

토목섬유 보강 성토사면의 안정해석 II. - 소요 보강재 인장력 평가 -

A Stability Analysis of Geosynthetics Reinforced Soil Slopes II. - Evaluation of Required Reinforcement Tensile Force -

김 경 모 ¹	Kim, Kyeong-Mo	김 홍 택 ²	Kim, Hong-Taek
이 은 수 ³	Lee, Eun-Soo	김 영 윤 ⁴	Kim, Young-Yoon
안 광 국 ⁵	Ahn, Kwang-Kuk		

Abstract

Generally, when the stability of the geosynthetic reinforced soil slopes is analyzed, the required tensile forces of each reinforcement layers are calculated from total reinforcement forces which are necessary to retain the equilibrium state of slip mass in which the slip surfaces are assumed to be a linear or bilinear. It is assumed that the reinforcement forces are increased or constant with depth. However, according to the instrumented field data and laboratory model test results, the maximum tensile strain of reinforcement in a reinforced soil slope is developed in a certain elevation, not a bottom of the slope. In the concept of reinforced soil, postulated failure surfaces are the traces of the position in which the reinforcement tensile forces are maximum in the layer, and the reinforcement tensile forces are related to the stress state on the postulated failure surface. Therefore, in this study, based on the distribution of normal stress on the slip surface, a new method for the evaluation of required tensile forces is suggested and a number of the instrumented field data are analyzed by newly suggested method. As a result, it is shown that the newly suggested method produces relatively accurate reinforcement tension forces.

요 지

토목섬유로 보강된 성토사면의 안정해석시, 소요 보강재의 인장력은 토압이론에 근거하여 하나 또는 두개의 직선으로 가정된 활동면에 대하여 평형을 유지하기 위하여 필요한 보강재 인장력의 합으로부터 얻을 수 있으며, 각 층별 보강재의 인장력은 삼각형분포 또는 직사각형 분포로 가정한다. 그러나, 실제 토목섬유로 보강된 사면에 대한 현장계측결과에 및 모형실험 결과에 의하면, 보강 성토사면에서 보강재 최대인장력은 사면의 최하단에서 발생하는 것이 아니라 사면내의 어느 높이에서 발생한다. 보강토체의 가상파괴면은 일반적으로 각 층의 보강재에서 최대인장력이 발생하는 위치를 연결한 선이며, 이 때 보강재의 인장력은 가상파괴면상의 응력상태와 밀접한 관련이 있다. 따라서 본 연구에서는 사면안정해석으로부터 얻은 가상활동면상의 범선응력의 분포로부터 각 층별 보강재의 인장력을 평가할 수 있는 방법을 제안하고, 토목섬유 보강 성토사면에 대한 현장계측 사례에 대한 해석을 통하여 그 적용성을 검토하였다. 그 결과, 본 연구에서 제안한 방법이 기존의 보강사면 설계법 보다 더 현장계측 데이터에 근접하는 각 층별 보강재 인장력을 제공해주는 것으로 나타났다.

Keywords : Geosynthetics reinforcement, Normal stress distribution along slip surface, Reinforced soil slope, Required reinforcement tensile strength

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

보강토 토류구조물은 사면경사각 70도를 기준으로 보강토 옹벽과 보강사면으로 구분하는 것이 일반적이며(한국지반공학회, 1998a, 1998b ; Elias 등, 2001 ; BSI, 1995), 그 설계법 또한 달리 적용된다. 사면경사각이 70도 이상인, 보강토 옹벽의 경우에는 사용하는 보강재의 인장-변형 특성에 따라서 복합중력식법(coherent gravity method)이나 타이백법(tie-back wedge method)을 선택하여 사용하도록 규정되어 있어 어느 정도 통일된 설계법이 정립되어 있다고 할 수 있다. 그러나 보강 성토사면의 경우에는 아직까지 일반화된 설계법이 없으며, 연구자들 저마다의 연구결과에 따라서 하나 또는 두개의 직선이나 원호, 대수나선의 형태로 가정한 활동면에 대하여 소요 안정성을 만족시킬 수 있는 보강재의 저항력을 제공할 수 있게 설계하도록 제안하고 있다.

토목섬유로 보강된 성토사면의 안정해석을 위하여 사용할 수 있는 실용적인 방법은 Jewell 등(1984)의 방법, Schmertmann 등(1987)의 방법, Leshchinsky & Boedeker (1989)의 방법, Jewell(1990, 1991)의 방법, Leshchinsky (1997)의 방법, FHWA 설계지침(Elias 등, 2001)의 방법 등이 있다. 이러한 보강사면 안정해석 방법에서는 하나 또는 두개의 직선이나 원호 또는 대수나선의 형태로 파괴면을 가정하고, 가정한 파괴면에 대하여 소요 안전율을 만족시킬 수 있는 보강재 인장력을 구한다.

이와 같은 기존의 보강사면 설계법들은 저마다의 서로 다른 경험에 의하여 깊이에 따른 보강재 인장력 분포를 삼각형 또는 직사각형 분포로 가정하는 경우가 많다. 그러나, 실제 보강사면에 대한 현장계측결과 및 모형실험 결과에 의하면, 보강사면의 경사가 완만해질 때 보강재 최대인장력이 발생하는 위치는 점점 높아지는 것으로 나타나, 기존의 보강사면 설계법은 실제 보강사면의 거동을 제대로 반영하지 못한다.

다음 그림 1에서는 Arriaga(2003)가 문헌조사를 통하여 얻은 토목섬유 보강 성토사면에 대한 현장계측 데이터를 분석하여 얻은 보강재 최대 변형을 발생 위치와 사면경사와의 관계를 보여준다. 이 그림으로부터 토목섬유 보강 성토사면에서 보강재 최대인장력의 발생 위치는 사면 높이의 약 20~60%의 범위에 있다는 것을 알 수 있으며, 대체적으로 사면경사각이 증가할 때 보강재 침투변형을 발생시키는 사면의 하단에 더 가까워진다는 것을 알 수 있다.

