

## 토목섬유의 보강효과를 고려한 사면안정해석

### Slope Stability Analysis Considering Reinforcing Effects of Geosynthetics

김경모\* · 김홍택\*\* · 이형규\*\*\*

Kim, Kyeong-Mo · Kim, Hong-Tack · Lee, Hyung-Kyu

---

#### Abstract

Generally, to evaluate a slope stability of the geosynthetic reinforced soil slope, the modified version of limit equilibrium method can be used. In most cases, resisting effects of reinforcement are dealt with considering an increased shear strength on the potential slip surface. However, it is not clear that the methods satisfy all three equilibrium equations. In this study, the new slope stability analysis method in which not only reinforcing effects of geosynthetics can be considered but also all three equilibrium equation can be satisfied is proposed. A number of illustrative examples, including published load test of large-scale reinforced retaining wall and centrifuge model tests on the geotextile reinforced soil slopes, are also analyzed. As a result, it is shown that the newly suggested method produces a relatively accurate factor of safety.

**Keywords** : Reinforced soil slope, Slope stability analysis, Geosynthetics reinforcement, Reinforcing effect

---

#### 요 지

토목섬유로 보강된 사면의 안정성해석을 위해서 보강재의 효과를 고려할 수 있도록 수정된 한계평형해석법을 사용하는 것이 일반적이다. 그러나 대부분의 경우 보강재의 효과는 활동면상에서 증가된 전단저항력으로 고려되어 전체 활동토체에 대한 평형 방정식의 만족여부는 명확하지 않다. 본 연구에서는 보강재의 저항력을 포함한 활동토체의 힘과 모멘트의 평형방정식을 모두 만족할 수 있는 사면안정해석법을 제안하였으며, 보강토 옹벽에 대한 재하시험 결과와 보강사면에 대한 원심모형시험결과를 포함한 다양한 사례에 대한 해석이 수행되었다. 그 결과 본 연구에서 제안한 방법에 의하여 수정된 사면안정해석법에 의하여 계산된 안전율의 차이는  $\pm 4\%$  이내로 비교적 정확한 안전율을 제공해 주는 것으로 나타났다.

**주요어** : 보강사면, 사면안정해석, 토목섬유 보강재, 보강효과

---

\* 정회원 · 보강기술(주) 부설연구소 선임연구원

\*\* 정회원 · 홍익대학교 토목공학과 교수

\*\*\* 정회원 · 서일대학 토목과 부교수

## 1. 서론

부지의 활용성을 증대시키고 토공구조물의 안정성을 높이기 위하여 성토체에 토목섬유 보강재를 포설하는 보강토 공법이 많이 사용되고 있으며, 이렇게 토목섬유 보강재로 보강된 구조물의 안정성은 사면안정해석에 의해 검토하는 경우가 많다. 토목섬유 보강재의 저항효과를 고려한 사면안정해석은 일반적인 사면안정해석법인 Bishop의 간편법(Bishop, 1955)이나 Fellenius의 방법(Fellenius, 1927, 1936)을 보강재의 저항모멘트를 고려하여 수정한 방법이 대부분이다. 그러나 이러한 방법들은 보강재에 의하여 가상활동면상에 부과되는 저항력만을 고려함으로써 상당히 보수적인 결과를 초래할 수 있으며, 또한 활동토체 전체의 평형조건을 만족시키는지의 여부는 확실치 않다. 또한 보강재의 안전율을 사면의 안전율과 동일하다고 가정하는 경우가 많으나, 실제 흙과 토목섬유 보강재는 상당히 다른 응력-변형거동을 보이기 때문에 사면의 안전율과 보강재의 안전율이 같다는 것은 의문이다.

따라서 본 연구에서는 토목섬유 보강재로 보강된 경우, 활동토체 전체에 대한 힘과 모멘트의 평형방정식을 모두 만족시킬 수 있는 새로운 사면안정해석법을 제안하고, 잘 알려진 사례들을 사용하여 제안된 방법을 검증하였다.

## 2. 기존 방법에 대한 고찰

보강재의 효과를 고려한 사면안정해석법은 다양하게 제안되어 있으며, 그 중 대표적인 것들에 대하여 간략히 살펴보면 다음과 같다.

Ingold(1982)는 토목섬유로 보강된 사면의 안전율을 계산하기 위하여 Bishop(1955)이 제안한 사면안정해석법에 수평방향 보강재 층의 효과를 포함할 수 있도록 식 (1)과 같이 수정하였다(그림 1).

$$FS = \frac{\sum W(1 - r_u)\tan\phi' / m_a + \sum T_R \cos\alpha / F_R}{\sum W \sin\alpha} \quad (1)$$

여기서,  $FS$  : 사면활동에 대한 안전율  
 $T_R$  : 보강재의 극한인장강도  
 $F_R$  : 보강재의 파단에 대한 안전율  
 $r_u$  : 간극수압비

