

개별요소법을 이용한 지반네일에 의해 보강된 굴착사면의 안정해석

Stability Analysis of Soil-Nailed Slope by Discrete Element Method

김 주 용* ¹	이 승 래* ²
Kim, Ju-Yong	Lee, Seung-Rae
김 준 석* ³	정 치 광* ⁴
Kim, Joon-Seok	Jung, Chi-Kwang

Abstract

Soil nailing has been widely used during the last two decades to stabilize steep excavated slopes in several countries. In this study, the discrete element method has been applied to evaluate the stability of the reinforced slope. This method is capable of not only estimating tensile and shear stresses mobilized in nails but also providing individual safety factors of soil and nails. It has been assumed that the nailed slope be comprised of slices connected with elastoplastic Winkler springs. A reasonable mechanism is applied for representing the behavior between nails and adjacent soils. Taking into account for the sequence of construction, the developed method well predicts the measured tensile forces developed in nails so that it is possible to appropriately evaluate the overall safety factor.

요 지

지반네일을 사용한 급경사면의 보강공법은 지난 20년동안 여러나라에서 사용되어왔다. 본 연구에서는 네일로 보강된 급경사면에 대하여 개별요소법을 이용한 새로운 해석을 수행하였다. 이 방법은 네일에 발생하는 인장응력 및 전단응력을 예측할 수 있어 각 요소별로 지반과 네일의 부분안전율을 산정할 수 있다. 보강된 급경사면은 몇개의 절편으로 나뉘어지고 각 측면들에 탄소성 Winkler 스프링으로 연결되었다고 가정함으로써 거동을 모델링하였다. 네일을 스프링으로 대치시키기 위하여 네일과 주변지반 사이의 합리적인 역학기구가 가정되어 사용되었다. 또한 실제 굴착과정에 따른 네일의 설치단계를 고려함으로써 현장지반에서 관측된 네일의 인장력을 비교적 잘 예측할 수 있어 보다 적절한 안전율 산정이 가능하다.

*¹ 정회원, 한국과학기술원 토목공학과 박사과정

*² 정회원, 한국과학기술원 토목공학과 부교수

*³ 정회원, (주)대우건설기술연구소 선임연구원

*⁴ 정회원, 한국과학기술원 토목공학과 석사졸업

1. 서론

사면의 안정성을 보다 적극적으로 확보함으로써 경제적 이용가치가 높은 사면근처의 토지 활용도를 높이고 잠재적 사면파괴의 요인을 배제하기 위하여 지금까지 여러가지 사면 보강공법이 개발되어 현장에 적용되어오고 있다. 특히 지반네일에 의한 급경사면 보강방법은 현 지반의 강도를 유지하면서 인장응력, 전단응력 및 휨모멘트에 저항할 수 있는 네일을 프리스트레싱 없이 촘촘한 간격으로 삽입함으로써 원지반의 전체적인 전단강도의 증대 및 이에 따른 발생변위를 억제하여 굴착공사 도중 및 완료후 사면파괴에 대한 안정성을 향상시키는 현장지반 보강공법의 일종이다. 이러한 지반네일 공법은 지난 20여년 동안 주로 프랑스와 독일, 미국 등지에서 지보체계의 제공 또는 굴착사면의 안정 등을 목적으로 성공적으로 적용되어 왔다.^(7, 11, 13, 14) 국내에서도 현재 지반네일공법에 대한 연구가 활발히 이루어지고 있으며 몇몇 시공사례도 보고되고 있다.^(1, 2, 3)

네일에 의하여 보강된 사면의 안정성 여부를 해석하기 위한 방법으로는 일반 사면에 주로 적용되어왔던 한계평형방법에 의한 해석이 가장 보편적으로 적용되어 왔다. 이러한 해석 및 설계방법으로는 데이비스방법⁽¹¹⁾, 독일방법⁽¹⁴⁾, 프랑스방법⁽¹³⁾ 등이 있고 근래들어 Juran⁽⁸⁾에 의하여 한계평형 이론에 운동학적 이론을 추가함으로써 각 네일의 지역적인 안전율을 산정할 수 있는 방법이 제안되었다. 이러한 기존의 해석방법들은 보강재, 주변지반 또는 이들의 상호작용에 대하여 자기 여러 가정들을 적용하고 있으며, 가장 큰 단점은 공법상의 큰 특징인 굴착단계에 따른 네일의 설치과정을 적절히 고려하지 못하고 있다는 것이다.

따라서 본 연구에서는 지반네일에 의하여 보강된 굴착사면의 안정성을 보다 합리적으로 평가하기 위하여 힘평형과 변위의 적합성을 동시에 고려할 수 있는 개별요소법(Discrete

Element Method, DEM)을 적용하였다. 보강되지 않은 일반 사면의 안정성에 대한 개별요소법의 적용은 Chang⁽⁵⁾에 의하여 연구된 바 있으며, 본 연구에서는 이 이론을 보강된 사면에 대한 안정성 해석이 가능하도록 확장 적용하였다. 이를 위하여 네일과 지반사이의 실제 관측된 거동 특성을 충분히 반영한 합리적인 역학기구를 사용하여 보강재의 보강효과를 고려하였다. 또한 해석시 굴착단계에 따른 네일 설치 과정을 모델에 반영함으로써 깊이에 따라 네일에 유발된 인장력 형태를 실제 현장지반에서 관측되는 형태와 보다 유사하게 예측할 수 있도록 하였다. 따라서 안전율 산정시 가장 중요한 요소 중의 하나인 네일에 유발되는 인장력을 보다 적절히 예측할 수 있고 이로부터 굴착사면의 안정성을 보다 적절히 평가할 수 있다.

2. 지반과 네일간의 거동 특성모델

지반에 삽입된 네일은 프리스트레싱된 앵커와는 달리 지반의 변형이 일어나지 않는 경우 전혀 힘이 유발되지 않는다. 즉 네일을 적용한 사면에서 네일에 발생하는 힘은 지반의 변형에 의해서만 유발되므로 주어지는 지반의 변위로부터 네일에 유발되는 힘을 산정하는 것이 보다 타당할 것으로 사료된다.

