

지오그리드로 보강된 도로제방 사면의 안정성 해석

Stability Analysis of Road Embankment Reinforced by Geogrid

이한민* · 유한규** · 서영찬*** · 박언상****

Lee, Han-Min · Yoo, Han-Kyu · Suh, Young-Chan · Park, Un-Sang

ABSTRACT

In this study, in order to investigate the effects of reinforcement length and vertical spacing on the factor of safety, the road embankment reinforced by geogrid was analyzed using RSS(Reinforced Slope Stability) program based on limit equilibrium analysis. The result by computer analysis showed that the factor of safety for reinforced slope increased with increasing length of reinforcement and with decreasing vertical spacing of reinforcement up to certain limit. Also, numerical analysis by FLAC was performed on reinforced slope to evaluate the horizontal displacement, horizontal stress, and distribution of tensile forces of reinforcements in the cases of several reinforcement length. The results of analysis showed that the critical failure mode was toe failure or slope failure and the effect by the additional reinforcement length on the slope stability was negligible under stabilized condition.

Keywords : Reinforced slope, Geogrid, Slope stability, Length of reinforcement, Vertical spacing of reinforcement

요 지

본 연구에서는 지오그리드로 보강된 도로제방 사면에 대해 한계평형해석에 근거한 보강사면해석 프로그램인 RSS를 이용하여 보강길이와 간격의 변화에 따른 사면의 안전율 변화를 살펴보았다. 해석결과 비보강시 기준안전율을 만족하지 못하는 사면에서 보강재길이의 증가에 따라 비보강사면에 비해 최대 50~150%의 안전율이 증가되었으며 보강길이를 증가시켜도 안전율의 추가상승이 없는 한계길이를 확인하였다. 또한 동일 가상보강단면에 대하여 범용프로그램인 FLAC을 이용하여 유한차분해석을 실시하여 안정성이 확보된 사면에 발생하는 수평변위, 수평응력, 보강재의 인장력을 산출하여 보강길이의 추가적인 증가에 의한 효과를 알아보았다. 해석결과, 파괴형태는 선단파괴 또는 사면내 파괴로 나타났으며 안정성을 확보한 상태에서는 한계평형해석결과와 동일하게 보강길이의 추가적인 증가에 의한 안정성 증대효과는 미미한 것으로 나타났다.

주요어 : 보강사면, 지오그리드, 사면안정, 보강길이, 보강간격

* 삼보기술단 지반공학부 기사

** 정회원 · 한양대학교 토목 · 환경공학과 조교수

*** 한양대학교 교통공학과 부교수

**** 정회원 · 한양대학교 토목 · 환경공학과 박사과정

1. 서론

보강토 공법은 1963년 Henry Vidal에 의해 소개된 이래로 급속히 확산되었으며, 국내에서는 1990년도 후반부터 사용이 빈번하게 되고 있으며 토질강도정수인 점착력(c)과 내부마찰각(ψ)을 증가시키는 타 개량공법과는 달리 보강재의 전단면에 작용하는 연직응력의 증가에 의한 추가적인 전단저항력의 발휘와, 작용 전단력의 감소에 의한 안전율의 증가를 목적으로 하고 있다.

토목섬유로 보강된 구조물은 경제성과 지진에 대한 안정성을 가지고 있어 전 세계적으로 사용이 증가하고 있는 추세이다. 최근에는 부지확보의 어려움과 토공량 문제로 인하여 사면의 경사를 급하게 시공하여야 할 경우가 많은데, 기존의 사면으로는 안정성을 확보하지 못할 경우, 파괴된 사면의 복구 시 등에 지오텍스타일이나 지오그리드와 같은 토목섬유를 시공 중에 토체 내에 포설하여 인장강도증진을 통한 사면의 안정성을 확보할 수 있다. 이러한 토목섬유로 보강된 도로 제방사면에 대하여 외국에서는 미연방도로국(FHWA), Schmertmann, Leschinsky 와 Boedeker(1989), Jewell(1996)등에 의해서 설계와 시공지침 등이 나와있으나 국내에서의 설계기준과 시공실적은 미흡한 실정이다. 따라서, 본 연구의 목적은 가정단면에 대하여 한계평형해석을 통해 보강재의 포설길이와 간격을 변화시켜가며 안전율의 변화를 알아보는 데 있다. 또한 수치해석을 통해 한계평형해석에서 고려할 수 없는 사면의 변위와 응력 및 보강재에 발현되는 인장력을 산출하여 보강길이의 변화에 따른 사면의 거동을 파악하고 효과적인 보강재의 배치를 평가하는데 있다.

2. 한계평형해석

2.1 해석개요

보강사면의 안정성 해석은 일반적으로 힘과 모멘트의 평형에 보강재의 효과를 고려하는 한계평형의 개념을 사용하는데 일반적으로 원호 혹은 썸기형태의 파괴면을 가정한 후 활동모멘트와 저항모멘트의 관계를 토대로 안전율을 계산한다. 이때, 파괴면과 교차하는 보강재는 인장강도 및 방향에 따라 저항모멘트 혹은 저항력을 증가시키는 것으로 간주하며, 보강재의 인발 저항력으로는 허용 인발 저항력

과 장기 설계 인장 강도 중에서 작은 값을 택한다. 그림 1과 같이 가정된 원형파괴면에 대하여 보강사면의 안전율 산정식은 식 (1)과 같다. 이러한 해석은 수 계산을 하기가 매우 힘들기 때문에 근래에는 각종 프로그램을 사용하여 해석하고 있다.

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n (N_i \tan \psi + c l_i) R + \sum_{i=1}^m T_i y_i}{\sum_{i=1}^n (W_i \sin \beta_i) R} \quad (1)$$

