

블럭식 보강토 옹벽의 거동 특성 연구

Investigation on Behavior of Reinforced Segmental Retaining Walls

유 충 식*¹

You, Chong-Shik

이 광 문*

Lee, Kwang-Moon

Abstract

Despite the frequent use of the soil-reinforced segmental retaining wall (SRW) system, the roles of the different components comprising the system, such as facing blocks, reinforcements, backfill, and block/backfill interface, are still not fully understood, and much still need to be investigated for more safe and economical design/analysis method. Therefore, this study was undertaken with the aim of understanding the effect of the shear strength of backfill material and the reinforcement stiffness on the behavior of SRW by using the finite element analysis. In the analysis the details of construction sequence and the SRW components were carefully modeled, and a parametric study was performed in order to investigate the effects of shear strength of backfill soil and reinforcement stiffness on the wall displacement and earth pressure, the vertical stress under the reinforced block, the reinforcement and block/reinforcement connection forces. Implications of the findings from this study to current design practices were discussed in detail.

요 지

블럭식 보강토 옹벽이 매우 활발히 적용되고 있음에도 불구하고 아직까지 블럭식 보강토 옹벽을 구성하는 블럭 벽체, 보강재, 뒤채움흙, 블럭/뒤채움흙 접촉면 등의 구성요소가 옹벽의 거동에 어떠한 영향을 미치는지에 대한 정확한 이해가 부족하며, 보다 안전하고 경제적인 설계를 위해서는 이에 대한 심도 있는 연구가 필요한 실정이다. 따라서 본 연구에서는 유한요소해석을 이용하여 뒤채움흙의 전단특성 및 보강재의 강성이 블럭식 보강토 옹벽의 거동에 미치는 영향을 고찰하였다. 해석에서는 블럭식 보강토 옹벽의 각 구성요소 및 단계별 시공과정을 상세히 모델링하였으며, 해석 결과를 토대로 뒤채움흙의 전단특성 및 보강재의 강성에 따른 벽체 변위 및 토압, 보강토체 저면 연직응력, 그리고 보강재 유발인장력 및 블럭/보강재 연결력 분포 경향을 고찰하고 현재 적용하고 있는 설계기준의 타당성을 검토하였다.

*1 정희원, 성균관대학교 공과대학 토목공학과 부교수

*2 정희원, 성균관대학교 대학원 토목공학과 석사과정

1. 서 론

최근 들어 블럭식 보강토 옹벽은 역학적, 경제성 우수성을 인정받아 우리 나라를 비롯하여 미국·유럽 등지에서 매우 활발히 적용되고 있다(그림 1). 블럭식 보강토 옹벽의 설계에서는 한계평형해석법에 근거하여 대상 옹벽의 내적안정성(internal stability), 외적안정성(external stability), 그리고 국부적 안정성(local stability)에 대한 검토를 통해 보강조건을 결정한다. 일반적으로 보강토 옹벽의 거동은 각 구성요소의 역학적 특성에 많은 영향을 받는 것으로 알려져 있다. 따라서 보다 합리적인 설계/해석을 위해서는 각 구성요소의 역학적 특성이 옹벽의 거동에 미치는 영향을 정확히 이해하고 이를 설계/해석과정에 반영하여야 하나 기존의 설계/해석 개념에서는 한계평형해석법의 특성상 이러한 사항이 고려되지 않고 있다.

최근에 들어와서 모형실험, 현장계측, 수치해석을 통해 보강토 구조물의 거동 메카니즘을 정성·정량적으로 고찰하고 그 결과를 설계/해석에 반영하고자 하는 많은 연구가 진행되어 오고 있다. 특히 유한요소해석 기법은 시공과정의 모사가 용이하고 벽체의 변위 및 보강토의 응력-변형률 상태, 그리고 보강재의 유발인장력 등 보강토 옹벽의 총체적인 거동 분석이 가능하다는 장점이 있어 보강토 옹벽에 관련된 연구에 활발히 적용되고 있으며, Bathurst 등(1992), Kapurapu와 Bathurst(1995), Ho와 Rowe(1997) 등 다수의 연구자에 의해 보강토 구조물에 대한 유한요소해석의 적용성이 확인된 바 있다. 유한요소해석을 이용한 보강토 옹벽에 관한 대표적인 연구로는 전술한 연구 이외에 Collin(1986), Schmertmann 등(1989), Christopher(1993), Chou와 Wu(1993), Rowe와 Ho(1997) 등의 연구를 들 수 있으며, 이들은 흙/보강재 상호작용 측면에서 보강재 및 뒤채움흙 등 보강토 옹벽을 구성하는 각 구성요소의 상호작용 및 역학적 특성

이 옹벽의 거동에 미치는 영향을 고찰하고 그 결과를 토대로 작용 토압 및 보강재의 유발인장력에 관한 정성·정량적인 결과를 제시한 바 있다. 그러나 아직 까지 보강토 옹벽의 각 구성요소의 역학적 특성이 보강토 옹벽의 거동에 미치는 영향에 대한 정확한 이해가 부족한 실정이며, 따서 이에 관련된 종합적이고 체계적인 연구가 요구된다.

