

## 현장계측을 통한 보강재 침하형 보강토 옹벽의 거동특성

### Behavior of Reinforced Earth Retaining Wall for Permitting Reinforcement to Subside with Monitoring

정진혁<sup>1</sup> Chung, Jin-Hyuck

오종근<sup>2</sup> Oh, Jong-Keun

이송<sup>3</sup> Lee, Song

#### Abstract

The conventional reinforced earth retaining wall has the connector system to fix the reinforcement and block. However, this system defect may cause the crack of block and the rupture of reinforcement due to the stress concentration near the face of reinforced earth retaining wall. Hence, the new connector system which was able to allow the settlement of reinforcement was developed in this study and a test was carried out in the study area which is divided into the conventional reinforced earth retaining wall and reinforced Earth Retaining Wall driving the settlement. As the results of field monitoring in situ, the ratio of tensile force calculated at maximum value on contiguous portion of front block showed that the settlement type decreased the stress concentration near the face of front block greater than the conventional type.

#### 요지

기존의 블록식 보강토옹벽의 경우 블록과 보강재 연결을 핀, 커넥터 등으로 연결하므로 전면부에 응력집중이 발생하여 블록의 균열이나 보강재 파단파괴가 발생할 수 있는 단점이 있다. 이에 본 연구는 보강재의 침하를 허용하는 새로운 연결시스템을 개발하여 연구대상지역에 일반형 블록식 보강토옹벽 구간과 보강재 침하형 보강토옹벽 구간으로 나누어 시험시공을 실시하였다. 시공과정 및 이후의 현장계측결과 전면블록에 인접한 부분에서 최대인장력으로부터 구한 인장력비가 일반형보다 침하형이 전면블록 전면부의 응력집중이 크게 감소하는 것으로 나타났다.

**Keywords** : Conventional reinforced earth retaining Wall, Field monitoring, Reinforced earth retaining wall driving the settlement resistance

#### 1. 서론

보강토옹벽 공법은 성토층 사이에 일정 간격마다 인장력이 큰 보강재를 설치하면서, 뒤채움 흙을 성토 다짐하여 복합지반을 형성시켜 흙의 인장강도를 보완하고

흙과 보강재사이의 마찰에 의해 토압에 저항하는 공법으로 근본적으로 벽체 배면토압의 일부를 보강재가 부담하도록 보강재를 성토재에 포설하는 개념으로 설계되며, 기존의 중력식이나 캔틸레버식 형태의 옹벽에 비해 우수한 시공성 및 경제성을 바탕으로 사용성이 증가하고 있다.

1 정회원, 서울시립대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., The Univ. of Seoul)

2 정회원, 충북대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Chungbuk National Univ.)

3 정회원, 서울시립대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., The Univ. of Seoul, scugeo@uos.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 8월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

국내의 경우 1980년 보강토공법에 의한 토류벽에 최초로 시험 시공된 이후 보강토옹벽에 대한 구조적 안정성, 경제성, 시공성, 미관 등의 장점을 인정받아 시공사례가 증가하였으며, 1990년대 후반부터 지오그리드와 블록을 사용한 블록식 보강토옹벽공법이 보급되기 시작하여 블록식 보강토옹벽의 시공이 증가하는 추세이다.

그러나 현재 진행되고 있거나 계획되고 있는 보강토옹벽에 관한 연구는 대부분 옹벽벽체의 변형이나 인장강도, 크리프, 내구성 및 흙-지오그리드 마찰 특성과 같은 보강재의 특성 개선을 중심으로 이루어지고 있어, 상대적으로 벽체와 보강재의 연결부가 보강토옹벽의 거동에 미치는 영향에 관한 연구는 부족한 실정이다.

이에 본 연구에서는 전면판과 보강재사이에 침하를 허용하는 연결 시스템을 적용한 보강토옹벽의 거동을 파악하기 위하여 현장시험시공과 현장계측을 실시하였다. 이를 통하여 전면판의 수평변위, 뒤채움지반의 침하, 보강재의 인장력분포, 토압분포 등 보강토옹벽의 전반적인 거동을 평가하였으며, 기존의 블록식 보강토옹벽과 비교하여 보강재 침하를 허용하는 연결시스템을 적용한 보강토옹벽의 안정성을 분석하였다.

## 2. 연구동향

토목섬유 보강재의 마찰특성 평가에 관한 연구를 살펴보면, Jewell(1980)이 보강토체의 전단면과 보강재의 경사도에 따른 마찰특성을 평가하였고, Juran et al.(1988)이 보강재 주변 흙의 부피팽창 특성에 대하여 연구하였으며, Giroud et al.(1993)이 구속응력에 따른 흙/보강재의 전단특성을 연구하였다.

또한, Bacot et al.(1978)과 Schlosser & Elias(1978), Ingold(1984), Kate et al.(1988), Rao & Panday(1988) 등은 다양한 크기의 인발시험장치를 사용하여 흙과 토목섬유 사이에 마찰특성을 평가하였고, Costalonga(1988)와 Fannin & Raju(1991) 등은 인발시험 동안 흙과 토목섬유의 전단면에서 점진적인 전단특성이 나타난다고 보고하였으며, 인발시험 장치의 크기와 전면벽의 거친 정도가 인발시험 결과에 미치는 영향에 대하여 Palmeria(1988)와 Srinivasa Murthy et al.(1993)이 평가하였으나, 아직까지 인발시험 장치의 표준크기는 제안되어 있지 않은 실정이다.

앞서 외국의 연구결과에서도 보강토 옹벽의 블록과 보강재 연결부에 관한 연구는 매우 미흡한 상태이고, 실

제 적용 시 국내 공사여건을 고려한 설계 및 시공지침이 부족한 실정으로 이로 인해 비합리적인 설계와 시방의 혼란 등의 문제점이 도출되고 있는 현실이다.

국내 보강재 연결부에 관한 연구로는 신은철 등(1998)이 연결재를 보강토 전면판에 연결시킨 경우와 연결하지 않은 경우에 대하여 보강효과를 연구한 결과, 비정착과 정착된 보강토옹벽의 보강재 길이를 최소 0.6H 이상으로 하였을 경우 보강효과가 무보강인 경우보다 큰 것으로 나타났으며, 김진만 등(2005)은 보강토옹벽 전면블록과 지오그리드와의 연결강도 시험과 블록/블록 마찰강도 시험을 통해 전면블록의 연결강도는 블록 전단저항능력, 특히 전단키 형태와 그와 관련된 지오그리드의 접점강도, 인장강도 등에 영향을 크게 받는 것으로 평가하였다.

