

# Back-to-Back옹벽의 거동에 관한 수치 해석적 연구

## Numerical Investigation on Behavior of Back-to-Back Reinforced Earth Wall

유 충 식<sup>1</sup> Yoo, Chungsik

김 재 왕<sup>2</sup> Kim, Jae-Wang

### Abstract

Geosynthetic reinforced soil walls are well recognized alternatives to conventional retaining walls due to many advantages in terms of ease of construction, economy, and aesthetics, among others. In recent years, the use of back-to-back (BTB) geosynthetic reinforced soil walls has been increasing for roadway and railway construction. However, there are insufficient studies concerning the behavior of BTB type geosynthetic reinforced soil walls. In this study a series of finite element analysis were performed for BTB walls with various wall geometry and reinforcement distribution. The results were then analyzed to relate the wall geometry and reinforcement distribution and the performance of BTB walls. Optimum reinforcement pattern was also investigated.

### 요 지

보강토 옹벽은 콘크리트 옹벽에 비해 시공성, 경제성, 미관 등이 뛰어나 대체공법으로 각광받고 있으며, 많은 장점들로 인해 일반 옹벽의 대체공법으로서 그 적용성을 인정받고 있다. 최근에 들어서는 도로 및 철도 분야에서 보강토 옹벽 구조물이 좌우에 양립하는 형태, 즉 back-to-back(BTB) 형식의 보강토 옹벽이 도로 및 철도 노반을 지지하는 용도로 많이 적용되고 있으나 그에 대한 연구가 충분하지 않은 실정이다. 본 논문에서는 도로분야에 적용되는 BTB 옹벽의 거동 메카니즘 고찰을 위해 유한요소해석을 통하여 다양한 기하조건 및 보강재 길이로 보강된 BTB 옹벽의 거동특성을 분석하고 그 결과를 토대로 폭에 따른 거동 메카니즘과 보강재 길이변화를 통해 옹벽 폭에 대한 최적 보강재 길이를 검토하였다.

**Keywords :** Back-to-back wall, Finite element analysis, Geogrid, Geosynthetic reinforced soil wall

### 1. 서 론

선진 외국에서는 보강토 옹벽 구조물은 일반 콘크리트 옹벽의 대체 공법으로서 뿐만 아니라 도로 및 철도 분야에서도 다양한 형태로 적용되고 있다. 특히 옹벽이 좌우에 양립하는 옹벽의 형태, 즉 back-to-back(이하 BTB 옹벽이라고 칭함) 형식의 옹벽은 최근 도로 혹은 철도 노반 지지용 옹벽으로서 많이 적용되고 있다.

BTB 형식을 가지는 옹벽의 설계는 FHWA 설계기준 (FHWA, 1997)에 근거하여 수행되나 그 기준 자체가 매우 개략적이며 다양한 연구를 통해 얻어진 내용이라기 보다는 경험에 근거하는 매우 보수적인 내용을 담고 있다. 특히, 옹벽의 외적 안정성을 좌우하는 중요한 설계 인자인 보강재의 포설길이에 대한 기준이 명확하지 않아 설계시 많은 어려움이 있다.

즉, FHWA 설계기준에 의하면 먼저 그림 1(a)의 CASE

1 정희원, 성균관대학교 사회환경시스템공학과 교수 (Member, Prof. Dept. of Civil & Envir. Engrg., Sungkyunkwan Univ., csyoo@skku.edu, 교신저자)

2 성균관대학교 사회환경시스템공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil & Envir. Engrg., Sungkyunkwan Univ.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

I과 같이 좌·우 옹벽이 충분히 떨어져 있는 경우에는 개별 옹벽으로 설계한다. 다만 식 (1)로 산정되는 거리  $D$ 가 좌우옹벽 보강재 끝단간의 거리 보다 작은 경우에는 주동영역이 충분히 확보되지 않으므로 보강토체 배면에 작용하는 토압은 주동토압보다 작게 된다. 한편,  $D$ 가 좌우옹벽 보강재 끝단간의 거리 보다 큰 경우에는 주동영역이 완전히 발현되므로 주동토압이 작용한다고 간주할 수 있다.

$$D = H \times \tan(45 - \frac{\phi}{2}) \quad (1)$$

반면, 그림 1(b)의 CASE II와 같이 보강재가 서로 중첩되어 포설되는 경우는 좌·우측 전면벽체에 연결된 보강재 간의 중첩길이( $L_R$ )가  $0.3H$ 보다 큰 조건에서는 외적안정 계산시 배면토에 의한 주동토압을 고려치 않아도 된다. 그림 1(a)와 1(b) 사이에 해당되는 경우에는 주동토압 산정시  $D$ 를 기준으로 선형적으로 보간하여 적용하도록 하고 있다. 한편, 그림 1(b)의 CASE II에서 보강재 중첩길이  $L_R$ 이  $0.3H$  이상인 경우에는 보강재 길이를  $0.6H$ 를 적용할 것을 추천하고 있다. 이러한 설계기준은 종합적인 연구 결과를 반영한 내용 이라기보다는 다분히 기하적 조건에 근거하고 있어 매우 보수적인 내용을 포함하고 있다.

이와 같이 BTB 옹벽 설계 기준이 다소 경험적인 측면이 내포되었음에도 불구하고 BTB 보강토 옹벽과 관련된 연구는 국내·외적으로 매우 부족한 실정이다. 국내에서는 최근들어 유충식과 김선빈(2008)의 연구가 수

행된 바 있는데 이들은 모형실험을 수행하고 그 결과를 토대로 FHWA 설계기준(Elias와 Christopher, 1997)에서 제시하는 앞서 언급한 CASE I과 CASE II의 적용기준을 검토한 바 있다. 이들의 연구를 제외하고는 관련된 연구가 거의 전무한 실정이어서 BTB 옹벽의 보강토체 내부 및 배면에서 작용하는 토압 등 관련 메카니즘에 대한 이해가 매우 부족하다고 할 수 있으며 따라서 BTB 옹벽 특성이 고려된 보강재 길이 및 간격 설정 등의 기준 설정에 많은 어려움이 있다.

본 논문에서는 유한요소해석을 통하여 다양한 옹벽 조건 및 보강조건에 대한 해석을 수행하고 그 결과를 토대로 BTB 옹벽의 거동특성을 분석하였으며 옹벽 폭에 따른 거동 메카니즘과 보강재 길이변화를 통해 옹벽 폭에 대한 최적 보강재 길이에 대한 연구를 수행하였다. 아울러 다양한 보강재 포설 패턴에 대한 고찰을 통해 BTB 옹벽의 최적포설조건에 대한 평가를 수행하였다.

## 2. 대상 BTB 옹벽 조건

### 2.1 옹벽 제원

본 연구에서는 그림 2에서와 같이 옹벽 구조물의 제원은 높이가  $H=5m$ 이며 전면 벽체는  $200mm(\text{높이}) \times 400mm(\text{길이}) \times 400mm(\text{너비})$  블록으로 시공되는 조건을 대상으로 하였다. 한편, 옹벽의 폭( $W$ )은 FHWA 설계기준에서 구분하는 시공조건을 다양하게 고려하기 위해  $W=1H \sim 4H$  범위를 포함하도록 설정하였다. 한편, 옹