2.1 전단력

네일이 스프링으로 표현된 주변 탄성지반 내에 놓여 있고 네일의 길이가 충분히 길다고 가정하면 네일에 작용하는 전단력은 지반 내 파괴면에서의 상대변위에 대한 함수로서 다음과 같은 미분방정식을 이용하여 표현할 수 있다.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -k_s D y \quad (1)$$

여기서, y =네일의 길이방향에 대한 수직 방향변위, EI =네일의 휨강성도, D =네일의 유

효직경, k_s 는 지반의 스프링계수이다.

위 식에 경계조건을 적용하여 해를 구하면 전단력은 다음과 같이 표현된다.

$$V_0 = 2EI\lambda^3 y_0 \quad (2)$$

여기서, $\lambda = \sqrt[4]{k_s D / 4EI}$ 이고 y_0 는 네일 직각방향으로의 발생변위이다.

2.2 인장력

Mitachi등⁽¹¹⁾은 지반보강망(geogrid)에 적용시키기 위하여 몇가지 가정을 바탕으로 유도된 미분방정식을 이용함으로써 지반보강망과 지반사이의 상대변위로부터 인장력을 구할 수 있는 해석방법을 제안하였다. 본 논문에서는 이들의 연구결과를 지반네일과 지반간의 거동 특성을 묘사하기 위해 다음과 같이 적용하였다.

2.2.1 네일의 인장력과 변형률 사이의 관계

$$\varepsilon = \frac{du}{dx} = \frac{T}{S} \quad (3)$$

여기서, S =보강재의 인장강성도(= EA)

T =인장력

u =보강재 길이 방향에 대한 지반과 보강재간의 상대변위

2.2.2 보강재와 지반간의 거동 모델

보강재와 지반사이의 상대변위와 마찰응력 사이의 관계를 그림1과 같이 간단한 탄소성 모델로 표현하였다.

$$\tau = ku, u \leq u_p \quad \text{인 경우} \quad (4)$$

$$\tau = \tau_p, u > u_p \quad \text{인 경우} \quad (5)$$

여기서, u_p = 최대마찰응력이 발생하는 상대변위

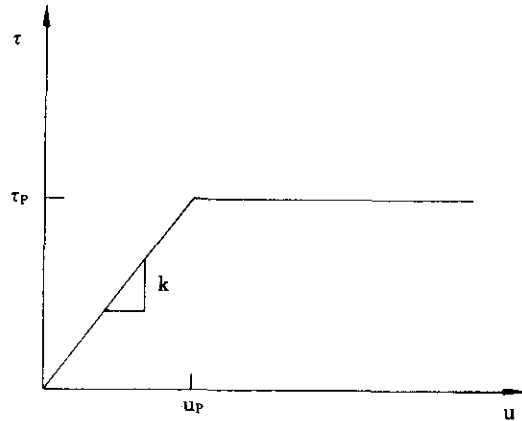


그림 1. 지반과 보강재 사이의 마찰거동

2.2.3 인장력 T와 마찰응력 τ와의 관계

$$\frac{dT}{dx} = D\pi\tau \quad (6)$$

여기서, D =보강재의 유효직경(그라우팅된 구체의 평균직경)

τ =보강재와 지반사이의 마찰 응력

2.2.4 지배방정식

위의 가정들로부터 다음과 같은 지배 방정식을 유도할 수 있다.

$$\frac{d^2u}{dx^2} = \frac{D\pi k}{S} u \quad (u \leq u_p) \quad (7)$$

$$\frac{d^2u}{dx^2} = \frac{D\pi\tau_p}{S} \quad (u > u_p) \quad (8)$$

가상과괴면 밖으로의 네일 길이(네일의 유효길이)를 L 이라 하면 가상과괴면에서 ($X=L$) 유발된 네일의 변위 u_i 로부터 다음과 같이 네일에 유발되는 인장력을 구할 수 있는 새로운 식이 구해진다.

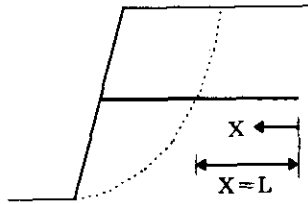
(1) $X=L$ 에서의 변위 u_i 이 u_p 보다 작은 경우:

(경계조건: $X=0$ 에서 $\varepsilon=0$, $X=L$ 에서 $u=u_i$)

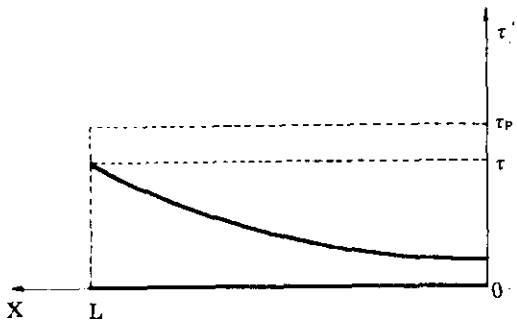
경계조건을 적용하여 위의 주어진 미분

방정식의 해를 구하면 가상 파괴면상에서 네일의 인장력은 다음과 같이 나타난다.

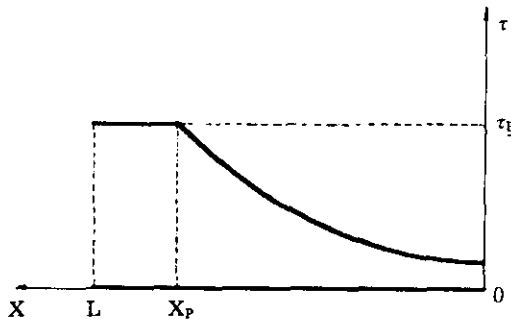
$$T_L = \sqrt{EAD\pi k} \tanh(aL)u_L \quad (9)$$



(a) 길이방향의 좌표계



(b) $u_L < u_p$ 인 경우



(c) $u_L > u_p$ 인 경우

그림 2. 네일의 상대변위에 따른 마찰응력 분포

여기서 $a = \sqrt{\frac{D\pi k}{EA}}$ 이다. 이때 네일과 지반사이의 마찰응력 분포는 그림 2-(b)와 같다.

