

## 현장계측을 통한 블럭식 보강토 옹벽의 거동분석

### Analysis of the Segmental Reinforced Retaining Wall Behavior by Field Monitoring

\*1 신 은 철 Shin, Eun Chul

\*2 이 창 섭 Lee, Chang-Seup

#### Abstract

Geogrid reinforced soil structures with segmental block facing have been increased since 1990's, because of the convenience of installation and the flexible appearance. In this paper, the behavior of the segmental reinforced retaining wall was analysed with the results of field monitoring. The height and length of reinforced wall are 12m and 25m, respectively. The field measurement equipments are horizontal and vertical earth pressure cells, settlement plate, strain gauge, inclinometer, and displacement pin. Based on the field monitoring, the horizontal earth pressure was approximately 0.3times higher than that of the theoretical method and the maximum tensile strength of reinforcement was 26.2kN/m. The displacement of facing wall was 23mm at the point of 7.1m height of the wall and toward the wall facing. The results of the study indicate that the segmental reinforced retaining wall is in a stable condition because of good compaction & reinforcement effects, and long period of construction time. Finally, the computer program of SRWall is very useful tool to design the segmental reinforced retaining wall.

#### 요 지

1990년대 후반부터는 시공의 간편성과 유연한 벽면 형상이 가능한 블럭식 보강토 옹벽의 시공사례가 급격히 증가하고 있는 추세이다. 그러나, 기존의 연구자료와 비교해 볼 때 블럭의 형태, 보강재, 보강재와 블럭의 연결형태, 뒤채움재에 따라 상이한 거동을 할 개연성이 있다. 따라서, 이 연구는 블럭식 보강토 옹벽의 거동을 수평·수직 토압계, 경사계, 침하판, 스트레인 게이지, 변형핀 등의 계측기를 설치하여 시공중과 시공후의 보강토 옹벽의 거동을 평가하였다. 또한, 현장에 적용된 보강토 옹벽의 설계 프로그램인 SRWall에 의해 산정된 안전율과 이론에 의해 도출된 안전율을 상호 비교함으로써 현장 계측결과와 설계프로그램에 의한 안전성을 검증하였다. 9개월 동안의 현장계측을 통한 연구 결과를 종합해보면, 블럭식 보강토 옹벽은 양호한 다짐관리와 시공기간의 장기화로 인한 변위는 매우 미미한 것으로 판명되었다. SRWall을 활용하여 도출한 안전율과 보강토 옹벽의 안전율을 평가한 결과 이론에 의해 도출한 안전율과 유사한 것으로 판명되었다.

**Keywords** : Segmental retaining wall, Field monitoring, Earth pressures, Horizontal displacement, Tensile strength, Strain

#### 1. 서 론

보강토 공법은 프랑스 건축가인 Henri Vidal이

해안에서 모래를 쌓을때 솔잎을 중간에 포설하면 더욱 높고 안정되게 축조할 수 있다는 사실에서 착안하여 개발된 공법이다. 이 공법은 중력식 콘크리트

\*1 인천대학교 공과대학 토목환경시스템공학과 부교수 (Associate Professor, Dept. of Civil & Envir. System Eng., Univ. of Incheon)

\*2 인천대학교 공과대학 토목환경시스템공학과 박사과정수료 (Ph. D. Candidate Dept. of Civil & Envir. System Eng., Univ. of Incheon)

옹벽의 문제점인 동절기 시공성, 과도한 기초처리비용, 공기단축, 지진에 대한 저항성 등에 대하여 효율적으로 대처한다는 연구결과에 따라 전 세계적으로 널리 사용되고 있는 공법이다(Frankenberger et. al, 1996).

Henri Vidal이 Terre Arme 형태의 보강토 옹벽으로서 1966년 특허를 받은 이후 첫 번째 사용은 프랑스의 Nice 근교에서 시공되었으며, 그 이후로 보강토 공법의 사용은 크게 증가하였다. 몇 가지 유형의 보강토 공법이 벽체, 성토부 및 현장 원지반 보강을 위하여 개발되었으며, 점차 강재(Steel bar), 토목섬유(Geosynthetics) 및 플라스틱(Plastic)으로 만들어진 보강재를 이용하게 되었다.

국내에는 정인준 등(1979)에 의하여 최초로 보강토 공법이 소개되었으며, 1980년 국내 최초의 보강토 공법에 의한 토류벽이 경기도 용인군 외서면 3번 국도에 200m<sup>2</sup>의 규모로 시험 시공되었다. 국내 보강토 옹벽 도입 초기에는 보강토 옹벽 공법에 대한 인식부족으로 인하여 경제적인 공법으로 자리잡지 못하고, 재래식 옹벽의 설치가 불가능한 지역이나 공기가 촉박한 현장에서 주로 사용되었으며, 그 후 점차 보강토 옹벽에 대한 구조적 안정성, 경제성, 시공성, 미관 등의 장점을 인정받아 시공사례가 증가하였다. 1990년대 후반부터 지오그리드(Geogrid)와 블럭을 사용한 블럭식 보강토 옹벽 공법이 보급되기 시작하였으며, 국내에서는 1990년대 이후로 시공의 효율성이 크며, 형상이 자유로운 블럭식 보강토 옹벽(Segmental Reinforced Retaining Walls)의 시공이 증가하는 추세이다.

Bathurst와 2인(1995), Wetzel와 2인(1996), Jarrett와 3인(1993), Nakajima와 4인(1996)은 현장시공과 모형시험을 통한 보강토 옹벽의 거동에 대한 연구를 하였다. 국내에서는 김진만의 2인(1997), 노한성의 2인(2000)이 연구를 수행하여 발표하였으나, 블럭식 보강토 옹벽의 구성요소인 블럭의 형태나 뒤채움재, 보강재와 블럭의 연결형태, 지오그리드의 종류에 따라 상이한 거동을 할 개연성이 있다. 또한, 보강토 옹벽의 설계에 적용되는 한계평형해석(Limit equilibrium analysis)의 문제점은 벽체의 해석에 파괴시 응력만

을 고려함으로써 변형정도에 따른 벽체의 응력 및 변형을 고려하지 못하는 단점이 있다. 이러한 벽체의 안정성 해석 및 평가는 벽체의 활동(Sliding) 및 침하 특성, 전면벽체의 변위특성 등과 관련하여 해석해야 한다. 본 연구에서는 현장 시공중인 블럭식 보강토 옹벽의 거동을 토압계, 변위계, 침하계, 경사계, 스트레인 게이지 등의 계측기를 매설하여 현장계측을 수행하였다. 현장계측 결과를 이론적으로 도출한 결과와 상호 비교·고찰하여 보강토 옹벽의 안정성 및 변형특성을 규명하였다.

## 2. 보강토 옹벽의 안정해석

한계평형해석에 의한 보강토 옹벽의 설계방법은 첫 번째, 보강토체의 수평방향 활동력이 보강재에 의해서 유발되는 수평방향 저항력과 평행을 이룬다고 가정하여 해석하는 타이백 해석방법과 두 번째, 전통적인 사면안정해석과 같이 가정된 파괴활동면에서의 힘이나 모멘트 평형해석시 보강재 효과를 고려하는 방법이 있다. 본 연구에서는 타이백 해석방법을 통하여 현장시공 블럭식 보강토 옹벽의 내·외적 안정성 검토를 실시하였다.

