

## 현장 계측을 통한 프리텐션 쏘일네일링 시스템의 적용성 평가 Assessment of Applicability of Pretensioned Soil-Nail Systems with in-situ monitoring

이혁진<sup>1)</sup>, Hyuk-Jin Lee, 안광국<sup>2)</sup>, Kwang-Kuk Ahn, 김홍택<sup>3)</sup>, Hong-Taek Kim,  
방윤경<sup>4)</sup>, Yoon-Kyung Bang

<sup>1)</sup> 홍익대학교 토목공학과 박사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Eng., Hongik University

<sup>2)</sup> 아이콘텍 기술연구소 소장, General Manager, R&D Center, iCONTEC

<sup>3)</sup> 홍익대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Eng., Hongik University

<sup>4)</sup> 대원과학대학 토목공학과 부교수, Associate Professor, Dept. of Civil Eng., Hongik Science College

**SYNOPSIS** : The use of diverse methods for the retaining system has been continuously increased in order to maintain the stability during excavation. However, ground anchor system occasionally may have the restriction in urban excavation sites nearby the existing structures because of space limitation. In this case, soil nailing system with relatively short length of nails could be efficiently useful as an alternative method. The general soil nailing support system, however, may result in excessive deformations particularly in excavating the zone of weak soils or nearby the existing structures. Therefore, applying the pretension force to the soil nails then could play important roles to reduce deformations mainly in an upper part of the nailed-soil excavation system as well as to improve the local slope stability. In this study, a newly modified soil nailing technology named as the PSN(Pretention Soil Nailing) is developed to reduce both facing displacements and ground surface settlements during top-down excavation process as well as to increase the global slope stability. Up to now, the PSN system has been investigated mainly focusing on an establishment of the design procedure. In the present study, the field tests including pull-out tests were fulfilled to investigate the behavior of characteristics for PSN system. All results of tests were also analyzed to provide a fundamental and efficient design.

**Keywords** : soil nailing system, PSN(Pretension Soil Nail), field tests, pull-out test

### 1. 서론

쏘일네일링 공법은 국내의 경우 1993년 가시철 흙막이 벽체에 처음으로 적용된 이후 주로 사면보강 및 지반굴착분야 등에 그 적용성이 더욱 확대되고 있는 공법이며, 이에 관한 이론적 연구 및 실무적 응용기술들은 국내에서도 계속적으로 진보하여 개발되는 추세이다.

근래에 들어서는 영구사면보강 등에 그 적용성이 점차 확대되고 있으나, 도심지 지하굴착 공사에 있어서는 인접구조물에 대한 영향을 최소화하고, 굴착으로 인한 지반의 변형을 최소화하는 것이 중요한 문제로 대두되고 있다. 특히 지중매설물이 인접하여 존재하거나 대지경계선의 준수 등 굴착시공조건에 따라서 설치된 네일의 길이 및 간격이 제한되는 경우가 많아서 공사에 직·간접적으로 영향을 주며 경제성의 문제로 인해 시공비의 증대를 초래하기도 한다.

이에 지반앵커공법(Ground Anchor System)에서와 같이 미리 긴장력을 보강재에 가한다는 점을 도입하여, Soil Nail에도 미리 긴장력을 가해 벽체의 변위 감소를 유도하고자 본 기술을 연구·개발하게 되었다. 긴장력을 가함으로써 파괴 예상면에서 마찰 효과를 증가시키고, 지반의 변위를 직접 억제시키게 된다. 즉, 수동형태(passive type)의 일반쏘일네일에 긴장력을 가함으로써 앵커 시스템과 같은 주동형태(active type)의 쏘일네일을 지하굴착공사에 적용함으로써 안전성의 증대와 협소한 공간에서도 작업이 용이하도록 고안하였다. 또한, 쏘일네일의 긴장력 도입 작업은 동시에 네일 인발 시험을 겸하는 것이다. 긴장력 도입시 네일 형식의 적합성을 검토하고 쏘일네일의 장래 거동을 예측할 수 있으며, 쏘일네일의 설치와 설계 과정에서의 오차를 알 수 있게 된다. 예상되는 설치 조건으로부터의 오차와 지반 특성의 변화는 같은 시공 현장에서도 위치에 따라서 인발 특성에 많은 차이를 유발시키는 요소이기 때문에 네일 시공시 현장 인발 특성을 어느 정도 예측할 수 있는 것은 매우 중요하다.

긴장력을 지반에 가함으로 인해서 기존 네일에 비해서 장기 인발저항력에 어떠한 영향을 주는가에 대한 검토는 네일에 긴장력을 가한 시스템의 적합성 검토에 있어서 매우 중요한 요소이다. 네일에 긴장력을 가한 경우에 대한 분석 결과, 유기질토 및 일부 연약한 점토를 제외한 지반에 설치되는 네일의 경우는 크리프 및 릴렉세이션 효과에 의해서 발생하는 인발력의 손실은 무시할 수 있을 정도로 작은 것으로 나타났다. 그러나 긴장력에 의한 지반 상대밀도 및 구속압의 증가에 의한 인발저항력의 증가는 상당히 큰 것으로 밝혀졌다. 또한, 본 공법은 선단에 정착 볼트를 설치하여 압축형 앵커와 같이, 긴장력을 가함으로써 정착 볼트는 그라우트체를 압축하는 효과가 발생하게 되며, 따라서 인장강도가 약한 그라우트체에서 인장응력의 발생을 최소화할 수 있다는 장점이 있다.