이러한 측면에서 본 연구에서는 견고한 지반위에 시공되는 블럭식 보강토 옹벽을 대상으로 유한요소해석 기법을 이용한 매개변수 연구를 통해 보강재의 강성(J) 및 뒤채움흙의 전단 특성(ϕ)이 블럭식 보강토 옹벽의 거동에 미치는 영향을 정성·정량적으로 고찰하고 그 결과를 바탕으로 현재 적용되는 설계 기준의 타당성을 검토하였다.

2. 매개변수 연구

2.1 해석 대상 옹벽 및 해석조건

본 연구에서는 그림 2에서 보이는 바와 같이 배면 지반이 수평한 높이(H) 6 m의 블럭식 옹벽이 매우 견고한 지반에 시공되는 경우를 고려하였다. 벽체는 높이(H_w)와 폭(W_w)이 각각 0.2m와 0.4m인 블럭으로 형성되며, 배수성이 우수한 양질의 사질토가 뒤채움흙으로 사용되고 길이 $L/H=0.6$ 의 단일 종류의 보강재가 등간격($S_v=0.6$ m)으로 포설되는 것으로 가정하였다. 표 1은 본 연구에서 고려한 해석 조건을 나열하고 있다.

2.2 유한요소해석

본 연구에서는 네덜란드 TNO Building & Construction Research 社와 Delft Technical University에서 공동 개발한 범용 비선형 유한요소해석 프로그램인 DIANA를 이용하였다. DIANA는 지반해석, 구조해석, 열응력해석, 동적해석, 침투해석 등이 가능한 범용 프로그램으로서 Von-Mises, Tresca, Mohr-Coulomb,

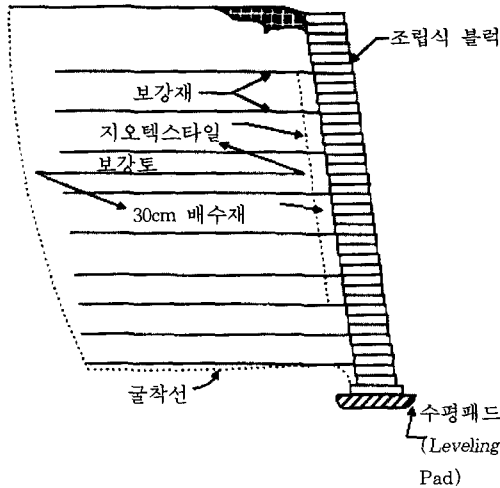


그림 1. 블럭식 보강토 옹벽

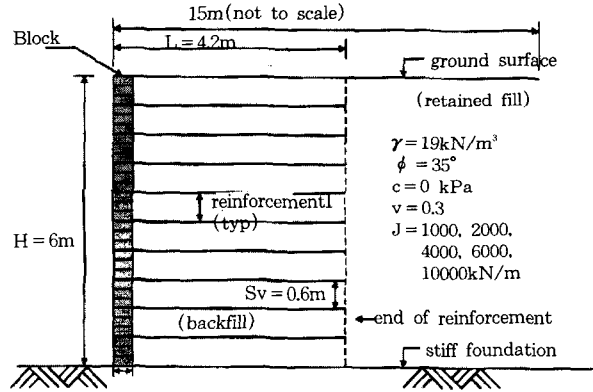


그림 2. 해석대상 옹벽 단면도

표 1. 매개변수 연구에서 고려된 해석 조건

	보강재 강성, J(kN/m)	뒤채움흙 내부마찰각, ϕ (degree)
기본조건	2000	35
해석범위	1000, 2000, 4000, 6000, 10000	35, 40, 45

Drucker-Prager, Egg Cam-Clay 등의 다양한 지반 구성모델 및 단계별 시공과정의 효율적인 모델링이 가능한 단계별(phased) 해석 기능을 제공한다.

해석 모델링에 있어서 블럭 전면에서 수평 방향으로 약 3.0H에 해당되는 영역을 뒤채움 영역으로 설정하였으며, 해석 대상 옹벽이 매우 견고한 지반에 시공되는 경우를 고려하였으므로 기초지반은 모델링에 포함시키지 않았다. 한편, 경계면의 설정에 있어서 벽체 전면부를 제외한 수직 경계면에서는 x 방향 변위를 구속하였으며, 수평 경계면에서는 x 및 y 방향 변위를 구속하였다. 그림 3은 해석에 적용된 유한요소망을 보여주고 있다.

