

지오그리드로 보강된 강성옹벽의 거동분석 Analysis on Geogrid-Reinforced Rigid Wall Behavior

신은철¹⁾, Eun Chul Shin, 최찬용²⁾, Chan-Yong Choi, 이은수³⁾, Eun-Soo Lee

¹⁾ 시립인천대학교 공과대학 토목공학과 조교수, Asst. Professor, Dept. of Civil Eng., Univ. of Incheon

²⁾ 시립인천대학교 공과대학 토목공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Eng., Univ. of Incheon

³⁾ 한국건설구조안전연구원장, President, Korea Institute of Construction and Structure Safety

SYNOPSIS : The commonly used method to secure the stability of reinforced retaining structure is the reinforcement of backfill with connection attached case & unattached case to the geogrid type wall. Laboratory model tests for both cases were conducted to investigate the effectiveness of geogrid-reinforcement, length of reinforcement inclusion, failure envelop, and the relationships between the face wall displacement and vertical settlement. The bearing capacity of each case was also determined. Based on the model test results, geogrid-reinforced rigid wall is very effective to increase the bearing capacity and reduce the settlement of retaining wall. The observed failure envelop of model test is similar to the theoretical one.

KEYWORDS : Geogrid-reinforced wall, Bearing capacity , Displacement, Failure envelop

1. 서론

보강토공법은 보강재를 토체내에 포설하여 흙과 보강재간의 마찰력에 의해 저항지반에 전달함으로써 흙의 역학적 강도증가를 도모하는 것이다. 최근들어 지오그리드를 보강재로 하여 옹벽에 포설하는 보강토옹벽이 콘크리트대체공법으로 많이 이용되고 있는 실정이다. 그러나 국내에서는 보강토공법이 우수함에도 불구하고 선진외국과 비교해볼 때 연구가 매우 부진하며, 설계지침 또한 제대로 제시되어 있지 않고 있어 과다설계와 위험한 설계가 될 소지가 다분하며, 향후 건설시장이 개방될 경우 이에 따른 경쟁력저하가 우려되므로 이에 대한 체계적인 연구가 필요한 실정이다. 지오그리드의 기능으로서는 분리기능, 상호결속기능, 보강기능등이 있으며, 최근에는 사면안정이나 도로의 보강용등 여러 시공현장에서 널리 이용되고 있다. 기존에 시공되어져 오고 있는 보강토옹벽은 보강재가 벽체에 연결되어 시공하고 있는 것이며, 보강재를 벽체와 분리하여 시공한 경우나 그것에 관한 연구는 거의 없는 실정이다. 따라서 본 연구에서는 강성 전면벽체에 연결재를 연결하여 보강재를 포설한 경우와 연결재를 연결하지 않고 보강재를 포설한 경우에 대하여 보강토옹벽거동에 대하여 연구하였다. 보강재가 전면판에 연결한 경우에는 벽체에 연결부분의 시공이 기술적으로 어려울 뿐만아니라 보강토 옹벽의 뒷채움흙을 다짐을 할 때 손상될 우려가 있다. 그러므로 뒷채움흙을 다질 때는 매우 숙련된 기술과 상당한 주의를 기울여야 한다. 그러나 보강재가 연결되지 않는 경우에는 이러한 시공상의 문제점을 어려움없이 해결할 수 있다. 따라서, 본 연구에서는 1차적으로 보강재의 길이를 다르게 하여 보강재의 길이를 Schlosser(1978)등이 제안한 변형영역과 인장영역까지 보강재의 길이를 벽체높이의 0.465배, 0.685배, 0.9배로 설치하여 보강재의

길이에 대한 보강효과를 규명하여 보았다. 최적의 보강재의 길이를 검토하여 전면벽체에 정착과 비정착의 보강효과를 실내모형시험을 통하여 이론적인 파괴면과 실제 실내모형시험을 한 파괴면을 관찰하여 이론치와 실험치를 비교하였다. 보강토옹벽의 뒷채움재료로는 우리나라에 가장 많이 분포하고 있는 화강 풍화토를 사용하였다.