따라서, 프리텐션 쏘일네일 시스템은 변위 및 침하를 최소화시키는 주목적과 더불어 전체적인 안정성 증대도 동시에 도모할 수 있는 굴착벽체 시스템이라 할 수 있다. 특히 보강재에 미리 긴장력을 가함으로써 네일의 간격 및 길이에 대한 수량을 감소시킬 수 있으며 자재비에 대한 경제성과 지하 굴착공사의 시공성을 향상시킬 수 있다.

## 2. 이론적 배경

### 2.1 공법의 원리

프리텐션 쏘일네일 공법은 앵커체와 같이 보강재에 긴장력을 가함으로써 가설 벽체나 영구 벽체의 안정성을 향상시키는 것이다. 그림 1에 네일의 긴장력 효과를 모식도로 나타내었다. 그림 1 (a)에 도시한 바와 같이, 네일에 긴장력을 가함으로써 지반과 그라우트체 접촉면에서의 전단 파괴나 네일체와 그라우트 접촉면에서의 전단 파괴 또는 네일체의 인장 파괴 발생시에 토체의 자중과 함께 파괴를 유발시키는 힘으로 작용하게 된다. 그러나, 전체 벽체의 안정성을 고려해 볼 때, 그림 1 (b)에 제시한 바와 같이, 벽체에 가해지는 긴장력과 정착지반 및 네일체에 발생하는 네일의 반력은 서로 같은 크기로 작용방향이 반대가 되어 발생하게 된다. 즉, 긴장력 도입에 의한 인발력의 증가분과 같은 크기의 힘이 벽체에 작용하는 것이다. 따라서 전체 안정성 고려시에는 네일을 인발시키려는 힘과 벽체를 안정시키려는 두 힘의 효과는 서로 상쇄되게 되는 것이다. 즉, 토체를 강체로 가정했을 때 긴장력을 가함으로 인해서 연직벽체 시스템의 내적 안정성에는 변화가 없게 된다.

위의 기본적인 원리와 더불어 프리텐션 쏘일네일의 경우는 긴장력을 연직벽체에 작용시킴으로써 벽체 배후 지반은 구속압 증가로 인해서 조밀하게 되고, 따라서 지반의 전단강도 특성은 향상되게 되어 네일의 인발저항력은 향상되게 된다. 또한, 구속압 증가로 인하여 예상 파괴면에서의 마찰효과를 증대시킨다. 그리고 top-down 방식의 시공이 이루어지게 됨으로써 불가피하게 벽체 최상단의 변위는 발생하게 된다. 그러나 이러한 벽체의 변위도 네일체에 긴장력을 가함으로 인해서 감소시킬 수 있는 것이다. 단, 영구적인 목적으로 프리텐션 쏘일네일이 설치되는 경우는 긴장력을 가함으로써 지반과 그라우트 접촉면 사이에서 크리프 및 릴렉세이션의 영향에 의한 그라우트와 지반 접촉면에서의 인발저항력 감소현상은 충분히 검토하여야 한다.

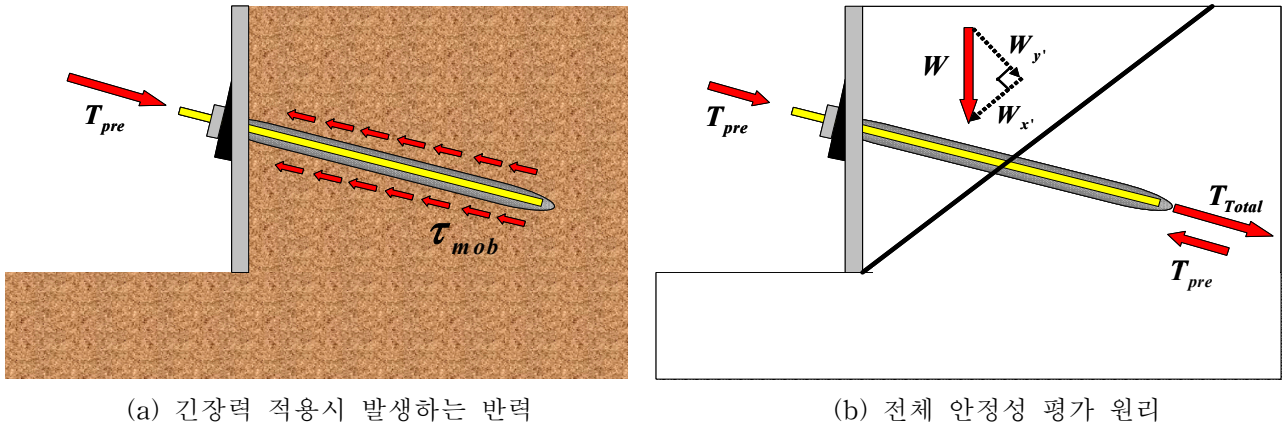


그림 1. 프리텐션 쏘일네일의 원리

## 2.2 그라우트-지반 접촉면에서의 인발저항력

### 2.2.1 사질토 지반

철근 및 시멘트 그라우트체로 구성되는 쏘일네일 보강재(이하 네일)에 긴장력을 가하는 경우에 예상되는 전단변형 등 주변지반 흙의 거동특성연구가 박 등(2004)에 의해서 연구되었다. 박 등의 연구 결과를 요약하면 다음과 같다.

