

## **지오그리드 보강토 옹벽의 시공중 계측평가**

### **Site Monitoring of the Retaining Wall Reinforced by Geogrids with Block Type Facings**

김진만, 조삼덕, 정한교, 오세용(한국건설기술연구원)

---

#### **목 차**

#### **1. 서 론**

#### **2. 보강토 옹벽의 설계방법 분석**

#### **3. 보강토 옹벽의 시험시공 및 평가**

#### **4. 계측결과 분석 및 평가**

##### **4.1 벽체의 토압 및 변형특성**

##### **4.2 보강재의 유발변위 및 인장력**

#### **5. 결 론**



## 지오그리드 보강토 옹벽의 시공중 계속평가 Site Monitoring of the Retaining Wall Reinforced by Geogrids with Block Type Facings

김진만<sup>1)</sup>, Jin-Man Kim, 조삼덕<sup>2)</sup>, Sam-Deok Cho, 정한교<sup>3)</sup>, Han-Gyo Jeong, 오세용<sup>3)</sup>, Se-Yong Oh

<sup>1)</sup>한국건설기술연구원 지반연구실 선임연구원, Senior Researcher, Div. of Geotechnical Eng. KICT

<sup>2)</sup>한국건설기술연구원 지반연구실 수석연구원, Research Fellow, Div. of Geotechnical Eng. KICT

<sup>3)</sup>한국건설기술연구원 지반연구실 연구원, Researcher, Div. of Geotechnical Eng. KICT

**SYNOPSIS** : Uses of geosynthetics as a reinforcing material for earth structures have ever increased due to their excellent economy, fine external appearance, and easy construction. In the current practice of geosynthetics, however, the lacks of the standardized method of evaluating the soil/geosynthetics friction properties and the inconsistency of conventional design methods develop confusion to the civil engineers.

The purpose of site monitoring of the retaining wall reinforced by geogrids was to evaluate the applicability of existing design methods to, and performance of, CHAMSTONE wall system. Full scale field performance during and after construction was monitored by incorporating instrumentation including strain gauges on the geogrid and soil pressure cells.

The difference of the reinforcing effects of geosynthetics embedded in the soil will be also investigated by comparing of the line and curve types of retaining wall reinforced by geogrids with block type facings.

**KEYWORDS** : Geogrid, Geosynthetics, Retaining wall, CHAMSTONE block

### 1. 서 론

전 세계적으로 우수한 경제성과 수려한 외관 및 시공의 간편성 등에 의해 토목섬유(Geosynthetics)를 보강재로 이용한 보강토 구조물의 건설이 나날이 증가하고 있으며, 특히 보강재로서는 1980년대 초에 개발된 그리드 형태의 고강도 토목섬유인 지오그리드(geogrid)의 활용이 두드러지고 있다. 일반적으로 보강토공법은 토체내에 보강재를 삽입하여 토류구조물을 보강하는 공법으로서 이렇게 시공된 흙/보강재 복합체는 기존의 지반에 비하여 개선된 인장 및 압축특성을 갖는다.

한편, 토목섬유 보강토 구조물의 안정해석 및 설계에는 많은 접근방법들이 고려되어 왔다. 이러한 설계방법들은 대부분 벽체파괴에 대한 안전율의 결정에 한계평형해석을 토대로 하여, 가정된 보강토 구조물의 파괴면을 따라 유발되는 메카니즘에 초점을 맞추고 있다. 이같은 방법들은 크게 두가지 유형으로 구분할 수 있다. 첫 번째 유형의 방법들은 보강토체의 수평방향 활동력이 보강재에 의해서 유발되는 수평방향 저항력과 평형을 이룬다고 가정하는 간단한 한계평형해석을 도입하고 있으며, 두 번째 유형의 방법들은 전통적인 사면안정 해석과 같이 가정된 파괴활동면에 대하여 힘이나 모멘트 평형에 보강재를 고려하는 방법이다. 전자는 보강재가 썩기형태의 파괴토체에 대하여 인장저항 타이백(tie-back)과 같은

역할을 한다고 해서 타이백 방법이라고 하고, 후자는 사면안정 해석방법이라고 한다.

본 논문에서는 블럭형 보강토 옹벽에 경사계, 침하계, 토압계, 수직 및 수평 변위계, 스트레인 게이지 등의 각종 계측기를 매설하여 시공 중 및 시공 후의 보강토 옹벽의 거동 - 전면벽체에 작용하는 수평토압의 크기 및 분포형태, 그리드에 발현되는 변형 형태 및 인장력의 크기와 침하특성 등을 옹벽의 직선부와 곡선부로 구분하여 분석하였다.