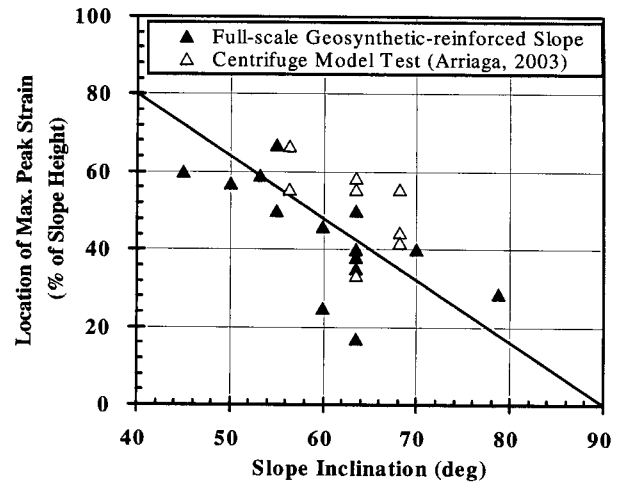


그림 1. 토목섬유 보강 성토사면에서 사면경사와 보강재 최대침투변형을 발생위치와의 관계(Arriaga, 2003)

따라서 토목섬유 보강 성토사면의 설계법에서 보강재 최대인장력은 사면의 하단에서 발생한다는 가정은 실제 구조물에서의 거동과는 다르다는 것을 알 수 있으며, 보강재 최대인장력 발생 위치는 사면경사각의 함수라는 것을 알 수 있다.

Zornberg 등(1998)은 지오텍스타일로 보강한 사면에 대한 원심모형실험결과를 분석하여 보강재 인장력 분포를 다음 그림 2에서와 같이 제안하였다.

따라서 기존의 토목섬유 보강 성토사면의 안정해석법은 보강사면의 전체적인 사면활동에 대한 안정성을 충족시킬 수는 있으나, 국부적인 안정성의 평가 즉, 각 층별 보강재의 파단이나 인발파괴에 대한 안정성의 평가에는 부적절한 것으로 생각되며, 이는 보강재 인장력 분포에 대한 가정이 실제 보강 성토사면에서의 거동과 다르기 때문이다.

한편 보강토 공법의 기본이론에서 한 층의 보강재 내에서 보강재 인장력의 분포는 가상파괴면에서 최대가 되며, 활동영역과 저항영역으로 갈수록 보강재 인장력은 점차 감소하므로, 보강 성토사면에서 가상활동면상의 응력분포를 알 수 있다면 이를 근거로 하여 각 층별 보강재의 소요 인장력을 평가할 수 있을 것으로 생각된다.

본 연구에서는, 김경모 등(2005)이 제시한 사면안정 해석법으로부터 얻은 가상활동면상의 법선응력의 분포로부터 각 층별 보강재의 인장력을 평가할 수 있는 새로운 방법을 제안하고, 실제 시공된 보강 성토사면에 대한 현장계측결과로부터 얻는 보강재 인장력분포와 비교하여 그 적용성을 평가해 보았다.

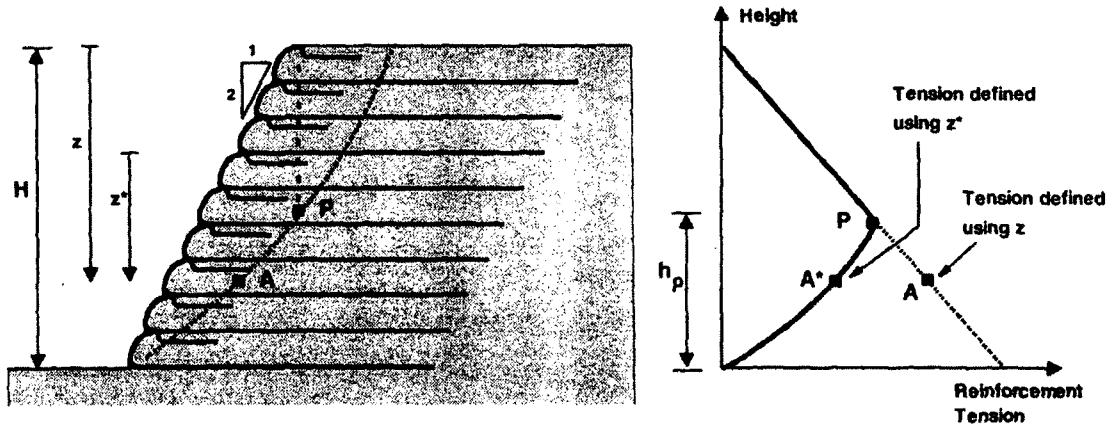


그림 2. 보강 성토사면에서 보강재 인장력 분포(Zornberg 등, 1998)

2. 새로운 보강재 인장력 평가방법의 제안

보강토 공법의 기본 개념에서 가상파괴면은 각 층별 보강재의 최대인장력 발생위치를 연결한 선이며, 보강재의 인장력은 주변 토체의 응력상태와 밀접한 관련이 있으므로, 가정된 파괴면상의 응력상태로부터 각 층별 보강재의 인장력을 평가할 수 있을 것으로 생각된다. 한편 일반적인 사면안정해석은 활동면상에 작용하는 법선응력의 분포를 찾는 과정에 집중되므로(Shen, 1999), 보강 성토사면의 가상활동면상에 작용하는 응력상태는 사면안정해석을 통하여 얻을 수 있을 것으로 생각된다.

본 연구에서는 김경모 등(2005)이 제안한 사면안정해석법으로부터 가상활동면상에 작용하는 법선응력의 분포 $\sigma(x)$ 를 구하며, 이로부터 보강재의 인장력을 평가하는 새로운 방법을 제안하였다.

2.1 가상활동면상에 작용하는 법선응력의 분포

김경모 등(2005)은 그림 3에서와 같이 가상활동면상에 작용하는 법선응력의 분포형태를 x 좌표에 대한 2차 방정식(quadratic curve)으로 가정하여 힘과 모멘트의 평형조건을 만족시키면서 보강재의 효과를 고려할 수 있는 사면안정해석식을 다음과 같이 제안하였다.

