

계단식 보강토 옹벽의 거동에 관한 수치 해석적 연구

Numerical Investigation on the Behavior of Geosynthetic Reinforced Modular Block Walls in a Tiered Arrangement

유 충 식¹ Yoo, Chung-Sik

정 혜 영² Jung, Hye-Young

송 아 란³ Song, Ah-Ran

Abstract

This paper presents the results of an investigation on the effects of design variables 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 offset distance between the tiers and reinforcement length of the lower and upper tier using verified finite-element model. The finite-element analysis provided relevant information on the mechanical behavior of the tier wall and interaction mechanism between the upper and lower tier, which was otherwise difficult to obtain from the limit-equilibrium analysis based current design approaches. Practical implications of the findings obtained from this study in the current design approaches are discussed in great detail.

요 지

본 논문에서는 중요 설계변수에 따른 계단식 보강토 옹벽의 거동 특성에 관한 연구내용을 다루었다. 이를 위해 기본적인 설계단면을 설정하고, 검증된 유한요소모델을 이용하여 상단의 이격거리 및 상·하단 보강재의 포설길이에 대한 매개변수연구를 실시하였다. 그 결과 이격거리가 증가함에 따라 하단의 벽체 변위와 유발 인장력은 감소하는 양상을 나타냈으나, 현 설계기준에 근거한 상단옹벽 처리기준의 차이에도 불구하고 감소폭이 적어 상단옹벽의 등가상재하중 선정 시 주의를 요하는 것으로 나타났다. 한편 보강재 포설조건의 영향에 대한 고찰 결과 상·하단 포설길이가 증가함에 따라 각각 벽체변위는 감소하였으나 하단의 유발인장력의 경우 상·하단의 상호작용으로 인해 오히려 증가하는 양상을 보이는 것으로 분석되었다. 그 결과를 토대로 상·하단 보강재의 임계 길이를 산정한 결과 $D=0.25 \sim 0.5H$ 의 이격거리 조건에 있어 상단은 $0.6 \sim 0.7H$, 하단은 $0.6H$ 정도로 나타났다. 또한 해석결과에 의한 유발인장력과 현 설계기준에 근거하여 산정한 유발인장력을 비교한 결과 현 설계기준은 하단 보강재 하부에서의 유발인장력을 과대평가하고 있는 것으로 나타났다. 본 논문에서는 이러한 연구 결과를 토대로 현 설계기준의 타당성을 검토하였다.

Keywords : Finite-element analysis, Geosynthetic-reinforced modular block wall, Offset distance, Reinforcement distribution

1 성균관대학교 토목공학과 교수 (Prof. Dept. of Civil Engrg., Sungkyunkwan Univ., csyoo@skku.ac.kr)

2 성균관대학교 토목공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Sungkyunkwan Univ., nany02@hanmail.net)

3 성균관대학교 토목공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Sungkyunkwan Univ., hobak1017@nate.com)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2006년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

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 FHWA(Elias and Christopher 1997)나 NCMA(Collins 1997) 설계법에서는 계단식 보강토 옹벽의 경우 상·하단 옹벽의 이격거리를 토대로 상단 옹벽의 영향을 등가의 상재하중으로 환산하여 내·외적 및 국부적 안정성을 검토하며, 그 결과를 토대로 보강재의 포설조건을 설계하도록 제안하고 있다. 이러한 설계법들은 기본적으로 Rankine과 Coulomb 토압이론 및 한계평형이론에 근거하나 세부적으로 상단의 영향을 고려하는데 있어 각각의 경험적인 방법에 근거하므로 단일화된 합당한 기준을 제시하고 있지 못하다. 또한 현 설계기준은 다분히 보수적인 경향을 띠고 있는 것으로 평가되고 있음에도 불구하고 실제로 시공 중 혹은 시공 후 크고 작은 구조적 문제점들이 발생하고 있다. 따라서 많은 연구를 통해 계단식 보강토 옹벽의 역학적 거동을 충분히 반영한 합리적이고 일관된 설계기준의 확립이 요구되며, 이를 현장 옹벽의 설계 및 시공에 반영하는 노력이 필요하다고 할 수 있다.

이러한 관점에서 본 논문에서는 계단식 보강토 옹벽의 거동을 고찰하기 위하여 수치 해석적 접근을 통해 중요설계인자인 상단 옹벽의 이격거리와 보강재의 포설조건에 따른 다양한 조건의 매개변수 연구를 수행하였다. 또한 기존 설계기준과의 비교, 분석을 통하여 현 설계기준의 타당성을 검토하였다.

2. 기본 옹벽 설계 조건 및 안정해석

2.1 옹벽 제원

본 연구에서는 국내에서 기 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

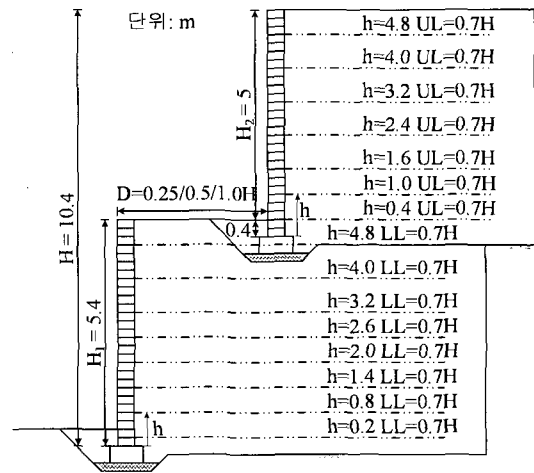


그림 1. 대상 옹벽 기본 단면도

있으며, 전면 벽체 블록은 200mm(높이)×400mm(길이)의 조립식 블록으로 상·하단 블록의 수평간격(set-back)이 없는 옹벽을 대상으로 하였다. 보강재는 일반적으로 적용되고 있는 허용 장기 인장강도가 50kN/m인 HDPE(High Density Polyethylene) 지오그리드를 사용하여 0.6~0.8m 간격으로 포설한 것으로 간주하였다.

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 선정하여 일련의 연구를 수행하였다.

2.2 뒤채움 흙과 기초지반

현장 옹벽 뒤채움 흙의 전단강도 설계 정수의 구체적인 수치에 대한 수집이 불가능하여 설계회사에서 일반적으로 통용되는 수치를 적용하였다. 본 대상옹벽의 뒤채움 흙 및 배면토는 비교적 양질의 화강풍화토가 사용된 것으로 가정하였으며, 현 설계기준에서 제시한 95% 이상의 다짐도의 뒤채움 흙을 사용해야 한다는 규준에 근거하여 단위중량은 20kN/m³, 내부마찰각은 32°로 설정하였다.

한편 현 설계기준에서는 보강토 옹벽이 견고한 지반(rigid)에 시공되는 것으로 간주하므로 기초지반의 조건이 보강토 옹벽의 거동에 영향을 미치지 않도록 단단한 기초지반위에 시공된다는 가정 하에 기초지반의 내부마찰각은 35°, 점착력은 50kPa을 적용하였다.