$W$  : 절편의 무게

$\phi'$  : 흙의 내부마찰각

$\alpha$  : 활동면의 접선과 수평면이 이루는 각

$$m_a = \cos\alpha \left( 1 + \frac{\tan\alpha \tan\phi}{FS} \right)$$

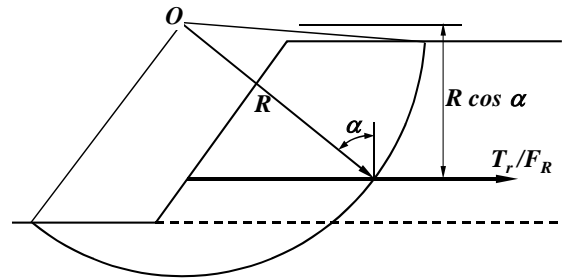


그림 1. 보강사면의 원호활동파괴면 (Ingold, 1982)

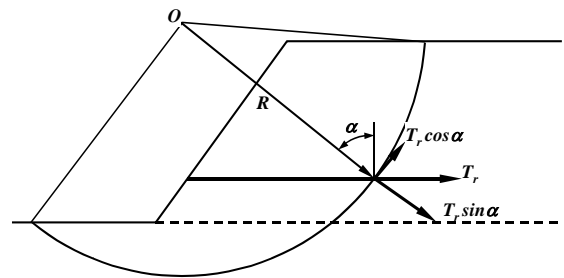


그림 2. 활동면 상에 작용하는 보강재 인장력 (Jewell & Wroth, 1987)

위의 식 (1)에서 쉽게 알 수 있듯이 Ingold(1982)의 방법에서는 보강재의 안전율과 사면활동에 대한 안전율 즉, 흙의 강도정수에 적용하는 안전율이 같다고 가정하였으나, 흙과 보강재는 상당히 다른 응력-변형거동을 보이기 때문에 사면활동에 대한 안전율  $FS$ 와 보강재의 안전율  $F_R$ 이 같다는 것은 의문이다(Slepek & Hopkins, 1995). 이러한 방법은 보강토 옹벽 및 보강사면에 대한 미연방도로국(FHWA, Federal Highway Administration)의 지침(Elias et al., 2001)의 보강사면 설계법에 적용되어 있다.

Slepek & Hopkins(1995)는  $FS \neq F_R$ 라고 가정하여, Bishop(1955)의 식을 다음과 같이 수정하였다.

$$FS = \frac{M_{res}}{M_{dr} - M_r / F_R} \quad (2)$$

여기서,  $M_{res}$  : 원호활동면의 중심에 대한 저항모멘트  
 $M_{dr}$  : 원호활동면의 중심에 대한 활동모멘트  
 $M_r$  : 보강재에 의하여 추가되는 저항모멘트  
 (=  $\sum T_R \cos \alpha$ )  
 $T_R$  : 보강재의 저항력(보강재 인장강도와 인발 저항력 중 작은 값)  
 $F_R$  : 보강재의 파단에 대한 안전율

Jewell 등(1987)의 연구결과에 의하면 활동면 상에 작용하는 보강재의 저항력은 그림 2에서와 같이 활동면의 접선 방향 성분에 의한 직접적인 보강재의 저항력과 법선방향의 성분에 의한 마찰성분의 합으로 나타나며, 이를 식으로 표현하면 다음과 같다.

$$\tau_R = \frac{T_R}{A_s} (\cos \beta + \sin \beta \tan \phi') \quad (3)$$

여기서,  $\tau_R$  : 보강재에 의하여 전단면에 추가되는 전단응력  
 $T_R$  : 보강재의 인장력  
 $A_s$  : 전단면적  
 $\beta$  : 보강재와 전단면이 이루는 경사각  
 $\phi'$  : 흙의 내부마찰각

Greenwood(1989)는 그림 2에서와 같이 보강재로 인한 저항력을 추가하여 힘과 모멘트 평형에 대한 안전율을 다음과 같이 제안하였다.

$$F_m = \frac{\sum \{c' b \sec \alpha + [(W - ub) \cos \alpha + T_R \sin \beta] \tan \phi' + T_R \cos \beta\}}{\sum W \sin \alpha} \quad (4a)$$

$$F_f = \frac{\sum \{[c' b \sec \alpha + [(W - ub) \cos \alpha + T_R \sin \beta] \tan \phi' + T_R \cos \beta] / \cos \alpha\}}{\sum \{W \sin \alpha / \cos \alpha\}} \quad (4b)$$

여기서,  $F_m$  : 모멘트평형방정식에 의한 사면안전율  
 $F_f$  : 힘의 평형방정식에 의한 사면안전율  
 $c'$  : 흙의 점착력

$b$  : 절편의 폭  
 $\alpha$  : 수평면에 대한 절편바닥면의 기울기  
 $W$  : 절편의 무게  
 $u$  : 절편바닥면에 작용하는 수압  
 $T_R$  : 보강재의 인장강도  
 $\beta$  : 활동면과 보강재가 이루는 각

앞에서 살펴본 바와 같이 현재까지 제안된 대부분의 방법에서는 보강재로 인한 모멘트저항력 또는 활동면상에 추가되는 전단저항력의 영향만을 고려하는 것으로 나타났으며, 보강재의 효과를 포함한 활동토체 전체의 힘과 모멘트의 평형조건의 만족여부는 확실치 않다.