또한, 이창섭(2004)은 블록식 보강토옹벽의 거동분석을 위하여 지오그리드 보강재의 인발특성 실험 및 블록과의 연결강도 실험 등의 실내실험과 현장에서 수직토압, 수평토압, 지오그리드에 작용하는 인장력 및 변형률, 배면토의 수평변위 등을 시공 단계별로 계측을 실시하고 계측된 결과로부터 거동을 분석하였다. 보강재에 발생하는 최대인장력은 수치해석결과 0.26H에서 발생되었으며 이는 이론적인 작용점 0.3H와 유사한 값을 나타내고 있으나, 실제 계측된 최대인장력은 전면벽체 부근에서 발생한다고 보고하였다.

## 3. 현장 시험시공 및 계측

대상현장에 시공된 블록식 보강토옹벽의 높이는 6.7m이고 길이는 58m이며, 동일한 높이를 유지하면서 일반형 보강토옹벽 및 보강재 침하형 보강토옹벽의 길이는 전체 길이의 절반인 29m로 나누어 동일한 현장에 시공되었다.

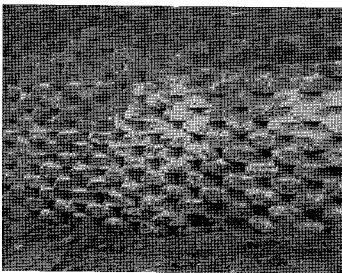
### 3.1 일반형과 침하형 블록/보강재 연결부에 대한 고찰

일반형 블록/보강재의 경우 장기적인 배면 성토재의 부등침하가 발생하고, 부등침하로 인한 보강토 블록 자체의 변형이 발생하게 된다. 또한 보강재 자체의 인장력에 의한 변형 및 연결부에서의 파단이 발생하기 때문에 강성그리드용 블록과 연성그리드용 블록으로 구분해서 시공해야하는 단점이 있다. 이에 비해 침하형 블록/보강재의 경우 장기적인 배면 성토재의 부등침하를 균등침

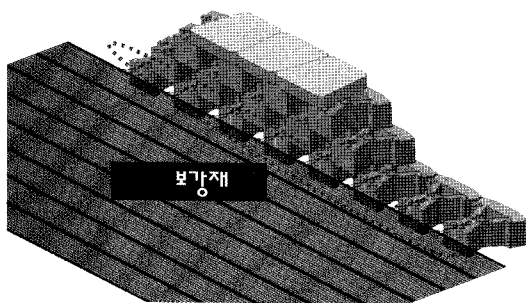
하로 유도함으로써 옹벽에 추가적인 안정성을 확보하여 균등침하로 인한 블록 자체의 변형을 방지할 수 있다. 또한 그림2(a)와 같이 블록과 보강재의 연결부에서의 발생할 수 있는 응력집중을 방지하여 보강재의 파단을 방지하기 때문에 기존의 모든 보강토 블록과 보강재(연성, 강성)에 대한 호환성이 우수하다.



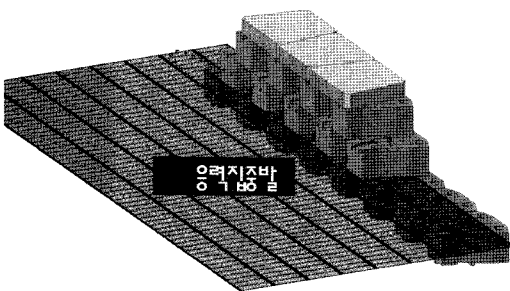
(a) 일반 보강토 옹벽



(b) 보강재 침하형 보강토 옹벽  
그림 1. 현장시험시공 구간전경



(a) 보강재 침하형 보강토 옹벽



(b) 일반형 보강토 옹벽

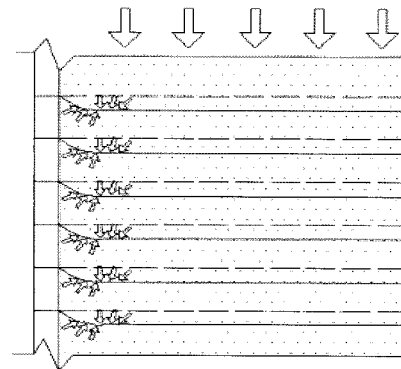
그림 2. 일반형과 침하형 블록/보강재 연결부

### 3.2 침하형 보강토 옹벽의 원리 및 특징

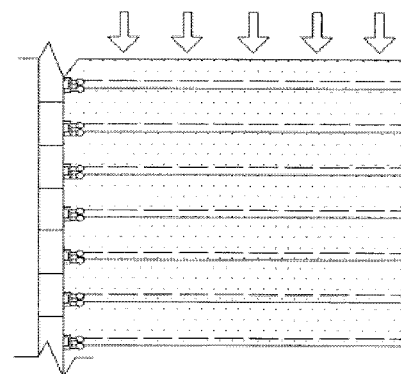
기존의 블록식 보강토 옹벽의 경우 블록과 보강재 사이의 연결을 앵커, 핀 등으로 고정시키는 형식으로 보강재와 블록이 일체로 거동하여 배면 침하에 따른 보강블록 전면부의 응력집중으로 블록균열이나 보강재의 파단과 파괴가 발생할 수 있는 단점이 있다(그림 3(a)). 또한, 배면토압의 과다 작용시 앵거나 핀의 파괴로 인한 보강토 옹벽의 전체적인 안정성을 확보하기 어려우며, 배면성토 다짐시 블록에 근접한 보강재 부분이 파단될 우려가 있을 뿐만 아니라 보강재가 블록의 자중에 의해 붙들어 매는 시스템으로 보강재가 빠지는 단점이 있다.

침하형 보강토 옹벽은 이러한 기존 블록식 보강토 옹벽의 단점을 보완하고자 옹벽 축조 후 성토지반의 침하시 보강재의 침하를 허용하는 보강재와 블록의 연결시스템(그림 4)을 블록식 보강토 옹벽에 적용한 공법이다.

그림 4는 블록과 지오그리드사이의 결합 상세도를 보여주고 있다. 침하형 보강토 옹벽은 연결시스템의 설치로 보강재 전면부의 응력집중을 완화시켜 보강토 옹벽의 추가 안정성을 확보하게 되었고, 침하로 인한 블록



(a) 일반형 보강토 옹벽



(b) 침하형 보강토 옹벽

그림 3. 보강재 침하형 보강토 옹벽의 원리

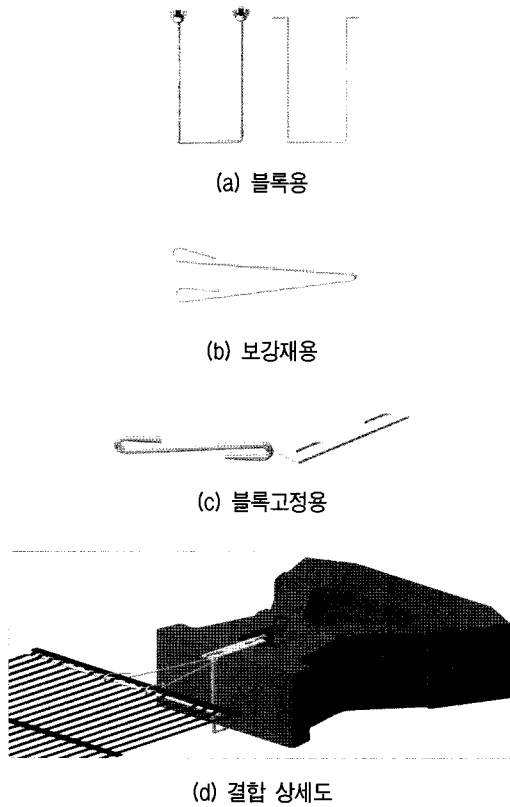


그림 4. 연결시스템 부품 개요도 및 결합 상세도

자체의 변형방지와 보강재의 파단을 미연에 방지할 수 있게 되었다.