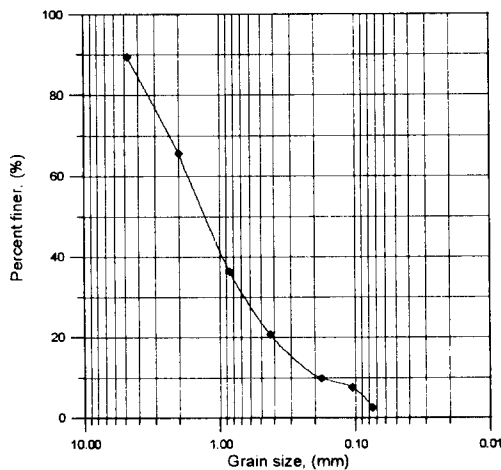
2. 실내 모형실험

2.1 모형지반의 기본물성

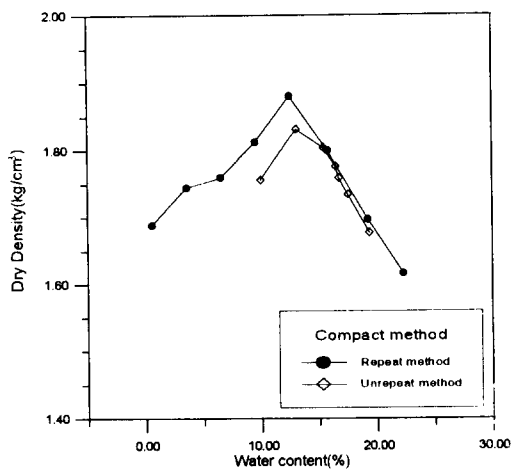
실내모형 보강토옹벽 및 뒷채움재료는 현재 국내현장에서 많이 사용하고 있는 세립분이 함유한 화강 풍화토를 사용하였다. 화강풍화토의 기본물성치는 표 2.1과같이 유효입경이 0.13mm, 균등계수 13.05, 곡률계수 1.607로 통일분류법에 의거하면 SM, SC로 분류된다. 그림 2.1는 화강풍화토의 입도분포곡선과 다짐곡선을 나타내었다.

표 2.1 화강풍화토의 공학적 특성

유효입경(mm)	0.13	200번체 통과량(%)	29.1%
균등계수(C_u)	13.05	최대전조단위중량(γ_{dmax} , kg/cm ³)	1.881
곡률계수(C_g)	1.607	최적함수비(ω_{opt} , %)	12.47
D_{50} (mm)	1.2	흙의 분류(통일분류법)	SM, SC



(a) 입도분포곡선



(b) 다짐곡선

그림 2.1 화강풍화토의 입도분포 및 다짐곡선

2.2 모형토조 실험장치

모형실험에서 사용된 토조의 크기는 높이 70cm, 폭 70cm, 길이 90cm이고, 전면벽체는 13mm합판을 2장을 겹쳐서 강성벽체가 되도록 제작하였다. 토조의 4면을 강재앵글로 3단 보강하여 횡변형에 억제하도록 하였다. 전면부는 두께 2cm의 flexiglass를 사용하여 내부관측이 용이하도록 하였으며, 하중재하는 50ton까지 재하할 수 있는 평판재하시험기를 사용하여 하중을 재하하였다. 보강재는 고밀도 폴리에틸렌을 일방향으로 열연신하여 제조한 Geogrid제품(Tensar Geogrid SR55)으로 그 형상은 그림 2.2에 보인 바와같고 그리드의 물리적특성은 표 2.2에 요약하였다.

표 2.2 보강재의 물리적 특성

재질	고밀도 폴리에틸렌
단위중량	0.5kg/m ²
Q.C강도	5.61t/m
특성강도(설계수명)	2.09t/m
제품규격	30m×1m롤

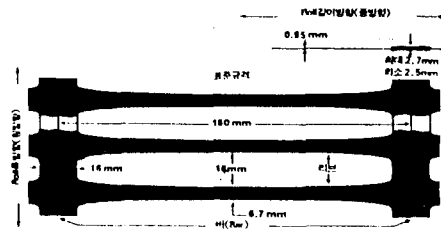


그림 2.2 보강재의 형상

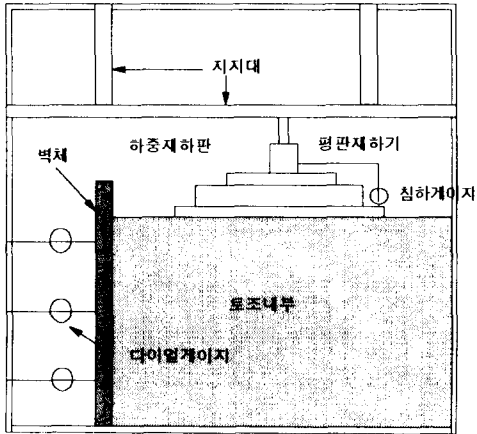


그림 2.3 실험장비 모식도

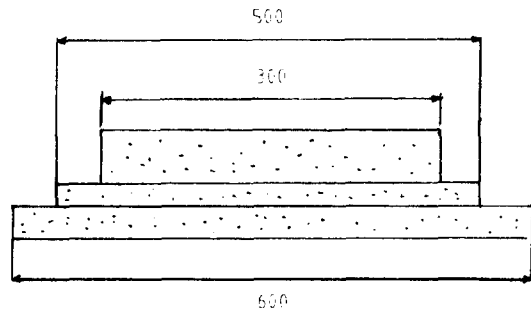


그림 2.4 하중재하판 상세도(단위 : mm)