### 2.1 외적안정성 평가

#### 2.1.1 토압 산정

그림 1과 같이 상재하중이 가해질 때 보강토 옹벽에 가해지는 토압은 높이  $H$ 의 보강토 옹벽 배면에 작용하는 것을 가정한다. 이때 옹벽 배면에 작용하는 자중만의 수평토압의 크기 및 작용위치는 식 (1)과 식 (2)와 같이 계산된다. 또한, 보강토 옹벽의 상단에 등분포 하중이 작용 시에는 수평토압의 크기 및 작용위치는 식 (3)과 식 (4)와 같이 나타낼 수 있다.

$$P_s = 0.5K_a \gamma_i (H+h)^2 \cos(\delta_e - \omega) \quad (1)$$

$$Y_s = (H+h)/3 \quad (2)$$

$$P_q = (q_l + q_d) K_a (H+h) \cos(\delta_e - \omega) \quad (3)$$

$$Y_q = (H+h)/2 \quad (4)$$

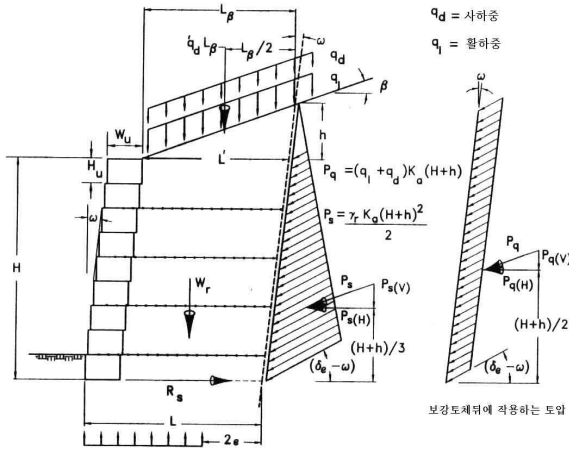


그림 1. 보강토체의 응력 및 토압분포(외적안정)

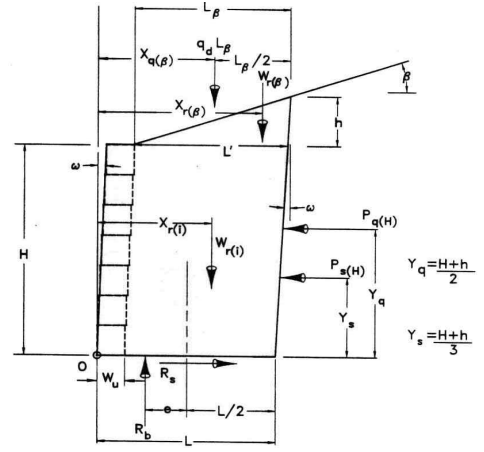


그림 2. 하중의 자유물체도(외적안정)

보강토 옹벽의 배면에 흙의 자중과 상재하중의 작용으로 인한 총수평토압은 다음 식 (5)와 같이 나타낸다.

$$P_a = P_s + P_q \quad (5)$$

### 2.1.2 활동

보강토 옹벽의 수평안정성은 그림 2에 나타난 바와 같이 저면활동 저항력  $R_s$ 에 의해 유지되며, 옹벽 저면에서 가장 연약한 흙의 전단강도에 의해 결정된다. 따라서, 다음 식 (6)~(8)에서 정의된 최소활동 저항력 중에서 제일 작은 값을 저면 활동안전율을 산정 하는데 사용된다.

$$R_s = C_{ds}(q_d L_\beta + W_{r(i)} + W_{r(\beta)}) \tan \phi_i \quad (6)$$

$$R_s = C_{ds}(q_d L_\beta + W_{r(i)} + W_{r(\beta)}) \tan \phi_d \quad (7)$$

$$R_s = C_{ds} [c_f L + (q_d L_\beta + W_{r(i)} + W_{r(\beta)}) \tan \phi_f] \quad (8)$$

여기서,  $\phi_i$ ,  $\phi_d$ ,  $\phi_f$ 는 각각 뒤채움재, 배수재, 기초지반의 내부마찰각을 나타낸다. 또한,  $W_{r(i)}$ ,  $W_{r(\beta)}$ 의 계산은 다음 식 (9)와 같다.

$$W_{r(i)} = L \gamma_i H, \quad W_{r(\beta)} = \frac{(L' \gamma_i L_\beta \tan \beta)}{2} \quad (9)$$

활동에 대한 안전율 다음과 식 (10)과 같다.

$$FS_{sl} = \frac{R_s}{P_a} \quad (10)$$

### 2.1.3 전도

일반적인 보강토 옹벽의 설계시 그림 2에 나타난 옹벽저면 선단부위 0점에 대한 모멘트에 대하여 전도의 안정성이 확보되어야 한다. 저항모멘트의 합, 작용점의 길이는 각각 식 (11)~(14)에 나타내었다.

$$M_r = W_{r(i)} X_{r(i)} + W_{r(\beta)} X_{r(\beta)} + q_d L_\beta X_{q(\beta)} \quad (11)$$

$$X_{r(i)} = (L + H \tan \omega) / 2 \quad (12)$$

$$X_{r(\beta)} = H \tan \omega + W_u + 2L' / 3 \quad (13)$$

$$X_{q(\beta)} = L + [(H + h) \tan \omega] - (L_\beta / 2) \quad (14)$$

보강토 영역의 배면에 작용하는 수평토압으로 인한 전도모멘트의 합은 식 (15)와 같다. 따라서, 저면 선단부위의 전도에 대한 안전율은 식 (16)과 같이 나타낼 수 있다.

$$M_o = P_s Y_s + P_q Y_q \quad (15)$$

$$FS_{ot} = \frac{M_r}{M_o} \quad (16)$$

### 2.1.4 지지력

본 연구의 보강토 옹벽의 설계에 사용된 NCMA 프로그램은 안전측의 설계를 위하여 Meyerhof의 응



보강재 표면에서의 전단저항  $R'_{sn}$ 과 블록 접촉면에서의 전단저항력  $V_{u(n)}$ 은 내부활동에 저항하는 요소이며,  $P'_{a(H,n)}$ 은 내부활동을 일으키려 하는 힘으로 나눌 수 있으며, 계산과정 식 (26)~(31)에 나타낸 바와 같다.

$$R'_{s(n)} = C_{ds}(q_d L_{\beta(n)} + W'_{(i,n)} + W'_{r(\beta,n)}) \tan \phi_i \quad (26)$$

여기서,  $W'_{(i,n)}$ ,  $W'_{r(\beta,n)}$  : 활동면 상부에서의 작용하중,  $C_{dr}$  : 직접전단계수를 나타낸다. 다음 식 (27)은 활동에 대한 적용대상 보강재의 길이 산정방법을 나타낸 것이다.