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

$$\text{여기서, } T_{ij} = \begin{pmatrix} \int_{x_A}^{x_B} \psi_1 x^2 dx & \int_{x_A}^{x_B} \psi_1 x dx & \int_{x_A}^{x_B} \psi_1 dx \\ \int_{x_A}^{x_B} \psi_2 x^2 dx & \int_{x_A}^{x_B} \psi_2 x dx & \int_{x_A}^{x_B} \psi_2 dx \\ \int_{x_A}^{x_B} \psi_3 x^2 dx & \int_{x_A}^{x_B} \psi_3 x dx & \int_{x_A}^{x_B} \psi_3 dx \end{pmatrix} \quad (2)$$

$$\psi_1 = \frac{\tan \phi}{F} - y' \quad (3a)$$

$$\psi_2 = \frac{\tan \phi}{F} y' + 1 \quad (3b)$$

$$\psi_3 = \left(y' - \frac{\tan \phi}{F} \right) y + \left(\frac{\tan \phi}{F} y' + 1 \right) x \quad (3c)$$

$$B_1 = - \int_{x_A}^{x_B} \left\{ \frac{c}{F} - u \frac{\tan \phi}{F} \right\} dx - \sum T_r \cos \alpha_r \quad (4a)$$

$$B_2 = W - \int_{x_A}^{x_B} \left\{ \left(\frac{c}{F} - u \frac{\tan \phi}{F} \right) y' \right\} dx + \sum T_r \sin \alpha_r \quad (4b)$$

$$B_3 = M + \int_{x_A}^{x_B} \left\{ \left(\frac{c}{F} - u \frac{\tan \phi}{F} \right) (y - y'x) \right\} dx + \sum M_T \quad (4c)$$

위 식에서, $A_j (j = 1, 2, 3)$ 는 가정된 활동면에 대하여 결정해야할 3개의 상수이고, x 는 그림 3에서와 같은 좌표계에서 수평방향의 좌표이며, x_A 와 x_B 는 각각 점 A와 B의 x 좌표를 나타낸다. W 는 활동토체의 무게를, M_w 는 활동토체 W 에 의한 좌표계의 원점에 대한 모멘트를 나타낸다. $y' = dy/dx$ 이고, u 는 활동면상에 작용하

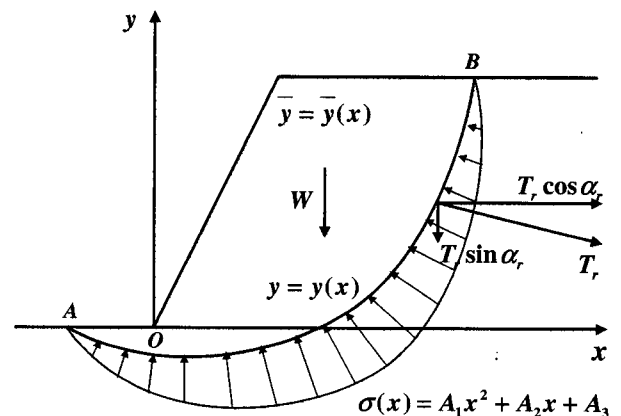


그림 3. 활동토체에 작용하는 힘

는 간극수압을 나타낸다. T_{ri} 와 α_{ri} 는 각각 보강재의 인장력과 그 작용방향을 나타내며, $M_{T_{ri}}$ 는 각 층별 보강재에 의한 모멘트 저항력을 나타낸다.

위의 식 (1)은 방정식의 수는 3개이지만 네 개의 미지수 F , A_1 , A_2 , A_3 를 포함하고 있으므로, 연립방정식의 해를 얻기 위해서는 다음 식과 같은 경계조건을 이용한다.

$$\sigma_{x=x_B} = 0 \quad (5)$$

2.2 소요 보강재 인장력의 계산

비보강 사면에서 주어진 잠재활동면이 한계평형상태에 도달한 경우 유발된 흙의 전단강도 τ_m 은 흙의 전단강도 τ_s 와 비보강사면에 대한 안전율 FS_u 를 사용하여, 다음 식 (6)과 같이 나타낼 수 있으며, 이는 곧 활동토체의 평형을 유지하기 위하여 필요한 흙의 전단강도이다.

$$\tau_m = \frac{\tau_s}{FS_u} \quad (6)$$

또한 보강재를 추가하였을 때 증가되는 전단강도를 τ_R 로 표시하면, 보강시 활동면상의 전단강도 τ_{Req} 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\tau_{Req} = \tau_R + \tau_s \quad (7)$$

보강시 목표로 하는 안전율을 FS_R 이라고 하면, 활동면상에서 유발된 전단강도 τ_m 은 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$\tau_m = \frac{\tau_{Req}}{FS_R} = \frac{\tau_R}{FS_R} + \frac{\tau_s}{FS_R} \quad (8)$$

일반적으로 흙의 안전율과 보강재의 안전율은 같지 않으므로, 보강재에 대한 안전율을 FS_y 로 표시하면, 보강재에 의하여 추가되어야 할 활동면상의 전단강도는 다음과 같이 계산된다.

$$\frac{\tau_R}{FS_y} = \tau_m - \frac{\tau_s}{FS_R} = \tau_s \left(\frac{1}{FS_u} - \frac{1}{FS_R} \right) \quad (9)$$

보강재에 의하여 활동면 상에 부과되는 전단강도 τ_R 은 Jewell & Wroth (1987)가 제안한 식을 사용할 수 있

으며, 그들은 보강재를 삽입한 전단시험을 통하여 흙 속 에 매설된 보강재에 의하여 전단면에 증가되는 전단강도를 다음과 같이 제시하였다.

$$\tau_R = \frac{T_r}{\Delta l} (\sin \alpha_r \tan \phi + \cos \alpha_r) \quad (10)$$

여기서, T_r 은 유발된 보강재의 인장력이고, Δl 은 전단면의 면적, α_r 는 보강재와 전단면 사이의 경사각이다.

식 (10)을 식 (9)에 대입하여 T_r 에 대하여 정리하면, 활동면의 길이 Δl 에 대하여 보강재가 부담하여야 할 최대인장력은 다음과 같이 계산된다.

$$T_r = \frac{\tau_s \left(\frac{1}{FS_u} - \frac{1}{FS_R} \right)}{(\sin \alpha_r \tan \phi + \cos \alpha_r)} \Delta l \quad (11)$$

따라서 토목섬유로 보강할 경우 특정 활동면에 대한 소요안전율 FS_R 을 만족시키기 위하여 필요한 수평방향 보강재의 전체 소요인장력 $\sum T_r$ 는 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$\sum T_r = \int_{x_A}^{x_B} \frac{\tau_s \left(\frac{1}{FS_u} - \frac{1}{FS_R} \right)}{(\sin \alpha_r \tan \phi + \cos \alpha_r)} dl \quad (12)$$

각 각의 가상활동면에 대하여 평형을 유지하기 위하여 필요한 보강재 인장력의 합, $\sum T_r$ 을 계산하고, $\sum T_r$ 이 최대가 되는 활동면을 토목섬유 보강 성토사면의 가상파괴면으로 가정한다.