2.3 모형실험방법

연결재를 전면벽체에 정착시켰을 경우와 비정착하였을 경우에 대하여 보강재길이변화에 대한 보강효과를 파악하기 위하여 여러 가지 실내모형실험을 실시하였다. 균질한 지반을 조성하기 위하여 예비실험에서 구한 다짐실험결과로 최대건조단위중량의 90%이상으로 맞추어 지반을 조성하였다. 보강재는 벽체 높이 25cm, 50cm에 각각 포설하였다. 지반조성은 직경 30cm인 진동다짐기에 의하여 다졌으며, 다짐에 대한 품질관리를 위하여 Drive Ring Tester로 체적을 구하여 건조단위중량을 측정하였다. 실험시 뒷채움을 형성할 때는 화강풍화토 색사를 설치함으로써 파괴시 토조의 전면에 설치된 아크릴을 통해 파괴면을 관찰할 수 있었다. 한편 전면판의 변위를 관찰하기 위하여 상·중·하 세부분에 다이얼게이지를 설치하여 전면판의 변위를 계측하였다. 본 연구에 수행된 보강토옹벽의 실내모형 실험계획은 표 2.3과 같다.

표 2.3 보강토옹벽의 실내모형실험계획

실험방법	보강재의길이	보강재간의 수직간격(cm)	보강재수(개)	실험명칭
비정착	0.465H	25	2	Case 1
	0.685H	25	2	Case 2
	0.900H	25	2	Case 3
정착	0.465H	25	2	Case 4
	0.685H	25	2	Case 5
	0.900H	25	2	Case 6

3. 실험결과 및 분석

3.1 하중별 전면벽체의 변위

하중단계별 전면벽체의 변위는 그림 3.1과 그림 3.2에 나타내었다. 비정착된 경우에는 보강재의 길이에 상관없이 상단부에서의 변위가 가장 크게 발생하였으며 Case 1과 Case 2의 경우에는 하중단계가

0.98kg/cm²으로 무보강인 경우와 비슷한 하중단계에서 변위량이 급격하게 증가하였다. Case 3의 경우는 하중단계 1.307kg/cm² 부터 전면벽체의 변위가 차츰차츰 증가하여 최종하중단계인 1.633kg/cm² 하중단계에서 파괴점을 관찰 할 수 있었다. 연결재를 전면벽체와 연결한 경우 하중단계별 전면벽체의 변위는 전반적으로 하중단계가 증가함에 따라 전면벽체의 변위가 중앙부분에서 가장 큰 변위를 발생시키는 것을 관찰하였다. 정착된 경우 하중단계가 1.98kg/cm²으로 비정착된 경우보다 4단계나 많은 하중단계에서 파괴면이 형성하였다. Case 4의 경우 하중이 1.307kg/cm²까지는 상단부의 변위가 가장 크게 관측되었으나, 이후 하중단계에서는 상단변위의 감소를 보이며, 하단과 중앙부분의 변위가 급격하게 증가하는 것을 볼 수 있었으며, Case 5의 경우에는 하중단계 1.633kg/cm²에서부터 전면벽체의 변위가 중앙부분에서 가장 크게 발생하는 것을 볼 수 있었다. 이는 연결재에 의하여 상단부의 연결재가 고정 역할을 하여 변위를 감소시키고, 중앙부분의 토압이 증가함에 따라 전면벽체의 변위가 중앙부분에서 크게 발생된 것으로 판단된다. 전면벽체의 변위크기는 Case 4가 가장 많은 변위를 나타내었고 Case 5와 Case 6은 거의 유사한 변위량 보였다. 이는 보강재의 길이가 0.6H이상이 되었을 경우 전면벽체의 변위가 감소하는 것을 알 수 있었다.