## 2. 보강토 옹벽의 설계방법 분석

다양한 설계방법들이 토목섬유 보강토 구조물의 설계에 이용되고 있으며, 이러한 설계방법들은 제안자 나름대로의 각 영향요소에 대한 적용방식과 처리과정에 의해서 상이한 설계자료를 제시한다. 이러한 설계방법들은 대부분 벽체파괴에 대한 안전율의 결정에 한계평형해석을 사용하고 있다. 현재 보강토 옹벽의 설계에 사용되는 타이백 방법으로는 Bonaparte et al. 방법(1987), Forest Service 방법(Steward Williamson & Mohney, 1983), Broms 방법(1978), Collin 방법(1986) 등이 북미지역에서의 토목섬유 보강토 벽체의 설계에 널리 사용되고 있다. 그림 1에서는 위에서 언급된 다양한 타이백 방법에 사용된 보강토체 내의 토압분포를 나타낸다.

기 제안된 설계방법들은 앞서서도 잠시 언급되었지만 파괴에 대한 안전율을 결정하기 위해 한계평형 해석을 사용하며, 개념적으로는 그 방법들의 대부분은 토압에 의해서 유발된 수평방향의 활동력과 보강재에 의해 제공된 수평방향의 저항력의 평형 분석을 하거나, 가상된 활동파괴면에 대해 힘이나 모멘트의 평형을 적용하는 일반적인 사면해석과 같은 방법들을 사용한다. 이와 같은 한계평형해석의 문제점은 토체 내의 응력-변형관계를 고려할 수 없다는 것과 흙/보강재 상호작용의 메카니즘을 재현하지 못한다는 것 등이다. 보강토 벽체의 한계평형해석시 고려되는 응력들은 토체의 수직응력, 토체의 수평응력, 보강재 내의 인장응력, 잠재 활동파괴면 뒷쪽의 보강재 인발에 대한 마찰 저항력 등이고, 고려되는 안전율은 보강재의 파단파괴에 대한 안전율(보강재의 인장강도/수평토압)과 흙 속 보강재의 인발에 대한 안전율(인발저항/보강토층에 의해 지지되는 수평토압) 등이다.