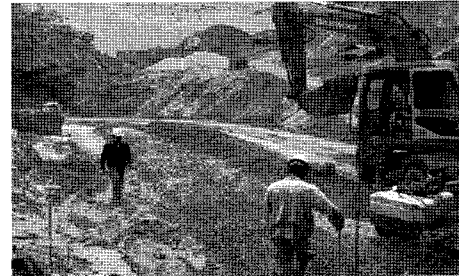
### 3.3 현장 시험의 재료 특성

현장시험에 실제 사용한 일반 보강토 옹벽과 보강재 침하형의 블록/보강재 연결부는 그림 5(a)에서와 같이 블록과 보강재사이의 연결을 핀으로 고정시키는 형식으로 보강재와 블록이 일체로 거동하게 되는 일반형과 블록과 보강재를 연결시키는 고리의 수직이동이 가능하여 블록과 보강재의 분리거동을 유도하는 보강재 침하형으로 시공되었다.

시험 대상지반은 최대한 동일조건을 유지하도록 기초저면에서 6m 심도까지 양질의 쇄석으로 치환하여 부등침하를 배제하고, 지지력을 향상시키고, 하부지반의 균질성을 확보하였다(그림 5(b)).



(a) 실제 현장에 사용된 블록/보강재



(b) 하부지반의 쇄석치환 전경

그림 5. 시험시공 현장에 사용된 블록/보강재와 쇄석치환 전경

#### 3.3.1 보강재

현장에서 시공된 보강재는 고밀도 폴리에틸렌으로 만든 높은 탄성계수 및 장기설계인장강도, 특히 화학적·생물학적 저항이 크다. 또한, 지오그리드는 격자형태로 성토재와 보강재 사이의 상호결속력을 증대시켜 토체의 활동에 대한 강한 저항력을 유발시킨다.

보강재는 지반보강 및 지지력에 대한 보강기능을 만족시키기 위해 작은 변형률 하에서 큰 초기 인장강도를 나타내야만 한다. 이러한 보강재의 인장강도 특성은 마찰효율 및 보강재의 장기허용 설계강도의 결정에 큰 영향을 미친다. 현장시공에 사용된 보강재는 극한 인장강도가 각각 58.8, 78.4, 107.8 KN/m이며, 표 1은 보강재의 물성치를 나타낸 것이다.

#### 3.3.2 뒤채움 재료

본 연구에서는 뒤채움재의 물리적 특성을 규명하기 위하여 자연함수비시험, 비중시험, 입도분포시험, 다짐시험을 실시하였으며, 시험방법은 한국공법규격에 명시

표 1. 현장시공에 사용된 보강재의 물리적 특성

구조	보강재size (m)	극한인장강도 (KN/m)	최대 신장율 (%)	장기설계강도 (KN/m)
일축신장/격자구조	1×30	58.8	11.8	24.01
일축신장/격자구조	1×30	78.4	11.8	32.54
일축신장/격자구조	1×30	107.8	11.8	43.51

된 표준시험방법에 의거하여 실시하였다. 현장 흙시료의 기본물성치는 자연함수비 11.3%, 비중 2.67, #200체 통과율 13.54%로 나타났으며, 통일분류상 SM으로 분류된다. 수정다짐(D방법)에 의한 다짐시험결과 최대건조단위중량은  $19.7KN/m^3$ , 최적함수비는 9.9%로 나타났다.

### 3.3.3 전면블록

본 현장에서 보강토옹벽의 벽체를 형성하는 전면 블록은 옹벽의 전면벽체를 구성하는 표준형 블록과 마감재로 사용되는 캡형블록 두 가지 형태로 제작된다.

표준형 블록은 콘크리트로 제작되며, 흡수율은 8% 미만, 일축압축강도는  $0.024kgf/cm^2$  이상이고 무게는  $54kgf$ 로 나타났다. 블록의 전면 상단 마무리용 캡형블록의 흡수율은 8% 미만, 일축압축강도는  $0.024kgf/cm^2$  이상인 것으로 나타났다. 보강토옹벽 전면블록에 대한 시방기준인 흡수율 8%, 일축압축강도인  $0.021kgf/cm^2$  을 상회하는 것으로 나타났다.

### 3.4 보강토 옹벽의 현장계측

본 현장에서 보강재 침하형 블록식 보강토옹벽의 안정성 검토를 위하여 그림 6(a)과 같이 수직토압계 1개, 수평토압계 4개, 스트레인 게이지 총 5단 25개, 틸트미터 4개를 설치하였다. 또한, 일반형 블록식 보강토옹벽 구간에 대해서도 그림 6(b)에 나타난 바와 같이 침하형 보강토옹벽의 계측기 설치위치와 동일하게 설치하여 측정하였다.

표 2는 계측기의 설치위치를 나타낸 것으로 수직토압계는 기초하단에서 0m 높이, 전면블록에서 수평방향으로 1m떨어진 곳에 설치하였으며, 수평토압계는 기초하단에서 0.8, 2.0, 3.2, 4.4m에 설치하였다. 전면블록의 수평변형을 측정하기 위한 틸트미터는 기초하단에서 1.4, 2.8, 4.2, 5.6m에 설치하였다. 보강재에 작용하는 변형률을 측정하기 위한 스트레인 게이지는 기초저면 기준 1, 3, 5, 7, 9 단 위치에 포설한 지오그리드에 설치하였으며, 전면블록 끝단에서 0.2, 0.5, 1.5, 3.5, 5.5m 위치에 부착하였다.