$$L_{\beta(n)} = L'_{s(n)} + L''_{s(n)} \quad (27)$$

여기서,

$$L'_{s(n)} = L - W_u - \Delta L_{(n)},$$

$$\Delta L = (E_{(n+1)} - E_{(n)}) / \tan \alpha_e,$$

$$L''_{s(n)} = \frac{L'_{s(n)} \tan \beta \tan w}{1 - \tan \beta \tan w}, \quad h_{(n)} = L_{\beta(n)} \tan \beta$$

와 같이 나타낼 수 있으며, 식 (28)~(30)는 활동면 상부 토사의 무게 및 상부 블록의 총 무게를 나타낸 것이다.

$$W'_{r(i,n)} = (L'_{s(n)})(H - E_{(n)})(\gamma_i) \quad (28)$$

$$W'_{r(\beta,n)} = [(\gamma_i)(L_{\beta(n)})(L'_{s(n)})(\tan \beta)]/2 \quad (29)$$

$$V_{u(n)} = a_{u(n)} + W_{w(n)} \tan \lambda_u \quad (30)$$

여기서,  $a_{u(n)}$  : 블록의 최소 전단력,  $\lambda_u$  : 블록의 마찰각을 나타낸다. 따라서, 저면의 보강재에 작용하는 내부활동에 대한 안전율은 다음 식 (31)로 나타낼 수 있으며,  $P_{a(H,n)}$ 은 보강재에 작용하는 전하중이다.

$$FS_{s(n)} = (R'_{s(n)} + V_{u(n)}) / P_{a(H,n)} \quad (31)$$

### 2.2.5 블록과 보강재의 연결강도

블록과 보강재의 연결강도는 파괴가 일어날 경우의 극한상태 연결강도와 임의의 변위량에서의 사용상태 연결강도로 표현할 수 있으며, 연결부의 극한강

도는 다음 식 (32)와 같이 나타낼 수 있다.

$$T_{cl(n)} = T_{ultconn(n)} / FS_{cs} \leq T_{a(n)} \quad (32)$$

여기서,  $T_{cl(n)}$  : 장기 허용 연결강도,  $T_{ultconn(n)}$  : NCMA SRWU-1 시험방법에 의한 극한 연결강도,  $FS_{cs}$  : 연결부 파괴에 대한 안전율을 나타낸다. 극한 연결강도는 고려대상 블록 상부에 위치한 블록의 총 중량과 힌지 높이에 의해 좌우되며, 임의의 높이에 위치한 보강재의 극한 및 내구연한 상태 하에서의 연결강도는 다음 식 (33), (34)와 같이 나타낼 수 있다.

$$T_{ultconn} = a_{cs} + W_{w(n)} \tan \lambda_{cs} \quad (33)$$

$$T_{conn@20(n)} = a'_{cs} + W_{w(n)} \tan \lambda'_{cs} \quad (34)$$

### 2.2.6 국부 배부름

배부름 현상에 대한 저항은 작용토압의 크기, 보강재의 연직간격, 그리고 블록간의 전단 저항력에 의해 좌우된다. 블록의 배부름에 대한 안정성 검토는 각 보강재에 대하여 수행하여야 하며, 작용 전하중은 식 (35)에 나타낸 바와 같으며, 안전율은 식 (36)과 같이 나타낼 수 있다.

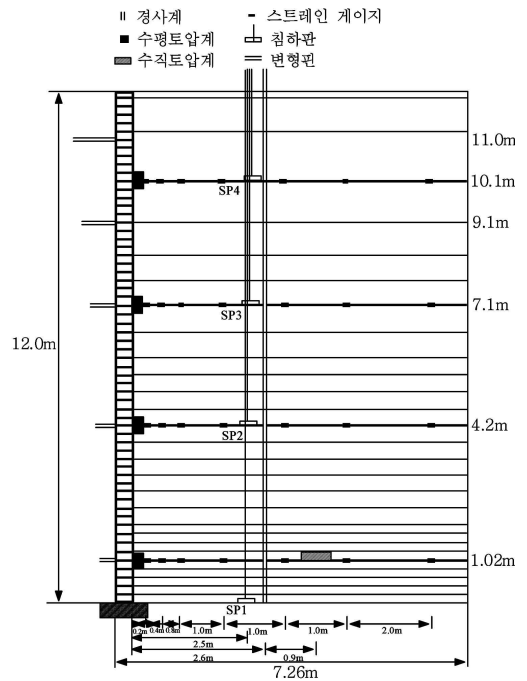


그림 4. 계측기 매설도

$$P'_{a(H,n)} = P'_{s(H,n)} + P'_{q(H,n)} \quad (35)$$

$$FS_{sc(n)} = V_{u(n)} / [P'_{a(H,n)} - (F_{g(i)} + \dots + F_{g(n)})] \quad (36)$$

여기서,

$$P'_{s(H)} = 0.5(K_{a(i)}) (\gamma_i) (H)^2 \cos(\delta_i - \omega),$$

$$P'_{q(H,n)} = (q_d + q_l) (K_{a(int)}) (H) \cos(\delta_i - \omega),$$

$V_{u(n)}$  : 블럭 접촉면의 전단저항력,  $P'_{a(H,n)}$  : 작용 전하중,  $F_{g(n)}$  : 보강재에 작용하는 유발 인장력을 나타낸다.

### 3. 블럭식 보강토 옹벽의 현장시공

#### 3.1 현장계측 및 시공 개요

현장 계측을 통한 보강토 옹벽의 거동을 분석하고자 하는 시도는 국외에서는 Bathurst의 3인과 Nakajima의 4인 등이 연구를 하였으며, 국내에서는 김진만의 2인과 노한성의 2인(2000) 등의 연구가 있다. 본 연구에서는 블럭식 전면벽체, 보강재인 지오그리드와 블럭을 연결시켜주는 연결장치, 화강풍화토 뒤채움재로 시공된 높이 12m의 보강토 옹벽에 토압계, 스트레인 게이지, 경사계, 변형핀, 침하판 등의 각종 계측기를 매설하여 시공중 및 시공후의 보강토 옹벽에 작용하는 수평토압·수직토압의 크기 및 분포형태, 지오그리드에 발휘되는 변형형태 및 인장력 크기, 벽체의 수평변위 및 지중침하특성, 활동 등의 사항을 분석하여 보강토 옹벽의 거동을 파악하였다. 현장계측을 통한 각 계측기의 매설 위치는 그림 4와 같다.

