

토목섬유 보강 성토사면의 안정해석 I. - 보강효과를 고려한 사면안정해석 -

A Stability Analysis of Geosynthetics Reinforced Soil Slopes I. - Slope Stability Analysis Considering Reinforcing Effects -

김 경 모¹ Kim, Kyeong-Mo 김 홍 택² Kim, Hong-Taek
이 은 수³ Lee, Eun-Soo 김 영 윤⁴ Kim, Young-Yoon
안 광 국⁵ Ahn, Kwang-Kuk

Abstract

Generally, a modified version of limit equilibrium method can be used to evaluate a slope stability of the geosynthetic reinforced soil slopes. In most cases, resisting effects of geosynthetic 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. As we know, the pattern of normal stress distribution along the slip surface is the key factor in calculating the safety factor of slopes. 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 equations can be satisfied was proposed with assuming the normal stress distribution along the slip surface as quadratic curve with horizontal x -coordinate. A number of illustrative examples, including published slope stability analysis examples for the reinforced and unreinforced soil slopes, loading test of large scale reinforced earth wall and centrifuge model tests on the geotextile reinforced soil slopes, were analyzed. As a result, it is shown that the newly suggested method yields a relatively accurate factor of safety for the reinforced and unreinforced soil slopes.

요 지

토목섬유로 보강된 성토사면에 대한 사면안정해석은 보강재의 효과를 고려하여 수정된 한계평형해석법을 사용하는 것이 일반적이거나, 대부분의 경우 보강재에 의하여 활동면상에 증가된 전단저항력만을 고려함으로써 전체 활동토체의 평형조건의 만족여부는 확실치 않다. 일반적으로 사면안정해석은 활동면상의 법선응력의 분포를 구하는 것으로 귀결되므로, 본 연구에서는 활동면상에 작용하는 법선응력의 분포를 수평방향의 거리 x 에 대한 2차함수로 가정하여 보강재의 효과를 고려하면서 힘과 모멘트의 평형조건을 모두 만족하는 새로운 사면안정해석법을 제안하였다. 제안된 사면안정해석법은 잘 알려진 보강 및 무보강 사면에 대한 사면안정해석 사례와 보강토 옹벽 및 보강사면에 대한 모형실험 결과에 대한 해석을 통하여 그 타당성을 검토하였다. 그 결과 본 연구에서 제안한 방법은 보강 및 무보강사면에 대하여 타당한 사면활동에 대한 안전율을 제공해주는 것으로 나타났다.

Keywords : Geosynthetics, Normal stress distribution, Reinforced soil slope, Slope stability analysis

1 정회원, 보강기술(주) 선임연구원 (Member, Senior Researcher, E&S Engrg. Co., Ltd., kgmong@hanafos.com)

2 정회원, 홍익대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg. Hongik Univ.)

3 정회원, 보강기술(주) 기술고문 (Member, Technical Advisor, E&S Engrg. Co., Ltd.)

4 정회원, 보강기술(주) 대표이사 (Member, President, E&S Engrg. Co., Ltd.)

5 정회원, (주)아이콘텍 기술연구소 소장 (Member, General Manager, R&D Center, iCONTEC)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2006년 4월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다. 단, 건전한 토의 문화 정착을 위하여 학회에서 내용을 조정할 수 있음을 알려드립니다.

1. 서론

일반적으로 토목섬유(geosynthetics) 보강재로 보강된 구조물에 대한 사면안정해석은 보강재의 저항력을 고려하여 수정된 한계평형절편법을 사용하며, 이 때 Bishop의 간편법(Bishop, 1955)이나 Fellenius의 방법(Fellenius, 1927, 1936) 등이 주로 사용된다. 이러한 방법에서는 대부분 흙의 저항력에 보강재에 의한 직접적인 저항력만을 고려하거나 보강재에 의하여 가상활동면상에 증가된 흙의 전단강도를 추가로 고려하는 방법을 사용하고 있으나, 이러한 방법들이 활동토체 전체의 평형조건을 만족시키지는지는 의문이다. 또한 보강재의 안전율이 사면의 안전율과 동일하다고 가정하는 경우가 많으나 실제로는 그렇지 않은 경우가 대부분이다.

본 연구에서는 토목섬유 보강재로 보강된 성토사면에 대하여, 사면 전체의 힘과 모멘트의 평형을 모두 만족시킬 수 있는 새로운 사면안정해석법을 제안하고, 잘 알려진 사례들을 사용하여 제안된 방법을 검증하였다.

2. 문헌고찰

보강재의 효과를 고려한 사면안정해석법은 다양하게 제안되어 있으며, 그 중 대표적인 것들을 살펴보면 다음과 같다.

Ingold(1982)는, Bishop(1955)이 사면안정해석을 위하여 개발한 원호활동해석법을 연속된 수평방향 보강재 층의 효과를 포함할 수 있도록 다음 식과 같이 수정하여 토목섬유 보강 성토사면의 안정해석법을 제시하였다(그림 1 참조).

$$FS = \frac{\Sigma W(1-r_u)\tan\phi/m_\alpha + \Sigma T_r \cos\alpha / F_R}{\Sigma W \sin\alpha}$$

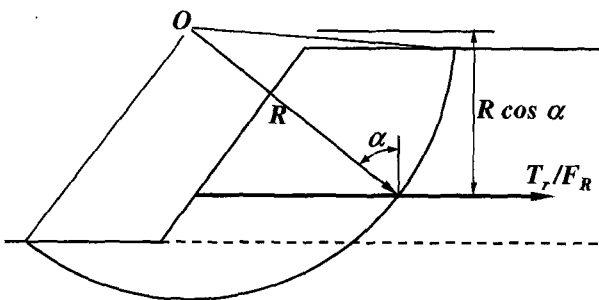


그림 1. 보강사면의 원호활동파괴면(Ingold, 1982)

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

여기서, FS ; 사면활동에 대한 안전율
 T_r ; 보강재의 극한인장강도
 F_R ; 보강재의 파단에 대한 안전율
 r_u ; 간극수압비(pore pressure ratio)
 W ; 절편의 무게
 ϕ ; 흙의 내부마찰각
 α ; 활동면의 접선과 수평면이 이루는 각

Ingold(1982)의 식에서는 보강재의 안전율 F_R 과 사면활동에 대한 안전율 FS 즉, 흙의 강도정수에 적용하는 안전율이 같다고 가정하며, 이러한 방법은 FHWA 지침(Elias 등, 2001)의 보강사면 설계법에도 적용되어 있으나, 흙과 보강재는 상당히 다른 응력-변형거동을 보이기 때문에 FS 와 F_R 이 같다는 것은 의문이다.