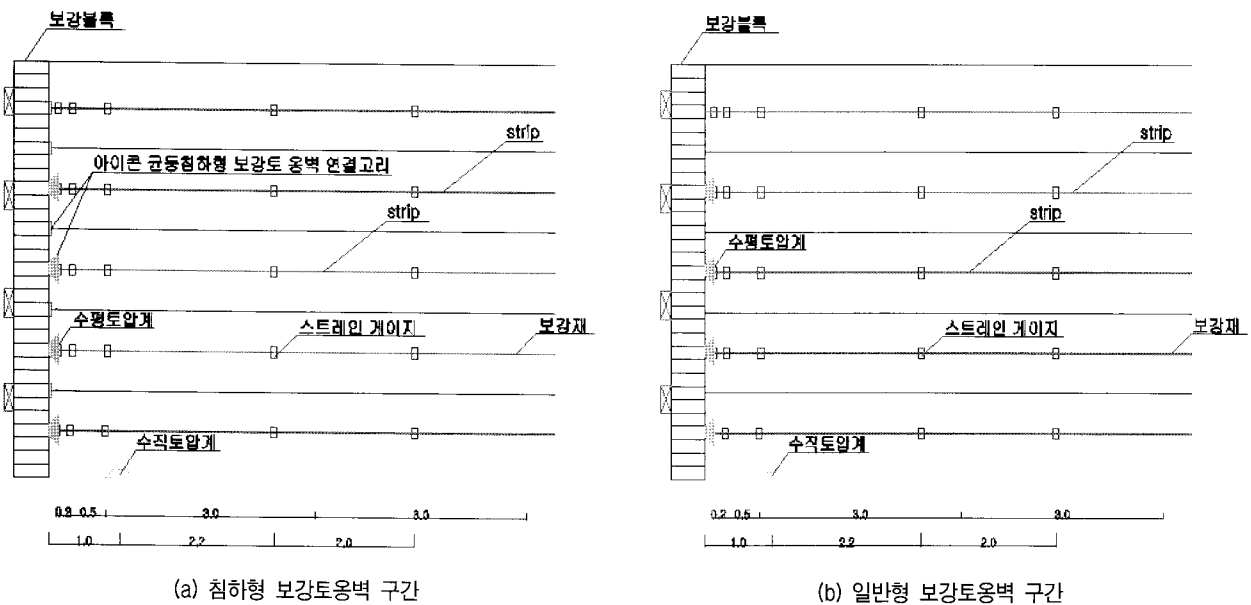


그림 6. 계측기의 설치 단면도(unit : m)

표 2. 계측기 설치위치

계측기	수평방향 위치	수직방향 위치
틸트미터	블록 전면기준 0m	저면기준 1.4, 2.8, 4.2, 5.6m
수직토압계	블록 전면기준 우방향 1.0m	저면기준 0m
수평토압계	블록 전면기준 우방향 0.5m	저면기준 0.8, 2.0, 3.2, 4.4m
스트레인게이지	블록 배면기준 우방향 0.2, 0.5, 1.5, 3.5, 5.5m	저면기준 1, 3, 5, 7, 9층 보강재

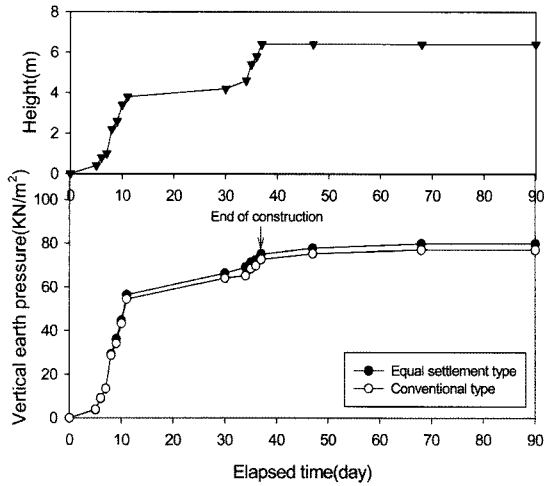


그림 7. 시공단계별 수직토압의 변화

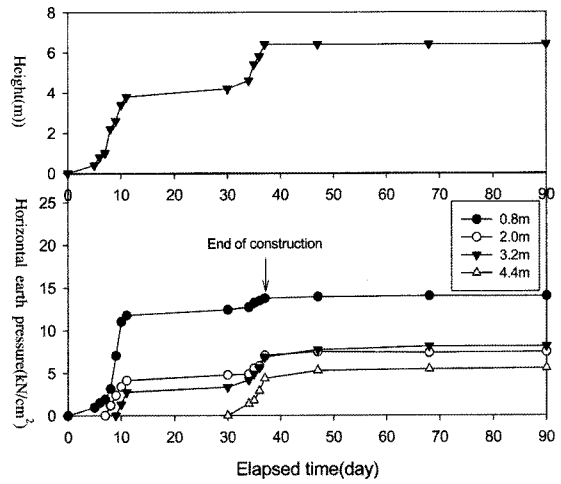


그림 8. 침하형 보강토옹벽에서 시공단계에 따른 수평토압의 변화

## 4. 현장 시험시공 결과분석

### 4.1 수직토압

그림 7은 시공단계별 수직토압의 변화를 도시한 것으로 기초저면에서 측정된 수직토압은 옹벽의 시공높이에 따라 선형적으로 증가하였으며, 높이 4m 이상(11일 이후)부터는 보강재 침하형 옹벽에서의 수직토압이 일반형에 비해 크게 나타났다. 옹벽축조 직후 보강재 침하형 보강토옹벽에서의 수직토압은  $75.17\text{KN/m}^2$ 으로 일반형( $72.72\text{KN/m}^2$ )보다 3.4% 정도 크게 발생하였으며, 최종 단계에서는 3.6% 정도 크게 발생하였다.

보강재 침하형 옹벽의 최종 수직토압( $79.87\text{KN/m}^2$ )은 시험 시공한 보강토체의 자중을 이론적으로 계산한 값( $118.2\text{KN/m}^2$ )의 67% 정도로 나타났으며, 일반형의 수직토압( $77.13\text{KN/m}^2$ )은 이론치의 65% 정도로 나타났다. 이러한 결과는 토압계를 성토층에 매설하는 경우 보강재의 인발저항 및 아칭현상으로 인해 측정값이 이론값의 50~70% 정도로 나타났다고 판단된다.