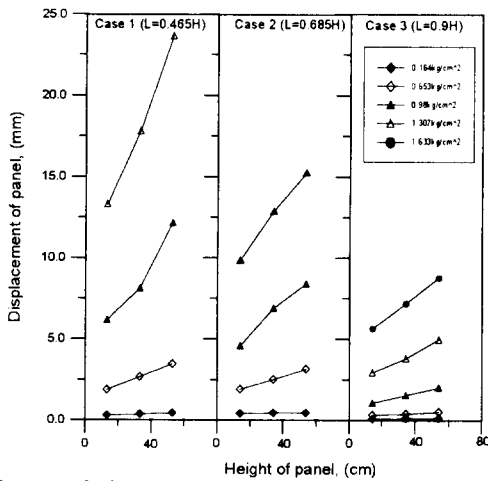


그림 3.1 비정착된 경우 하중단계별 전면판변위

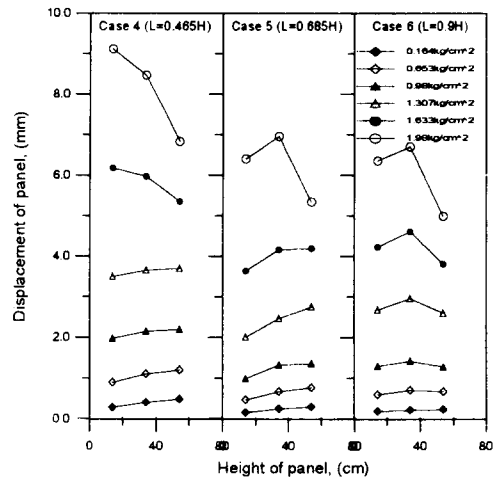


그림 3.2 정착된 경우 하중단계별 전면판변위

3.2 파괴형상

비정착과 정착된 경우 모두 전반적인 파괴형상은 그림 3.3, 그림 3.4에서와 같이 보강재의 길이가 증가함에 따라 상단부의 파괴점의 위치는 안쪽으로 형성되는 것을 관찰할 수 있으며, 파괴형상은 하단부에서는 보강재의 길이변화에 따라 파괴점의 위치가 불규칙적으로 형성되면서, 옹벽의 하단부로부터 높이 0.614H지점에서 옹벽상부까지 파괴면은 역직선 형태로 나타났다. 이 결과는 Schlosser가 제시한 벽체 높이 0.5H보다 다소윗쪽에서 형성되었지만 어느정도 이론과 유사하게 파괴면이 형성되었다. 표 3.1은 보강재의 길이별 하단부 힌지부분에 직선으로 가상선을 연결하였을 경우 각 지점간 파괴각을 나타내었다. 상단부 파괴지점은 보강재의 길이가 길어질수록 파괴지점은 감소하였다.

표 3.1 보강재 길이와 보강토옹벽의 위치별 파괴각

실험종류	벽체높이								
	10cm	13cm	23cm	33cm	43cm	53cm	63cm	70cm	상단부 파괴지점
무보강	17.74°	21.04°	27.55°	25.87°	29.17°	26.57°	23.58°	21.80°	0.400H
Case 1	-	21.04°	29.48°	28.61°	26.03°	21.61°	18.84°	17.45°	0.314H
Case 2	26.57°	26.57°	19.18°	23.72°	22.71°	19.72°	15.95°	15.19°	0.271H
Case 3	5.71°	8.75°	7.92°	10.30°	12.46°	11.41°	10.78°	8.130°	0.142H
Case 4	17.22°	21.04°	25.54°	19.98°	19.23°	18.76°	16.78°	15.34°	0.274H
Case 5	11.31°	17.10°	14.62°	13.63°	14.35°	13.78°	12.53°	11.31°	0.200H
Case 6	10.20°	7.88°	7.43°	7.77°	8.34°	10.48°	9.90°	8.53°	0.150H