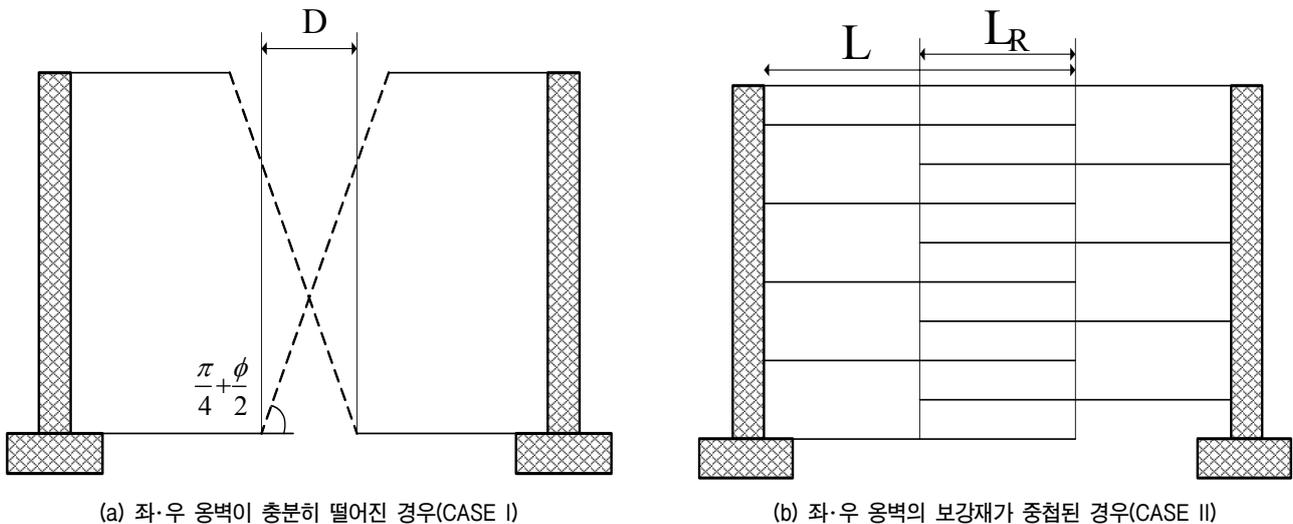


그림 1. 옹벽 폭에 따른 BTB옹벽 구분

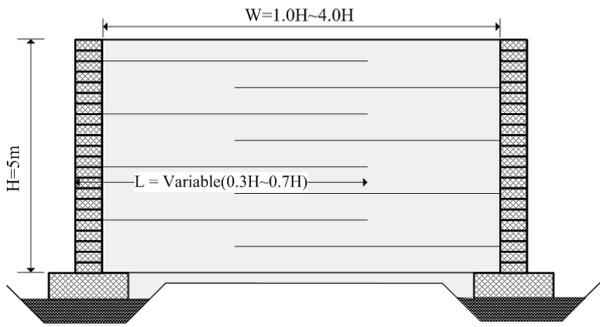


그림 2. 고려 대상 옹벽제원

벽 상부에는 교통하중 및 기타 하중을 고려하여 30kPa의 균일 등분포하중이 작용하는 것으로 가정하였다.

## 2.2 보강재 포설 조건

본 연구에서는 아래 표 1 및 표 2에서와 같이 다양한 설계조건을 고려하였다. 즉, 검토 대상으로서 먼저 시리즈 I에서는 다양한 폭을 가진 옹벽에 있어서 최적 보강재 길이 설정을 주목적으로 하였으며 따라서 표 1에서

표 1. 시리즈 I: 폭 및 보강재 길이 변화에 따른 해석 조건

옹벽 폭	보강재 길이	FHWA 기준군거
1.0H	0.3H	Case I
	0.5H	Case II
	0.7H	Case II
1.7H	0.3H	Case I
	0.5H	Case I
	0.7H	Case I
2.5H	0.5H	Case I
	0.7H	Case I
4.0H	0.7H	Case I

와 같이 각 옹벽의 폭에 대해 다양한 보강재 길이를 고려하였다.

아울러 시리즈 II에서는 표 2에서와 같이 옹벽 폭 별로 최적 보강패턴을 고찰하는데 주안점을 두고  $W=1H$  및  $W=1.7H$ 에 대해 보강영역을 그림 3에서와 같이  $1/3H$ 씩 세 영역으로 구분하여 하부 두 개영역의 보강재 길이를  $0.3H$  혹은  $0.5H$ 로 적용했을 경우에 대한 거동 특성 고찰을 통해 최적 보강 패턴 선정을 위한 검토를 수행하였다. 표 2에서의 P1, P2, P3, P4에 대한 보강패턴은 그림 3에 제시되어 있다.

## 3. 유한요소해석

### 3.1 해석 모델링

유한요소해석에서는 범용 유한요소 해석 프로그램으로서 지반의 비선형성을 모사할 수 있는 다양한 구성모델을 제공하며, 시공과정의 모델링에 필수적인 요소의 제거 및 추가 등의 기능이 탁월한 ABAQUS 6.7-1(ABAQUS

표 2. 시리즈 II: 최적설계 해석조건

옹벽 폭	보강재 포설길이	최적보강 높이	패턴	해석조건
1.0H	0.3H	1/3H	P1	W10P1
		2/3H	P2	W10P2
	0.5H	1/3H	P3	W10P3
		2/3H	P4	W10P4
1.7H	0.3H	1/3H	P1	W17P1
		2/3H	P2	W17P2
	0.5H	1/3H	P3	W17P3
		2/3H	P4	W17P4

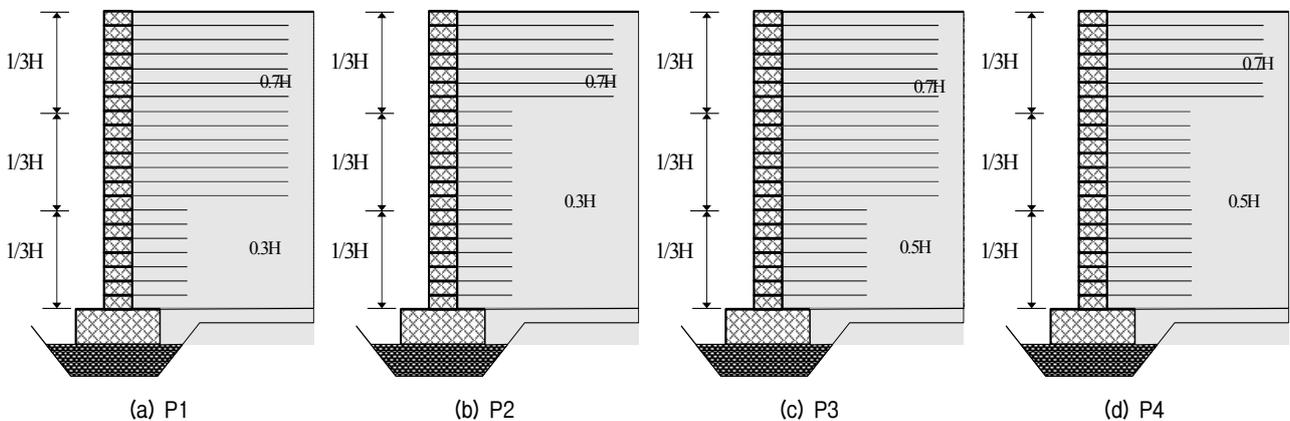


그림 3. 시리즈 II의 최적설계 검토 해석 조건

user's manual, 2007)을 사용하였다. 그림 4는 해석에 적용된 모델을 보여주고 있는데 해석모델의 이산화에 있어 전면 블록과 뒤채움흙은 8절점 가감 적분 평면 변형 요소(CPE8R)를 적용하였으며, 보강재는 축방향력만이 작용하는 2차원 3절점 트러스 요소(T2D3)를 적용하였다. 한편, 변위경계조건으로 저면에 힌지를 적용하였다.

구성요소의 재료 모델링에 있어 뒤채움흙은 Mohr-Coulomb 항복기준과 비관련 흐름법칙(non-associated flow rule)을 따르는 탄소성 재료로 간주하였으며 탄소성 거

동으로 모델링하였다. 한편, 블록과 뒤채움흙 간의 상호작용을 적절히 모사하기 위해 블록과 뒤채움흙 사이에 박층 인터페이스 요소를 사용하여 모델링 하였으며(Desai 등, 1984), 보강재의 전단 또는 인발파괴는 보강재 주변의 흙을 따라 발생한다는 연구 결과(Kapurapu와 Bathurst, 1995; Rowe와 Ho, 1997)를 근거로 하여 보강재와 뒤채움흙 사이에는 인터페이스요소를 적용하지 않았다(그림 5). 표 3은 해석에 적용된 뒤채움흙 및 보강재의 역학적 특성을 나타내고 있다.