여기서,

FS = 안전율

N_i = $W_i \cos \beta_i$

W_i = 절편의 무게

β_i = 절편의 중심에서 파괴면과 수평면이 이루는 각

l_i = 절편의 호의 길이

R = 파괴원의 반경

ψ = 전응력과 유효응력해석시 전단저항각

c = 전응력과 유효응력해석시 점착력

T_i =보강재의 허용인장강도

y_i = 파괴원의 중심에서 각 보강재까지의 연직거리

n = 절편의 수

m = 보강재층의 수

x_i = 절편의 폭

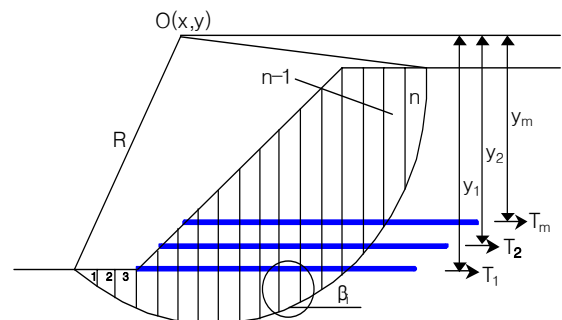


그림 1. 절편법을 이용한 보강사면의 한계평형해석

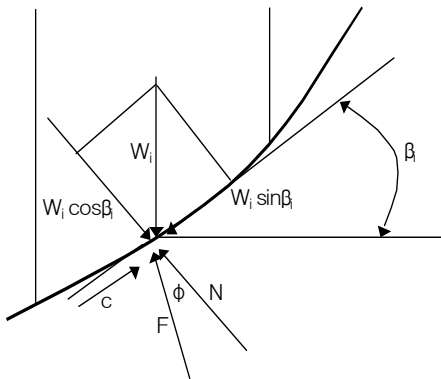


그림 2. 절편에 작용하는 힘들의 평형

본 연구에서 사용한 RSS프로그램은 비보강사면과 보강 길이와 간격을 변화시키며 보강사면의 안전율을 산정할수 있는 프로그램이다. 안전율 산정은 Bishop의 간편법에 기초하고 가상파괴형상은 원호파괴로 가정하여 해석을 수행하며 사면에 작용하는 하중을 고려할수 있다. 또한 기초지반은 매우 단단한 지반으로 가정하여 파괴형상은 선단파괴 또는 사면내 파괴형상으로 나타나도록 하였으며 저부파괴는 고려하지 않았다. 안전율 산정은 임의의 가상파괴면에 대하여 반복계산을 통한 안전율을 산정한 후 이중 최소의 안전율을 최종 안전율로 결정한다. 또한 해석시 신장계수(Extension Factor), 감소계수(Reduction Factor), 인발에 대한 안전율(Pullout Factor of Safety), 인발저항계수(Pullout Resistance Factor) 및 보강재와 성토재, 보강재와 기초지반과의 마찰각등과 같은 설계계수들을 고려할수 있는 프로그램으로 지오그리드로 보강된 성토사면에 대하여 사면의 경사, 보강재길이, 보강재 수직간격, 그리고 성토재의 내부마찰각 및 단위중량을 변화시키며 안전율의 변화를 살펴보았다. 보강재의 설계길이는 일반적으로 보강토옹벽의 경우 예비설계시 옹벽높이의 0.7배를 적용하며, 보강사면의 경우에는 각 학자들에 의해 제시된 이론과 도표에 의해서 설계길이를 결정한다. 본 연구에서는 소정의 안전율을 확보하기 위한 보강재의 길이에 따른 영향을 평가하기 위하여 보강재의 길이 이외의 조건을 고정시키고 보강재의 길이변화에 따른 안전율의 변화를 살펴보았다. 그리고 보강재의 포설간격은 0.6m, 성토재의 단위중량은 18, 21 kN/m³로 한정하였으며 보강재는 FHWA에서 제시한 100 kN/m의 극한강도를 갖는 지오그리드를 설계변수로 입력하였다. 보강재의 포설

간격은 보강재의 길이와 함께 설계시 결정해야 할 사항으로 보강재의 길이와 마찬가지로 FHWA 직접설계법이나 각 도표설계법에서 결정된다. 본 연구에서는 보강재의 포설간격에 따른 안전율의 변화를 알아보기 위해 보강재길이 증가해도 안전율의 추가적인 증가가 없는 보강재길이를 RSS를 이용하여 산정한 후, 해석을 하였다. 보강재의 포설간격은 최소 0.3m에서 최대 1.0m로 0.1m씩 증가시키며 안전율의 변화를 살펴보았다. 일반적으로 보강재의 포설간격은 법면의 안정성과 다짐효과를 고려하기 위하여 최대 0.6m(RSS manual)로 제한하고 있으나 포설간격이 안전율에 미치는 영향을 파악하고자 포설간격을 1m까지 확대하여 해석하였다.

2.2 해석단면 및 조건

한국도로공사 도로제방 성토사면기준구배에서는 양질의 사질토일 경우 사면고 5m이하에서는 30°~33°, 5m~15m에서는 26°~30°로 제안하고 있으며 사면고 최대 약 15m까지 구배기준이 정해져있다. 본 연구에서는 사면의 경사도 β 를 기준구배에 속하는 경사 30°와 기준구배 보다 급경사인 35°, 40°, 45°의 경사를 갖는 사면높이 10m의 도로 제방사면의 단면을 가정하였다. 가정한 단면을 그림 3에 나타내었다.

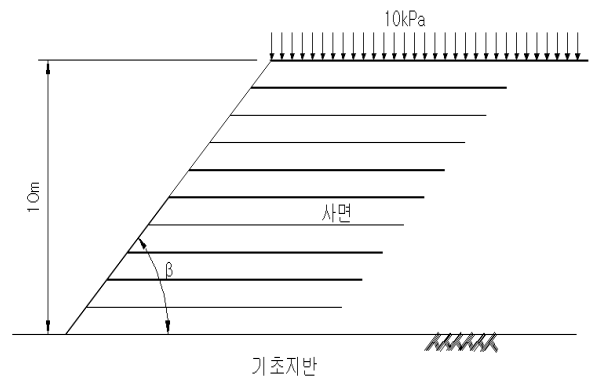


그림 3. 해석 단면

해석에 사용된 사면과 기초지반의 기본물성치는 표 1과 같으며 상재하중은 일반적인 도로포장체의 무게를 고려하여 10 kN/m²의 등분포 하중이 작용하는 것으로 가정하였다. 또한 기초는 매우 단단한 강성을 지닌 지반으로 가정

하였다. 신장계수는 일반적으로 유연성을 가진 보강재의 경우는 1, 강성보강재일 경우는 0의 값을 사용하며 보강재의 상태에 따라 0~1사이에서 적절한 값을 선택해야 한다. 또한 감소계수는 다양한 인자들에 대해 보강재의 인장강도의 감소에 대한 영향을 고려한 계수로 본 연구에서는 감소계수 $R_f = 7$ 을 사용하였으며 보강재의 허용인장강도 T_a 는 식 (2)에 의해 산정되며 사용한 보강재의 극한인장강도 T_{ult} 는 100 kN/m 값을 사용하였다.

$$T_a = \frac{T_{ult}}{R_f} \quad (2)$$

$$R_f = F_{cr} \times F_{id} \times F_c \times F_g \quad (3)$$

여기서,

F_{cr} =크리프에 대한 감소계수(1.8~5.0)

F_{id} =시공손상에 대한 감소계수(1.1~3.0)

F_c =생화학적 분해에 대한 감소계수(1.1~3.0)

F_g =보강재의 기하학적 조건에 대한 감소계수

그리고 인발에 대한 안전율은 일반적으로 1.5가 사용되고 있으며 Christopher와 Leshchinsky(1991)는 사질토에서는 1.5, 점성이 있는 흙에서는 2.0을 제안하였다.

표 1. 해석시 사용된 성토재와 기초지반의 물성치

구분	사면 높이 (m)	사면 경사 (°)	단위 중량 (kN/m ³)	내부 마찰각 (°)	점착력 (kN/m ²)	상재 하중 (kN/m ²)
성토재	10	30, 35 40, 45	18, 21	25, 30 35, 40	-	10
기초지반	-	-	21	35	12.5	-

일반적으로 인발저항계수는 보강재의 인발시험으로부터 구할 수 있으며 토목섬유의 경우 0.1~1 사이의 값을 가진다. 그리고 보강재와 성토재, 보강재와 기초지반 사이의 마찰계수는 $0.6 \tan \psi$ (성토재 또는 기초지반의 내부마찰각)로 산정한다. 해석시 사용된 설계계수들을 표 2에 나타내었다.

