

기초지반의 침하가 계단식 보강토 옹벽의 거동에 미치는 영향

Behavior of Geosynthetic Reinforced Modular Block Walls with Settlement of Foundation

*1 유충식 Yoo, Chung-Sik

*2 정혜영 Jung, Hye-Young

*3 송아란 Song, Ah-Ran

Abstract

This paper presents the results of an investigation on the effects of settlement of foundation on the behavior of geosynthetic-reinforced modular block walls in a tiered arrangement using the finite-element method of numerical analysis. A parametric study was performed by varying the foundation condition and offset distance between the tiers and reinforcement length of the lower and upper tier using varified finite-element model. The finite-element analysis provided relevant information on the mechanical behavior of the wall and interaction mechanism between the upper and lowers that was otherwise difficult to obtain from the limit-equilibrium analysis based current design approaches. Practical implications of the findings obtained from this study to current design approaches are discussed in great detail.

요 지

본 논문에서는 계단식 보강토 옹벽의 거동에 미치는 기초지반 침하의 영향에 관한 연구내용을 다루었다. 이를 위해 국내에서 기 시공된 현장 계단식 보강토 옹벽의 설계단면을 일반화하여 기본적인 설계단면을 설정하고, 검증된 유한요소모형을 이용하여 기초지반의 조건 및 상단의 이격거리에 대한 매개변수연구를 실시하였다. 그 결과 기초지반의 강성저하로 인해 기초지반의 침하와 아울러 보강토체의 강체이동이 발생하며, 이는 외적안정성을 감소시켜 벽체의 수평변위 및 유발인장력이 증가되는 원인으로 작용할 뿐만 아니라 하단옹벽의 내적안정성 저하의 원인으로도 작용하는 것으로 나타났다. 또한 상단의 이격거리가 증가함에 따라 하단의 벽체 변위와 유발인장력은 감소하는 양상을 나타냈으나 이격거리가 크지 않은 경우 상단옹벽 처리기준의 차이에도 불구하고 그 감소폭이 적어 상단옹벽의 영향평가 기준에 대한 추가 연구가 필요한 것으로 나타났다. 본 고에서는 이러한 연구 결과를 토대로 현 FHWA 설계기준설계기준의 타당성을 검토하였으며, 해석적 결과에 근거하여 불량한 기초 지반 조건하에 시공되는 옹벽에 대한 설계 주안점을 제시하였다.

Keywords : Geosynthetic reinforced modular block wall, Finite-element analysis, Settlement of foundation

*1 정희원, 성균관대학교 토목공학과 교수 (Member, Professor, Dept. of Civil Engrg., Sungkyunkwan Univ)

*2 비회원, 성균관대학교 토목공학과 석사과정 (Non-Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Sungkyunkwan Univ)

*3 비회원, 성균관대학교 토목공학과 석사과정 (Non-Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Sungkyunkwan Univ)

1. 서론

1990년대 초에 국내에 도입된 보강토 옹벽 공법은 최근에 들어와서 토목섬유를 보강재로 이용한 블록식 보강토 옹벽(Geosynthetic Reinforced Modular Block Wall) 형태로 발전하여 기존의 콘크리트 옹벽의 대체공법으로 자리 매김하고 있다. 특히, 블록식 보강토 옹벽은 경제성, 안정성, 수려한 미관 및 시공의 간편성뿐만 아니라 조립식 전면 블록의 특성상 열악한 현장 여건 하에서도 복잡한 형태의 옹벽을 조성할 수 있다는 장점으로 인해 계단식 형태로 시공되는 사례가 증가하고 있다.

현재 통용되고 있는 계단식 보강토 옹벽의 설계기준(Collins 1997, Elias and Cristoper 1997)에서는 보강토 옹벽이 견고한 지반(non-yielding)에 시공되는 것으로 간주하여 설계 시 내·외적 및 국부적 안정성 평가를 통해 상·하단 보강재의 포설조건을 설계하도록 되어 있으며, 기초지반이 불량한 경우에는 치환이나 기타 보강공법으로 지반을 개량할 것을 권고하고 있다. 그러나 많은 시공현장에서 불량한 기초지반(yielding)에 보강토 옹벽이 시공되는 경우가 빈번히 발생하고 있으며 이러한 경우에 있어서 설계 시 가정된 상황과 시공조건이 상이하므로 설계 시 적용된 보강토 옹벽의 모형은 실제 거동 메커니즘을 반영하는데 많은 문제점을 야기할 수 있다. 따라서 견고한 지반뿐만 아니라 불량한 기초지반에 시공되는 계단식 보강토 옹벽의 역학적 거동에 대한 명확한 규명과 더불어 이를 현장 옹벽의 설계 및 시공에 반영하는 노력이 필요하다고 하겠다.

이러한 관점에서 본 논문에서는 수치 해석적 접근을 통해 기초지반의 침하에 따른 계단식 보강토 옹벽의 거동 및 파괴메커니즘을 고찰하였으며, 이와 아울러 계단식 보강토 옹벽의 중요 설계인자인 상·하단 옹벽의 이격거리에 따른 매개변수 연구를 수행하였다. 또한 이러한 분석을 통해 불량한 기초지반 조건하의 계단식 보강토 옹벽에 대한 보다 합리적인 설계 지침을 제시하는데 주안점을 두었다.