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
 (= $\Sigma T_r \cos\alpha$)
 T_r ; 보강재의 저항력(보강재 인장강도와 인발저항력 중 작은 값)

한편, Jewell & Wroth(1987)는 보강된 모래에 대한 직접전단시험결과에 대한 해석을 통하여 활동면 상에 작용하는 보강재의 저항력은 그림 2에서와 같이 활동면의 접선방향 성분에 의한 직접적인 보강재의 저항력과 법

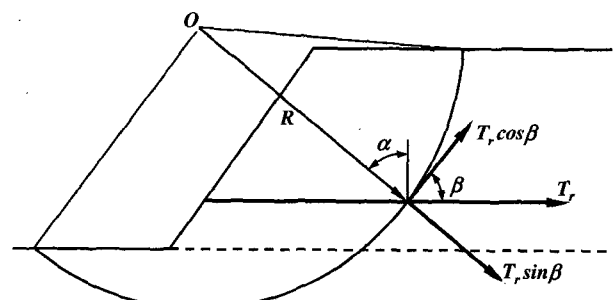


그림 2. 활동면 상에 작용하는 보강재 인장력

선방향의 성분에 의한 마찰성분의 합으로 나타난다고 주장하였으며, 이를 식으로 표현하면 다음과 같다.

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

여기서, τ_R ; 보강재에 의하여 전단면에 추가되는 전단응력

T_r ; 보강재의 인장력

A_s ; 전단면적

β ; 보강재와 전단면이 이루는 경사각

ϕ ; 흙의 내부마찰각

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

$$F_m = \frac{\Sigma\{cb\sec\alpha + [(W-ub)\cos\alpha + T_r \sin\beta] \tan\phi + T_r \cos\beta\}}{\Sigma W \sin\alpha} \quad (4a)$$

$$F_f = \frac{\Sigma\{cb\sec\alpha + [(W-ub)\cos\alpha + T_r \sin\beta] \tan\phi + T_r \cos\beta\} / \cos\alpha}{\Sigma W \sin\alpha / \cos\alpha} \quad (4b)$$

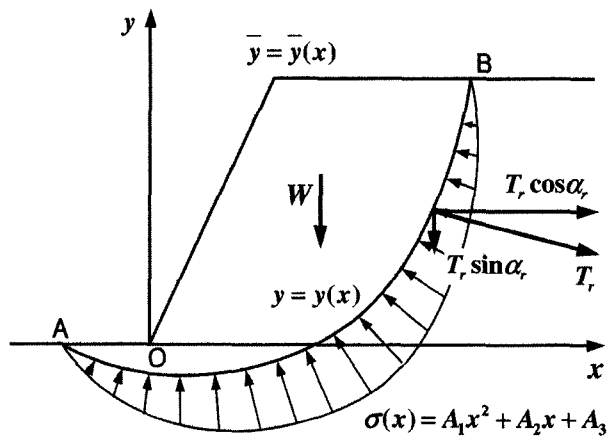


그림 3. 활동토체에 작용하는 힘

현재까지 제안된 대부분의 방법에서는 보강재로 인하여 활동면상에 추가되는 전단저항력의 영향만을 고려하여, 활동토체 전체에 대한 힘과 모멘트의 평형조건의 만족여부는 확실치 않다.

본 연구에서는 보강재의 효과를 고려하여 활동토체 전체의 힘과 모멘트 평형을 만족시킬 수 있는 사면안정 해석법을 제시하고자 한다.

3. 새로운 사면안정해석법의 제안

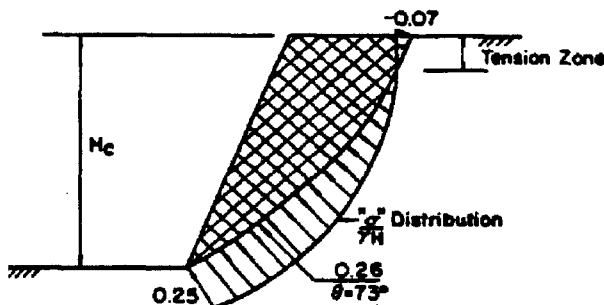
3.1 활동면상에 작용하는 법선응력의 분포

그림 3에서는 단순한 형태의 사면을 보여주며, 활동면과 활동토체에 작용하는 힘들을 함께 나타내었다.

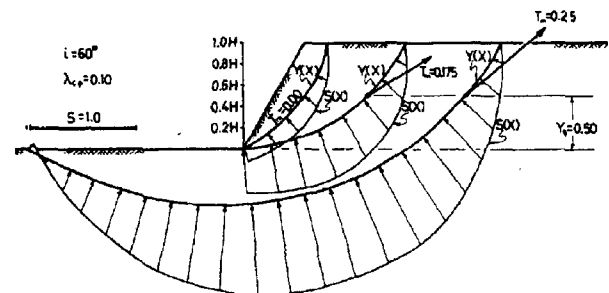
사면활동에 대한 안전율을 계산해야할 토체는 사면의 표면(slope surface, $\bar{y}(x)$)과 잠재활동면(potential slip surface, $y(x)$) 사이에 있으며, 점 A와 B는 잠재활동면과 사면의 표면이 만나는 점의 좌표이다. 사면의 형상을 결정하는 함수 $\bar{y}(x)$ 와 사용자가 가정하는 잠재활동면 $y(x)$ 는 기지의 값이며, 미지의 값인 잠재활동면상에 작용하는 법선응력(normal stress)의 분포 $\sigma(x)$ 는 사면안정 해석에서 구해야할 값이다.

한편, 한계평형법에 의한 사면안정해석법은 활동면상에 작용하는 법선응력의 분포를 찾는 과정에 집중되며(Shen, 1999), Chen & Snitbhan (1975), Leshchinsky & Reinschmidt (1985) 등의 연구결과에 의하면 잠재활동면 상의 법선응력은 x 에 대한 2차 함수로 나타낼 수 있을 것으로 생각된다(그림 4 참조).

따라서 본 연구에서는 활동면상의 법선응력의 분포를 수평거리 x 에 대한 2차함수의 형태로 가정하여, 보강재의 효과를 추가하여, 힘과 모멘트의 평형방정식 모두를 만족할 수 있는 새로운 보강사면 안정해석법을 제



(a) Chen & Snitbhan (1975)



(b) Leshchinsky & Reinschmidt (1985)

그림 4. 활동면상에 작용하는 법선응력의 분포

안하였다.