2.3 안정해석

본 절에서는 앞서 제시한 세 가지의 기본 조건에 대해

NCMA 및 FHWA 설계법에 근거하여 안정해석을 수행하였다. FHWA설계 기준에 의하면 Case 1은 상단옹벽 전체가 하단옹벽에 상재하중으로 작용하는 경우, Case

2는 상단옹벽이 부분적인 등가의 상재하중으로 작용하는 경우이며, Case 3은 이격거리가 상대적으로 길어 상·하단 옹벽이 상호 영향을 미치지 않는 경우에 해당한다.

표 1(a). Case 1 안정성 평가 결과

Case 1(D=0.25H, LL=0.7H, UL=0.7H)							
보강재 층	포설 높이 (m)	내적안정성					
		FS _{to}		FS _{po}		FS _{isl}	
		NCMA	FHWA	NCMA	FHWA	NCMA	FHWA
LL1	0.2	2.32	1.60	44.50	36.03	4.84	1.44
LL2	0.8	2.07	1.41	34.65	28.44	5.37	1.51
LL3	1.4	2.24	1.51	32.45	27.00	6.05	1.59
LL4	2.0	2.45	1.61	30.24	25.55	6.96	1.67
LL5	2.6	2.69	1.74	28.03	24.11	8.17	1.76
LL6	3.2	2.58	1.63	22.34	19.57	9.98	1.86
LL7	4.0	2.62	1.59	17.16	15.56	14.65	2.00
LL8	4.8	2.60	1.48	12.28	11.50	31.26	2.16
외적안정성		NCMA		FS _{bc} =26.77 FS _{bsl} =4.50 FS _{ot} =10.94			
		FHWA		FS _{bc} =25.96 FS _{bsl} =2.27 FS _{ot} =4.15			

표 1(b). Case 2 안정성 평가 결과

Case 2(D=0.5H, LL=0.7H, UL=0.7H)							
보강재 층	포설 높이 (m)	내적안정성					
		FS _{to}		FS _{po}		FS _{isl}	
		NCMA	FHWA	NCMA	FHWA	NCMA	FHWA
LL1	0.2	2.96	2.30	44.57	51.66	5.56	1.13
LL2	0.8	2.69	2.08	34.65	41.81	6.21	1.16
LL3	1.4	2.99	2.29	32.45	40.98	7.03	1.19
LL4	2.0	3.35	2.54	30.24	40.27	8.13	1.22
LL5	2.6	3.83	2.87	28.03	39.76	9.56	1.24
LL6	3.2	3.87	3.73	22.44	44.92	11.67	1.25
LL7	4.0	4.28	7.26	17.16	71.11	16.95	1.23
LL8	4.8	5.01	2.71	12.58	21.08	34.83	1.15
외적안정성		NCMA		FS _{bc} =26.77 FS _{bsl} =4.50 FS _{ot} =10.94			
		FHWA		FS _{bc} =29.55 FS _{bsl} =1.80 FS _{ot} =3.34			

표 1(c). Case 3 안정성 평가 결과

Case 3(D=1.0H, LL=0.7H, UL=0.7H)							
보강재 층	포설 높이 (m)	내적안정성					
		FS _{to}		FS _{po}		FS _{isl}	
		NCMA	FHWA	NCMA	FHWA	NCMA	FHWA
LL1	0.2	3.79	3.16	44.66	36.32	6.87	3.42
LL2	0.8	3.54	2.95	34.65	28.54	7.84	3.87
LL3	1.4	4.07	3.39	32.45	27.38	9.11	4.45
LL4	2.0	4.79	3.99	30.24	26.04	10.88	5.23
LL5	2.6	5.81	4.84	28.03	24.71	13.30	6.35
LL6	3.2	6.49	5.41	22.65	20.57	17.07	8.09
LL7	4.0	8.72	7.26	17.16	16.14	27.40	12.71
LL8	4.8	19.52	16.27	14.36	14.14	68.86	29.65
외적안정성		NCMA		FS _{bc} =26.77 FS _{bsl} =4.50 FS _{ot} =10.94			
		FHWA		FS _{bc} =47.50 FS _{bsl} =5.27 FS _{ot} =16.41			

주) FS_{bc} = 지지력에 대한 안전율 FS_{bsl} = 활동 파괴에 대한 안전율 FS_{ot} = 전도에 대한 안전율 FS_{to} = 인장 파단에 대한 안전율
 FS_{po} = 인발 파괴에 대한 안전율 FS_{isl} = 내부 활동에 대한 안전율

반면에 NCMA 기준에 따르면 외적안정성 평가 시 세 가지 기본조건 모두 상단옹벽 전체가 등가의 상재하중으로 작용하는 경우에 해당하나 내적안정성 평가 시 Case 1과 2는 상단옹벽을 부분적인 등가의 상재하중으로 간주하는 경우이며, Case 3은 상단옹벽이 영향을 미치지 않는 경우에 해당한다.

이러한 계단식 보강토 옹벽의 분류에 근거하여 수행한 내·외적 안정성 검토결과는 다음 표 1에 제시되어 있다. 보이는 바와 같이 NCMA 설계기준에 의한 외적안정성검토에서 모든 경우의 상단옹벽 처리기준이 동일하므로 조건별 안전율은 동일하며 충분한 안정성을 확보한 것으로 나타났다. 또한 FHWA 평가결과의 경우도 대체적으로 최소안전율을 확보한 것으로 나타났다. 그러나 두 설계법의 안전율의 크기는 다소 차이를 보이며, 이는 상단옹벽의 영향평가의 기준이 다른 것에 기인한다. 또한, 내적안정성 검토에서도 NCMA와 FHWA 평가결과 모두 충분한 안정성을 확보한 것으로 분석되었으나 NCMA에 비해 FHWA 기준에 근거한 안전율이 과소평가되는 경향을 보였으며, 특히 내부 활동에 대한 안전율이 최대 30배 정도 차이를 보였다.

따라서 동일한 조건의 옹벽일지라도 설계 기준의 차이에 의해 평가결과가 다소 상이한 결과를 보여 각 설계기준의 타당성에 대한 연구가 필요한 것으로 분석되었다.

3. 유한요소해석

3.1 해석 모델링

일련의 유한요소해석은 범용 유한요소 해석 프로그램으로서 지반의 비선형성을 모사할 수 있는 다양한 구성모

델을 제공하며, 시공과정의 모델링에 필수적인 요소의 제거 및 추가 등의 기능이 탁월한 ABAQUS 6.4(ABAQUS users manual 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 가감 적분 평면 변형 요소(CPE8R)를 적용하였으며, 보강재는 2차원 3절점 트러스 요소(T2D3)를 사용하여 모델링하였다. 또한 블록과 뒤채움 흙 간의 상호작용을 적절히 모사하기 위해 블록과 뒤채움 흙 사이에 박층 인터페이스 요소를 사용하여 모델링하였으며(Desai 등 1984), 보강재의 전단 또는 인발파괴는 보강재 주변의 흙을 따라 발생한다는 연구결과(Kapurapu and Bathurst 1995, Rowe and Ho 1997)를 근거로 하여 보강재와 뒤채움 흙 사이에는 인터페이스 요소를 적용하지 않았다.

