

# 연약지반상의 보강성토의 안정해석에 관한 연구

## A Study on the Stability Analysis of Reinforced Embankment on the Soft Ground

임 종 철\*<sup>1</sup>  
Im, Jong-Chul

전 미 옥\*<sup>2</sup>  
Jun, Mi-Ock

박 이 근\*<sup>3</sup>  
Park, Lee-Keun

정 연 인\*<sup>4</sup>  
Chung, Youn-In

---

### Abstract

Preloading method is used to prevent the settling of a foundation and to increase the strength of ground by consolidation settlement in advance. But, the embankment used in preloading method brings large deformation and sliding failure in the soft ground. Recently, reinforcement method is often used in embankment in order to prevent sliding failure. But, until now, the research on the stability analysis considering both the rate of strength increase of clay by embankment load and increase of resistance force by the geosynthetics in the embankment body is not found.

In this study, the stability analysis program(REAP) for embankment including these two points is developed. By this program(REAP), the stability analysis can be done about during the gradual increase of embankment and the stability counterplan can be established when the safety factor is lower than allowable safety factor of design. After calculating the position of sliding failure surface, the force of geosynthetics which is selected by either the effective tensile strength or tensile force caused by the displacement of soil mass in this position is applied to stability analysis. And the increase of resisting moment can be calculated by this force. Also, the construction period can be estimated and the time for the appropriate counterplan can be decided in order to maintain the stability of embankment. And then, safe and economical embankment design can be performed.

### 요 지

선행재하공법은 압밀에 의해 침하를 발생시켜 구조물에 유해한 침하를 미리 끝나게 하여 잔류침하를 방

---

\*1 정회원, 부산대학교 공과대학 토목공학과 부교수

\*2 정회원, 부산대학교 대학원 토목공학과 석사과정

\*3 정회원, 부산대학교 대학원 토목공학과 박사과정

\*4 정회원, 계명대학교 공과대학 토목공학과 조교수

지하고, 지반의 강도를 증가시켜서 구조물 기초지반의 전단파괴를 방지하거나 지지력을 증대시킬 목적으로 사용된다. 그러나 선행재하공법을 위해서 연약지반 위에 성토할 때 재하 하중에 의해서 큰 변형이 발생하게 되며, 또한 활동파괴가 발생할 우려도 높다. 이러한 활동파괴를 방지하기 위해 성토체 내부에 인장보강재를 설치하는 보강토 공법이 많이 사용되고 있다. 그러나 현재까지 성토하중에 의한 점토지반의 강도증가와 성토보강재의 저항력을 동시에 고려한 안정해석에 대한 연구는 미흡한 실정이다. 본 연구에서는 위의 내용을 포함한 연약지반상 성토의 안정해석용 프로그램(REAP)을 개발하였다.

본 프로그램(REAP)을 사용하면 단계성토를 하는 과정 중 안정해석을 행하여, 설계허용안전율을 이하게 되는 위치에서 안정대책을 수립할 수 있다. 그리고, 활동파괴면의 위치를 계산하여, 그 위치에서 보강재력에 의한 인장강도 또는, 상대변위에 의해 발생한 인장력으로 나누어 안정해석에 적용할 수 있으며, 보강재력에 의해 증가된 저항모멘트도 계산할 수 있다. 또 예상되는 공사기간을 추정할 수 있으며, 성토체의 안정을 유지하기 위한 적절한 대책공법의 선정시기를 결정할 수 있으므로 안전하고 경제적인 성토의 설계가 가능하다.

**Keyword :** REAP(Reinforced Embankment Analysis Program), Relative displacement, Ultimate tensile force

## 1. 서 론

연약지반위에 도로나 구조물 등을 설치 할 때 침하억제와 강도증대의 목적으로 선행재하공법이 많이 사용되고 있다. 그러나 성토시 연약지반에는 과도한 변형이나 활동파괴가 발생할 우려가 높다. 활동파괴를 방지하고 고성토에 의해 선행재하 효과를 높임으로서 공기를 단축할 목적으로 보강토 공법이 많이 사용되고 있다. 보강토 공법은 성토체내에 보강재를 매설함으로써 성토체의 전단강도를 증가시켜 활동파괴에 대한 안전을 확보할 목적으로 사용된다. 보강토 공법의 원리는 흙과 보강재와의 마찰면에서 생기는 마찰력이나, 보강재의 인장력에 의해 지반의 전단저항을 증가시키는 것이다.

본 연구에서는 보강성토사면에서 보강재력을 활동에 대한 저항력의 증가로 고려하여, 안정성을 검토할 수 있도록, 기존의 강 등(1992, 1998)에 의해 개발된 강도증가율을 고려한 연약지반상 성토의 안정해석 프로그램(RSI-SLOPE)에 기초를 두어 보강성토 안정해석 프로그램(REAP)을 개발하

였다.