#### 3.2 보강토 옹벽 구성요소의 공학적 특성

##### 3.2.1 보강재 및 뒤채움재

보강재로 사용한 지오그리드는 TENAX사에서 제조되는 강성지오그리드 TT090으로 고밀도 폴리에틸렌(HDPE)재질이며, 일축방향 격자형태로 성토재와 보강재 사이의 상호결속력을 증대시켜 토체의 활동에 대한 강한 저항력을 유발시킨다. 표 1은 보강토 옹벽에 사용한 지오그리드의 제원 및 물리적 특성을 나타낸 것이다. 본 연구에 사용된 뒤채움재는 시흥동

00아파트 재개발 현장에서 보강토 옹벽에 사용된 뒤채움재를 사용하였다. 표 2는 뒤채움재에 대한 공학적 특성을 나타낸 것이다. 뒤채움재의 다짐도는 실 표 1. TENAX 지오그리드의 물리적 특성

특 성	특성치
재질	폴리에틸렌(HDPE)
구조	일축 신장 격자구조
단위중량(g/m <sup>2</sup> )	633.2
최대인장강도(kN/m)	91.3
최대신장율(%)	12.5
2% 신율시 인장강도(kN/m)	27.0
5% 신율시 인장강도(kN/m)	51.5
격자크기 (mm)	230(MD)×15(CD)

표 2. 뒤채움재의 공학적 특성

균등계수 ( $C_u$ )	10.2
곡률계수 ( $C_g$ )	1.9
최대건조단위중량 ( $\gamma_{dmax}$ , t/m <sup>3</sup> )	2.15
최적함수비 ( $w_{opt}$ , %)	9.5
점착력 ( $c$ , kg/cm <sup>2</sup> )	0.15
내부마찰각 ( $\phi$ , °)	32
통일분류법에 의한 분류	GW
현장자연함수비 ( $w_n$ , %)	10
비중 ( $G_s$ )	2.74

내시험에 의한 최대건조밀도의 96%이상으로 기준인 95%를 상회하는 것으로 나타났다.

### 4. 계측결과 및 평가

#### 4.1 수직토압 및 수평토압

시공일별로 계측된 수직토압의 분포는 그림 5에 나타난 바와 같다. 기초저면에서 1m위치에서의 작용 수직토압은 보강토 옹벽의 시공높이에 따라 선형적으로 증가함을 할 수 있다. 공사 중단시 토압의 분포는 중단후에도 다소의 토압이 증가됨을 알 수 있다. 이러한 경향은 토압이 작용하는데 응력전이현상에 의해 토압이 증가된 것으로 판단된다. 시공완료후에는 2.71kg/cm<sup>2</sup>정도에서 거의 수렴하는 경향을 보이고 있다. 한편, 현장단위중량 시험결과로부터 수직토

압을 산정하면 수직토압은  $2.46\text{kg/cm}^2$ 로 나타났으며, 계측치와  $0.25\text{kg/cm}^2$ 의 차이를 보인다. 이러한 결과는 현장반입 뒤채움재에 단위중량이 큰 골재가 다소 포함된 것에 기인한 것으로 판단된다.

보강토 옹벽의 높이별 수평토압의 분포는 그림 6에 나타낸 바와 같으며, 성토높이에 따라 수평토압이 증가하다가 시공완료 20일 후부터는 토압의 변화 없이 수렴하는 것으로 나타났다. 또한, 시공완료 3개월 경과 후 벽체배면의 수평토압은  $0.025 \sim 0.227\text{kg/cm}^2$ 로 나타났다. 옹벽상단에서 4.2m까지의 수평토압은 거의 일정한 경향을 보이다가 옹벽하단에서 상대적으로 약간 커지는 경향을 나타내었다. 이러한 블록배면에 작용하는 수평토압분포의 특성은 흙 사이에 보강재가 삽입됨으로써 개선된 인장 및 응력전이특성에 기인된 것으로 판단되며 또한, 양호한 다짐결과에 의하여 보강토 옹벽 중간위치에서는 토압의 변화가 없는 것으로 판단된다. 옹벽하단에서의 상대적인 수평토압증가 경향은 보강토 옹벽의 기초지반과 보강토 옹벽 성토부분의 상이한 응력상태에 기인한 것으로 판단된다.

그림 7에서 보는바와 같이 성토높이가 증가함에 따라 수평토압은 증가하며, 시공이 중단된 후에는 다소의 수평토압이 감소하는 경향을 보이고 있다. 이러한 결과는 시공중단시 전면블럭의 수평변위로 인하여 수평토압이 감소하는 것으로 판단된다. 한편, 계

측토압과 이론적인 토압을 고찰하면 이론토압이 약 3배 정도 크게 평가되었다. 따라서, 보강토 옹벽의 전면 벽체에 작용하는 수평토압을 가정하는 현재의 설계방법은 현장의 계측 자료를 근거로 볼 때 상당히 안전측인 설계로 판단된다. 또한, 계측토압계수를 산정하면 0.084로 나타났으며, 이는 벽면마찰을 고려한 Coulomb의 주동토압계수 ( $K_a$ ) 0.268와 상당한 차이를 보이고 있다. 이러한 결과는 지오그리드와 흙과의 마찰력과 결속력 때문에 수평토압이 작게 발생되었다고 할 수 있다.

그림 8은 시공 사례별 수평토압의 분포경향을 나타낸 것이다. 블록형태, 보강재, 뒤채움재의 특성이 다소 상이하지만 대략적인 수평토압의 분포경향을

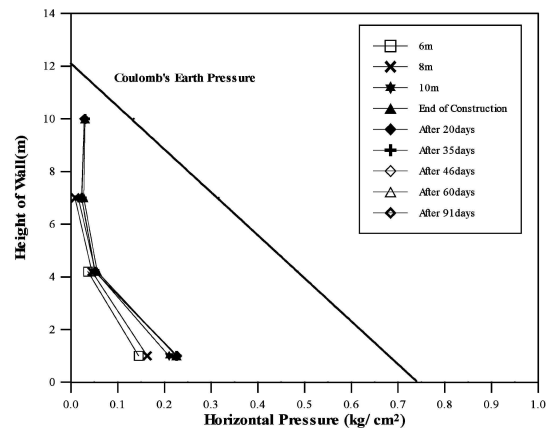


그림 6. 벽체 높이에 따른 수평토압의 분포

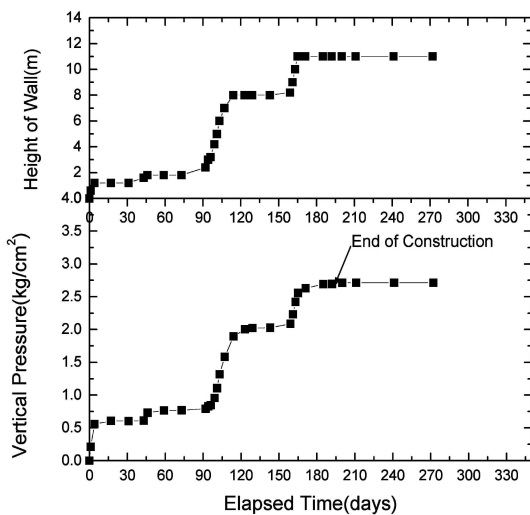


그림 5. 경과일수별 수직토압분포

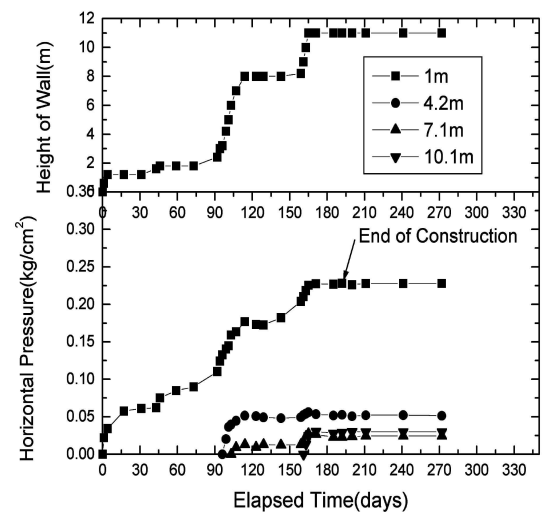


그림 7. 시공단계별 수평토압의 분포경향

살펴보았다. 본 현장계측 결과는 기 연구결과와 비교하면 평균값 정도로 판명되었다. 그림 8에서 보는바와 같이 H/H비가 0.2이상의 벽체높이에서는 토압의 변화가 미미하다가 0.2이하에서 기초까지는 약 2배의 수평토압의 증가현상이 관찰되었다. 이러한 현상은 기초지반과 보강토체에 작용되는 상이한 응력상태로 인한 것으로 판단된다.