2. 유한요소해석에 적용된 기본 옹벽 설계 조건

2.1 옹벽 제원

본 연구에서는 수치해석적 접근을 통한 계단식 보강토 옹벽의 거동평가를 위해 국내에서 시공된 현장 계단식 보강토 옹벽의 설계단면을 일반화하여 기본단면을 설정하였다(그림 1). 보이는 바와 같이 대상옹벽은 총 10.4m 높이로 5m의 상단옹벽과 5.4m의 하단옹벽으로 이루어져 있으며, 전면 벽체 블록은 200mm(높이)×400mm(길이)의 조립식 블록으로 상·하단 블록의 수평간격(Set-back)이 없는 옹벽을 대상으로 하였다. 보강재는 일반적으로 적용되는 허용장기 인장강도가 50kN/m인 HDPE(High Density Polyethylene) 지오그리드를 0.6~0.8m 간격으로 포설한 것으로 간주하였다.

한편, 상·하단 보강재의 길이는 옹벽 총 높이(H) 대비 0.7H인 동일 포설조건에 대해 상단의 이격거리(D)가 0.25H(Case 1), 0.5H(Case 2), 1.0H(Case 3)인 세 가지 경우를 기본 조건으로 설정하여 일련의 연구를 수행하였다.

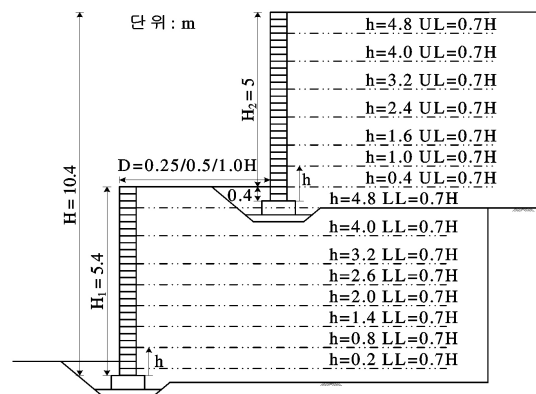


그림 1. 대상 옹벽 기본 단면도

2.2 뒤채움 흙과 기초지반

현장 옹벽 뒤채움 흙의 전단강도 설계 정수의 구체적 수치에 대한 수집이 불가능하여 설계회사에서

일반적으로 통용되는 수치를 적용하였다. 현 설계기준에서 제시한 95% 이상의 다짐도의 뒤채움 흙을 사용해야 한다는 규준에 근거하여 본 대상옹벽의 뒤채움 흙 및 배면토는 비교적 양질의 흙으로 가정하였으며, 단위중량은 20kN/m^3 , 내부마찰각은 32° 로 설정하였다.

한편 기초지반 조건의 영향을 고찰하기 위해 연약지반 개량 처리를 하지 않은 기초지반의 경우 표준관입시험(Standard Penetration Test)에 의한 N치가 20 정도인 지반을 대상으로 하였다. 이러한 조건의 경우 Peck(1974)의 제안식(식 (1))에 의해 내부마찰각을 추정할 결과 32° 정도의 내부마찰각을 갖는 지반에 해당하며, 따라서 기초지반의 물성은 단위중량 20kN/m^3 , 내부마찰각 32° , 점착력은 0으로 설정하였다.

$$\phi(\text{deg}) = 27.1 + 0.3(N_1)_{60} - 0.00054[(N_1)_{60}]^2 \quad (1)$$

여기서, $(N_1)_{60}$ 은 유효수직응력(σ'_v)이 100kPa 인 경우를 기준으로 보정한 N_{60} (해머의 낙하에너지 효율 60%를 기준으로 보정된 N치) 값을 의미한다.

3. 유한요소해석

3.1 해석 모델링

일련의 유한요소해석은 범용 유한요소 해석 프로그램으로서 지반의 비선형성을 모사할 수 있는 다양

한 구성모델을 제공하며, 시공과정의 모델링에 필수적인 요소의 제거 및 추가 등의 기능이 탁월한 ABAQUS 6.4(Habib, Karlsson, and Sorensen 2002)를 사용하였다. 다음 그림 2는 해석에 적용된 유한요소망을 보여주고 있다.

유한요소 모델링에서 보강토 옹벽의 측면으로 2.5H의 충분한 영향 영역을 설정하였고, 변위경계조건으로 보강토 옹벽 측면 경계면은 직각방향 변위를 구속시켰으며 바닥에는 힌지를 적용하였다. 모델의 이산화에 있어 옹벽 전면 블록과 지반은 8절점 가감적분 평면 변형요소(CPE8R)를 적용하였으며, 보강재는 2차원 3절점 트러스 요소(T2D3)를 사용하였다. 또한 블록과 뒤채움 흙 간의 상호작용을 적절히 모사하기 위해 블록과 뒤채움 흙 사이에 박층 인터페이스 요소를 사용하여 모델링하였으며(Desai 등 1984), 보강재의 전단 또는 인발과괴는 보강재 주변의 흙을 따라 발생한다는 연구결과(Zonberg and Mitchell 1994, Karpurapu and Bathurst 1995, Rowe and Ho 1997)를 근거로 하여 보강재와 뒤채움 흙 사이에는 인터페이스 요소를 적용하지 않았다.