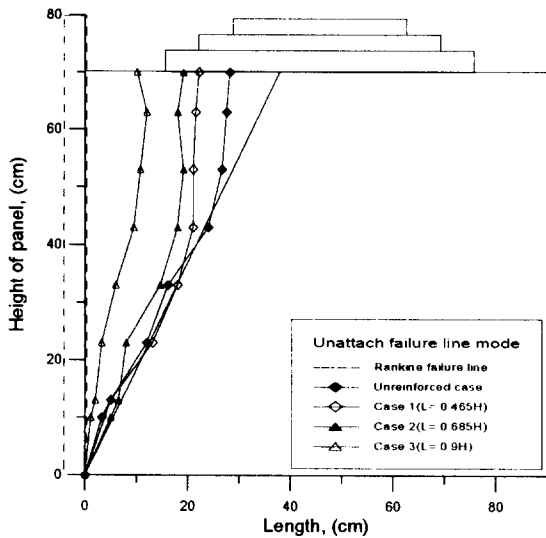


그림 3.3 비정착 파괴형상

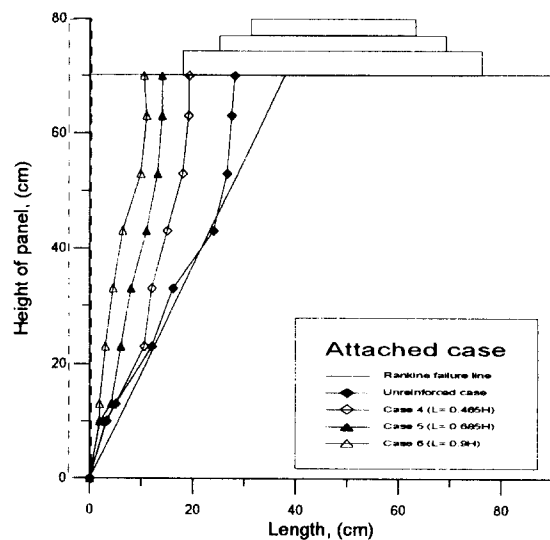


그림 3.4 정착된 모형실험의 파괴형상

3.3 전면벽체의 상단변위와 침하량

그림 3.5에서와 같이 무보강인 경우와 연결재를 전면벽체에 연결하지 않고 보강재의 길이를 변화시켜 침하와 상단변위곡선을 나타내었다. 초기에는 침하에 비해 전면판의 변화가 적게 나타났으나, 5mm 정도의 침하이후에는 전면판의 변위가 갑자기 많이 증가하는 것을 볼 수 있다. 보강재의 길이가 증가함에 따라 전면벽체의 변위가 적게 발생하였으나 보강재의 길이가 0.465H인 경우에는 거의 무보강인 경우와 비슷한 곡선의 모양을 하고 있다. 그림 3.5으로부터 침하가 7.5mm 발생하였을 때 무보강인 경우보다 전면판의 변위의 감소량은 각각 5.55%, 33.3%, 66.7%로 보강재의 길이가 증가함에 따라 전면판의 변위가 감소하는 것을 관찰 할 수 있었다. 그림 3.6에서와 같이 연결재를 연결하여 보강재의 길이변화별 침하와 상단변위곡선을 나타내었다. 침하가 증가함에 따라 전면판의 변위는 비례적으로 증가함을 볼 수 있다. 즉 낮은 하중단계에서는 거의 상단부의 변위가 거의 유사하게 나타나지만 하중단계가 증가함에 따라 보강재의 길이가 증가함에 따라 상단부의 변위가 감소하는 것을 볼 수 있으며, 초기하중에서는 비례적으로 증가하다가 하중단계가 클수록 침하의 변화정도가 낮게 변화하는 것을 볼 수 있다. 그림 3.6으로부터 침하가 10mm 발생하였을 때 무보강인 경우보다 전면판의 변위의 감소량은 각각 58.1%, 63.3%, 69.8%로 보강재의 길이가 증가함에 따라 전면판의 변위가 감소하는 것을 관찰 할 수 있었다.

비정착된 경우 전면벽체의 변위감소량은 그림 3.7에서 나타내었다. 보강재의 길이가 증가함에 따라 전면벽체의 변위감소량은 크게 나타났다. Case 1과 Case 2에서는 초기하중단계에서 10~40% 정도의 변위감소량을 보이다가, 하중이 증가함에 따라 변위감소량이 무보강과 비슷한 변위를 발생시켰다. 보강재의 길이가 0.9H인 Case 3의 경우 무보강인 경우와 비교하여 초기에 약 57~85% 정도의 변위감소량을 보이는 것을 관찰 할 수 있었으며, 하중단계가 증가하여도 전면벽체 변위감소량은 약 80% 정도의 감소량이 일정한 값을 나타내었다. 하중단계 1.143kg/cm²에서 Case 1과 비교하여 보면 전면벽체의 감소량이 80% 정도로 나타내었다. 그림 3.8에서는 정착식 모형실험의 경우 전면벽체의 변위감소량을 나타내었다. Case 4와 Case 5인 경우는 초기하중단계시 상단, 중앙, 하단의 변위감소량은 20~60%의 감소량이 있었으나, 하중단계가 증가함에 따라 무보강에 비해 약 70~80%의 변위감소량을 보이고 있다. 보강재의 길이가 0.9H인 Case 6인 경우 초기하중단계에서는 Case 5와 비슷한 감소량을 보였지만 하중이 증가함에 따라 무보강인 경우보다 최대 88%까지 전면벽체의 변위가 감소하는 것을 볼 수 있다. 하중단계 1.143kg/cm² 이후 하중단계부터 Case 4와 비교해 볼 때 18~45% 정도의 변위감소량을 나타내었다. 보강재의 길이가 0.465H보다 클 경우 전면벽체의 변위를 약 80% 정도 감소시킬 수 있었다.