#### 4.2 층별 침하특성

보강토 옹벽의 축조시 배면지반은 일시적, 또는 장기적으로 침하가 발생한다. 이러한 경향을 확인하고 향후 계측을 통하여 침하특성을 파악하고자 층별 침하를 계측하였다. 그림 9는 벽체높이별 시간경과에 따른 보강토 옹벽의 침하형태를 보여주고 있다.

또한, 그림 10은 시공완료 후 시간경과에 따른 침하량을 나타내고 있다. 그림 5, 8에서 보는바와 같이 보강토 옹벽의 시공에 따른 기초지반 및 보강토 층내의 침하특성은 시공중에 침하가 계속 발생하다가 공사완료후에는 거의 침하가 발생하지 않은 것으로 나타났다. 각 층별 시공완료 3개월경과 후 누적침하량을 살펴보면 최하단부터 층별로 각각 29mm, 21mm, 18mm, 13mm로 나타났다. 이러한 보강토층의 침하특성은 뒤채움재의 성토 및 다짐에 따른 흡입자간의 안정하에 기인하며, 시공이 중단되더라도 추후에 공사가 재개되어 상재하중이나 다짐장비에 의해 응력이 가해지면 침하가 계속 발생하는 것을 알 수 있었

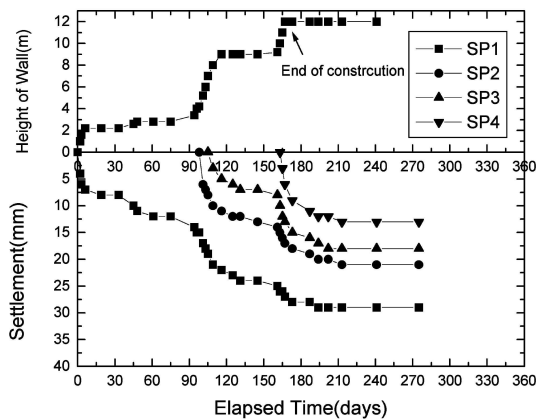


그림 9. 시공높이에 따른 층별 침하량 변화

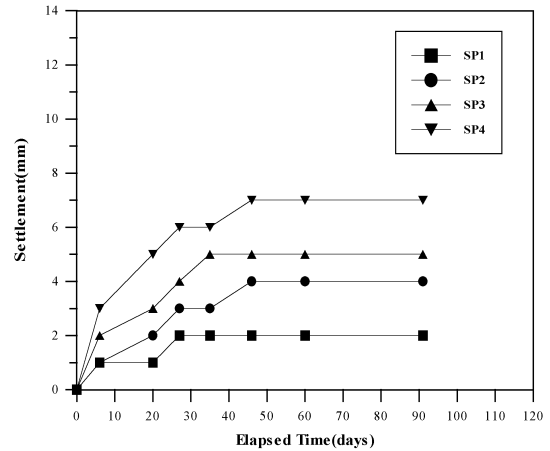


그림 8. 시공사례별 수평토압의 분포경향  
다. 기초지반이 지지력이 상당히 양호한 화강풍화토 지반에 마이크로 파일공법이 시공되었으므로 압밀 침하는 거의 발생되지 않고 탄성 침하만 발생된 것으로 판단된다. 그리고 침하특성은 시공완료후 급격히 감소되고 최대 침하량은 총 성토층 높이의 1/14 정도로 매우 미미하게 나타났다.

#### 4.3 전면블럭의 수평변위

그림 11은 벽체높이별 시간경과에 따른 전면블럭의 수평변위 형태를 나타낸 것이다. 그림에서 보는바와 같이 블럭식 보강토 옹벽의 수평변위는 벽체 중앙부에서 변위가 상대적으로 많이 발생하였고 상단 및 하단부에서는 상대적으로 작게 발생됨을 알 수 있었다. 벽체의 중앙부분이 벽체 상단에 비해 성토하중과

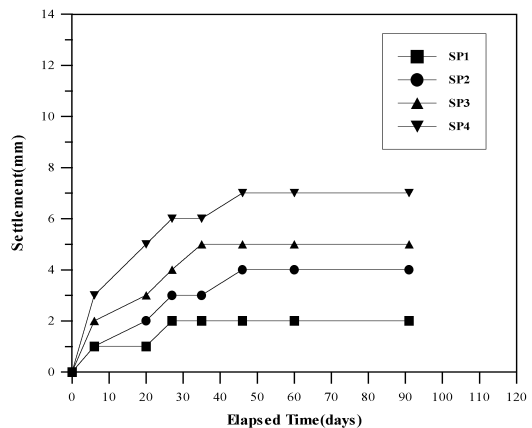


그림 10. 시공후 시간경과에 따른 층별침하량



중장비의 다짐 및 반입에 의한 영향이 크며 또한, 벽체하단은 원지반과 보강토체 사이의 수동저항에 의한 변형 억제효과가 있기 때문에 중앙부분에서 변위가 상대적으로 많이 발생한 것으로 판단된다. 수평변위는 시공높이에 따라 5~23mm 앞쪽으로 배부름 현상이 발생하였다. 전면블럭의 수평변위는 시공완료 후 전체변위량의 0.2% 이내에서 변위가 발생하였으며, 시공완료후 약 1개월 이후에는 변화가 없으므로 나타났다. 최대수평변위는 7.1m 위치에서 23mm으로 나타났으나 보강토 옹벽의 허용 벽체변형위량 0.03H 즉, 36cm보다 상당히 작은 것으로 판단된다. Christopher(1993)의 이론적 방법에 의해서 도출된 변위량은 최상단부에서 175mm로 예측치 최대변위 23mm와 상당한 차이를 보이며, Boyle & Holtz (1996)의 연구결과에서도 발표하였듯이 보수적인 결과를 나타냈다. 그림 12는 시공사례별 전면 벽체의 변위경향을 나타낸 것이다. 보강토 옹벽의 특성상 과다한 수평변위는 미관과 안전상의 문제를 일으킬 수 있다. 그러므로, 변위예측이 상당히 중요하나 기존의 이론적인 변위예측 방법인 Christopher(1993)와 Chew & Mitchell(1994)의 방법은 벽체수평변위량의 예측이 보수적이며, 5m미만의 옹벽은 거의 신뢰성이 있으나 7m이상의 옹벽에는 신뢰성이 미미하다는 연구결과가 보고되었다.