3.2 새로운 사면안정해석법

보강사면의 가상활동토체에 작용하는 힘은 앞의 그림 3에서와 같이 활동토체의 자중(W), 보강재의 인장력(T_r), 가상활동면상에 작용하는 법선응력(normal stress, σ) 등이 있으며, 여기서 미지의 값은 가상활동면상에 작용하는 법선응력 뿐이다.

따라서 가상활동토체의 사면활동에 대한 안정성을 평가하기 위해서는 가상활동면상의 법선응력의 분포를 알아야 하며, 본 연구에서는 다음 식 (5)와 같이 가상활동면상에 작용하는 법선응력이 x 좌표에 따라서 2차 방정식의 형태(quadratic curve)로 분포하는 것으로 가정한다.

$$\sigma(x) = A_1x^2 + A_2x + A_3 \quad (5)$$

여기서, A_1, A_2, A_3 는 각 각의 잠재활동면에 대하여 결정해야할 3개의 상수이며, x 는 그림 3에서와 같은 좌표계에서 수평방향의 좌표이다.

한계평형해석에서는 가정된 활동면의 모든 곳에서 흙의 전단강도 τ 가 Mohr-Coulomb의 파괴규준에 도달하는 것으로 가정하며, 이러한 한계평형해석을 정당하게 하기 위해서 흙의 전단강도를 안전율(F_s)로 나누어 한계평형상태에 도달시킨다. 이를 수식으로 표현하면 다음과 같다.

$$\tau_m = \frac{\tau}{F_s} = \frac{c + (\sigma - u)\tan\phi}{F_s} \quad (6)$$

여기서, τ_m ; 유발된 전단강도

τ ; 흙의 전단강도

c ; 흙의 점착력

ϕ ; 흙의 내부마찰각

σ ; 잠재활동면 상에 작용하는 법선응력(normal stress)

u ; 잠재활동면 상에 작용하는 간극수압

위 식에서는 점착력 c 와 내부마찰각 ϕ 가 동일한 비율만큼 유발되는 것으로 가정한 것이며, 이는 한계평형법의 일반적인 가정사항과 일치한다.

활동토체 전체에 작용하는 수평력, 수직력 및 모멘트를 각각 H_i, V_i, M_i 라 하면, 활동토체에 대한 정적평형 조건 $\sum H_i = 0, \sum V_i = 0, \sum M_i = 0$ 은 각각 다음과

같이 나타낼 수 있다.

$$\int_{x_A}^{x_B} \{\tau_m \cos\alpha - \sigma \sin\alpha\} ds + \sum_{i=1}^n T_{ri} \cos\alpha_{ri} = 0 \quad (7a)$$

$$\int_{x_A}^{x_B} \{\tau_m \sin\alpha + \sigma \cos\alpha\} ds - W - \sum_{i=1}^n T_{ri} \sin\alpha_{ri} = 0 \quad (7b)$$

$$\int_{x_A}^{x_B} \{(\sigma \sin\alpha - \tau_m \cos\alpha)y + (\tau_m \sin\alpha + \sigma \cos\alpha)x\} ds - M_w - \sum_{i=1}^n M_{T_{ri}} = 0 \quad (7c)$$

여기서, W 는 활동토체의 무게를, M_w 은 활동토체 W 에 의한 좌표계의 원점에 대한 모멘트를 나타낸다. x_A 와 x_B 는 각각 그림 3에서 점 A와 B의 x 좌표를 나타내며, α 는 활동면상의 임의의 점에서 수평선에 대한 활동면의 기울기 또는 수직선에 대한 법선응력의 작용방향을 나타내며, 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\cos\alpha = \frac{1}{\sqrt{1+y'^2}}, \quad \sin\alpha = \frac{y'}{\sqrt{1+y'^2}} \quad (8)$$

여기서, $y' = dy/dx$ 이고, y 는 활동면의 방정식이다.

위의 식 (7)의 ds 는 활동면의 미소길이를 나타내며, 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$ds = \sqrt{1+y'^2} dx \quad (9)$$

활동토체의 자중 W 와 원점에 대한 W 의 모멘트 M_w 및 보강재 T_r 에 의한 모멘트의 합 $\sum M_{T_r}$ 는 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$W = \int_{x_A}^{x_B} \int_y^{\bar{y}} \gamma dy dx \quad (10a)$$

$$M_w = \int_{x_A}^{x_B} \int_y^{\bar{y}} \gamma x dy dx \quad (10b)$$

$$\sum_{i=1}^n M_{T_{ri}} = \sum_{i=1}^n \{T_{ri} \cos\alpha_{ri} y_{ri} + T_{ri} \sin\alpha_{ri} x_{ri}\} \quad (10c)$$

여기서, γ ; 흙의 단위중량

x ; x 좌표

T_{ri} ; i 번째 층 보강재의 설계인장강도

α_{ri} ; i 번째 보강재의 설치 경사각

x_{ri}, y_{ri} ; i 번째 보강재가 잠재활동면과 만나는 점의 x, y 좌표

식 (7)~식 (10)을 조합하여 정리하면,

$$\int_{x_A}^{x_B} \left\{ \sigma \left(\frac{\tan \phi}{F} - y' \right) \right\} dx = - \int_{x_A}^{x_B} \left\{ \frac{c}{F} - u \frac{\tan \phi}{F} \right\} dx - \sum T_r \cos \alpha_r \quad (11a)$$

$$\int_{x_A}^{x_B} \left\{ \sigma \left(\frac{\tan \phi}{F} y' + 1 \right) \right\} dx = - \int_{x_A}^{x_B} \left\{ \left(\frac{c}{F} - u \frac{\tan \phi}{F} \right) y' \right\} dx + W + \sum T_r \sin \alpha_r \quad (11b)$$

$$\int_{x_A}^{x_B} \left\{ \sigma \left(\left(y' - \frac{\tan \phi}{F} \right) y + \left(\frac{\tan \phi}{F} y' + 1 \right) x \right) \right\} dx = \int_{x_A}^{x_B} \left\{ \left(\frac{c}{F} - u \frac{\tan \phi}{F} \right) (y - y' x) \right\} dx + M_w + \sum_{i=1}^n M_{T_i} \quad (11c)$$

식 (11)에 식 (5)를 대입하여 정리하면 다음과 같이 된다.

