

보강토 옹벽의 파괴거동에 대한 수치해석적 연구

The Study of Numerical Analysis on Failure Behavior of Reinforced Soil Wall

김 영 민* Kim, Young-Min

ABSTRACT

This paper is concerned with the numerical evaluation of the failure behavior of reinforced soil walls based on the elasto-plastic theory. At first, the basic analysis on the failure behavior of reinforced soil walls are discussed. Parametric study of the major factors influencing the failure behavior is conducted by FEM. The objectives are to identify and evaluate the major facts influencing the failure mode of reinforced soil walls. The results of the parametric study on the failure behavior due to soil friction angle, reinforcement type, and reinforcement length are analysed.

요 지

본 논문에서는 보강토 옹벽의 파괴거동을 탄소성이론에 의한 수치해석적으로 평가에 관한 연구내용을 다루었다. 우선, 보강토 옹벽의 기본적인 파괴거동에 대하여 검토하였다. 유한요소법을 사용하여 보강토 옹벽의 파괴거동에 영향을 미치는 주요 요인에 대하여 매개변수연구를 실시하였다. 주 검토목적으로는 보강토 옹벽의 파괴형상에 미치는 요인 및 영향에 대하여 분석하는 것이다. 뒤채움흙의 마찰각, 보강재 종류, 보강재 길이에 따른 파괴거동에 미치는 영향에 대하여 수치해석적 분석을 하였다.

Keywords : Reinforced soil wall, Failure behavior, Finite element method, Parametric study, Failure mode

1. 서 론

보강토옹벽은 단계적으로 성토를 하면서 띠형 강판, 토목섬유 또는 지오그리드를 보강재로 하여 옹벽의 안정성을 높이는 구조물이다. 이러한 보강토 옹벽의 개념은 1970년대 Vidal에 의한 강판 띠형 보강재를 사용하는 형태로 개발되었으며 1970년대 중반이후 강판보강재 대신 다양한 토목섬유 보강재를 사용하는 형태로 발전하여 왔다. 보강토 옹벽은 보강재, 뒤채움재 그리고 전면판 3가지 요소로 구성되며, 보강재는 지반에 인장강도를 증가시켜 지반-보강재의 합성구조체로 옹벽을 지탱하게 된다. 작용하는 응력은 흙-보강재의 마찰력, 저항력의 상호작용을 통하여 보강재에 전달된다. 이러한 보강메카니즘을 이용하여 보강토는 성토사면, 옹벽, 교대옹벽 등에 활용되고 있다(Holtz, R.D., 2001).

보강토 옹벽의 설계는 내적안정과 외적안정을 검토하

여 보강재의 길이와 간격을 결정하게 된다. 내적안정설계를 위해서는 보강재의 최대인장력과 포설길이를 결정해야 된다(Das, 2007). 특히 포설길이를 결정하기 위해서는 가상파괴활동면에 대한 가정이 중요하게 된다. 가상파괴활동면 바깥쪽의 흙이 보강재와의 마찰저항에 의하여 보강토체의 안정에 중요한 역할을 한다. 파괴활동면의 위치와 형상은 많은 실험과 현장계측결과를 바탕으로 추정하게 되는데, 전형적인 보강토 옹벽의 파괴형태는 일반적으로 그림 1에 표시한 바와같이 옹벽하부 선단부에서 발생하는 포물선 형태에 가까운 파괴형상을 가진 것으로 알려져 있다(Allen 등, 1992). 현재 설계방법은 Tie Back Wedge법과 Coherent Gravity법으로 나눈다(그림 2, 3 참조). Tie Back Wedge법에서는 옹벽의 하부 선단부를 통과하는 직선으로 가정하며 파괴면의 각도는 수면평과 $45+\phi/2$ 의 경사를 이루는 것으로 가정한다. 이방법은 토목섬유와 같은 신장성 재료를 보강재로 사용하는 경우에 적용한다(TRB,

1* 정회원 전주대학교 공과대학 토목환경공학과 (Member, Professor, Dept. of Civil & Envir. Eng. Jeju Univ., E-mail: youngmk@jj.ac.kr)

1995). Coherent Gravity법에서는 벽 높이의 1/2까지는 파괴면이 연직선과 $\tan^{-1} 0.6$ 의 경사를 이루고 1/2H부터는 지표면까지 수직선으로 가정한다. 이 방법은 금속 피형보

강재와 같은 비신장성 보강재를 사용하는 경우에 적용한다(원명수, 2001).

그러나 지금까지 제안된 보강토 옹벽의 설계법은 대부분 흙과 보강재의 변위나 변형을 무시한 한계평형이론(limit equilibrium theory)에 근거를 두고 있어 실제적인 변형을 고려한 실제적인 검토가 필요한 실정이다. 따라서 보다 정확한 보강토 해석 및 설계를 위해서는 지반의 탄소성 성질을 고려한 보강토 옹벽의 파괴활동면에 대한 보다 자세한 분석이 중요한 내용이 된다. 본 논문에서는 보강토 옹벽의 합리적인 설계법을 확립하기 위한 기초적연구로서, 보강토의 주요소인 뒤채움흙, 보강재, 보강길이영향에 따른 보강토 옹벽의 파괴거동에 대하여 탄소성 수치해석적 방법을 이용하여 자세한 분석을 하였다.