본 연구에서는 보강재의 효과를 고려하여 활동토체 전체의 힘과 모멘트 평형을 만족시킬 수 있는 사면안정해석법을 제시하였다.

### 3. 보강재의 효과를 고려한 새로운 사면안정해석법

본 연구에서는 그림 3에서와 같은 활동토체에 대하여 힘과 모멘트의 평형방정식을 모두 만족할 수 있는 사면안정성에 대한 방정식을 유도하였으며, 모멘트 평형방정식으로부터 보강재의 효과를 고려한 사면활동에 대한 안전율은 다음의 식 (5)와 같이 나타낼 수 있다.

$$F_m = \frac{\sum \{c' l + (P - ul) \tan \phi'\} R}{\sum Wd - \sum Pf + \sum T_N f - \sum T_R R} \quad (5)$$

$$P = \left\{ W + (X_R - X_L) + T_N \cos \alpha - T \sin \alpha - \frac{1}{F} (c' l \sin \alpha - ul \tan \phi' \sin \alpha) \right\} / m_a$$

$$m_a = \cos \alpha \left( 1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F} \right)$$

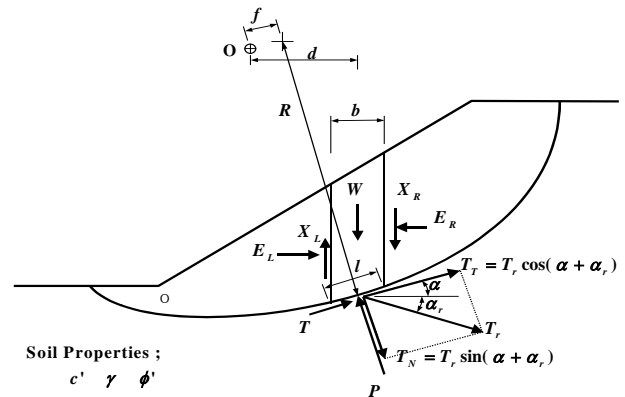


그림 3. 활동토체에 작용하는 힘

- 여기서,  $c'$  : 흙의 유효점착력  
 $l$  : 절편 바닥면의 길이  
 $u$  : 절편바닥면에 작용하는 수압  
 $\phi'$  : 흙의 내부마찰각  
 $R$  : 활동면의 반경  
 $W$  : 절편의 무게  
 $d$  : 활동면의 중심에서 절편의 무게중심까지의 거리  
 $f$  : 활동면의 중심에 대한  $P$ 의 모멘트 팔길이  
 $T_N$  : 활동면에 수직인 방향의 보강재 인장력  
 $T_T$  : 활동면에 접선방향의 보강재 인장력

원호활동면인 경우,  $f = 0$ 이고  $d = R \sin \alpha$  ( $R$ 은 상수)이므로, 식 (5)는 다음과 표현된다.

$$F_m = \frac{\Sigma\{c'l + (P - u) \tan \phi'\}}{\Sigma(W \sin \alpha - T_T)} \quad (5a)$$

또한, 힘의 평형방정식으로부터 사면활동에 대한 안전율은 다음의 식 (6)과 같이 나타낼 수 있다.

$$F_f = \frac{\Sigma\{c'l + (P - u) \tan \phi'\} \cos \alpha}{\Sigma P \sin \alpha - \Sigma T_N \sin \alpha - \Sigma T_T \cos \alpha} \quad (6)$$

식 (5)와 식 (6)의  $F_m$ 과  $F_f$ 를 얻기 위해서는  $P$ 를 알아야 하며,  $P$ 를 알기 위해서는 절편들 사이의 전단력  $X_R$ 과  $X_L$ 을 알아야 한다. 여기서 미지수의 수가 방정식의 수보다 많으므로, 적절한 가정이 필요하며, 일반적으로 절편들 사이의 힘에 대하여 다음과 같이 가정이 가능하다.

$$X_R - X_L = 0 \quad \text{Bishop(1955)}$$

$$\frac{X}{E} = \text{constant} \quad \text{Spencer(1967)}$$

$$\frac{X}{E} = \lambda f(x) \quad \text{Morgenstern and Price(1965)}$$

#### 4. 사례연구에 의한 제안된 방법의 적용성 검토

본 연구에서 제안한 보강된 사면의 안정성해석법의 타당

성을 검증하기 위하여 기 발표된 사례에 대한 해석을 수행하였다. 먼저 Wright & Duncan(1991)이 수행한 보강사면과 보강제방에 대한 해석사례에 대하여 해석해 보았으며, 보강토 옹벽과 보강사면 모형실험결과를 사용하여 파괴조건에 대하여 평가해 보았다. 본 해석에서는 보강재 인장력의 작용방향이 보강재 설치방향과 같은 것으로 가정하였다.