보강재의 저항력은 보강재의 인장력을 인장강도에 일정 안전율로 나누어(Ingold, 1994 : Konerner, 1994) 구하는 일반적인 방법과 토괴에 발생한 변위와 보강재에 발생한 변위가 일치하는 변위일치 방법(Juran와 Ider, Farrag, 1990 : 久樂勝, 吉岡, 1991) 등에 의해 산정되도록 하였다. 인장강도로 산정하는 방법은 간편하지만, 최대 강도 발현시 흙의 변형률과 보강재의 변형률이 일치하지 않으므로, 최대강도에 일정 안전율을 나누어 이를 안정해석에 적용할 경우 각각 다른 변형률에서의 강도로서 안정해석에 적용시키게 된다. 실제로 보강재와 흙의 변위가 일치할 때 발생하는 인장력은 구하기 어려우므로 이러한 간편 계산법이 많이 적용되고 있으나 역학적 불확실성 때문에 큰 안전율을 사용하고 있다. 그 결과 이 방법에서는 큰 안전율 때문에 보강재의 인장력을 과소평가하는 경향이 있다. 이에 반해, 변위일치에 의해 구해지는 인장력은 흙과 보강재의 변위가 같을 때의 값이다. 실제 메커니즘과 일치하여 보강재력을 정확하게 산정할 수 있다.

본 연구에서 개발된 프로그램(REAP)을 이용할 경우, 보강성토의 안정해석을 할 수 있으며, 보강재 설치 또는 방치 시기를 결정할 수 있어 성토 안정관리계획을 세울 수 있다.

## 2. 보강재의 인장력

보강재의 인장력은 다음의 두 가지 방법으로 계산될 수 있다.

### 2.1 보강재의 인장강도를 이용한 방법

이 방법에 의한 극한 인장력을 이용한 보강재력 (Michell과 Villet, 1987; Konerner, 1994)으로 식 (1)의 설계인장강도와 식 (2)의 인발저항 중 작은 값 즉, 식 (3)이 사용된다.

$$T_A = \frac{T_{\max}}{F_{id} \cdot F_{cr} \cdot F_{cd} \cdot F_{bd}} \quad (1)$$

여기서,  $T_A$ : 보강재의 설계인장강도,  $T_{\max}$ : 보강재의 최대 인장강도,  $F_{id}$ : 시공중의 손상에 관한 안전율,  $F_{cr}$ : 크리프에 대한 안전율,  $F_{cd}$ : 화학적 손상에 대한 안전율,  $F_{bd}$ : 생물학적 손상에 대한 안전율

$$T_p = \frac{2 \cdot (\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \tan \phi) L_e}{F_p} \quad (2)$$

여기서,  $T_p$ : 인발저항강도,  $L_e$ : 보강재의 정착장,  $F_s$ : 인발저항에 관한 안전율 (통상  $F_s = 2.0$ ),  $c, \phi$ : 흙의 점착력과 전단저항각,  $\sigma_v$ : 보강재의 매설위치에서의 연직응력,  $\alpha_1, \alpha_2$ : 흙과 보강재 마찰에 관한 보정계수 (모래에서  $\alpha_1 = 0, \alpha_2 = 1.0$ : 점성토 혹은 사질토에서  $\alpha_1 = 0.5, \alpha_2 = 1.0$ )

$$T_{avail} = \min(T_A, T_p) \quad (3)$$

Table. 1 Recommended preliminary of safety values for determining allowable tensile strength

Application area	$F_{id}$	$F_{cr}$	$F_{cd}$	$F_{bd}$
Embankment	1.1~1.4	2.0~3.0	1.0~1.4	1.0~1.3

각종 F에 대한 값(Konerner, 1994)은 Table 1과 같고, 프로그램에서는 식 (1)의 분모 값을 계산하여 입력하도록 되어 있다.

### 2.2 변위 일치법에 의한 방법

인장력과 변위의 계산을 위해, 활동면에서 토괴의 변위량에 상응하는 보강재의 인장변형이 발생하며, 이 변형에 상응하는 보강재력이 발생하는 것으로 가정하여 보강재력을 산정하였다.

변위일치방법에 의한 보강재력을 구하기 위한 가정은 다음과 같다.

- 1) 보강재의 장력-인장변형률 관계(Fig. 1참조)는 식 (4)와 같이 선형 탄성적이다(단, 보강재의 인장변형이 충분히 작은 범위에서 만족하는 경우).

$$\epsilon = \frac{du}{dx} = \frac{T}{EA} \quad (4)$$

여기서,  $dx$ : 보강재의 미소길이,  $\epsilon$ : 보강재의 인장변형률,  $du$ : 흙과 보강재의 상대변위,  $T$ : 보강재의 장력,  $EA$ : 보강재의 강성

- 2) Fig. 1과 같이, 보강재와 흙과의 마찰저항력  $\tau$ 는 어떤 한계치를 넘어서기 전까지는 마찰저항이 상대변위에 비례하고 그 후 일정치를 취하는 것으로 식 (5), (6)과 같이 가정하였다.