네일에 긴장력을 전혀 가하지 않는 일반 쏘일네일링 공법의 경우에 주변 흙과의 마찰에 의해 발휘가 예상되는 전단강도( $\tau_0$ )와 본 개발에서 다루고자 하는 프리텐션 쏘일네일의 경우처럼 긴장력을 가한 이후에 발휘가 예상되는 전단강도( $\tau_{max}$ )를 서로 구분하여 그 사이의 관계를 아래의 식 (I.2)와 같이 정의하였다. 식 (1)에 포함된 평균수직응력( $\sigma_m$ )은 유효길이( $l_e$ )의 중앙점에 작용하는 수직응력을 의미한다.

$$\begin{aligned} \tau_{max} &= \tau_0 \cdot \left(1 + \frac{E}{G} \cdot \tan^2 \psi\right) + 2 \cdot (\sigma_m - \sigma_{wr}) \cdot \tan \psi \frac{(R_l/R_0) - 1}{\ln(R_l/R_0)} \\ &= \{(\sigma_m - \sigma_{wr}) \cdot \tan \phi' + c'\} \cdot \{1 + 2(1 + \nu) \cdot \tan^2 \psi\} \\ &\quad + 2 \cdot (\sigma_m - \sigma_{wr}) \cdot \tan \psi \frac{(R_l/R_0) - 1}{\ln(R_l/R_0)} \end{aligned} \quad (1)$$

여기서,  $\psi$ : 다이레이턴시 각 ( $\psi = \tan^{-1}(\delta_R/\delta_z)$ )  
 $= 17 \times R_e$  (Cornforth, 1973)

$R_e$ : 상대밀도  $\left(= \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}\right)$

$R_l$ : 긴장력으로 인한 영향원의 반경

$R_0$ : 천공반경,  $\nu$ : 지반흙의 포아슨 비,

$\sigma_{wr}$ : 침투수압,  $\sigma_m$ : 평균수직응력,

$\tan \phi' = \tan \phi / F_s$ ,  $c' = c / F_s$

$F_s$ : 기준 안전율(가설 네일=1.5, 영구 네일=2.5)

$\tau_0$ : 네일에 긴장력을 가하지 않은 경우의 전단강도

$= 0.75 \times \tan \phi' \times (\sigma_m - \sigma_{wr})$  (Elias, 1991)

FHWA(1982)에서는 사질토 지반에 설치된 tieback에서는 크리프 및 릴렉세이션 현상이 거의 발생하지 않으며, 단기 인발시험만으로도 충분히 장기 거동을 예측할 수 있다고 보고하고 있다. 따라서, tieback의 경우보다 작은 긴장력을 가하는 프리텐션 쏘일네일의 경우에도 크리프 및 릴렉세이션에 의한 장기 안정성 문제는 없을 것으로 판단된다. 식 (1)에 의해 평가되는 최대인발저항력은, 긴장력을 전혀 가하지 않는 일반 쏘일네일링 공법 경우의 최대인발저항력 보다는 큰 값이며, 따라서 긴장력을 네일에 가하는 경우 전체적인 안정성 증대효과가 예상되며, 또한 인접구조물 등으로 인해 네일의 설치길이 제한되는 경우, 긴장력을 가함으로써 안정성 확보에 필요한 네일의 소요길이를 줄일 수 있다.

### 2.2.2 점성토

네일을 설치하기 위한 천공 과정에서 천공 벽 주변의 흙은 교란되고 재성형되므로, 천공 교란의 결과로서 주변 지반의 전단강도는 감소하게 된다. FHWA(1982)에서 Tieback의 점성토 지반에 설치된 경우에 대해서 최대인발저항력을 산정하는 식으로 다음 식 (2)를 제시하였다.

$$T_{\max} = \pi \cdot D \cdot l_e \cdot \tau_{\max} \quad (2)$$

여기서,  $T_{\max}$  : 최대인발저항력  
 $D$  : 네일의 직경  
 $l_e$  : 네일의 유효정착장  
 $\tau_{\max}$  : 주면마찰력으로 평균비배수전단강도와 부착력계수의 곱(=  $\alpha \cdot C_u$ )  
 $\alpha$  : 부착력 계수

표 1에 기존 문헌에 보고된 부착력 계수값들이 제시되어 있다.

표 1. 기존 문헌에 보고된 부착력 계수

지반 종류	흙의 강도	$\alpha$	참고문헌
균은 London clay	$C_u > 90$ kPa	0.3 ~ 0.35	Littlejohn (1968)
이탈리아 Taranta 지방의 균은 과압밀 점토	$C_u = 270$ kPa	0.28 ~ 0.36	Sapio (1975)
잉글랜드 Leicester 지방의 균거나 매우 균은 이회토	$C_u = 287$ kPa	0.48 ~ 0.60	Littlejohn (1970)
남아프리카 Johannesburg 지방의 균은 점토질 실트	$C_u = 95$ kPa	0.45	Neely 등 (1974)
스웨덴의 매우 심하게 과압밀된 점토	$C_u = 50$ kPa	0.50	Broms (1968)