본 해석에서는 새롭게 작성된 컴퓨터 프로그램을 사용하였으며, 이 프로그램은 Visual Basic을 사용하여 Simplified Bishop, Simplified Janbu, Spencer 등의 방법을 사용하여 보강 및 무보강사면에 대한 안정해석을 수행할 수 있도록 작성되었다. 김경모(2004)에 의하면 본 프로그램은 기존의 사면안정해석 사례와 비교해 볼 때 계산된 안전율의 오차는 무보강사면의 경우 0.33~1.18%, 보강사면에 대해서는 2~4%로 비교적 정확한 결과를 제공해준다.

#### 4.1 사례 1 - 보강사면에 대한 해석사례

Ingold(1982) 등의 연구에서는 Bishop의 간편법에 보강재에 의하여 증가된 저항모멘트만을 고려하여 수정하였으나, Wright 등(1991)은 보강재가 모멘트 평형뿐만 아니라 수직방향의 힘의 평형에도 영향을 미칠 수 있도록 수정하였으며, Spencer의 방법(Spencer, 1967)은 힘과 모멘트의 평형을 모두 만족하는 방법으로, 보강재의 효과는 힘의 평형 및 모멘트의 평형 모두에 영향을 미치는 것으로 수정하였으며, Janbu의 간편법(Janbu 등, 1956)은 수평방향 힘의 평형에 의하여 사면의 안전율을 계산하므로, 보강재의 효과 또한 수평방향의 힘에 영향을 미치는 것으로 수정하였다. Wright 등(1991)은 이렇게 수정된 보강된 사면의 안정해석법을 검증하기 위하여 2개의 사례에 대하여 안전율을 계산하였으며, 아래에서는 본 연구에서 제시한 방법과 Wright 등(1991)의 방법으로 계산한 결과를 비교하였다.

본 사례에 사용한 보강사면은 그림 4에서 보는 바와 같이, 높이 11.6 m의 1:1(45°) 경사면이 17층의 보강재로 보강되어 있다. 본 계산에 사용된 흙은 비점성토로서 내부마찰각  $\phi = 32^\circ$ 이며, 단위중량  $\gamma_t = 18.8 \text{ kN/m}^3$ 이다. 사용된 보강재의 인장강도는  $T_r = 14.6 \text{ kN/m}$ 이며, 길이는 7.3m와 8.9m이고, 수직간격은 그림 4에서와 같다.

계산시 파괴면은 원호활동면으로 가정하였으며, 계산된 결과는 표 1에 요약되어 있으며, 본 사례에서는 보강재 인장력 작용방향(보강재 설치방향 또는 활동면에 접선방향)의 영향을 검토하기 위하여, 보강재 인장력의 작용방향을 달리하여 계산하였다.

표 1에서 보듯이 본 연구에서 제안한 방법으로 계산한 안전율은 Wright 등(1991)이 계산한 안전율과 거의 동일한 값을 보이며, 오차는 Force Equilibrium을 제외하면 1.04~2.70% 정도이다. 각 방법별로 안전율을 계산한 결과, 힘의 평형조건의 경우, 다른 방법에 비하여 10% 정도 낮은 값을 보이며, 이는 무보강사면에서의 일반적인 경향과 유사하다.

보강재 인장력의 작용방향을 보강재 설치방향과 원호활동면에 접하는 방향으로 각각 가정하여 계산한 결과, 보강재 인장력 작용방향의 영향은 거의 없는 것으로 보이며, 보강재 인장력 작용방향에 따른 안전율의 차이는 2% 정도로 Wright 등(1991)의 연구결과와 유사하다.

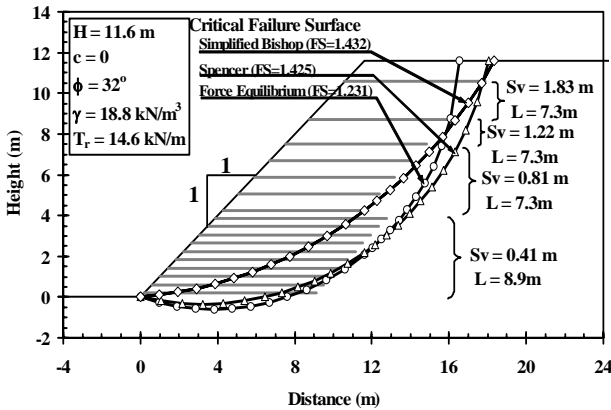


그림 4. 사례 1 - 보강사면 단면 및 임계활동면 (Wright & Duncan, 1991)

표 1. 사례 1 - 보강사면에 대한 계산결과 비교

보강재 방향	수평방향			접선방향		
	Wright & Duncan	This Study	오차 (%)	Wright & Duncan	This Study	오차 (%)
Simplified Bishop	1.45	1.432	1.24	1.44	1.401	2.70
Spencer	1.44	1.425	1.04	1.42	1.396	1.69
Force Equilibrium	1.30	1.231*	5.31	1.29	1.240*	3.88
평균	1.397	1.363	2.41	1.383	1.346	2.70