$$\tau = \mu \cdot u \quad (\text{단, } u < u^p) \quad (5)$$

$$\tau = \tau^p \quad (\text{단, } u \geq u^p) \quad (6)$$

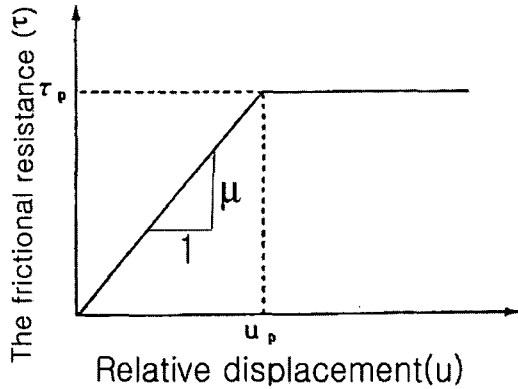


Fig. 1 Friction mechanism between Geo-synthetics and soil

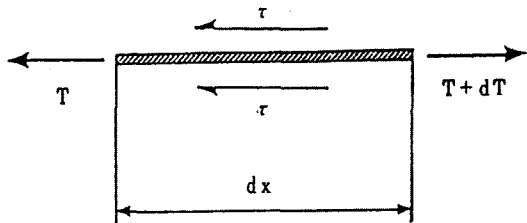


Fig. 2 The equilibrium of force in small element of Geosynthetics

3) 인발에 대한 마찰저항  $\tau (= \tau^p)$ 를 정의하면 식 (7)과 같다.

$$\tau^p = c_g + \sigma \cdot \tan \phi_g \quad (7)$$

여기서,  $c_g, \phi_g$ : 보강재와 흙 사이의 점착력 및 마찰저항각 (사질토에서  $c_g = 0$ 이고,  $\tan \phi_g = \alpha \cdot \tan \phi_{gs}$ ,  $\phi_{gs}$ : 흙의 전단저항각,  $\alpha$ : 저감률 (0.8~1.0))

4) 흙 속에서 인장을 받고 있는 보강재의 미소요소에는 Fig. 2와 같이 힘이 작용하며, 인장력은 힘의 평형에 의해 식 (8)과 같이 계산된다.

$$dT = 2\tau dx \quad (8)$$

여기서,  $dT$ : 보강재 장력의 증분,  $\tau$ : 마찰응

력,  $dx$ : 미소요소의 길이

5) 1)~4)의 조건으로부터 인장력  $T$ 와 상대변위  $u$ 에 대한 미분방정식을  $u < u_p$ 인 경우와  $u > u_p$ 인 경우로 나누어 구하면 식 (9)~(12)와 같이 된다.

$$\frac{d^2 T}{dx^2} = \frac{T}{\beta^2} \quad (u < u^p) \quad (\beta = \sqrt{\frac{EA \cdot u^p}{2\tau^p}}) \quad (9)$$

$$\frac{d^2 u}{dx^2} = \frac{u}{\beta^2} \quad (u < u^p) \quad (10)$$

$$\frac{dT}{dx} = 2\tau^p (= \text{const.}) \quad (u \geq u^p) \quad (11)$$

$$\frac{du}{dx} = \frac{T}{EA} \quad (u \geq u^p) \quad (12)$$

여기서,  $\tau^p$ 는  $u = u^p$ 일경우의  $\tau$ 값

6) 가정한 활동면을 경계로 하여 주동영역과 수동영역의 보강재의 단부(端部)에서, 자유단일 경우 인장력이 0, 고정단일 경우 변위가 0이다. 그리고, 활동면에서 보강재 변위의 적합조건은,

$$u_s^a + u_s^p = \Delta \quad (13)$$

활동면에서 보강재의 인장력의 적합조건은,

$$T_s^a = T_s^p \quad (14)$$

여기서,  $u_s^a$ : 주동측 보강재의 변위,

$u_s^p$ : 수동측 보강재의 변위,

$\Delta$ : 가상 활동면과 보강재의 교점에서 토피의 변위량,

$T_s^a$ : 주동측 보강재의 인장력,

$T_s^p$ : 수동측 보강재의 인장력

활동면에서 토피의 변위가 발생할 경우, 그 변위의 영향으로 보강재는 인장력을 받게 된다.

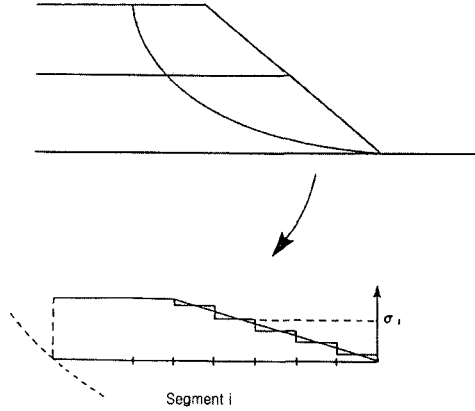


Fig. 3 Distribution of normal stress( $\sigma$ ) and assumed normal stress( $\sigma_i$ ) for calculation in  $i$ th segment.