한편, 재료의 모델링에 있어서 뒤채움 흙과 배면토 및 연성의 기초지반은 Duncan(1980) 등이 제안한 응력상태에 따라 체적탄성계수가 변화하는 Modified Duncan-Chang hyperbolic model을 이용하여 비선형 탄성거동으로 모델링하였다. Hyperbolic model의 경우 강성 파라미터(초기 재하 강성계수(K), 제·재하 강성계수(K_w), 체적 탄성 성분(K_b), 강성계수의 지수 성분(n), 체적 탄성 계수의 지수성분(m), 파괴비(R_f))

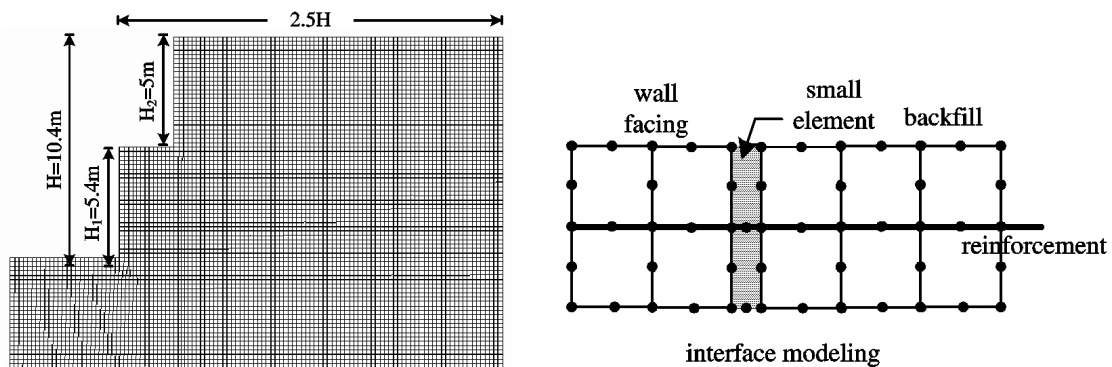


그림 2. 해석에 적용된 유한요소망

표 2. 해석에 적용된 재료의 물성치

재료	c (kPa)	ϕ (°)	K	K_{ur}	n	R_f	K_b	m	E_s (MPa)	J (kN/m)
뒤채움 흙	0	32	300	350	0.5	0.8	175	0.2	-	-
기초 지반	연성	0	32	300	350	0.5	0.8	175	0.2	-
	강성	-	-	-	-	-	-	-	100,000	-
전면 블록	-	-	-	-	-	-	-	-	100	-
보강재	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,000

주 : 모든 재료의 단위중량은 $\gamma=20\text{kN/m}^3$, 프아송비는 $\nu=0.2$ 로 동일

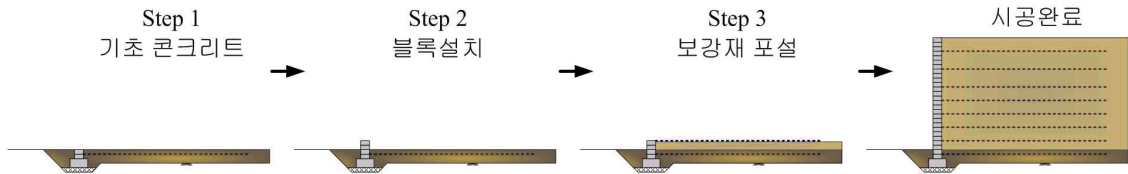


그림 3. 옹벽 시공과정의 모델링

와 Mohr-Coulomb 전단강도정수인 c , ϕ 를 이용하여 산정되는 초기 접선 탄성계수(E_t), 재, 재하 탄성계수 (E_{ur}), 체적탄성계수(B)에 의해 변형률 증분에 따른 응력 증분이 결정된다. 반면 전면 블록과 보강재 및 강성 기초지반은 선형 탄성재료로 가정하였으며, 블록과 뒤채움 흙 사이의 인터페이스는 상대적으로 매우 적은 전단탄성계수를 적용하여 이질 매체 사이의 상대적인 변형이 발생하도록 모델링하였다. 이러한 지반과 인터페이스의 구성방정식은 ABAQUS의 “User Subroutine” 기능 중 재료의 구성 법칙에 대한 사용자 정의가 가능한 UMAT을 사용하여 구현하였다. 표 2는 해석에 적용된 재료의 물성치를 보여주고 있다.

현장 시공과정을 반영하여 보다 합리적인 해석결과를 획득하기 위해 그림 3과 같이 현장 시공과 동일하게 블록과 뒤채움 흙, 보강재가 단계적으로 시공되는 과정을 모델링하였다.