(2) $X=L$ 에서의 변위 u_L 이 u_p 보다 큰 경우:
(경계조건: $X=0$ 에서 $\varepsilon=0$, $X=X_p$ 에서 $u=u_p$)

경계조건을 적용하여 (1)과 유사하게 해를 구하면 가상 파괴면상에서 네일의 인장력은 다음과 같이 구해진다.

$$T_L = \sqrt{EAD\pi k} \tanh(aX_p)u_p + D\pi\tau_p(L - X_p) \quad (10)$$

식(10)에서 X_p 는 미지변수이므로 이를 구하기 위하여 최대마찰응력에 도달한 길이 ($l=L - X_p$)를 고려하면 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$u_L - u_p = \frac{T_L l}{EA} - \int_0^l \frac{D\pi\tau_p X}{EA} dX \quad (11)$$

위 식을 정리하면, 식(11)은 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$u_L - u_p = \frac{(L - X_p)}{EA} \sqrt{EAD\pi k} \tanh(aX_p)u_p + \frac{D\pi\tau_p(L - X_p)^2}{2EA} \quad (12)$$

위 식에서 미지변수 X_p 는 반복적인 비선형 수치해석방법에 의해 구해져야 한다.

3. 개별요소법을 이용한 보강사면의 해석

3.1 사면의 안정성 해석시 개별요소법의 특성

Chang⁽⁵⁾은 일반 사면의 안정성 해석시 개별요소법을 적용하여 힘평형외에 변위의 적합개념을 도입함으로써 새로운 사면의 안정성 해석방법을 제안하였다. Chang에 의하여 적용된 개별요소법은 Cundall등⁽⁶⁾에 의해 개발된 해

석방법과 개념적인 측면에서는 매우 유사하지만 실제 수식화 과정 및 비선형방정식에 대한 해법의 접근방식에서 서로 다른 차이점이 있다. 이와 같은 방법으로 개별요소법을 사면의 안정해석에 적용하는 경우 기존 한계평형방법과는 달리 각 절편의 측면에 작용하는 힘에 대한 가정이 없이도 주어진 상태에서 각 절편의 측면과 밑면에 작용하는 수직응력과 전단응력을 산정할 수 있다. 따라서 산정된 전단응력과 지반의 주어진 전단강도를 비교함으로써 가상 파괴면에 대한 지역적인 안전율(local safety factor)을 산정할 수 있으며 아울러 사면의 변형량을 예측할 수 있다.

3.2 개별요소법에 의한 보강사면의 모델링

개별요소는 그림 3-(a)에서와 같이 네일을 중심으로 분할하였으며 각 개별요소는 강체운

동을 하고 각 절편의 접촉면거동은 그림 3-(b)와 같은 Winkler 스프링에 의해 표현될 수 있다고 가정한다. 각 개별요소의 측면을 연결하는 스프링은 다음 두가지로 구분할 수 있다. (여기서 전면판은 일체식이 아닌 굴착단계에 따라 분할된 구조물로 가정하였다)

- (1) 지반과 지반사이를 연결하는 스프링(S_g)
- (2) 수동지역(가상파괴면의 후면지역)의 내일과 활동토체를 연결하는 스프링(S_{gn})

가상파괴면은 원호 또는 포물선으로 가정하였으며, 이 가상파괴면을 기준으로 활동토체와 저항토체로 나누어지고 저항토체는 변형을 일으키지 않는다고 가정한다.

3.2.1 지반과 지반사이 스프링의 구성모델

각 절편 사이(지반과 지반사이)에서의 거동은 Winkler 스프링으로 표현되고 각 스프링의 거동은 Mohr-Coulomb의 파괴규준을 따르는

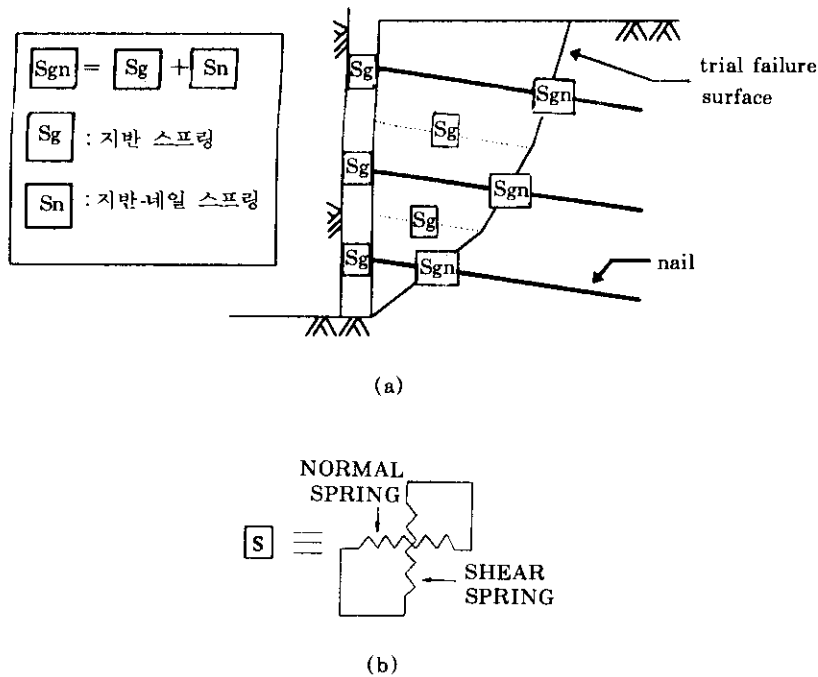


그림 3. Winkler 스프링을 이용한 보강사면의 표현

탄소성 거동으로 모델하였다. 여기서, 수직스프링의 경우에는 압축에 의하여 파괴되지 않으며 접착력이 있는 지반에 대하여는 약간의 인장(tension cut-off)이 허용되고, 접착력이 없는 지반의 경우에는 인장이 허용되지 않는다. 또한 전단강도의 경우에는 최대전단강도(식 12)를 유발시키는 변위 이상의 변위에 대하여는 지반의 조건에 따라 감소된 잔류전단강도(식 13)를 가질 수 있도록 모델하였다.

$$\tau_p = c_p + \sigma_n \tan \phi_p \quad (12)$$

$$\tau_r = c_r + \sigma_n \tan \phi_r \quad (13)$$

여기서, c_p, ϕ_p 는 최대강도 정수
 c_r, ϕ_r 는 잔류강도 정수

3.2.2 일반사면에 대한 개별요소 수식화

두 절편 사이의 중점 p에서의 상대변위는 식 (14)처럼 절편 A와 절편B의 질량중심점에서의 변위항으로부터 다음과 같이 나타낼 수 있다(그림4 참조).

$$\mathbf{d}^p = \mathbf{R}^{pa} \mathbf{u}^a - \mathbf{R}^{pb} \mathbf{u}^b \quad (14)$$

여기서, \mathbf{R}^p 는 절편 질량중심에서의 변위 \mathbf{u} 를 측면 중심점(p점)의 변위로 변환시켜 주는 행렬이다. 그리고 변위 벡터 $\mathbf{u} = (u_x, u_y, \omega)^T$ 는 절편 중점에서의 X, Y 방향변위 및 회전각을 나타낸다. p는 절편사이의 측면번호를 의미하며 a, b는 요소번호를 나타낸다.