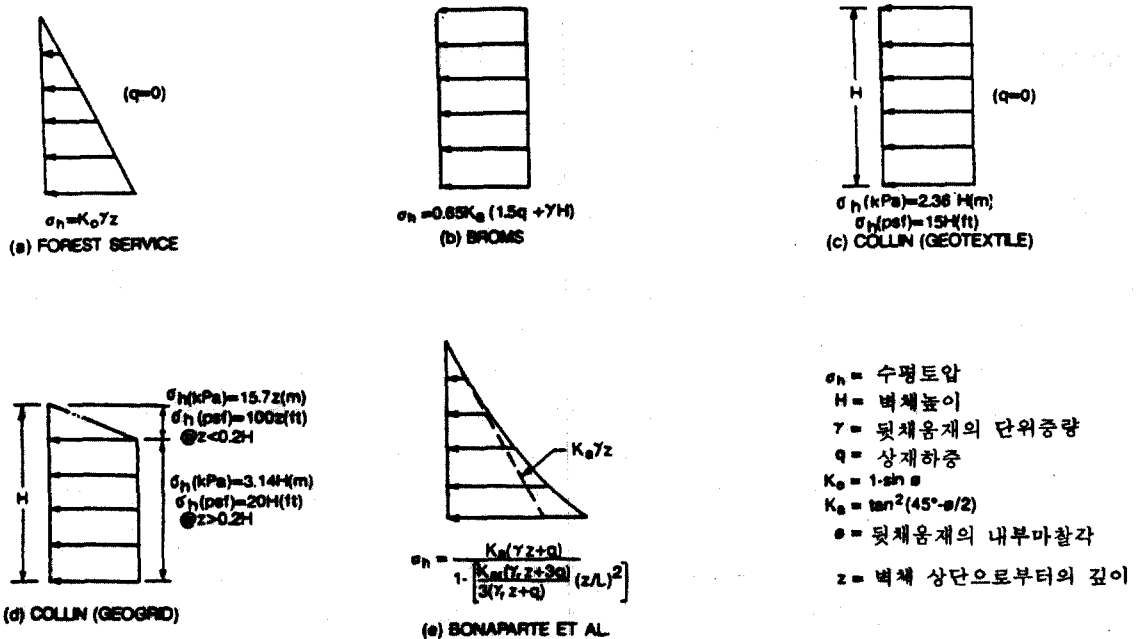


그림 1. 타이백 방법에 사용된 토압분포

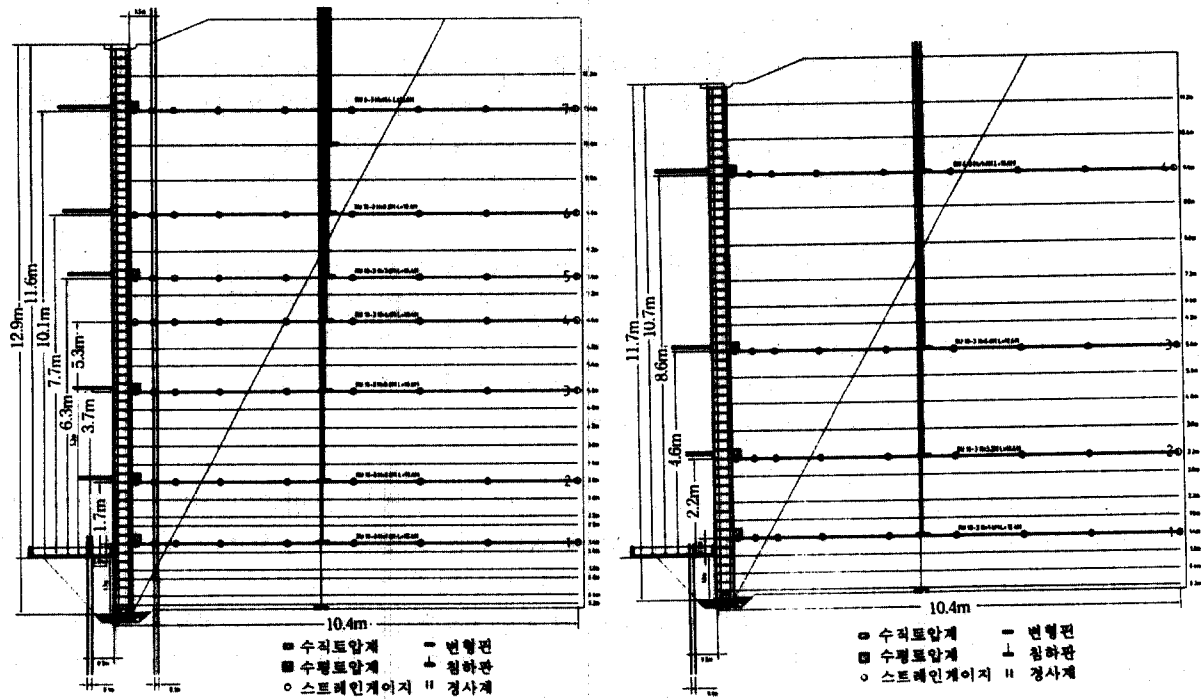
한편, 설계시에는 보강재의 장기허용인장강도가 필요하며, 이에 대한 다양한 지침서들이 보강재의 허용인장강도 선정에 이용되고 있다. 또한, 보강토체의 강도특성 중 흙과 보강재 사이의 마찰효과에 대한 정수들이 설계시 요구되며, 보강재와 흙 사이의 마찰효율,  $\tan \delta / \tan \phi$ 를 사용하기도 한다. 여기서  $\delta$ 는 흙/보강재 마찰각이고,  $\phi$ 는 흙의 내부마찰각이다. 일반적으로 보강재와 흙 사이의 마찰효율은 인발시험과 직접전단시험 등에 의해서 평가된다.

본 현장의 보강토 옹벽에 이용된 설계방법은 전술한 설계방법 중 벽체파괴에 대한 안전율의 결정에 한계평형해석을 도입하여, 활동파괴면에 작용하는 옹력상태는 랭킨의 주동토압 분포를, 활동파괴면의 형상은 랭킨파괴면을 고려하고 보강토의 인발저항 등을 가정하여 힘과 모멘트에 대한 평형을 분석하는 타이백 방법을 채택하고 있다.

### 3. 보강토 옹벽의 시험시공 및 평가

본 연구의 계측대상현장은 경기도 용인시 내의 공장 부지조성 공사현장으로 공장의 미관을 고려한 진입로를 조성하고자 CHAMSTONE 블록과 독일 REHAU사가 개발한 RAUGRID(RU 10/3-20)를 사용한 보강토 옹벽이 시공되었다. 본 시험시공 현장의 기초지반은 기반암인 규장편마암위에 풍화된 풍화암층(0.5m~3.0m)이 존재하고, 그 상부에 실트질 모래층(0.0m~2.0m)이 분포하고 있다. 또한, 보강토 옹벽의 뒷채움재로 사용된 흙시료의 기본 물성치는 현장 자연함수비 14.0%, 비중 2.65, 최대건조밀도 1.88 g/cm<sup>3</sup>, 최적함수비 12.5%, 통일분류법상 SM으로 나타났다.

본 현장의 시험시공 옹벽은 직선부 12.9m, 곡선부 11.7m 높이의 보강토 옹벽으로 다양한 계측기를 매설하여 현장계측을 실시하였다. 또한, 계측항목은 수평토압, 보강재의 인장변형 및 옹력, 지중침하, 전면벽체의 수평변위, 벽체의 활동 등이며, 그림 2에서는 매설된 계측기의 매설위치 및 형태를 보여준다.