표 2. 해석시 사용된 설계계수

설계 계수	신장 계수	감소 계수	인발 안전율	인발 저항계수	성토재 -보강재 마찰계수	기초지반 -보강재 마찰계수
입력값	1	7	1.5	$0.6 \tan \psi$	$0.6 \tan \psi$	$0.6 \tan \psi$

안전율의 평가 시에는 사면에 설치되는 보강재의 포설길이, 보강재의 포설 간격에 따라 안전율의 변화를 살펴보고 한국도로공사 성토사면 안전율 기준에 따라 안전성을 검토하였다. 허용안전율에 대한 기준은 지역과 공사내용에 따라 상이하나 대체로 1.1~1.5 정도를 채택하고 있으며, 성토사면의 경우 성토재의 특성과 성토단면 상태를 비교적 명확하게 추정할 수 있으므로 1.3을 적용하였다.

2.3 프로그램 RSS의 해석결과 및 분석

2.3.1 보강재 길이의 영향

그림 4~11은 보강길이의 증가에 따른 안전율의 변화를 나타낸 그림이다. 보강시 사면의 최대안전율은 성토재의 마찰각이 상승할수록 큰 값을 나타냈으나, 비보강사면에 대한 안전율의 증가는 성토재의 마찰각이 증가함에 따라 감소하는 경향을 보였으며 보강재의 길이가 일정 길이 이상이 되면 추가적인 안전율의 증가는 없는 것으로 나타났다. 이는 보강재의 길이가 일정 길이 이상으로 증가하더라도 보강재가 부담하는 추가적인 인장력의 발현이 없기 때문으로 사료된다. 주어진 마찰각에서 안전율이 더 이상 증가하지 않는 한계길이는 $0.8H(m) \sim 1.2H(m)$ 까지로 나타났으며 성토재의 내부마찰각이 증가할수록 이 길이는 줄어드는 것으로 나타났다. 또한, 성토재의 단위중량이 증가했을 때 보강길이가 증가함에 따라 안전율은 $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ 일 때보다 미세하게 감소하는 경향을 나타내는데 이는 성토재의 무게에 의한 활동력의 증가가 보강재와 성토재 사이의 마찰저항보다 크게 발현되었기 때문인 것으로 사료된다. 보강길이를 증가시켰을 때 사면경사와 성토재의 내부마찰각에 따라 비보강사면에 비하여 최대 50~150% 정도의 안전율 증가를 보였으며 그 효과는 성토재의 내부마찰각이 작을수록, 사면의 경사가 클수록 높게 나타났다. 또한 성토재의 단위중량이 클수록 안전율의 증가

도 둔화되었으며 최종적인 안전율 값도 감소하였다. 그러나 보강시 안전율의 크기는 사면의 경사가 작고 성토재의 내부 마찰각이 클수록 크게 나타났다. 보강길이를 증가시켜도 기준안전율을 만족시키지 못하는 경우 성토재료를 바꾸거나 보강간격을 조절해야 할 것으로 사료된다.

2.3.2 보강재 간격의 영향

그림 12~19는 보강간격의 감소에 의한 안전율의 변화를 나타낸 그림이다. 가정단면에서 보강간격을 0.6m에서 0.3m 까지 줄였을 때 안전율의 증가는 보강길이에 의한 안전율 증가보다는 적은 약 6~32% 값으로 사면의 경사가 크고 성토재의 마찰각이 클수록 크게 나타났다. 이는 사면의 경사증가에 따라 보강재 상부의 연직응력의 증가와 보강재와 성토재 사이의 접촉면의 증가에 따른 마찰력의 발현에 의한 것으로 사료된다. 해석결과 가정단면은 주어진 성토재의 재료에 따라 보강길이와 보강간격을 조절함으로써 기준안전율을 만족하였다.

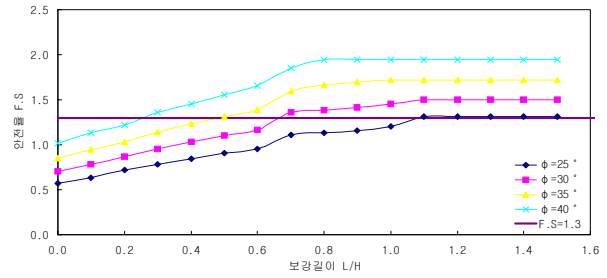


그림 6. 보강길이에 따른 안전율 변화 ($\gamma=18\text{kN/m}^3$, $\beta=40^\circ$)

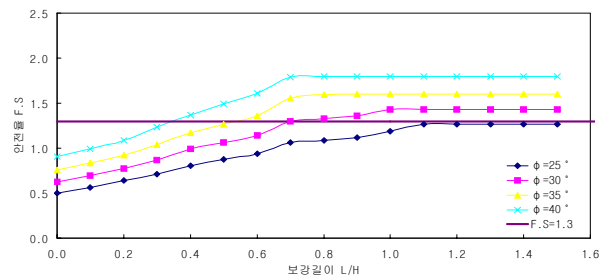


그림 7. 보강길이에 따른 안전율 변화 ($\gamma=18\text{kN/m}^3$, $\beta=45^\circ$)

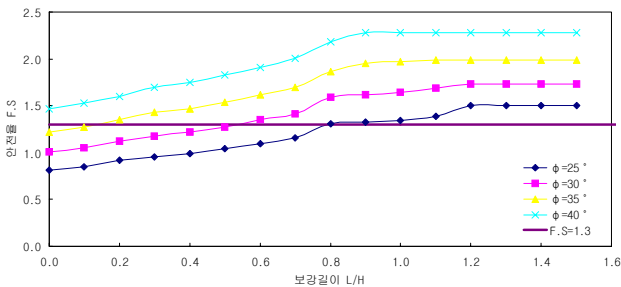


그림 4. 보강길이에 따른 안전율 변화 ($\gamma=18\text{kN/m}^3$, $\beta=30^\circ$)

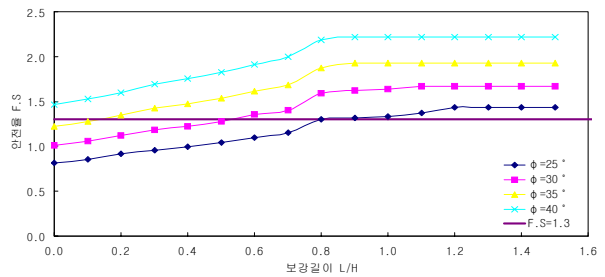


그림 8. 보강길이에 따른 안전율 변화 ($\gamma=21\text{kN/m}^3$, $\beta=30^\circ$)