\* 보정되지 않은 값임

#### 4.2 사례 2 - 보강제방에 대한 해석사례

본 사례는 두께 3m의 포화된 점토층( $\phi=0$ ) 위에 놓인 높이 3m의 비점성토 성토체에 대한 안정해석으로, 성토체와 원지반 점토층 사이에는 인장강도  $T_r=43.8\text{kN/m}$ 의

보강재가 설치된다(그림 5). 연약 점토층 하부에는 상당히 단단한 지층이 존재하는 것으로 가정하였으며, 점토층의 비배수전단강도는  $c_u=9.58\text{kPa}$ 로 깊이에 상관없이 일정하다. 성토체의 전체단위중량  $\gamma_s$ 는  $16.5\text{kN/m}^3$ 이고 내부마찰각  $\phi$ 는  $35^\circ$ 이다.

Wright 등(1991)이 계산한 안전율은, 보강재가 성토체 내에 설치되는 경우와 점토층에 설치되는 경우 모두 1.36~1.37 정도의 범위에 있었다.

본 연구에서 제안한 방법으로 계산된 안전율은 표 2에 Wright 등(1991)의 계산결과와 비교하여 나타내었으며, Wright 등(1991)의 계산결과와 본 연구에서 계산한 결과는 약 3% 이내의 오차를 가진다.

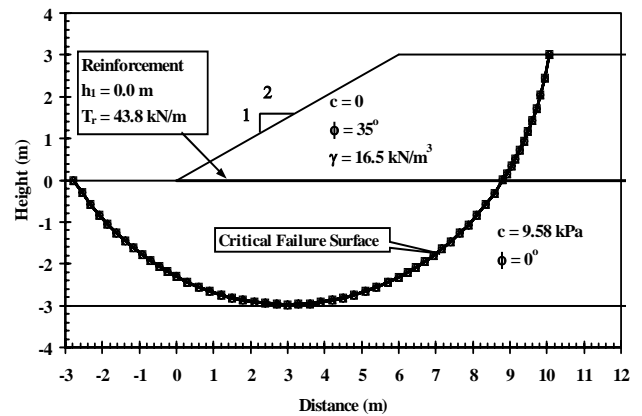


그림 5. 사례 2 - 보강제방 단면 및 가상활동면 (Wright & Duncan, 1991)

표 2. 사례 2 - 보강제방에 대한 계산결과 비교

보강재 설치 위치	성토층에 설치			점토층에 설치		
	Wright & Duncan	This Study	오차 (%)	Wright & Duncan	This Study	오차 (%)
Simplified Bishop	1.36	1.390	2.21	1.37	1.406	2.63
Spencer	1.37	1.395	1.82	1.36	1.397	2.72
평균	1.365	1.393	2.01	1.365	1.402	2.67

#### 4.3 사례 3 - 보강토 옹벽 모형실험 결과에 대한 해석 사례

이번에 사용한 사례는 캐나다 RMC(Royal Military

College)에서 수행한 장기 연구 프로젝트의 일부로 축조된 대형 지오그리드 보강토 옹벽 모형 중의 하나로, 그림 6에서와 같이, 그 높이  $H=3\text{m}$ 이고, 4층의 HDPE(High-Density Polyethylene) 지오그리드 보강재를 포함하고 있다. 각 보강재 층의 길이는 약 3m이고, 각각 0.5, 1.25, 2.0, 2.75m 높이에 설치되어 있다. 뒤채움 흙의 내부마찰각  $\phi=53^\circ$ 였으며, 흙의 단위중량은  $\gamma_t=19.6\text{kN/m}^3$ 이었다. 이 모형은 축조 시 보강재에 약간의 프리텐션을 가한 후 입상의 뒤채움재를 조심스럽게 다져 넣었다. 모형 축조 후 파괴 시까지 상재하중을 가하였으며, 50kPa의 하중하에서 162시간만에 모형은 파괴되었다. Claybourn & Wu (1991)는 이러한 모형실험 결과를 해석하여 파괴시 4층의 보강재에서 유발된 최대인장력은 평균 7.3kN/m라고 결론지었다.

본 사례에서는 지오그리드 보강토 옹벽의 파괴시의 안전율을 계산하기 위하여 보강재의 인장강도  $T_r=7.3\text{kN/m}$ , 등분포 상재하중  $q = 50\text{kPa}$ 로 하여, Bishop의 간편법과 Spencer의 방법에 의하여 계산을 수행하였다.

계산된 결과는 표 3에 요약, 정리되어 있으며, 계산된 안전율은 평균 1.03으로, 상재하중  $q = 50\text{kPa}$ 에서 본 모형은 파괴에 거의 임박하다는 것을 보여준다.