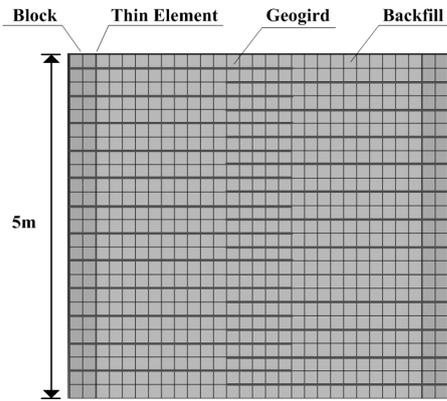


그림 4. 해석에 적용된 유한요소망

### 3.2 시공과정 모델링

보강토 옹벽과 같이 [블록설치 ⇒ 뒤채움흙 포설 ⇒

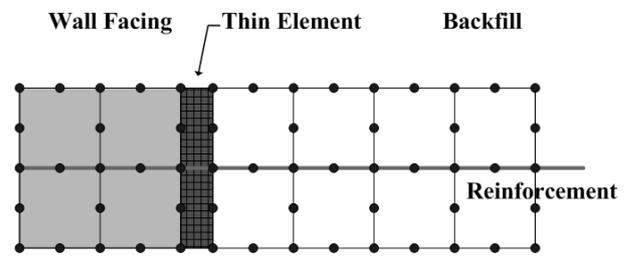


그림 5. 경계면 모델링

표 3. 해석에 적용된 재료의 물성치

적용된 재료	c(kPa)	$\phi$ (deg.)	$\psi$ (deg.)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E(kPa)	J(kN/m)
뒤채움흙	3	30	10	19	$2 \times 10^4$	-
블록	-	-	-	20	$2 \times 10^6$	-
보강재	-	-	-	-	-	1000

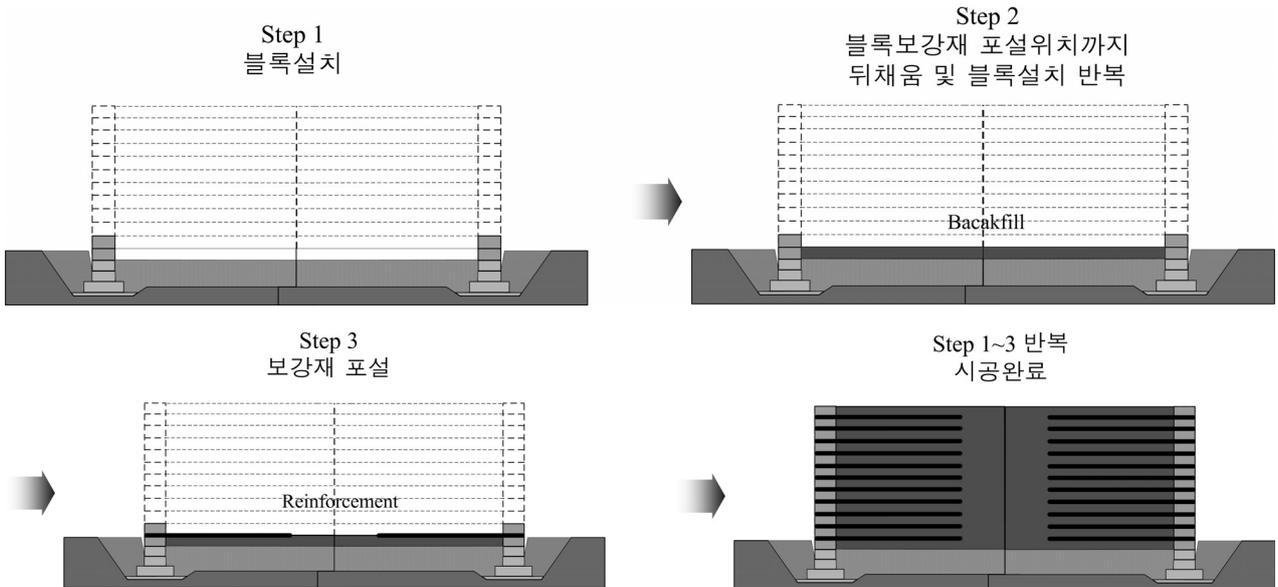


그림 6. 옹벽 시공과정의 모델링

보강재 포설] 등 일련의 과정을 통해 시공되는 경우에 있어 시공과정 모델링의 타당성이 해석결과에 큰 영향을 미치게 된다. 따라서 해석 모델링에서는 그림 6과 같이 현장 시공을 상세히 모델링하였다.

#### 4. 결과분석 및 고찰

##### 4.1 옹벽 폭에 따른 거동특성

본 절에서는 옹벽 폭(W) 변화에 따른 BTB옹벽의 거동 특성을 고찰하기 위해 보강재의 길이를  $L=0.7H$ 로 고정하고 옹벽의 폭을  $W=1.0H, 1.7H, 2.5H, 4.0H$ 로 변화시킨 조건에 대해 벽체변위와 침하, 내부변위, 유발인장

력, 내·외부 수평토압을 산정하여 비교하였다. 특히, 변위양상 검토에서 벽체에 발생하는 수평변위( $\delta_{h,max}$ )는 보강토체 배면에 작용하는 외부변위( $\delta_{ext}$ )와 토체 내부변위( $\delta_{int}$ )의 합으로 구성된다고 간주할 수 있으므로 내부변위는 그림 7과 같이 벽체 수평변위에서 외부변위를 감하여 산정하였다.

그림 8(a)는  $W=1.0H \sim 4.0H$ 에 대해 변위 양상을 나타내고 있다. 이 그림에서 보이는 바와 같이  $W=1.0H$ 에서 8mm의 벽체변위가 발생하였고  $W=1.7H$ 에서 12.2mm,  $W=2.5H$ 에서 13.5mm,  $W=4.0H$ 에서 13.8mm로 각각 발생하였으며 그 증가폭이 1.0H에서 1.7H로 증가할 때 2mm, 1.7H에서 2.5H로 증가할 때 1.5mm, 2.5H에서 4.0H로 증가할 때 0.3mm 발생하여 옹벽 폭이 증가함에 따라 벽체변위는 증가하나 증가폭은 감소하여  $W=2.5H$  이후에는 변위가 수렴하는 양상을 보이는 것으로 관찰되었다. 한편, 그림 8(b)와 8(c)는 옹벽의 폭 변화에 따른 보강토체 내부, 외부변위를 나타내고 있는데 대체적으로 벽체변위와 유사하게 폭이 증가함에 따라 내·외부 변위가 증가하는 경향을 보여주고 있다. 그러나 보강토체 끝단에서 발생하는 외부변위의 경우 그림 8(b)에서와 같이 옹벽 폭  $W=1.0H$ 를 제외하고  $W=(1.7 \sim 4.0)H$ 의 범위에서  $W=4.0H$ 에서 가장 작게 발생하는 것으로 나타났다. 이러한 경향에 대한 뚜렷한 원인을 파악하기는 어려우나 옹벽의 폭이 다소 작은  $W=1.7H$  및  $2.5H$ 의 경우 좌우 옹벽의 상호작용에 그 원인이 있는 것으로 판단된다.