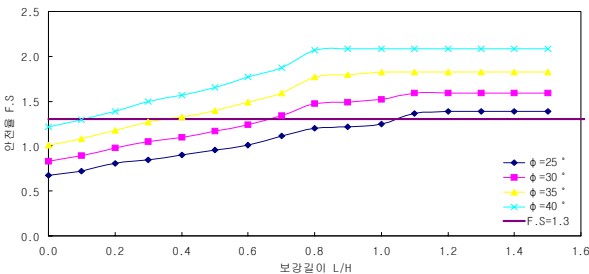


그림 5. 보강길이에 따른 안전율 변화 ($\gamma=18\text{kN/m}^3$, $\beta=35^\circ$)

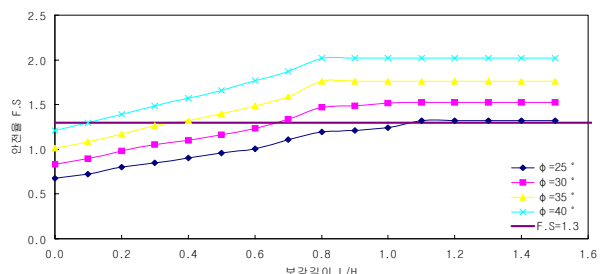


그림 9. 보강길이에 따른 안전율 변화 ($\gamma=21\text{kN/m}^3$, $\beta=35^\circ$)

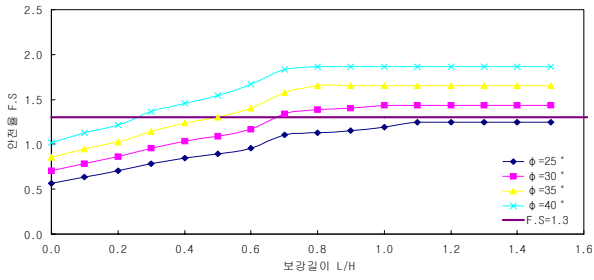


그림 10. 보강길이에 따른 안전율 변화($\gamma=21\text{kN/m}^3$, $\beta=40^\circ$)

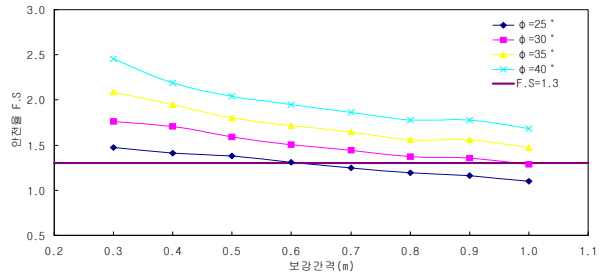


그림 14. 보강간격에 따른 안전율 변화($\gamma=18\text{kN/m}^3$, $\beta=40^\circ$)

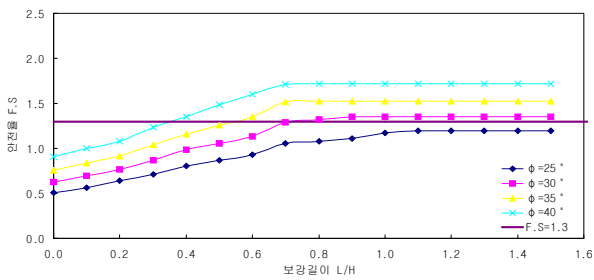


그림 11. 보강길이에 따른 안전율 변화($\gamma=21\text{kN/m}^3$, $\beta=45^\circ$)

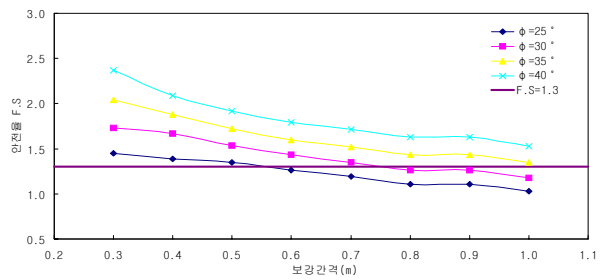


그림 15. 보강간격에 따른 안전율 변화($\gamma=18\text{kN/m}^3$, $\beta=45^\circ$)

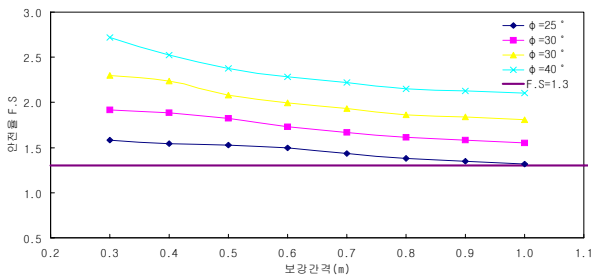


그림 12. 보강간격에 따른 안전율 변화($\gamma=18\text{kN/m}^3$, $\beta=30^\circ$)

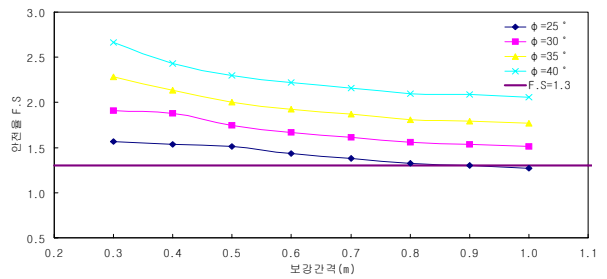


그림 16. 보강간격에 따른 안전율 변화($\gamma=21\text{kN/m}^3$, $\beta=30^\circ$)

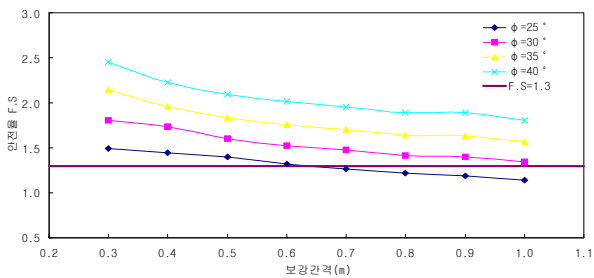


그림 13. 보강간격에 따른 안전율 변화($\gamma=18\text{kN/m}^3$, $\beta=35^\circ$)

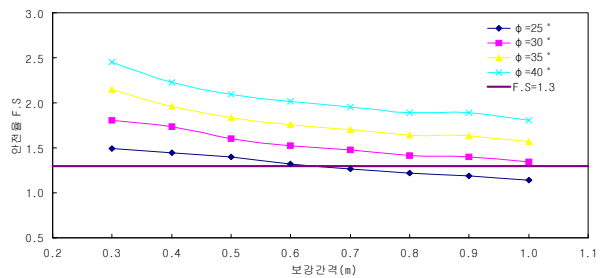


그림 17. 보강간격에 따른 안전율 변화($\gamma=21\text{kN/m}^3$, $\beta=35^\circ$)

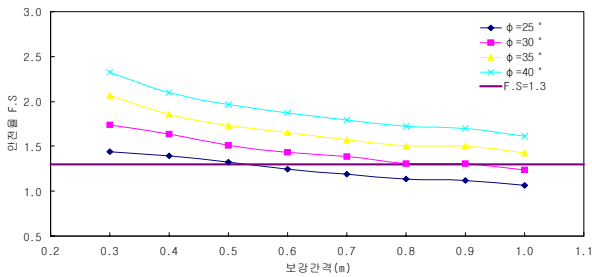


그림 18. 보강간격에 따른 안전율 변화($\gamma=21\text{kN/m}^3$, $\beta=40^\circ$)

