N_r = \frac{2q_u}{rB} \qquad \Phi = f(N_r) \tag{1}$$

3.3 보강재

본 연구에서 사용한 보강재는 신장성이 매우 작은 창호지와 신장성이 매우 큰 멤브레인을 이용하였다. 멤브레인과 창호지의 폭×길이는 각각 5×200mm이다. 길이는 200mm이지만 나무블록에 20mm을 부착하였기 때문에 모형지반에 포설된 보강재의 길이는 180mm가 된다. 보강재로 사용한 창호지는 인장강도시험을 행한 결과 최대 인장강도가 약 205kgf/m이다. 멤브레인의 탄성계수는 실험을 행한 결과 약 15kgf/cm^{2}이다. 사진 2와 그림 2는 나무블록에 보강재를 연결상태를 나타낸 것이다.

그리고 본 연구에서 신장성 보강재로 멤브레인을 사용한 이유는 배부름의 거동특성을 쉽게 파악하기 위한 것으로 보다 보강재 위치별(심도) 그리고 상세한 변위(배부름)를 체크할 목적으로 사용하였다.

3.4 실험조건 및 방법

본 실험은 블록식 보강토옹벽을 재현하기 위해 나무블록을 이용하였으며, 블록의 크기는 가로×세로×폭이 각각 20×20×50mm다. 옹벽의 높이는 240mm이며, 나무블록을 12개를 쌓은 높이이다.

모형실험은 보강재의 신장성에 따른 거동특성을 비교하기 위해 표 2와 같은 실험조건으로 실시하였다(그림 1 참조). 보강재를 넣지 않은 무보강 형태와 비교적 신장성이 큰 멤브레인 보강재를 2개, 4개, 6개, 8개 보강한 형태

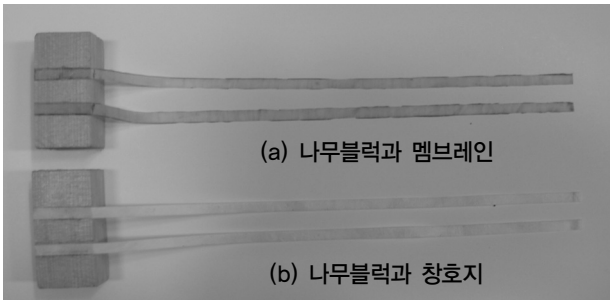

사진 2. 나무블럭과 보강재

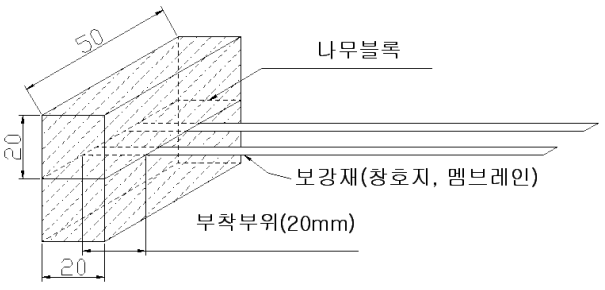

그림 2. 나무블럭과 보강재 연결상태

로 모형실험을 실시하였으며, 보강재는 멤브레인과 창호지 등 2종류를 사용하여 실험하였다.

실험순서는 최하단부 블록을 고정시킨 후 그림 1과 같이 단계적으로 블록과 보강재를 연결하여 반복과정을 통하여 소정의 높이까지 모형지반을 제작한다. 그리고 지반의 거동을 관찰하기 위해 모형지반에 격자를 그리고 아크릴 판을 이용하여 모형지반과 동일한 격자를 그려 변형 후의 변위를 체크할 수 있도록 하였다. 격자형상은 나무블록의 부분의 중요성을 고려하여 블록의 형상대로 20×20mm의 격자를 그렸고, 모형지반의 경우에는 가로×세로 각각 32×40mm의 격자를 그렸다. 모형지반의 제작과 거동관찰을 위한 준비가 완료되면, 구속시킨 전면 판을 수평으로 이동시킨 후 격자를 이용하여 수직변위와 수평변위를 측정하였다. 특히 수평이동조건으로 실험을 실시함과 동시에 옹벽의 정면과 후면에 옹벽의 거동특성을 살펴 보기위해 카메라 두대를 설치하여 다중노출기법과 고속촬영기법을 이용하여 모형지반의 거동특성을 파악하였다.

표 2. 실험종류(unit: mm)

Test No	보강재	포설길이	ΔH	보강재개수	거동양상
NH-1	없음	0	0	없음	파괴
NH-2	멤브레인	180	20	2	변형
NH-3	멤브레인	180	20	4	변형
NH-4	멤브레인	180	20	6	변형
NH-5	멤브레인	180	20	8	변형
NH-6	창호지	180	20	2	없음

4. 실험결과 및 고찰

4.1 모형지반의 거동특성

사진 3은 보강재를 포설하지 않은 무보강지반에서의 거동을 나타낸 사진이다. 전면판을 이동시킴과 동시에 나무블록 전면벽이 알루미늄봉 지반에 그대로 밀려 옹벽이 주동파괴된 상태이다.