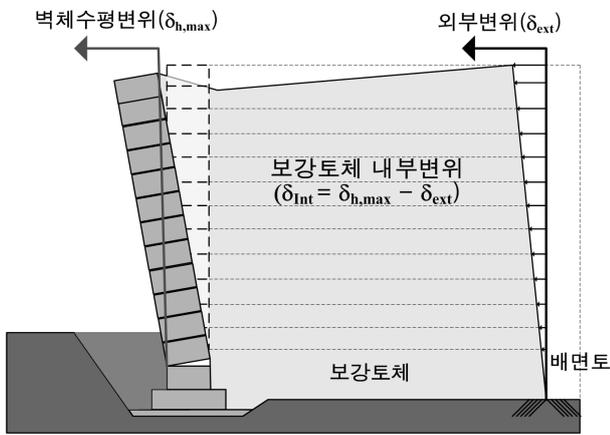


그림 7. 보강토체 변위 산정 개념

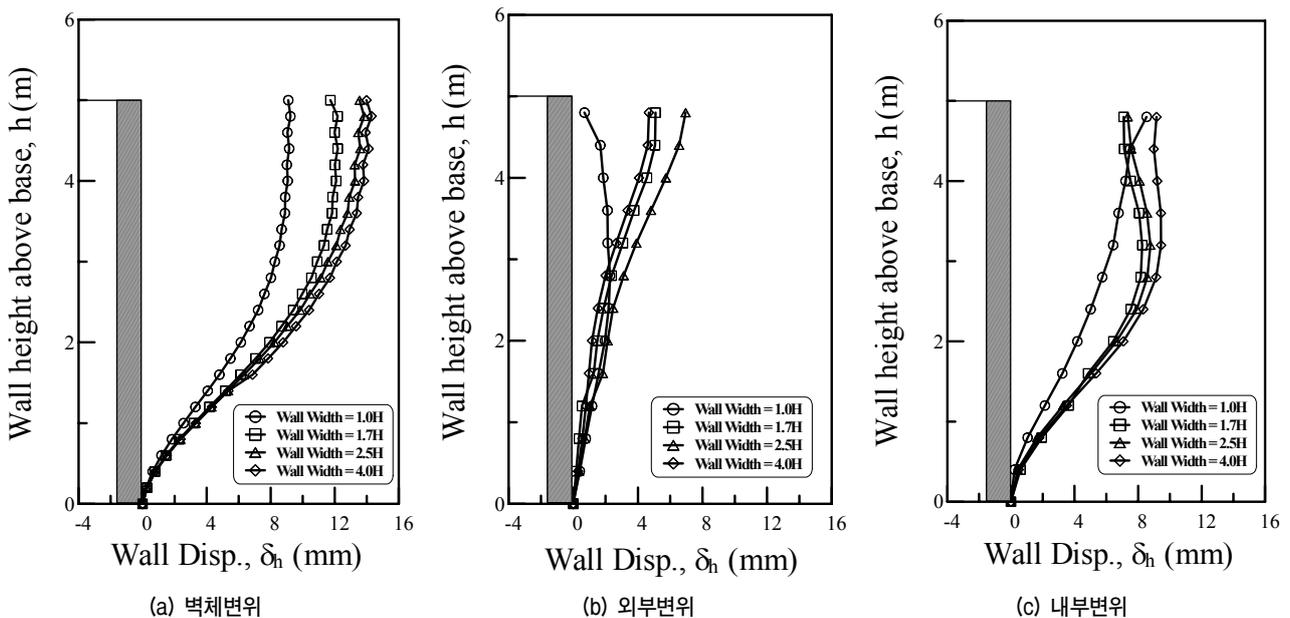
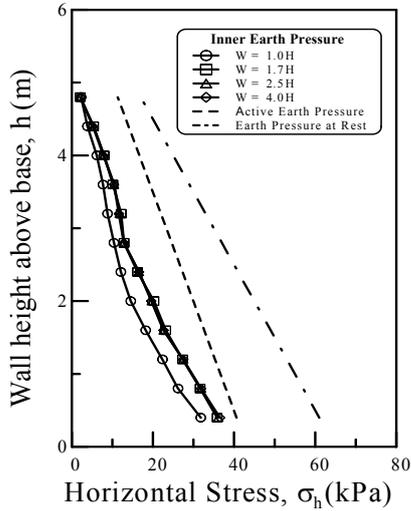


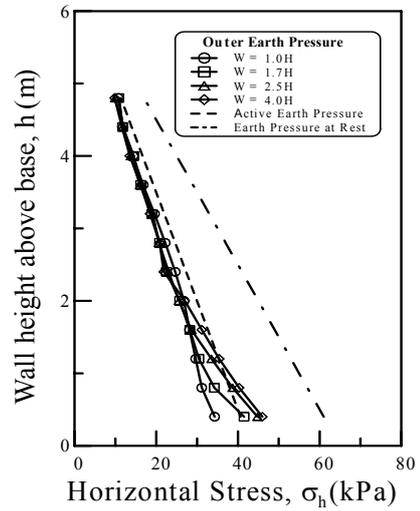
그림 8. 옹벽 폭(W)에 따른 벽체 변위 변화 경향( $L=0.7H$ )

한편, 옹벽 폭 변화에 따른 내·외부 수평토압의 변화 양상이 그림 9에 제시되어 있다. 그림 9(a)는 내부 수평 토압 분포를 보여주고 있는데 여기서 내부 수평토압은 전면벽체에 작용하는 토압으로서 1.0H에서 전반적으로  $W=(1.7\sim 4.0)H$ 에 비해 비교적 작은 값을 보이고 있으

나  $W=1.7H$  이상에서는 거의 동일한 것으로 반면 배면 토체 끝단에 작용하는 외부 수평토압을 보여주고 있는 그림 9(b)에서는 벽체높이 2m를 기점으로 하단부에서는  $W$ 에 따라 다소 차이를 보이고 있으나 상부에서는 거의 유사한 값을 보이고 있다. 이러한 경향은 보강재의

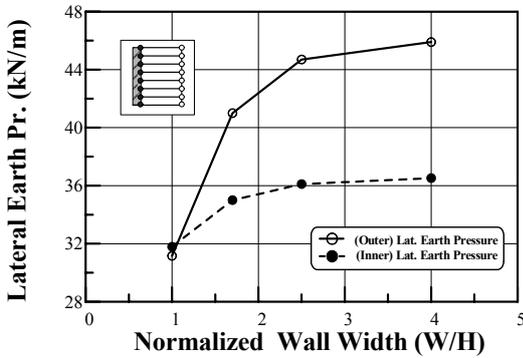


(a) 내부 수평토압

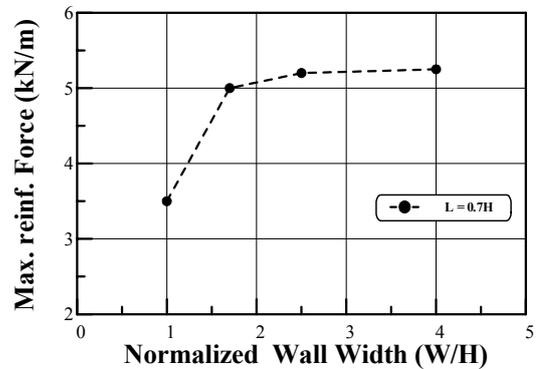


(b) 외부 수평토압

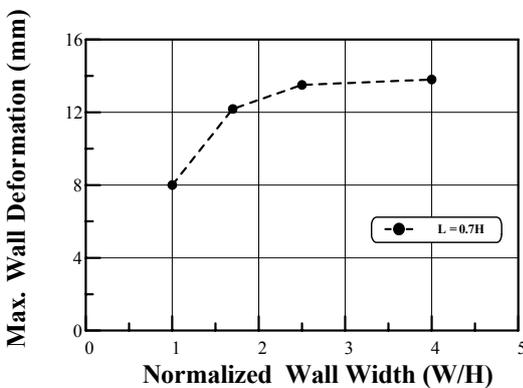
그림 9. 내·외부 수평토압 비교



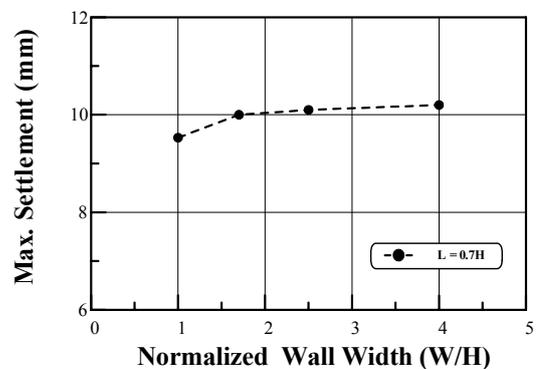
(a) 내·외부 수평토압



(b) 최대 유발인장력



(c) 벽체변위



(d) 배면침하

그림 10. 옹벽 폭 W에 따른 옹벽 거동 특성 변화경향

길이를  $L=0.7H$ 로 고정하는 경우 옹벽 폭  $W$ 에 따른 거동의 차이는 외적안정성의 문제가 아니라 내적안정성의 문제임을 의미함을 나타낸다고 하겠다.

위에 제시된 결과를 토대로 내부수평토압합력( $P_{A,I}$ ) 및 외부 수평토압합력( $P_{A,O}$ ), 최대 유발인장력, 최대 벽체 변위 및 내부변위, 최대 침하 등을 분석하여 BTB 옹벽이 개별옹벽으로서 거동하는 임계폭( $W_c$ )에 대해 고찰하였다. 그림 10(a)에서는 내·외부 수평토압의 합력을 비교한 것으로서 옹벽폭( $W$ )이 증가할 경우 내·외부 수평토압 합력을 나타내는  $P_{A,I}$ 과  $P_{A,O}$ 이 증가하는 경향을 보이다 2.5H에서 각각 36 및 45kN/m의 값에 수렴하는 경향을 보이고 있다. 이러한 경향은 최대 유발인장력을 비교하고 있는 그림 10(b)에서도 관찰할 수 있는데 보이는 바와 같이 그 크기는 그다지 크지 않으나  $W=2.0H$  정도에서 수렴하는 경향을 보이고 있으며 그림 10(c) 및 10(d)의 벽체변위와 배면침하의 결과에서도 위와 같은 경향을 관찰할 수 있다.