해석에 있어서 블럭과 뒤채움흙은 8절점 평면요소를 이용하여, 그리고 보강재는 3절점 봉요소를 이용하여 모델링하였다. 한편, 블럭/뒤

채움흙, 뒤채움흙/보강재, 기초지반/뒤채움흙 접촉면에서의 경계면 거동을 모사하기 위해 Goodman 등 (1968)의 경계면요소(interface element)를 각 구성요소의 경계면에 적용하였으며, 블럭/보강재의 연결부는 2절점 스프링요소를 이용하여 모델링하였다. 그림 4는 본 연구에서 채택한 뒤채움흙/벽체/보강재의 모델링 상세도를 보여주고 있다.

재료의 모델링에 있어서 뒤채움흙은 Mohr-Coulomb 항복기준과 적합유동법칙(associated flow rule)을 따르는 탄소성재료로, 그리고 각 구성요소의 접촉면 및 블럭, 그리고 보강재는

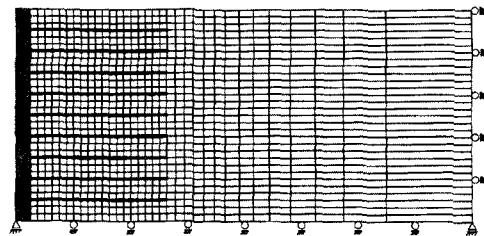
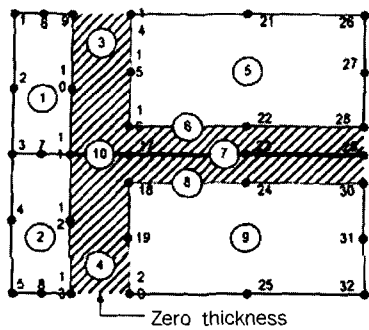


그림 3. 해석에 적용된 유한요소망



Element	Type	Nodes
1	quadrilateral	9-1-3-11-6-2-7-10
2	quadrilateral	11-3-5-13-7-4-8-12
3	interface	16-14-9-11-15-10
4	interface	20-18-11-13-19-12
5	quadrilateral	26-14-16-28-21-15-22-27
6	interface	17-29-28-16-23-22
7	uniaxial bar	17-29-23
8	interface	18-30-29-17-24-23
9	quadrilateral	30-18-20-32-24-19-25-31
10	nodal link	11-17

그림 4. 뒤채움흙/벽체/보강재 모델링 상세도

표 2. 해석에 적용된 각 구성 요소의 역학적 특성(기본조건)

구 분	탄성계수(kPa)	단위중량(kN/m ³)	점착력(kPa)	내부마찰각(degree)	포아송비	휨강성(EI)(kN-m ²)
뒤채움흙	3.0×10^4	20	0	35	0.3	-
보강재	2.0×10^8	0.1	-	-	0.25	-
블럭벽체	-	20	-	-	0.3	1067
구 분	연직강성(kPa/m)			전단강성(kPa/m)		
상호면 1	5×10^7			5×10^4		
상호면 2	5×10^8			5×10^4		
상호면 3	1×10^2			1×10^5		

주) 상호면 1: 블럭/뒤채움흙 접촉면:
 상호면 2: 보강재/뒤채움흙 접촉면:
 상호면 3: 기초지반/뒤채움흙 접촉면

선형탄성재료로 간주하였다. 표 2는 해석에 적용된 각 구성요소의 역학적 특성을 나타내고 있다.

한편, 블럭식 보강토 응벽의 단계별 시공과정은 DIANA에서 제공하는 phased 해석(단계별 해석) 기능을 이용하여 모사하였다. 즉, 다짐 두께와 블럭의 두께, 그리고 보강재의 포설 위치를 고려하여 유한요소망을 작성하고 각 시공단계에서 블럭, 뒤채움흙, 그리고 보강재에 해당하는 요소를 해석에 포함시키는 방법으로 시공과정을 모사하였다. 그림 5는 해석에서 적용된 단계별 해석 과정의 흐름도를 나타내고 있다.

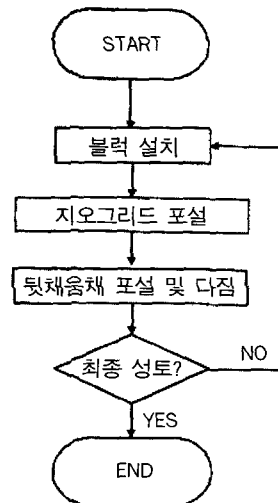


그림 5. 해석 과정 흐름도

3. 결과 분석 및 고찰

3.1 벽체 변위

그림 6은 $\varphi=35^\circ$ 의 뒤채움흙이 적용되는 경우에 있어서 보강재의 강성에 따른 벽체 수평 변위 발생 경향을 보여주고 있다. 기본조건 ($J=2000\text{kN/m}$)에 대한 전반적인 경향을 살펴 보면 보이는 바와 같이 약 H 의 0.33%(20 mm)에 해당하는 최대 수평변위($\delta_{h,max}$)가 벽체 상단부에서부터 약 $1/2H$ 아래 지점에서 발생하며, 보강재의 강성이 증가함에 따라 벽체 수평변위는 전반적으로 감소하는 경향을 보이고 있다.