한편, 재료의 모델링에 있어서 뒤채움 흙과 배면토는 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_{ur}), 체적 탄성 성분(K_b), 강성계수의 지수성분(n), 체적 탄성 계수의 지수성분(m), 파괴비(R_f))와 Mohr-Coulomb 전단강도정수인 c , ϕ 를 이용하여 산정되는 초기 접선 탄성계수(E_i), 제, 재하 탄성계수(E_{ur}), 체적탄성계수(B)에 의해 변형률 증분에 따른 응력 증분이 결정된다. 반면, 전면 블록과 보강재 및 기초지반은 선형 탄성재료로 가정하였으며, 블록과 뒤채

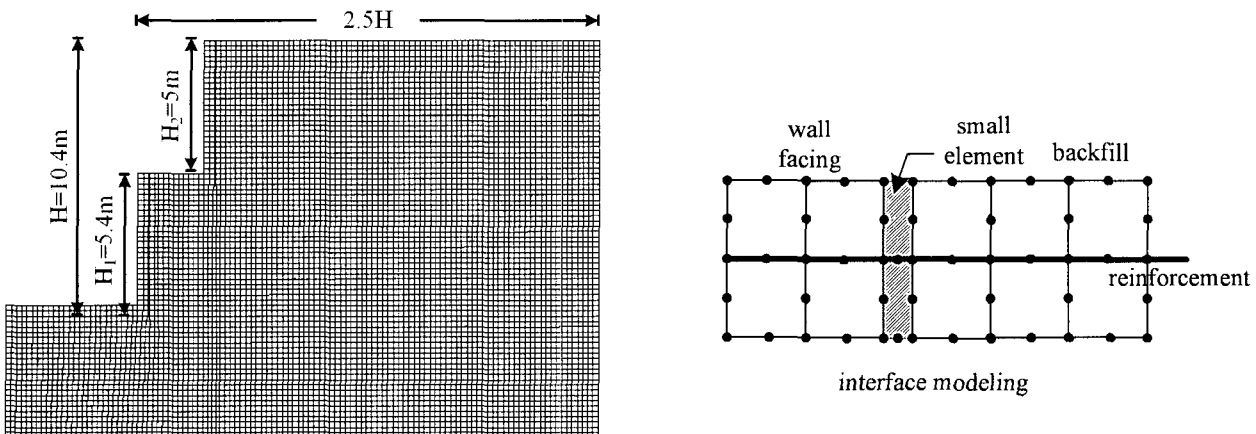


그림 2. 해석에 적용된 유한요소망

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	-	-
기초지반	-	-	-	-	-	-	-	-	100,000	-
전면 블록	-	-	-	-	-	-	-	-	100	-
보강재	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,000

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

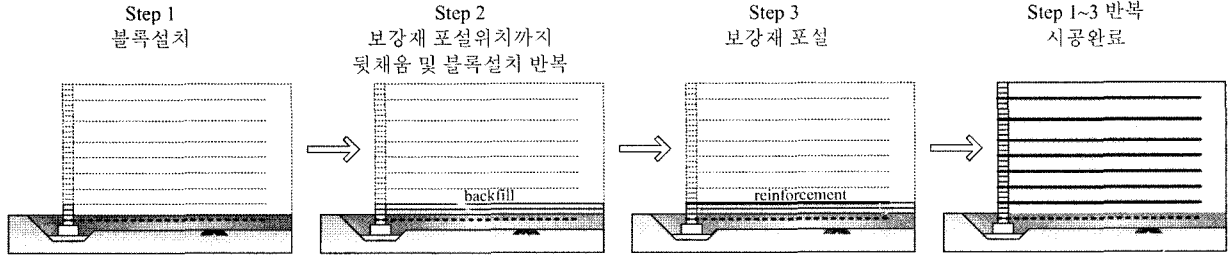


그림 3. 옹벽 시공과정의 모델링

흙 사이의 인터페이스는 상대적으로 매우 적은 전단 탄성계수를 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.

한편, 시공 과정의 모델링에 있어 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

실험 및 유한요소해석을 통해 뒤채움 흙이 보강토 옹벽의 거동에 미치는 영향을 평가한 Helwany 등(1999)의 연구결과를 토대로 적용된 유한요소 모델의 검증을 수행하였다. 즉, Helwany 등이 제시한 실험 옹벽의 제원과 동일한 유한요소망을 형성하여 해석을 수행하고 그 결과를 실제 실험 결과와 비교하여 유한요소모델의 적용성을 검증하였다.

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

그림 4에 보이는 바와 같이 검증해석을 위해 유한요

소망을 형성하였으며, 모델의 이산화에 있어서 뒤채움 흙은 8절점 가감 적분 평면 변형요소(CPE8R), 보강재는 2차원 3절점 트러스 요소(T2D3)로 모델링 하였으며, 블록과 뒤채움 흙 사이에 박층 인터페이스 요소를 적용하였다. 한편, 전면 블록은 해석의 편의를 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 논문에서 제시된 삼축압축실험 결과에 근거하여 동일하게 산정하였으며, 제시되지 않은 타 재료의 물성치는 일반적으로 적용되는 값을 사용하였다(표 3).

105kPa 상재하중 재하시의 벽체의 수평변위 양상에 대해 검증을 수행한 결과는 다음 그림 5에 제시되어 있

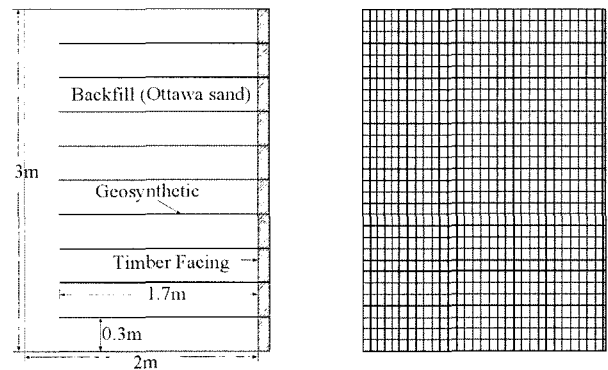


그림 4. Denver test wall의 제원 및 해석에 적용된 유한요소망

표 3. 검증 해석에 적용된 물성치

재료	c (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	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