전체좌표계에서의 상대변위 \mathbf{d} 를 변환행렬 \mathbf{A} 를 사용하여 각 절편의 측면에서의 지역좌표계로 바꾸어 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\hat{\mathbf{d}}^p = \mathbf{A}^p \mathbf{d}^p \quad (15)$$

각 절편사이의 중점 p에서 l만큼 떨어진 점 p'에서 유발되는 스프링의 수직 및 전단 방향의 변형은 다음과 같이 표현된다(그림 4 참조).

$$\delta_n = d_n + l d_\omega \quad (16.a)$$

$$\delta_s = d_s \quad (16.b)$$

스프링의 변형으로 인하여 그림4에서와 같이 절편의 측면에 수직 및 전단 방향의 응력이 유발되며 이러한 응력은 적분을 통해 다음과 같이 수직 및 전단방향의 힘과 모멘트로 변화될 수 있다.

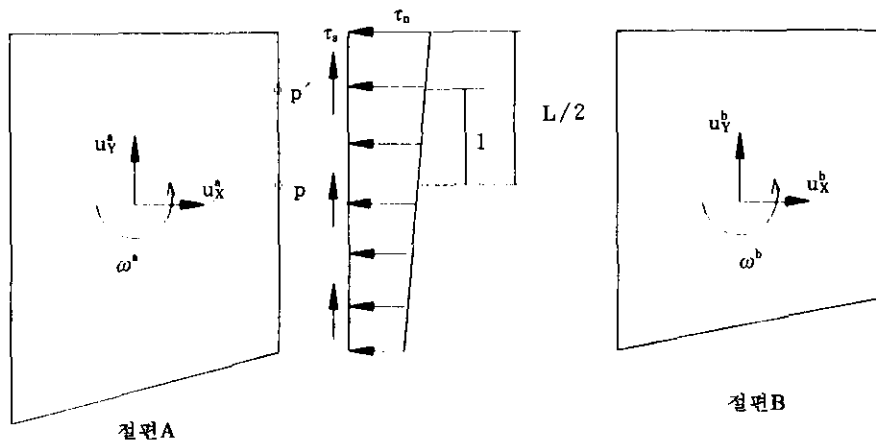


그림 4. 절편사이의 응력

$$F_n = \int_{-L/2}^{L/2} k_n \delta_n dl = (k_n L_n) d_n = K_n d_n \quad (17)$$

$$F_s = \int_{-L/2}^{L/2} k_s \delta_s dl = (k_s L) d_s = K_s d_s \quad (18)$$

$$M = \int_{-L/2}^{L/2} k_n l \delta_n dl = (k_n L^3 / 12) d_\omega = K_\omega d_\omega \quad (19)$$

여기서,

k_n = 단위길이당 수직 방향의 스프링상수

k_s = 단위길이당 전단 방향의 스프링상수

L = 각 절편 사이의 길이

식(17), (18), (19)로부터 힘과 변위의 관계는 대각행렬 \mathbf{K} 를 사용하여 정리하면 지역좌표계에서 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$\hat{\mathbf{F}}^p = \mathbf{K}_p \hat{\mathbf{d}}^p \quad (20)$$

여기서, 아래첨자 g 는 지반을 의미한다.

지역좌표계로 나타낸 힘을 전체좌표계로 전환시키면 식(21)로 나타난다.

$$\mathbf{F}^p = (\mathbf{A}^p)^T \hat{\mathbf{F}}^p \quad (21)$$

하나의 요소에 작용하는 모든 힘들은 다음과 같이 질량중심에서의 외부하중과 측면에서의 응력하중이 평형조건을 만족해야 한다.

$$\mathbf{f}^p = \sum_p^N -(\mathbf{R}^{ps})^T \mathbf{F}^p \quad (22)$$

여기서, N = 절편 측면의 수

$\mathbf{f}^p = \{f_x^p, f_y^p, m^p\}^T$ = A요소 질량중심에서의 각 방향 물체력

위의 식들을 결합하면 다음과 같이 보강되지 않은 지반의 한 절편에 작용하는 힘과 변위의 방정식으로 표현할 수 있다.

$$\mathbf{f}^p = \mathbf{f}_{(g)}^p = \sum_p^N \mathbf{C}^{pp} (\mathbf{R}^{ps} \mathbf{u}^s - \mathbf{R}^{ps} \mathbf{u}^g) \quad (23)$$

$$\text{여기서, } \mathbf{C}^{pp} = -(\mathbf{R}^{ps})^T (\mathbf{A}^p)^T \mathbf{K}_p \mathbf{A}_p \quad (24)$$

3.2.3 네일을 고려한 개별요소 수식화

네일을 포함한 두 절편 사이의 상대변위를 그림5에 표시한 바와 같다고 하면 다음 식(25)를 이용하여 네일의 길이 및 전단방향에 대한 변위로 변환할 수 있다.(네일의 휨특성은 무시하였다)

$$\begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos(-\alpha) & \sin(-\alpha) \\ -\sin(-\alpha) & \cos(-\alpha) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta d_x \\ \Delta d_y \end{Bmatrix} \quad (25)$$

여기서, $\Delta d_x = d_x - d_n$, $\Delta d_y = d_y - d_n$ (x - y 좌표계)

d_n , d_y 는 각각 지반의 굴착단계를 고려한 초기변위량의 각 성분들이고, α 는 수평방향(x 방향)과 네일이 이루는 각도이다.