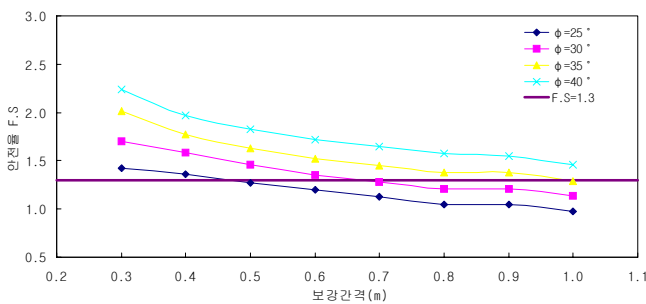


그림 19. 보강간격에 따른 안전율 변화($\gamma=21\text{kN/m}^3$, $\beta=45^\circ$)

체에 고르게 분포시키며 흙이 가지지 못하는 인장에 대한 저항을 하여 그 거동이 상이할 것으로 예상된다. 따라서, 해석단면은 비보강시 불안정으로 예상되는 단면으로 보강재의 길이를 $0.1H(m) \sim 1.2H(m)$ 까지 증가시켜가며 사면의 거동을 검토하여 안정성을 확보할수 있는 최소보강 길이를 알아보았다. 보강재의 배치는 파괴가 예상되는 영역에 대하여 0.6m의 수직간격으로 총 17층의 보강재를 $0.1H(m) \sim 1.2H(m)$ 까지 1m의 간격으로 길이를 변화시키며 사면의 거동을 살펴보았다. 또한 한계평형해석에서 검토할 수 없는 사면내에 발생하는 응력과 수평변위 및 보강재에 작용하는 인장력을 산정 하여 보강시의 사면거동과 보강재 길이의 증가에 따른 효과를 검토하였다.

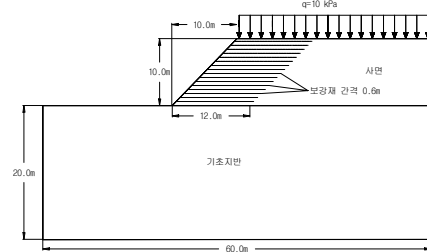


그림 20. 수치해석단면

3. 수치해석

3.1 해석개요

해석에 사용된 단면은 그림 20과 같다. 사면높이 10m, 사면경사 45° 로 보강재는 0.6m의 간격으로 길이를 1~12m까지 1m씩 증가시켰으며 각층의 보강길이는 동일하게 설정하였다. 해석단면은 사면의 좌측과 우측으로 각각 사면높이의 2배와 3배까지 설정하였으며 기초지반의 깊이는 사면높이의 2배까지 확대하여 설정하였다. 그리고 상재하중은 일반적인 도로포장재의 무게를 고려하여 10 kN/m^2 의 등분포 하중이 작용하는 것으로 가정하였다.

해석단면은 지반 범용 해석프로그램인 FLAC^{2D}를 이용하여 2차원 평면변형율(Plane strain)수치해석을 수행하였다. FLAC^{2D}는 유한차분법을 이용한 프로그램으로 Elastic, Mohr-Coulomb등의 다양한 구성모델을 적용할 수 있으며 각종 지반구조물과 Cable 및 Beam 요소 등을 모델링 할 수 있는 프로그램이다. 비보강사면에 비하여 보강사면은 사면내에 발생하는 집중응력을 보강재가 토

3.2 적용모델 및 해석조건

그림 21과 22는 해석에 사용된 유한요소망과 적용모델 및 경계조건을 보여준다. 보강재의 길이변화와 간격을 고려하기 위해 사면부분은 매우 촘촘한 유한요소망을 사용하였으며 사면 좌측의 기초지반은 사면높이의 2배, 사면 우측의 지반은 사면 높이의 3배까지 고려하여 경계조건에 의한 사면의 영향을 최소화하였다. 적용구성모델은 성토사면부와 배면토 및 기초는 Mohr-Coulomb 모델을 사용하였으며 보강재는 토목섬유의 특성을 고려하여 축력만을 고려하는 Cable요소를 사용하였다. 또한 경계조건 설정시 기초지반의 하부는 경계면의 수평, 수직방향을 구속하였으며 기초지반의 최좌측과 배면토와 기초지반의 최우측은 수평방향만을 구속하였다.

기초지반과 사면 및 보강재에 대한 물성치는 표 3과 같다.

표 3. 수치해석에 적용된 입력물성치

구분	탄성 계수 (N/m ²)	밀도 (kg/m ³)	점착력 (N/m ²)	내부 마찰각 (Deg)	면적 (m ²)	항복 강도 (N)
성토재	5.0×E7	2142	0	35	-	-
배면토	5.0×E7	2142	0	35	-	-
기초지반	5.0×E7	2142	12500	35	-	-
보강재	2.0×E9	10.2	-	-	4.9×E-4	1.0×E5

기초지반의 물성치는 강성지반을 고려하여 점착력과 내부마찰각을 동시에 가지는 지반으로 적용하였고 성토재와 배면토는 동일한 물성치를 사용하였다. 성토재와 보강재 사이의 상호면(Interface)은 G. W. Won등(1996)에 의해서 수행된 인발시험결과를 이용하여 구한 K_b (bond stiffness)와 S_b (bond strength)를 사용하였으며 그 값들은 다음과 같다.

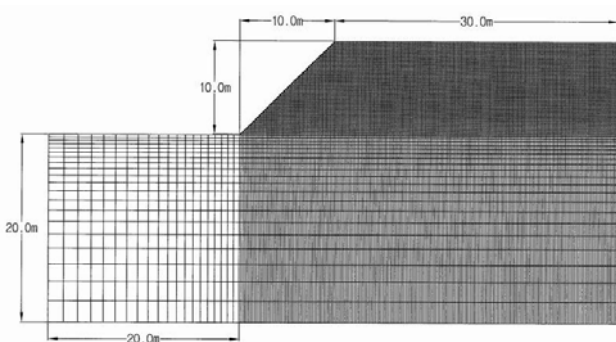


그림 21. 해석에 사용된 유한차분 격자망

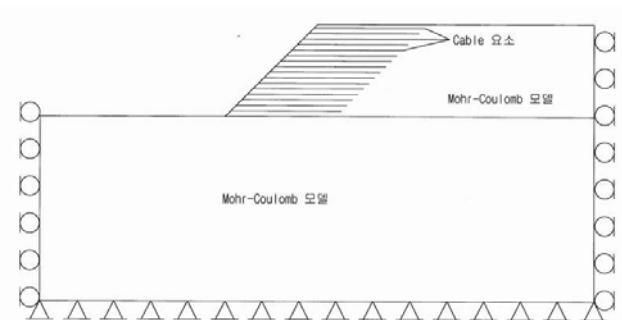


그림 22. 적용모델과 경계조건

$$K_b = 480 \cdot \gamma \cdot z \text{ (N/m/m)} \quad (4)$$

$$S_b = 1.12 \cdot \gamma \cdot z \text{ (N/m)} \quad (5)$$

여기서,

γ = 성토재의 단위중량(N/m³)

z = 사면 최상단으로부터 각 보강재까지의 연직거리(m)