3.2 모델 검증

모형 실험 및 유한요소해석을 통해 토목섬유로 보강된 보강토 옹벽의 거동에 뒤채움 흙이 미치는 영향을 평가한 Helwany 등(1999)의 연구결과를 토대로 적용된 유한요소 모델의 검증은 수행하였다. 즉, Helwany 등이 제시한 실대형 모형실험 옹벽의 제원과 동일한

유한 요소망을 형성하여 해석을 수행하고 그 결과를 실제 실험 결과와 비교하여 유한요소모델의 적용성을 검증하였다.

검증에 적용된 실험 옹벽은 높이 3m, 폭 2m, 길이 1.2m의 보강토 옹벽으로 목재 형태의 전면 블록과 Ottawa 모래로 조성된 뒤채움 흙으로 구성되어 있으며, 길이 1.7m의 토목섬유 형태의 보강재를 0.3m의 간격으로 균일하게 포설하였다(그림 4).

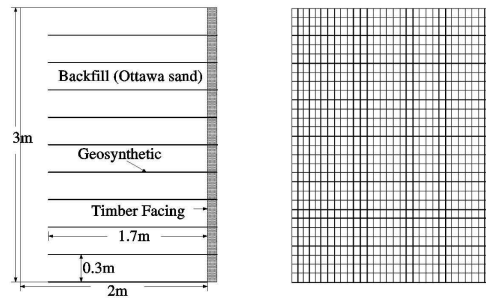


그림 4. Denver test wall의 제원 및 해석에 적용된 유한 요소망

그림 4에 보이는 바와 같이 검증해석을 위해 유한 요소망을 형성하였으며, 모델의 이산화에 있어서 뒤채움 흙은 8절점 가감 적분 평면 변형요소(CPE8R), 보강재는 2차원 3절점 트러스 요소(T2D3)로 모델링하였으며, 블록과 뒤채움 흙 사이에 박층 인터페이스 요소를 적용하였다. 한편, 전면 블록은 해석의 편의

표 3. 검증 해석에 적용된 물성치

재료	c (kPa)	ϕ (°)	K	K_{ur}	n	R_f	K_b	m	E_s (MPa)	J (kN/m)	γ (kN/m ³)
뒤채움 흙	0	38.4	1116	2232	0.66	0.87	907	0	-	-	16.8
전면 블록	-	-	-	-	-	-	-	-	140,000	-	17
보강재	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2000	0.002

주 : 모든 재료의 프아송비는 $\nu=0.3$ 으로 동일

를 위해 2차원 2절점 보요소(B22)를 적용하였다. 재료의 모델링에 있어서도 뒤채움 흙은 UMAT을 통해 구현한 Modified Duncan-Chang hyperbolic model을 적용하였으며, 블록과 뒤채움 흙 사이의 인터페이스와 전면 블록 또한 앞서 제시한 재료 모델링과 동일하게 모델링하였다. 검증 해석에 적용한 뒤채움 흙의 물성치는 Helwany 등의 논문에 제시된 삼축압축실험 결과에 근거하여 동일하게 산정하였으며 논문에 제시되지 않은 타 재료의 물성치는 일반적으로 적용되는 값을 사용하였다(표 3).

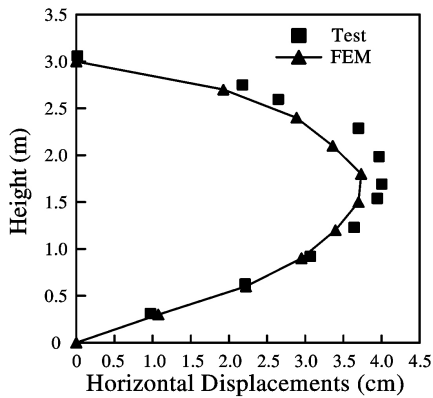


그림 5. 모델 검증 결과

105kPa 상재하중 조건하의 벽체변위 양상에 대해 검증을 수행한 결과 그림 5에 보이는 바와 같이 실제 실험과 유한요소해석에 의한 산정결과 정성적인 벽체의 거동양상이 유사할 뿐만 아니라 정량적인 측면에서도 최대 0.5cm의 적은 오차를 보여 해석에 적용

표 4. 매개변수 연구 조건

Series	목적	기본 조건	매개변수
A	기초지반 침하의 영향	Case 1	강성/연성기초
B	이격거리의 영향	Case 1/2/3, 연성기초	D=0.25/0.5/1.0H

된 모델이 실제 거동을 근사하게 묘사하는 데에 적합한 것으로 평가된다.

3.3 매개변수 연구

본 연구에서는 전술한 바와 같이 기본 단면을 토대로 기초지반의 침하와 상단 옹벽의 이격거리에 따른 계단식 보강토 옹벽의 역학적 거동을 고찰하고자 다양한 조건에 대한 매개변수연구를 수행하였다. 고려한 조건에 대한 세부적인 사항은 표 4에 제시되어 있는데 보이는 바와 같이 기초지반의 침하의 영향을 고찰하기 위한 목적으로 Case 1에 대해 기초의 조건을 연성(Yielding)과 강성(Non-Yielding)으로 변화시켜 검토를 실시하였으며, 연성기초의 경우 이격거리의 영향 파악을 위해 각각 이격거리가 다른 세 가지 기본조건을 비교하였다.