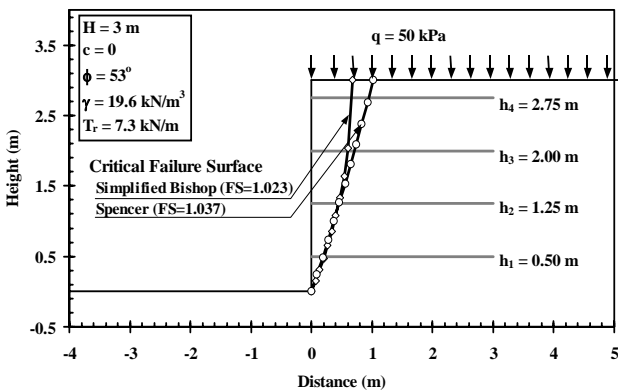


그림 6. 사례 3 - 보강토 옹벽 모형의 단면 및 임계활동면 (Bathurst et al., 1988)

표 3. 사례 3 - 보강토 옹벽 모형실험 결과에 대한 계산결과 비교

	Simplified Bishop	Spencer	평균
Factor of Safety (Circular)	1.023	1.037	1.030

#### 4.4 사례 4 - 보강사면 원심모형실험결과에 대한 해석 사례

Zornberg 등(1998a)은 토목섬유로 보강된 성토사면의 거동을 분석하기 위하여 보강사면 모형에 대한 원심모형실험을 수행하였으며, Zornberg 등(1998b)은 보강사면의 설계법으로서 한계평형해석법의 적용성을 평가하기 위하여 원심모형시험결과에 대한 한계평형해석을 수행하였다.

본 사례연구에서는 Zornberg 등(1998a, b)이 수행한 원심모형 시험결과와 한계평형 해석결과를 사용하여 본 연구에서 제안한 토목섬유의 보강효과를 고려한 사면안정해석법의 적용성을 평가해 보았다.

본 해석에는 4개의 원심모형 시험결과를 사용하였으며, 사용한 원심모형의 단면은 그림 7에서와 같이 사면경사는 1H : 2V이고, 높이  $H = 229\text{mm}$ 이며 보강재의 길이  $L = 203\text{mm}$ 이다. 각 모형에 대한 정보는 표 4에 요약되어 있으며, 채움재의 상대밀도에 따라서 기호 B( $D_r = 55\%$ )와 D( $D_r = 75\%$ )를 사용하였으며, 기호 뒤의 숫자는 각 모형별로 사용한 보강재의 층수를 나타낸다.

본 연구에서 제안한 방법으로 Fellenius, Bishop의 간편법, Janbu의 간편법, Spencer의 방법 및 LE방법 등을 수정하여 계산한 사면활동에 대한 안전율은 표 5에 각 모형별로 정리하였다. 표 5에서 보는 바와 같이, 각각의 모형에 대하여 계산방법에 따른 안전율의 최대값과 최소값의 차이는 6.4~7.7% 범위로 나타나 평균치와의 오차는  $\pm 3.2 \sim 3.9\%$  정도이다.

무보강사면의 경우  $\pm 6\%$  이내의 오차를 가지면 정확도가 인정되는 것으로 평가하므로(Duncan, 1996), 본 연구에서 제시한 방법은 비교적 정확한 결과를 제공해 주는 것으로 생각된다.

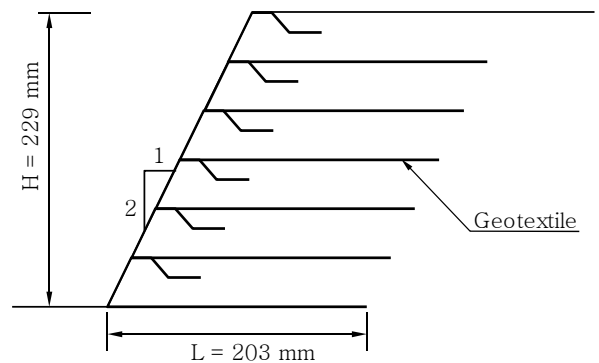


그림 7. 사례 4 - 원심모형 단면

표 4. 사례 4 - 원심모형에 대한 요약 (Zornberg 등, 1998a)

구 분		기본형 (B-series)		조밀한 채움재 (D-series)	강한 보강재 (S-series)
		B18*	B6*	D6*	S6*
보강재	층수	18	6	6	6
	수직간격(mm)	12.70	38.10	38.10	38.10
	종류	Geotextile W	Geotextile W	Geotextile W	Geotextile S
	강도(kN/m)	0.123	0.123	0.123	0.184
채움재 (모래)	상대밀도(%)	55	55	75	55
	단위중량(kN/m <sup>3</sup> )	15.64	15.64	16.21	15.64
	침투마찰각(°)	39.5	39.5	42.5	39.5
파괴시의 g-level (N <sub>f</sub> )		76.5	21	29	32