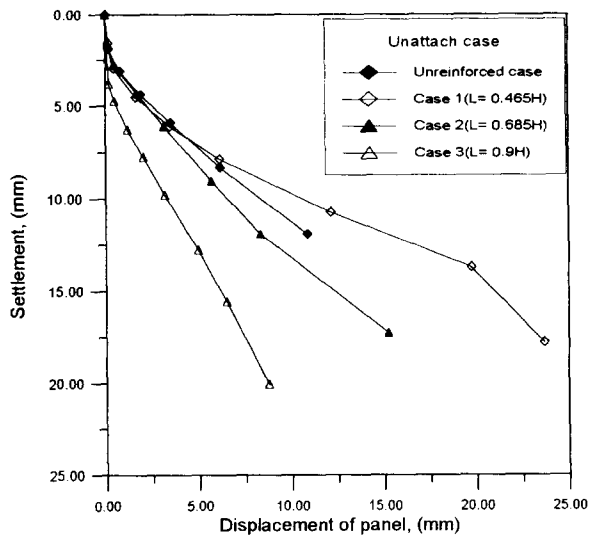


그림 3.5 비정착 실험의 상단변위와 침하량

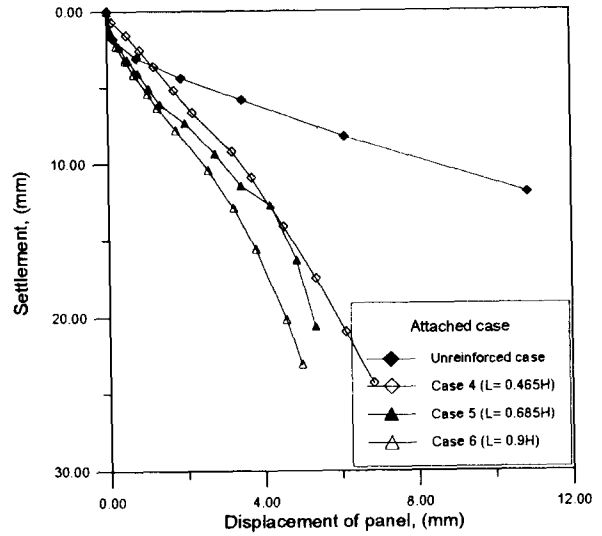


그림 3.6 정착실험의 상단변위과 침하량

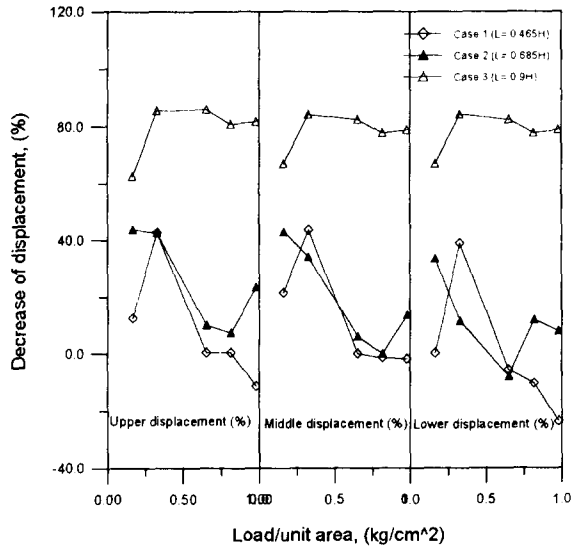


그림 3.7 비정착실험의 변위감소량

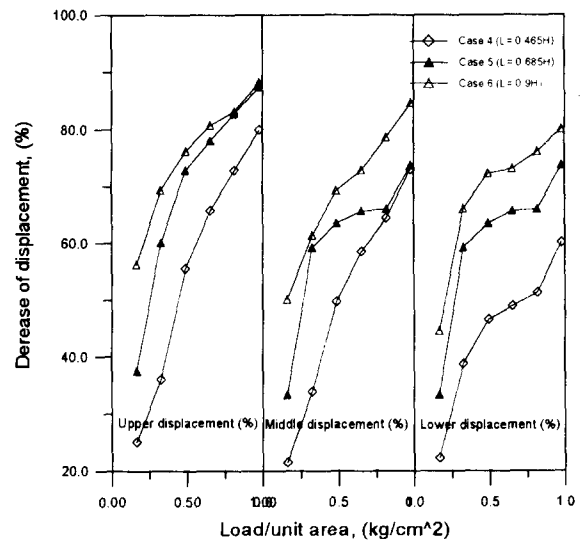


그림 3.8 정착실험의 변위감소량

3.4 하중-침하에 대한 거동분석

하중-침하의 관계곡선으로부터 지반의 극한지지력과 지반반력계수를 구하였다. 표 4.2는 실험종류별 극한지지력값을 나타내었다. 표 3.3에서와 같이 무보강인 경우 극한지지력값이 0.95kg/cm^2 에서 보강재의 길이가 증가함에 따라 약 1.737배의 극한지지력의 증가를 보였으며, 정착된 경우에도 보강재의 길이가 증가함에 따라 각각 BCR_u 값이 1.725, 1.931, 2.181로 증가하는 것을 볼 수 있다. 실험종류별 BCR_u 값의 증가 정도를 그림 3.9에 나타내었다. 또한 하중과 침하곡선에서 탄성한계값인 0.33kg/cm^2 일 때 침하량을 계산해 본 결과 무보강인 경우를 S_0 라하고, 보강재에 보강되었을 경우를 S_m 으로 계산하여 침하량비(S_m/S_0)를 구하였다. 그림 3.10에서 나타난것과 같이 비정착 경우 무보강인경우에 비해 보강재의 길이가 증가함에 따라 침하량비가 감소하였고, 보강재의 길이가 0.6H이상일 때 침하량의 변화가 매우 급격하게 변화하는 것을 볼 수 있다. 이 결과로 보강재의 길이가 0.6H보다 큰 경우 보강효과가 있는 것으로 판단된다. Case 별 침하량의 감소량은 약 4.87%, 11.61%, 20.32%로 보강재의 길이가 증가함에 따라 감소량은 약 10~20%의 침하량 감소량이 미소하지만 어느정도 보강재의 길이에 따라 침하량이 변화하는 것을 관찰할 수 있었다. 정착된 실험에서 침하 감소량은 보강재의 길이가 0.6H이상일 때 침하량의 변화가 매우 급격