한편, 현재 FHWA 설계기준에 의하면 BTB 옹벽 설계에 있어서 옹벽 폭과 무관하게 일률적으로 주동토압을 적용하도록 되어 있다. 그림 11은 옹벽폭  $W$ 에 따른 벽체 및 보강토체 배면에 작용하는 토압을 검토한 결과를 보여주고 있는데 옹벽폭에 따라 벽체작용 토압의 경우 120~130kN/m 그리고 보강토체 배면에 작용하는 토압의 경우에는 80~100kN/m으로 변화는 경향을 보이고 있어 옹벽의 폭에 따라 일률적인 토압을 적용하는 것은 다소 무리가 있는 것으로 나타났다.

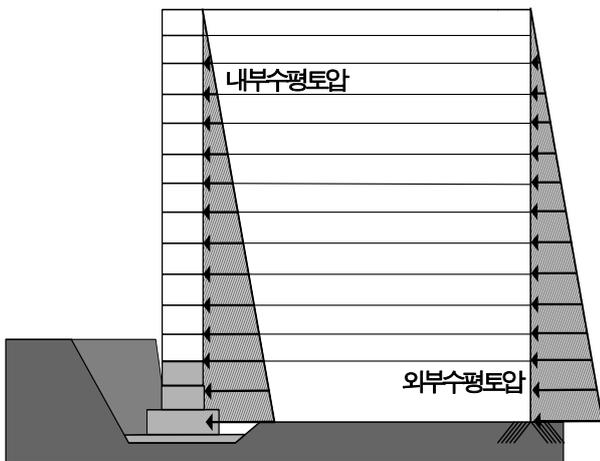
따라서 위의 결과들을 종합해볼 때 옹벽 폭이  $W=(2.0\sim 2.5)H$ 에 도달하면서 벽체변위 및 보강재 유발인장력 등

의 옹벽의 거동 특성 항목들이 거의 수렴하는 경향을 보이기 때문에  $W=2.5H$  이상의 경우 개별옹벽으로 간주하여 설계할 수 있을 것으로 판단되나 옹벽의 폭이  $W=2.5H$  이하의 경우에는 보강재 길이 및 간격설정에 있어 옹벽 폭을 고려하여 감소시킬 수 있을 것으로 판단된다.

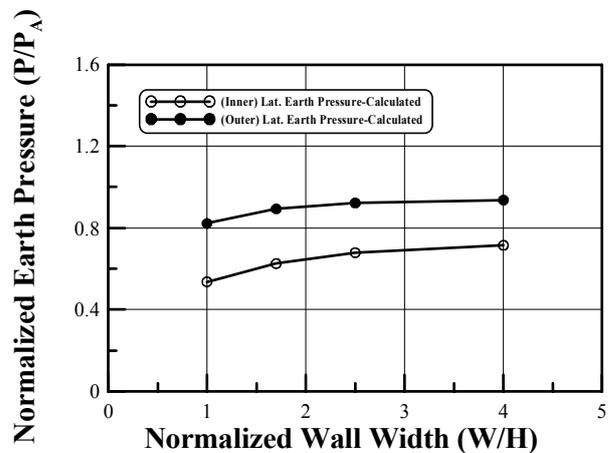
#### 4.2 보강재 길이에 따른 거동 특성

본 절에서는 보강재 포설길이  $L$ 이 BTB 옹벽의 거동에 미치는 영향을 고찰하기 위해  $W=1.0H, 1.7H, 2.5H$ 의 옹벽을 대상으로 보강재 길이를  $L=0.3H, 0.5H, 0.7H$ 로 변화시켜 얻어진 해석 결과를 검토하였다.

먼저 보강재 길이에 대한 BTB 옹벽의 벽체 변위 프로파일이 그림 12에 제시되어있다. 보이는 바와 같이 그림 12(a)와 12(b)에 제시된  $W=2.5H$  및  $1.7H$ 의 경우 보강재 길이  $L$ 에 따라 벽체 변위가 감소하는 경향을 보이고 있으나 그림 12(a)에 제시된  $W=1.0H$ 의 경우 보강재 길이  $L$ 에 따른 변화를 보이지 않고 있어 보강재의 길이 변화에 따른 옹벽의 변위거동이 큰 차이를 보이지 않는 것으로 나타났다. 이는  $W=10H$ 와 같이 옹벽의 폭이 작을 경우 짧은 보강재가 포설된 경우에도 좌·우 옹벽의 상호작용으로 인해 주동상태에 도달하지 않기 때문에 사료되며 이러한 경향은 그 차이는 미미하나마 벽체에 작용하는 수평응력을 도시하고 있는 그림 13과 보강재 층별 변형률 분포 경향을 보여주고 있는 그림 14에서도 잘 관찰할 수 있다. 한편, 해석 결과를 토대로 보강재 길이에 따른 벽체 최대 수평변위와 보강재 최대 유발인장력변화 경향을 그림 15에 나타내었는데 이 그림에