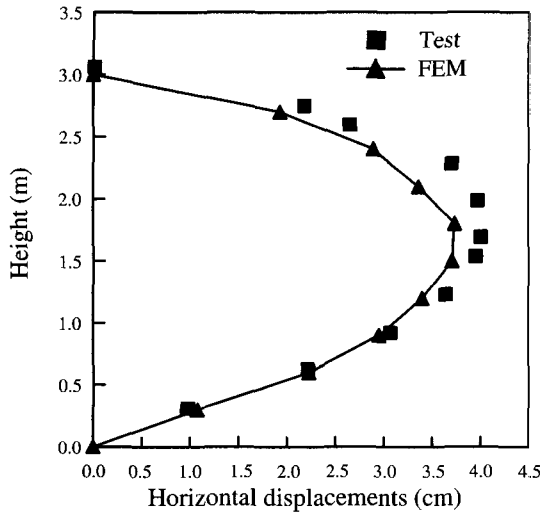


그림 5. 모델 검증 결과

다. 보이는 바와 같이 실제 실험과 유한요소해석에 의한 산정결과 정성적인 벽체의 거동양상이 유사할 뿐만 아니라 정량적인 측면에서도 최대 0.5cm의 작은 오차를 보여 해석에 적용된 모델은 실제 거동을 모사하는 데에 적합한 모델임이 입증되었다.

3.3 매개변수연구

본 연구에서는 전술한 바와 같이 그 적용성이 입증된 유한요소모델을 이용하여 기본 단면을 확장한 다양한 설계조건에 대한 매개변수연구를 수행하였다. 고려한 조건에 대한 세부적인 사항은 표 4에 제시되어 있는데 보이는 바와 같이 이격거리의 영향 파악을 위해 보강재의 포설길이가 동일하고 이격거리가 다른 세 가지 기본 조건을 비교하였다. 또한, 보강재의 포설길이의 영향을 고찰하기 위해 Case 1, 2에 대해 각각 상단 보강재의 길

이를 고정하고 하단보강재의 길이를 변화시킨 조건 (LL=0.5~1.2H)과 이와 반대로 하단보강재의 길이가 동일한 경우에 대해 상단 보강재의 길이를 변화시킨 조건(UL=0.4~1.0H)에 대해 검토를 실시하였다.

4. 결과 및 분석

4.1 이격거리의 영향

본 절에서는 전술한 바와 같이 계단식 보강토 옹벽의 거동에 미치는 이격거리의 영향을 살펴보기 위해 상단의 이격거리가 0.25H, 0.5H, 1.0H인 세 가지 기본조건에 대한 해석 결과 중 수평변위분포와 유발인장력을 산정하여 비교, 분석하였다. 특히, 변위양상 검토에서 벽체에 발생하는 수평변위는 보강토체 배면에 작용하는 외부변위와 토체 내부변위의 합으로 구성된다고 간주할 수 있으므로 내부변위는 벽체 수평변위에서 외부변위를 감하여 산정하였다(그림 6).

그림 7과 8은 유한요소 해석결과로 산정된 상·하단옹

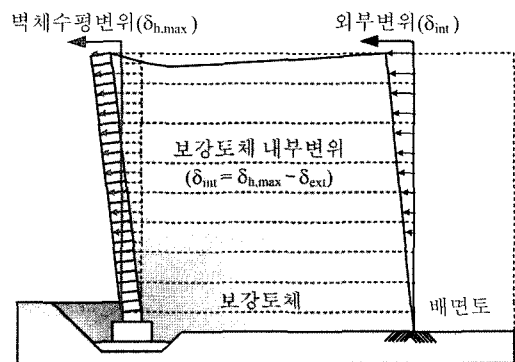


그림 6. 내부변위 산정법

표 4. 매개변수 연구 조건

Series	목적	기본 조건	매개변수
A	이격거리의 영향	Case 1/2/3(LL,UL=0.7H로 동일)	D=0.25/0.5/1.0H
B	보강재 길이의 영향	Case 1/2,	LL=0.5/0.6/0.7/0.8/1.0/1.2H UL=0.4/0.5/0.6/0.7/0.8/1.0H

벽의 변위양상을 나타내고 있다. 그림 7에 보이는 바와 같이 하단 벽체변위의 경우 Case 1에서 2로 이격거리가 증가함에 따라 최대 벽체 수평변위가 97mm에서 88mm로 최대 9mm정도 감소하였으나, Case 2와 3의 비교 시 78mm에서 50mm로 최대 28mm정도 감소하는 양상을 보였다. 또한, 외부변위에 비해 내부변위의 감소폭이 크게 나타나 이격거리에 증가에 따른 하단 벽체의 수평변위는 보강토체 내부 변위에 기인하는 것으로 판단할 수 있다. 그림 8의 상단옹벽의 경우는 하단옹벽의 거동과는 달리 외부변위의 영향에 따라 벽체의 수평변위가 감소하는 경향을 나타내며, 이는 전적으로 하단옹벽의 변위에 따른 영향으로 생각할 수 있다. 한편 전술한 바와 같이 FHWA 설계기준에 따르면 Case 1과 2는 상단옹벽의 처리기준이 다른 조건에 해당하는 반면에 해석 결과 벽체 변위의 감소량이 상대적으로 적으며 하단의 외부변위와 상단의 내부변위는 오히려 증가하는 것으로 나

타났다. 이는 상단옹벽을 등가의 상재하중으로 환산하여 적용하는 현 설계기준이 상·하단의 복합적인 상호작용을 제대로 반영하지 못하는 것에 기인하는 것으로 상단옹벽의 처리기준에 대한 보다 현실적인 검토가 요구된다고 할 수 있다.

그림 9에 나타난 바와 같이 하단 보강재의 최대 유발인장력 발생양상의 경우 변위양상과 동일하게 이격거리의 증가에 따라 감소하는 형태를 보여주고 있다. 그러나 상단 보강재의 경우 하단의 내부변위와 같은 맥락으로 Case 1에서 2로 이격거리가 크게 증가하였음에도 불구하고 최대 유발인장력이 평균 5kN/m 감소하는 것으로 나타났다. 이러한 결과는 앞서 언급한 바대로 상단옹벽의 거동은 전적으로 하단의 영향에 기인한다는 결론을 재확인하는 것이라 할 수 있다. 또한 이는 상단옹벽의 경우 단일옹벽으로 간주하여 설계를 실시하는 현 설계기준과 다소 상이한 양상을 보이는 것으로 평가된다.