(a) 직선부

(b) 곡선부

그림 2. 계측기 매설도

## 4. 계속결과 분석 및 평가

### 4.1 벽체의 토압 및 변형특성

#### (1) 수평토압

그림 3에서는 본현장의 직선부 및 곡선부와 타현장의 벽체높이에 따른 블럭 배면의 수평토압의 계측 결과를 보여준다. 그림 3에서 보듯이 시공완료 후 29일 경과된 블럭배면의 수평토압은  $0.12 \sim 0.49 \text{kg/cm}^2$  정도로 벽체형태와 성토높이에 상관없이 일정한 경향을 보이다가 옹벽하단에서 상대적으로 약간 커지는 경향을 나타내었다. 이러한 블럭배면의 수평토압분포 특성은 설계시 고려하는 보강토 옹벽의 수평토압 및 파괴면을 랭킨의 주동토압 및 파괴면을 가정하고 있으나, 실제의 벽체 활동력은 흙 사이에 보강재가 삽입됨으로써 개선된 인장 및 응력전이특성에 기인하여 보강토 옹벽의 토압분포 및 파괴면이 변하였기 때문이다.

또한, 그 토압의 형태는 앞의 그림 1에서 언급된 브롬스나 콜린의 분포와 유사하다. 브롬스의 방법은 수평토압의 결정에 있어서  $\sigma_a = 0.65K_a(1.5q + \gamma H)$ 로 절감계수 0.65를 고려하는 형태를 띤다. 본 현장의 계측결과는 보강토 옹벽 하단의 직선부의 최대값에서 랭킨의 수평토압과 비교할 때 랭킨토압의 0.52 배 정도로 평가되었다. 따라서 보강토 구조물의 전면벽체에 랭킨의 수평토압 및 활동면을 가정하는 현 설계방법은 본 현장의 계측결과와는 일치하지 않는 것으로 나타났다.

#### (2) 벽체수평변위

그림 4에서는 벽체높이별 시간경과에 따른 보강토 옹벽의 수평변위 변화형태를 보여준다. 그림 4에서 보듯이 보강토 옹벽의 변형편에 의한 수평변위는 곡선부나 직선부에 상관없이 벽체 중앙부에서 변형이 많고 상단 및 하단에서는 상대적으로 작게 발생하는 형태를 나타낸다. 대략 보강토 옹벽의 시공완료 후 29일 경과시까지 최대수평변위는 직선부에서 3.2 cm, 곡선부에서 8.2 cm 정도가 발생한 것으로 나타났다. 이러한 보강토 옹벽의 수평변위특성은 벽체의 중앙에서 벽체 상단에 비해 성토하중과 증장비의 다짐 및 반입에 의한 영향이 크고 또한, 벽체하단과는 달리 원지반과 보강토체 사이의 마찰에 의한 변형 억제효과가 적기 때문인 것으로 판단된다.

그림 5에서는 경사계에 의한 보강토체내의 수평변위특성을 보여준다. 그림 5에서 보듯이 직선부 보강토체내의 수평변위는 그 크기가 벽체높이 7.9m에서 최대 1.24mm 정도로 미미한 것으로 평가되었다. 또한, 벽체의 변위는 변형편에 의한 벽체 변위 계측결과와 마찬가지로 시공완료 후 벽체변위가 거의 발생되지 않는 것으로 평가되어 벽체변위의 대부분은 시공중에 발생하는 것으로 평가되었다.

#### (3) 벽체활동

한편, 그림 6에서는 경사계에 의한 벽체전면의 깊이에 따른 수평변위특성을 보여준다. 그림 6에서 보듯이 벽체전면의 깊이에 따른 수평변위는 직선부나 곡선부에 상관없이 지표아래 1.5m까지 수평변형이 각각 지하 0.5m에서 최대 9.42mm 및 2.69mm가 발생되었고 그 이하에서는 수평변형이 거의 발생되지 않았다. 이러한 벽체기초의 수평변형특성은 본현장의 기초지반이 풍화암층 바로 위에 안정되어 있는 것과 그로 인한 벽체활동이 발생되지 않는 것에 기인한다.

#### (4) 침하특성

그림 7에서는 벽체높이별 시간경과에 따른 보강토 옹벽의 침하형태를 보여준다. 이 그림으로 부터 보강토 옹벽의 설치에 따른 기초지반 및 보강토층 내의 침하량은 곡선부나 직선부에 상관없이 시공완료 초기에 침하가 약간 진행된 후 시간경과에 따라 큰 변화없이 일정한 값을 보여주고, 직선부 및 곡선부의 기초지반은 각각 2.5mm, 2.3mm 정도, 각 옹벽의 최대높이에서 24mm, 27mm 정도의 침하가 발생하였음을 알 수 있다. 보강토층의 침하는 흙의 성토 및 다짐에 따른 흙 입자간의 안정화에 기인하며 시간 경과에 따라 급격히 감소되고 그 크기는 성토층 높이의 2%정도가 발생할 수 있음을 알 수 있다.