4. 결과 및 분석

4.1 기초지반 침하의 영향

본 절에서는 D=0.25H인 Case 1 조건 하의 연성과 강성기초지반인 경우에 대해서 벽체의 거동 및 파괴 양상을 비교, 분석하여 기초지반의 조건이 보강토 옹벽의 거동에 미치는 영향을 고찰하였다.

4.1.1 벽체의 거동

그림 6, 7에서는 Series A의 매개변수 연구를 토

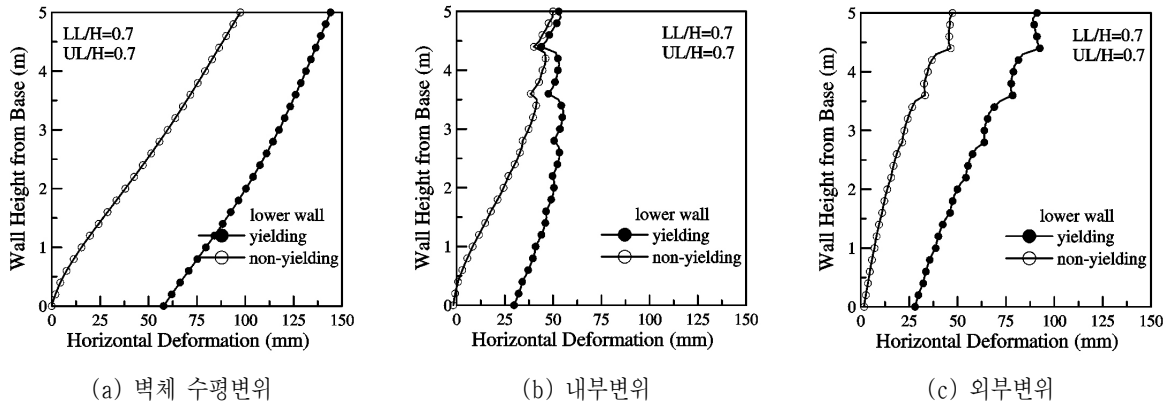


그림 6. 기초지반의 조건에 따른 하단옹벽 변위양상

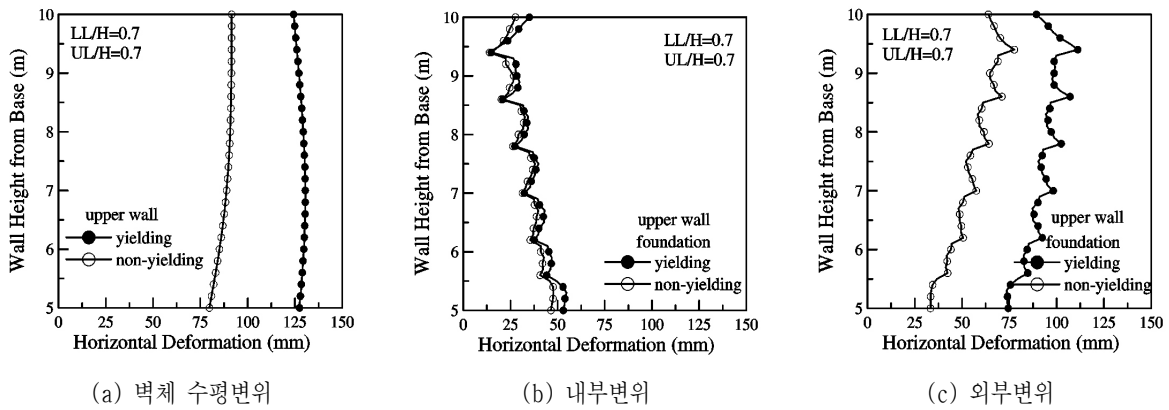


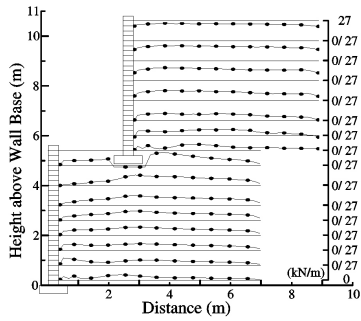
그림 7. 기초지반의 조건에 따른 상단옹벽 변위양상

대로 기초지반의 조건에 따른 상·하단 옹벽의 변위 양상을 보여주고 있다. 변위양상 검토에서 벽체에 발생하는 수평변위는 보강토체 배면에 작용하는 외부 변위와 토체 내부변위의 합으로 구성된다고 간주 할 수 있으므로 내부변위는 벽체 수평변위에서 외부 변위를 감하여 산정하였다.