사진 4, 5, 6과 7은 멤브레인을 각각 2개와 4, 6, 8개를 보강재로 포설하여 실험한 사진이며, 보강재로 신장성에 따른 전면벽과 알루미늄 지반의 거동특성을 파악할 수 있다. 멤브레인 2개의 경우 사진으로 알 수 있듯이 전면벽의 형태가 활처럼 휘어 옹벽의 배부름을 관찰할 수 있었지만, 멤브레인을 2개씩 증가하여 보강할 경우 2개를 보강할 경우보다 상대적으로 수평변위가 감소하였다. 이러한 이유

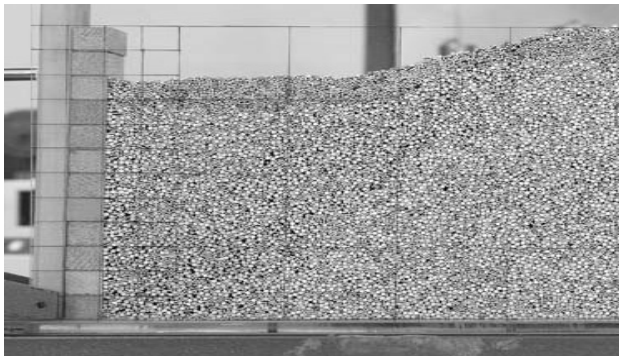

사진 3. 무보강지반의 경우(NH-1)

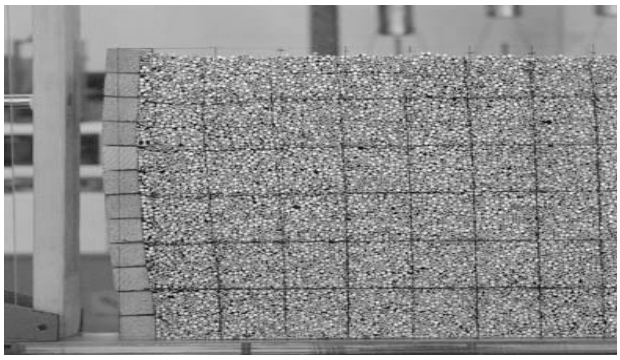

사진 4. 멤브레인보강(2EA)의 경우(NH-2)

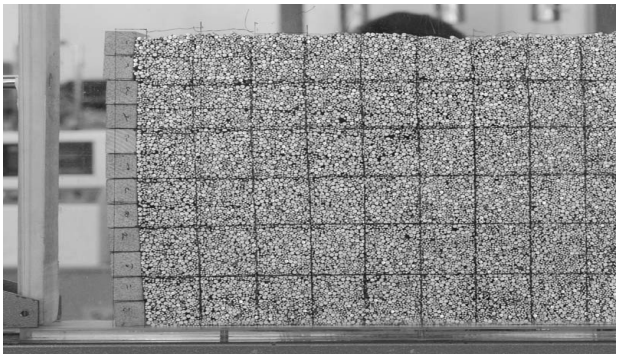

사진 5. 멤브레인보강(4EA)의 경우(NH-3)

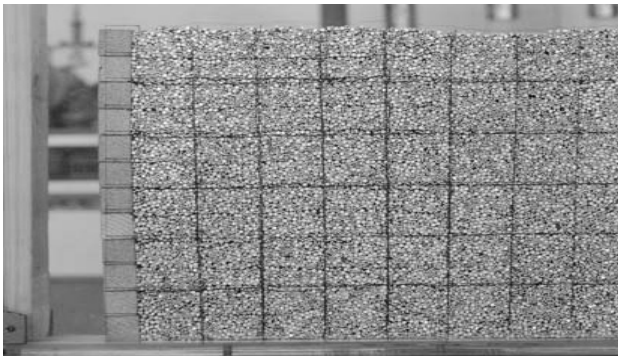

사진 6. 멤브레인보강(6EA)의 경우(NH-4)

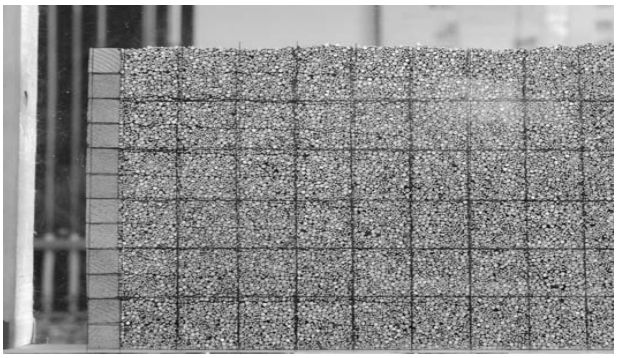

사진 7. 멤브레인보강(8EA)의 경우(NH-5)