### 4.2 수평토압

그림 8과 그림 9는 각각 보강재 침하형 보강토옹벽과 일반형 보강토옹벽의 시공단계별 수평토압 측정결과를 도시한 것이다. 그림 8로부터 보강재 침하형 보강토옹벽의 시공높이가 증가함에 따라 수평토압은 증가하며, 시공완료 직후에는 시간경과에 따라 미소하게 토압이 증가하며, 옹벽의 시공완료 후 1개월 경과시점부터는 거의 일정한 값으로 수렴하고 있다. 그림 9는 일반형 보강토

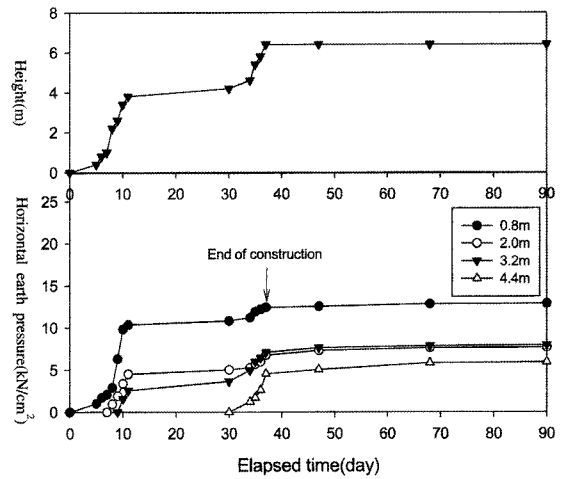


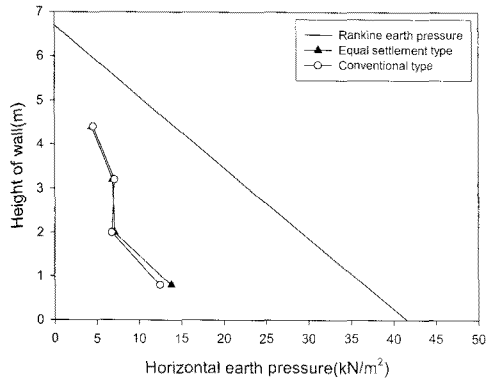
그림 9. 일반형 보강토옹벽에서 시공단계에 따른 수평토압의 변화

옹벽에서 시간경과에 따른 수평토압의 변화를 나타낸 것으로 전반적인 경향은 보강재 침하형과 유사하다.

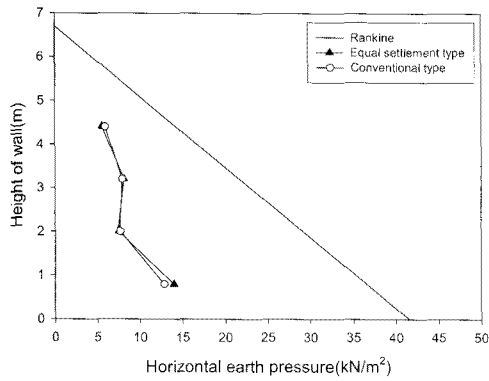
그림 10은 벽체높이별 수평토압 분포를 나타낸 것으로 시공직후 수평토압(그림 10(a))을 비교하면 옹벽상단에서 2m까지는 거의 일치하였지만, 하부에서는 보강재 침하형이 10.7% 정도 크게 발생하였다. 이는 보강재 침하형의 경우 보강재가 부담하는 응력이 감소하기 때문에 하부의 토압이 증가하였다. 보강재 침하형 옹벽의 경우 최종 단계(90일 경과시점)에서 최하단부에서의 수평토압은  $14.01\text{KN/m}^2$ 으로 Rankine 토압의 38.3%를 나타내었으며, 일반형 보강토옹벽의 경우 최하단부에서 수평토압은  $12.84\text{KN/m}^2$ 으로 Rankine 토압의 35.2%를 나타냈다(그림 10(b)).

그림 11은 현장계측결과 벽체높이에 따른 수평토압비(일반형/보강재 침하형)를 나타낸 것이다. 여기서, 수평토압비는 동일위치에서 일반형 보강토옹벽에서 측정

된 수평토압을 침하형 보강토옹벽에서 측정된 수평토압으로 나눈 값이다. 이로부터 수평토압비는 0.919~1.064로 위치에 따라 다소의 차이는 있으나 거의 일치한다는 것을 알 수 있다. 즉, 보강재 침하를 허용하는 연결 시스템을 적용한 경우 기존의 일반형 보강토옹벽과 거의 같은 수평토압이 작용하므로 보강재와 뒤채움재의 침하에 의해 추가적인 수평토압이 발생하지 않는다는 것을 알 수 있다.



(a) 시공직후



(b) 최종단계

그림 10. 벽체 높이에 따른 수평토압 변화

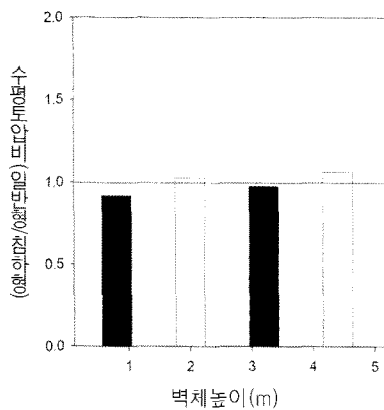
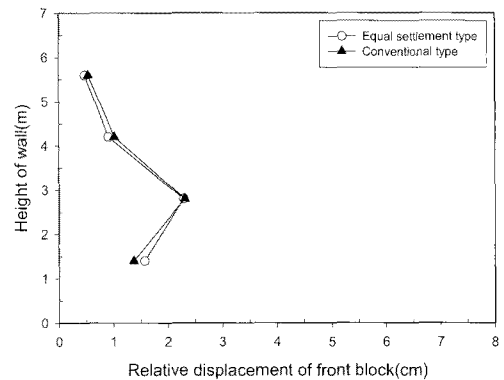


그림 11. 벽체 높이별 수평토압비

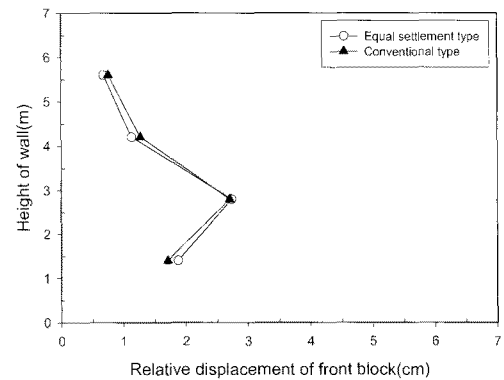
#### 4.3 전면블록의 수평변위

그림 12는 틸트미터에 의해 측정된 침하형 보강토옹벽과 일반형 보강토옹벽에서 전면블록의 수평변위 분포를 도시한 것이다. 이로부터 틸트미터에 의한 보강토옹벽의 수평변위는 전면블록 중앙 및 하단부에서 변위가 크고 상단에서는 상대적으로 작게 발생하는 형태를 보이고 있다. 전면블록의 최대 수평변위는 두 경우 모두 저면기준 0.42H 지점에서 발생하였다. 최종단계에서 전면블록의 최대 수평변위는 보강재 침하형이 2.74cm, 일반형 보강토옹벽의 경우 2.71cm로 허용 수평변위 기준 0.03H(20.1cm)의 13.5% 정도로 상당히 작은 것으로 나타나 안정한 상태임을 알 수 있다.

그림 13은 현장계측결과와 전면블록의 수평변위비(일반형/침하형)를 도시한 것이다. 여기서, 수평변위비는 일반형 보강토옹벽에서 전면블록의 수평변위를 보강재 침하형 보강토옹벽에서 측정된 전면블록의 수평변위로 나눈 값이다. 이로부터 전면블록의 수평변위비는 0.91~1.12 정도로 상부에서는 일반형이 크게 발생하고, 하부에서는 보강재 침하형이 크게 평가되는 것으로 나타났다.