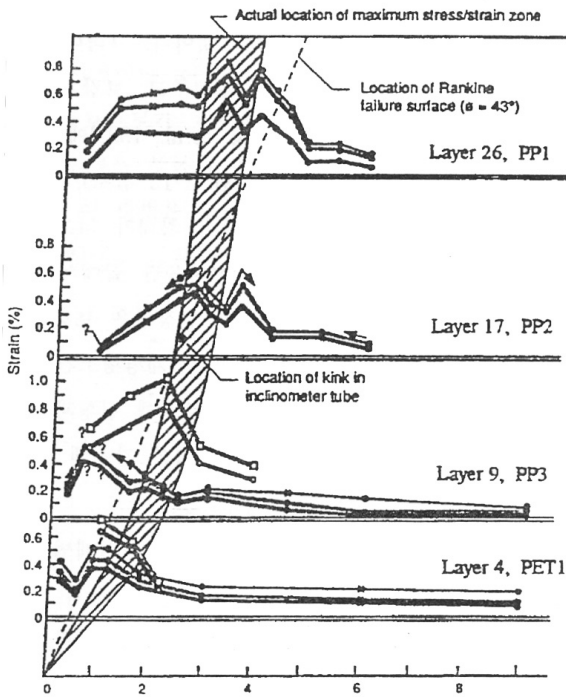


그림 1. 보강토 옹벽의 전형적 파괴형태(Allen 등, 1992)

2. 보강토 옹벽의 수치해석모델링

보강토는 뒤채움을 단계적으로 성토하면서 보강재를 설치하여 구축하는 구조물이다. 따라서 보강토 해석을 보다 정확히 하기 위해서는 시공과정을 모델링할 수 있는 다단계 성토해석을 실시하여야 한다. 특히 다단계 성토해석과 시공과정단계를 무시하고 한번에 해석하는 즉시성토해석의 결과차이는 여러 연구에 의하면, 응력계산값은 적용한 성토단계수에 민감하지 않지만, 추정되는 변위결과는 해석에 적용된 성토 단계수에 크게 의존하는 것으로 알려져 있다. 그러나 성토단계수가 증가하게 되면, 모델링 작업 및 해석시간이 급격히 증가하게 되어, 실제해석에서는 경제성을 고려하여 적절한 성토 단계수를 고려하여 해석하게 된다(Chew, 1994).

본 연구에서는 수치해석적 방법으로 보강토 옹벽의 파괴거동을 평가하기 위하여 일반적인 설계조건을 고려하여 그림 4와 같이 기본해석모델을 설정하였다. 그림 4에 표시하였듯이, 옹벽높이 6m, 보강재 길이(L)는 설계표준길이