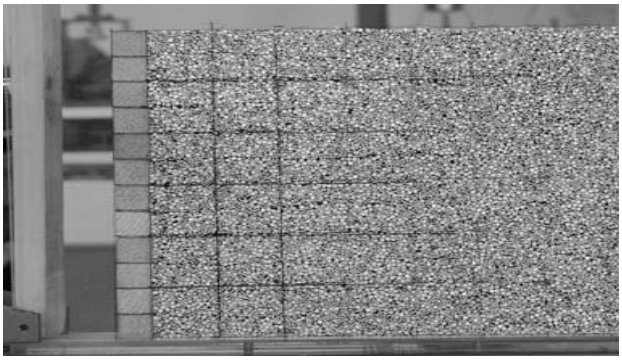

사진 8. 창호지로 보강한 경우(NH-6)

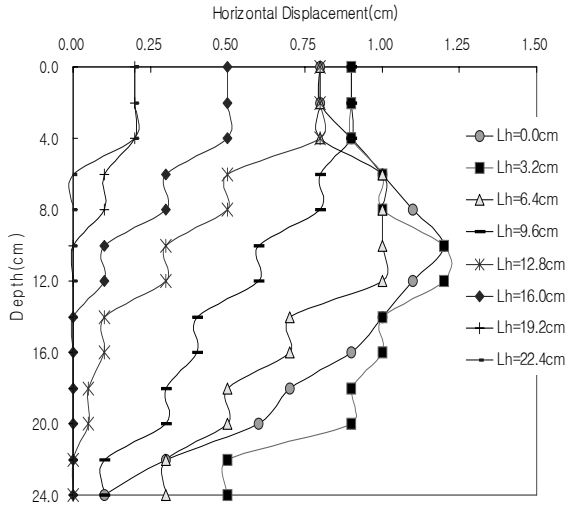

그림 3. 멤브레인 보강(2EA)의 수평변위

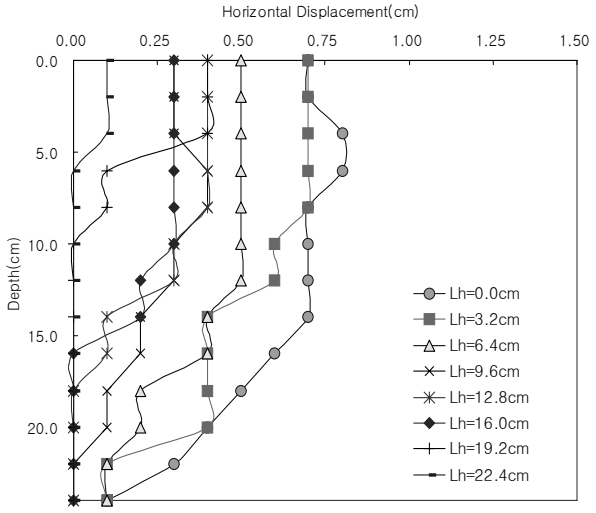

그림 4. 멤브레인 보강(4EA)의 수평변위

는 멤브레인의 특성상 신장성이 크지만, 보강재의 사용량을 증가시켜 결과적으로 보강재의 신장성을 감소시켰기 때문이다. 사진 8은 창호지로 보강한 모형실험결과이며, 멤브레인과 반대로 신장성이 매우 작기 때문에 지반의 거동특성을 육안으로 확인할 수 없었다.

4.2 보강재의 신장특성에 따른 수평거동특성

그림 3, 4, 5와 6은 멤브레인 보강재의 갯수를 증가시켜 보강한 경우 전면벽의 깊이와 수평변위의 관계를 나타낸 것이다. 수평변위는 보강재의 갯수와 상관없이 전면벽과의 이격거리(L_h), 3.2cm에서 가장 크게 발생하였다. 그리고 최대수평변위는 멤브레인 2개를 보강한 경우 1.2cm정도가 발생하였으며, 멤브레인 보강재 4개, 6개, 8개를 보강한 경우에는 0.8cm, 0.7cm, 0.4cm정도가 발생하여 2개를 보강한 경우보다 횡방향변위가 약 33.3~66.7%정도 변위가 감소하였다.