3.3 해석결과 및 분석

3.3.1 비보강사면의 안정성

가정단면은 비보강사면 한계평형해석에서 불안정으로 예상되는 단면으로 수치해석을 통한 수평방향 변위 Contour와 소성영역을 통해 가상파괴면을 알아보았다. 예상되는 가상파괴면의 수평변위와 소성영역은 파괴가 진행중인 영역으로 향후의 파괴거동을 예측할 수 있다. 여기서 소성영역이란 재료가 과도한 응력을 받아 전단응력이 그 재료의 전단강도를 넘어서 파괴에 이른 영역을 의미한다. 비

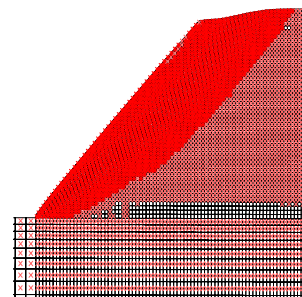


그림 23. 소성영역에 의한 가상파괴면

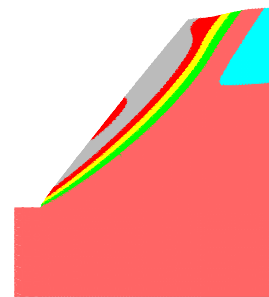


그림 24. 수평변위에 의한 가상파괴면

보강시 사면의 소성영역과 수평변위에 의한 가상파괴면은 그림 23과 그림 24에 나타내었다. 그림 23과 그림 24에서 보이는 것처럼 지반내의 소성항복영역이 집중되는 부분과 큰 수평변위가 예상되는 가상파괴영역에 의하면 사면파괴형태는 선단파괴나 사면내 파괴형태의 원호파괴면으로 예상된다. 그리고 파괴는 사면 법면으로부터 수평방향으로 0.5H(m)이내에서 발생할 것으로 예상된다.

3.3.2 보강사면의 수평변위

그림 25와 그림 26은 보강길이 0.5H(m)와 0.6H(m)에 따른 사면의 수평변위로 법면으로부터 1~5m의 영역과 보강 영역과 비보강 영역의 경계면에서의 변위를 나타낸다. 그림 25와 26에 사용된 h는 사면 선단으로부터 측정된 높이이며 H는 사면의 전체 높이이다.

사면내에 발생하는 수평변위는 약 H/2 지점에서 약 2cm 정도로 최대값을 나타냈으며 사면 상단과 하단으로 갈수록 감소하는 경향을 나타냈다.

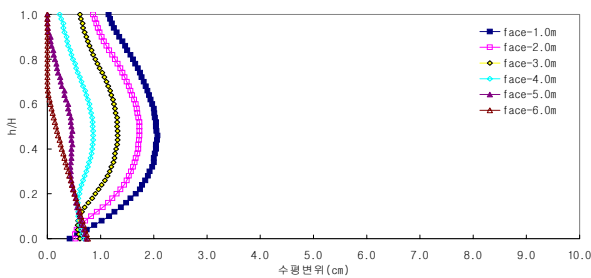


그림 25. 보강사면의 수평변위 (보강길이 5m)

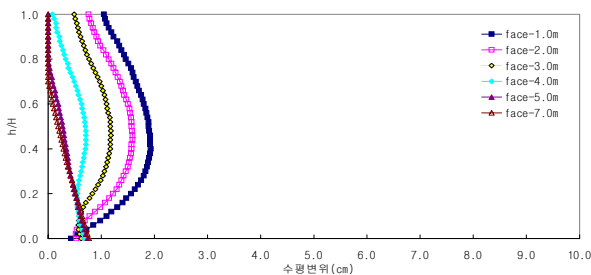


그림 26. 보강사면의 수평변위 (보강길이 6m)

안정화된 보강사면에 대하여 수치해석에 나타난 보강사면의 수평변위의 크기는 보강길이에 관계없이 모두 사면높이 H의 1%이하로 상당히 작은 값을 나타내었다. 또

한 사면 법면으로부터 거리가 멀어질수록 변위가 감소하는 경향을 보였으며 사면 상부와 하부의 변위편차가 감소하는 경향을 나타내었는데 이는 보강길이가 증가하면서 하나의 보강토체를 형성하여 배면토의 수평변위를 구속하기 때문인 것으로 사료된다. 또한 각 보강길이가 끝나는 지점의 수평변위는 보강된 부분보다 상대적으로 둔화되어 일정한 값을 나타내었다. 보강부분에 변위가 발생하게 되면 보강재와 성토재 사이의 마찰효과에 의해 보강재에는 인장력이 발생하게 되는데, 사면에 발생한 수평변위의 상대적 크기와 위치에 의하면 보강재에 발생하는 최대 인장력은 h/H가 0.5인 지점에서 발생할 것으로 사료된다. 그리고 파괴가 예상되는 영역이상으로 보강길이를 증가시키더라도 수평변위의 감소는 거의 발생하지 않았으며 변위형태도 일정한 양상을 나타냈다.

3.3.3 보강재 길이에 따른 수평응력

그림 27과 그림 28은 보강길이 0.5H(m)~0.6H(m)에 따른 보강시 사면예상 파괴영역의 수평응력을 나타낸다. 작용하는 수평응력은 사면상부에서 하부로 갈수록 증가하는 경향을 보였으며 최대값은 사면 하단부에서 80 kN/m² 정도의 값을 나타냈다. 그리고 사면 법면으로부터 거리가 멀어짐에 따라 수평응력은 증가하는 경향을 보이고 있으며 보강부분과 비보강부분의 경계면에서 상당한 수평응력 편차가 발생하였다. 보강부분에서는 비보강된 부분과 비교하여 사면상부와 하부의 응력편차가 상당히 감소한 값을 보인다. 이는 사면에 응력이 집중되는 부분이 보강재에 의해 사면에 고르게 분포되기 때문인 것으로 사료된다. 또한 보강길이에 상관없이 h/H가 0.1이하인 최하단에서 급격히 응력이 증가하는 경향이 발생했는데 이는 성토부분과 기초지반 경계면에서의 마찰각과 기초지반의 점착력에 의해 수평변위가 구속되어 크게 산출된 것으로 사료된다. 그리고 이미 안정화된 보강사면에서는 추가적인 보강길이의 증가에 따른 응력의 경감효과는 거의 없는 것으로 나타났으며 보강재가 끝나는 지점의 수평응력은 사면 상부와 하부의 응력편차가 보강된 부분에 비해 상대적으로 큰 값을 나타내었다. 보강길이 0.7H(m)~1.2H(m)의 수평응력은 보강길이 0.6H(m)의 응력분포와 거의 동일한 값으로 수렴하였다.