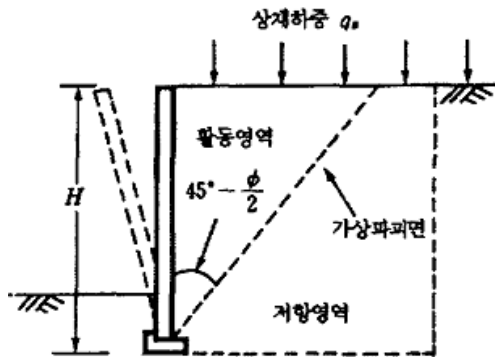


그림 2. Tie-Back Wedge

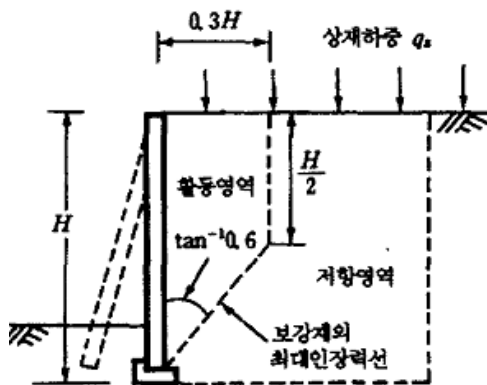


그림 3. Coherent Gravity

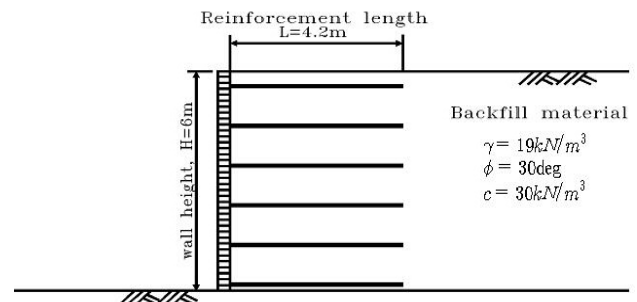


그림 4. 기본 해석모델

로 옹벽높이의 0.7배(L=4.2m)로 하였고, 수직간격 1m, 전면판은 조립식 블록으로 두께 0.3m를 가정하였다. 흙요소는 지반파괴거동해석에 적합한 강한 비관련 흐름법칙($\psi = 0$)과 Mohr-Coulomb항복조건을 사용하였고(김영민, 1998), 전면판과 보강재는 탄성 보요소를 사용하였다. 보강재의 보요소 사용은 보강재 길이방향에 대한 축력 분포도를 얻기 위하여 선택하였으며 또한 전면판과 보강재의 접합점에서는 회전강성을 제거하여 전면판의 모멘트발생을 제거하였다. FEM 해석 격자망은 그림 5와 같고, 경계조건인 경우 좌·우경계는 수평방향으로 변위를 구속하였고, 하부경계는 힌지조건으로 수평수직을 모두 구속하였다. 보강재는 부직포로 전면판은 조립식 블록으로 가정하였으며, 해석에 적용된 재료의 물성치는 표 1, 표 2에 표시하였다(원명수, 2001).

본 해석에 사용한 수치해석프로그램으로 네덜란드 델프트공대에서 개발한 PLAXIS8.0를 사용하였다(Brinkgreve, 2002). 해석과정은 단계성토를 고려하여 6단계로 성토시공을 고려하였으며, 보강토 옹벽의 파괴과정을 시뮬레이션하기 위하여 7단계에서는 뒤채움표면에 상재하중을 점진적으로 재하하여 프로그램이 수렴하지 않을 때를 보강토옹벽의 전반적인 파괴상태로 간주하였다.

2.1 수치해석결과분석

기본해석모델을 사용하여 얻어진 수치해석결과로부터 보강토 옹벽의 파괴상태를 자세히 분석하기 위해서 파괴시 얻어진 수치해석결과를 다음과 같이 세가지 형태로 분석하여 나타내었다. 첫째로 보강토 옹벽의 파괴시 소성파괴영역도, 두번째로 파괴시 전단변형율도, 세번째로 파괴시 보강재에 나타나는 최대 인장력분포도를 표시하였다. 그림 6에 표시한 파괴시 소성영역도를 살펴보면, 파괴의 진행은 옹벽의 기초바닥부에서 전단파괴가 발생되고, 점진적으로 옹벽 뒤채움 지반의 파괴활동면이 발달되어 전

체적인 파괴면을 만들어 가는 것을 알 수 있다. 파괴시 전단변형율도를 나타낸 그림 7에서는 소성파괴영역도 보다 명확하게 전체적인 파괴면의 발달형태를 파악할 수 있다.

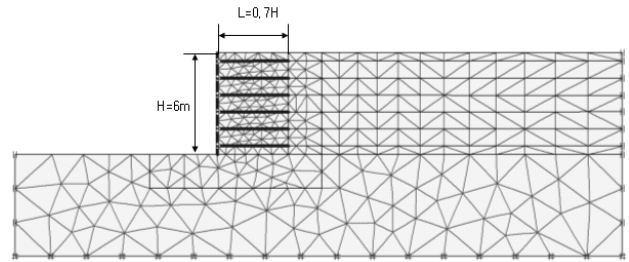


그림 5. 보강토 옹벽 FEM 메쉬

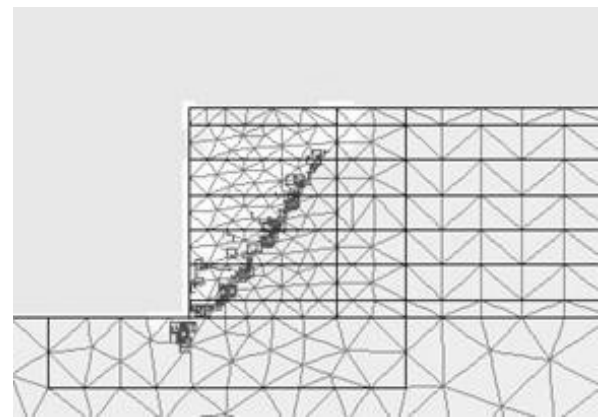


그림 6. 파괴시 소성파괴영역도

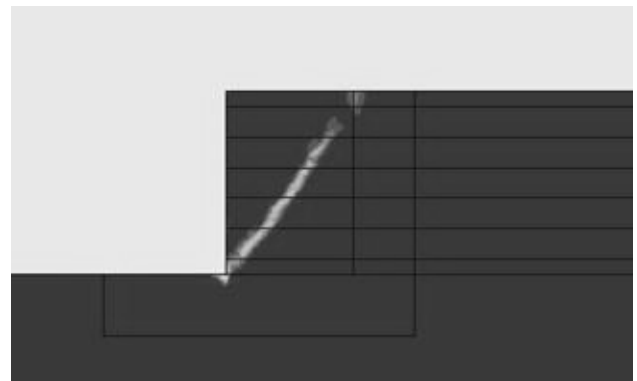


그림 7. 파괴시 전단변형율도

표 1. 지반재료정수

	탄성계수 E(kN/m ²)	포아송비 ν	단위중량 γ _t (kN/m ³)	마찰각 φ(°)	체적 팽창각 ψ(°)	점착력 c(kN/m ²)
지반	20000	0.3	19	35	0	30