그림 3의 멤브레인 2개를 보강(NH-2)할 경우, 전면벽과의 이격거리(L_h)가 0.0~9.6cm구간에서 수평변위는 깊이에 따라 점점 증가하다 깊이 12cm 이후에는 감소하였고, 9.6~22.4cm구간에서는 깊이에 따라 감소하였다. 또한 그림 4와 5의 경우, 전면벽과의 이격거리(L_h)가 0.0~6.4cm구간까지 수평변위는 깊이에 따라 일정하다가 점차적으로 감소하였고, 6.4~22.4cm구간에서는 깊이에 따라 감소하였다. 특히 그림 6의 경우 이격거리가 증가할수록 전면벽의 변위가 상대적으로 매우 급격하게 감소하는 경향을 보이고 있다.

보강토옹벽의 허용 벽체변위량 FHWA 1.67%를 기준하여 평가할 경우, 멤브레인을 6개까지 보강할 때에는 0.4cm보다 수평변위가 크게 평가되었다. 한편 멤브레인 8개를 보강한 경우에는 허용기준 0.4cm에 근접하였다.

보강토옹벽의 배부름형태는 멤브레인을 보강한 경우 강성이 낮을 수록 활모양과 같은 형상을 나타내고 있으며, 이와 반대로 강성이 클수록 직선적인 형태를 나타내고 있