### 4.2 보강재의 유발변위 및 인장력

(1) 보강재의 변형

그림 8에서는 직선부만의 벽체높이별 보강재의 유발된 인장 변형특성을 보여준다. 그림 8에서 보듯이 보강재의 변형특성은 벽체로 부터 0.5m 지점까지는 변형률이 크고 그 이후로는 일정한 경향을 보이는 반면에 벽체높이별로는 벽체 중앙 및 하단에서 변형률이 크게 나타난다. 이러한 변형특성은 곡선부에서도 유사한 경향을 보이며, 앞서 언급된 전면벽체의 수평변위와 연관하여 전면벽체의 큰 변형에 의한 영향임을 알 수 있다. 또한, 벽체의 중앙 및 하단 보강재의 큰 변형특성은 벽체 중앙 및 하단에서 흙의 자중에 기인한 작용 수직토압이 크기 때문임을 알 수 있다.

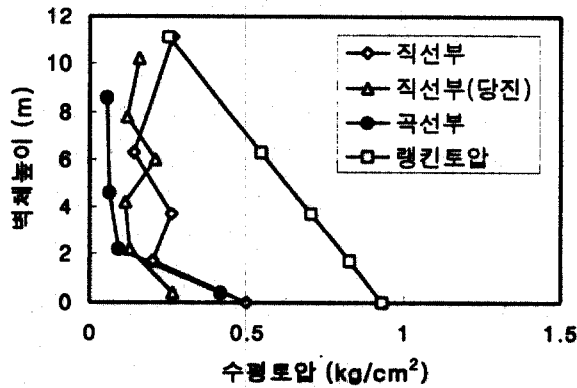
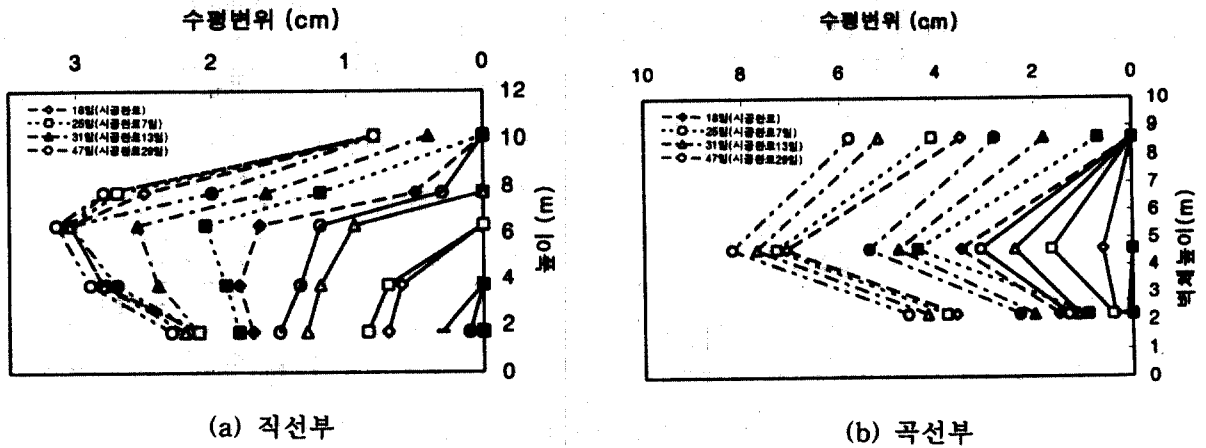


그림 3. 벽체높이에 따른 블럭배면의 수평토압의 변화 (시공완료 후 29일 경과시)



(a) 직선부 (b) 곡선부

그림 4. 벽체높이에 따른 블럭배면의 수평변위의 변화

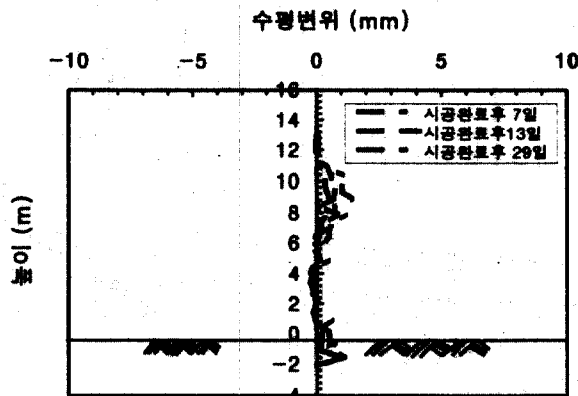


그림 5. 벽체높이에 따른 보강토체내의 수평변위의 변화 (직선부)

또한, 보강재의 최대변형정도는 직선부에서는 벽체높이 7.6m에서 0.54~2.57%, 곡선부에서는 벽체높이 5.0m에서 0.29~0.99% 정도로 보강재의 변형이 상대적으로 직선부에서 크게 나타난다. 이러한 직선부와 곡선부의 변형률의 차이는 곡선부의 경우 주응력 방향이 벽체의 곡률반경을 따라 변화하기 때문에 지오그리드의 주보강재와 흙 사이에 충분한 인장변형이 유발되지 않기 때문인 것으로 판단된다. 이러한 곡선부의 흙/보강재 인발특성은 벽체의 전제안정성에 있어서 곡선부가 상대적으로 직선부에 비해 취약하다는 것을 나타낸다.