2.3 각 층별 보강재 인장력의 계산

각 층별 보강재의 인장력을 평가하기 위해서는 먼저 보강재 인장력의 분포에 대한 가정이 필요하며, 선단활동에 대한 소요안전율을 만족시킬 수 있는 보강재 인장력의 분포형태는 무한히 많다. 지금까지 제안된 보강 성토사면 설계법에서는 대부분 삼각형 또는 사각형 형태로 보강재 인장력이 분포한다고 가정하였으나, Zornberg 등(1998)과 Arriaga(2003)의 연구결과에 의하면 보강 성토사면에서 보강재 최대 인장력 발생위치는 보강 성토사면의 하단이 아니며, 활동면에 작용하는 수직응력이 최대인 점에서 보강재 인장력도 최대가 된다. 또한 흙속에서 수직응력은 수평응력과 토압계수에 비례하므로

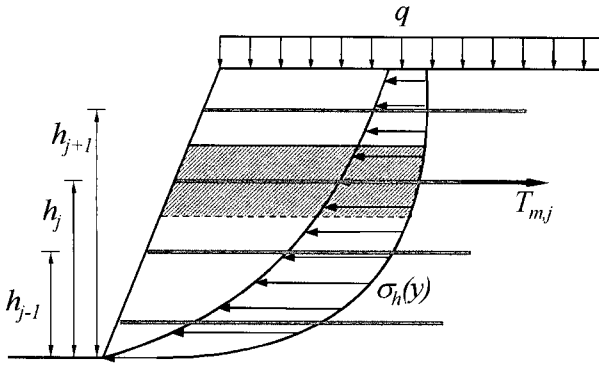


그림 4. 각 층별 보강재 인장력 계산 방법

수직응력이 최대인 점은 수평응력 또한 최대가 될 것이다. 따라서 보강재 인장력 분포는 활동면을 따른 수평응력의 분포와 비례한다고 가정할 수 있으며, 본 연구에서는 다음 식과 같이 각 층별 보강재 인장력을 분포시킨다 (그림 4 참조).

$$T_{m,j} = \sum T_r \frac{\int_{(h_j+h_{j-1})/2}^{(h_{j+1}+h_j)/2} \sigma_h dh}{\int_0^H \sigma_h dh} \quad (13)$$

여기서, $T_{m,j}$ 는 j 번째 층 보강재가 부담하여야 할 보강재 인장력이고, σ_h 는 높이에 따른 수평응력의 분포이다. h_{j-1} , h_j , h_{j+1} 는 각각 $j-1$, j , $j+1$ 번째 보강재의 높이이며, H 는 보강 성토사면의 높이이다.

2.4 보강재 소요인장력 계산절차

본 연구에서 제안된 보강 성토사면의 보강재 인장력 평가방법을 적용하기 위해서는 다음과 같은 절차를 따른다.

- ① 먼저, 보강재를 고려하지 않고 사면안정해석을 실시
- ② 각 각의 잠재활동면에 대하여 소요안전율을 유지하기 위해 필요한 보강재 인장력의 합을 계산
- ③ 이 중 소요 보강재 인장력의 합이 최대인 경우를 보강 성토사면의 잠재활동면으로 결정
- ④ 이 활동면에 대하여 각 층별 보강재의 소요인장력을 결정

3. 제안된 방법의 적용성 검토

3.1 개요

본 장에서는 토목섬유 보강 성토사면의 거동에 대하여 연구, 발표된 현장계측 자료들을 이용하여 본 연구에서 제안한 보강재 인장력 평가방법의 적용성을 검토해 보았다.

보강토 구조물에서 가장 중요한 요소는 보강토체 내에서 유발되는 토압에 저항하는 보강재 인장력이라고 할 수 있으며, 전면포설식 보강재 즉, 지오텍스나 지오텍스타일 등을 사용하는 경우에 보강재 인발에 대한 안전율을 충족시키기 위한 정착길이는 비교적 짧다. 지오텍스타일로 보강된 보강 성토사면에 대한 원심모형실험 결과(Zornberg 등, 1998)에 의하면 g-level이 증가할 때 보강 성토사면의 파괴는 보강재의 파단에 의해서 발생하며 전면에서 감싼 부분에서조차도 인발에 의한 파괴는 발생하지 않았다고 한다. 따라서 본 검토에서는 실제 토목섬유 보강 성토사면 구조물에 대한 현장계측에 의하여 평가된 보강재 인장력을 사용하여 본 연구에서 제안한 보강재 인장력 평가방법의 적용성을 검토해 보았다. 또한 실용적인 보강 성토사면 안정해석법(Leshchinsky & Boedeker, 1989 ; Jewell, 1990 ; Leshchinsky, 1997 등)을 사용한 보강재 인장력 평가결과를 함께 비교해 보았다.

본 비교에서는 현장상태와의 비교이므로 안전율을 고려한 설계마찰각을 사용하지 않고 침두마찰각을 사용하였으며, 안전율은 1.0으로 설정하였다.

3.2 검토에 사용된 현장계측 자료

본 검토에 사용된 토목섬유 보강 성토사면에 대한 자료들은 표 1에 요약되어 있다. 이 표에서는 보강 성토사면의 형상, 뒷채움재 및 보강재의 특성 그리고 보강 성토사면 위에 가해진 상재하중 등에 대한 정보를 제공해준다.

본 검토에 사용한 보강 성토사면은 EP3의 점토성분 함유량이 23.4%인 것을 제외하고 모두 양질의 뒷채움재를 사용하였으며, 이들 사면이 위치한 기초지반은 견고하여 충분한 지지력을 확보하고 있었다.

각 각의 보강 성토사면에 대한 보강재 인장력 평가 결과는 다음과 같다.