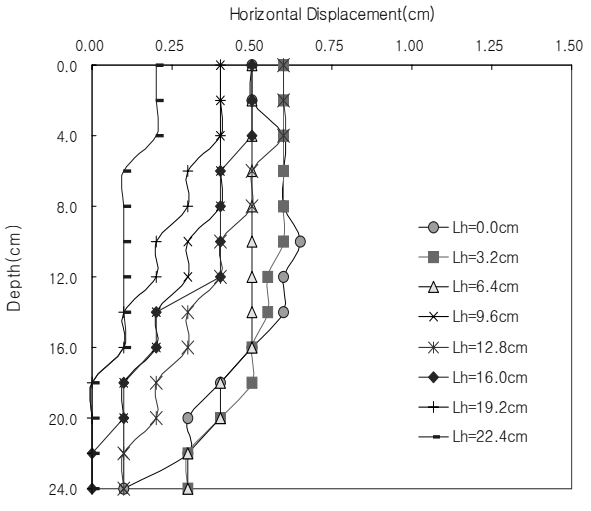

그림 5. 멤브레인 보강(6EA)의 수평변위

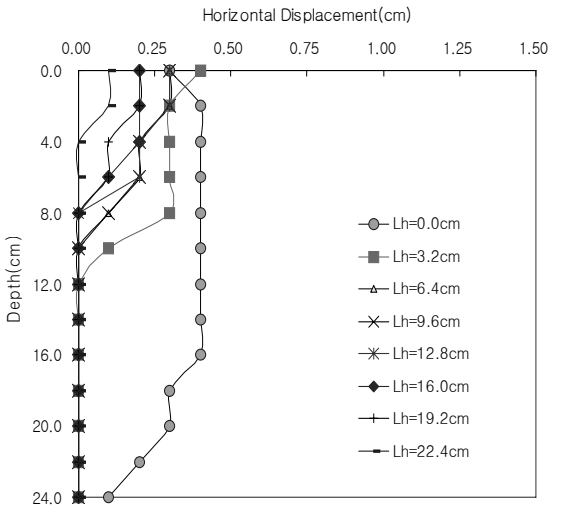

그림 6. 멤브레인 보강(8EA)의 수평변위

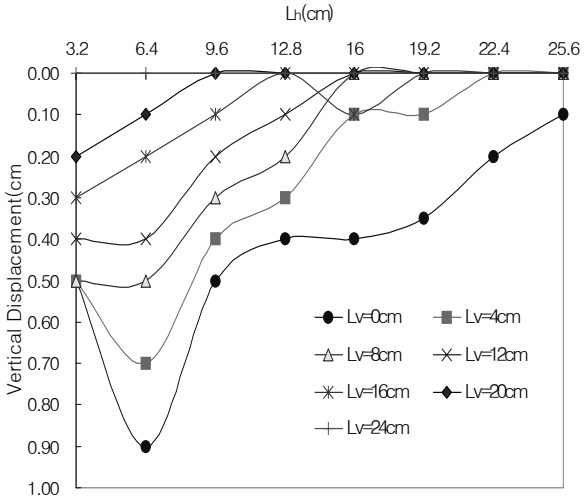

그림 7. 멤브레인 보강(2EA)의 수직변위

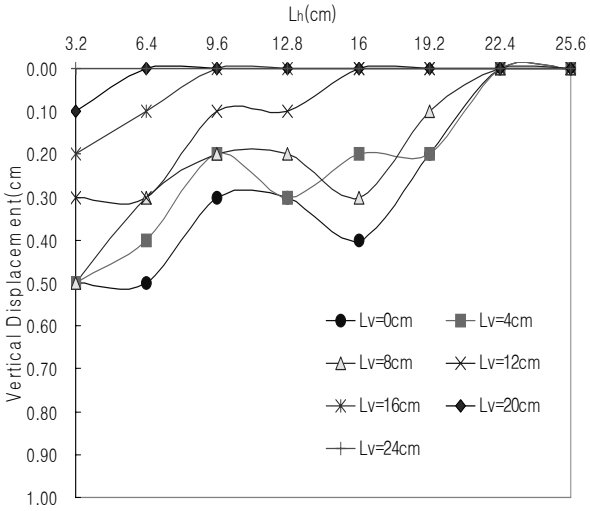

그림 8. 멤브레인 보강(4EA)의 수직변위

다. 즉 보강재의 강성은 보강토옹벽의 변위형태에 많은 영향을 미치는 인자임을 알 수 있었으며, 전반적으로 보강재의 강성이 증가함에 따라 최대수평변위의 발생지점이 벽체 상부로 이동하는 경향을 보이고 있다. 벽체변위의 발생원인은 보강재의 강성뿐만 아니라 모형실험 특성상 모형지반 제작 후 수평이동조건으로 제작과정에서 억제된 변위가 다소 크게 나타난 점과 멤브레인 보강재의 변형계수가 매우 작은 보강재를 적용한 것도 실험상 주요 영향인자라고 할 수 있다.

특히 신장성이 매우 클 경우, 즉 멤브레인 2개를 보강할 경우 최대수평변위의 발생위치는 벽체중앙부 0.58H지점에서 발생하였다. 기존연구결과 및 시험시공결과 그리고 현장계측결과에서도 최대변위는 벽체중앙부의 0.4~0.7H 지점으로 유사한 경향을 보이고 있다(김진만 등, 2001; Boyle et al., 1996; Chew et al., 1994).

한편 창호지 보강재로 실험한 경우 수평변위를 육안으로 측정하기가 불가능하였으나 실제적인 변형은 미시적으로 발생하였을 것으로 판단된다(사진 8 참조). 이와 같이 보강재의 신장특성에 따라 수평변위의 형태가 다름을 알 수 있다. 신장성이 매우 작은 창호지의 경우에는 수평변위가 발생하지 않았지만, 상대적으로 신장성이 매우 큰 멤브레인을 사용한 경우에는 수평변위가 깊이와 수평거리에 따라 달라지며, 전면벽 중앙부에서 수평변위가 큰 것을 알 수 있었다.

4.3 보강재의 신장특성에 따른 수직거동특성

그림 7, 8, 9와 10은 멤브레인 보강재를 각각 2개와 4개,

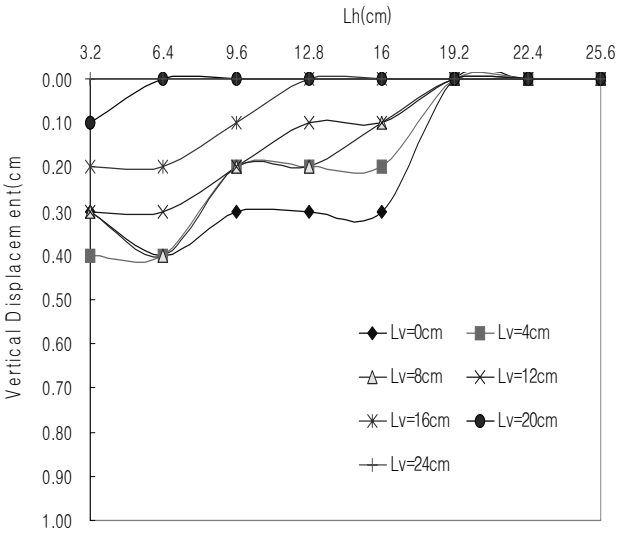

그림 9. 멤브레인 보강(6EA)의 수직변위

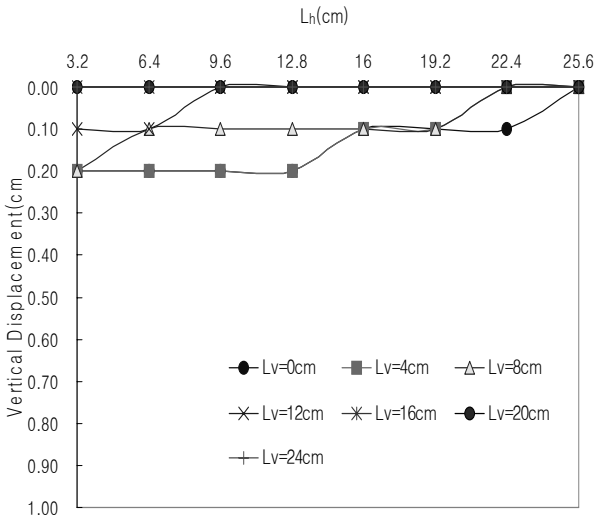

그림 10. 멤브레인 보강(8EA)의 수직변위

6개, 8개를 보강한 경우 수평거리에 따른 수직변위의 관계를 나타낸 것이다. 전반적으로 수직변위는 전면벽에서 거리가 증가함에 따라 감소하고 있다. 전반적으로 멤브레인의 보강재가 증가할수록 활동영역이 감소하고 있으며, 수직변위량도 감소하고 있다.