또한 점성토지반에 쏘일네일을 설치시 크리프에 대한 검토도 병행되어야 한다. 독일에서는 컨시스턴스 지수( $I_c$ )를 이용하여 점성토에 설치된 프리텐션 쏘일네일의 크리프 위험성을 판정하게 된다. 컨시스턴스 지수의 정의는 다음 식 (3)과 같다.

$$I_c = \frac{W_L - W}{W_L - W_P} \quad (3)$$

여기서,  $I_c$  : 컨시스턴시 지수

$W_L$  : 액성한계

$W$  : 자연함수비

$W_P$  : 소성한계

독일에서는 컨시스턴시 지수가 0.9 이상의 지반에 대하여 앵커의 크리프 위험성이 없다고 보고하고 있다. Richard(1982)는 컨시스턴시 지수가 0.8 이하인 지반에서 영구 앵커를 설치하지 말아야 한다고 주장하였다. 또한, 일축압축강도가  $10 \text{ t/m}^2$  (96kPa) 이하이거나, 교란 후 강도가  $5 \text{ t/m}^2$  (48kPa) 이하일 때 크리프 변형 및 릴렉세이션에 대한 위험성이 크다고 밝힌 바 있다. 앵커가 이들 강도를 넘어서고 소성한계 근처의 함수비를 가지는 경우, 크리프 위험성은 일반적으로 없다. 프랑스(Bureau Securitas, 1977)에서는 소성 지수가 20 이상인 흙에 앵커를 설치할 때에는 앵커의 크리프 인발시험을 할 것을 규정하고 있다. 따라서, FHWA(1982)에서는 비배수전단강도가 47.9kPa 이하인 지반이나 소성 지수가 20 이상인 지반, 또는 컨시스턴시 지수가 0.8 이하인 지반에 대해서는 400kN 이하의 설계하중(인발저항력)인 경우에 적용할 수 있으며, 신중하게 시공을 실시하고 장기계측을 실시하여야 한다고 규정하고 있다. FHWA(1999)에서 제시하고 있는 긴장력 적용시 지속 하중에 의해서 큰 변형 및 릴렉세이션이 우려되는 지반은 다음과 같다.

- (1) 유기질토
- (2) 평균 액성지수값이 0.2 이상인 점토
- (3) 평균 액성한계값이 50 이상인 점토
- (4) 평균 소성지수값이 20 이상인 점토

### 2.3 주변흙의 전단강도 증대효과 평가

네일에 긴장력을 가하는 경우, 수평방향으로 비교적 촘촘히 설치되는 네일 사이의 상호작용 및 네일과 주변 사질토사이의 상호작용에 의한 거동특성 등으로 인해, 부착장 부분의 시멘트 그라우트 충전 및 긴장력을 가하는 시공과정을 통해, 주변 흙의 조밀화 현상(즉, 주변 흙의 전단강도 증대효과)이 부분적으로 예상되며, 이는 주변 흙의 전단변형 거동특성을 나타내는 영향원의 중첩효과와 서로 밀접한 연관이 있을 것으로 사료된다. 그러나 이에 대한 체계적인 측정자료 또한 없어, 본 개발에서는 Hanna & Ghaly(1994)가 지반앵커의 경우에 대한 현장실험을 통해 제시한 경험식을 적용하여, 주변 흙의 부분적인 전단강도 증대효과를 근사적으로 평가하여 이를 전체적인 안정성 평가에 반영하였으며, 이에 대한 관계식을 정리하면 식 (4)와 같다(그림 2).

$$\phi_{den} = \phi + \Delta\phi, \quad \Delta\phi = \frac{c_d}{s_h/d_{hole}} \cdot \frac{\phi^4}{10^6} \quad (4)$$

여기서,  $\phi$  : 원지반 흙의 내부마찰각,  $\Delta\phi$  : 흙의 내부마찰각 증가분,

$c_d$  : 중첩되는 영향원의 수,  $\phi_{den}$  : 흙의 증가된 내부마찰각

Hanna & Ghaly가 제시한 연구결과를 토대로, 위의 식 (4)에 포함된 중첩되는 영향원의 수( $c_d$ )를 결정하는 기준을 정리하면 다음과 같다.

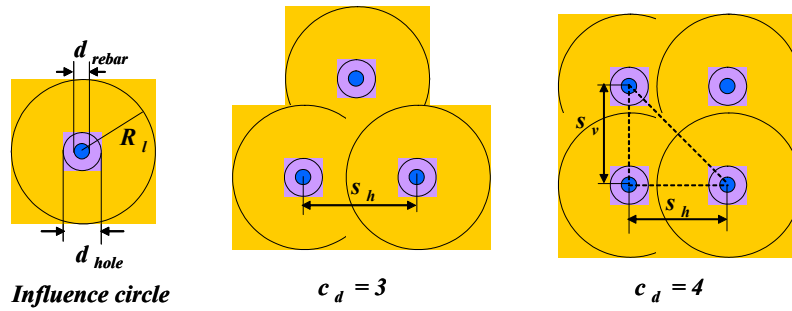


그림 2. 영향원의 중첩효과

- (1)  $R_l \leq \frac{s_h}{2}$  인 경우,  $c_d = 0$
- (2)  $\frac{s_h}{2} < R_l < \left(\sqrt{s^2 + s^2_{\theta/2}h}\right)$  인 경우,  $c_d = 2$
- (3)  $R_l \geq \left(\sqrt{s^2 + s^2_{\theta/2}h}\right)$  인 경우,  $c_d = 4$

위의 조건 및 식 (4)를 이용해 평가되는 사질토 지반에서의 부분적인 전단강도 증대효과는, 식 (1)에 포함된 긴장력을 가한 이후에 발휘가 예상되는 전단강도( $\tau_{max}$ )의 평가과정에 반영된다.