(a) 내·외부 수평토압 정의



(b) 내·외부 수평토압

그림 11. 옹벽 폭에 따른 옹벽 작용 토압 변화 경향

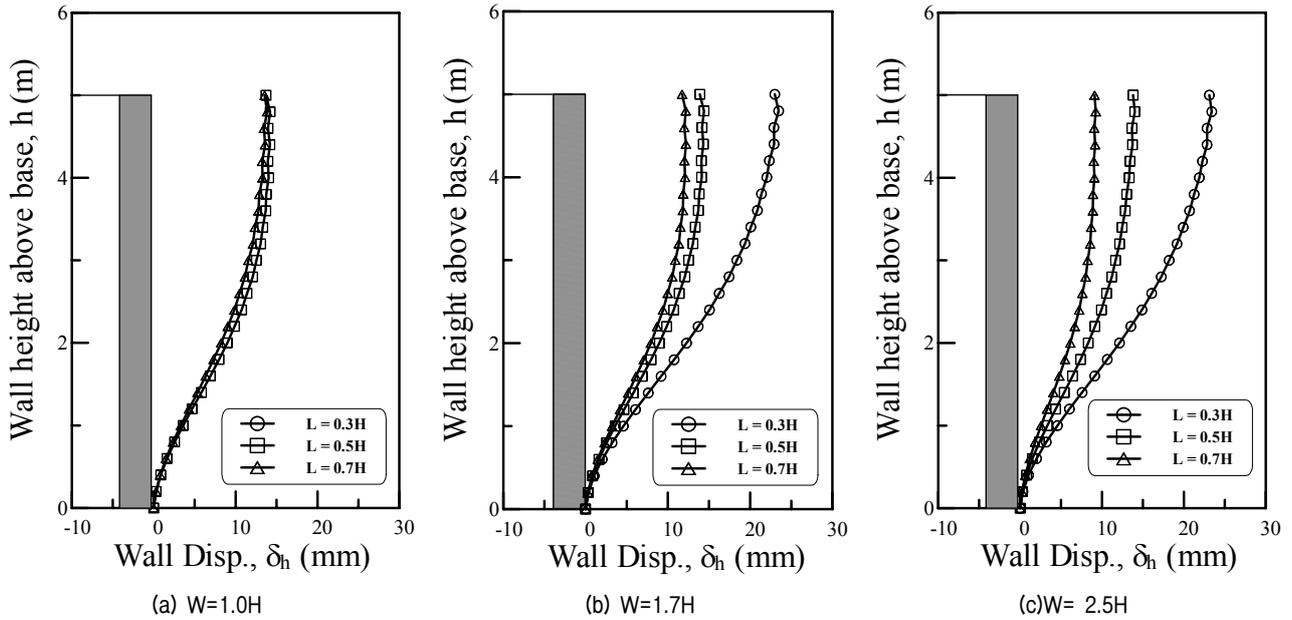


그림 12. 보강재 길이변화에 따른 벽체 변위 발생경향

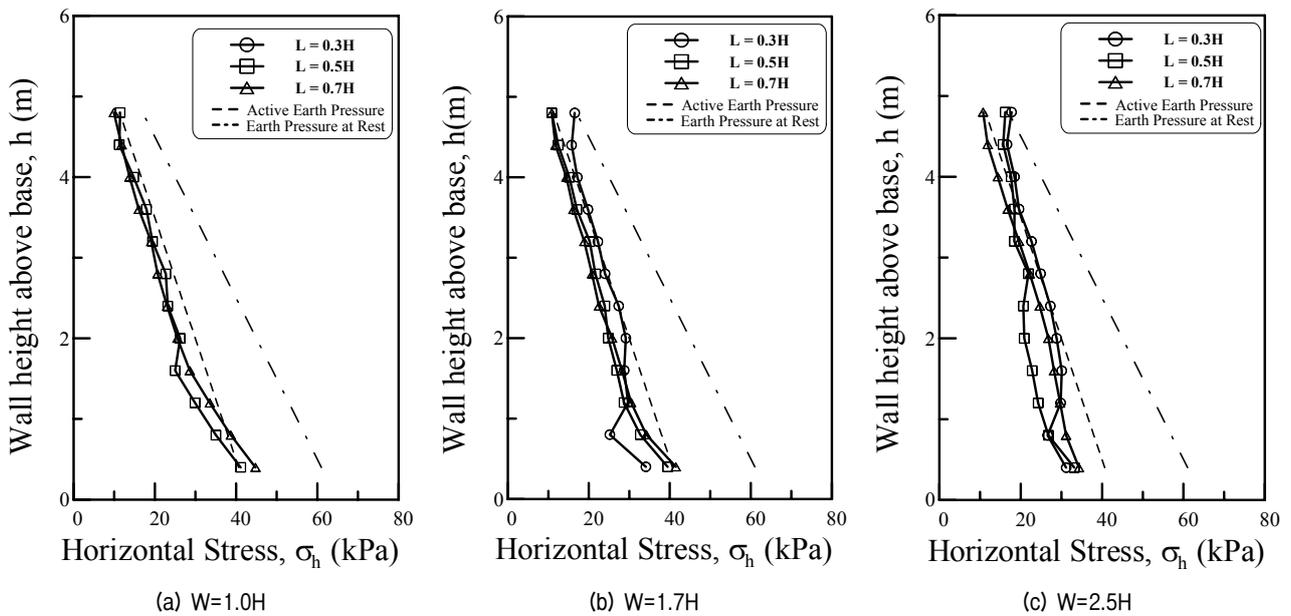


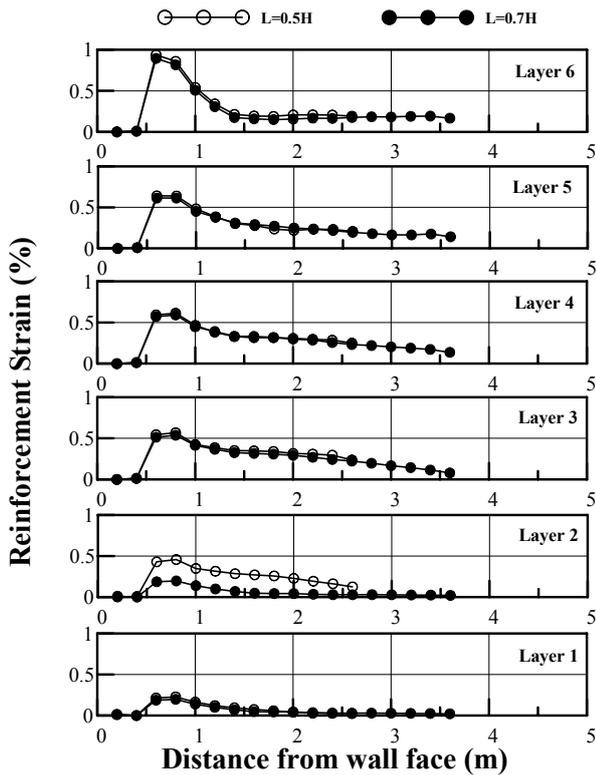
그림 13. 보강재 길이변화에 따른 토압비교

서도 앞에서와 같은 유사한 경향을 관찰할 수 있다.

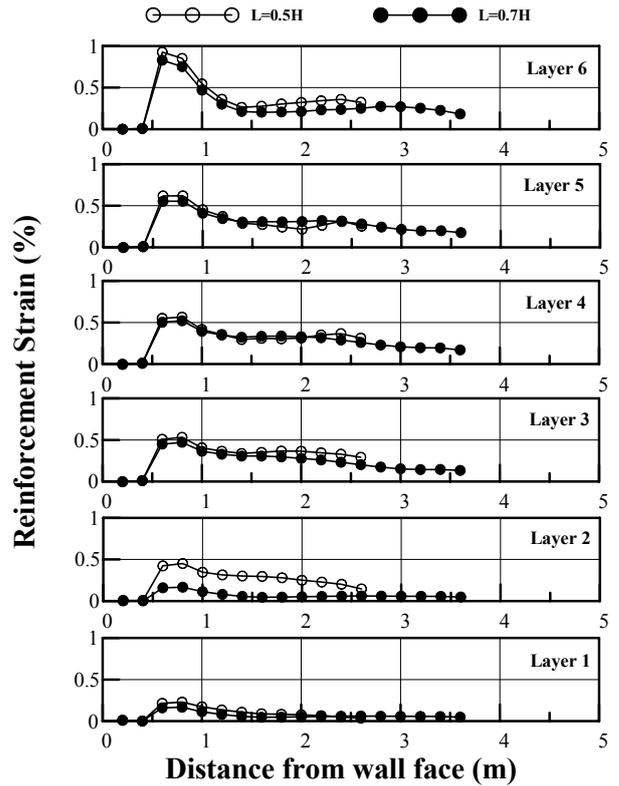
구체적인 연구가 필요하기는 하나 그림 12~15에서 제시된 결과는 BTB 형태의 보강토 옹벽의 벽체 변위 및 작용 토압 등은 옹벽의 폭 W에 크게 좌우되며 따라서 옹벽의 폭에 관계없이 일률적으로 주동토압을 토대로 보강재 포설조건을 설정하도록 되어 있는 현 설계기준은 옹벽의 폭이 W=2.5H 이하인 경우 보수적인 설계가 될 수 있는 것으로 검토 되었다. 이 부분에 대해서는 향후 구체적인 연구가 필요할 것으로 판단된다.

### 4.3 최적 보강 패턴

현재 적용되고 있는 보강토 옹벽 설계기준에서는 최소 보강재 길이로 단일옹벽의 경우 0.6H 혹은 0.7H를 채택할 것을 요구하고 있다. 그러나 하단부 보강재 길이가 옹벽의 거동에 미치는 영향이 미미하다는 점이 기존의 연구에서 제기되어 왔다(Rowe와 Ho 1997). 본 연구에서는 단일옹벽과는 거동 특성이 다소 다른 BTB 옹벽을 대상으로 이에 대한 검토를 통해 최적 보강 패턴에

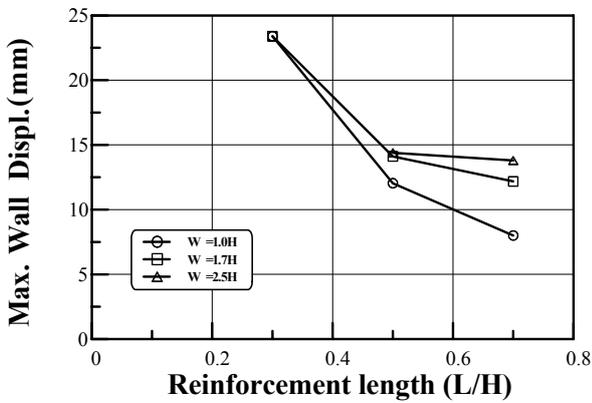


(a) W=1.0H

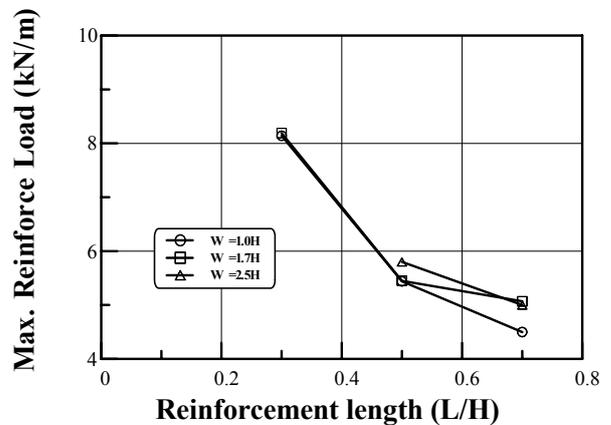


(b) W=2.5H

그림 14. 층별 보강재 변형을 변화경향



(a) 최대 벽체변위



(b) 최대 유발인장력

그림 15. 보강재 길이에 따른 옹벽 거동특성 변화 경향

대한 연구를 수행하였다. 즉, 해석대상 조건에 대해 옹벽 높이를 기준으로 삼등분하여 세 영역으로 구분하고 하부 두 영역에서의 상단 1/3H 영역의 보강재 길이를 0.7H로 고정시키고 하부 두 영역의 보강재 길이를 점진적으로 감소시키는 방법으로 하단부 보강재 길이가 BTB 옹벽의 거동에 미치는 영향을 고찰하였다. 구체적인 해석 케이스는 앞 절 표 2와 그림 3에 제시되었다.