시험조건 NH-2의 경우, 즉 그림 7에서 수직변위의 최대값은 0.9cm이었으나, 멤브레인 보강재가 증가할수록 감소하는 경향을 보이고 있다. 그리고 NH-5의 경우에서는 수직침하가 0.2cm로서 보강재 2개를 포설할 경우보다 약 78%정도가 감소하였다. 보강토체의 침하량은 보강토체 자체의 압축변형과 보강토체의 하중에 의한 기초지반의 합으로 나타낼 수 있으며, 일반적으로 보강토체의 압축변형은 무시할 만큼 작다. 따라서 모형실험에서의 수직변위는 보강재의 신장성에 따른 변형으로서 상대적으로 작은 허용치를 요구하는 교대와 같은 구조물을 시공할 경우에는 이를 고려해야 할 것이다.

한편 창호지 보강재를 이용할 경우 수평변위에서와 같이 수직변위도 매우 미소하여 측정이 불가능 하였다. 이와 같이 보강재의 신장성에 따라 수직변위의 영향은 수평변위과 비슷한 경향을 보인다.

4.4 보강재의 신장성에 따른 배부름(Bulging) 거동 특성 고찰

블록형 보강토 옹벽의 배부름(Bulging)은 임의의 블록 높이에서 그 블록의 상단 및 하단 블록이 설계상의 상대적인 위치를 확보하지 못하는 현상이다. 전면블록의 상대적 위치는 일반적으로 전면벽체의 전단(마찰)저항에 의해서 유지된다. 특히 시공 후 벽면의 변위발생(developement of outward movement)은 보강재의 신장성, 시공품질, 블록 뒷면 부근에서 직접적인 다짐유발응력, 블록의 전단강도, 토압에 의하여 영향을 받는다.

보강재의 신장성에 따른 배부름의 거동특성을 고찰하기 위해 보강재는 창호지와 멤브레인을 이용하였으며, 멤브레인의 경우 신장성을 달리하기 위해 보강재를 갯수를 증가시켜 4종류의 조건으로 모형실험을 실시하였다.

그림 11과 12는 보강재의 신장성에 따른 수평변위와 수직변위를 나타낸 그림이다. 수직과 수평변위량은 멤브레인 2개를 보강한 경우에서 8개까지 증가시켰을 경우 순서대로 수직 및 수평변위량은 감소하였다. 특히 창호지와 같이 신장성이 매우 작은 경우에서는 수직 및 수평변형량이 매우 미소하게 나타났지만, 멤브레인과 같이 신장성이 클 경우에는 상대적으로 많은 수직 및 수평변위가 발생하였다. 아울러 멤브레인 보강재의 경우 8개로 보강재를 증가시킨 경우 2개를 보강한 경우보다 수평과 수직변위감소량은 78%정도로 크게 감소하였다. 결과적으로 멤브레인 보강재의 갯수를 증가시킬 경우, 즉 보강재의 신장성이 수직 및 수평변위에 상당한 영향을 미친다는 것을 알 수 있다. 따라서 보강토옹벽의 설계시 신장성이 큰 보강재를 사용할 경우 반드시 보강재의 신장성 고려한 횡방량 변위량 즉 배부름(Bulging)을 예측하여 설계전 옹벽 전면구배를 계획하여야 하며, 지속적인 연구를 통하여 신장성 보강재를 적용하는 보강토옹벽의 경우에는 이에 대한 관련 기준을 마련해야 할 것이다.