### 3. 현장계측

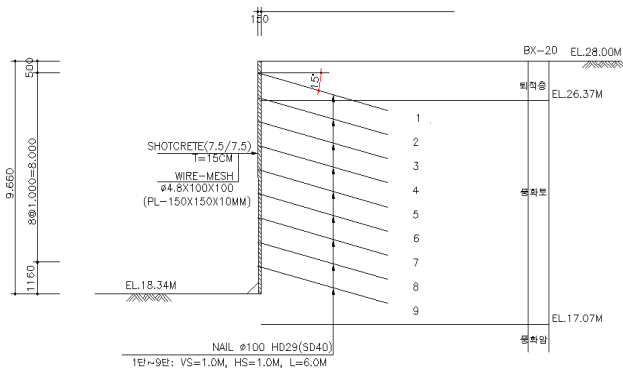
본 계측 실시 현장은 서울시 강동구 OO동 아파트 현장으로, 프리텐션 쏘일네일 및 일반 쏘일네일을 적용하였으며, 전면판은 shotcrete로 시공하였고 프리텐션 쏘일네일의 경우는 긴장력을 98kN 가하여 설치하였다. 배면 지반에 경사계를 설치하여 슛크리트 및 배면지반의 횡방향 변위를 측정하였으며, 프리텐션 쏘일네일 본체에 strain gauge를 설치하여 축력 및 인발저항력을 측정하였다. 또한, 연직벽체에 프리텐션 쏘일네일 및 일반 쏘일네일을 설치하여 인발시험을 실시하였다. 시험시공단면에 대한 지반강도정수는 실내시험 결과를 바탕으로 하여 산출하였으며, 결과가 표 2에 제시되어 있으며, 표 3에는 시험시공 현장에 적용된 쏘일네일 제원 및 설치간격이 제시되어 있다. 그림 3은 시험시공현장에 일반 쏘일네일 및 프리텐션 쏘일네일 적용 구간의 단면도를 도시한 것이다.

표 2. 시험시공 현장의 지반강도 정수

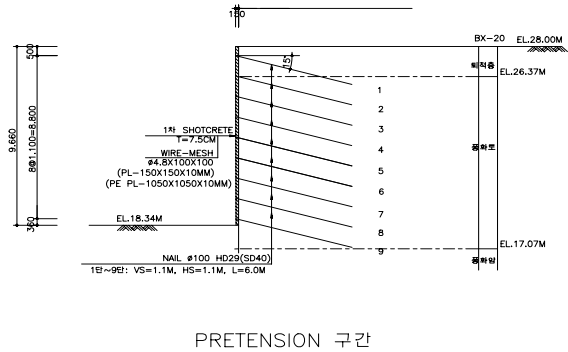
구	분	단위중량 (kN/m <sup>3</sup> )	점 착 력 (kPa)	내부마찰각 (°)
퇴	적 토	17	0.0	20
풍	화 토	18	15	30
풍	화 암	20	30	35

표 3. 시험시공 현장에 적용된 쏘일네일의 제원 및 설치간격

구	분	직경 (mm)	항복인장강도 (MPa)	수평 설치간격 (m)	연직 설치간격 (m)
일반 쏘일네일		29	392	1.0	1.0
프리텐션 쏘일네일		29	392	1.1	1.1



(a) 일반 쏘일네일 적용 구간 단면도



(b) 프리텐션 쏘일네일 적용 구간 단면도

그림 3. 시험시공 구간 지반 굴착 및 보강 단면도

### 3.1 지중경사계를 통한 계측 결과

2004년 10월 22일부터 12월 7일까지 프리텐션 쏘일네일 및 일반 쏘일네일 적용구간 배후 지반에 매설한 지중경사계를 통한 계측 결과가 그림 3에 제시되어 있다. 그림 4 (a)는 일반 쏘일네일 적용구간 배후 지반에 매설한 지중경사계를 통한 계측 결과로서 터파기 최상단으로부터 깊이 4m지점에서 최대 8.24mm의 횡방향 변위가 관측되었으며, 깊이 2/3H 지점인 8.5m지점에서 최대 12.01mm가 관측되었다. 그림 4 (b)는 프리텐션 쏘일네일 적용구간 배후 지반에 매설한 지중경사계를 통한 계측 결과로서, 깊이 약 5m 지점에서 수평변위가 최대 6.453mm, 깊이 2/3H인 8.5m 지점에서 최대변위 최대 8.53mm가 계측되었다. 그림 4에서 알 수 있듯이 일반 쏘일네일 설치구간의 벽체 거동은 깊이 1/3H 지점에서 지하수 유출과 더불어 토사 유출이 일부 발생하여 그 부분에 그라우트 시공이 제대로 이루어지지 않은 결과로 최대횡방향변위가 발생한 것으로 판단되며, 유출이 발생하기 전의 거동 자료를 확인하여 보면 상부에서 최대 변위가 발생하는 일반 쏘일네일의 전형적인 벽체변위양상을 나타내고 있는 것을 알 수 있다. 프리텐션 쏘일네일에서는 앵커가 설치된 벽체의 거동 특성인 중앙부에서 최대 횡방향 변위 발생과 일반 쏘일네일에서의 최대 횡방향 변위가 벽체 최상단부에서 발생하는 거동 특성의 복합적인 형태인 1/3H 지점에서 최대 횡방향 변위가 발생하는 거동을 나타내는 것을 확인할 수 있었다. 전체적으로 봤을 때, Pretension 쏘일네일 적용구간에서 계측한 횡방향 변위가 일반 쏘일네일 적용구간에서 계측된 횡방향 변위보다 약 29% 정도 작게 나타났다. 이것은 일반 쏘일네일의 표 3에 제시한 바와 같이, 일반 쏘일네일은 수평간격×연직간격이 1.0×1.0, 프리텐션 쏘일네일은 수평간격×연직간격이 1.1×1.1인 점을 고려했을 때 그 이상의 변위 억제효과가 있는 것으로 사료된다. 변위 억제효과는 긴장력을 가함으로써 시공 후에 일어날 변위를 사전에 억제하는 데에서 원인을 찾을 수 있다.