$J=2000\text{kN/m}$ 의 경우에 있어서 뒤채움흙의 내부마찰각(φ)에 따른 벽체 수평변위 발생 경향이 그림 7에 나타나 있다. 이 그림에서는 보이는 바와 같이 φ 가 35° 에서 45° 로 증가함에 따라 벽체 수평변위가 최대 약 H 의 0.17% 정도 감소하는 경향을 관찰할 수 있는데, 이러한 경향은 전단특성이 우수한 양질의 사질토를 뒤채움흙으로 사용해야 함은 물론 포설 후 충분한 다짐을 통해 전단 저항력을 극대화 시켜야 할 필요성이 있음을 의미한다.

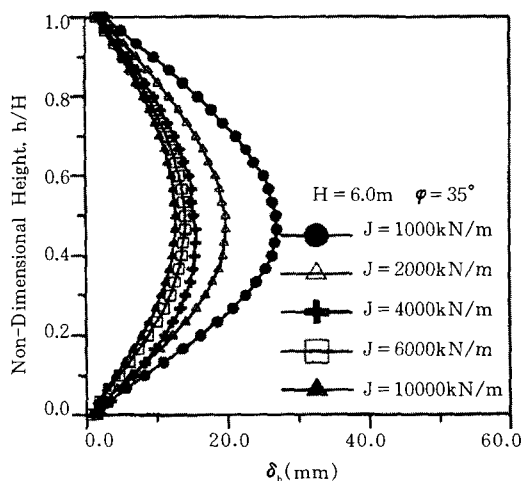


그림 6. 보강재의 강성(J)에 따른 벽체 변위 발생 경향

그림 8은 보강재의 강성(J)에 따른 최대 수평변위비($\delta_{h,max}/H$) 변화 경향을 다양한 뒤채움 흙의 내부마찰각(φ)에 대해 나타내고 있는데 임의의 φ 에 있어서 보강재의 강성이 증가함에 따라 $\delta_{h,max}/H$ 가 현저히 감소하는 일반적인 경향이 잘 나타나 있다. 한편, φ 가 작을수록 보강재 강성의 증가에 따른 변위 감소효과가 두드러지는 경향이 나타나 있는데 이는 뒤채움흙의 전단특성이 불량할수록 보강재 강성의 영향이 증가함을 의미한다. 또한, φ 에 관계없이 약 $J=10000\text{kN/m}$ 이상에서는 강성의 증가에 따른 변위 감소율이 급격히 둔화되는 경향을 보이고 있는데, 이는 주어진 설계조건에 대해 보강재의 임계 강성(critical stiffness)이 존재한다는 것을 의미한다. 따라서 불력식 보강토 옹벽의 벽체 변위를 억제하기 위해서는 주어진 설계조건에서 보강재의 임계강성을 결정하는 것이 매우 중요하며, 아울러서 경제성 분석을 통해 보강재의 강성 및 포설층수, 그리고 간격 등을 종합적으로 고려해야 할 것으로 판단된다. 그림 8은 본 연구에서 수행한 해석조건과 유사한 조건을 갖는 불력식 보강토 옹벽 설계 시 최대 벽체 수평 변위량을 추정하는데 사용할 수 있다.