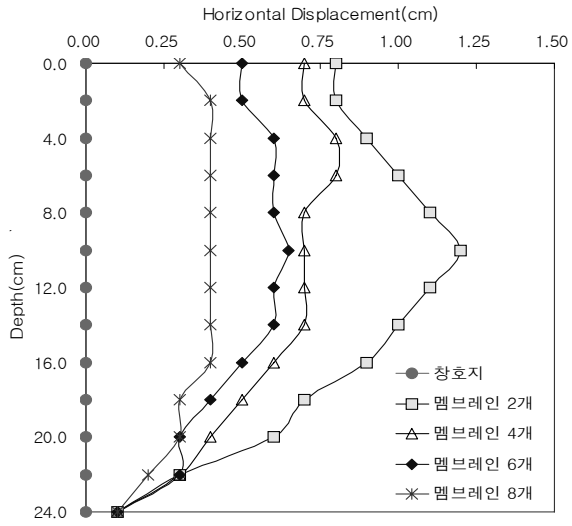

그림 11. 신장성에 따른 수평변위

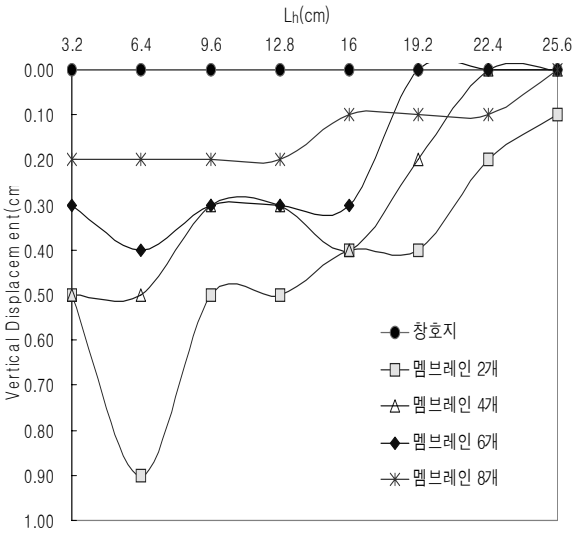

그림 12. 신장성에 따른 수직변위

표 3. 국내외 수평변위기준에 관한 배부름분석

구분	최대수평 변위량	최대수평 변형(ΔH/H)	허용수평변위량			발생지점
			FHWA	BS8006	지반공학회	
NH-2	1.2cm	5.00%	신장성 : 1.67% 비신장성 : 0.62%	0.44%	3.0%	0.58H
NH-3	0.7cm	2.92%				0.42~0.83H
NH-4	0.5cm	2.08%				0.58H
NH-5	0.4cm	1.67%				0.33~0.92H
NH-6	-	-				없음(육안관측)

4.5 국내외 보강토옹벽의 수평변위기준에 관한 고찰

국내의 보강토옹벽에 관한 수평변위기준은 사실상 규정이 마련되지 않고 있다. 한국지반공학회(1998) 및 한국건설기술연구원(2000)에서는 지금까지의 시공실적으로부터 토목섬유 보강토옹벽이 연직선에 대하여 0.03H(H는 옹벽높이)정도의 시공오차가 발생하여도 충분히 안정한 것으로 평가하고 있으므로 벽면변위의 허용변위량을 옹벽높이의 3%값을 추천하고 있다. 또한 한국건설기술연구원의 시험시공에 따르면 보강토옹벽의 시공완료 후 29일 경과시까지 최대수평변위는 3.2cm 정도가 발생한 것으로 나타났다. 그리고 시공완료 후에는 시간경과에 따른 수평변위 발생이 급격히 감소하여 일정한 값으로 수렴하고 있으며, 수평변위는 옹벽높이의 1% 이내로 수렴되므로 안정한 것으로 평가하였다.

또한 건설교통부(2001)의 도로설계요령에서는 보강토옹벽의 외적안정기준으로서 허용수평변위량(δh)을 콘크리트전면판의 경우 1m당 6mm이하로 규정하고 있으며, 철제 전면판의 경우 1m당 16.7mm이하로 규정하고 있다.

이와 같이 국내 보강토옹벽의 경우에는 수평변위에 관한 기준으로 현재 0.03H(H는 옹벽높이)와 FHWA기준을 대부분 현장에서 적용하고 있는 실정이므로 이에 대한 관련 시방기준을 마련하는 것이 시급하다고 판단된다. 따라서 본 연구에서는 신장성 및 비신장성 보강재를 이용하여 배부름(bulging)에 관한 모형실험을 실시하였으며, 실험결과부터 국내외 수평변위기준에 따른 분석을 표 3과 같이 검토하였다.

신장성 보강재의 경우 FHWA의 기준 1.67%를 적용하여 분석한 결과 NH-5의 경우를 제외하고 모든 조건에서 기준을 초과하였으며, BS 8006(1995)의 기준 0.44%를 적용할 경우에는 모든 조건에서 기준을 초과한 것으로 평가되었다. 한편 국내 지반공학회 허용변위량 기준, 3.0%를 적용할 경우에는 NH-2조건을 제외한 모든 단면은 기준을 만족한 것으로 평가되었다.

이와 같이 보강토옹벽의 시공시 신장성보강재를 사용할 경우 수평변형은 필연적으로 발생하게 되며, 멤브레인 보강재의 개수를 증가시킬 경우 즉, 보강재의 강성의 정도에 따라 수평변형량은 변화하였다. 즉 보강재의 강성은 보

강토옹벽의 변위형태에 많은 영향을 미치는 인자임을 알 수 있었으며, 전반적으로 보강재의 강성이 증가함에 따라 최대수평변위의 발생지점이 벽체 상부로 이동하는 경향을 보이고 있다.