일반적으로 보강재에 고려되는 설계인장변형이 광폭인장시험시 보강재의 변형률 5% 정도 이므로, 본 현장에서 사용한 보강재의 인장변형률은 설계인장변형에 못미치는 것으로 보강재의 인장변형만을 놓고 볼 때 현벽체는 안정한 것으로 평가되었다.

(2) 보강재의 인장력

흙/보강재의 마찰에 의해 유발된 보강재의 인장력 평가를 위해 지오그리드에 스트레인 게이지를 부착한 후 계측된 변형결과를 토대로, 지오그리드의 광폭 인장강도시험에서의 1.2% 변형시의 인장력을 고려한 할선탄성계수 (RAUGRID 10/3-20 : 1154kN/m)를 산정하여 보강재에 유발된 인장력을 평가하였다.

그림 9에서는 벽체높이별 보강재의 유발 인장력 변화특성을 보여준다. 그림 9에서 보듯이 시공 완료 후 35일이 경과된 최종 계측결과는 각층의 보강재 최대인장력이 작용되는 절점의 위치가 랭킨의 파괴면 (60°)과 비교해 볼 때 벽체 중앙높이 이상에서는 파괴면 안쪽에, 중앙높이 아래에서는 파괴면 바깥쪽에 위치하여 랭킨의 파괴면과 불일치하는 것으로 나타났다. Jewell(1985)은 보강재의 포설길이가 충분히 길어서 보강재 축력이 0인 지점이 모든 보강토층에 발생하는 이상적인 보강재 배열에 있어서 보강재의 결합특성, 포설길이, 흙의 공학적 특성 등의 변화에 따라 보강재 침두축력의 위치는 벽체쪽으로 조정된다고 보고하였다.