표 1. 안정성 검토에 사용한 보강 성토사면의 기하형상 및 재료특성

	EP1 (Fannin & Hermann, 1990)	EP2 (Ali, 1993)	EP3 (Itoh 등, 1994)
Project	Oslo, Norway	Fraser's Hill, Malaysia	Test Embankment, Japan
Height / Surcharge	H = 4.8 m / Hs = 3.0 m	H = 7.0 m / i = 25 deg	H = 7.5 m / q = 20 kPa
Slope, β	64 deg	70 deg	73.3 deg
Soil			
Description	uniformly graded fine to medium sand	minning sand	cohesive soil
Gradation ($d_{max} / d_{50} / <75 \mu m$)	16 mm / 0.25 mm / 3%	15 mm / 1.4 mm / 0%	- / - / 23.4%
γ_t (kN/m ³)	17.0 ⁽¹⁾	19.6 ⁽¹⁾	16.45 ⁽¹⁾
ϕ (deg)	$\phi_{des} = 33, \phi_{ps-r} = 38, \phi_{ds} = 41$	$\phi_{des} = 30, \phi_{ds} = 42$ (38~47)	$\phi_{des} = 25, \phi_{ds} = 35$ (2)
Section	J	N	-
Reinforcement			
Product Name	주 ; Tensar SR-55 / 부 ; Tensar SS1	Tensar SR2	Tensar SR2
Product Type	E-GG / HDPE	E-GG / HDPE	E-GG / HDPE
Strength (kN/m)	SR-55 ; 47.0 / SS1 ; 19.6	SR2 ; 79.0	SR2 ; 79.0

Notes E-GG = extruded geogrid

(1) Measured in-situ during compaction of backfill

(2) (c- ϕ) soil peak strength envelopes corrected to equivalent peak secant friction angle using $\tan\phi_{secant} = c/\gamma H + \tan\phi$
where c = soil cohesion

3.3 보강재 인장력 평가결과 비교

3.3.1 EP1 ; Oslo, Norway Geogrid Reinforced Slope (Fannin & Hermann, 1990)

1987년, Norway Oslo 지역에서 높이 H = 4.8m, 연장 L = 20 m의 보강 성토사면(1H : 2V)이, 견고한 자갈질 모래지반 위에, 입도가 균등한 중간 내지 세립의 모래를 사용하여 축조되었다. 사용한 뒷채움재의 최대건조단위 중량 $\gamma_{dmax} = 16.78\text{kN/m}^3$ 이었으며, 최적함수비 OMC = 13%이었고, 현장에서 측정된 흙의 단위중량 γ_t 는 평균 17.0kN/m^3 이었다. 이 흙에 대한 직접전단시험이 수행되었으며, Jewell 등(1987)이 제안한 직접전단시험에 의한 흙의

내부마찰각 ϕ_{ds} 와 평면변형률(plane strain) 상태에서의 흙의 내부마찰각 ϕ_{ps} 사이의 관계식 $\phi_{ps} = \tan^{-1}(1.2\tan\phi_{ds})$ 을 사용하여 평가된 큰 변위에서 평면변형률 상태의 내부마찰각 $\phi_{ps} = 38^\circ$ 였다. 설계에는 안전율 $F_s = 1.2$ 를 적용하여 $\phi_d = 33^\circ$ 를 사용하였다(Fannin & Hermann, 1990).

보강 성토사면은 그림 5에서와 같이 보강재의 길이와 배치간격을 달리한 두 단면(Section J와 Section N)으로 설계, 시공하여 보강재 길이와 간격의 영향을 평가할 수 있도록 하였다. 보강재로는 Tensar SR55가 주보강재로 사용되었으며, 주 보강재의 간격이 0.9m를 초과할 때에는 보조보강재로서 SS1을 사용하였다. 보강 성토사면의

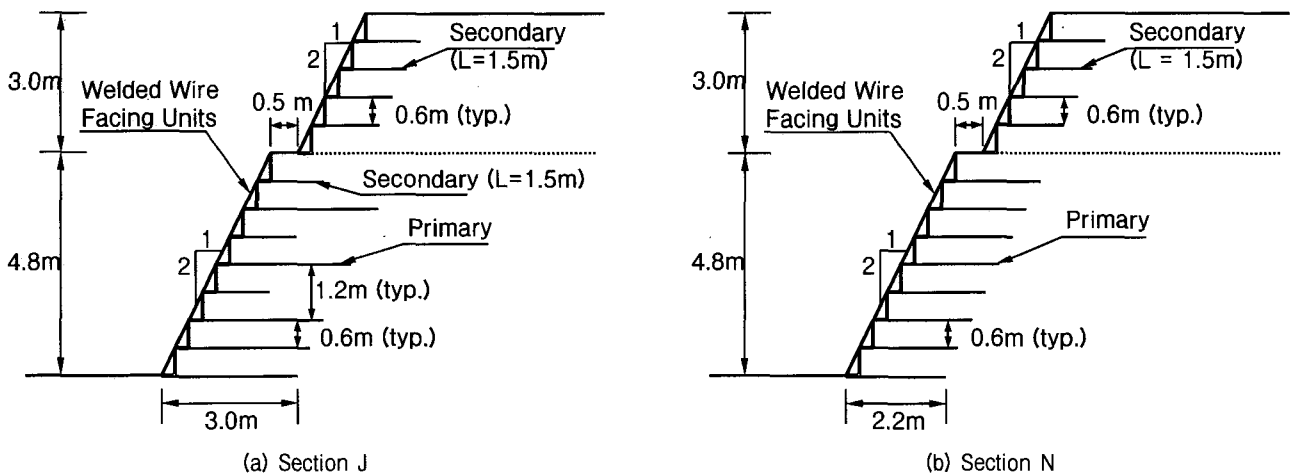


그림 5. Cross-section for EP1(Fannin & Hermann, 1990)

전면에는 용접강선망(welded wire)을 설치하여 뒷채움 흙의 국부적인 유실을 방지하였으며, 보강 성토사면 상부에 높이 3.0m의 성토하중을 가하였다. 사용한 재료의 특성은 표 1에 요약되어 있다.

그림 6(Section J)과 그림 7(Section N)에서는 각 단면 별로 현장계측을 통하여 얻어진 보강재 인장력을 높이에 따라서 나타내다. 이들 그림에는 또한 기존 보강사면 안정해석법을 사용하여 평가한 각 층별 보강재 인장력과 본 연구에서 제안한 방법에 의하여 평가한 보강재 인장력을 함께 나타내었다. 그림 6과 그림 7에서 기존 방법에 의하여 평가된 각 층별 보강재 인장력은 현장계측에 의하여 얻어진 값 보다 상당히 크다는 것을 알 수 있다.