$$\int_{x_A}^{x_B} \psi_1 \{ A_1 x^2 + A_2 x + A_3 \} dx = B_1 \quad (12a)$$

$$\int_{x_A}^{x_B} \psi_2 \{ A_1 x^2 + A_2 x + A_3 \} dx = B_2 \quad (12b)$$

$$\int_{x_A}^{x_B} \psi_3 \{ A_1 x^2 + A_2 x + A_3 \} dx = B_3 \quad (12c)$$

$$\text{여기서, } \psi_1 = \frac{\tan \phi}{F} - y' \quad (13a)$$

$$\psi_2 = \frac{\tan \phi}{F} y' + 1 \quad (13b)$$

$$\psi_3 = \left(y' - \frac{\tan \phi}{F} \right) y + \left(\frac{\tan \phi}{F} y' + 1 \right) x \quad (13c)$$

$$B_1 = - \int_{x_A}^{x_B} \left\{ \frac{c}{F} - u \frac{\tan \phi}{F} \right\} dx - \sum T_r \cos \alpha_r \quad (14a)$$

$$B_2 = W - \int_{x_A}^{x_B} \left\{ \left(\frac{c}{F} - u \frac{\tan \phi}{F} \right) y' \right\} dx + \sum T_r \sin \alpha_r \quad (14b)$$

$$B_3 = \int_{x_A}^{x_B} \left\{ \left(\frac{c}{F} - u \frac{\tan \phi}{F} \right) (y - y' x) \right\} dx + M + \sum M_{T_i} \quad (14c)$$

위의 식 (12)의 연립방정식을 행렬의 형태로 표현하면 다음 식과 같이 표현할 수 있으며, 이 식은 네 개의 미지수 F, A_1, A_2, A_3 를 포함하고 있다.

$$T_{ij} A_j = B_i \quad i = 1, 2, 3 \quad j = 1, 2, 3 \quad (15)$$

여기서,

$$T_{11} = \int_{x_A}^{x_B} \psi_1 x^2 dx, \quad T_{12} = \int_{x_A}^{x_B} \psi_1 x dx, \quad T_{13} = \int_{x_A}^{x_B} \psi_1 dx,$$

$$T_{21} = \int_{x_A}^{x_B} \psi_2 x^2 dx, \quad T_{22} = \int_{x_A}^{x_B} \psi_2 x dx, \quad T_{23} = \int_{x_A}^{x_B} \psi_2 dx,$$

$$T_{31} = \int_{x_A}^{x_B} \psi_3 x^2 dx, \quad T_{32} = \int_{x_A}^{x_B} \psi_3 x dx, \quad T_{33} = \int_{x_A}^{x_B} \psi_3 dx$$

위의 식 (15)는 방정식의 수는 3개이지만, 미지수의 수는 4개 이므로, 연립방정식의 해를 얻기 위해서는 추가적인 가정을 필요로 하며, 잠재활동면이 끝나는 점 B는 사면의 상부면과 만나기 때문에, 상재하중이 없다면 실제 활동면상에 작용하는 법선응력의 분포 $\sigma(x)$ 는 점 B에서 0이 되어야 한다. 즉,

$$\sigma_{x=x_B} = 0 \quad (16)$$

위 식 (16)은 상재하중이 없을 때의 사면안정성해석에서의 경계조건이며, 사면의 경사가 가파른 경우에는 활동토체의 천단부에서 음(-)의 법선응력이 존재할 수 있고, 음의 법선응력은 인장균열을 발생시킬 수 있으나, 보통의 경우 인장균열의 깊이는 전체 잠재활동면의 길이에 비하여 상당히 작기 때문에 이를 무시하여도 결과에 큰 영향은 없을 것이다(Yang 등, 2001).

사면상에 등분포 하중이 작용하는 경우에는 그림 3의 점 B에서의 활동면상의 법선응력은 0이 아니며, 이런 경우에 점 B에서의 활동면상의 법선응력은 그림 5에서와 같이 Mohr 원으로부터 찾을 수 있을 것이다.

식 (15)와 식 (16)을 조합하면, 4개의 미지수에 4개의 방정식이 있으므로 해를 찾을 수 있으며, 여기서는 가정된 활동면에 대하여 먼저 안전율 F 를 가정하여 미지수 A_1, A_2, A_3 를 결정하고, 식 (16)의 경계조건을 만족하는 F 를 찾는 시행착오법에 의하여 안전율 F 를 결정할 수 있다. 각 각의 잠재활동면에 대하여 경계조건 식 (16)을 만족하는 F 값 중에서 최대값을 그 활동면에 대한 실제 안전율 F_s 로 결정한다(Yang 등, 2001).

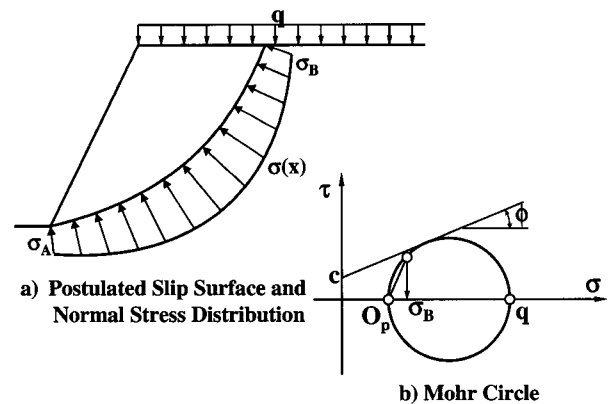


그림 5. 등분포상재하중이 있는 경우의 점 B에서의 법선응력 계산방법

$$F_s = \max F \quad (17)$$

일반적으로 사면안정해석은 가정된 잠재활동면에 대하여 안전율을 계산하는 단계와 모든 가정된 활동면에 대하여 계산된 안전율 가운데 최소치를 찾는 단계의 2 단계로 이루어진다. 계산된 안전율 가운데 최소값을 그 사면의 사면활동에 대한 안전율로 FS_u (또는 FS_r)로 결정하며, 이 때의 잠재활동면을 임계활동면으로 한다.