그림 12와 같이 블럭식 보강토 옹벽의 높이에 따른 전면벽체의 수평변위경향은 대체로 H/2지점을 기

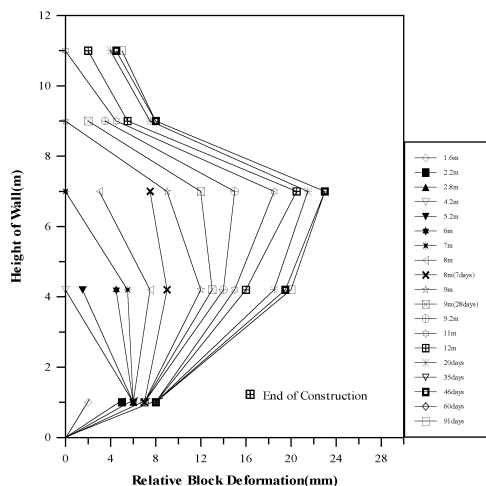


그림 11. 벽체 높이에 따른 블럭의 수평변위

준으로 배부름 현상이 발생하는 것을 알 수 있다. 블럭식 옹벽의 기초부분과 토체와의 기초부분에서 수동저항이 발생하며 중간부위에서는 다짐장비에 의한 응력이 집중된 결과라고 판단된다. 또한, 시공기간이 6개월 소요되었으므로 토체가 안정되어 변위가 미미한 것으로 판단된다.

#### 4.4 지중수평변위

보강토 옹벽의 전체적인 안전성을 평가하기 위하여 전면벽체에 수평방향으로 1.5m위치에 지중경사계를 설치하였다. 블럭식 보강토 옹벽의 시공완료후 옹벽높이에 따른 수평변위는 그림 13에 나타낸 바와

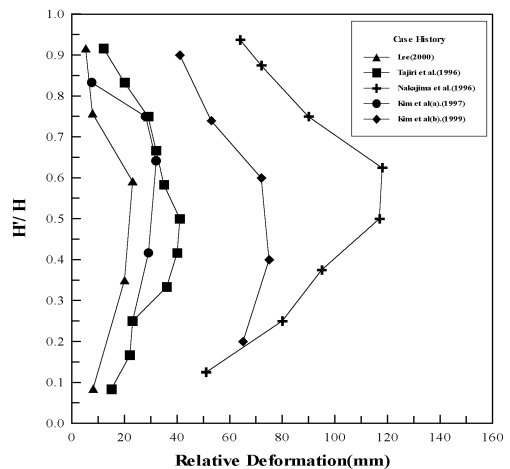


그림 12. 시공사례별 전면블럭의 변형 경향

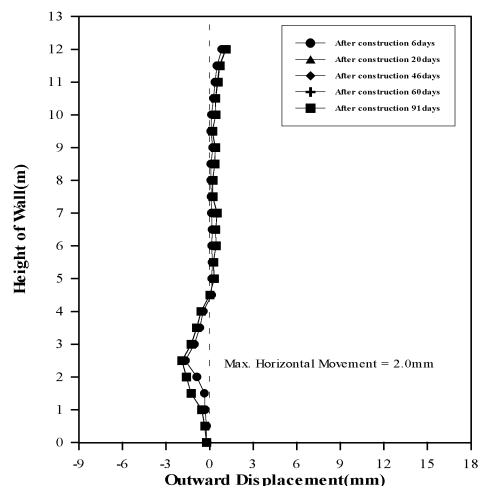


그림 13. 시공후 보강토체내의 지중수평변위

같으며, 기초저면 2.5m위치에서 가장 크게 나타났다. 그러나, 시공완료후 변위량을 나타낸 것이기 때문에 벽체전면을 방향으로 2.0mm의 변위는 상당히 적은 것으로 판단된다. 이러한 결과는 보강토 옹벽의 시공이 단기간에 완료되지 않았으며, 대략 6개월간의 기간이 소요되었으므로 그 동안 기초지반이 안정되고 보강토 옹벽 구조체 자체가 다짐으로 안정되어 변위가 적게 발생된 것으로 판단된다. 옹벽높이의 1/4지점에서 벽체배면쪽으로 2.0mm변위가 발생하였고 상부 2m부근에서 벽체 전면쪽으로 1.1mm의 변위가 발생하였다. 이는 옹벽토체가 전면으로 기울려고 하는 힘과 수평토압이 상대적으로 많이 발생하는 옹벽 높이의 1/4지점에서 꺾임이 발생하였다고 판단된다. 옹벽 전체높이가 12m인 것을 고려할 때 최대수평변위 2.0mm는 높이에 대한 비율 1/6315로 거동이 매우 미미한 것으로 판단된다.

#### 4.5 보강재의 변형률 및 인장력 분포특성

그림 14와 표 3은 시공 벽체높이별 보강재의 유발

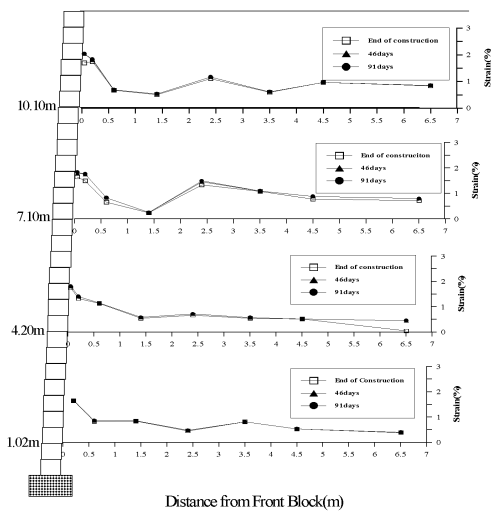


그림 14. 벽체높이에 따른 보강재의 변형률 변화

된 인장 변형특성을 나타내고 있다. 보강재의 변형특성은 벽체로부터 0.6m까지는 변형률이 크고 그 이후로는 거의 일정한 경향을 보이고 있다. 이러한 경향은 전면벽체의 작용하는 다짐과 크리프에 의한 것으로 판단된다. 최대인장변형률은 최대수평변위가 발생된 위치와 동일한 점으로, 수평변위가 발생 하면서 지오그리드에 인장변형을 유발한 것으로 판단된다. 보강재의 최대변형정도는 벽체높이에 관계없이 1%를 상회하지 않았다. 전체적인 변형률을 고찰하면 일반적으로 보강재에 고려되는 설계인장변형이 광폭인장시험시 보강재의 변형률 5%정도이므로, 보강재에 작용한 변형률은 설계인장변형률 이하임을 알 수 있다. 보강재의 인장변형계측 결과보강토 옹벽은 매우 안정한 것으로 평가할 수 있다.

보강재에 작용하는 마찰력에 의해서 유발된 인장력의 변화를 평가하기 위하여 보강재의 인장시험에 의해서 도출된 변형률에 따른 인장력변화 곡선에서 보강재에 작용하는 인장력을 계산하였다.