표 2. 재료의 물성치

요소	탄성계수 E(kN/m ²)	단면적 (m ² /m)	비고
보강재	26000	0.006	부직포
전면판	100000	0.3	조립식 블록

파괴면을 자세히 살펴보면 옹벽하부 선단부에서 발달되는 직선적 파괴면과 보강토 옹벽의 높이 1/3지점에서 파괴면의 각도가 다소 급해지면서 발달되는 직선적 파괴형태임을 관찰 할 수 있다. 그리고 파괴시 각 보강재에 발생하는 최대인장력의 위치를 표시한 그림 8을 분석하면 파괴활동면을 추정할 수 있다. 전단변형율도에서 분석한 바와 같이 옹벽하단부에서의 직선파괴면과 그 위의 파괴면의 각도가 다소 변하여 발달되어 파괴되는 형태를 파악할 수 있다. 위의 3가지 분석법 중에서 파괴시 전단변형율도로 표시한 결과가 보강토 옹벽의 파괴형태를 간단하게 보다 정확히 분석하는 방법임을 알 수 있다. 또한 전체적인 보강토옹벽의 파괴시 변형거동을 분석하기 위하여 전면판 위치와 보강재 끝부분위치에서의 변형형태를 그림 9에 표시하였다. 보강토 전면부의 변위형태는 전형적인 배부름 형상을 나타내었고 보강재 끝부위 변위형태는 일률적인 변위형태인 강체 변형형상을 나타내어 보강재와 뒤채움흙이 하나의 합성구조체처럼 거동하는 것을 알 수 있다.

3. 파괴거동에 미치는 여러요인 검토

본 절에서는 보강토 옹벽의 파괴거동에 미치는 여러요인을 검토하기 위하여 기본 해석모델을 바탕으로 뒤채움 흙(마찰각영향), 보강재 길이, 보강재 축강성(보강재 종류)을 달리하여 파괴거동에 대하여 분석하였다. 축강성(S_r)은 아래와 같은 기호로 표시한다.

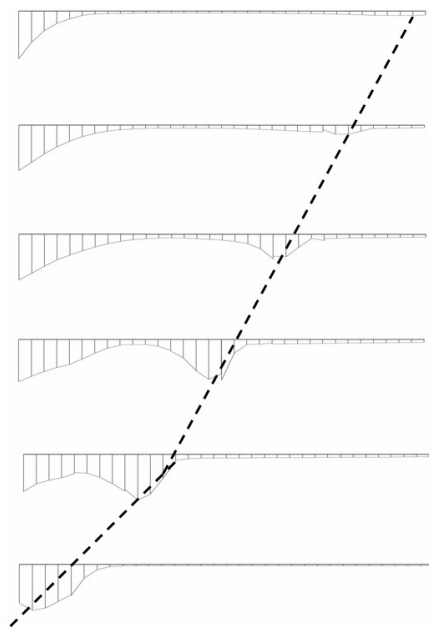


그림 8. 파괴시 보강재의 인장력 분포

$$S_r = E_r, A_r \quad (1)$$

여기서 E_r, A_r 은 각각 재료의 탄성계수, 단면적을 나타낸다.

3.1 뒤채움 흙의 영향

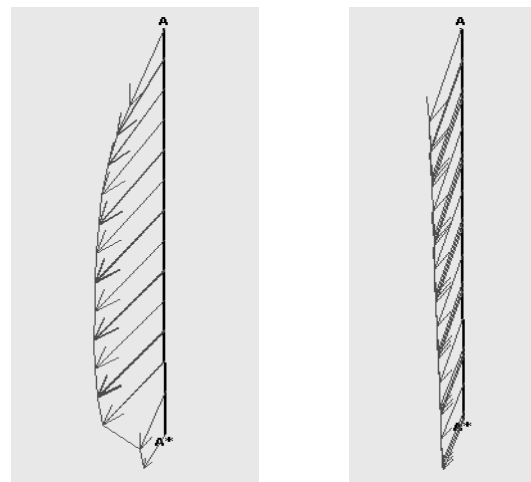
보강토 옹벽 뒤채움 흙재료의 마찰각이, 지반 파괴각에 미치는 영향을 분석하기 위하여 기본해석모델에서 뒤채움재의 마찰각만 30°, 35°, 40°로 변화시켜 보강토 옹벽의 파괴를 시뮬레이션하였다. 지반의 파괴각도를 추정하는 이론으로 아래와 같은 식이 제안되어져 있다(Vermeer, 1982).

$$\theta_f = 45 + \frac{\phi}{2} \quad \text{추정식 1}$$

$$\theta_f = 45 + \frac{1}{4}(\phi + \psi) \quad \text{추정식 2}$$

여기서 ϕ, ψ 는 각각 재료 마찰각, 체적 팽창각을 표시한다.