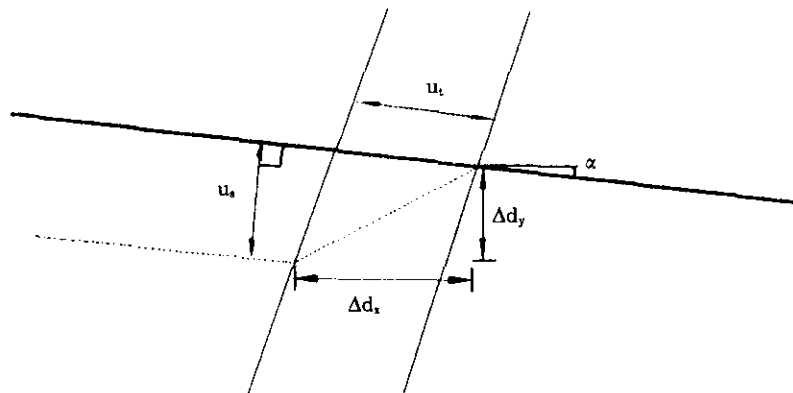


그림 5. 절편의 상대변위에 의한 네일의 변형

위 식을 다시 간단한 행렬식으로 나타내면 다음과 같다.

$$\tilde{\mathbf{u}}^q = \mathbf{B}^q \Delta \mathbf{d}^q = \mathbf{B}^q (\mathbf{d}^q - \mathbf{d}^q) \quad (26)$$

여기서, q 는 개별요소와 네일이 만나는 측면의 번호이며 첨자 t, s 는 네일의 길이방향과 그 직각방향을 표시한다.

식(25)로부터 구한 변형량과 네일에 발생되는 힘의 관계는 앞절의 식(2), 식(9) 그리고 식(10)을 사용하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\tilde{\mathbf{F}}^q = \mathbf{K}_s \tilde{\mathbf{u}}^q \quad (27)$$

여기서, \mathbf{K}_s 은 대각행렬이며 그 요소는 $k_{11} = F_t/u_t$ (F_t 는 식(9) 또는 (10)에서 구함), $k_{22} = 2EI\lambda^3$ 이고 틸더(\sim)는 네일의 길이방향 및 직각방향 좌표계를 의미한다.

위의 식(27)을 전체좌표계로 변환시키면 다음과 같다.

$$\mathbf{F}_s^q = (\mathbf{B}^q)^T \tilde{\mathbf{F}}^q \quad (28)$$

식(28)과 앞절에서 언급한 식(23)을 함께 고려하면 절편 A 에 대하여 지반의 강성과 네일의 강성을 동시에 고려한 힘의 평형식을 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\mathbf{f}^q = \mathbf{f}_g^q + \mathbf{f}_s^q = \sum_p^N -(\mathbf{R}_g^{pq})^T \mathbf{F}_g^p - (\mathbf{R}_s^{pq})^T \mathbf{F}_s^p \quad (29)$$

두 개별요소사이의 힘 평형식을 힘과 변위의 관계식으로 변환시키면 아래와 같다.

$$\mathbf{f}^q = \sum_p^N \mathbf{C}^{qp} (\mathbf{R}_g^{pb} \mathbf{u}^b - \mathbf{R}_g^{pa} \mathbf{u}^a) - \mathbf{D}^{qa} (\mathbf{R}_s^{qa} \mathbf{u}^a + \mathbf{d}^q) \quad (30)$$

$$\text{여기서, } \mathbf{C}^{qp} = -(\mathbf{R}_g^{pb})^T (\mathbf{A}^p)^T \mathbf{K}_s \mathbf{A}^p$$

$$\mathbf{D}^{qa} = -(\mathbf{R}_s^{qa})^T (\mathbf{B}^q)^T \mathbf{K}_s \mathbf{B}^q$$

위의 식으로부터 각 요소의 X방향, Y방향 및 회전방향 변위를 구할 수 있다.

3.3 굴착단계와 가상파괴면

개별요소법을 적용하여 보강사면을 스프링으로 표현하면 그림3과 같다. 각 굴착단계에 따른 네일의 설치과정을 고려하기 위하여 절편 판에 설치된 스프링을 굴착에 따라 하나씩 제거하면서 네일을 설치하는 방법을 사용하였다. 즉, 초기 지반상태에서는 네일이 설치되지 않은 상태에서 자중과 외부하중만이 작용되며 첫 번째 네일을 설치한 다음 굴착으로 인한 첫 번째 스프링을 제거하도록 구현하였다. 네일의 설치 단계에 대한 수식화 과정은 식(25)를 통하여 구현되었으며, 이러한 굴착단계의 고려는 네일이 설치된 이후에 발생하는 네일-지반의 상대변위만이 네일에 발생하는 인장력의 산정에 영향을 미치도록 하는 합리적인 방법이 될 수 있다.

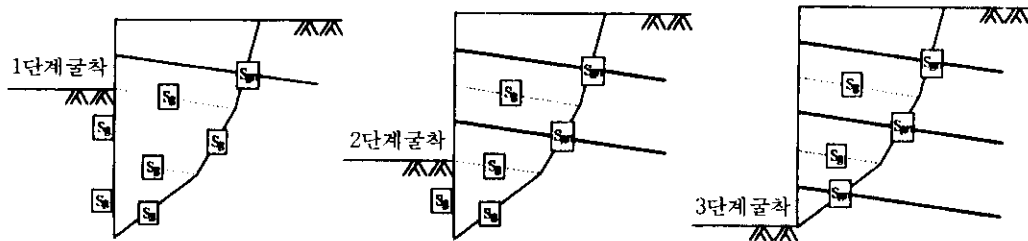


그림 6. 굴착단계 및 파괴면 형상에 대한 모델링(3단 굴착일 경우)

가상파괴면의 형상은 굴착되기 전에 가정한 임의의 한 형상이 굴착단계동안 항상 유지된다. 따라서 파괴면의 형상은 최종굴착단계를 고려하여 가정하게 되며 이때 가장 위험한 파괴면은 사면안정해석에서와 같이 파괴면을 다양하게 변화시키면서 찾게된다. 이와같이 파괴면 형상을 최종굴착단계를 기준으로 가정한것은 다른 설계방법들(데이비스방법, 독일방법, 프랑스방법, Juran방법)처럼 최종굴착사가 가장 불안정하다는 가정을 바탕으로 하고 있다. 그러나 각 굴착단계별 안정성을 검토하고자 한다면 각 굴착단계에 따른 적절한 파괴면을 가정하여 해석을 수행할 수도 있다.