하게 변화하는 것을 볼 수 있으며, Case 5와 Case 6은 미세한 변화를 볼 수 있다. Case별 침하량의 감소량은 약 15.8%, 23.9%, 28.71%로 보강재의 길이가 증가함에 따라 감소량은 약 24~29%의 침하량 감소가 있음을 실험을 통해 관찰 할 수 있었다.

표 3.3 실험종류별 극한지지력과 지반반력계수

실험종류	극한하중 (kg)	침하량 (cm)	극한지지력 (kg/cm ²)	K _{con} (kg/cm ³)	K _{asp} (kg/cm ³)	BCR _u	0.33kg/cm ²		비고
							침하량(cm)	S _m /S ₀	
무보강	2,850	0.50	0.950	0.960	1.080	1.000	0.3100	1.000	비정착
Case 1	3,450	0.65	1.150	1.016	1.060	1.211	0.2949	0.951	0.464H
Case 2	3,750	0.69	1.250	1.296	1.156	1.316	0.2740	0.884	0.685H
Case 3	4,950	0.69	1.650	1.280	1.320	1.737	0.2470	0.797	0.900H
Case 4	4,918	0.68	1.639	1.280	1.480	1.725	0.261	0.842	0.464H
Case 5	5,500	0.58	1.834	1.320	1.560	1.931	0.236	0.761	0.685H
Case 6	6,215	0.87	2.072	1.120	1.360	2.181	0.221	0.713	0.900H

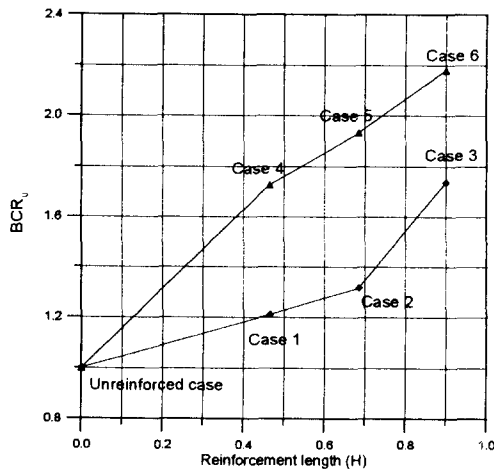


그림 3.9 실험종류별 극한지지력

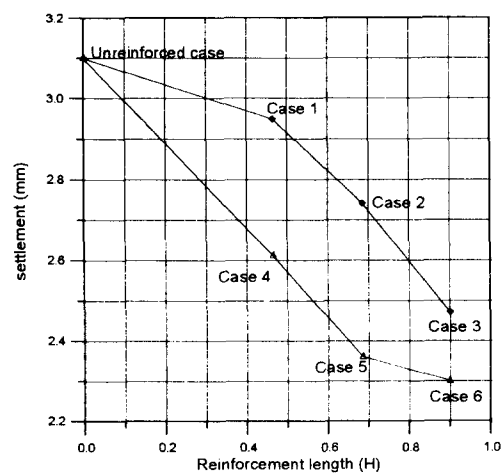


그림 3.10 침하량의 변화곡선

4. 결론

본 연구에서는 연결재를 보강토 전면판에 연결시킨 경우와 연결하지 않은 경우에 대하여 보강효과를 알기 위하여 보강재의 길이를 변화시켜가며 다양한 조건하에 모형실험을 실시하였으며, 그 결과를 이론적인 해석을 통해 관찰하였다. 본 연구를 통하여 제시된 주요 결론은 다음과 같다.