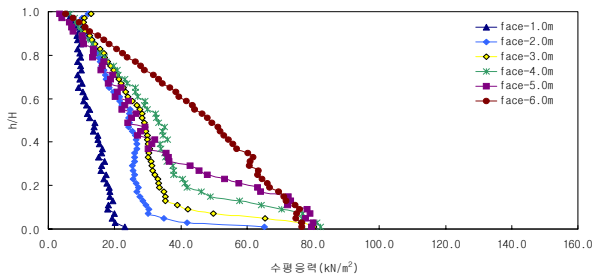


그림 27. 보강사면의 수평응력 (보강길이 5m)

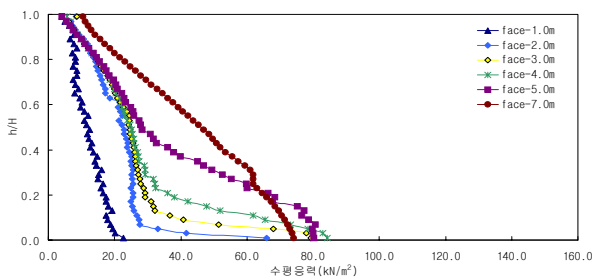


그림 28. 보강사면의 수평응력 (보강길이 6m)

3.3.4 보강재 최대인장력

그림 29~32는 보강길이 0.5H(m)와 0.6H(m)일 때의 보강재의 인장력 분포와 소성영역을 나타낸다. 최대인장력은 사면하부에서 상부로 갈수록 보강재의 후미쪽에서 발생하였고 예상과괴영역에서 보강재의 인장력분포가 집중되었다. 사면 최하단의 보강재에는 인장력이 상대적으로 거의 발현되지 않았는데, 이는 성토부분과 기초지반 경계면에서의 마찰각과 기초지반의 점착력에 의해 보강재와 지반과의 상대변위가 구속되어 인장력이 크게 발현되지 못한 것으로 사료된다. 또한 이미 안정화된 사면에서 보강길이에 관계없이 법면에 국부적인 소성영역이 형성되어 법면 보호공이 필요할 것으로 사료된다. 그림 31은 보강길이 0.5H(m)일 때의 소성영역으로 법면 외에 보강길이의 끝단 부분에 소성영역이 형성되어 보강길이의 증가가 필요한 것으로 나타났는데 보강길이 0.6H(m)의 그림 32에서 소성영역의 감소 효과를 확인할 수 있다. 또 보강길이를 1.2H(m)까지 증가시켰을 때 0.6H(m)이상의 부분에서는 보강재에 발현되는 인장력이 미미하게 나타났다. 표 4와 그림 33은 보강길이 0.5H(m)~1.2H(m)일 때의 보강재에 발현되는 최대인장력을 나타낸 것이다.

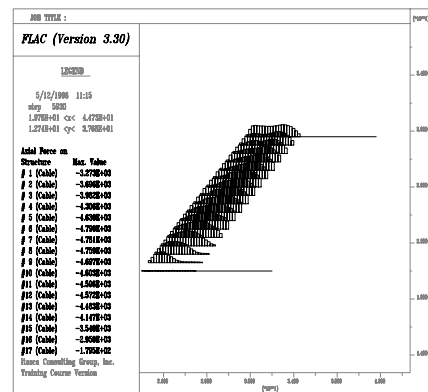


그림 29. 보강재의 인장력 분포 (보강길이 5m)

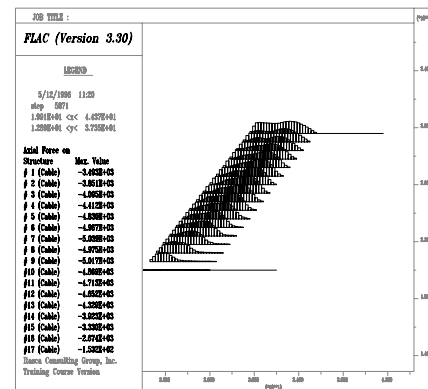


그림 30. 보강재의 인장력 분포 (보강길이 6m)

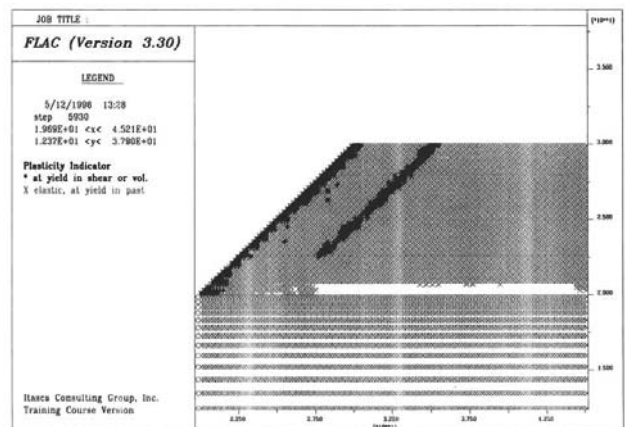


그림 31. 보강사면의 소성영역 (보강길이 5m)

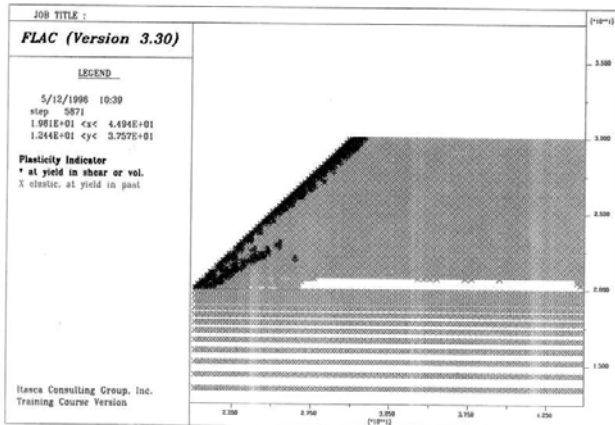


그림 32. 보강사면의 소성영역 (보강길이 6m)

표 4. 보강길이변화에 따른 최대인장응력

사면높이 (h/H)	보강재의 최대인장력 (kN/m)							
	5m	6m	7m	8m	9m	10m	11m	12m
0.96	3.21	3.52	3.56	3.57	3.55	3.56	3.59	3.53
0.90	3.61	3.90	3.91	3.94	3.93	3.90	3.94	3.86
0.84	3.89	4.17	4.17	4.19	4.19	4.13	4.16	4.11
0.78	4.20	4.49	4.50	4.47	4.50	4.45	4.45	4.40
0.72	4.57	4.84	4.88	4.86	4.81	4.78	4.81	4.72
0.66	4.70	4.94	4.96	4.95	4.98	4.91	4.91	4.87
0.60	4.68	4.94	4.95	5.00	4.95	4.90	4.91	4.91
0.54	4.66	4.88	4.91	4.96	4.98	4.95	4.97	4.93
0.48	4.62	4.99	4.92	5.05	5.02	5.06	5.10	5.09
0.42	4.60	4.74	4.77	4.87	4.95	4.83	4.98	4.89
0.36	4.49	4.71	4.71	4.79	4.86	4.78	4.91	4.79
0.30	4.42	4.50	4.49	4.64	4.69	4.55	4.75	4.65
0.24	4.25	4.19	4.29	4.44	4.34	4.27	4.47	4.38
0.18	3.88	3.84	3.86	3.97	3.85	3.84	3.99	3.98
0.12	3.32	3.13	3.26	3.28	3.16	3.19	3.21	3.16
0.06	2.83	2.72	2.74	2.77	2.77	2.75	2.73	2.77
1.00	0.19	0.16	0.16	0.17	0.15	0.20	0.25	0.28

보강재의 최대인장력은 보강길이에 관계없이 사면의 중앙부분에서 발생하였으며 사면의 상부와 하부로 갈수록 감소하는 경향을 나타냈으며 보강길이가 증가하더라도 보강재에 발현되는 최대인장력에 미치는 영향은 크지 않은 것으로 나타났다.