그림6은 3단 굴착을 하는 경우의 굴착단계 및 파괴면의 형상에 대한 모델링을 나타내었다.

4. 수치해석기법

본 개별요소법에서는 지반-지반 및 지반-네일사이의 거동을 묘사하기 위하여 탄소성모델을 적용하므로 비선형방정식이 유도된다. 전체강성행렬이 대칭행렬로 나타나며 사용되는 해법으로는 할선강성법(secant stiffness method)을 적용하였다.

4.1 지반의 강성도

전단변형의 경우 항복강도는 Mohr-Coulomb 기준을 따르므로 지반에 작용하는 전단응력과 전단강도의 크기를 비교하여 전단강성도는 다음과 같이 산정된다.

$$k_s = \frac{\tau_p}{u_p}, u < u_p \text{ 인 경우} \quad (31.a)$$

$$k_s = \frac{\tau_r}{u}, u > u_p \text{ 인 경우} \quad (31.b)$$

4.2 네일의 강성도

네일의 경우 수동토체에서의 길이에 따른 저

항력을 가상파괴면 상의 하나의 스프링으로 고려할 때 인발스프링 상수는 발생변위가 네일의 침투인발변위보다 작은 경우에는 식(9)와 같은 상수로 나타나지만, 큰 경우에는 식(10)을 이용하여 식(27)과 같은 변위의 함수가 된다. 그러므로 이러한 전체 비선형방정식에 대한 반복 수치계산이 요구되며, 내부적으로도 식(12)에서의 X_b 를 구하는 비선형 해법이 요구된다.

4.3 수렴성 검토

개별요소법을 이용한 비선형방정식의 해법과정중에서 산정되는 잔류힘(residual force)을 다음과 같이 정의하였다.

$$\mathbf{R} = \mathbf{f}_{ext} - \mathbf{f}_{int}(\mathbf{u}) \quad (32)$$

지반내일에 의해 보강된 사면에서의 외부하중 \mathbf{f}_{ext} 은 지반의 자중과 지표면에서의 외부하중으로 구성되고 굴착이 진행되는 동안에도 일정한 값으로 유지되며 \mathbf{f}_{int} 는 식(30)으로 부터 산정되는 벡터이다. 수렴성에 대한 검토는 윗식과 같은 잔류힘의 외부하중 값에 대한 상대적인 크기로부터 다음과 같은 기준을 마련하여 수행되었다.

$$\frac{\mathbf{R}}{\mathbf{f}_{ext}} < \varepsilon \quad (33)$$

여기서, 일반적으로 $\varepsilon = 10^{-2} \sim 10^{-5}$ 를 적용할 수 있다.

5. 안전율과 가상파괴면

5.1 안전율의 정의

기존의 한계평형이론에 의한 보강사면의 해석에서는 지반과 네일에 일률적인 전체안전율 개념을 적용하였으나 이러한 방법은 실제로 작용되는 지반의 응력 상태를 고려한 적절한 안전율을 산정할 수 없으며, 더욱이 각 네일이나 지반의 위치에 따른 지역적인 안전성을 고려할

수 없다. 그러나 개별요소법을 적용한 보강사면의 해석에서는 가상 파괴면상의 위치에 따른 전단응력, 전단강도 및 네일에 작용하는 힘을 각 요소에 대하여 직접 산정할 수 있으므로 저항 성분에 대한 부분 안전율을 고려할 수 있다. 지반과 네일에 대한 지역안전율에 대한 정의는 표1과 같다.

표 1. 지역안전율과 전체안전율

	지반	네일
지역안전율	$FS_g = \frac{\tau_f^a}{\tau^a}$	$FS_n = \frac{T_{max}^a}{T^a}$
전체안전율	$FS_g = \frac{\sum \tau_f^a}{\sum \tau^a}$	$FS_n = \frac{\sum T_{max}^a}{\sum T^a}$

*a = 요소번호

$\tau_f = \tau_p$ or τ_r , $T_{max} = \min[T_p(\text{인발강도}), T_r(\text{네일강도})]$

5.2 가장 위험한 가상파괴면 결정

가장 위험한 가상파괴면을 설정하기 위해서는 보강되지 않은 일반사면의 최소안전율을 찾는 방법과 마찬가지로 여러 가상파괴면을 가정

하여 네일에 대한 최소의 안전율을 주는 단면을 찾는 방법을 적용하였다. 보강사면에 대한 여러 해석결과 지반은 대부분 거의 항복상태에 도달되어 있기 때문에 네일에 대한 안전율을 위험단면 설정에 대한 기준으로 삼았다. 그러나 실제 많은 현장자료들이 네일에 발생하는 최대응력의 크기 및 위치를 나타내는 경우가 있으므로 이들 자료와의 비교시에는 가상파괴면을 네일에 작용하는 힘의 합이 가장 큰 단면으로 선택하였다.

6. 관측된 결과와의 비교

본 연구에서 제안된 방법을 적용하여 네일에 발생하는 인장력과 전면판에서의 수평변위, 가상파괴면의 위치에 대하여 예측한 해석결과와 실제 급경사면에서 계측된 두가지의 현장자료를 비교하였다.

네일에 발생하는 축방향 인장력은 다음과 같이 무차원화한 양으로서 비교하였다.

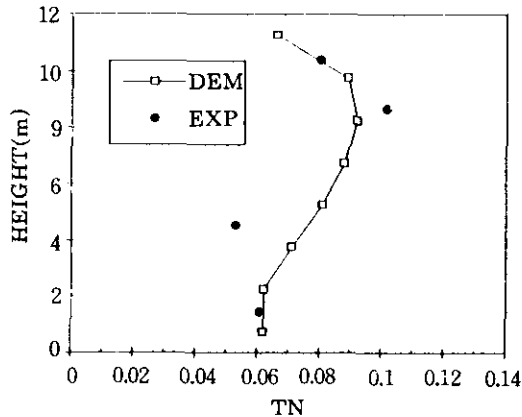
$$TN = \frac{T_{nail}}{\gamma \cdot H \cdot S_H \cdot S_V} \quad (34)$$