(a) 시공직후



(b) 최종단계(90일 경과시)

그림 12. 전면 블록의 수평변위 변화

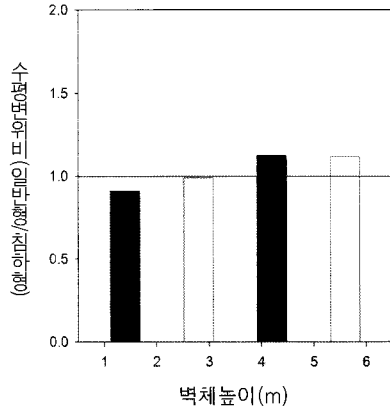


그림 13. 벽체높이별 수평변위비

#### 4.4 보강재의 인장력 분포

그림 14와 그림 15는 시공직후와 최종단계(90일 경과 후)에서의 보강재의 인장력 분포를 나타낸 것이다. 이로부터 일반형 보강토옹벽의 경우 전면블록에 인접한 부분에서 인장력이 가장 크게 나타나 전면부에 응력집중 현상이 발생하였다.

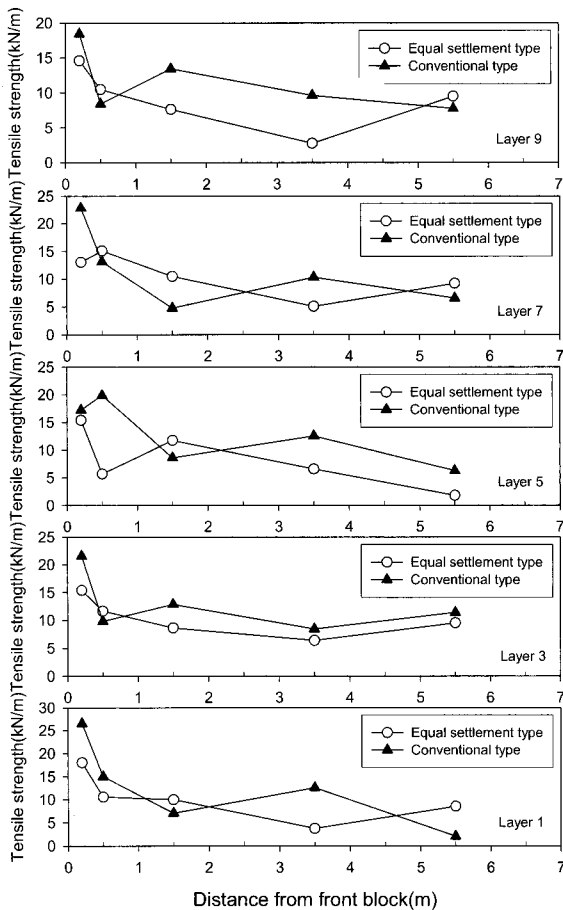


그림 14. 시공직후의 벽체 높이별 보강재의 인장력분포

보강재 침하형 및 일반형 보강토옹벽의 최종 단계에서(90일 경과시점) 블록 높이별 최대인장력을 비교하면 일반형의 경우 19.21~27.05 kN/m로 보강재 침하형 (15.58~18.33 kN/m)에 비해 23~49% 정도 크게 평가되었다. 따라서 침하형 보강토옹벽이 보강재의 응력집중을 감소시켜 안정성을 증가시킨다는 것을 확인하였다.

표 3은 벽체 높이별 보강재의 장기허용설계인장강도와 측정된 최대인장력을 비교하여 나타낸 것이다. 이로부터 보강재 침하형 보강토옹벽에서 최대 인장력은 벽체높이에 따라 15.58~18.33 kN/m로 나타나 지오그리드의 장기설계 허용강도의 37~65% 정도로 나타났다. 반면, 일반형 보강토옹벽에서 측정된 최대 인장력은 19.21~27.05 kN/m로 장기허용설계인장강도의 49~80% 정도로 나타났다.

따라서 현장계측에서 측정된 보강재의 최대 인장력을 장기설계 허용강도와 비교한 결과 보강재 침하형 보강토옹벽에서 보강재의 최대 인장력이 작게 평가되어 보강재의 인장력만 고려할 때 보강재 침하형 보강토옹

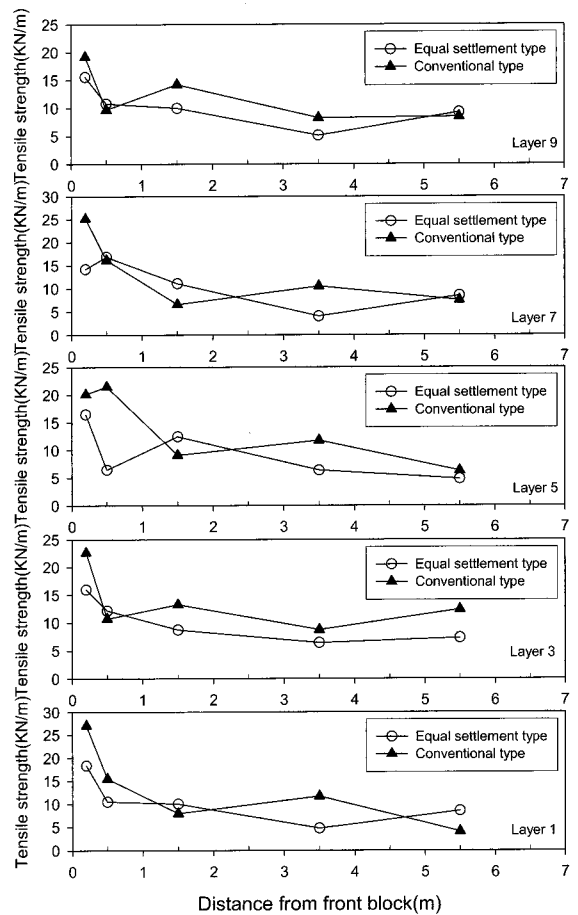


그림 15. 최종단계(90일 경과)에서 벽체 높이별 보강재의 인장력분포



표 3. 벽체높이별 보강재의 장기허용설계인장강도 및 최대 인장력

평가항목		벽체높이(m)	0.2 (layer 1)	1.2 (layer 3)	2.4 (layer 5)	3.6 (layer 7)	4.8 (layer 9)
장기허용설계인장강도(KN/m)			43.51	43.51	43.51	32.54	32.54
최대 인장력 (KN/m)	침하형 보강토옹벽		18.33	15.97	16.46	16.86	15.58
	일반형 보강토옹벽		27.05	22.64	21.46	25.19	19.21