1. 보강재가 비정착인 보강토옹벽의 극한지지력의 증가는 비보강옹벽에 비하여 보강재길이에 따라 1.2~1.74배로 증가되었으며, 이에 상응하는 침하량의 감소정도는 약 10~20%인 것으로 나타났다.
2. 정착된 보강토옹벽의 파괴하중은 무보강인 옹벽에 비해 약 1.4배의 하중을 더 가하였을 경우 파괴가 일어났으며, 지지력의 증가는 1.725~2.181로 무보강인 경우보다 약 2배에 가까운 지지력의 증가가 있었다.
3. 정착된 보강토옹벽의 보강재의 길이가 증가함에 따라 침하량의 감소율은 24~29%정도 감소가 일어났으며, 전면판의 변위는 무보강인 경우에 비해 약 80%이상의 변위가 감소하였고, 비정착된 경우보다는

- 50%이상의 전면판의 변위가 감소하였다. 따라서 정착된 보강토옹벽은 비정착된 경우보다 보강효과가 탁월함을 알 수 있다.
4. 비정착과 정착된 보강토옹벽의 보강재의 최소길이는 0.6H 이상으로 하였을 경우 보강효과가 무보강인 경우보다 크게 나타남을 관찰 할 수 있다.
 5. 비정착된 경우와 정착된 경우 모두 보강재의 길이가 증가함에 따라 파괴면이 안쪽으로 형성되며, 상단부 파괴지점은 높이에 0.4H이내에 형성되었다.
 6. 비정착된 경우 전면판의 변위는 하중이 증가함에 따라 상단부의 변위가 가장크게 발생하고, 하단부가 가장적게 변위가 발생하였다. 반면 정착된 경우 전면판의 변위는 중앙부에서 가장 큰 변위가 발생하였다.
 7. 비정착된 경우 침하가 7.5mm발생하였을 때 무보강인 경우보다 전면판의 변위의 감소량은 각각 5.55%, 33.3%, 66.7%로 보강재의 길이가 증가함에 따라 전면판의 변위가 감소하였다.
 8. 정착된 경우 침하가 10mm발생하였을 때 무보강인 경우보다 전면판의 변위의 감소량은 각각 58.1%, 63.3%, 69.8%로 보강재의 길이가 증가함에 따라 전면판의 변위가 감소하였다.

참 고 문 헌

1. 건설부 국립건설연구소(1981), “81 보강토 공법연구”, 건설연구소 자료, pp. 73~121.
2. 김상규, 이은수(1996), “보강토 구조물 뒷채움재료로서 화강풍화토의 적용성”, 한국지반공학회, Vol. 12, No. 1, pp. 60~68.
3. 신광식, 도덕현, 강창구(1980), “보강토 공법 연구”, 국립건설연구소 연구자료, No. 402, pp. 123~169.
4. 이은수(1985), “보강토 공법의 경제성 연구”, 동국대 석사학위 논문, pp. 14~42.
5. 한국건설기술연구원 (1995), “Geotextile 및 보강토 공법에 관한 연구”, 한국건설기술연구원 연구보고서.
6. 한국도로공사 (1989). “보강토 공법”, 한국도로공사 기술교재
7. 한경제, 최진오, 김운영, 김명모(1996), “벽체와 분리된 띠보강재를 사용한 역 T형 옹벽의 모형실험”, 한국지반공학회 봄 학술발표회 논문집, 한국지반공학회, pp. 47~64.
8. Broms, B. B(1978), Design of Fabric Reinforced Retaining Structures, *Proc. Sympo. on Earth Reinforcement*, ASCE, pp. 282~303.
9. Hausmann, M.R. and Lee, K. L.(1978), Rigid Model Wall with soil Reinforcement, *Proc. Sympo. on Earth Reinforcement*, ASCE, pp. 400~427.
10. Ingold, T. S.(1982), “Reinforced Earth, Thomas Telford Ltd., London.
11. Jones, C. J. F. P.(1985), Earth Reinforcement and Soil Structures, Butterworths Co.
12. Saran, S., Grag, K. G. and Bhandary, R. K.(1992), “Retaining Wall with Reinforced Cohesionless Backfill”, ASCE, Vol. 118, No. 12, pp. 1869~1888.
13. Schlosser, F. and Elias, V.(1978), “Friction in reinforced earth”, *Proc. ASCE Symp. Earth Reinforcement*, Pittsburgh, pp. 735~762.
14. Vidal, H.(1966), La Terre Aremee, Annales de L’Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, pp. 888~938.