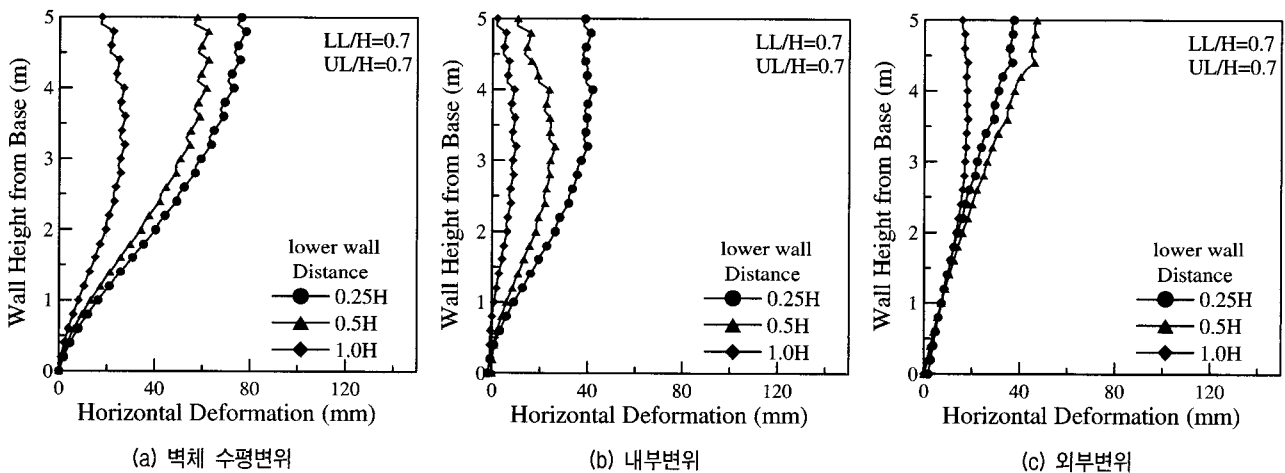


그림 7. 이격거리에 따른 하단옹벽 변위양상

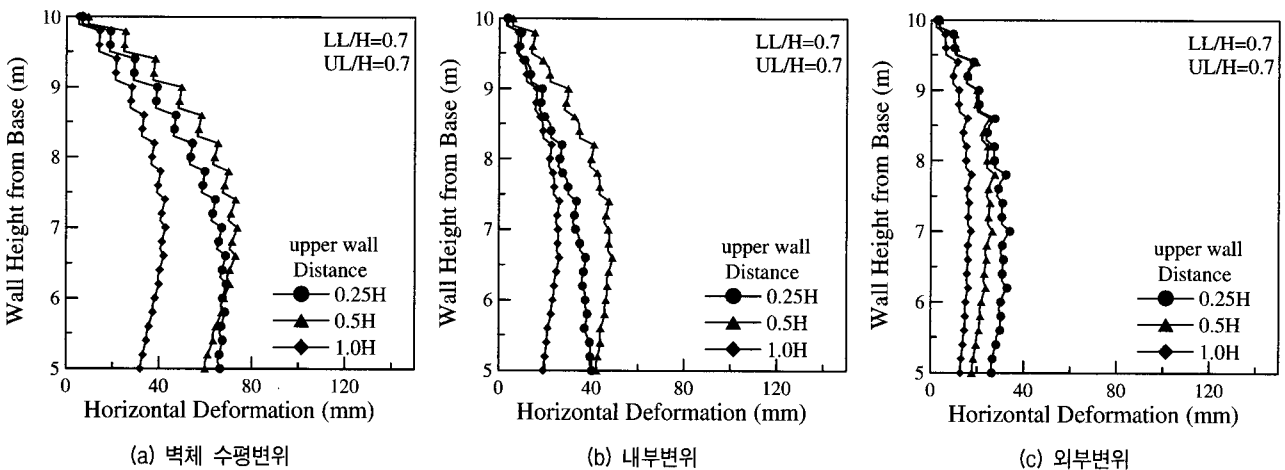


그림 8. 이격거리에 따른 상단옹벽 변위양상

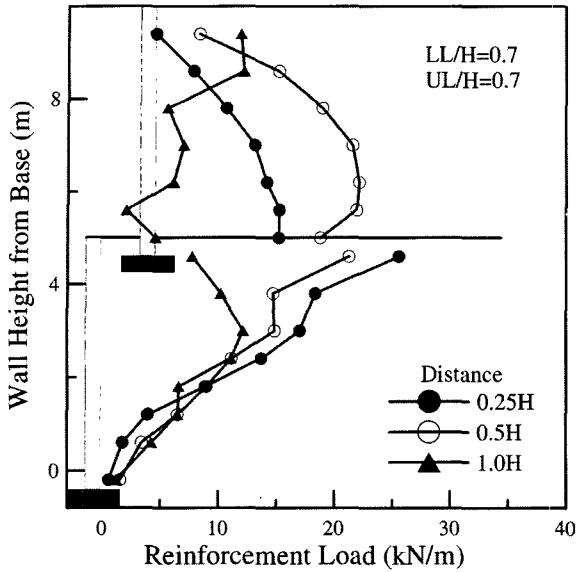


그림 9. 이격거리에 따른 보강재 최대 유발인장력(T_{max}) 분포

따라서 하단옹벽 뿐 아니라 상단옹벽의 경우도 상·하단의 상호 작용으로 인한 영향을 고려한 현실적인 설계가

준의 검토가 필요한 것으로 판단된다.

4.3 보강재 길이의 영향

본 절에서는 기본조건(Case 1, 2)에 대해 상·하단 보강재의 포설길이를 변화시켜 보강재의 길이가 보강토 옹벽의 거동에 미치는 영향을 검토하였다. 먼저, Case 1에 대하여 상·하단보강재의 포설길이에 따른 벽체변위양상을 분석한 결과는 다음 그림 10, 11에 제시되어 있다. 보이는 바와 같이 상단 보강재의 길이가 0.4H에서 1.0H로 증가함에 따라 하단옹벽의 벽체 변위는 88mm에서 70mm로 약 18mm가 감소하며, 내부변위와 외부변위 모두 각각 7mm, 10mm정도 감소하는 경향을 보였다. 그러나 하단 보강재를 증가시키는 경우에 있어 길이를 0.5H에서 1.2H로 증가시키기에 따라 벽체에서의 변위는 최대 15mm 정도 감소하는데 그치고 있는데 이러한 경향은 하단보강재를 증가시킬 경우 그림 11(b)와 11(c)에