7) 보강재에 작용하는 연직응력은 일정하지 않기 때문에, Fig. 3에 보인 것과 같이 각각 적당한 길이의 세그먼트로 분할하고 각 세그먼트 내에서는 연직응력이 일정하다고 가정하여 보강재의 변위와 인장력을 구한다. 위 경계조건 6), 7)을 적용하여 식 (9)~(12)의 미분방정식을 쌍곡선함수로 풀면 식(15)~(23)과 같이 된다.

$$T_k^i(x) = \frac{EA \cdot u^p}{\beta_i} \times \left[ \frac{\frac{\beta_{k-1}}{\beta_k} \cdot \sinh \frac{x}{\beta_k} + A_{k-1} \cdot \cosh \frac{x}{\beta_k}}{C_i \cdot \prod_{j=k}^{i-1} C_j} \right]$$

(단,  $k < i$ ) (15)

$$T_k^i(x) = \frac{EA \cdot u^p}{\beta_i} \times \left[ \frac{\frac{\beta_{i-1}}{\beta_i} \cdot \sinh \frac{x}{\beta_i} + A_{k-1} \cdot \cosh \frac{x}{\beta_i}}{C_i} \right]$$

(단,  $k=i, x \leq x^p$ ) (16)

$$T_k^i(x) = \frac{EA \cdot u^p}{\beta_i} \cdot \left[ \frac{x-x^p}{\beta_i} + A_i' \right]$$

(단,  $k=i, x \geq x^p$ ) (17)

$$T_k^i(x) = EA \cdot u^p \times \left[ \frac{x}{\beta_x^2} + \sum_{j=i}^{L_i} \frac{L_j}{\beta_j^2} - \frac{x^p}{\beta_i^2} + \frac{A_i'}{\beta_i} \right]$$

(단,  $k > i+1$ ) (18)

$$A_i = \frac{A_{i-1} + \frac{\beta_{i-1}}{\beta_i} \cdot \tanh \frac{L_i}{\beta_i}}{\frac{\beta_{i-1}}{\beta_i} + A_{i-1} \cdot \tanh \frac{L_i}{\beta_i}}$$

(자유단:  $A_1 = \tanh \frac{L_1}{\beta_1}$ , 고정단:  $A_1 = \coth \frac{L_1}{\beta_1}$ )

$$A_i' = \frac{A_{i-1} + \frac{\beta_{i-1}}{\beta_i} \cdot \tanh \frac{x^p}{\beta_i}}{\frac{\beta_{i-1}}{\beta_i} + A_{i-1} \cdot \tanh \frac{x^p}{\beta_i}}$$

여기서,  $T_k^i$ : 활동면이  $i$  번째 세그먼트 내에 있을 경우  $k$  번째 세그먼트에 발생한 인장력,

$u^p$ : 극한 상대변위,

$i$ :  $\tau = \tau_p$ 가 되는 세그먼트 번호,

$k$ : 인장력, 변위를 얻고자 하는 점의 세그먼트 번호,

$x$ : 인장력과 변위를 구하고자하는 점의 위치,

$L_i$ :  $i$  세그먼트의 길이

$$u_k^i(x) = u^p \times \left[ \frac{A_{k-1} \cdot \sinh \frac{x}{\beta_k} + \frac{\beta_{k-1}}{\beta_k} \cdot \cosh \frac{x}{\beta_k}}{C_i' \cdot \prod_{j=k}^{i-1} C_j} \right]$$

(단,  $k < i$ ) (19)

$$u_k^i(x) = u^p \times \left[ \frac{A_{i-1} \cdot \sinh \frac{x}{\beta_i} + \frac{\beta_{i-1}}{\beta_i} \cdot \cosh \frac{x}{\beta_i}}{C_i'} \right]$$

(단,  $k=i, x \leq x^p$ ) (20)

$$u_k^i(x) = u^p \cdot \left[ \frac{(x-x^p)^2}{2\beta_i^2} + \frac{(x-x^p)}{\beta_i} \cdot A_i' + 1 \right]$$

(단,  $k=i, x \geq x^p$ ) (21)

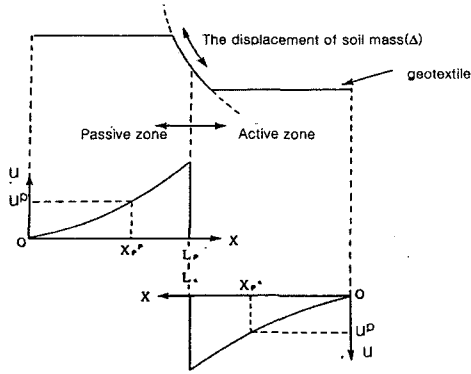


Fig. 4 Relation between the distributions of displacement on Geosynthetics and location of the ultimate relative displacement( $u^p$ ) when displacement of soil mass is large.

$$u_k^i(x) = u^p \left[ \frac{x^2}{2\beta_k^2} + \frac{1}{2} \frac{(L_i - x^p)}{\beta_i} \times \frac{(L_i - x^p + 2x)}{\beta_i} + \frac{(L_i - x^p + x)}{\beta_i} A_i' + 1 \right]$$