그림 16에서는 보강높이와 보강재 길이가 변화에 따른

옹벽의 벽체변위의 경향을 나타내고 있다. 여기서 W=1.7H 조건의 경우 2/3H의 보강높이 및 보강재 길이 L=0.3H가 적용된 W17P2의 결과는 해석 수행시 변위 결과 값이 수렴하지 않아 제외하고 분석을 수행하였다. 그림 16(a)에 보이 바와 같이 W=1.0H의 경우 가장 불리한 보강조건인 W10P2에 대해서 가장 큰 벽체 변위가 발생하는 것으로 나타났으며 그 이외의 조건인 W10P1, W10P3, W10P4에서는 거의 유사한 변위가 발생하였다. 한편, 그

림 16(b)에 제시되어 있는  $W=1.7H$ 의 경우에 있어 보강패턴에 따른 변화가 거의 발생하지 않는 것으로 나타나 벽체 변위 측면에서는  $W=1.0H$  및  $1.07H$  공히 P4의 보강조건을 적용하여도 무방한 것으로 나타났다. 다만 내부변위 발생경향을 보여주고 있는 그림 17에서는 경우 특히  $W=1.0H$ 의 경우 보강패턴에 따라 정량·정성적인 차이가 발생하는 것으로 나타났는데 이는 보강패턴에 따라 벽체변위가 크게 차이가 발생하지 않았던 그림 16에서 관찰된 경향과는 대별되는 결과라고 할 수 있다.

이는  $W=1.0H$ 의 경우 보강패턴에 따라 보강토체 내부에서 변위차이가 발생함을 의미하는 것으로서 이러한 경향은 그 차이는 미미하나 보강재 층별 변형율을 보여주는 그림 18과 최대 유발인장력을 보여주고 있는 그림 19에서 잘 관찰할 수 있다.

최적 보강패턴 선정에 대한 연구결과를 종합적으로 검토할 때  $W=1.0H$  및  $1.7H$  공히 P2 조건을 제외하고는 벽체 변위에 있어 거의 유사한 결과를 보이는 것으로 나타나 벽체 변위관점에서는 P4 조건을 적용하여도 무

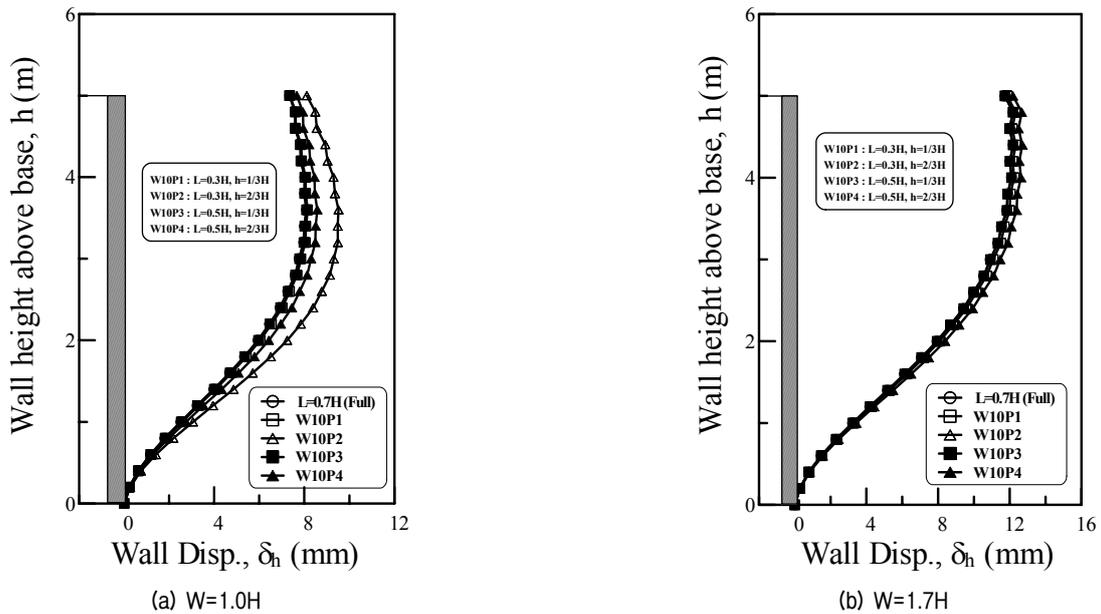


그림 16. 보강패턴에 따른 벽체변위 변화 경향

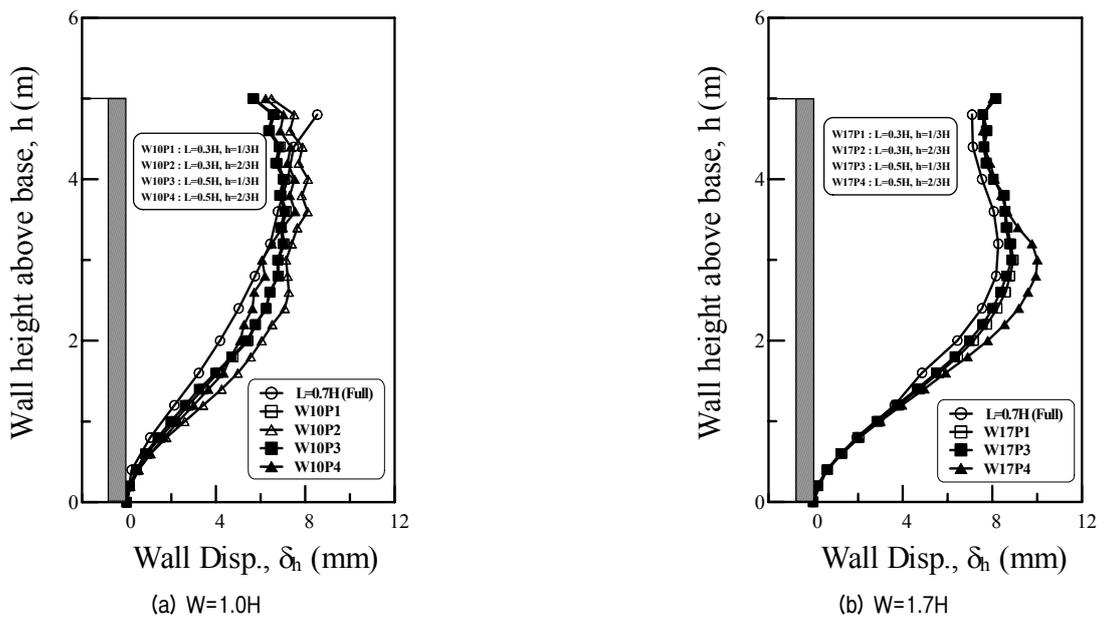
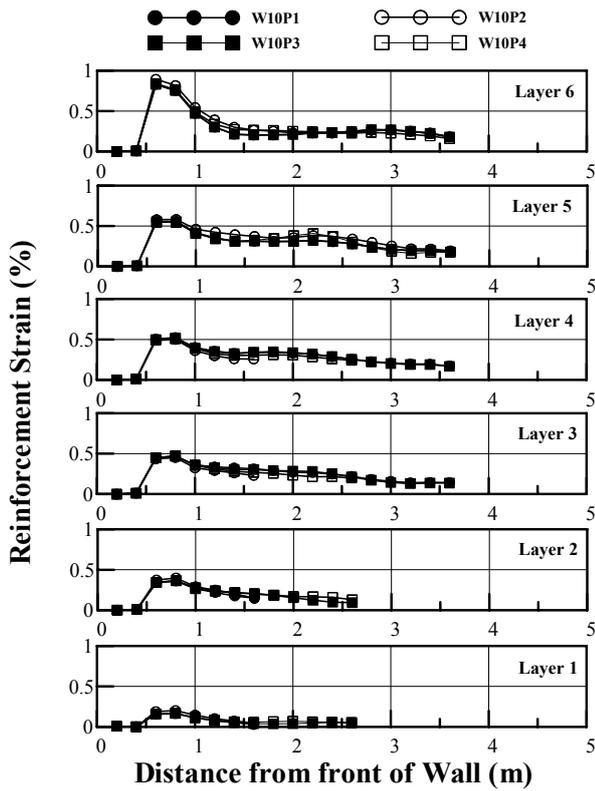
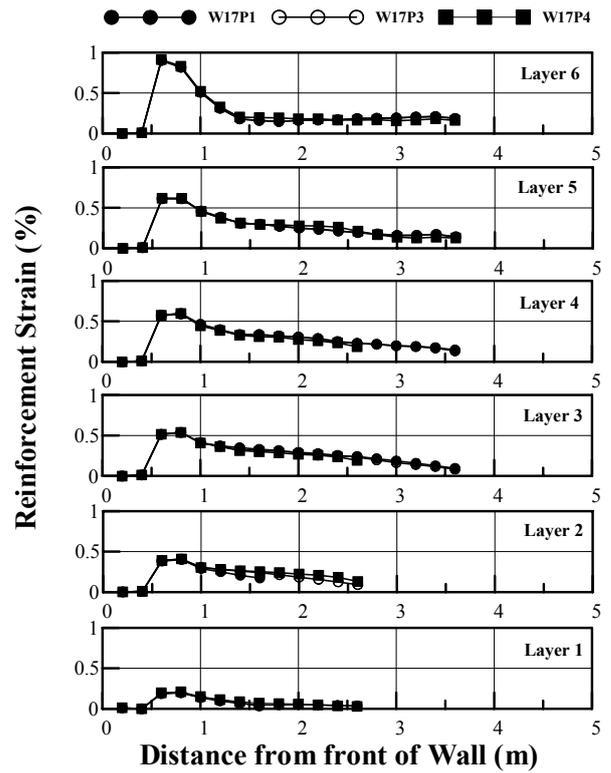