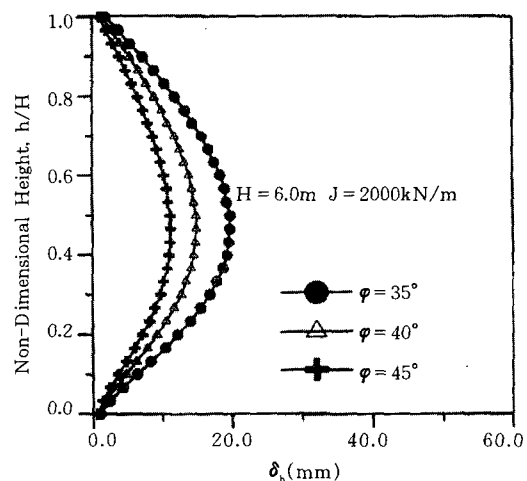


그림 7. 뒤채움흙 내부마찰각(ϕ)에 따른 벽체 변위 발생 경향

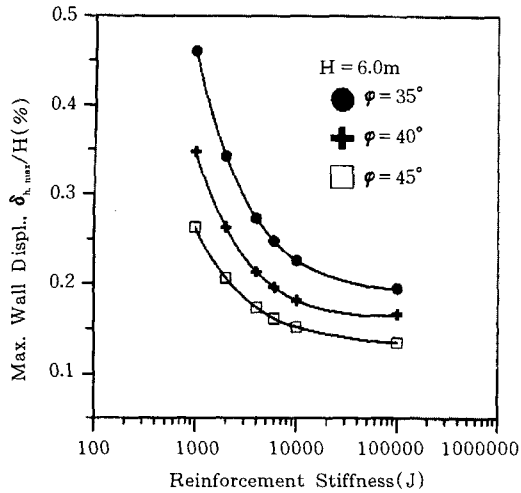


그림 8. 보강재의 강성(J)에 따른 최대 수평 변위 발생 경향

3.2 배면 토압 및 저면 연직응력 분포

블럭식 보강토 옹벽의 설계시에는 블럭벽체 및 뒤채움흙, 보강재로 구성되는 보강토체가 중력 복합체로서 안정하게 거동하는지의 여부를 저부활동, 전도, 지지력에 대한 외적안정성 검토를 통해 평가한다. 이때 보강토체 배면 수평토압 및 저면 연직응력은 외적안정성 검토시 사용되는 매우 중요한 항목이므로 이에 대한 정확한 평가가 요구된다. 따라서 본 연구에서는 보강토체 배면 수평토압 및 저면 연직응력 분포를 고찰하고 현재 설계법에서 제시하고 있는 평가방법의 타당성을 검토하였다.

그림 9는 보강재의 강성에 따른 보강토체 배면에 작용하는 수평토압(σ_h) 분포경향을 보여주고 있다. 보이는 바와 같이 배면 수평토압은 정지토압에 가까운 수평응력을 보이는 벽체 하단부를 제외하고는 Rankine 토압에 거의 일치하는 경향을 나타내고 있으며, 포설된 보강재의 강성에 따라 그다지 큰 차이를 보이지 않고 있다. 벽체 하단부 배면에서 큰 수평토압이 발생하는 이유는 벽체 앞부리의 수평방향 변위에 대한 저항 (toe resistance) 효과에 기인하

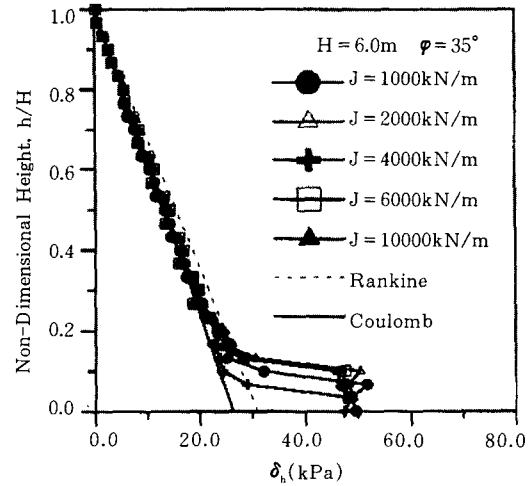


그림 9. 보강재의 강성(J)에 따른 보강토체 배면 토압 분포 경향

는 것으로 판단되며, 이러한 경향은 Kapurapu와 Bathurst (1995), Ho와 Rowe (1997)의 연구결과와 잘 일치하고 있다. 이러한 경향을 종합해 볼 때 배면 수평토압 계산시 Rankine 토압을 적용할 것을 제안하고 있는 현 설계기준은 타당한 것으로 판단된다.

현재 적용되고 있는 설계기준에서는 지지력에 대한 안정성 검토시 Meyerhof의 균등 응력 분포 이론을 토대로 보강토체 저면 연직응력(σ_v)을 계산한다. 그림 10과 11은 각각 보강재의 강성 및 뒤채움흙의 내부마찰각에 따른 보강토체 저면 연직응력 변화경향을 Meyerhof 이론으로 계산된 결과와 함께 도시하고 있다. 보이는 바와 같이 일반적인 경향을 살펴보면 벽체 인접부에서 자중에 의한 응력($\sigma_v = \gamma H$)을 현저히 초과하는 최대 연직응력이 발생하는 경향을 관찰할 수 있으며, 이는 벽체로부터 멀어지면서 급격히 감소한 후 지중응력(geostatic stress: γH)에 수렴하는 분포 경향을 보이고 있다. 한편, 전반적인 분포경향은 Meyerhof 이론과 다소 상이하나 최대값에서는 거의 일치하는 것으로 나타났다. 벽체 인접부에서 최대 연

직응력이 발생하는 경향은 보강토체 배면에 작용하는 배면 수평토압(lateral thrust)에 기인하는 것으로 판단되며 이러한 분포 경향은 Rowe 와 Ho(1997)에 의해 수행된 패널식 보강토 옹벽에 대한 연구 결과와 유사한 것으로 나타났다.