4. 제안된 방법의 적용성 검토

4.1 개요

본 연구에서 제안한 사면안정해석법을 적용한 사면안정해석을 위하여 컴퓨터 프로그램을 작성하였으며, 이 컴퓨터 프로그램은 본 연구에서 제안한 방법 외에도 기존의 한계평형 절편법(예로서, Fellenius(1927, 1936) 방법, Bishop(1955)의 간편법, Spencer(1967) 방법 등)을 사용하여 보강 및 무보강 사면에 대한 사면안정해석이 가능하도록 개발되었다. 본 프로그램의 작성도구로는 Microsoft사의 Visual Basic 6.0을 사용하였으며, 주로 원호활동면에 대하여 사면활동에 대한 안전율을 계산

한다. 원호활동면은 ① 시작점과 끝점의 범위, ② 원호의 중심점과 반경, ③ 원호의 중심과 시작점의 범위를 입력함으로써 생성할 수 있다. 본 프로그램에 적용된 토목섬유 보강재의 효과를 고려한 기존 한계평형 절편법에 대해서는 김경모 등(2005)이 발표한 바 있으며, 그림 6에서는 본 프로그램의 실행예를 보여준다.

본 연구에서 제안한 사면안정해석법의 타당성을 검증하기 위하여, 여러 연구자들이 이미 발표한 보강 및 무보강사면에 대한 사면안정성 해석 사례에 대한 해석을 수행하여 얻어진 안전율을 원저자들이 계산한 결과와 비교하였다. 또한 보강토 옹벽에 대한 재하시험과 보강사면에 대한 모형실험결과에 대한 분석자료를 이용하여 보강시의 사면안정해석 결과의 적용성을 검토해 보았다.

본 연구에서는 사면활동면의 형상을 원호로 가정하였으며, 각 각의 해석 사례에 대한 세부사항은 다음과 같다.

4.2 무보강사면에 대한 적용성 검토

본 연구에서 제안한 사면안정해석법을 무보강사면에 적용하는 경우의 적용성을 평가하기 위하여 PC-STABL5M

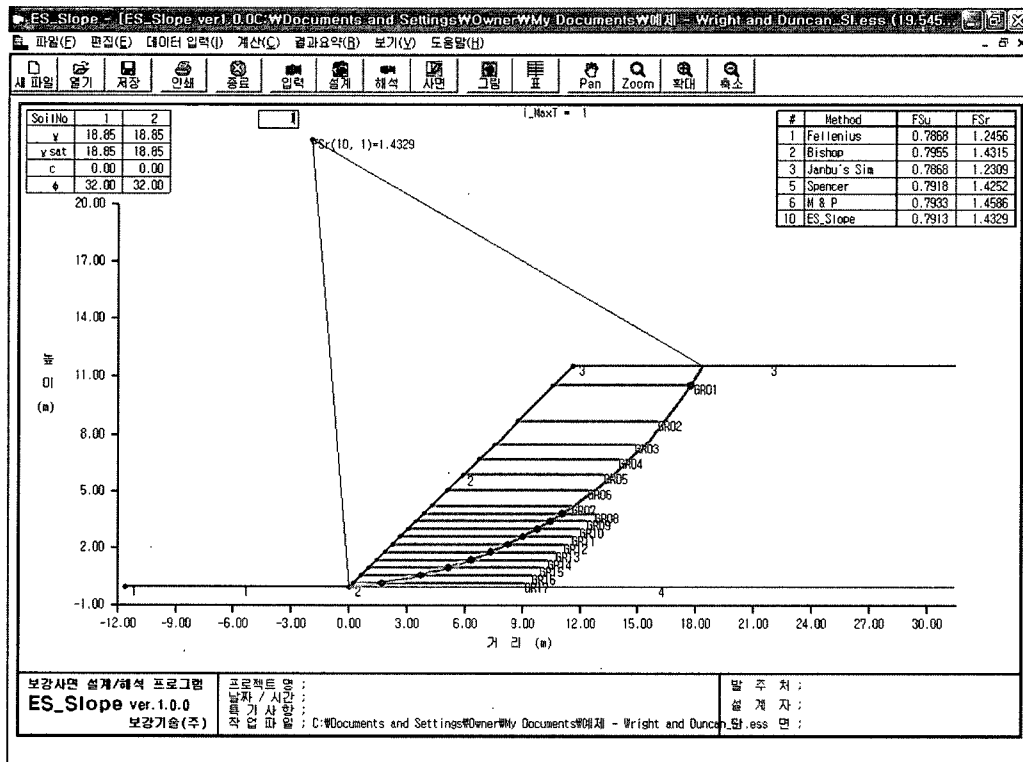


그림 6. 프로그램 실행 예

매뉴얼(Achilleos, 1988)과 Fredlund & Krahn(1977)의 논문에서 제시된 사면안전을 계산 사례에 대한 해석을 수행하였으며, 그 결과는 다음과 같다.

4.2.1 사례 1 - 무보강사면

본 연구에서 제안된 방법의 타당성을 검증하기 위하여 PC-STABL5M 사용자 매뉴얼에 수록되어 있는 예제를 사용하여 사면활동에 대한 안전율을 계산해 보았다.

단면구성 및 임계활동면의 위치는 그림 7에서와 같으며, 안전율 계산결과는 표 1에 PC-STABL5M 매뉴얼에 제시된 안전율과 함께 나타내었다. 여기서 힘과 모멘트의 평형조건을 모두 만족하는 Spencer의 방법과 비교할 때 본 연구에서 제안한 방법은 약 0.6% 정도의 오차를 가지는 것으로 나타났다.

4.2.2 사례 2 - 무보강사면

Fredlund & Krahn(1977)은 사면안정성해석을 위하여 자주 사용되는 절편법에 대하여 비교하였다. 그들은 안전율에 대한 방정식과 각 절편의 바닥면에 작용하는 법선력(normal force)에 대한 방정식을 각각 동일한 형태로 나타내었으며, 절편들 사이의 힘에 대한 가정을 서로 달리하여 각 방법별 특성을 나타내었다.

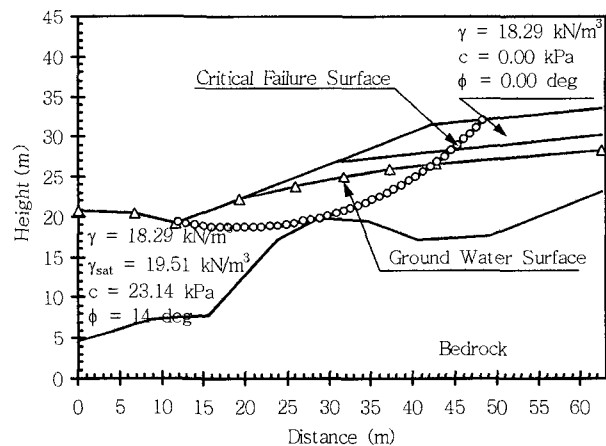


그림 7. 사례 1 - 무보강사면의 단면 및 임계활동면 (Achilleos, 1988)

표 1. 사례 1에 대한 계산결과 비교

Method	Shape of Surface	
	Simplified Bishop	Circular
STABL5M Manual	Simplified Bishop	1.375
	Spencer	1.380
	Janbu's Simplified	1.340*
This Study		1.372

* ; 보정되지 않은 값임.