### 3.2 인발시험을 통한 계측결과

Pretension 쏘일네일 적용구간과 일반 쏘일네일 적용구간을 모두에 대해서 인발시험을 실시하였고, 그 결과가 그림 5에 제시되어 있다. 같은 인발력을 작용시켰을 때 Pretension 쏘일네일이 일반 쏘일네일보다 미비하지만 작은 변위값을 보였다. 이것은 Pretension을 가함으로써 슛크리트 배면 지반에 구속압이 증가하게 되어 실제 인발시험시 인발에 대한 강성이 증가한 것으로 판단된다. 이것은 그림상 도시된 하중-두부 변위 곡선이 비슷한 값과 경향을 나타내는 것으로 보이지만 실제에 있어서는 프리텐션 쏘일네일의 경우, 긴장력을 가하고 그라우트를 양생시킨 이후의 시험 결과이므로 실제 인발 거동은 98kN의 긴장력을 고려했을 때는 강성 증대 효과가 큰 것을 의미한다.

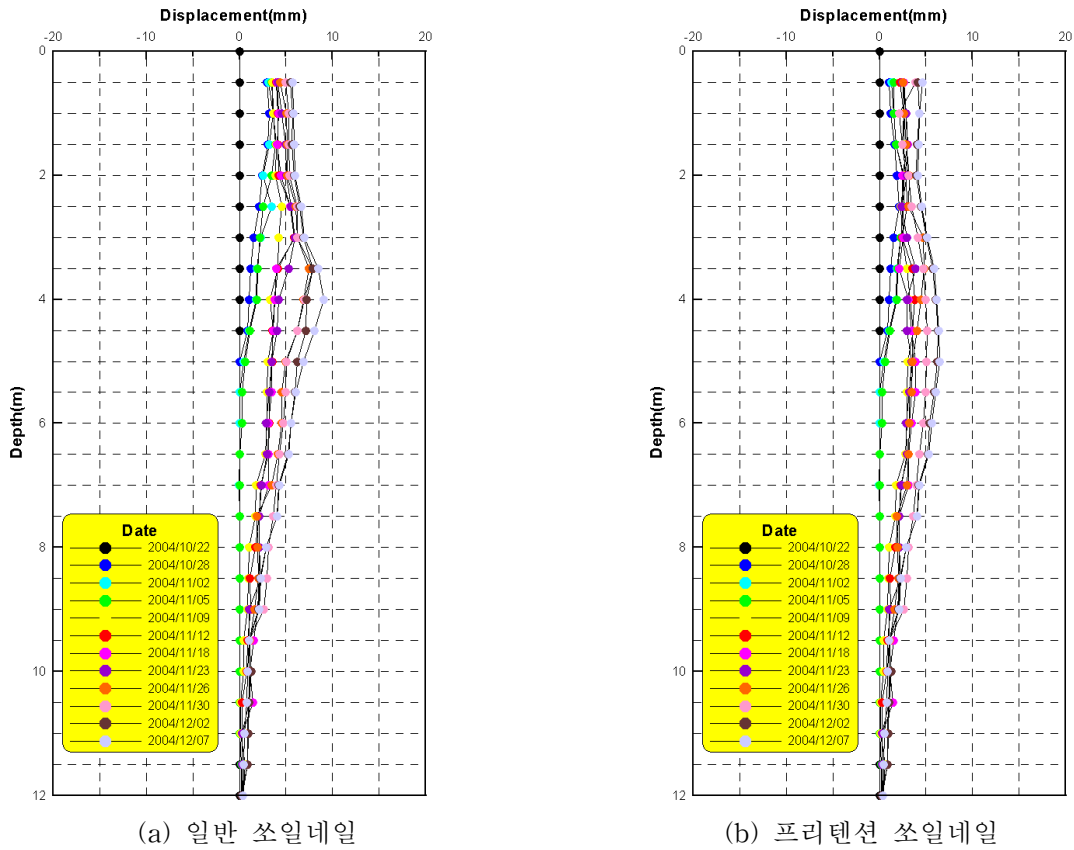


그림 4. 일반 쏘일네일과 프리텐션 쏘일네일 적용 구간 배면 지중경사계 계측결과

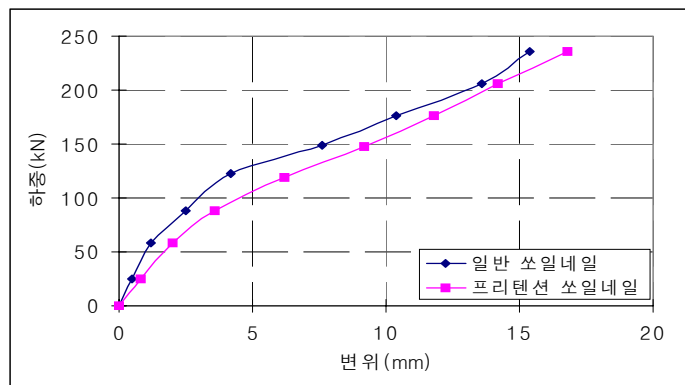


그림 5. 프리텐션 쏘일네일과 일반 쏘일네일의 인발시험결과

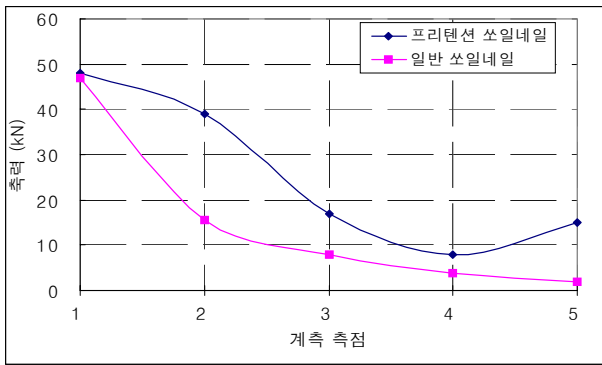
### 3.3 변형률계를 통한 계측결과

Pretension Soil Nail의 50kN의 하중으로 인발시험시 일반 쏘일네일과 프리텐션 쏘일네일 각각 총 5개 지점에 strain gauge를 설치하여 계측한 결과가 그림 5에 제시되어 있다.