보강재의 강성(J)에 따른 σ_v 분포를 나타내고 있는 그림 10을 살펴보면, 최대 연직응력은 보강재의 강성에 따라 큰 차이를 보이지 않고 있으나 보강영역 중앙 하부(Meyerhof 분포 영역)에서는 보강재의 강성이 증가함에 따라 σ_v 가 다소 증가하는 경향을 보이고 있다. 한편, 그림 11에서는 뒤채움흙의 내부마찰각(ϕ)에 따른 σ_v 분포를 보여주고 있는데 보이는 바와 같이 보강영역 하부에서는 ϕ 에 따라 σ_v 가 크게 변하지 않는데 반해 보강토/배면토 경계부에서는 ϕ 가 증가할수록 σ_v 가 다소 증가하는 경향을 보이고 있다. 이러한 경향은 ϕ 가 증가함에 따라 발생하는 보강토체에서 배면토로의 응력전이 현상에 기인하는 것으로 판단된다.

알아본 바와 같이 보강토체 저면 연직응력 분포는 포설된 보강재의 강성(J)과 뒤채움흙의 내부마찰각(ϕ)에 따라 그다지 큰 차이를 보

이지 않는 것으로 나타났으며, 해석결과에서 얻어진 최대 연직응력($\sigma_{v,max}$)은 Meyerhof의 균등 분포 가정을 토대로 계산한 값과 거의 유사한 것으로 나타났다.

이러한 경향을 종합적으로 분석할 때 보강토체 저면 연직응력 분포는 Meyerhof 균등 응력 분포와는 다소 상이하게 나타나고 있으나 최대 연직응력은 Meyerhof 이론으로 계산된 수치와 거의 유사하므로 Meyerhof 분포를 토대로 σ_v 를 계산하는 현재의 접근 방법은 큰 무리가 없는 것으로 판단된다.

3.3 보강재 유발 인장력 및 블럭/보강재 연결력

보강토 옹벽의 내적 안정성을 확보하기 위해서는 보강재의 유발 인장력과 블럭/보강재 연결력이 보강재의 허용인장력을 초과하지 않도록 보강조건을 결정하여야 한다. 따라서 보다 안전하고 경제적인 설계를 위해서는 보강재의 유발 인장력(T) 및 블럭/보강재 연결력(T_c) 발생 메카니즘을 정확히 이해하는 것이 매우 중요하다고 할 수 있다. 기존의 현장계측