(단,  $k=i+1$ ) (22)

$$u_k^i(x) = u^p \left[ \frac{x^2}{2\beta_k^2} + \sum_{j=i+1}^{k-1} \left[ \frac{L_j(-L_j + 2x + \sum_{m=j}^{k-1} 2L_m)}{2\beta_j^2} \right] + \frac{(L_i - x_p)}{2\beta_i^2} \times \frac{(-L_i - x^p + 2x + \sum_{m=1}^{k-1} 2L_m)}{2\beta_i^2} + \frac{A_i'(x - x^p + \sum_{m=1}^{k-1} L_m)}{\beta_i} + 1 \right]$$

(단,  $k \geq i+2$ ) (23)

$$C_i = \cosh \frac{L_i}{\beta_i} \cdot \left( \frac{\beta_{i-1}}{\beta_i} + A_{i-1} \cdot \tanh \frac{L_i}{\beta_i} \right)$$

(단, 자유단:  $C_1 = \cosh \frac{L_1}{\beta_1}$ ,

고정단:  $C_1 = \sinh \frac{L_1}{\beta_1}$ )

$$C_i' = \cosh \frac{x_p^p}{\beta_i} \cdot \left( \frac{\beta_{i-1}}{\beta_i} + A_{i-1} \cdot \tanh \frac{x_p^p}{\beta_i} \right)$$

여기서,  $u_k^i$ : 활동면에  $i$ 번째 세그먼트 내에 있을 경우  $k$ 번째 세그먼트에 발생한 인장력,

Fig. 4와 같이 토괴의 변위량( $\Delta$ )이 커서 보강재에 발생한 변위가 한계상대변위를 넘을 경우의 좌표  $u = u^p$ 가 발생하는 위치  $x_p^p, x_a^p$ 를 구하는 식은 각각 (24), (25)와 같다.

$$\frac{L_p - X_p^p}{\beta} = -\tanh \frac{x_p^p}{\beta} + \sqrt{\frac{1}{2} \left( \tanh \frac{x_p^p}{\beta} + \coth \frac{x_a^p}{\beta} + \left( \frac{\Delta}{2} + 2 \right) \right)}$$

(24)

$$\frac{L_a - X_p^a}{\beta} = -\coth \frac{x_p^a}{\beta} + \sqrt{\frac{1}{2} \left( \tanh \frac{x_p^p}{\beta} + \coth \frac{x_a^p}{\beta} + \left( \frac{\Delta}{2} + 2 \right) \right)}$$

(25)

여기서,  $L_a$ : 주동측 보강재의 길이,

$L_p$ : 수동측 보강재의 길이,

$x_p^a$ :  $u^p$ 가 발생한 주동측 위치,

$x_p^p$ :  $u^p$ 가 발생한 수동측 위치,

$\Delta$ : 토괴의 변위량

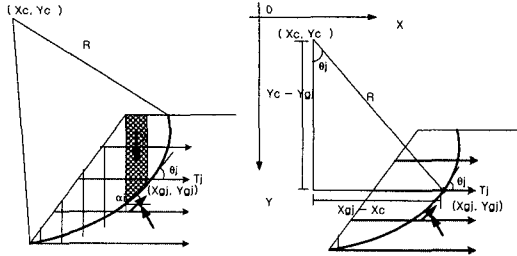
따라서, 이때 활동면과의 교점에서 보강재의 인장력  $T_r$ 은 식 (26)과 같다.

$$T_r = 2\tau^p u^p EA \left[ \left( \frac{\Delta}{u^p} - 2 \right) + \frac{1}{2} \left( \tanh \frac{x_p^p}{\beta} + \coth \frac{x_p^a}{\beta} \right) \right]$$

(26)

### 3. 안전율의 산정

본 연구에서 안전율은 Bishop의 간편법을 이



- $\alpha_i$  : 활동면이 수평면과 이루는 각,
- $W_i$  : 활동토피의 중량,
- $\phi_i$  : 내부마찰각,
- $F_s$  : 안전율,
- $\theta_j$  : j 번째 보강재에서 활동면과 보강재가 이루는 각

Fig. 5 Stability analysis by Bishop's simplified method when the tensile of geotextile is considered.

용하며, 보강재의 인장력을 저항모멘트의 증가 항으로 고려하여 평가하였다. 보강재의 인장력에 의하여 증가된 저항모멘트는 활동모멘트를 감소시키는  $T \times \cos \theta$ 와 전단저항을 증가시키는  $T \times \sin \theta \times \tan \phi$ 로 구분하여(Michell과 Villet, 1987 : 三木, 1993 : 龍岡文夫, 1993) 고려하였다(Fig. 5 참조). 이들은 각각 식 (27), (28), (29)와 같이 나타내어진다.

$$\text{활동모멘트의 감소량} : \Delta M_D = \sum_{j=1}^n T_j \cos \theta_j \cdot R \quad (27)$$

여기서, R : 활동 원호의 반경,  
 $\theta_j$  : 보강재와 활동면과 이루는 각

전단저항모멘트의 증가량 :

$$\Delta M_R = \sum_{j=1}^n T_j \cdot \sin \theta_j \cdot \tan \phi \cdot R \quad (28)$$

따라서 안전율은 식 (29)와 같이 표현된다.