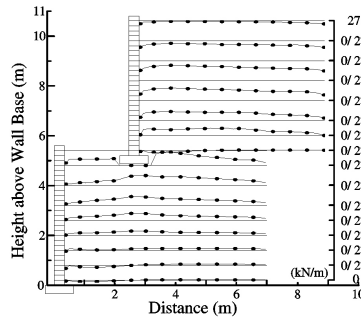
보이는 바와 같이 연성기초인 경우 하단 최하부 지점에서 벽체의 수평변위가 58mm 발생하여 상부로 전이되며, 상단 역시 하단에서 발생한 변위가 그대로 전이되는 것으로 분석되었다. 또한 강성 저하로 인한 발생변위 중 내부변위의 경우 상단부로 갈수록 그 증가량이 감소하여 연성기초와 강성기초의 변위 양상이 거의 동일한 형태를 보이나, 외부변위의 경우 상단부로 모두 전이되어 연성기초의 벽체 및 외부 변위양상은 강성기초의 변위양상이 거의 수평 이동한 형태를 보인다. 따라서 기초지반의 강성이 저하됨

에 따라 외적안정성의 저하로 인해 강체이동이 발생한 것으로 파악할 수 있다.

기초 지반의 조건에 따라 보강재에 발생한 층 별 유발인장력 및 최대 유발인장력의 변화양상은 각각 그림 8과 9에 제시되어 있다. 그림 8에 보이는 바와 같이 기초지반이 강성인 경우에 비해 연성인 경우 하단옹벽에서 최대 20배 정도 유발인장력이 증가하는 양상을 보이나 상단옹벽에서는 최하단의 보강재를 제외하고는 거의 증가량이 없는 것으로 분석되었다. 그림 9의 최대 유발인장력의 경우 또한 기초지반의 강성 저하로 인한 유발인장력의 증가량은 하단에서 상단옹벽으로 갈수록 그 영향이 저하되는 양상이 뚜렷이 나타나는 것을 확인 할 수 있다. 이는 변위양상 중 내부변위와 유사한 양상으로 기초지반의 강성 저하로 인해 하단옹벽의 내적안정성 또한 크게 저하되는 것으로 판단할 수 있으며, 따라서 불량한 기초

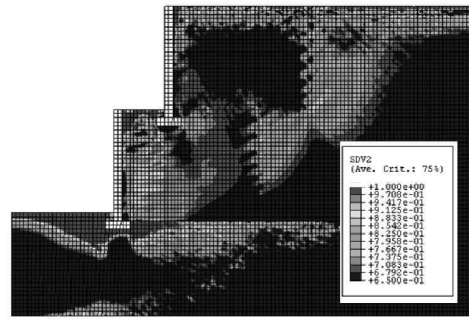


(a) 연성기초

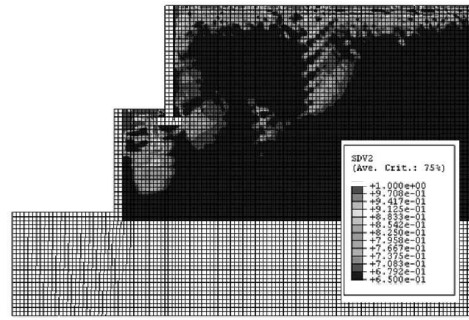


(b) 강성기초

그림 8. 기초지반의 조건에 따른 보강재 유발인장력 분포



(a) 연성기초



(b) 강성기초

그림 10. 파괴양상

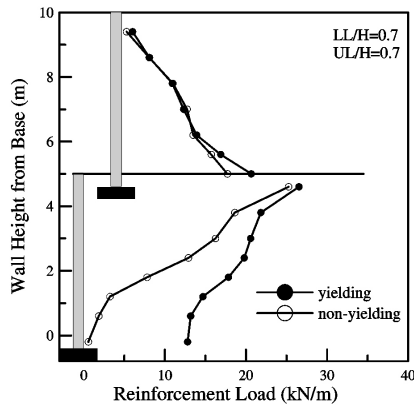


그림 9. 기초지반의 조건에 따른 보강재 최대 유발인장력 (T_{max}) 분포

지반 상에 시공되는 계단식 보강토 옹벽의 경우 하단 보강재의 설계에 주안점을 두어야 할 것이다.

4.1.2 파괴양상

그림 10은 UMAT에서 지정한 응력비를 이용하여 도시한 기초강성에 따른 파괴메커니즘의 변화양상을 보여주고 있다. 여기서 응력비는 파괴시의 전단응력에 대한 원지반의 전단강도 비로 1에 근접하는 경

우 파괴가 발생하는 것으로 볼 수 있다.

보이는 바와 같이 강성기초인 경우와 달리 연성 기초지반인 경우 하단옹벽 하부의 기초지반의 파괴양상과 그 영향이 상단부로 전이되어 파괴영역이 확대되는 양상이 뚜렷하게 나타나므로 전반 전단파괴로 인해 보강토 옹벽의 안정성이 크게 저하되는 것으로 판단된다.

4.2 이격거리의 영향

본 절에서는 전술한 바와 같이 기초지반이 연성인 경우 상·하단 옹벽의 이격거리에 따라 변위양상과 보강재에 발생하는 최대 유발인장력이 변화하는 양상을 살펴보았다(그림 11~13). 이때 비교대상인 Case 1(D=0.25H), 2(D=0.5H), 3(D=1.0H)의 경우는 FHWA 설계 기준에 의하면 각각 상단옹벽 전체가 하단옹벽에 상재하중으로 작용하는 경우, 상단옹벽이 부분적인 등가의 상재하중으로 작용하는 경우, 이격거리가 상대적으로 길어 상·하단 옹벽이 상호 영향을 미치지 않는 경우에 해당한다.