본 연구에서 제시한 방법과 기존 사면안정해석법에 의하여 계산된 무보강사면의 안전율을 비교하기 위하여 Fredlund & Krahn(1977)이 사용한 예제를 사용하였으며, 본 검토에 사용된 단면 및 잠재활동면은 그림 8에서와 같다. Fredlund & Krahn(1977)은 지하수위조건, 간극수압비의 변화, 연약층의 유무 등의 변화에 대하여 6가지의 경우에 대하여 비교하였으나, 본 연구에서는 이들 예제의 Case No. 1(높이 12m, 사면경사 1V : 2H의 단순사면)과 Case No. 5(Case No 1에 지하수위 추가)에 대하여 비교하였다.

사면활동에 대한 안전율 계산결과는 표 2에 Fredlund & Krahn(1977)에 계산한 결과와 비교하여 나타내었다. 기존 사면안정해석법을 사용한 계산결과는 Case No. 1의 경우 각 방법 별로 0.43~0.78%의 오차를 보이며, Case No. 5의 경우 0.43~0.83%의 오차를 보인다.

본 연구에서 제시한 방법으로 계산한 안전율은, Fredlund & Krahn(1977)이 Spencer의 방법을 사용하여 계산한 안전율과 비교하였을 때, Case No. 1과 Case No. 5에 대하여, 각각 0.43%와 0.33%의 오차를 보인다.

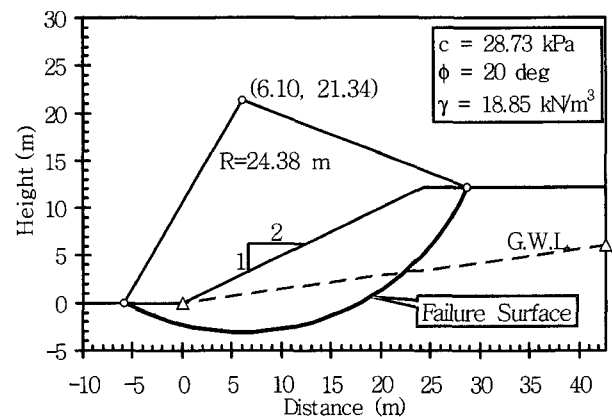


그림 8. 사례2-무보강사면의 단면 및 활동면(Fredlund & Krahn, 1977)

표 2. 사례 2 - 안전율 계산결과 비교

Method	Case	No. 1	No. 5
	Fredlund & Krahn (1977)	Ordinary Method	1.928
Simplified Bishop		2.080	1.834
Spencer		2.073	1.830
Janbu's Simplified		2.041	1.827
Morgenstern & Price		2.076	1.833
Average		2.040	1.803
This Study		2.082	1.836

4.3 보강사면에 대한 적용성 검토

본 연구에서 제시한 보강사면 안정해석법의 적용성을 검증하기 위하여 보강사면에 대한 사면안정해석 사례와 비교하였으며, 또한 보강토 옹벽 모형에 대한 재하시험 결과와 지오텍스타일로 보강된 사면 모형에 대한 원심 모형실험 결과에 대한 분석 데이터를 사용하여 파괴조건에서의 사면활동에 대한 안전율을 계산해 보았다.

4.3.1 사례 3 - 보강사면

Wright & Duncan(1991)은 보강사의 사면활동에 대한 안전율을 계산하기 위하여 기존의 사면안정해석법을 보강재의 효과를 고려할 수 있도록 수정하였으며, 이 때 보강재가 모멘트 평형뿐만 아니라 힘의 평형에도 영향을 미치는 것으로 수정하였다.

Bishop의 간편법(Bishop, 1955)은 보강재가 모멘트 평형과 수직력의 평형에 영향을 미치는 것으로 수정하였으며, 힘과 모멘트의 평형을 모두 만족하는 Spencer의 방법(Spencer, 1967)은 보강재의 힘이 수직 및 수평력의 평형과 모멘트의 평형 모두에 영향을 미치는 것으로 수정하였다.

Wright & Duncan(1991)은 이렇게 수정된 보강된 사면의 안정해석법을 검증하기 위하여 지오텍스타일로

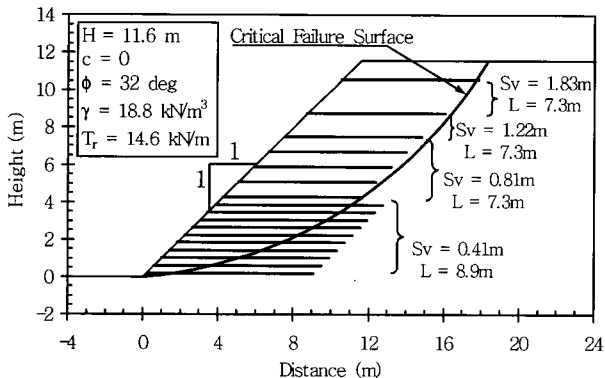


그림 9. 사례 3 - 보강사면의 단면 및 임계활동면(Wright & Duncan, 1991)

표 3. 사례 3 - 안전율 계산결과 비교

		Factor of Safety
Wright & Duncan (1991)	Simplified Bishop	1.45
	Spencer	1.44
	Simplified Janbu	1.30
	Logarithmic Spiral	1.46
	Average	1.413
This Study		1.433

보강된 사면에 대해서 안전율을 계산하였으며, 아래에서는 본 연구에서 제시한 보강 성토사면의 안정해석방법에 의한 계산결과와 Wright & Duncan(1991)의 계산결과를 비교하였다.

Wright & Duncan(1991)이 해석한 보강사면은, 그림 9에서 보는 바와 같이, 높이 11.6m의 1:1(45°) 경사면으로, 17층의 보강재로 보강되어 있다. 본 계산에 사용된 흙은 비점성토로서 내부마찰각 $\phi = 32^\circ$ 이며, 단위중량 $\gamma = 18.8\text{kN/m}^3$ 이다. 사용된 보강재의 인장강도(T_r)는 14.6kN/m 이며, 길이(L)는 7.3m와 8.9m이고, 수직간격(S_v)은 그림 9에서와 같다.