$$F_s = \frac{\left( \sum_{i=1}^n \frac{c_i l_i \cdot \cos \alpha_i + (W_i - u_i l_i \cos \alpha_i) \tan \phi}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \phi}{F_s} \cdot \sin \alpha_i} + \sum_{j=1}^n T_j \sin \theta_j \tan \phi \right)}{\sum_{i=1}^n (W_i \cdot \sin \alpha_i) - \sum_{j=1}^n T_j \cdot \cos \theta_j} \quad (29)$$

여기서, R : 활동원호의 반경,  
 $c_i$  : i 번째 절편의 점착력,  
 $l_i$  : 절편의 활동면 길이,

#### 4. 프로그램(REAP)의 구성

본 프로그램의 특징은 ① 단계성토를 행하는 과정 중 안정해석을 행하므로, 설계허용안전율을 이하가 되는 시기를 알 수 있어, 이 때 안정대책을 수립할 수 있다. ② 활동과피면의 위치를 계산하여, 그 위치에서 보강재력을 인장강도 또는, 상대변위에 의해 발생한 인장력 등으로 산정하여 안정해석에 적용할 수 있다. ③ 여기서 산정된 보강재력으로, 증가된 저항모멘트를 계산할 수 있어 보강재에 의한 저항의 증가를 알 수 있다. ④ 성토체의 안정을 유지하기 위한 적절한 대책공법의 선정시기를 결정할 수 있게되어 안전한 성토의 설계가 가능하며, 예상되는 공사기간을 추정 할 수 있다.

프로그램(REAP)의 흐름도는 Fig.6과 같고, 프로그램의 구성은 Fig. 7과 같이 되어 있다.

#### 5. 연약지반상 보강성토 설계의 예

해석 예로서, 성토계획 단면과 해석에 사용한 지반조건은 Fig. 8과 같고, 해석 조건은 Table 2와 같다. Fig. 9는 변위법으로 해석한 결과로, 설치된 보강재의 위치와 발생한 인장력을 도식화한 것이다. 안정관리 예를 Fig. 10에 나타내었다.

해석결과,  $\Delta = \text{Embankment height} \times 8\%$ ,  $u^p = 0.1\text{m}$ (久樂勝, 吉岡, 1991)의 경우 5매에 발생한 총 인장력이 16.275 tf 이었고, 공사기간이 74일로 예측되었다. 보강재의 신장성에 따른 공사기간, 설치매수, 발생한 인장력 등을 비교하기 위해 인장강도, 토피변위량, 극한 상대변위 등의 값을 임의