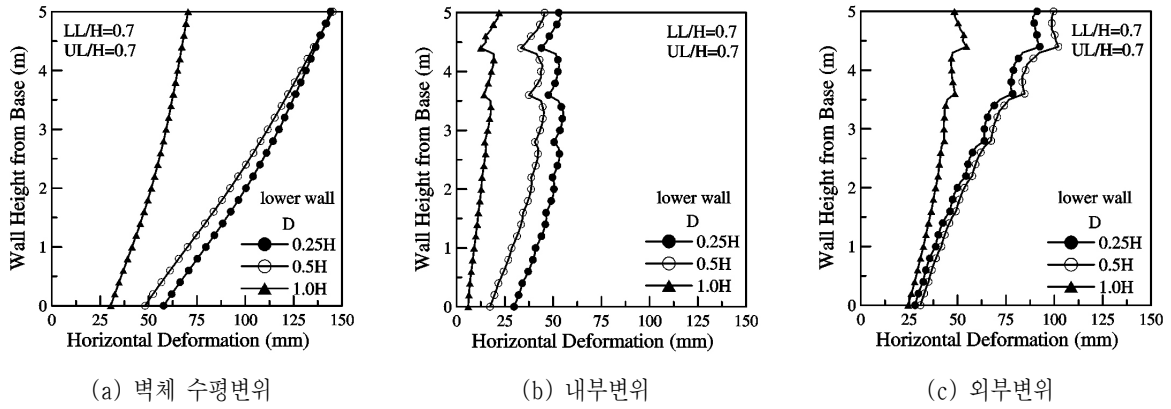


그림 11. 이격거리에 따른 하단옹벽 변위양상

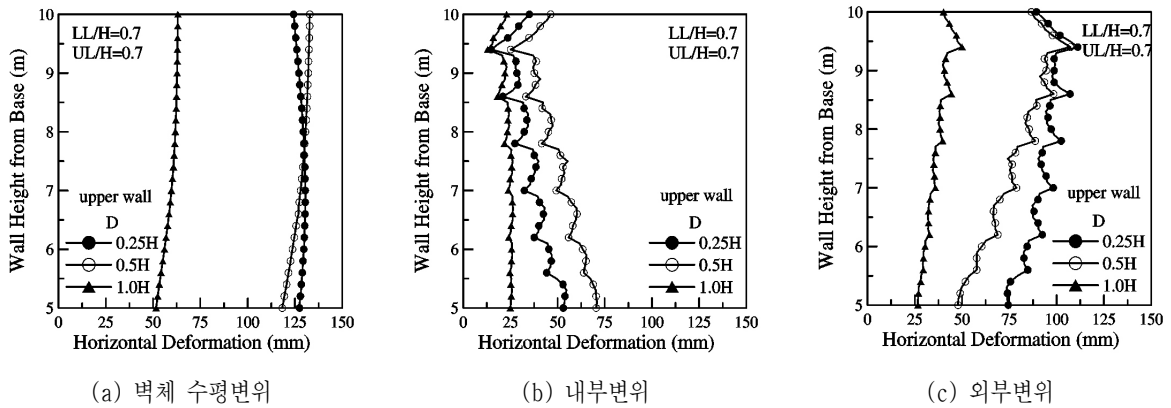


그림 12. 이격거리에 따른 상단옹벽 변위양상

분석 결과 Case 1과 2의 상·하단 벽체변위의 경우 이격거리 증가에 따라 최대 10mm 정도 감소하였으나 Case 2와 3의 비교 시 최대 74mm 정도 감소하는 양상을 보였으며, 상·하단 모두 외부변위의 영향을 크게 받는 것으로 분석되었다. 앞서 언급한 바대로 FHWA 설계기준에 따르면 Case 1과 2는 상단옹벽의 처리양상이 다른 조건에 해당하는 반면 해석 결과 변위의 감소량이 상대적으로 적어 기초지반이 연성인 경우는 현 설계기준이 제시하는 상단옹벽의 처리기준에 대한 보다 현실적인 검토가 필요할 것으로 나타났다.

그림 13에 나타난 바와 같이 하단 보강재의 최대 유발인장력 발생양상의 경우도 또한 변위양상과 동일하게 이격거리의 증가에 따라 감소하는 형태를 뚜렷이 보여주고 있으나 상단옹벽의 경우 내부변위와 같은 맥락으로 Case 1에서 2로 이격거리가 증가하였음에도 유발인장력이 증가하는 양상을 보이고 있다.

이는 상단옹벽을 단일옹벽으로 간주하여 설계를 실시하는 현 FHWA 설계기준과 다소 상이한 양상을 보이므로 이에 대한 세부적인 연구가 필요한 것으로 분석된다.