그림 15에서 보는 바와 같이 최대작용 인장력의 크기는 벽체 높이에 따라 23.05~26.50kN/m로 나타났다. 이론에 의한 유발인장력이 계측된 최대유발인장력 분포보다 작은 값을 나타내는데 이는 전면벽체

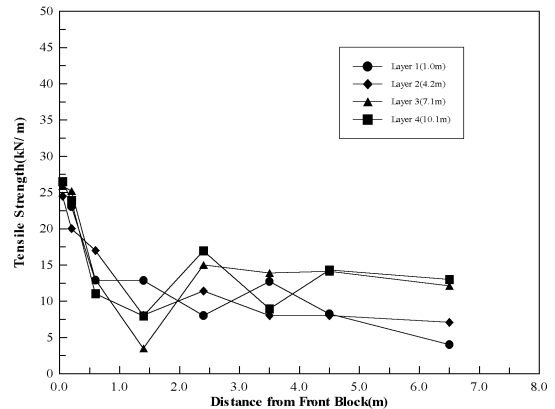


그림 15. 벽체높이별 인장력 변화

표 3. 지오그리드에 작용하는 최대인장력

항 목	벽체높이(m)	1.0	4.2	7.1	10.1
최대유발인장력, (kN/m)		23.05	24.50	25.2	26.50
장기설계인장강도, (kN/m)		36.6	36.6	36.6	36.6

20cm 이내에서 측정된 값이 크리프의 영향인 것을 판단된다. 그림 15는 계측값과 이론에 따른 작용인장력을 나타낸 것이다. 벽체높이별 계측된 지오그리드의 인장강도는 장기설계인장강도(Long Term Design Strength)인 36.6kN/m보다 훨씬 적어 안전한 것으로 판명되었다.

### 5. 프로그램과 이론에 따른 안전을 비교

본 연구에서 사용된 설계프로그램은 SRWall 1.0으로서 블럭식 보강토 옹벽의 설계표준이 되는 NCMA

표 4. 설계에 사용된 설계정수

항 목	설계정수	항 목	설계정수
점착력(c)	0	마찰각(°)	30
마찰계수(Ci)	0.8	블럭마찰각(°)	45
인발저항(단위: t/m)	국부활동 보강토 옹벽의 높이별 내적 안전율	장기설계인장강도(t/m)	3.66

층 번호	높이 (m)	인장파괴		인발저항		국부활동	
		프로그램	이론	프로그램	이론	프로그램	이론
25	11.8	7.85	7.85	1.58	1.55	64.57	87.54
24	10.8	3.00	2.99	1.60	1.61	14.49	16.81
23	9.6	2.01	2.01	1.58	1.54	8.36	8.35
22	8.6	1.89	2.06	3.39	2.28	6.29	6.11
21	7.8	2.06	2.13	6.72	5.40	5.27	5.16
20	7.2	2.13	1.93	9.86	8.40	4.71	4.68
19	6.6	1.93	1.76	11.98	10.66	4.25	4.22
18	6.0	1.77	1.96	14.13	12.89	3.88	3.83
17	5.4	1.96	2.31	19.68	18.29	3.57	3.51
16	5.0	2.32	2.21	26.61	25.06	3.39	3.39
15	4.6	2.21	2.10	28.79	27.33	3.23	3.23
14	4.2	2.11	2.01	30.98	29.69	3.08	3.08
13	3.8	2.02	1.93	33.17	31.98	2.94	2.94
12	3.4	1.93	1.85	35.37	34.27	2.82	2.81
11	3.0	1.85	1.78	37.57	36.57	2.71	2.70
10	2.6	1.78	1.72	39.77	38.96	2.60	2.60
9	2.2	1.72	1.66	41.98	42.11	2.51	2.49
8	1.8	1.66	2.15	44.19	43.65	2.41	2.40
7	1.4	2.14	3.14	62.14	61.88	2.32	2.25
6	1.2	3.14	3.09	95.03	94.23	2.28	2.32
5	1.0	3.09	3.04	97.24	96.45	2.24	2.28
4	0.8	3.04	2.99	>99	98.91	2.20	2.21
3	0.6	2.99	3.09	>99	101.4	2.16	2.17
2	0.4	2.94	2.92	>99	103.0	2.12	2.14
1	0.2	1.92	1.92	70.45	70.28	2.09	2.11

설계이론을 근거로 제작되었다. 제작자는 E.I.T(Earth Improvement Technologies) & Bathurst로서 특히, Bathurst(1993, 1994, 1997)는 보강토 옹벽에 대한 거동평가를 실내 모형시험과 현장시험을 통하여 많은 연구결과를 발표하였다.

이 프로그램의 특징은 내적안정사항인 인장파괴, 인발파괴, 국부활동, 블럭전단저항, 블럭파단 등에 대한 검토를 수행할 수 있는 장점이 있다. 설계프로그램에 의해 도출된 안전율과 이론에 의해 계산된

표 5. 외적 안정성 검토결과

	프로그램	이론식
전도	3.66	3.48
활동	2.37	2.31
지지력	4.39	3.96

표 7. 블럭전단저항 보강토 옹벽의 높이별 블럭연결에 대한 내적안전율

층 번호	높이 (m)	블럭전단저항		블럭연결	
		프로그램	이론	프로그램	이론
25	11.8	34.71	34.73	8.08	8.08
24	10.8	8.96	8.97	3.53	3.52
23	9.6	5.41	5.42	2.73	2.73
22	8.6	5.38	5.38	2.85	2.85
21	7.8	6.02	6.02	3.34	3.34
20	7.2	7.5	7.49	3.65	3.65
19	6.6	7.13	7.30	3.48	3.31
18	6.0	6.83	6.83	3.34	3.34
17	5.4	6.58	6.58	3.89	3.89
16	5.0	9.58	9.58	4.73	4.73
15	4.6	9.38	9.38	4.64	4.64
14	4.2	9.21	9.23	4.55	4.55
13	3.8	9.04	9.04	4.47	4.47
12	3.4	8.90	8.88	4.40	4.40
11	3.0	8.76	8.74	4.34	4.34
10	2.6	8.63	8.82	4.28	4.37
9	2.2	8.52	8.49	4.22	4.21
8	1.8	8.21	8.39	4.07	4.16
7	1.4	7.93	8.29	5.26	5.54
6	1.2	15.52	16.14	7.73	8.18
5	1.0	15.26	16.05	7.60	8.14
4	0.8	15.01	15.97	7.47	8.10
3	0.6	14.76	15.89	7.35	8.06
2	0.4	14.53	15.81	7.24	7.96
1	0.2	14.30	15.96	4.73	5.30

안전율을 표 4~7에서 나타내었다. 설계변수와 물성치는 실내시험에 근거를 두고 동일한 조건으로 산출된 값이다. 안전율 결과 이론값과의 다소의 차이가 있으나 이는 무시할 수 있을 정도이므로 설계프로그램은 타당한 것으로 판단된다.