표 2. 네일의 제원 및 지반조건

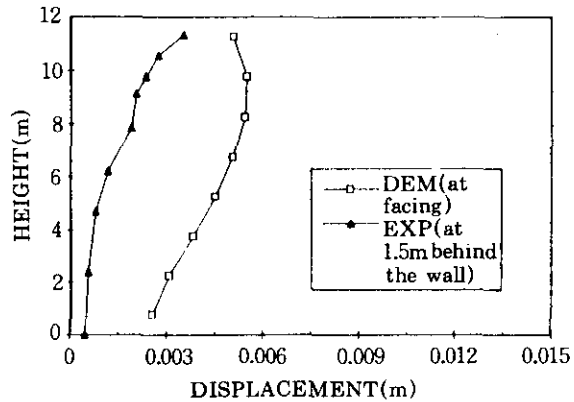
분 류	제 원	Cumberland Gap Wall	Soil-nailed Wall at Seattle
지반조건	단위중량(γ) 내부마찰각(ϕ) 점착력(c) 탄성계수(E)	18.8 KN/m ³ 38° 4KN/m ² 45000KN/m ²	21.6KN/m ³ 40° 9.6KN/m ² 30000KN/m ²
네일조건	철근직경(D_{bar}) 천공직경(D_{hole}) 네일의 삽입각도(α) 수평, 수직설치간격(S_H, S_V) 최대인발저항력(f_1) 인발의 항복변위(u_p)	0.025m 0.1m 20° 1.5m×1.5m 170KN/m ² 0.010m	0.025m 0.2m 15° 1.8m×1.8m 186KN/m ² 0.0127m
구조물 형 상	벽체의 높이(H) 네일의 길이(L) 벽체의 경사(β) 뒷채움 경사(θ)	12m 9m 74° 25°	16m 10.7m 90° 0°

여기서, T_{max} 은 네일에 발생하는 인장력, γ 는 흙의 단위중량, H 는 사면높이, S_H 는 네일의 수평설치간격, S_v =네일의 수직설치간격이다.

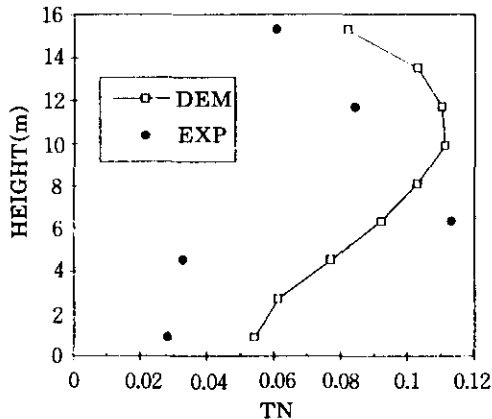
비교에 사용된 자료는 Cumberland Gap Wall^(8, 9)과 시애틀(Seattle) 지방의 네일로 보강된 급경사면^(4, 15)에서 얻어진 실측결과를 사용하였으며, 이들 네일로 보강된 급경사면에 대한 해석에 필요한 네일의 제원 및 지반조건 등은 표2와 같다. 단, 필요한 자료의 부족으로 Cumberland Gap Wall에서는 최대인발저항력(f_t)과 인발의 항복변위(u_p)를 가정하여 사용하였고 Seattle에서의 자료에서는 지반 탄성계수값을 가정하였다.



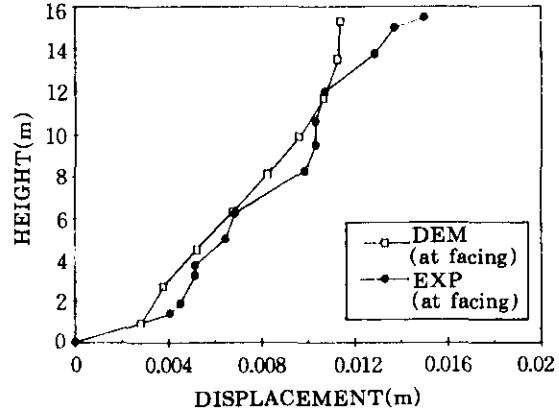
(a) Cumberland gap wall



(a) Cumberland gap wall



(b) Soil-nailed wall in seattle



(b) Soil-nailed wall in seattle

그림 7. 네일의 발생 인장력과의 비교

그림 8. 벽체의 수평변위와의 비교

두 경우 모두 각 네일에서 발생하는 측방향 인장력에 대한 예측은 실측치가 갖는 포물선 형태의 경향을 잘 나타내고 있으며 Cumberland Gap Wall의 경우 그 크기도 비교적 잘 예측하고 있다(그림 7). 네일에 발생하는 인장력은 굴착단계에 따른 설치순서를 고려할 경우 각 단계에서 네일설치 후 전면판 앞 부분의 지반굴착을 시뮬레이션 하였으므로 벽체의 가장 아래에 설치된 네일에 인장력이 발생됨을 볼 수 있다.

전면판에서 발생하는 수평변위에 대한 예측값은 Cumberland Gap Wall에 대해서는 벽체 뒤 1.5m에서 측정된 수평변위와 비교되어 직

접적인 비교가 어려우나 Seattle에서의 자료는 전면판에서 측정된 수평변위와 직접 비교하였다(그림8). Seattle의 네일 보강벽체에서는 발생변위를 비교적 잘 예측하고 있음을 알 수 있다.

본 해석에서 가상파괴면은 원호형태로 가정하였으며 최대 위험 가상파괴면은 원호의 중심을 이동시키면서 5절에서 언급한 바와 같이 측정자료와 비교하기 위하여 네일에 작용되는 인장력의 합이 최대인 파괴면을 선택하였다. 네일에 발생하는 최대인장력의 궤적을 따라 산정된 벽체 상단부에서의 폭과 벽체높이와의 비를 살펴보면 Cumberland Gap Wall의 경우 실측치가 0.25인 반면 해석결과는 0.76을 나타내어 큰 차이가 보이나 한계평형설계법인 데이비스방법의 해석결과(0.7)와 프랑스방법의 해석결과(0.77)⁽⁹⁾와는 비슷한 궤적을 보인다. 이는 현장벽체가 해석에서 가정된 파괴상태보다 상당히 안정된 상태에 있기 때문에 측정된 네일의 최대 인장력이 전면판 부근에 인접되어 측정되었기 때문인 것으로 사료된다. Seattle에서의 보강 급경사면에서는 실측치가 0.42, 예측치가 0.47을 나타내어 네일에서 최대인장력이 발생하는 위치를 비교적 잘 예측하고 있다.