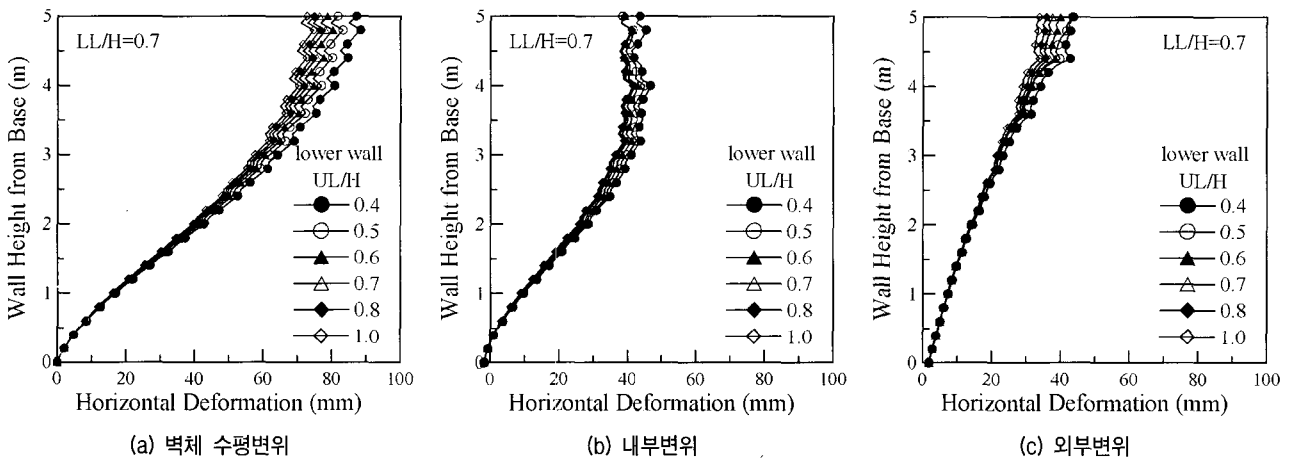


그림 10. 상단 보강재 길이변화에 따른 하단옹벽 변위양상

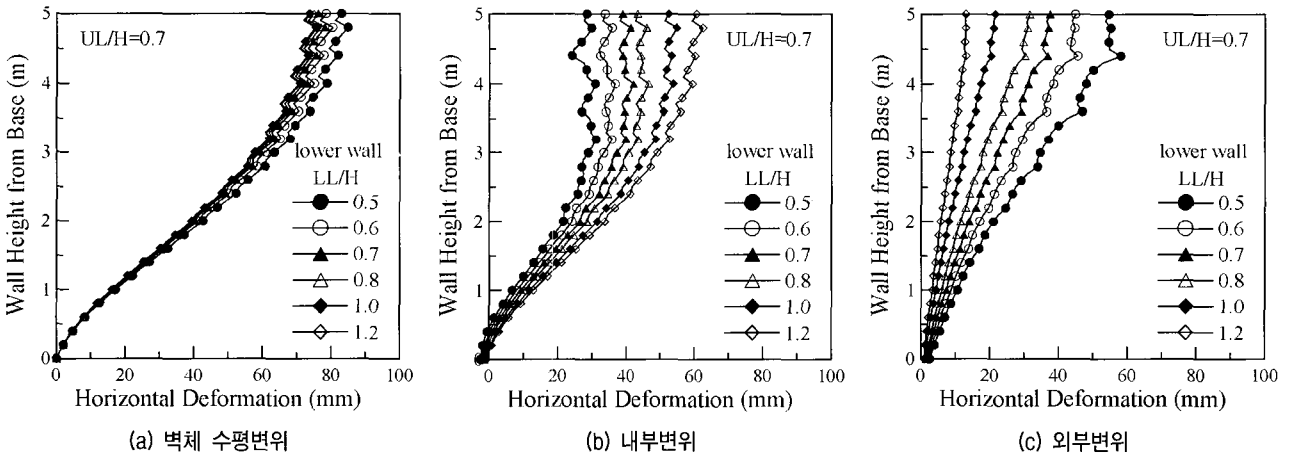


그림 11. 하단 보강재 길이변화에 따른 하단옹벽 변위양상

서 관찰할 수 있는 바와 같이 외부변위는 현저히 감소하나 내부변위는 증가하는데 그 원인이 있다고 할 수 있다. 그림 10 및 11에서 나타난 중요한 경향은 먼저 상단 옹벽의 보강재 길이 또한 하단옹벽의 변위저동에 지대한 영향을 미친다는 점이며 변위제어가 필요한 시공조건에서는 하단옹벽의 보강재 길이뿐만 아니라 상단옹벽 보강재의 길이 선정에서도 이점이 반영되어야 할 것으로 판단된다.

다음 그림 12는 상·하단 보강재의 포설길이가 증가에 따른 하단옹벽의 최대 벽체변위의 감소 경향을 나타내고 있다. 보이는 바와 같이 상·하단 모두 이격거리의 증가에 따라 최대 변위의 감소폭이 줄어드는 것으로 나타났으므로 변위의 수렴여부를 통해 상·하단 보강재의 임계 길이를 산정하였다. 그 결과 이격거리의 영향이 거의 없이 상단 보강재의 임계 길이는 Case 1, 2 모두 0.6H 가량으로 나타났으며, 하단 보강재의 경우는 이격거리가 0.25~0.5H인 경우 0.7~0.8H로 분석되었다.

한편, 보강재의 길이 증가에 따른 유발인장력 분포의 변화 양상이 그림 13, 14에 제시되어 있다. 그림 13에서 보이는 바와 같이 이격거리에 관계없이 상단보강재의 길이가 증가함에 따라 하단부의 유발인장력은 다소 감소하는 경향을 보이거나 그 크기가 그다지 크지 않아 상단 옹벽 보강재의 길이는 이격거리와는 관계없이 상·하단 옹벽에 포설된 보강재 유발 인장력에 큰 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다. 하단옹벽 보강재 길이에 따른 경향을 보여주고 있는 그림 14에서도 상단옹벽의 보강재

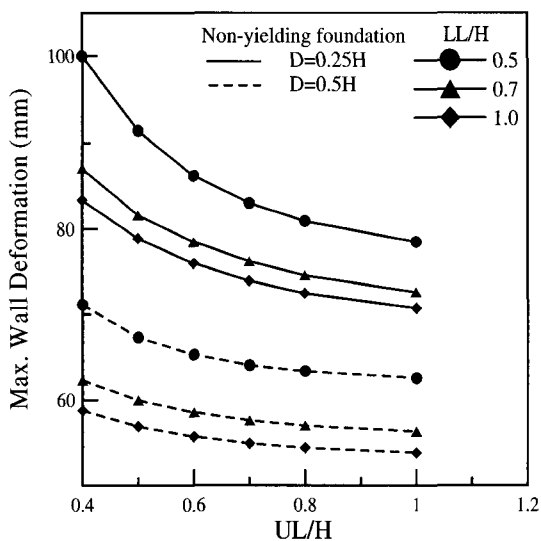
길이 변화 역시 상·하단 옹벽 보강재 유발인장력에는 그다지 큰 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다.

앞에서 제시한 본 연구결과를 토대로 보강재의 길이 변화에 따른 최대 유발인장력의 변화양상이 그림 15에 제시되어 있다. 분석 결과 D=0.25H 및 0.5H 공히 상단 보강재의 경우 0.7H 부근에서 최대유발인장력도 수렴하는 경향을 보이며 하단 보강재의 경우 또한 0.6H 정도에서 수렴되는 경향을 보이고 있다. 이러한 결과는 벽체의 최대 수평변위 양상을 통해 선정된 상·하단 보강재의 임계 길이와 잘 이치하는 것으로 나타났다.