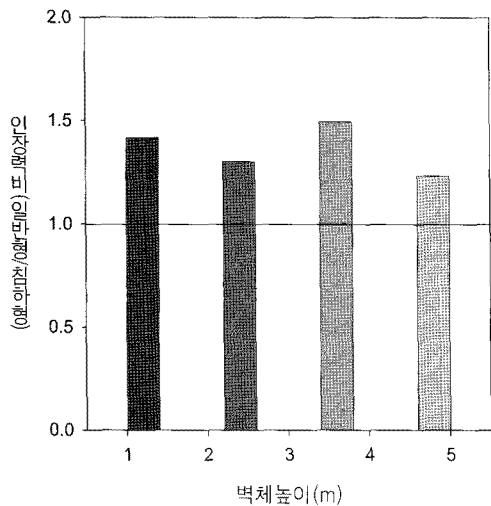


그림 16. 벽체높이별 보강재의 인장력비

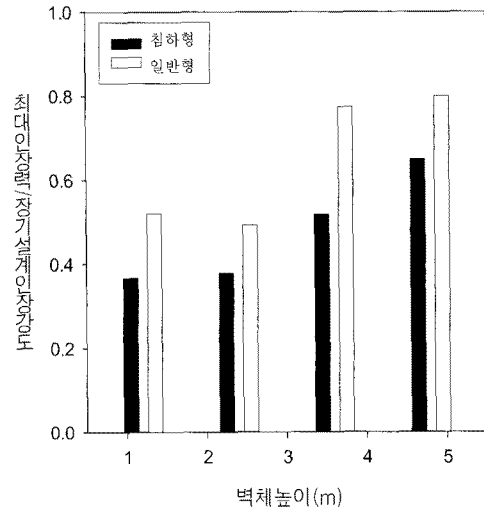


그림 17. 벽체높이별 최대인장력/장기허용설계인장강도

벽이 더 안정한 것으로 판단된다.

그림 16은 현장계측결과 블록전면에 인접한 부분에서 측정된 보강재의 최대인장력으로부터 구한 벽체높이별 보강재의 인장력비를 나타낸 것이다. 여기서, 보강재의 인장력비는 일반형 보강토옹벽에서 측정된 보강재 최대인장력을 침하형 보강토옹벽에서 측정된 값으로 나눈 값이다.

그림 16으로부터 보강재의 인장력비는 1.23~1.49로 평가되어 보강재 침하형 보강토옹벽에서 전면블록에 인접한 부분에서 응력집중 현상이 감소한다는 것을 알 수 있다. 그림 17은 벽체높이별 현장계측에서 측정된 보강재의 최대인장력과 장기허용설계인장강도의 비를 나타낸 것이다. 이로부터 보강재 침하형 보강토옹벽의 경우 0.37~0.65, 일반형 보강토옹벽은 0.49~0.80로 나타났다. 따라서 보강재 침하형 보강토옹벽의 최대 인장력이 작은 것을 알 수 있다.

### 5. 전면벽체에 대한 수치해석 및 시험시공현장의 벽체변형

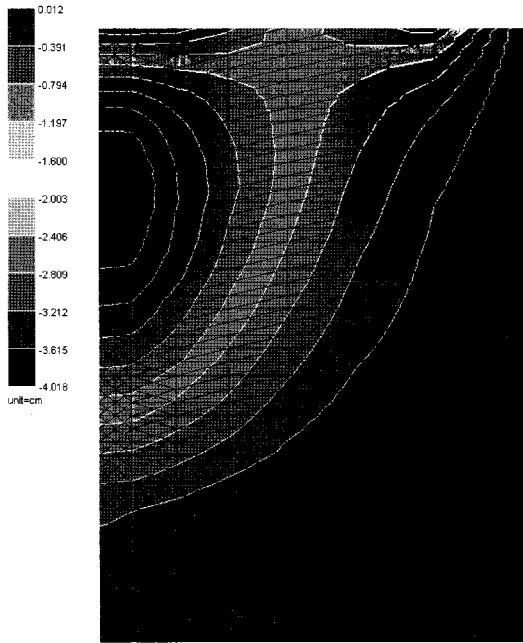
본 연구는 보강재 침하를 허용하는 연결시스템을 개

발하여, 지하수 상승에 따른 토압상승이나 상부하중 증가로 인해 발생하는 지반침하로 인한 보강재 변형에 따른 전면블록의 영향을 최소화하는 공법이다.

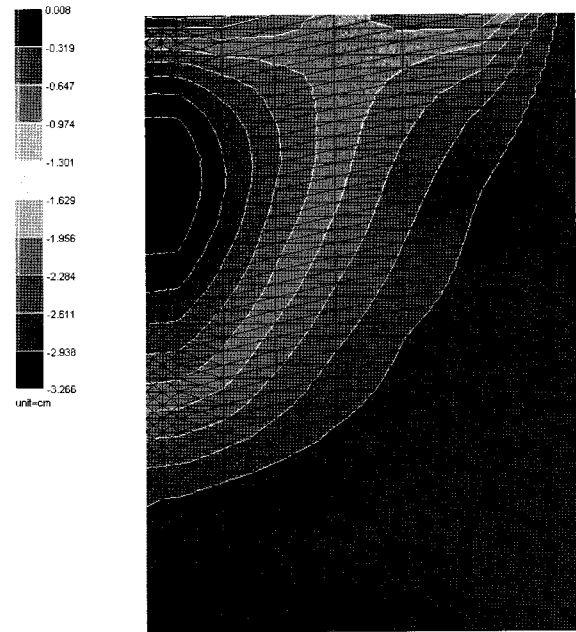
앞서 계측결과에서 나타난 바와 같이 일반형과 침하형 블록/보강재의 벽체높이에 따른 수평토압비(일반형/침하형)는 0.919~1.064로 일반형과 침하형이 거의 상호 일치하는 것으로 나타났다. 이에 본 연구에서는 동일한 하중 조건 하에서 일반형과 침하형 블록/보강재의 연결부 차이에 따른 하중 재하시 벽체 전면의 변형특성을 확인하기 위해 VISUALFEA을 이용하여 유한요소 해석을 실시하였다. 해석에 구현된 mesh는 최대한 현장 size에 맞춰 콘크리트 블록, 토체, 저면지반, 보강재 요소로 구성되었으며, 하중은 등분포하중으로 벽면파괴시까지 재하하였다.

또한 일반형은 블록 사이에 보강재가 위치하는 것으로 구성하였으며, 침하형은 블록과 보강재를 joint 요소로 구성하여 일정하중이 되면 블록에서 분리 되도록 구성하였다.

해석 결과에서 벽체파괴시 일반형은 4cm, 침하형은 3.3cm로 나타난 것을 볼 수 있으며, 이는 하중 재하시 침하형이 일반형 보다 벽체의 부담을 줄여주는 것으로 판단된다.