그림 6에서 보는 바와 같이, Section J에서 보조보강재를 제외한 경우에는 본 연구에서 제안한 방법으로 계산된 인장력이 과대하게 큰 것으로 나타났으나, 보조보강재의 효과를 고려하여 계산한 결과에서는 실측결과와 유사한 분포형태를 가지는 것으로 나타났다.

그림 7에서도 본 연구에서 제안한 방법으로 계산한 보강재 인장력이 기존 보강 성토사면 설계도표 및 설계 방법으로 계산한 것 보다 실측 데이터에 더 근접함을

알 수 있다.

3.3.2 EP2 ; Fraser's Hill Geogrid Reinforced Slope (Ali, 1993)

말레이시아의 유명한 휴양지 중의 하나인 Fraser's Hill에서는 절토사면과 성토사면에서 몇 건의 붕괴사고가 발생하여 Gabion wall이나 Crib wall을 사용하여 복구되었으나, 과도한 수평변형이 발생하여 도로에 인접한 높이 16m의 사면이 붕괴되는 사고가 발생하였다. 이를 복구하기 위하여 지오그리드로 보강된 보강 성토사면이 축조되었으며, 복구된 보강 성토사면은 그 높이가 7m, 사면경사각이 70°이고, 그 위에는 사면경사각이 25°인 성토사면이 있다(그림 8 참조). 보강 성토사면의 설계는 WAGGLE 이라는 프로그램(Binnie & Partners, 1982)을 사용하여 작성된 설계도표를 사용하였으며, 외적안정성을 검토하기 위하여 GEOSLOPE이라고 하는 사면안정성 해석프로그램을 추가로 사용하였다.

설계에 사용한 흙의 내부마찰각은 $\phi_d = 30^\circ$ 이었고, 단위중량은 $\gamma = 19.0\text{kN/m}^3$ 이었다. 현장에서 측정한 흙의 단위중량은 19.6kN/m^3 이었고, 직접전단시험으로부터 얻은 흙의 내부마찰각은 $38^\circ \sim 47^\circ$ 정도 였다. 보강재로는 설계인장강도 18.0kN/m 인 일축신장 HDPE 보강재를 사

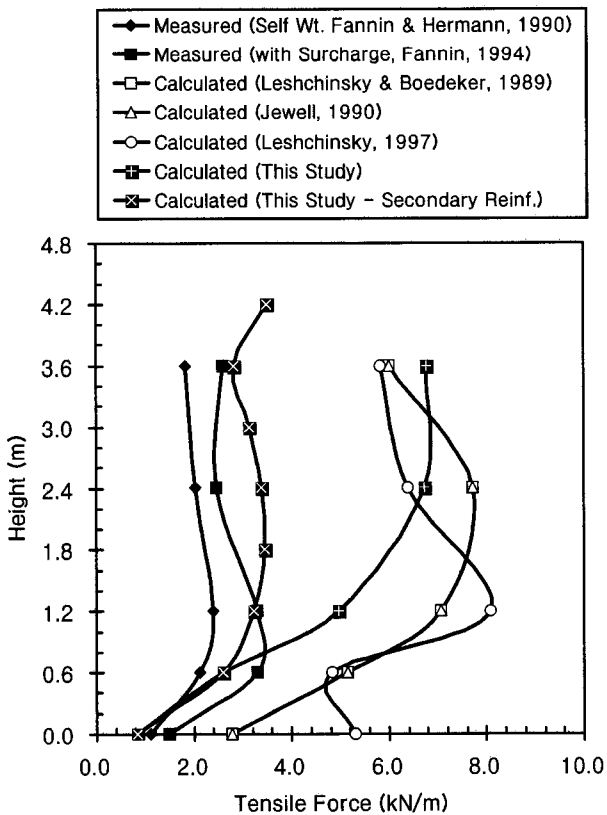


그림 6. 보강재 인장력 평가결과 비교 - EP1(Section J)

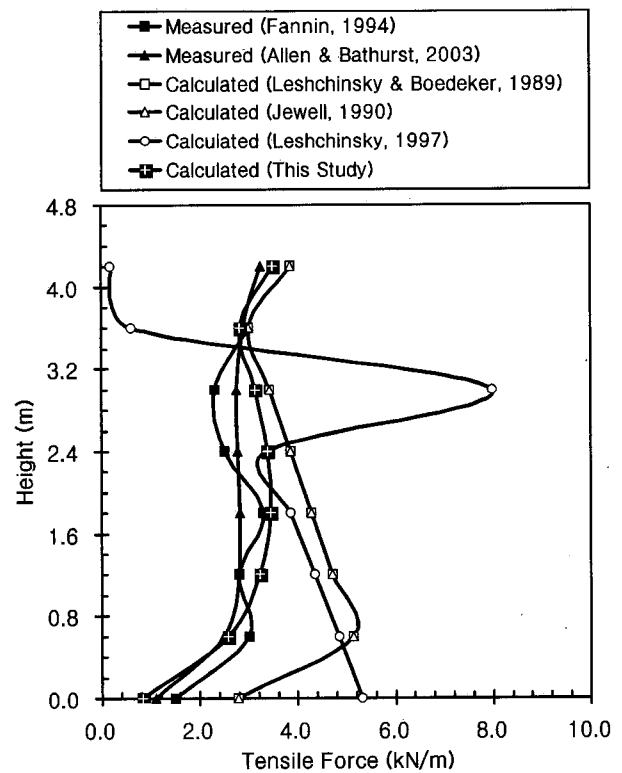


그림 7. 보강재 인장력 평가결과 비교 - EP1(Section N)

용하였으며, 흙과의 마찰계수(interaction coefficient)는 0.96~1.04 정도 였다.

그림 9에서는 현장계측을 통하여 얻은 높이에 따른 보강재 인장력의 분포를 보여주며, 하단부 보강재에 대해서는 두 번의 침투치가 나타나 가상활동면에 근접한 데이터를 사용하였으며, “No.4”로 표시된 데이터는 배면쪽에 설치된 스트레인 게이지에서 측정된 값이다.