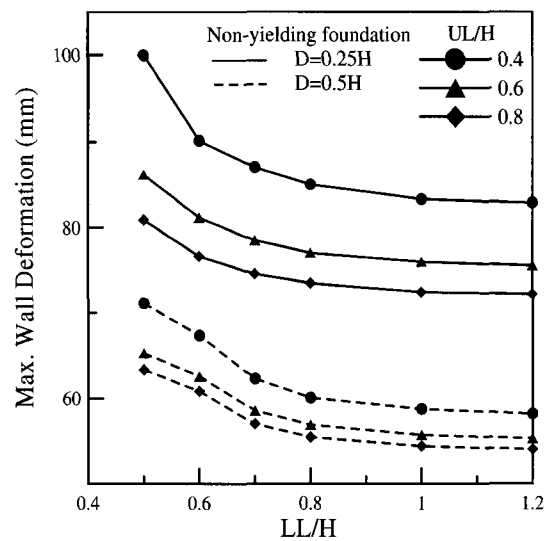
5. 설계기준과의 비교

본 절에서는 세 가지 이격거리에 대해 유한요소해석 결과로 산정한 상·하단 보강재의 최대 유발인장력과 현 설계기준에 근거하여 산정한 최대 유발인장력의 비교를 통해 현 설계 기준의 타당성을 고찰하였다.

다음 그림 16은 NCMA 및 FHWA 기준에 의한 유발인장력 산정 결과와 유한요소해석 결과를 나타내고 있다. 전반적인 경향에 있어 먼저 하단옹벽 보강재 유발인장력에 있어서 이격거리가 작을수록 현 설계기준이 유발인장력을 과다하게 평가하는 경향을 보이고 있으며 특히 FHWA 기준의 경우 하단 1/2 구간에서 30kN/m 이상의 과다평가 경향을 보이고 있다. 한편, 상단옹벽의 경우에는 특히 D=0.5H 경우에 있어서는 현 설계기준이 오히려 해석 결과에 비해 50%정도 과소평가하는 경향