결과적으로 허용기준을 초과하는 모형실험의 경우에도 보강토체는 안정하였다. 하지만 배부름에 따른 응력집중과 시각적인 불안감 그리고 여러 가지 변수들 즉 뒤채움재의 다짐도, 보강재와 뒤채움 강성비, 보강재의 포설길이, 보강재와 옹벽 전면판의 결속형태 등 횡방향 변형에 미치는 영향인자 등을 고려한 연구가 지속적으로 진행하여 이에 대한 관련기준을 마련토록 해야 할 것이다.

5. 결 론

본 연구에서는 실내모형장치를 이용하여 보강재의 신장특성에 따른 보강토옹벽의 모형실험을 실시하였으며, 결론을 다음과 같다.

(1) 보강재의 신장성에 따른 수평변위와 수직변위량은 멤브레인 2개를 보강한 경우에서 8개까지 증가시켰을 경우 순서대로 수직 및 수평변위량은 감소하였다. 창호지와 같이 신장성이 매우 작은 경우에서는 수직 및 수평변형량이 매우 미소하게 나타났지만, 신장성이 매우 큰 멤브레인의 경우에서는 상대적으로 많은 수직 및 수변변위가 발생하였다. 그리고 신장성을 감소키시기 위해 멤브레인 보강재 2개를 8개로 증가시킨 경우 수평과 수직변위감소량은 78% 정도로 크게 감소하였다.

(2) 보강토옹벽의 배부름형태는 멤브레인을 보강한 경우 강성이 낮을 수록 활모양과 같은 형상을 나타내고 있으며, 이와 반대로 강성이 클수록 직선적인 형태를 나타내고 있다. 즉 보강재의 강성은 보강토옹벽의 변위형태에 많은 영향을 미치는 인자임을 알 수 있었으며, 전반적으로 보강재의 강성이 증가함에 따라 최대수평변위의 발생지점이 벽체 상부로 이동하는 경향을 보이고 있다.

(3) 모형실험결과 허용기준을 초과하는 모형실험의 경우에도 보강토체는 안정하였다. 하지만 배부름에 따른 응력집중과 시각적인 불안감 그리고 여러 가지 변수에 관한 영향인자 등을 고려한 연구가 지속적으로 진행되어 보강토옹벽의 수평변위의 국내기준을 마련토록 해야 할 것이다.

(4) 보강토옹벽의 설계시 신장성이 큰 보강재를 사용할 경우 반드시 보강재의 신장성 고려한 횡방향 변위량 즉 배부름(Bulging)을 예측해야 한다. 이를 위해 뒤채움재의 다짐도, 보강재와 뒤채움 강성비, 보강재의 포설길이, 보강재와 옹벽 전면판의 결속형태 등 횡방향 변형에 미치는 영향에 대한 추가적인 연구를 진행하여 신장성 따른 보강토옹벽의 허용수평변위량에 관한 시방기준을 마련해야 할 것이다.

참고문헌

1. 건설교통부 (2001), *한국도로공사 도로설계요령*.
2. 김성태 (2005), *보강재의 길이와 간격을 고려한 보강토옹벽의 한계파괴조건 연구*, 석사학위논문, 순천대학교.
3. 김진만, 조삼덕, 최봉혁 (2001), "배부름방지 기법을 이용한 블록형 보강토 옹벽의 현장계측", *대한토목학회 2001년도 학술발표회 논문집*, pp.1-4.
4. 한국지반공학회 (1998), *토목섬유 설계 및 시공요령*, 구미서관.
5. 한국건설기술연구원 (2000), *블로형 보강토 옹벽의 현장계측 및 안정성 평가*, 건기연 2000-067.
6. Boyle, S.R. and Holtz, R.D. (1996), "Prediction of Reinforced Soil Retaining Wall Deformation", *Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement*, Japan, Vol. Ⅰ, pp.327-332.
7. BS 8006 (1995), *Code of Practice Strengthened/reinforced Soils and other Fills*, BSI, U.K.
8. Chew, S.H. and Mitchell, J.K. (1994), "Deformation Evaluation procedure for Reinforced Soil Walls", *Fifth International Conference on Geotextile, Geomembrane & Ralated Products*, Singapore, Vol. Ⅰ, pp.171-176.
9. Elias, V. and Christopher, B.R. (2001), *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced soil Slopes Design and Construction Guidelines*, Federal Highway Administration, Publication No. FHWA-NHI-00-043.

(논문접수일 2011. 4. 16, 심사완료일 2011. 6. 24)