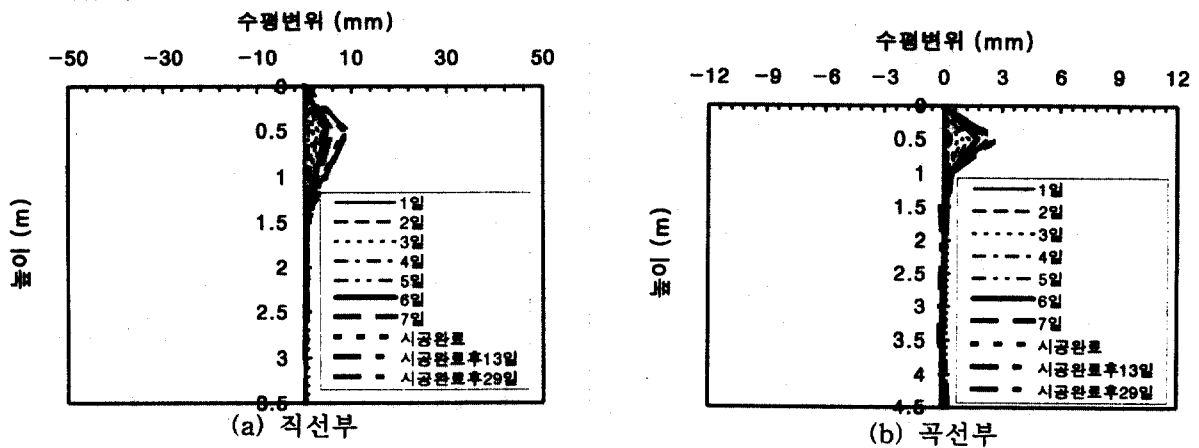


그림 6. 벽체전면의 깊이에 따른 수평변위의 변화

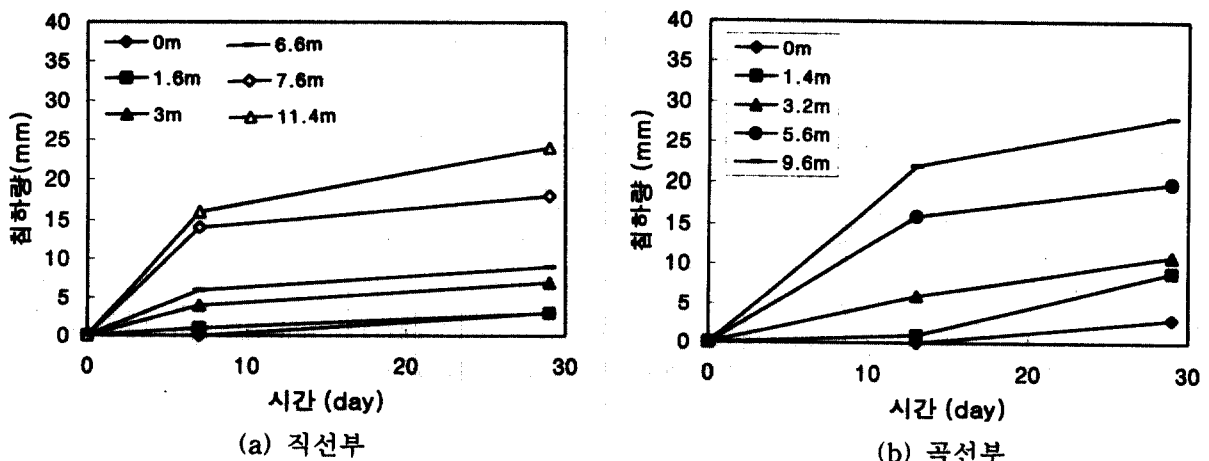


그림 7. 벽체높이별 시공완료 후 시간경과에 따른 보강토 응벽의 침하량 변화



그림 9에서 제시된 벽체높이별 최대인장력 발생위치와 랭킨의 파괴면 사이의 차이는 Jewell의 주장한 보강재의 결합특성, 포설길이, 흙의 공학적 특성 등의 변화에 따른 침두축력 변화에 의한 영향으로 보인다. 또한, 이러한 Jewell의 주장에 의하면 파괴에 도달하지 않은 상태의 현 보강토 응력의 침두축력은 파괴시에는 더 벽체 앞쪽으로 움직일 것으로 예상되어 극한 파괴면이 현재 설계시 파괴면 보다 훨씬 앞쪽에 발생될 것이 예상된다. 따라서 현 설계에서 고려되는 랭킨토압 및 파괴면에 대한 가정은 상당히 안전측인 가정임을 알 수 있다.

한편, 표 1에서는 직선부의 설계시 벽체높이별 보강재의 장기설계허용강도 및 계측된 최대유발인장력을 보여준다. 표 1에서 보듯이 최대유발인장력의 크기는 벽체높이에 따라 1.02~2.57t/m로 나타나 사용 보강재의 광폭인장강도에 의한 장기설계허용강도의 25~63% 정도로 보강재의 변형특성과 마찬가지로 현 설계가 상당히 안전측으로 설계된 것으로 평가되었다.

표 1 벽체높이별 보강재의 장기설계허용강도 및 최대유발인장력

평가항목 \ 벽체높이(m)	1.6	3.0	5.0	6.6	7.6	9.0	11.4
장기설계허용강도(t/m)	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	2.08
최대유발인장력(t/m)	1.02	1.20	1.61	1.39	2.57	1.66	1.16