\* 기호 B와 D는 각 각 채움재의 상대밀도 55%와 75%를 의미하며, 기호뒤의 숫자는 원심모형에 사용한 보강재의 층수를 나타냄

표 5. 사례 4 - 계산결과 요약

구 분	기본형 (B-series)		조밀한 채움재 (D-series)	강한 보강재 (S-series)
	B18	B6	D6	S6
Fellenius	0.978	1.037	0.992	1.012
Simplified Bishop	1.032	1.103	1.058	1.075
Simplified Janbu*	0.970	1.026	0.982	0.999
Spencer	1.028	1.091	1.047	1.066
G.L.E. (Half Sine)	1.002	1.065	1.024	1.039
평균	0.990	1.051	1.008	1.026

\* 보정되지 않은 값임

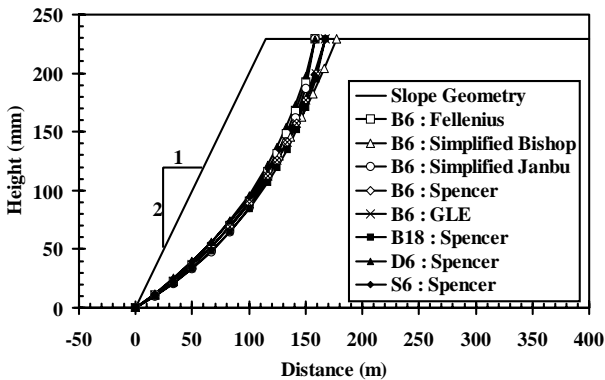


그림 8. 사례 4 - 원심 모형에 대하여 계산된 임계활동면의 위치

## 5. 결론

이상에서와 같이 토목섬유 보강재로 보강된 사면에 대하여 활동토체의 모든 평형조건을 만족시킬 수 있는 사면안정 해석법을 제안하였으며, 다양한 사례연구를 통하여 기존 연구에서 제시한 방법의 타당성을 검증해 보았다.

그 결과 본 연구에서 제시한 방법은 이전 연구자들이 제안한 모든 평형조건을 만족하는 보강재의 효과를 고려한 사면안정해석법에 의하여 계산된 결과와 거의 일치하는 안전율을 제공해주는 것으로 나타났다.

또한 보강토 응력과 보강사면에 대한 모형실험결과에 대한 해석결과는 모형의 파괴조건에 대하여 1.0에 근접하는 안전율을 제공해주었다.

따라서 본 연구에서 제안한 방법은 토목섬유로 보강된 사면의 활동에 대한 안전율을 비교적 정확히 계산할 수 있다고 생각된다.

본 연구에서는 보강재의 인장력이 보강재 설치방향 즉 수평방향으로 작용한다고 가정하였으나, 보강재 인장력의 작용방향이 보강된 사면의 안정성에 미치는 영향에 대한 보강재 인장력 작용방향의 영향에 대해서는 이견이 많다. 따라서 향후 보강재 인장력의 작용방향이 보강된 사면의 활동에 대한 안정성에 미치는 영향에 대한 추가적인 연구가 필요하다고 생각된다.

(접수일자 : 2005년 1월 4일)

## 참 고 문 헌

1. 김경모(2004), Geosynthetics 보강성토사면의 안정해석에 관한 연구, 박사학위논문, 홍익대학교, pp. 95~105.
2. Bishop, A. W.(1955), The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, *Geotechnique*, Vol. 5, No. 1, pp. 7~17.
3. Claybourn, A. F. and Wu, J. T. H.(1991), Case history comparison of geosynthetic-reinforced soil walls, *Proceedings of Geosynthetics '91 Conference*, Vol. 2, pp. 549~559.
4. Duncan, J. M.(1996), State-of-the-art : Limit equilibrium and finite element analysis of slope, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 122, No. 7, pp. 577~596.
5. Fellenius, W.(1927), *Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion(adhäsion) und unter Annahme kreis-zylinderischer Gleitflächen*, Ernst, Berlin.
6. Fellenius, W.(1936), Calculation of stability of earth dams, *Proceedings of the 2nd Congress on Large Dams*, Vol. 4, pp. 445~463.
7. Fredlund D. G. and Krahan, J.(1977), Comparison of slope stability methods of analysis, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 14, No. pp. 429~439.
8. Greenwood, j. R.(1989), Design approach for slope repairs and embankment widening, *Reinforced Embankment, Theory and Practice*, Shercliff, D. A. Editor, pp. 51~61.
9. Ingold, T. S.(1982), An analytical study of geotextile reinforced embankments, *Proceedings of 2nd International Conference on Geotextiles, Industrial Fabric Association International, Las Vegas*, pp. 683~688.
10. Janbu, N.(1954), Application of composite slip surfaces for stability analysis, *Proceeding of European Conference on Stability of Earth Slopes, Stockholm*, Vol. 3, pp. 43~49.
11. Janbu, N.(1957), Earth pressure and bearing capacity calculations by generalized procedure of slices, *Proceedings of 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London*, Vol. 2, pp. 207~212.
12. Janbu, N.(1973), Slope stability computations, In *Embankment Dam Engineering- Casagrande Volume*, R. C., Hirschfield, E., Poulos, S. editors, New York, John Wiley, pp. 47~86.
13. Janbu, N., Bjerrum, L. and Kjaernsli, B.(1956), *Veiledning ved løsning av fundamenterings oppgaver*, (in Norwegian with english summary : *Soil Mechanics Applied to Some engineering Problems*), Norwegian Geotechnical Institute, Publication No. 16.
14. Jewell, R. A. and Wroth, C. P.(1987), Direct shear tests on reinforced sand, *Geotechnique*, Vol. 37, No. 1, pp. 53~68.
15. Slepak, M. E. and Hopkins, T. C.(1995), Modified perturbation method in stability analysis of reinforced earth structures, *Geosynthetics '95 Conference Proceedings*, Vol. 1, pp. 105~118.
16. Spencer, E. E.(1967), A method of the analysis of the stability of embankment assuming parallel inter-slice forces, *Geotechnique*, Vol. 17, pp. 11~26.
17. Wright, S. G. and Duncan, J. K.(1991), Limit equilibrium stability analysis for reinforced slopes, *Transportation Research Record 1330, TRB*, pp. 40~46.
18. Yang, H., Wang, J. and Liu, Y.(2001), A new approach for the slope stability analysis, *Mechanics Research Communications*, Vol. 28, No. 6, pp. 653~669.
19. Zornberg, J. G., Sitar, N., and Mitchell, J. K.(1998a), Performance of geosynthetic reinforced slopes at failure, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 124, No. 8, pp. 670~683.
20. Zornberg, J. G., Sitar, N. and Mitchell, J. K.(1998b), Limit equilibrium as a basis for design of geosynthetic reinforced slopes, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 124, No. 8, pp. 684~698.