파괴시 수치해석결과를 위 절에서 검토한 바와 같이 파괴형태를 좀더 명확히 파악할 수 있는 파괴시 전단변형율도로 그림 10, 11, 12에 표현하였다. 해석결과를 살펴보면 보강토 옹벽 지반의 파괴각도는 흙재료의 마찰각이 커질수록 지반파괴각도 증가하고, 파괴형태는 두개의 직선형태에 가까운 양상을 나타내고 있다. 특히 마찰각이 40°인 경우 확연히 두개의 파괴면이 표시된다. 지반파괴각의 추정이론식과 비교하기 위하여 수치해석결과를 평균적 단일 직선파괴각으로 추정하여 표 3에 나타내었다. 표 결과를 보면 보강토 옹벽지반의 파괴각도는 기존의 추정식 1보다는 추정식 2에 거의 근접한 결과를 나타내었다.



전면판 위치

보강재 끝 위치

그림 9. 파괴시 보강토 옹벽 변형형태

3.2 보강재길이의 영향

보강재의 길이 설계(L)는 일반적으로 보강토 옹벽의 높이 H에 대하여 $L=0.7H$ 길이를 추천하고 있다. 보강재 길

이가 보강토 옹벽의 파괴형태에 미치는 영향을 검토하기 위하여 기본해석모델에서 보강길이만 $L/H=0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0$ 로 변화시켜 가면서 지반의 파괴형태를 수치해석적으로 분석하였다. 해석결과를 살펴보면 보강길이 $L/H=0.8$

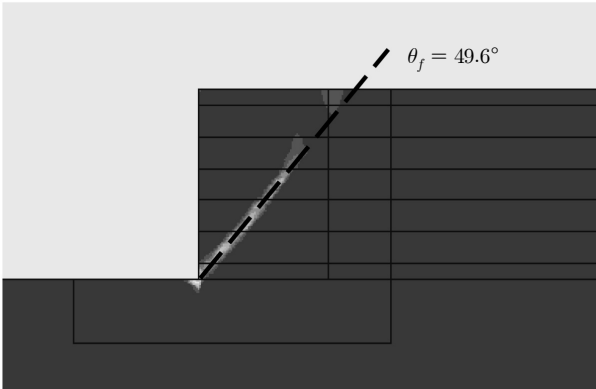


그림 10. 파괴시 전단변형률도($\phi = 30^\circ$ 경우)

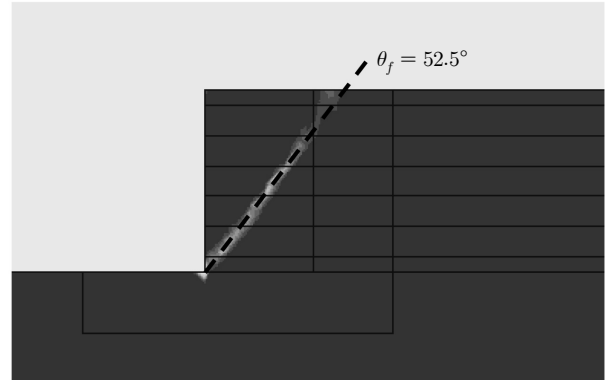


그림 13. 파괴시 전단변형률도($L/H=0.6$)

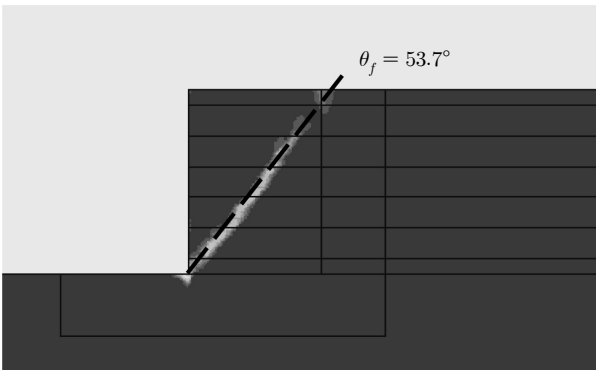


그림 11. 파괴시 전단변형률도($\phi = 35^\circ$ 경우)

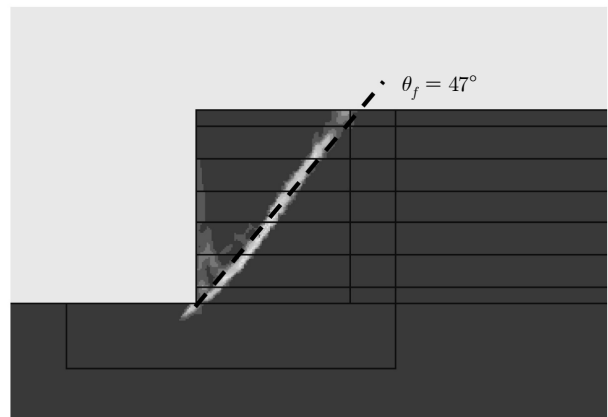


그림 14. 파괴시 전단변형률도($L/H=0.8$)