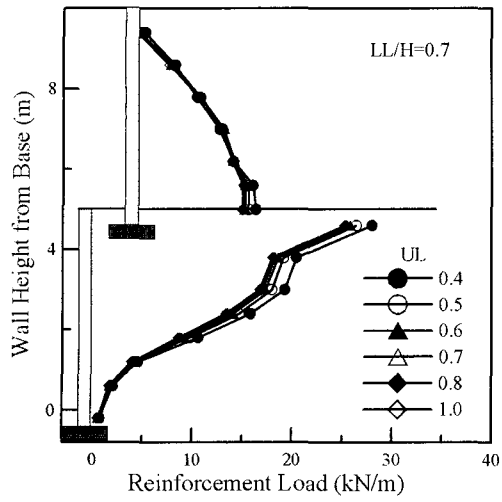


(a) 상단 보강재

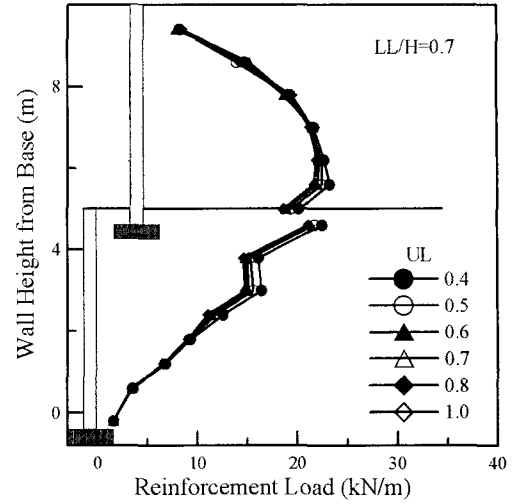


(b) 하단 보강재

그림 12. 보강재 포설길이의 영향에 따른 최대수평변위($\delta_{h, \max}$) 변화양상

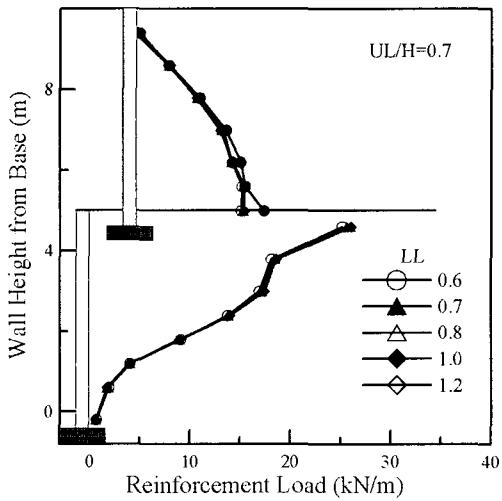


(a) D=0.25H

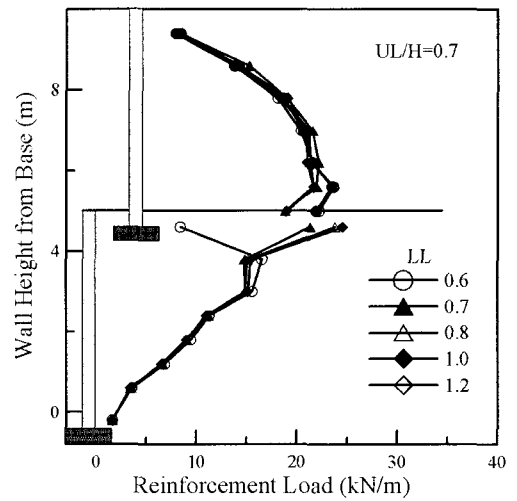


(b) D=0.5H

그림 13. 상단 보강재 길이변화에 따른 최대유발인장력(T_{max}) 분포

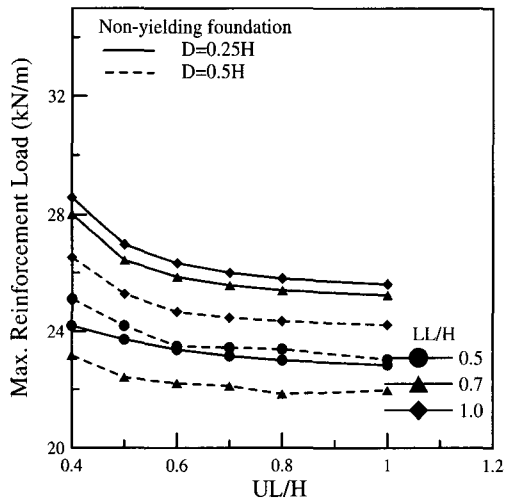


(a) D=0.25H

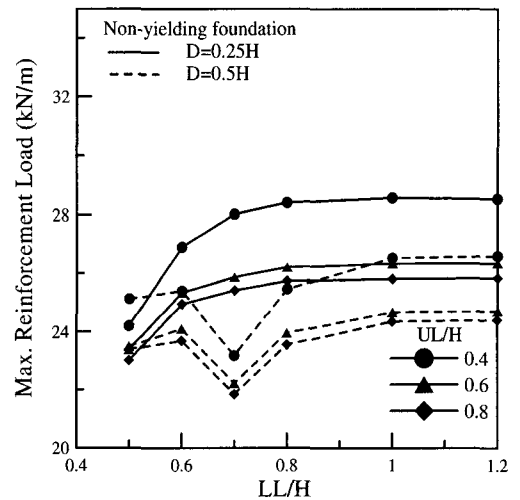


(b) D=0.5H

그림 14. 하단 보강재 길이변화에 따른 최대유발인장력(T_{max}) 분포



(a) 상단 보강재



(b) 하단 보강재

그림 15. 보강재 길이의 변화에 따른 최대유발인장력 변화양상

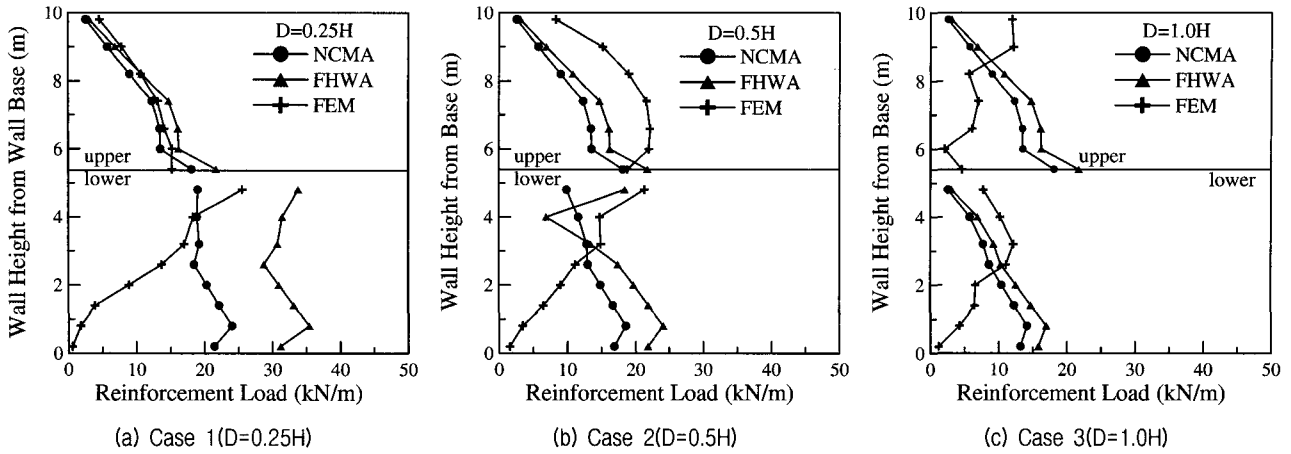


그림 16. 현 설계기준과 유한요소해석에 의한 유발인장력 산정결과의 비교

을 보이고 있어 상단옹벽을 동일 높이의 단일옹벽으로 설계하는 현 설계기준에 대한 검토가 필요한 것으로 나타났다. 이는 상·하단 옹벽의 상호작용을 고려하지 못하는 한계평형에 근거한 현 설계기준의 한계에 기인한 것으로 추정된다.

6. 결론

본 연구에서는 상단의 이격거리 및 보강재 포설길이에 대한 매개변수 연구를 통해 벽체의 수평변위 및 유발인장력을 토대로 다양한 설계조건에서의 계단식 보강토 옹벽의 전반적인 거동 특성을 분석하였다. 또한 이러한 연구결과를 토대로 현 설계기준의 타당성을 검토하였으며, 상·하단옹벽의 상호작용을 고려한 하단옹벽의 겹보기 토압분포를 제안하였다. 본 연구에서 얻어진 결과 및 설계 시 주의 사항을 요약하면 다음과 같다.

상단의 이격거리가 증가함에 따라 하단의 벽체 변위와 유발 인장력은 감소하는 양상을 나타냈으나 이격거리가 크지 않은 경우 상단옹벽 처리기준의 차이에도 불구하고 그 감소폭이 적어 상재하중의 영향평가 기준에 대한 추가 연구가 필요할 것으로 판단된다.

상단옹벽의 보강재 길이 또한 하단옹벽의 변위거동에 지대한 영향을 미치는 것으로 나타났으며 변위제어가 필요한 시공조건에서는 하단옹벽의 보강재 길이뿐만 아니라 상단옹벽 보강재의 길이 선정에서도 이점이 반영되어야 할 것으로 판단된다.

상·하단 보강재의 임계 길이를 산정한 결과 이격거리가 0.25~0.5H인 경우 상단 보강재의 임계 길이는 0.6H로, 하단 보강재의 경우는 0.7~0.8H로 나타났으며, 이

는 벽체에 발생한 최대 수평변위 및 최대유발인장력을 종합하여 평가한 결과로 다양한 이격거리에 대한 추가 연구를 통해 일반화가 가능하리라 판단된다.

해석결과에 의한 유발인장력과 현 설계기준에 근거하여 산정한 유발인장력을 비교한 결과 현 설계기준은 하단 보강재 하부에서의 유발인장력을 과대평가하고 있는 것으로 나타났으며, 특히 이격거리가 작은 경우 이러한 양상이 더욱 두드러지는 것으로 평가된다. 또한 상단옹벽의 경우 현 설계기준이 $D=0.25H \sim 0.5H$ 범위의 이격거리 조건에서는 50%이상 과소평가하는 경향을 보이고 있어 이에 대한 추가적인 연구가 필요하다.

한계평형에 근거한 기존 설계법들은 보강토 옹벽의 변위 측면에서의 사용성(serviceability)에 대한 고려가 반영이 되지 않았으므로 경제적이고 안전한 설계를 위해서는 보강토 구조물의 사용용도 및 시공중 및 장기적 변위가 고려된 성능기반(performance-based) 설계법의 도입이 필요할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 한국 과학재단 기초과학연구사업 특정기초연구(과제번호 R01-2004-000-10953-0)의 연구비 지원으로 이루어졌으며, 이에 감사드립니다.

참고 문헌

1. *ABAQUS users manual, version 6.3.* (2002), Hibbit, Karlsson, and Sorensen, Inc., Pawtucket, Providence, R.I.
2. Collin, J. (1997), "Design Manual for Segmental Retaining Walls", 2nd Ed. National Concrete Masonry Association (NCMA), Virginia,

USA.

3. 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.
4. 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.
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. Helwany S.M.B, Reardon G., and Wu J.T.H. (1999), "Effects of Backfill on the Performance of GRS Retaining Walls", *Geotextile and Geomembranes 17*, pp.1-16.
7. 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.
8. 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.

(접수일자 2005. 6. 2, 심사완료일 2005. 12. 27)