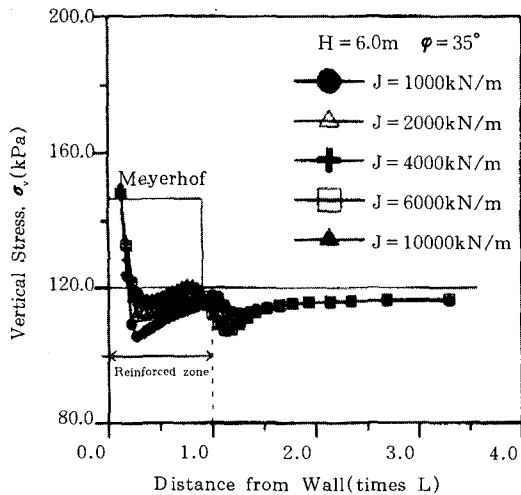


그림 10. 보강재의 강성(J)에 따른 보강토체 저면 연직응력 분포 경향

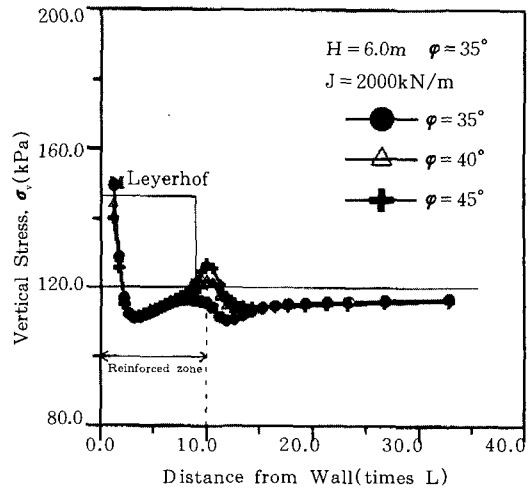


그림 11. 뒤채움흙의 내부마찰각 ϕ 에 따른 보강토체 저면 연직응력 분포 경향

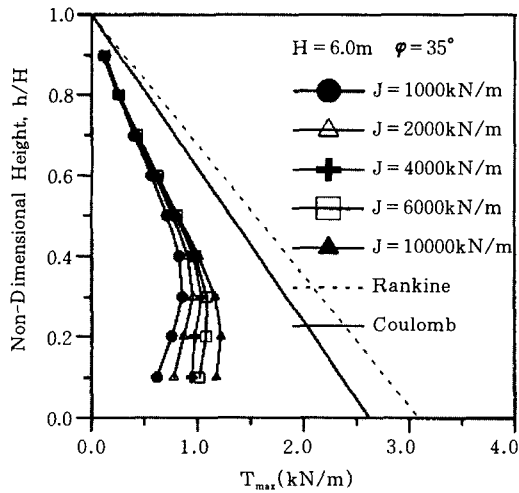


그림 12. 보강재의 강성(J)에 따른 최대 유발인장력(T_{max}) 분포 경향

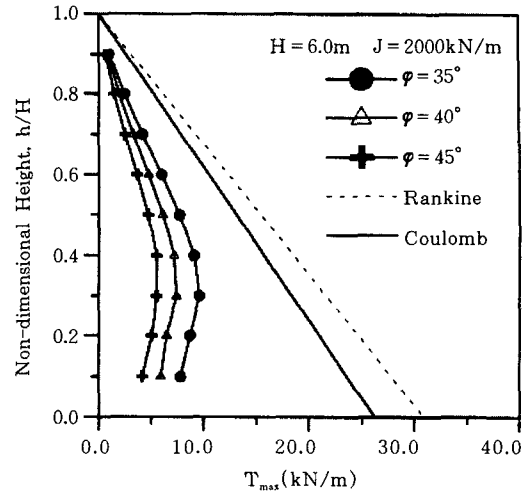


그림 13. 내부마찰각(ϕ)에 따른 최대 유발인장력 (T_{max}) 분포 경향

또는 수치 모델링에 의한 연구 결과에 의하면 기존의 토압이론을 적용하여 유발인장력을 계산하는 현 설계기준은 매우 보수적인 결과를 초래하는 것으로 알려져 있어 이에 대한 체계적인 연구가 필요한 실정이며, 이러한 맥락에서 본 절에서는 유한요소해석 결과를 토대로 보강재의 유발인장력 및 블럭/보강재 연결력 발생 메카니즘을 고찰하였다.

그림 12와 13에서는 보강재의 강성 및 뒤채움흙의 내부마찰각 ϕ 에 따른 최대 유발 인장력 (T_{max}) 분포 경향을 나타내고 있다. 일반적인 경향을 관찰하면, 보이는 바와 같이 해석에서 얻어진 T_{max} 는 벽체 상부를 제외하고는 전 영역에 걸쳐 Rankine 주동 토압에 의한 이론적 T_{max} 에 훨씬 못미치는 것으로 나타났다. 특히 벽체 하단부로 갈수록 이론적인 수치와 큰 차이를 보이고 있는데 이러한 경향은 앞서 언급한 바와 같이 벽체의 앞부리에서의 저항(toe resistance)에 그 원인이 있는 것으로 판단된다.

한편, 그림 12를 살펴보면 보강재의 강성이 증가함에 따라 벽체 중·하단부에서의 유발인장력 증가가 두드러지게 나타나 최대 유발인장

력이 중·하단부에서 발생하는 경향을 보이고 있다. 보강재의 강성이 증가함에 따라 유발인장력이 증가하는 경향은 앞서 언급한 바와 같이 보강재의 강성이 증가함에 따라 보강토체의 강성이 증가하고 따라서 응력 재분배 현상에 의해 보강재에 보강토 응력의 다른 구성요소로부터 더 많은 하중이 전달되기 때문으로 판단된다.

뒤채움흙의 내부마찰각에 따른 최대 유발인장력 변화 경향을 도시하고 있는 그림 13을 관찰하면 보이는 바와 같이 ϕ 가 증가함에 따라 최대 유발인장력이 다소 감소하는 경향을 보이고 있는데 이러한 경향은 뒤채움흙의 전단저항력이 증가함에 따른 작용 토압 감소 현상에 기인하는 것으로 판단된다.

각 보강재에서의 블럭/보강재 연결력과 최대 유발인장력 비(T_0/T_{max})가 그림 14에 나타나 있는데 보이는 바와 같이 벽체의 전 영역에 걸쳐 $T_0/T_{max} \approx 1.0$ 의 값을 보이고 있다. 이러한 경향은 벽체 상단부에서 상대적으로 작은 값을 보이는 패널식 보강토 응력의 경향과는 다소 차이를 보이고 있는데(Christopher 등 1989),

이는 시공과정의 차이에서 비롯된 것으로 판단되며, 보다 구체적인 연구가 요구된다. 이러한 결과를 종합할 때 블럭/보강재 연결력은 최대 유발인장력과 같다고 간주하는, 즉 $T_0 = T_{max}$, 현재의 보강토 옹벽 설계기준은 타당한 것으로 사료된다.