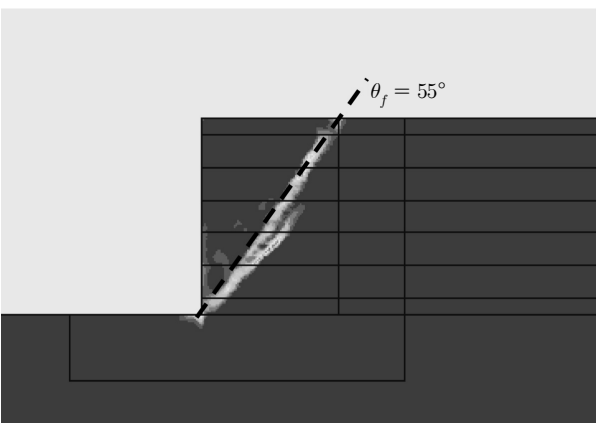


그림 12. 파괴시 전단변형률도($\phi = 40^\circ$ 경우)

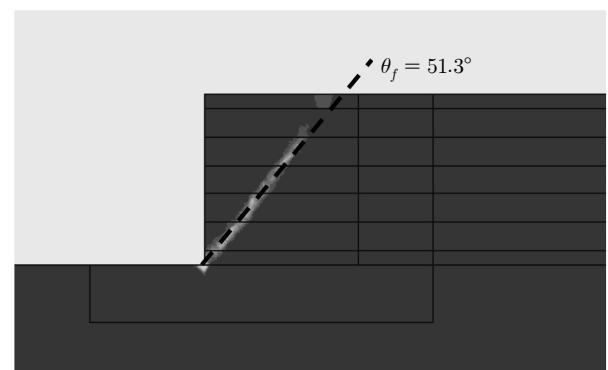


그림 15. 파괴시 전단변형률도($L/H=0.9$)

표 3. 지반 파괴각 비교

흙의 마찰각(°)	평균 파괴각(해석값)	추정식 1	추정식 2
30	49.6	60	52.5
35	53.7	62.5	53.8
40	55	65	55

일 경우 보강토옹벽 파괴를 야기하는 파괴하중크기가 90kPa일 때 발생되어 가장 큰 보강효과를 나타내고 있고, 평균적인 지반파괴각도도 47°로 가장 완만한 파괴각도가 발생되었다(그림 17, 18 참조). 본 해석결과에 의하면 보강재 길이의 보강효과는 최적보강길이가 존재하며 주어진 조건에서는 L/H=0.8일 경우에 발생된다.

3.3 보강재 축강성의 영향

일반적인 보강재로 부직포, 직포, 지오그리드, 도금강판 등을 사용하고 있다. 이러한 보강재 종류의 구조체에 대한 입력 물성치의 차이는 축강성에 따른 값 차이로 나타난다.

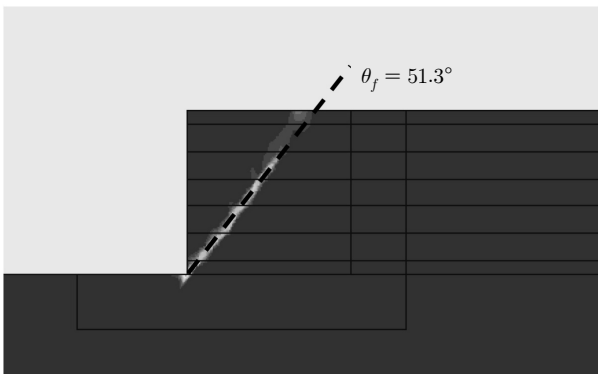


그림 16. 파괴시 전단변형률도(L/H=1.0)