또한 그림 9에는 기존 보강 성토사면 안정해석법과 본 연구에서 제안한 방법으로 계산한 각 층별 보강재 인장력을 함께 나타내었으며, 이 그림으로부터 본 연구에서 제안한 방법은 현장계측 데이터와 거의 일치하는 보강재 인장력을 제공해주지만, 기존 보강 성토사면 설

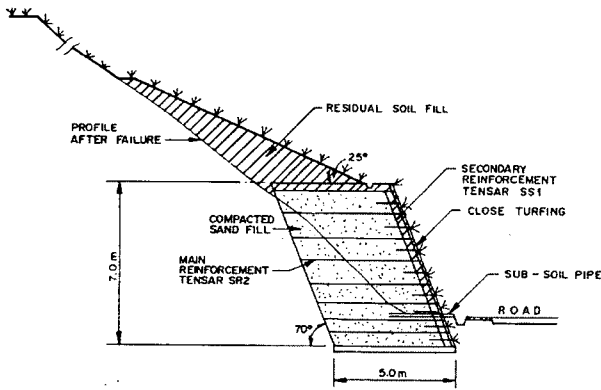


그림 8. 붕괴사면 복구를 위한 보강 성토사면 단면도(Ali, 1993)

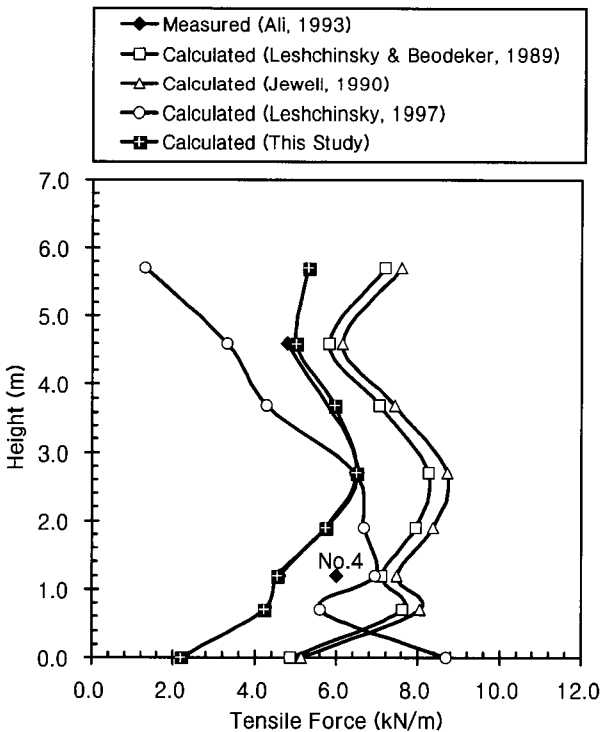


그림 9. 보강재 인장력 평가결과 비교 - EP2

계도표는 보강재 인장력을 과대평가 한다는 것을 알 수 있다. Leshchinsky(1997)의 방법의 경우 상부에서 보강재 인장력이 너무 작게 평가되며, 하부에서는 반대로 크게 평가되는 경향을 보인다.

3.3.3 EP3 ; Trial Geogrid Reinforced Soil Slope (Itoh, 등, 1994)

일본은 보강토 뒷채움재로 점성토를 사용해야할 경우가 많아, 성토재로 점성토를 사용한 보강 성토사면의 적용성을 평가하기 위하여 높이 7.5m, 폭 15m인 지오그리드 보강 성토사면이 1 : 0.3의 경사로 산악지역에 축조되었다(그림 10 참조).

설계에 적용한 흙의 단위중량 $\gamma = 16.9\text{kN/m}^3$, 내부마찰각 $\phi = 25^\circ$ 였으며, 보강재로는 설계인장강도는 31.4kN/m 인 Tensar SR2를 사용하였다. 뒷채움재로 사용한 흙의 점토성분 함유량은 23.4%, 최대건조단위중량은 14.52kN/m^3 이었으며, 내부마찰각과 점착력은 각각 20.6° 와 42.2kPa 이었다. 현장에서 측정된 흙의 단위중량은 $15.7\sim 17.2\text{kN/m}^3$ 이었으며, 이때의 함수비는 22~28%의 범위에 있었다.

그림 11에서는 점토성분이 많은 흙의 강도정수 c 와 ϕ 를 등가의 침투마찰각으로 환산하여 계산한 보강재 인장력을 실측데이터와 함께 나타내었으며, 본 연구에서 제안한 방법으로 예측한 보강재 인장력이 기존의 다른 방법들에 비하여 실측 데이터에 더 근접함을 알 수 있다.

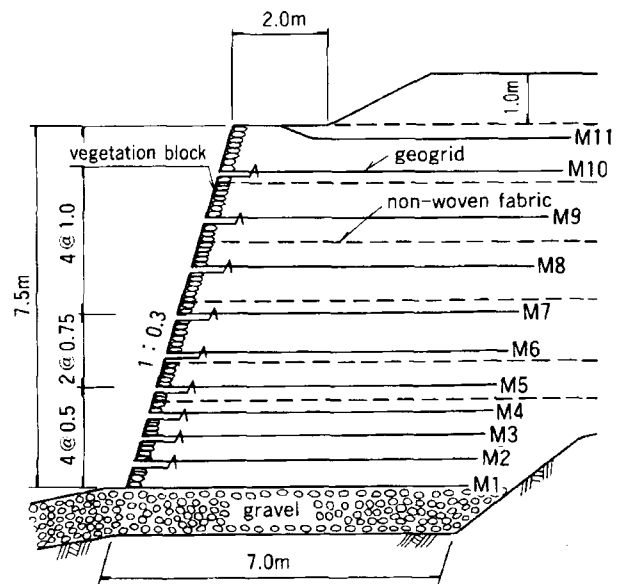


그림 10. 단면도 - EP3(Itoh 등, 1994)