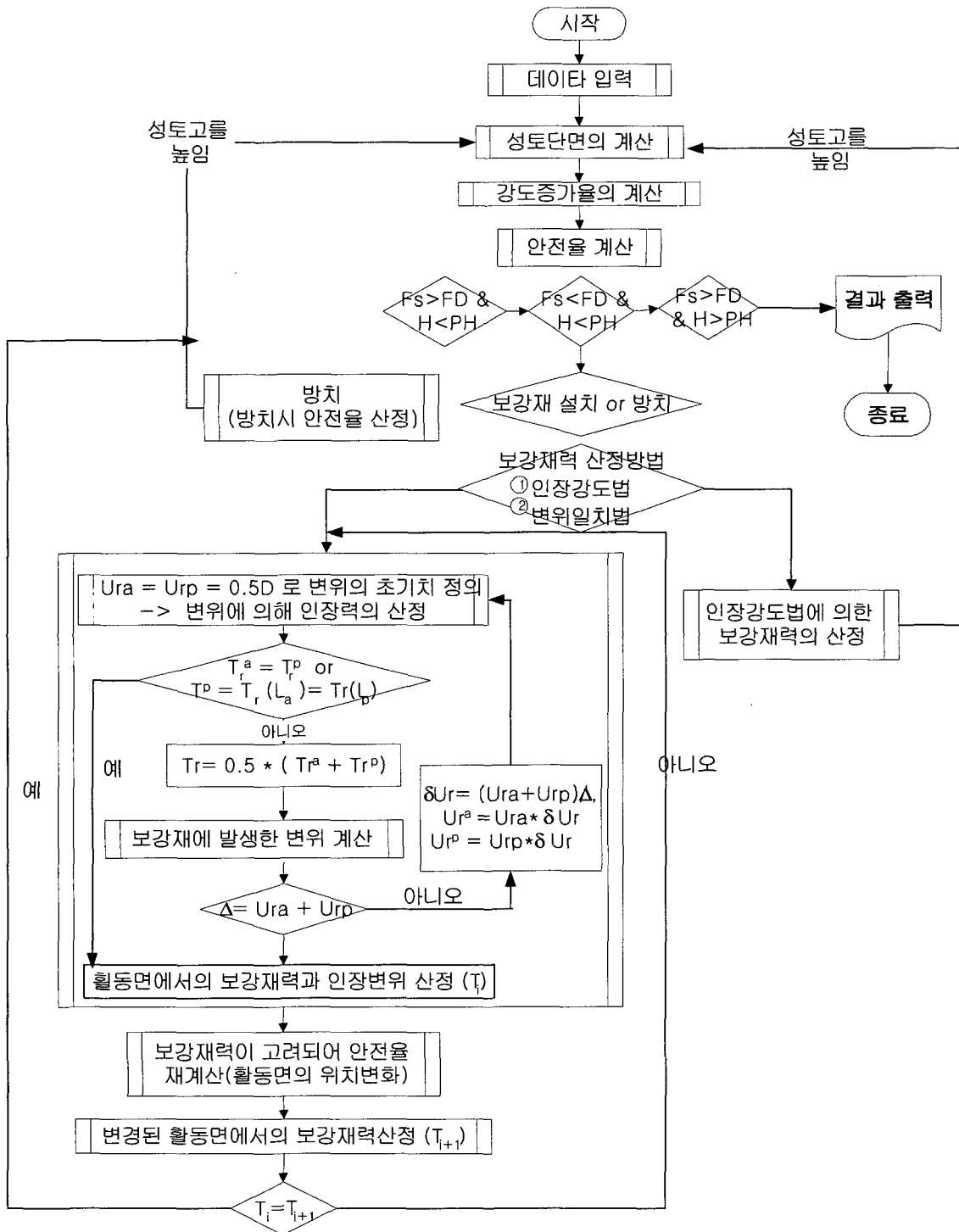


Fig. 6 Flow chart of program REAP





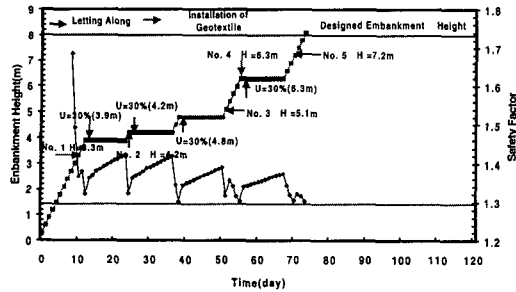


Fig. 10 Embankment height and safety factor with elapsed time (the method of relative displacement)

로 변화시켜 해석하였다. 지반과 성토체의 물성치는 동일하며, 보강재의 물성치만을 변화시켜 해석하였다.

Fig. 11, Fig. 12는 각각 극한상대변위와 토피의 변위 값의 변화에 따른 성토에 필요한 시간과 발생한 {저항모멘트/R} 값을 나타낸다. 극한 상대 변위의 경우 해석 결과 발생한 인장력의 합과 공사 기간은 0.005m 인 경우 18.102tf, 67일, 0.05m 인 경우 18.362 tf, 65일, 0.1m인 경우 16.275 tf, 74일, 0.2m인 경우 12.319 tf, 104일 등으로 나타났다. 그리고, 토피의 변위 값의 변화에 대한 해석 결과  $\Delta$ 가 토피높이의 5%, 8%, 10%로 변화시킬 경우 각각 {저항모멘트/R}과 공사기간은 5%인 경우 12.704 tf, 128일, 8%인 경우 16.275 tf, 74

Table. 2 Comparison result of each conditions

Analysis condition		The number of Geosynthetics	Duration of construction (day)	Increase of {resistance moment/R} by geosynthetics (tf m/m)
$u_p$ (m)	$\Delta$			
0.1	8% × h*	5	74	$T \times \cos \theta = 11.767$ $T \cdot \sin \theta \cdot \tan \phi = 8.678$
0.005		5	67	$T \times \cos \theta = 13.105$ $T \cdot \sin \theta \cdot \tan \phi = 9.614$
0.2		5	104	$T \times \cos \theta = 9.851$ $T \cdot \sin \theta \cdot \tan \phi = 4.037$
0.5m		5	173	$T \times \cos \theta = 6.379$ $T \cdot \sin \theta \cdot \tan \phi = 2.732$
0.1	5% × h	5	128	$T \times \cos \theta = 8.819$ $T \cdot \sin \theta \cdot \tan \phi = 3.885$
	10% × h	5	62	$T \times \cos \theta = 13.813$ $T \cdot \sin \theta \cdot \tan \phi = 10.603$
	13% × h	5	50	$T \times \cos \theta = 13.841$ $T \cdot \sin \theta \cdot \tan \phi = 10.0789$

\*) h : 성토저면에서 보강재까지의 높이 또는 두 보강재 사이의 거리

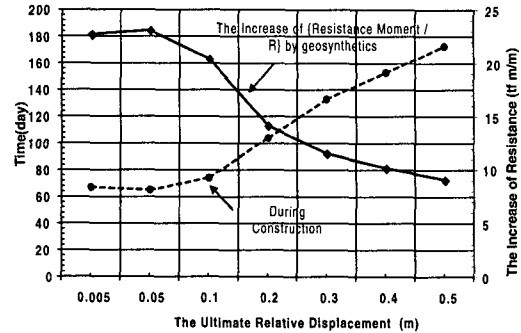


Fig. 11 Comparison of elapsed time and resistance moment with the ultimate relative displacement