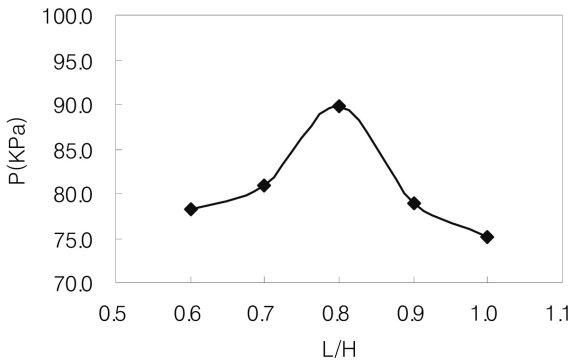


그림 17. 보강길이(L/H)에 따른 파괴하중

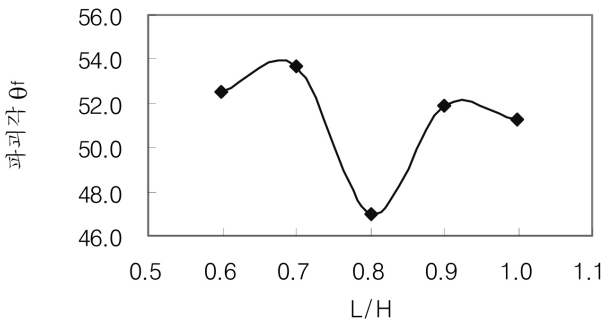


그림 18. 보강길이(L/H)에 따른 파괴각

보강재의 종류에 대한 보강토 옹벽의 파괴형태 차이를 검토하기 위하여, 기본해석모델의 보강재 축강성을 부직포로 기준으로 하여 Sr=1, 1.5, 2, 5, 10배 차이를 두어 보강토 옹벽의 파괴거동을 해석하였다. 각 경우에 따른 해석결과를 축강성에 따른 파괴하중크기, 지반의 파괴각도로 각각 정리하여 표시하면 그림 23, 24와 같다. 결과를 살펴보면 예상하는 바와 같이 파괴하중크기는 축강성에 직선적으로 비례하는 경향을 나타내었다. 그리고 보강토의 파괴