이므로, 식 (12)은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$F_m = \frac{\Sigma\{c'l + (P-u)\tan\phi'\}}{\Sigma(W\sin\alpha - T_T)} \quad (12a)$$

전체 힘의 평형을 생각하면, 지표면상에 상재하중이 없는 경우

$$\Sigma(E_R - E_L) = 0 \quad (13a)$$

$$\Sigma(X_R - X_L) = 0 \quad (13b)$$

그래서 식 (10)로부터

$$\begin{aligned} \Sigma(E_R - E_L) &= -\Sigma P\sin\alpha + \Sigma T_N\sin\alpha + \Sigma T_T\cos\alpha + \\ &\Sigma \frac{1}{F}\{c'l + (P-u)\tan\phi'\}\cos\alpha = 0 \quad (14) \end{aligned}$$

식 (14)을  $F$ 에 대하여 정리하면

$$F_f = \frac{\Sigma\{c'l + (P-u)\tan\phi'\}\cos\alpha}{\Sigma P\sin\alpha - \Sigma T_N\sin\alpha - \Sigma T_T\cos\alpha} \quad (15)$$

식 (12)과 식 (15)의  $F_m$ 과  $F_f$ 를 얻기 위해서는 식 (9)에서의  $P$ 를 알아야 하며,  $P$ 를 알기 위해서는 절편들 사이의 전단력  $X_R$ 과  $X_L$ 을 알아야 한다. 여기서 미지수의 수가 방정식의 수 보다 많으므로, 적절한 가정이 필요하며, 일반적으로 절편들 사이의 힘에 대하여 다음과 같이 가정한다.

$$X_R - X_L = 0 \quad \text{Bishop(1955)} \quad (16a)$$

$$\frac{X}{E} = \text{constant} \quad \text{Spencer(1967)} \quad (16b)$$

$$\frac{X}{E} = \lambda f(x) \quad \text{Morgenstern and Price(1965)} \quad (16c)$$

일반적으로  $F_m = F_f$ 이고, Bishop(1955)은 절편들 사이의 힘에 대한 가정에 대하여  $F_m$ 이  $F_f$  보다 덜 민감하다는 것을 보여주었다.

Fellenius(1927)의 Ordinary method의 경우에는 절

편들 사이에 작용하는 힘의 합력의 작용방향은 절편 바닥면의 방향과 일치한다고 가정하고, 절편바닥면에 대한 법선방향의 힘의 평형을 고려하면,

$$P - T_N = W\cos\alpha \quad (17)$$

이고, 점 O에 대한 전체 모멘트 평형을 생각하면

$$\Sigma WR\sin\alpha = \Sigma(T + T_T)R \quad (18)$$

가정된 활동면의 형상은 원호이고, 절편들 사이의 힘은 활동토체 내부의 힘이고 이에 의한 전체모멘트의 합은 0이므로, 식 (7)을 위의 식 (18)에 대입하면,

$$\Sigma W\sin\alpha = \Sigma \frac{1}{F}\{c'l + (P-u)\tan\phi'\} + \Sigma T_T$$

$$\therefore F_m = \frac{\Sigma\{c'l + (P-u)\tan\phi'\}}{\Sigma W\sin\alpha - \Sigma T_T} \quad (19)$$