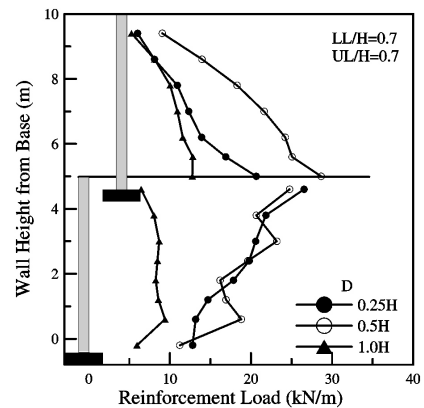


그림 13. 이격거리에 따른 보강재 최대 유발인장력(T_{max}) 분포

5. 결론

본 연구에서는 기초지반의 강성 및 상단 이격거리에 대한 매개변수 연구를 통해 벽체의 수평변위 및 유발인장력을 토대로 기초지반의 침하에 따른 계단식 보강토 옹벽의 전반적인 거동 특성을 분석하였다. 또한 이러한 연구결과를 토대로 현 FHWA 설계기준의 타당성을 검토함과 아울러 불량한 기초 지반 조건하에 시공되는 옹벽에 대한 설계 주안점을 제시하였다. 본 연구에서 얻어진 결과 및 설계 시 주의 사항을 요약하면 다음과 같다.

1. 기초지반의 강성저하로 인해 기초지반의 침하와 아울러 보강토체의 강체이동이 발생하며, 이는 외적안정성을 감소시켜 벽체의 수평변위 및 유발인장력이 증가되는 원인이 된다. 따라서 기초지반이 불량한 조건의 경우 현 설계기준을 그대로 적용할 경우 다양한 불안요소를 내포하고 있으므로 설계자는 이에 신중을 기해야 할 것이다.
2. 변위양상의 검토결과 기초지반의 강성저하로 인해 하단옹벽의 내적안정성 또한 크게 저하되는 것으로 평가되며, 따라서 기초지반의 개량 없이 연성기초 지반위에 시공되는 계단식 보강토 옹벽의 경우 하단 보강재의 설계에 주의를 요하는 것으로 나타났다.
3. 상단의 이격거리가 증가함에 따라 하단의 벽체 변위와 유발 인장력은 감소하는 양상을 나타냈으나 이격거리가 크지 않은 경우 상단옹벽 처리기준의 차이에도 불구하고 그 감소폭이 적어 상단옹벽의 영향평가 기준에 대한 추가 연구가 필요할 것으로 판단된다.

제시된 결과는 불량한 기초지반 환경에서 현 설계법을 여과 없이 적용한 설계를 실시하는 것은 가정한 상황과 시공조건이 상이하다는 대명제를 간과하였음을 암시하고 있으며, 이러한 환경 조건에서 계단식 보강토 옹벽의 역학적 거동을 보다 명확히 이해하여 이를 설계시 반영하는 접근이 필요하다고 하겠다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단의 한국과학재단 특정기초연구(과제번호 R01-2004-000-10953-0) 지원으로 수행되었으며 연구비 지원에 감사드립니다.

참고문헌

1. Bathurst, R. J.(1990), Instrumentation of Geogrid- Reinforced Soil Walls, Transportation Research Record, No.1277, Soils, Geology, and Foundations, Modern Geotechnical Methods: Instrumentation and Vibratory Hammers, pp. 109-116.
2. Chou, N. N. S. & Wu, J. T. H.(1993), Investigating performance of geosynthetics reinforced soil walls, Rep. No.CDOT-UCD-R-93-21, Colorado Dept. of Transportation.
3. Collin, J.(1997), Design Manual for Segmental Retaining Walls, 2nd Ed. National Concrete Masonry Association (NCMA), Virginia, USA.
4. Davis, E.H.(1968), "Theories of plasticity and the failure of soil masses", Soil mechanics : Selected topics, I. K. Lee, ed., Butterworth's, London, U. K., pp.341-380.
5. 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.
6. Duncan, J. M., Bryne, P., Wong, K. S. and Marbry, P. (1980), "Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses", Geotechnical Engineering Research Report No.UCB/GT.80-01, University of California, Berkeley.
7. Elias, V. & 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.
8. Helwany S. M. B, Reardon G., Wu J. T. H.(1999), Effects of backfill on the performance of GRS Retaining Walls, Geotextile and Geomembranes 17, pp.1-16.
9. Hibbitt, Karlsson, and Sorensen, Inc.(2002), ABAQUS users manual, Version 6.3, Providence, R. I.
10. Peck, R. B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. H.(1974). Foundation Engineering, 2nd^{ed.}, Willey, New York.
11. Yoo, C. S., & Lee, K. M.(1999), Investigation on Behavior of Reinforced Segmental Retaining Walls, Journal of Korean Geotechnical Society, KGS, Vol.15, No.1, pp.53-62.
12. Yoo, C. S., & Kim, J. S.(2002), Behavior of Soil-Reinforced Retaining Walls in Tiered Arrangement, Journal of Korean Geotechnical Society, KGS, Vol.18, No.3, pp.61-72.
13. Yoo C. S.(2004), Design of a Geosynthetics Reinforced Segmental Retaining Wall in a Tiered Arrangement-Use of Numerical Modeling as a design, *Geosia 2004 Proceeding of the Third Asian Regional Conference on Geosynthetics*, pp.173-182.