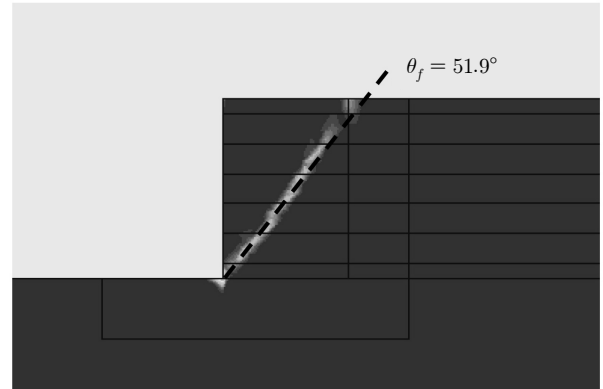


그림 19. 축강성(Sr=1.5)에 따른 평균파괴각도

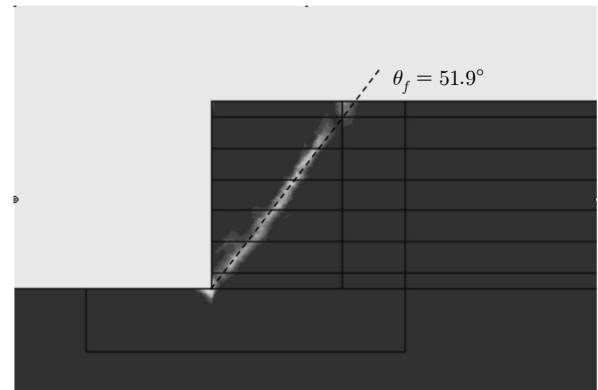


그림 20. 축강성(Sr=2)에 따른 평균파괴각도

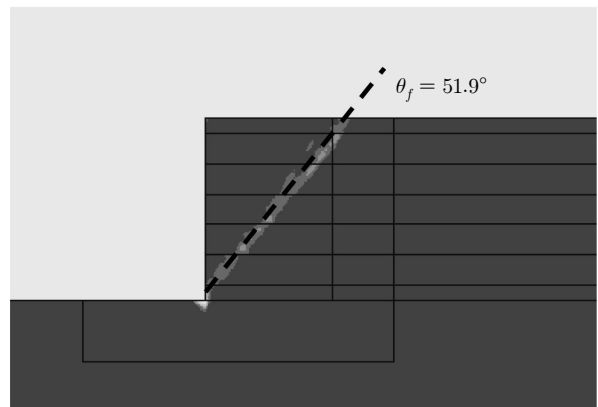


그림 21. 축강성(Sr=5)에 따른 평균파괴각도

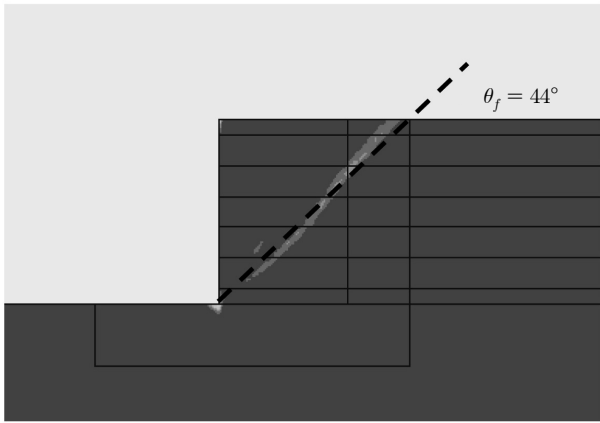


그림 22. 축강성(Sr=10)에 따른 평균파괴각도

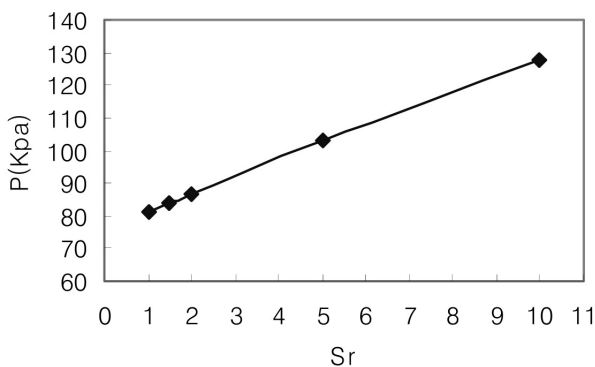


그림 23. 축강성에 따른 파괴각도

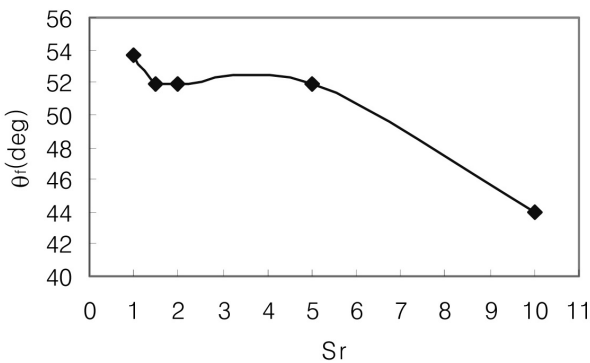


그림 24. 축강성에 따른 파괴각도

각도는 축강성(Sr) 5배까지는 변화가 거의 발생되지 않으나, 축강성 5배이후 부터는 보강재의 강성에 따라 직선적으로 반비례하며 감소하는 경향을 나타내었다.

4. 결론

본 논문에서는 보강토 옹벽의 합리적인 설계법을 확립하기 위한 기초적 연구로서, 보강토의 주요소인 뒤채움흙, 보강길이영향, 보강재종류(축강성)에 따른 보강토 옹벽의

파괴거동에 대하여 수치해석적 방법을 이용하여 분석하였다. 얻어진 분석결과에 대하여 정리하면 다음과 같다.

1. 파괴시 보강토 옹벽 전면부의 변위형태는 전형적인 배부른 형상을 나타내었고 보강재 끝부위 변위형태는 일률적인 변위형태인 강제변형형상을 나타내어 보강재와 뒤채움흙이 하나의 합성구조체처럼 거동한다.
2. 뒤채움흙 재료의 마찰각에 대한 평균적 지반의 파괴각도는 기존의 Rankine 추정식보다 $\theta_f = 45 + \frac{1}{4}(\phi + \psi)$ 이론에 가까운 경향을 나타내었다.
3. 보강재길이에 대한 파괴하중에 대한 보강효과는 최적 보강길이가 존재하며 본 해석에서는 L/H=0.8일 경우에 나타났으며, 그 때의 지반 평균파괴각도 가장 완만한 기울기를 보였다.
4. 보강재 축강성에 대한 보강토의 파괴하중크기는 축강성에 직선적으로 비례하는 경향을 나타내었고, 지반의 평균파괴각도는 축강성 Sr=5배까지는 변화가 거의 발생되지 않으나 그 이후 부터는 축강성값에 따라 직선적 반비례 감소하는 경향을 보였다.

감사의 글

본 논문은 전주대학교 학술연구 조성비에 의하여 연구되었음을 밝히며 이에 깊은 감사를 드립니다.

참고문헌

1. 김영민 (1998), “수치실험을 통한 지반재료의 진형성 파괴 거동에 미치는 영향분석”, *대한토목학회논문집*, 제18권, 제 3-6호, pp.863-871.
2. 원명수 (2001), *점성토를 활용한 토목섬유 보강토벽의 변형 거동에 관한 연구*, 박사학위논문, 전북대학교, pp.254-256.
3. Allen, T.M., Christopher, B.R., and Holtz, R.D. (1992), “Performance of 12.6m high Geotextile Wall in Seattle Washington”, *Proc. of the International Symposium on Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls*, Balkkema Publ., pp.81-100.
4. Brinkgreve, R.B.J. (2002), *PLAXIS 2D Reference Manual*, PLAXIS B.V., The Netherlands.
5. Chew, S.H. (1994), *Deformation Behavior of Reinforced Soil Walls*, Ph.D Thesis, University of California at Berkeley, pp.25-28.
6. Das, B.M. (2007), *Principles of Foundation Engineering*, 6th Edition, Cengage Learning, pp.414-441.

7. Holtz, R.D. (2001), "Geosynthetics for Soil Reinforcement", *The Ninth Spencer J. Buchanan Lecture*, University of Washington.
8. Transportation Research Board (1995), *Transportation Research*

- Circular No. 444*, National Research Council, Washington, DC.
9. Vermeer, P.A. (1982), "A Simple Shear Band Analysis using Compliance", *Proc. IUTAM Symp. on Deformation and Failure of Granular Material*, Balkema, pp.493-499.

(논문접수일 2008. 7. 21, 심사완료일 2008. 8. 1)