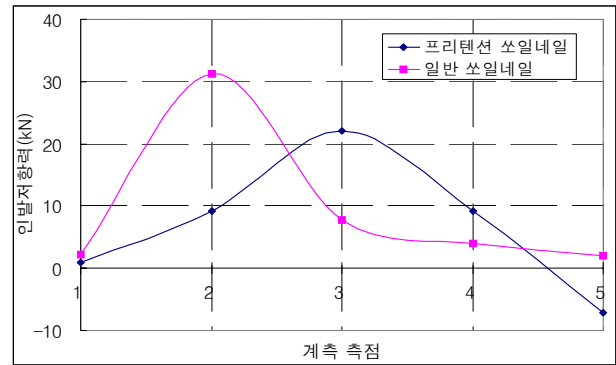
그림 6 (a)에 가로축은 계측 축점을, 세로축은 변형률계로 얻은 변형률을 통하여 산출한 프리텐션 쏘일네일과 일반 쏘일네일에서의 축력으로 설정하여 계측지점별 축력 분포를 도시한 것이다. 그리고 그림 6 (b)는 가로축이 계측 축점을, 세로축은 그림 6 (a)에서 산출한 축력의 차를 이용하여 계측지점별 인발 저항력을 도시한 것이다. 그림 5의 프리텐션 쏘일네일에 대한 축력 및 인발저항력 산정 결과를 살펴보면, 선단부에서 축력이 상승하고 인발저항력이 (-) 부호를 나타내는 것을 알 수 있다. 이것은 프리텐션



선단부까지 인발력에 의한 하중 전이가 발생하지 않아서 긴장력에 의한 압축력이 영향을 미친 것으로 판단된다. 그림 6 (b)를 살펴보면, 일반 쏘일네일의 경우는 제 2 계측 측정점에서, 프리텐션 쏘일네일의 경우는 제 3 계측 측정점에서 최대 주면저항력이 발생하고 있음을 알 수 있다. 이것은 인발저항력이 증가함에 따라서 최대주면저항력이 발휘되는 지점이 선단부로 전이된다는 그림 7의 FHWA(1999)의 내용과 일치하는 것이다. 즉, 일반 쏘일네일의 경우 총 인발저항력에 비해서 49kN의 하중은 작은 부분에 해당하므로 초기 하중 단계로 사료되며, 프리텐션 쏘일네일의 경우는 49kN의 인발력에 98kN의 긴장력이 작용하고 있는 상태이므로, 최대 주면저항력이 중앙부에서 발생하며 하중 전이가 선단부까지 발휘되고 있는 상황으로 판단된다.