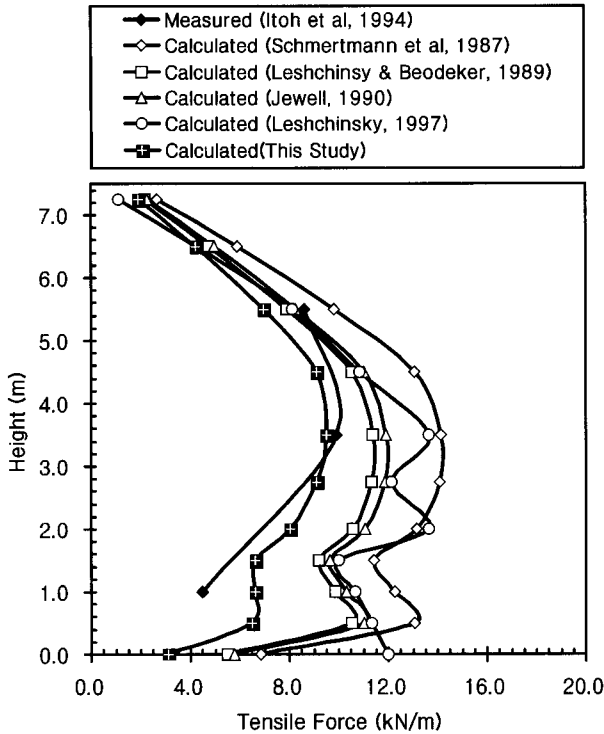


그림 11. 보강재 인장력 평가결과 비교 - EP3

4. 결론

본 논문에서는 사면안정해석으로부터 얻은 가상활동면상의 법선응력의 분포로부터 토목섬유 보강 성토사면에서 각 층별 보강재의 인장력을 평가할 수 있는 방법을 제안하였다. 새롭게 제안된 방법의 적용성을 검토하기 위하여 토목섬유로 보강된 성토사면에 대한 현장계측 자료를 분석하여 각 층별 보강재 인장력을 평가해 보았다. 또한 기존 보강 성토사면 안정해석법을 사용하여 얻은 각 층별 보강재의 인장력을 현장계측 자료와 비교해 보았으며, 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 본 연구에서 제안한 각 층별 보강재 인장력 평가방법은 검토에 사용한 모든 자료에 대하여 현장계측으로부터 얻은 보강재 인장력에 근접한 각 층별 보강재 인장력을 제공해준다.
- (2) 반면, 기존의 보강 성토사면 안정해석법에서는 대부분 각 층별 보강재의 인장력을 과대평가하는 것으로 나타났으며, 경우에 따라서는 과소평가되는 경우도 있었다. 이는 기존 해석방법에서 가정한 보강재 인장력 분포가 실제 보강사면의 거동과는 다

르기 때문인 것으로 생각된다.

- (3) 따라서 본 연구에서 제안한 활동면상의 법선응력 분포에 근거한 각 층별 보강재 인장력을 평가방법은 실제 보강 성토사면에서의 보강재 인장력 분포를 잘 예측할 수 있으며, 기존 보강 성토사면 안정해석법 보다 더 정확히 보강재 인장력을 평가하여 토목섬유 보강 성토사면의 국부적인 안정성을 평가하는 데에 유용하게 적용할 수 있을 것으로 생각된다.

참고 문헌

1. 한국지반공학회 (1998a), *지반공학시리즈 9 토목섬유*, 도서출판 구미서관, 서울, pp. 289~311.
2. 한국지반공학회 (1998b), *토목섬유 설계 및 시공요령*, 도서출판 구미서관, 서울, pp. 306~343.
3. 김경모, 김홍택, 이은수, 김영윤, 안광국 (2005), “토목섬유 보강 성토사면의 안정해석 I. 보강효과를 고려한 사면안정해석”, *한국지반공학회 논문집*, 제21권, 제8호, pp.95-105.
4. Ali, F. H. (1993), “Field Behaviour of a Geogrid-Reinforced Slope”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.12, pp.53-72.
5. Allen, T. M. and Bathurst, R. J. (2003), *Revised Prediction of Soil Reinforcement Loads in Mechanically Stabilized Earth (MSE) Walls*, WSDOT Research Report WA-RD-522.2a.
6. Arriaga, F. (2003), *Response of Geosynthetic-Reinforced Structures under Working Stress and Failure Conditions*, PhD. Thesis, Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering.
7. Binnie and Partners (1982), *WAGGLE A Computer Program for the Stability Analysis of Reinforced Soil Slopes and Embankments*, Program Manual.
8. BSI (1995), *BS8006 : 1995 Code of Practice for Strengthened/reinforced Soils and Other Fills*, British Standard Institution, London, UK. p.82.
9. 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.
10. Fannin, R. J. and Hermann, S. (1990), “Performance Data for a Sloped Reinforced Soil Wall”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.27, pp.676-686.
11. Fannin, R. J. (1994), “Field Observations on the Load-Strain Time Behaviour of Geogrid Reinforcement”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.31, pp.564-569.
12. Itoh, M., Shirasawa, M., Itoh, A., Kumagai, K., and Fukuoka, M. (1994), “Well Documented Case Study of a Reinforced Soil Wall”, *Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, Singapore, 5~9, September, 1994, pp.255-258.
13. Jewell, R A (1991), “Application of Revised Design Charts for Steep Reinforced Slopes”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.10, No.3, pp.203-233.

14. Jewell, R. A. (1990), "Revised Design Charts for Steep Reinforced Slopes", *Proceedings of Symposium on Reinforced Embankments ; Theory and Practice in the British Isles*, Cambridge, September, Thomas Telford. pp.1-27.
15. Jewell, R. A. and Wroth, C. P. (1987), "Direct Shear Tests on Reinforced Sand", *Geotechnique*, Vol.37, No.1, pp.53-68.
16. Jewell, R. A., Paine, N., and Woods, R. I. (1984), "Design Methods for Steep Reinforced Embankments", *Polymer Grid Reinforcement*, Thomas Telford, London, pp.70-81.
17. Leshchinsky, D. (1997), "ReSlope - A Software to Facilitate Design of Geosynthetic- Reinforced Steep Slopes", *Geotechnical Fabrics Report*, January-February, 1997, pp.40-46.
18. Leshchinsky, D. and Boedeker, R. H. (1989), "Geosynthetic Reinforced Soil Structures", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.115, No.10, pp.1459-1478.
19. Schmertmann, G. R., Chouery-Curtis, V. E., Johnson, R. D., and Bonaparte, R. (1987), "Design Charts for Geogrid-Reinforced Soil Slopes", *Proceeding of Geosynthetics '87*, New Orleans, U.S.A., pp.108-120.
20. Shen, Z. J. (1999), *Theoretical Soil Mechanics*, Walters Press, Beijing, p.199.
21. Zornberg, J. G., Sitar, N., and Mitchell, J. K. (1998), "Performance of Geosynthetic Reinforced Slopes at Failure", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.124, No.8, pp.670-683.

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