## 5. 결 론

본 연구는 블럭식 보강토 옹벽의 거동 특성을 평가하기 위해서 토압계, 경사계, 수평 변위계, 침하계, 스트레인 게이지 등의 각종 계측기를 매설하였다. 수직·수평 방향으로 토압계, 연직응력의 산정, 전면판에 작용하는 수평토압의 크기 및 분포형태, 그리드에 작용하는 변형 형태 및 인장력, 전면 블럭의 수평변위, 보강토 옹벽의 전체 변위, 침하특성에 대한 현장계측결과 다음과 같은 결과를 도출하였다.

1. 수직토압은  $2.71t/m^2$  정도로 현장단위중량 시험결과로 산정한 값  $2.46t/m^2$ 과  $0.25kg/cm^2$  차이를 보이고 있다. 이러한 결과는 현장반입 뒤채움재에 단위중량이 큰 골재가 다소 포함된 것에 기인한 것으로 판단된다.
2. 수평토압의 분포는 벽체높이에 따라  $0.025 \sim 0.227t/m^2$ 의 분포를 나타냈다. 이 결과에 의하여 도출된 계측토압계수는 0.084로 나타났다. 수평토압은 보강을 하지 않은 Coulomb의 이론수평토압에 비하여 3.2배 이상 감소하는 것으로 나타났다. 이러한 경향은 보강재에 의한 보강효과에 의한 것으로 판단된다. 수평토압의 분포경향은 기 연구자료와 비교할때  $0.16H/H$ 까지는 작용토압이 증가가 없으나  $0.16H/H$ 이상은 급격히 증가함을 알 수 있다.
3. 전면블럭의 수평변위는 시공중에 80%가 발생하며, 수평변위는 7.1m위치에서 전면벽체를 향하여 23mm의 변형이 발생하였다. 또한, 최대 벽체변위는 허용벽체변위량  $0.03H$ 인 360mm보다 훨씬 적게 평가되었다. 기 연구자료와 비교해볼 때 수평변위량의 추측은 상당히 어려우나 변위량의 분포형태는 H/2지점을 기준으로 타 부분에 비하여 상

대적으로 수평변위량이 다소 크게 발생됨을 알 수 있었다.

4. 지중수평변위는 보강토 옹벽 높이의 2.5m지점에서 최대변위는 2mm 로서 거동은 미미하며, 사면활동이나 전도에 대하여 상당히 안전한 상태로 판단된다.
5. 층별 시공완료 91일 경과 후 누적침하량은 하단부터 29mm~13mm로 평가되었다. 이러한 보강토층의 침하특성은 뒤채움재의 성토 및 다짐에 따른 흡입자간의 안정화에 기인하는 것으로 판단되며, 최대 침하량은 총 성토층 높이의 1/414정도로 나타났다. 옹벽 시공이 완료된 이후 침하량은 토체가 안정되어 무시할 수 있을 정도로 작게 발생하는 것을 알 수 있었다.
6. 보강재의 변형특성은 벽체로부터 0.6m까지는 변형률이 크고 그 이후로는 거의 일정한 경향을 보이고 있다. 변형률 분포는 0.5~2%로 낮게 발생된 것으로 나타났다. 보강재에 작용하는 최대 층별 인장력은  $2.31 \sim 2.65t/m$ 로 나타났으며, 장기설계인장 강도  $3.66t/m$  미만인 것으로 나타났다.
7. SRWall 설계프로그램과 이론에 의한 안전율 비교 결과 산정값에 다소의 차이가 있으나 무시할 수 있을 정도이므로 설계프로그램은 신뢰성이 있다고 판단된다.

## 참 고 문 헌

1. 김진만, 조삼덕, 정한교, 오세용(1997), “지오그리드 보강토 옹벽의 시공중 계측평가”, 97년도 토목섬유 학술발표회 논문집, 한국지반공학회 국제토목섬유학회 한국지부, pp.45~52.
2. 노한성, 최영철, 백중은, 김영남(2000), “보강토의 시공중 거동평가”, 2000년도 가을학술발표회 논문집, 한국지반공학회, pp.95~100.
3. Bathurst, R.J., Breg, R.R., Simac, M.R.(1993), “Review of NCMA Segmental Retaining Wall Design Manual for Geosynthetic-Reinforced Structures” Transportation Research Record No.1414, Washington, D.C., pp.16~25.
4. Bathurst, R.F.(1994), “Case study of a monitored propped panel wall”, Proceedings of the international symposium on Geosynthetic-reinforced soil retaining walls, Dever, Colorado, pp.159~166.
5. Bathurst, R.J., Michael, J.K., Simac, R.(1994), “Geosynthetic Reinforced Segmental Retaining Wall Structures”,

- Proceedings of The Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products.
6. Bathurst, R.J., Simac, M.R., Sandri, D.(1995), "Lessons Learned from the Construction Performance of a 14m High Segmental Retaining Wall", *Geosynthetics: Lessons Learned from Failures*, pp.1 ~ 13.
  7. Bathurst, R.J.(1999) "Instrumentation of Geogrid-Reinforced Soil Walls", *Transportation Research Record No.1277*, pp.102 ~ 111.
  8. Boyle, S.R., 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.
  9. Chew, S.H., Mitchell, J.K.(1994), "Deformation evaluation procedure for reinforced soil walls", *Fifth international conference on Geotextiles, Geomembrane & Related Products, Singapore, Vol.I*, pp.171 ~ 176.
  10. Christopher, B.R.(1993), "Deformation response and wall stiffness in relation to reinforced soil wall design", Ph.D. Thesis, Purdue University.
  11. Frankenberger, P.C., Bloomfield, R.A., Anderson, P.L. (1996), "Reinforced earth walls withstand Northridge Earthquake", *Proceedings of the international symposium on earth reinforcement, Japan, Vol.I*, pp.345 ~ 350.
  12. Jarrett, P.M., Bathurst, R.J., Benjamins, D.J.R.S.(1993), "A database of result from an incrementally constructed geogrid-reinforced soil wall test", *Symposium international Organise a l initiative du Comite technique europeen de la SIMSIF Sur le Renforcement des Sols, Paris*, pp.401 ~ 429.
  13. Nakajima, T., Toriumi, N., Shintani, H., Miyatake, H., Dobashi, K.(1996), "Field performance of a geotextile reinforced soil wall with concrete facing blocks", *Proceedings of the international symposium on earth reinforcement, Japan, Vol. I*, pp.427 ~ 432.
  14. Tajiri, N., Sasaki, H., Nishimura, J., Ochiai, Y., Dobashi, K.(1996), "Full-scale failure experiments of geotextile-reinforced soil walls with different facings", *Proceedings of the international symposium on earth reinforcement, Japan, Vol.I*, pp.525 ~ 530.
  15. Yoo, Nam-Jae(1988), "Centrifugal Model Experiments of Reinforced Earth Retaining Walls", Ph.D., Thesis, University of Colorado, Boulder, pp.7 ~ 83.
  16. Wetzel, R.A., Buttery, K.E., McCullough, E.S.(1995), "Preliminary Results from Instrumented Segmental Retaining Wall", *Geosynthetics '95 Conference Proceedings, Vol. I*, pp.133 ~ 146.