(a) 쏘일네일의 축력 분포도



(b) 인발저항력 분포도

그림 6. 일반 쏘일네일과 프리텐션 쏘일네일의 축력 및 인발저항력 분포도

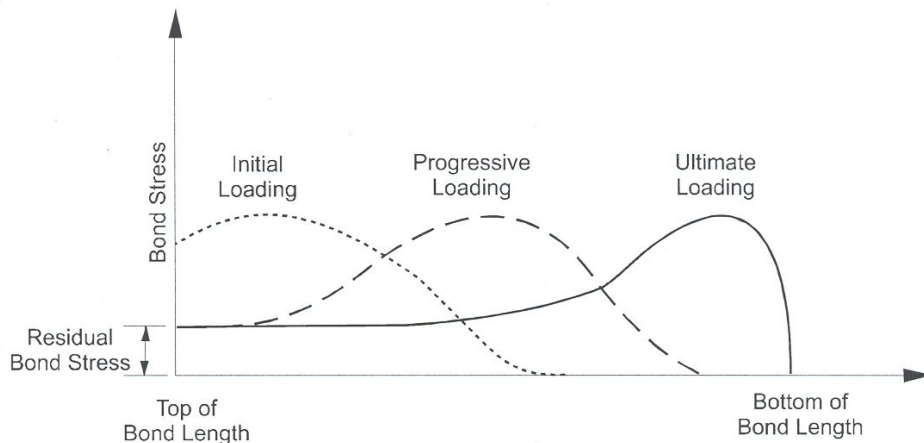


그림 7. 앵커체의 부착응력 발현(FHWA, 1999)

#### 4. 요약 및 결론

동일한 현장에 대해서 일반 쏘일네일과 프리텐션 쏘일네일을 동시에 시공하여 벽체 변위 특성을 비교하였으며, 인발시험을 포함한 현장 시험시공의 계측결과를 통하여 일반 쏘일네일과 프리텐션 쏘일네일의 인발거동특성을 비교·분석하였다. 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 일반 쏘일네일에 비해서 프리텐션 쏘일네일의 경우, 벽체 변위를 사전에 벽체에 가한 긴장력에 의하여 구속시키므로 top-down 시공시 불가피하게 발생하는 벽체 변위를 감소시킬 수 있을 것으로 판단된다.

2. 또한, 최대 벽체 변위가 발생하는 지점을 살펴봤을 때, 프리텐션 쏘일네일의 경우는 앵커로 시공된 벽체 변위 양상과 일반 쏘일네일로 시공된 벽체 변위 양상의 중간 형태인 벽체 최상단부로부터 깊이  $1/3H$  지점에서 최대 벽체 변위가 발생하는 것을 확인하였다.
3. 프리텐션 쏘일네일의 경우, 일반 쏘일네일에 비해서 긴장력을 가함으로 인해서 벽체 배후 지반의 구속압이 증가시키는 효과가 발생하게 되므로, 인발력 작용시 인발저항에 대한 강성이 증대되는 효과가 있는 것으로 밝혀졌다.
4. 일반 쏘일네일과 프리텐션 쏘일네일에 대해서 같은 인발력이 작용할 때, 발생하는 하중전이 분포는 일반 쏘일네일에 비해서 프리텐션 쏘일네일의 하중전이가 더 선단부까지 깊게 전이되는 것을 알 수 있었다. 이것은 인발과괴를 유발시키는 힘이 벽체에 의해서 네일 두부에 발생하는 인발력 외에도 긴장력을 작용시킴으로 인해서 발생하는 인발과괴를 유발시키는 힘의 차이를 의미한다.

## 참고문헌

1. 박시삼, 김홍택, 최영근(2004), 프리텐션 쏘일네일링 시스템의 안정해석 및 설계, **한국지반공학회 논문집**, Vol. 20, No. 7, pp. 197 ~ 206.
2. Broms, B. B.(1968), Swedish Tieback System for Sheet Pile Walls, *Proceedings 3rd Budapest Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 391 ~ 403.
3. Bureau Securitas(1977), *Recommandations Concernant La Conception, Le Calcul,, L'Execution et le Controle des Tirants D'Anchrage*, T.A. 77, Editions Eyrolles, 61, Boulevard Saint-Germain 75005 Paris.
4. Cornforth, D. H.(1973), *Prediction of drained strength of sands from relative density measurements*, Am. Soc. Test. Mat., Special Tech. Publ. No. 523.
5. Elias, V. and Juran, I.(1991), *Soil Nailing for Stabilization of Highway Slopes and Excavations*, Publication FHWA-RD-89-198, Federal Highway Administration, Washington D.C.
6. Federal Highway Administration(1982), *Tiebacks*, Report No. FHWA/RD-82/047.
7. Federal Highway Administration(1999), *Geotechnical Engineering Circular No. 4, Ground Anchors and Anchored Systems*, Publication No. FHWA-IF-99-015.
8. Hanna, A. and Ghaly, A. (1994), Ultimate Pullout Resistance of Groups of Vertical Anchors, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, pp. 673 ~ 682.
9. Littlejohn, G. S.(1968), Recent Development in Ground Anchor Construction, *Ground Engineering*, Vol. 1, Number 3, pp. 32 ~ 36 and 46.
10. Littlejohn, G. S.(1970), Soil Anchors, Ground Engineering, *Proceedings of an ICE Conference*, June 16, 1970, ICE, London, pp. 36 ~ 40.
11. Neely, W. J. and Montague-Jones, M.(1974), Pull-out Capacity of Straight-Shafted and Under-reamed Ground Anchors, *Die Siviele Ingenieur in Suid-Africa*, Jaargang 16, NR 14, pp. 131 ~ 134.
12. Sapio, G.(1975), Comportamento di tiranti de ancoraggio in formazioni de argille preconsolidate, *XII Convegno Nazionale de Geotecnica*, Consenza, Italy.