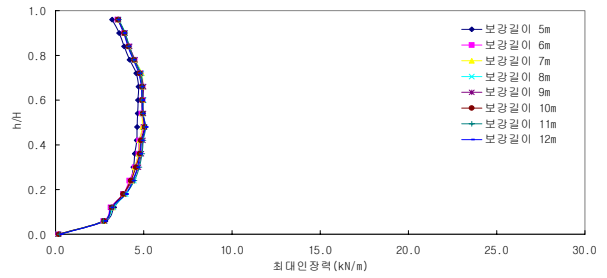


그림 33. 보강재에 작용하는 최대인장력

4. 결론 및 향후 연구과제

본 연구에서는 토목섬유로 보강된 도로제방사면의 거동특성 규명을 위해 가상단면에 대해 한계평형해석에 기초한 매개변수 연구를 수행하여 비보강시와 보강시의 안전율을 비교하였으며, 보강재의 길이 증가와 보강간격의 변화에 따른 안전율의 증감을 알아보았다. 그리고 수치해석을 통하여 동일한 단면을 갖는 보강사면에 대해, 예상 파괴영역, 수평변위, 수평응력, 보강재에 작용하는 최대인장력의 크기 및 분포를 비교, 분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 한계평형해석에 기초하여 보강길이와 보강간격에 따른 안전율의 변화를 살펴본 결과, 보강길이를 증가시켰을 때 사면경사와 성토재의 내부마찰각에 따라 비보강사면에 비하여 최대 50~150% 정도의 안전율이 증가되었으며 그 효과는 성토재의 내부마찰각이 작을수록, 사면의 경사가 클수록 높게 나타났다. 또한 보강간격을 0.6m에서 0.3m까지 감소시켰을 때 안전율은 약 6~32% 정도의 증가를 나타냈으며 사면의 경사가 크고 성토재의 마찰각이 클수록 크게 나타났다. 그리고 보강길이를 증가시켜도 안전율의 추가적인 상승이 없는 한계보강길이를 확인하였다.
2. 수치해석결과, 보강길이 0.4H(m)이하에서 사면에 과도한 변위가 발생하여 사면이 불안정한 것으로 나타났으나 보강길이 0.5H(m)이상에서 안정성을 확보하는 것으로 나타났는데, 이는 보강된 영역이 하나의 보강토체를 형성하여 배면의 변위를 구속하기 때문인 것으로 사료된다.

3. 보강사면내에 발생하는 수평응력은 사면상부에서 하부로 갈수록 증가하는 경향을 나타냈으며 보강영역과 비보강영역의 경계면에서 상당한 수평응력편차가 발생하였다. 그러나 보강영역은 비보강영역에 비해 사면상부와 하부의 응력편차가 상대적으로 감소하는 경향을 나타냈는데, 이는 파괴영역에 집중되는 응력이 보강재에 의해 사면내로 고르게 전달되기 때문으로 사료된다. 또한 안정화된 사면에서 보강길이의 증가에 의해 파괴영역내의 추가적인 응력감소는 없는 것으로 나타났으며, 증가된 보강길이의 영역에서 큰 인장력의 부담이 없는 결과로도 확인할 수 있었다.

4. 본 연구는 가상의 보강사면 단면에 대한 한계평형해석과 2차원 수치해석의 결과로, 실제 유효중을 고려한 추가해석 후, 시험시공을 통한 계측결과와의 비교분석이 필요할 것으로 판단되며 연약지반상에 축조되는 성토사면의 저부파괴에 대한 고려가 필요할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 논문은 한국과학기술부, 한국과학재단에서 지원한 첨단도로 연구센터의 연구 수행 결과입니다.

(접수일자 : 2001. 10. 11)

참 고 문 헌

1. 건설교통부(1997), "구조물 기초 설계기준" .
2. 유충식, 김옥민, 오민아(1998), "토목섬유 보강사면 설계법에 관한 비교 연구", 한국지반공학회 사면안정 학술발표회 논문집, pp.183-196.
3. 한국지반공학회(1998), "토목섬유의 설계 및 시공요령" .
4. 한국지반공학회(1998), "지반공학시리즈 9 토목섬유" .
5. 한석준(2000), "다단식 보강토 옹벽의 거동특성 연구", 한양대학교 석사학위 논문.
6. Marr A. and Werden S.(1997), "RSS Reinforced Slope Stability: A Microcomputer User's Manual", Geocomp Corporation.
7. Colin J. F. P. Jones.(1996), Earth Reinforcement and Soil Structures, Thomas Telford.
8. Cundal, P.(1994), FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua) Version 3.3 Itasca Consulting Group, Inc.
9. Bergado D. T., Chai J. C., and Miura N.(1995), "Fe Analysis of Grid Reinforced Embankment System on Soft Bangkok Clay", Journal of Computer and Geotechnics, Vol. 17, pp.447~471.
10. Leschinsky D., and Boedeker R. H.(1989), "Geosynthetic Reinforced Soil Structures", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 10, pp.1459~1478.
11. FHWA(1999), "Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines", FHWA Demonstration Project 82 Reinforced Soil Structures MSEW and RSS
12. Won G. W., T. Hull, and Ambrosio L. De(1996), "Performance of a Geosynthetic Segmental Block Wall Structure to Support Bridge Abutments", Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement, Vol. 1, pp.543~548.
13. Duncan J. M.(1996), "State of The Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, No. 7, pp.577~593.
14. Mitchell J. K. and Villet W. C. B.(1987), Reinforcement of Earth Slopes and Embankments, National Cooperative Highway Research Program Report 290.
15. Zornberg J. G. and Mitchell J. K.(1998), "Limit Equilibrium as Basis for Design of Geosynthetic Reinforced Slopes", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No. 8 pp.684~698.
16. Jewell R. A.(1996), Soil reinforcement with geotextiles, Construction Industry Research and Information Association.
17. Michalowski R. L.(1997), "Stability of Uniformly Reinforced Slopes", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, No. 6, pp.684~698.
18. Koerner R. M.(1997), Designing With Geosynthetics, 4th Ed, Prentice Hall.
19. Wright S. G. and Duncan J. M.(1998), "Limit Equilibrium Stability Analyses for Reinforced Slopes", Transportation Research Record 1330, pp.40~46.