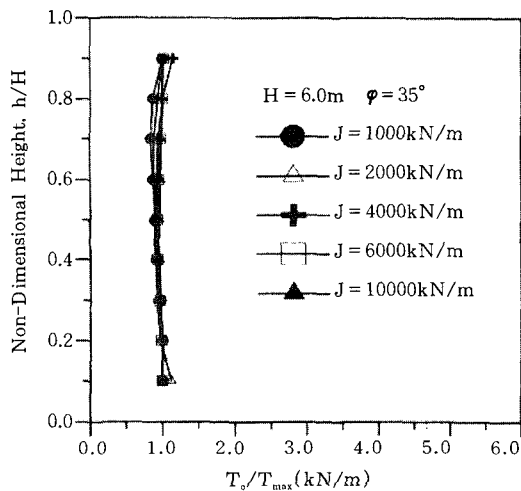


그림 14. T_0/T_{max} 분포 경향

4. 결론

본 연구에서는 유한요소해석기법을 이용하여 블럭식 보강토 옹벽의 거동에 관한 매개변수 연구를 수행하였다. 해석 결과를 토대로 보강재의 강성 및 뒤채움흙의 전단특성에 따른 벽체 변위, 배면토압 및 저면 연직응력 분포, 그리고 보강재 유발인장력 및 연결력 변화경향 등 보강토 옹벽의 전반적인 거동을 고찰하였다. 본 연구에서 얻어진 결과를 요약하면 다음과 같다.

(1) 벽체 최대 수평변위($\delta_{h,max}$)는 벽체 상단부에서 약 $1/2H$ 아래 지점에서 발생하며, 보강재의 강성 및 뒤채움흙의 내부마찰각이 증가할수록 감소하나 임계강성 이상에서는 감소율이 현저히 둔화되는 경향을 나타낸다.

(2) 보강토체 배면 수평토압은 Rankine 주동 토압과 잘 일치하는 경향을 보이거나 벽체 하단부에서는 벽체의 앞부리에서의 저항으로 인해 정지토압에 근접하는 토압이 발생하며, 포설된 보강재의 강성은 토압분포 경향에 큰 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다.

(3) 보강토체 저면 최대 연직응력은 벽체 인접부에서 발생하며 현 설계기준에서 적용되는 Meyerhof 분포 이론으로 계산된 수치와 유사한 것으로 나타나 현 설계기준은 안전측인 것으로 판단되며, 보강재의 강성 및 뒤채움흙의 전단특성은 보강토체 저면 연직응력 분포에 그다지 큰 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다.

(4) 보강재의 유발인장력은 현 설계기준에서 적용하는 기존의 토압이론으로 계산된 결과보다 현저히 작은 값을 나타내며, 따라서 현 설계기준은 다소 보수적인 것으로 판단된다. 또한 임의의 보강재에서의 블럭/보강재 연결력은 최대 유발인장력과 거의 같은 것으로 나타나 블럭/보강재 연결력과 최대 유발인장력은 같은 것으로 간주하는 현 설계 기준은 타당한 것으로 사료된다.

참고 문헌

1. Bathurst, R. J.(1992), "Case study of a monitored propped panel wall", Proc. 5th Int. Symp. on Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls, Balkema, Rotterdam, Brookfield, pp159~166.
2. Bathurst, R. J. and Simac, M. R.(1994), "Geosynthetic reinforced segmental retaining wall structures in North America", Proc. 5th Int. Conf. On Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, 24p.
3. Chou, N. N. S., and Wu, J. T. H. (1993), "Investigating performance of geosynthetic-reinforced soil walls", Rep. No. CDOT-UCD-R-93-21, Colorado Dept. of Transportation.
4. Christopher, B. R.(1993), "Deformation

- reponse and wall stiffness in relation to reinforced soil wall design", PhD thesis, Purdue University, West Lafayette, Indiana.
5. Collin, J. G.(1986), "Earth wall design", PhD Thesis, University of California, Berkeley, California.
 6. DIANA Users Manual. Release 6.1, TNO Building and Construction Research, Netherlands, 1996.
 7. Goodman, R. E., Taylor R. L., and Brekke, T. L.(1968), "A model for the mechanics of jointed rock". Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol. 94, No. SM3, pp.637~657.
 8. Ho, S. K. and Rowe, R. K.(1997), "Effect of Wall Geometry on the Behavior of Reinforced Soil Walls", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 14, No. 10. pp.521~542.
 9. 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.
 10. 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.
 11. Schertmann, G. R., Chew, S. H., and Mitchell, J. K.(1989), "Finite element modeling of reinforced soil wall behavior", Geotech. Engrg. Res. Rep. No. UCB/GT/89-01, University of California, Berkeley, California.

(접수일자 1998. 9. 30)