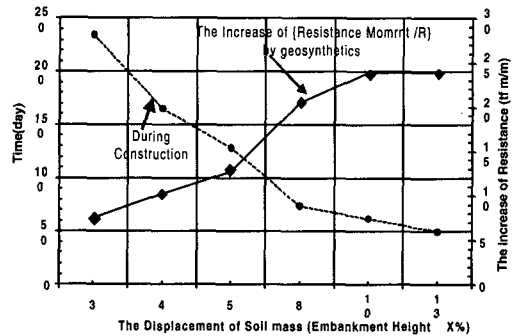


Fig. 12 Comparison of elapsed time and resistance moment with the displacement of soil mass

일, 10%인 경우 24.416 tf, 62일이었다(Table



## 6. 결론

- 1) 본 연구에서 개발된 프로그램(REAP)을 사용하면 단계성토시 설계허용안전을 이하가 되는 시기를 알 수 있으므로, 보강재 설치 또는 방치등의 시공관리 계획을 세울 수 있다.
- 2) 보강재 설치시 보강재의 인장력 또는 마찰 저항력 등에 의해 발생한 증가된 모멘트의 값을 산정할 수 있다. 또, 방치시킬 경우 압밀도에 따른 방치시간 등의 값을 예측할 수 있으므로 보강 성토시 효율적인 안전관리가 가능할 것이라 생각한다.
- 3) 본 연구에 사용된 설계에서는 다음과 같은 결과를 얻었다.
  - ① 변위일치법에 의한 경우  $u_p=0.1m$ ,  $\Delta=8\% \times h$ , 5매 설치시, 발생한 총 인장력이 16.275 t, 증가된 {저항모멘트/R}은 20.455 tf m/m, 공사기간은 74일이었다.
  - ② 변위법에 의한 해석결과 극한상대변위에 따라 0.1m를 기준으로 했을 경우, 0.2m는 40%의 공사기간 증가를, 0.005m의 경우 9.5%의 감소를 보였다.
  - ③ 토괴변위에 따라 embankment height  $\times$  8%를 기준으로 embankment height  $\times$  5%일 경우 공사기간이 73% 증가하며, embankment height  $\times$  10%인 경우 16%감소, embankment height  $\times$  13%인 경우 32% 공사기간이 감소하였다. 즉 보강재의 신장성에 따라 공사기간에 차이를 보이는 것을 알 수 있다. 그러므로 변위의 허용정도에 따라 보강재의 신장성을 고려하여 적절한 보강재를 선택하는 것이 보다 경제적인 설계가 될 것이라 생각된다.
  - ④ 인장강도( $T_u=10tf$ )에 의한 인장력산정의 경우 5매 설치시 발생된 총 인장력은 11.630tf, 증가된 {저항모멘트/R}은 13.28tf, 성토완

료 기간이 121일이었다. 그리고 본 연구에 의하면, 인장강도에 따라 5 tf인 경우 공사기간이 227일, 10 t인 경우 121일, 15 tf인 경우 55일로 극한 인장력에 따라 상당한 공사기간의 차이가 있었다.

- 4) 본 프로그램을 효율적으로 사용하기 위해서는 변위일치법에 의한 인장력 산정시, 보강재력에 가장 큰 영향을 미치는 극한상대변위( $u^0$ )와 토괴의 변위( $\Delta$ )를 실내모형실험에 의해 보다 정확하게 구할 필요가 있다.
- 5) 앞으로 보다 범용적인 사용을 위해서 연직드레인이 설치된 경우의 해석이 가능하도록, 프로그램을 확장할 필요가 있다. 그리하여 실내 실험이나 현장계측 데이터와 프로그램의 결과 비교가 필요하다.

## 참고 문헌

1. 강연익(1999.2), "강도증가율을 고려한 연약지반상의 성토의 안정해석에 관한 연구", 부산대학교 석사학위논문, pp. 25~31.
2. 강연익 외(1998), "강도증가율을 고려한 연약지반상 성토의 안정해석법", 1998년 학술발표회논문집 II, 대한토목학회, pp. 311~314.
3. I. Juran, H.M. Ider, and K. Farrag(1990), "Strain compatibility analysis for geo-synthetics reinforced soil wall", ASCE, Vol. 116, No. 2, pp. 315~320.
4. J.K. Michell and W.C.B. Villet(1987), "Reinforcement of earth slopes and embankment", Transportation research Board, pp. 111~112.
5. T.S. Ingold(1994), "Geotextiles and Geomembranes Manual", Elsevier Advanced Technology, pp. 427~434.
6. R.H. Konerner(1994), "Designing with geosynthetics", Prentice Hall, Third edition, pp. 348~350.
7. 久樂勝, 吉岡(1991.1), "ジオテキスタイルの變形を考慮した安定解析手法に関する研究", 建設省 土木研究所機械施工部 土質研究室, pp. 1~12.
8. 三木(1993.8), "ジオテキスタイルを用い補強メカニズム-5, 補強盛土工法", 土と基礎, pp. 56~59.
9. 龍岡文夫(1993.3), "ジオテキスタイルを用い補強メカニズム-3", 土と基礎, pp. 67~73.

(접수일자 1999. 9. 20)