그림 17. 보강패턴에 따른 내부변위 변화 경향

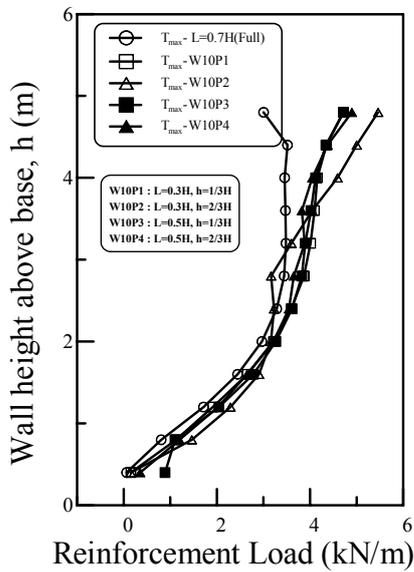


(a) W=1.0H

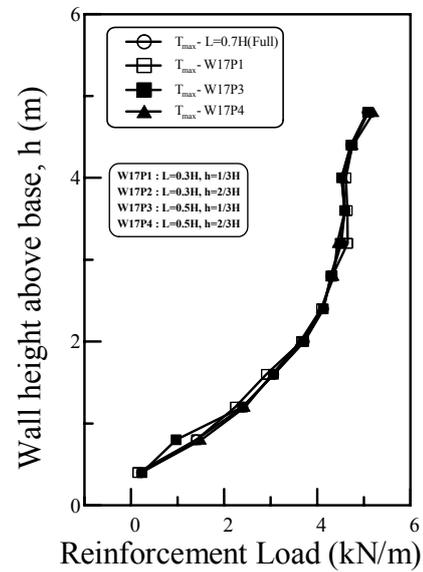


(b) W=1.7H

그림 18. 보강패턴에 따른 보강재 유발 인장변형률



(a) W=1.0H



(b) W=1.7H

그림 19. 보강패턴에 따른 보강재 유발인장력

방한 것으로 검토되었다. 다만 내·외적안정성 확보라는 측면에 있어 보다 다양한 조건에 대한 연구가 필요할 것으로 판단된다.

## 5. 결론

본 연구에서는 도로분야에 적용되는 BTB 옹벽의 거동 메카니즘 고찰을 위해 유한요소해석을 통하여 다양

한 기하조건 및 보강재 길이로 보강된 BTB옹벽의 거동 특성을 분석하고 그 결과를 토대로 폭에 따른 거동 메카니즘과 보강재 길이변화를 통해 옹벽 폭에 대한 최적 보강재 길이를 검토하였다. 그리고 보강대체높이 및 보강재 길이가 변화함에 따른 BTB옹벽의 최적설계를 검토하고 FHWA 설계기준과의 분석을 통해 현 설계기준에 근거한 결과와 비교하였다.

그 결과 좌우 옹벽의 형태로 시공되는 BTB 보강토 옹벽의 경우 옹벽의 폭이 옹벽 높이의 두 배 이하인 경우에는 좌우 옹벽의 상호작용 발생하여 벽체 변위 및 토압 분포가 개별옹벽과 대비하여 차이가 나타나는 것으로 분석되었고 옹벽 폭이  $W=1.0H \sim 2.5H$  범위의 BTB 옹벽의 경우 개별옹벽의 최소보강재길이  $L=0.7H$  보다 다소 짧은  $L=0.5H$  정도를 적용하여도 벽체 변위를 제어하는데 큰 문제가 없는 것으로 검토되었다. 한편,  $W=1.0H$  및  $1.7H$ 의 BTB 옹벽에 대한 최적보강패턴에 있어 옹벽 하부  $1/3H$  영역을  $L=0.3H$ 의 길이로 보강하여도 전체영역을  $L=0.7H$ 의 보강재 길이로 보강한 경우와 거의 유사한 거동을 보이는 것으로 나타나 본 연구에서 정의한 P4 보강패턴을 적용하여도 무방한 것으로 검토되었으나 추가 연구가 필요할 것으로 판단된다.

## 참 고 문 헌

1. 유충식, 정혜영, 송아란 (2005), “계단식 보강토 옹벽의 거동에 관한 수치 해석적 연구”, *한국지반공학회 논문집*, 제21권, 10호, pp.49-60.
2. 유충식, 김선빈 (2008), “Back-to-Back 보강토 옹벽의 하중지지 특성”, *한국지반공학회 논문집*, 제 24권, 12호, pp.41-52.
3. Abaqus users manual, Version 6.7., 2007. Hibbitt, Karlsson, and Sorensen, Inc., Pawtucket, Providence, R.I.
4. Desai, C.S., Zaman, M.M, Lightner, J.g., and Siriwardane, H.J. (1984), “Thin-Layer Elements Interfaces and Joints”, *Int. J. for Num. Anal. Mech. in Geomech.*, Vol.8, pp.19-43.
5. Elias, V. and Christopher, B.R. (1997), Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes, design and construction guidelines, FHWA Demonstration Project 82, FHWA, Washington, DC, FHWA-SA-96-071.
6. Kapurapu, R. and Bathurst, R.j. (1995), “Behavior of Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Walls Using the Finite Element Analysis”, *Computers and Geotechnics*, Vol.17, pp.179-299.
7. Rowe, R.K. and Ho, S.K. (1997), “Continuous Panel Reinforced Soil Walls on Rigid Foundations”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.123, No.10, pp.912-920.
8. Yoo, C. and Kim, S.B. (2008), “Performance of a two-tier geosynthetic reinforced segmental retaining wall under a surcharge load: Full-scale load test and 3D finite element analysis”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.26, pp.460-472.
9. Yoo, C. and Jung, H.S. (2004), “Measured behavior of a geosynthetic-reinforced segmental retaining wall in a tiered configuration”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.22, pp.359-376.

(접수일자 2009. 10. 29, 심사완료일 2009. 12. 24)