(a) 일반형

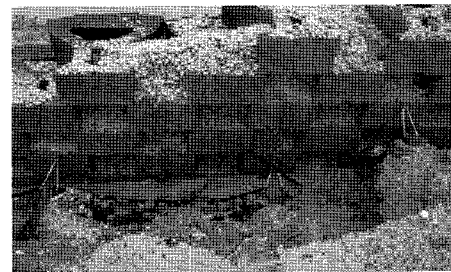


(b) 침하형

그림 18. 동일조건에서 연결부 차이에 따른 파괴시 벽체의 수평거동



(a) 일반보강토 옹벽부



(b) 보강재 침하형 보강토 옹벽

그림 19. 집중하중으로 인한 보강토옹벽 선단의 우수 월류

그림 19는 시험시공현장에서 집중하중으로 인한 보강토 옹벽 선단의 우수 월류시에 일반 보강토 옹벽의 파괴형상과 침하형 보강토 옹벽의 변형 형상을 보여주고 있다.

본 시험시공현장에서 일반 보강토 옹벽의 파괴 유형은 우수에 의한 토사 침식으로 부등침하를 유발하였으며, 블록과 블록 사이 보강재의 이탈로 붕괴가 발생하였다.

보강재 침하형 보강토 옹벽은 쇄석 채움부의 우수에 의한 유실이 발생하였고, 보강재와 블록사이에 연결고리의 확실한 체결로 변위가 발생하지 않았고, 연결고리는 침하거동에 대해 유연성이 있는 것으로 나타났다.

## 6. 결론

본 연구에서는 현장 시험시공 및 계측을 수행하여 보

강재와 전면판의 연결부가 고정된 일반형 보강토옹벽과 보강재 침하를 허용하는 연결시스템을 적용한 침하형 보강토옹벽의 보강재의 인장력, 지반침하와 전면판의 수평변위 등을 분석하여 침하형 보강토옹벽의 안정성을 평가하였으며, 그 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 현장계측결과 수직토압비(침하형/일반형)는 1.036으로 평가되었으며, 벽체높이에 따른 수평토압비(일반형/침하형)는 0.919~1.064로 일반형과 침하형이 거의 상호 일치하는 것으로 나타났지만, 전면블록의 수평변위비(일반형/침하형)는 0.91~1.12 정도로 상부에서는 일반형이 크고, 하부에서는 보강재 침하형이 크게 평가되었다.
- (2) 수평토압비가 상호 일치한다는 것은 보강재 침하를

허용하는 연결시스템을 적용한 경우 기존의 일반형 보강토옹벽과 거의 같은 수평토압이 작용하므로 보강재와 뒤채움재의 침하에 의해 추가적인 수평토압이 발생하지 않는다는 것을 알 수 있다.

- (3) 전면블록의 최대 수평변위는 두 경우 모두 저면기준 0.42H 지점에서 발생하였다. 최종단계에서 전면블록의 최대 수평변위는 보강재 침하형이 2.74cm, 일반형 보강토옹벽의 경우 2.71cm로 허용 수평변위 기준 0.03H(20.1cm)의 13.5% 정도로 상당히 작은 것으로 나타나 안정한 상태임을 알 수 있다.
- (4) 현장계측결과 전면블록에 인접한 부분에서 최대인장력으로부터 구한 인장력비(일반형/침하형)는 1.23~1.49로 일반형보다 침하형이 전면블록 전면부의 응력집중이 크게 감소하는 것으로 나타났다.

향후 보강재 침하형 보강토옹벽은 커넥터에 작용하는 장기 하중에 따른 내구성을 평가하고, 커넥터의 내구수명 및 커넥터 파손을 고려한 유지관리 방안 등의 시공성과 관련된 연구와 성토 단계별 거동으로 인한 전체 옹벽 구조에 미치는 영향성과 안정성에 대하여 더 많은 case의 시험시공과 수치해석을 통한 연구와 기술개발이 추진되어야 할 것이다.

### 참 고 문 헌

1. 김진만, 조삼덕, 오세용, 이대영, 백영식 (2005), “보강토 옹벽 전면블록의 마찰특성 평가”, *한국지반공학회는문집*, 제21권, 제1호, pp.51-58.

2. 신은철, 최찬용 (1998), “보강재 연결 유·무에 따른 보강토옹벽의 보강효과”, *한국지반공학회는문집*, 제14권, 제5호, pp.67-76.

3. 이창섭(2004), *블럭식 보강토옹벽의 거동분석*, 인천대학교 대학원 박사학위논문.

4. Bacot, J., Iltis, M., Lareal, P., Paumier, T., and Sanglerat, G. (1978), “Study of the Soil Reinforcement Friction Coefficient”, *Proceedings of the Symposium on Earth Reinforcement*, ASCE, Pittsburgh, PA, USA, pp.157-185.

5. Costalonga, M. A. R. (1988), “Geogrid Pull-out Tests in Clay”, Master of Science. sc. Thesis, University of Alberta, Edmonton, Alberta, p.211.

6. Fannin, R. J., and Raju, D. M. (1991), “Pull-out Resistance of Geosynthetics”, *44th Canadian Geotechnical Conference*, Calgary, Alberta, pp.81/1-8.

7. Giroud, J. P., Darrasse, J., and Bachus, R. C. (1993), “Hyperbolic Expression for Soil-geosynthetic or Geosynthetic Interface Shear Strength”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.12, pp.275-286.

8. Ingold, T. S. (1984), “A Laboratory Investigation of Soil-geotextile Friction”, *Ground Engineering*, Vol.17, pp.21-28.

9. Jewell, R. A. (1980), “Some effects of Reinforcement on the Mechanical Behaviour of Soil”, Ph.D. Thesis, Cambridge University.

10. Juran, I., Knochenmus, G., Acar, Y. B., and Arman, A. (1988), “Pull-out Response of Geotextiles and Geogrids”, *Proc. of Symp. on Geotextile for Soil Improvement*, ASCE, Geotechnical Special Publication 18, pp.92-111.

11. Kate, J. M., Rao, G. V., and Tyagi, S. K. (1988), “Evaluation of Soil-reinforcement Friction”, *Ind. Geotech. J.*, Vol.18, pp.153-160.

12. Palmeria, E. M. (1988), “Discussion on Direct Shear Tests on Reinforced Soil by Jewell & Wroth (1987)”, *Geotechnique*, Vol. 38, pp.146-148.

13. Rao, G. V., and Pandey, S. K. (1988), “Evaluation of Geotextile-soil Friction”, *Ind. Geotech. J.*, Vol.18, pp.77-105.

14. Schlosser, F., and Elias, E. (1978), “Friction in Reinforced Earth”, *Proceedings of the Symposium on Earth Reinforcement*, ASCE, Pittsburgh, PA, USA, pp.735-763.

15. Srinivasa Murthy, B. R., Sridharan, A., and Bindumadhava (1993), “Evaluation of Interfacial Frictional Resistance”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.12, pp.235-253.

(접수일자 2008. 6. 30, 심사완료일 2009. 1. 22)