굴착이 모두 완료된 후 가상파괴면에서 지반의 응력상태는 두 경우 모두 대부분 항복상태에 있는 것으로 예측되어 구조물의 안정성은 네일에 의해서만 지지되고 있는 것으로 평가되었다. 이것은 가상파괴면에서 지반의 전단강도가 모두 유발되었다고 가정한 독일의 설계방법이나 Juran의 설계방법과 유사한 면을 보여주고 있다. 실제 설계시 지반에 대한 안전율을 적절히 고려하기 위해서는 최근 정립된 프랑스 설계방법⁽¹³⁾과 독일설계방법⁽¹⁴⁾에서와 같이 지반의 점착력과 마찰각에 적절한 안전율을 미리 적용하는 것이 바람직하다.

본 연구에서 제안된 방법은 한계상태의 이론이 아닌 현응력(working stress) 개념을 사용하기 때문에 시공후에 측정된 자료를 통한 검토가 가능하다는 측면에서 Juran등에 의해 제

안된 해석방법과 유사하다. 그러나 Juran등에 의한 방법은 굴착단계에 따른 네일의 설치 순서를 적절히 고려하지 못하고 있고 지반응력을 계산하기 위한 경계값 문제와 수직방향의 힘의 평형에 대하여 논란의 여지가 남아있다.⁽¹⁰⁾ 또한 개별요소법을 이용한 해석법은 전면판에서의 변위를 예상할 수 있는 장점이 있으나 개별요소 내부를 강체로 가정한 점과 설계변수에 대한 가정등으로 예상된 변위값은 보조자료로서만 이용되는 것이 바람직하다.

실제 네일에는 주변 지반에 유발되는 수동저항에 의해 전단 및 휨모멘트의 저항력이 유발된다. 그러나 네일의 회전각과 휨모멘트에 대한 모델 설정의 어려움으로 인하여 본 연구에서는 3.2.3 절에서와 같이 네일의 전단저항만을 고려하고 휨모멘트 저항은 무시하였다. 전단저항과 휨모멘트저항의 상대적인 중요성은 네일 자체의 단면과 주변지반의 수동저항에 의해 결정된다고 사료된다. 예로서 네일의 직경이 작을 경우에도 주변지반이 매우 단단(암석과 같이)한 경우에는 전단저항을 주로 고려하는 해석이 수행되어야 할 것이다. 따라서 본 연구결과는 네일의 휨저항력이 무시될 수 있는 경우에 잘 적용되리라 사료되며 전단 및 휨모멘트의 저항력을 동시에 고려할 수 있는 모델에 대한 연구를 추후 진행할 예정이다.

7. 결론

본 연구에서는 일반 사면안정해석에 이용된 개별요소법을 지반네일로 보강된 굴착사면에 적용할 수 있도록 확장하였으며, 이를 위하여 네일과 주변지반간의 거동특성을 합리적으로 묘사하기 위한 역학기구를 설정하여 탄소성 스프링으로 대치하였다. 개발된 해석방법은 네일에 작용되는 인장력뿐만 아니라 전면판에서의 발생 변위를 어느 정도 예측할 수 있으며 실제 네일설치를 위한 굴착단계를 고려하였다. 본 연구에서는 안정성 해석만을 목적으로 지반의 강도와 관련된 설계변수들에 안전율개념을 적

용하지 않았으므로 실제 현장지반의 설계를 위해서는 지반의 강도 변수들에도 다른 해석방법에서 적용된 것과 마찬가지로 적절한 안전율이 포함되어야 할 것이다.

참 고 문 헌

1. 김홍택, 강인규, 최인식, 순광수(1993). "Soil nailing 공법의 적용 및 설계", 한국지반공학회 지반굴착위원회 학술발표회, 제2집, pp 19~47.
2. 김홍택, 강인규, 성안제(1994). "벽체변위를 고려한 Soil nailing 공법의 안정해석", 한국지반공학회 가을학술발표회, pp 119~122.
3. 배명재, 정철호, 이준호, 김효진, 박용부, 김충규, 김승렬, 성안제(1994). "쏘일네일링공법의 설계 및 시공사례 연구", 사면안정에 관한 학술발표회, pp 137~149.
4. Byrne, R.J.(1992). "Soil nailing : A simplified kinematic analysis", Geotechnical Special Publication", ASCE, No.12, Vol.2, pp 751~763.
5. Chang, C.S.(1992). "Discrete element method for slope stability analysis", Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, No.12, pp. 1889~1905.
6. Cundall, P.A.(1971). "A computer model for simulating progressive, large-scale movements in brittle rock systems", Proc. Int. Symp. on Rock Fracture, Nancy, France, Vol.1, pp8~17.
7. Elias, V. & Juran, I.(1991). Soil Nailing for Stabilization of Highway Slopes and Excavations, Federal Highway Administration Report FHWA.
8. Juran, I., Baudrand, G., Farrag, K. & Elias, V.(1990). "Kinematical limit analysis for design of soil-nailed structures", Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 116, No.1, pp.54~73.
9. Juran, I. & Elias, V.(1987). "Soil nailed retaining structures : Analysis of case histories", Geotechnical Special Publication, ASCE, No.12, New York, pp.232~244.
10. Leshchinsky, D.(1991). "Discussion on kinematical limit analysis for design of soil nailed structures, Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 11, pp. 1821~1824.
11. Michell, J. K.(1987). Reinforcement of earth slopes and embankments. NCHRP-290, Transportation Research Board.
12. Mitachi, T., Yamamoto, Y. & Muraki, S. (1992). "Estimation of in-soil deformation behavior of geogrid under pull-out loading", Proc. of the Inter. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Japan, Vol. I, pp. 121~126.
13. Schlosser, F., Unterreiner, P. & Plumelle, C. (1992). "French research program CLOUTERRE on soil nailing :, Geotechnical Special Publication", ASCE, No.12, Vol.2, pp739~750.
14. Stocker, M. F. & Riedinger, G.(1990). "The bearing behaviour of nailed retaining structures", Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication, ASCE, No. 25, 1990, New York, pp.612~628.
15. Thompson, S. R. & Miller, I. R.(1990). "Design construction and performance of a soil nailed wall in Seattle, Washington", Geotechnical special publication, No.25, pp. 629~643.

(접수일자 1995. 5. 17)