본 예제에 대하여 Wright & Duncan(1991)이 계산한 안전율과 본 연구에서 제안한 방법을 계산한 안전율을 표 3에 요약하였다.

표 3에서 보듯이 본 연구에서 제안한 방법으로 계산한 안전율은 Wright & Duncan(1991)이 계산한 안전율과 유사한 값을 보이며, Janbu의 간편법을 제외하면 오차는 각 방법 별로 약 2% 이내이다.

4.3.2 사례 4 - 보강토 옹벽 (RMC 모형)

이번에 사용한 예는 캐나다 RMC(Royal Military College)에서 수행한 장기 연구 프로젝트의 일부로 축조된 대형 지오텍스타일 보강토 옹벽 모형 중의 하나로, 그 높이 $H = 3\text{m}$ 이고, 4층의 HDPE(high-density polyethylene) 지오텍스타일 보강재를 포함하고 있다(그림 10 참조). 각

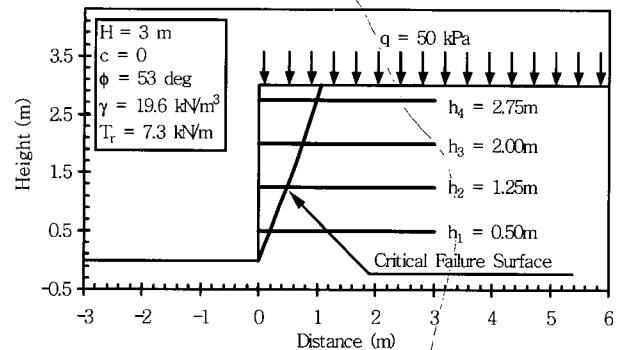


그림 10. 사례 4 - 보강토 옹벽(RMC 재하시험 모형) 단면(Bathurst 등, 1988)

표 4. 사례 4 - 안전율 계산결과 비교

		Factor of Safety (Circular)
Simplified Bishop		1.023
Spencer		1.037
This Study		1.061
평균		1.040

보강재 층의 길이는 약 3m이고, 각 각 0.5, 1.25, 2.0, 2.75m 높이에 설치되어 있다. 뒷채움 흙의 내부마찰각 $\phi = 53^\circ$ 였으며, 단위중량 $\gamma_t = 19.6 \text{ kN/m}^3$ 이었다. 이 모형은 축조시 보강재에 약간의 프리텐션을 가한 후 입상의 뒷채움재를 조심스럽게 다져 넣었다. 모형 축조 후 파괴시까지 상재하중을 가하였으며, 50kPa의 하중하에서 162시간만에 모형은 파괴되었다. Claybourn & Wu(1991)는 이러한 모형실험 결과를 해석하여 파괴시 4층의 보강재에서 유발된 최대인장력은 평균 7.3kN/m 라고 결론지었다.

본 사례에서는 지오그리드 보강토 옹벽의 파괴시의 안전율을 계산하기 위하여 보강재의 인장강도 $T = 7.3\text{kN/m}$, 등분포 상재하중 $q = 50\text{kPa}$ 로 하여, Bishop의 간편법, Spencer의 방법, 본 연구에서 제시한 방법 등에 의하여 계산을 수행하였다.

계산된 결과는 표 4에서 보여주며, 계산된 안전율은 평균 1.04로 상재하중 $q = 50\text{kPa}$ 에서 본 모형은 파괴에 임박하다는 것을 보여준다.

4.3.3 사례 5 - 보강사면 원심모형실험결과에 대한 해석사례

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 원심모형시험결과와 한계평형해석결과를 사용하여 본 연구에서 제안한 토목섬유의 보강효과를 고려한 사면 안정해석법의 적용성을 평가해 보았다.

본 해석에는 4개의 원심모형시험결과를 사용하였으며, 사용한 원심모형의 단면은 그림 11에서와 같이 사면 경사는 1H : 2V이고, 높이 $H = 229\text{mm}$ 이며 보강재의 길이 $L = 203\text{mm}$ 이다. 각 모형에 대한 정보는 표 5에 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.

표 5. 사례 5 - 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 ³)	15.64	15.64	16.21	15.64
	첨두마찰각(°)	39.5	39.5	42.5	39.5
파괴시의 g-level(N_f)		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 6. 사례 5 - 안전율 계산결과 요약

구 분		기본형 (B-series)		조밀한 채움재 (D-series)	강한 보강재 (S-series)
		B18($N_f = 76.5$)	B6($N_f = 21$)	D6($N_f = 29$)	S6($N_f = 32$)
김경모 등 (2005)	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
	평 균	0.990	1.051	1.008	1.026
This Study		0.993	1.008	0.987	0.989

* 보정되지 않은 값임

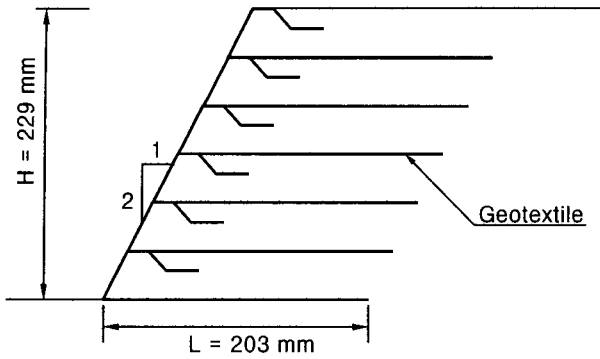


그림 11. 사례 5 - 원심모형 단면

표 6에서는 김경모 등(2005)이 수행한 사면안정해석 결과 얻어진 안전율과 본 연구에서 제안한 방법으로 계산한 안전율을 요약하여 나타내었으며, 김경모 등(2005)은 기존의 한계평형법에 의한 사면안정해석법을 보강재의 효과를 고려하면서 힘과 모멘트의 평형조건을 모두 만족하도록 수정하였다. 그림 12에서는 각 모형에 대한 사면안정해석결과 얻어진 가상파괴면(안전율이 최소인 활동면)을 보여주며, 여기에 김경모 등(2005)이 모형 B6에 대한 해석을 통하여 얻은 가상파괴면을 함께 나타내었다. 표 6에서 보는 바와 같이, 각각의 모형에 대하여 계산된 안전율은 0.987~1.008로 1.0에 근접한 값을 보이며, 이로부터 모형사면이 파괴에 임박한 조건이라는 것을 알 수 있다.