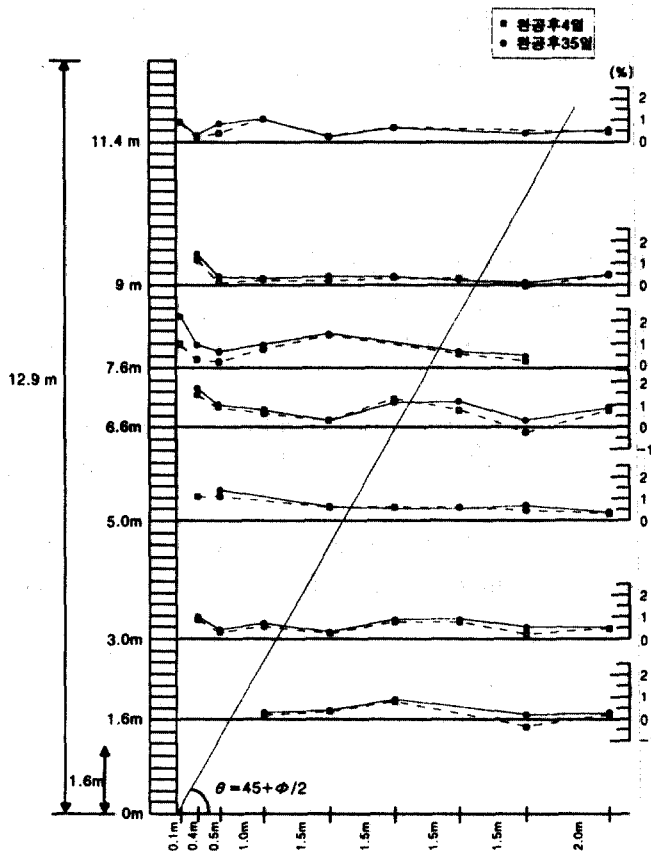


그림 8. 벽체높이별 보강재의 유발변위 변화

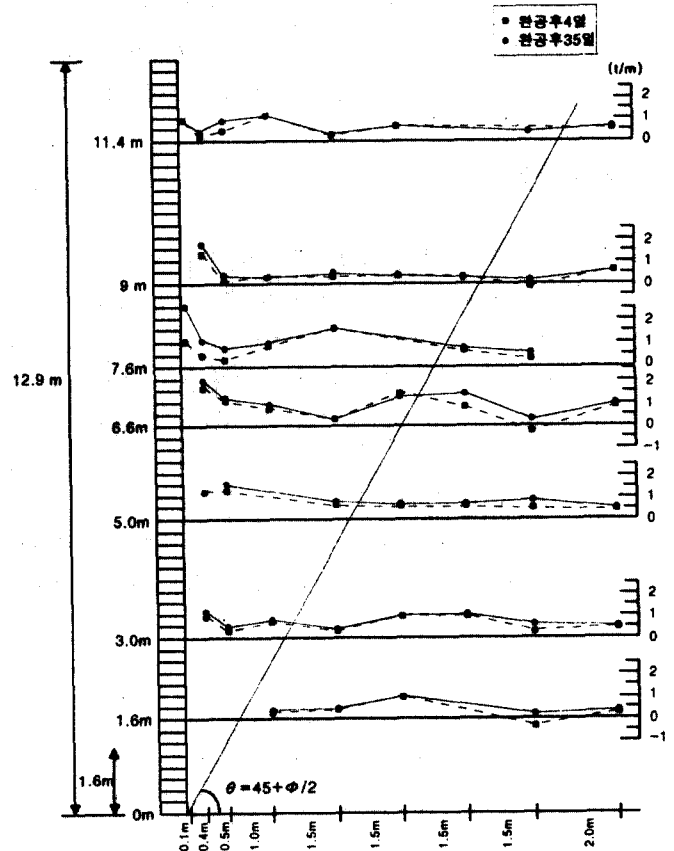


그림 9. 벽체높이별 보강재의 유발인장력 변화

## 5. 결론

본 연구에서는 불력형 보강토 벽체에 경사계, 침하계, 토압계, 수직 및 수평 변위계, 스트레인 게이지 등의 각종 계측기를 매설하여 시공 중 및 시공 후의 보강토체의 전면벽체에 작용하는 수평토압의 크기 및 분포형태, 그리드에 발현되는 변형 형태 및 인장력의 크기 등의 벽체 거동을 분석하여 다음과 같은

결론을 얻었다.

1. 보강토 응벽의 전면벽체에 발현되는 수평토압은 벽체높이에 상관없이  $0.12 \sim 0.49 \text{ kg/cm}^2$ 로 사각형 분포를 나타내며, 그 크기는 랭킨의 주동토압의 0.52배로 평가된다.
2. 보강토 응벽의 수평변위는 벽체형태에 상관없이 벽체 중앙에서, 시공중에 직선부 보다 곡선부에서 크게 발생되며, 대체로 그 크기는 벽체높이의 0.2~0.7% 정도로 평가된다.
3. 보강토층의 침하하는 흙의 성토 및 다짐에 따른 흙 입자간의 안정화에 기인하는 것으로 판단되며, 초기 침하량은 보강토 응벽 성토높이의 2% 정도 발생하는 것으로 평가된다.
4. 본 논문에서 분석한 CHAMSTONE 불려형 보강토 응벽은 경사계 계측에 의한 벽체전면의 깊이에 따른 수평변형이 미미하여 사면활동이나 전도의 징후없이 안정한 상태를 보여주고 있어 응벽구조물로서의 효율성을 확인할 수 있다.
5. 보강재의 인장변형특성은 직선부 및 곡선부에 상관없이 변형률이 벽체로 부터 0.5m 되는 지점까지는 크고 그 이후로는 일정한 경향을 보이는 반면에 벽체높이별로는 벽체 중앙 및 하단에서 변형율이 크게 나타났으며 또한, 곡선부의 보강재의 최대인장변형은 직선부의 50%인 0.29~0.99% 정도로 전체적으로 보강재의 설계인장변형 5%에 훨씬 못미치는 것으로 평가된다.
6. 보강재의 최대인장력 절점의 위치는 벽체 중앙높이 이상에서는 랭킨의 파괴면 안쪽에, 중앙높이 아래에서는 파괴면 바깥쪽에 위치하여 설계시 가정된 파괴면과 불일치하며, 현 보강재에 대한 현설계는 최대유발인장력의 크기가 벽체높이에 따라  $1.02 \sim 2.57 \text{ t/m}$ 로 사용 보강재 장기설계허용강도의 25~63% 정도로 나타나 상당히 안전측으로 고려된다.

## 참고문헌

1. Bonaparte, R., Holtz, R. D. and Giroud, J. P.(1987), "Soil reinforcement design using geotextiles and geogrids", Geotextile Testing and the Design Engineer, ASTM STO 952, pp. 69~116.
2. Broms, B. B.(1978), "Design of fabric reinforced retaining structures", Proc. of the Symposium on Earth Reinforcement, ASCE, Pittsburg, pp. 282~303.
3. Collin, J. G.(1986), "Earth walls design", Ph. D. Thesis, University of California at Berkeley.
4. Jewall, R. A.(1985), "Limit Equilibrium Analysis Reinforced Soil Walls", Pro. of 11th ICSMFE, San Francisco, Vol. 3, p. 1705.
5. Steward, J. E., Williamson, R. and Mohney, J.(1983), "Earth reinforcement", Guidelines for use of fabrics in construction and maintenance of low volume roads, Chapter 5, USDA, Forest Service, Oregon.