5. 결론

본 논문에서는 토목섬유 보강재로 보강된 성토 사면에 대한 새로운 사면안정해석법을 제시하고, 여러 가지 사례에 대한 해석을 통하여 새롭게 제시된 사면안정해석법의 적용성을 검토해 보았으며 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 사면안정해석은 활동면상의 응력상태를 구하는 것이라는 점에 착안하여, 여러 연구자들이 발표한 활동면상에 작용하는 법선응력의 분포에 대하여 조사한 결과에 근거하여 활동면상에 작용하는 법선응력의 분포를 수평방향의 거리 x 에 대한 2차함수의 형태로 표현하여 3개의 평형방정식을 모두 만족하면서 토목섬유 보강재의 효과를 고려할 수 있는 사면안정해석법을 제안하였다.
- (2) 기 발표된 보강 및 무보강 사면에 대한 여러 가지

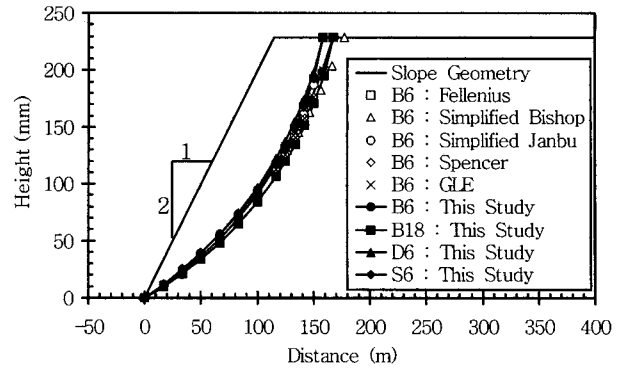


그림 12. 사례 5 - 원심 모형에 대하여 계산된 임계활동면의 위치

해석사례에 대한 사면안정해석을 수행하여 본 연구에서 제안한 사면안정해석법의 적용성을 평가해 보았으며 그 결과, 본 연구에서 제안한 사면안정해석법은 보강 및 무보강사면에 대하여 비교적 정확한 안전율을 제공해주는 것으로 나타났다.

- (3) 또한 기 발표된 보강토 옹벽 모형에 대한 재하시험 자료와 보강사면에 대한 원심모형실험 자료를 이용하여 파괴조건에 대한 해석을 수행한 결과 1.0에 근접한 안전율을 제공해 줌으로써 각 모형은 파괴 또는 그에 임박한 조건에 있다는 것을 잘 예측하는 것으로 나타났다.
- (4) 따라서 본 연구에서 가상활동면상의 법선응력의 분포를 x 좌표에 대한 2차함수의 형태로 가정하여 활동토체의 힘과 모멘트 평형조건을 모두 만족하도록 새롭게 제안한 사면안정해석법은 보강 및 무보강사면에 대하여 비교적 정확한 안전율을 제공해주어 그 적용성이 확인되었다.

일반적으로 보강토 구조물에서 각 층별 보강재의 인장력은 가상파괴면에서 최대가 되며, 또한 보강재 인장력은 주변 토체의 응력상태와 밀접한 관련이 있다. 따라서, 본 연구에서 제안한 방법에서 얻은 가상활동면상의 법선응력의 분포를 활용한다면 토목섬유 보강 성토사면에서 각 층별 보강재의 인장력을 평가할 수 있을 것으로 생각되며, 후속 논문에서는 가상활동면상의 법선응력의 분포로부터 보강사면에서 각 층별 보강재의 인장력 평가방법에 대하여 생각해 보았다.

참고문헌

1. 김경모, 김홍택, 이형규 (2005), "토목섬유의 보강효과를 고려한 사

- 면안정해석”, *한국지반환경공학학회 논문집*, 제6권, 제1호, pp.73-82.
2. Achilleos, E. (1988), *User Guide for PC-STABL5M*, Informational Report User Guide for PS-STABL5M, Purdue University, West Lafayette, Indiana.
 3. Bathurst, R. J., Benjamin, D. J. and Jarret, P. M. (1988), “Laboratory Study of Geogrid Reinforced Walls”, *Proceedings of the Symposium on Geosynthetics for Soil Improvement*, ASCE Geotechnical Special Publication No.18, pp.178-192.
 4. Bishop, A. W. (1955), “The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes”, *Geotechnique*, Vol. 5, No. 1, pp.7-17.
 5. Chen, W. F. and Snitbhan, N. (1975), “On Slip Surface and Slope Stability Analysis”, *Soils and Foundations*, Journal of the Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Japan., Vol.15, No.3, pp.41-49.
 6. 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.
 7. Elias, V., Christopher, B. R., and Berg, R. R. (2001), *Mechanically Stabilized Earth Walls and reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines*, Publication No. FHWA-NHI-00-043, National Highway Institute, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
 8. Fellenius, W. (1927), *Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (adhäsion) und unter Annahme kreis-zylinderischer Gleitflächen*, Ernst, Berlin.
 9. Fellenius, W. (1936), “Calculation of Stability of Earth Dams”, *Proceedings of the 2nd Congress on Large Dams*, Vol.4, pp.445-463.
 10. Fredlund, D. G. and Krahn, J. (1977), “Comparison of Slope Stability Methods of Analysis”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.14, No. pp.429-439.
 11. Greenwood, J. R. (1989), “Design Approach for Slope Repairs and Embankment Widening”, *Proceedings of Conference on Reinforced Embankments*, Theory and Practice, Cambridge, pp.51-61.
 12. 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.
 13. 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.
 14. 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.
 15. 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.
 16. 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.
 17. Jewell, R. A. and Wroth, C. P. (1987), “Direct Shear Tests on Reinforced Sand”, *Geotechnique*, Vol.37, No.1, pp.53-68.
 18. Leshchinsky, D. and Reinschmidt, A. J. (1985), “Stability of Membrane Reinforced Slopes”, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.111, No.11, pp.1285-1300.
 19. Shen, Z. J. (1999), *Theoretical Soil Mechanics*, Walters Press, Beijing, p.199.
 20. 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.
 21. 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.
 22. Wright, S. G. and Duncan, J. K. (1991), “Limit Equilibrium Stability Analysis for Reinforced Slopes”, *Transportation Research Record 1330*, pp.40-46.
 23. 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.
 24. 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.
 25. 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.

(접수일자 2005. 8. 16, 심사완료일 2005. 10. 20)